

MANUAL TÉCNICO DE ENCOSTAS

ANCORAGENS E GRAMPOS

VOLUME 4

ÍNDICE

PRÓLOGO	6
1. INTRODUÇÃO.....	7
2. ANCORAGENS E GRAMPOS	11
3. CORTINAS ANCORADAS	20
4. SOLO GRAMPEADO	36
5. ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES EM ROCHA.....	52
6. CONCRETO PROJETADO	69
7. ANEXO 1 - REFERÊNCIAS	80
8. ANEXO 2 – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	85
9 ANEXO 4 - MÉTODO DAS CUNHAS	94
10 ANEXO 5 - COMPARATIVO DE CUSTO DE OBRAS	96

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Ancoragem típica permanente.....	12
Figura 2.2 - Trecho ancorado: centralizador e tubo corrugado de proteção (Foto Este Engenharia)	13
Figura 2.3 - Tubo de injeção com válvulas manchete (Foto Este Engenharia).....	13
Figura 2.4 - Trecho livre (topo) e trecho ancorado (abaixo) com tubo de injeção (Foto Este Engenharia)	13
Figura 2.5 - Detalhe do centralizador (Foto Este Engenharia).....	14
Figura 2.6 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em areias (Bustamante e Doix, 1985).....	16
Figura 2.7 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em argilas e siltes (Bustamante e Doix, 1985).....	16
Figura 2.8 - Pontos críticos de corrosão em chumbadores em rocha.....	18
Figura 2.9 - Ensaio de arrancamento.....	19
Figura 3.1 - Cortina ancorada.....	20
Figura 3.2 - Fases de execução de uma cortina (Foto GeoRio)	21
Figura 3.3 - Escavação em nichos.....	21
Figura 3.4 - Escavação em nichos.....	22
Figura 3.5 - Escavação em nichos.....	22
Figura 3.6 - Estados de ruptura de uma cortina ancorada	23
Figura 3.7 - Ruptura em cunha e generalizada.....	24
Figura 3.8 - Cortina no pé de talude alto.....	24
Figura 3.9 - Método das cunhas de análise de estabilidade	25
Figura 3.10 - Análise de estabilidade, método das cunhas.....	25
Figura 3.11 - Carga de ancoragem (FS = 1,5) em cortina vertical sem água, talude no topo horizontal.....	28
Figura 3.12 - Carga de ancoragem (FS = 15) em cortina vertical com talude 30°, sem água..	28
Figura 3.13 - Carga de ancoragem (FS = 1.5) para cortina vertical com água (50%), talude no topo horizontal.....	29

Figura 3.14 - Carga de ancoragem (FS=1.5) cortina com água (100%), talude no topo horizontal	29
Figura 3.15 - Carga de ancoragem (FS = 1.5) em cortina com talude 30°, com água (50%) .	30
Figura 3.16 - Carga de ancoragem (FS = 1.5) em cortina com talude 30°, com água (100%)	30
Figura 3.17 - Exemplo de caso complexo	31
Figura 3.18 - Efeito do tirante	31
Figura 3.19 - Recomendações para espaçamento de ancoragens	32
Figura 3.20 - Erro na distribuição de tensões calculada em estado plano de deformações (Tsui, 1974).....	33
Figura 3.21 - Emprego de microestacas para suporte da parede e reforço de solo durante a escavação.....	34
Figura 4.1 - Comparação com a técnicas de execução de túneis com revestimento flexível e rígido	37
Figura 4.2 - Aplicações do reforço de solos através do grampeamento: (a) na estabilização de taludes; (b) no escoramento de escavações	37
Figura 4.3 - Fases construtivas.....	38
Figura 4.4 - Fases executivas em solo grampeado:da esquerda para à direita: escavação, instalação dos grampos e contenção pronta (Linha Amarela, RJ)	38
Figura 4.5 - Execução do concreto projetado (Linha Amarela, RJ).....	39
Figura 4.6 - Resultado de ensaios de arrancamento no Brasil (Ortigão e Palmeira, 1997).....	40
Figura 4.7 - Ensaio de arrancamento.....	40
Figura 4.8 - Detalhes de grampos mais comuns: (a) barra de aço com diâmetro igual ou maior que 20 mm; (b) barra de aço com diâmetro inferior a 20 mm	41
Figura 4.9 - Grampo com extremidade embutida no terreno, empregado em taludes inclinados	41
Figura 4.10 - Chumbadores e grampos de plástico reforçado.....	42
Figura 4.11 - Mecanismos de transferência de carga: (a) cortina ancorada; (b) muro em solo grampeado	43
Figura 4.12 - Deslocamentos horizontais no muro de terra armada e no de solo grampeado..	43
Figura 4.13 - Contenção de taludes de emboques em 1970 (a) Corte; (b) Vista, (obra Este Engenharia)	44
Figura 4.14 - Contenção de escavação em solo residual gnaisse para implantação de prédio de apartamentos, Icaraí, Niterói, RJ (obra Este Engenharia).....	44
Figura 4.15 - Contenção de talude em filito sob a fundação de viaduto ferroviário (a) seção transversal do talude; (b) (foto Este Engenharia	45
Figura 4.16 - Muro experimental no Morro da Formiga (Ortigão et al, 1992).....	45
Figura 4.17 - Solo grampeado, Av Automóvel Club, planta e seção	46
Figura 4.18 - Contenções no emboque do Túnel da Covanca, Linha Amarela, solo grampeado à esquerda.....	46
Figura 4.19 - Tipos de análise de estabilidade em função da localização da superfície	47
Figura 4.20 - Efeito da tensão nos grampos	48
Figura 4.21 - Inclusão do efeito do grampo na base de uma fatia.....	48
Figura 4.22 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 0,6$ (Clouterre, 1991).....	50
Figura 4.23 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 0,8$ (Clouterre, 1991).....	50
Figura 4.24 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 1$ (Clouterre, 1991).....	51
Figura 4.25 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 1,2$ (Clouterre, 1991).....	51
Figura 5.1 - Decisão sobre fixação ou desmonte de blocos função das condições de apoio (Barros, 1999).....	52
Figura 5.2 - Fragmentação de bloco.....	53
Figura 5.3 - Remoção de blocos após deslizamento na Linha Amarela, Rio de Janeiro	53

Figura 5.4 - Uso de chumbadores para fixação de lasca	53
Figura 5.5 - Estabilização de bloco com contrafortes no Corcovado.....	54
Figura 5.6 - Projeto de estabilização do Alto do Corcovado (Totis, 1986).....	54
Figura 5.7 - Estabilização do Corcovado durante e após a execução	55
Figura 5.8 - Exemplo de contrafortes atirantados para estabilização do Corte do Cantagalo..	55
Figura 5.9 - Uso de contrafortes ancorados.....	56
Figura 5.10 - Grelha ancorada.....	56
Figura 5.11 - Exemplos de fixação de blocos e lascas	57
Figura 5.12 - Medidas de controle de estabilidade.....	57
Figura 5.13 - Concreto projetado para proteção de talude rochoso	58
Figura 5.14 - Alternativas de se evitar a queda de blocos.....	59
Figura 5.15 - Estabilização de talude em rocha muito fraturada com blocos soltos empregando: tela, trincheira de coleta de blocos, anteparos flexíveis e avisos ao público.....	59
Figura 5.16 - Aplicação de tela de proteção para proteção de taludes próximo a casas, Rio de Janeiro: (a) Situação do talude e casas, (b) Aplicação da tela, (c) fixação da tela.....	60
Figura 5.17 - Cerca flexível implantada na Estrada Grajaú-Jacarepaguá	60
Figura 5.18 - Detalhe da cerca flexível	61
Figura 5.19 - Análise de estabilidade de bloco	61
Figura 5.20 - Chumbadores projetados ao cisalhamento (casos <i>a</i> e <i>b</i>), e projetados a flexão composta (caso <i>c</i>).....	63
Figura 5.21 - Dimensionamento de chumbadores à tração e ao cisalhamento	64
Figura 5.22 - Valores de forças de tração, cisalhamento e resultante em chumbador de aço CA 50 A com 32 mm de diâmetro.....	65
Figura 5.23 - Esquema dos ângulos referidos no ábaco de pré-dimensionamento – sentidos positivos indicados com referência à horizontal	66
Figura 5.24 - Ábaco de pré-dimensionamento para chumbadores.....	66
Figura 5.25 - Relação entre a carga axial efetivamente utilizada e a carga de ruptura do chumbador.....	67
Figura 6.1 - Máquina ou bomba de projeção	69
Figura 6.2 - Projetado via seca	70
Figura 6.3 - Projetado via úmida.....	70
Figura 6.4 - Equipamento de projeção via seca ou úmida (Este Engenharia).....	71
Figura 6.5 - Concreto projetado em talude (Foto Genco)	71
Figura 6.6 - Fibras de aço (Foto fibra tipo Dramix).....	72
Figura 6.7 - Economia no volume de concreto projetado	72
Figura 6.8 - Propagação da corrosão.....	73
Figura 6.9 - Mecanismo de reforço das fibras de aço	74
Figura 6.10 - Critério da JSCE SF4 (1984) para determinação da tenacidade.....	75
Figura 6.11 - Diagrama Tensão-Deformação.....	76
Figura 6.12 - Distribuição de tensões.....	76
Figura 6.13 - Momentos	77
Figura 8.1 - Dimensionamento ao puncionamento	85
Figura 8.2 - Dimensionamento à flexão simples.....	86
Figura 8.3 - Dimensões do painel.....	88
Figura 9.1 - Cunha de deslizamento.....	94
Figura 10.1 - Seções típicas analisadas	96
Figura 10.2 - Efeito da variação da altura em muro de concreto armado L.....	97
Figura 10.3 - Efeito da variação da altura em muro de concreto ciclópico.....	98
Figura 10.4 - Comparação de custo entre muros de concreto armado e concreto ciclópico	98

Figura 10.5 - Comparação entre cortina ancorada e solo grampeado versus distância de transporte.....	99
Figura 10.6 - Comparação entre todas as soluções em função da distância de transporte para talude com altura do de 4 m	99

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Requisitos aos materiais	14
Tabela 2.2 - Cargas em ancoragens.....	15
Tabela 3.1 - Simbologia e unidades empregadasSimbologia e unidades empregadas.....	27
Tabela 3.2 - Capacidade de carga estrutural de microestacas e armadura necessária (Fundesp)	35
Tabela 4.1 - Métodos de análise de muros de solo grampeado (Ortigão et al, 1993). 47	
Tabela 4.2 - Características de alguns softwares de análise de estabilidade com grampos (Ortigão et al, 1995)	49
Tabela 5.1 - Simbologia e unidades empregadas	62
Tabela 5.2 - Resistência de chumbadores embutidos em rocha e embutidos em concreto.....	64
Tabela 8.1 - Valores de resistência equivalente média à tração na flexão ($f_{ctm,eq}$) em MPa para fibras de aço tipo Dramix	88
Tabela 8.2 - Tabela de dimensionamento à flexão simples (Pfeil, 1983)	92
Tabela 8.3 - Telas soldadas, Aço CA 60	93
Tabela 9.1 - Simbologia	95

Prólogo

O Manual Técnico de Encostas da GeoRio, publicado em 1999, sob a coordenação geral do Eng Hélio Brito, contou com uma equipe de especialistas geotécnicos.

Editores: Dr Alberto Ortigão (UFRJ) e Prof Dr Alberto Sayão (PUC-RJ).

Volume	Título do capítulo	Autores
1	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Rochas e solos	H Penha
	Movimentos de massa	H Penha
	Investigações geotécnicas	A Ortigão & H Brito
	Estabilidade de taludes em solos	A Sayão
	Estabilidade de taludes em rochas	A Ortigão & H Brito
	Escolha da solução	A Ortigão & H Brito
	Instrumentação	A Ortigão
2	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Drenagem e proteção superficial	D Gerscovitch
3	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Muros	A Sayão
	Reforço com geossintéticos	E M Palmeira
4	Introdução	A Ortigão & A Sayão
	Ancoragens e grampos	A Ortigão & H Brito
	Cortinas ancoradas	A Ortigão & H Brito
	Solo grampeado	A Ortigão & E M Palmeira
	Estabilização de taludes em rocha	A Ortigão & H Brito
	Concreto projetado	A Moraes & A Ortigão

1. Introdução

APRESENTAÇÃO

Este manual é um guia de projeto e execução de estabilização de taludes no Rio de Janeiro. Contempla a identificação e investigação dos acidentes, a solução de projeto geotécnico e estrutural. Acompanham especificações para execução e desenhos típicos das diversas soluções de contenção.

O Manual foi concebido como um instrumento para o engenheiro experiente, reunindo em um só volume as técnicas mais usuais de estabilização. Não é um livro-texto, mas uma orientação sobre a boa prática de projeto e execução.

ORGANIZAÇÃO DO MANUAL

O texto do Manual de *Ancoragens & Grampos* discute as muitas aplicações em cortinas, solo grampeado e estabilização de taludes em rocha.

O primeiro capítulo trata das ancoragens e grampos isolados. Discute tipos, qualidade, método executivo, projeto das ancoragens e grampos isolados e ensaios. Propõe um padrão de qualidade superior ao que exige a norma de ancoragens, sendo recomendada a proteção dupla nas ancoragens, independentemente da agressividade do meio. Este é um cuidado de custo marginal, que não majorará o custo das ancoragens em mais que 5%, mas aumentará a durabilidade das nossas obras. Os critérios de ensaio serão mantidos conforme a norma ABNT NBR 5629, mas deixa ao projetista a responsabilidade de poder incluir exigências adicionais.

Este Manual propõe um cuidado bem maior na acurácia da medição de carga e dispositivos de medição como as células de carga elétricas. Os ensaios de arrancamento, previstos pela norma ABNT NBR 5629 também deverão ser executados em todas as obras com mais de vinte ancoragens ou grampos. Isso permitirá a formação de um banco de dados para auxiliar no dimensionamento do trecho ancorado.

As especificações deste Manual incluem um cuidado adicional de injeção da cabeça dos tirantes com o objetivo de se eliminar a água acumulada e promover maior proteção contra a corrosão.

As *Cortinas ancoradas*, solução bastante convencional, é tratada com um pequeno histórico do seu desenvolvimento no Rio de Janeiro, métodos executivos, seguida da apresentação dos métodos simplificados de análise em cunhas, à moda alemã, ou à brasileira. São apresentados ábacos de pré-dimensionamento. O texto indica também quais os casos mais complexos em que análises mais rigorosas são recomendadas através do método de equilíbrio limite de fatias.

A técnica de *Solo grampeado*, que pouco à pouco vem substituindo muitas cortinas ancoradas, é apresentada com detalhes, abrangendo: o desenvolvimento do método, a experiência no Brasil e internacional, conceitos, detalhes executivos, análise da estabilidade interna e externa. Vários exemplos da prática brasileira são apresentados, seguidos de uma comparação entre métodos de análise e programas de computador empregados. Ao final do capítulo foram incluídos ábacos de pré-dimensionamento.

As *Técnicas de estabilização de taludes em rocha* são divididas em dois grandes grupos: aquelas em que se evitam a queda dos blocos através da fixação, e as que convivem com o problema, mas reduzindo o risco a um nível aceitável. No primeiro caso, a fixação é realizada por grampos ou chumbadores e o emprego de estruturas de concreto armado de contrafortes ou grelhas ancoradas. O projeto do chumbador foi tratado com detalhes, para que se possa projetá-los ao cisalhamento, prática mais usual no Rio de Janeiro, ou optar por um projeto menos conservador à tração pura ou combinada com cisalhamento. Um ábaco de dimensionamento foi desenvolvido com esta finalidade. No caso de taludes com muitos blocos soltos, o convívio com o problema é em geral a solução adotada e, neste caso, o assunto foi através de alguns exemplos com a aplicação de telas metálicas, muros e trincheiras.

O capítulo sobre *Concreto Projetado* traz algumas novidades para os nossos engenheiros de obras: apresenta a técnica mais tradicional, a bibliografia recomendada, os tipos de mistura, o uso da armadura com tela e, em seguida, introduz o leitor à técnica menos usual, porém não menos importante, das fibras de aço como armadura. Tais fibras, misturadas no concreto atuam como armadura à tração e podem reduzir muito o custo de aplicação de revestimentos de concreto projetado em taludes de solo, obras de solo grampeado e em taludes rochosos.

Um anexo apresenta exemplo de *Dimensionamento Estrutural* de uma cortina. Descreve a metodologia recomendada, incluindo-se tabelas de dimensionamento. A armadura é dimensionada com duas alternativas: tela soldada ou fibras de aço. Este Manual reforça a necessidade de aumento da durabilidade nas obras concreto. Por esta razão, elaboraram-se especificações de execução detalhadas, adotando-se resistência característica do concreto (f_{ck}) mínima de 18 MPa, com consumo de cimento e o fator água-cimento especificados e sempre inseridos na notas dos desenhos de projeto.

FORMATO

O Manual contém uma grande quantidade de figuras, ábacos e fotos. Estas provêm dos arquivos da GeoRio, que existem graças à dedicação de mais de quarenta anos do fotógrafo Sr. Ary Maciel, e por cessão algumas empresas, como a Este Engenharia, Geoflex, Geokon e dos arquivos pessoais dos autores.

As empresas Este SA, Geotécnica SA, Belgo-Mineira Bekaert e Maccaferri colaboraram intensamente com a equipe do Manual: forneceram informações, fotos, elaboraram e revisaram textos, mas principalmente contribuíram com a sua experiência.

ELABORAÇÃO DO MANUAL

O Manual de Encostas da GeoRio resultou de um contrato intitulado “*Elaboração de Manuais Técnicos de Projetos, Especificações e Execução para Obras de Estabilização*”, contrato 091/98, entre a GeoRio e a Insitutek Ltda, que contou com uma equipe de especialistas geotécnicos para elaboração.

A coordenação e editoração dos trabalhos foi realizada pelo Dr A Ortigão (UFRJ), assistido pelo Dr A Sayão (PUC-Rio).

- Os capítulos de *Geologia e Movimentos de Massa* foram de elaborados pelo Dr H Penha (UFF),

- O Capítulo de ***Drenagem e Proteção Superficial*** pela Dr^a Denise Gerscovich (Uerj);
- Os capítulos de ***Muros e Estabilidade de Taludes em Solo***, pelo Dr A Sayão;(PUC-Rio)
- O capítulo de ***Geossintéticos***, Dr E M Palmeira (UnB).
- Os capítulos de ***Investigações, Estabilidade de Taludes em Rocha, Cortinas, Solo Grampeado, Estabilização de Taludes em Rocha e Instrumentação*** foram elaborados do Dr J A R Ortigão, assistido pelo professor Eng C J R d'Ávila, UFRJ, na eletrônica aplicada à instrumentação.
- O capítulo de ***Dimensionamento Estrutural*** foi elaborado pelo engenheiro J R Oliveira.
- O capítulo de ***Concreto Projetado*** foi elaborado pelo engenheiro A Moraes da Belgo Mineira-Bekaert e pelo Dr A Ortigão.
- O apoio técnico e editorial para elaboração do Manual foi coordenado pela Eng^a Lúcia Alves.

EQUIPE DA GEORIO	
A Fiscalização do contrato 091/98 entre a GeoRio e a Insitutek Ltda, intitulado “ <i>Elaboração de Manuais Técnicos de Projetos, Especificações e Execução para Obras de Estabilização</i> ”, foi exercida pela GeoRio que designou os engenheiros Helio G de Brito Filho e Marcio J M Machado.	
Coordenação	Eng Helio G de Brito Filho (Diretor da Diretoria DEP) e Eng Marcio Mac (Gerente de Obras)
Análise e revisão de textos	Eng Helio G de Brito Filho (Diretor da Diretoria DEP) Eng Marcio Machado (Gerente de Obras) Eng Luiz Otávio Vieira (Assessor da Diretoria) Eng Renato Gerardini de Oliveira (Gerente de Projetos) Geól. Ricardo D’Orsi (Gerente de Programas Especiais) Geól. Claudio Amaral (Gerente de Gologia) Eng R L Feijó
Elaboração e revisão de desenhos	Eng Luiz Otávio Vieira (Assessor da Diretoria) Eng Renato Gerardini de Oliveira (Gerente de Projetos) Eng ^a Aidê Carramão Eng ^a Helena Quaresma Eng ^a Eclair Cardoso Eng Geraldo Baptista (Diretor de Estruturas) Eng Marcus Bergman
Revisão das especificações	Eng Sergio Correa (Diretor da Diretoria de Obras) Eng Aldo Rosa (Diretor da Diretoria de Fiscalização e Licenciamento) Eng Helio G de Brito Filho (Diretor da Diretoria DEP) Eng Marcio Machado (Gerente de Obras) Eng Andre Merlino Eng Fábio Lessa (Gerente de Obras) Eng A Carlos Guedes
Cálculo de custos comparativos entre soluções	Eng Fábio Lessa (Gerente de Obras) Eng Andre Merlino

2. Ancoragens e grampos

INTRODUÇÃO

Este capítulo trata das ancoragens, chumbadores e grampos que são inclusões semi-rígidas empregadas como elementos para resistir a tração e também ao cisalhamento e servem para reforço da massa de solo ou rocha.

ANCORAGENS

As ancoragens ou tirantes, por definição, resistem somente à tração. A norma ABNT NBR 5629¹ prescreve as condições mínimas a serem atendidas na prática de ancoragens.

Ancoragem ou tirante é o elemento semi-rígido ou flexível instalado no solo ou rocha capaz de transmitir esforços de tração entre as suas extremidades. É constituído dos seguintes elementos:

- *Cabeça* é a extremidade que fica fora do terreno;
- *Trecho ancorado ou injetado* é a extremidade que transmite ao terreno a carga de tração
- *Trecho livre* trecho intermediário entre a cabeça e o trecho enterrado, que transmite as cargas de tração entre as extremidades.

As ancoragens se subdividem em dois principais tipos: as monobarras e as de fios ou cordoalhas. Este Manual só trata do primeiro tipo, ou seja, monobarras de aço e para aplicações *definitivas*. As ancoragens de fios e de cordoalhas e as provisórias não são empregadas pela GeoRio e não são abrangidas por este Manual.

A Figura 2.1 apresenta detalhes das ancoragens em obras da GeoRio. A proteção dupla com tubo plástico ou metálico corrugado, no trecho ancorado, e liso de PVC no trecho livre, é adotada como padrão mínimo, conforme classe 1 de proteção contra a corrosão (ABNT NBR 5629, independente da agressividade do meio).

O projetista da ancoragem deverá decidir se adota, ou não, um sistema que permita a reinjeção do trecho ancorado e isto deverá constar do projeto. Um sistema de reinjeção é uma medida cautelar recomendada que permite elevar a capacidade de carga e re-utilizar uma ancoragem que apresente deslocamentos excessivos no ensaio de recebimento. Tal sistema, entretanto,

¹ As normas ABNT estão referenciadas no Anexo Normas ABNT, onde consta o título completo, número e ano da última edição. Todas as normas citadas se referem à última edição.

poderá ser dispensado à critério do projetista, se houver experiência comprovada em casos específicos.

A proteção da cabeça é realizada através de uma tampa de concreto, conforme apresentada nas figuras citadas.

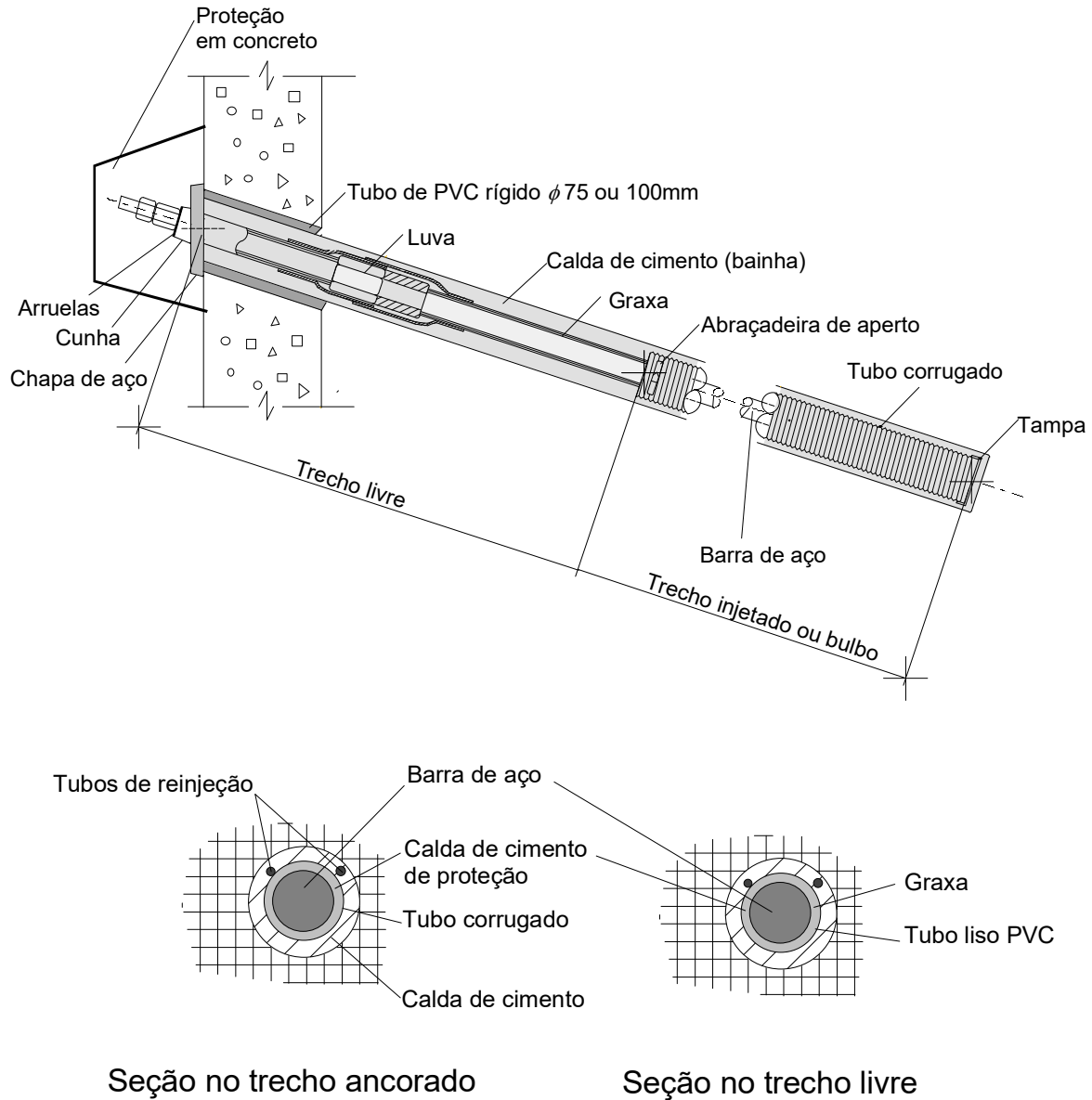


Figura 2.1 - Ancoragem típica permanente

O tipo recomendado para ancoragens apresenta os seguintes requisitos:

- *Trecho ou bulbo ancorado* (comprimento L_b) com proteção dupla incluindo: limpeza, pintura anticorrosiva, seguido de proteção com tubo plástico corrugado com espessura não inferior a 2 mm (Figura 2.2, Figura 2.3). O espaço anelar entre a barra de aço e o plástico é totalmente preenchido com calda de cimento;
- *Trecho livre*, (comprimento L_l) também com limpeza, pintura anticorrosiva, seguido de recobrimento com tubo plástico liso com espessura não inferior a 1mm (Figura 2.4). O espaço anelar entre a barra de aço e o plástico é totalmente preenchido com graxa.

- *Centralizadores* no trecho injetado com intervalos não superior a 2 m; o tipo mais comum consta da Figura 2.5, embora outros tipos poderão ser empregados, conforme norma ABNT NBR 5629;
- *Tubo plástico* de reinjeção e retorno.



Figura 2.2 - Trecho ancorado: centralizador e tubo corrugado de proteção (Foto Este Engenharia)



Figura 2.3 - Tubo de injeção com válvulas manometre (Foto Este Engenharia)

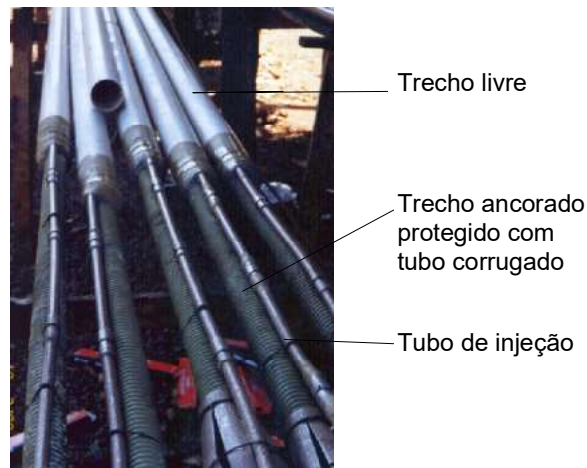


Figura 2.4 - Trecho livre (topo) e trecho ancorado (abaixo) com tubo de injeção (Foto Este Engenharia)



Figura 2.5 - Detalhe do centralizador (Foto Este Engenharia)

Materiais

Os requisitos aos materiais empregados na execução dos tirantes são:

Tabela 2.1 – Requisitos aos materiais

Materiais	Requisitos	Normas
Aço	CA 50A, Dywidag ST 85/105, Gewi 50/55, Rocsolo ST 75/85	ABNT NBR 7480
Calda de cimento	Fator água-cimento igual ou inferior a 0,5, resistência aos 7 dias superior a 25 MPa	ABNT NBR 7681

Cargas em ancoragens

As cargas de ensaio e de trabalho dos tirantes empregados pela GeoRio constam da Tabela 2.2.

A carga (T) máxima de ensaio e de trabalho são obtidas pelas seguintes equações:

$$T_{ensaio} = 0,9 f_y A_s$$

$$T_{trabalho} = T_{ensaio} / 1,75$$

onde f_y é a tensão de escoamento do material da ancoragem, A_s é a área da seção transversal útil da barra, descontando-se a parcela perdida pela rosca no caso de seção reduzida. Os fatores 0.9 e 1.75, aplicados na equações anteriores, correspondem aos fatores de segurança prescritos pela norma ABNT NBR 5629 e adotados pela GeoRio.

Tabela 2.2 - Cargas em ancoragens

Tipo de aço	Tipo de seção	Diâmetro da barra (mm)	Diâmetro mínimo da recomendado	Carga máxima de ensaio (T_{ensaio})	Carga de trabalho ($T_{trabalho}$)
			(mm)	kN	kN
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32	100	350	200
Dywidag ST 85/105	Plena	32	100	600	350
CA 50 A	Plena	25	100	230	130
CA 50 A	Plena	32	100	360	200
CA 50 A	Reduzida com rosca	25	100	190	110
CA 50 A	Reduzida com rosca	32	100	260	160
Rocsolo ST 75/85	Plena	22	100	210	125
Rocsolo ST 75/85	Plena	25	100	280	165
Rocsolo ST 75/85	Plena	28	100	360	200
Rocsolo ST 75/85	Plena	38	125	660	375
Rocsolo ST 75/85	Plena	41	125	890	510

Dimensionamento do trecho ancorado

O dimensionamento das dimensões do trecho ancorado deve ser feita com base na experiência de ensaios de arrancamento através de uma expressão do tipo:

$$T = q_s \pi D L_b$$

onde; q_s é o atrito unitário no contato bulbo – solo ou rocha, D é o diâmetro da perfuração, L_b é o comprimento do bulbo, T é uma carga axial maior que a carga máxima de ensaio.

Na fase de pré-dimensionamento e na ausência de experiência específica, pode-se basear o dimensionamento nos trabalhos de Bustamante e Doix (1985), cujos resultados constam das Figura 2.6 e Figura 2.7. As figuras apresentam resultados de q_s para areias (Figura 2.6) e argilas (Figura 2.7) em função da pressão limite (p_l) obtida em ensaios com o pressiómetro Ménard. É fornecida também uma correlação entre os valores de p_l e do índice N (SPT).

Os dados obtidos por Bustamante e Doix incluem ensaios de arrancamento realizados em ancoragens com somente um estágio de injeção (IGU) e as de múltiplo estágio (IRS) com tubo de injeção com válvula manchete.

A dispersão dos resultados é grande, bem como a correlação entre p_l e N , apresenta valores de N muito elevados, certamente por procedimentos diferentes de ensaio nos diferentes países onde os dados foram obtidos. Por estas razões, essas correlações só devem ser vistas como uma primeira aproximação, a experiência local é essencial.

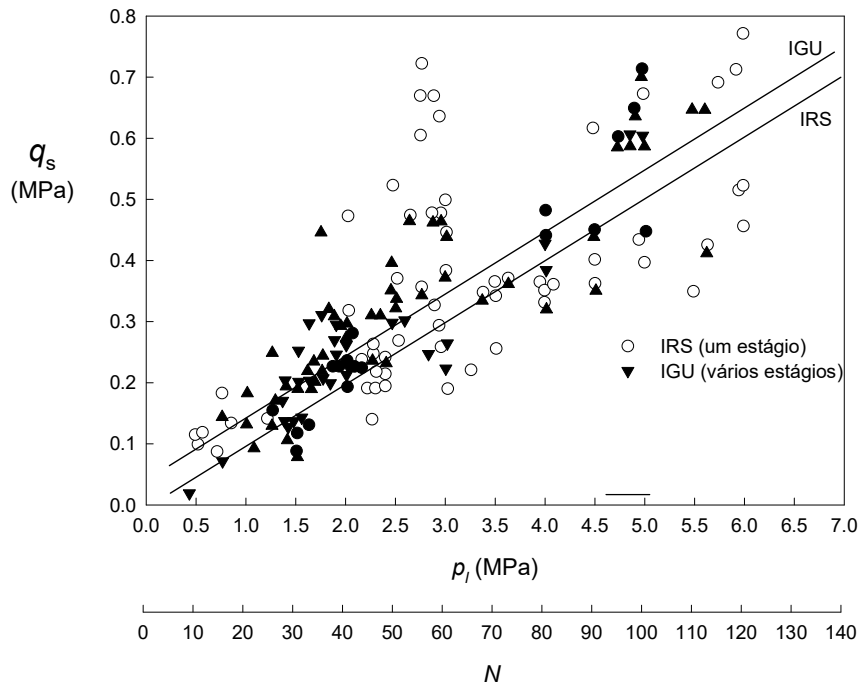


Figura 2.6 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em areias (Bustamante e Doix, 1985)

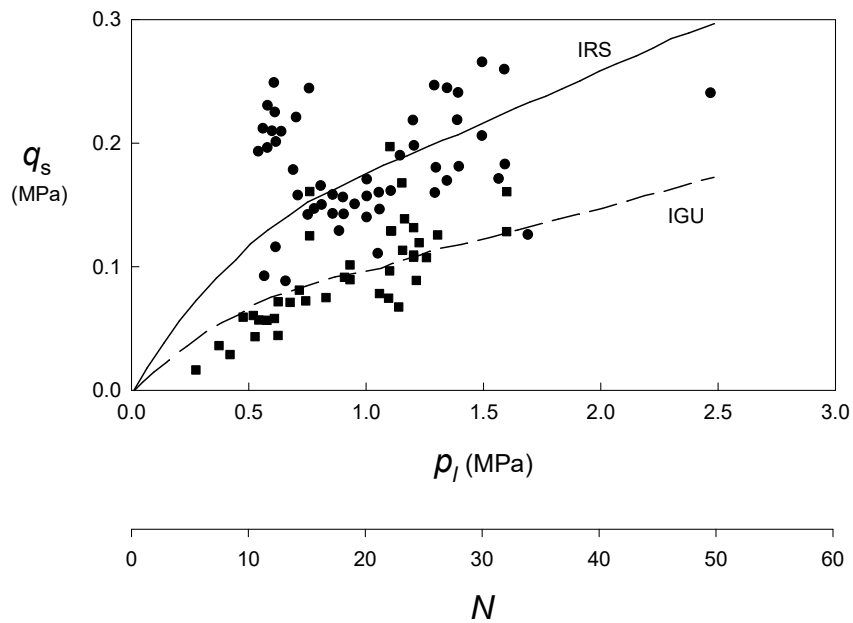


Figura 2.7 - Correlações empíricas para o atrito lateral unitário em argilas e siltes (Bustamante e Doix, 1985)

O pré-dimensionamento do valor de q_s em rochas pode ser realizado de acordo a norma ABNT NBR 5629, através das seguintes regras:

$q_s < 1/30$ da resistência à compressão não confinada da rocha;

$q_s < 1/30$ da resistência à compressão não confinada da argamassa.

Devendo-se empregar o menor valor.

Para as rochas do Rio de Janeiro, onde valores de resistência à compressão não confinada frequentemente excedem 100 MPa e calda de cimento apresenta valores de resistência entre 25 e 30 MPa, o maior condicionante será a resistência da calda.

Ensaio

Os ensaios em ancoragens são tratados nas Especificações deste Manual. Yassuda e Dias (1998) tratam detalhadamente do assunto.

GRAMPOS E CHUMBADORES

Grampos e chumbadores diferem das ancoragens descritas anteriormente por não apresentarem trecho livre e são passivos, isto é, não são pré-tensionados. Outra diferenciação é que podem contribuir com sua resistência à tração e ao cisalhamento.

Os grampos e chumbadores têm funções muito parecidas, entretanto, os primeiros são aplicados em solo, os segundos em rocha. Tanto os grampos quanto os chumbadores poderão ter, ou não, dispositivos especiais na cabeça, a ser definido em projeto.

Os tipos de aço empregados são os mesmos indicados na Tabela 2.2.

Proteção contra a corrosão

- Chumbadores em rocha

A experiência da GeoRio demonstra que os chumbadores em rocha para a fixação de blocos, ou os que são empregados na estabilização de lascas em rocha fraturada, necessitam de proteção especial contra a corrosão. Os casos indicados na Figura 2.8 são os mais críticos, pois a proteção que é normalmente obtida pela calda de cimento ao redor da barra de aço não ocorrerá. Com efeito, o fraturamento ou o contato entre dois blocos de rocha ou concreto-rocha, levam à perda de calda nessa região e a barra de aço não ficará protegida. A percolação de água pelas fraturas acelera a corrosão. A solução proposta nesse caso é a proteção dupla com tubo plástico.

- Grampos em solo

Os grampos instalados em solo poderão ter somente proteção simples contra a corrosão à critério do projeto, constando de limpeza da barra, pintura dupla anticorrosiva, uso de espaçadores e centralizadores.

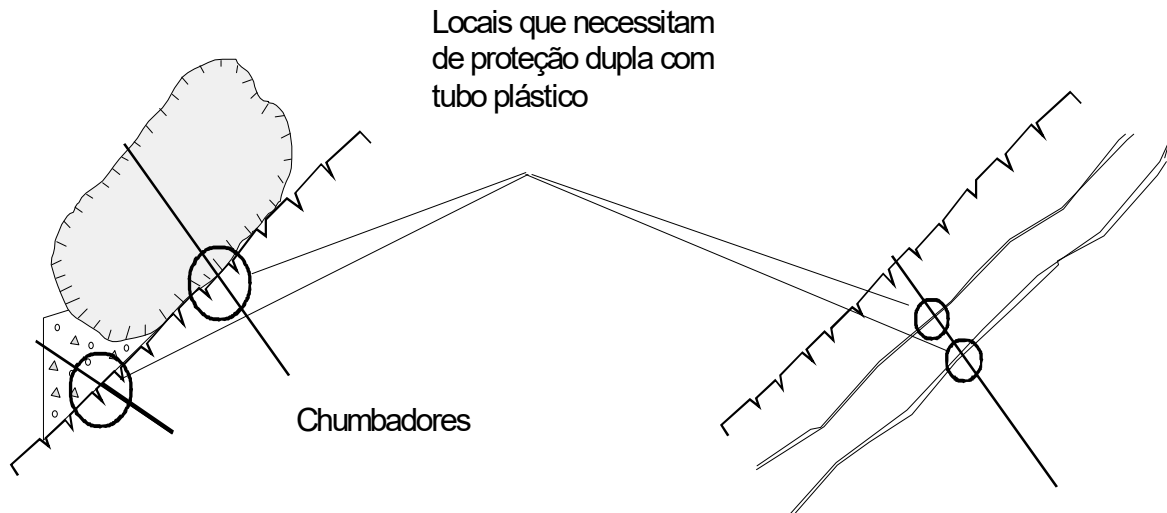


Figura 2.8 - Pontos críticos de corrosão em chumbadores em rocha

Ensaio de arrancamento em grampos

O ensaio de arrancamento é realizado para se determinar o atrito solo-grampo e durante a obra para confirmação dos valores de projeto em pelo menos dois grampos ou 1% dos grampos de uma obra executados especificamente para o ensaio.

A Figura 2.9 apresenta detalhes da montagem necessária. A barra de aço empregada deve ser superdimensionada para que o ensaio preferencialmente atinja a ruptura do trecho injetado.

A carga máxima de ensaio (T_{max}) é dada pela seguinte equação:

$$T_{max} = 0,9 f_y A_s$$

onde f_y é a tensão de escoamento do aço e A_s é a área da seção transversal útil da barra. Esta carga não deve ser ultrapassada para evitar um acidente, devido à possível ruptura brusca do aço.

As cargas deverão ser aplicadas em pequenos estágios que não excedam 20% da carga máxima esperada, aguardando-se pelo menos 30 minutos para estabilização das deformações. Durante este tempo, a carga é mantida constante e os deslocamentos são lidos com intervalos de tempo de 0, 1, 2, 4, 8, 15 minutos.

Deverá ser executado pelo menos um ciclo de carga-descarga, que deverá ser iniciado quando a carga for da ordem da metade estimada da carga total máxima esperada.

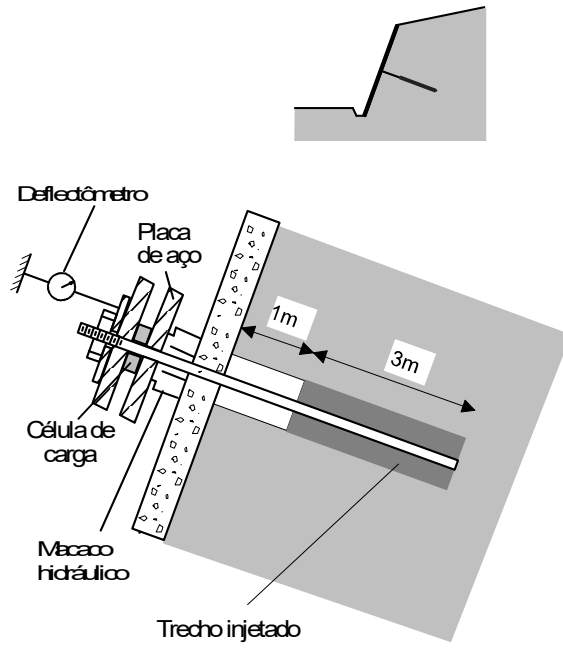


Figura 2.9 - Ensaio de arrancamento

3. Cortinas ancoradas

INTRODUÇÃO

Este capítulo trata das cortinas ancoradas, que são estruturas de contenção que empregam tirantes. Neste Manual, este assunto é tratado distintamente das ancoragens, que são discutidas em um capítulo à parte.

As cortinas ancoradas tiveram um grande desenvolvimento no Brasil graças ao trabalho incansável do professor A J da Costa Nunes da Universidade Federal do Rio de Janeiro, que desenvolveu o método a partir de 1957 na empresa Tecnosolo SA. Nunes e co-autores publicaram um grande número de trabalhos sobre o assunto (*e.g.*, Nunes e Velloso, 1963, Nunes, 1987, Hunt e Nunes, 1978). Outros trabalhos importantes foram publicados por ex-colaboradores (Cerqueira, 1978, Yassuda e Dias, 1998) que resumem a experiência brasileira. A experiência internacional é resumida em Hanna (1982), Weatherby (1982), Cheney (1984), Fernandes (1981, 1990), Pinelo (1980), entre outros.

A norma ABNT NBR 5629 trata das ancoragens e também das estruturas ancoradas.

Uma cortina ancorada compreende uma parede de concreto armado, espessura em geral entre 20 e 30 cm, em função das cargas nos tirantes, fixada no terreno através das ancoragens pré-tensionadas (Figura 3.1). Com isso obtém-se uma estrutura com rigidez suficiente para minimizar deslocamentos do terreno.

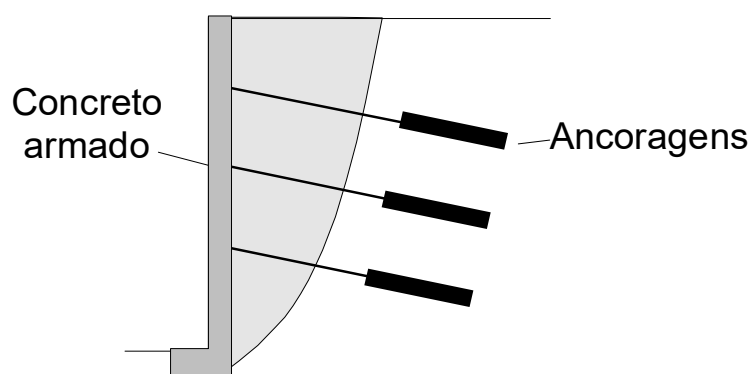


Figura 3.1 - Cortina ancorada

O processo executivo das cortinas pode ser descendente (Figura 3.2) ou ascendente, respectivamente em cortes e aterros e compreende:

- A execução dos tirantes;

- Escavação ou reaterro, conforme seja descendente ou ascendente
- A execução da parede (forma, armadura)
- Testes e protensão nas ancoragens até a carga de trabalho.



Figura 3.2 - Fases de execução de uma cortina (Foto GeoRio)

Para aumentar a estabilidade do talude durante as fases de execução, o talude é escavado em nichos conforme indicado na Figura 3.3 a Figura 3.5.



Figura 3.3 - Escavação em nichos

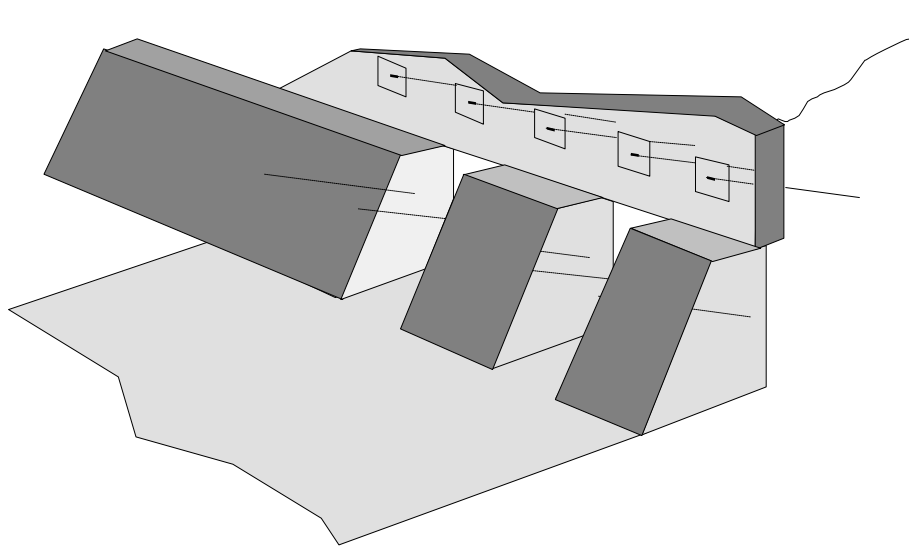


Figura 3.4 - Escavação em nichos



Figura 3.5 - Escavação em nichos

ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Analisar a estabilidade de uma cortina ancorada significa garantir a estabilidade de todos os modos de ruptura indicados na Figura 3.6, que são tratados a seguir.

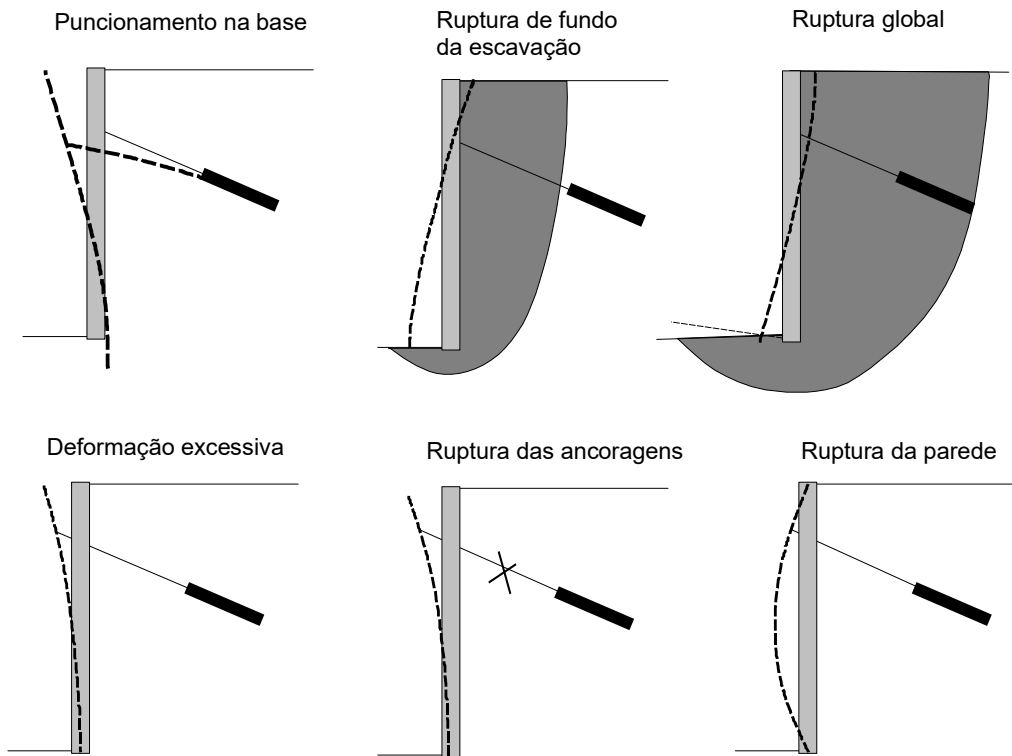


Figura 3.6 - Estados de ruptura de uma cortina ancorada

- *Puncionamento da base*: Pode ocorrer quando o solo onde se apoia a base da cortina é de baixa capacidade de suporte. Toma-se como material de baixa capacidade de suporte, ou seja capacidade de carga inferior a 20 kPa, ou índice N de resistência a penetração, SPT, inferior a 10. Nesse caso, uma das soluções é a adoção de microestacas de apoio, assunto que será tratado mais adiante neste capítulo.
- *Ruptura de fundo da escavação*: Situação que pode ocorrer se uma camada mole existir abaixo do nível de escavação.
- *Ruptura global*: a ruptura global pode ser subdividida em dois casos, o de uma cunha de ruptura e de uma ruptura generalizada e profunda (Figura 3.7). O primeiro, pode ser analisado pelo método das cunhas, o segundo pelo método de equilíbrio limite com superfície circular ou poligonal. Um caso comum de risco de ruptura em cunha ocorre durante a escavação, situação que pode ser estabilizada através de escavação em nichos.
- *Deformação excessiva*: Pode ocorrer durante a construção antes da protensão de um determinado nível de ancoragens. Uma vez a obra executada, dificilmente ocorre, pois as cortinas ancoradas são suficiente rígidas
- *Ruptura das ancoragens*: Ocorre por capacidade de carga insuficiente das ancoragens ou durante a execução quando outros níveis de ancoragem ainda não foram instalados. Por exemplo, em estruturas ancoradas utilizadas na base de taludes muito altos (Figura 3.8). Havendo instabilização do talude e deslocamentos da massa de solo, as ancoragens poderão ser supertensionadas e romper. O dimensionamento das ancoragens isoladas é tratado em outro capítulo deste Manual.
- *Ruptura da parede*. Pode haver duas situações: ruptura por flexão devido a armadura insuficiente e ruptura por puncionamento das ancoragens. Ambos os casos são pouco comuns e são tratados em outro capítulo.

As rupturas por deformação excessiva, das ancoragens ou da estrutura da parede são consideradas como *internas*, as demais *externas*.

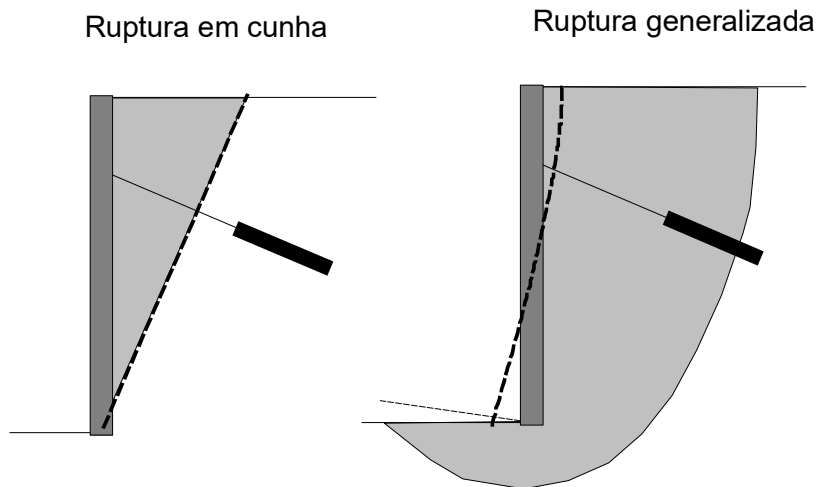


Figura 3.7 - Ruptura em cunha e generalizada

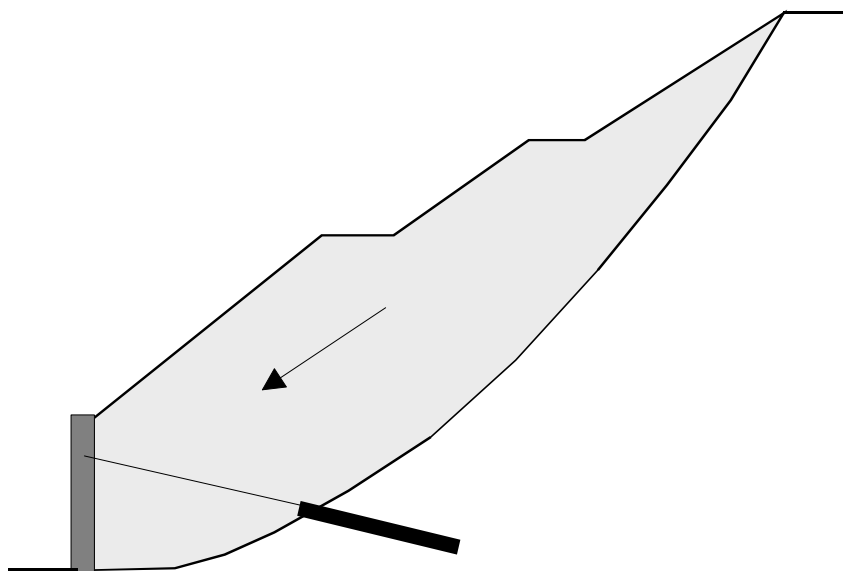


Figura 3.8 - Cortina no pé de talude alto

A análise de estabilidade de um talude em solo que a estabilização é obtida por meio de uma cortina ancorada pode ser realizada através de métodos simplificados ou mais rigorosos, tratados a seguir.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE, MÉTODO DAS CUNHAS

O primeiro a aplicar o método simplificado de equilíbrio limite das cunhas à análise das de cortinas ancoradas foi Kranz (1953). A partir daí este método tem sido aplicado às cortinas ancoradas de duas maneiras distintas, à alemã ou à brasileira (Figura 3.9).

O método alemão emprega duas cunhas de deslizamento, sendo que a segunda corta a ancoragem no seu ponto médio. Este método foi aplicado por Jelinek e Ostermeyer (1966 e 1967) e Ranke e Ostermeyer (1968).

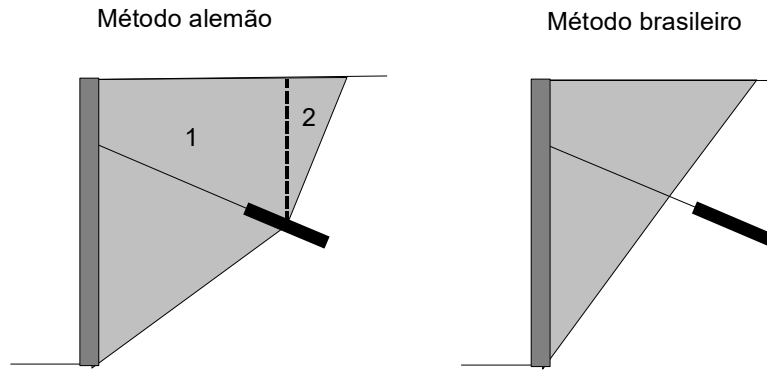


Figura 3.9 - Método das cunhas de análise de estabilidade

O desenvolvimento do método de análise no Brasil por A J C Nunes foi anterior aos estudos alemães, pois foi aplicado desde a primeira cortina ancorada no Brasil em 1957 (Nunes e Velloso, 1963). O método de análise empregado por Nunes foi o de uma cunha deslizante, conforme indicado na Figura 3.9. É um método recomendado para situações simples, com solo homogêneo e topo do talude horizontal ou com pequena inclinação (menor que 30 graus), conforme Figura 3.10. O problema é tratado fisicamente como uma massa sobre um plano inclinado em que as forças de atrito na base são comparadas com as forças que provocam o deslizamento. O fator de segurança é obtido utilizando-se somente duas das equações de equilíbrio: das forças horizontais e verticais.

As expressões a seguir são as mesmas empregadas por Nunes, utilizando-se a notação apresentada na Tabela 3.1 e empregada em outros capítulos.

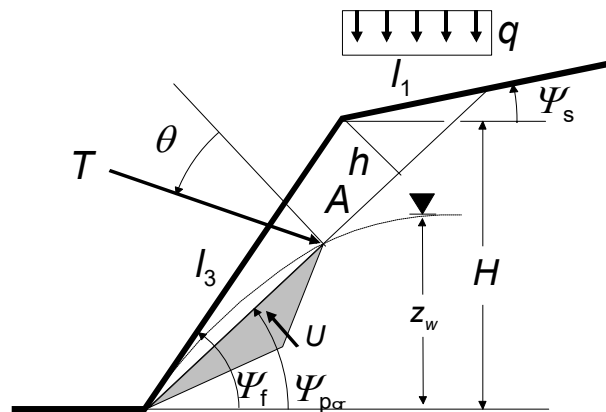


Figura 3.10 - Análise de estabilidade, método das cunhas

O fator de segurança (FS) é dado pela seguinte equação (Hoek e Bray, 1981):

$$FS = \frac{c A + (W (\cos \Psi_{p_{cr}} - \alpha \sin \Psi_{p_{cr}}) - U + T \cos \theta) \tan \phi}{W (\sin \Psi_{p_{cr}} + \alpha \cos \Psi_{p_{cr}}) - T \sin \theta}$$

onde:

$$\Psi_{p_{cr}} = \frac{\Psi_f + \phi}{2}$$

$$\theta = 90^\circ - (\Psi_{p_{cr}} + \xi)$$

$$l_2 = \frac{l_3 \cdot \cos \Psi_f + l_1 \cdot \cos \Psi_s}{\cos \Psi_p}$$

$$A = l_2 \times 1 \text{ m}$$

$$l_3 = \frac{H}{\text{sen } \Psi_f}$$

$$h = l_3 \cdot \text{sen } \rho$$

$$l_1 = \frac{l_3 \cdot \text{sen } \rho}{\text{sen } \delta}$$

$$S = \frac{A \cdot h}{2}$$

$$\rho = \Psi_f - \Psi_{p_{cr}}$$

$$\delta = \Psi_{p_{cr}} - \Psi_s$$

$$W = S \cdot \gamma + q l_1 \cos \Psi_s$$

$$U = \frac{\gamma_w \cdot z_w^2}{4 \cdot \text{sen } \Psi_{p_{cr}}}$$

Tabela 3.1 - Simbologia e unidades empregadas

Símbolo	Descrição	Unidade
H	Altura do talude	m
Ψ_f	Inclinação da face do talude	graus
Ψ_s	Inclinação da parte superior do talude ou berma	graus
Ψ_{pcr}	Inclinação crítica da superfície de ruptura	graus
q	Sobrecarga distribuída no topo do talude	kPa
b	Distância da trinca de tração da crista do talude	m
α	Coefficiente de aceleração horizontal, devido à explosão próxima ou sismicidade, dado em relação à aceleração da gravidade	
T	Força de ancoragem por metro linear	kN/m
ξ	Ângulo de inclinação da ancoragem com a horizontal	graus
θ	Ângulo de inclinação da ancoragem em relação à normal à superfície de ruptura	graus
c	Coesão na superfície de ruptura	MPa
ϕ	Ângulo de atrito da superfície de ruptura	graus
γ	Peso específico da rocha	kN/m ³
γ_w	Peso específico da água	kN/m ³
z_w	Altura do NA	m
U	Força de submersão da água por metro linear	kN/m
V	Esforço instabilizante da água por metro linear	kN/m
W	Peso do bloco de rocha por metro linear	kN/m
A	Área da superfície de ruptura por metro linear	m ² /m

A equação anterior para um talude sem água e aceleração sísmica nula pode ser simplificada para:

$$FS = \frac{c A + (W \cos \Psi_{pcr} + T \cos \theta) \tan \phi}{W \sin \Psi_{pcr} - T \sin \theta}$$

Esta equação corresponde exatamente as equações adotadas por Nunes e Velloso (1963), apresentadas em um anexo deste Manual.

Ábacos de pré-dimensionamento

Os ábacos apresentados na Figura 3.11 a Figura 3.16 podem ser empregados em pré-dimensionamento de casos simples. Fornecem a carga de ancoragem necessária para atingir um FS = 1,5 em função da altura da cortina para valores selecionados de ângulo de atrito e de coesão do terreno. Os valores da sobrecarga q e do peso específico do solo γ foram tomados respectivamente iguais a 20 kPa e 18 kN/m³.

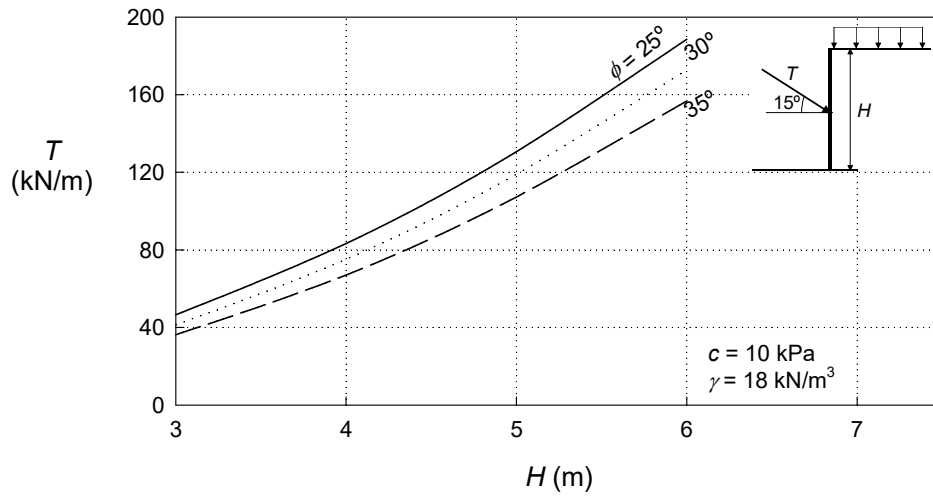


Figura 3.11 - Carga de ancoragem (FS = 1,5) em cortina vertical sem água, talude no topo horizontal

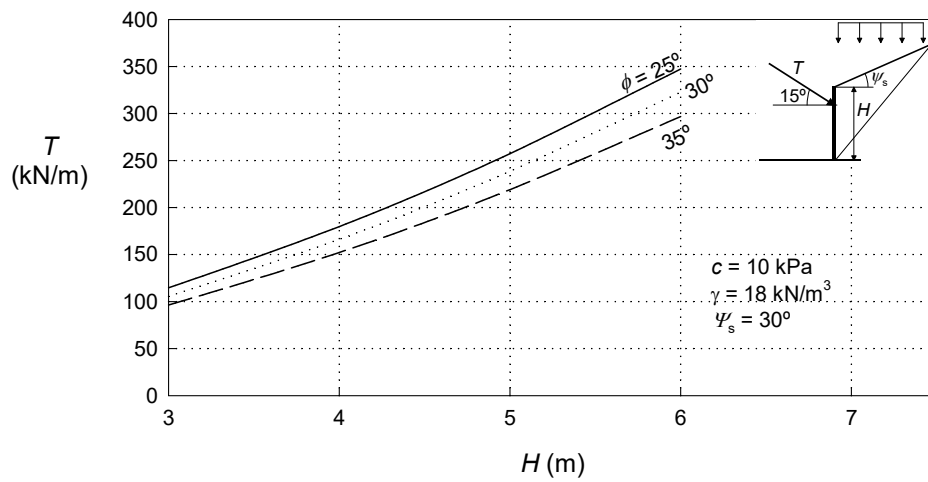


Figura 3.12 - Carga de ancoragem (FS = 15) em cortina vertical com talude 30°, sem água

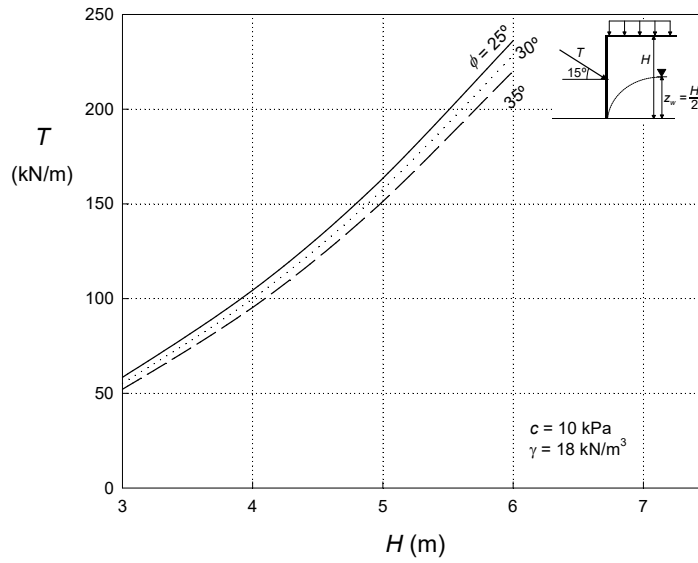


Figura 3.13 - Carga de ancoragem (FS = 1.5) para cortina vertical com água (50%), talude no topo horizontal

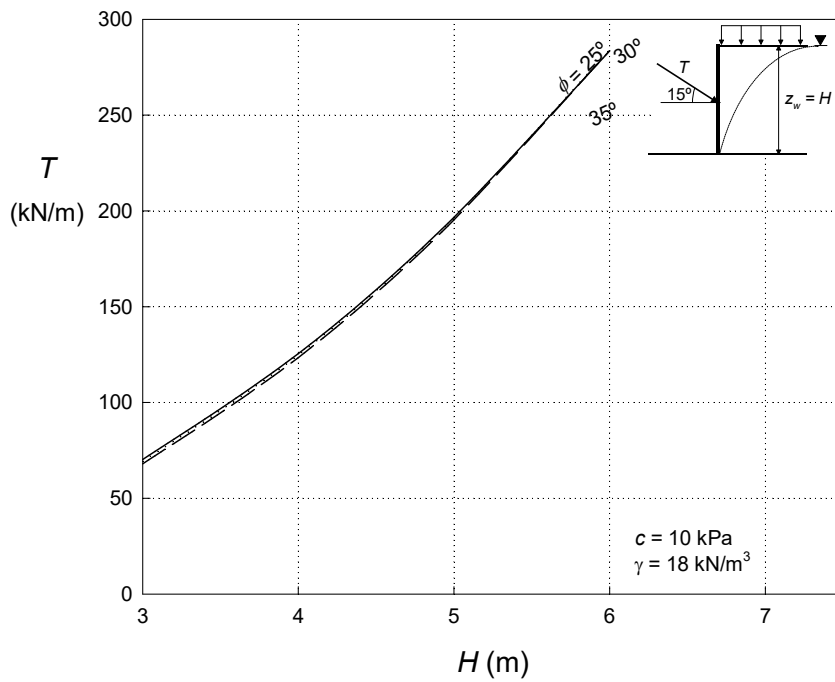


Figura 3.14 - Carga de ancoragem (FS=1.5) cortina com água (100%), talude no topo horizontal

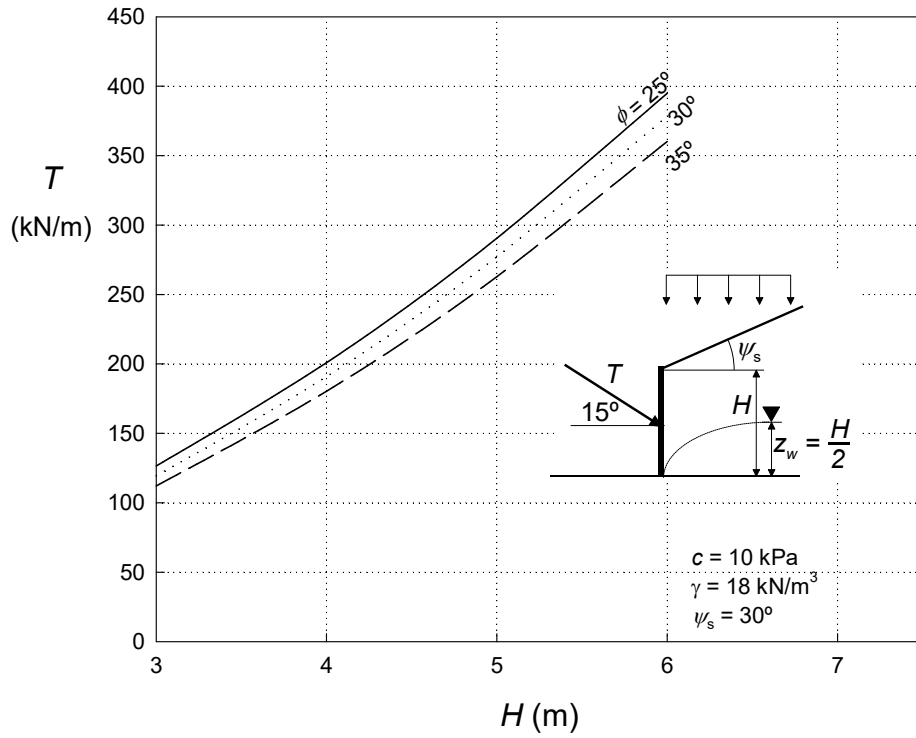


Figura 3.15 - Carga de ancoragem (FS = 1.5) em cortina com talude 30°, com água (50%)

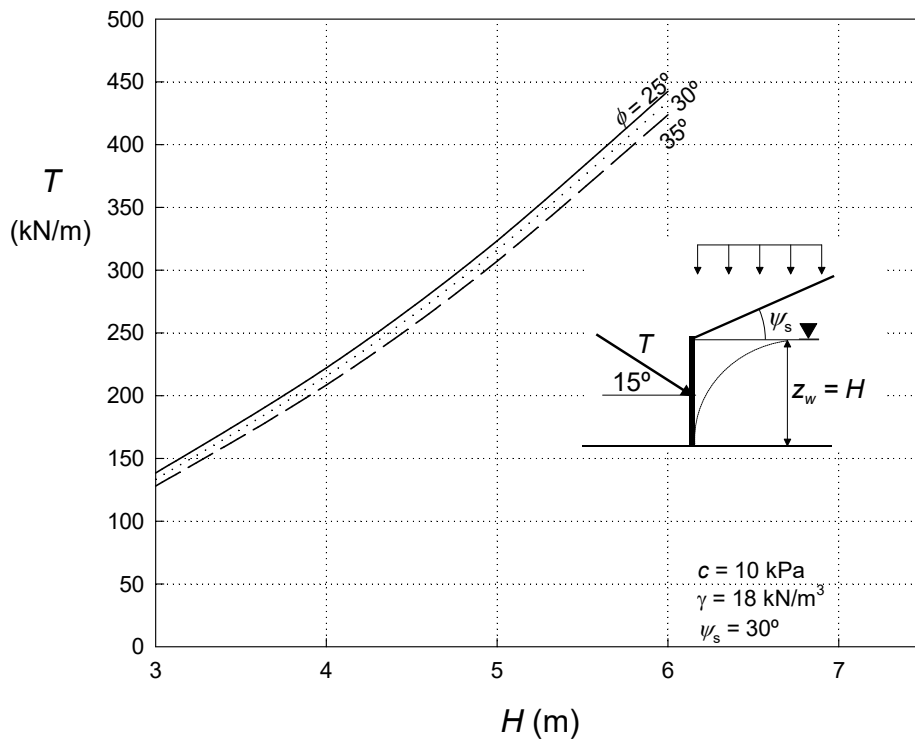


Figura 3.16 - Carga de ancoragem (FS = 1.5) em cortina com talude 30°, com água (100%)

Análise de estabilidade de casos complexos

Casos mais complexos de análise de estabilidade requerem o emprego de métodos de equilíbrio limite através de superfícies circulares ou poligonais. Entre os casos complexos (Figura 3.17) se enquadram os que apresentam:

- Topo do talude inclinado com mais de 30 graus
- Geometria do talude complexa
- Carregamentos diversos aplicados sobre o talude
- Ocorrência de água
- Solo estratificado com a ocorrência de camadas mais fracas

Nessas situações recomenda-se o emprego de um programa de computador que utilize os métodos de análise de equilíbrio limite de fatias tratados no capítulo deste manual sobre análise de estabilidade em solo.

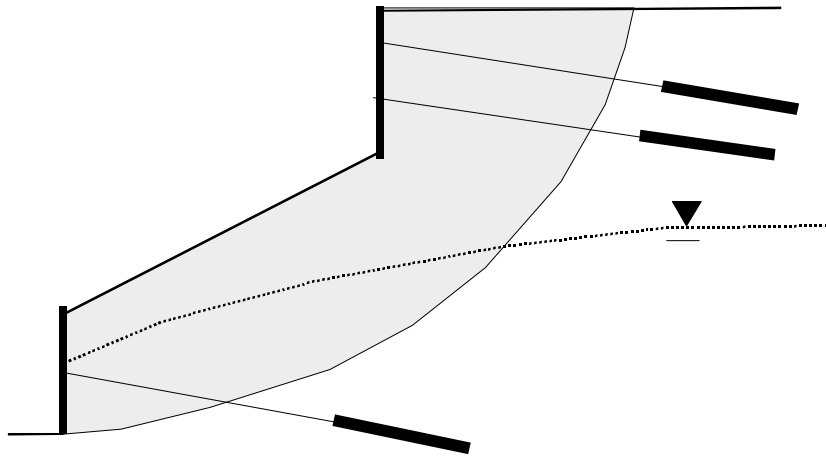


Figura 3.17 - Exemplo de caso complexo

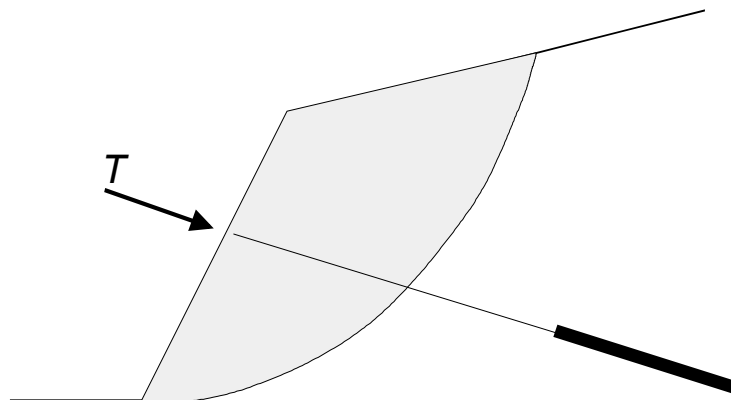


Figura 3.18 - Efeito do tirante

O efeito da ancoragem sobre o talude pode ser simulado através de uma força aplicada sobre a superfície do mesmo.

ESPAÇAMENTO DE ANCORAGENS

O espaçamento entre ancoragens deve ser tal que elimine a interação entre os bulbos ancorados e também em função do dimensionamento estrutural da parede de concreto armado. Pinelo (1980) utilizou o método dos elementos finitos para estudar a interação entre bulbos e recomendou utilizar espaçamentos indicados na Figura 3.19 para eliminar este efeito.

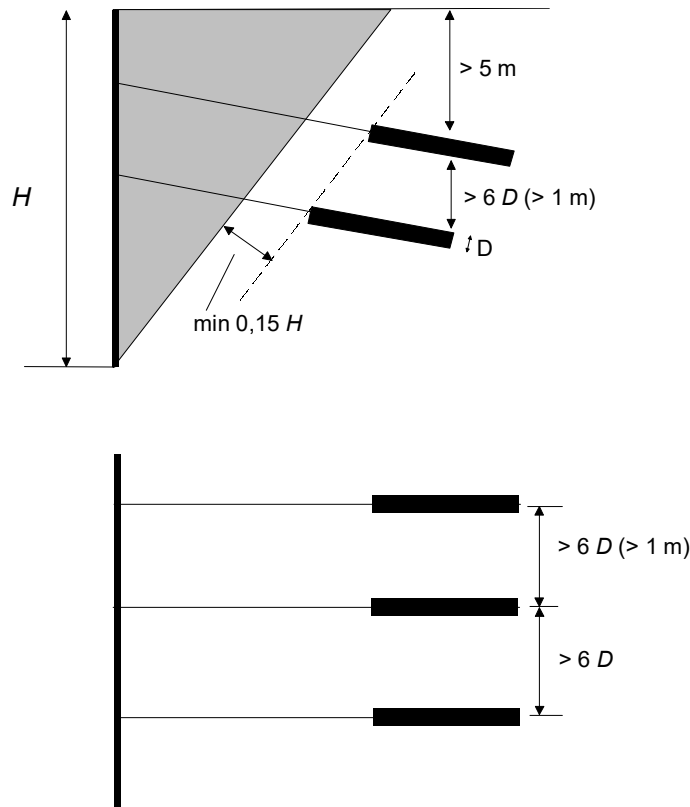


Figura 3.19 - Recomendações para espaçamento de ancoragens

ERRO DA HIPÓTESE DE DEFORMAÇÃO PLANA

Ao se admitir a hipótese de estado plano de deformações comete-se um erro, pois o problema de análise de uma cortina é na realidade um problema tri-dimensional. Este problema foi estudado por Tsui (1974), que realizou estudos em modelos e concluiu sobre o erro cometido.

Aquele autor pode constatar que, para cortinas contínuas, o espaçamento entre ancoragens s e as características do solo, da cortina e a sua inércia, influenciam a distribuição de tensões no contato solo-cortina. A relação entre as características do solo e as da cortina é quantificada através do comprimento característico L_0 definido por:

$$L_0 = \sqrt[3]{\frac{2D(1-\nu_s^2)}{E_s}}$$

$$D = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$$

onde: h é a espessura da cortina, E e ν e E_s e ν_s , respectivamente, os parâmetros elásticos da cortina e do solo.

O valor de E_s em MPa pode ser estimado por $E_s = 3 N$, sendo N o índice de resistência SPT. Em solos arenosos, adota-se $\nu_s = 0,3$, em solos coesivos, $\nu_s = 0,5$. Para o concreto, pode-se adotar $E = 21$ GPa e $\nu = 0,3$.

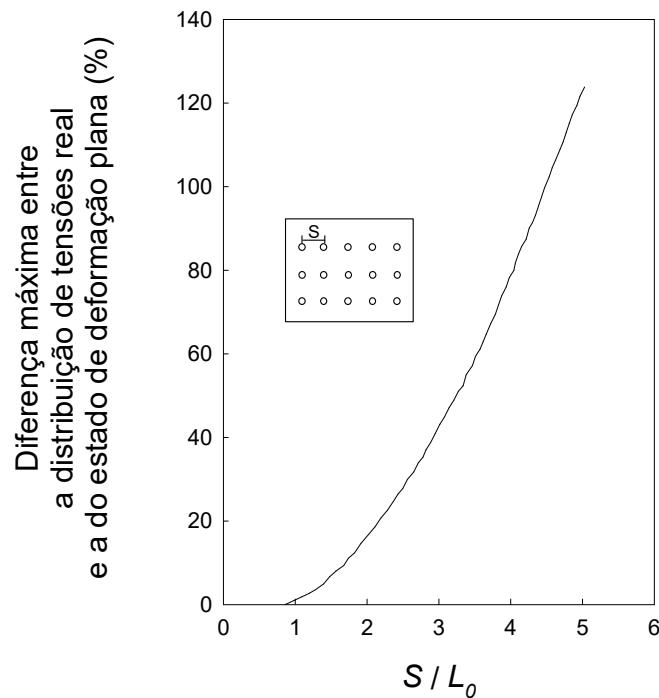


Figura 3.20 - Erro na distribuição de tensões calculada em estado plano de deformações (Tsui, 1974)

A Figura 3.20 permite estimar o erro máximo que se comete na distribuição de tensões considerada uniforme, em relação à distribuição real, em função da relação S / L_0 , onde S é o espaçamento entre ancoragens.

EXECUÇÃO DE CORTINAS APOIADAS EM MICROESTACAS

Em solos de baixa resistência um método executivo com a utilização de microestacas veio permitir a execução de cortinas com segurança. O procedimento está indicado na Figura 3.21 e serve para evitar a ruptura por puncionamento do pé da cortina, bem como aumentar a estabilidade durante a escavação.

Na etapa inicial da obra instala-se no terreno uma linha de microestacas a partir do topo do talude. As microestacas são dimensionadas para suportar com segurança a carga do painel de concreto armado. O comprimento é determinado considerando somente o atrito lateral das microestacas com o solo, conforme norma de fundações ABNT NBR 6122.

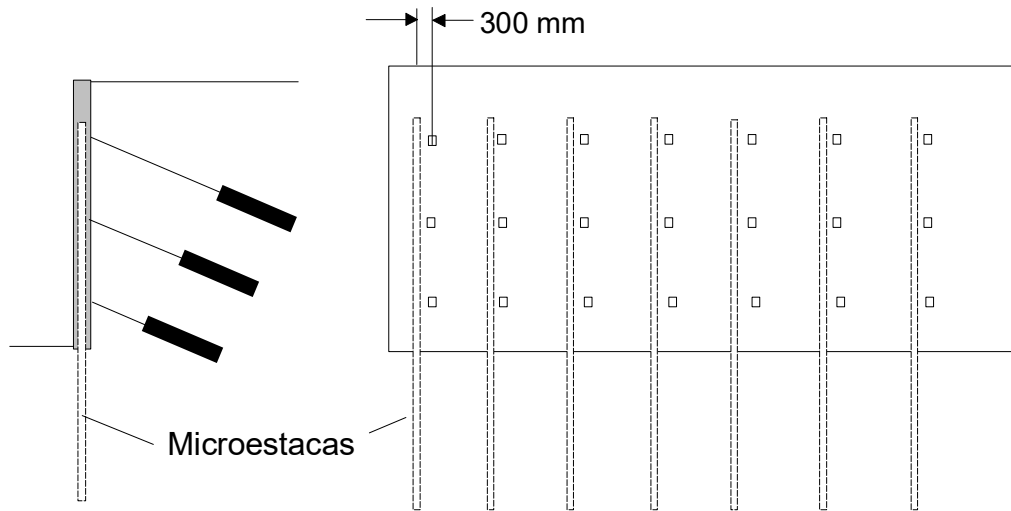


Figura 3.21 - Emprego de microestacas para suporte da parede e reforço de solo durante a escavação

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

$$Q_l = \pi D l f_s$$

onde:

D = diâmetro da microestaca

l = comprimento do trecho da estaca embutida no terreno;

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

$$f_s = 3 \bar{N}$$

onde \bar{N} é o valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do comprimento embutido da estaca no terreno. Um fator de redução de pelo menos 2 deve ser aplicado ao valor de Q_l para se obter a capacidade de carga admissível da microestaca.

O número necessário de estacas é obtido dividindo-se a carga devido ao peso da cortina pela capacidade de carga das estacas, adotando-se neste cálculo fatores de majoração de cargas e de redução de resistência apropriados. A Tabela 3.2 apresenta a capacidade de carga estrutural de microestacas que podem ser empregadas.

Tabela 3.2 - Capacidade de carga estrutural de microestacas e armadura necessária (Fundesp)

Capacidade de carga estrutural	Diâmetro final da estaca raiz				
	200	160	150	120	100
kN	mm				
400	5φ 16				
300	4φ 16	4φ 16		3φ 20	
200		3φ 16	3φ 20	3φ 16	
100				1φ 25	1φ 25
Estribos	φ5 c20				
Aço 50 A					
fck = 18 MPa					

4. Solo grampeado

INTRODUÇÃO

Este capítulo versa sobre uma das técnicas de reforço de solos em que se empregam inclusões semi-rígidas denominadas grampos, e daí a denominação solo grampeado. Esta técnica foi aplicada de maneira intuitiva na década de 70 em São Paulo. Na sua fase atual, análises de estabilidade em que se simula o efeito do reforço têm levado a soluções alternativas mais econômicas.

O solo grampeado é uma técnica bastante prática e comprovadamente eficiente para a estabilização de taludes de escavações através do reforço do solo *in situ*. Foi empregada no Brasil de maneira intuitiva por construtores de túneis desde 1970, mas esta bem sucedida experiência só foi divulgada recentemente (Ortigão et al, 1993 e 1995).

Em 1972 foi empregada pela primeira vez na França com o nome de sol cloué (Toudic, 1975) e, desde então, tem sido aplicada na Alemanha (Stocker et al, 1979 e 1990; Gässler, 1991), Canadá (Fannin et al., 1991; Bowden, 1991, EUA (Shen et al., 1981 e Thompson et al., 1990), França (Clouterre, 1991 e Plumelle et al., 1990) e Grã-Bretanha (Bruce et al., 1986), entre outros.

Sua origem é semelhante à técnica de execução de túneis (Figura 1) com suporte flexível, permitindo a deformação do terreno. Com isso permite-se a formação de uma região plastificada no entorno da escavação, que pode ser reforçada através de chumbadores.

Ao contrário, no método convencional de execução de túneis, com *suporte rígido*, os deslocamentos do terreno são impedidos por um revestimento rígido que, por sua vez, mobiliza no maciço esforços muito maiores e é uma solução mais cara. Pode-se afirmar, então, que uma escavação de solo grampeado está para execução de túneis com revestimento flexível da mesma forma que a solução convencional de túneis se compara a uma cortina ancorada.

TIPOS DE REVESTIMENTO

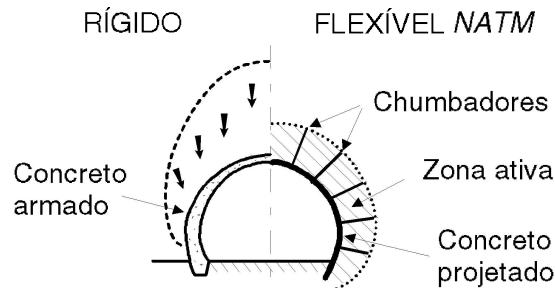


Figura 4.1 - Comparação com a técnicas de execução de túneis com revestimento flexível e rígido

DESCRIÇÃO DA TÉCNICA

O grampeamento do solo consta de um reforço obtido através da inclusão de elementos resistentes à flexão composta, denominados *grampos*, que podem ser barras de aço, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, microestacas, ou em casos especiais, estacas. Os grampos são instalados subhorizontalmente, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento. Aplicações típicas tanto na estabilização de taludes quanto em escavações constam na Figura 4.2.

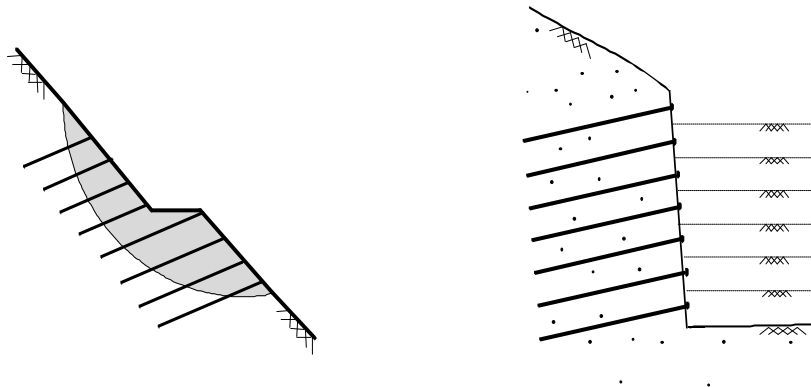


Figura 4.2 - Aplicações do reforço de solos através do grampeamento: (a) na estabilização de taludes; (b) no escoramento de escavações

VANTAGENS

A técnica de solo grampeado apresenta vantagens econômicas tanto no escoramento de escavações quanto na estabilização de taludes. Desde o primeiro emprego no Brasil em 1970 vários projetistas e construtores têm optado por esta solução e já se obteve uma razoável experiência em obras executadas, mas muito pouco esforço na observação de deslocamentos e tensões no reforço.

A evolução dos métodos de análise e a experiência na execução e nos bons resultados permite otimizar o projeto, reduzindo-se o comprimento total de grampos em relação aos projetos elaborados da década de 70-80.

MÉTODO EXECUTIVO

Muros de solo grampeado têm sido empregados tanto em taludes naturais ou previamente escavados, em que as condições de estabilidade não são satisfatórias, quanto em escavações. Neste caso, o grampeamento é feito na massa de solo à medida em que a escavação é executada em etapas (Figura 4.3), em geral com 1 a 2m de profundidade, obtendo-se uma zona de solo reforçado que funcionará como suporte do material atrás sem reforço.



Figura 4.3 - Fases construtivas

A Figura 4.4 apresenta as primeiras fases construtivas de uma grande contenção em solo grampeado. A Figura 4.5 apresenta a fase de projeção do concreto sobre tela soldada.

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

O material a ser escavado deve apresentar uma resistência aparente não drenada ao cisalhamento mínima de 10 kPa, do contrário não se poderá executar esta escavação. Uma resistência como esta, entretanto, é possível obter na maioria dos solos argilosos e arenosos, mesmo em areias puras úmidas, devido ao efeito de capilaridade. Somente em areias secas e sem nenhuma cimentação entre grãos, ou em solos argilosos muito moles este processo dificilmente terá sucesso.



Figura 4.4 - Fases executivas em solo grampeado: da esquerda para à direita: escavação, instalação dos grampos e contenção pronta (Linha Amarela, RJ)



Figura 4.5 - Execução do concreto projetado (Linha Amarela, RJ)

EXECUÇÃO DOS GRAMPOS

Logo após a escavação instalam-se os grampos por percussão, ou por perfuração e injeção sem pressão. A técnica por percussão consta da cravação de barras ou perfis metálicos esbeltos com auxílio de martetele pneumático, o que leva a um processo de execução muito rápido, mas a resistência ao cisalhamento do contato solo-grampo é em geral pequena, sendo típicos valores da ordem de 30 a 40 kPa em solos arenosos. Este processo não pode ser empregado quando há ocorrência de pedregulhos e em solos muito resistentes, como os saprolitos de granito e gneiss, pois é muito difícil cravar o grampo nessas condições.

A técnica mais comum é semelhante à execução de ancoragens de barra: perfura-se o terreno com diâmetro entre 50 a 100 mm, introduz-se uma barra de aço com diâmetro entre 25 a 32 mm, seguido de injeção de nata de cimento com pressões baixas, inferiores a 100 kPa. A nata de cimento pode melhorar muito com o uso de aditivos como os expansores de calda de cimento que evitam a retração. Com este processo, o atrito lateral unitário obtido em solos compactos ou rijos é razoavelmente elevado.

Detalhes executivos e controles de construção são detalhadamente revistos no trabalho da FHWA (1984).

ATRITO SOLO GRAMPO

O valor do atrito unitário solo-grampo (q_s) tem papel preponderante no comportamento do sistema de reforço. Na fase preliminar da obra o atrito pode ser estimado através de correlações empíricas como as apresentadas na Figura 4.6.

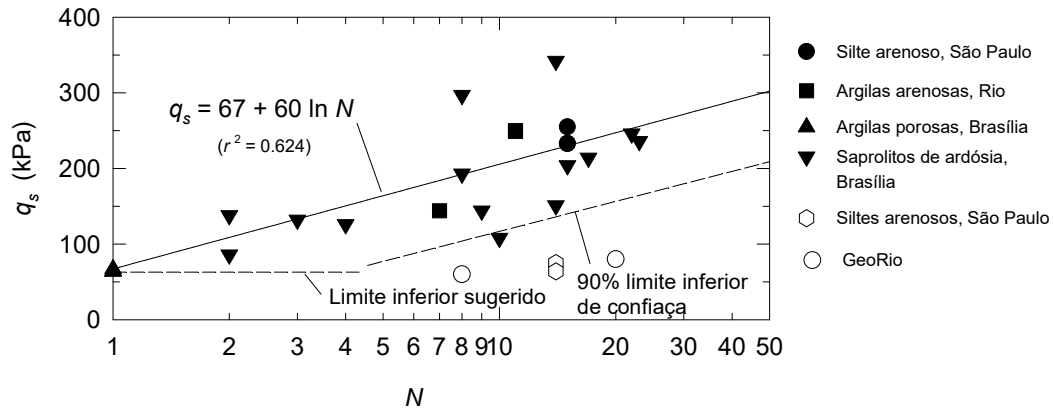


Figura 4.6 - Resultado de ensaios de arrancamento no Brasil (Ortigão e Palmeira, 1997)

Dois pontos adicionais, correspondentes a ensaios recentes realizados pela GeoRio (Feijó, 1999), foram adicionados na Figura 4.6. Tais pontos plotam bem abaixo da recomendação contida na citada figura.

ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

O atrito solo-grampo deve ser medido através de ensaios de arrancamento, como indicado na Figura 4.7 e detalhados em outro capítulo deste Manual.

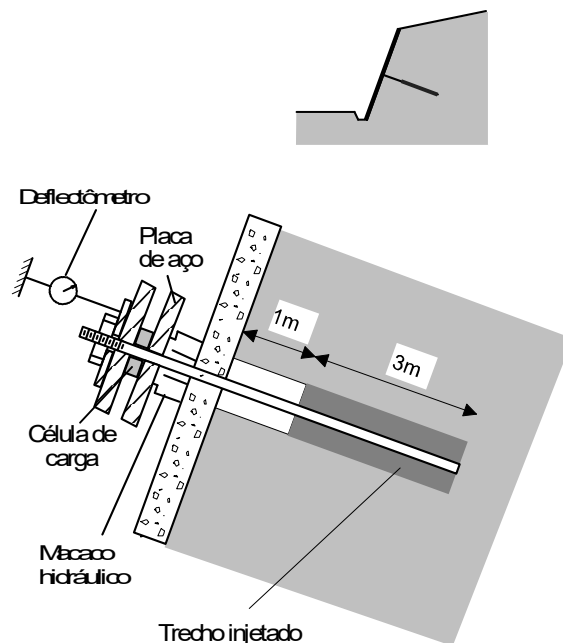


Figura 4.7 - Ensaio de arrancamento

A Figura 4.8 apresenta detalhes de grampos utilizados. No primeiro tipo (Figura 4.8a), a porca e placa de apoio permitem a aplicação de uma pequena carga de incorporação da ordem de 5 kN. Isto serve para garantir contato solo-concreto-projetado, precaução importante no caso de muros com paramento vertical. O segundo tipo (Figura 4.8b), empregado em taludes inclinados, a extremidade do grampo com diâmetro de 20 mm é dobrada para fixação ao revestimento.

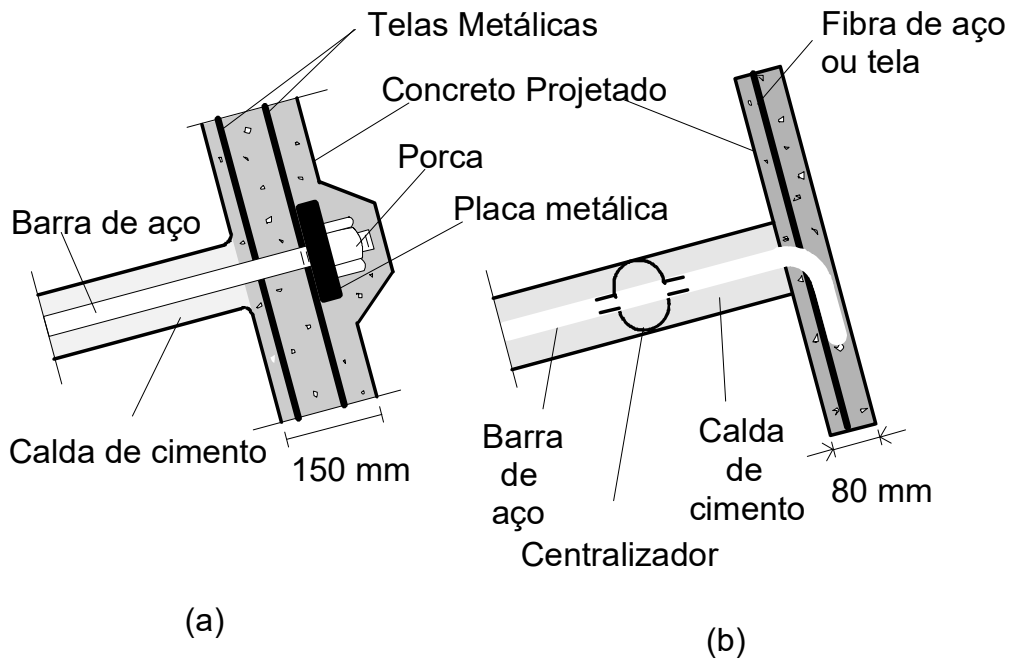


Figura 4.8 - Detalhes de grampos mais comuns: (a) barra de aço com diâmetro igual ou maior que 20 mm; (b) barra de aço com diâmetro inferior a 20 mm

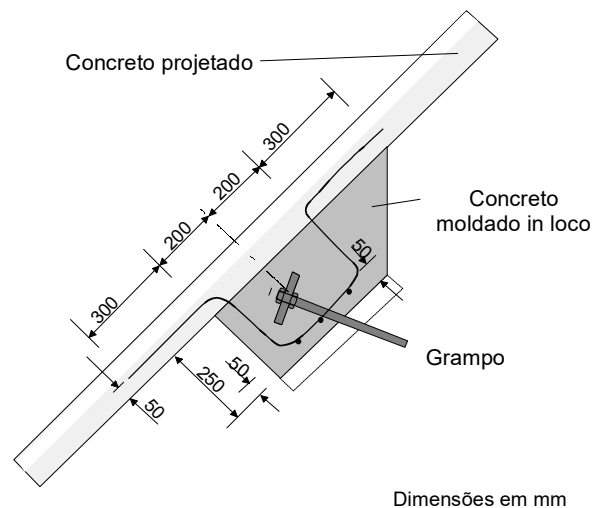


Figura 4.9 - Grampo com extremidade embutida no terreno, empregado em taludes inclinados

Outros métodos de instalação do reforço em que a injeção de calda se dá pela ponta de um tubo têm sido desenvolvidos. É o caso do processo Hurlpinoise (Louis, 1981), francês, e do Titan (Dywidag, Gassler, 1991), alemão.

PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO

Este assunto é apresentado em outro capítulo deste Manual para grampos de aço.

A pesquisa de novos materiais sintéticos e compostos têm levado à utilização dos plásticos reforçados por fibras (FRP - *Fibre reinforced plastics*, Figura 4.10, Ortigão, 1995) que são imunes à corrosão a uma grande maioria de agentes agressivos. As barras de FRP são produzidas por um processo denominado *pultrusão* e o produto final apresenta grande resistência à tração - até 3 vezes a do aço, baixo peso específico, mas o custo em geral é superior ao do aço. O uso do plástico reforçado só é recomendado em meio ambiente de extrema agressividade, o que não ocorre em geral no Rio de Janeiro.



Figura 4.10 - Chumbadores e grampos de plástico reforçado

O REVESTIMENTO DE CONCRETO PROJETADO

O revestimento de concreto projetado é, em geral, a solução mais recomendada em casos de acesso fácil, onde os equipamentos necessários podem ser transportados sem problemas. Este assunto é detalhado em outro capítulo deste Manual.

A armadura pode ser constituída de tela metálica, que é uma opção tradicional, ou fibras de aço, uma alternativa mais recente. No caso de emprego de fibras, as mesmas são misturadas ao concreto como um agregado. Obtém-se um material homogêneo com resistência à tração, ductilidade e maior resistência à corrosão. As vantagens para o construtor são: (i) a velocidade de execução, pois se elimina a etapa da colocação da tela, (ii) redução de volume do concreto projetado, pois se minimizam as perdas por reflexão e melhor controle sobre a espessura da camada.

COMPARAÇÃO COM A TÉCNICA DE CORTINAS ANCORADAS

Embora possa parecer que há grande similaridade entre os grampos e as ancoragens ou os tirantes convencionais, quando utilizados para a estabilização de taludes ou escavações, há distinções muito importantes com aplicações específicas para cada caso (Bruce e Jewell, 1986) (Figura 4.11). Por exemplo, enquanto as ancoragens são fortemente pré-tensionadas com cargas de 200 a 500 kN, para prevenir deslocamentos da cortina, os grampos sofrem no máximo uma pequena pré-tensão, da ordem de 5 kN, com a finalidade exclusiva de garantir a ligação com o concreto projetado, principalmente em paramentos verticais.

Os grampos, ao contrário das ancoragens, não têm trecho livre, transferindo tensões para o solo ao longo de todo seu comprimento. Em consequência, a distribuição de tensões na massa de solo é diferente.

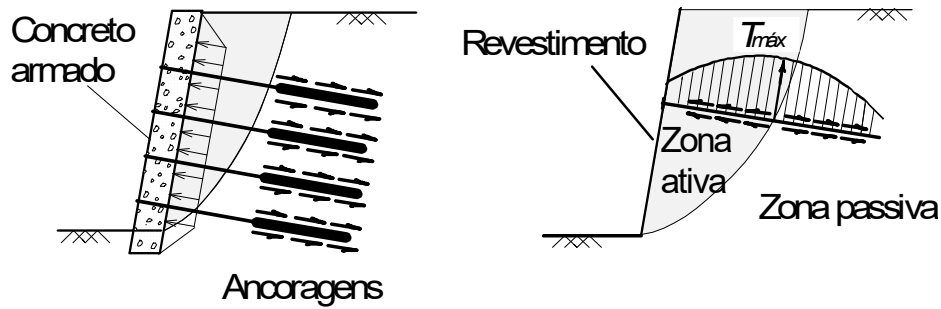


Figura 4.11 - Mecanismos de transferência de carga: (a) cortina ancorada; (b) muro em solo grampeado

As cortinas convencionais têm a parede de concreto dimensionada ao puncionamento das cargas elevadas dos tirantes. Já os grampos, como suportam pequenas cargas, não exigem maiores cuidados.

A grande maioria das cortinas tradicionais tem parede moldada in loco vertical, pois a concretagem inclinada apresenta problemas executivos que devem ser evitados. Ao contrário, os muros de solo grampeado podem facilmente ter paredes inclinadas acompanhando a inclinação natural do terreno, reduzindo-se escavações e com vantagens para a estabilidade da obra.

COMPARAÇÃO COM A TERRA ARMADA

A técnica de solo grampeado é bastante semelhante à terra armada tanto em conceituação quanto no método de análise. A principal diferença reside na técnica construtiva. A terra armada é executada em aterros, de baixo para cima e os deslocamentos horizontais do muro ocorrem principalmente na parte de baixo, conforme indicado na Figura 4.12 (Schlosser, 1983).

No muro de solo grampeado, como a execução é em corte, de cima para baixo, os maiores deslocamentos ocorrem na parte de cima do muro.

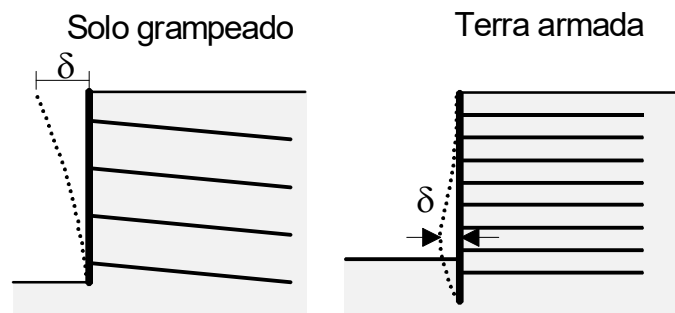


Figura 4.12 - Deslocamentos horizontais no muro de terra armada e no de solo grampeado

OBRAS DE SOLO GRAMPEADO NO BRASIL

O histórico do desenvolvimento de solo grampeado no Brasil no período 1970 a 1994 foi publicado por Ortigão et al (1993 e 1995). A primeira obra ocorreu por volta de 1970 na contenção de emboques de túneis em São Paulo (Figura 4.13) projetada empiricamente com base na experiência na execução de túneis. Outros exemplos de obras são descritos a seguir.

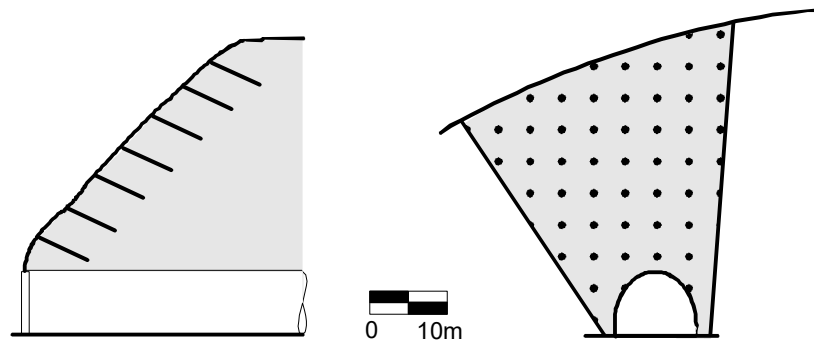


Figura 4.13 - Contenção de taludes de emboques em 1970 (a) Corte; (b) Vista, (obra Este Engenharia)

- Icaraí, Niterói, RJ

Em Niterói, RJ, foi executado em 1984 um corte de 35 m de altura (Figura 4.14) em solo saprolítico de gnaiss. A parte inferior do corte com altura até 18 m foi estabilizada com ancoragens injetadas protendidas. A parte superior, com altura de 17 m e inclinação de 75° foi grampeada com barras de 6 e 9 m de comprimento e 25 mm de diâmetro instalados em furos de 90 mm preenchidos com calda de cimento. Foi adotado espaçamento de 1,5 m tanto na direção vertical, quanto na horizontal. O paramento do muro, tanto na parte superior quanto na inferior, foi executado em concreto projetado com 150 mm de espessura armado com duas telas metálicas.

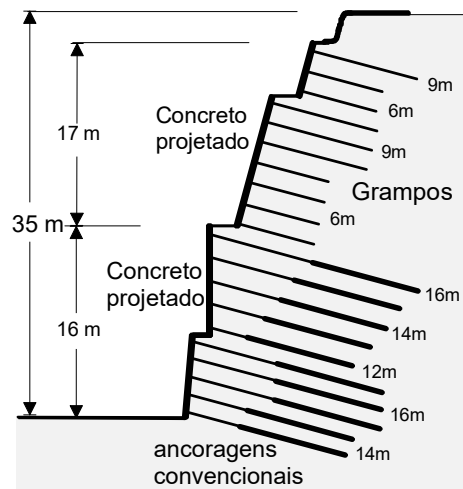


Figura 4.14 - Contenção de escavação em solo residual gnaiss para implantação de prédio de apartamentos, Icaraí, Niterói, RJ (obra Este Engenharia).

Durante a obra verificou-se a ocorrência de trincas de tração na crista do talude, que chegaram a abrir cerca de 5 mm. Foram preenchidas com calda de cimento e desde então não houve indícios de movimentação.

- Estabilização de talude de filito sob a fundação de viaduto ferroviário

Trata-se de um encontro de ponte ferroviária (Figura 4.19) com talude de 26 m de altura e 75° de inclinação em filito bastante alterado. Foram adotados grampos de 75 mm de diâmetro armados com barra de aço de 25 mm e injetados com calda de cimento sem pressão. O espaçamento vertical foi de 2 m e o horizontal de 2,5 m. O revestimento de concreto projetado teve espessura de 50 mm.

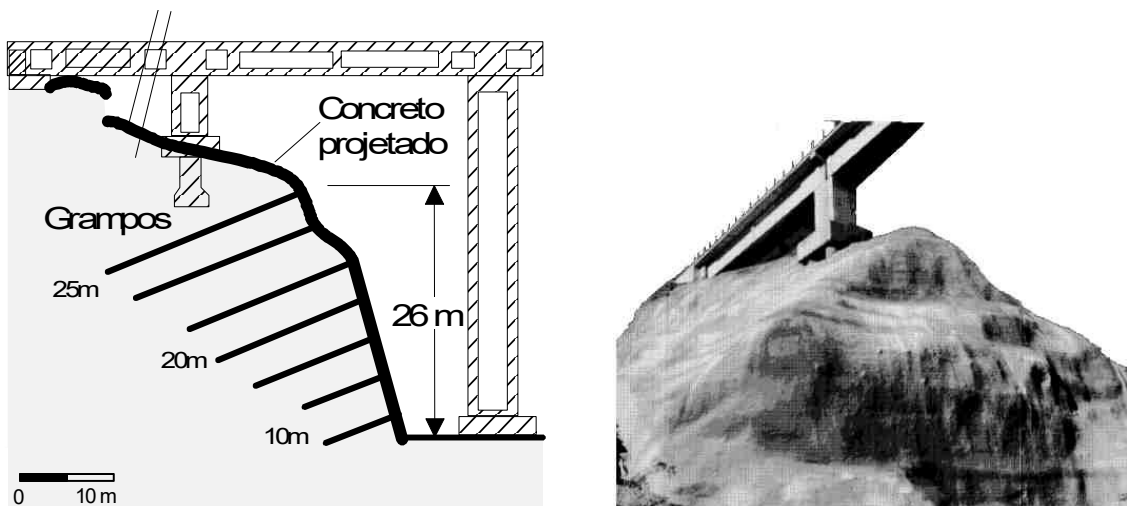


Figura 4.15 - Contenção de talude em filito sob a fundação de viaduto ferroviário (a) seção transversal do talude; (b) (foto Este Engenharia)

EXPERIÊNCIA DA GEORIO

A primeira experiência em solo grampeado da GeoRio foi a obra do Morro da Formiga em 1992 (Figura 4.16), tendo sido de caráter exclusivamente experimental.

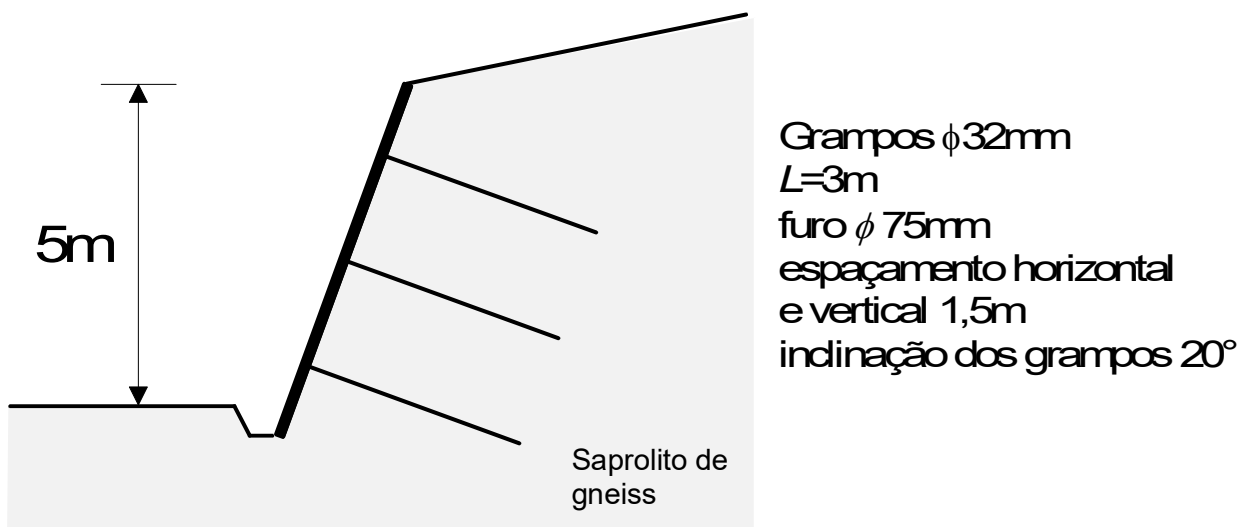


Figura 4.16 - Muro experimental no Morro da Formiga (Ortigão et al, 1992)

A primeira obra projetada e executada pela GeoRio foi em 1996, em uma encosta da Av Automóvel Club, 2500 m² de área de contenção (Figura 4.17). Os grampos tiveram comprimentos de 6 e 4 m, com barras de aço de 25 mm de diâmetro.

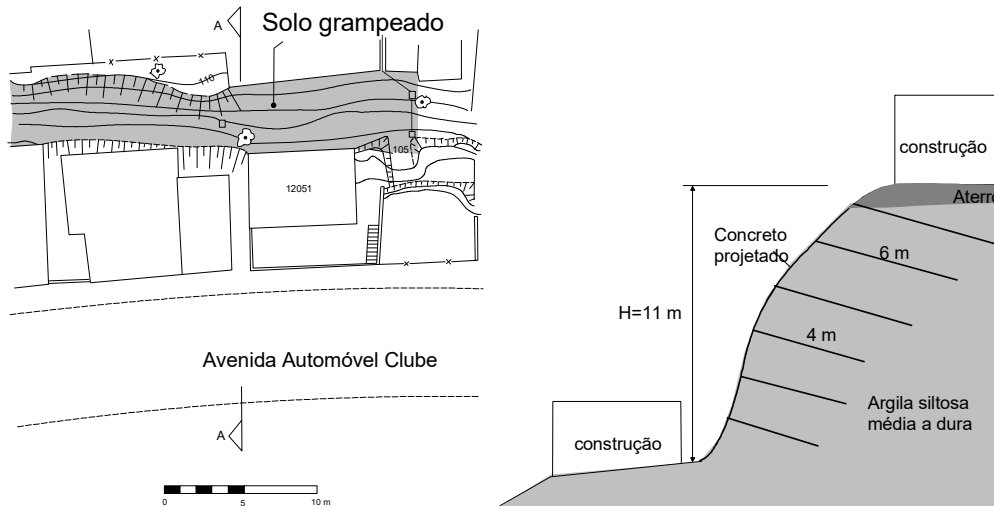


Figura 4.17 - Solo grampeado, Av Automóvel Club, planta e seção

Várias obras de contenção com solo grampeado foram executadas para contenção de encostas da Linha Amarela, construída entre 1995 e 97. A Figura 4.18 mostra o emboque do Túnel da Covanca, Linha Amarela, onde do lado esquerdo foram executadas contenções em solo grampeado (Figura 4.4, Figura 4.5).

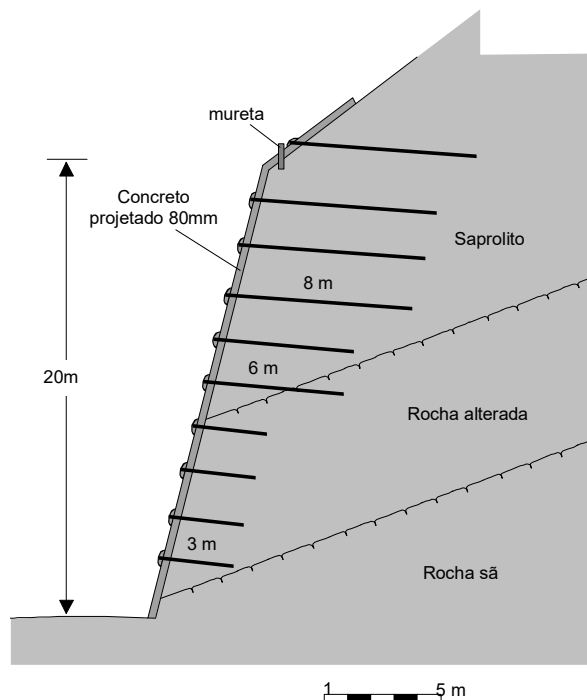


Figura 4.18 - Contenções no emboque do Túnel da Covanca, Linha Amarela, solo grampeado à esquerda

MÉTODOS DE ANÁLISE

Os principais métodos de análise de obras de solo grampeado estão sumarizados na Tabela 4.1. Todos subdividem o terreno atrás do muro em uma *cunha ativa*, limitada por uma superfície potencial de

deslizamento, sendo o restante considerado *zona passiva*, onde os grampos são fixados. A análise de estabilidade global é feita aplicando-se os esforços estabilizantes dos grampos na cunha ativa.

Os métodos de análise diferem, entretanto, quanto à forma da superfície de ruptura, o método de cálculo do equilíbrio das forças atuantes e a natureza dessas forças.

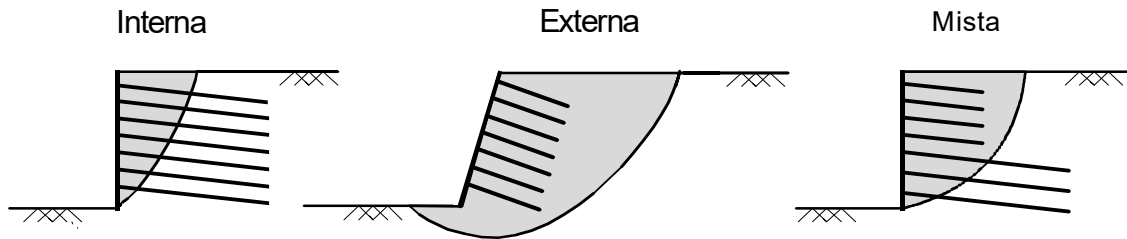


Figura 4.19 - Tipos de análise de estabilidade em função da localização da superfície

A Tabela 4.1.1 compara diversos métodos de análise.

Tabela 4.1 - Métodos de análise de muros de solo grampeado (Ortigão et al, 1993)

CARACTERÍSTICAS	MÉTODOS					
	Alemão	Davis	Multicritério	Cinemático	Cardiff	Escoamento
Referência	Stocker et al, 1979	Shen et al, 1981	Schlosser, 1983	Juran et al, 1988	Bridle, 1989	Anthoine, 1990
Análise	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Equilíbrio limite	Tensões internas	Equilíbrio limite	Teoria de escoamento
Divisão da massa de solo	2 cunhas	2 blocos	Fatias		Fatias	Bloco rígido
Fator de segurança	Global	Global	Global e local	Local	Global	Global
Superfície de ruptura	Bi-linear	Parabólica	Circular ou poligonal	espiral log	espiral log	espiral log
Grampos resistem a:						
Tração	x	x	x	x	x	x
Cisalhamento			x	x	x	
Flexão			x	x	x	
Inclinação da parede	vertical ou inclinada	vertical	qualquer	vertical ou inclinada	vertical ou inclinada	vertical ou inclinada
No de camadas de solo	1	1	qualquer	1	1	1

Uma conclusão importante é que a flexão nos grampos de pequeno diâmetro tem pouca importância na estabilidade de um muro. A flexão afeta pouco o fator de segurança global, no máximo 3% e, por isso pode ser desprezada sem problemas. Por esta razão, considera-se somente o efeito da tração para estabilizar a cunha ativa através da seguinte equação:

$$T = \pi D q_s L_p$$

onde: T é a força de tração em um grampo, q_s é o atrito unitário na interface solo-grampo, L_p é o comprimento da parcela do grampo embutida na zona passiva e D é o diâmetro do furo. O valor de T deve ser máximo igual à resistência à tração do material do grampo.

Uma vez determinado T o seu efeito é incluído na análise de estabilidade de taludes. O método de equilíbrio limite pode ser utilizado e o efeito do reforço incluído como forças atuantes na base das fatias conforme indicado na Figura 4.21.

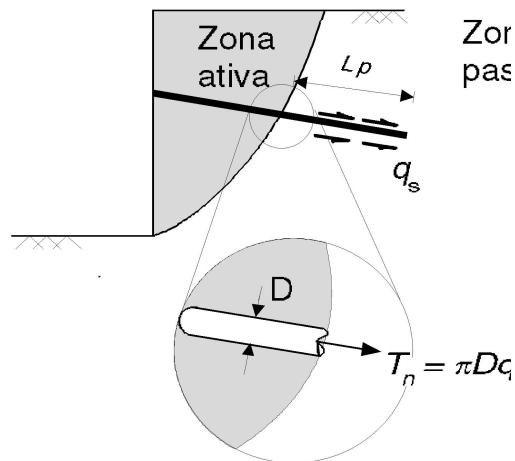


Figura 4.20 - Efeito da tensão nos grampos

FORÇAS NA FATIA

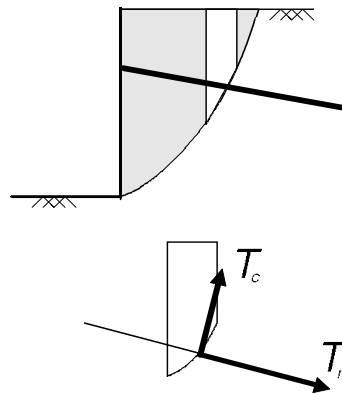


Figura 4.21 - Inclusão do efeito do grampo na base de uma fatia

PROGRAMAS DE ANÁLISE

Alguns programas comerciais para PC empregados na análise de taludes e muros de solo grampeado estão comparados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Características de alguns softwares de análise de estabilidade com grampos (Ortigão et al, 1995)

Nome do programa	Rstabl	Clouage	Talren	Nixesc	Prosper
Referência	Ortigão et al, 1995	Gigan, 1986	Blondeau et al, 1984	Rajot, 1983	Delmas et al, 1986
Método de análise	Bishop and Janbu	Bishop	Bishop Perturbações	Perturbações	Perturbações
Tensão, flexão	Tensão	Tensão	Tensão e flexão	Tensão e flexão	Tensão e flexão
Fixação da cabeça dos grampos	Livre ou fixa	Fixa	Livre ou fixa	Livre ou fixa	Livre ou fixa

ÁBACOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Pode-se empregar ábacos de estabilidade para o pré-dimensionamento de muros de solo grampeado. A metodologia seguinte é a recomendada pelo projeto Clouterre (1991) e consta de ábacos que relacionam a densidade de grampeamento d com a relação de estabilidade N e o ângulo de atrito ϕ do terreno.

Define-se:

$$\text{Densidade de grampeamento: } d = \frac{\pi D q_s}{\gamma s_v s_h}$$

D é o diâmetro do grampo e q_s é o atrito unitário, γ é o peso específico do solo, s_h e s_v são respectivamente o espaçamento vertical e horizontal dos grampos. A utilização dos ábacos se faz da seguinte maneira:

1. Seleciona-se o ábaco em função do valor da relação L/H (comprimento do grampo / altura do muro) entre 0,6 a 1,2;
2. Determina-se o valor da relação $N = \frac{c}{\gamma H}$, onde c é a coesão do solo.
3. Determinar o ponto M com coordenadas $(\tan \phi, N)$
4. Selecionar no ábaco o valor de d densidade de grampeamento por interpolação entre duas curvas próximas, de tal forma a obter um fator de segurança (FS) adequado.
5. O FS é dados pela relação entre os segmentos de retas $FS = \frac{OM}{OA}$

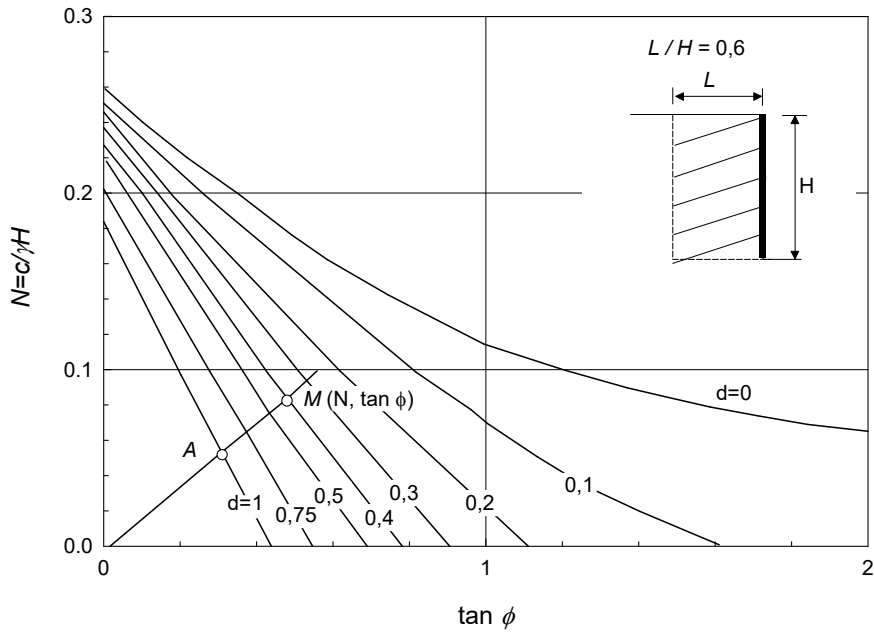


Figura 4.22 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 0,6$ (Clouterre, 1991)

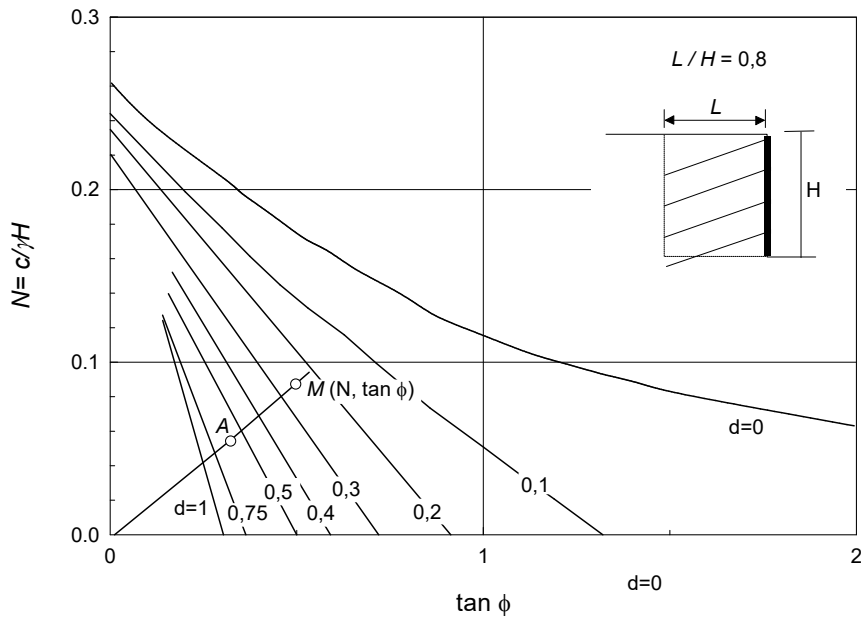


Figura 4.23 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 0,8$ (Clouterre, 1991)

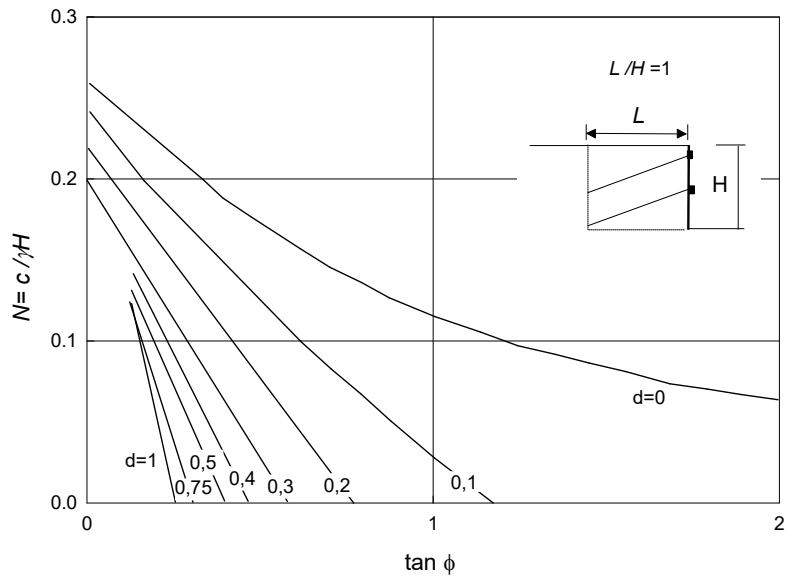


Figura 4.24 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 1$ (Clouterre, 1991)

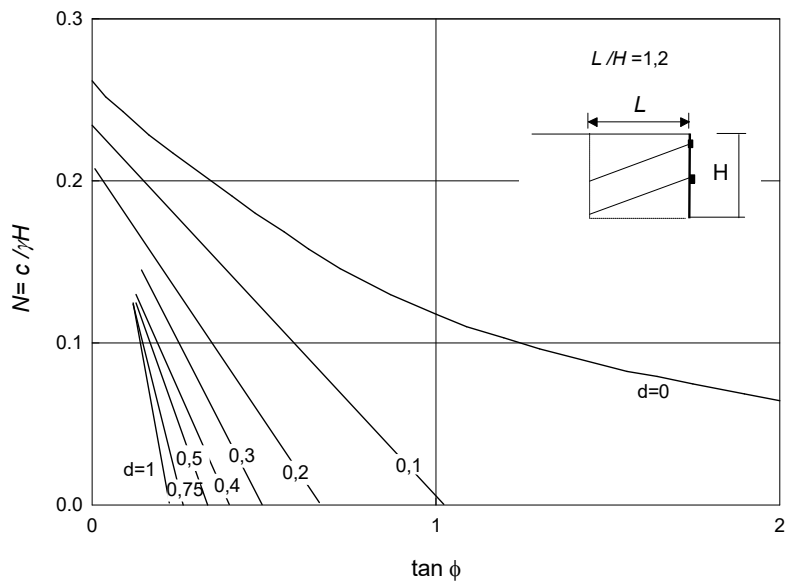


Figura 4.25 - Ábaco de estabilidade para $L/H = 1,2$ (Clouterre, 1991)

5. Estabilização de taludes em rocha

Este capítulo apresenta as principais técnicas de estabilização de taludes rochosos que podem ser subdivididas em dois grandes grupos: (1) as que procuram fixar os blocos ou lascas, evitando o seu deslizamento; ou (2) as que procuram conviver com o problema, permitindo a queda dos blocos de maneira segura, sem causar danos. A aplicabilidade dessas soluções depende de vários fatores, tais como: risco, características do talude, número e dimensões dos blocos, grau de alteração, inclinação da encosta, condições de apoio (Figura 5.1), entre outros fatores.

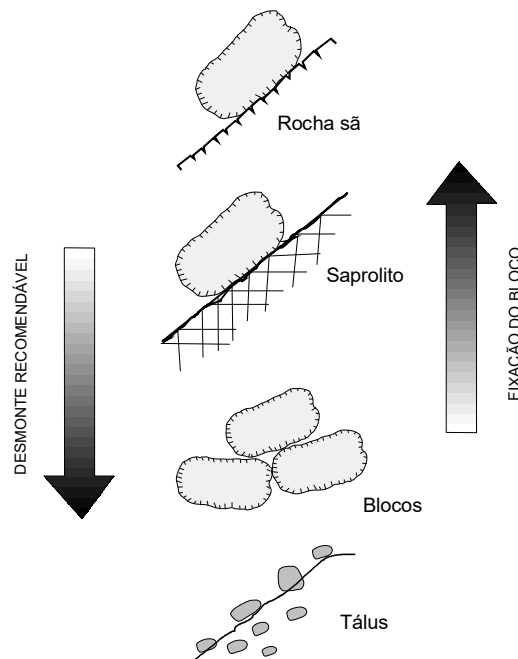


Figura 5.1 - Decisão sobre fixação ou desmonte de blocos função das condições de apoio (Barros, 1999)

As que se enquadram no primeiro tipo são:

- *Fragmentação e remoção*: blocos soltos de pequeno porte podem ser removidos da superfície rochosa. Blocos maiores podem ser fragmentados com explosivo ou com o uso de uma técnica

mais moderna que consiste no emprego de um polímero expansivo. Este material quando expande em um furo é capaz de fragmentar a rocha, sem o perigo de explosão.



Figura 5.2 - Fragmentação de bloco



Figura 5.3 - Remoção de blocos após deslizamento na Linha Amarela, Rio de Janeiro

- *Fixação ou reforço através de chumbadores*: o uso de chumbadores é exemplificado na Figura 5.4. Têm em geral comprimentos de 3 m em rocha sã e podem ser empregados no reforço de rocha com fraturamento muito próximo. Podem ser aplicados em conjunto com o concreto projetado, semelhante ao que se faz em túneis, ou contrafortes de concreto armado. Isso evita desprendimento e queda de blocos.



Figura 5.4 - Uso de chumbadores para fixação de lasca

- *Fixação com ancoragens com ou sem contrafortes*: pode ser aplicada para fixar blocos de maior porte com a utilização de ancoragens e chumbadores. Um exemplo importante desta técnica foi a estabilização de um bloco de grandes dimensões próximo ao pico do Corcovado (Totis, 1986) onde foram aplicados 25 tirantes de 480 kN em contrafortes (Figura 5.5 a Figura 5.7).

A Figura 5.8 apresenta também um caso especial de um bloco de grandes dimensões localizado no Corte do Cantagalo que foi estabilizado no final da década de 60 através de quatro pilares de concreto armado com tirantes na rocha.

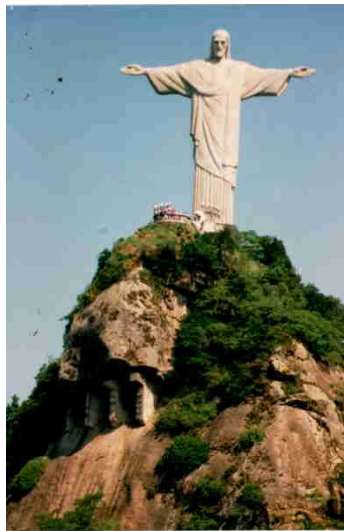


Figura 5.5 - Estabilização de bloco com contrafortes no Corcovado

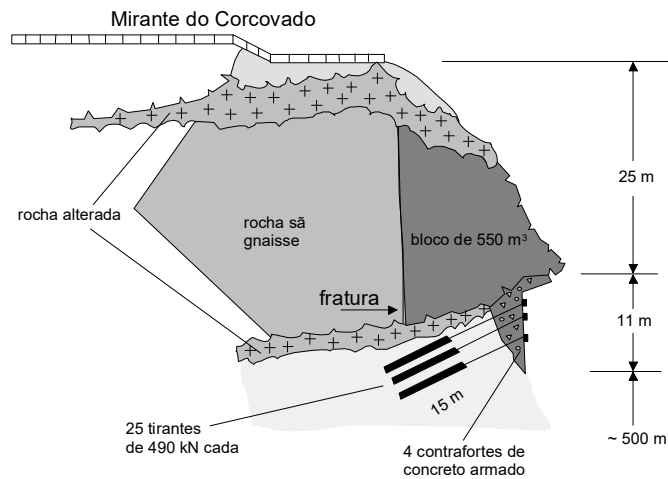


Figura 5.6 - Projeto de estabilização do Alto do Corcovado (Totis, 1986)

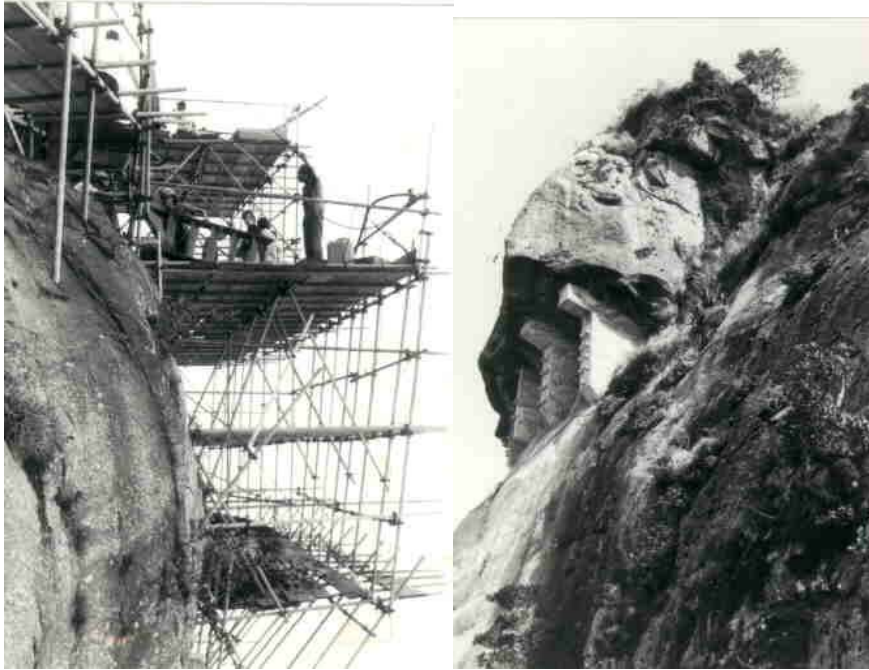


Figura 5.7 - Estabilização do Corcovado durante e após a execução

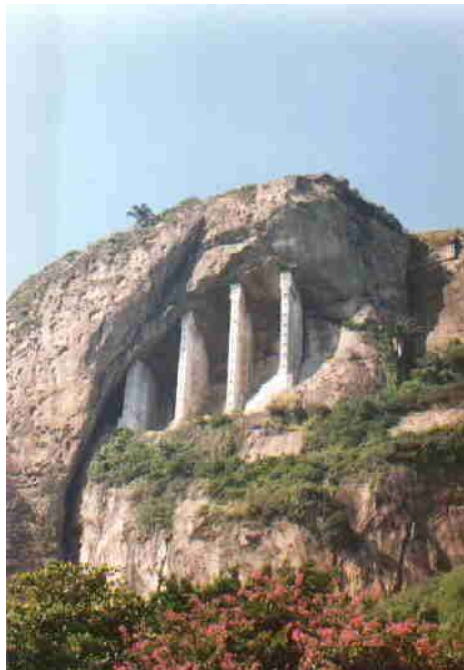


Figura 5.8 - Exemplo de contrafortes atirantados para estabilização do Corte do Cantagalo

- *Fixação com grelha ancorada:* pode ser aplicada no caso de blocos muito grandes (Figura 5.10), justapostos, ou no caso de taludes com foliação mergulhando desfavoravelmente.



Figura 5.9 - Uso de contrafortes ancorados



Figura 5.10 - Grelha ancorada

- *Concreto dental ou de regularização*: escavações ou remoções de blocos podem expor rocha alterada. O vazio resultante deve ser preenchido com concreto para proteger a superfície do material exposto. Fendas ou trincas de tração devem ser preenchidas e drenadas na parte inferior, evitando-se o acúmulo de água.

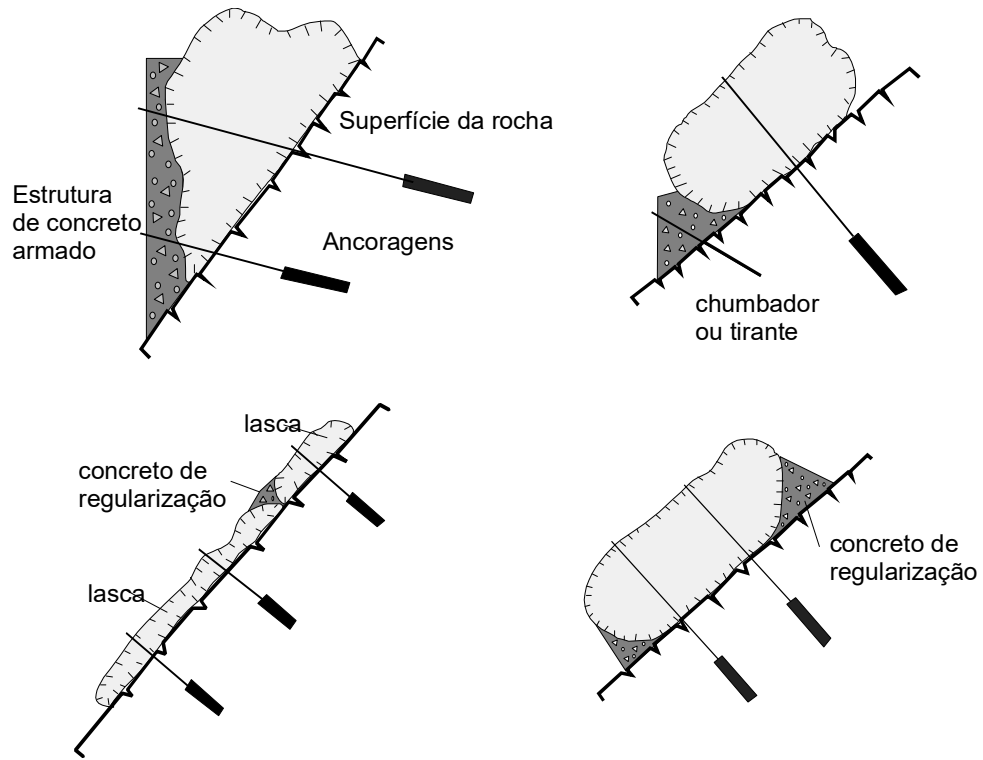


Figura 5.11 - Exemplos de fixação de blocos e lascas

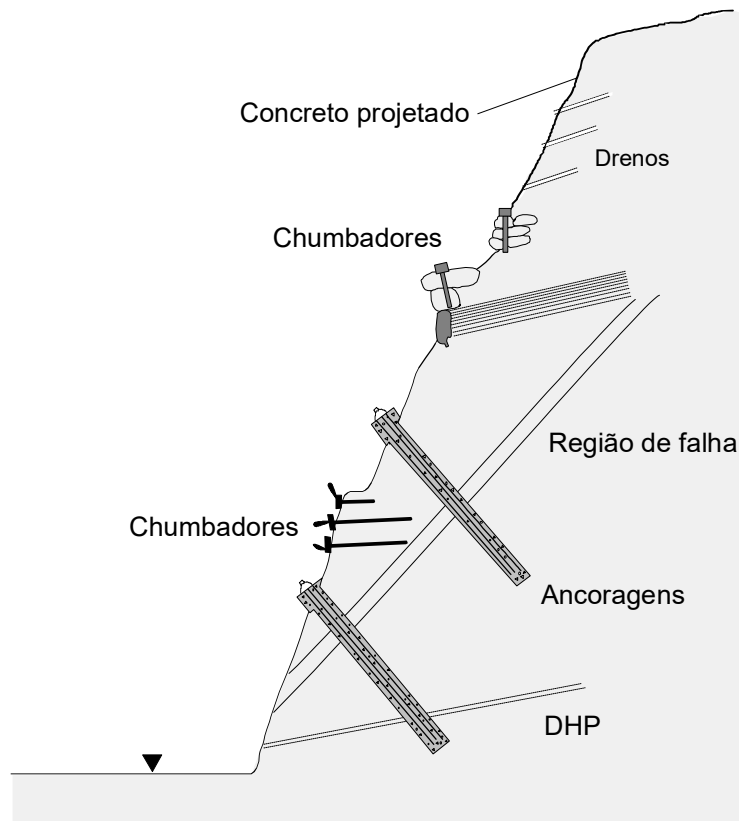


Figura 5.12 - Medidas de controle de estabilidade

- **Concreto projetado:** Para tratamento superficial de rocha muito fissurada e alterada. O concreto projetado é aplicado através de equipamentos especiais de projeção que empregam ar comprimido. Uma espessura mínima de 30 mm é necessária. Como reforço do concreto há duas alternativas, a primeira, mais tradicional, consta do uso de tela de aço soldada que é estendida sobre a superfície do talude. A outra possibilidade é o uso de fibras de aço misturadas no concreto como um agregado, objeto de outro capítulo deste manual.



Figura 5.13 - Concreto projetado para proteção de talude rochoso

Os taludes rochosos muito fraturados, como nas escarpas de antigas pedreiras no Rio de Janeiro, é praticamente impossível a estabilização por fixação. Nesse caso pode-se procurar conviver com o problema, mas de uma forma mais segura possível, conduzindo a queda do bloco de tal forma que o risco seja mínimo. Essa técnica está apresentada na Figura 5.14, onde há exemplos do uso de:

1. Bermas para redução da energia cinética ou conter a queda blocos
2. Uso de túnel falso para proteção de uma via;
3. Implantação de trincheira para coletar o bloco
4. Muro de impacto rígido
5. Uso de anteparo flexível tal como uma cerca de impacto.
6. Uso de telas para evitar o salto do bloco

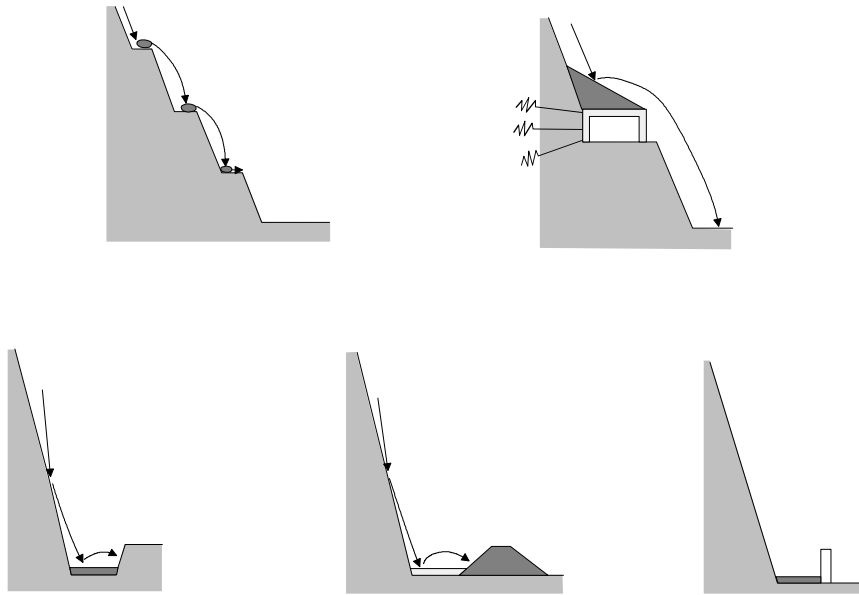


Figura 5.14 - Alternativas de se evitar a queda de blocos

O emprego de telas protetoras na superfície do talude em conjunto com anteparos flexíveis está apresentado na Figura 5.15. Aí está exemplificado o uso em conjunto de cerca flexível na superfície do talude para dirigir a queda, trincheiras coletoras de blocos, anteparos flexíveis e sinalização para o público.

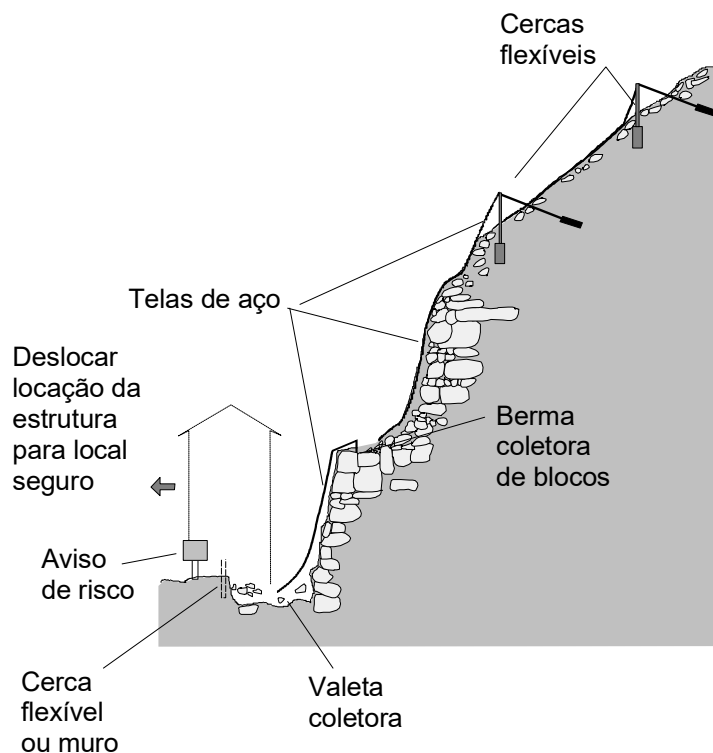


Figura 5.15 - Estabilização de talude em rocha muito fraturada com blocos soltos empregando: tela, trincheira de coleta de blocos, anteparos flexíveis e avisos ao público

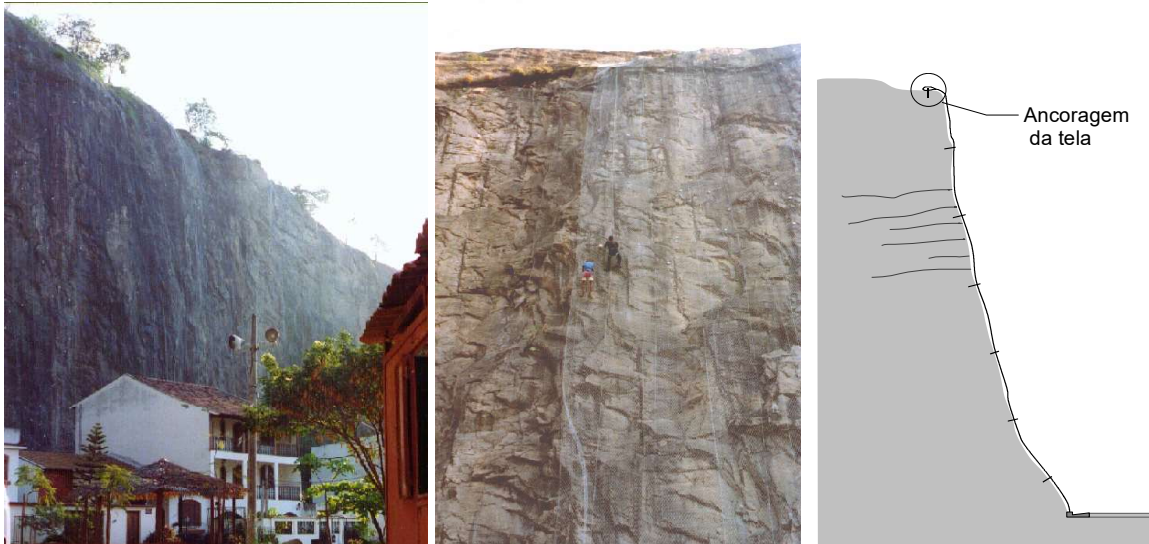


Figura 5.16 - Aplicação de tela de proteção para proteção de taludes próximo a casas, Rio de Janeiro: (a) Situação do talude e casas, (b) Aplicação da tela, (c) fixação da tela

São apresentados dois exemplos de estabilização de taludes rochosos. O primeiro causado pela degradação ambiental causada por uma pedreira antiga em Jacarepaguá, Rio de Janeiro. Há alguns anos um condomínio de casas de alto padrão nasceu próximo ao talude, que foi estabilizado com uma tela de aço fixada ao mesmo (Figura 5.16). Esta técnica é detalhada por Agostini et al (1988).

A Estrada Grajaú-Jacarepaguá é outro exemplo da aplicação dessas técnicas pela GeoRio, conforme indicado na Figura 5.17. Trata-se de uma região de talus com grande quantidade de blocos soltos cuja fixação é praticamente impossível e uma proteção com cerca flexível foi adotada. Um detalhe da cerca é mostrado na Figura 5.18.



Figura 5.17 - Cerca flexível implantada na Estrada Grajaú-Jacarepaguá



Figura 5.18 - Detalhe da cerca flexível

CÁLCULOS DE FIXAÇÃO DE BLOCOS COM ANCORAGENS E CHUMBADORES

Os cálculos de fixação de blocos com ancoragens e chumbadores são realizados através de modelos simples de deslizamento de bloco rígido sobre um plano inclinado (Figura 5.19)

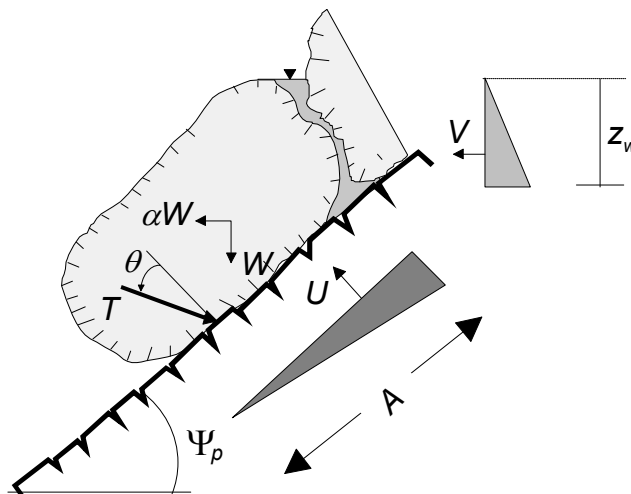


Figura 5.19 - Análise de estabilidade de bloco

O bloco pode ser estabilizado aplicando-se a força T e o fator de segurança nesta situação é dado pela seguinte equação:

$$FS = \frac{c A + (W (\cos \Psi_p - \alpha \sin \Psi_p) - U - V \sin \Psi_p + T \cos \theta) \tan \phi}{W (\sin \Psi_p + \alpha \cos \Psi_p) + V \cos \Psi_p - T \sin \theta}$$

A Tabela 5.1 apresenta a simbologia e unidades empregadas.

Tabela 5.1 - Simbologia e unidades empregadas

Símbolo	Descrição	Unidade
Ψ_p	Inclinação da superfície de ruptura	graus
α	Coefficiente de aceleração horizontal, devido à explosão próxima ou sismicidade, dado em relação à aceleração da gravidade	
T	Força de ancoragem (se existir) por metro linear	kN/m
θ	Ângulo de inclinação da força de ancoragem em relação à normal à superfície de ruptura	graus
c	Coesão na superfície de ruptura	kPa
ϕ	Ângulo de atrito da superfície de ruptura	graus
γ	Peso específico da rocha	kN/m ³
γ_w	Peso específico da água	kN/m ³
z_w	Altura de água na trinca de tração	m
U	Força de submersão da água por metro linear	kN/m
V	Esforço instabilizante da água por metro linear	kN/m
W	Peso do bloco de rocha por metro linear	kN/m
A	Área da superfície de ruptura por metro linear	m ²

Onde:

$$U = \frac{\gamma_w z_w A}{2}$$

$$V = \frac{\gamma_w z_w^2}{2}$$

O caso mais comum no Rio de Janeiro é a consideração de coesão e aceleração horizontal nulas e a equação anterior simplifica para:

$$FS = \frac{(W \cos \Psi_p - U - V \sin \Psi_p + T \cos \theta) \tan \phi}{W \sin \Psi_p + V \cos \Psi_p - T \sin \theta}$$

É importante frisar que θ é o ângulo formado pela força de ancoragem T e a normal à superfície de ruptura, diferente do ângulo entre o eixo longitudinal da ancoragem e a normal quando chumbador é projetado ao esforço normal combinado ao cisalhamento (Figura 5.21). O esforço estabilizante T pode ser obtido por ancoragens ou chumbadores. No primeiro caso, o valor de T corresponde à carga de trabalho das mesmas. No segundo, pode-se levar em consideração o efeito de flexão composta, dependendo do valor da orientação dos chumbadores, como se discutirá a seguir.

O uso de chumbadores apresenta algumas vantagens. Primeiro são passivos, não necessitando de pré-carga, nem de verificação de carga ao longo da vida útil. Sua execução é muito mais simples, principalmente nas condições de acesso difíceis em que muitas vezes tem que ser empregados.

Os chumbadores podem ser projetados somente ao cisalhamento ou considerando o efeito combinado de tração e cisalhamento.

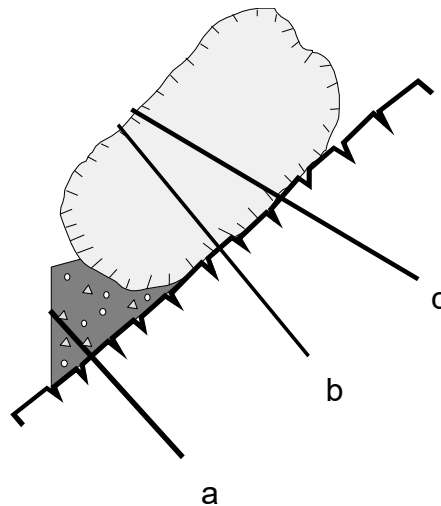


Figura 5.20 - Chumbadores projetados ao cisalhamento (casos *a* e *b*), e projetados a flexão composta (caso *c*)

O projeto de chumbadores ao cisalhamento considera duas situações: projeto ao cisalhamento puro e projeto à flexão composta.

Chumbadores projetados ao cisalhamento puro

Este é o caso em que se considera o chumbador instalado segundo a normal ao plano de deslizamento, conforme indicado pelos casos *a* e *b* na Figura 5.20. No caso *a* chumbador está embutido no concreto armado do contraforte.

A força estabilizante ao cisalhamento da seção do material do chumbador (T_c) é dada pela equação:

$$T_c = \frac{0.9 f_y A_s}{2}$$

onde f_y é a resistência à tração do aço e A_s é a área da seção do chumbador.

O efeito de pino na parte superior do chumbador, que está embutida no concreto, considera uma redução no valor de T_c . O modelo de cálculo de um pino em concreto é obtido em compêndios de cálculo estrutural (e.g., Leonhardt e Mönig, 1978). O valor máximo de T_{cp} nesse caso é dado pela seguinte equação:

$$T_{cp} = \frac{1}{f_r} 2.5 D^2 \sqrt{f_{ck} f_y}$$

onde f_r é um fator de redução que deve ser tomado igual a 5 (Leonhardt e Mönig, 1978)., D é o diâmetro da barra, f_{ck} é a resistência característica do concreto armado e f_y a resistência à tração do aço.

Considerando, $f_{ck} = 20$ MPa, aço CA-50A com $f_y = 500$ MPa e barras de aço de 25 e 32 mm, obtém-se:

Tabela 5.2 - Resistência de chumbadores embutidos em rocha e embutidos em concreto

Diâmetro do chumbador	Resistência do chumbador		
	Ao cisalhamento considerando somente a resistência do aço (T_c)	Ao cisalhamento considerando efeito de pino embutido no concreto (T_{cp})	À tração máxima do aço (T_n) ou flexão composta máxima (T)
mm	kN	kN	kN
20	71	20	141
22	89	25	179
25	110	31	221
32	181	51	362

Com efeito, a adoção de chumbadores embutidos em concreto implica uma redução considerável da resistência em relação ao cisalhamento do aço.

Chumbadores projetados à flexão composta

Os chumbadores podem ser projetados à flexão composta, conforme o caso *c* indicado na Figura 5.20. Neste caso β é o ângulo entre o eixo da ancoragem e a força estabilizante T (Figura 5.19), notada neste tópico por T_β para dar ênfase à dependência do ângulo β .

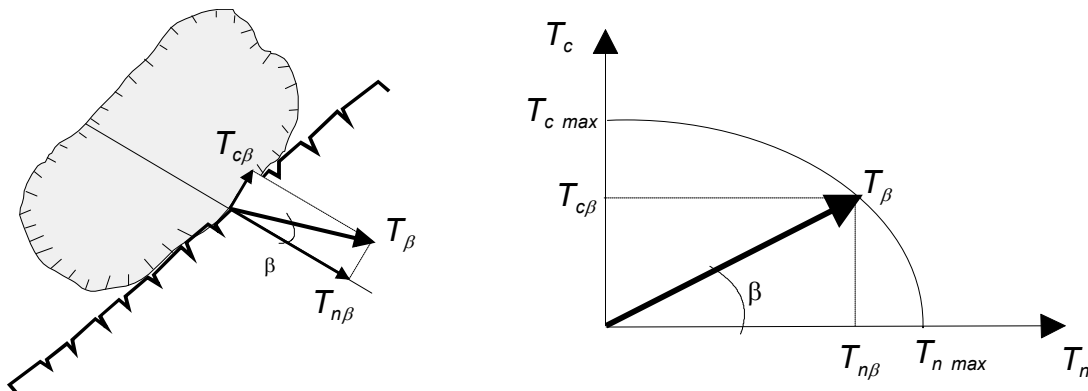


Figura 5.21 - Dimensionamento de chumbadores à tração e ao cisalhamento

O critério de Tresca, ilustrado na Figura 5.21, limita as componentes axial e cisalhante conforme a seguinte inequação:

$$\left(\frac{T_{n\beta}}{T_{n \max}} \right)^2 + \left(\frac{T_{c\beta}}{T_{c \max}} \right)^2 \leq 1$$

Esta equação corresponde a uma elipse que pode ser expressa na forma paramétrica como função do ângulo do chumbador com a normal ao plano de ruptura (β):

$$\tan \beta^* = \frac{T_{n \max}}{T_{c \max}} \tan \beta$$

$$T_{n\beta} = T_{n \max} \cdot \cos \beta^* \quad T_{c\beta} = T_{c \max} \cdot \sin \beta^*$$

$$T_\beta^2 = T_{n\beta}^2 + T_{c\beta}^2$$

onde β^* é um ângulo auxiliar utilizado para simplificar as equações.

Aplicando-se as equações anteriores para um chumbador de aço CA-50 A com 32 mm de diâmetro obtém-se os resultados mostrados na Figura 5.22 em função do ângulo β .

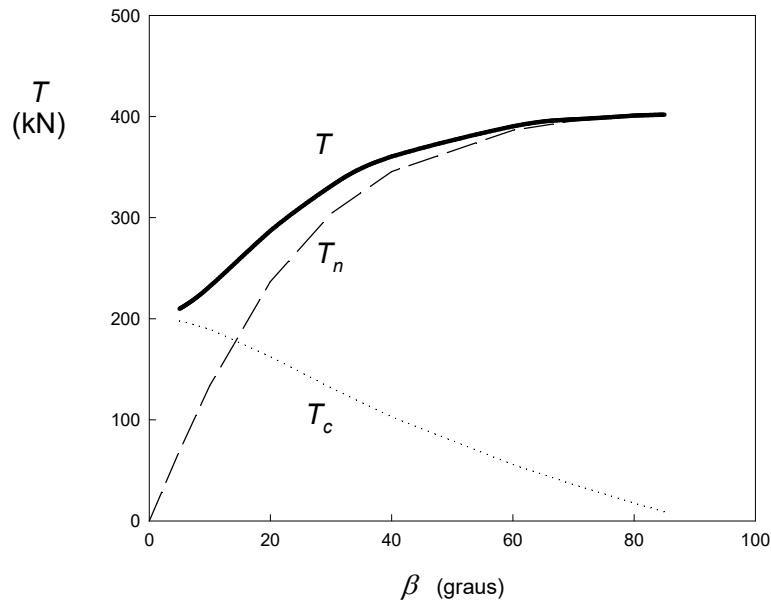


Figura 5.22 - Valores de forças de tração, cisalhamento e resultante em chumbador de aço CA 50 A com 32 mm de diâmetro

O valor máximo de T para o caso de flexão composta se iguala a T_n (tração) para ângulos β elevados, conforme indicado na Figura 5.22 e comentado na Tabela 5.2.

Ábacos de pré-dimensionamento

O ábaco apresentado na Figura 5.24 é indicado para pré-dimensionamento de chumbadores. Este ábaco fornece um fator de eficiência e_f usado para se obter o número n de chumbadores a serem utilizados

$$n = \frac{T}{e_f \cdot T_1}$$

onde

e_f é o fator de eficiência, adimensional, obtido do ábaco da Figura 5.24;

T_1 é a carga de cálculo de um chumbador, incluídos os respectivos fatores de segurança;

T é a força de ancoragem necessária, calculada por

$$T = FS \left[W (\sin \Psi_p + \alpha \cos \Psi_p) + V \cos \Psi_p \right] - c A - (W (\cos \Psi_p - \alpha \sin \Psi_p) - U - V \sin \Psi_p) \tan \phi$$

onde a simbologia utilizada está descrita na Tabela 5.1.

Cada ábaco contém fatores de eficiência considerando somente tração (linha somente cisalhamento (linha tracejada) e tração/cisalhamento combinados (linha sólida). Os ângulos Ψ_p e η que aparecem nos ábacos estão esquematizados na Figura 5.23.

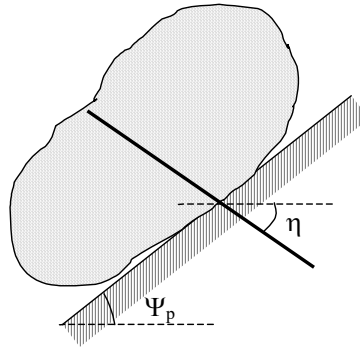


Figura 5.23 - Esquema dos ângulos referidos no ábaco de pré-dimensionamento – sentidos positivos indicados com referência à horizontal

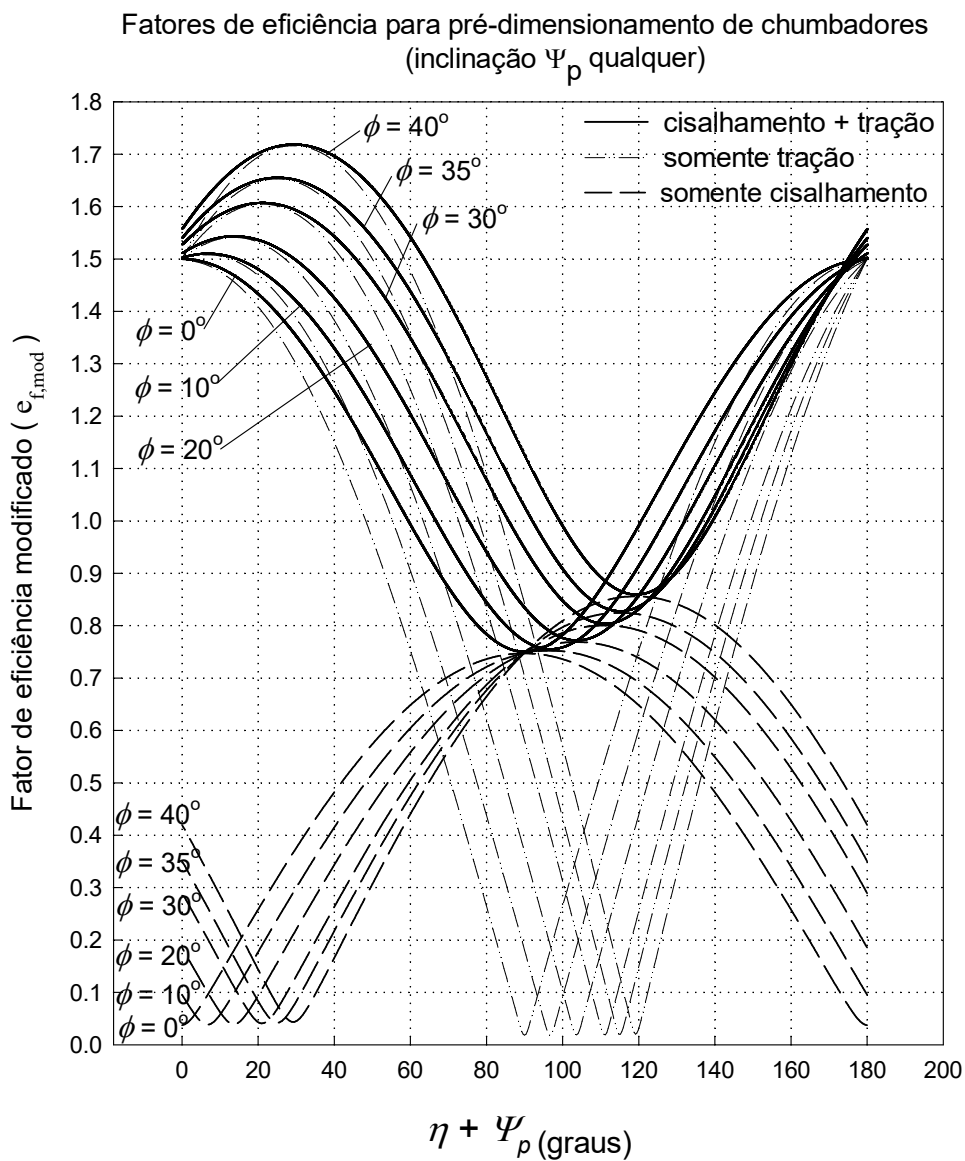


Figura 5.24 - Ábaco de pré-dimensionamento para chumbadores

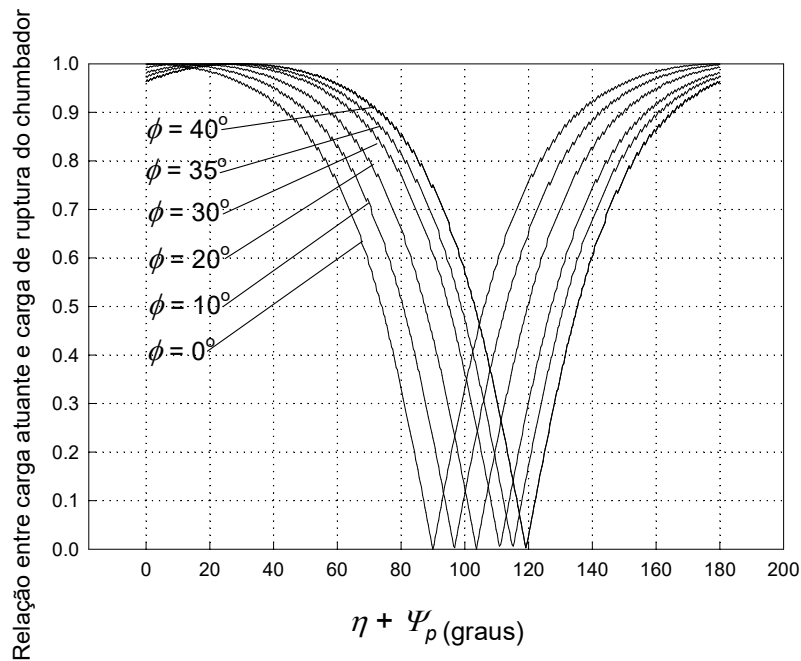


Figura 5.25 - Relação entre a carga axial efetivamente utilizada e a carga de ruptura do chumbador

O comprimento de ancoragem pode ser reduzido considerando-se que o estado limite último é uma combinação de esforços normais e cisalhantes no grampo. Isto é, estando o comprimento de ancoragem dimensionado para a carga de ruptura do grampo, estará existindo em grande parte dos casos um superdimensionamento da ancoragem, que pode ser reduzida aplicando-se a este comprimento um fator multiplicativo menor que 1. Para esta redução deve-se seguir o disposto no item 4.1.6.2b da norma ABNT NBR 6118 que recomenda o comprimento de ancoragem reta para barras tracionadas (l_b) igual a:

$$l_b = \frac{\Phi}{4} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} f_{red}$$

onde

Φ é o diâmetro da barra;

f_{yd} é a resistência de cálculo do aço à tração;

τ_{bu} é a tensão última de aderência, indicado no item 5.3.1.2c da norma ABNT NBR 6118;

f_{red} é um fator de redução relativo ao sub-aproveitamento da seção de aço existente.

Este fator de redução f_{red} pode ser obtido com o auxílio do ábaco da Figura 5.25, que fornece a relação entre a carga axial efetivamente sendo utilizada e a carga axial última do chumbador quando utilizado o dimensionamento combinado (tração e cisalhamento) conforme o ábaco da Figura 5.24. Deve-se frisar que o valor do comprimento de ancoragem calculado desta forma nunca deverá ser inferior a qualquer dos três valores:

$$\frac{\Phi}{12} \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}}, 10\Phi, 10 \text{ cm}$$

Para chumbadores projetados somente ao cisalhamento, recomenda-se a adoção do maior valor entre estes.

Exemplo de dimensionamento

Seja um bloco de rocha com peso $W = 200$ kN/m, apoiado em rocha com inclinação $\Psi_p = 40^\circ$ e ângulo de atrito entre o bloco e a superfície da rocha de $\phi = 30^\circ$. Considera-se um chumbador $\phi 25$ cuja resistência é 220 kN e fator de conformação $\eta_b = 1,5$. O concreto utilizado tem resistência $f_{ck} = 20$ MPa. O aço, $f_{yk} = 500$ MPa.

Entrando no ábaco da Figura 5.24 com $\eta + \Psi_p = 60^\circ$ obtém-se $e_f = 1,35$, considerando-se o cisalhamento combinado à tração. A força de ancoragem T tem o valor

$$T = 1,5 \cdot 200 \cdot \sin 40^\circ - 200 \cdot \cos 40^\circ \tan 30^\circ = 104,4 \text{ kN}$$

O número de chumbadores n é então igual a

$$n = \frac{T}{e_f \cdot T_1} = \frac{104,4}{1,35 \cdot 220} = 0,35 \text{ por metro}$$

que equivale a um espaçamento de 2,9 m.

Como o chumbador foi projetado com cisalhamento combinado à tração, calcula-se o comprimento de ancoragem com o auxílio da Figura 5.25. Neste ábaco, para $\phi = 30^\circ$ e $\eta + \Psi_p = 60^\circ$, obtém-se o fator de redução $f_{red} = 0,93$. A tensão última de aderência é

$$\tau_{bu} = 0,42 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 2,47 \text{ MPa}$$

O comprimento de ancoragem necessário é dado então por

$$l_b = \frac{0,025}{4} \cdot \frac{500 / 1,15}{2,47} \cdot 0,93 = 1,0 \text{ m ,}$$

6. Concreto projetado

6.1. O concreto projetado é empregado na execução de faces de muros de solo grampeado, na fixação de blocos em taludes em rocha e na proteção superficial contra a erosão em taludes em solo. Com isso obtém-se uma camada protetora com boa resistência, durabilidade e grande resistência à erosão.

6.2. A máquina ou bomba de projeção mais comum está esquematizada na Figura 6.1. A mistura do cimento e agregados é introduzida no funil superior. Logo abaixo dele há um conjunto de cilindros rotativos, funcionam de maneira semelhante a um barril de revólver. A cada avanço na rotação a mistura é introduzida em um cilindro rotativo. Quando este atinge a posição do suprimento de ar comprimido, é impulsionado através do mangote.

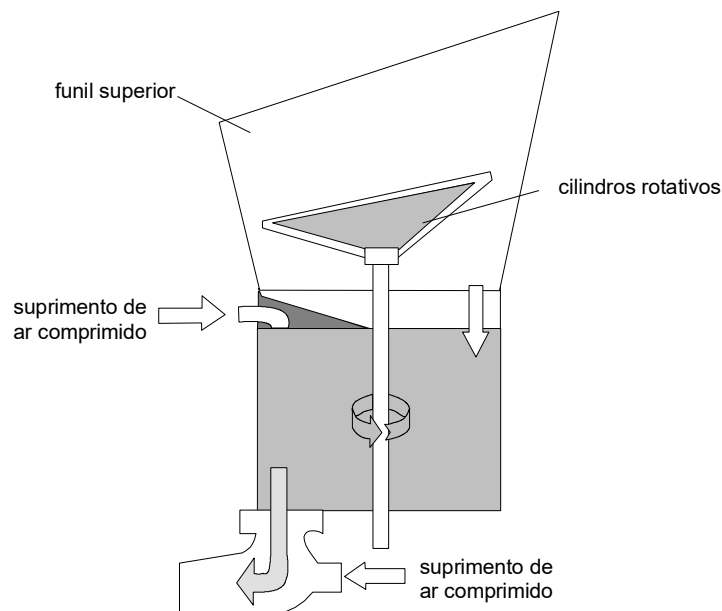


Figura 6.1 - Máquina ou bomba de projeção

A maneira em que a água é adicionada à mistura tem grande influência no processo. No caso da água ser adicionada próximo ao final do mangote, tem-se o que se denomina processo *via seca* (Figura 6.2), se adicionada na bomba, tem-se concreto *via úmida* (Figura 6.3).

Em obras de menor porte, como é a maioria dos casos de obras de contenção, emprega-se em geral o concreto *via seca*. O *via úmida* só é utilizado em geral em casos de grandes volumes, superiores a 5 m³ aplicados ininterruptamente, pois a cada paralisação é necessário efetuar uma limpeza geral no mangote, o que não seria prático em pequenas obras.

As bombas mais modernas, como a apresentada Figura 6.4, permitem a projeção *via seca* ou *úmida*. A Figura 6.5 apresenta um exemplo de projeção em um talude existente.

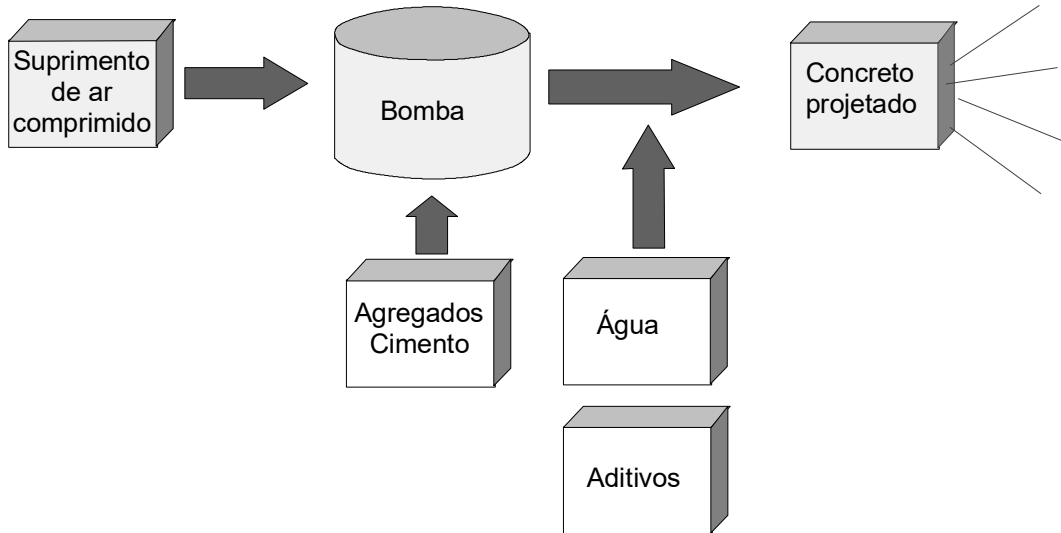


Figura 6.2 - Projetado via seca

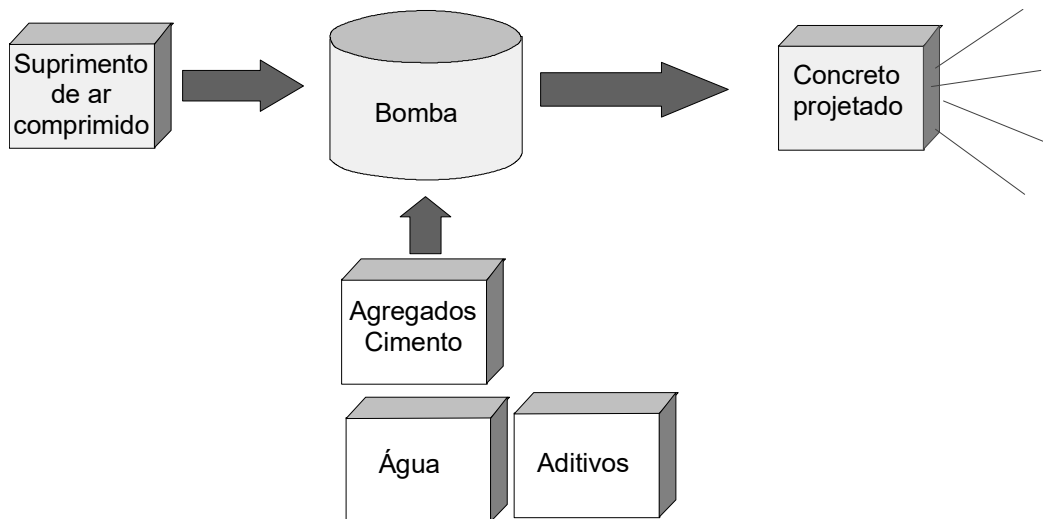


Figura 6.3 - Projetado via úmida



Figura 6.4 - Equipamento de projeção via seca ou úmida (Este Engenharia)



Figura 6.5 - Concreto projetado em talude (Foto Genco)

REFORÇO NO CONCRETO PROJETADO

Há duas alternativas para se obter o reforço no concreto projetado: o uso de tela de aço ou o emprego de fibras metálicas na mistura. A utilização de tela de aço é mais tradicional e não será discutida com maiores detalhes.

As fibras consistem em elementos metálicos (Figura 6.6) que são misturados no concreto como um agregado e servem para aumentar a ductilidade e a resistência à tração. Não têm nenhum efeito na resistência à compressão.

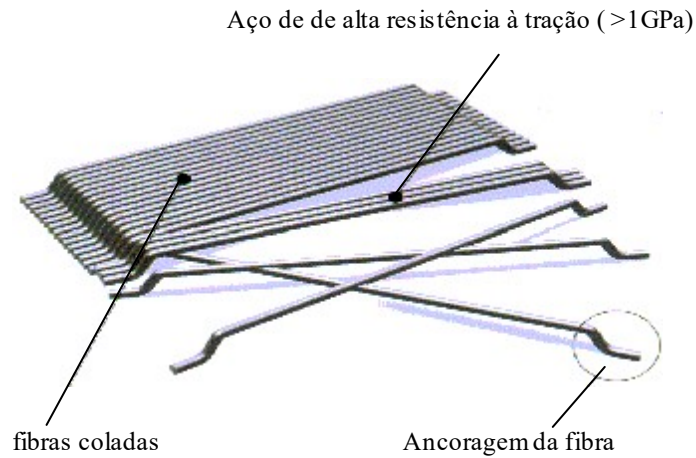


Figura 6.6 - Fibras de aço (Foto fibra tipo Dramix)

Nas aplicações em contenção de encostas, a opção por fibras apresenta em geral várias vantagens:

- *Redução de mão de obra*: as fibras são aplicadas como um agregado, eliminando a operação de montagem das telas.
- *Redução do volume*: a tela não consegue acompanhar as irregularidades do terreno (Figura 6.7), resultando em volumes até 25% maiores.
- *Maior resistência ao fissuramento*: as fibras de aço aumentam a resistência ao fissuramento e, com isso, se obtém maior resistência à corrosão. As fibras asseguram que a corrosão não se propague, pois são descontínuas, conforme indicado na Figura 6.8.

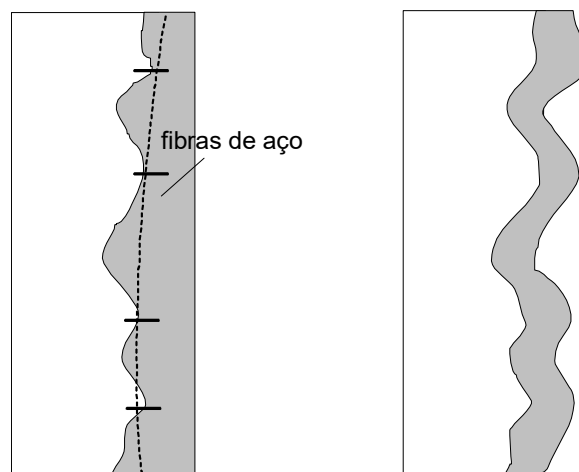


Figura 6.7 - Economia no volume de concreto projetado

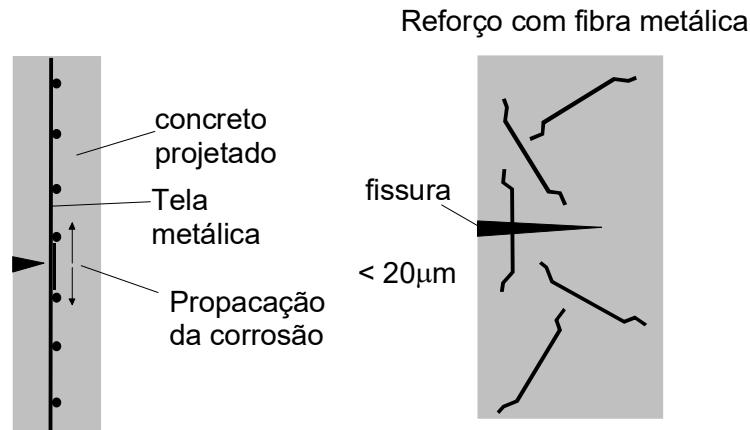


Figura 6.8 - Propagação da corrosão

A ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO

A adição de fibras de aço ao concreto incorpora ao material características importantes tais como: ductilidade, resistência à tração na flexão, controle de fissuração, resistência ao impacto, resistência à fadiga e resistência ao cisalhamento.

Dentre estas características destacam-se a ductilidade e a resistência à tração na flexão, as quais são muito importantes no dimensionamento de revestimentos de túneis e de taludes, quando se utiliza o concreto projetado.

A introdução dos valores da resistência à tração na flexão pode ser feita sem grandes alterações nos procedimentos usuais de cálculo, bastando para isto levar em consideração algumas das propriedades inerentes ao material, quais sejam, sua capacidade de absorver moderados esforços de tração e ductilidade à tração. Desta forma é possível aproveitar o material quando o revestimento apresenta sua seção totalmente comprimida, bem como em casos onde se tem a seção submetida à flexão com esforços de tração.

DEFINIÇÃO E MATERIAIS CONSTITUINTES

O concreto reforçado com fibras de aço é um composto onde a matriz é o concreto de cimento Portland e o reforço constituído com fibras de aço aleatoriamente distribuídas na matriz. As fibras são elementos descontínuos com seu comprimento predominante sobre sua seção transversal.

As fibras de aço para adição em concreto têm comprimentos que variam entre 30 e 60 mm e diferentes formas de seção transversal, dependendo do processo de fabricação. Fibras de seção transversal circular são produzidas a partir do corte de arames, enquanto que as de seção retangular, a partir do corte de chapas de aço.

As fibras de aço são mais eficientes do ponto de vista da ductilidade do que outros tipos de fibras, como de asbesto, sintéticas (nylon ou polipropileno) e de vidro, graças a sua alta resistência à tração e grande capacidade de aderência à matriz que a envolve.

Geralmente, estas fibras possuem deformações ao longo de todo o seu comprimento (fibras onduladas) ou somente nas extremidades, formando ganchos. Tais deformações têm a finalidade de melhorar o comportamento da fibra com relação à aderência, através de ancoragem mecânica.

A eficiência de um composto está intimamente relacionada às seguintes propriedades fundamentais da fibra de aço: sua resistência à tração, ancoragem, dosagem e o seu fator de forma, que é a relação entre o comprimento da fibra e seu diâmetro (diâmetro equivalente no caso de seção transversal não circular). Quanto maior o fator de forma, utilizando-se uma matriz de concreto adequada, maior será a quantidade de fibras incorporadas, aumentando, portanto, a eficiência do composto.

A matriz do compósito pode ser constituída de concreto convencional ou de alto desempenho. Na dosagem de uma matriz de concreto para confecção de um compósito com fibras, deve-se ter atenção com a trabalhabilidade da mistura, uma vez que a adição das fibras causa um considerável aumento de consistência (perda de trabalhabilidade aparente). Isto ocorre porque as fibras, por possuírem grande área superficial, têm maior contato entre si e com os outros elementos constituintes do concreto, aumentando muito o atrito entre os materiais, diminuindo a fluidez da mistura.

Misturas com maior percentagem de argamassa e o uso de aditivos superplastificantes auxiliam neste aspecto.

Outro fator importante a considerar no estudo da dosagem da matriz diz respeito ao diâmetro máximo do agregado graúdo, que não deve ser maior do que 2 vezes o comprimento da fibra, pois o efeito de ponte de transferência de tensões da fibra de aço no compósito pode ser reduzido.

Tal fato ocorre quando o agregado, por ser maior que a fibra, intercepta a fissura que se propaga preferencialmente ao longo da interface agregado-argamassa do que ao longo ou através da fibra. Por este motivo, nos concretos projetados, recomenda-se o uso de agregados com diâmetro máximo não superior a 9,5 mm.

FUNÇÃO DAS FIBRAS DE AÇO COMO REFORÇO

As matrizes de concreto sem o reforço das fibras apresentam comportamento frágil, com baixa capacidade portante e baixas deformações quando submetidas a esforços de tração, praticamente não apresentando deformações plásticas.

A maioria dos concretos empregados correntemente, que incorporam fibras de aço, utilizam baixos consumos de fibra, o que resulta num aumento muito pouco significativo de suas resistências à compressão e à tração. Desta forma, a matriz fissura com o mesmo nível de tensão e de deformação do que quando não armada.

O reforço com fibras descontínuas e aleatoriamente distribuídas na matriz tem como papel principal controlar a propagação de fissuras no concreto, alterando o seu comportamento mecânico após a ruptura da matriz, melhorando consideravelmente a capacidade de absorção de energia do concreto, ou seja, a sua tenacidade, transformando um material de característica frágil em dúctil. Isto ocorre porque as fibras criam pontes de transferência de tensões através das fissuras, preservando uma certa capacidade portante das seções. **Figura 6.9 - Mecanismo de reforço das fibras de aço**

TENACIDADE E RESISTÊNCIA EQUIVALENTE À TRAÇÃO NA FLEXÃO

A avaliação do material e o controle de qualidade dos concretos reforçados com fibras de aço é efetuada através da medida de sua tenacidade, principal propriedade incrementada pela adição das fibras ao concreto.

O papel principal das fibras se desenvolve após a fissuração da matriz, pois elas geram mecanismos de absorção de energia relacionados com o alongamento das fibras presentes na zona fissurada e com a ruptura da aderência fibra-matriz, aumentando assim a tenacidade do compósito.

A tenacidade à flexão dos concretos reforçados com fibras é, de acordo com a JSCE SF4 (1984), numericamente igual à área contida sob a curva carga-deslocamento vertical, para um deslocamento vertical máximo de $l / 150$.

Na Figura 6.9 é mostrada, esquematicamente, a curva carga-deslocamento vertical e as dimensões e esquemas de carregamento de corpos de prova empregados nos ensaios.

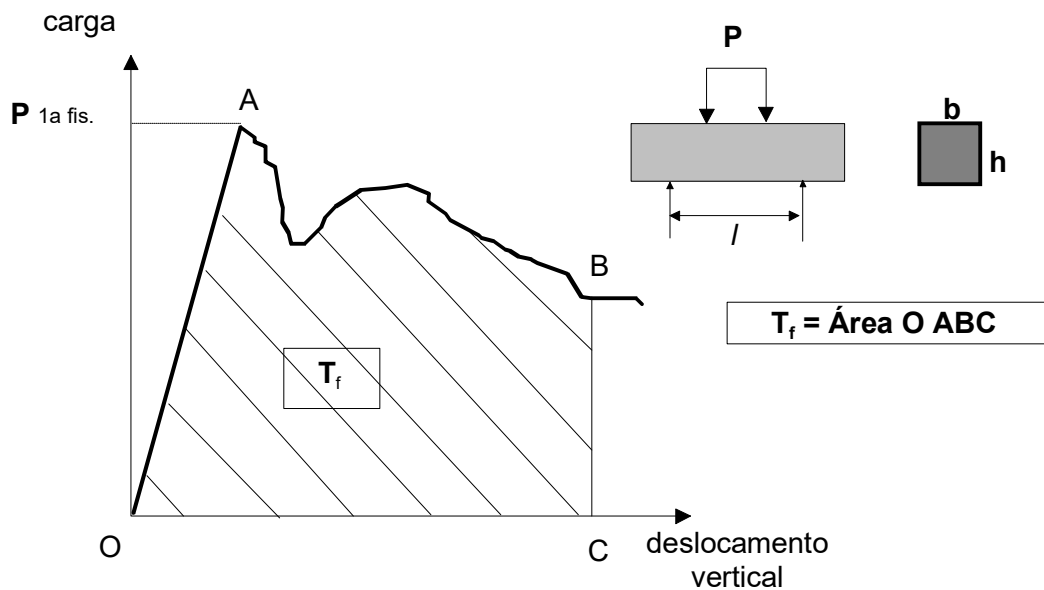


Figura 6.10 - Critério da JSCE SF4 (1984) para determinação da tenacidade

RESISTÊNCIA EQUIVALENTE

A resistência equivalente à tração na flexão dos concretos reforçados com fibras é determinada a partir do conhecimento da tenacidade T_f :

$$f_{ctm,eq} = \frac{T_f}{l/150} \cdot \frac{l}{b \cdot h^2}$$

COEFICIENTE DE DUCTILIDADE

Este parâmetro pode ser utilizado no dimensionamento, permitindo quantificar a contribuição das fibras de aço no comportamento pós fissuração dos concretos.

É expresso pela relação entre a resistência equivalente à tração na flexão ($f_{ct,eq}$), e a resistência à tração na flexão do concreto ($f_{ctm,ul}$).

$$R_e = (f_{ctm,eq} / f_{ctm,ul})$$

BASES PARA O DIMENSIONAMENTO

Este procedimento vale para seções solicitadas à flexão simples, flexo-compressão e compressão. Como base para o cálculo na flexão simples e flexo-compressão, quando se utiliza o concreto reforçado com fibras de aço, usa-se o diagrama tensão-deformação da Figura 6.11. Os valores tomados para projeto expresso em tal diagrama são obtidos pelos ensaios de caracterização, como por exemplo o apresentado anteriormente (JSCE). Em muitos casos, devido a grande variação dos tipos de fibras, alguns fabricantes apresentam valores que se esperam para as resistências, em função dos tipos de concretos e dosagens de fibras. A especificação pode ser dada pela resistência equivalente à tração na flexão ($f_{ct,eq}$) ou pelo fator de ductilidade (R_e).

No diagrama tem-se a seguinte notação:

$f_{ct,eq,150}$ - Resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento vertical de $l/150$

$f_{ct,eq,300}$ - Resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento vertical de $l/300$

E_c - Módulo de deformação secante para o concreto reforçado com fibras de aço

$\epsilon_{fc,1}$ - Deformação devida à máxima compressão no concreto reforçado com fibras de aço

ϵ_{fcu} - Deformação máxima por compressão no concreto reforçado com fibras de aço

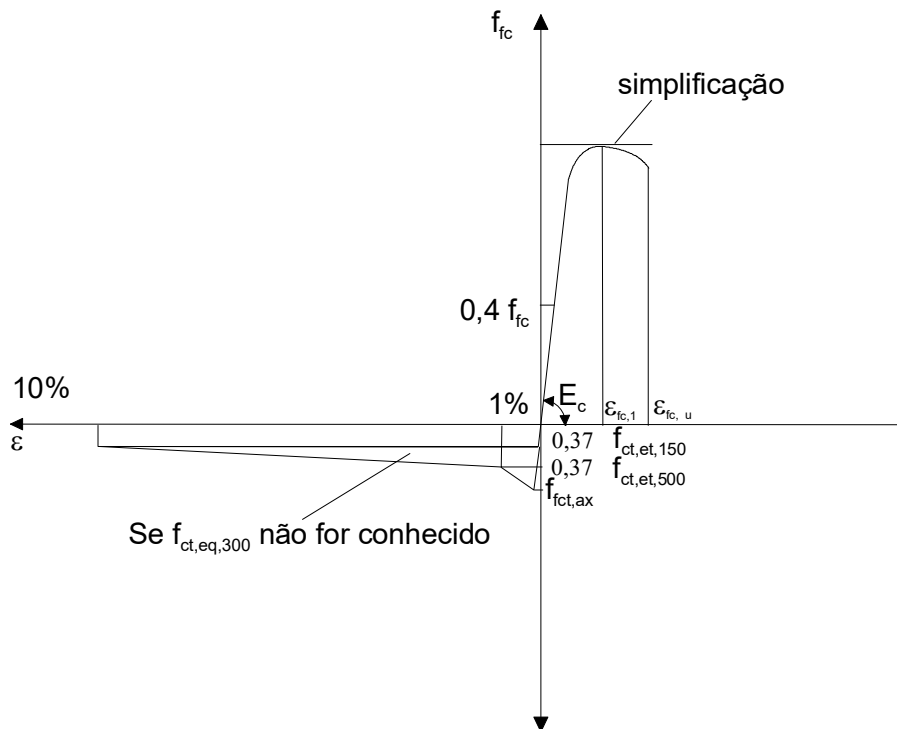


Figura 6.11 - Diagrama Tensão-Deformação

TENSÕES NA SEÇÃO TRANSVERSAL

É feita uma associação da distribuição de tensões na seção transversal muito próximo do Estádio Ib, uma vez que o fato da utilização das fibras de aço permite ao material que este possa se plastificar à tração, assim sendo pode-se levar em consideração, até certos limites esta contribuição, o que propicia um aumento no momento resistente da peça, comparado com o concreto simples.

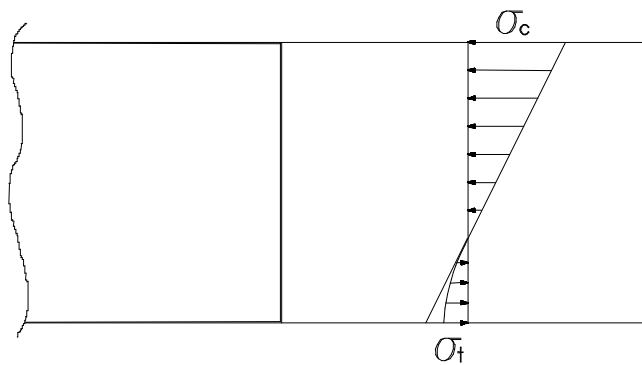


Figura 6.12 - Distribuição de tensões

A distribuição das tensões de tração no concreto, na seção, se faz de acordo com o diagrama apresentado na Figura 6.11, tendo-se então:

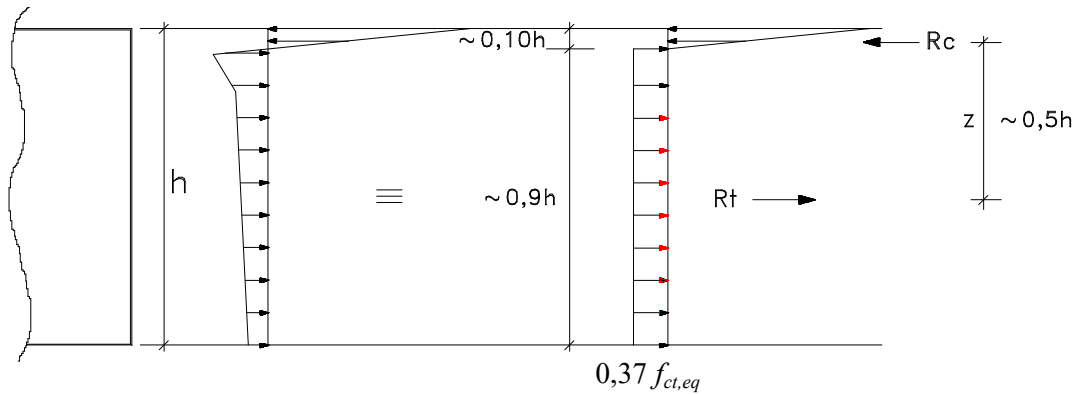


Figura 6.13 - Momentos

O equilíbrio de momentos é dado por:

$$M_{ext} = M_{int} = M$$

Para resistir o momento externo solicitante, a seção transversal da peça deve resistir ao momento de dimensionamento M_d , isto é, deve absorver o momento fletor M_d :

$$M_d = \Gamma_f \cdot M = 0,37 f_{ct,eq} \cdot 0,9 \cdot h \cdot b \cdot (0,5 \cdot h)$$

$$M_d = \Gamma_f \cdot M = 0,167 f_{ct,eq} \cdot b \cdot h^2$$

$$\frac{M_d}{0,167 \cdot b \cdot h^2} = f_{ct,eq} \Rightarrow f_{ct,eq} = \frac{6 \cdot M_d}{b \cdot h^2}$$

A parcela da expressão $6 \cdot M_d / b \cdot h^2$, representa a tensão calculada elasticamente (Estádio Ia) na seção transversal. Assim sendo pode-se fazer a análise das seções no Estádio Ia, chegando à tensão solicitante. A tensão admissível para a tração pode ser adotada igual à resistência equivalente à tração na flexão do concreto reforçado com fibras de aço.

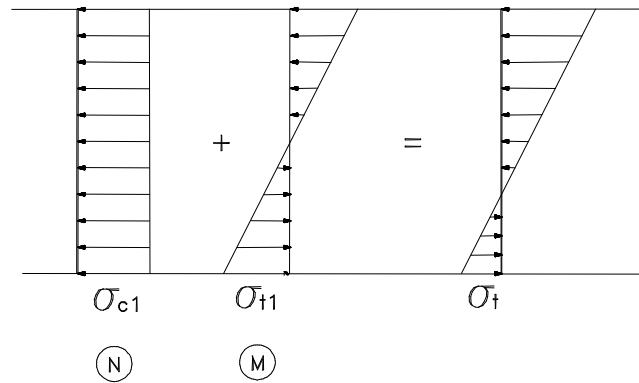
EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Exemplo

1) $M = 10 \text{ kN.m/m}$ $N = 247 \text{ kN/m}$ (compressão)

$h = 120 \text{ mm}$

Para esta situação, seção transversal solicitada à flexo-compressão, o procedimento é dado pela composição das tensões nas fibras mais solicitadas à tração, fazendo-se à partir das tensões solicitantes a opção pelo concreto e tipo de fibra necessária.



$$\sigma_{c1} = \frac{1,4 \cdot 247 \cdot 10^3}{1000 \cdot 120} = 2,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t1} = \frac{1,4 \cdot 10 \cdot 10^3 \cdot 1000 \cdot 6}{1000 \cdot 120^2} = 5,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 5,83 - 2,88 = 2,96 \text{ MPa}$$

∴ há necessidade de se ter um concreto reforçado com fibras de aço onde a sua resistência equivalente média à tração na flexão ($f_{ctm,eq}$) apresente um valor igual ou superior a 2,96 MPa.

OPÇÃO PELAS FIBRAS DE AÇO

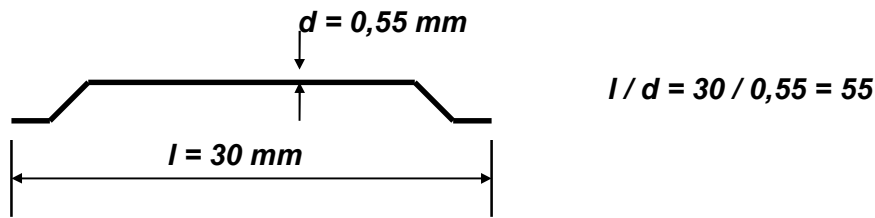
Para obtenção das resistências equivalentes médias à tração na flexão dos concretos reforçados com fibras de aço ($f_{ctm,eq}$) é importante ter informações sobre as características das fibras, uma vez que isto é de grande importância para o desempenho do material. Estas características podem ser divididas em:

- **Fator de Forma:** relação entre o comprimento (l) e o diâmetro (d) da fibra. Este número é bastante importante uma vez que nos dá informação sobre quantidades de fibras por quilo.
- **Ancoragem:** as fibras que apresentam ancoragem, especialmente aquelas em que as mesmas estão nas extremidades, têm grande melhora de desempenho na obtenção das resistências equivalentes.
- **Tensão de escoamento do aço:** outro fator bastante importante, uma vez que, para fibras de baixa tensão de escoamento, as mesmas não propiciam grandes ganhos em resistências equivalentes, pois quando solicitadas acabam se rompendo não conferindo ao material valores significativos de resistência equivalente. Tensões aconselháveis devem ser superiores a 1 GPa.

Todos estes aspectos devem ser levados em consideração na opção do tipo de fibra a ser utilizada. A seguir será apresentado as características de um tipo de fibra fabricada no Brasil.

CARACTERÍSTICAS DA FIBRA

a) Fator de forma:



número de fibras por quilo = 16.750

b) Ancoragem: dupla ancoragem nas extremidades

c) Tensão de escoamento do aço: 1150 MPa

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

- Resistência à compressão - $f_{ck} = 30$ MPa
- Resistência média à tração na flexão - $f_{ctm,fl} = 4,8$ MPa

RESISTÊNCIAS EQUIVALENTES

As resistências equivalentes médias à tração na flexão que se esperam para as dosagens seguintes são:

$$30 \text{ kg/m}^3 - f_{ctm,eq} = 2,5 \text{ MPa} - R_e = 52\% - 0,52 \times 4,8$$

$$35 \text{ kg/m}^3 - f_{ctm,eq} = 2,9 \text{ MPa} - R_e = 60\% - 0,60 \times 4,8$$

$$40 \text{ kg/m}^3 - f_{ctm,eq} = 3,2 \text{ MPa} - R_e = 67\% - 0,67 \times 4,8$$

Com estas informações, é possível fazer a especificação da dosagem desta fibra, sendo que deverá ser usado 40 kg/m^3 , de fibras incorporadas à mistura. Deve-se ter a atenção para a situação de execução do concreto projetado, uma vez que há necessidade de se prever a reflexão de fibras, devendo ser acrescida à esta dosagem um valor percentual referente a isto. Em geral estas reflexões devem estar entre 10% e 15% para o concreto projetado via úmida e entre 20% e 25% para o concreto projetado via seca.

- via úmida - $40 \text{ kg/m}^3 \times 1,15 \approx 45 \text{ kg/m}^3$ (dosagem na obra)
- via seca - $40 \text{ kg/m}^3 \times 1,25 \approx 50 \text{ kg/m}^3$ (dosagem na obra)

Anexo 1 - Referências

- ABNT NBR 5629 Ancoragens injetadas no terreno, Norma Brasileira, Associação Brasileira de Normas Técnicas
- ABNT NBR 7480 Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado – Especificação
- ABNT NBR 7681 Calda de cimento para injeção – Especificação
- Agostini R, Mazzalai P e Papetti A (1988) Hexagonal wire mesh for rockfall and slope stabilisation, Officine Maccaferri SpA, Bologna, 111 p.
- Anthoine A (1990) Une méthode pour le dimensionnement à la rupture des ouvrages en sols renforcés, Revue Française de Géotechnique, no. 50, pp 5-17
- Blondeau F, Christiansen M, Guilloux A & Schlosser F (1984) *Talren*: méthode de calcul des ouvrages en terre renforcée, CR Colloq. Int Renforcement en Place des Sols et des Roches, Paris, pp 219-224
- Bowden R K (1991) Royal Roads Military College geogrid wall design, Symp on Geosynthetics: Design and Performance, 6th Annual Vancouver Geotechnical Society Symp., Vancouver, BC, May, 1991
- Brasfond Fundações SA - Catálogos técnicos, São Paulo
- Bridle R J (1989) Soil nailing - analysis and design, Ground Engineering, September, pp 52-56
- Bruce D A & Jewell R A (1986) Soil nailing: application and practice - part 1, Ground Engineering, vol 19:8, pp 10-15
- Bruce D A e Jewell R A (1987) Soil nailing: application and practice, Ground Engineering, vol 20:1, pp 21-38
- Bustamante M & Doix B (1985) Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectées, *Bulletin des Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, no. 140
- Cerqueira C (1978) Estabilização de taludes com ancoragens: vinte anos de atividades, Tecnosolo SA, *Tópicos de Geomecânica*, Número Especial 29, Rio de Janeiro
- Cerqueira C (1978) Estabilização de taludes com ancoragens: vinte anos de atividades, Tecnosolo SA, *Tópicos de Geomecânica*, Número Especial 29, Rio de Janeiro
- Cheney R S (1984) Permanent ground anchors, Federal Highway Administration, Report no. FHWA DP 68 1R, 118 p.
- Christopher B R, Gill S A, Giroud J P, Juran I, Mitchell J K, Schlosser F & Dunncliff J (1990) Reinforced Soil Structures, Vol I, Design and Construction Guidelines, Report FHWA-RD-89-043, US DOT Federal Highway Administration, 301 p.
- Clouterre (1991) Recommandations Clouterre, Projet National Clouterre, Presses de l'ENPC, Paris, 269 p.

- Delmas P, Berche J C, Cartier G & Abdelhedi A (1986) Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes: programme Prosper, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no. 141, pp 57-65
- Dramix Guideline - "Design of concrete structures - Steel wire fibre reinforced concrete structures with or without ordinary reinforcement", 1995
- Dywidag, Catálogos Técnicos, Dywidag Canada Ltd
- Fannin R J & Bowden R K (1991) Soil nailing: an in situ reinforcement technique, Geotechnical News, June 1991, pp 32-34
- Fernandes, M M (1981) Paredes moldadas e outras estruturas flexíveis para suporte de terras. Estado de conhecimentos acerca do seu dimensionamento. LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Proc. 55/13/6187, Relatório, 277 pp., Lisboa.
- Fernandes, M M (1990) Estruturas de Suporte de Terras, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 359 pp., Porto.
- FHWA (1991) Rock slopes, Manual, USDOT Federal Highway Administration
- FHWA (1994) Soil nailing – Field Inspection Manual, Publication no. FHWA-SA-93-068, 85 p.
- Gässler G (1991) German practice of soil nailing, Transportation Research Board, 70th Annual Meeting, Session 138, Washington, DC, 35 p.
- GEO (1984) Geotechnical Manual for slopes, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, 295 p.
- GEO (1989) Model specification for prestressed ground anchors, Geospec 1, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, 168 p.
- Giani J P (1992) Rock slope stability analysis, Balkema, Rotterdam, 361 p.
- Gigan J P & Delmas P (1987) Mobilisation des efforts dans les ouvrages cloués - Etude comparative des différentes méthodes de calcul, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no.147, pp 49-58
- Gigan J P (1986) Applications du clouage en soutènement - Paramètres de conception et de dimensionnement des ouvrages, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, no.147, pp 51-64
- Hanna T H (1982) *Foundations in tension: ground anchors*, Trans Tech Publications,
- Hobst L e Zajic J (1983) *Anchoring in rock and soil*, Elsevier, New York
- Hoek E (1998) *Rock Engineering – The application of modern techniques to underground design*, Course Notes by E Hoek, Brazilian Rock Mechanics Committee, Brazilian Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, São Paulo, Brazil, 268 p.
- Hoek E (1998) *Rock Engineering – The application of modern techniques to underground design*, Course Notes by E Hoek, Brazilian Rock Mechanics Committee, Brazilian Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, São Paulo, Brazil, 268 p.
- Hoek, E. and Bray, J.W. 1981. *Rock Slope Engineering* . 3rd edn. London: Institution of Mining and Metallurgy 402 pages
- Hunt R E & Nunes A J C (1978) Retaining walls: taking it from the top, *Civil Engineering*, ASCE, May, pp 73-75
- Jelinek, R & Ostermayer, H (1966) Verankerung von Baugrubenumschließungen. Vorträge der Baugrundtagung München, Deutsche Gesellschaft für Erd und Grundbau, pp. 271-310.
- Jelinek, R & Ostermayer, H (1967) Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden (Acerca do cálculo de encaadeiras e muros de suporte com ancoragens). Die Bautechnik, Berlin, Vol.44, N. 5, pp. 167-171, N. 6, pp.203-207.
- Jewell R & Pedley M J (1991) Closure, Ground Engineering, Nov, 1991, pp 34-39
- Jewell R A & Pedley M J (1990a) Soil nailing: the role of bending stiffness, Ground Engineering, March 1990, pp 30-36

- Jewell R A & Pedley M J (1990b) Soil nailing: the role of bending stiffness, Author's reply to discussion by Bridle and Barr, *Ground Engineering*, July-August, pp 32-33
- Jewell R A & Pedley M J (1990c) A large scale experimental study of soil-reinforced interaction, Part 1, *Ground Engineering*, July-August, 1990, pp 44-50
- Jewell R A & Pedley M J (1990d) A large scale experimental study of soil-reinforced interaction, Part 2, *Ground Engineering*, Sept., 1990, pp 45-49
- JSCE (1984), "Recommendation for Design and Construction of Steel Fibre Reinforced Concrete, The Japanese Society of Civil Engineers", June 1984.
- Juran I & Elias V (1989) Manual of practice for soil nailing, Report FHWA-RD89-198, prepared by Earth Engineering & Sciences Inc, for US DOT Federal Highway Administration
- Juran I & Elias V (1991) Ground anchors and soil nails in retaining structures, Ch. 26 in *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Ed., Editor: H Fang, van Nostrand Reinhold, pp 868-905
- Juran I, Baudrand G, Farrag E & Elias V (1988) Kinematical limit analysis for soil nailed structures, *ASCE JGE*, vol 116:1, pp 54-73
- Juran I, Baudrand G, Farrag K & Elias V (1990) Design of nailed retaining structures, *ASCE Conf on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Publication no 25, pp 644-659
- Kranz, E (1953) *Über die Verankerung von Spundwänden*, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Lanz D (1992) Estudo de deformabilidade e tensões em estrutura de arrimo em solo reforçado com geotêxteis, tese de MSc, UnB Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil, Brasília, 150 p.
- Leonhardt F & Mönig E (1978) *Construções em concreto*, vol 2, Ed. *Interciência*, Rio de Janeiro
- Long J H, Sieczkowski W F, Chow E & Cording E J (1987) Stability analysis of soil nailed walls, *ASCE Conf on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Publication no 25, pp 676-691
- Louis, C (1981) Nouvelle méthode de soutènement des sols en déblais, *Travaux*, 553:3, pp 67-75
- Nunes A J C (1987) Ground pre-stressing, *First Casagrande Lecture*, 8th Pan Am Conf on SM & FE, Cartagena, Colômbia
- Nunes A J C e Velloso D A (1963) Estabilização de taludes em capas residuais de origem granito-gnaissica, *2nd PanAm Conf on SMFE*, Brasil, vol 2, pp 383-394
- Nunes A J C e Velloso D A (1963) Estabilização de taludes em capas residuais de origem granito-gnaissica, *2nd PanAm Conf on SMFE*, Brasil, vol 2, pp 383-394
- Ortigao J A R & Palmeira E M (1997) Optimised design for soil nailed walls, *Proc. 3rd Int Conf on . Ground Improvement Geosystems*, London, Telford, pp 368-374
- Ortigao J A R (1995) Geobars & geotubes: FRP composites in ground reinforcement, *Proc. Symp. on Geosynthetics*, Geossintéticos 95, São Paulo, pp 353-362
- Ortigao J A R (1996) FRP applications in geotechnical engineering, *Proc. ASCE 4th Materials Engineering Conference*, Washington DC, Nov 1996, Special Publication, pp 535-544
- Ortigao J A R (1996) *Rstabl* slope stability analysis: results of the GEO Geotechnical Engineering Office benchmark tests, *Research Report BC-SDRC/96/05*, Department of Building and Construction, City University of Hong Kong, Kowloon, Hong Kong, May, 1996
- Ortigão J A R (1997) Ensaios de arrancamento para projetos de solo grampeado, *Nota Técnica, Solos & Rochas*, Journal of the Brazilian Geotechnical Society, vol 20:1, pp 39-43
- Ortigão J A R e Palmeira E M (1992) Solo grampeado: técnica para estabilização de encostas e escavações, *Cobrae Congresso Brasileiro de Encostas*, ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, vol 1, Rio de Janeiro, pp 57-74
- Ortigao J A R, Alves L S, Brandi V R & Far J (1995) *Rstabl*: a program for stability analysis of reinforced soil slopes, *Proc. Symp. on Geosynthetics*, Geossintéticos 95, São Paulo, pp 363-371

- Ortigao J A R, Davidovitch A, Moraes A & Vallejos D (1998) Fibre reinforced shotcrete lining at the Covanca Tunnel, submitted to ITA '98, World Tunnel Congress'98 on *Tunnels and Metropolises*, Sao Paulo, vol 1, pp 335-341, Balkema, Rotterdam
- Ortigão J A R, D'Ávila C J R, Silva S P e Maia H S (1992) Solo grampeado no Morro da Formiga, RJ, Cobrae Congresso Brasileiro de Encostas, ABMS Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, vol 1, Rio de Janeiro, pp 47-56
- Ortigao J A R, Loures T R R, Nogueira C & Alves L S (1997) Slope failures in Tertiary expansive OC clays, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol 123, no. 9, pp 812-817
- Ortigão J A R, Palmeira E M & Zirlis A (1995) Experience with soil nailing in Brazil: 1970-1994, *Proceedings of The Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, London, vol 113, April 1995, paper no. 10584, pp 93-106
- Ortigão J A R, Zirlis A & Palmeira E M (1993) Experiência com solo grampeado no Brasil: 1970-1993 *Solos e Rochas*, vol 16 no. 4, Dezembro 93, pp 291-304.
- Pinelo A M S (1980) Dimensionamento de ancoragens e cortinas ancoradas, Tese de Especialista, LNEC Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 170 p.
- PINTO JR., N. O.; MORAES, A. A., Concreto reforçado com fibras de aço CRFA. In: 38a. Reunião do Ibracon - Instituto Brasileiro do Concreto, Ribeirão Preto, S.P. 19 a 23 de agosto de 1996. Anais v.2 p 471-9.
- Plumelle C, Schlosser F, Delage P & Knochenmus G (1990) French National Research Project on Soil Nailing: Clouterre, ASCE Conf on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Publication no 25, pp 660-675
- Rajot J P (1983) Stabilité des pentes, Introduction du clouage confortatif dans une méthode globale de calcul, TFE, ENTPE
- Ranke, A & Ostermayer, H (1968) - Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschließungen (Contribuição para a investigação da estabilidade de cortinas multiancoradas), *Die Bautechnik*, Vol. 45, N. 10, pp. 341-350.
- Schlosser F (1983) Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en terre armée et par clouage du sol, *Annales de l'ITBTP* 473, pp 8-23, Oct
- Schlosser F (1991) Discussion: The multicriteria theory in soil nailing, *Ground Engineering*, Nov., 1991, pp 30-33
- Shen C K, Bang S & Romstad J M (1981) Field measurements of an earth support system, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, vol 107: 12
- Stocker F S e Riedinger G (1990) The bearing behaviour of nailed retaining structures, ASCE Conf on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Publication no 25, pp 612-628
- Stocker M F, Korber G W, Gässler G e Gudehus G (1979) Soil Nailing, Int Conf on Soil Reinforcement, Paris, vol 2, pp 469-474
- Thompson S R e Miller I R (1990) Design, construction and performance of a soil nailed wall in Seattle, Washington, ASCE Conf on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, NY, Geotechnical Publication no 25, pp 629-643
- Totis E (1986) Estabilização do Alto do Corcovado, *Revista Seaej Sociedade dos Engenheiros e Arquitetos do Estado do Rio de Janeiro*, Edição Especial, 20 Anos de Geotécnica, ano 16, no. 20
- Toudic P (1975) Desserte ferroviaire a la ville nouvelle de St Quentin-en-Yvelines, *Travaux*, Jan, pp 37-43
- Tsui Y (1974) A fundamental study of tiedback wall behaviour, PhD thesis, Duke University
- Vandewalle M (1993) Tunnelling: the world, N.V. Bekaert SA, Belgium, 229 p.
- Vandewalle M (1996) Tunnelling the Word, Bekaert, Belgium
- Weatherby D E (1982) Tiebacks, Federal Highway Administration, Report No. FHWA RD- 82 / 047, 232 p.
- Wyllie D & Norrish N (1996a) Rock strength properties and their measurements, chapter 14, *Landslides: Investigation and Mitigation*, Special Report 247, Transportation Research Board, Washington, pp 372 – 425

Wyllie D & Norrish N (1996b) Stabilisation of rock slopes, chapter 18, Landslides: Investigation and Mitigation, Special Report 247, Transportation Research Board, Washington, pp 474-504

Yassuda C & Dias P H V (1998) Tirantes, Cap. 17, *Fundações: Teoria e Prática*, ABMS, São Paulo, pp 603-640

Yassuda C (1994) Paineis sobre acidentes em obras de contenção, Cobramsef, Foz do Iguaçu

Anexo 2 – Dimensionamento Estrutural

Este anexo apresenta de modo resumido o procedimento de dimensionamento estrutural de muros, cortinas e paredes de solo grampeado de acordo com a norma ABNT NBR 6118.

Dimensionamento ao puncionamento

No dimensionamento de algumas estruturas como cortinas e paredes de solo grampeado ocorrem casos análogos ao ilustrado na Figura 0.1, onde é necessário verificar – e dimensionar – uma laje de concreto submetida à punção por um grampo, tirante ou mesmo outra estrutura de concreto. A verificação e dimensionamento à punção estão descritos na ABNT NBR 6118 - itens 4.1.5 (punção) e 5.3.1.2b (valores últimos das tensões de cálculo para cisalhamento).

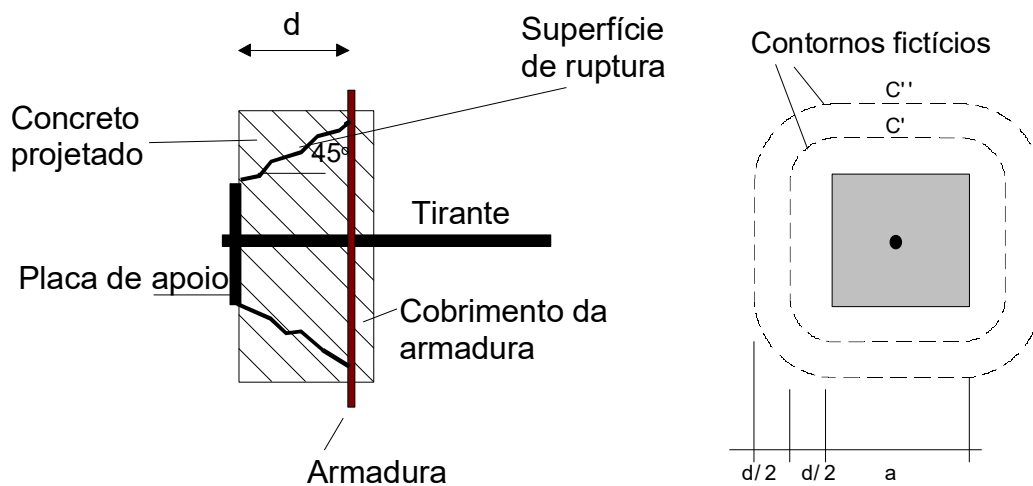


Figura 0.1 - Dimensionamento ao puncionamento

O tirante aplica à laje de concreto uma carga de valor N_k que é ancorada por uma placa quadrada com lado a . A parede deve ser verificada tanto à punção quanto à flexão conforme a norma ABNT NBR 8800.

A tensão última de cisalhamento no concreto devido ao puncionamento é:

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \frac{0.63 \sqrt{f_{ck}}}{\Gamma_c}, & \text{com armadura transversal que absorva no mínimo } 75\% Nd \\ \frac{0.63 \sqrt{f_{ck}}}{2 \Gamma_c}, & \text{sem armadura de cisalhamento} \end{cases}$$

onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto em MPa

Γ_c^2 é fator de redução preconizado pela ABNT NBR 6118, cujo valor é 1,4.

Considerando que a laje tenha espessura útil d (conforme Figura 0.1), a tensão de cisalhamento atuante no concreto é dada por

$$\tau_{atuante} = \frac{\Gamma_c N_k}{u \cdot d}$$

onde:

Γ_c é o fator de aumento de carga, igual a 1,4;

u é o perímetro do contorno C' , indicado na Figura 0.1 e distante da placa $d/2$, no plano da laje.

Deve ser verificada a seguinte condição:

$$\tau_{atuante} \leq \tau_{adm}$$

Se armadura específica para punção for necessária, esta deverá suportar pelo menos 75% da carga de punção, sendo a resistência ao cisalhamento do aço sempre menor ou igual a 300 MPa. Esta armadura deverá ser composta por estribos inscritos no contorno externo C'' situado a uma distância d da placa, no plano da laje.

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

O dimensionamento à flexão simples, sem utilização de armadura de compressão, pode ser feito adotando-se o diagrama tensão-deformação simplificado ilustrado na Figura 0.2.

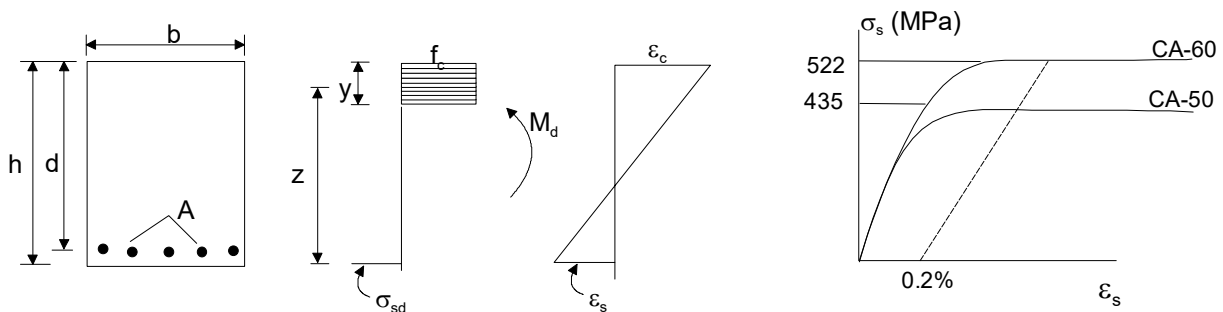


Figura 0.2 - Dimensionamento à flexão simples

A seção A_s de aço necessária é calculada por

² O símbolo adotado neste anexo para fatores de segurança é Γ (gama maiúsculo) ao invés do símbolo γ (gama minúsculo) adotado pela ABNT NBR 6118 para evitar a confusão com a simbologia amplamente utilizada para peso específico.

$$A_s = \frac{M_d}{z \sigma_{sd}}$$

onde

$M_d = \Gamma_f M_k$ é o momento fletor (majorado) atuante na seção;

Γ_f é o fator de majoração de 1.4 requerido pela ABNT NBR 6118;

z é a distância entre o centro da armadura de flexão ao centróide da área correspondente à tensão de compressão no concreto, função do momento reduzido $\mu = M_d / f_c b d^2$. Na Tabela 0.2 (Pfeil, 1983), ao final deste capítulo, podem ser obtidos valores de z/d como função de μ ;

σ_{sd} é a tensão na armadura, função do momento reduzido μ . Pode ser obtida na Tabela 0.2, ao final deste capítulo;

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COM FIBRAS DE AÇO

Empregando-se fibras de aço no concreto projetado o dimensionamento é realizado considerando-se material elástico e homogêneo. Das equações da resistência dos materiais tem-se que a tensão máxima de tração na flexão (σ_t) é

$$\sigma_t = \frac{M_d}{W}$$

onde W é o módulo resistente da seção retangular de lado b e altura h , dado por

$$W = \frac{b h^2}{6}$$

Esta tensão de tração σ_t deve ser menor que a resistência média do concreto à tração na flexão para fibras de aço $f_{ctm,eq}$, ou seja,

$$\sigma_t \leq f_{ctm,eq}$$

O valor de $f_{ctm,eq}$ é fornecido pelo fabricante de fibras de aço como função do tipo de fibra, de sua dosagem (em kg/m³ de concreto) e da própria resistência do concreto. Um exemplo é mostrado na Tabela 0.1.

Tendo sido selecionada a dosagem, esta deverá ser majorada para contemplar a reflexão das fibras no concreto projetado. Adota-se 10 a 15% para o concreto projetado via úmida e 20 a 25% para o via seca. Em obras de pequeno porte o concreto é em geral via seca, portanto a dosagem para a mesma fibra deverá ser acrescida de 25% nestes casos.

Tabela 0.1 - Valores de resistência equivalente média à tração na flexão ($f_{ctm,eq}$) em MPa para fibras de aço tipo Dramix

Concreto	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$			$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$			$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$		
Dosagem de fibras kg/m ³	Tipo de fibra			Tipo de fibra			Tipo de fibra		
	RL 45/50BN	RC65/35 BN	ZP305	RL 45/50BN	RC65/35 BN	ZP305	RL 45/50BN	RC65/35 BN	ZP305
25	1,5	2,5	2,0	1,6	2,7	2,1	1,7	2,9	2,3
30	1,7	2,7	2,3	1,8	3,0	2,5	2,0	3,2	2,6
35	2,0	3,0	2,7	2,1	3,2	2,9	2,2	3,4	3,0
40	2,2	3,3	3,0	2,3	3,4	3,2	2,4	3,6	3,4

CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DE CORTINAS

O dimensionamento das cortinas pode ser feito considerando-as como lajes nervuradas ou lajes cogumelo.

EXEMPLO

Seja dimensionar uma cortina com painel com dimensões de 7.4 m de largura por 5.20 m de altura e espessura de 25 cm com 12 ancoragens de 100 kN cada (Figura 0.3). O concreto tem $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

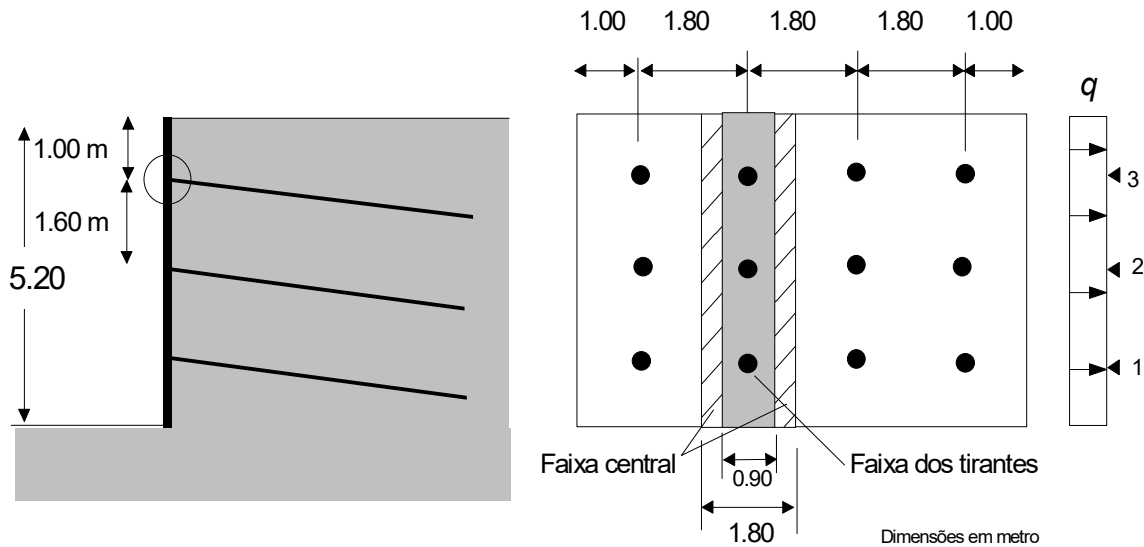


Figura 0.3 - Dimensões do painel

A tensão de cisalhamento admissível τ_{adm} para evitar-se o uso de armadura específica para punção é:

$$\tau_{adm} = \frac{0,63\sqrt{f_{ck}}}{2\Gamma_c} = \frac{0,63\sqrt{25\text{MPa}}}{2 \cdot 1,4} = 1,13 \text{ MPa}$$

Uma placa de aço com dimensões 200 x 200 mm serve para transmitir a carga à parede de concreto. Para o cobrimento da armadura de 3 cm, o perímetro do contorno externo utilizado para o cálculo da tensão atuante será

$$S = u d = 4(20 + 21)21 = 3444 \text{ cm}^2$$

A tensão atuante será, portanto,

$$\tau_{\text{atuante}} = \frac{1,4 \times 100 \times 10^{-3}}{3444 \times 10^{-4}} = 0,41 \text{ MPa} < 1,13 \text{ MPa OK!}$$

A carga distribuída atuante na placa é:

$$q = \frac{12 \times 100}{5,20 \times 7,40} = 31,2 \text{ kPa}$$

ARMADURA VERTICAL

Dimensionada de acordo com a norma ABNT NBR 6118 para uma faixa de largura de 1.80 m, conforme ilustrado na Figura 0.3.

Dimensionamento para o balanço ($l = 1 \text{ m}$)

O momento fletor atuante no balanço da placa atuante em uma faixa de 1 m de largura é dado por

$$M = \frac{q l^2}{2} = \frac{31,2 \times 1^2}{2} = 15,6 \text{ kNm/m}$$

onde:

l = à distância do grampo à extremidade da placa, 1 m neste exemplo, (esforços de tração do lado do terreno)

Para a faixa de 1.80 m de largura, o momento será:

$$M_{l=1.80m} = 15,6 \times 1.80 = 28,1 \text{ kNm}$$

- Na faixa dos grampos (Figura 0.3) toma-se 75% do momento (ABNT NBR 6118):

$$M = 0.75 \times 28,1 = 21,1 \text{ kNm}$$

- Na faixa central, toma-se 25% do momento:

$$M = 0.25 \times 28,1 = 7,1 \text{ kNm}$$

Dimensionamento entre grampos ($l = 1.60 \text{ m}$)

O momento fletor negativo para a totalidade do carregamento entre dois tirantes (X) é obtido considerando viga contínua indicada na Figura 0.3. Os resultados são:

$$X_3 = X_1 = -28,2 \text{ kNm}$$

$$X_2 = -3,93 \text{ kNm}$$

$$M_{12} = M_{23} = 3,7 \text{ kNm}$$

Analogamente para a faixa de tirantes e central, obtém-se:

- Na faixa dos grampos toma-se 75% do momento:

$$M = 0,75 \times 3,93 = 2,95 \text{ kNm}$$

- Na faixa central toma-se 25% do momento

$$M = 0,25 \times 3,93 = 0,98 \text{ kNm}$$

O dimensionamento é feito pelo maior momento igual a 21,15 kNm. O momento de dimensionamento (M_d) é obtido com o coeficiente de majoração de 1.4:

$$M_d = 1,4 \times 21,15 = 29,6 \text{ kNm}$$

Os passos de dimensionamento são:

$$f_c = \frac{0,85 \times 25}{1,4} = 15,18 \text{ MPa} \quad b = 0,9 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{29,6}{1518 \times 0,90 \times 0,21^2} = 0,05$$

Entrando com este valor na Tabela 0.2, obtém-se $z/d = 0,96$

$$z = 0,96 \times 21 \text{ cm} = 20,2 \text{ cm}$$

A área de aço necessária é:

$$A_s = \frac{29,6 \text{ kNm} \times 10^{-3}}{0,202 \text{ m} \times 43500} = 3,4 \text{ cm}^2 \text{ em } 90 \text{ cm} > \phi 10 \text{ c. } 20$$

Usando a tabela de telas soldadas, obtém-se a tela $Q 396$ (correspondente a 3,96 cm^2/m).

A armadura mínima necessária é de $0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($\phi 10 \text{ c. } 20$), equivalente a uma tela $Q 396$.

Para os momentos positivos os coeficientes de distribuição para as faixas central e dos grampos são respectivamente 0,55 e 0,45.

ARMADURA HORIZONTAL

O procedimento de cálculo é análogo ao caso anterior, porém para uma faixa horizontal e não será repetido aqui.

DIMENSIONAMENTO COM FIBRAS DE AÇO

Empregando-se fibras de aço no concreto projetado o dimensionamento será realizado como material homogêneo da seguinte forma:

A tensão máxima de tração na flexão (σ_t) é dada por:

$$\sigma_t = \frac{M_d}{W}$$

onde W é o módulo resistente da seção dado por

$$W = \frac{b h^2}{6}$$

onde b é largura da faixa considerada e h é a espessura da parede, daí:

Combinando-se as duas equações, tem-se:

$$\sigma_t = \frac{6M_d}{bh^2}$$

Sendo $M_d = 29,6$ kNm, vem:

$$\sigma_t = \frac{6 \times 29,6}{0,90 \times (0,25)^2 \times 10^{-3}} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = f_{fctm,eq} \text{ (Resistência equivalente média à tração na flexão)}$$

Empregando-se os dados da Tabela 0.1 para concreto $f_{ck} = 25$ MPa, a fibra selecionada é a do tipo Dramix RC 65/35 BN cuja dosagem é 40 kg/m^3 . Majorando esta dosagem para contemplar a reflexão das fibras no concreto projetado, a dosagem para a mesma fibra será:

$$1,25 \times 40 = 50 \text{ kg/m}^3$$

Tabela 0.2 - Tabela de dimensionamento à flexão simples (Pfeil, 1983)

μ	y/d	z/d	σ_{sd}	
			CA 50 MPa	CA 60 MPa
0.005	0.023	0.989	435	522
0.010	0.034	0.983	435	522
0.015	0.040	0.980	435	522
0.020	0.046	0.977	435	522
0.025	0.052	0.974	435	522
0.030	0.058	0.971	435	522
0.035	0.062	0.969	435	522
0.040	0.066	0.967	435	522
0.045	0.072	0.964	435	522
0.050	0.080	0.960	435	522
0.055	0.084	0.958	435	522
0.060	0.086	0.957	435	522
0.065	0.090	0.955	435	522
0.070	0.094	0.953	435	522
0.075	0.098	0.951	435	522
0.080	0.102	0.949	435	522
0.085	0.106	0.947	435	522
0.090	0.112	0.944	435	522
0.095	0.116	0.942	435	522
0.100	0.120	0.940	435	522
0.105	0.122	0.939	435	522
0.110	0.130	0.935	435	522
0.115	0.134	0.933	435	522
0.120	0.140	0.930	435	522
0.125	0.144	0.928	435	522
0.130	0.150	0.925	435	522
0.135	0.156	0.922	435	522
0.140	0.160	0.920	435	522
0.145	0.166	0.917	435	522
0.150	0.172	0.914	435	522
0.155	0.176	0.912	435	522
0.160	0.186	0.907	435	522
0.165	0.190	0.905	435	522
0.170	0.194	0.903	435	522
0.175	0.200	0.900	435	522
0.080	0.204	0.898	435	522
0.185	0.208	0.896	435	522
0.190	0.212	0.894	435	522
0.190	0.212	0.894	435	522
0.195	0.219	0.891	435	522
0.200	0.225	0.887	435	522
0.205	0.232	0.884	435	522
0.210	0.238	0.881	435	522
0.215	0.245	0.877	435	522
0.220	0.252	0.874	435	522
0.225	0.258	0.871	435	522
0.230	0.265	0.867	435	522
0.235	0.272	0.864	435	522
0.240	0.279	0.861	435	522
0.245	0.286	0.857	435	522
0.250	0.293	0.854	435	522
0.255	0.300	0.850	435	522
0.260	0.307	0.846	435	522
0.265	0.314	0.843	435	522
0.270	0.322	0.839	435	522
0.275	0.329	0.835	435	522
0.280	0.337	0.832	435	522
0.285	0.344	0.828	435	522
0.290	0.352	0.824	435	522
0.295	0.360	0.820	435	518
0.300	0.368	0.816	435	516
0.305	0.375	0.812	434	515
0.310	0.384	0.808	430	510
0.315	0.392	0.804	428	507
0.320	0.400	0.800	427	504
0.325	0.408	0.796	425	500
0.330	0.417	0.792	423	496
0.335	0.426	0.787	422	492
0.340	0.434	0.783	415	490
0.345	0.443	0.778	412	480
0.350	0.452	0.774	408	470
0.355	0.461	0.769	405	460
0.360	0.471	0.765	400	445
0.365	0.480	0.760	395	430
0.370	0.490	0.755	390	420
0.375	0.500	0.750	380	400

APÊNDICE TABELA DE TELAS SOLDADAS

Tabela 0.3 - Telas soldadas, Aço CA 60

Ordem	Designação	Espaçament o entre os fios		Diâmetro dos fios		Seção dos fios		Massa kg/m ²	Rolos		Painéis	
		Long cm	Trans cm	Long. mm	Trans. mm	Long. cm ² /m	Trans. cm ² /m		Compr. m	Massa kg	Compr. m	Massa kg
01	Q47	15	15	3.0	3.0	0.47	0.47	0.75	120	222.0		
02	Q61	15	15	3.4	3.4	0.61	0.61	0.97	120	285.1		
03	Q75	15	15	3.8	3.8	0.75	0.75	0.21	120	356.1		
04	Q92	15	15	4.2	4.2	0.92	0.92	0.48	60	217.5		
05	Q113	10	10	3.8	3.8	1.13	1.13	1.80	60	264.4		
06	Q138	10	10	4.2	4.2	1.38	1.38	2.20	60	323.0		
07	Q159	10	10	4.5	4.5	1.59	1.59	2.52			6.0	37.1
08	Q196	10	10	5.0	5.0	1.96	1.96	3.11			6.0	45.8
09	Q246	10	10	5.6	5.6	2.46	2.46	3.91			6.0	57.4
10	Q283	10	10	6.0	6.0	2.83	2.83	4.48			6.0	65.9
11	Q335	15	15	8.0	8.0	3.35	3.35	5.37			6.0	78.9
12	Q396	10	10	7.1	7.1	3.96	3.96	6.28			6.0	92.3
13	Q503	10	10	8.0	8.0	5.03	5.03	7.97			6.0	117.2
14	Q636	10	10	9.0	9.0	6.36	6.36	10.09			6.0	148.3
15	L61	15	30	3.4	3.4	0.61	0.30	0.73	120	215.2		
16	L75	15	30	3.8	3.4	0.75	0.30	0.86	120	251.5		
17	L92	15	30	4.2	3.4	0.92	0.30	0.99	120	291.7		
18	L113	10	30	3.8	3.8	1.13	0.38	1.21	60	177.2		
19	L138	10	30	4.2	4.2	1.38	0.46	1.47	60	216.4		
20	L159	10	30	4.5	4.2	1.59	0.46	1.64			6.0	24.1
21	L196	10	30	5.0	4.2	1.96	0.46	1.94			6.0	28.5
22	L246	10	30	5.6	4.5	2.46	0.53	2.39			6.0	35.1
23	L283	10	30	6.0	4.5	2.83	0.53	2.68			6.0	39.4
24	L335	15	30	8.0	5.0	3.35	0.65	3.25			6.0	47.8
25	L396	10	30	7.1	5.6	3.96	0.82	3.82			6.0	56.1
26	L503	10	30	8.0	6.0	5.03	0.94	4.77			6.0	70.1
27	L636	10	30	9.0	6.0	6.36	0.94	5.84			6.0	85.8
28	T75	30	15	3.4	3.8	0.30	0.75	0.86	120	251.5		
29	T92	30	15	3.4	4.2	0.30	0.92	0.99	120	290.1		
30	T113	30	15	3.4	3.8	0.30	1.13	1.15	60	269.4		
31	T138	30	10	3.8	4.2	0.38	1.38	1.41	60	208.0		
32	T159	30	10	3.8	4.5	0.38	1.59	1.58	60	231.6		
33	T196	30	10	4.2	5.0	0.46	1.96	1.94	60	285.3		
34	T246	30	10	4.2	5.6	0.46	2.46	2.33	60	343.0		
35	T283	30	10	4.2	6.0	0.46	2.83	2.62	60	385.0		
36	T335	30	15	4.5	8.0	0.53	3.35	3.09			6.0	45.4
37	T396	30	10	4.2	7.1	0.46	3.96	3.51			6.0	51.6
38	T503	30	10	5.0	8.0	0.65	5.03	4.51			6.0	66.3
39	T636	30	10	5.0	9.0	0.65	6.36	5.56			6.0	81.7

Anexo 3 - Método das cunhas

INTRODUÇÃO

Este anexo reproduz o método das cunhas empregado por Nunes e Velloso (1963) para a análise de estabilidade de cortinas ancoradas. A notação aqui empregada, diferentemente do restante do Manual, seguiu também literalmente aquela utilizada pelos citados autores.

O MÉTODO DAS CUNHAS

O método das cunhas admite superfície de ruptura plana em solo, cujos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb são c e ϕ e o peso específico γ . A cunha de ruptura tem peso P por unidade de comprimento.

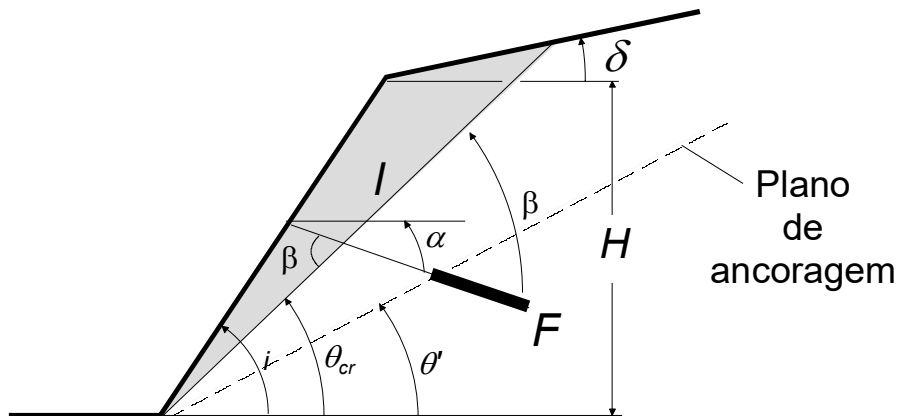


Figura 0.1 - Cunha de deslizamento

Tabela 0.1 - Simbologia

Símbolo	Descrição
θ_{cr}	Ângulo formado pela superfície de deslizamento com a horizontal
θ	Ângulo formado por um plano qualquer com a horizontal
i	Inclinação do talude com a horizontal
θ'	Ângulo formado pelo plano de ancoragem com a horizontal
δ	Ângulo entre a superfície do terreno e a horizontal
α	Ângulo entre as ancoragens e a horizontal
β	Ângulo entre as ancoragens e a superfície de deslizamento
P	Peso da cunha crítica com comprimento unitário
l'	Comprimento da superfície de deslizamento
FS_{min}	Fator de segurança mínimo, correspondente à superfície crítica de deslizamento
FS_p	Fatos de segurança que se obtém com a aplicação das ancoragens
F	Força de ancoragem necessária para se elevar o FS_{min} da cunha de deslizamento para 1,5

A inclinação da superfície de ruptura crítica (θ_{cr}) é dada por:

$$\theta_{cr} = \frac{i + \phi}{2}$$

O valor de β é dado por:

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

O fator de segurança mínimo (FS_{min}) sem ancoragens é dado por:

$$FS_{min} = \frac{c l' \cos \phi}{P \text{sen}(\theta_{cr} - \phi)}$$

Se o valor de FS_{min} for inferior ao que se deseja obter para um determinado talude, valor este de 1,5, este aumento na segurança pode ser obtido com aplicação de ancoragens. O fator de segurança após a aplicação de ancoragens (FS_p) é dado pela relação:

$$FS_p = \lambda FS_{min}$$

A força de ancoragem F necessária por unidade de comprimento é obtida em seguida por:

$$F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} P \frac{\text{sen}(\theta_{cr} - \phi)}{\cos(\beta - \phi)}$$

$$FS = \frac{\frac{2c}{\gamma H} \text{sen } i \times \cos \phi}{\text{sen}(i - \theta) \text{sen}(\theta - \phi)}$$

θ' é obtido fazendo-se $FS = 1,5$ e substituindo θ por θ'

Anexo 4 - Comparativo de custo de obras

INTRODUÇÃO

Este anexo apresenta comparações entre custos de diversas obras de contenção, visando uma orientação preliminar para a escolha da solução.

HIPÓTESES CONSIDERADAS

Os tipos de obras que tiveram os seus custos comprados constam da Figura 0.1. São elas: muros de concreto armado em L, muros de concreto ciclópico, cortina ancorada e solução em solo grampeado.

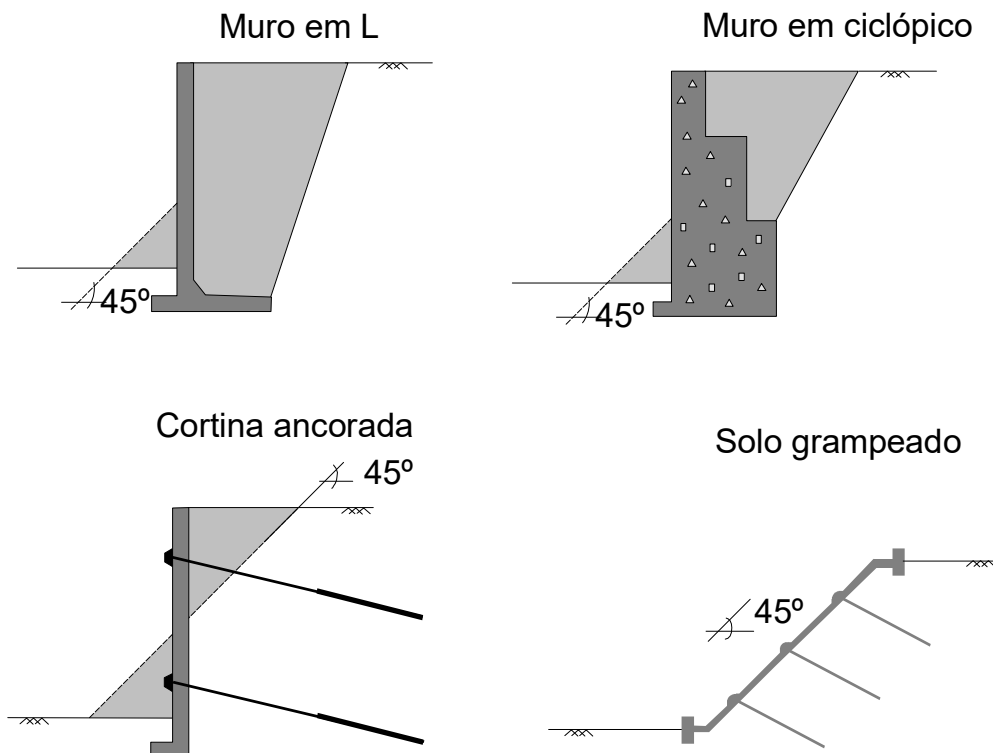


Figura 0.1 - Seções típicas analisadas

Todas as alternativas de solução analisadas foram para estabilizar um talude com inclinação de 45 graus, sendo as obras implantadas em seção mista com corte e aterro, exceto para o caso de

solo grampeado, como indicado na figura. Imaginou-se o talude formado de solos típicos do Rio de Janeiro, sem água.

Os custos foram calculados para uma obra de comprimento de 10 m para várias alturas do talude e variando também a distância de transporte a partir de um ponto fácil acesso no pé da encosta. A partir deste ponto, admitiu-se que o transporte de materiais e equipamentos fosse manual.

Nos custos de cada solução estão computados as parcelas relativas a administração, mobilização e desmobilização. Os orçamentos foram elaborados com base no Catálogo de Referência de Preços da FGV / SCO – Sistema de Custos e Orçamentos do Município do Rio de Janeiro, referência junho/1999. Os resultados obtidos foram convertidos para dólares americanos segundo a taxa de R\$1,8493 reais por dólar (cotação de 08/08/1999 dólar comercial):

RESULTADOS

Os resultados obtidos de custo por metro quadrado de contenção estão apresentados nas figuras seguintes. A Figura 0.2 apresenta os custos para os muros de concreto armado L em função da altura e distância de transporte. A Figura 0.3, apresenta o mesmo para muros de concreto ciclópico.

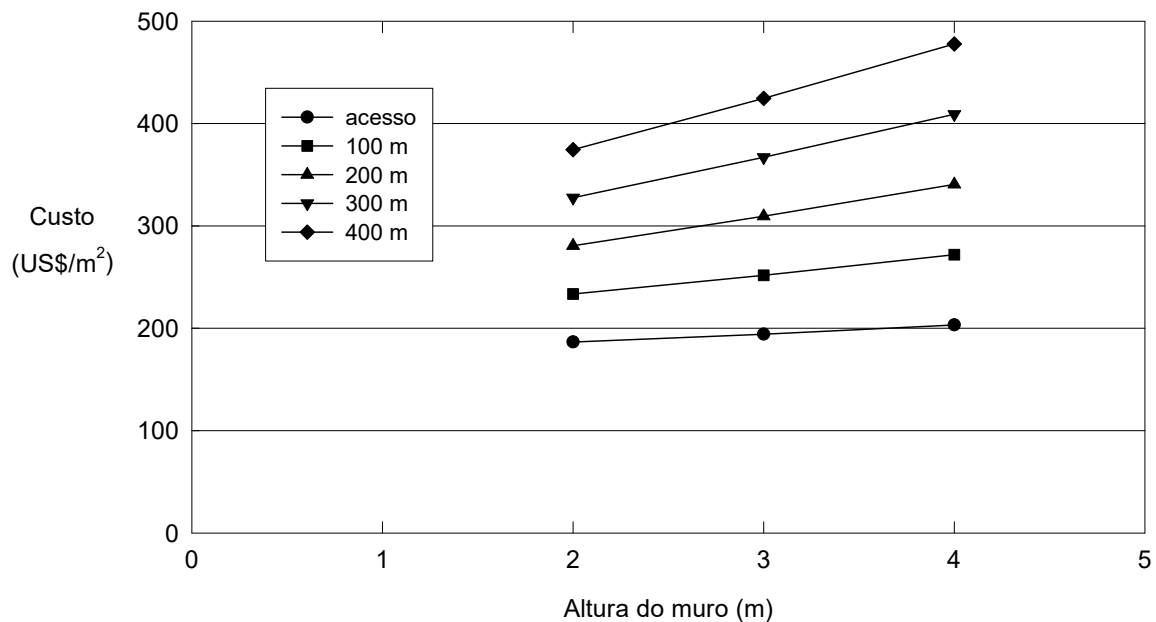


Figura 0.2 - Efeito da variação da altura em muro de concreto armado L

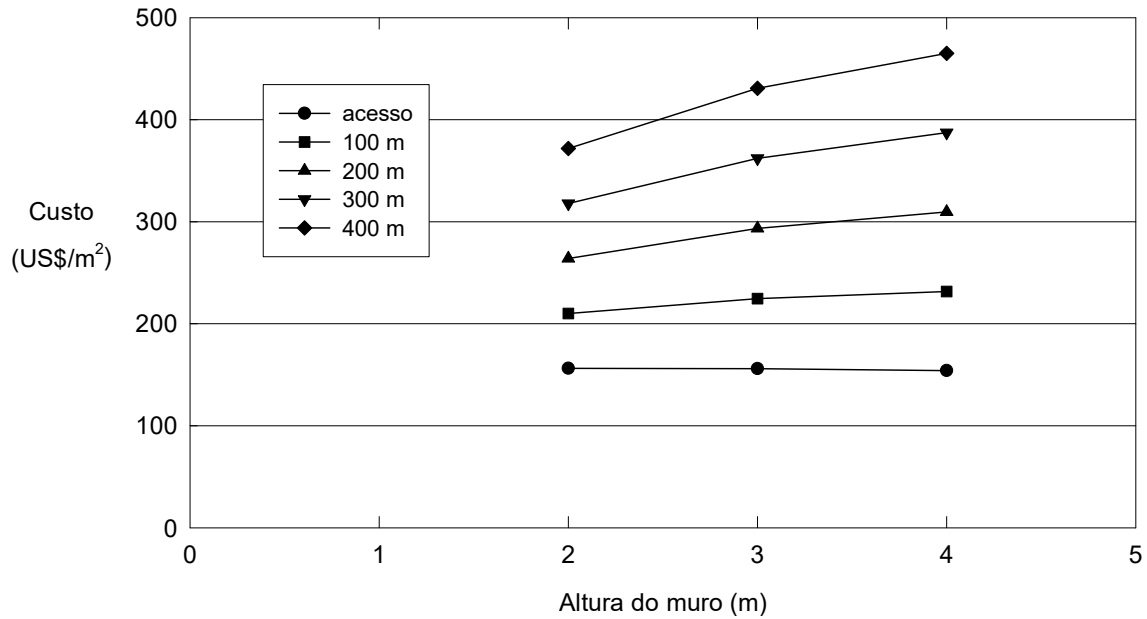


Figura 0.3 - Efeito da variação da altura em muro de concreto ciclópico

A Figura 0.4 compara as soluções de concreto armado e ciclópico. Verifica-se que para a mesma altura o muro de concreto ciclópico é ligeiramente mais econômico. Para altura de 3m e à 300 m de distância do acesso, os custos das duas soluções são praticamente idênticos e, a 400 m de distância, o muro em concreto armado se torna ligeiramente mais vantajoso.

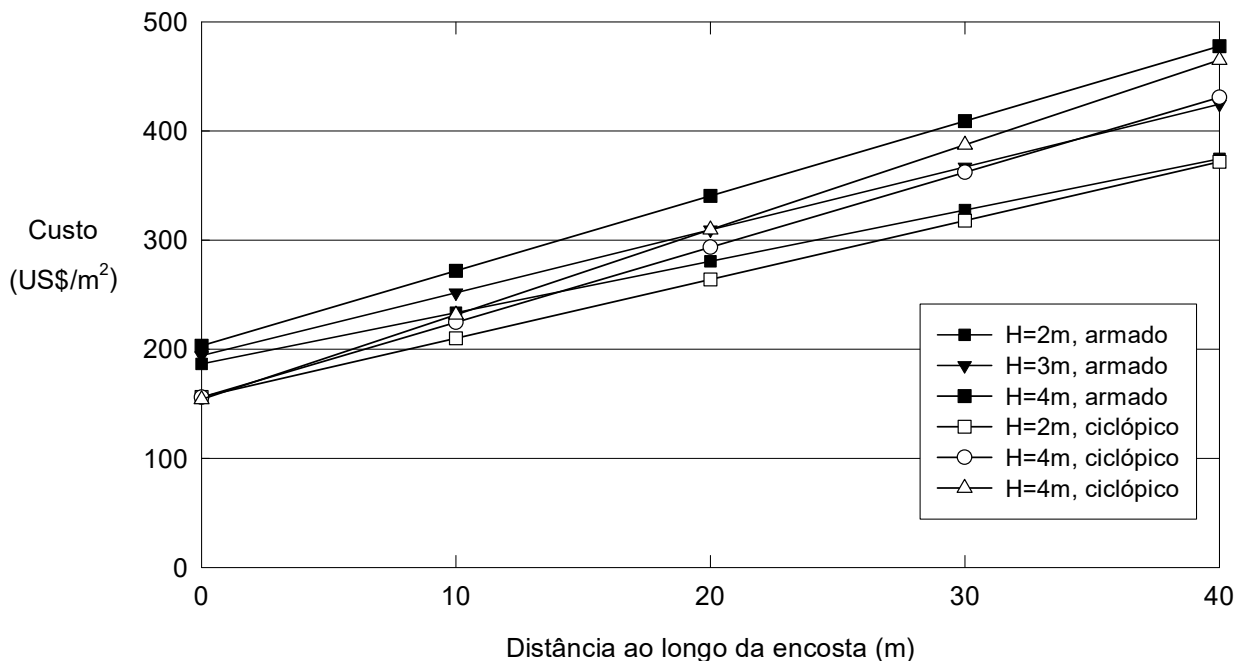


Figura 0.4 - Comparação de custo entre muros de concreto armado e concreto ciclópico

A Figura 0.5 compara custos da solução de cortina ancorada e solo grampeado. Esta última é sempre mais econômica, independente da distância ao longo da encosta. Além disso, a vantagem da solução de solo grampeado se acentua com o aumento da distância de transporte..

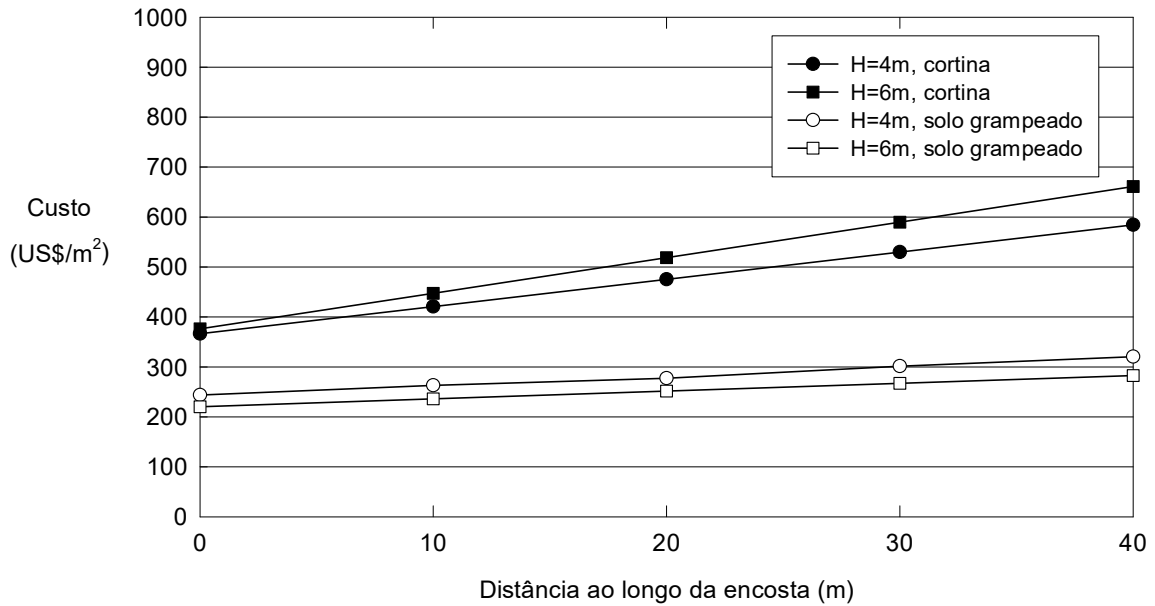


Figura 0.5 - Comparação entre cortina ancorada e solo grampeado versus distância de transporte

A Figura 0.6 compara todas as alternativas de solução para um talude de 4 m de altura e em função da distância de transporte. Verifica-se que a cortina ancorada é sempre a mais cara, podendo duplicar os preços da obra. A solução em concreto ciclópico é a mais econômica para distâncias de transporte até 100 m, sendo então superada pelo solo grampeado.

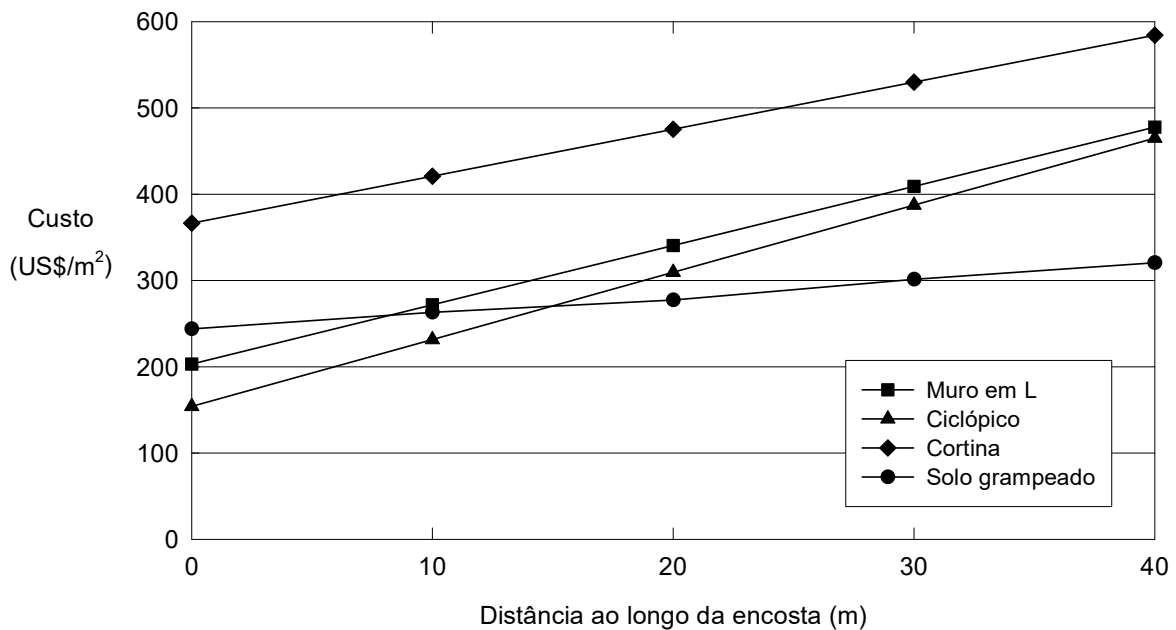


Figura 0.6 - Comparação entre todas as soluções em função da distância de transporte para talude com altura do de 4 m

CONCLUSÕES

A decisão sobre o tipo de solução deve sempre ser pautada em estudos econômicos de várias alternativas. Uma solução que a princípio apresenta-se desfavorável economicamente em certa posição da encosta pode se tornar mais atraente em função alteração de distância de transporte.