



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES COM A UTILIZAÇÃO DE
GEOGRELHAS**

LEOMAX FERNANDES DOS SANTOS FILHO

JOÃO PESSOA/PB

2017

LEOMAX FERNANDES DOS SANTOS FILHO

**ANÁLISE DA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES COM A UTILIZAÇÃO DE
GEOGRELHAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Universidade Federal da Paraíba como requisito parcial para a obtenção do Título de Engenheiro Civil.

Orientadora:

Prof^a. Dra^a. Aline Flávia Nunes Remígio Antunes

JOÃO PESSOA/PB

2017

FOLHA DE APROVAÇÃO

LEOMAX FERNANDES DOS SANTOS FILHO

ANÁLISE DA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES COM A UTILIZAÇÃO DE GEOGRELHAS

Trabalho de Conclusão de Curso em 08/06/2017 perante a seguinte Comissão Julgadora:

Aline Remígio
Profª. Drª. Aline Flávia Nunes Remígio Antunes (Orientadora)
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Fábio Lopes Soares
Prof. Dr. Fábio Lopes Soares
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Clóvis Dias
Prof. Dr. Clóvis Dias
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

P/ AB Silva
Profª. Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga

Profª Andrea Brasiliano
Vice Coordenadora CCGEC
Siape 1549557

S585a Santos Filho, Leomax Fernandes dos

Análise da estabilização de taludes com a utilização de geogrelhas./
Leomax Fernandes dos Santos Filho. – João Pessoa, 2017.

79f. il.:

Orientadora: Profa. Dra. Aline Flávia Nunes Remígio Antunes

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil) Campus I -
UFPB / Universidade Federal da Paraíba.

1. Estabilização de Taludes 2. Geossintéticos 3. Geogrelhas 4. Viabilidade Financeira
I. Título.

BS/CT/UFPB

CDU: 2.ed. 666.762.11(043)

AGRADECIMENTOS

À Deus, sempre em primeiro lugar, dono de todas as coisas e porto seguro em todos os momentos. À Ele seja dado toda honra e glória para sempre e em tudo.

À minha família, por ser a base que me sustenta, por toda compreensão, força e por todo investimento que fizeram em meu futuro. Vocês são especiais demais para mim e tenho certeza que sem vocês esta conquista não seria possível. Gratidão!

À minha orientadora Aline Flávia Nunes Remígio Antunes, por me instruir nesse estudo tão importante na minha vida acadêmica, pela disponibilidade, por acreditar e juntamente comigo, dar forma a esse projeto. Serei sempre grato!

À minha namorada que esteve presente em boa parte dessa caminhada, sempre me incentivando e compreendendo os momentos de ausência quando necessário e por todo carinho e paciência que tem comigo.

À Maccaferri, pelo material disponibilizado e pela ajuda nas dúvidas presentes durante o desenvolvimento do trabalho.

Por fim, e não menos importante, aos meus amigos e colegas de curso, por todas as horas de estudos compartilhadas, pelas noites de sono perdidas em grupo que nos fizeram acreditar que seríamos capazes, e fomos! Temos mais do que um sonho em comum, levarei vocês sempre comigo!

“O sucesso é ir de fracasso em fracasso
sem perder entusiasmo”

(Winston Churchill)

RESUMO

O crescente aumento na demanda de obras rodoviárias ou de edificações que envolvam a estabilização de taludes e a decorrência de frequentes casos de desestabilidades de maciços de solo tem despertado o interesse no estudo de novas soluções que fujam dos métodos tradicionais e usuais. Deste modo, é necessário o estudo e análises que abordem esta questão, dotado da bibliografia já existente e estudos em desenvolvimento do uso de novas técnicas e soluções, o presente trabalho tem como objetivo contribuir com o descrito. Para tanto, foi estudada as funções e aplicações dos geossintéticos e foi analisada a estabilidade de um talude pelos métodos tradicionais e com utilização de reforço em solos com geogrelha, mostrando seus benefícios e limitações como solução para estabilização. Ainda nesse contexto foi realizado estudo comparativos com outros métodos para se analisar a viabilidade financeira. Os resultados foram satisfatórios tanto para segurança do talude quanto para o custo de construção, mostrando a competitividade deste método.

Palavras-chave: Estabilização de Taludes; Geossintéticos; Geogrelhas; Viabilidade Financeira.

ABSTRACT

The increase on the demand for road works and constructions that involve slope stabilization, and the occurrence of frequent cases of soil mass destabilization has aroused interest in the study of new solutions that escape traditional and usual methods. Thus, it is necessary the study and analysis that approach this topic, endowed with the existing bibliography and studies under development about the use of new techniques and solutions, the present work aims to contribute with the described. For that, the functions and applications of the geosynthetics were studied and the stability of a slope was analyzed by traditional methods and with the use of reinforcement in soils with geogrid, showing its benefits and limitations as a solution for stabilization. In this context, a comparative study was performed with other methods to analyze the financial viability. The results were satisfactory for both slope safety and construction cost, showing the competitiveness of this method.

Keywords: Slope Stabilization; Geosynthetics; Geogrids; Financial Viability.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Exemplos de geossintéticos.....	16
Figura 2 – Geotêxtil.....	18
Figura 3 – Geomembrana	19
Figura 4 – Geocomposto	20
Figura 5 – Geocélula.....	20
Figura 6 – Geomanta	21
Figura 7 – Geogrelha	22
Figura 8 – Geogrelha extrudada unidirecional	29
Figura 9 – Geogrelha extrudada bidirecional	29
Figura 10 – Geogrelha soldada.....	30
Figura 11 – Geogrelha tecida	31
Figura 12 – Elementos componentes de uma grelha.....	32
Figura 13 – Composição de um talude	32
Figura 14 – Ruptura tipo planar.....	35
Figura 15 – Ruptura em cunha	36
Figura 16 – Ruptura por tombamento.....	36
Figura 17 – Ruptura circular.....	37
Figura 18 – Método de Fellenius	39
Figura 19 – Método Simplificado de Bishop.....	40
Figura 20 – Estruturas de solos reforçados: (a) muro, (b) talude	42
Figura 21 – Mecanismos para análise de estabilidade externa: (a) deslizamentos, (b) tombamento, (c) capacidade de carga, (d) estabilidade global.....	44
Figura 22 – Corte esquemático do talude	52
Figura 23 – Fatiamento método de Fellenius	53
Figura 24 – Seção transversal do muro dimensionado	62
Figura 25 – Custos de construção, por área de face, em função a altura do muro, para várias soluções de contenção	63
Figura 26 – Gráfico comparativo de custos entre técnicas de contenção avaliadas	64
Figura 27 – Custo por obra para um talude de 3 metros.....	64
Figura 28 – Custo por obra para um talude de 6 metros.....	65

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações.....	28
Quadro 2 – Resumo das Principais Aplicações	28

LISTA DE TABELA

Tabela 1 – Materias-primas mais utilizadas na fabricação de geossintéticos.....	22
Tabela 2 – Resumo das Principais Aplicações	47
Tabela 3 – Fatores de segurança e condições mecânicas	48
Tabela 4 – Características do muro estudado	51
Tabela 5 – Dados Método de Fellenius	53
Tabela 6 – Dados Método de Bishop	54
Tabela 7 – Planilha de cálculo para a primeira iteração	59
Tabela 8 – Características do reforço selecionado	59
Tabela 9 – Planilha de cálculo para a segunda iteração	60
Tabela 10 – Fatores de segurança com respeito ao arrancamento.....	61
Tabela 11 – Custos para construção do talude	66

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	13
1.1 Objetivos.....	14
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 Geossintéticos.....	15
2.1.1 Classificação.....	16
2.1.2 Propriedades e Ensaios	22
2.1.2.1 Propriedades físicas	23
2.1.2.2 Propriedades mecânicas.....	24
2.1.2.3 Propriedades hidráulicas	25
2.1.2.4 Desempenho	26
2.2 Aplicações de Geossintéticos em obras de construção civil	27
2.3 Geogrelhas	29
2.4 Taludes	32
2.4.1 Movimentos de massa	33
2.4.1.1 Rastejos.....	33
2.4.1.2 Escorregamentos.....	34
2.4.1.3 Corridas	34
2.4.1.4 Quedas	34
2.4.2 Mecanismos de Ruptura em Taludes.....	34
2.4.2.1 Ruptura Planar	35
2.4.2.2 Ruptura em Cunha	35
2.4.2.3 Ruptura por Tombamento.....	36
2.4.2.4 Ruptura Circular	37
3. MÉTODOS PARA CÁLCULO DA ESTABILIDADE DE TALUDES	38
3.1 Método de Fellenius	38
3.2 Método Simplificado de Bishop	40
4. MÉTODOS PARA CÁLCULO DE TALUDES REFORÇADOS	42
4.1 Materiais Utilizados.....	43
4.2 Critérios de projeto	43
4.3 Análise da estabilidade externa	43
4.3.1 Segurança contra deslizamento	44
4.3.2 Segurança contra tombamento.....	45
4.3.3 Segurança contra ruptura do solo de fundação.....	46

4.3.4 Segurança contra ruptura global	46
4.4 Análise da estabilidade interna	48
4.4.1 Métodos de dimensionamento por equilíbrio limite.....	48
4.4.2 Métodos de dimensionamento empíricos	49
4.4.2 Métodos de dimensionamento com compatibilidade de deformações	49
5.RESULTADOS	51
5.1 Fator de segurança.....	52
5.2 Estabilidade externa.....	54
5.3 Estabilidade interna	57
6.VIABILIDADE FINANCEIRA	63
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	67
8. REFERÊNCIAS	68
ANEXOS.....	72

1. INTRODUÇÃO

O Estudo da estabilização de taludes é um elemento presente em uma variedade de obras de engenharia, como viadutos, ferrovias, edificações residenciais e barragens. Tem como principal função suportar empuxo da terra e garantir segurança ao talude.

Por muitos anos métodos convencionais, como uso de concreto armado, foram as únicas opções disponíveis para estabilizar maciços de solo. Porém, o desenvolvimento de novas técnicas foram substituindo esses métodos tradicionais, trazendo consigo o estudo de materiais alternativos, geossintéticos e materiais naturais.

A utilização de materiais naturais para melhorar a qualidade do solo é prática comum desde 3000 a.C. Estivas de junco, solo misturado com palha, bambus, etc., em geral materiais vegetais constituídos de fibras resistentes, foram empregados nos zigurates da Mesopotâmia, na Grande Muralha da China e em várias obras do Império Romano. A utilização de um elemento para reforçar o solo já era utilizada pelos babilônios que já inseriam materiais fibrosos na construção de habitações. Fibras naturais foram também utilizadas com a função de reforço do solo na construção da muralha da China com a função de estrutura de contenção. O emprego de materiais sintéticos produzidos pela indústria têxtil, somente ocorreu com o desenvolvimento dos seguintes polímeros: pvc, poliéster, poliamida, polietileno e polipropileno (VERTEMATTI, 2015).

O geotêxtil foi o primeiro tipo de geossintético utilizado sistematicamente em geotecnia, tendo sido empregado a partir dos anos 1950, nos Estados Unidos, como elemento de drenagem, separação ou controle de erosão. Seu uso na Europa iniciou-se nos anos 1960 e, no Brasil, a partir dos anos 1970. Embora desde a década de 1970 existam registros de aplicações empíricas de geotêxteis na estabilização de taludes no Brasil, somente em 1986 é que se teve notícia de um projeto racional de muro de solo reforçado (CARVALHO; PEDROSA; WOLLE, 1986).

As obras executadas com o conceito de solo reforçado têm mostrado vantagens técnicas, construtivas e econômicas, quando se compara com outros métodos tradicionais. Segundo Elias, Christopher e Berg (2001), as estruturas de contenção em solos reforçados são soluções econômicas, capazes de apresentar grande tolerância a recalques de fundações, facilidade construtiva e prazo de execução reduzido. Pode-se acrescentar, ainda, a vantagem de não exigirem mão-de-obra especializada. Permitem, além disso, a obtenção de taludes de solo

estáveis, em posição vertical, e um bom acabamento estético, no caso de uso de sistemas de faceamento adequados, com blocos segmentais ou revegetação do talude.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem por objetivo principal o dimensionamento de um talude usando geogrelha como método de estabilização interna. Após o dimensionamento, será feito um estudo da viabilidade financeira para sua execução através de análise de custos e comparações com estudos já realizados. Por fim, inserir a geogrelha como método de estabilização de taludes no contexto da construção civil atual, mostrando seus benefícios e limitações.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Geossintéticos

O geossintéticos são constituídos essencialmente por polímeros e, em menor escala, por aditivos. Esses aditivos tem a função de melhorar o processo de fabricação ou modificar aspectos do comportamento de engenharia do polímero básico. No geral, os geossintéticos são fabricados a partir de polímeros sintéticos, derivados de petróleo, embora algumas fibras naturais, como as de juta, sisal e coco, também sejam empregadas na fabricação de alguns geotêxteis e geomantas (VERTEMATTI, 2015).

Algumas das vantagens da utilização dos geossintéticos, de acordo com a IGS Brasil (2007), são:

- Preservação ambiental considerável, uma vez que são produtos alternativos a materiais granulares e solos;
- Facilidade de instalação em relação aos agregados naturais, que exigem equipamentos de grande porte;
- Disponibilidade de produtos com propriedades hidráulicas e mecânicas de boa capacidade de suporte;
- Versatilidade de aplicações.

Em uma obra de engenharia os geossintéticos podem exercer várias funções. Segundo a NBR 12553 – Geossintéticos - Terminologia, são elas:

- Controle de Erosão Superficial, E – Prevenção de erosão superficial de partículas de solo devido a escoamento superficial de um fluido.
- Drenagem, D – Coleta e condução de um fluido pelo corpo de um geossintético.
- Filtração, F – Retenção de um solo ou de outras partículas, permitindo a passagem livre do fluido em movimento.
- Proteção, P – Limitação ou prevenção de danos a elementos de obras geotécnicas.
- Reforço, R – Utilização das propriedades mecânicas de um geossintético para a melhoria do comportamento mecânico de uma estrutura geotécnica.
- Separação, S – Ação de impedir a mistura ou interação de materiais adjacentes.

Figura 1 – Exemplos de geossintéticos



Fonte: FEMA, 2008.

2.1.1 Classificação

Segundo a NBR 12553 – Geossintéticos – Terminologia, temos ainda a classificação, definições e siglas dos geossintéticos, sabendo que constantemente novos são produzidos, e muitos ainda não possuem definição e classificação. Entre colchetes são apresentadas as siglas adotadas pela International Geosynthetic Society (IGS), quando estas existem e diferem das brasileiras.

Geossintéticos, G: Produto polimérico (sintético ou natural) industrializado, desenvolvido para aplicação em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, entre as quais destacamos: reforço, filtração drenagem, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

Geotêxtil, GT [GTX] Produto têxtil bidimensional permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica. De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser não-tecidos, tecidos ou agulhados.

Geotêxtil não tecido, GTnw: Produto composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos.

Termoligado: Fibras interligadas por fusão parcial obtida por aquecimento.

Resinado: Fibras interligadas por meio de produtos químicos.

Agulhado: cujas fibras são interligadas mecanicamente, por processo de agulhagem;

Geotêxtil tecido, GTw: Produto obtido do entrelaçamento de fios, manofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais denominadas “trama” (sentido transversal) e “urdume” (sentido longitudinal).

Geotêxtil tricotado: Produto obtido do entrelaçamento de fios por tricotamento. Exemplo: esquema de geotêxtil tricotado, utilizado com diversas funções em vários tipos de obra de engenharia.

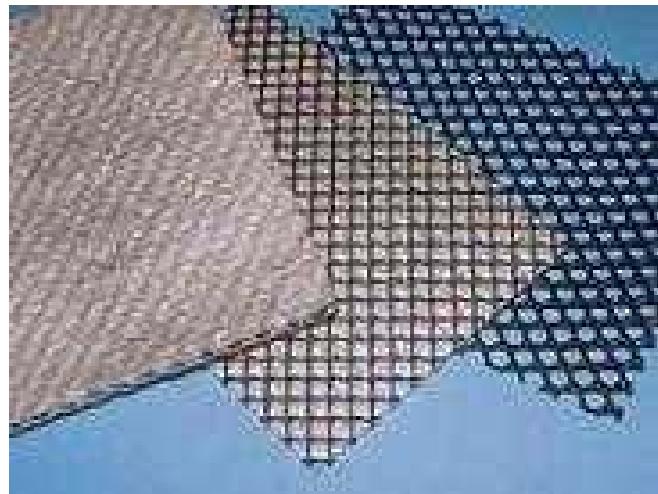
Geoespaçador [GSP]: Produto com estrutura tridimensional constituída de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizado predominantemente como meio drenante. Exemplo: geoespaçador em cúspides nas duas faces (ou de pata dupla) na cor preta, e de cúspides em uma face (ou de pata dupla) na cor preta, e de cúspides em uma face (ou de pata simples) na cor amarela, utilizado como meio drenante.

Geomembrana, GM [GMB]: Produto bidimensional de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por materiais termoplásticos, elastoméricos e asfálticos, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação. Exemplo: geomembrana polimérica flexível, utilizada em obras de impermeabilização.

Geomembrana reforçada: Geomembrana com armadura de reforço incorporada ao produto, formando um conjunto monolítico.

Geomembrana texturizada: Geomembrana com acabamento superficial com função de aumentar as características de atrito de interface.

Figura 2 – Geotêxtil



Fonte: GEOFOCO, 2016.

Geobarra, GBA: Produto em forma de barra com a função predominante de reforço.

Geocélula, GL [GCE]: Produto com estrutura tridimensional aberta, constituída de células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nela inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão.

Geocomposto, GC: Produto industrializado formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica.

Geocomposto argiloso: para barreira impermeabilizante, GCL Estrutura formada pela associação de geossintéticos a um material argiloso de baixa condutividade, desenvolvida para a função de barreira impermeabilizante.

Geocomposto para drenagem, GCD: Produto desenvolvido para drenagem, composto geralmente de um geotêxtil que atua como elemento de filtro e de uma georrede ou um geoespaçador que atua como elemento drenante.

Geocomposto para reforço, GCR: Estrutura formada pela associação de geossintéticos não-similares, desenvolvida para reforço.

Figura 3 – Geomembrana



Fonte: GEOFOCO, 2016.

Geoexpandido: Produto fabricado a partir de um polímero expandido formando uma estrutura tridimensional leve, com finalidade principal de aliviar o peso de uma estrutura geotécnica. Exemplo: blocos de geo-expandido fabricados com EPS (poliestireno expandido) aplicados em substituição a aterros convencionais.

Geofôrma: Estrutura realizada a partir de geossintéticos com a finalidade de conter materiais de modo permanente ou provisório. Exemplo: geofôrmas tipo colchão, preenchidas com argamassa, para revestimento de canais.

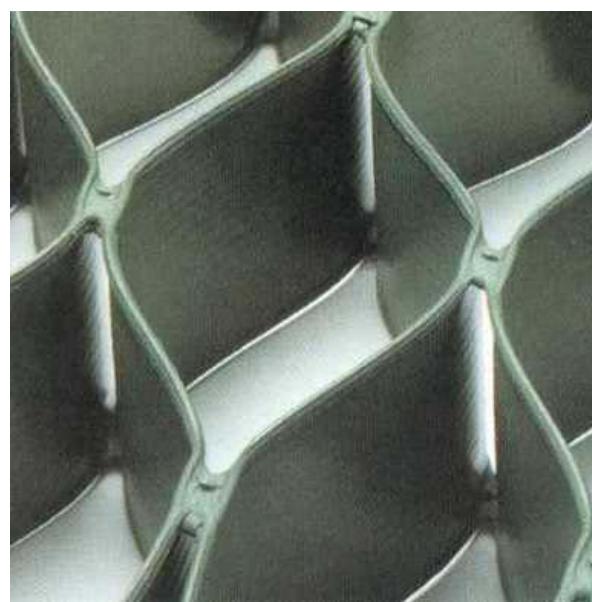
Geomanta, GA [GMA]: Produto com estrutura tridimensional permeável, usado para controle de erosão superficial do solo, também conhecido como “biomanta” quando biodegradável. Exemplo: geomanta utilizada no controle de erosão superficial de taludes.

Figura 4 – Geocomposto



Fonte: TEIXEIRA, 2006.

Figura 5 – Geocélula



Fonte: TEIXEIRA, 2006.

Georrede, GN [GNT]: Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominantemente de drenagem. Exemplo: georrede de pequena espessura, utilizada como núcleo constituinte de geocomposto drenante.

Geotira: Produto em forma de tira com função predominante de reforço

Geotubo: Produto de forma tubular com função drenante. Exemplo: geotubo corrugado, flexível, utilizado com elemento drenante, condutor, em vários tipos de dreno subterrâneo.

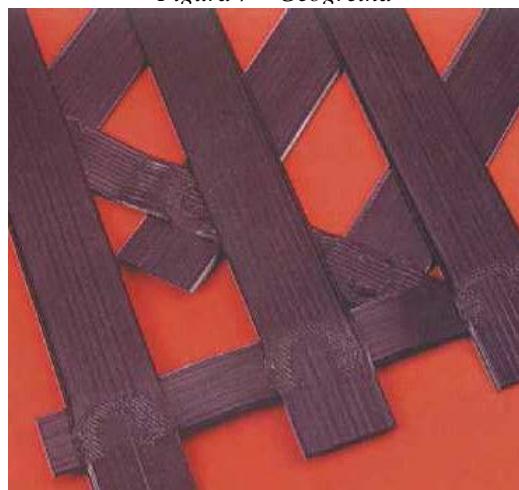
Figura 6 – Geomanta



Fonte: TEIXEIRA, 2006

Geogrelha, GG [GGR]: Produto com estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, e constituídos por elementos resistentes à tração. É considerado unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas. Exemplo: geogrelhas flexível, utilizada para reforço de aterros/muro de contenção.

Figura 7 – Geogrelha



Fonte: GEOFOCO, 2016

Na Tabela 1 são relacionadas as matérias-primas mais utilizadas atualmente na fabricação dos geossintéticos.

Tabela 1 – Materiais-primas mais utilizadas na fabricação de geossintéticos

Matéria-prima	Sigla	Geossintéticos
Poliamida (náilon)	PA	GG, GT, GN, GCD, GCL, geotira, geobarra
Policloreto de vinila	PVC	GM, GG, geotubo
Poliéster	PET	GT, GG GCL, GCD, GB, GN, geotira
Poliestireno expandido	EPS	GCD, GSP, geoexpandido
Polietileno	PET	GM, GG, GC, GSP, GL, GA
Polietileno de alta densidade	PEAD	GM, GC, GSP, geotira, geotubo
Polipropileno	PP	GM, GT, GG, GCL GCD, GC

Fonte: VERTEMATTI (2015)

2.1.2 Propriedades e Ensaios

Segundo Vertematti (2015), é recomendado que ensaios de recebimento sejam realizados para que se confirme que o produto entregue na obra possua as características técnicas especificadas pelo projetista. Para isso, os geossintéticos devem obedecer a um controle rigoroso de qualidade de produção. As propriedades que devem ser analisadas são:

- Propriedades físicas

- Propriedade mecânicas
- Propriedades hidráulicas
- Desempenho

2.1.2.1 Propriedades físicas

As propriedades físicas dos geossintéticos de maior interesse são massa por unidade de área, espessura nominal, porosidade e porcentagem de área aberta. São consideradas propriedades-índices, que servem para identificas os produtos (VERTEMATTI, 2015).

- *Massa por unidade de área, ou gramatura*

A gramatura (μA) é a relação entre a massa e a área de um corpo de prova de geometria regular. O valor médio de dez determinações, expresso em g/m^2 , representa a gramatura média do geotêxtil.

A gramatura está associada ao custo do produto e à sua resistência mecânica. No entanto a gramatura deve ser entendida como um índice de caracterização e ser utilizada apenas como elemento de comparação entre membros de uma mesma família, como mesmos processos de fabricação e que utilizam as mesmas matérias-primas (polímeros e aditivos).

A gramatura de um geotêxtil não-tecido, por exemplo, não fornece indicações de como o produto é fabricado (a partir de fibras curtas ou de filamentos contínuos), como o entrelaçamento dos fios é feito, que intensidade do entrelaçamento foi dada ao produto e se ele sofreu ou não termoligação, entre outros aspectos. Informações dessa natureza, úteis ao projeto, só podem ser obtidas do fabricante, e o desempenho do produto, apenas através de ensaios específicos.

A gramatura não deve, portanto, ser utilizada isoladamente como propriedade de especificação, pois, dependendo dos processos de fabricação, produtos com a mesma gramatura podem apresentar propriedades mecânicas e hidráulicas totalmente diferentes (VERTEMATTI, 2015).

- *Espessura nominal*

A espessura nominal (tgr) é expressa em milímetros é determinada a partir da medição feita entre duas placas rígidas, que comprimem corpos de prova sob uma tensão vertical de 2kPa. Segundo Vertematti (2015), com exceção dos geotêxteis não-tecidos e dos

geocompostos, que se comprimem sob tensão, os demais geossintéticos apresentam espessuras quase constantes, independentes das tensões a que são submetidos.

- *Porosidade*

A porosidade (η_{GT}) é a relação entre o volume dos poros e o volume total de uma amostra.

- *Porcentagem de área aberta*

A porcentagem de área aberta equivale aos espaços vazios resultantes do processo de fabricação.

2.1.2.2 Propriedades mecânicas

De acordo com Bueno & Vilar (2004), essas propriedades expressam relações entre o carregamento imposto ao material e as deformações que ele sofre, além de fornecer dados utilizados no dimensionamento de projetos. Abaixo algumas serão brevemente comentadas.

- *Compressibilidade*

Obtida através da medição da espessura do geossintético através de diferentes tipos de carregamento em corpos de prova, utilizando normalmente tensões de 10, 20, 50, 100 e 200 kPa. Os geotêxteis tecidos e as geogrelhas são praticamente incompressíveis e, entre os geotêxteis não-tecidos, os agulhados são os mais compressíveis (VERTEMATTI, 2015).

- *Resistência à tração*

A pressão causada entre o contato das partículas de solo sobre o geossintético, causam uma tensão de tração lateral sobre o material. É, então, recomendado que seja estimada a máxima deformação que esse material sintético sofrerá. A norma da ABNT, NBR ISO 10319 de 2013 (Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não confinada - Ensaio de tração de faixa larga - Método de ensaio) determina as condições de aplicação do ensaio de tração através da aplicação de uma força crescente num corpo de prova, até que ocorra sua ruptura.

- *Resistência à punção*

Quando submetidos a esforços de compressão causados pelo contato com grãos isolados, o material geossintético pode sofrer perfurações. O ensaio de resistência à punção é realizado a partir da aplicação de pressões em corpos de prova através de um cilindro metálico, que tenta perfurar o material ensaiado. Essa é uma importante propriedade em relação à instalação do geossintético no canteiro de obras, uma vez que esse material deve resistir ao processo de aplicação intacto, de forma a garantir suas características técnicas de utilização.

- *Fluênciа*

Os geossintéticos, quando submetidos a esforços de cisalhamento, tração ou compressão, por longos períodos de tempo, podem vir a fluir ou escoar. Esse fenômeno dependerá da magnitude do esforço e também da temperatura ao qual ele estará submetido. O ensaio em que se analisa esse tipo de fenômeno tem como resultado curvas que relacionam carga e deformação para um tempo determinado, além de uma curva de fluênciа, a partir da qual se pode estabelecer tempos de ruptura para os tipos de carregamento (VERTEMATTI, 2015).

2.1.2.3 Propriedades hidráulicas

Essas propriedades, segundo Costa et al. (2008), são mais importantes no emprego dos materiais geossintéticos como filtros e drenos. Os ensaios mais utilizados são os destinados à determinação do coeficiente de permeabilidade, que indica a facilidade que o fluido tem para percolar, e a determinação da abertura de filtração.

- *Permissividade*

A permissividade é um parâmetro que relaciona a permeabilidade do geossintético e a sua espessura. No procedimento do ensaio necessário para determinar essa propriedade, são realizadas leituras de diferentes cargas de fluido, num determinado tempo, que passam por um corpo de prova com dimensões normatizadas (MACCAFERRI, 2008).

- *Transmissividade*

Este parâmetro se traduz no produto entre a permeabilidade do geossintético e a sua espessura sobre uma determinada tensão normal de confinamento, ou seja, é a quantidade de água que passa por um corpo de prova em um intervalo de tempo sobre uma carga normal e um gradiente hidráulico específico (NORTÈNE, 2012).

- *Abertura de Filtração*

Pode ser definida como a abertura do geotêxtil equivalente ao maior diâmetro do agregado granular que por ele pode passar, como afirma Muñoz (2005). Esse é o índice mais utilizado para definir o potencial de filtração e para o dimensionamento de filtros.

2.1.2.4 Desempenho

Os ensaios de desempenho são executados tomando-se em consideração o meio em que se insere o geossintéticos. Os resultados obtidos são típicos da combinação geossintéticos/meio (solo, geossintéticos, líquido) envolvente.

- *Resistência a deslizamento da interface*

A resistência a deslizamentos da interface do geossintéticos em contato com solo, com outro material qualquer, ou mesmo com outro geossintéticos, pode ser determinada experimentalmente através de ensaios de plano inclinado ou de cisalhamento.

No ensaio de plano inclinado, aplica-se um esforço cisalhante na interface entre pares de materiais, aumentando-se o ângulo de inclinação do plano de contato até que ocorra o deslizamento na interface.

Rotineiramente, para se determinar a resistência de interface, utilizam-se montagens no equipamento de cisalhamento direto, seja na sua forma convencional, seja substituindo a meia caixa inferior por um bloco rígido, em geral de dimensões maiores do que a meia caixa superior (VERTEMATTI, 2015).

- *Resistência a arrancamento*

Os ensaios de arranque são geralmente utilizados para avaliar a resistência de interface de materiais rígidos, como as geogrelhas. Extrai-se uma amostra de geossintéticos da

massa de solo pela aplicação de um esforço de tração em uma extremidade. Além do esforço de arranчamento, também é medido os deslocamentos do geossintético em vários pontos do comprimento da amostra e a tensão normal na superfície ou próxima da interface no interior do solo (VERTEMATTI, 2015).

- *Resistência a abrasão*

Para o teste de resistência a abrasão, o geossintético é forçado a deslizar sobre uma lixa de graduação específica fixada sobre uma base rígida. A amostra é recolhida após um elevado número de ciclos de desgaste, e é submetida a ensaios mecânicos ou hidráulicos, conforme o interesse do projeto (VERTEMATTI, 2015).

- *Resistência a danos de instalação*

Uma amostra de geossintéticos é colocada em uma caixa metálica e recoberto por solo ou agregado e comprimido ciclicamente com tensões que variam entre 5 e 900 kPa. Após cerca de 200 ciclos, a amostra é retirada e ensaiada para se verificar o seu comportamento mecânico ou hidráulico (VERTEMATTI, 2015).

2.2 Aplicações de Geossintéticos em obras de construção civil

Iremos separar alguns casos de aplicações de geossintéticos em obras a partir de sua função exercida, destacando suas propriedades principais exercidas. Para Bueno (2004), as propriedades ditas dominantes caracterizam a função do geossintético na obra, já as características essenciais permitem que o material desempenhe a sua função dominante. O Quadro 2 relaciona algumas funções dos geossintéticos e suas propriedades.

Um aspecto a ser ressaltado nos geossintéticos é o princípio de equivalência das funções, isto é, ao substituir um material natural (solo, areia, brita) é preciso que o geossintético atenda as mesmas funções em termos de durabilidade, permeabilidade, deformabilidade e resistência. O Quadro 1 contém um resumo das principais aplicações dos geossintéticos. O Quadro 2 possui um resumo das principais aplicações dos geossintéticos.

Quadro 1 – Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações

Geossintético	Aplicações						
	Reforço	Filtração	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabil.	Contr. Erosão
Geogrelhas	✓	✓	✓	✓	✓		✓
Geomembrana	✓						
Geocompostos					✓	✓	
Geobarras	✓		✓			✓	
Geoespaçadores	✓						
Geotiras			✓				
Georredes	✓						
Geotubos			✓				
Geomantas			✓			✓	✓
Geocélula	✓						✓

Fonte: Koerner (1998), adaptado

Quadro 2 – Resumo das Principais Aplicações

Reforço	Restringir deformações e aumentar a resistência do maciço em obras geotécnicas, aproveitando a resistência à tração do material geossintético
Filtração	Permitir a passagem e coleta de fluidos, sem a movimentação de partículas do maciço
Drenagem	Coletar e/ou facilitar os movimentos de fluidos no interior do maciço
Proteção	Reducir solicitações localizadas, homogeneizando o nível das tensões que atingiriam determinada superfície ou camada
Separação	Evitar a mistura entre materiais granulares com características geotécnicas distintas
Impermeabilização	Conter o avanço de uma pluma de contaminação, evitando a migração de líquidos ou gases em aplicações ambientais
Controle de Erosão	Proteger a superfície do terreno contra o arraste de partículas pela ação de ventos e águas superficiais

Fonte: TEIXEIRA, 2006

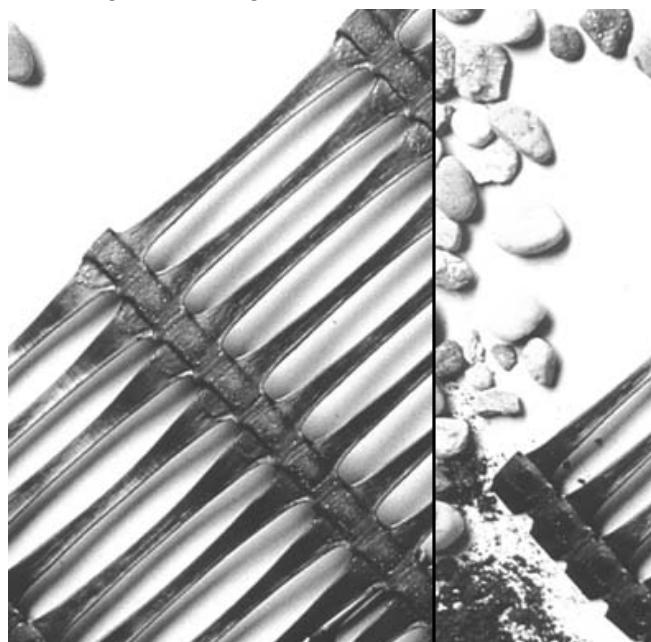
2.3 Geogrelhas

A geogrelha é formada por elementos resistentes a tração e com principal objetivo de reforçar o solo. Quando apresente elevada resistência a tração em apenas uma direção, é considerada unidirecional, e tanto elevada resistência em duas direções (ortogonais), é dita bidirecional.

Por ter características de reforço de solo, resistência elevada e flexibilidade, os geotêxteis estão ganhando espaço em obras de engenharia e geotecnologia, com ampla aplicação em aterros, contenções, bases, sub-bases e taludes.

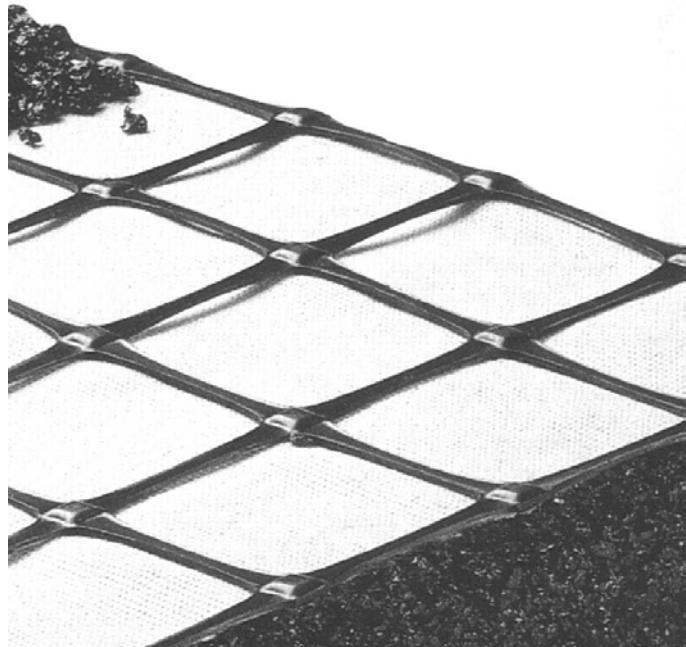
Quanto ao seu processo de fabricação, as geogrelhas podem ser classificadas como extrudadas, soldadas e tecida, como vemos nas figuras abaixo:

Figura 8 – Geogrelha extrudada unidirecional



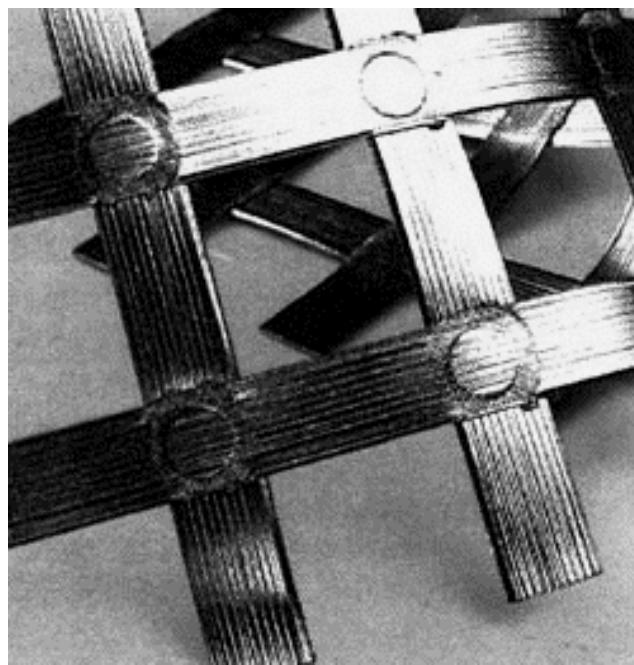
Fonte: TEIXEIRA, 2006.

Figura 9 – Geogrelha extrudada bidirecional



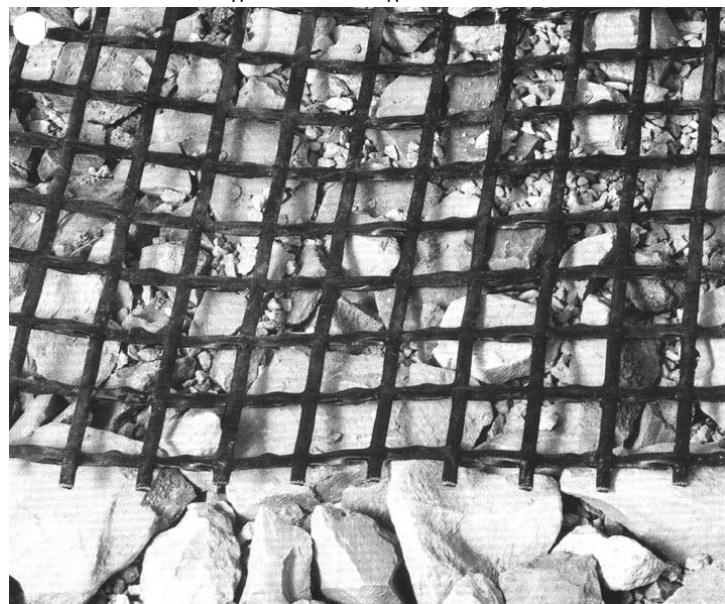
Fonte: TEIXEIRA, 2006.

Figura 10 – Geogrelha soldada



Fonte: TEIXEIRA, 2006.

Figura 11 – Geogrelha tecida



Fonte: TEIXEIRA, 2006.

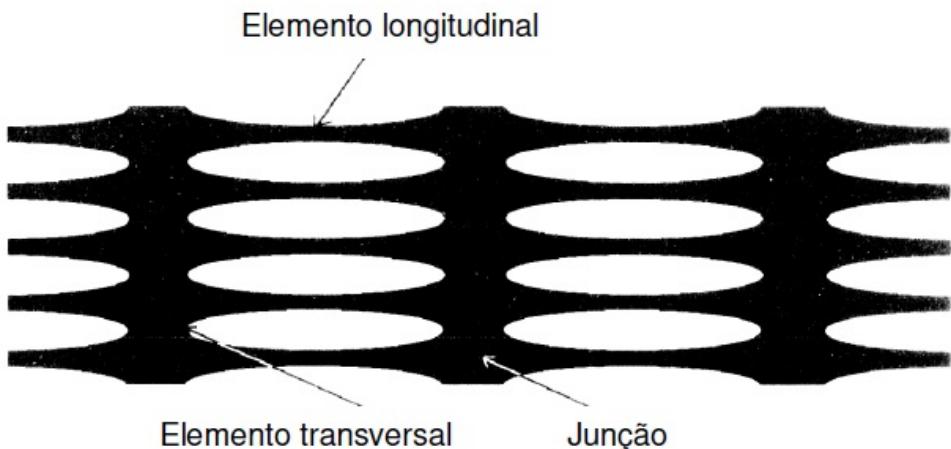
As *geogrelhas extrudada [GGE]* são obtidas através de um processo de extrusão, seguido de estiramento, que pode ser em um único sentido ou nos dois sentidos. Quando o estiramento ocorre em um único sentido, formam-se as geogrelhas unidirecionais. Este tipo de geogrelha caracteriza-se pela sua elevada resistência à tração em uma única direção (longitudinal). Se o estiramento for executado nos dois sentidos, são formadas as geogrelhas bidirecionais.

As *geogrelhas soldadas [GGB]* são estruturas planas obtidas a partir da soldadura de geotiras compostas por filamentos de poliéster, revestidos em polietileno, de alto módulo elástico e excelente comportamento à fluência.

As *geogrelhas tecidas [GGW]* são estruturas planas constituídas de fibras sintéticas (geralmente poliéster) tricotadas ou intertecidas nas juntas, recobertas por uma capa protetora.

As geogrelhas são compostas por elementos transversais, elementos longitudinais e junções entre eles. Os elementos transversais são responsáveis pela ancoragem da geogrelha no solo envolvente. Os elementos longitudinais são responsáveis pela interação por atrito na interface com o solo e pela transmissão de carga ao longo do comprimento da grelha. A terminologia utilizada para descrever as partes componentes das geogrelhas está ilustrada na Figura 12.

Figura 12 – Elementos componentes de uma grelha



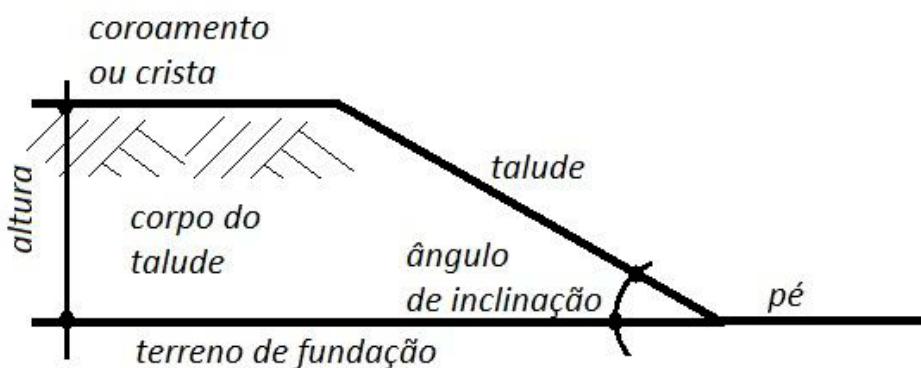
Fonte: TEIXEIRA, 2006.

2.4 Taludes

Taludes são superfícies inclinadas de maciço terroso, rochoso ou misto, que podem ser originados por processo geológico, geomorfológico e ações antrópicas que limitam um maciço de solo seja ele composto por terra ou rocha (PIMENTA, 2005).

O talude é formado basicamente por crista ou topo, pé ou base, corpo do talude e ângulos de inclinação, como podemos ver na figura 13.

Figura 13 – Composição de um talude



Fonte: CAPUTO, 1988.

Os taludes, sejam eles do tipo artificial ou natural, têm como principal função a de garantir estabilidade do maciço o qual ele limita. Mas, por influência de vários fatores sejam

eles físicos, químicos, geológicos e até mesmo sociais, acabam muitas vezes expostos a riscos de ruptura e exigem a necessidade de avaliações e intervenções executivas as quais através de métodos e técnicas visam garantir a estabilidade controlada do mesmo (SAYÃO; SIEIRA, 2005).

2.4.1 Movimentos de massa

Alguns fatores são relevantes no processo de movimentos de massa em um talude. Conforme a ABGE (1998), os principais são:

- Características climáticas, com destaque para o regime pluviométrico;
- Características e distribuição dos materiais que compõem o substrato das encostas/taludes, abrangendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas;
- Características geomorfológicas, com destaque para inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas;
- Regime das águas de superfície e subsuperfície;
- Características do uso e ocupação, incluindo cobertura vegetal e as diferentes formas de intervenção antrópica das encostas, como cortes, aterros, concentração de água pluvial e servida, etc.

Segundo Augusto Filho (1994), basicamente são quatro os tipos de movimentos básicos: os rastejos (creep), os escorregamentos (slides), as corridas (flows) e as quedas de blocos (falls)

2.4.1.1 Rastejos

Os rastejos possuem uma energia destrutiva menos que dos outros tipos, por ser um fenômeno lento. Pode ser facilmente identificado pela mudança na verticalidade de muros, árvores e postes. (SELBY, 1993, AUGUSTO FILHO, 1994).

2.4.1.2 Escorregamentos

Já os escorregamentos são um fenômeno de velocidades média alta, de curta duração e poder destrutivo elevado. Por conta desse elevado poder destrutivo e por causar grandes prejuízos nas regiões incidentes, o escorregamento tem sido fruto de pesquisa em todo mundo, afim de prever, mapear áreas de risco, salvar vidas e diminuir os prejuízos que podem ser causados. (GUIDICINI e NIEBLE, 1993; AUGUSTO FILHO, 1994).

2.4.1.3 Corridas

As corridas são movimentos muito raros de acontecer, porém são mais destrutíveis que o escorregamento por ser um movimento mais rápido. Essa alta velocidade se deve ao fato das características dos materiais serem de fluídos altamente viscosos. Segundo Selby (1993), dependendo da viscosidade e do tipo de material, pode receber outros nomes, como fluxos de terra (earthflows), fluxos de lama (mudflows) e fluxos de detrito (debrisflows).

2.4.1.4 Quedas

Nas quedas de blocos, as rochas desprendem-se de encostas extremamente íngremes (próximo a 90°), num movimento como queda livre de alta velocidade (vários m/s). Nesse fenômeno, a maior preocupação é com a trajetória dos blocos, ou seja, durante a queda e o rolamento (AUGUSTO FILHO, 1994).

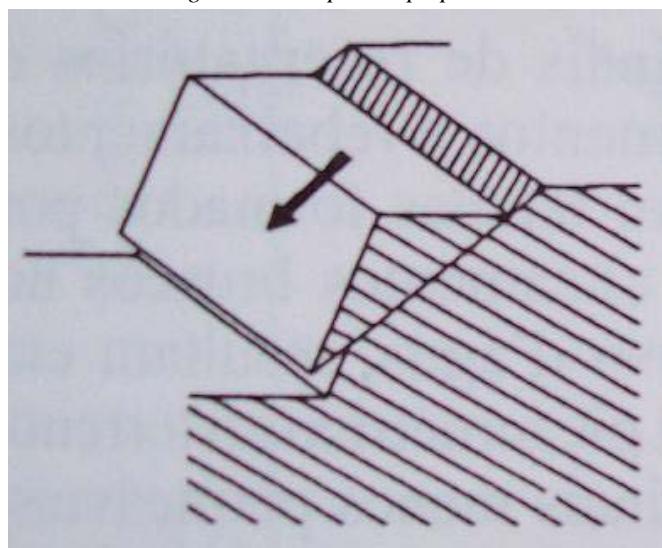
2.4.2 Mecanismos de Ruptura em Taludes

Existem diferentes tipos de ruptura que podem ser classificados pelo grau de fratura do maciço rochoso. Segundo TOMINAGA (2007), em maciços resistentes a descontinuidade que determina a situação do plano de ruptura.

2.4.2.1 Ruptura Planar

Hualanca (2004) explica como se diferenciar os tipos de ruptura planar que são mais frequentes em taludes. Pode ser uma ruptura no plano que aflora na face ou no pé do talude apresentando fenda ou não, ou pode ser uma ruptura por plano paralelo na face do talude causada por erosão causando, assim, perda da resistência do pé do talude. Na Figura 14 vemos a exemplificação de uma ruptura do tipo planar.

Figura 14 – Ruptura tipo planar



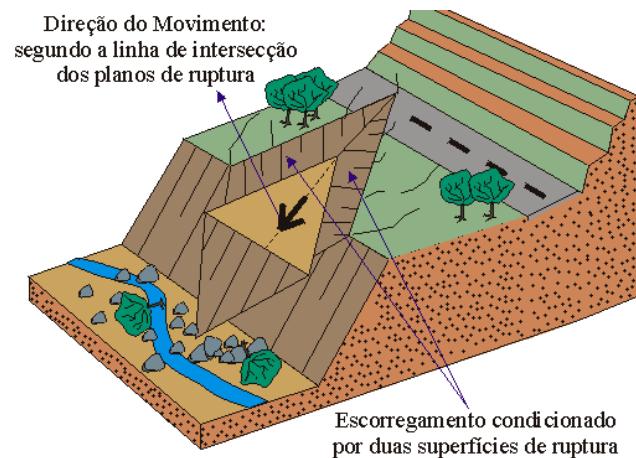
Fonte: ABGE, 1998.

2.4.2.2 Ruptura em Cunha

Para que ocorra este tipo de ruptura é necessário que os dois planos aflorem na superfície do talude mantendo as mesmas condições para ruptura planar (TOMINAGA, 2007).

O autor citado acima explica que o local onde este tipo de ruptura ocorre é geralmente em maciços com várias famílias de descontinuidades. Essa descontinuidade é responsável por determinar a forma e o volume da cunha. A Figura 15 apresenta o tipo de ruptura em cunha.

Figura 15 – Ruptura em cunha

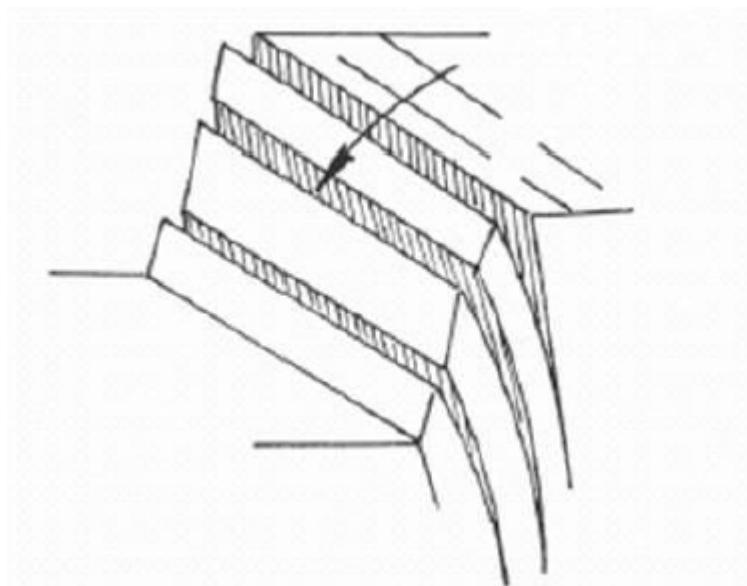


Fonte: BARROS, 2017.

2.4.2.3 Ruptura por Tombamento

Ruptura por tombamento ocorre em taludes de maciços rochosos que apresentam mergulho contrário a inclinação do talude, paralela ou subparalela como mostra a Figura 16. Geralmente apresentam blocos de diversos tamanhos que podem ser individualizados (HUALANCA, 2004).

Figura 16 – Ruptura por tombamento

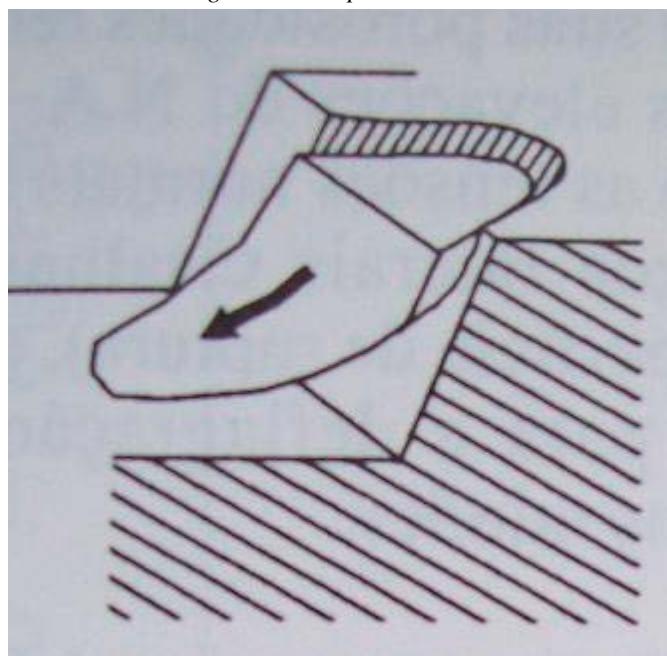


Fonte: BARROS, 2017.

2.4.2.4 Ruptura Circular

A Ruptura circular pode ser detectada em maciços rochosos brandos ou pouco competentes, porém também ocorre em maciços muito alterados ou intensamente fraturados, a exemplo da ruptura planar (TOMINAGA, 2007). A Figura 17 apresenta o tipo de ruptura circular.

Figura 17 – Ruptura circular



Fonte: BARROS, 2017.

3. MÉTODOS PARA CÁLCULO DA ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise de estabilidade significa verificar se o talude é estável através da determinação do fator de segurança. Essa análise envolve um conjunto de procedimentos para quantizar quanto próximo da ruptura certo talude se encontra. Alguns aspectos devem ser levados em consideração para a análise da estabilidade, como: condições de carregamento, escolha do método de cálculo, estudo da pluviometria, perfil geotécnico e geometria do talude.

Na bibliografia atual encontramos diversos métodos para cálculo da estabilidade de taludes. Cada método apresenta suas próprias características para satisfazer o equilíbrio e solução do problema, como: equações de equilíbrio, consideração das formas de superfície de ruptura circular e não circular e hipóteses simplificadoras.

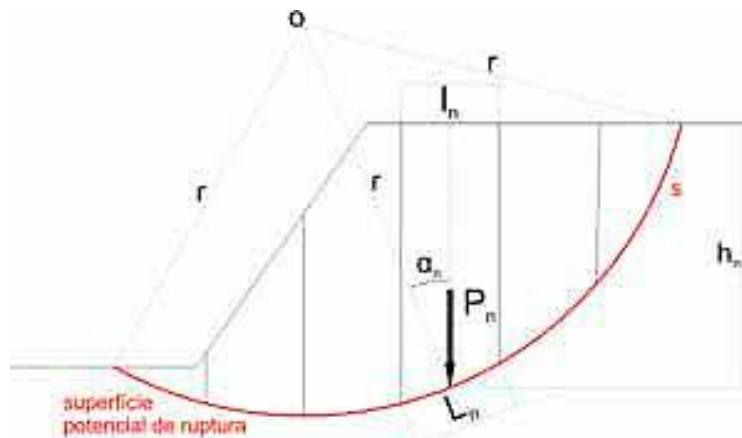
Considerando os requisitos estabelecidos por Thomaz (1984) para eficácia do cálculo e objetivando sintetizar essa vasta metodologia, utilizaremos para determinar o Fator de Segurança, os métodos de Fellenius e Bishop, que são os métodos mais utilizados na geotecnia atual.

3.1 Método de Fellenius

Nesse método são usadas fatias para determinar a distribuição da tensão normal na superfície de ruptura. A medida das fatias não são necessariamente as mesmas. (Strauss, 1998).

Por não possuir problemas numéricos e não possuir interações, este método é bastante simples e é utilizado apenas em superfícies circulares, além de negligenciar as forças nas laterais das fatias e não satisfazer o equilíbrio das forças horizontais e verticais. Devido a isto, tem seu fator de segurança subestimado, podendo errar em até 60% segundo Strauss (1998), ainda assim caracterizando-o conservador. A Figura 18 apresenta os parâmetros associados ao método.

Figura 18 – Método de Fellenius



Fonte:

De acordo com Fiori e Carmignani (2009), tem-se:

$$FS = \frac{sc' + \sum \gamma' hn \cdot ln \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi'}{\sum \gamma' hn \cdot ln \cdot \cos\alpha}$$

Onde:

s = comprimento total da superfície de ruptura;

c' = coesão ao longo da superfície de ruptura;

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo ao longo da superfície de ruptura;

γ' = peso específico do solo;

hn = profundidade da fatia

ln = comprimento da fatia

α = ângulo entre o raio da superfície de ruptura e o eixo vertical da fatia.

É possível obter um FS mais preciso, se considerarmos as poropressões, adotando a seguinte equação:

$$FS = \frac{[\sum c' \cdot Ln + \tan\phi' \cdot (P \cdot \cos\alpha - u' \cdot Ln)]}{\sum P \cdot \cos\alpha \cdot n}$$

Onde:

P_n = peso da fatia;

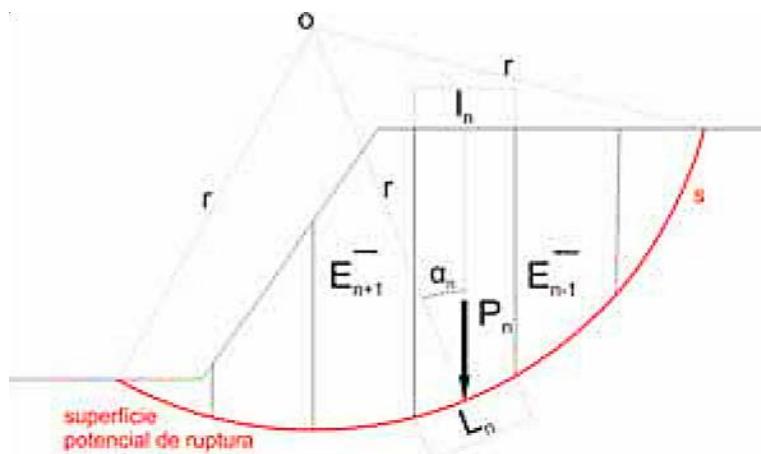
L_n = comprimento da base da fatia;

u' = poropressão no centro da base da fatia.

3.2 Método Simplificado de Bishop

O método proposto inicialmente por Bishop representa um modificaçāo do método de Fellenius, levando em consideração as relações entre as fatias adjacentes (Fiori e Carmignani, 2009). De acordo com Borgatto (2006), o método apresenta uma superestimação do fator de segurança em relação ao método de Bishop na ordem de 15%. A Figura 19 apresenta um modelo de um talude finito com plano de ruptura circular, de raio r .

Figura 19 – Método Simplificado de Bishop



Fonte:

Segundo Fiori e Carmignani (2009), tem-se:

$$FS = \frac{1}{\Sigma(P_n \cdot \operatorname{sen}\alpha_n)} \Sigma \left[\frac{(P_n + E_{n-1} - E_{n+1} - u'n \cdot \cos\alpha_n) \tan\phi' + c' \cdot L_n \cdot l_n \cdot \cos\alpha_n}{\cos\alpha_n + \left(\frac{\operatorname{sen}\alpha_n}{FS} \right) \cdot \tan\phi'} \right]$$

Onde:

c' = coesão ao longo da superfície de ruptura;

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo ao longo da superfície de ruptura;

P_n = peso da fatia;

L_n = comprimento da base da fatia

u_n' = poropressão no centro da base da fatia

α_n = ângulo entre raio da superfície de ruptura e o eixo vertical da fatia

Neste caso, a diferença $E_{n-1} - E_{n+1}$ pode ser considerada igual a zero, com erro resultante desta simplificação da ordem de 1% (FIORI e CARMIGNANI, 2009, p.215).

Assim, tem-se o método simplificado de Bishop (MASSAD, 2003).

Conforme observado, no método de Bishop o fator de segurança está presente em ambos os membros da equação. Na resolução, adota-se para o fator de segurança do segundo termo (F_s'), um valor aproximado, e calcula-se o fator de segurança do primeiro membro (F_s). Se o valor de F_s e F_s' se mostrarem muito distantes, repete-se o procedimento, até que F_s seja aproximadamente igual a F_s' (MASSAD, 2003).

4. MÉTODOS PARA CÁLCULO DE TALUDES REFORÇADOS

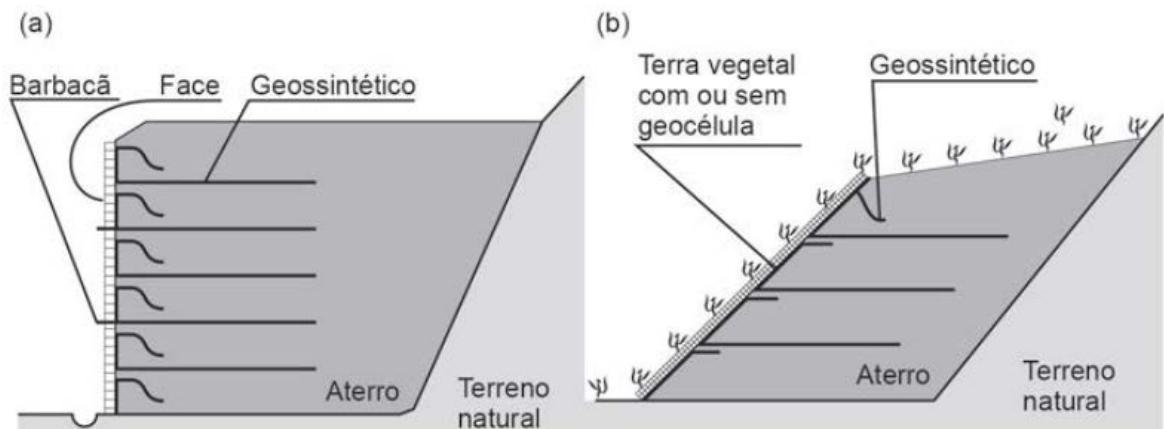
O uso de materiais geossintéticos como elemento de reforço do material de aterro propicia uma redistribuição global das tensões de deformação, permitindo a adoção de estruturas com face vertical (muros) ou maciços mais íngremes (taludes), com menor volume de aterro compactado.

Segundo Vertematti (2015), são inúmeras as vantagens da utilização de geossintéticos como elemento de reforço, do ponto de vista de execução:

- Possibilita a construção de taludes e aterros com inclinações acentuadas;
- Minimiza o impacto ambiental decorrente das obras de contenção;
- Permite a adoção de tipos variados de acabamento da face dos taludes;
- Permite a execução de obras em locais de difícil acesso;
- Permite o uso de mão de obra não qualificada e equipamentos simples;
- Reduz consideravelmente o tempo de construção da obra.

A Figura 20 mostra um corte de estruturas com solos reforçados.

Figura 20 – Estruturas de solos reforçados: (a) muro, (b) talude



Fonte: Vertematti, 2015.

4.1 Materiais Utilizados

Os geossintéticos utilizados para reforço de solo devem restringir as deformações e aumentar a resistência do maciço. Em particular, o reforço deve conferir ao solo a resistência à tração que este não possui. Vertematti (2015).

Os geossintéticos utilizados com mais frequência para reforço de solo são os geotêxteis tecidos e não tecidos, as geogrelhas, as geotiras e os geocompostos resistentes.

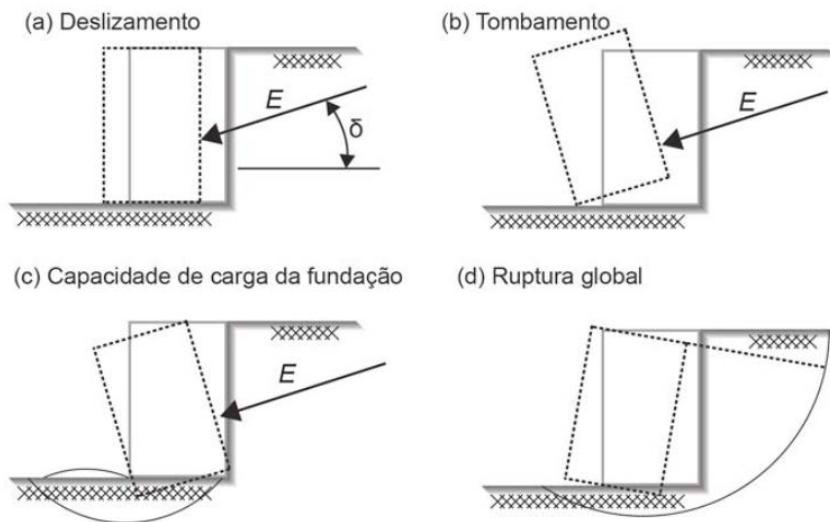
4.2 Critérios de projeto

Uma estrutura de solo reforçado deve atender a condições de estabilidade externa e interna. O dimensionamento consiste em várias etapas de escolhas de dimensões, materiais e verificações de fatores de segurança, conforme será descrito a seguir:

4.3 Análise da estabilidade externa

Na análise da estabilidade externa considera-se o comportamento do conjunto similar ao de um muro de peso ou gravidade. Assim, devemos verificar a possibilidade de quatro mecanismos: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global (Figura 21).

Figura 21 – Mecanismos para análise de estabilidade externa: (a) deslizamentos, (b) tombamento, (c) capacidade de carga, (d) estabilidade global.



Fonte: Vertematti, 2015.

4.3.1 Segurança contra deslizamento

O fator de segurança ao deslizamento FSd é determinado pela razão entre a força resistente e a força de empuxo da terra:

$$FSd = \frac{(y_1 \cdot H) \cdot Lr \cdot \tan\Phi'1}{E} \quad (Equação\ 01)$$

Onde:

FSd = fator de segurança contra o deslizamento ao longo da base;

y1 = peso específico do solo;

H = altura do maciço reforçado;

$\Phi'1$ = ângulo de atrito interno do solo, na base do maciço reforçado;

E = empuxo;

O empuxo ativo (E), no caso mais simples, na ausência de ações de sobrecarga, é dada por:

$$E = \frac{1}{2} \cdot y \cdot H^2 \cdot Ka \quad (\text{Equação 02})$$

O coeficiente de empuxo de terras no estado ativo (Ka), considerando o terrapleno horizontal e desprezando o atrito entre o solo e o muro, a favor da segurança, pode ser calculado pela formulação de Rankine:

$$Ka = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 03})$$

4.3.2 Segurança contra tombamento

O fator de segurança ao tombamento FSt , é definido pela razão entre o momento estabilizantes proporcionado pelo peso do muro e o momento estabilizante gerado pelo empuxo de solo E , e é determinado pela expressão:

$$FSt = \frac{W \cdot \left(\frac{Lr}{2} \right)}{E \cdot yE} \quad (\text{Equação 04})$$

Para se determinar a largura da massa reforçada de modo a garantir a estabilidade quanto ao tombamento, usemos a expressão:

$$Lr = \frac{2 \cdot FSt \cdot yE}{W} \quad (\text{Equação 05})$$

Onde:

Lr = comprimento do reforço ou largura da base da massa de solo reforçado;

FSt = fator de segurança contra tombamento

yE = braço de alavanca do empuxo ativo em relação ao pé da estrutura

4.3.3 Segurança contra ruptura do solo de fundação

Para se garantir que as tensões normais na base do muro estejam sujeitas apenas à compressão, a excentricidade (e) deve ser inferior à sexta parte de Lr, ou seja:

$$e = \frac{E \cdot y E}{R} = \frac{E \cdot y e}{\gamma \cdot H \cdot Lr} \leq \frac{Lr}{6} \quad (\text{Equação 06})$$

4.3.4 Segurança contra ruptura global

Ao se considerar a formulação de Meyerhof (1995) para a distribuição das tensões atuantes na base do muro, tem-se:

$$\sigma = \frac{R}{Lr - Lr \cdot e} \quad (\text{Equação 07})$$

Depois de estabelecida o fator de segurança para a capacidade de carga da fundação, o terreno deve apresentar uma tensão última superior a 305kPa. De acordo com Brinch Hansen (1961) e Sokolvsky (1960), a capacidade de carga do terreno é dada por:

$$q_{lim} = y \cdot D + c \cdot Nc \cdot fci + y \cdot D \cdot (Nq - 1) \cdot fqi + \frac{1}{2} \cdot y \cdot B' \cdot Ny \cdot fyi \quad (\text{Equação 08})$$

Onde:

Q_{lim} = capacidade de carga do solo de fundação;

D = embutimento da fundação da ECSR.

Nc, q, y = fatores de capacidade de carga;

Fci, qi, yi = fatores de excentricidade e inclinação da carga;

B' = largura efetiva da fundação ($Lr - 2e$).

Os fatores de inclinação e excentricidade são:

$$fqi = \left[1 - \frac{Rh}{Rv + B' \cdot c' \cdot \cotan\phi} \right]^2 \text{ (Equação 09)}$$

$$fc_i = fqi - \frac{1 - fqi}{Nc \cdot \tan\Phi} \text{ (Equação 10)}$$

$$fy_i = (fqi)^{\frac{3}{2}} \text{ (Equação 11)}$$

Onde Rh e Rv são, respectivamente, a resultante das solicitações horizontais e verticais.

A Tabela 2 apresenta valores de fatores de capacidade de carga para fundações superficiais corridas, de acordo com Prandtl (1921), Reissner (1924) e Vesic (1975).

Tabela 2 – Resumo das Principais Aplicações

Ângulo de atrito efetivo ($^{\circ}$)	Nc	Nq	Ny
0	5,14	1,00	0,00
15	10,98	3,94	2,65
20	14,83	6,40	5,39
25	20,72	10,66	10,88
30	30,14	18,40	22,40
35	46,12	33,30	48,03
40	75,31	64,20	109,41
45	133,90	134,90	271,76

Fonte: EHRLICH (2009)

Por fim, o fator de segurança para a capacidade de carga da fundação pode ser definido como:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma} \text{ (Equação 12)}$$

A estabilidade externa deverá atender aos fatores de segurança e condições mecânicas apresentados na Tabela 3. (Elias; Christopher; Berg, 2001).

Tabela 3 – Fatores de segurança e condições mecânicas

Verificação	Fator de segurança	Observação
Deslizamento	$\geq 1,5$	Sistemas com $\omega > 65^\circ$
	$\geq 1,3$	Sistema com $\omega < 65^\circ$
Tombamento	$\geq 2,0$	Sistemas com $\omega > 65^\circ$
Capacidade de carga da fundação	$\geq 2,5$	
	$\geq 1,5$	Condições críticas
Estabilidade global	$\geq 1,3$	Condições não críticas
Estabilidade a sismos		Pode-se utilizar FS equivalente a 75% dos valores de FS para análises estáticas
Verificação	Condição mecânica	Observação
Excentricidade	$e \leq B/6$	Sistemas apoiados em solo
	$e \leq B/4$	Sistemas apoiados em rocha

Fonte: EHRLICH (2009)

4.4 Análise da estabilidade interna

Esta análise deve garantir que não ocorram rupturas por tração, arranчamento dos reforços ou instabilidade localizada na face. Alguns métodos foram desenvolvidos ao longo dos anos para o cálculo da estabilidade interna, tais como: métodos de dimensionamento por equilíbrio limite; métodos de dimensionamento empíricos e métodos de dimensionamento com compatibilidade de deformações.

4.4.1 Métodos de dimensionamento por equilíbrio limite

São os mais difundidos e empregados, provavelmente pela facilidade do seu uso e pela familiaridade dos projetistas com os conceitos utilizados.

Segundo Ehrlich (2009), esses métodos adotam as seguintes hipóteses:

- Estrutura em situação de colapso iminente;

- Superfície de ruptura conhecida;
- Comportamento rígido perfeitamente plástico do solo;
- Inclinação e distribuição dos reforços ao longo da superfície de ruptura conhecidas;
- Total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo, ao longo de toda a superfície de ruptura.

Ainda segundo Ehrilich (2009), essas hipóteses são as grandes limitações do método, tendo em vista que as estruturas de solo reforçado geralmente trabalham distantes das condições de ruptura, as superfícies potenciais de ruptura não são bem conhecidas, o comportamento do solo é não linear elastoplástico e a resistência ao cisalhamento é mobilizada de maneira desigual ao longo da superfície potencial, em função da compatibilidade de deformações solo-reforço.

4.4.2 Métodos de dimensionamento empíricos

O método é muito fácil de usar, mas também possui deficiências. Em relação à rigidez, somente faz diferença entre reforços metálicos ou geossintético. As diferenças de rigidez entre vários tipos de geossintético podem ser muito grandes, são desconsideradas. Problema idênticos ocorre em relação à compactação, cujo efeito somente é considerado para os reforços metálicos. O método não faz nenhuma distinção a respeito da energia dos equipamentos de compactação, que também pode variar muito. (EHRILICH 2009)

4.4.2 Métodos de dimensionamento com compatibilidade de deformações

Essas análises são baseadas no comportamento tensão-deformação da massa de solo reforçado, envolvendo, necessariamente, as relações constitutivas do solo, do reforço e, em alguns procedimentos, as propriedades da interface solo-reforço. (Ehrilich, 2009)

A determinação da tensão de tração máxima atuantes nos reforços ($T_{máx}$) é um dos aspectos principais dessa análise. Para reforços planos, a primeira condição de equilíbrio é dada por:

$$T_{máx} = S \cdot v \cdot \sigma x' \quad (\text{Equação 13})$$

Onde σ' é a tensão horizontal média na faixa de influência do reforço em questão.

A máxima tensão de tração atuante em qualquer cama de reforço, para a condição final de construção, é dada por:

$$T_{\max} = S_v \cdot \sigma x' = S_v \cdot K_t \cdot \sigma' z \quad (\text{Equação 14})$$

Onde:

T_{\max} = máxima tensão de tração no reforço ao final da construção;

K_t = coeficiente de empuxo residual ao final da construção;

$\sigma' z$ = tensão vertical no ponto de interesse, ao final da construção.

Para facilitar o emprego do método, Ehrlich e Mitchell (1994), e Dantas de Ehrlich (2000) desenvolveram os ábacos apresentados nas Fig A.1, A.2, A.3 e A.4 do anexo.

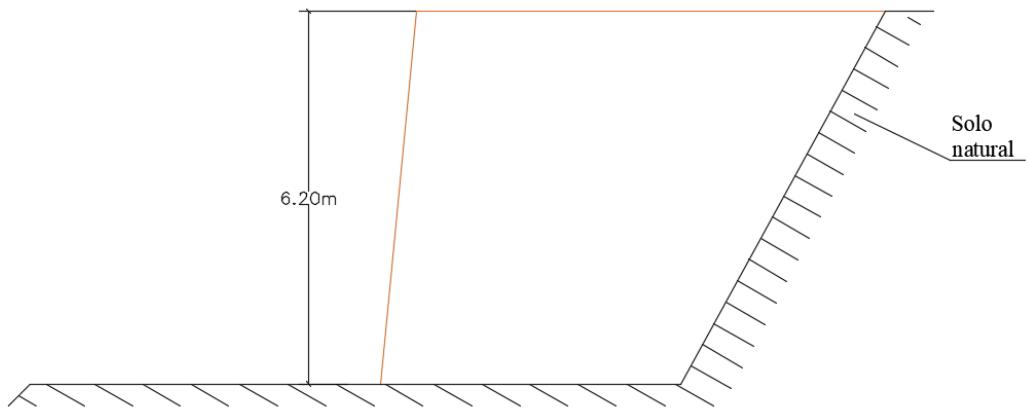
5.RESULTADOS

Para nosso estudo de caso, considerou-se um muro de solo reforçado com face em blocos intertravados de concreto e geogrelhas. Para a análise da estabilidade do muro sem reforço utilizaremos os métodos de Fellinius e Bishop e para o dimensionamento do muro reforçado serão utilizados os ábacos propostos por Ehrlich e Mitchell (1994) para o dimensionamento interno. As características do muro são apresentadas a seguir:

Tabela 4 – Características do muro estudado

Geometria do muro	
Altura do muro	H = 6,20m
Espaçamento dos reforços	S _v = 0,6m (constante)
Inclinação da face	1H:10V
Parâmetros do solo de enchimento:	
Descrição	solo laterítico siltoargiloso, IP=15%
Peso específico	Y = 18kN/m ³
Ângulo de atrito	Φ' = 35°
Intercepro coesivo	c' = 10kPa
Módulo tangente inicial	K = 128
Módulo expoente	n = 0,78
Parâmetros do solo de fundação:	
Iguais aos do solo de enchimento	
Parâmetros do bloco e reforço:	
Tipo de reforço	geogrelha em PVA
Eficiência do acoplamento	85%
Dimensões do bloco	40cm x 40cm e altura de 20cm
Características do rolo compactador:	
Tipo de equipamento	rolo autopropelido Dynapac CA134PD
Tensão vertical induzida	110kPa

Figura 22 – Corte esquemático do talude



5.1 Fator de segurança

Com os dados do talude contidos na Tabela 4 e com as características geométricas do talude vistas na Figura 20, calcularemos o fator de segurança deste talude pelos métodos de Fellenius e Bishop.

- *Fator de segurança por Fellenius*

O método de Fellenius consiste em considerar uma superfície circular de ruptura e fatiar o talude para se obter os parâmetros visto no item 3.1. O fatiamento utilizado para este talude se encontra na Figura 21. Já na Tabela 5 vemos os dados encontrados para este fatiamento. Não foi considerado percolação para este talude.

Figura 23 – Fatiamento método de Fellenius

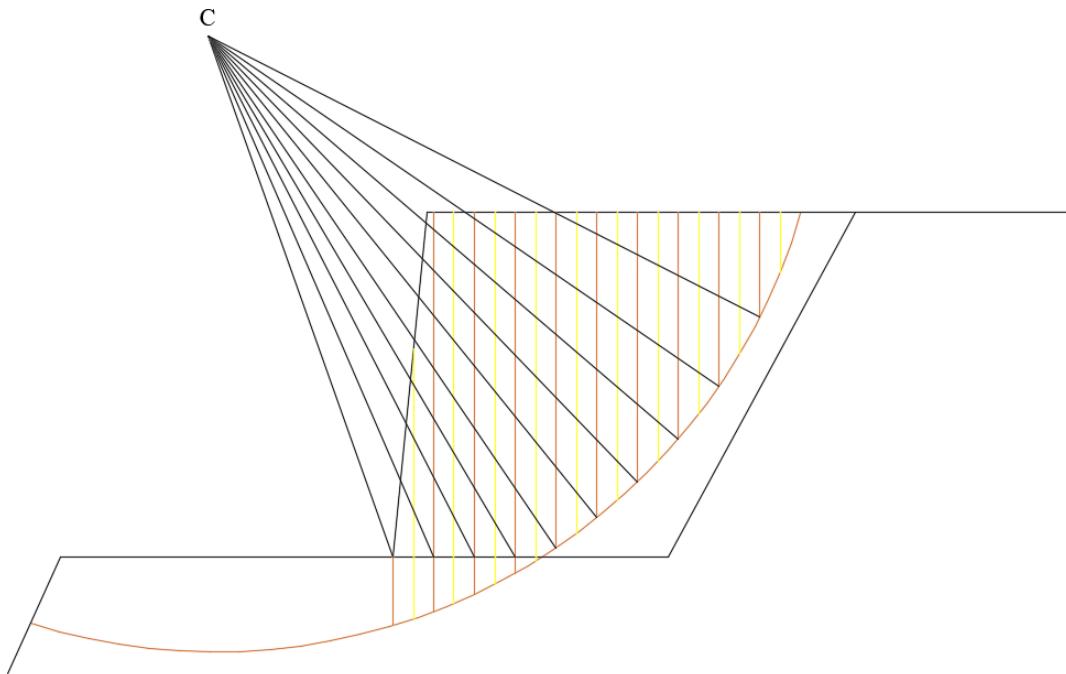


Tabela 5 – Dados Método de Fellenius

Fatia	b (m)	h (m)	α (*)	w (tf)	$\sin \alpha$	$w \cdot \sin \alpha$	$l=b/\cos\alpha$	$c'.l$	$c'.l + w \cdot \cos\alpha \cdot \operatorname{tg}\phi$
1	0,734	4,8429	19,6	6,3984	0,3355	2,1464	0,7791	0,7791	4,9998
2	0,734	7,0279	23,4	9,2853	0,3971	3,6876	0,7998	0,7998	6,7667
3	0,734	6,6834	27,1	8,8301	0,4555	4,0225	0,8245	0,8245	6,3286
4	0,734	6,269	30,5	8,2826	0,5075	4,2037	0,8519	0,8519	5,8489
5	0,734	5,7749	34,2	7,6298	0,5621	4,2886	0,8875	0,8875	5,3061
6	0,734	5,1867	38,9	6,8527	0,6280	4,3032	0,9432	0,9432	4,6774
7	0,734	4,4826	43,9	5,9224	0,6934	4,1066	1,0187	1,0187	4,0067
8	0,734	3,6262	49,4	4,7909	0,7593	3,6376	1,1279	1,1279	3,3110
9	0,734	2,5488	55,6	3,3675	0,8251	2,7786	1,2992	1,2992	2,6313
10	0,734	1,0823	63	1,4299	0,8910	1,2741	1,6168	1,6168	2,0713
					Σ	34,4490		Σ	45,9480

Como $\sum (w \cdot \text{sen}\alpha) = 34,4490$ e $\sum (c' \cdot l + w \cdot \cos\alpha \cdot \text{tg}\phi)$, temos que:

$$FS = \frac{45,9480}{34,4490} \Rightarrow FS = 1,33$$

- *Fator de segurança por Bishop*

Será considerado o mesmo fatiamento (Figura 21), logo teremos os mesmos dados b , h e α . Os dados obtidos se encontram na Tabela 6.

Tabela 6 – Dados Método de Bishop

c'.b	tgα	tgφ	w.tgφ	mα			(c'.b+w.tgφ).l/mα			
				F.S	F.S	F.S	F.S	F.S	F.S	
				1,334	1,358	1,365	1,334	1,358	1,365	
0,734	0,356	0,700	4,480	1,118	1,115	1,114	4,663	4,676	4,680	
0,734	0,433	0,700	6,502	1,126	1,122	1,121	6,425	6,446	6,452	
0,734	0,512	0,700	6,183	1,129	1,125	1,124	6,125	6,148	6,154	
0,734	0,589	0,700	5,800	1,128	1,123	1,122	5,792	5,816	5,823	
0,734	0,680	0,700	5,342	1,122	1,117	1,115	5,415	5,441	5,448	
0,734	0,807	0,700	4,798	1,108	1,102	1,100	4,993	5,020	5,028	
0,734	0,962	0,700	4,147	1,085	1,078	1,076	4,500	4,528	4,535	
0,734	1,167	0,700	3,355	1,049	1,042	1,040	3,896	3,923	3,930	
0,734	1,460	0,700	2,358	0,998	0,990	0,988	3,098	3,122	3,129	
0,734	1,963	0,700	1,001	0,922	0,913	0,911	1,883	1,900	1,905	
							Σ	48,123	48,379	48,448
							F.S	1,36	1,37	1,37

Por este método, encontramos um $FS = 1,37$.

5.2 Estabilidade externa

- *Verificação do deslizamento*

$$Ka = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Ka = \tan^2 \left(45^\circ - 35^\circ \frac{1}{2} \right) \Rightarrow Ka = 0,27$$

$$FSd = \frac{y \cdot H \cdot Lr \cdot \tan\phi'}{\frac{1}{2} \cdot y \cdot H^2 \cdot Ka}$$

Estabelecido o fator de segurança mínimo de 1,5, o comprimento de reforço (Lr) será:

$$Lr \geq \frac{3}{4} \cdot \frac{H \cdot Ka}{\tan\Phi'} \Rightarrow Lr = \frac{3 \cdot 6 \cdot 2 \cdot 0,27}{4 \cdot \tan 35^\circ} \Rightarrow Lr = 1,79m$$

- *Verificação do tombamento*

Com o valor do fator de segurança mínimo estabelecido de 2,0, o comprimento do reforço (Lr) será dado por:

$$Lr \geq \sqrt{\frac{2}{3} \cdot Ka \cdot H^2} \Rightarrow Lr = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot 0,27 \cdot 6^2} \Rightarrow Lr = 2,63m$$

- *Verificação das tensões na base*

Como, para garantir a segurança, a excentricidade (e) deve ser inferior à sexta parte de Lr, termos:

$$e = \frac{E \cdot yE}{R} = \frac{E \cdot ye}{\gamma \cdot H \cdot Lr} \leq \frac{Lr}{6}$$

$$Lr \geq H \sqrt{Ka} \Rightarrow Lr \geq 6,2 \cdot \tan \left(45^\circ - 35^\circ \frac{1}{2} \right) \Rightarrow Lr = 3,22m$$

- *Capacidade de carga do terreno de fundação*

Temos que:

$$\sigma = \frac{R}{Lr - Lr \cdot e} \Rightarrow \sigma = (y \cdot H \cdot Lr) / (Lr - \left(2 \cdot \left(\frac{Ka \cdot H^2}{6 \cdot Lr} \right) \right)) \Rightarrow \sigma = \frac{y \cdot H}{1 - \frac{Ka}{3} \cdot \left(\frac{H}{Lr} \right)^2}$$

Adotando um comprimento de 4,96m (0,8H) para reforços, de forma a evitar arranчamento da zona resistente, teremos:

$$\sigma = \frac{18,6,2}{1 - \frac{0,27}{3} \cdot \left(\frac{6,2}{4,96} \right)^2} \Rightarrow \sigma = 129,97 \text{ kN/m}^2$$

A capacidade de carga do terreno é dada por:

$$qlim = y \cdot D + c \cdot Nc \cdot fci + y \cdot D \cdot (Nq - 1) \cdot fqi + \frac{1}{2} \cdot y \cdot B' \cdot Ny \cdot fyi$$

Onde:

$$fqi = \left[1 - \frac{Rh}{Rv + B' \cdot c' \cdot \cotan\phi} \right]^2 = \left[1 - \frac{93,40}{555,54 + 4,3 \cdot 1 \cdot \cotan 35} \right]^2 \Rightarrow fqi = 0,719$$

Sendo: $Rv = 4,96 \cdot 6,2 \cdot 1,18 = 553,54 \text{ kN}$

$$Rh = E = 93,40$$

$$fci = fqi - \frac{1 - fqi}{Nc \cdot \tan\Phi} \Rightarrow fqi - \frac{1 - 0,719}{46,12 \cdot \tan 35} \Rightarrow fqi = 0,710$$

$$fyi = (fqi)^{\frac{3}{2}} \Rightarrow fyi = (0,719)^2 \Rightarrow fyi = 0,609$$

Com o auxílio da Tabela 2 para encontramos os valores de Nc, Nq e Ny, temos que a capacidade de carga do terrero será:

$$q_{lim} = 18.0,4 + 10.46,12.0,710 + 18.0,4 \cdot (33,30 - 1) \cdot 0,719 + \frac{1}{2} \cdot 18.4,31.48,03.0,604$$

$$\mathbf{q_{lim} = 1627,16 \text{ kPa}}$$

Então o fator de segurança para a capacidade de carga da fundação será:

$$FS = \frac{q_{lim}}{\sigma} \Rightarrow FS = \frac{1627,16}{129,87} \Rightarrow FS = 12,52$$

5.3 Estabilidade interna

Os cálculos para a determinação da estabilidade interna são efetuados para condição final de construção. Esses cálculos tem a finalidade de definir o reforço a ser escolhido, de forma a evitar a ruptura por tração ou arrancamento da zona existente (ver Figura 3). O comprimento, a resistência e a quantidade de reforços a serem utilizados são determinados com base na tensão máxima atuantes nos reforços ($T_{máx}$).

Pare se determinar o módulo de rigidez do reforço (J_r) é necessário escolher um reforço específico, para tanto, deve-se conhecer o $T_{máx}$. Como um é função do outro, é necessário proceder cálculo iterativo.

- *Determinação da tensão vertical induzida pela compactação*

Para o rolo compactador utilizado, a tensão vertical induzida pela compactação é de 110kPa, como vemos na Figura 4.

- *Determinação da $\sigma'zc$*

Para as profundidades nas quais $\sigma'z < \sigma'zc$, ou seja, $\sigma'z < 110 \text{ kPa}$ tem-se $\sigma'zc = 110\text{kPa}$.

- *Determinação de β*

Para a primeira iteração, deve-se adotar um valor adequado para Si, de acordo com o material a ser utilizado como reforço. Para geogrelha de PVA, pode-se considerar $Si = 0,03$

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{Pa}\right)^n}{Si}$$

Para a primeira iteração:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{101,3}\right)^{0,78}}{0,03} = 0,92 \cdot (\sigma'zc)^{0,78}$$

Para as demais iterações:

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'zc}{101,3}\right)^{0,78}}{0,03}$$

Onde $Si = \frac{Jr}{K.Pa.Sv} = \frac{Jr}{128.01,3.0,6} = \frac{Jr}{7781}$

- *Determinação do Tmáx*

O Tmáx é determinado para cada nível de reforço, considerando os valores de β , $\sigma'z$ e $\sigma'zc$ a partir dos ábacos das Figs. A.5, A.6 e A.7 do anexo (Dantas; Ehrlich, 1999). Para a primeira iteração, a partir do valor arbitrado de β , obtemos os valores apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Planilha de cálculo para a primeira iteração

Camada de reforço	Sv (m)	Cota (m)	Lr (m)	Si (kPa)	σ_z (kPa)	σ_{zc}	σ_z/σ_{zc}	β	X (ábaco)	Tmáx (kN)
11	0,6	6,00	4,96	0,03	3,6	110,0	0,03	35,98107394	0,14	0,30
10	0,6	5,40	4,96	0,03	14,4	110,0	0,13	35,98107394	0,14	1,21
9	0,6	4,80	4,96	0,03	25,4	110,0	0,23	35,98107394	0,14	2,13
8	0,6	4,20	4,96	0,03	36,5	110,0	0,33	35,98107394	0,15	3,29
7	0,6	3,60	4,96	0,03	48,0	110,0	0,44	35,98107394	0,15	4,32
6	0,6	3,00	4,96	0,03	59,8	110,0	0,54	35,98107394	0,15	5,39
5	0,6	2,40	4,96	0,03	72,2	110,0	0,66	35,98107394	0,15	6,50
4	0,6	1,80	4,96	0,03	85,2	110,0	0,77	35,98107394	0,15	7,67
3	0,6	1,20	4,96	0,03	99,1	110,0	0,90	35,98107394	0,15	8,92
2	0,6	0,60	4,96	0,03	113,9	113,9	1,00	36,9628762	0,15	10,25
1 (base)	0,2	0,00	4,96	0,03	129,9	129,9	1,00	40,9546653	0,15	3,90

Com base nos valores de Tmáx obtidos na primeira interação, é possível estabelecer as características adequadas dos reforços. Para este caso selecionou-se o reforço cujas características nominais são indicadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Características do reforço selecionado

Característica	Fortrac 35MP
Resistência à tração (kN/m)	35,0
Alongamento na ruptura (%)	4 a 6%
Jr (kN/m)	700
Fator de segurança para dano de instalação em solos arenosos, siltosos ou argilosos	1,05
Fator de segurança para fluência ($td = 75$ anos)	1,514
Fator de segurança para degradação química ($2 < pH < 13$)	1,1
Fator de segurança para degradação biológica	1,0
Resistência de Projeto (Td)	20,0

Fonte: HUESKER, 2007

É possível que o valor de S_i correspondente ao reforço escolhido seja diferente do valor arbitrado na primeira iteração. Realiza-se então uma segunda interação, com o novo valor de S_i , obtendo-se um novo valor de β e novas leituras no ábaco, que conduzirão a um novo valor de $T_{máx}$. Se este for compatível com o reforço selecionado, encerra-se o cálculo. Os cálculos para nova iteração são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Planilha de cálculo para a segunda iteração

Camada de reforço	S_v (m)	Cota (m)	J_r (kN/m)	L_r (m)	S_i (kPa)	σ_z (kPa)	σ_{zc}	σ_z/σ_{zc}	β	X (ábaco)	$T_{máx}$ (kN)
11	0,6	6,00	700	4,96	0,09	3,6	110,0	0,03	11,85	0,15	0,32
10	0,6	5,40	700	4,96	0,09	14,4	110,0	0,13	11,85	0,16	1,39
9	0,6	4,80	700	4,96	0,09	25,4	110,0	0,23	11,85	0,16	2,44
8	0,6	4,20	700	4,96	0,09	36,5	110,0	0,33	11,85	0,17	3,73
7	0,6	3,60	700	4,96	0,09	48,0	110,0	0,44	11,85	0,17	4,89
6	0,6	3,00	700	4,96	0,09	59,8	110,0	0,54	11,85	0,17	6,10
5	0,6	2,40	700	4,96	0,09	72,2	110,0	0,66	11,85	0,18	7,80
4	0,6	1,80	700	4,96	0,09	85,2	110,0	0,77	11,85	0,18	9,21
3	0,6	1,20	700	4,96	0,09	99,1	110,0	0,90	11,85	0,18	10,70
2	0,6	0,60	700	4,96	0,09	113,9	113,9	1,00	11,85	0,19	12,98
1 (base)	0,2	0,00	700	4,96	0,27	129,9	129,9	1,00	4,49	0,23	5,97

- *Resistência admissível do reforço*

Estabelecido u fator de segurança mínimo de 1,5 com respeito à ruptura dos reforços, teremos a necessidade de contar com geogrelha com resistência de cálculo (T_d) de, no mínimo, $12,98 \text{ kN/m} \times 1,5 = 19,47 \text{ kN/m}$. Portanto, o reforço selecionado pode ser utilizado, pois $T_d = 20,0 \text{ kN/m}$.

- *Estabilidade ao arrancamento*

Primeiramente é necessário determinar o comprimento de embutimento disponível além da cunha ativa (L_e), o qual depende da profundidade do reforço:

$$Le = Lr - (H - z) \cdot [\tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - \frac{1}{\tan\omega}]$$

A resistência ao arranqueamento (Pr) pode ser determinada com base nas características do contato solo-reforço e das tensões geostáticas verticais atuantes em cada reforço:

$$Pr = 2F \cdot \alpha \cdot \sigma' \cdot Le \geq FS \cdot Tmáx$$

O fator de efeito de escala (α) será admitido como 1,00 e o fator de resistência ao arranqueamento (F) pode ser determinado por:

$$Pr = 2.0,5.1,0. \sigma' z \cdot [4,96 - 0,42 \cdot (5,8 - z)]$$

$$FS = \frac{Pr}{Tmáx}$$

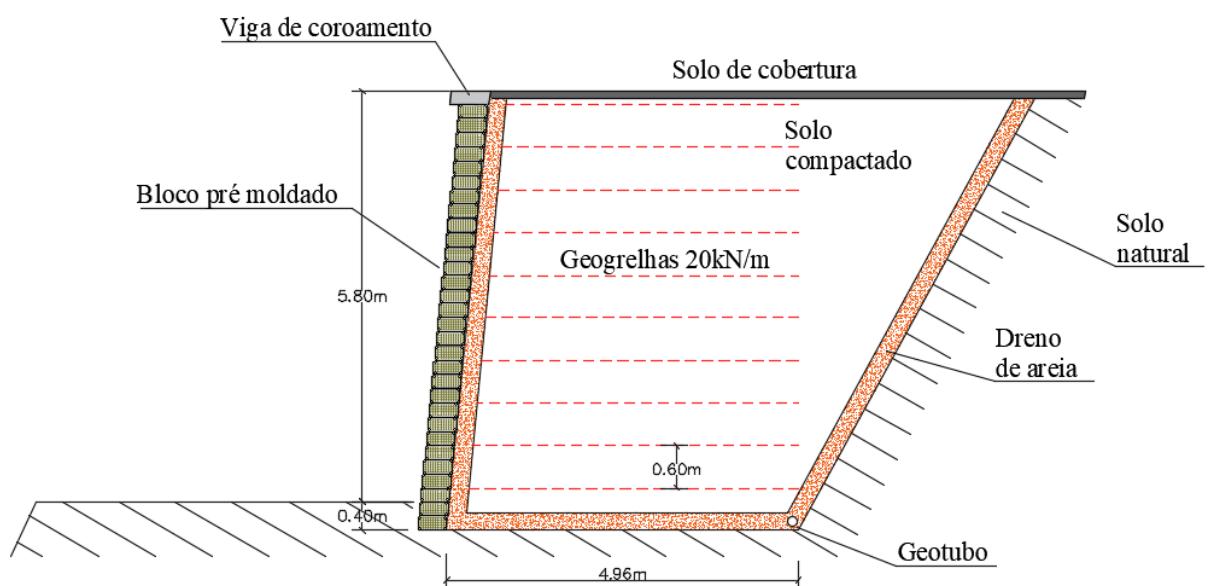
A Tabela 10 apresenta a síntese dos fatores de segurança com respeito ao arranqueamento. O fator de segurança mínimo de 1,5 foi atendido em todos os níveis de reforço.

Tabela 10 – Fatores de segurança com respeito ao arranqueamento

Camada de reforço	Prof. (m)	Le (m)	Pr (kN/m)	Tmáx (kN/m)	F.S
11	0,4	2,69	10,86	0,32	33,5
10	1	2,94	47,59	0,32	146,9
9	1,6	3,20	90,86	2,44	37,3
8	2,2	3,45	141,09	3,73	37,9
7	2,8	3,70	198,86	4,89	40,6
6	3,4	3,95	264,87	6,10	43,4
5	4	4,20	340,02	7,80	43,6
4	4,6	4,46	425,39	9,21	46,2
3	5,2	4,71	522,34	10,70	48,8
2	5,8	4,96	632,53	12,98	48,7
1 (base)	6,2	5,13	745,84	5,97	124,9

A Figura 24 mostra a configuração final do talude estudo.

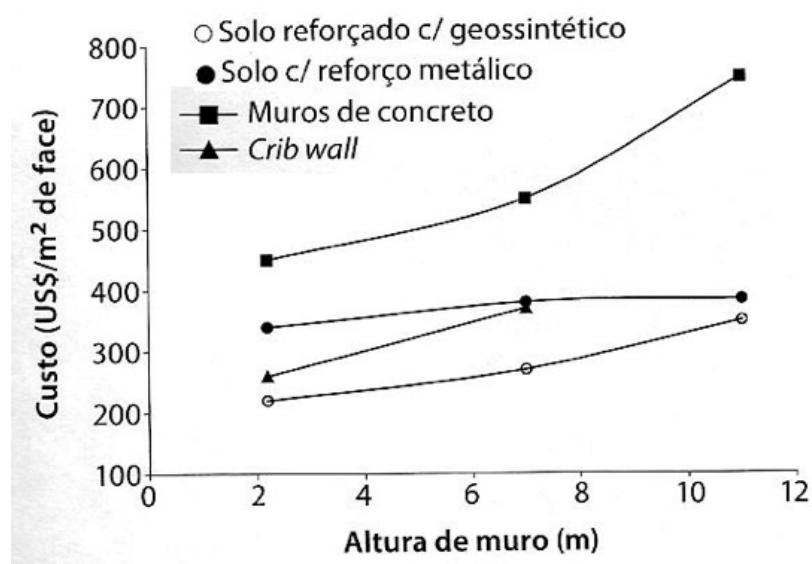
Figura 24 – Seção transversal do muro dimensionado



6.VIABILIDADE FINANCEIRA

Umas das vantagens da utilização de geossintéticos é o custo competitivo em relação a outros métodos. Para Elias, Christopher e Berg (2001), as estruturas de contenção em solos reforçados são soluções econômicas, capazes de apresentar grande tolerância a recalques de fundação, facilidade construtiva e prazo de execução reduzido, tendo ainda a vantagem de não exigirem mão de obra especializada. A Figura 25 apresenta uma comparação de custos de alguns tipos de estruturas de contenção.

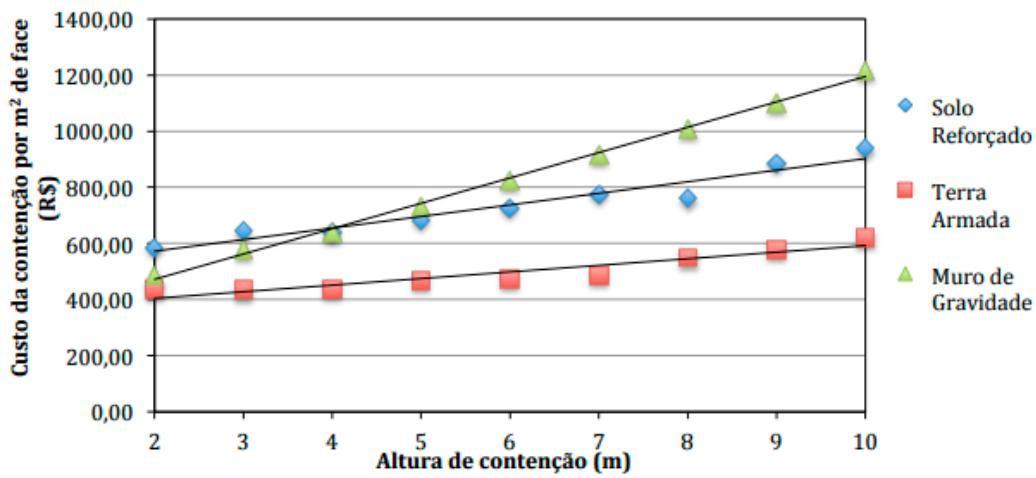
Figura 25 – Custos de construção, por área de face, em função a altura do muro, para várias soluções de contenção



Fonte: Elias; Christopher; Berg, 2001

Em seu estudo de caso, Pessoa (2006) dimensionou e analisou os custos de diferentes técnicas de estabilização de taludes: muro de gravidade, solo reforçado por geossintético e terra armada, para um intervalo de alturas de 2 a 10 metros. Na Figura 26 encontramos os resultados obtidos.

Figura 26 – Gráfico comparativo de custos entre técnicas de contenção avaliadas



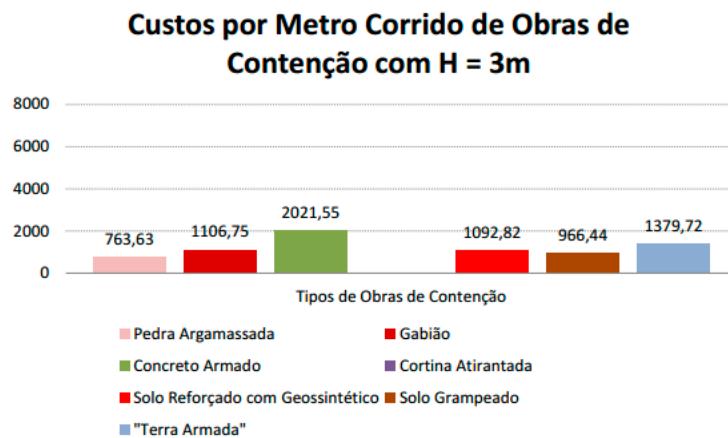
Fonte: Pessoa, 2006

Notamos na Figura 26 que a solução de contenção com geossintéticos se mostra bastante competitivo em relação aos outros dois métodos. Importante ressaltar que, com o aumento da altura da contenção, o método tem um aumento de custo pouco elevado.

Já Leite (2011), em seu estudo de caso, elaborou uma análise orçamentária para diferentes métodos de estabilização de taludes: muro de pedra argamassada, muro de gabião, muro de concreto armado, cortina atirantada, solo grampeado, contenção em “terra armada” e solo reforçado com geossintéticos.

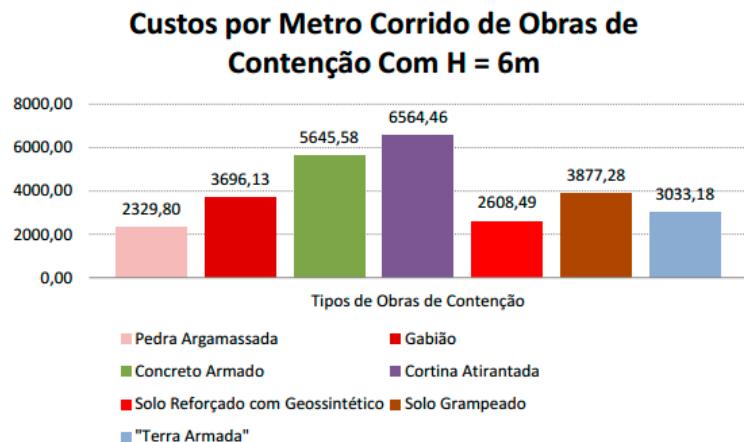
No estudo foram consideradas duas situações: um muro com altura de 3 metros e outro de 6 metros. Nas Figuras 27 e 28 encontramos os valores encontrados no estudo.

Figura 27 – Custo por obra para um talude de 3 metros



Fonte: Leite, 2011.

Figura 28 – Custo por obra para um talude de 6 metros



Fonte: Leite, 2011.

Para a composição dos preços unitários foram utilizados o site do SINAPI e pesquisa de preços da MACCaferri, já para o quantitativo dos materiais foi considerado um trecho de 15 metros para o talude. O orçamento está na Tabela 11. O custo unitário por metro corrido de obra encontrado foi de R\$ 1736,93.

Pela Figura 28, notamos que, para esse talude, o reforço com geogrelha se mostra viável em comparação com os outros métodos. Já comparando com os estudos feitos por Pessoa Leite (2016), para taludes com 6 metros, também percebemos a viabilidade do método, com valores um pouco abaixo da solução com terra armada e com pedra argamassada. Em relação à figura 25, nota-se que apesar do tempo do estudo, as relações de custo se mostram contundentes comparadas aos estudos feitos por Pessoa (2006) e Leite (2011).

Tabela 11 – Custos para construção do talude

Fonte	Código	Serviço	Und.	Quantidade	Pr. Unitário	Pr. Total
SINAPI	83336	Escavacao mecanica, a ceu aberto, em material de 1a categoria, com escavadeira hidraulica, capacidade de 0,78 m ³	m ³	30,00	R\$2,14	R\$64,20
SINAPI	74005/002	Compactacao mecanica c/ controle do $gc \geq 95\%$ do pn (areas) (c/moniveladora 140 hp e rolo compressor vibratorio 80 hp)	m ³	588,45	R\$4,42	R\$2.600,95
SINAPI	34804	Geogrelha tecida com filamentos de poliéster + pvc, resistencia longitudinal: 90 kn/m, resistencia transversal: 30 kn/m, alongamento = 12 por cento, dimensoes 5,15 x 100,0 m	m ²	742,50	R\$24,58	R\$18.250,65
SINAPI	4011	Geotextil nao tecido agulhado de filamentos continuos 100% poliéster rt 10 tipo bidim ou equiv	m ²	742,50	R\$6,92	R\$5.138,10
TOTAL						R\$26.053,90

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os geossintéticos, com suas características e propriedades, tem contribuído para a melhoria de obras geotécnicas. Estes materiais sintéticos têm sido utilizados em substituição aos materiais de construção e como reforço de materiais naturais.

Com a inclusão de materiais sintéticos no aterro, permite a adoção de estruturas com menor volume de aterro compactado, havendo, assim, uma redução do espaço ocupado pela estrutura. O método também viabiliza o emprego de material locais, como solos de qualidade inferior, que a princípio seriam inadequados para contenção, não havendo necessidade de transporte de material de fora da obra.

Apesar de ser estudada desde a década de 80, a utilização de geossintéticos como reforço de solos ainda é passível de uma pesquisa mais abrangente, pois seus métodos ainda são considerados conservadores e pouco realistas.

As geogrelha se mostrou bastante eficiente na estabilização do objeto estudado, obtendo resultados satisfatórios para o fator de segurança interno das camadas e propiciando economia frente a outros métodos.

Por não isolar o completamente o material, a geogrelha não é considerada uma solução única para estabilidade de taludes, necessitando da utilização de geotêxtil para impedir a fuga do solo. Para muros com alturas elevadas (superiores a 4 metros), é indicado outra soluções que impeçam a fuga do material pela face do talude.

Dito isto, notamos que fica a critério do projetista saber qual geossintético deve ser usado para sua contenção, ou se deve usá-los, sabendo que este método se mostra eficiente e economicamente viável, porém com suas limitações.

Por fim, constata-se que no Brasil o estudo dos geossintéticos ainda é muito pobre, mostrando uma certa escassez de informação, e, consequentemente, limitações no desenvolvimento de normas e legislações, muitas vezes sendo necessário recorrer à normas internacionais.

8. REFERÊNCIAS

ABGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. **Geologia de engenharia.** São Paulo: Editores Antonio Manoel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves Brito, 1998.

AUGUSTO FILHO, O. **Cartas de risco de escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela, SP.** 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11682: Estabilidade de taludes. Comitê Brasileiro de Construção Civil. Origem: Projeto 02:04.07-001/90. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 12553 - Geossintéticos – Terminologia.** Rio de Janeiro, 2003.

BARROS, Emanuel. **Identificação De Rupturas Planas, Rupturas Em Cunha E Rupturas Por Tombamento Utilizando Apenas Os Recursos Das Projeções Estereográficas.** 2017. Disponível em: <https://pt.linkedin.com/pulse/identifica%C3%A7%C3%A3o-de-rupturas-planas-em-cunha-e-por-apenas-emanuel-barros>. Acesso em: maio de 2017

BIDIM, **Utilização de geotêxtil bidim no filtro de transição de jusante da barragem do palmital grupo Votorantim.** 2011. Disponível em: <<http://www.bidim.com.br/casosdeobra>>. Acesso em: maio de 2017.

BUENO, B. S. VILAR, O. M. **Propriedades, Ensaios e Normas. Manual Brasileiro de Geossintéticos.** P. 27-62. São Paulo: Blucher, 2004.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos.** 6º edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988a.

CARVALHO, P.A; PEDROSA, J.A.B.A.; WOLLE, C.M. **Aterro reforçado com geotêxteis – uma opção alternativa para a engenharia geotécnica.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1986, Porto Alegre.

CHRISTOPHER, B.R.; GILL, S.A.; GIROUD, J.P.; JURAN, I.; MITCHEL, J.K.; SCHLOSSER, F.; DUNNICLIFF, J. **Reinforced soil structures, v.1 – Design and construction guidelines.** Washington, D.C.: FHWA, 1990. Rep.n. FHWA/89-043.

CITIMAT. **Citimat Impermeabilizantes.** 2006. Disponível em: <<http://www.citimat.com.br/geotubo.html>>. Acesso em: outubro de 2016.

COSTA, C. M. L. LODI, P. C. COSTA, Y. D. J. BUENO, B. S. **Avaliação de recomendações normativas sobre o uso de ensaios no controle de qualidade de fabricação de geossintéticos.** Associação Brasileira de Polímeros, vol 18 nº 2, São Carlos, 2008.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R. e BERG, R.R. (2001) **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes** – Design and Construction Guidelines, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, 394 p.

ERLICH, Maurício. **Muros e taludes de solo reforçado: projeto e execução / Maurício Ehrlich, Leonardo Becker.** – São Paulo: Oficina de Textos, 2009. – (Coleção Huesker: engenharia com geossintéticos.)

FEMA, Federal Emergency Management Agency. **Geotextiles in embankment dams**, 2008, 254 p.

GEOFOCO. **Geomembranas.** 2016. Disponível em: <http://geofoco.com.br/geossinteticos/geomembrana/geomembrana_08/>. Acesso em Maio 2017.

GUIDICINI, Guido, NIEBLE, Carlos Manuel. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação.** São Paulo: Editora Edgar Blücher, 1983.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes.** Universidade Federal do Paraná. 2^a ed. Editora UFPR. Curitiba, 2009. 604p.

HUALLANCA, Rolando Enrique. **Mecanismos de rupturas em taludes altos de mineração a céu aberto.** São Carlo, 2004.

IGS - BRASIL – Sociedade internacional de geossintéticos. **Classificação dos geossintéticos. 2007.** Disponível em: <<http://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/geossinteticos/1.pdf>>. Acesso em: maio de 2017.

IGS BRASIL - Associação Brasileira de Geossintéticos. **Características requeridas para o Emprego de Geossintéticos: Parte 1- Geotêxteis e Produtos Correlatos, 2007.** Disponível em: <<http://igsbrasil.org.br>>. Acesso em: maio de 2016.

IGS BRASIL – Sociedade internacional de geossintéticos. **Geossintéticos em drenagem e filtração. 2007.** Disponível em: <<http://www.geosyntheticsociety.org/wp-content/plugins/resources/documents/Drainage%20and%20Filtration/Portuguese.pdf>>. Acesso em: maio de 2017.

IGS- BRASIL – Sociedade internacional de geossintéticos. Geossintéticos em projetos hidráulicos. 2007. Disponível em: <<http://www.geosyntheticsociety.org/wp-content/plugins/resources/documents/Hydraulic%20Projects/Portuguese.pdf>>. Acesso em: maio de 2017.

KOERNER, R. **Designing with Geosynthetics**, Prentice Hall, 5^a Ed, 2005. 526 p.

LEITE, Guilherme Urquiza. **Análise custo-benefício de obras de contenção**. 2011. 82 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa - Pb, 2011.

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

MACCAFERRI. Manual Técnico: **Critérios gerais para projeto, especificação e aplicação de geossintéticos**. São Paulo, Brasil. 2008.

MUÑOZ, C. S. **Desempenho de Geotêxteis na Filtração de solos Internamente Instáveis**. Dissertação de Mestrado, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2005. 119 p.

NBR ISO 10319. **Geotêxteis - Determinação da resistência à tração não confinada - Ensaio de tração de faixa larga - Método de ensaio**. 2013.

NORTENE. **Geocompostos para drenagem**. Disponível em:<<http://www.nortene.com.br/geossinteticos/geocompostos-para-drenagem/>>. Acesso em: maio de 2017.

NORTÈNE. **Manual de geossintéticos. Departamento Técnico Nortene Plásticos Ltda São Paulo**. 2012. 81 p.

PESSOA, Rafael Gaspar. **Avaliação dos custos construtivos de estruturas de contenção no município de natal/rn**. 2016. 17 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal-rn, 2016.

PIMENTA JUNIOR, I., 2005, **Caracterização Geotécnica e Análise de Estabilidade de Taludes de Mineração em Solos da Mina Capão Xavier**. Tese de M. Sc., UFV, Viçosa, MG, Brasil.

SAYÃO, A. & SIEIRA, A. C. F. **Manual Técnico sobre Reforço de Solos, Maccaferri do Brasil Ltda.** - São Paulo, 2005.

STRAUSS, M. Análise da estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SELBY, M.J. Hillslope materials and processes. 2ed. Oxford: Oxford Univ. Press, 1993.

TEIXEIRA, Análise Numérica de Ensaios em Solo Reforçado com Geogrelhas / Christiano Faria Teixeira; orientador: Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão; co-orientador: Ana Cristina Castro Fontenla Sieira. - Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2006.

THOMAZ, José Eduardo S. Rotina de geração randômica de superfícies críticas na análise da estabilidade de taludes. PUC/RJ, Rio de Janeiro, 1984.

TOMINAGA, L. K. Avaliação de Metodologias de Análise de Risco a Escorregamentos: aplicação de um ensaio em Ubatuba, SP. 2007. 240 f. Tese (Doutorado em Ciências: Geografia e Física) - Departamento de Geografia da Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas da Universidade de São Paulo, São Paulo 2007.

VERTEMATTI, C., Manual Brasileiro de Geossintético. Ed. Blucher. São Paulo, Brasil. 2015.

VERTICAL GREEN DO BRASIL. Geocélula Webflex. Disponível em:<<http://verticalgreen.com.br/tecnologias/controle-de-erosao/geocelula-webflex/>>. Acesso em: maio de 2017.

ANEXO – ÁBACOS DE DIMENSIONAMENTO

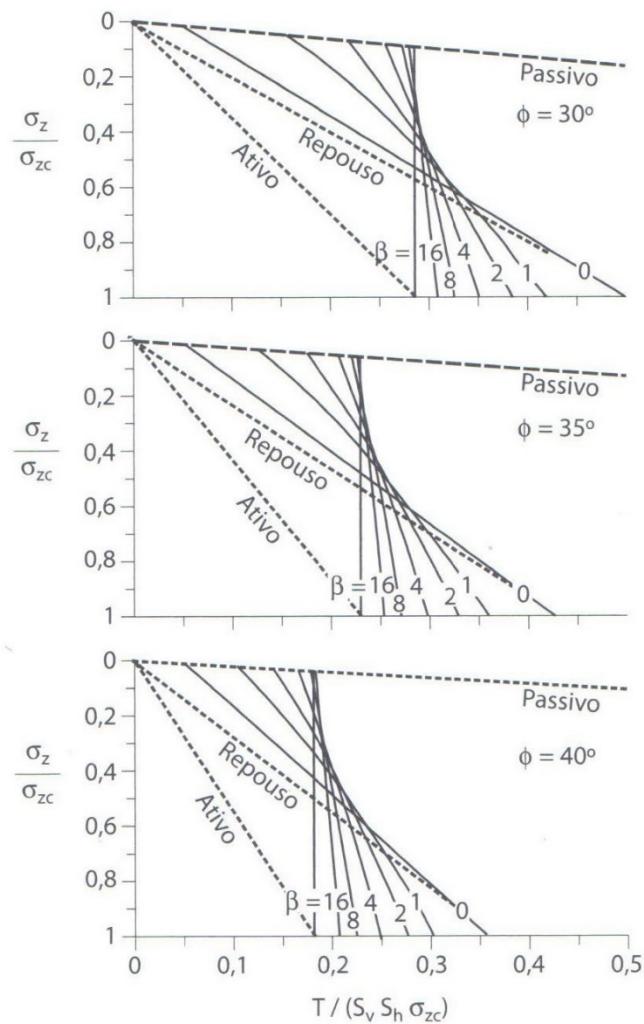


Figura A.1 – Ábacos para determinação de “X” para o cálculo de $T_{máx}$ em estruturas com face vertical (Ehrlich; Michel, 1994)

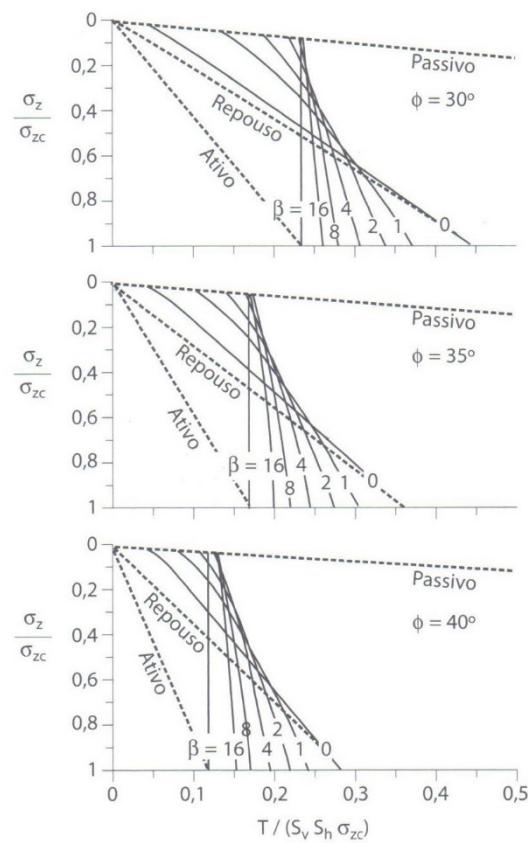


Figura A.2 – Ábacos para determinação de “X” para o cálculo de $T_{máx}$ em estruturas com inclinação de face 3V:1H (Dantas; Ehrlich, 2000a)

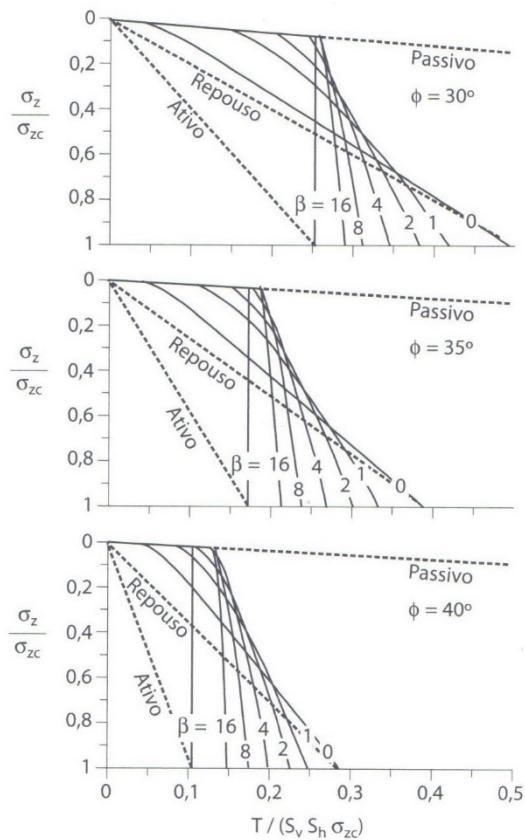


Figura A.3 – Ábacos para determinação de “X” para o cálculo de $T_{máx}$ em estruturas com inclinação de face 2V:1H (Dantas; Ehrlich, 2000a)

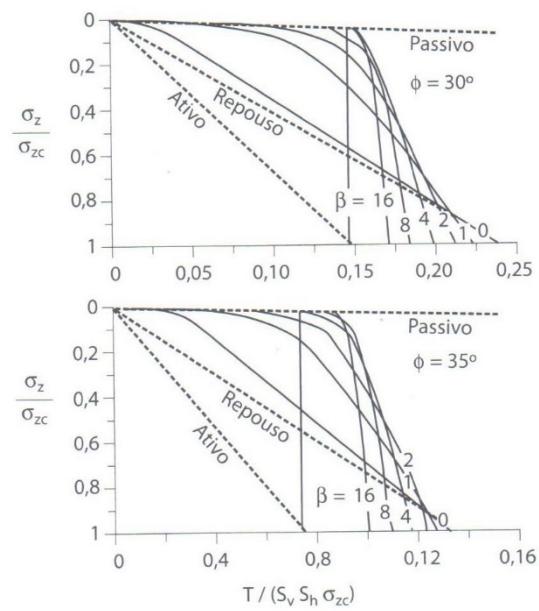


Figura A.4 – Ábacos para determinação de “X” para o cálculo de $T_{máx}$ em estruturas com inclinações de face 1V:1H (Dantas; Ehrlich, 2000a)

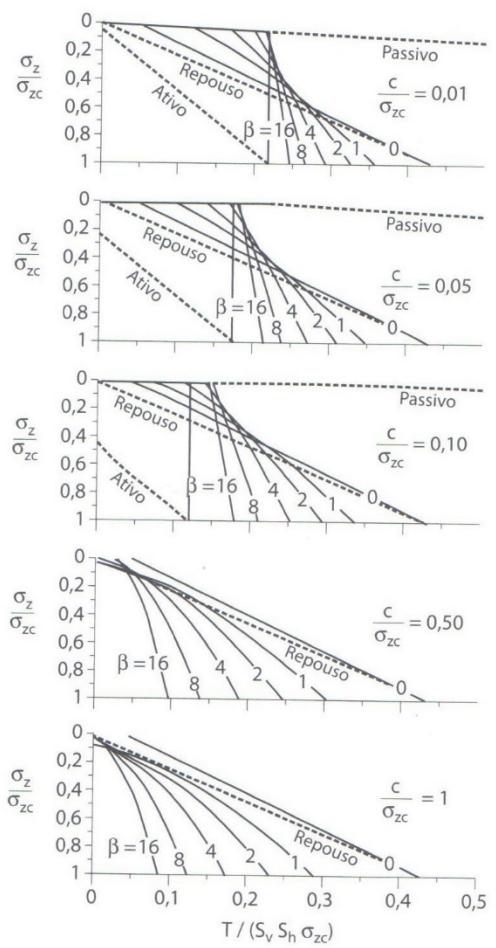


Figura A.5 – Ábacos para determinação de “X” para o cálculo de Tmáx em estruturas com inclinações de face 1V:1H (Dantas; Ehrlich, 2000a)

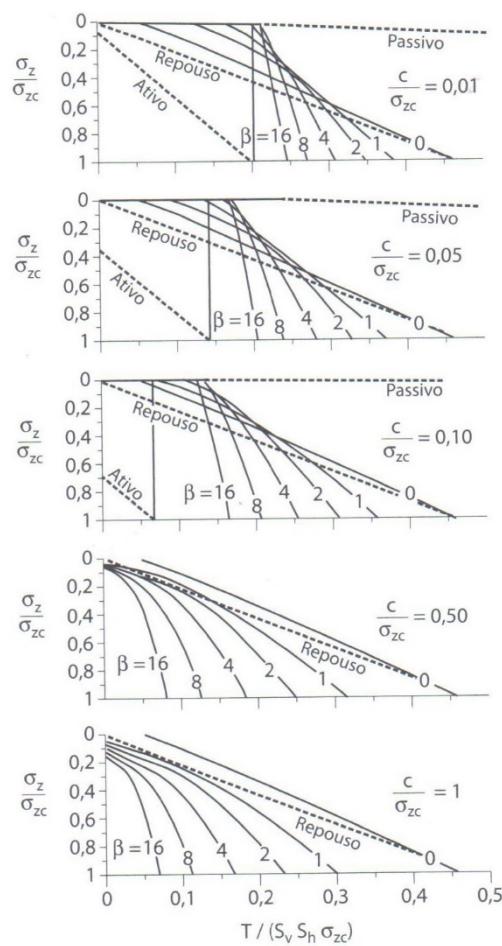


Figura A.6 – Ábacos para determinação de $T_{máx}$, considerando a coesão do solo (Dantas; Ehrilich, 1999), para estruturas com inclinações de face 3V:1H, com $\Phi' = 35^\circ$

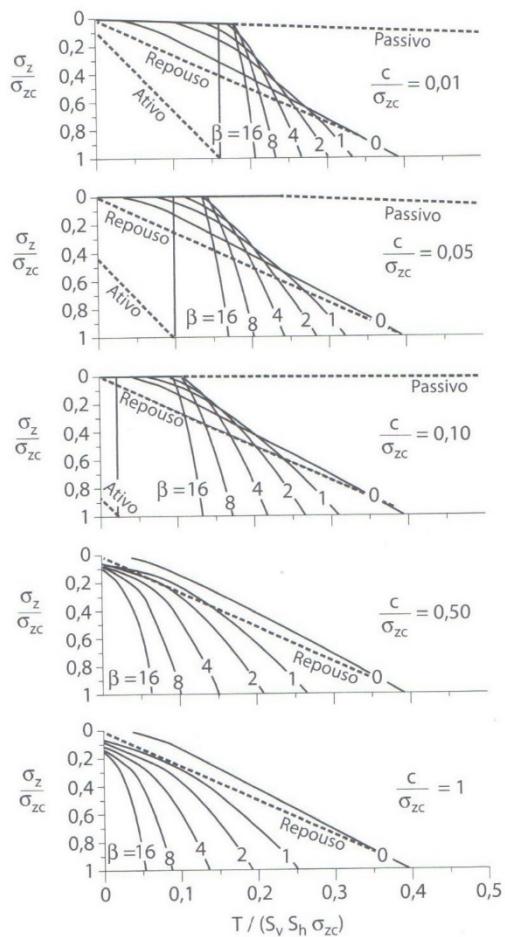


Figura A.7 – Ábacos para determinação de T_{\max} , considerando a coesão do solo (Dantas; Ehrilich, 1999), para estruturas com inclinações de face 2V:1H, com $\Phi' = 35^\circ$