

2

Uso de Geossintéticos como Elemento de Reforço de Solos

2.1.

Introdução

A técnica de reforço de solo por inclusão de geossintéticos vem se desenvolvendo de forma acelerada em todo o mundo, com aplicações diretas em contenção de encostas e em aterros sobre depósitos moles. Na cidade do Rio de Janeiro, em particular, têm sido gastos cerca de R\$ 10 a 30 milhões por ano em contenção de encostas. Este valor pode ser significativamente reduzido através da adoção de novas metodologias de reforço de solo.

Em obras de taludes reforçados, a inclusão de elementos sintéticos (geossintéticos) no aterro propicia uma redistribuição global das tensões e deformações induzidas, permitindo a adoção de estruturas mais íngremes e com menor volume de aterro compactado.

Atualmente, dentre os geossintéticos mais utilizados para reforço estão as geogrelhas. Estas são formadas por elementos resistentes à tração e integralmente conectados. A estrutura polimérica possui aberturas maiores do que seus elementos constitutivos, o que permite uma interação favorável com o solo na interface.

Este Capítulo apresenta os principais tipos de geossintéticos, com ênfase nas geogrelhas. As propriedades relevantes dos geossintéticos serão apresentadas, juntamente com as principais aplicações. Os critérios de dimensionamento de maciços reforçados com geossintéticos serão discutidos, bem como as principais vantagens da utilização da técnica de reforço de solos com geossintéticos.

2.2.

Geossintéticos

A Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) define os geossintéticos como “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros

materiais geotécnicos como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil”.

Os geossintéticos são elementos obtidos a partir de polímeros sintéticos. Estes elementos podem ser utilizados em obras de terra, podendo exercer, basicamente, funções de reforço, drenagem, filtração, separação, proteção e controle de erosão.

A aplicação dos geossintéticos é recente na engenharia geotécnica, tendo se iniciado na década de 60. Desde então, vem apresentando um crescimento contínuo, em especial nos últimos anos. Atualmente, a indústria de geossintéticos movimenta o montante aproximado de um bilhão de dólares anuais, somente nos E.U.A. ou na Europa. Nos mercados asiático e sul-americano os geossintéticos vêm também despontando de forma promissora (Koerner e Soong, 1997).

Um sinal do aumento de interesse que a utilização destes materiais tem despertado na comunidade técnica internacional é a realização de conferências internacionais específicas (Paris, 1977; Las Vegas, 1982; Viena, 1986; Haia, 1990; Singapura, 1994; Maastricht, 1996; Atlanta, 1998; Bolonha, 2000; Nice, 2002), a inclusão, a partir de 1985, de sessões especializadas sobre geossintéticos nas conferências internacionais da ISSMFE (*International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*), a realização de um número crescente de encontros e simpósios nacionais e regionais sobre o tema e a publicação regular de revistas especializadas de elevado nível técnico, como por exemplo, a “*Geotechnical Fabrics Report*”, a “*International Journal of Geotextiles and Geomembranes*” e a “*Geosynthetics International*”).

No Brasil, no início dos anos 80, a ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) criou a Comissão Técnica de Geossintéticos, para divulgar a aplicabilidade dos mesmos. Em 1992, 1995 e 1999 ocorreram os três primeiros Simpósios Brasileiros Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, respectivamente em Brasília, São Paulo e Rio de Janeiro. Em 1996, foi criada a IGS-Brasil, que representa o ramo brasileiro da “*International Society of Geosynthetics*”. Diversos cursos sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente vem sendo organizados pela IGS-Brasil e ABMS. Tais eventos têm sido fundamentais para a difusão dos geossintéticos no âmbito geotécnico. Atualmente, diversas instituições brasileiras de ensino e pesquisa desenvolvem estudos teóricos e experimentais sobre a utilização de geossintéticos, com relevância reconhecida no meio internacional.

2.2.1. Histórico

A utilização de fibras e telas na estabilização e melhoramento dos solos é prática comum desde antes de Cristo. Há três mil anos, os babilônios já inseriam materiais fibrosos na construção de “*ziggurattes*”.

No quinto milênio A.C., usava-se solos compactados reforçados com bambus para a construção de residências no Irã. A Torre de Babel, construída no primeiro milênio, também foi construída com solo reforçado (Ingold, 1994).

A muralha da China, construída há dois mil anos possui seções de argila e cascalho, reforçados com fibras naturais. Diversos materiais vegetais, constituídos de fibras resistentes, foram utilizados em obras do Império Romano. Dentre estes materiais, pode-se citar: estivas de junco, bambu, troncos de árvores, palha, etc. Na Idade Média, eram utilizadas também, as peles de animais.

Na era moderna, a primeira aplicação de geotêxteis, referida na bibliografia data de 1926, nos E.U.A., e destina-se ao reforço de pavimentos de estradas da Carolina do Sul (John, 1987). No entanto, a utilização sistemática deste tipo de material só passou a ocorrer na década de 40, com o desenvolvimento das técnicas de fabricação.

Na década de 60, o engenheiro francês Henri Vidal desenvolveu e patenteou o sistema “Terra Armada”, que consiste na introdução de tiras de aço galvanizado como elementos de reforço de solos compactados (Vidal, 1966). A partir daí, o conceito de solo reforçado avançou rapidamente.

A utilização de inclusões sintéticas começou na década de 50, com o desenvolvimento dos geotêxteis tecidos. Em 1971, iniciou-se a fabricação do primeiro geotêxtil não-tecido no Brasil.

Desde então, a aplicabilidade de geossintéticos para obras de contenção e reforço de fundação vem aumentando gradativamente. No início dos anos 70, foram construídas as primeiras obras de contenção utilizando geotêxteis (Mitchell e Villet, 1987).

No início da década de 80, foi executada a primeira obra de grande porte de solo reforçado no Brasil (Carvalho et al, 1986), na rodovia que liga Taubaté a Campos de Jordão. Nesta obra, foram utilizados geotêxteis para o reforço do aterro da rodovia, assente sobre solo mole.

Nesta mesma época, passam a surgir novos produtos geossintéticos, destacando-se as geogrelhas. As primeiras aplicações de geogrelhas para a estabilização de aterros ocorreram no Japão (Jones, 1996).

O aparecimento constante de novos produtos conduziu à introdução de uma nova terminologia. Em 1983, J.E. Fluet Jr. Introduziu o termo “geossintético” para designar os novos produtos com aplicações geotécnicas. Em 1994, no Congresso de Singapura, a Sociedade Internacional de Geotêxteis e Produtos Afins consagrou universalmente esta terminologia ao adotar a designação de Sociedade Internacional de Geossintéticos.

Nos últimos anos, destacam-se os sistemas híbridos, que combinam estabilidade interna e externa da estrutura. Um exemplo de tal técnica é o sistema Terramesh, que associa a face externa do muro de contenção, formada por gabiões, com capas de malha metálica inseridas no retroaterro de solo (Maccaferri, 1997).

A primeira estrutura documentada que apresenta uma combinação de gabiões e terreno armado foi construída em Sabah, na Malásia, em 1979 (Maccaferri, 1997). Um revestimento vertical de gabiões foi ancorado ao material de aterro por meio de tiras de aço (Figura 1). A estrutura, com 14 metros de altura, suporta um trecho da rodovia que une Kinabalu a Sinsuran. Devido ao sucesso, esta solução foi utilizada em outras contenções nessa mesma rodovia.



Figura 1 - Trecho da Rodovia com Solo Reforçado na Malásia (Maccaferri, 1997)

O estudo do comportamento de malhas metálicas ou poliméricas (geogrelhas) inseridas em solo é complexo e vem despertando o interesse de pesquisadores e fabricantes (Schlosser e Juran, 1983; Forsyth e Bieber, 1984; Jewell et al., 1984a e 1984b; Castro, 1999).

2.2.2. Terminologia e Classificação dos Geossintéticos

De acordo com o projeto de revisão da Norma Brasileira (NBR 12553/99), geossintético é a denominação genérica de um produto polimérico (sintético ou natural), industrializado, cujas propriedades contribuem para melhoria de obras geotécnicas. Os principais tipos de geossintéticos são nomeados e classificados como:

Geotêxtil [GT]: 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 (Figura 2a). De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser não-tecidos, tecidos ou agulhados.

Geotêxtil não-tecido [GTN]: composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos, dividindo-se basicamente em:

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

Termoligado [GTNt]: cujas fibras são interligadas por fusão parcial obtida por aquecimento;

Resinado [GTNr]: cujas fibras são interligadas por meio de produtos químicos.

Geotêxtil tecido [GTW]: oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais de fabricação, denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal).

Geotêxtil tricotado [GTK]: oriundo do entrelaçamento de fios por tricotamento.

Geomembrana [GM]: Produto bidimensional (Figura 2b), de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação.

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

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

Geocomposto [GC]: Produto industrializado, formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos (Figura 2c), geralmente concebido para desempenhar uma função específica.

Geocomposto Argiloso para Impermeabilização [GCL]: Estrutura formada pela associação de geossintéticos a um material argiloso de baixa condutividade hidráulica, especialmente desenvolvido para a função de impermeabilização.

Geocomposto para Drenagem [GCD]: Produto especialmente desenvolvido para drenagem, composto de um geotêxtil atuando como elemento de filtro e de uma georrede ou de um geoespaçador.

Geocomposto de Reforço [GCR]: Estrutura formada pela associação de geossintéticos não similares, desenvolvidos para reforço.

Geobarra [GB]: Produto em forma de barra com função predominante de reforço.

Geotira [GI]: Produto em forma de tira com função predominante de reforço.

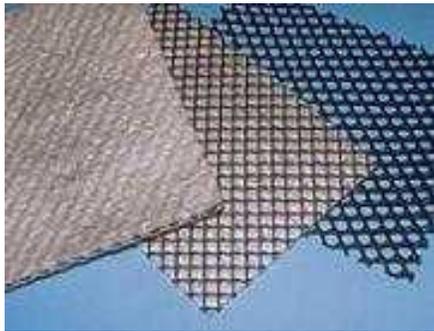
Geoespaçador [GS]: Produto com estrutura tridimensional constituída de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizado como meio drenante.

Georrede [GN]: Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de drenagem.

Geotubo [GP]: Produto de forma tubular com função drenante.

Geomantas [GA]: Produto com estrutura tridimensional permeável (Figura 2d), usado para controle de erosão superficial do solo. É também conhecido como biomanta, no caso do produto ser biodegradável.

Geocélula [GL]: Produto com estrutura tridimensional aberta (Figura 2e), constituída de células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nelas inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão.



(a) Geotêxtil



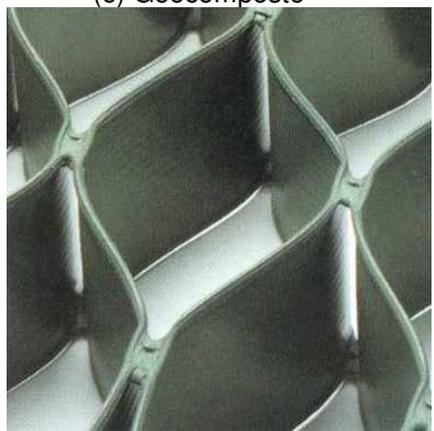
(b) Geomembrana



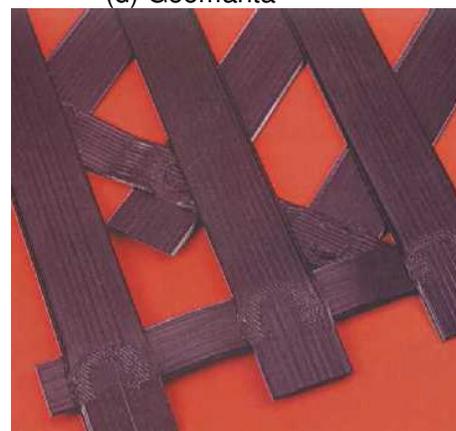
(c) Geocomposto



(d) Geomanta



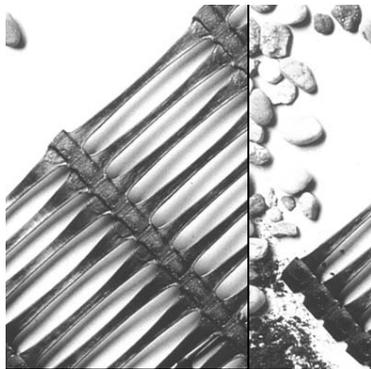
(e) Geocélula



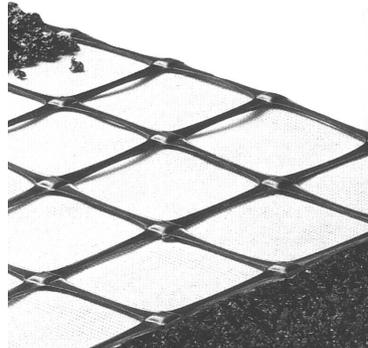
(f) Geogrelha

Figura 2 - Principais Tipos de Geossintéticos

Geogrelha [GG]: Estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo 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, como ilustra a Figura 3.

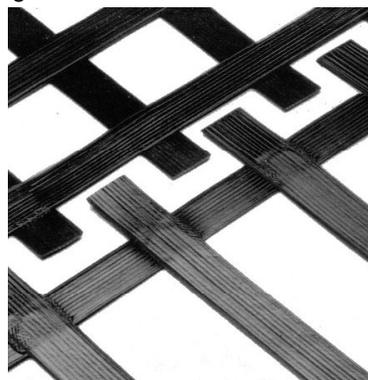
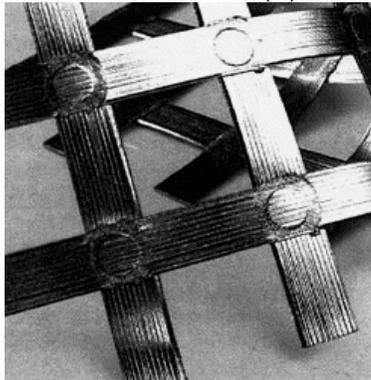


Unidirecional

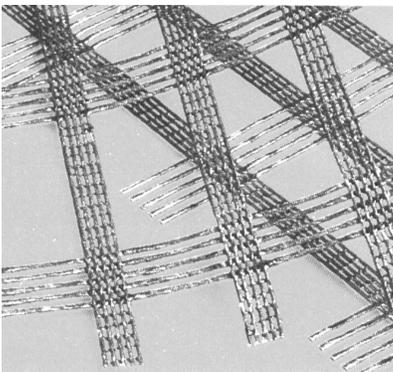


Bidirecional

(a) Estruturas de Geogrelhas Extrudadas



(b) Estruturas de Geogrelhas Soldadas



(c) Estruturas de Geogrelhas Tecidas

Figura 3 - Tipos de Geogrelha

As *geogrelhas extrudadas [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 4.

As geogrelhas podem ser fabricadas a partir de metais, normalmente aço, ou, a partir de polímeros como o polietileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP).

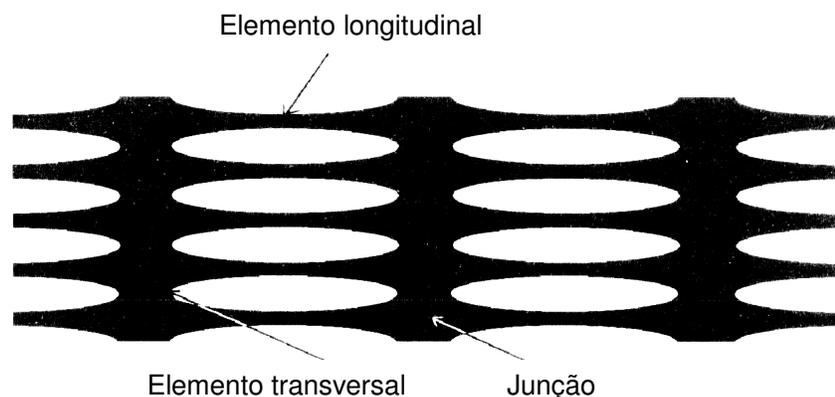


Figura 4 - Elementos Componentes de uma Geogrelha

A configuração das geogrelhas pode variar de acordo com a função e o processo de fabricação. Cada geogrelha possui uma geometria e uma resistência à tração que a caracterizam. A configuração geométrica da malha (tamanho dos orifícios, orientação, porcentagem de área aberta, espessura, etc.) tem papel fundamental na aplicabilidade da geogrelha.

2.2.3. Principais Aplicações dos Geossintéticos

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem sido cada vez maior. Os geossintéticos têm sido utilizados em substituição aos materiais de construção tradicionais e como reforço dos materiais naturais.

Em uma determinada aplicação, um geossintético pode desempenhar várias funções simultaneamente. Sendo assim, para o dimensionamento adequado de uma obra geotécnica faz-se necessário definir quais são as funções desempenhadas pelo geossintético e hierarquizá-las. Desta forma, pode-se definir as características que o geossintético deve possuir para desempenhar adequadamente as funções definidas. As Tabelas 1 e 2 resumem as principais aplicações dos diferentes tipos de geossintéticos utilizados na Engenharia Geotécnica.

Tabela 1 - Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998)

Geossintético	Aplicação						
	Reforço	Filtração	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabilização	Controle de Erosão
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓	✓		✓
Geogrelhas	✓						
Geomembrana					✓	✓	
Geocompostos	✓		✓			✓	
Geobarras	✓						
Geoespaçadores			✓				
Geotiras	✓						
Georredes			✓				
Geotubos			✓				
Geomantas						✓	✓
Geocélula	✓						✓

Um aspecto a ser ressaltado nos geossintéticos é o princípio de equivalência das funções, isto é, ao substituir um material natural (solo, areia, brita, enrocamento) é preciso que o geossintético atenda as mesmas funções em termos de durabilidade, permeabilidade, deformabilidade e resistência.

Tabela 2 - Resumo das Principais Aplicações

Aplicação	Objetivo
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	Reduzir 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

2.2.4. Materiais Constituintes

Os materiais geossintéticos são em geral formados por polímeros, que são substâncias macromoleculares de natureza orgânica, com peso molecular elevado. Os polímeros, por sua vez, são obtidos pela combinação de monômeros, que são moléculas de baixo peso molecular.

O monômero base é uma molécula constituída por átomos de carbono e hidrogênio. Através de mecanismos químicos, os monômeros podem juntar-se, formando longas cadeias moleculares. Este processo é denominado polimerização. A partir de um mesmo monômero, é possível obter polímeros com propriedades distintas, se no processo de polimerização forem utilizados diferentes tipos de aditivos químicos.

O peso molecular de um polímero, que é definido pelo produto entre o peso molecular do monômero base e o grau de polimerização (número de vezes

As propriedades finais do geossintético estão diretamente relacionadas com a composição química e com a estrutura do polímero que o constitui. As poliefinas, que englobam os polímeros polietileno e polipropileno, são facilmente inflamáveis, apresentando grande deformação na ruptura e baixa resistência à fluência. O polipropileno é altamente resistente, podendo ser empregado em ambientes agressivos, como aterros sanitários. Os poliésteres possuem elevado módulo de elasticidade, são pouco deformáveis e apresentam baixa susceptibilidade à fluência. No entanto, os poliésteres são sensíveis à hidrólise em ambientes com pH elevado. As poliamidas são também sensíveis à hidrólise, e, quando submersas, podem ter a resistência à tração reduzida em até 30%.

A melhoria das propriedades de um geossintético pode ser obtida pela introdução de diversos aditivos durante o processo de fabricação. Os aditivos mais vulgarmente utilizados são os estabilizantes térmicos, os anti-UV e os anti-oxidantes.

Um polietileno pode ter as propriedades físicas melhoradas através da introdução de aditivos que aumentem a estabilidade térmica, a resistência à oxidação e às radiações ultravioletas.

O polipropileno é muito susceptível à oxidação, sendo portanto aconselhável a introdução de aditivos contra o envelhecimento. Frequentemente, são também adicionados aditivos ao polímero base, com o objetivo de aumentar a estabilidade térmica, a resistência às radiações ultravioletas e a resistência em meios aquosos.

Os poliésteres são polímeros que apresentam maior resistência e menor fluência. No entanto, este polímero apresenta custo mais elevado e é mais sensível à ação de soluções alcalinas.

Na Tabela 4, estão apresentadas as principais vantagens e desvantagens dos principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos.

2.2.5. Propriedades Físicas

As propriedades físicas dos geossintéticos são determinadas a partir de ensaios de caracterização e independem das condições de utilização. As principais propriedades físicas dos geossintéticos, dentre eles as geogrelhas, são a massa por unidade de área, a espessura e a densidade relativa dos polímeros que os compõem.

Tabela 4 - Vantagens e Desvantagens dos Principais Polímeros

Polímero Base	Vantagens	Desvantagens
Polipropileno Polietileno	Inatividade química em soluções ácidas e básicas Baixo custo	Baixo módulo elástico Elevada deformação sob carga constante (fluência)
Poliéster	Elevado módulo elástico Baixa deformação sob carga constante (fluência) Custo relativamente baixo	Perda das características mecânicas sob a ação de soluções básicas
Poliamida	Elevado módulo elástico Alta resistência à abrasão	Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água Custo elevado

2.2.5.1.

Massa por unidade de área ou gramatura, M_A (g/m²)

A massa por unidade de área é um indicador da uniformidade e da qualidade de um geossintético. Os valores usuais desta grandeza situam-se entre 100 e 300g/m² para os geotêxteis tecidos, 100 e 400g/m² para os geotêxteis não tecidos e entre 200 e 1000g/m² para as geogrelhas (ISO 9864/88, NBR 12568/92).

2.2.5.2.

Espessura Nominal , t_{GT} (mm)

A espessura nominal é definida como a distância entre as superfícies inferior e superior do geossintético, medida para uma dada pressão.

No caso de geogrelhas, corresponde à espessura do geossintético submetido a uma pressão confinante de 2kPa, aplicada em uma área de 2500mm², por placas rígidas paralelas (ISO 9863/88, NBR 12569/92).

2.2.5.3.

Densidade Relativa dos Polímeros ou Porosidade [n_{GT}] (%)

É usualmente determinada em função da gramatura (M_A) e da espessura (t_{GT}) do geossintético, da densidade do filamento (ρ_f) e da massa específica da água a 4°C (γ_a), segundo a expressão:

$$\eta_{GT} = 1 - \frac{M_A}{t_{GT} \cdot \rho_f \cdot \gamma_a} \quad (1)$$

2.2.6. Propriedades Mecânicas

Em praticamente todos os tipos de aplicações geotécnicas, os geossintéticos estão sujeitos a solicitações mecânicas, seja na fase de instalação e construção, seja durante a vida útil da obra.

Durante a fase de instalação, as principais propriedades associadas às solicitações mecânicas são: resistência à tração, resistência à penetração e à perfuração, resistência a danos de instalação e resistência à abrasão.

Durante a vida útil da obra, as principais propriedades associadas às solicitações mecânicas são: resistência à tração, resistência à penetração e à perfuração, resistência ao deslizamento na interface, resistência ao arrancamento e resistência à fluência.

2.2.6.1. Resistência à tração

O comportamento de um geossintético em solicitações de tração depende de vários fatores, tais como: tipo de polímero constituinte, estrutura, processo de fabricação, etc.

A resistência à tração não confinada de geotêxteis e produtos correlatos é determinada a partir de ensaios de faixa larga. Segundo a norma brasileira (NBR 12824/93) e a norma americana (ASTM D-4595), estes ensaios são executados com corpos de prova de 200mm de largura e 100mm de comprimento, submetidos a um esforço de tração sob velocidade de 200mm/min. A dimensão de comprimento refere-se à distância entre as duas garras, localizadas nas extremidades da amostra de geossintético.

Deve-se observar que a norma francesa (CFGG-NF G38-014) adota uma altura de 100mm e uma largura de 500mm. Os ensaios assim executados fornecem valores de resistência à tração em geral 10% superiores aos obtidos segundo as normas brasileira e americana.

Ressalta-se que, no caso das geogrelhas, não é possível definir previamente as dimensões das amostras. Como este tipo de geossintético possui uma malha aberta, deve ser feito um estudo prévio para definir as dimensões representativas ótimas (Yeo, 1985).

No caso de geomembranas, ainda não há uma norma estabelecida, existindo duas propostas diferentes. Uma delas consiste na execução de ensaios em corpos de prova com as mesmas dimensões dos geotêxteis (ASTM) e sob

velocidade de 1mm/min. A outra, seria a execução de ensaios em corpos de prova em forma de alteres (AFNOR).

A resposta dos geossintéticos quando sujeitos à tração é caracterizada pela relação entre a força por unidade de largura (expressa em kN/m) e a deformação longitudinal (expressas em %)

A partir desta relação, pode-se obter o módulo de rigidez, a resistência à tração e a deformação na ruptura.

2.2.6.2.

Resistência à penetração por puncionamento

Os geossintéticos, quando aplicados em obras geotécnicas, podem sofrer descontinuidades, provenientes de uma perfuração ou de um puncionamento (efeito de compressão localizada).

A resistência ao puncionamento é definida com base na medição da vulnerabilidade dos geossintéticos a compressões diferenciais ou a choques provocados pela queda de materiais. A solicitação pode ser concentrada, estática ou dinâmica.

De acordo com as normas ISO 12236/96 e NBR 13359/95, a resistência à penetração por puncionamento estático é determinada utilizando-se punção tipo CBR. O procedimento adotado aplica-se a geotêxteis, geomembranas e produtos correlatos de pequena a média abertura.

O risco de danos por impacto é avaliado através de ensaio de determinação da resistência ao puncionamento dinâmico (ISO 13433/99). A resistência ao puncionamento dinâmico corresponde à energia mínima para que um cone padrão puncione o geossintético.

Os parâmetros de resistência da interface solo-geossintético podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento. A escolha do tipo de ensaio depende do mecanismo de interação desenvolvido na interface solo-reforço.

No Capítulo 3, serão apresentados os detalhes de ambos os tipos de ensaios, juntamente com os métodos de determinação dos parâmetros de resistência da interface.

2.2.6.3. Resistência da Interface Solo-Geossintético

Os parâmetros de resistência da interface solo-geossintético podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento. A escolha do tipo de ensaio depende do mecanismo de interação desenvolvido na interface solo-reforço.

No Capítulo 3, serão apresentados os detalhes de ambos os tipos de ensaios, juntamente com os métodos de determinação dos parâmetros de resistência da interface.

2.2.6.4. Fluência

A fluência pode ser definida como a aptidão de um material ao alongamento, quando submetido a um carregamento estático de longa duração. Em maciços reforçados, o geossintético é submetido à tração durante toda a sua vida útil. Neste caso em particular, é extremamente importante a determinação das características de fluência do material.

Os materiais poliméricos são sujeitos à fluência, ou seja, estes materiais podem sofrer alterações nas propriedades mecânicas ao longo do tempo. O efeito da fluência ao longo da vida útil da obra sobre os valores de resistência à tração obtidos em ensaios de caracterização deve ser levado em conta.

Segundo Bush (1990), o nível de fluência de um material está diretamente relacionado à porcentagem de carga máxima e à temperatura em que ele se encontra.

O efeito da temperatura é relativamente pequeno para variações abaixo da temperatura de transição vítrea do polímero (cerca de +75°C para o poliéster, -15°C para o polipropileno e -100°C para polietilenos de alta densidade). No entanto, acima da temperatura de transição vítrea, o material torna-se muito mais deformável.

Matérias primas tais como poliéster e poliamida apresentam baixa susceptibilidade à fluência, enquanto o polipropileno e o polietileno apresentam maior susceptibilidade. Tal característica pode ser minimizada através de tratamento físico-químico do polímero constituinte e/ou adoção de fatores de segurança que garantam que o elemento de reforço não sofrerá ruptura por fluência ao longo da vida útil.

O ensaio de fluência, (ISO 13431/98) para geotêxteis e produtos correlatos submetidos à tração, propõe métodos para a avaliação do comportamento em deformação e da ruptura por fluência, em tração não confinada.

Para a análise do comportamento em deformação, a norma propõe aplicar 4 níveis de carga (um para cada corpo de prova), selecionados entre 5 e 60% da resistência máxima estabelecida em ensaio índice (ISO 10319/93), medindo-se as deformações ao longo de 1000h.

Na análise da ruptura por fluência, a norma propõe aplicar 4 níveis de carga (utilizando-se 3 corpos de prova para cada nível), selecionados entre 50 e 90% da resistência máxima em ensaio índice, medindo-se o tempo necessário até a ruptura.

Os resultados de ensaios de fluência são apresentados em forma de isócronas de tensão vs deformação, ou em função do tempo para a ruptura por fluência.

2.3.

Maciços Reforçados com Geossintéticos

Os taludes e as estruturas de contenção em solo reforçado constituem uma das principais aplicações das geogrelhas. Como o presente trabalho tem como objetivo a compreensão dos mecanismos de interação solo-geogrelha, será dada uma atenção especial a este tipo de aplicação.

2.3.1.

O Conceito de Solo Reforçado

Um dos modos de melhorar as características de um maciço terroso consiste na introdução de elementos resistentes convenientemente orientados, os quais, pelas suas características, aumentam a resistência e diminuem a deformabilidade do maciço. Neste método, designado por reforço de solos, o comportamento global do maciço é melhorado à custa da transferência de esforços para os elementos resistentes. Uma vez que a introdução dos esforços altera a estrutura global do maciço, o seu efeito é essencialmente estrutural.

A técnica de reforço de solos utiliza inclusões de materiais naturais ou sintéticos no solo. Assim sendo, a utilização de inclusões permite que as obras de terra possam ser construídas com geometria mais ousada e, portanto,

redução de volume. Atualmente, as inclusões são dos mais variados tipos podendo ser feitas de fibras naturais ou sintéticas e materiais metálicos.

Os solos possuem em geral resistência elevada a esforços de compressão, porém baixa resistência a esforços de tração. Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade do reforço. Esta restrição de deformações é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço. Neste caso, o solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões cisalhantes na interface solo/reforço (Wheeler, 1996). A Figura 5 ilustra o princípio básico do comportamento do solo reforçado.

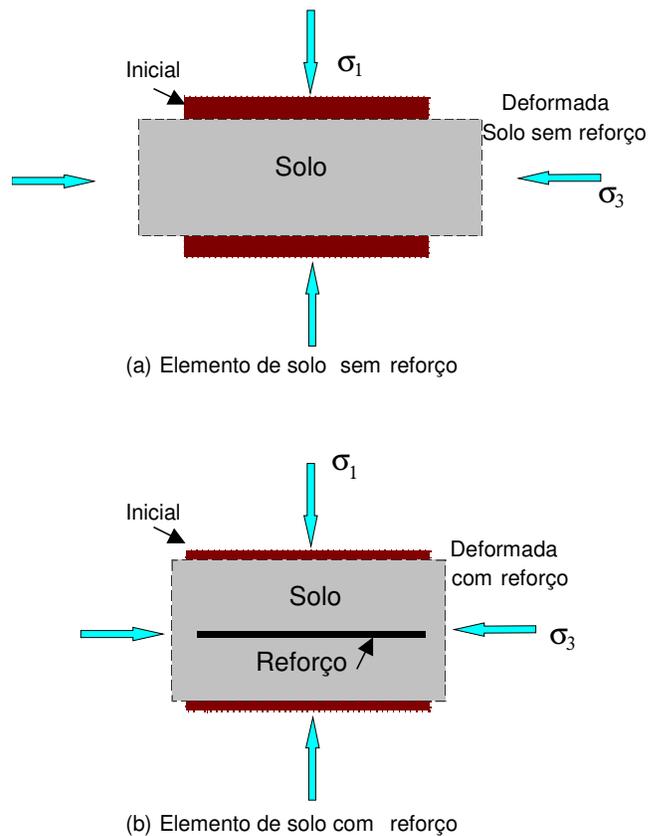


Figura 5 - Elementos de Solo Com e Sem Reforço (Abramento, 1998)

As tensões cisalhantes na interface são absorvidas pelo reforço, que é então tracionado, causando uma redistribuição das tensões no solo. Essa redistribuição de tensões gera uma parcela de confinamento interno, adicional ao confinamento externo já existente.

Um solo não reforçado atinge a ruptura quando a tensão cisalhante excede a resistência ao cisalhamento do solo, em um determinado plano. Porém, quando a massa de solo está reforçada, há um aumento do confinamento. Desta forma, para um mesmo estado de tensões externo, há um incremento da resistência ao cisalhamento do conjunto, como indica a Figura 6. Nesta Figura, está ilustrado o estado de tensões em uma amostra de solo sem e com reforço, em ensaio triaxial de carregamento axial. Percebe-se, que a envoltória do solo reforçado obtida a partir dos ensaios, indica a existência de uma coesão aparente do conjunto.

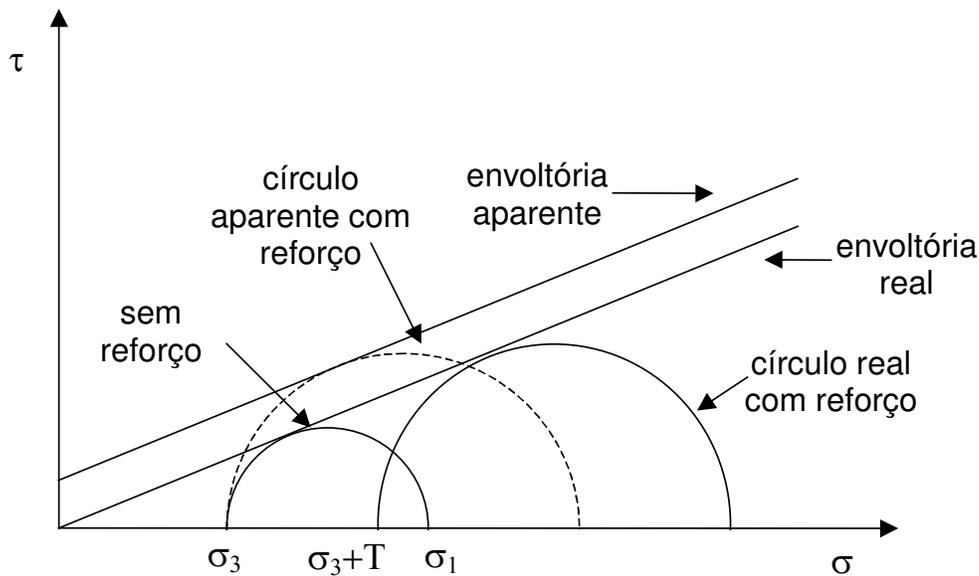


Figura 6 - Aumento de Resistência com a Introdução do Reforço

Os ensaios triaxiais reportados por Broms (1977a) ilustram os efeitos benéficos obtidos através da inclusão de geotêxteis (Figura 7). Os ensaios foram executados em areia densa, sob um nível de confinamento de 21kPa. Foram montados corpos de prova com 2, 3 ou 4 camadas de reforço. Os resultados mostraram que o reforço posicionado nas extremidades do corpo de prova não contribui para um aumento de resistência durante o ensaio triaxial convencional. Ou seja, o reforço posicionado nas extremidades não é solicitado à tração durante o ensaio, não influenciando os resultados. Nos ensaios com 3 ou 4 camadas de reforço, pode-se observar ganhos de resistência significativos. Nestes casos, o geossintético intercepta os planos potenciais de ruptura e ocasiona um aumento na tensão cisalhante.

Os geossintéticos absorvem e redistribuem os esforços da matriz de solo, limitando as deformações laterais das estruturas reforçadas. A transferência favorável de tensões é controlada por dois fatores básicos: a resistência à tração do geossintético sob condições confinadas e a resistência ao arrancamento do geossintético da massa de solo.

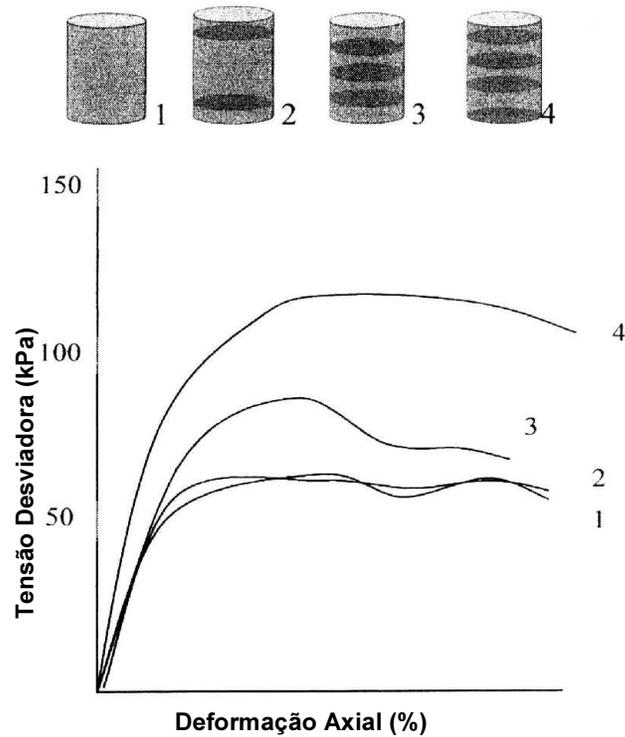


Figura 7 - Ensaios Triaxiais Reforçados: Areia Densa, $\sigma'_v=21\text{kPa}$ (Broms, 1977a)

2.3.2.

Estabilidade de Maciços Reforçados com Geossintéticos

As inclusões de geossintéticos reduzem as deformações no interior da massa reforçada, conferindo ao solo um efeito similar ao do aumento do confinamento. Este confinamento faz com que o material reforçado apresente um melhor comportamento mecânico. A zona reforçada, como um todo, atua similarmente a um muro de peso convencional. O colapso de um sistema solo-reforço pode ocorrer interna ou externamente à zona reforçada.

O dimensionamento de estruturas de solo reforçado é geralmente dividido em 2 etapas de análise: estabilidade externa e estabilidade interna do sistema.

Na verificação da estabilidade externa, considera-se o comportamento do conjunto similar ao de um muro de peso. Calcula-se então, a segurança do maciço com relação aos 4 mecanismos clássicos de instabilização de estruturas de contenção: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global (Figura 8).

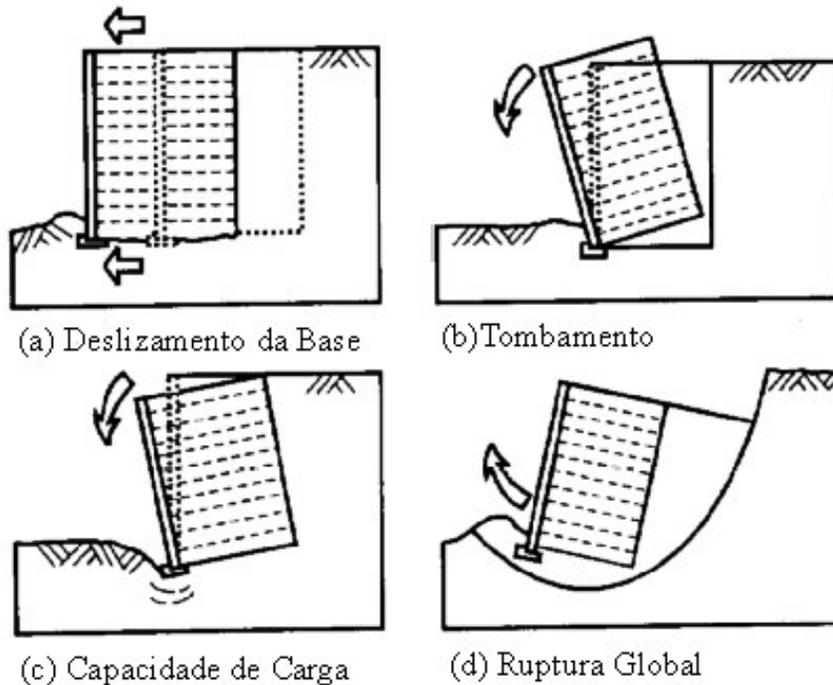


Figura 8 - Mecanismos de Ruptura Externa

A análise da estabilidade interna objetiva a verificação da integridade estrutural do maciço reforçado. Neste caso, 2 condições devem ser verificadas: a ruptura do reforço e o arrancamento do reforço. Na Figura 9, estão ilustrados os diferentes mecanismos de instabilidade interna. No primeiro caso, a inclusão rompe por falta de resistência à tração. Neste caso, a ruptura pode ser catastrófica: a força anteriormente suportada pelo reforço em ruptura é transferida para os outros reforços, o que pode dar origem ao desenvolvimento de uma ruptura progressiva (Lopes, 1992).

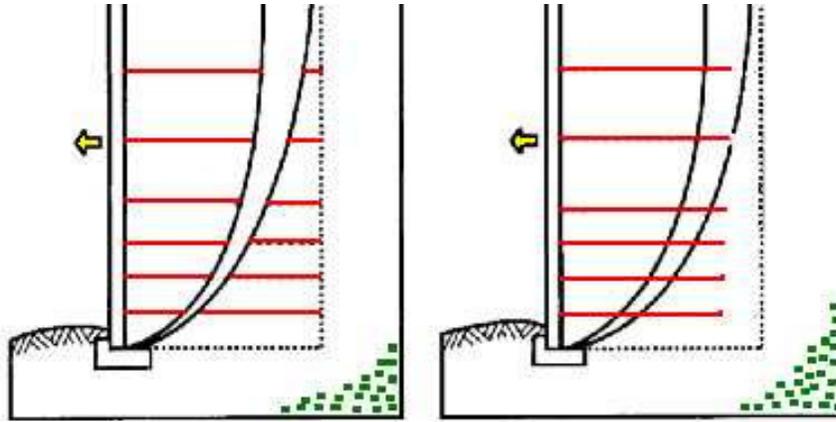


Figura 9 - Mecanismos de Ruptura Interna

No segundo caso, a ruptura ocorre por falta de aderência entre o solo e o reforço. O arrancamento do reforço do interior da massa de solo ocorre quando o comprimento de ancoragem do reforço na zona estável é insuficiente.

É importante salientar que as estruturas de solo reforçado são projetadas para pequenas deformações. Caso haja tendência a ocorrer uma ruptura interna na massa reforçada, o fenômeno de arrancamento pode acontecer em trechos isolados do comprimento de ancoragem, sem que isso prejudique a estabilidade global do sistema. Isso significa que um talude reforçado pode estar rompido internamente sem que as consequências sejam notadas no seu exterior, devido à mobilização progressiva da resistência ao arrancamento. As deformações do reforço nas proximidades da superfície de ruptura podem ter se estabilizado, sem que a resistência à tração seja atingida em alguma das camadas. No caso de ruptura por arrancamento, o que geralmente ocorre é o desenvolvimento de deformações excessivas na massa reforçada.

Os métodos mais usuais de análise da estabilidade interna baseiam-se em considerações de equilíbrio limite e podem ser divididos em métodos de equilíbrio local e métodos de equilíbrio global. No método do equilíbrio local, cada camada de reforço é analisada de forma independente. No método do equilíbrio global, considera-se a contribuição conjunta de todos os reforços, sem a preocupação de estabelecer a parcela correspondente a cada um.

A maioria dos métodos de equilíbrio local baseia-se nas hipóteses de Coulomb e Rankine e em hipóteses adicionais sobre a distribuição dos esforços de tração nos reforços. Uma das hipóteses usuais para a análise da estabilidade interna é que o ponto de tração máxima no reforço é considerado coincidente

com a superfície potencial de ruptura. Segundo Ehrlich e Silva (1992), no caso de geotêxteis e geogrelhas, considera-se que o plano de ruptura faz um ângulo de $45^\circ + \phi'/2$ com a horizontal, onde ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo.

As metodologias propostas para a análise da estabilidade interna baseiam-se no método do equilíbrio limite. As metodologias consideram o equilíbrio de forças e/ou momentos, atuantes ao longo da superfície de ruptura (Silva e Vidal, 1999). Dentre as principais metodologias, pode-se citar: superfícies circulares (Schmertmann et al, 1987), superfícies em espirais logarítmicas (Juran e Schlosser, 1978; Leshchinsky e Boedeker, 1989); superfícies bi-lineares (Schneider e Holtz, 1986 e Schmertmann et al, 1987) e superfícies lineares (Broms, 1978). A Tabela 5 resume os principais métodos de análise da estabilidade interna.

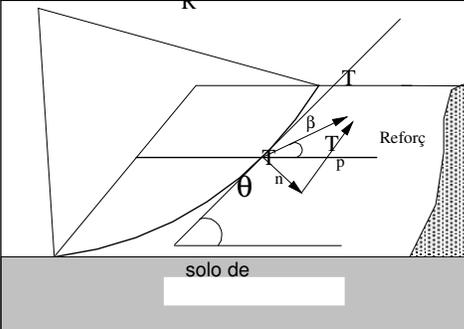
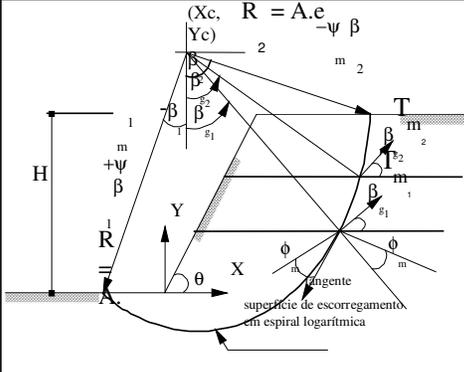
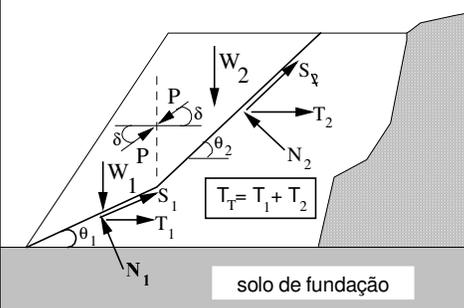
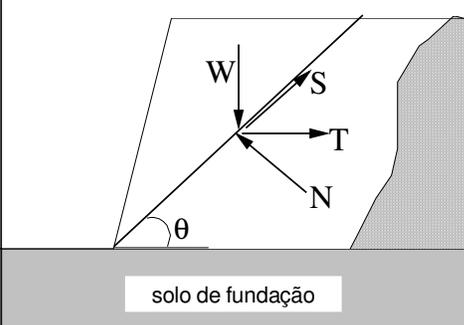
No método das superfícies circulares, a área potencialmente instável é subdividida em fatias ou lamelas. Os esforços nos elementos de reforço são incorporados às equações de equilíbrio para cada fatia isoladamente, utilizando-se comumente o método de Bishop Simplificado.

No método das superfícies em espirais logarítmicas, a resultante dos empuxos é calculada através do equilíbrio de momentos em torno da origem da espiral.

No método das superfícies bi-lineares, o maciço potencialmente instável é subdividido em dois blocos. A interface entre os blocos pode ser vertical ou inclinada. O método das superfícies bi-lineares segue basicamente os mesmos princípios do método de Coulomb. Realiza-se uma análise de equilíbrio de forças no plano da cunha de ruptura, verificando-se a necessidade de uma força resistiva adicional para promover o equilíbrio nos níveis de segurança desejados.

Finalmente, no método das superfícies lineares, a zona instável é caracterizada por uma cunha com base plana, com a superfície fazendo um ângulo constante com a horizontal. A análise da estabilidade é executada de maneira semelhante ao método das superfícies bi-lineares. No entanto, este método deve ser utilizado apenas para a análise de taludes verticais ou bastante íngremes (inclinação da face $> 70^\circ$).

Tabela 5 - Métodos para Análise da Estabilidade Interna de Maciços Reforçados

Superfície Crítica	Referências	Método Gráfico
Circular	Schmertmann et al (1987)	
Espiral Logarítmica	Juran e Schlosser (1978) Leshchinsky e Boedeker (1989)	
Bi-linear	Schneider e Holtz (1986) Schmertmann et al (1987)	
Linear	Broms (1978)	

2.3.3. Definição de parâmetros de dimensionamento

2.3.3.1. Aspectos relativos aos solos

As características do solo utilizado com o reforço interferem diretamente no comportamento da estrutura de solo reforçado. Os solos arenosos são usualmente preferidos para construção dos aterros de estruturas de contenção permanentes por possuírem características geomecânicas adequadas e capacidade drenante elevada (Palmeira, 1993). Em alguns países existem mesmo normas que definem valores limites de algumas características (índice de plasticidade, ângulo de atrito e percentagem de finos) que os solos devem exibir para aplicações em aterros.

A utilização de solos coesivos é limitada por várias razões. Apontando-se, como exemplo, que a aderência entre estes solos e o reforço é baixa e está sujeita a reduções, no caso de se desenvolverem pressões neutras positivas, difíceis de prever e de controlar. No entanto, nem sempre é possível, por razões econômicas, obter o material de aterro com as características desejáveis. Grandes benefícios resultariam, portanto, do desenvolvimento de técnicas construtivas e de teorias que permitissem a utilização de solos coesivos na construção de obras de terra reforçadas.

Christie (1982) efetuou um estudo econômico sobre a diferença existente entre um aterro construído com material ideal (comprado e transportado) e um aterro reforçado construído com material existente no local da obra. O autor cita economias da ordem de 50%, quando são utilizados solos locais.

Mitchell e Zornberg (1994) citam as desvantagens da adoção de solos coesivos e com alto conteúdo de finos como material de aterro: baixa resistência, variabilidade do teor de umidade, deformabilidade volumétrica significativa, “*creep*”, etc. Porém, em casos práticos, com freqüência não há material de empréstimo de boa qualidade nas proximidades da área a ser reforçada, o que limitaria a escolha de reforço como solução.

Por esta razão, nos últimos anos, diversos autores têm realizado ensaios de laboratório visando o estudo da possibilidade de utilização de solos coesivos em aterros, sendo os resultados favoráveis, em especial quando os reforços utilizados são geossintéticos (Jewell e Jones, 1981; Yamanouchi et al, 1982; Christopher e Berg, 1990; Costalonga e Kuwajima, 1995; Bergado et al, 1993).

Ehrlich (1998) relata a utilização de solos coesivos sugerindo, por exemplo, a utilização de solos residuais como aterro. A aplicabilidade de solos com alto teor de finos, na construção de maciços reforçados vem sendo gradativamente mais aceita.

Em diversas obras instrumentadas, verificam-se poropressões negativas durante todo o período construtivo e excelente comportamento em linhas gerais (Ehrlich, 1994 e 1999). No uso de solos finos, sob condições não saturadas, pode-se contar com uma considerável coesão aparente, o que proporciona um ganho extra na resistência ao cisalhamento. Este fenômeno pode ser considerado caso haja um sistema de drenagem confiável a longo prazo.

2.3.3.2. Aspectos relativos ao reforço

A compatibilidade das deformações entre o solo e o elemento de reforço é de suma importância no comportamento de maciços reforçados, gerando inúmeros estudos sobre o comportamento mecânico de reforços (Gray et al., 1982; Jewell e Wroth, 1987). O comportamento tensão-deformação do elemento de reforço é obtido em ensaios de tração em laboratório, com procedimentos de ensaio normalizados (Vidal, 1998).

As primeiras pesquisas sobre a influência da deformabilidade e da resistência do reforço na deformação relativa solo-reforço, e no comportamento geral da estrutura, foram apresentadas por McGown et al. (1978) e Gray e Ohashi (1983).

O papel do reforço consiste em inibir o desenvolvimento de deformações de tração e, conseqüentemente, absorver as tensões de tração. O acréscimo de resistência é máximo quando o reforço está orientado na direção em que se desenvolveriam as deformações principais de tração no solo não reforçado. Qualquer alteração na orientação dos reforços conduz à redução das tensões de tração nos mesmos. Quando a inclinação do reforço coincide ou é próxima às linhas de extensão nula, o solo reforçado pode exibir uma resistência menor do que o solo não reforçado (McGown et al, 1978). Os ensaios de cisalhamento direto realizados por Jewell e Wroth (1987), Palmeira e Milligan (1989) e Ingold (1981) mostram que a resistência ao cisalhamento varia com a inclinação do reforço e confirmam as conclusões enunciadas por McGown et al (1978). No Capítulo 3, a influência da orientação do reforço na resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço será discutida de forma detalhada.

O geossintético, quando submetido a uma carga de tração constante, leva um determinado intervalo de tempo para atingir a ruptura por fluência. A resistência do geossintético a ser utilizada no dimensionamento de um aterro reforçado deve ser baseada na expectativa da resistência do material ao final da vida útil da obra.

Sendo assim, a resistência à tração admissível do reforço deve ser obtida a partir da minoração da resistência à tração característica por um fator parcial de segurança. A resistência à tração característica é obtida em ensaio de tração não confinado em laboratório e é, em geral, fornecida pelos fabricantes de materiais geossintéticos. O fator parcial de segurança é obtido a partir de fatores parciais de redução. A adoção de fatores de redução parciais tem o objetivo de considerar a redução nas propriedades dos geossintéticos devido às condições de instalação e das solicitações durante a vida útil da obra (Koerner, 1998; Vidal et al., 1999). O conceito de fator de redução será detalhado no Capítulo 4.

Um aspecto a ser levado em consideração é a rigidez relativa solo-reforço. A Figura 10 apresenta um modelo simples capaz de representar o mecanismo de mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado. Hipoteticamente, sob condição de deformação horizontal nula, o solo se encontraria em um estado de tensões correspondente ao repouso. Nesta condição, os reforços estariam não tracionados. Com a deformação lateral, as tensões horizontais no solo ($\sigma_{s,x}$) diminuem, tendendo à condição ativa. Simultaneamente, as tensões nos reforços crescem até que o equilíbrio da massa de solo reforçada seja satisfeito. A tensão ou deformação de equilíbrio entre os geossintéticos e o solo depende da relação entre a rigidez do solo e a rigidez do reforço. Esta relação de rigidez é traduzida pelo índice de rigidez relativa (S_i), que pode ser expresso pela seguinte expressão (Ehrlich e Mitchell, 1994):

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{K \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (2)$$

sendo: E_r = módulo de elasticidade do reforço;

A_r = área da seção transversal do reforço;

K = módulo tangente inicial do solo do modelo hiperbólico (Duncan et al, 1980);

P_a = pressão atmosférica;

S_v = espaçamento vertical dos reforços;

S_h = espaçamento horizontal dos reforços.

Pela Figura 10, pode-se deduzir que quanto maior for a rigidez do reforço, menores serão as deformações necessárias para que o equilíbrio seja atendido.

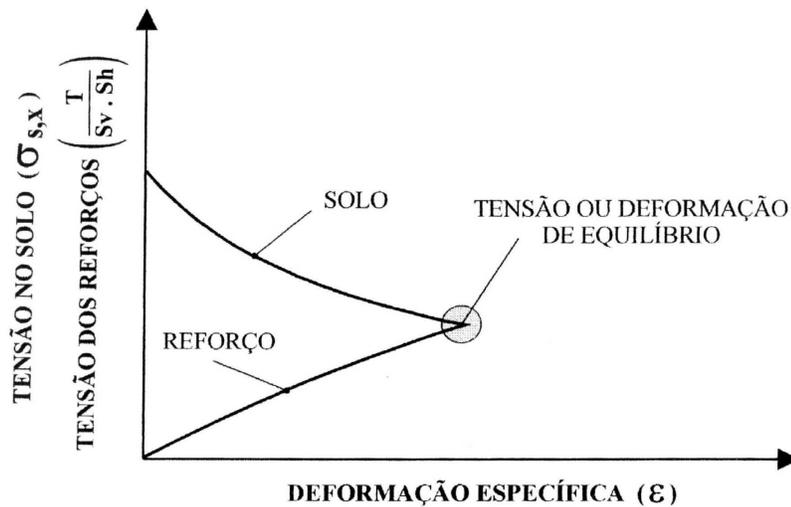


Figura 10 - Mobilização de Tensões em uma Massa de Solo Reforçado (Ehrlich e Mitchell, 1994)

Ressalta-se que, quando o geossintético atua como reforço numa obra geotécnica, é fundamental que atenda satisfatoriamente aos seguintes requisitos: elevada resistência à tração, elevado módulo de deformação, baixa susceptibilidade à fluência, elevado grau de interação com o solo envolvente e durabilidade compatível com a vida da obra. Cada requisito pode ter uma maior ou menor relevância em função das características da obra.

2.3.3.3. Espaçamento entre as camadas de reforço

A análise da estabilidade interna está diretamente associada ao processo de transferência de tensões na interface solo-reforço. A função do reforço é propiciar uma resistência específica à mobilização local de uma potencial superfície de ruptura através do solo. Esses mecanismos podem ser controlados mediante a determinação de espaçamentos e comprimentos apropriados para os elementos de reforço.

Para se determinar o espaçamento entre as camadas de reforço, supõe-se uma distribuição linear de tensões na face do muro, considerando-se a condição ativa do solo. Desta forma, a tensão horizontal total (σ_h) é:

$$\sigma_h = k_a \left(\sigma_v - \frac{2c}{\sqrt{k_a}} \right) \quad (3)$$

onde: σ_v = tensão vertical;

c = coesão do solo de aterro;

k_a = coeficiente de empuxo ativo = $1 - \tan\phi' / 1 + \tan\phi'$ segundo a Teoria de Rankine (1857).

O espaçamento vertical entre camadas de reforço é dado por:

$$e_v = \frac{T_d}{\sigma_h FS_g} \quad (4)$$

onde: T_d = resistência de projeto do geossintético;

FS_g = fator de segurança global.

Existem duas alternativas construtivas para uma estrutura de solo reforçado. O espaçamento entre as camadas de reforço pode ser constante ou variável ao longo da altura da estrutura de contenção. A primeira alternativa produz geralmente um maciço reforçado mais rígido e apresenta como vantagem um controle mais fácil durante a construção. Em contrapartida, esta alternativa representa maior consumo de reforço. A segunda alternativa (espaçamento variável decrescente com a profundidade), apesar de apresentar maiores dificuldades construtivas, permite que os reforços sejam distribuídos de forma a absorverem aproximadamente a mesma carga. Neste caso, produz-se um maciço menos rígido e mais econômico. Entretanto, para a obtenção de uma estrutura mais rígida, o espaçamento deve ser uniforme e as camadas superiores de reforço mais longas.

2.3.3.4. Ancoragem da extremidade interna do reforço

O comprimento total da geogrelha pode ser dividido em 2 parcelas: o comprimento ancorado e o comprimento inserido na zona ativa. A definição destas parcelas depende do mecanismo de ruptura adotado (superfície circular, espiral logarítmica, bi-linear ou linear). A maioria dos métodos admite uma superfície de ruptura simplificada, como a sugerida por Rankine (1857) para a condição de ruptura ativa, como indica a Figura 11.

Neste caso, o comprimento total do reforço é dado por:

$$L = L_a + L_r \quad (5)$$

onde: L_r é o comprimento do reforço na região ativa e L_a é o comprimento do reforço na região passiva

Pela Figura 11, observa-se que, para taludes verticais ($\beta=90^\circ$):

$$L_r = (H - z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (6)$$

Logo, o comprimento de ancoragem é dado por:

$$L_a = \frac{e_v \sigma_h FS_a}{2(c + \sigma_v \tan \delta)} \quad (7)$$

onde: δ = ângulo de atrito solo-reforço;

FS_a = fator de segurança com relação ao arrancamento;

σ_v = tensão vertical;

H = altura do maciço reforçado

Recomenda-se um comprimento mínimo de ancoragem de 1,0m (Broms, 1977b).

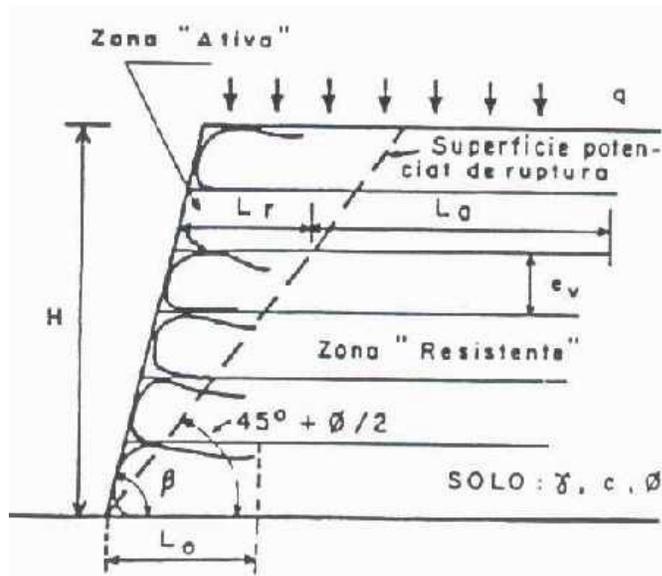


Figura 11 - Geometria de um Muro Reforçado com Geossintético

Ressalta-se que caso haja tendência a ocorrer uma ruptura interna na massa reforçada, o fenômeno de arrancamento pode acontecer em trechos isolados do comprimento de ancoragem, sem que isso prejudique a estabilidade global do sistema.

Leshchinsky e Perry (1989) afirmam que o comprimento ancorado, determinado a partir da análise na condição ativa, pode ser insuficiente. Segundo os autores, no campo pode ocorrer uma situação mais crítica, causada por esforços oriundos dos processos de compactação, ou quando o maciço não se deforma o suficiente para atingir a condição ativa.

Jewell (1991) propõe ábacos para o pré-dimensionamento de muros reforçados com geogrelhas, fundados sobre solos com capacidade de carga adequada. Estes ábacos foram desenvolvidos supondo-se a existência de uma superfície de ruptura em forma de cunha bi-linear. A utilização de tais ábacos requer o conhecimento dos parâmetros geométricos do muro (altura do muro e inclinação da face), dos parâmetros do solo (ângulo de atrito e peso específico), das condições de poropressão e da presença de sobrecarga. Os ábacos propostos por Jewell (1991), apesar de desenvolvidos para maciços reforçados com geogrelhas, têm sido utilizados também, no caso de maciços reforçados com geotêxteis (Koerner, 1998).

2.3.3.5. Distribuição das Tensões Horizontais

De maneira geral, na determinação das tensões atuantes no solo, adota-se o valor do coeficiente de empuxo ativo segundo Rankine (k_a). A adoção de k_a é considerada como sendo mais apropriada para sistemas que sofrem deformações laterais significativas, como os geotêxteis, por exemplo.

No caso de utilização de reforços rígidos, como grampos de aço, as deformações laterais são fortemente restringidas e comumente considera-se mais apropriada a condição de repouso ($k_0 = 1 - \text{sen}^2\phi'$).

A distribuição de tensões horizontais está relacionada com a distribuição de esforços no reforço. Pode-se dizer então, que os fatores que influenciam a distribuição de esforços no reforço também influenciam o valor das tensões horizontais. Desta forma, a adoção de k_a ou k_0 ao longo de toda a altura da estrutura pode levar a erros consideráveis.

A distribuição de tensões horizontais também é influenciada pela compactação, a qual tem efeito dependente da rigidez dos reforços. De acordo com Jones (1988), a compactação gera tensões laterais residuais significativas, sugerindo que predomine a condição k_0 até uma certa profundidade denominada "crítica". Segundo este autor, a intensidade das tensões induzidas pela

compactação depende da presença de elementos (reforços) que restrinjam as deformações, permitindo o desenvolvimento de tensões residuais devido a este tipo de operação.

Assim, as tensões de tração que se desenvolvem nos reforços são proporcionais às tensões induzidas pela compactação na direção normal à face da estrutura. A compactação exerce influência significativa no valor da tensão máxima atuante nos reforços, aumentando as tensões horizontais de tração nestes elementos (Riccio Filho, 2001).

A compactação pode se entendida como uma espécie de sobre-adensamento do solo. A Figura 12 apresenta a trajetória de tensões efetivas (TTE) de um ponto no interior da massa de solo durante a construção de um aterro compactado em camadas. A tensão $\sigma'_{zc,i}$ é a máxima tensão vertical induzida durante a operação do equipamento que inclui as forças de origem dinâmica. Inicialmente, tem-se o estado de tensões (1) resultante do lançamento da própria camada de solo. A operação de compactação gera acréscimo na tensão vertical efetiva elevando-a para $\sigma'_{zc,i}$ e gera aumento da tensão horizontal. A TTE segue para o ponto (2). Com a retirada do equipamento, ao final da operação de compactação, a tensão vertical retorna ao valor inicial, σ'_{z} . No entanto, como o solo não é um material elástico, a tensão horizontal não retorna ao valor inicial, como representado em (3). A construção das camadas seguintes provocará acréscimo nas tensões (4). O efeito da compactação deixa de ser significativo quando a tensão vertical decorrente do peso próprio das camadas ultrapassar a tensão vertical máxima induzida durante a operação de compactação $\sigma'_{zc,i}$.

Ehrlich e Mitchell (1994) apresentam um procedimento fechado capaz de considerar a influência das tensões induzidas pela compactação nas análises de estabilidade e da rigidez relativa solo-geogrelha.

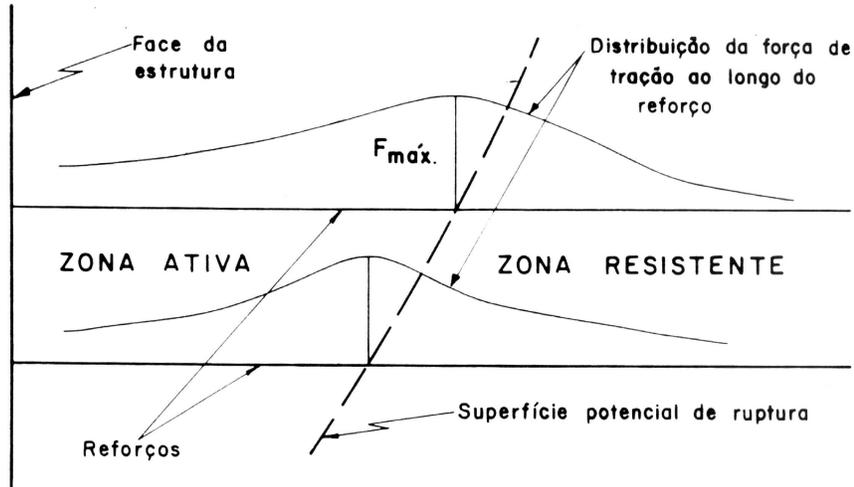
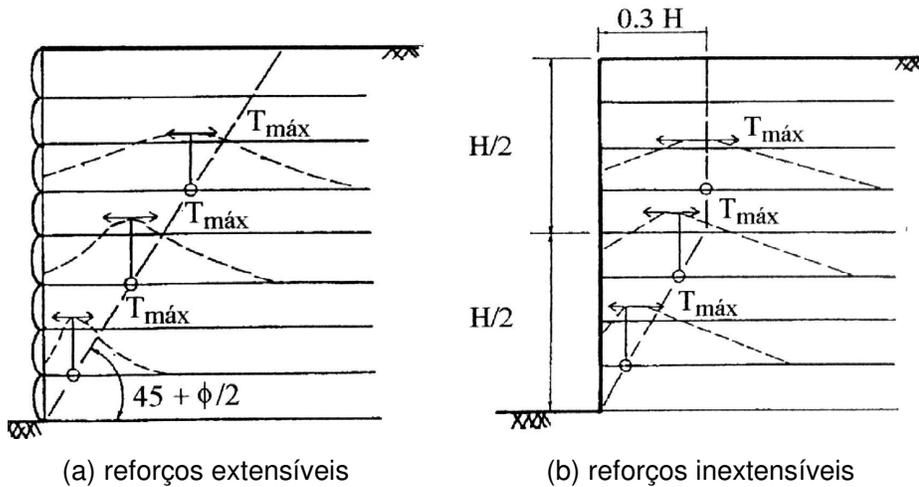


Figura 13 – Distribuição dos Esforços de Tração na Camada de Reforço (Silva, 1991)



(a) reforços extensíveis

(b) reforços inextensíveis

Figura 14 - Ponto de Atuação de T_{max} para Muros Reforçados (Christopher et al, 1990)

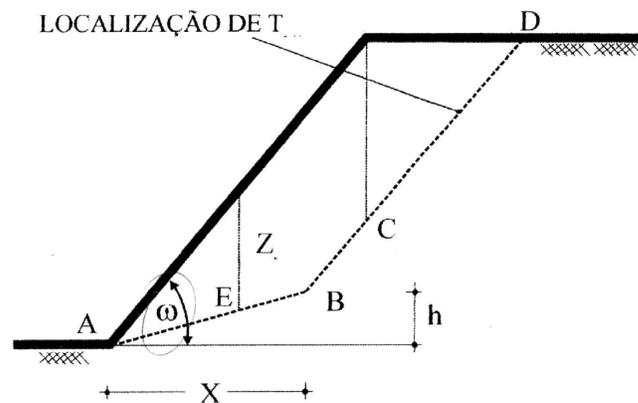


Figura 15 - Ponto de Atuação de T_{max} para Reforço de Taludes Íngremes (Dantas e Ehrlich, 2000)

2.3.4. Vantagens da Técnica de Solo Reforçado com Geossintéticos

A utilização de geossintéticos em obras de solo reforçado apresenta vantagens técnicas e econômicas. A principal vantagem é o baixo custo do método, quando comparado a outros métodos tradicionais. Análises comparativas entre os custos de obras de contenção podem ser encontradas em Mitchell e Villet (1987), DER (1986), Jones (1988) e Christie (1982). Este benefício é decorrente do preço das matérias primas utilizadas e da facilidade e rapidez de execução.

A inclusão de elementos sintéticos no aterro permite a adoção de estruturas mais íngremes e com menor volume de aterro compactado. Com isso, a ocupação do solo fica racionalizada pois há uma redução do espaço ocupado pela estrutura.

Com a utilização de reforço, podem ser empregados solos locais, de qualidade inferior, que seriam inadequados para uma estrutura de contenção. Desta forma, não há necessidade de transportar solos mais adequados para o local da obra, sendo necessário apenas importar o geossintético para reforço.

A redução de volume de aterro e a utilização de solos locais constitui tornam a alternativa economicamente atraente, com reduções significativas de custos em relação ao custo de soluções convencionais.

O processo construtivo é simples, não exigindo mão de obra qualificada, nem equipamentos específicos. A facilidade de execução permite a execução de obras em locais de acesso difícil. Além disso, o tempo de execução da obra é geralmente reduzido.

Os diversos tipos de acabamento das faces possibilitam a adaptação estética ao ambiente, diminuindo consideravelmente o impacto ambiental causado por obras de contenção. O tipo de acabamento determina a aparência final da estrutura e, por conseguinte, deve obedecer às restrições estéticas impostas. A Figura 16 apresenta os principais tipos de acabamento utilizados: vegetação, concreto projetado, geomantas, blocos pré-moldados e gabiões. A utilização de pneus no acabamento da face tem sido utilizada em menor escala, mas apresenta-se como uma alternativa economicamente viável (Azambuja et al, 2001).



(a) Vegetação



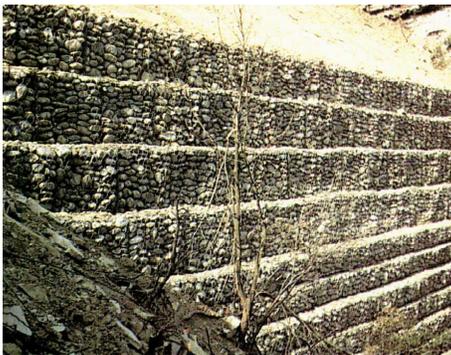
(b) Concreto Projetado



(c) Geomanta



(d) Blocos Pré Moldados



(e) Gabiões



(f) Pneus

Figura 16 - Tipos de Acabamento da Face

2.4. Considerações Finais

Os geossintéticos são produtos poliméricos, industrializados, cujas propriedades contribuem para a melhoria de obras geotécnicas. Estes materiais sintéticos têm sido utilizados em substituição aos materiais de construção e como reforço de materiais naturais.

Os materiais geossintéticos são, em geral, formados por polímeros, que são substâncias macromoleculares de natureza orgânica, com peso molecular

elevado. As propriedades finais dos geossintéticos estão diretamente relacionadas com a composição química e com a estrutura do polímero que o constitui.

A introdução de elementos sintéticos no interior da massa de solo propicia uma redistribuição das tensões, permitindo que obras de terra possam ser construídas com geometria mais ousada e, portanto, redução de volume de aterro.

Neste capítulo, foram apresentados os principais tipos de geossintéticos, com ênfase nos geossintéticos mais utilizados como elementos de reforço de solos (geotêxteis e geogrelhas). As características físicas e mecânicas dos geossintéticos e o comportamento dos principais polímeros foram abordados e discutidos.

O comportamento de maciços reforçados com geossintéticos foi analisado, juntamente com os critérios de análise da estabilidade e de dimensionamento deste tipo de obra geotécnica.

Finalmente, foram ressaltadas as principais vantagens da utilização da técnica.