

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA - CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOÃO VICTOR FERREIRA

PROJETO DE CONTENÇÃO DE TALUDE COM CORTINA ATIRANTADA

**ILHA SOLTEIRA – SP
SETEMBRO DE 2021**

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA - CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

PROJETO DE CONTENÇÃO DE TALUDE COM CORTINA ATIRANTADA

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de
Engenharia Civil da Faculdade de
Engenharia do Campus de Ilha
Solteira - UNESP, como parte dos
requisitos para obtenção do grau
de Engenheiro Civil.

João Victor Ferreira

Orientador: Prof. Dr. Adriano Souza

**ILHA SOLTEIRA – SP
SETEMBRO DE 2021**

FICHA CATALOGRÁFICA

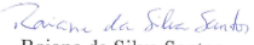
Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

F383p Ferreira, João Victor.
Projeto de contenção de talude com cortina atirantada / João Victor
Ferreira. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2021
75 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2021

Orientador: Adriano Souza
Inclui bibliografia

1. Movimentos de solo. 2. Estabilidade de taludes. 3. Empuxos de solo. 4.
Muros de contenção. 5. Cortina atirantada.


Raiane da Silva Santos

Supervisora Técnica de Seção
Seção Técnica de Referência, Atendimento ao usuário e Documentação
Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação
CRB/8 - 9999

João Victor Ferreira

PROJETO DE CONTENÇÃO DE TALUDE COM CORTINA ATIRANTADA

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)
apresentado como parte dos requisitos
para obtenção do grau de Engenheiro
Civil, junto ao Curso de Graduação em
Engenharia Civil, da Faculdade de
Engenharia da Universidade Estadual
Paulista "Júlio de Mesquita Filho",
Campus de Ilha Solteira

Aprovada em: 22/09/2021

COMISSÃO EXAMINADORA



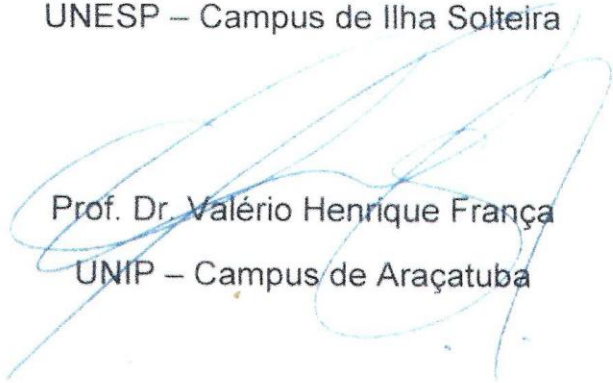
Prof. Dr. Adriano Souza

UNESP – Campus de Ilha Solteira (Orientador)



Prof. Dr. Sérgio Augusto Mello da Silva

UNESP – Campus de Ilha Solteira



Prof. Dr. Valério Henrique França

UNIP – Campus de Araçatuba

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha família, João Eduardo Ferreira Filho, João Eduardo Ferreira, Renata Cristina Correa Alvarenga Ferreira, Tamirys Cristina Ferreira e ao meu amigo Daniel Minetto Cavaleiro, a qual eu considero da família, que sempre estiveram em todos os momentos da minha vida e proporcionaram toda a ajuda e apoio para a realização de todos os objetivos.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer e dedicar esse trabalho a minha família Tamirys Cristina Ferreira, João Eduardo Ferreira Filho, João Eduardo Ferreira, Renata Cristina Ferreira, Angela Maria Schiavetto, Daniela Correa Alvarenga, por serem minha base e todo o suporte oferecido, acreditando no meu potencial, e ajudando a construir todas as oportunidades, não medindo esforços para que meus sonhos se tornem reais. Não tenho palavras para mensurar o quão grato sou por tê-los em minha vida. Agradeço também aos amigos mais próximos, e todos que convivi em Ilha Solteira que contribuíram para formação da pessoa que sou atualmente. Em especial, ao Daniel Minetto Cavalheiro, desde o momento em que o conheci na Empresa Júnior e participa da minha vida com todo suporte, carinho, ensinamentos que um membro da família proporciona.

Agradeço também a UNESP e docentes, que trouxeram a oportunidade de aprender em um ensino público de elevado nível, que proporcionou não só o aprendizado técnico e prático para formação, mas também aptidões pessoais extremamente importantes para a formação de um profissional com ética e responsabilidade. Em especial, gostaria de agradecer ao orientador desse trabalho, Prof. Dr. Adriano Souza, que com todo cenário que vivemos atualmente, ofereceu todo o suporte e auxiliou na execução desse trabalho da melhor forma. Agradeço ao grupo estudantil em que fiz parte, Alicerce Empresa Júnior de Engenharia Civil, a todas as pessoas que tive contato dentro do grupo que me incentivaram e me fizeram apaixonar pela Engenharia Civil, por todos os ensinamentos e oportunidade que o grupo trouxe, trazendo habilidades profissionais que só aprendemos em oportunidades como essa. Ainda dentro do grupo estudantil gostaria de agradecer imensamente a Prof. Dra. Claudia Scoton Marques e Prof. Dr. Artur Pantoja Marques, por todo suporte oferecido a empresa e conhecimentos que trouxeram não só no dia a dia dentro da faculdade, mas também nas oportunidades dentro do grupo estudantil, que me inspiraram a tornar cada vez mais um melhor profissional para Engenharia Civil.

RESUMO

Este trabalho se trata de um estudo de desenvolvimento de uma cortina atirantada hipotética, aplicando os conceitos das propriedades de resistência do concreto armado com tirantes protendidos envolvendo o solo, como a base para ancoragem, com o intuito de impedir o escorregamento do maciço de terra. O Método Brasileiro de Atirantamento desenvolvido em 1957 pelo prof. Eng. Antônio J. Costa Nunes, incentivou e difundiu o emprego desse tipo de análise no Brasil. Esse trabalho teve o intuito de evidenciar os principais aspectos desse método, por meio da investigação e descrição das especificidades de cada um dos materiais envolvidos (concreto armado, aço protendido e solos). Esses pontos são demonstrados a partir do desenvolvimento de um exemplo prático de dimensionamento de cortina, buscando elucidar de maneira objetiva a sequência de cálculos a ser executado, utilizando o método para análise de estabilidade, orientações das normas técnicas para dimensionamento dos tirantes e paramento.

Palavras-chave: Movimento de solos, estabilidade de taludes, empuxos de solo, muros de contenção, cortinas atirantadas.

ABSTRACT

This thesis has as goal doing a study of the development of hypothetical tied-back, applying the concepts of resistance of reinforced concrete, prestressed anchors and also involves soil properties. All of this to prevent the soil failure along a sloping surface. The method developed in 1957 by prof. Eng. Antônio J. Costa Nunes, called “Brazilian Anchor Method” which encouraged the usage of this type of method in Brazil. This assessment aims to highlight the main aspects of designing to be considered by the particularities of each material (reinforced concrete, prestressed steel and soil). This is demonstrated with a practical calculation example for designing a tied-back retaining wall. The work shows a sequence of objective calculations to be performed using the “Brazilian Anchor Method” to analyzing of the slope stability, guidelines for dimensioning anchors and to estimate the wall itself.

Key-words: Soil movement, slope stability, earth pressure, retaining walls, anchored wall.

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

CEMADEN – Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais

NBR – Norma Brasileira

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

SPT – *Standard Penetration Test*

FS – Fator de segurança

ELU – Estado de limite último

ELS – Estado de limite de serviço

Ka – Coeficiente de empuxo ativo

Kp – Coeficiente de empuxo passivo

Ea – Empuxo ativo

Ep – Empuxo passivo

Er – Empuxo em repouso

K₀ – Coeficiente de empuxo no repouso

Z – profundidade

Z₀ – profundidade inicial

h – altura reduzida

H – altura do muro

c – coesão do solo

γ – peso específico do solo

ϕ - ângulo de atrito interno do solo

T – capacidade de carga do bulbo

σ'_z - tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U - perímetro médio da seção transversal de ancoragem;

L_b - comprimento do bulbo de ancoragem;

k_f - coeficiente de ancoragem

α - coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento

S_u - resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

σ - Tensão normal do plano de ruptura

τ - Resistência ao cisalhamento

τ_r - Tensão de cisalhamento

τ_r - Resistência ao cisalhamento

τ_{sd} – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo

Θ_{cr} - Ângulo formado pela horizontal com plano crítico de deslizamento (plano de menor coeficiente de segurança ao deslizamento)

I - Ângulo de inclinação do talude com a horizontal

L - Comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento;

P - Peso da cunha mais provável de deslizamento com dimensão transversal unitária

θ_{ac} - Ângulo formado pela horizontal com plano de ancoragem

P'_p - Peso da cunha obtido pelo novo plano de ruptura (plano de ancoragem)

β - Ângulo formado pelos tirantes com plano crítico de deslizamento

F – Força resultante mínima nos tirantes

N_t - Número de camadas de tirantes na vertical

e_h - Espaçamento horizontal entre tirantes

e_v - Espaçamento vertical entre tirantes

F_{adm} - Carga de trabalho de tirante

F_{ck} – Resistência a compressão do concreto

F_{yk} – Resistência característica de escoamento

A_s – Armadura de aço

q – Carregamento

$M_{+,i}$ – Momento interno positivo

$M_{+,e}$ – Momento externo positivo

$M_{-,i}$ – Momento interno negativo

$M_{-,e}$ – Momento externo negativo

M_d - Momento solicitante

b - Largura da viga

d - Altura útil da viga

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de ocorrência de escorregamentos planares ou translacionais em solo	9
Figura 2 - Esquema para ocorrência de queda de blocos.	11
Figura 3 - Representação básica de um muro de contenção à gravidade em gabião.....	13
Figura 4 - Muro de concreto ciclópico	14
Figura 5 - Muros de solo-cimento.....	15
Figura 6 - Muro de solo reforçado	15
Figura 7 - Muros de flexão: (a) seção T invertido; (b) seção em L com ancoragem; (c) seção com contrafortes	16
Figura 8 - Solo Grampeado.....	17
Figura 9 - Muro ancorado.....	17
Figura 10 - Cortina ancorada	18
Figura 11 - Cortina atirantada contendo encosta em estrada	19
Figura 12 - Características do tirante	21
Figura 13 - Detalhe da cabeça do tirante	21
Figura 14 - (a) Empuxo ativo; (b) Empuxo passivo.....	27
Figura 15 - Aplicação do método de Rankine para cálculo do empuxo ativo sobre estruturas de contenção	29
Figura 16 - Efeito da água no diagrama de tensões horizontais.....	30
Figura 17 - Diagrama de tensões horizontais sobre solos coesivos	31
Figura 18 - Esquemas planos de ruptura generalizada e em cunha.....	33
Figura 19 - Comparação do posicionamento do plano de ruptura com relação à ancoragem do tirante.....	34
Figura 20 - Critérios de ruptura: (a) Coulomb (b) Mohr.....	38
Figura 21 - Exemplificação dos critérios de ruptura.....	39
Figura 22 - Determinação da envoltória de resistência.....	40
Figura 23 - Forças atuantes na análise de ruptura circular	41
Figura 24 - Representação das forças atuantes pelo Método Brasileiro.....	45
Figura 25 - Analogia da estrutura do parâmetro como vigas verticais e horizontais	48
Figura 26 - Área da escavação do terreno	51
Figura 27 - Sondagem à percussão	52
Figura 28 - Geometria dos taludes AB e BC	53
Figura 29 - Geometria do talude SP-01 - Paredes AB e BC	54
Figura 30 - Distribuição dos tirantes nos painéis AB e BC das cortinas dimensionadas	58
Figura 31 - Carregamento viga horizontal para o painel AB	61
Figura 32 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal para o painel AB	61
Figura 33 - Carregamento viga horizontal para o painel BC	62
Figura 34 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal para o painel BC	62
Figura 35 - Carregamento e diagrama de momento fletor da viga vertical - Painel AB.....	62
Figura 36 - Carregamento e diagrama de momento fletor da viga vertical - Painel BC.....	63
Figura 37 - Distribuição dos momentos fletores no painel AB - ABNT (2014).....	63
Figura 38 - Perímetro crítico em pilares internos.....	68

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Características dos principais grandes grupos de movimento de massa.....	7
--	---

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficiente de Ancoragem	23
Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	42
Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	43
Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos	43
Tabela 5 - Características dos métodos de equilíbrio limite	44
Tabela 6 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros	52
Tabela 7 - Valores adotados para o solo do perfil SP-01, de acordo com Tabela 7	53
Tabela 8 - Cargas de trabalho para tirantes DYWIDAG - Adaptada para kN	56
Tabela 9 - Propriedades do tirante utilizado	59
Tabela 10 - Coeficiente K em função do tipo de solo.....	60
Tabela 11 - Áreas de aço para quantidade de barras de diversos diâmetros	66
Tabela 12 - Áreas de aço para quantidade de barras de diversos diâmetros	67

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. OBJETIVO	3
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	4
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
4.1. Aspectos Gerais	5
4.1.1. Taludes	5
4.1.2. Movimentos de maciços de terra.....	6
4.1.2.1. Rastejos	7
4.1.2.2. Escorregamentos	8
4.1.2.3. Corridas	9
4.1.2.4. Quedas	10
4.1.2.5. Escoamentos	11
4.1.3. Causas de movimentos de massas	12
4.2.1. Cortina Atirantada.....	19
4.4. Solo: Análise de Estabilidade Global.....	33
4.5. Tirantes: Análise da Capacidade de Carga	34
4.6. Análise ELU e ELS	35
4.7. Propriedades que influenciam o projeto de cortina atirantada.	36
4.7.1. Geotecnia.....	36
4.7.1.1. Resistência ao cisalhamento	36
4.7.1.2. Atrito	37
4.7.1.3. Coesão.....	37
4.7.1.4 Critérios de Ruptura	38
4.7.1.5. Estabilidade de Taludes.....	40
4.7.1.6. Fator de segurança (FS)	42
4.7.1.7. Análise determinística	43
4.7.2 Método Brasileiro – Costa Nunes e Veloso (1963).....	45
4.7.3. Concreto Armado	48
4.7.4. Protensão de tirantes	50
5. PROJETO	51
5.1. Parâmetros do solo	51
5.2. Geometria da Cortina Atirantada.....	54

5.3. Determinação da Força de Protensão.....	54
5.4. Dimensionamento dos tirantes	56
5.5. Definição do plano de ancoragem	58
5.6. Dimensionamento da Cortina de Concreto	60
6. CONCLUSÕES	69
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	70

1. INTRODUÇÃO

Os deslizamentos de encostas e taludes de aterro é um fenômeno frequente no Brasil, principalmente em épocas de chuva. Isso acontece devido ao excesso de pressão nos mesmos, causados pelo aumento do nível d'água. Com a atuação humana nas regiões de talude, como as construções de edifícios e estradas no local, causam uma sobrecarga ainda maior do que a resistência do solo, rompendo assim a encosta. Os cortes feitos sem o estudo devido são também outro fator importante nessa situação, pois podem causar instabilidade em todo o talude.

Os escorregamentos de encostas promovem sérios problemas a região, chegando a se caracterizar como questão de ordem pública. Por isso é de extrema importância o melhor estudo de contenção e retaludamento para cada área. Com a execução correta desses estudos, evitaria os 4 casos de deslizamento de talude que tivemos, além de riscos de escorregamentos, que tivemos no Brasil ao final de 2020. Cabe ao engenheiro desenvolver o projeto que atenda os termos econômicos necessários e, principalmente, a segurança do empreendimento.

Os mecanismos e métodos de análise para projetos de taludes vêm sendo estudados e melhorados há décadas por pesquisadores em várias partes do mundo. Muito já se desenvolveu para compreensão do comportamento dos solos sob diferentes condições de umidade e na disponibilização de ferramentas computacionais de análise. O engenheiro deve analisar dados do solo, criando o perfil do mesmo para decisão de qual a melhor solução.

Uma das técnicas de contenção de talude é por meio de cortina atirantada, que será abordado neste trabalho, para um talude específico e seu dimensionamento. O dimensionamento para esse tipo de estrutura depende diretamente das propriedades geológicas do maciço e a relação com conceitos de concreto armado e protensão.

A NBR 5629:2006 apresenta condições exigíveis para tirantes ancorados no solo, entretanto não deixa explícita uma metodologia específica para o dimensionamento de cortinas atirantadas. Este trabalho irá abordar aspectos importantes na fase de projeto para dimensionamento de estruturas de cortinas atirantadas, envolvendo aspectos teóricos na fase de elaboração e execução.

A cortina atirantada é uma solução que cada vez mais adotada em empreendimentos prediais em áreas urbanas densas, assim como na contenção de aterros para obras de transportes, como na construção de estradas, já que viabiliza a construção segura de edificações no topo quanto no pé do talude, garantindo também melhor aproveitamento do terreno inferior, visto que não há projeção horizontal do talude, pela inclinação de 90° da cortina.

Mesmo sendo uma solução cada vez mais utilizada no Brasil, esse tipo especial de contenção ainda é pouco explorado nos cursos de formação, limitando o número de profissionais capacitados para atuar no mercado, tanto no projeto quanto na execução de cortinas atirantadas. Por isso, a necessidade de realização de pesquisas referente a esse assunto, para auxiliar na orientação de dimensionamento e procuras por novas oportunidades envolvendo essa estrutura.

2. OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é expor um procedimento de cálculo para estruturas de cortinas atirantadas de forma prática, usando como base os critérios requeridos pelas normas técnicas ABNT e aplicando Método Brasileiro de Costa Nunes e Velloso (1963) já conhecido e consagrado, que leva em consideração os aspectos geotécnicos, estruturais e tecnológicos, envolvidos neste projeto de contenção.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta como foi conduzido o presente trabalho, trazendo as diretrizes utilizadas para fomentar as correlações e conclusões.

Para o trabalho, foi feito um levantamento bibliográfico, dividido no próximo capítulo, trazendo conceitos e definições relevantes ao assunto. A partir dessas informações, é montado um procedimento de cálculo para casos gerais de estruturas de contenção.

Os procedimentos de cálculos desenvolvidos foram aplicados em um projeto de dimensionamento de cortina atirantada, incluindo quantidades e especificações dos tirantes necessários, assim como o paramento da parede de concreto.

Com os resultados obtidos fez-se a análise e as conclusões a respeito da aplicação do método.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1. Aspectos Gerais

4.1.1. Taludes

Os taludes naturais, como estão sempre sujeitos às ações das forças gravitacionais, que contribuem naturalmente para a deflagração do movimento, podem apresentar problemas de instabilidade.

Atualmente, muitas das análises de escorregamento de taludes se dão pelo equilíbrio limite, que avalia como se o talude estivesse quase escorregando, com uma bem definida superfície de escorregamento, na qual as tensões cisalhantes de equilíbrio serão determinadas. Em seguida são comparadas às resistências ao cisalhamento correspondentes, pela fórmula abaixo:

$$F = \frac{S}{\tau_e} \quad (1)$$

CODUTO (2011) afirmou que “o fator de segurança tipicamente varia de ponto para ponto, ao longo da superfície de escorregamento”. Porém, para análise de equilíbrio limite, é considerado sempre constante em toda a superfície de falha do talude.

CAPUTO (2000) definiu que as causas mais comuns de um escorregamento de um talude são pelo aumento do peso do mesmo (incluindo as cargas aplicadas) e a diminuição da resistência ao cisalhamento do material.

O que implica na instabilidade de um talude é a partir do momento em que as tensões cisalhantes de esforços estabilizadores sejam ou se tornem maiores que as resistências ao cisalhamento do solo presente na zona do maciço, proporcionando assim uma região potencial de ruptura. Por isso, em situações que ocorram alteração seja aumento ou diminuição das tensões cisalhantes, são causas principais para a instabilidade do talude.

As ações antrópicas em um talude podem implicar nessa instabilidade dos taludes e as principais modificações indutoras dos movimentos gravitacionais de massa são:

- Remoção da cobertura vegetal;
- Lançamento e concentração de águas pluviais e /ou servidas;
- Vazamentos na rede de abastecimento, esgoto e presença de fossas;
- Execução de cortes com geometria incorreta;
- Execução deficiente de aterros - geometria, compactação e fundação;
- Lançamento de lixo nas encostas/taludes.

4.1.2. Movimentos de maciços de terra

Guidicini e Nieble (1983) afirmam que os movimentos de massa são importantes agentes na mudança das formas de relevo. De acordo com CEMADEN (Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais) (2019), movimentos de massa se referem aos movimentos de descida de solos e rochas sob o efeito da gravidade, geralmente potencializado pela ação da água.

Gerscovich (2016) defende que o movimento de massa é definido como qualquer deslocamento de um determinado volume de solo. Na literatura, temos diversas propostas de sistemas de classificação, onde a maioria das classificações tem aplicabilidade regional e baseia-se nas condições geológicas e climáticas locais.

Augusto Filho (1992) baseado na proposta de classificação de Varnes (1978), que é a mais utilizada internacionalmente, criou os principais grandes grupos de processos de escorregamento à dinâmica ambiental brasileira (GEORIO, 1999). Na figura abaixo, encontra-se a proposta de Augusto Filho (1992), no qual se observa que os movimentos de massa são agrupados em: rastejos ou fluência; escorregamentos; quedas e corridas ou fluxos (GERSCOVICH, 2016).

Quadro 1 - Características dos principais grandes grupos de movimento de massa

Processos	Características do Movimento, Material e Geometria
Rastejo ou Fluência	Vários planos de deslocamento (internos) Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
Escorregamento	Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidades médias (km/h) e altas (m/s) Pequenos a grandes volumes de material Geometrias e materiais variáveis Planares $\Rightarrow$ solos poucos espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza Circulares $\Rightarrow$ Solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas Em cunha $\Rightarrow$ Solos e rochas com dois planos de fraqueza
Queda	Sem planos de deslocamento Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc. Rolamento de matacão Tombamento
Corrida	Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidades médias a altas Mobilização de solo, rocha, detritos e água Grandes volumes de material Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Fonte: Modificado de Augusto Filho (1992).

4.1.2.1. Rastejos

Rastejos são movimentos lentos e contínuos, onde não há uma superfície de ruptura bem definida. Os rastejos podem envolver grandes áreas, sem que haja uma diferenciação clara entre a massa de solo em movimento e a região estável (GERSCOVICH, 2016).

Terzaghi (1950, apud Suzuki, 2004) definiu que há dois tipos de rastejos, sendo eles: os rastejos sazonais e os rastejos contínuos. Os rastejos sazonais são provocados pela variação de temperatura e umidade, marcados por movimentos variáveis ao longo das estações do ano, com concentração nas estações chuvosas. Já os rastejos contínuos são pela ação da gravidade, tendo seus movimentos constantes praticamente ao longo do tempo.

Pode-se perceber a ocorrência de rastejos pela presença de algumas situações na área como encurvamento de árvores, postes e cercas, deslocamento do eixo de estradas, trincas no solo e em pavimentos, assim como o “embarrigamento” de muros de arrimo.

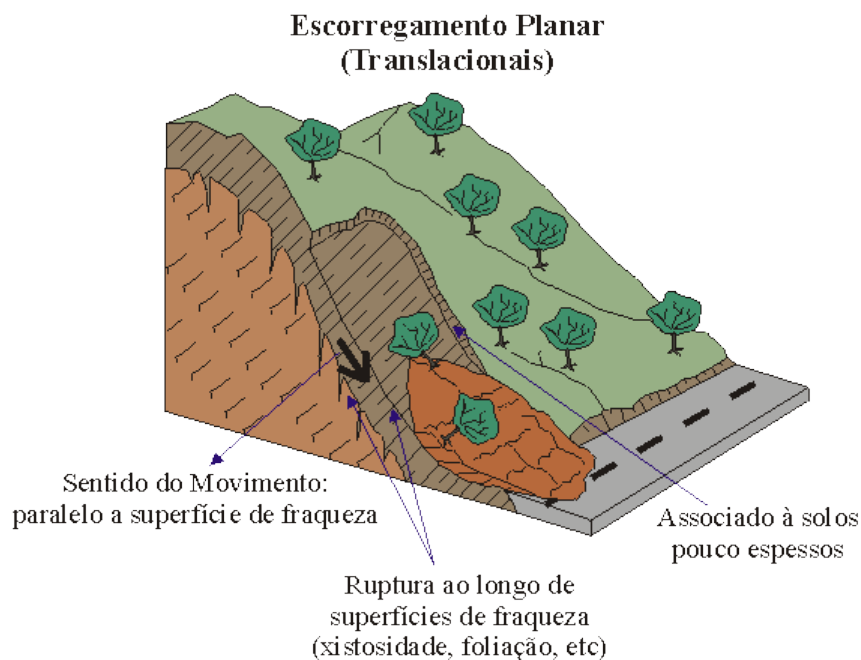
4.1.2.2. Escorregamentos

É o deslocamento rápido de uma massa de solo ou de rocha que, rompendo-se do maciço desliza para baixo e para o lado, ao longo de uma superfície de deslizamento. Gerscovich (2016) defende que os escorregamentos são movimentos de massa rápidos, com superfície de ruptura bem definida, os quais ocorrem quando as tensões do solo são superiores à resistência ao cisalhamento da massa.

Os escorregamentos, como defendido por Fernandes e Amaral (2003) podem ser subdivididos em dois grupos de acordo com o plano de ruptura: escorregamentos translacionais e escorregamentos rotacionais. Escorregamentos translacionais apresentam superfície de ruptura planar, ocorrendo ao longo de planos de estratificação, falhas, fraturas ou ao longo de contatos entre rocha, solo, saprólito e colúvio, aproximadamente paralelos à superfície do talude.

Já para os escorregamentos rotacionais parte do material que forma o talude sofre deslizamento, apresentando uma superfície de ruptura bem definida e de forma côncava. Esse tipo de ocorrência é facilitado pela presença de mantos de alteração espessos e homogêneos, e está associada em geral à percolação de água em profundidade.

Figura 1 - Esquema de ocorrência de escorregamentos planares ou translacionais em solo



Fonte: modificada de Infanti Jr & Fornasari Filho (1998) organizada por Fábio Reis.

Também chamado de deslizamento, se desenvolve em encostas com declividade e com amplitude de média à alta. Pode ser dividido em circulares, nos quais há uma superfície de ruptura curva, na qual se dá o movimento rotacional do maciço de solo. Este tipo de movimento está associado à existência de solos espessos e homogêneos, decorrentes da alteração de rochas argilosas (LEITE, 2011).

4.1.2.3. Corridas

As corridas são movimentos rápidos associados à concentração dos fluxos de água superficiais em um determinado ponto da encosta. O material envolvido é geralmente transportado ao longo de canais de drenagem, comportam-se como um fluído altamente viscoso. Uma corrida pode ser provocada por pequenos escorregamentos que se deslocam em direção aos cursos d'água, tornando-se difícil a distinção entre os dois tipos de movimento (DIAS e HERMANN, 2002).

O processo de fluidificação pode originar-se por: i) adição de água em solos predominantemente arenosos; ii) esforços dinâmicos (terremoto, cravação de estacas etc.); iii) amolgamento em argilas muito sensíveis. Dentre esses fatores, a

presença de água em excesso em períodos de precipitação intensa é mais usual (GERSCOVICH, 2016).

As corridas são classificadas de acordo com as características do material envolvido, da quantidade de água e da velocidade de deslocamento da massa:

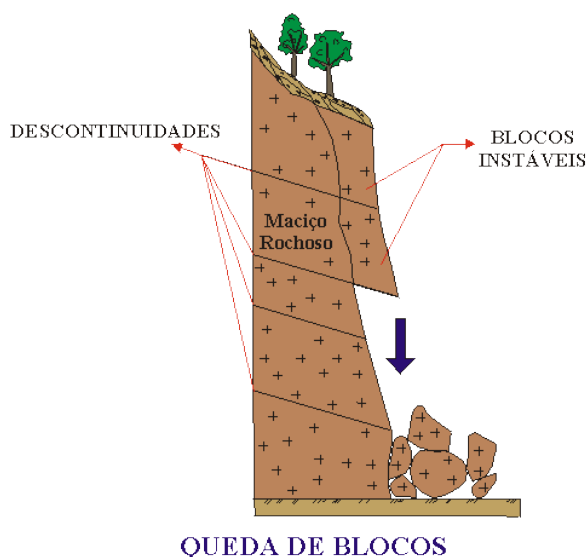
- Corrida de lama/solo, na qual o material sólido predominante é o solo;
- Corrida de detritos, que envolve uma mistura de vários tipos de materiais, como solos, fragmentos de rochas, restos vegetais e outros.

4.1.2.4. Quedas

Os movimentos de blocos rochosos ou lascas de rochas (quedas) são caracterizados por movimentos rápidos pela ação da gravidade, sem a presença de uma superfície de deslizamento, na forma de queda livre. Infanti Jr e Fornasari Filho (1998) defendem que as quedas ocorrem nas encostas íngremes de paredões rochosos e contribuem decisivamente para formação dos corpos de tálus, sendo classificados em diversos tipos:

- Queda de blocos, em que o material rochoso, que pode ser de volume e litologia variados, se destaca do talude ou de uma encosta íngreme em movimento de queda livre;
- Tombamento de blocos, onde devido a condicionantes geológicos, falhas ou juntas com mergulho desfavorável à estabilidade, ocorre a rotação do bloco rochoso;
- Rolamento de blocos, onde ocorre o movimento do bloco rochoso ao longo de uma superfície inclinada. Esses blocos encontram-se geralmente imersos em matriz terrosa, e destacam-se do talude devido à perda de apoio;
- Desplacamento, que consiste no desprendimento de lascas ou placas de rocha devido às variações térmicas, ou por alívio de tensões. O desprendimento pode se dar por deslizamento em uma superfície inclinada ou em queda livre.

Figura 2 - Esquema para ocorrência de queda de blocos.



Fonte: modificada de Infati Jr & Fornasari Filho (1998) organizada por Fábio Reis.

4.1.2.5. Escoamentos

Escoamentos são movimentos contínuos, com ou sem superfície de deslocamento definida não associada a uma velocidade específica (GERSCOVICH, 2016). Quando o movimento é lento, o escoamento recebe o nome de rastejo; já quando é rápido, denomina-se corrida.

Os movimentos ocorrem normalmente em taludes, os quais compreendem quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra e/ou de rocha (CAPUTO, 2000). Temos diferentes considerações “nominais” e conceituais perante aos tipos de movimentos existentes. Caputo (2000) considera que podemos classificar os principais tipos de movimento em três grandes grupos (7 subtipos), sendo eles:

- Rastejo: É o deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas profundas, com ou sem limite definido entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estacionária.

4.1.3. Causas de movimentos de massas

Massad (2010) e Caputo (2003) defendem que a principal causa de movimento de massa é o aumento de peso do talude, provocados pela sobrecarga imposta no topo das encostas e alterações de geometria do mesmo, ocasionado principalmente pelo descalçamento do pé do talude por cortes e escavações.

4.2. Tipos de Estrutura de CONTENÇÃO

Entre os diversos tipos de estruturas de contenção, destacam-se:

- Muros de gravidade;
- Muros de alvenaria de pedras;
- Muros de gabiões;
- Muros de concreto ciclópico;
- Muros de solo reforçado;
- Muros de flexão em concreto armado;
- Solo grampeado;
- Cortina Ancorada e,
- Cortina Atirantada;

Muros de gravidade

Muros formados de uma estrutura monolítica, que pelo peso próprio devem garantir a estabilidade da estrutura, se opondo aos empuxos horizontais, usados geralmente para conter pequenos desníveis. Podem ser construídos de pedra ou de concreto (simples ou armado), gabiões ou outros elementos especiais.

A estabilidade é verificada no dimensionamento, sendo analisada a estabilidade quanto ao tombamento, deslizamento e capacidade de carga do solo de fundação.

Muros de alvenaria de pedra

Os muros de alvenaria de pedra são os mais antigos e eram os mais utilizados. Entretanto, atualmente pelo alto custo, o uso da alvenaria é menos frequente, principalmente para muros com maior altura (GERSCOVICH, 2016).

No caso de muros de pedras, arrumados manualmente, a resistência do muro resulta unicamente do embricamento dos blocos de pedra. A simplicidade de

construção e a dispensa de usos de dispositivos de drenagem, pelo material drenante presente do muro, caracterizam como as principais vantagens desse tipo de muro. Quando se utiliza os blocos de pedra disponíveis no local, torna outra vantagem o custo reduzido. Como desvantagem, a estabilidade interna do muro requer que os blocos tenham dimensões aproximadamente regulares, o que causa um valor menor do atrito entre as pedras. Isso restringe a altura máxima possível de muros, recomendado a contenção de taludes com alturas de até 2 m. Para situações em que é necessário alturas maiores de 3 m, deve-se empregar argamassa para preencher os vazios dos blocos de pedras (GERSCOVICH, 2016).

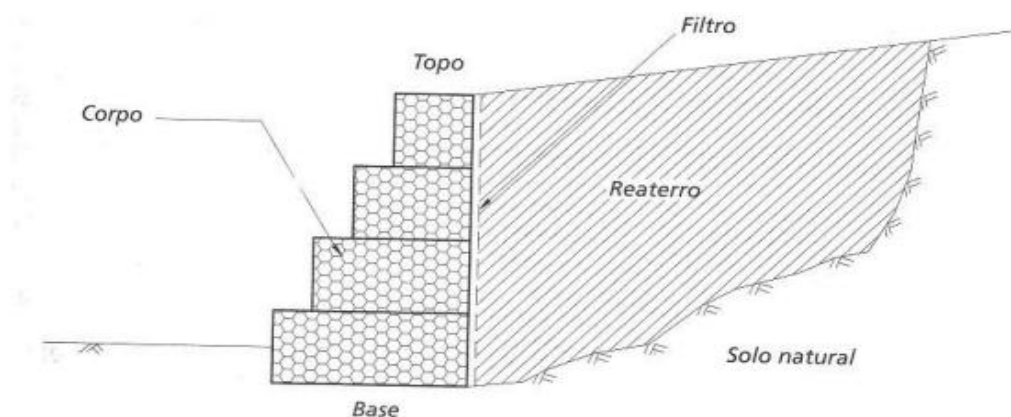
Muros de gabiões

O muro de gabião é um muro de reforço feito de gabião caixa, que constitui uma estrutura homogênea, flexível e monolítica que resiste a todas as solicitações com a possibilidade de trabalhar em tração, cisalhamento e compressão. As principais características dos muros de gabião são a flexibilidade, que permite acomodação da estrutura a recalques diferenciais e a permeabilidade.

A montagem dos muros de gabião é feita por gaiolas metálicas preenchidas com pedras arrumadas manualmente e construídas com fios de aço galvanizado em malha hexagonal com dupla torção. Pela possibilidade de diferentes execuções, sua geometria permite obter diferentes configurações, para específicas situações.

Devido à grande flexibilidade desse tipo de muro, permite absorver os recalques diferenciais sob o muro, cuja estrutura irá se acomodar bem no formato do terreno, sem romper e conservando todas as características de contenção.

Figura 3 - Representação básica de um muro de contenção à gravidade em gabião

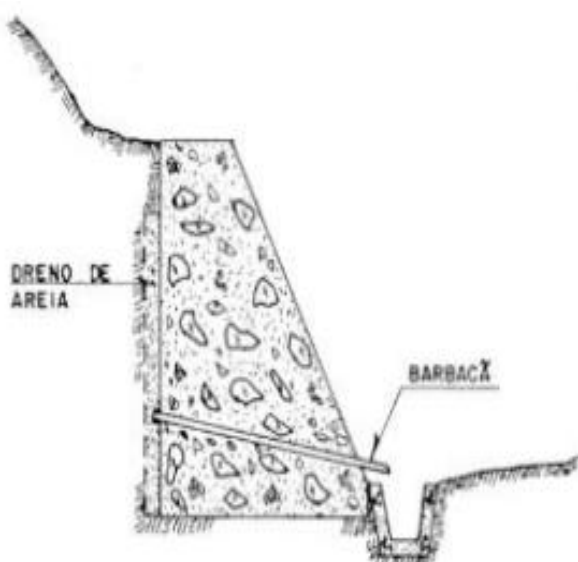


Fonte: Almeida Barros (2005).

Muros de concreto ciclópico

O muro de concreto ciclópico é a estrutura de contenção, construído mediante o preenchimento de uma fôrma com concreto e blocos de rocha de dimensões variadas. Pela presença de diversos espaços vazios, portanto impermeabilidade deste muro é extremamente importante a execução de um sistema adequado de drenagem.

Figura 4 - Muro de concreto ciclópico

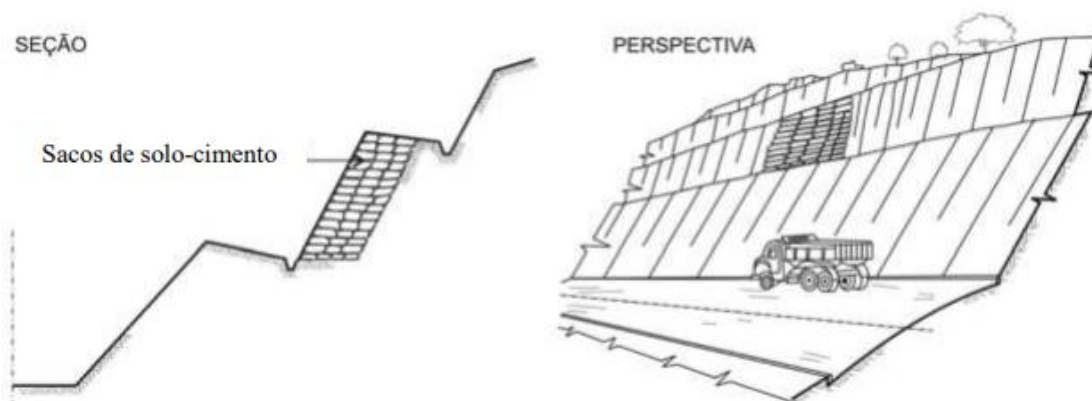


Fonte: BRAGA (2014).

Muros de saco de solo-cimento

Este tipo de contenção é executado com sacos preenchidos por solo e cimento, dispostos em camadas. A principal vantagem para esse tipo de execução, é a facilidade de adaptação à topografia do local, além de fácil execução.

A técnica para a construção desse tipo de muro utilizando sacos de solo-cimento vem se mostrando promissora devido ao baixo custo e não requerem mão de obra e/ou equipamentos especializados. Um muro de arrimo de solo-cimento com altura entre 2 a 5 metros têm custo da ordem de 60% do custo de um muro de igual altura executado em concreto armado (MARANGON, 2006).

Figura 5 - Muros de solo-cimento

Fonte: GEO-RIO (2014).

Muros de solo reforçado

Os muros de solo reforçado são parecidos com o citado anteriormente. Para esse tipo de muro, o muro de solo reforçado é realizado com solo compactado, utilizando algum elemento de reforço, que proporciona maior desempenho mecânico ao solo. Conforme citado por ELIAS, CHRISTOPHER e BERG (2001), EHRLICH e BECKER (2009), os muros de solo reforçado são uma solução de fácil execução, não necessitando de mão de obra especializada, econômica e prazos curtos de execução.

O reforço é determinado pela estabilidade externa e interna, e os materiais utilizados podem ser geotêxteis e geogrelhas, esses que apresentam resistência à tração. O solo deve ser de bom comportamento a compactação, bem como a face do solo se faz necessário protegê-la com vegetação ou alvenaria.

Figura 6 - Muro de solo reforçado

Fonte: EHRLICH E BECKER (2009).

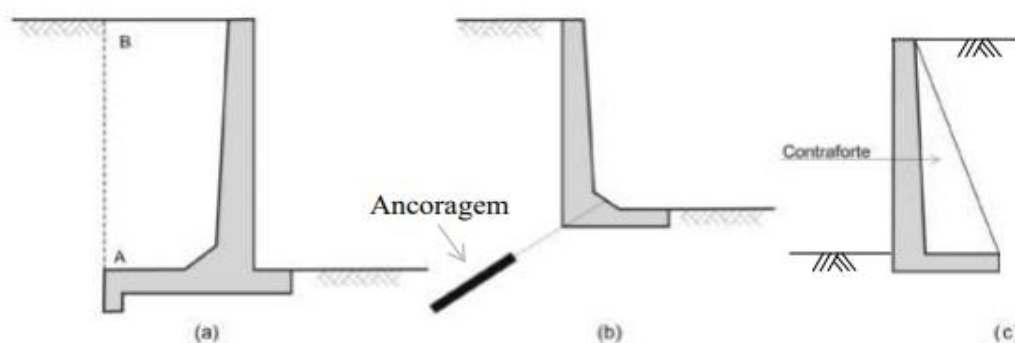
Muros de flexão em concreto armado

São muros feitos com concreto armado para resistir a esforços de flexão provocados pelo empuxo.

Suas seções transversais são em sua maioria, casos em L ou T invertido, que garante a execução de contenções com alturas maiores. Para aumento mais significativo, é possível utilizar contraforte, possibilitando um melhor desempenho estrutural, diminuindo a espessura da parede.

Em situações com limitação de espaço para base e a fundação for resistente, é possível utilizar ancoragem ou chumbadores na base. No caso de fundações em solos menos resistentes, há possibilidade de substituir esse material de baixa capacidade por um material com boa resistência, com compactação ou mistura com cimento.

Figura 7 - Muros de flexão: (a) seção T invertido; (b) seção em L com ancoragem; (c) seção com contrafortes



Fonte: GEO-RIO (2014).

Solo Grampeado

Solo grampeado é uma estrutura de contenção utilizando grampos que são introduzidos no terreno, resistentes à flexão composta, reduzindo a deformação do solo. Conforme GEO-RIO (2014), esses grampos são elementos passivos que só serão solicitados no momento em que o solo sofre deformação, sendo no projeto considerado sua resistência à tração e em alguns casos sua resistência ao cisalhamento.

Esse tipo de estrutura é usado para alturas de escavações grandes e o terreno induz pressões elevadas, ou quando se queira uma estrutura com deformações compatíveis com exigências de projeto.

O funcionamento desse sistema se dá pelo tensionamento da armadura que permite a cortina resistir eficazmente às pressões do terreno. O dimensionamento deve atender à verificação estrutural das peças constituintes da estrutura, para os tirantes injetados e aos fatores de segurança.

Figura 8 - Solo Grampeado



Fonte: Burgardt (2011).

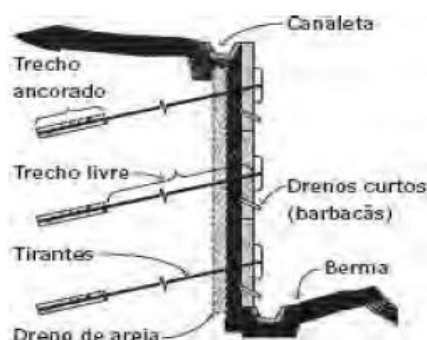
Cortina Ancorada

A cortina ancorada funciona como uma contenção executada em paredes verticais ou subverticais de concreto armado com ancoragens fixadas no terreno.

A ancoragem é composta por calda de cimento e barra de aço e pode ser divididos em dois trechos, o ancorado e o livre. O trecho ancorado transmite a carga de tração ao terreno através da calda de cimento e o trecho livre transmite a carga de tração entre a cabeça da ancoragem e o trecho ancorado.

A estrutura de reação, denominada de cortina, é projetada para resistir às tensões geradas pelos elementos de ancoragem e os esforços da reação do solo no sistema. A espessura do muro de concreto armado varia em geral entre 20 e 40 cm, dependendo das cargas que serão necessárias nos tirantes e do espaçamento entre eles.

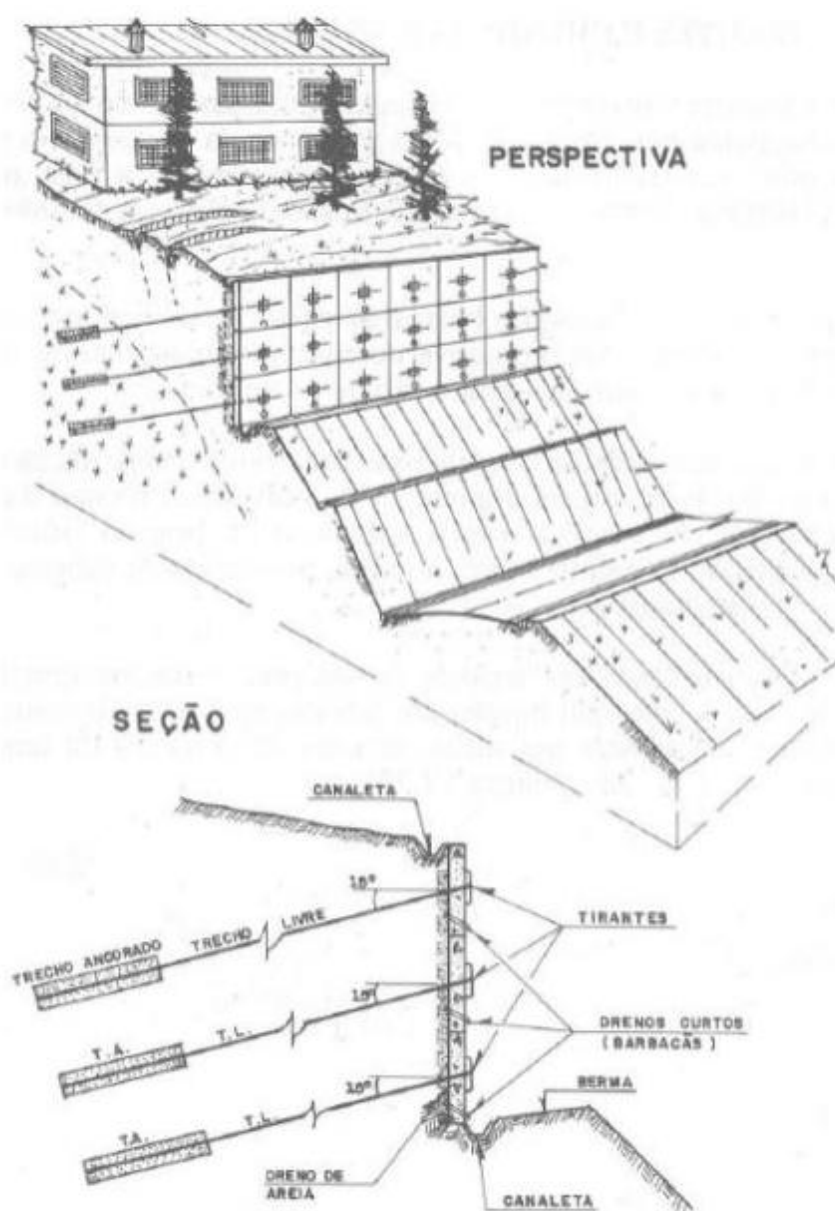
Figura 9 - Muro ancorado



Fonte: Burgardt (2011)

Segundo MORE (2003), a utilização de cortinas ancoradas se constitui na solução técnica mais adequada, quando se procura estruturas responsáveis em conter elevados esforços horizontais, provenientes de escavações de grandes alturas, com um mínimo de deslocamentos do maciço de solo e das estruturas localizadas na vizinhança.

Figura 10 - Cortina ancorada



Fonte: Carvalho *et al.* (1991).

Neste trabalho foi dimensionada uma contenção de cortina atirantada, por este motivo foi dada mais atenção a mesma.

4.2.1. Cortina Atirantada

A cortina atirantada é um componente construtivo projetado em parâmetro vertical de taludes e paredes de escavações para conter esforços de empuxos do solo, impedindo o desabamento de encostas. O sistema é classificado como obra de infraestrutura e empregado, sobretudo, em construções rodoviárias e subsolos de edificações.

Os componentes da cortina atirantada consistem em painéis pressionados por tirantes contra as encostas. Por sua vez, os tirantes são instalados horizontalmente através dos painéis e ficam presos em um bulbo de calda de cimento no interior do solo, sendo posteriormente protendidos para imobilizar os painéis (Figura 11).

Figura 11 - Cortina atirantada contendo encosta em estrada



Fonte: Geosonda (2021).

As cortinas podem ser confeccionadas com painéis de diversos tipos de materiais, como por placas de concreto armado, parede diafragma, estacas-pranchas, estacas-raiz e perfis metálicos intercalados por vigotas de madeira ou por concreto armado pré-moldado.

De acordo com GEOSONDA (2021), as cortinas atirantadas em perfis metálicos são, em geral, de caráter provisório. São utilizadas para escavação de subsolos de edifícios, conhecidas por contenções com perfis pranchados.

A cortina atirantada pode ser construída em qualquer posição do talude e somente nas faixas de terreno que apresentam maior instabilidade (WATANABE, 2021).

Para a contenção em subsolos de edificações e taludes que excedam altura de 4 a 6m, emprega-se a cortina de concreto armado atirantado. A placa de concreto armado pode ser compreendida como a versão vertical de uma laje, com espessura geralmente entre 20 e 35 cm (PEÃO, 2021).

(a) Sem Limite de Altura

Em comparação com muros de arrimo ou de contenção, a cortina atirantada apresenta a vantagem de poder ser projetada independente da altura do talude. Já os muros ficam mais espessos proporcionalmente à altura, chegando a espessuras proibitivas em taludes altos (WATANABE, 2021).

Outro aspecto é que a cortina atirantada não requer fundações cravadas na parte baixa do talude. Ela pode ser construída em qualquer altura do talude e somente nas faixas de terreno que apresentam maior instabilidade. As partes mais estáveis do talude, principalmente quando formadas por rochas, podem ficar sem nenhuma proteção (WATANABE, 2021).

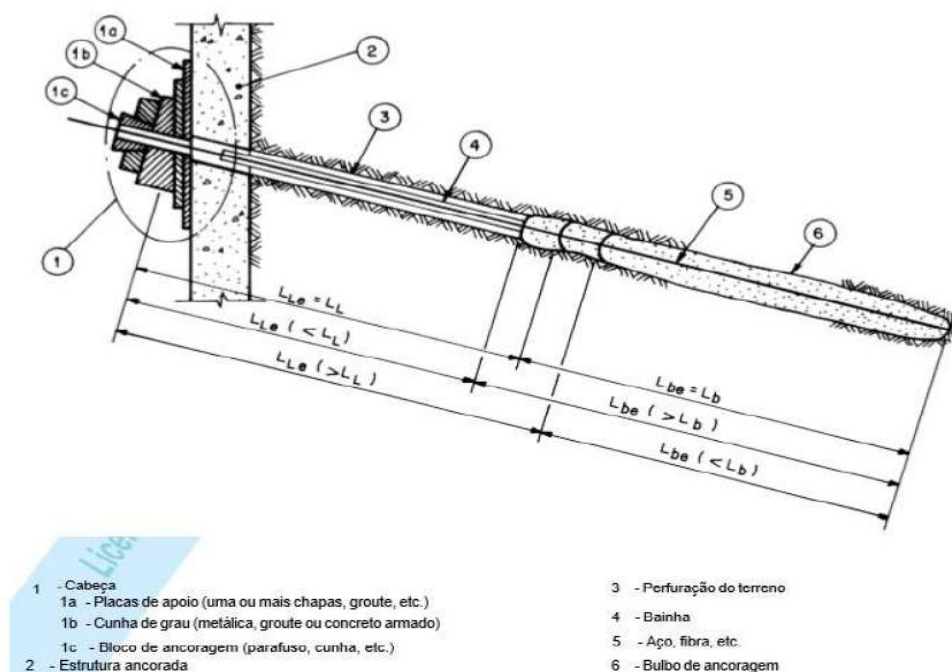
(b) Tirantes

Principais componentes da cortina atirantada, os tirantes são responsáveis por fazer a ligação entre o bulbo ancorado no interior do solo e o painel de contenção na parte externa da encosta. O aço do tirante é instalado no solo dentro de uma bainha que o protege contra umidade. Para não se encostarem à bainha e não se “embaralharem”, os tirantes são organizados por espaçadores. Eles precisam ter um furo central, onde é introduzido o tubo de injeção (WATANABE, 2021).

Os tirantes variam entre monobarra (fio único de aço), cabo formado por vários fios e cordoalha (vários cabos). A escolha entre esses tipos é feita em função da força de protensão necessária para que o painel exerça pressão suficiente e vença o empuxo passivo do maciço do talude (WATANABE, 2021).

A capacidade de carga dos tirantes disponíveis no mercado varia entre 150 a 1.200 kN. Tirantes especiais podem ser executados, conforme o projeto, para atender a especificações particulares (PEÃO, 2021). O material utilizado para confecção do tirante é o aço especial de alta capacidade.

Figura 12 - Características do tirante

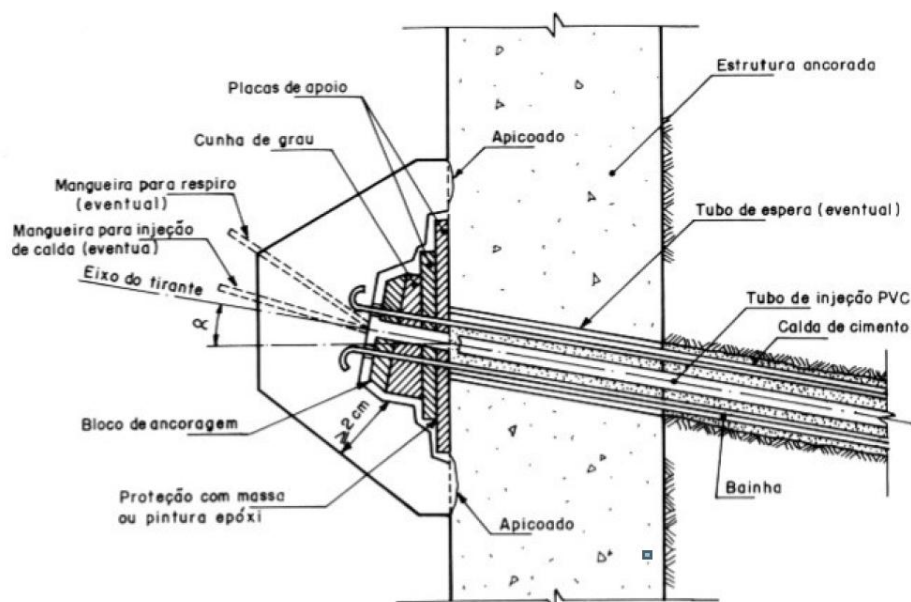


Fonte: NBR 5926 (ABNT, 2006)

O tirante consiste basicamente em três partes: a cabeça, o comprimento livre e o comprimento ancorado, conhecido também como bulbo de ancoragem.

A cabeça do tirante é por onde as cargas são transferidas do tirante para a estrutura que será ancorada, conforme detalhado na imagem abaixo:

Figura 13 - Detalhe da cabeça do tirante



Fonte: NBR 5926 (ABNT, 2006).

Para o dimensionamento dos tirantes, todos devem ter diâmetro previsto em projeto a fim de suportar o esforço máximo pelo qual o tirante será submetido.

O cálculo da seção de aços tem como base a tensão admissível que é calculada de acordo com as equações:

- Para tirantes permanentes:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,75} * 0,9 \quad (2)$$

- Para tirantes provisórios:

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1,50} * 0,9 \quad (3)$$

em que:

σ_{adm} : é a tensão admissível, e

f_{yk} : resistência característica do aço.

Após o cálculo de tensão admissível é possível calcular a seção de aço utilizando a fórmula:

$$A_s = \frac{F_t}{\sigma_{adm}} \quad (4)$$

em que:

A_s : área da seção de aço, e

F_t : carga de trabalho limite definida nos ensaios.

Dimensionamento do bulbo de ancoragem

A norma NBR 5629 (ABNT, 2006) determina que o comprimento e seção transversal da ancoragem devem ser obtidos por meio dos ensaios básicos e de qualificação. E sabe-se que a resistência a tração é considerada ser dada apenas pelo atrito do solo e o bulbo, ou seja, a resistência da ancoragem é dada pela resistência ao cisalhamento.

A norma também define que a resistência à tração da ancoragem pode ser dada por duas equações dependendo do tipo do solo.

- Para solos arenosos:

$$T = \sigma' z U L_b K_f \quad (5)$$

em que:

T: resistência a tração;

$\sigma' z$: tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;

U: perímetro médio da seção transversal da ancoragem;

L_b : comprimento do bulbo de ancoragem, e

K_f : coeficiente de ancoragem indicado na figura abaixo.

Tabela 1 - Coeficiente de Ancoragem

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

Fonte: NBR 5629 (ABNT, 2006).

- Para solos argilosos:

$$T = \alpha U L_b S_u \quad (12)$$

em que:

α : coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento, e

S_u : resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

Para valores de S_u menores ou iguais a 40 kPa a norma sugere usar $\alpha = 0,75$, para S_u maiores ou iguais a 100 kPa, recomenda-se usar $\alpha = 0,35$. Para valores de S_u entre 40 e 100 kPa, os valores de α devem ser interpolados linearmente.

A norma NBR 5629 (2006) impede de ser executado o trecho de ancoragem para solos orgânicos moles, solos coesivos ou de aterros com número de SPT (N_{spt}) menor ou igual a 4 e para aterros sanitários.

(c) Execução Passo a Passo

A primeira etapa para a execução da cortina atirantada consiste na perfuração da encosta com uma perfuratriz hidráulica em ângulo e profundidade determinados pelo projeto. Depois, é introduzida a bainha e, nela, o conjunto firmado pelo tirante, os espaçadores e o tubo de injeção (WATANABE, 2021).

A injeção da calda de cimento avança, em pressão determinada pelo projeto, até o fundo da bainha, para formar o bulbo de ancoragem, e retorna envolvendo completamente o tirante. Preparada em proporções próximas da razão de água-cimento de 0,5, a calda de cimento tem a função de proteger as partes de aço e promover a sua adesão com o solo local (PEÃO, 2021).

Para garantir que os comprimentos de ancoragem estejam adequados às cargas do solo, é possível recorrer a ensaios que submetam os bulbos a carregamentos sequenciais, assegurando a sua capacidade de carga no subsolo ou orientando a reduzir ou aumentar os comprimentos.

Tirantes especiais podem ser executados, conforme o projeto, para atender as especificações particulares (PEÃO, 2021).

Após a cura do bulbo e da concretagem, desforma e cura da placa de concreto armado, é feita a protensão dos tirantes. Tractionam-se os tirantes com macaco hidráulico especial até atingir a carga determinada pelo projeto. Depois fixa-se a sua extremidade ao concreto armado por meio de porca ou cunhas (WATANABE, 2021).

Situada na extremidade externa, sobressaindo ao parâmetro da cortina, essa cabeça de ancoragem deve receber proteção contra corrosão, pois fica exposta à variação térmica, como a condensação de vapor d'água e choques mecânicos, entre outros.

O projeto também deve contemplar canaletas, principalmente na crista da cortina atirantada, para drenar as águas superficiais e evitar erosões nos terrenos adjacentes. O sistema de drenagem também deve prever caixas de passagem, bueiros, escadas de dissipação e demais elementos que conduzam as águas superficiais para o local de descarga adequado (PEÃO, 2021).

Eventuais águas subterrâneas interceptadas pela contenção deverão ser captadas e conduzidas para a parte externa do maciço por meio de drenos horizontais profundos, sendo descarregadas nas canaletas do sistema superficial.

(d) Restrições

Por exigir equipamentos sofisticados de perfuração, mão de obra especializada e protensão apropriada para cada tipo de tirantes e dispositivos de fixação do cabo na cabeça. A cortina atirantada apresenta custo elevado, de acordo com Watanabe (2021) é necessário ainda pagar royalties aos detentores da patente.

Além do custo, as condições do solo também podem restringir a aplicação do sistema. Taludes instáveis formados por argila mole e forte presença de água podem requerer a necessidade de ajustes frequentes de modo que, havendo condições técnicas, é preferível o velho e tradicional muro de arrimo autoportante (WATANABE, 2021).

As características do interior do subsolo também podem inviabilizar a execução da cortina atirantada, como questões legais e construções adjacentes. A obra encontra restrições onde não se permite a invasão do subsolo de vizinhos ou onde haja obstáculos intransponíveis, como estruturas de túneis, metrô, entre outros (PEÃO, 2021).

(e) Manutenção

A cortina atirantada requer inspeção periódica para avaliação do concreto e das cabeças dos tirantes. Além disso, o eventual sistema de drenagem profunda demanda lavagem dos drenos, enquanto o sistema superficial exige o desentupimento de canaletas e das caixas de passagem. Dessa forma, evitam-se erosões danosas ao terreno vizinho e se garante vida duradoura à obra como um todo (PEÃO, 2021).

Ao longo do tempo, em solos arenosos e argilosos, a presença da água pode exigir ajustes de tensão de protensão (reprotensão) nos tirantes e recomposição das camadas de cimento (reinjeção) que protege os cabos de aço.

Os tirantes de fios e de cordoalha possuem um tubo central para a injeção da calda de cimento, enquanto tirante tipo monobarra possui esse mesmo tubo situado lateralmente à monobarra de aço. Esse tubo possui diversos furos com cerca de 8 mm de diâmetro que funciona como uma válvula.

Espaçados entre 50 e 100 cm, esse conjunto de tubos pode ser lavado após uma injeção para, depois de decorrido o tempo de pega da calda de cimento, serem feitas outras injeções sequenciais, permitindo a formação de um bulbo com capacidade para resistir aos esforços de protensão avaliados em projeto (WATANABE, 2021).

(f) Normas técnicas para cortinas atirantadas

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) possui diversas normas técnicas publicadas que auxiliam na concepção de projetos e na execução de cortinas atirantadas, a saber:

- NBR 5629 (ABNT, 2006) - Requisitos exigíveis para tirantes ancorados no terreno, tanto para fins provisórios como permanente.
- NBR 7480 (ABNT, 2007) - Requisitos exigidos para encomenda, fabricação e fornecimento de barras e fios de aço destinados a armaduras para estruturas de concreto armado, com ou sem revestimento superficial.
- NBR 7482 (ABNT, 2008) - Requisitos exigíveis para fabricação, encomenda, fornecimento e recebimento de fios de aço de alta resistência, de seção circular, encruados a frio por trefilação, com superfície lisa ou entalhada, destinados a armaduras de protensão.
- NBR 7483 (ABNT, 2008) - Requisitos exigíveis para fabricação, encomenda, fornecimento e recebimento de cordoalhas de aço de alta resistência de três e sete fios, destinadas a armadura de protensão.
- NBR 7681-1 (ABNT, 2013a) - Requisitos para a calda e seus materiais constituintes e o procedimento de preparação da calda para a realização dos ensaios.
- NBR 7681-2 (ABNT, 2013b) - Método para a determinação do índice de fluidez e da vida útil da calda de cimento para injeção pelo funil de Marsh.

4.3. Empuxos de Solo

Entende-se empuxo de solo a ação horizontal produzida por um maciço de solo, sobre as estruturas com ele em contato. O empuxo de terra é a resultante da distribuição das tensões horizontais atuantes em uma estrutura de contenção (GERSCOVICH, 2016).

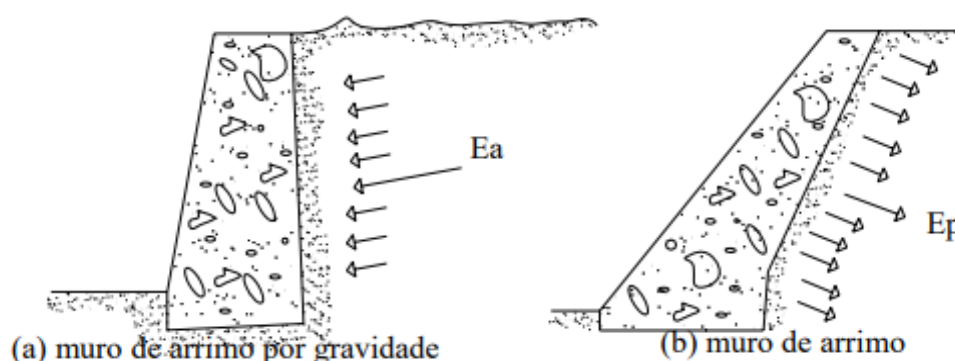
O cálculo da magnitude do empuxo de terra é fundamental para o projeto de estruturas de contenção, como muros de arrimo, cortinas, paredes de subsolos e encontro de pontes. O valor da resultante de empuxo de terra, e a distribuição de tensões horizontais ao longo do elemento estrutural, dependem de como o processo de interação solo-estrutura vai se comportar ao longo do tempo. O empuxo atuando sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais, que alteram assim o valor e a distribuição ao longo das fases construtivas da obra.

4.3.1. Coeficientes de Empuxo

Os empuxos laterais de solo sobre uma estrutura de contenção são normalmente calculados por intermédio de um coeficiente, o qual é multiplicado pelo valor da tensão vertical efetiva naquele ponto. O valor deste coeficiente irá depender do processo de interação solo/estrutura, ou seja, dos movimentos relativos entre a estrutura de contenção e o solo (MACHADO, 1997). Os coeficientes são denominados coeficiente de empuxo ativo (K_a) ou passivo (K_p), dependendo da direção do movimento lateral imposto pela estrutura de contenção.

O empuxo de terra atua sobre um suporte que resiste, mas cede certa quantidade e que depende de suas características estruturais, denomina-se empuxo de terra ativo (E_a), ou seja, o solo está empurrando a estrutura, assim como mostrado a Figura 14 (a). Quando a parede avança sobre o solo, temos o empuxo passivo (E_p), ou seja, a estrutura empurra o solo, como se pode verificar na Figura 14 (b). As pressões correspondentemente aos respectivos empuxos serão pressão ativa e passiva. (CAPUTO, 1988).

Figura 14 - (a) Empuxo ativo; (b) Empuxo passivo



Fonte: Moliterno (1994).

Quando uma estrutura é suficientemente rija, ou seja, não permitindo qualquer tipo de deslocamento, podemos considerar que as tensões existentes são denominadas de pressão no repouso (empuxo em repouso – E_r) e utiliza um coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

4.3.2. Teoria de Rankine

A solução de Rankine, datada de 1857, tem como base as equações de equilíbrio interno do maciço, isto é, o equilíbrio de tensões entre os campos externos e internos atuantes sobre a cunha plastificada. As tensões externas são geradas por forças aplicadas na superfície do terreno e pela ação do peso próprio da cunha (GERSCOVICH, 2016).

A teoria de Rankine fundamenta-se nas seguintes hipóteses:

- o solo é homogêneo;
- o solo é isotrópico;
- a superfície do terreno é plana;
- a ruptura acontece em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- a ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- a parede da estrutura de contenção é vertical.

A teoria de Rankine considera que os movimentos do muro são suficientes para mobilizar os estados de tensão ativo ou passivo.

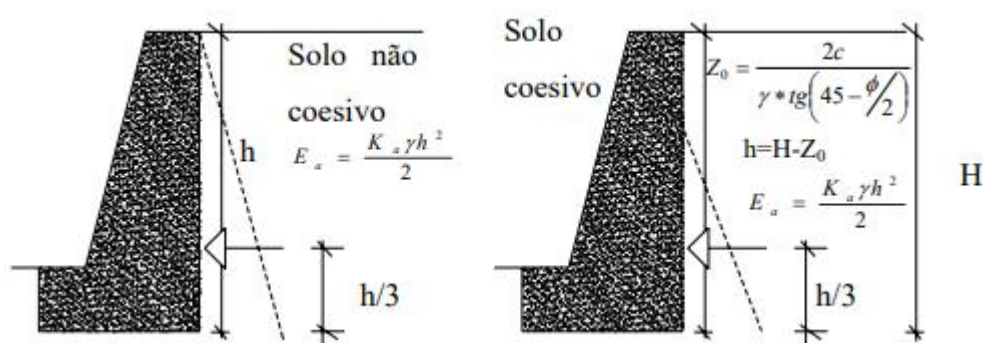
Machado e Machado (1997), afirma que para a resolução das equações de equilíbrio, todos os pontos dentro da cunha de ruptura são supostos em estado limite e as tensões se relacionam pelo critério de ruptura de Mohr-Coulumb.

O método de Rankine consiste na integração ao longo da altura de suporte do elemento, das tensões horizontais, calculadas a partir do sistema de equações estabelecido para o maciço (MACHADO e MACHADO, 1997).

Para os solos não coesivos, a variação das tensões horizontais é linear com a profundidade. O diagrama resultante será triangular e o empuxo consistirá na integração das tensões laterais ao longo da altura (MACHADO e MACHADO, 1997). A Figura 15 ilustra o raciocínio para obtenção do empuxo ativo sobre uma estrutura de contenção pelo método de Rankine, para solos não coesivos e coesivos. Para solos coesivos, os valores de empuxo obtidos até uma profundidade $Z=Z_0$ são negativos. A ocorrência de empuxo negativo sobre uma estrutura de contenção é

pouco improvável, uma vez que é a tendência do solo é se “descolar” do muro, sendo que até esta profundidade ($Z=Z_0$), é provável o surgimento de trincas de tração no solo, por esta razão é que geralmente despreza-se o empuxo negativo sobre a estrutura de contenção, e calcula-se o empuxo a partir da altura reduzida do muro, $h'= H-Z_0$, conforme mostrado na Figura 15. Esta apresenta também a integração dos esforços horizontais ao longo do muro de arrimo o que resulta na Equação 15, que representa o empuxo ativo atuando sobre a estrutura de contenção (MACHADO e MACHADO, 1997).

Figura 15 - Aplicação do método de Rankine para cálculo do empuxo ativo sobre estruturas de contenção



Fonte: Machado e Machado (1997).

As fendas de tração representam o “deslocamento” de parte do solo e podem ser vistas na Figura 16. As tensões de tração se prolongam até uma profundidade “ Z_0 ” dada por:

$$Z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} \quad (13)$$

em que:

c : coesão do solo

γ : peso específico do solo

K_a : coeficiente de empuxo ativo

O coeficiente de empuxo ativo é calculado usando a equação abaixo.

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (14)$$

em que:

ϕ : ângulo de atrito interno do solo.

$$Ea = \frac{Ka * h'^2 * \gamma}{2} \quad (15)$$

em que:

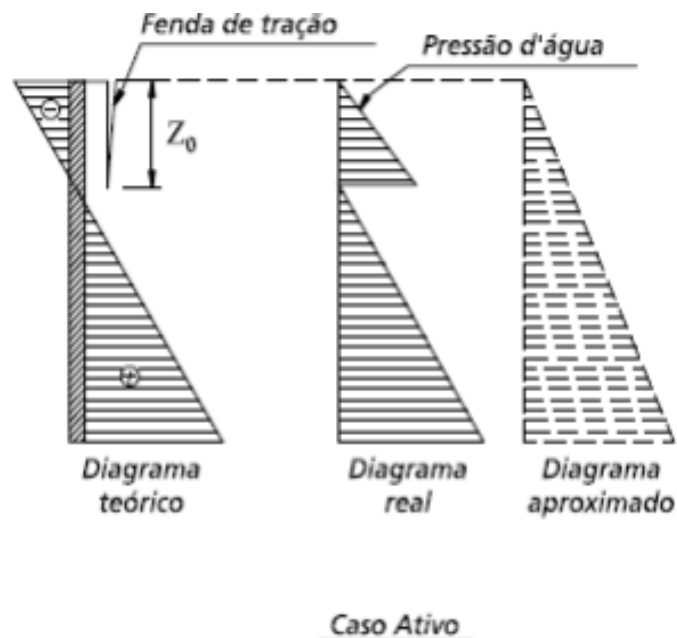
Ka : coeficiente de empuxo ativo

h' : altura

γ : peso específico

As fendas de tração podem conter água devido a altura da língua d'água ou devido a presença de chuvas, tendo um incremento de tensões hidrostáticas no cálculo do empuxo. O resultado é um diagrama aproximado para o cálculo do empuxo como mostra a Figura 16.

Figura 16 - Efeito da água no diagrama de tensões horizontais



Fonte: Barros (2014).

Caso o solo coesivo apresentar a capacidade de resistir aos esforços de tração, as escavações verticais sem escoramento poderão atingir uma profundidade igual ao dobro de Z_0 , dada por " h_c ". Para essa profundidade, o diagrama de tensões horizontais irá apresentar valor nulo como demonstrado nas Equações 16 e 17.

$$E_a = \frac{K_a \cdot h_c^2 \cdot \gamma}{2} - 2 \cdot c \cdot h_c \cdot \sqrt{K_a} = 0 \quad (16)$$

$$h_c = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_a}} = 2 \cdot Z_0 \quad (17)$$

em que:

K_a : coeficiente de empuxo ativo

h' : altura

γ : peso específico

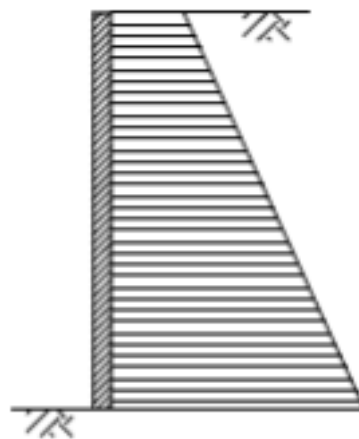
c : coesão do solo

Z_0 : profundidade da camada

Para os casos em que haja nível de água no solo deve-se somar o efeito do solo com o efeito da água para cálculo de empuxo ativo. O efeito da água gera um diagrama de pressões hidrostáticas, que deve ser levado em consideração quando não existe um sistema de drenagem ou ele não é eficiente. O cálculo pela teoria de Rankine para maciços com nível freático pode ser encontrado em Gerscovich, Danziger e Saramago (2016); Baroni (2007)

O caso passivo, segundo Barros (2014), ocorre a aproximação do anteparo em relação ao solo e as tensões horizontais aumentam conforme a Figura 17.

Figura 17 - Diagrama de tensões horizontais sobre solos coesivos



Fonte: Barros (2014).

O coeficiente de empuxo passivo é calculado utilizando a Equação 18.

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (18)$$

em que:

K_p : coeficiente de empuxo passivo

ϕ : ângulo de atrito interno do solo.

O empuxo passivo é dado na Equação 12 abaixo.

$$E_p = \frac{K_p \cdot h^2 \cdot \gamma}{2} + 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_p} \quad (12)$$

em que:

K_p : coeficiente de empuxo passivo

h : altura

γ : peso específico

c : coesão do solo

Para situações em que há uma carga distribuída “ q ” aplicada na superfície do solo, Gerscovich, Danziger e Saramago (2016), apontam que as tensões verticais aumentam em qualquer ponto do maciço. Com isso, as equações do empuxo ativo e passivo serão as Equações 13 e 14, respectivamente:

$$E_a = \frac{K_a \cdot h^2 \cdot \gamma}{2} - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_a} + K_a \cdot q \cdot h \quad (13)$$

$$E_p = \frac{K_p \cdot h^2 \cdot \gamma}{2} + 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_p} + K_p \cdot q \cdot h \quad (14)$$

em que:

K_p : coeficiente de empuxo passivo

h : altura

γ : peso específico

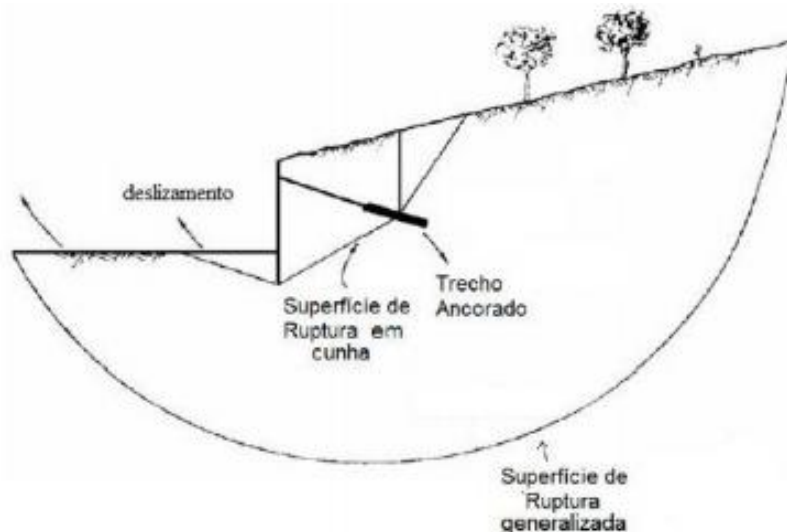
c : coesão do solo

Nos diagramas de tensões horizontais, a sobrecarga uniformemente distribuída represa um diagrama retangular de tensões.

4.4. Solo: Análise de Estabilidade Global

Para impedir o deslizamento de blocos de solo, é preciso impedir a ruptura generalizada, também conhecida como ruptura externa e ruptura em cunha (interna) do maciço de terra.

Figura 18 - Esquemas planos de ruptura generalizada e em cunha



Fonte: More (2003).

A análise de estabilidade externa leva ao plano de ruptura do talude crítico, situação em que as cargas levam o solo à iminência de ruptura, com plastificação do solo. Têm-se essa situação, encontrando o menor valor de coeficiente de segurança dentre os possíveis ângulos de planos de ruptura do talude.

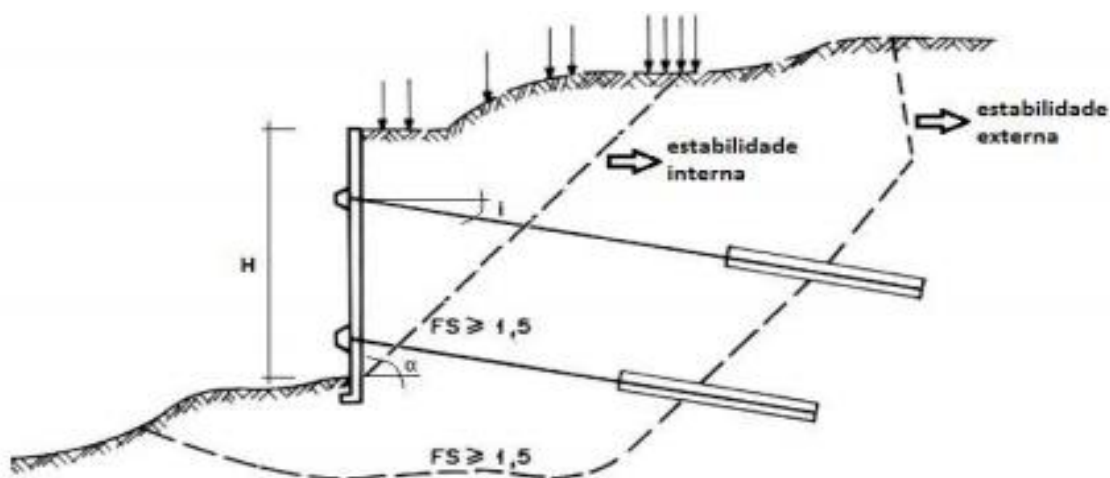
A ruptura é considerada ao longo de uma superfície circular, podendo ser calculada a partir do método de Bishop Simplificado (1955), ou método de Spencer (1967), ou ainda método de Fellenius (1927), entre outros.

O fator de segurança (FS) para um dado plano de ruptura é calculado dividindo a somatória de fomentos que devem ser resistidos no solo, pela somatória de momentos atuantes no solo. A NBR 5629 (ABNT, 2006) estabelece para esse tipo de estrutura que o fator de segurança, para garantir a estabilidade global seja no mínimo 1,5.

A análise de estabilidade interna considera a ruptura ao longo de um plano anterior ao trecho de ancoragem do tirante ou ao fundo da escavação, diferente da análise global, onde o plano de ruptura ocorre depois da ancoragem do tirante. Essa análise engloba apenas o solo adjacente à cortina, ocorrendo como consequência direta da variação do estado de tensões durante a escavação. A estabilidade do conjunto está fortemente condicionada à posição dos bulbos de ancoragem.

Para esse caso, é considerado ruptura ao longo de uma superfície plana, e pode ser calculada a estabilidade pelo Método de Culmann.

Figura 19 - Comparação do posicionamento do plano de ruptura com relação à ancoragem do tirante



Fonte: adaptado da NBR 5629:2006.

Da mesma forma que a estabilidade externa, deve ser encontrado o menor valor de coeficiente de segurança dentre os possíveis ângulos de planos de ruptura do talude. Porém, o fator de segurança (FS) para um dado plano de ruptura é obtido dividindo-se a carga máxima que pode ocorrer no tirante, pela carga de trabalho no tirante. A NBR 5629 (ABNT, 2006), estabelece para esse tipo de estrutura um fator de segurança de no mínimo 1,5 para garantir a estabilidade em cunha.

Rupturas por deformação excessiva das ancoragens ou da estrutura são consideradas como internas, e as demais externas (GEO-RIO, 2000 *apud* GURGEL, 2012).

4.5. Tirantes: Análise da Capacidade de Carga

A determinação da capacidade de carga de um tirante corresponde à carga de arrancamento do tirante, sendo levada em consideração apenas a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo em função de tensões transmitidas.

A capacidade de carga depende das dimensões do bulbo (diâmetro e comprimento), da pressão efetiva ao redor do bulbo (peso do solo e pressão de injeção), e também das características do solo.

A NBR 5629 (ABNT, 2006) propõe equações para a capacidade de carga para cada tipo de solo, vez que não é considerado o efeito da injeção (ou ainda, esse é considerado apenas em caráter qualitativo).

Para solos arenosos, a fórmula é dada por:

$$T = \sigma'_z * U * L_b * k_f \quad (15)$$

em que:

- T: capacidade de carga do bulbo;
- σ'_z : tensão efetiva no ponto médio da ancoragem;
- U: perímetro médio da seção transversal de ancoragem;
- L_b : comprimento do bulbo de ancoragem, e
- k_f : coeficiente de ancoragem indicado na Tabela 1.

A fórmula apresentada pela NBR 5629:2006 para solos argilosos é dada por:

$$T = \alpha * U * L_b * S_u \quad (16)$$

em que:

- T: capacidade de carga do bulbo;
- α : coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento ($\alpha = 0,75$ para $S_u \leq 40 \text{ kPa}$ e $\alpha = 0,35$ para $S_u \geq 100 \text{ kPa}$. Entre esses dois valores, interpolar linearmente);
- U: perímetro médio da seção transversal de ancoragem;
- L_b : comprimento do bulbo de ancoragem, e
- S_u : resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso.

4.6. Análise ELU e ELS

Podemos considerar, estruturalmente, a cortina como uma laje com pontos de apoio indeformáveis. Portanto, para o dimensionamento da mesma, é realizado seguindo a NBR 6118 (ABNT, 2014) para ELU (Estado de Limite Último) e então deve ser verificado para o ELS (Estado de Limite de Serviço).

É importante também realizar a verificação a respeito da punção dos tirantes, utilizando a NBR 6118 (ABNT, 2014).

4.7. Propriedades que influenciam o projeto de cortina atirantada.

Para entendermos, qual será o melhor desempenho do projeto, é importante levar em consideração as três principais áreas de conhecimento de engenharia envolvidas em um projeto de contenção de cortina atirantada, sendo elas: geotecnia, concreto armado e protensão de tirantes. A concepção da estrutura deverá ser levada em conta as características de cada material (solo, aço e concreto) e de cada elemento estrutural (ancoragem do solo, parâmetro de concreto e tirante protendido).

Nesse capítulo será apresentado o comportamento desses materiais e a combinação de conceitos, para o desenvolvimento do projeto de cortina atirantada.

4.7.1. Geotecnia

4.7.1.1. Resistência ao cisalhamento

Assim como aponta Das (2014) a resistência ao cisalhamento de um solo é a resistência interna de acordo com a área específica, que este pode resistir sem que ocorra deslizamentos e rupturas em um plano qualquer do seu interior. Com a análise dessa resistência, podemos verificar a estabilidade do solo como sua capacidade de carga, estabilidade de taludes dentre outros.

Alves (2014) comenta que a ruptura do solo ocorre devido ao cisalhamento ao longo de uma superfície de ruptura, sendo que apenas em condições especiais ocorrem rupturas por tração. O cisalhamento ocorre pelo deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo pela aplicação de forças de mesma direção e com sentido e intensidade diferente. Em situações que há excesso de movimento relativo entre partículas e o solo não suporta esse acréscimo, ocorre a ruptura por cisalhamento.

Portanto, para uma obra de contenção, precisa-se equacionar as diversas solicitações envolvidas (as decorrentes do peso próprio do solo e as forças externas aplicadas) para verificar se o solo resiste a estas solicitações, determinando-se então a resistência ao cisalhamento mobilizada pelo solo, pela análise de estabilidade do talude.

A tensão cisalhante máxima que o solo pode suportar sem sofrer ruptura, a resistência de cisalhamento, possui dois componentes principais: atrito e coesão.

O mesmo princípio da ruptura por cisalhamento é levado em consideração no dimensionamento do bulbo de ancoragem, onde a resistência é dada devido ao atrito entre o bulbo de ancoragem (nata de concreto) e o material do terreno (solo).

4.7.1.2. Atrito

O fenômeno do atrito no solo acaba implicando o deslocamento de um grande número de grãos que compõe sua estrutura. Ao aplicar-se uma força qualquer no solo, os grãos deslizam e se rearranjam para acomodarem-se nos vazios, havendo uma tendência da estrutura do solo se tornar mais compacta.

O atrito interno é a principal componente de resistência nos solos.

Caputo (1988) aponta que o atrito de um solo corresponde não só o atrito físico entre as partículas, mas também ao atrito fictício derivado do entrosamento das partículas, pois no solo não há apenas uma superfície de contato, mas sim uma infinidade de contatos pontuais.

Para os específicos tipos de solo e das características físicas, como a granulometria, o atrito entre as partículas pode ser maior ou menor, gerando assim uma determinada resistência ao deslizamento sobre um determinado plano. Solos mais densos possuem um ângulo de atrito maior do que solos mais fofos.

No caso de solos arenosos, nos quais as partículas são maiores, geralmente as forças aplicadas são suficientes para expulsar a água presente, portanto o atrito ocorre por conta do contato entre as próprias partículas minerais.

Já no caso das argilas, as partículas são menores, sendo a força transmitida num único contato, externamente reduzida. De outra parte as partículas de argila são envolvidas por moléculas de água quimicamente adsorvidas a elas. As forças de contato não são suficientes para remover estas moléculas de água, e são elas as responsáveis pela transmissão das forças (ALVES, 2014).

4.7.1.3. Coesão

Pinto (2002) menciona que, o atrito interno entre as partículas é fundamental à resistência ao cisalhamento, porém mesmo que pequena, existe uma parcela que corresponde a está resistência denominada intercepto coesivo. Essa parcela atua como uma ligação entre dois corpos, independentemente da tensão normal resultante.

Caputo (1988) descreve que o intercepto coesivo pode ser distinguido entre intercepto coesivo aparente e intercepto coesivo verdadeiro. O primeiro caso é devido à pressão capilar da água contida nos solos, agindo como uma pressão externa, desta forma, é encontrada somente em solos úmidos não saturados, desaparecendo quando estes são saturados. Já o intercepto coesivo verdadeiro se deve a forças eletroquímicas de atração das partículas, porém só ocorre em argilas.

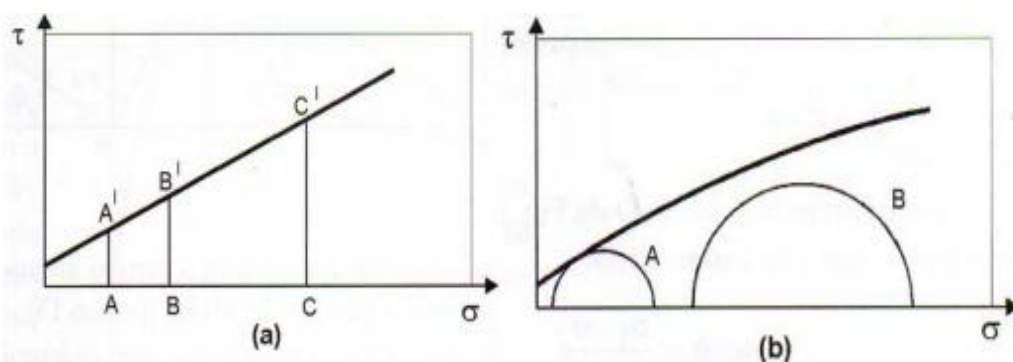
A coesão é uma característica de solos finos que aumenta de acordo com o aumento da quantidade de argila e atividade coloidal, com relação de pré-adensamento, com a diminuição da umidade (FIAMONCINI, 2009).

Uma parcela da resistência de cisalhamento dos solos é dividida à coesão aparente.

4.7.1.4 Critérios de Ruptura

Pinto (2006) explica que os critérios de ruptura são definições que retratam as circunstâncias onde ocorre a ruptura dos materiais. Para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos é realizada a verificação dos estados das tensões que ocasionam a ruptura. Os critérios de Mohr e Coulomb caracterizam o comportamento dos solos. A analogia entre estes critérios ocasionou a expressão utilizada na mecânica dos solos, conhecida como Mohr-Coulomb.

Figura 20- Critérios de ruptura: (a) Coulomb (b) Mohr.

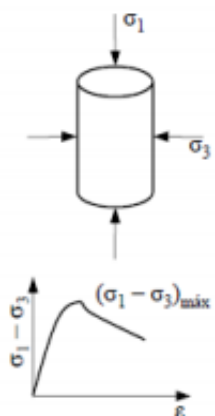
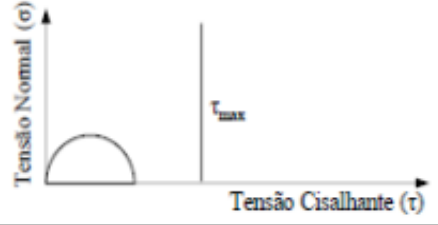
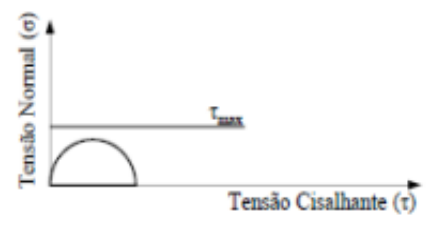
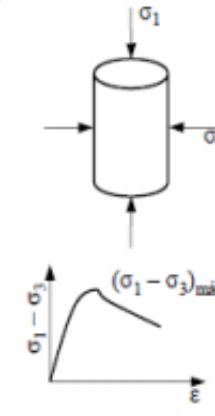
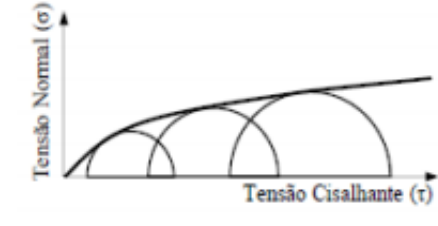


Fonte: Pinto (2006).

Assim como afirmado por Gerscovich (2016) a ruptura de um solo é determinada pela curva de tensão por deformação, variando entre os tipos de solos analisados. A estabilidade será definida no estado em que a tensão aplicada a esse solo seja menor aos contidos na envoltória de ruptura. Para situações em que a

tensão é coincidente ao presente na envoltória de ruptura, ocorrerá também a ruptura. Já para situações onde os pontos encontram-se acima da envoltória, não ocorrerá ruptura. Na figura abaixo, ilustra alguns critérios de ruptura.

Figura 21 - Exemplificação dos critérios de ruptura

Critério	Condição	Determinação Experimental	Envoltória de Ruptura
Rankine	A ruptura ocorre quando a tensão de tração normal máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) observada em ensaio de tração não confinada		
Tresca			
Mohr	A ruptura ocorre quando no plano de ruptura a combinação das tensões normais e cisalhantes (σ , τ) é tal que a tensão de cisalhamento é máxima; isto é $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} = f(\sigma)$		

Fonte: Modificada Gerscovich (2016).

Assim como aponta também Gerscovich (2016) a relação entre as tensões de rupturas determinadas nos ensaios é feita com o traçado de uma reta. A Figura 22, retrata o traçado de uma envoltória, derivada do círculo de Morh correspondente a ruptura em condições de pico residual.

Das (2014) demonstra que a envoltória é dada pela Equação 17 idealizada por Couloumb em 1776, é uma curva que aproxima a tensão de cisalhamento no plano da ruptura de modo a uma função linear da tensão normal.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (17)$$

em que:

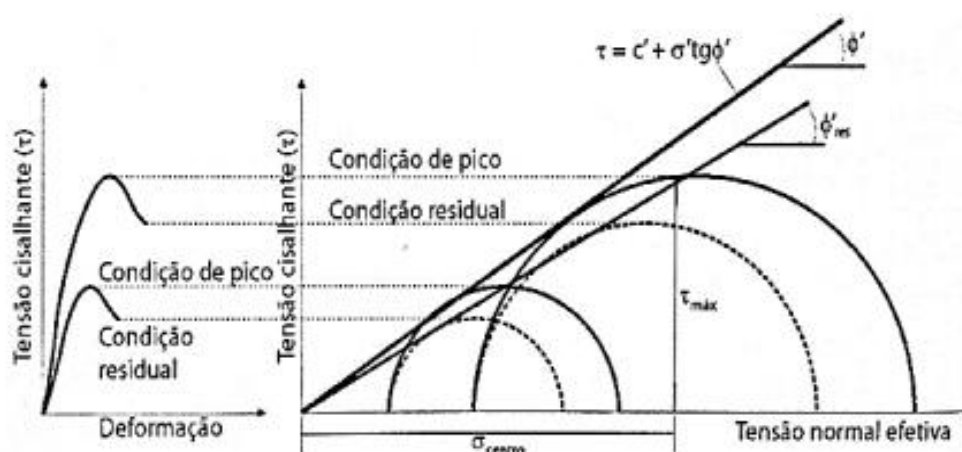
c : coesão;

ϕ : ângulo de atrito interno;

σ : tensão normal do plano de ruptura, e

τ : resistência ao cisalhamento.

Figura 22 - Determinação da envoltória de resistência



Fonte: Gerscovich (2016).

4.7.1.5. Estabilidade de Taludes

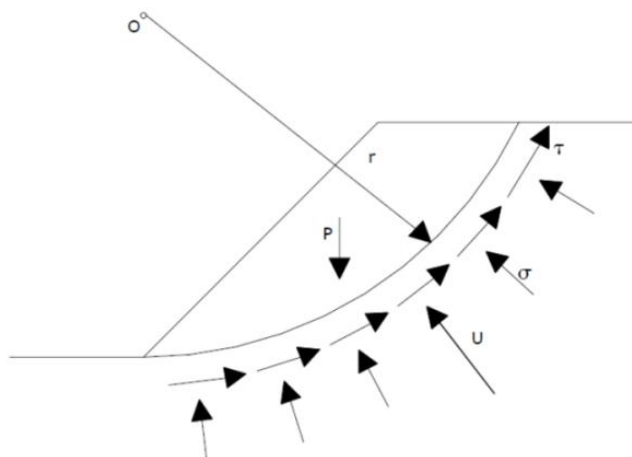
A análise de estabilidade de talude tem o objetivo de avaliar a possibilidade de ruptura do mesmo, e para isso, se faz uma comparação entre as tensões cisalhantes e a resistência ao cisalhamento (DAS, 2013; GERSCOVICH, 2012).

Maya, Sayão e Salles (2010) comentam que a análise pode ser realizada a partir de duas abordagens: determinística e probabilística. A primeira tem como característica o estabelecimento do FS, enquanto a segunda, permite quantificar algumas incertezas inerentes ao FS.

Os métodos podem, quanto à forma de superfície, ser dividido em dois grupos: métodos para análise de superfícies circulares e métodos para análise de superfícies quaisquer, como a ruptura plana e em cunha (HORST, 2007).

Para a ruptura circular, Guidicini e Nieble (2013) afirmam que as análises são realizadas no plano bidimensional e os esforços solicitantes e resistentes podem ser observados na imagem abaixo.

Figura 23 - Forças atuantes na análise de ruptura circular



Fonte: Guidicini e Nieble (2013).

em que:

R: raio da superfície de ruptura;

P: peso próprio do material;

U: resultante das pressões neutras atuantes na superfície de ruptura;

σ' : tensão normal efetiva distribuída ao longo da superfície de ruptura,

τ : tensão de cisalhamento distribuída ao longo da superfície de escorregamento.

Já para a ruptura plana, Guidicini e Nieble (2013) comentam que existem condições geométricas necessárias para que o escorregamento ocorra em um único plano, sendo elas:

- Plano deve ter direção paralela ou subparalela à face do talude;
- O mergulho do plano de ruptura deve ser inferior ao mergulho da face do talude;
- O mergulho do plano de ruptura deve ser maior que o ângulo de atrito do plano e,
- Superfícies de alívio devem prover resistências laterais desprezíveis ao escorregamento ou não existirem.

A ruptura em cunha pode ser visualizada frequentemente em maciços rochosos condicionados por estruturas planares, apresentando sua direção de movimento ao longo da linha de interseção das superfícies de ruptura (GUIDICINI E NIEBLE, 2013).

4.7.1.6. Fator de segurança (FS)

O fator de segurança (FS) é um dos principais parâmetros para determinar a estabilidade de taludes. É definido como resultado da divisão entre a resistência e a tensão cisalhante representada na Equação 18 (DAS, 2013; GERSCOVICH, 2012).

$$FS = \frac{\tau_r}{\tau_d} \quad (18)$$

em que:

FS: fator de segurança;

τ_r : tensão de cisalhamento, e

τ_r : resistência ao cisalhamento.

Com o resultado obtido de FS, pode-se determinar a ocorrência ou não de instabilidade no talude analisado. Por definição, valores de FS iguais a 1 correspondem à ocorrência de ruptura, valores maiores que 1 indicam talude estável e valores menores que 1 não possuem significado físico (GERSCOVICH, 2012).

Dell'Avanzi e Sayão (1998) defendem que o fator de segurança admissível (FS_{adm}) de um projeto corresponde a um valor mínimo a ser atingido e varia em função da obra, vida útil, das consequências de uma eventual ruptura em termos de perdas humanas e/ou econômicas, ou seja, ela depende do julgamento do projetista, podendo ser mais conservadora ou não.

A NBR 11682 (ABNT, 2009) estabelece que dependendo dos riscos envolvidos, deve-se inicialmente classificar o projeto, de acordo com as tabelas apresentadas abaixo, a partir da possibilidade de perdas humanas (Tabela 2) e de danos materiais (Tabela 3).

Tabela 2 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas
	Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

Tabela 3 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedade de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido
	Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

Após a classificação do projeto nas Tabelas 2 e 3, os níveis de segurança podem ser obtidos na Tabela 4, que se referem às análises de estabilidade interna e externa do maciço, tomando o cuidado para casos com grande variabilidade nos resultados dos ensaios geotécnicos, devendo assim majorar o FS em 10%.

Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009)

4.7.1.7. Análise determinística

A análise determinística requer que se obtenham valores fixos dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, pois, a partir deles, obtém-se o FS, e consequentemente, o estado de estabilidade do talude (SOUZA e VIEIRA, 2007).

Fabrício (2006) e Tonus (2009) definem que o método encontra-se dividido em dois grupos: análise de tensões ou deslocamentos e a teoria do equilíbrio limite. No primeiro caso, destaca-se o uso do método dos elementos finitos, que não será

abordado neste trabalho. Já para o segundo caso, é utilizado os métodos mais tradicionais, com maior facilidade de aplicação, sendo que entre eles, encontram-se métodos que consideram a massa rompida como um corpo único, em cunha ou em fatias.

- *Método do equilíbrio limite:*

Esse método possui algumas hipóteses sobre o comportamento do solo:

- Deslizamento ocorre ao longo de uma superfície bem definida (podendo ser plana, circular ou qualquer).
- A ruptura da massa de solo é generalizada (resistência é igual a solicitação);
- A massa de solo possui comportamento rígido-plástico em condições iminentes de ruptura generalizada
- FS ao longo da superfície de ruptura é constante.

Há uma subdivisão em dois métodos: método das fatias e método das cunhas. Na Tabela 5 encontram-se alguns exemplos de métodos das fatias e as principais características, para os respectivos exemplos.

Tabela 5 - Características dos métodos de equilíbrio limite

MÉTODO	CARACTERÍSTICAS
Fellenius (1927)	Superfície de ruptura circular
	Satisfaz o equilíbrio de momentos
Bishop Simplificado (1955)	Superfície de ruptura circular
	Satisfaz o equilíbrio de momentos
	Satisfaz o equilíbrio de forças verticais
Janbu Simplificado (1968)	Superfície de ruptura qualquer
	Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Morgenstern e Price (1965)	Superfície de ruptura qualquer
	Satisfaz o equilíbrio de momentos
	Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Spencer (1967)	Superfície de ruptura qualquer
	Satisfaz o equilíbrio de momentos
	Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais

Fonte: Tonus (2009).

Com a divisão do talude em fatias, conforme proposto pelo método, realiza-se o equilíbrio de forças em cada fatia, adotando as tensões normais na base da fatia

como sendo geradas pelo peso de solo contido na mesma. Calcula-se então, o equilíbrio do conjunto através da equação de equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando os pesos e as forças tangenciais na base das fatias (GERSCOVICH, 2012).

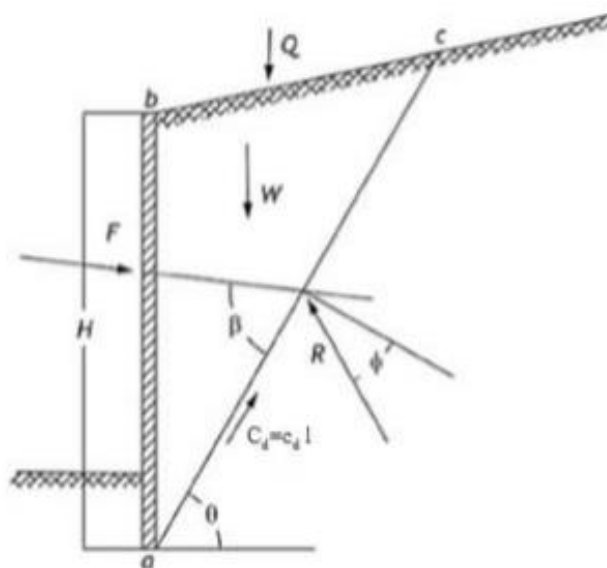
Já para exemplos de métodos das cunhas, temos Método de Culmann, base para o Método Brasileiro de Atirantamento (1957).

4.7.2 Método Brasileiro – Costa Nunes e Veloso (1963)

Os parâmetros de ancoragem de Costa Nunes foram baseados no método de Cullman (1866), embora o fator de segurança seja obtido apenas em função da coesão. Este método está restrito a casos mais simples, para taludes verticais (ou praticamente verticais), com presença de solos homogêneos, sem percolação e com superfície de ruptura passando ao pé do talude, formando um ângulo θ com a horizontal.

Arbitra-se o fator de segurança de forma a atender o fator de segurança preconizado pela norma (normalmente de 1,5), e em função deste, determina-se θ correspondente a ele. Dessa forma, é delimitada no maciço a região que precisa de forças de ancoragem para ser estabilizado. Chega-se então ao valor da força a ser exercida pelo tirante para garantir que tal fator de segurança seja alcançado.

Figura 24 - Representação das forças atuantes pelo Método Brasileiro



Fonte: adaptado de Crazier (1981).

O ângulo do plano de deslizamento mais provável, que pode ocorrer a ruptura, pode ser determinado pela expressão:

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2} \quad (19)$$

em que:

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

i : ângulo de inclinação do talude com a horizontal, e

ϕ : ângulo de atrito interno do material constituinte do solo.

Com isso, pode-se obter o fator de segurança mínimo para o plano de ruptura considerado:

$$FS_{min} = \frac{c L \cos \phi}{P \sin(\theta_{cr} - \phi)} = \frac{2 c \cos \phi}{\gamma H \sin(\theta_{cr} - \phi) \cos \theta_{cr}} \quad (20)$$

em que:

c : coesão do material constituinte do solo;

L : comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento, e

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

Com isso, deve-se encontrar um coeficiente FS_p (fator de segurança obtido com as forças de protensão), o qual é calculado a partir do valor do ângulo do plano de ancoragem de tal forma que resulte em $FS > 1,5$:

$$FS_p = \frac{\frac{2c}{\gamma H} \sin i \cos \phi}{\sin(i - \theta_{ac}) \sin(\theta_{ac} - \phi)} \quad (21)$$

em que:

γ : peso específico do material constituinte do solo, e

θ_{ac} : ângulo formado pela horizontal com plano de ancoragem;

Pode-se então, extrair uma razão entre FS_p e FS_{min} , dada por:

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_{min}} \quad (22)$$

Tem-se então, a força de ancoragem necessária para estabilizar o talude (F), utilizando a seguinte equação:

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \frac{P'_p \operatorname{sen}(\theta_{cr} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)} \quad (23)$$

em que:

P'_p = peso da cunha obtido pelo novo plano de ruptura (plano de ancoragem);

β = ângulo formado pelos tirantes com plano crítico de deslizamento
 $\beta = (\alpha + \theta_{cr})$;

Φ = ângulo formado pelos tirantes com a horizontal (inclinação dos tirantes).

O valor encontrado para a força resultante F representa a força mínima necessária aos tirantes para que a estrutura permaneça estabilizada, sendo então utilizado para dimensionamento dos mesmos a partir da fórmula:

$$N_t = \frac{F \cdot e_h}{F_{adm}} \quad (24)$$

em que:

N_t : número de camadas de tirantes na vertical;

e_h : espaçamento horizontal entre tirantes;

F_{adm} : carga de trabalho de cada tirante (obtida mediante catálogo do fabricante).

Para FIAMONCINI (2009), o fator de segurança obtido pelo método de atirantamento brasileiro é eficiente, ainda que, mais conservador que o obtido pelo método de Bishop Simplificado, o qual é comumente adotado para análise de estabilidade de taludes em geral.

Esse método apresenta suas restrições que precisam ser atendidos. Seu uso é indicado apenas para taludes verticais ou praticamente verticais e apenas para situação em que o solo é homogêneo.

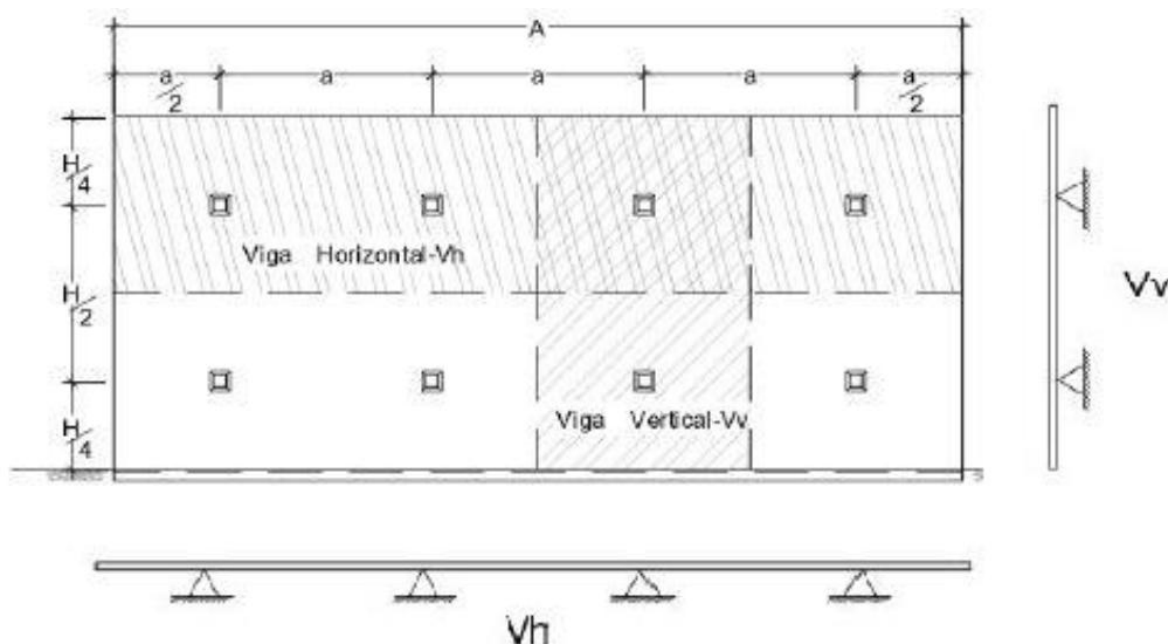
4.7.3. Concreto Armado

Os conceitos de concreto armado são relacionados à estrutura do parâmetro de uma cortina atirantada, mais especificamente, tem correlação com a rigidez da parede da cortina. A rigidez da mesma é relacionada diretamente com a espessura da parede de concreto e espaçamento entre tirantes.

Para melhor entendimento, é possível dividir a superfície do parâmetro em faixas verticais e horizontais que representam as áreas de influência das linhas de tirantes (figura x). Com isso, faz-se uma analogia do comportamento da estrutura do parâmetro com o comportamento de vigas. É possível realizar a análise dividindo painéis em faixas de influência, conforme descrito pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Com isso, a estrutura pode ser pensada como vigas com apoios nos tirantes, permitindo a rotação no ponto de apoio com restrição de deformação nas direções vertical e horizontal, caracterizando então um apoio de 2º gênero. Aplicam-se então, para o dimensionamento, as equações comumente conhecidas para estruturas de concreto armado e detalhadas futuramente nesse trabalho.

Figura 25 - Analogia da estrutura do parâmetro como vigas verticais e horizontais



Fonte: modificado de Alves (2014).

A espessura da parede é intrinsecamente influenciada pelas propriedades do concreto, dentre as quais se podem destacar a resistência à compressão do material

(F_{ck}), de modo que para manter a rigidez de uma estrutura, é necessário maior F_{ck} para menos espessuras.

A espessura é um parâmetro de entrada na equação de momento fletor máximo resistido por uma estrutura de concreto armado. Sendo assim, a espessura influencia significativamente o momento fletor de maneira proporcional, portanto quanto maior a espessura da parede, maior o momento fletor.

Como a área de seção transversal de armadura de aço (A_s) é obtida utilizando momento fletor, quanto maior for o momento, maior será a quantidade de armadura necessária na estrutura de contenção.

GURGEL (2012) defende que a espessura da parede pouco influencia os demais esforços internos da estrutura de contenção: as tensões horizontais (empuxos) não sofrem grandes modificações com o aumento da espessura; tampouco influencia os esforços cortantes, os quais são ligeiramente maiores para maiores espessuras. Nos estudos realizados por GURGEL (2012), as paredes com espessuras de 100 mm apresentam comportamento muito diferente das demais, por serem muito flexíveis.

Outro ponto importante a se destacar é deslocamento horizontal no topo da estrutura da parede é proporcional a espessura da mesma. Portanto, quanto maior a espessura, maior será o deslocamento horizontal. Muito embora, quando se aumenta o espaçamento horizontal entre os tirantes (e_h), há uma tendência dos deslocamentos no topo se tornarem semelhantes para qualquer espessura de parede. Essa situação ocorre, pois, com o aumento do espaçamento horizontal, a carga de protensão por metro na parede diminui, levando a uma menor capacidade dos tirantes em movimentar a cortina. Com isso, os deslocamentos serão muito parecidos para qualquer espessura.

Tem-se também, que a espessura da cortina influencia na verificação do punção. Como a cortina não é dimensionada considerando a armadura de punção, a verificação do punção corresponde à verificação do cisalhamento em duas superfícies críticas definidas no entrono da força concentrada na região dos tirantes. Os cálculos podem ser feitos mediante prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Nos casos de a cortina não resistir aos esforços solicitantes na análise de punção, deve-se então aumentar a espessura da mesma.

4.7.4. Protensão de tirantes

A protensão é definida na aplicação de tensões de tração em um elemento estrutural, como barras ou fios de metal. Normalmente, essa técnica é utilizada em estruturas de concreto protendido (vigas e lajes), tracionando-se a armadura, de modo que acabe induzindo um estado prévio de tensões no concreto que acaba contribuindo para o aumento de resistência da peça estrutural como um todo.

Para estruturas de contenção de cortinas atirantadas, a técnica de protensão pode ser aplicada aos tirantes, gerando um estado de tensões no sistema, uma vez que os tirantes tracionados aplicam uma força na estrutura de contenção contra o maciço. Essa técnica tem a finalidade de diminuir os deslocamentos da estrutura de concreto, a qual deve resistir aos esforços gerados pela tendência de deslocamento do maciço de solo.

Os casos em que os tirantes presentes na cortina estão protendidos, os mesmos são chamados de tirantes ativos, pois aplicam forças contra a estrutura de concreto armado. O caminhamento das tensões se dá do seguinte modo: tirante é tracionado na extensão do seu comprimento livre e de ancoragem. Na cabeça do tirante, existe uma porca de ancoragem que transfere os esforços do tirante para a placa de apoio da ancoragem, que por sua vez, transfere e distribui as tensões da protensão para a estrutura de concreto.

Os tirantes que receberão a carga de protensão são compostos por aço de alta resistência, sendo caracterizados pela ausência do patamar de escoamento. Afirma-se que os aços utilizados para protensão são sensivelmente mais econômicos que aqueles utilizados em estruturas de concreto armado, uma vez que têm resistência aproximadamente três vezes maior.

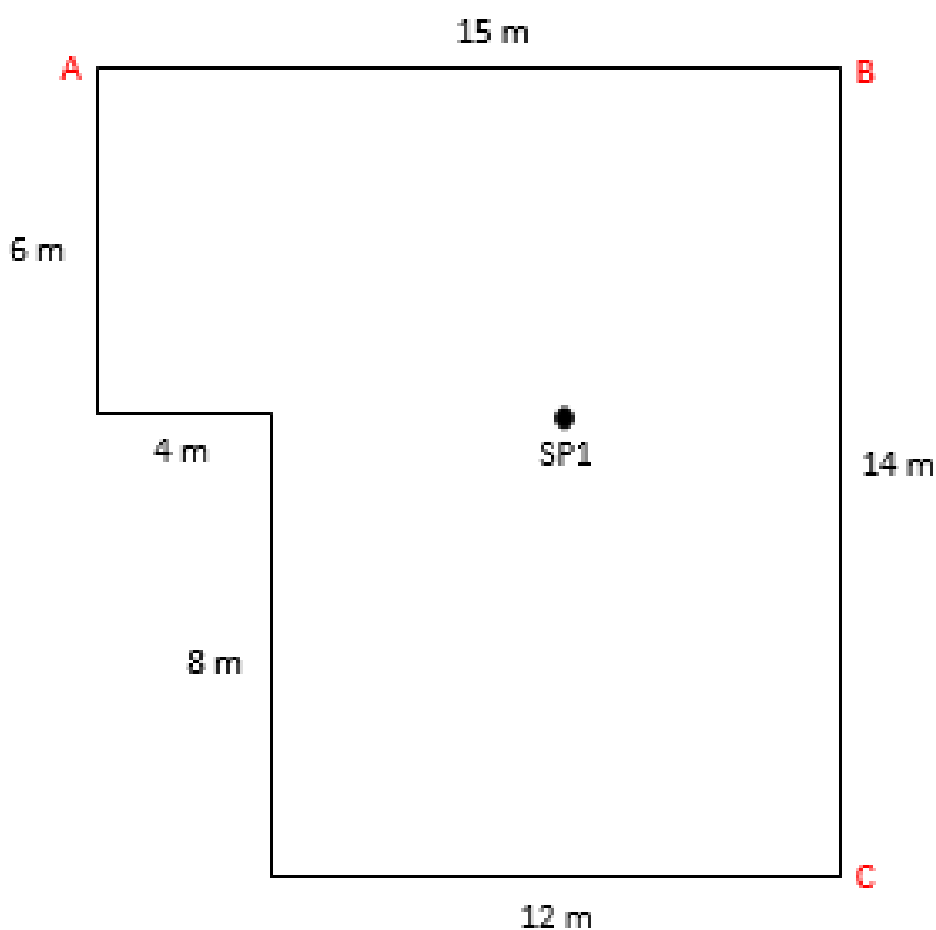
5. PROJETO

Visando aplicar os conteúdos abordados nesse trabalho é apresentado neste capítulo as características de um talude hipotético utilizado no estudo, com dados da escavação do terreno e do solo, os quais são apresentados no projeto da cortina atirantada para a contenção do talude, juntamente com o seu dimensionamento e detalhamento.

5.1. Parâmetros do solo

O objetivo foi dimensionar uma cortina atirantada para contenção lateral superior de uma escavação hipotético do terreno como mostrada pela Figura 26, para as paredes AB e BC.

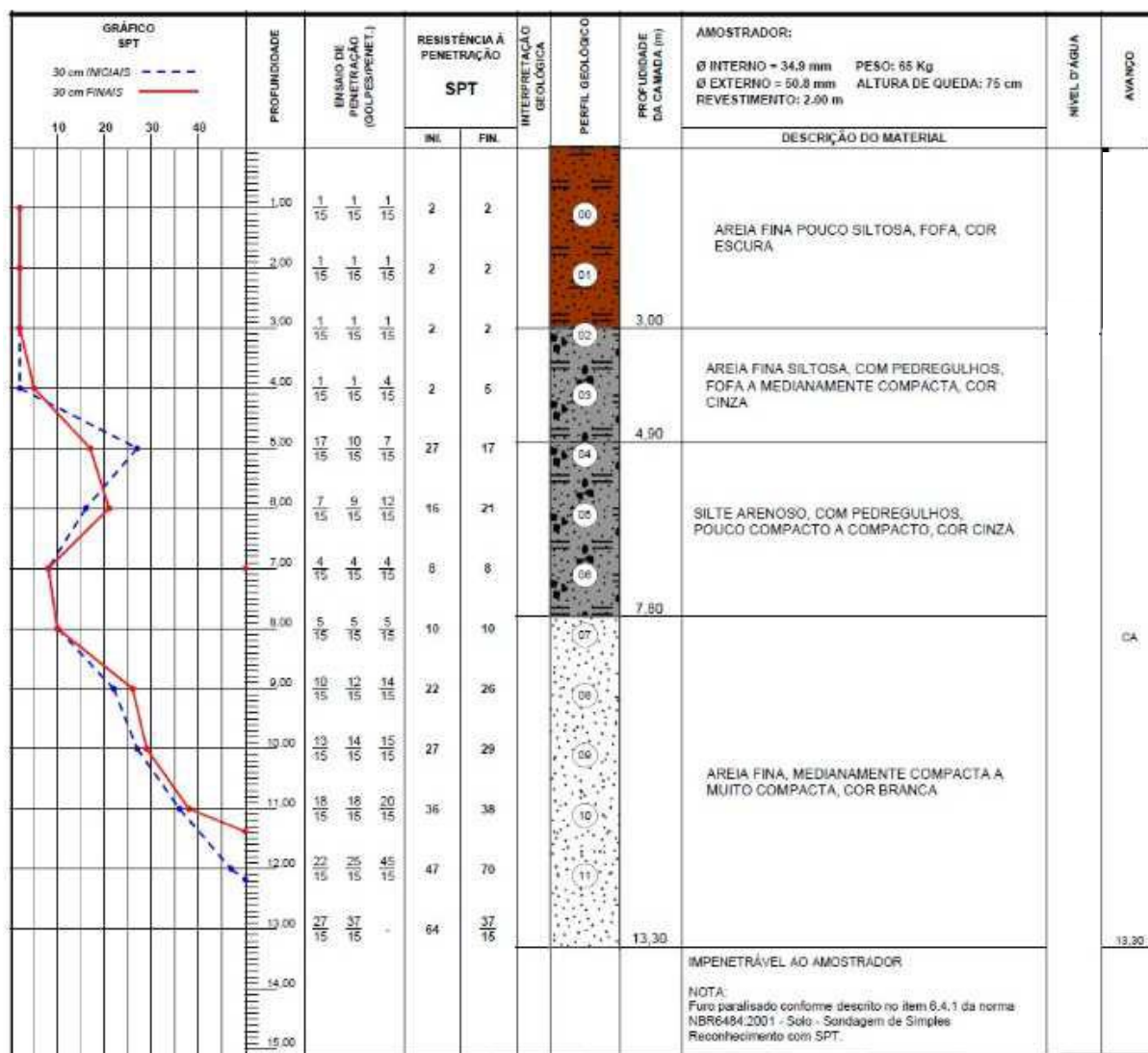
Figura 26 - Área da escavação do terreno



Fonte: Elaborado pelo autor

O perfil de sondagem à percussão SP-01 é mostrado na Figura 27.

Figura 27 - Sondagem à percussão



Fonte: Elaborado pelo autor

Para o perfil de sondagem (SP-01) do talude, as camadas de solo que o compõe têm seus parâmetros geotécnicos médios determinados pela Tabela 7.

Tabela 6 - Valores típicos de parâmetros geotécnicos para projeto de muros

TIPO DE SOLO	γ (kN/m ³)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte areno-argiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio <i>in situ</i>	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	

Fonte: Gercovich *et al.* (2016).

Portanto, resulta nos valores mostrados na Tabela 8.

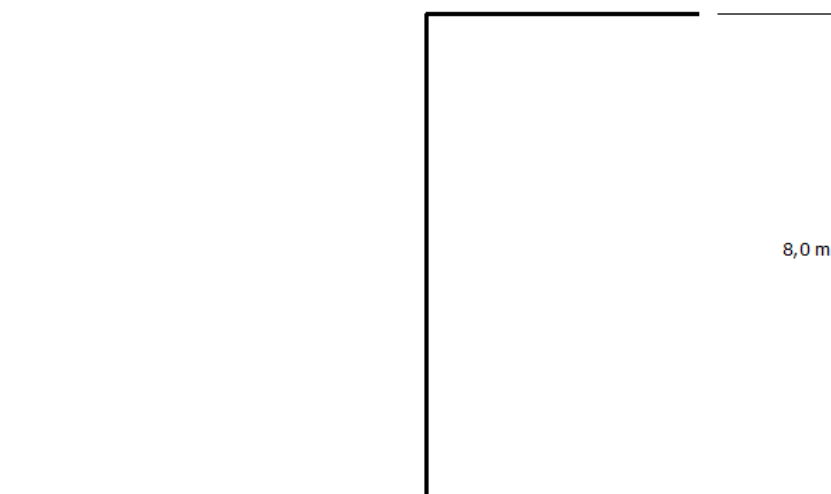
Tabela 7 - Valores adotados para o solo do perfil SP-01, de acordo com Tabela 7

Sondagem	Espessura	Camada	Propriedades do Solo	
SP-01	3,00	Areia fina pouco siltosa, fofa	N	2
			ϕ ($^{\circ}$)	30
			c (kPa)	0
			γ (kN/m ³)	17
	1,90	Areia fina siltosa, fofa a mediamente compacta	N	4
			ϕ ($^{\circ}$)	32
			c (kPa)	0
			γ (kN/m ³)	17,5
	2,90	Silte arenoso, pouco compacto a compacto	N	16
			ϕ ($^{\circ}$)	30
			c (kPa)	5
			γ (kN/m ³)	18
	0,20	Areia fina, mediamente compacta a compacta	N	10
			ϕ ($^{\circ}$)	37
			c (kPa)	0
			γ (kN/m ³)	19

Fonte: Elaborado pelo autor.

O terreno foi escavado e os taludes AB e BC de parede vertical, para os quais foram dimensionadas contenções em parede atirantada têm a geometria mostrada na Figura 28.

Figura 28 - Geometria dos taludes AB e BC

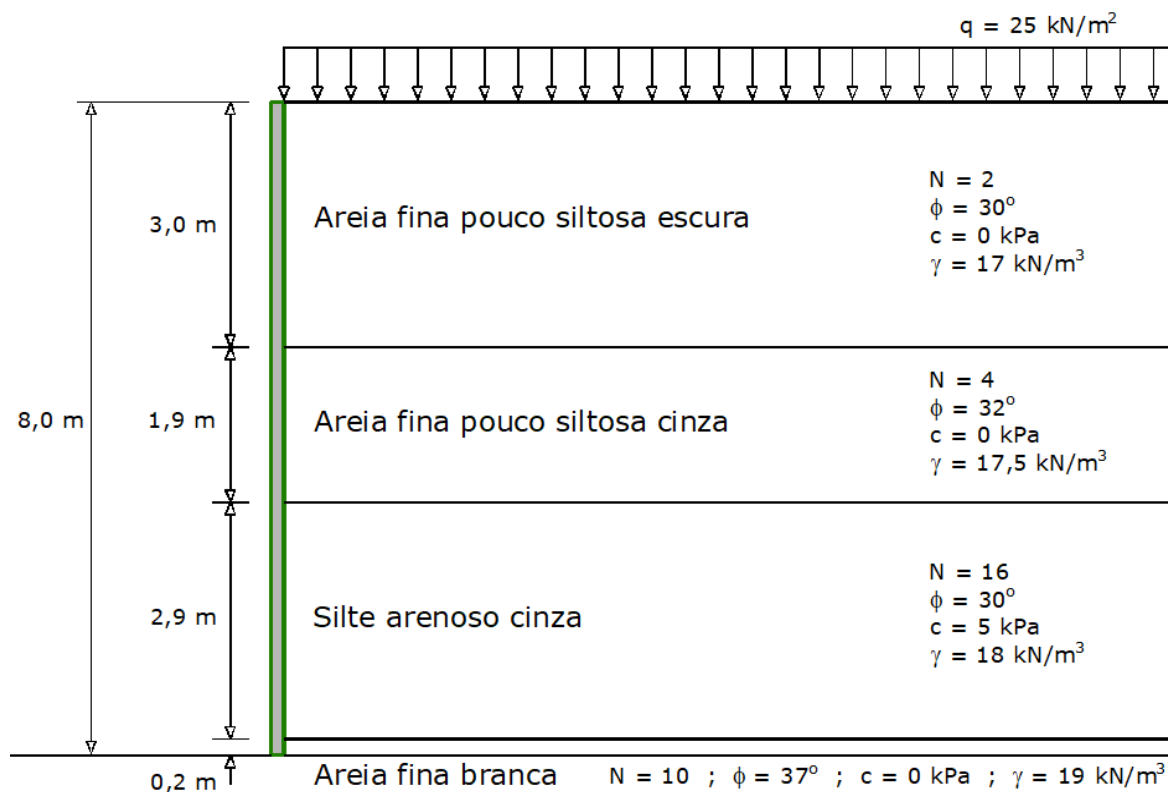


Fonte: Elaborada pelo autor.

5.2. Geometria da Cortina Atirantada

Definido os parâmetros do solo foi construída a ilustração da seção de projeto de cada uma das partes da cortina atirantada, apresentando os parâmetros geométricos (Figura 29).

Figura 29 - Geometria do talude SP-01 - Paredes AB e BC



Fonte: Elaborada pelo autor.

5.3. Determinação da Força de Protensão

Dados iniciais do dimensionamento:

$i = 90^\circ$ (inclinação da cortina atirantada);

$\Phi = 30^\circ$ (menor coeficiente de atrito das camadas de solo);

$\alpha = 31^\circ$ (inclinação de ancoragem do tirante);

$H = 8 \text{ m}$ (altura da cortina atirantada);

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ (maior peso específico do solo das camadas);

$q = 25 \text{ kN/m}$ (sobrecarga atuante sobre o talude), e

$c = 2 \text{ kPa}$ (coesão do solo determinada para cada região).

Inicialmente foi calculado o ângulo crítico de deslizamento (θ_{cr}).

$$\theta_{cr} = \frac{i + \theta}{2} = 30^\circ + 30^\circ = 60^\circ$$

Na sequência foi determinado o parâmetro de cálculo do ângulo β .

$$\beta = \alpha + \theta_{cr} = 30^\circ + 60^\circ = 90^\circ$$

Por sua vez, o comprimento da linha de maior declive do plano crítico de deslizamento (l), em relação ao ângulo β , foi determinado por:

$$l = \frac{H}{\sin(\theta_{cr}) - \cos(\theta_{cr}) \cdot \tan \delta} = \frac{8}{\sin(60^\circ) - \cos(60^\circ) \cdot \tan \delta} = 9,73 \text{ m}$$

Obtém-se então o peso da cunha de ruptura potencial.

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

$$P = \frac{19 \times 8,0 \times \{9,73 \times \tan(5^\circ) \times [\cos(60^\circ) + 8,0]\}}{2 \times \tan(60^\circ)} + 25 \times 9,73 \times \cos(60^\circ) = 439,14 \text{ kN}$$

Determinou-se o fator de segurança desejado e calculou-se o fator de segurança existente ($FS_{\min}$), correlacionado com o fator de segurança desejado (FS_{desejado}), através do parâmetro λ .

$$FS_{\text{desejado}} = 1,5$$

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

$$FS_{\min} = \frac{2 \times 9,73 \times \cos(30^\circ)}{439,14 \times \sin(60^\circ - 30^\circ) \times \cos(60^\circ)} = 0,154$$

Logo,

$$\lambda = \frac{FS_{desejado}}{FS_{mín}}$$

$$\lambda = \frac{1,5}{0,154} = 9,74$$

E, finalmente, se obteve a força necessária nos tirantes ($F_{protenção}$) para garantir a estabilização do talude, obtida a partir de:

$$F_{protenção} = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot P \cdot \frac{\sin(\theta_c - \phi)}{\cos(\beta - \phi)}$$

$$F_{protenção} = \frac{9,74 - 1}{9,74} \times 439,14 \times \frac{\sin(60^\circ - 30^\circ)}{\cos(90^\circ - 30^\circ)} = 394,04 \text{ kN}$$

5.4. Dimensionamento dos tirantes

Obtida a força de protensão necessária foi determinado o número de níveis de tirantes necessários, mediante o espaçamento horizontal (e_h), nesse caso arbitrado por $e_h=1,4$ m.

A Tabela 9 fornece as cargas de trabalho para tirantes DYWIDAG.

Tabela 8 - Cargas de trabalho para tirantes DYWIDAG - Adaptada para kN

Sistemas	F_{adm} (kN)					
	GW 50mm	DW 36mm	DW 32mm	GW 32mm	GW 25mm	DW 15mm
Tirantes provisórios	590	510	410	240	160	90
Tirantes permanentes	500	450	350	210	140	80

Fonte: <http://www.dywidag.com.br/downloads/catalogos-protendidos-dywidag>

Optou-se pelo tirante DW 32 mm do tipo de sistema permanente ($F_{adm} = 410$ kN). Logo, o cálculo do número de tirantes na vertical foi feito por:

$$N_t = \frac{e_h \cdot F_{protenção}}{F_{adm}}$$

$$N_t = \frac{1,4 \times 394,04}{410} = 1,35 \rightarrow N_t = 2 \text{ tirantes}$$

A cortina possui uma altura total de 8 m, e se definiu que haverá 2 níveis de tirantes. O espaçamento vertical entre os tirantes foi determinado por:

$$e_v = \frac{H}{N_t}$$

$$e_v = \frac{8,0}{2} = 4,0 \text{ m}$$

Com isso, foi possível definir o número total de tirantes da cortina, uma vez que as extensões dos trechos calculados são de: AB = 15 m e BC = 14 m.

$$N = \frac{A}{e_h} \cdot N_t$$

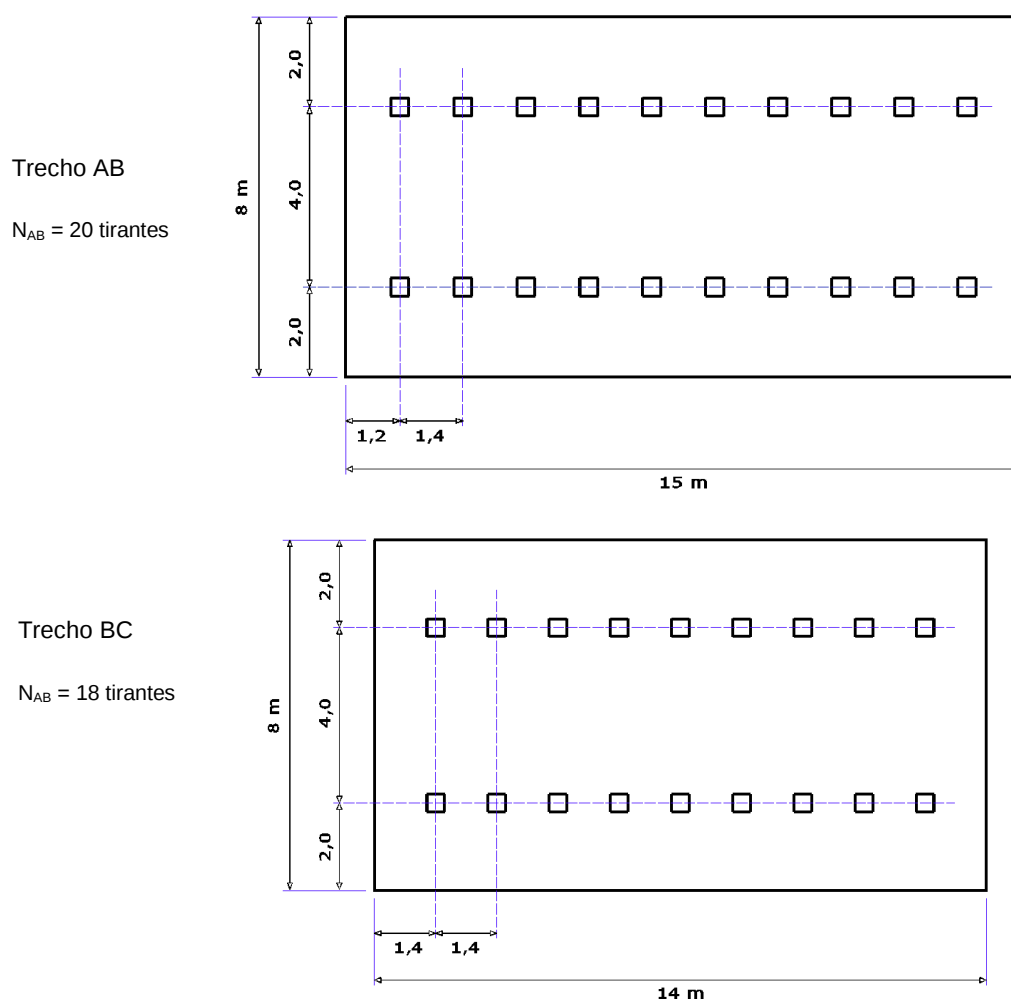
$$N_{AB} = \frac{A_{AB}}{e_h} \cdot N_t = \frac{15}{1,5} \times 2 = 20 \text{ tirantes}$$

$$N_{BC} = \frac{A_{BC}}{e_h} \cdot N_t = \frac{14}{1,5} \times 2 = 19 \text{ tirantes}$$

$$N = N_{AB} + N_{BC} = 20 + 19 = 39 \text{ tirantes}$$

A Figura 30 mostra a distribuição dos tirantes nos painéis AB e BC das cortinas atirantadas.

Figura 30 - Distribuição dos tirantes nos painéis AB e BC das cortinas dimensionadas



Fonte: Elaborada pelo autor.

5.5. Definição do plano de ancoragem

Foram determinados os comprimentos de ancoragem a partir do coeficiente K , expresso por:

$$K = \left(\frac{2c}{\gamma \cdot H} \right) \cdot \text{sen}(i) \cdot \cos(\phi)$$

$$K = \left(\frac{2 \times 2}{19 \times 8} \right) \cdot \text{sen}(90^\circ) \cdot \cos(30^\circ) = 0,023$$

Logo, se calculou o fator de segurança do plano inclinado ($FS_{\text{plano inclinado}}$) por:

$$FS_{\text{plano inclinado}} = \frac{K}{\text{sen}(i - \alpha) \cdot \text{sen}(\alpha - \emptyset)} \geq 1,5$$

$$FS_{\text{plano inclinado}} = \frac{0,023}{\text{sen}(90^\circ - 35^\circ) \cdot \text{sen}(31^\circ - 30^\circ)} = 1,605 \geq 1,5 \text{ (Ok!)}$$

Obtendo-se a carga de ruptura a partir do catálogo do fabricante mostrado na Tabela 10, o N (ensaio SPT), e os parâmetros K' e Ø, da Tabela 11, foi possível determinar o comprimento L_b pela equação:

Tabela 9 - Propriedades do tirante utilizado

Diâmetro nominal	mm	36	32	15
Tensão de escoamento	Kgf/mm ² [MPa]	85 [805]	85 [805]	85 [805]
Tensão de ruptura	Kgf/mm ² [MPa]	105 [1000]	105 [1000]	105 [1000]
Carga de escoamento	tf	86	68	15
Carga de ruptura	tf	107	84	18
Passo	mm	18	16	10
Área da seção transversal (a)	mm ²	1018	804	176
Peso	Kg/m	8,14	6,24	1,41

Fonte: <http://www.dywidag.com.br/downloads/catalogos-protendidos-dywidag>.

$$N_{\text{medio}} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{n}$$

$$N_{\text{medio}} = \frac{3 \times 2 + 2 \times 4 + 3 \times 16}{8} \approx 7,75$$

$$R_{\text{ruptura}} = 9,2 \cdot N_{\text{medio}} \cdot \emptyset \cdot L_b \cdot K'$$

$$R_{\text{ruptura}} = 9,2 \cdot N_{\text{medio}} \cdot \emptyset \cdot L_b \cdot K' \rightarrow L_b = \frac{R_{\text{ruptura}}}{9,2 \cdot N_{\text{medio}} \cdot \emptyset \cdot K'}$$

O valor de K' foi obtido na Tabela 11.

Tabela 10 - Coeficiente K em função do tipo de solo

Tipo de solo	K' (t/m ²)
Argila / Silte	1,0
Argila pouco arenosa / siltosa	0,6
Areia muito argilosa / siltosa	0,4
Areia	0,3

Fonte: Joppert Jr (2007).

O solo é uma areia siltosa, portanto $K = 0,4$.

$$L_b = \frac{84}{9,2 \times 7,75 \times 0,14 \times 0,4} \approx 21 \text{ m}$$

5.6. Dimensionamento da Cortina de Concreto

No dimensionamento estrutural do painel da cortina atirantada, foi admitido que houvesse vigas verticais com 30 centímetros de espessura por 50 centímetros de altura, tanto para o painel AB, quanto painel BC. O painel AB terá dimensão: 8 metros de altura por 15 metros de comprimento e 30 centímetros de espessura. Já o painel BC terá dimensão: 8 metros de altura por 14 metros de comprimento e 30 centímetros de espessura.

Para o dimensionamento do paramento, considerou-se o concreto com resistência característica à compressão $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e aço da armadura CA-50 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$).

Determinada a quantidade de tirantes (N), a capacidade de carga (F_{adm}) e o ângulo de instalação (α) permitiram calcular o carregamento atuante no painel através da equação:

$$q = \frac{N \cdot F_{adm} \cdot \cos(\alpha)}{S}$$

$$q_{AB} = \frac{20 \times 410 \times \cos(31^\circ)}{15 \times 8} \approx 62,51 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{BC} = \frac{18 \times 410 \times \cos(31^\circ)}{14 \times 8} \approx 60,28 \text{ kN/m}^2$$

O carregamento na viga horizontal é:

$$q'_h = q \cdot e_v$$

$$q'_h(AB) = q_{AB} \cdot e_v = 62,51 \times 4,0 = 250,04 \text{ kN/m}$$

$$q'_h(BC) = q_{BC} \cdot e_v = 60,28 \times 4,0 = 241,12 \text{ kN/m}$$

O carregamento na viga vertical é:

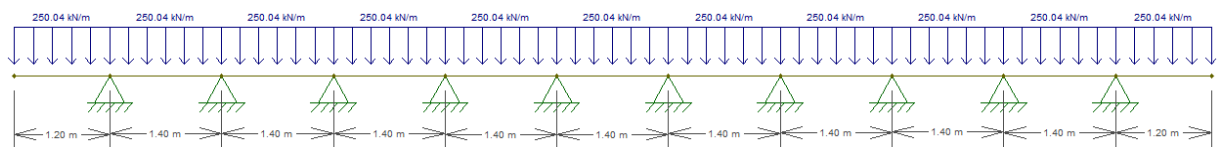
$$q'_v = q \cdot e_h$$

$$q'_v(AB) = q_{AB} \cdot e_h = 62,51 \times 1,4 = 87,51 \text{ kN/m}$$

$$q'_v(BC) = q_{BC} \cdot e_h = 60,28 \times 1,4 = 84,39 \text{ kN/m}$$

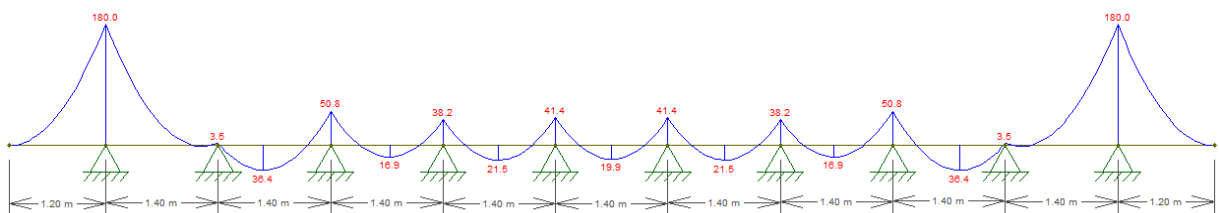
Utilizando o programa Ftool para análise de estruturas planas, determinou os momentos fletores máximos para dimensionamento do paramento de concreto.

Figura 31 - Carregamento viga horizontal para o painel AB

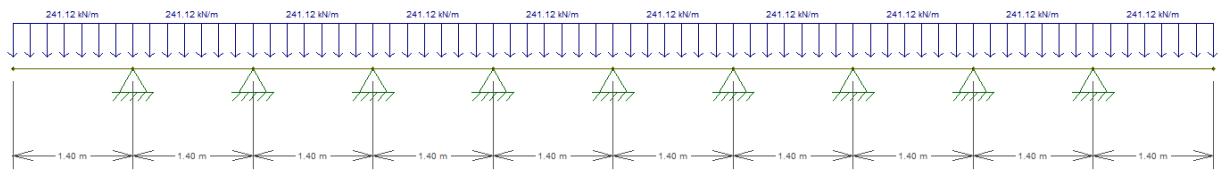


Fonte: Elaborado pelo autor.

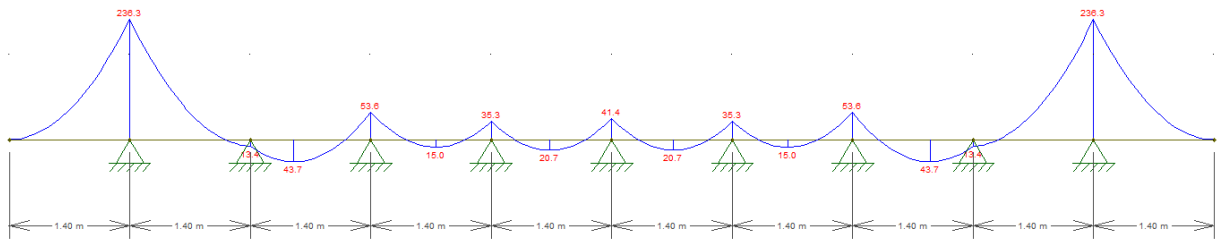
Figura 32 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal para o painel AB



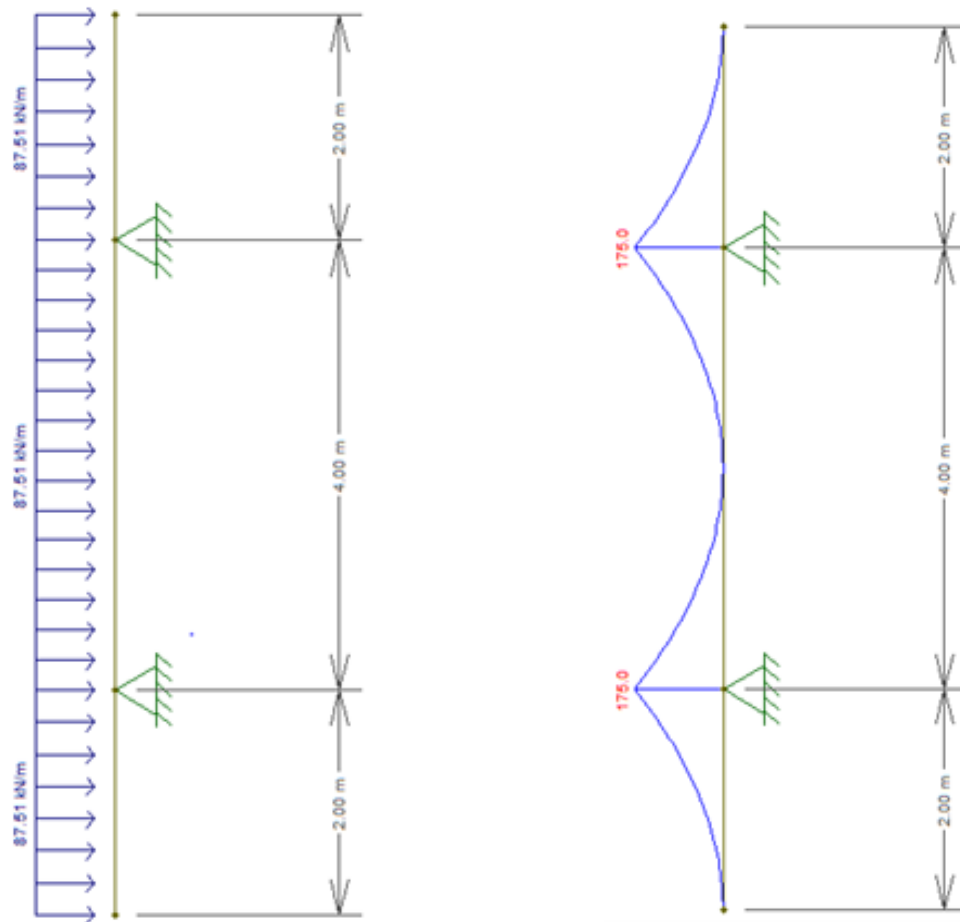
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 33 - Carregamento viga horizontal para o painel BC

Fonte: Elaborada pelo autor.

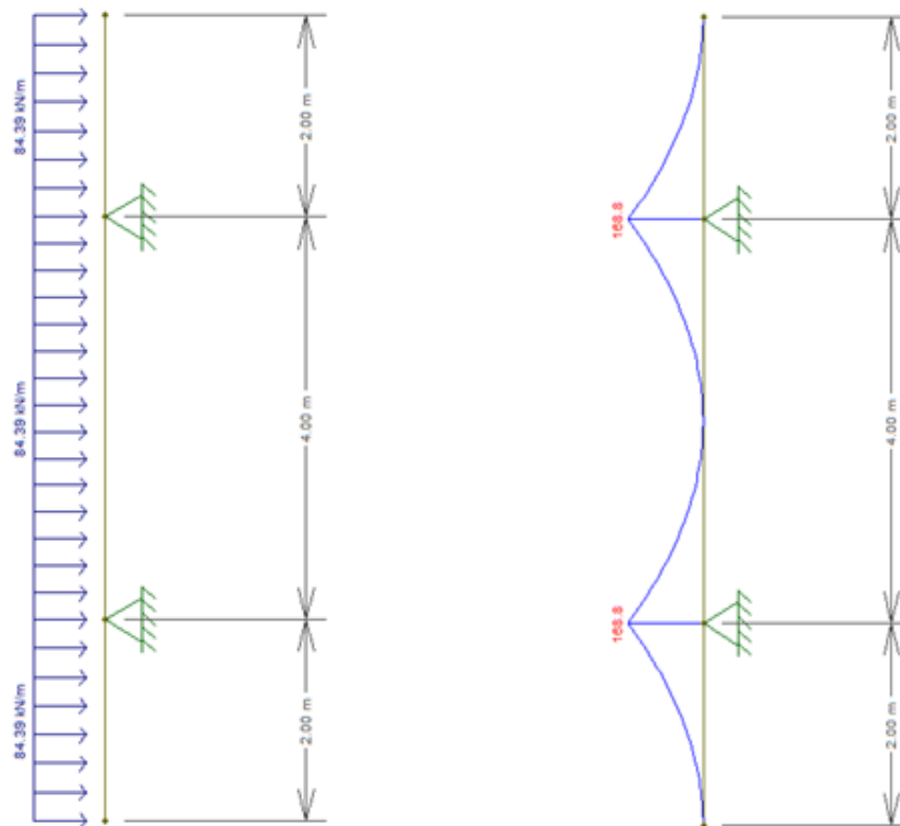
Figura 34 - Diagrama de momento fletor da viga horizontal para o painel BC

Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 35 - Carregamento e diagrama de momento fletor da viga vertical - Painel AB

Fonte: Elaborada pelo autor.

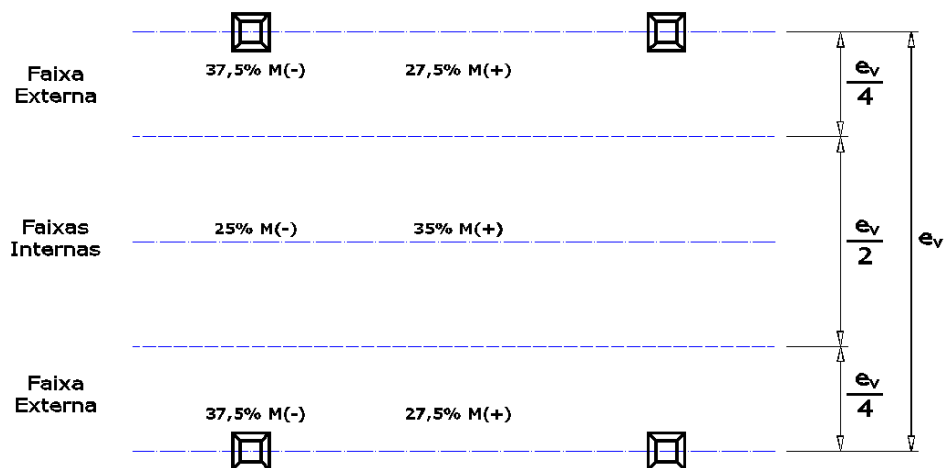
Figura 36 - Carregamento e diagrama de momento fletor da viga vertical - Pannel BC



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com os valores dos momentos fletores que solicitarão o painel, seguiu-se a distribuição dos mesmos em cada uma das direções das vigas adotadas, segundo faixas internas e externas, de acordo com os critérios da NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme se mostra na Figura 37.

Figura 37 - Distribuição dos momentos fletores no painel AB - ABNT (2014)



Fonte: modificado de LONGO (2008) apud ALVES (2014).

Os momentos fletores por metro foram obtidos dividindo-se os momentos pelas respectivas larguras das faixas, logo:

$$M_{+,i} = \frac{45\% M_+}{\frac{e_v}{2}} \quad (24)$$

$$M_{+,e} = \frac{27,5\% M_+}{\frac{e_v}{4}} \quad (25)$$

$$M_{-,i} = \frac{25\% M_-}{\frac{e_v}{2}} \quad (26)$$

$$M_{-,e} = \frac{37,5\% M_-}{\frac{e_v}{4}} \quad (27)$$

Tem-se que para os painéis AB e BC, os momentos fletores de dimensionamento para a viga horizontal são:

$$M_{+,i}(AB) = \frac{45\% M_+}{\frac{e_v}{2}} = \frac{45\% \times 36,4}{\frac{4,0}{2}} \approx 8,19 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{+,e}(AB) = \frac{27,5\% M_+}{\frac{e_v}{4}} = \frac{27,5\% \times 36,4}{\frac{4,0}{4}} \approx 10,01 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,i}(AB) = \frac{25\% M_-}{\frac{e_v}{2}} = \frac{25\% \times 180,0}{\frac{4,0}{2}} \approx 22,50 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,e}(AB) = \frac{37,5\% M_-}{\frac{e_v}{4}} = \frac{37,5\% \times 180,0}{\frac{4,0}{4}} \approx 67,5 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{+,i}(BC) = \frac{45\% M_+}{\frac{e_v}{2}} = \frac{45\% \times 43,7}{\frac{4,0}{2}} \approx 9,83 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{+,e}(BC) = \frac{27,5\% M_+}{\frac{e_v}{4}} = \frac{27,5\% \times 43,7}{\frac{4,0}{4}} \approx 12,02 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,i}(BC) = \frac{25\% M_-}{\frac{e_v}{2}} = \frac{25\% \times 236,3}{\frac{4,0}{2}} \approx 29,54 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,e}(BC) = \frac{37,5\% M_-}{\frac{e_v}{4}} = \frac{37,5\% \times 236,3}{\frac{4,0}{4}} \approx 88,61 \text{ kN.m/m}$$

Os respectivos momentos para o cálculo das armaduras da viga horizontal são:

- Painei AB: $M_{-,e}(AB) = 67,5 \text{ kN.m/m}$ e $M_{+,e}(AB) = 10,01 \text{ kN.m/m}$
- Painei BC: $M_{-,e}(BC) = 88,61 \text{ kN.m/m}$ e $M_{+,e}(BC) = 12,02 \text{ kN.m/m}$

Para a viga vertical se obteve os valores:

$$M_{+,i}(AB) = \frac{45\% M_+}{\frac{e_v}{2}} = \frac{45\% \times 0}{\frac{4,0}{2}} \approx 0 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{+,e}(AB) = \frac{27,5\% M_+}{\frac{e_v}{4}} = \frac{27,5\% \times 0}{\frac{4,0}{4}} \approx 0 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,i}(AB) = \frac{25\% M_-}{\frac{e_v}{2}} = \frac{25\% \times 175,0}{\frac{4,0}{2}} \approx 21,88 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,e}(AB) = \frac{37,5\% M_-}{\frac{e_v}{4}} = \frac{37,5\% \times 175,0}{\frac{4,0}{4}} \approx 65,63 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{+,i}(BC) = \frac{45\% M_+}{\frac{e_v}{2}} = \frac{45\% \times 0}{\frac{4,0}{2}} \approx 0 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{+,e}(BC) = \frac{27,5\% M_+}{\frac{e_v}{4}} = \frac{27,5\% \times 0}{\frac{4,0}{4}} \approx 0 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,i}(BC) = \frac{25\% M_-}{\frac{e_v}{2}} = \frac{25\% \times 168,8}{\frac{4,0}{2}} \approx 21,10 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{-,e}(BC) = \frac{37,5\% M_-}{\frac{e_v}{4}} = \frac{37,5\% \times 168,8}{\frac{4,0}{4}} \approx 63,30 \text{ kN.m/m}$$

Os respectivos momentos para o cálculo das armaduras da viga vertical são:

- Painei AB: $M_{-,e}(AB) = 65,63 \text{ kN.m/m}$ e $M_{+,e}(AB) = 0 \text{ kN.m/m}$
- Painei BC: $M_{-,e}(BC) = 63,30 \text{ kN.m/m}$ e $M_{+,e}(BC) = 0 \text{ kN.m/m}$

Dai então, segue o dimensionamento da armadura de flexão utilizando as fórmulas definidas pela NBR 6118 (ABNT, 2014):

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (28)$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] \quad (29)$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (30)$$

em que:

M_d : momento solicitante igual a 1,4.M;

b: largura da viga;

d: altura útil da viga;

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto, igual a $f_{ck}/1,4$;

f_{yd} : tensão de escoamento característica do aço, igual a $f_{yk}/1,15$;

K_z : parâmetro em função do domínio de cálculo, e

A_s : área de aço.

As áreas para dada quantidade de barras de aço de determinados diâmetros, foram obtidas pela Tabela 13.

Tabela 11 - Áreas de aço para quantidade de barras de diversos diâmetros

Valor nominal para cálculo		Área de aço da seção conforme número de barras – A_s (cm ²)									
Ø (mm)	Massa linear (kg/m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5,00	0,16	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,30	0,25	0,32	0,63	0,95	1,26	1,58	1,89	2,21	2,52	2,84	3,15
8,00	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
10,00	0,63	0,80	1,60	2,40	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00
12,50	1,00	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	10,00	11,25	12,50
16,00	1,60	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00	16,00	18,00	20,00

Fonte: NBR 11682 (ABNT, 2009).

Os detalhes dos cálculos do dimensionamento das armaduras das vigas, vertical e horizontal, dos painéis AB e BC das cortinas atirantadas são mostradas no Anexo 1, cujas armaduras finais estão resumidas na Tabela 13.

Tabela 12 - Áreas de aço para quantidade de barras de diversos diâmetros

Painel	Armadura	Tipo	Ø (mm)	Kg/m	Comprimento (cm)	Ancoragem (cm)	Comprimento total (cm)	Espaçamento (cm)	Total de barras	Peso total (kg)
AB	Horizontal	Positiva	10,00	0,40	1500	30	1530	15,50	7	6,12
		Negativa	12,50	1,60	1500	30	1530	15,50	7	24,48
	Vertical	Positiva	0,00	0,00	0	0	0	15,50	0	0
		Negativa	12,50	1,00	800	30	830	15,00	7	8,30
BC	Horizontal	Positiva	10,00	0,40	1400	30	1430	15,50	7	5,72
		Negativa	16,00	1,60	1400	30	1430	18,00	6	22,88
	Vertical	Positiva	0,00	0,00	0	0	0	15,50	0	0
		Negativa	12,50	1,00	800	30	830	15,00	7	8,30

Fonte: Elaborada pelo autor.

Ocorrendo carga concentrada atuante em uma área relativamente pequena de concreto, pode ocorrer ruptura por punção. Por este motivo se fez necessário verificar a punção na região da placa de ancoragem do tirante, na qual ocorre transferência da carga atuante do tirante para a cortina. De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a verificação da punção foi feita pela equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad (31)$$

em que:

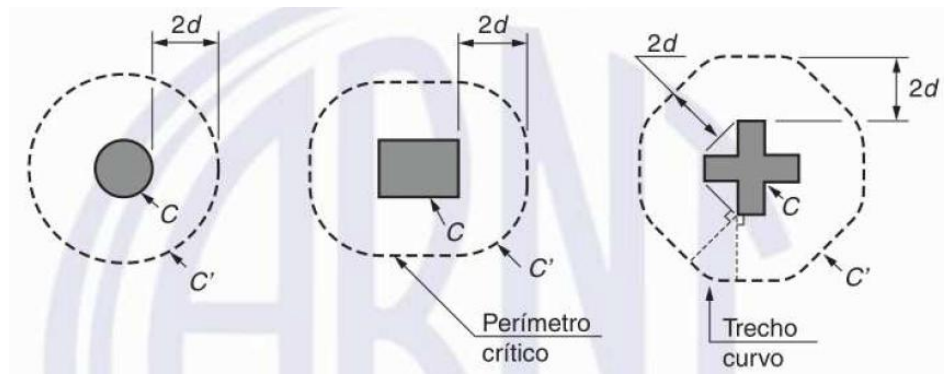
τ_{sd} : tensão de cisalhamento solicitante de cálculo no contorno considerado;

F_{sd} : força ou reação concentrada de cálculo, dado pelo esforço ortogonal a placa gerado por um tirante, $F_{sd} = F_{adm} \cdot 1,4 \cdot \cos(\alpha)$;

u : perímetro de contorno critico considerado;

c : dimensão da placa de ancoragem (nesse caso, considerada quadrada), e

d : altura útil da seção.

Figura 38 - Perímetro crítico em pilares internos

Fonte: NBR 6114 (ABNT, 2014).

Substituindo na equação se obtém a tensão de cisalhamento solicitante por:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} = \frac{F_{adm} \cdot 1,4 \cdot \cos(\alpha)}{u \cdot d} = \frac{410 \times 1,4 \times \cos(31^\circ)}{0,8,0,27} \approx 1627,03 \text{ kN/m}^2$$

A tensão resistente ao cisalhamento do perímetro crítico C' foi calculada conforme a equação abaixo:

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

$$\tau_{Rd,1} = 0,13 \times \left(1 + \sqrt{\frac{20}{27}}\right) \times \left(100 \times \frac{0,15}{100} \times 30\right)^{1/3} \approx 2,062 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd,1} = 2062 \text{ kN/m}^2$$

A tensão resistente ao cisalhamento do perímetro crítico C, que contorna a placa de ancoragem foi determinada por:

$$\tau_{Rd,2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad ; \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{30}{1,4} \approx 21,429 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd,2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 21,429 \approx 5,092 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd,2} = 5092 \text{ kN/m}^2$$

Como τ_{sd} é menor que $\tau_{Rd,1}$ e $\tau_{Rd,2}$ não se fez necessário executar a armadura de punção.

6. CONCLUSÕES

Em comparação ao dimensionamento dos dois trechos da cortina, notou-se que as configurações geométricas da cortina não variaram muito de um caso para o outro. Para os dois taludes de mesma altura, encontra-se configurações dos tirantes muito próximas, com 2 faixas de tirante, com 20 tirantes para a cortina AB e 18 para a cortina BC, e mesmo espaçamento horizontal de 1,4 m, variando apenas do distanciamento do início da cortina a primeira fileira de tirantes, com diferença de 0,2 m de uma cortina para a outra.

Visto os baixos valores do Índice de Resistência à Penetração do Solo (N_{spt}) do solo dimensionaram-se as cortinas atirantadas com grandes comprimentos de ancoragem necessários, o que pode demonstra que o uso de cortinas atirantadas para essa situação hipotética não seja a mais vantajosa. Poder-se-ia fazer o dimensionamento do caso utilizando outra solução de estabilização de taludes para comparação, como muros de gabião ou solo grampeado.

Utilizando o Método Brasileiro de Atirantamento (1957) para análise de estabilidade, é possível desenvolver um processo de cálculo simplificado, com resultados confiáveis e cujos valores de FS são conservadores (FIAMONCINI, 2009), ficando a favor da segurança da estrutura.

Como as cortinas atirantadas são estruturas complexas que envolvem materiais heterogêneos, recomenda-se para futuras pesquisas o dimensionamento utilizando métodos computacionais, de modo que seja possível fazer estudos comparativos com resultados obtidos para estruturas calculadas a partir dos métodos clássicos e dos métodos computacionais.

Outra oportunidade de pesquisa é utilizando mesmos métodos, dimensionar diferentes tipos de estruturas de contenção, a fim de comparar os resultados obtidos tanto quantitativos, quanto qualitativos, como quantidade de materiais necessários para cada estrutura, custo para aplicação do método, a fim de proporcionar uma melhor análise e tomada de decisão, responsabilidade atribuídas ao engenheiro civil.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, L. L. **Análise para otimização dos custos de cortinas atirantadas. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica**, Rio de Janeiro. 106p. 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 238. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6112: Projeto e execução de fundações – Procedimento**. Rio de Janeiro, p. 108. 2019.

AUGUSTO FILHO, O., VIRGILI, J.C. **Estabilidade de taludes** In: Oliveira, A.M.S.: Brito, S.N.A. (Eds). *Geologia de Engenharia: ABGE*. São Paulo, 243- 269, 1998.

BARONI, M. ***Estudo da viabilidade do aproveitamento de pneus inservíveis como material de construção de estruturas de contenção arrimadas*** Ijuí/RS: Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul UNIJUÍ., 2007. (Trabalho de Conclusão de Curso).

BARROS, A. L. P.; **Obras de Contenção: Manual Técnico**. Jundiaí, SP: MACCAFERRI, 2014.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra**. 6ed. Rio de Janeiro: LCT – Livros Técnicos e Científicos. Editora S.A.,498p. 1987.

CODUTO, D. P.; YEUNG, M.; KITCH, R. **Geotechnical Engineering: Principles and Practices**, 2ed, Prentice Hall, 2011.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Thomson Learning. São Paulo, 2007. 551p.

DIAS, F. P.; HERRMANN, M. L. P. **Susceptibilidade a deslizamentos: estudo de caso no bairro Saco Grande**, Florianópolis – SC. *Caminhos de Geografia*, v.3.p 57-73, 2002.

EHRlich, M. **Mini Curso de Solo Grampeado**. COPPE/UFRJ. Universidade Federal da Bahia. Politécnica. Salvador, 2002.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado: projeto e execução**, São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. **Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – design and construction guidelines**. Washington, D.C.: FHWA. Report n. FHWA – NHI – 00 -043, 2001.

FIAMONCINI, C. M. **Estabilização de taludes através da técnica de cortina atirantada – Estudo de caso**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade do Extremo Sul Catarinense – UNESC, Departamento de Engenharia Civil, Criciúma, Santa Catarina, 2009, 111p.

GERSCOVICH, D. M. S.. **Estabilidade de Taludes (2ª edição)**. São Paulo: Oficina de Textos, v. 3, 2016.

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

GURGEL, John Glennedy Bezerra. **Numerical modelling of tied-back retaining walls in sand**. 2012. 169 f. Dissertação (Mestrado em MECÂNICA DAS ESTRUTURAS, ESTRUTURAS DE CONCRETO E ALVENARIA E MATERIAIS E PROCESSOS CONSTRUTIVOS) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

INFANTI JUNIOR, N. & FORNASARI FILHO, N. **Processos de Dinâmica Superficial**. In: OLIVEIRA, A.M.S. & BRITO, S.N.A. (Eds.). Geologia de Engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 1998. cap. 9, p.131-152.

MACHADO, S. L, MACHADO,M.F. **Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios**. Salvador, 1997.

MARANGON, M. **Tópicos em geotecnia e Obras de terra**. Apostila de geotecnia (curso de engenharia civil) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2006.

MASSAD, F. **Obras de terra: Curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2 ed. 2006.

MAYA, P. C. A., SAYAO, A. S. F. J., SALLES, R. O. (2010). **Aplicação de retroanálise probabilística para avaliação da estabilidade de taludes**. VÉRTICES, Campos dos Goytacazes/RJ, v. 12, n. 1, p. 43-52, jan./abr.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. 120p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de

Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

MOLITERNO, A. **Caderno de muros de arrimo**. São Paulo, 2ª ed., 1994. 194 p.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo. Oficina de Textos, 3ª ed., 2006.

PICCININI, I. D. **Metodologia de cálculo para dimensionamento de cortinas atirantadas**. São Carlos, v. 1, 2015. 102 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos , 2015.

SOUZA de, Vitor A. D.; VIEIRA, Vicente de P. P. B. **Análise probabilística da estabilidade do talude de jusante de uma barragem de terra em regime de operação**. Comitê brasileiro de barragens. Xxvii seminário nacional de grandes barragens. Belém – pa, 03 a 07 de junho de 2007.

TERZAGHI, K. **Mechanism of Landslides**, Tradução: Mecanismos de Escorregamento de Terra, Tradução de E. Pichler. Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1967, 41 p., 1950.

WATANABE, R. M. **Cortina atirantada em concreto armado contém empuxos do solo**. AECweb. São Paulo. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/cortina-atirantada-em-concreto-armado-contem-empuxos-do-solo/14268>. Acesso em: 31 ago. 2021.

ANEXO 1

Cálculos para dimensionamento da armadura para as cortinas hipotéticas AB e BC.

Cálculo da armadura mínima

De acordo com a NBR6118, a armadura mínima pode ser obtida por:

$$A_{smin} = \rho_{min} . A_c = 0,173\% . 100.30 = 5,19 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{smin} = 7 \text{ barras } \varnothing 10mm$$

Os valores para ρ_{min} estão indicados na tabela. O concreto utilizado na cortina deverá ter $f_{ck} = 30$ MPa.

Forma da seção	Valores de ρ_{min} ($A_{s,min}/A_c$)							
	f_{ck} % ρ_{min}	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

Cálculo da armadura para vigas horizontais

Para a parede AB:

- Armadura positiva ($M_{k(+)} = 10,01 \text{ kN.m/m}$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 10,01}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0,000897$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,000897}{0,85}}}{0,8} \right] = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 10,01}{1 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 1,194 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_{s\text{mín}} \therefore A_s = A_{s\text{mín}}$$

- Armadura negativa ($M_{k(-)}=67,50\text{kN.m/m}$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 67,5}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0,00605$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,00605}{0,85}}}{0,8} \right] = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 67,50}{0,998 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 8,07 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow 7 \text{ barras } \varnothing 12,5\text{mm}$$

Para a parede BC:

- Armadura positiva ($M_{k(+)}12,02\text{kN.m/m}$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 12,02}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0,00108$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,00108}{0,85}}}{0,8} \right] = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 12,02}{0,999 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 1,434 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_{s\text{mín}} \therefore A_s = A_{s\text{mín}}$$

- Armadura negativa ($M_{k(-)}=88,61\text{kN.m/m}$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 88,61}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0,00794$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,00794}{0,85}}}{0,8} \right] = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 88,61}{0,997 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 10,60 \frac{cm^2}{m} \rightarrow 6 \text{ barras } \varnothing 16,0mm$$

Cálculo da armadura para vigas verticais

Para a parede AB:

- Armadura positiva ($M_{k(+)} = 0kN.m/m$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 0}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,000897}{0,85}}}{0,8} \right] = 1$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 0}{1 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 0 \frac{cm^2}{m} < A_{smin} \therefore A_s = A_{smin}$$

- Armadura negativa ($M_{k(-)} = 65,63kN.m/m$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 65,63}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0,00588$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,00588}{0,85}}}{0,8} \right] = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 65,63}{0,998 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 7,84 \frac{cm^2}{m} \rightarrow 7 \text{ barras } \varnothing 12,5mm$$

Para a parede BC:

- Armadura positiva ($M_{k(+)} = 0kN.m/m$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 0}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0}{0,85}}}{0,8} \right] = 1$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 0}{1 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 0 \frac{cm^2}{m} < A_{smin} \therefore A_s = A_{smin}$$

- Armadura negativa ($M_{k(-)}=63,30kN.m/m$)

$$KMD = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \times 63,30}{100 \cdot 27^2 \cdot 30000/1,4} = 0,00567$$

$$K_z = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot KMD}{0,85}}}{0,8} \right] = 1 - 0,4 \cdot \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,00567}{0,85}}}{0,8} \right] = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{1,4 \cdot 88,61}{0,998 \cdot 27 \cdot 50/1,15} = 7,56 \frac{cm^2}{m} \rightarrow 7 \text{ barras } \varnothing 12,5mm$$