

2

Revisão bibliográfica

2.1.

Introdução

A idéia de associar elementos de reforço a obras civis sempre acompanhou a história da humanidade. Estradas persas e romanas, zigurates e a Muralha da China são alguns dos exemplos de sistemas de reforço, geralmente realizados com materiais vegetais fibrosos.

No contexto moderno, as estruturas de contenção de solo reforçado começaram a ser desenvolvidas durante a década de 1960. O sistema de “terra armada” inventado pelo arquiteto francês Henry Vidal em 1966, é um exemplo deste tipo de estruturas, conforme Schlosser e Than (1974).

Segundo Jewell (1992), a construção do sistema de “terra armada” consistia de tiras metálicas, solo granular e face de painéis. A técnica demonstrou ser econômica e atraiu o interesse tanto comercial como acadêmico.

Aproveitando o conceito de solo reforçado e o rápido desenvolvimento da indústria petroquímica, a indústria têxtil começou a produzir vários materiais sintéticos de elevada resistência à tração, capazes de reforçar solos.

Segundo Elias et al. (2001), o uso de inclusões sintéticas em solos reforçados foi iniciado em 1971 na França, e em 1974 nos Estados Unidos. Em 1981, foi construído o primeiro muro de solo reforçado com geogrelhas e, em 1983, seu uso disseminou-se nos Estados Unidos. Atualmente, a utilização de inclusões de geossintéticos em taludes e muros de solo reforçado tem crescido acentuadamente, principalmente por representar uma alternativa, em geral, econômica e de fácil execução. Sua crescente utilização foi acompanhada pela evolução de diferentes métodos de projeto para o dimensionamento de muros de solo reforçado.

Neste capítulo serão discutidos conceitos relacionados ao comportamento de muros de solo reforçado com geossintéticos, dando-se maior destaque aos métodos de projeto e aos fatores que influenciam na magnitude da força de tração.

2.2. Geossintéticos e suas propriedades relevantes

Segundo Koerner (1994), os geossintéticos são materiais confeccionados a partir de polímeros, usados em combinação com solo, rocha ou outro material, como parte integrante de um projeto, estrutura ou sistema geotécnico.

Entre os polímeros mais empregados estão o polietileno (PE), o polipropileno (PP), o poliéster (PET) e a poliamida (PA). Na Tabela 2.1 são apresentadas as vantagens e desvantagens dos principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos.

Tabela 2.1 – 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 ação de soluções básicas.
Poliamida	Elevado módulo elástico. Alta resistência à tração.	Perda das características mecânicas por permanência prolongada em água. Custo elevado.

A grande versatilidade destes produtos, associada ao desenvolvimento tecnológico das últimas décadas, torna-os presentes e indispensáveis em praticamente todas as obras geotécnicas. Segundo Viana (2007), alguns fatores que contribuem para o crescimento da utilização destes materiais podem ser destacados:

- Manufatura com controle de qualidade no ambiente de fábrica;
- Rapidez de instalação;
- Facilidade de substituição de materiais danificados;

- Substituição eficiente de materiais naturais (areia, argila, etc.) em projetos geotécnicos;
- Uso exigido por lei em alguns casos;
- Custo competitivo em relação a outros tipos de soluções convencionais.

Conforme definido pela NBR 12553/1999, os tipos de geossintéticos disponíveis são: geotêxteis (tecidos e não tecidos), geogrelhas, geodrenos, geomembranas, geomantas, geocélulas e geocompostos. A Figura 2.1 apresenta alguns exemplos de geossintéticos comumente utilizados em obras geotécnicas.

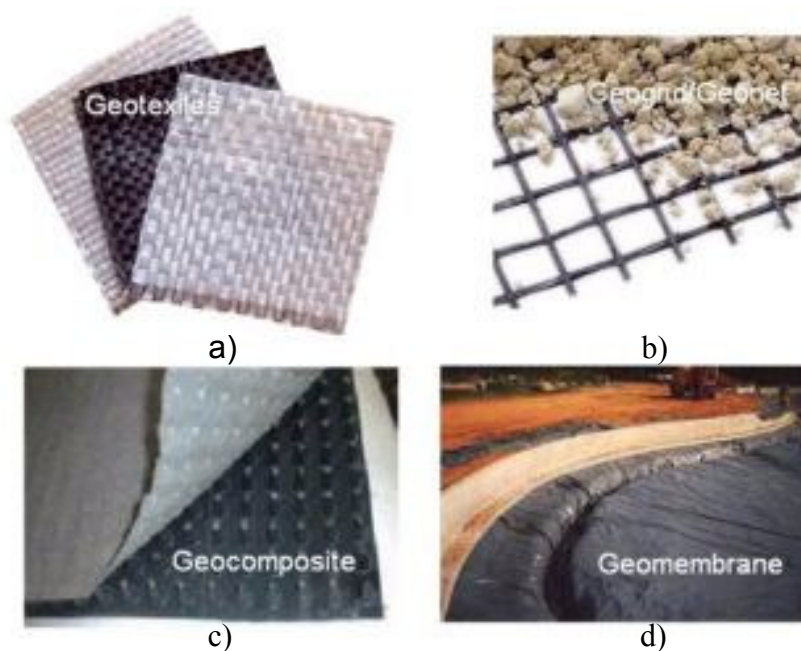


Figura 2.1 – Geossintéticos comumente usados em obras geotécnicas: a) geotêxteis, b) geogrelhas, c) geocompostos e d) geomembranas.

Segundo Bueno (2003), cada um destes materiais possui uma função específica e propriedades particulares, podendo ter diversas finalidades.

Os materiais geossintéticos possuem propriedades que estão intimamente ligadas às suas respectivas funções. As principais propriedades dos geossintéticos são:

- **Propriedades Mecânicas**
 - Resistência à tração;
 - Rigidez à tração;
 - Comportamento à fluência.

- **Propriedades hidráulicas**
 - Condutividade hidráulica;
 - Transmissividade;
 - Permissividade.

- **Propriedades de Durabilidade**
 - Resistência à degradação química, biológica e oxidação;
 - Resistência à abrasão.

- **Propriedades de Interação**
 - Resistência de interface.

Bueno (2003) apresenta as principais funções exercidas pelos geossintéticos em obras de engenharia civil e ambiental, segundo a Tabela 2.2.

Os detalhes referentes a funções e propriedades de cada tipo de geossintético podem ser encontrados em Koerner (1994).

Na Figura 2.2 podem-se observar alguns exemplos práticos de aplicação de geossintéticos em diversos tipos de obras geotécnicas.

Tabela 2.2 – Principais funções dos geossintéticos (Bueno, 2003).

Função	Ação de geossintético
Filtração	Permite a passagem de fluidos com retenção do solo
Drenagem	Permite a livre passagem de fluidos
Separação	Evita a mistura de materiais diferentes
Reforço	Aumenta a resistência do solo pela inclusão de elementos de elevada resistência à tração
Impermeabilização	Evita a passagem de fluidos
Encapsulação	Encapsula ou envolve materiais como brita, concreto e areia
Proteção	Redistribue as tensões e as deformações transmitidas ao material
Barreira de solo	Retém parcial ou totalmente as partículas de solo em suspensão
Estabilização superficial	Restringe o movimento e evita a dispersão de partículas de solo sujeitas à erosão
Reforço de vegetação	Retém a vegetação em áreas íngremes evitando erosão superficial
Isolamento	Isola o meio de ruído, calor e sol

A Tabela 2.3 apresenta de forma resumida as funções típicas dos principais geossintéticos.

Tabela 2.3 – Tipos de geossintéticos e suas principais funções (Bueno, 2003).

Funções	Geossintéticos							
	GT	GG	GM	GN	GP	GA	GCB	GL
Filtração	X							
Drenagem	X			X	X	X		
Separação	X		X				X	
Reforço	X	X						X
Impermeabilização	X		X				X	
Encapsulação	X	X	X					
Proteção	X							
Barreira de solo	X							
Estabilização superficial		X						
Reforço de vegetação		X		X		X		X
Isolamento	X							

GT: Geotêxteis, GG: Geogrelha, GM: Geomanta, GN: Geonet, GP: Geotubo, GA: Geomembrana, GCB: Geocomposto bentonítico, GL: Geocélula

2.2.1.

Geossintéticos aplicados ao reforço de solos

Os principais tipos de geossintéticos aplicados como elementos de reforços são os geotêxteis e as geogrelhas.

2.2.1.1.

Geotêxteis

Os geotêxteis são mantas têxteis permeáveis, tecidas ou não-tecidas, utilizadas principalmente nas funções de filtração, proteção, reforço ou separação. A Figura 2.3 mostra alguns geotêxteis. Os geotêxteis sintéticos são produzidos em geral com poliéster ou polipropileno.



a) Estruturas de solo reforçado



b) Reforço de aterros sobre solos moles



c) Filtro em barragens



d) Canais

Figura 2.2 – Utilização de geossintéticos em obras geotécnicas.

Existem dois tipos diferentes de geotêxteis, tecidos ou não tecidos, classificados em função do arranjo estrutural de suas fibras (Figura 2.3). Os tecidos são materiais oriundos do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal).

Os geotêxteis não tecidos são formados por filamentos ou fibras distribuídas aleatoriamente e unidos para formar uma estrutura plana. Essa união pode ser realizada por entrelaçamento mecânico com agulhas (agulhado), por fusão parcial (termoligado), com o uso de produtos químicos (resinado) ou por reforço (reforçado).

Os geotêxteis não-tecidos apresentam permeabilidade no plano da manta, podendo também ser empregados como elementos drenantes. Os geotêxteis tecidos são basicamente utilizados para reforço.

Algumas das vantagens associadas aos geotêxteis como elementos de reforço, são: (a) flexibilidade e facilidade de manuseio; (b) resistência a danos mecânicos de instalação (em especial os não tecidos); (c) capacidade de dissipação de pressões neutras geradas durante a compactação e, (d) baixo custo da construção quando comparado com as estruturas de arrimo convencionais.

Entretanto, os geotêxteis apresentam algumas desvantagens que, dependendo da aplicação ou do tamanho da estrutura, poderão inviabilizar a sua aplicação, como por exemplo, os deslocamentos durante a construção que podem comprometer o alinhamento da estrutura, e a baixa resistência à tração da manta, quando comparada com outros elementos de reforço, como as geogrelhas.

2.2.1.2. Geogrelhas

As geogrelhas são estruturas planas em forma de grelhas, conforme ilustra a Figura 2.4. Seu uso é exclusivamente para reforço, constituído por elementos resistentes à tração (Vidal, 2002). Os dois principais tipos são:

- Unidirecional, quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção;
- Bidirecional, quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais).

As geogrelhas são geralmente compostas de polietileno de alta densidade (PEAD) ou poliéster (PET), e se caracterizam pela baixa deformabilidade e elevada resistência à tração.

Algumas das vantagens associadas a seu emprego com elementos de reforço, são: (a) intertravamento com o solo; (b) simples conexão com blocos segmentados; (c) baixas deformações e (d) maior resistência à tração quando comparadas com os geotêxteis.

Poucas desvantagens limitam o uso desse material, como por exemplo, a necessidade de utilizar algum sistema contra a erosão em conjunto com a geogrelha em muros com face envelopada. Em geral, para muros de pequena

altura (menores que 4,0m), as geogrelhas apresentam um custo mais elevado do que os muros construídos com geotêxtil (Abramento, 1998).

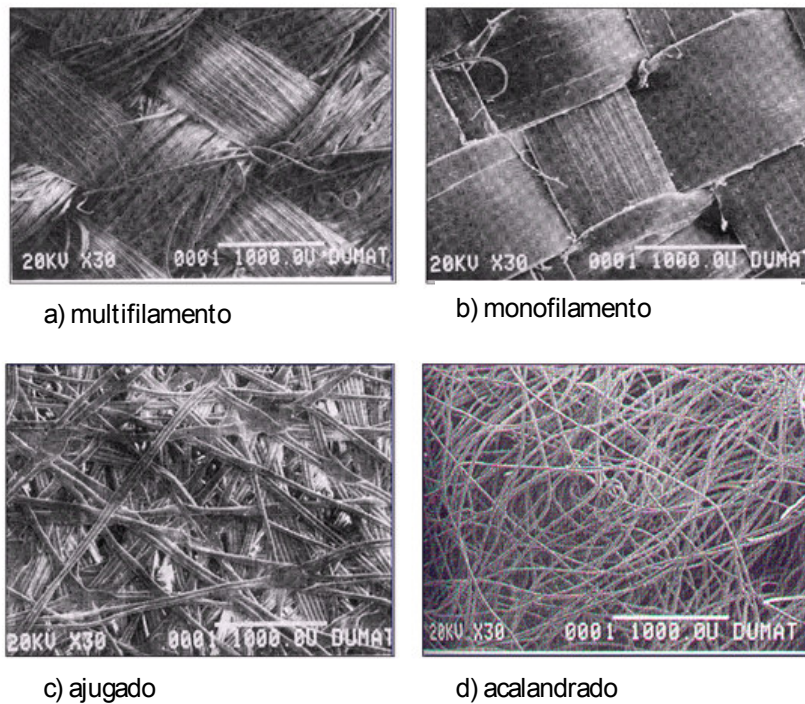


Figura 2.3 – Geotêxteis tecidos (a e b) e não tecidos (c e d).

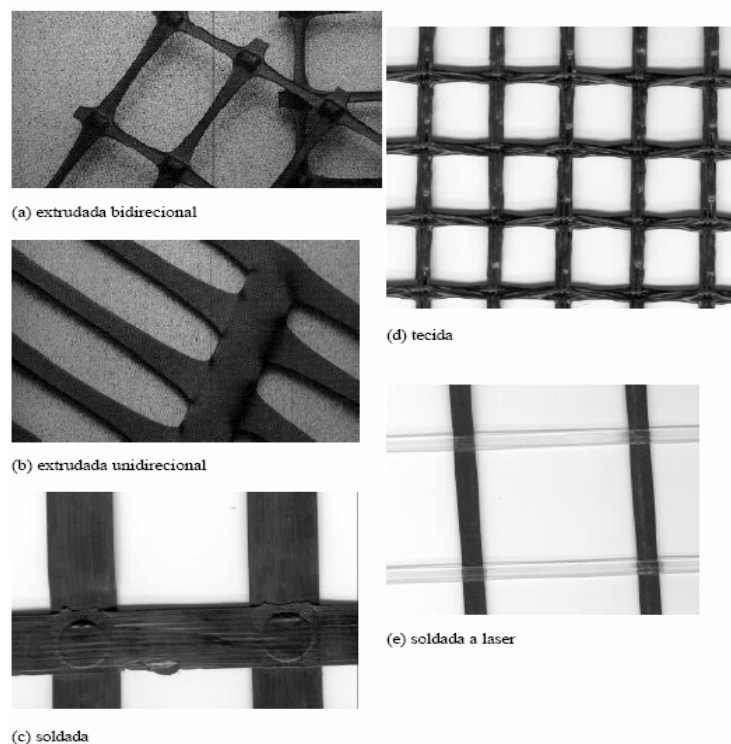


Figura 2.4 – Tipos de geogrelhas. (a) extrudada bidirecional, (b) extrudada unidirecional, (c) soldada, (d) tecida, (e) soldada a laser.

2.3.

Estruturas de solo reforçado

A técnica de solo reforçado por meio de geossintéticos está bem consolidada no meio geotécnico. Segundo Lee (2000), a construção de muros reforçados com geossintéticos tem se incrementado, principalmente por ser uma solução econômica, flexível e de fácil construção. Além disso, podem-se obter taludes de solo estáveis, em posição vertical, e com bom acabamento estético.

O conceito é baseado na idéia de que a presença de reforço no solo restringe as deformações, gerando uma alta resistência ao conjunto. Esta restrição de deformações é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço. Segundo Schlosser e Than (1974), o princípio é análogo ao concreto reforçado, e consiste em associar as características mecânicas do solo com as de um reforço resistente à tração. Desse modo, associando materiais distintos com funções complementares, pode-se obter uma estrutura mecanicamente resistente e estável.

2.3.1.

Sistemas construtivos disponíveis

Vários sistemas de muros de solo reforçado com geossintéticos foram desenvolvidos por diferentes empresas americanas. Na atualidade as patentes destes sistemas expiraram e existem diversos sistemas e componentes que podem ser adquiridos separadamente e reunidos em uma única estrutura pelo projetista ou construtor (Elias et al., 2001).

As estruturas de contenção em solo reforçado geralmente consistem de camadas de solo compactadas, entremeadas por camadas de reforço, com espaçamentos pré-determinados. Resumidamente, podem-se diferenciar os vários sistemas construtivos a partir de algumas características básicas.

- Inclinação da face – segundo Floss e Bräu (2004), as estruturas de contenção podem ser classificadas como muros e taludes. Conforme é apresentado na Figura 2.5, estruturas com taludes superiores a 1:4 (H:V) são consideradas muros. As demais são consideradas como estruturas de solo reforçado. Segundo outros autores, estruturas com face inclinada

acima de 70° são consideradas muros (Bonaparte et al., 1987; Jones 1996; Elias et al., 2001).

- Tipo de face – segundo Tatsuoka (1993), a face de muros de solo reforçado pode ser constituída de unidades rígidas (feitas de concreto) ou de unidades deformáveis (feitas de tiras, grelhas de aço, ou de gabião), ou de unidades fofas (feitas de telas de tecido auto-envelopadas). Vários autores supõem que a face não contribui para a estabilidade da estrutura. Na Figura 2.6 são apresentados vários tipos de face.
- Espaçamento e comprimento dos reforços – o espaçamento vertical dos reforços pode ser variável ou uniforme, bem como seu comprimento. Há vários exemplos de todos estes casos na literatura. A Figura 2.7 apresenta dois casos de muros construídos em West Virginia, EUA.
- Tipo de reforço – podem ser empregados diferentes tipos de geossintéticos, como geotêxteis, geogrelhas ou uma combinação de ambos, assim como reforços metálicos.

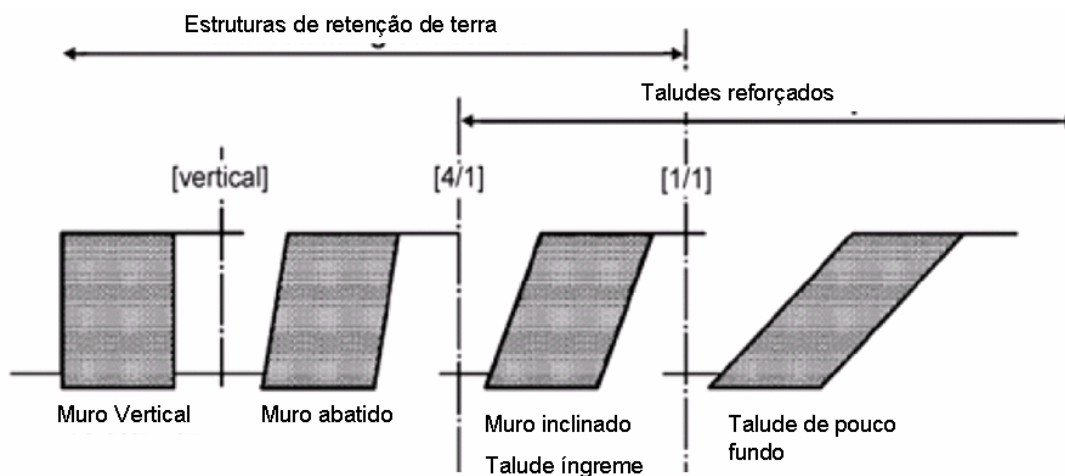


Figura 2.5 – Classificação de muros e taludes reforçados de acordo à Norma Europeia PREN 14475.

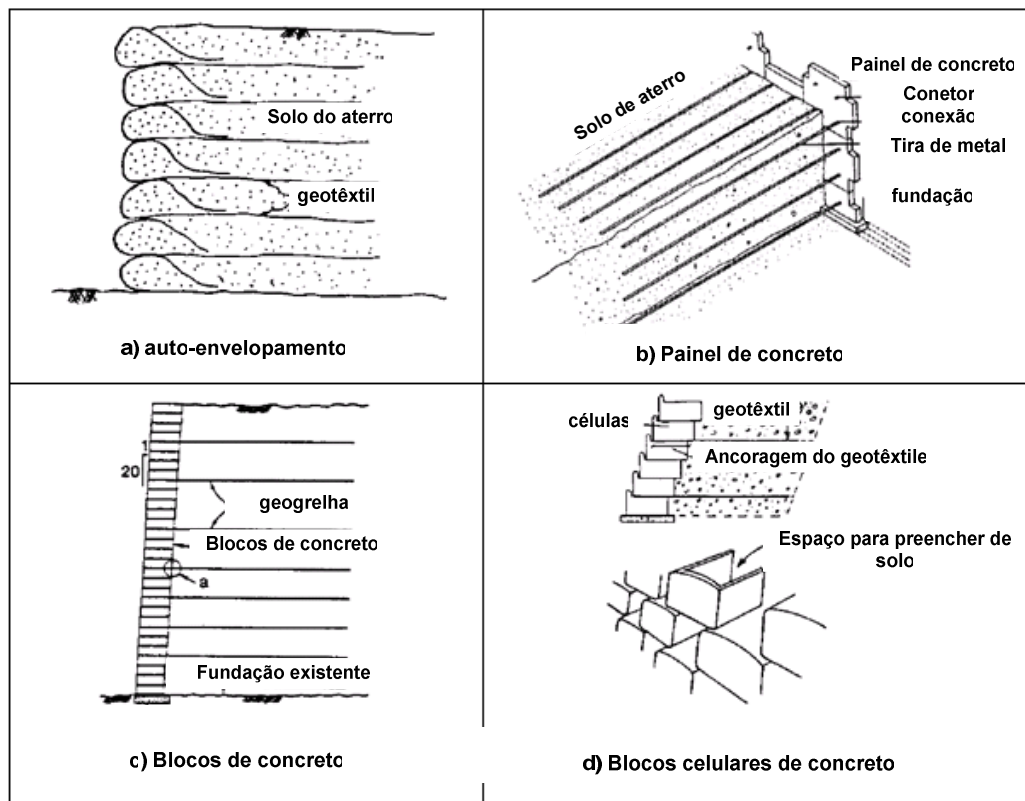


Figura 2.6 – Exemplos de muros com faces diferentes (Tatsuoka, 1993).

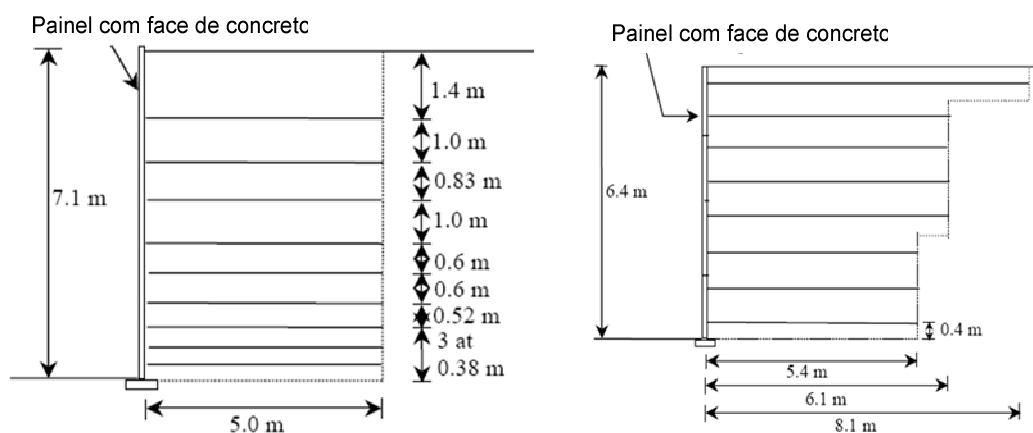


Figura 2.7 – MSR de face de concreto: (a) espaçamento variável (b) comprimento variável (Allen et al., 2001.b).

2.3.2. Estabilidade de muros reforçados

Um MSR é utilizado para estabilizar e conter o solo, quando a construção de um talude reforçado for anti-econômica ou tecnicamente inviável. Para o projeto de muros de solo reforçado deve-se garantir a estabilidade externa como a interna.

A verificação da estabilidade externa é avaliada assumindo que a massa de solo atua como um corpo rígido. Os mecanismos de ruptura avaliados são similares às estruturas convencionais, ou seja, verifica-se: a) deslizamento ao longo da base de estrutura reforçada; b) tombamento em torno do pé da estrutura; c) ruptura do solo de fundação; d) ruptura global por uma superfície envolvendo todo o maciço reforçado. A Figura 2.8 apresenta os quatro mecanismos de ruptura citados por Bonaparte et al. (1987).

Detalhes de análise de estabilidade externa não serão abordados nesta pesquisa, mas podem ser encontradas em Das (2001).

Segundo Gomes e Palmeira (1994), na condição limite, a ruptura da zona reforçada (instabilidade interna) ocorre por ruptura ou arrancamento dos reforços. Portanto, um dos aspectos mais importantes no projeto de um solo reforçado é a análise de sua estabilidade interna. Ela permite estimar a magnitude da força da tração, espaçamento e comprimento dos elementos de reforço. Para isto é necessário conhecer os mecanismos transferência de tensões e os mecanismos de ruptura.

O mecanismo de reforço funciona por transferência de tensões do solo para o reforço. Segundo Mitchell e Villet (1987), a transferência de tensões entre solo e o reforço envolve dois mecanismos básicos: atrito e resistência passiva. A transferência de tensões por atrito depende do contato na área da superfície plana do geossintético, da sua rugosidade, da tensão confinante e das condições de interface. Este mecanismo é característico de todos os geossintéticos. A transferência por resistência passiva ocorre devido a esforços de ancoragem do reforço no maciço. Este mecanismo é característico de geogrelhas e depende da tensão confinante e do tipo de solo que envolve o reforço. A Figura 2.9 apresenta ambos mecanismos de interação.

Quanto os mecanismos de ruptura, Jones (1996) apresenta uma lista de seis modos possíveis de ruptura interna. A Figura 2.10 apresenta esquematicamente tais possíveis modos de ruptura.

Para análise de estabilidade interna, a massa de solo reforçado pode ser dividida em duas zonas de comportamento:

1. zona ativa, que compreende a porção do talude que tende ao escorregamento e é potencialmente instável;
2. zona resistente, que é a região na qual a massa de solo é estável.

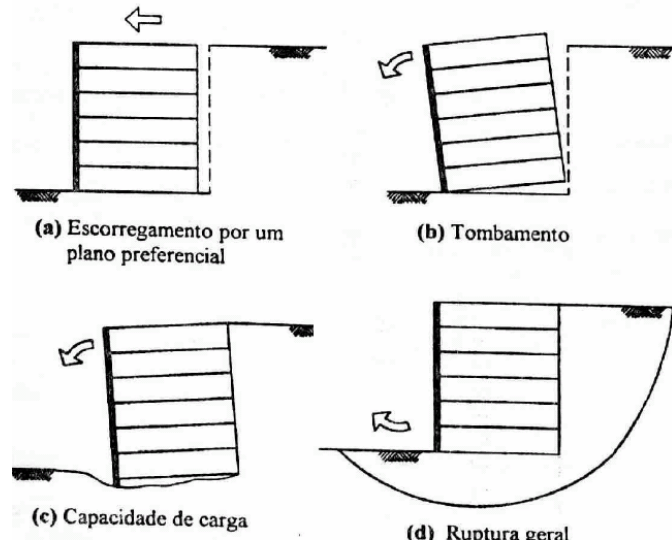


Figura 2.8 – Modos de ruptura na análise de estabilidade externa (Bonaparte et al., 1987).

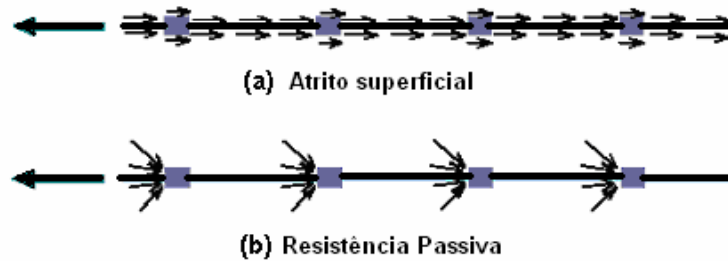


Figura 2.9 – Mecanismo de interação: a) atrito; b) resistência passiva (Jewell, 1996).

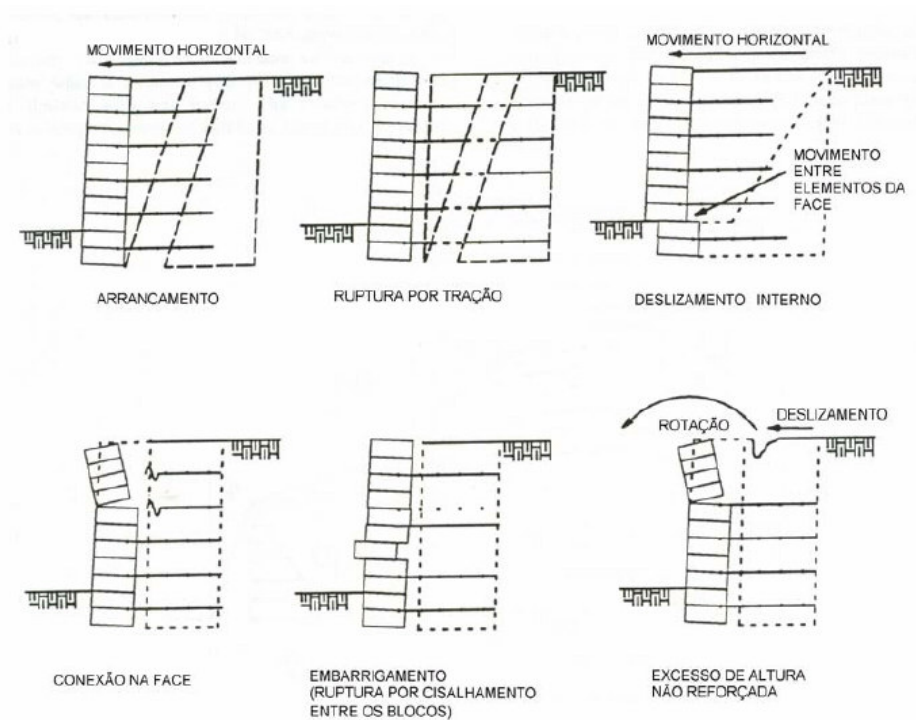


Figura 2.10 – Modos de ruptura interna idealizados por Jones (1996).

Segundo Lee (2000), a separação entre as duas zonas é marcada pela superfície potencial de ruptura. O reforço é posicionado de maneira que atravesse a zona ativa e haja certa ancoragem na zona resistente. Na zona ativa, admite-se que as tensões de cisalhamento atuando no reforço são direcionadas para fora do talude, enquanto na zona resistente têm sentido oposto. Desenvolvem-se, então, esforços de tração ao longo de reforço, devendo apresentar valor máximo de forças de tração nas imediações da superfície potencial de ruptura. A Figura 2.11 apresenta esquematicamente as duas zonas da massa de solo reforçado.

Segundo Gomes e Palmeira (1994), estes mecanismos de interação dependem da resistência à tração e da rigidez dos reforços, das tensões de confinamento, do espaçamento entre as camadas de reforço, dos comprimentos de ancoragem e das condições de carregamento atuais.

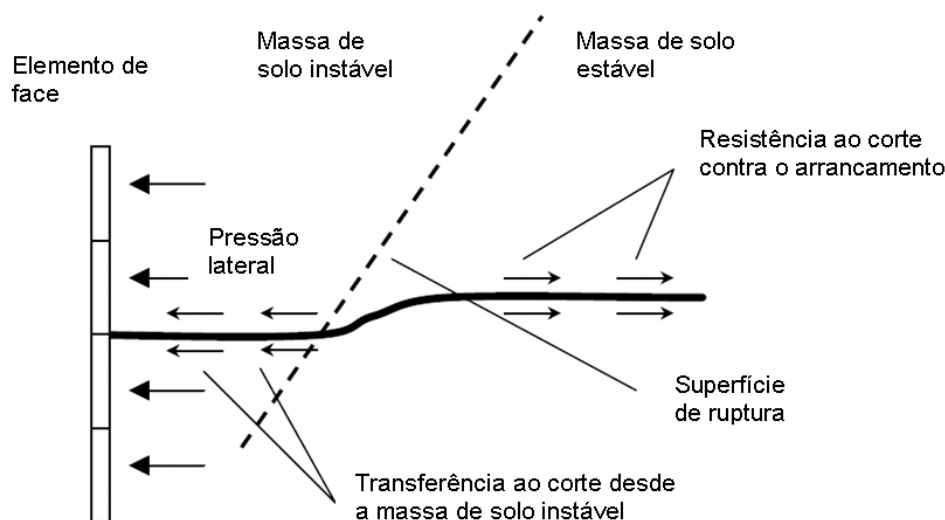


Figura 2.11 – Definição da zona ativa e resistente e mecanismo de transferência de tensões (Lee, 2000).

2.4. Métodos de projeto para análise de estabilidade interna de MSR

Segundo Worrall (1995), as estruturas projetadas por Henry Vidal foram baseadas em conceitos clássicos de Rankine e Coulomb. Ele assumiu uma distribuição de pressão lateral de Rankine o qual permitiu calcular a pressão horizontal abaixo do topo do muro. Logo, em cada camada a carga de tensão dentro do reforço foi assumida como sendo o correspondente esforço lateral imposto na área tributária. O comprimento do reforço devia ter não menos de 80%

da altura do muro, de tal jeito que o reforço atravessasse a superfície potencial de ruptura clássica de Coulomb.

Segundo Leshchinsky (1996), inicialmente as estruturas de solo reforçado foram projetadas, mediante uma extrapolação direta de projetos geotécnicos convencionais. Estes métodos produziam estruturas conservadoras, mas mesmo assim econômicas em comparação com estruturas convencionais. Claramente, a simplicidade dos métodos de projeto combinada com a produção de muros de solo reforçado econômicos e seguros, aumentou seu uso.

Segundo Mitchell e Villet (1987), existem diferentes procedimentos de análise. Alguns são baseados em condições de ruptura, outros usam análise sob condições de trabalho.

A análise de equilíbrio limite é utilizada extensivamente para projetar muros de solo reforçado em condições de ruptura. A análise em condições de trabalho é baseada no comportamento tensão – deformação da massa de solo reforçado.

Segundo Zornberg et al. (1998), os métodos de projeto para muros de solo reforçado são baseados na suposição que a máxima força de tração nos reforços é proporcional à pressão de sobrecarga medida a partir do topo do muro.

Segundo Boyd e Segrestin (1992), as forças de tração são estimadas por métodos de cálculo imperfeitos, mas práticos.

Na atualidade, muitos métodos de projeto têm sendo desenvolvidos para avaliar a estabilidade interna de MSR com geossintéticos. Saber quais dos métodos é mais recomendável depende do projetista conhecer as vantagens e limitações destas técnicas.

Este trabalho pretende apresentar uma revisão resumida dos métodos disponíveis, apresentando conceitos e hipóteses necessários ao desenvolvimento e compreensão da presente pesquisa.

2.4.1.

Métodos baseados nas condições de ruptura

Análises de equilíbrio limite são as mais utilizadas para o projeto de muros de solo reforçado sob condições de ruptura. Provavelmente devido à facilidade do seu emprego e a familiaridade dos projetistas com os conceitos básicos. Neste tipo de análise diversas suposições são feitas:

- A superfície de ruptura é conhecida;
- O solo tem um comportamento rígido perfeitamente plástico;
- A resistência ao cisalhamento do solo é igualmente mobilizada em todos os pontos ao longo da superfície de ruptura;
- A inclinação e distribuição dos reforços ao longo da superfície de ruptura são conhecidas.

A análise de equilíbrio limite trata da estabilidade de uma estrutura em situação de ruptura iminente. Dentro desta análise foram desenvolvidas duas categorias. Na primeira categoria estão os métodos que satisfazem o equilíbrio de forças (*tieback*) e, na segunda, os métodos que satisfazem equilíbrio de forças e momentos (*slope stability*).

2.4.1.1.

Método de equilíbrio limite - *Tieback*

Segundo Claybourn e Wu (1993), os métodos desta categoria usam análise simples de equilíbrio de forças horizontais (equilíbrio local). A força horizontal desestabilizadora, resultante da tensão lateral do solo, é equilibrada pela força horizontal dada pelo reforço. A resistência ao cisalhamento do solo é considerada mobilizada ao longo da superfície de ruptura.

O método de cunha *Tieback* supõe:

- Total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de ruptura planar;
- Cunha ativa de Rankine;
- O movimento do muro ocorre pela rotação do muro em torno do pé, conforme a Figura 2.12;
- Distribuição de pressão lateral, a qual é peculiar a cada método, conforme a Tabela 2.4 e Figura 2.13.

A Figura 2.13 apresenta as distribuições de pressão lateral usadas pelos vários métodos de análise *Tieback*. Estas distribuições foram baseadas em observações ou em experiências de campo, conforme Claybourn e Wu (1993).

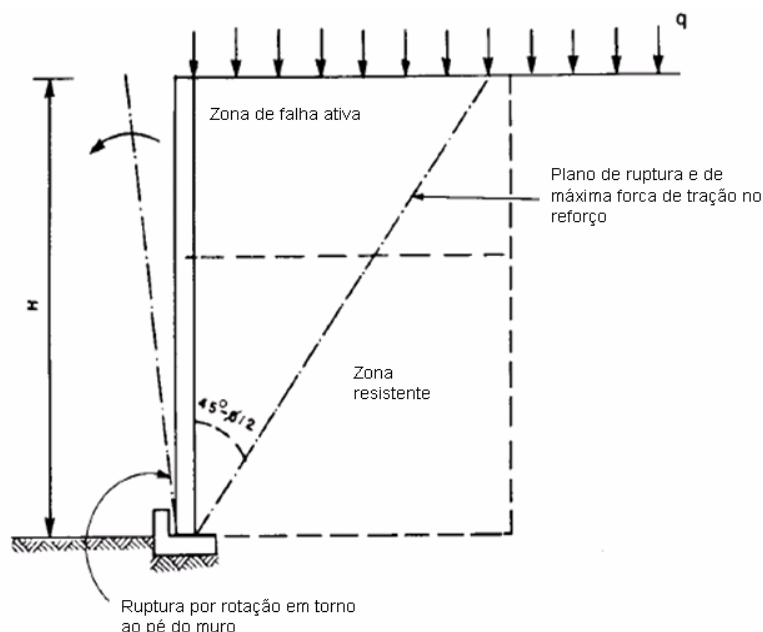


Figura 2.12 – Procedimento de análise *Tieback* (Bonaparte et al. 1987).

Tabela 2.4 - Métodos de análise *tieback* para o projeto de MSR com geossintéticos.

Método	Distribuição de pressão lateral	Espaçamento
Steward et al., 1977	$\sigma_h = K_o \gamma z$	Variável
Broms, 1978	$\sigma_h = 0,65 K_a (1,5q + \gamma H)$	Constante
Murray, 1980	$\sigma_h = K_a \gamma z$	Variável
Collin, 1986	$\sigma_h = 2,36 H$	Variável
Geotêxtil:	$\sigma_h = 15,7 z ; @ z < 0,2 H$	
Geogrelha:	$\sigma_h = 3,14 H ; @ z > 0,2 H$	
Bonaparte et al. 1987	$\sigma_h = \frac{K_a (\gamma z + q)}{1 - \left[\frac{K_{ar} (\gamma_{rz} + 3q)}{3(\gamma_r z + q)} (z / L_R)^2 \right]}$	Variável
Elias et al., 2001	$\sigma_h = K_{rE} \gamma z$	Variável

O método de Steward et al. (1977), também conhecido como método do *US Forest Service*, um dos primeiros métodos a serem desenvolvidos, considera uma distribuição de pressão lateral de terra baseada na condição de repouso (K_o). Broms (1978) selecionou uma distribuição de pressão de terra constante, só dependente da altura do muro, do peso específico e da sobrecarga. O método de

Collin (1986) admite uma distribuição de pressão constante e linear/constante (trapezoidal) para geotêxteis e geogrelhas, respectivamente. O método é empírico e só depende da intensidade de sobrecarga e a altura do muro. O método de Collin foi baseado em análise de elementos finitos utilizando dados de muros instrumentados. O método de Bonaparte et al. (1987) usa uma distribuição não linear baseada na distribuição ativa de Rankine e considera a componente vertical do empuxo no retroaterro. O método simplificado da FHWA proposto por Elias et al. (2001), toma em conta a rigidez do reforço e a profundidade para determinar o coeficiente de pressão lateral de terra.

A estabilidade interna é verificada pelo método de equilíbrio local, em que cada camada de reforço é analisada de forma independente. No cálculo da estabilidade interna, duas condições têm que ser verificadas: a) ruptura do reforço e b) arrancamento do reforço. A análise de estabilidade interna fornece como resultados o espaçamento vertical e o comprimento das camadas de reforço.

A tensão do reforço, a certa elevação do muro, é determinada calculando o esforço horizontal à mesma profundidade, conforme a expressão:

$$T_{\text{reforço}}(z) = \sigma_h(z) \cdot S_v \quad 2.1$$

Onde:

$T_{\text{reforço}}(z)$: Tensão no reforço na profundidade z ;

$\sigma_h(z)$: Tensão horizontal na profundidade z ;

S_v : Espaçamento vertical do reforço.

O σ_h na Equação 2.1 é determinado conforme a distribuição de pressão lateral de terra.

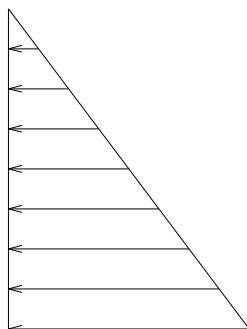
A tensão no reforço é multiplicada por um fator de segurança para ser usada como a tensão de projeto do reforço através de:

$$T_{\text{projeto}}(z) = T_{\text{reforço}}(z) \cdot FS \quad 2.2$$

Onde:

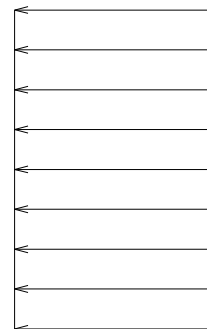
$T_{\text{projeto}}(z)$: Tensão de projeto no reforço a uma profundidade z ;

FS: Fator de segurança.



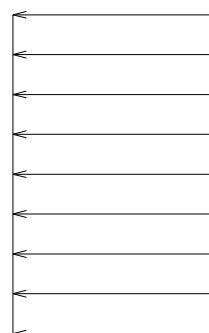
$$\sigma_h = K_o \gamma z$$

(a) Steward et al.



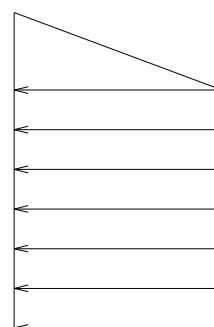
$$\sigma_h = 0,65 K_a (1,5q + \gamma H)$$

(b) Broms



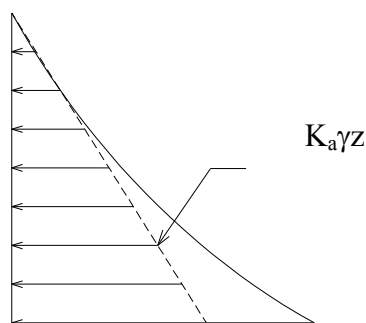
$$\sigma_h (kPa) = 2,36 H (m)$$

(c) Collin (Geotêxteis)



$$\sigma_h (kPa) = 3,14 H (m)$$

(d) Collin (Geogrelhas)



Legenda:

σ_h = Pressão lateral de terra

H = Altura do muro

γ = Peso unitário do solo

q = sobrecarga vertical
acima do topo do muro

$K_o = 1 - \sin \phi$

$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2)$

ϕ = ângulo de atrito do solo

z = profundidade abaixo do
topo do muro

$$\sigma_h = \frac{K_a (\gamma z + q)}{1 - \left[\frac{K_a (\gamma_r z + 3q)}{3(\gamma_r z + q)} (z/L)^2 \right]}$$

(e) Bonaparte et al.

Figura 2.13 – Distribuição da tensão lateral de solo considerada pelos diferentes métodos de projeto *Tieback* (Claybourn e Wu, 1993).

2.4.1.2. Métodos de *Slope Stability*

Os métodos de *Slope Stability* utilizam suposições similares às usadas em análises de estabilidade de taludes convencionais. Entretanto, os métodos são modificados para incluir a força de tensão dentro da análise. Além disso, utilizam várias suposições em relação à inclinação do reforço em relação à superfície de ruptura.

Conforme Mitchell e Villet (1987), os métodos desta categoria são similares aos usados para análise de estabilidade de taludes convencionais. As resistências ao cisalhamento, à tração e arrancamento do reforço são consideradas quando o mesmo é interceptado pela superfície potencial de ruptura.

Segundo Bonaparte et al. (1987), a tensão do reforço é incorporada em uma análise de estabilidade de taludes de duas formas. A primeira considera a tensão do reforço como uma força de tração em um diagrama de corpo livre, que não afeta a resistência do solo, mas contribui para o equilíbrio de forças e momentos, conforme apresentado na Figura 2.14.

No segundo tipo de abordagem, considera-se que o reforço incrementa a resistência do solo. A tensão do reforço é decomposta em vetores normal e tangente à superfície de ruptura. O vetor tangente pode ser considerado como uma pseudo coesão. O vetor normal aumenta a tensão normal, portanto, a resistência cisalhante do solo. A Figura 2.15 apresenta este caso.

Em qualquer dos tipos de abordagem, a orientação do reforço sobre a superfície de ruptura pode ser suposta como horizontal ou inclinada. Devido às grandes deformações perto da superfície de ruptura, alguns dos métodos consideram ambos casos.

Um resumo dos métodos de análise de equilíbrio limite (*slope stability*) está descrito na Tabela 2.5.

Schmertman et al. (1987) desenvolveu um ábaco para muros de solo reforçado com geogrelhas construídos sobre fundações competentes. Estes ábacos podem ser utilizados no caso de reforço com geotêxteis.

Os ábacos foram desenvolvidos supondo-se a existência de uma superfície de ruptura em forma de cunha bi – linear. Uma característica interessante do método, é que a força de tração é decomposta em duas componentes, uma normal

e outra tangencial à superfície crítica. Segundo o ábaco da Figura 2.16, determina-se o coeficiente K , a partir do ângulo do talude e do ângulo de atrito do solo.

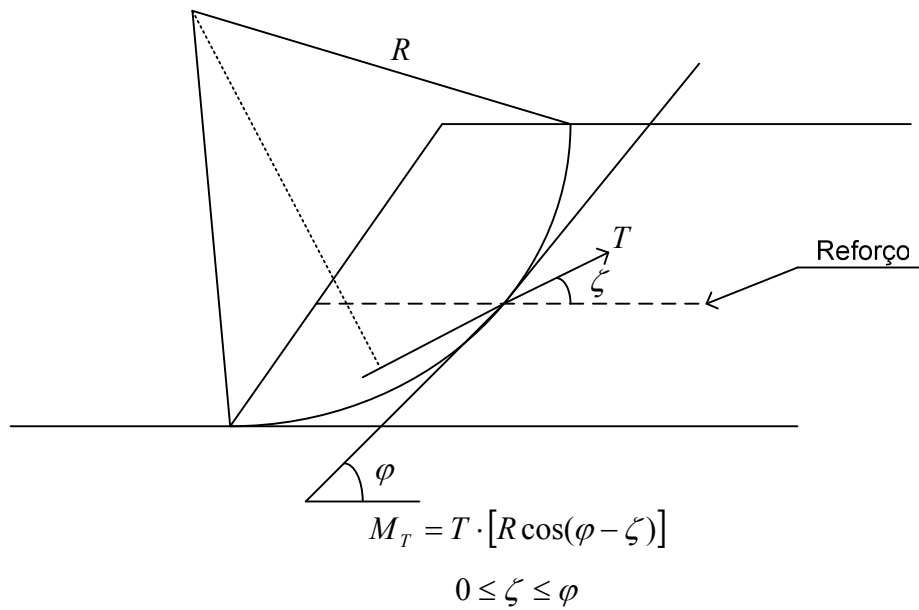


Figura 2.14 – Análise de estabilidade considerando que a tensão no reforço não altera a resistência do solo (Bonaparte et al., 1987).

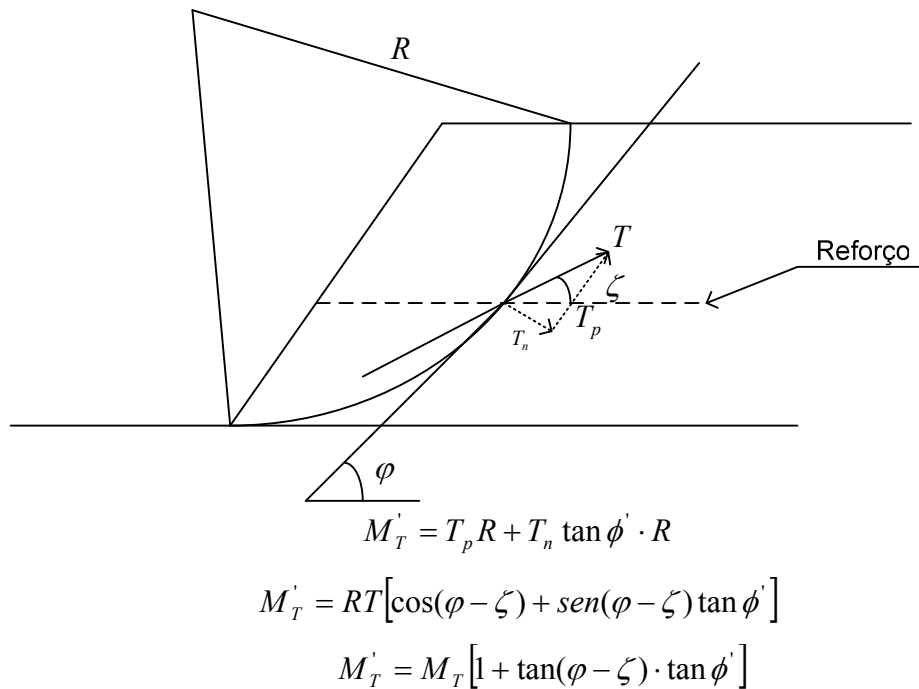


Figura 2.15 – Análise de estabilidade considerando que a tensão no reforço incrementa a resistência do solo (Bonaparte et al., 1987).

Tabela 2.5 – Métodos de análise de equilíbrio limite - *slope stability*.

Método	Superfície.	Espaçamento.	Parâmetros
Método Schmertmann (1987)	Bi – linear	Variável	$c = 0$ $15^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$ $u = 0$
Método Leshchinsky e Boedeker (1989)	Espiral logarítmica	Constante	$c = 0$ $15^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$ $u = 0$
Método de Leshchinsky e Perry (1989)	Linear	Constante	$c = 0$ $20^\circ \leq \phi \leq 55^\circ$ $u = 0$
Jewell (1991)	Bi – linear	Variável	$c = 0$ $15^\circ \leq \phi \leq 50^\circ$ $u > 0$

O somatório das forças nas geogrelhas é definido pelos autores conforme segue:

$$T = 0.5 \cdot K \cdot \gamma \cdot H^2 \quad 2.3$$

Onde:

T : força horizontal total necessária à estabilização do talude reforçado;

K : coeficiente de empuxo do método;

H : altura da estrutura, podendo incluir uma altura equivalente de sobrecarga igual a (q/γ) .

A distribuição de tensões em cada reforço é proporcional à profundidade, segundo Jewell et al. (1991).

O método proposto por Leshchinsky & Perry (1989) considera uma superfície de ruptura planar que passa pelo pé do muro. O método leva em conta a orientação do reforço, na superfície de ruptura, com a resistência à tração

mobilizada pelo deslocamento do maciço. Os autores observaram que o reforço não permanece na direção horizontal ao longo do processo de interação, devido à pouca rigidez do geossintético, mas sofre uma reorientação com inclinação (ζ), mostrada na Figura 2.17

O método considera a tensão do reforço como uma força de tração em um diagrama de corpo livre, com inclinação ζ . A Figura 2.18 apresenta as forças atuantes no maciço, na iminência da ruptura.

O valor da resultante das forças de tração, obtido pelo equilíbrio estático é dada pela seguinte equação:

$$\sum_{j=1}^n t_j = \left(\frac{\gamma \cdot H}{2} + q \right) \cdot H \cdot \cot \theta \cdot \frac{\sin(\theta - \phi)}{\cos(\theta - \zeta - \phi)} \quad 2.4$$

Nesta equação são avaliados dois casos $\zeta = \theta - \phi$ e $\zeta = 0$. Isto define duas condições extremas. Para cada uma destas condições é calculada a resultante de forças de tração. Esta resultante é distribuída entre as várias camadas de reforço como uma função da densidade de reforço. A força solicitante em cada reforço é definida pelas equações 2.5 e 2.6:

$$t_j = t_1 \cdot \frac{\gamma \cdot (H - y_j) + q}{\gamma \cdot (H - y_1) + q} \quad 2.5$$

$$t_1 = \frac{[\gamma \cdot (H - y_1) + q] \sum t_j}{\sum_{j=1}^n [\gamma \cdot (H - y_j) + q]} \quad 2.6$$

Onde y_j : altura da base do muro até o nível do reforço considerado;

y_1 : altura do primeiro reforço (normalmente $y_1=0$);

t_j : força de tração solicitante em cada reforço;

t_1 : força de tração que solicita o primeiro reforço (dada pela Equação 2.12);

$\sum t_j$: resultante das forças de tração (obtida da Figura 2.18);

q : sobrecarga.

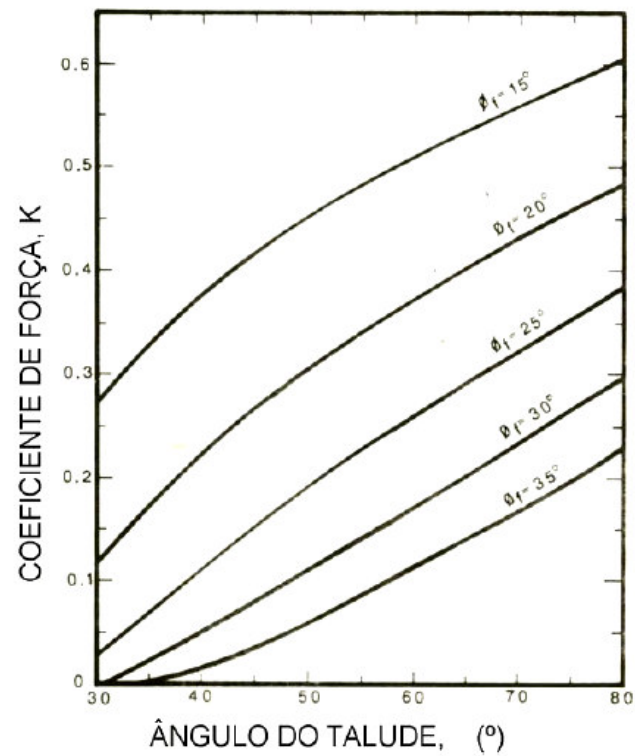


Figura 2.16 – Ábaco para a determinação do coeficiente de força do método de Schmertmann et al. (1987).

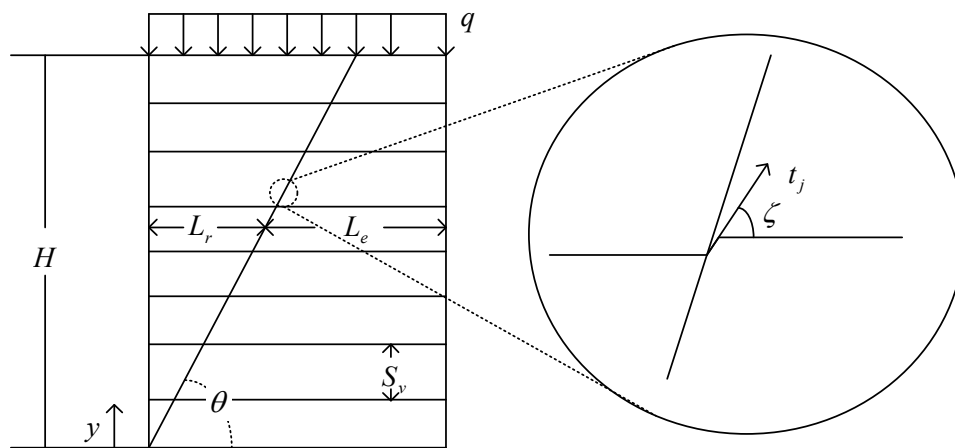


Figura 2.17 – Reorientação das forças de tração no reforço (Oliveira, 2000).

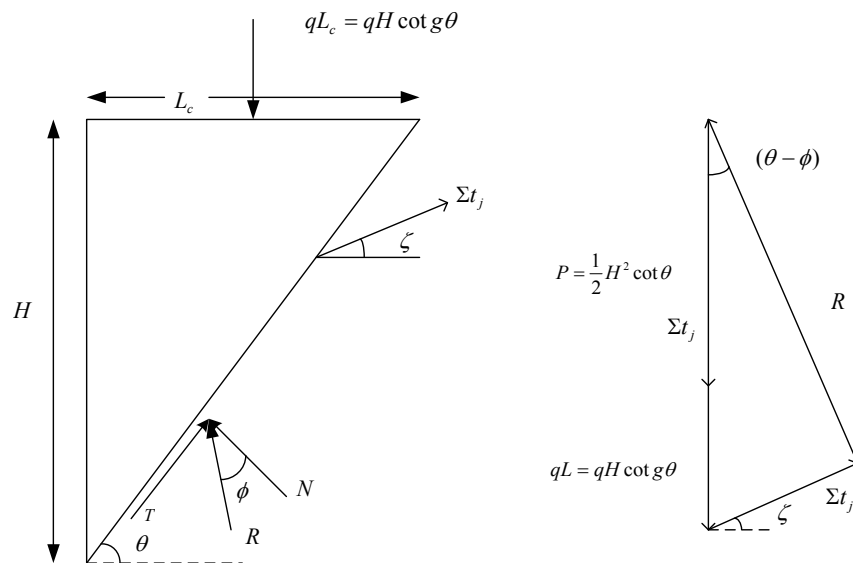


Figura 2.18 – Forças atuantes na cunha de ruptura e o polígono de forças (Leshchinsky e Perry, 1989).

A Figura 2.19 apresenta o ábaco utilizado para a obtenção do valor resultante das forças de tração $\sum t_j$ adimensionalizado por $\left[\left(\frac{\gamma \cdot H}{2} + q \right) \cdot H \right]$.

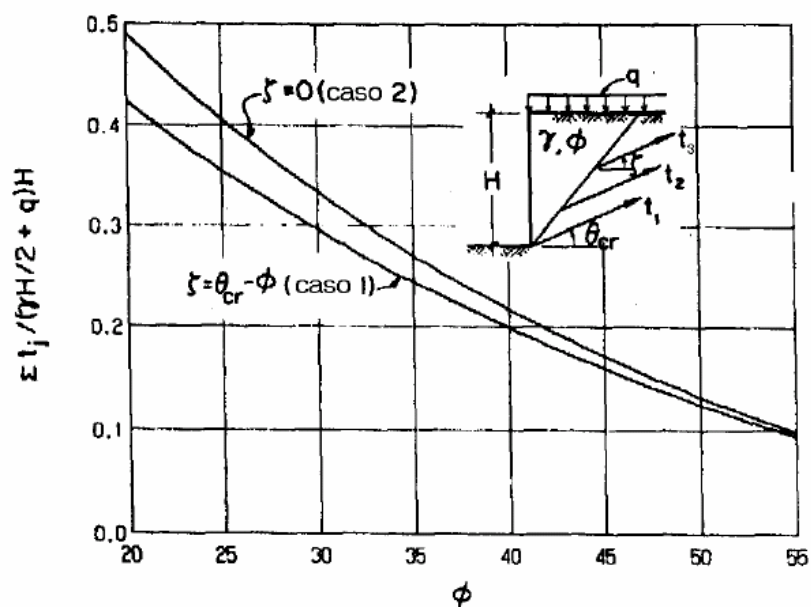


Figura 2.19 – Determinação da extensão da superfície de ruptura (Leshchinsky e Perry, 1989).

Jewell (1991) desenvolveu um método para projetar taludes reforçados para uma ampla faixa de materiais geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas), podendo ser também utilizadas para faces verticais. O método assume uma superfície de

ruptura em cunha bi – linear. A metodologia recomenda usar a resistência ao cisalhamento em estado crítico como parâmetro de projeto. O método permite a consideração de eventuais pressões neutras existentes no aterro com o uso do parâmetro de coeficiente de pressão neutra r_u admitido constante ao longo de toda altura do maciço. Para a facilidade dos cálculos, o autor desenvolveu ábacos para determinar a força de tração admissível dos reforços. Com o ábaco da Figura 2.20, determina-se o coeficiente K_{req} , a partir do ângulo de talude e o ângulo de atrito do solo. A força de tração nos reforços é definida pelos autores conforme segue:

$$T_d = K_{req} \cdot \gamma \cdot H \cdot S_v \quad 2.7$$

Onde K_{req} : coeficiente de pressão de terra para uma força de reforço requerida, determinado através da Figura 2.20;

T_d : força de tração do projeto.

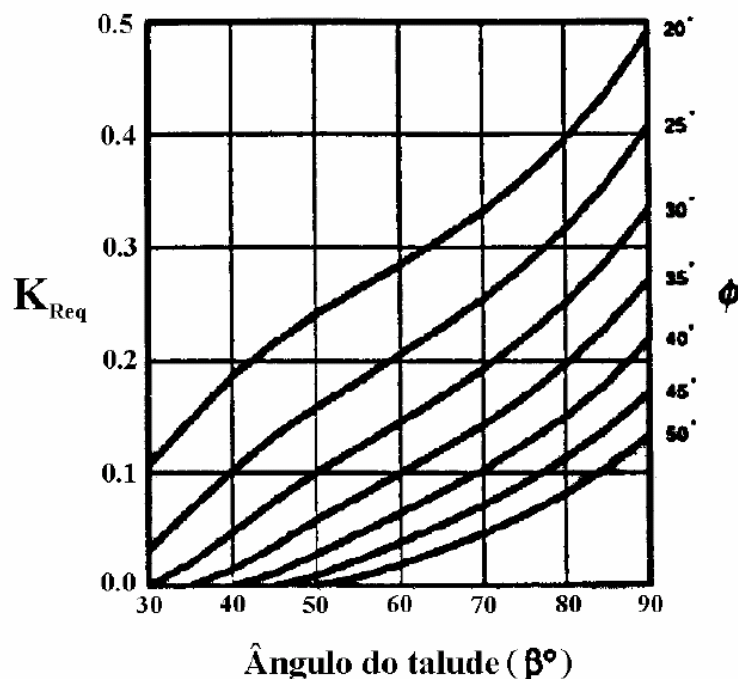


Figura 2.20 – Ábaco para o cálculo do coeficiente de pressão de terra K_{req} , (Jewell, 1991).

2.4.2.

Métodos baseados nas condições de trabalho

Segundo Mitchell e Villet (1987), análises sob condições de trabalho são baseadas no comportamento tensão – deformação da massa de solo reforçado e na

resposta de deformação interna da massa reforçada por tensões desenvolvidas internamente.

Métodos semi – empíricos são usados para análise sob condições de trabalho. No qual são baseadas em comportamento real de estruturas em tamanho real. Desta forma são obtidas as suposições de projeto à cerca da magnitude e distribuição das tensões internas. Um método recentemente publicado é o método de *K-Stiffness*, descrito mais adiante.

Métodos teóricos analíticos também são usados para as análises sob condições de trabalho. Estes métodos envolvem, necessariamente, as relações constitutivas dos materiais: solo, reforço e em alguns procedimentos as propriedades de interface solo – reforço. Os trabalhos de Adib (1988), Ehrlich e Mitchell (1994), são exemplos desta metodologia. Nesta revisão será apresentado, de maneira sucinta, o método de Ehrlich e Mitchell (1994).

2.4.2.1. Método de *K-Stiffness*

Allen et al. (2003) desenvolveram o método semi-empírico *K-Stiffness*. O método foi calibrado através de dados de tensão e deformação no reforço de 16 muros instrumentados. Este novo método considera, direta ou indiretamente, a rigidez de todas as componentes do muro relativa à rigidez do solo para estimar a distribuição e magnitude de $T_{\max}$ sob condições de serviço.

O cálculo da tensão máxima em cada camada de reforço é definido pela equação.

$$T_{\max} = 0.5 \cdot S_v \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot (H + S) D_{t \max} \Phi_{local} \cdot \Phi_{fb} \cdot \Phi_{fs} \cdot 0.27 \left(\frac{S_{global}}{p_a} \right)^{0.24} \quad 2.8$$

Onde:

S_v : espaçamento vertical;

K_0 : coeficiente de empuxo de repouso;

H : altura do muro;

S : altura de sobrecarga;

$D_{t \max}$: fator de distribuição para estimar $T_{\max}$ para cada camada de reforço como uma função de sua profundidade abaixo do topo do muro relativo a $T_{\max mx}$;

S_{global} : rigidez global do reforço;

Φ_{local} : fator de rigidez local;

Φ_{fb} : fator de inclinação da face;

Φ_{fs} : fator de rigidez da face;

p_a : pressão atmosférica (igual a 101 kPa).

K_0 pode ser determinado pela Equação 2.9. Segundo Allen et al. (2003) apesar da equação de Jacky ter sido proposta para areias normalmente adensadas, ela também pode ser considerada para areias compactadas ou pré-adensadas, pois o método inclui implicitamente o efeito da compactação.

$$K_0 = 1 - \tan \phi' \quad 2.9$$

A rigidez global, S_{global} , considera a rigidez de todo o muro, segundo a Equação 2.10:

$$S_{global} = \frac{J_{ave}}{\left(\frac{H}{n}\right)} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad 2.10$$

A rigidez local considera a rigidez e a densidade para cada capa e é dada pela Equação 2.11.

$$S_{local} = \frac{J}{S_v} \quad 2.11$$

O fator de rigidez local é definido por:

$$\Phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^a \quad 2.12$$

Onde:

a : coeficiente adimensional que é também função da rigidez. $a=1$ para MSR com geossintéticos.

O fator de inclinação da face, Φ_{fb} , considera a influência da inclinação da face diminuindo as cargas nos reforços, e é calculado por:

$$\Phi_{fb} = \left(\frac{K_{abh}}{K_{avh}} \right)^d \quad 2.13$$

Onde:

K_{abh} : componente horizontal da pressão ativa de terra;

K_{avh} : componente vertical da pressão ativa de terra;

d : coeficiente constante adimensional. $d=a$ para muros verticais.

O fator de rigidez da face, Φ_{fs} , foi derivado de forma empírica para reduzir as tensões nos reforços conforme foi observado em muros de face de blocos e painéis de concreto pré moldados. Allen e Bathurst (2001.a) recomendaram os seguintes valores:

- $\Phi_{fs}=0,5$ para muros de face de blocos e painéis de concreto;
- $\Phi_{fs}=1,0$ para outros tipos de face (por exemplo: face auto-envelopada ou face de gavião).

O fator de distribuição de cargas de solo reforçado, D_{tmax} , foi determinado empiricamente e é apresentado na Figura 2.21.

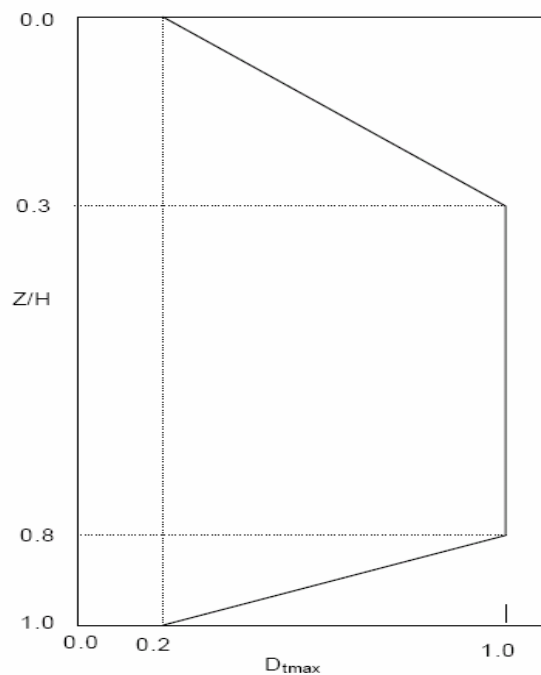


Figura 2.21 – Cálculo de D_{tmax} com a profundidade normalizada para MSR com geossintéticos (Allen e Bathurst., 2001a).

2.4.2.2. Método de Ehrlich e Mitchell (1994)

Ehrlich e Mitchell (1994) desenvolveram um método de análise baseado em condições de trabalho, aplicável a taludes de face vertical.

O método apresenta equações analíticas fechadas que permitem a determinação de $T_{\max}$, quaisquer que sejam os tipos de sistemas e de reforços, para solos coesivos ou não. Segundo Ehrlich e Mitchell (1994), o método baseia-se na compatibilidade de deformações no solo e no reforço, considerando a influência da rigidez relativa solo-reforço e da energia de compactação. O modelo constitutivo do reforço é linear elástico e supõe que não há deslizamento relativo entre solo e reforço (aderência perfeita).

O método considera que cada reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal da camada correspondente na zona ativa, de espessura S_v e largura S_h , onde S_v e S_h são os espaçamentos verticais e horizontais entre os reforços. Desta forma, o equilíbrio interno de forças, segundo a Figura 2.22, é dado por:

$$T_{\max} - S_h \cdot S_v \cdot \sigma_{ave} = 0 \quad 2.14$$

Onde:

$T_{\max}$ = tração máxima do reforço

σ_{ave} = tensão horizontal média do solo, entre Z_m e Z_n , atuante no plano vertical e normal ao reforço no ponto de tração máxima.

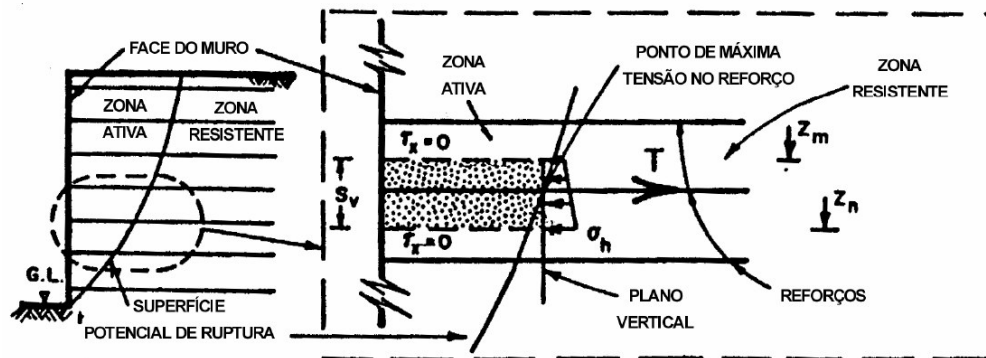


Figura 2.22 – Mecanismo de equilíbrio interno (Ehrlich e Mitchell., 1994).

Admite-se que o solo tem um comportamento elástico não linear, sendo utilizada a versão modificada do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980). Este método permite considerar a tensão induzida pela compactação.

Para o caminho de tensões da camada durante o processo construtivo, Ehrlich e Mitchell (1994) adaptaram um procedimento simplificado baseado em apenas um ciclo de carga e descarga, conforme é apresentado na Figura 2.23.

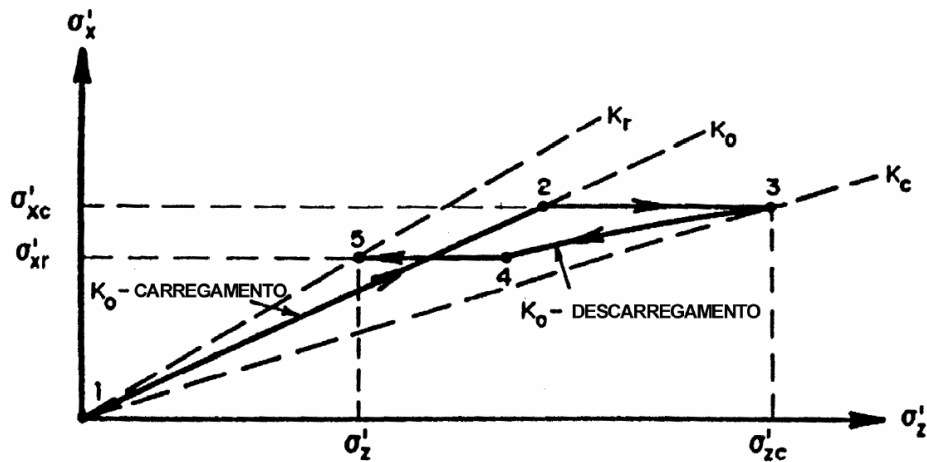


Figura 2.23 – Trajetória de tensões do modelo (Ehrlich e Mitchell, 1994).

Segundo a Figura 2.23, o carregamento foi dividido em duas etapas: (1) carregamento sem deformação lateral (segmento 1-2) e (2) carregamento com deformação lateral sob tensão horizontal constante (segmento 2-3). Da mesma forma, o descarregamento foi dividido em 2 etapas: (1) descarregamento sem deformação lateral (segmento 3-4) e (2) descarregamento com deformação lateral (segmento 4-5) sob tensão horizontal constante até atingir o ponto correspondente a σ_z .

Para o cálculo das tensões induzidas pela compactação, o método assume que todas as camadas foram compactadas da mesma forma, a uma mesma carga ($\sigma_{zc,i}$). Para placas vibratórias $\sigma_{zc,i}$ é calculada diretamente e é igual à tensão vertical máxima capaz de atuar na base da placa, conforme a expressão:

$$\sigma_{zc,i} = \frac{Q}{A} \quad 2.15$$

Para rolos compactadores, a tensão $\sigma_{zc,i}$ é calculada indiretamente a partir de $\sigma_{xp,i}$, segundo as Equações 2.16 a 2.19:

$$\sigma_{zc,i} = \frac{\sigma_{xp,i}}{K_o} \quad 2.16$$

$$\sigma_{xp,i} = v_o \cdot (1 + K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L} \right)^{1/2} \quad 2.17$$

$$\text{Com } K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad 2.18$$

$$e N_{\gamma} = \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) - 1\right] \quad 2.19$$

onde:

K_a = coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

γ = peso específico do solo;

Q e L = força vertical máxima de operação e comprimento do rolo, respectivamente;

N_{γ} = fator de capacidade de carga, calculado pela teorias da cunha de Rankine.

A tensão σ'_{zc} é calculada a partir da comparação de tensão vertical induzida ($\sigma_{zc,i}$) com a tensão geostática (σ_z):

$$\sigma_z < \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma'_{zc} = \sigma_z$$

$$\sigma_z > \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma'_{zc} = \sigma_{zc,i}$$

A máxima força de tração é obtida conforme a Equação 2.20:

$$T_{\max} = S_v \cdot S_h \cdot \sigma'_{xr} = S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma'_z \quad 2.20$$

Onde:

σ'_z = tensão vertical efetiva no solo no ponto de máxima tensão no reforço, na interface solo-reforço.

K_r = coeficiente de empuxo residual correspondente ao final da construção.

O valor de K_r é obtido por meio de iterações, conforme a Equação 2.21:

$$\frac{1}{S_i} \cdot \left[\frac{\sigma'_z}{P_a} \right]^n = \frac{(1 - \nu_{un}^2) [(K_r - K_{\Delta 2}) - (K_c - K_{\Delta 2}) \cdot OCR]}{\left(\frac{k_u}{k} \right) \cdot (K_c OCR - K_r) K_r^n} \quad 2.21$$

Com:

$$S_i = \frac{E_r A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad 2.22$$

$$OCR = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_z} \quad 2.23$$

Onde:

S_i = índice de rigidez relativa solo-reforço;

- k = módulo de Duncan et al. (1980) para o carregamento;
 k_u = módulo de Duncan et al. (1980) para o descarregamento;
 n = módulo expoente de Duncan et al. (1980);
 P_a = pressão atmosférica;
 E_r = módulo de elasticidade do reforço;
 A_r = área de seção transversal do reforço;
 OCR = razão de sobre adensamento.

O coeficiente de Poisson para o descarregamento a partir da condição de repouso é dado por:

$$\nu_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{(1 + K_{\Delta 2})} \quad 2.24$$

$$K_{\Delta 2} = \frac{K_o (OCR - OCR^\alpha)}{(OCR - 1)} \quad 2.25$$

Em que:

$K_{\Delta 2}$ = coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento sob condição K_o ;

α = coeficiente de descarregamento de Duncan e Seed (1986), igual a $\alpha = 0,7 \cdot \tan \phi'$.

A determinação de K_c realiza-se da seguinte forma:

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - \nu_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o - K_c) \cdot K_o}{(K_c - K_{aa}) \cdot (K_o - K_{aa}) \cdot K_c^n} \quad 2.26$$

$$K_{aa} = \frac{K_a}{\left[(1 - K_a) \left(\frac{\left(\frac{c'}{\sigma'_{zc} K_c \tan \phi'} + 1 \right)}{R_f} \right) + K_a \right]} \quad 2.27$$

Em que:

- K_{aa} = coeficiente de empuxo ativo equivalente;
 c' = coesão efetiva;
 R_f = parâmetro do modelo hiperbólico de Duncan et al., 1980.

Para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado, os autores propõem ábacos para a determinação da $T_{\max}$. Os ábacos foram elaborados para $c' = 0$ e $R_f = 0,80$. Com o ábaco da Figura 2.24, determina-se o valor de T , para taludes verticais com ângulo de atrito (ϕ), coesão (c'), espaçamento vertical (S_v) e horizontal (S_h) dos reforços, da tensão vertical devida ao peso próprio (σ'_z) e da tensão vertical máxima induzida durante o processo construtivo, incluindo compactação induzida (σ'_{zc}).

Dantas (1998) propõe um procedimento para o cálculo das tensões geostáticas (σ_z). Segundo o autor, a tensão vertical deve ser tomada como o peso de solo acima do lugar geométrico dos pontos de tração máxima, conforme a Equação 2.28.

$$\sigma_z = \gamma \cdot z_E \quad 2.28$$

A Figura 2.25 apresenta o lugar geométrico dos pontos de máxima tração para um talude genérico com inclinação ω .

A posição do ponto B é determinada pelos comprimentos x e h da Figura 2.25, através de:

Para $45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ$

$$x = \frac{0,75 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{3} \quad 2.29$$

Para $65^\circ < \omega < 90^\circ$

$$x = \frac{0,80 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{2} \quad 2.30$$

Para o caso de taludes verticais, $\omega = 90^\circ$, deve ser utilizada a formulação proposta por Ehrlich e Mitchell (1994), segundo a equação 2.31.

$$\sigma_z = \frac{\gamma \cdot z \cdot L_R}{L_R - 2 \cdot e} \quad 2.31$$

Durante a construção, progressivamente, as tensões geostáticas σ'_z , podem ultrapassar a tensão vertical equivalente induzida pela compactação, $\sigma'_{zc,i}$. Para profundidades onde σ'_z , ultrapassa $\sigma'_{zc,i}$, a tensão vertical máxima induzida durante o processo construtivo incluindo a compactação, σ'_{zc} , é igual a σ_z . Para profundidades menores, σ'_{zc} é igual a $\sigma'_{zc,i}$.

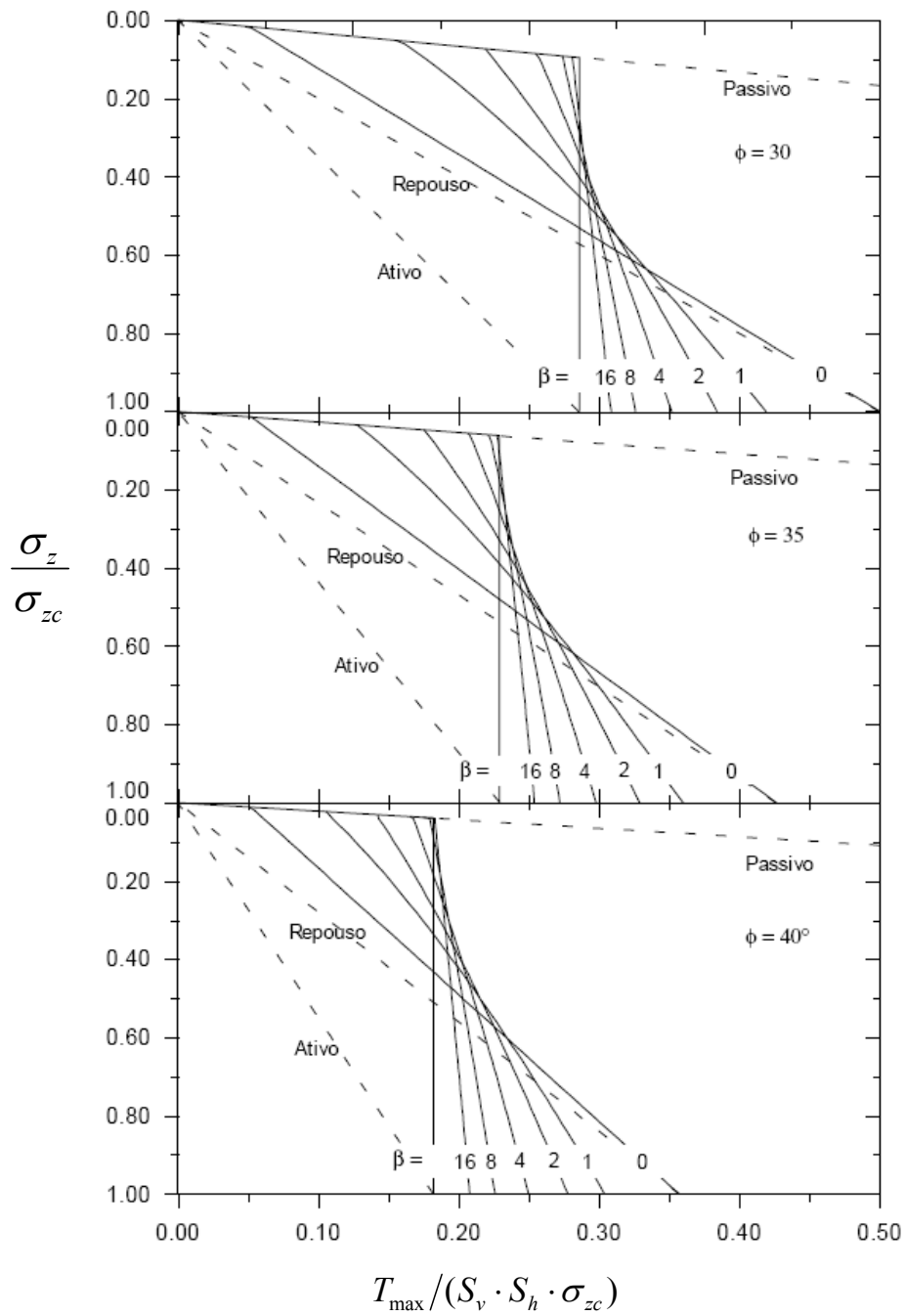


Figura 2.24 – Ábacos para taludes de 90° e coesão nula (Dantas e Ehrlich, 2000).

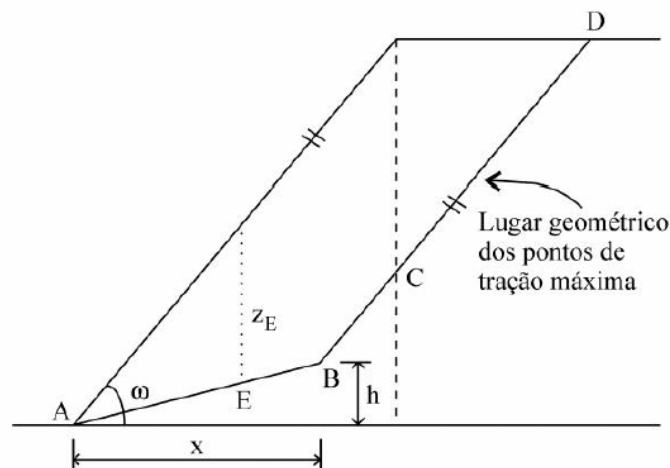


Figura 2.25 – Lugar geométrico dos pontos de tração máxima (Dantas e Ehrlich, 2000).

2.4.3.

Análise numérica em solo reforçado

Os métodos de projeto de MSR com geossintéticos são geralmente baseados em conceitos de equilíbrio limite, que só consideram a capacidade de reforço à ruptura e arrancamento, mas não consideram deformações do solo, nem a interação que ocorre entre os elementos de reforço sob condições de serviço. Com a utilização de técnicas numéricas, estas limitações podem ser ultrapassadas, possibilitando o análise da distribuição de tensões e deformações no maciço.

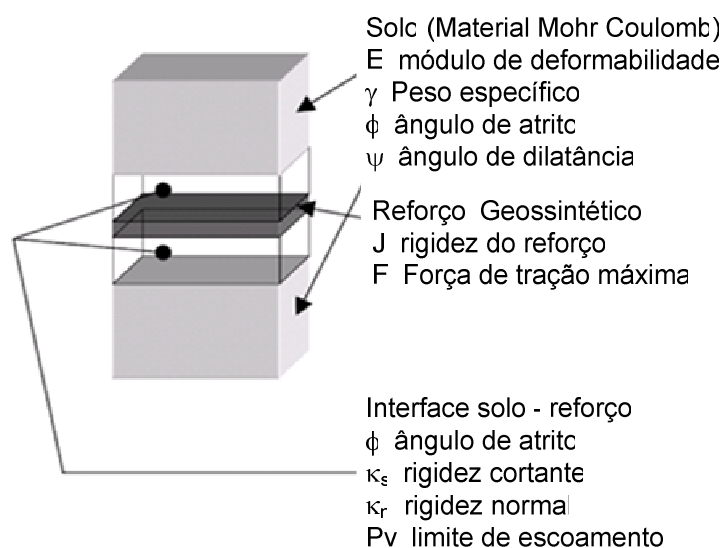
Segundo Abramento (1994), análises detalhadas do comportamento de muros reforçados podem ser realizadas utilizando-se métodos que se baseiam em elementos finitos. Neste caso, é possível modelar explicitamente as propriedades constitutivas do solo, do reforço e da interface.

Lee (2000) cita que existem duas abordagens para analisar o comportamento de solo reforçado: sistema discreto e material compósito. O primeiro tipo de abordagem foi utilizado para a análise numérica de MSR com geossintéticos.

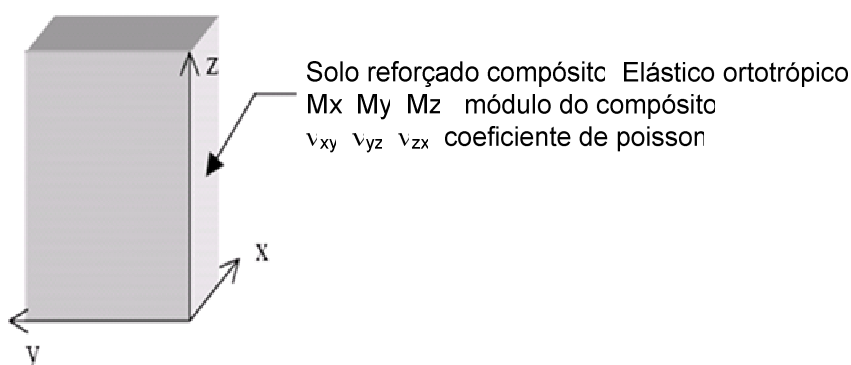
O modelo de elementos discretos considera elementos estruturais individuais no solo reforçado e nas interfaces (Figura 2.26.a). Para desenvolver este tipo de modelo numérico são necessárias as propriedades do solo, do reforço, da face, e das interfaces entre diferentes materiais. Uma vantagem é determinar diretamente as deformações e tensões na interface, no reforço, entre as camadas de reforço e na massa de solo. Segundo Mitchell e Villet (1987), existem dois problemas associados com este modelo. Neste tipo de abordagem os reforços descontínuos (p.ex. tiras de aço) são modelados como elementos planares, devido à condição de

deformação plana. O método pode tornar-se anti – econômico ao analisar estruturas complicadas, devido ao grande número de elementos que devem ser usados.

O modelo de elementos compósitos considera o solo reforçado como um material anisotrópico e homogêneo. A Figura 2.26.b apresenta as propriedades de material compósito elástico ortotrópico exigidas por este tipo de modelo. A desvantagem desta representação é o processo construtivo e a impossibilidade de modelar os deslocamentos relativos entre o reforço e o solo e estudar as tensões no reforço.



a) Modelo discreto de solo reforçado



b) Modelo compósito do solo reforçado

Figura 2.26 – Propriedades dos materiais envolvidas no desenvolvimento dos modelos analíticos (adaptado de Lee, 2000).

Becker (2006) realizou um resumo dos métodos numéricos utilizados pelos diferentes autores citados na literatura, conforme apresentado na Tabela 2.6. Segundo a Tabela 2.6, a maioria dos trabalhos empregou o método de elementos finitos, modelo constitutivo hiperbólico e elementos de interface no contato solo-reforço que permitem deslocamentos relativos entre os dois materiais. Houve predominância de fundações flexíveis. Os efeitos de compactação foram desprezados na maioria dos casos e foram utilizados diversos tipos de elementos. Em todos os trabalhos foi considerada somente a rigidez axial dos reforços, desprezando-se sua rigidez à flexão.

Azevedo et al. (1992) realizaram uma revisão bibliográfica do assunto, analisando 26 trabalhos publicados entre os anos de 1976 e 1992. O modelo constitutivo hiperbólico foi empregado em 65% dos casos pesquisados e os reforços possuíam somente rigidez axial. Em 77% dos casos foram empregados elementos de interface. Nos demais casos foram suposta aderência perfeita entre os dois materiais.

Segundo Chew et al. (1990), nas situações onde as exigências do projeto ditam estruturas de muro com geometria ou carregamentos não padronizados e fora da escala considerada pelos métodos de projeto empíricos, o comportamento da deformação pode tornar-se relativamente mais importante. Nestes casos, o MEF é uma ferramenta importante para prever o comportamento de projetos atípicos. O modelo numérico pode ser avaliado a partir de dados de muros instrumentados e monitorados. Uma aproximação racional envolve: interpretação inicial dos resultados de instrumentação, validação do modelo numérico em relação aos dados de campo e simulação numérica para novos aspectos de projeto.

Tabela 2.6 – Características das análises numéricas citadas na literatura (Becker, 2006).

Autores	Modelo Constitutivo Do solo	Elementos	Interface solo – reforço	Método	Efeito de compactação	Fundação
Bathurst et al. 2002	*	*	*	Diferenças finitas	*	Rígida
Pereira e Palmeira (2005 ^a)	Hiperbólico	Triangulares de 15 nós	Sim	Elementos finitos	Não	Deformável
Pereira e Palmeira (2005b)	Hiperbólico	Triangulares de 15 nós	Sim	Elementos finitos	Não	Deformável
Rowe e Ho (1998)	Mohr – Coulomb elasto-plástico	Quadrangulares de 8 nós	Sim	Elementos finitos	Não	Rígida
Araújo e Palmeira (2005)	Hiperbólico	Triangulares de 6 nós	Sim	Elementos finitos	Sim	Deformável
Vicari e Duran da Silva (2005)	Elástico não linear	Quadrangulares de 4 nós	Sim	Elementos finitos		Rígida
Loiola (2001)	Hiperbólico	Quadrangulares		Elementos finitos	Sim	Deformável
Want et al. (2002)	*	Triangulares	Sim	Elementos finitos	Não	Deformável
Asaoka et al. (1994)	*	*	*	Elementos finitos	*	Deformável

*. não especificado.

2.5.

Força de tração nos reforços

Segundo Rowe e Ho (1993), a magnitude da força de tração nos reforços depende da resistência ao cisalhamento mobilizada dentro do aterro, da deformação horizontal do solo e da rigidez do sistema reforçado. A resistência ao cisalhamento determina a força ativa requerida para o equilíbrio, a rigidez do sistema determina a deformação e, portanto, a força no sistema necessária para o equilíbrio.

2.5.1. Medições de forças de tração no reforço

Geralmente, as forças de tração em MSR com geossintéticos são estimadas a partir de dados de deformação e convertidos em forças, usando o módulo de deformação (J) do material de reforço. Segundo Rowe e Ho (1993), para um reforço extensível é difícil de interpretar a força de tensão no reforço baseada em medições de deformação. Primeiro, porque a maioria dos reforços extensíveis é sujeita à fluência. A magnitude da fluência depende da temperatura, carregamento, tipo de polímero e método de fabricação. A deformação no reforço pode aumentar com o tempo sob carregamento constante. Segundo Palmeira (1993), a rigidez de um reforço extensível é dependente da tensão de confinamento (a rigidez é maior se a tensão de confinamento for maior). Portanto, o mesmo reforço em diferentes elevações apresenta diferentes características de tensão – deformação.

Segundo Jaber (1989), a máxima força de tração deduzida de medidas de deformação é menor que os valores previstos pela condição ativa K_a de Rankine para as camadas mais baixas. Adib (1988) apresentou resultados observados por Jaber (1989) onde mostrou que as forças no reforço perto do topo do muro foram similares aos previstos pela condição de repouso K_o , conforme a Figura 2.27.

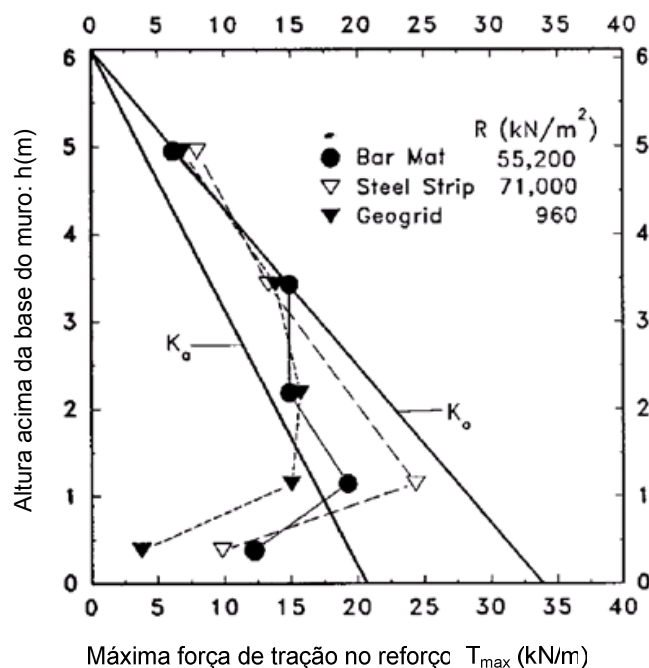


Figura 2.27 – Efeito da rigidez do reforço (Adib, 1988).

Segundo Guedes (2004), a compactação do solo pode resultar em significativo acréscimo na tensão residual lateral, sendo tal tensão bem superior ao valor teórico calculado para a condição K_0 .

Conforme pesquisas desenvolvidas, a magnitude da força de tração em cada camada de reforço é dependente da interação entre todas as componentes do muro (solo, reforço, face e fundação), a distribuição dos reforços e do procedimento construtivo. A seguir são discutidos os principais fatores que influenciam a tensão nos reforços.

2.5.2.

Influência da característica do solo

O solo é o material que ocupa maior espaço dentro de um MSR com geossintéticos. Portanto, as propriedades do solo têm grande influência no comportamento.

Segundo diversos critérios tradicionais, os MSR com geossintéticos deveriam ser executados com materiais granulares bem graduados, de elevado ângulo de atrito, boa capacidade de drenagem, o que facilita a rápida dissipação de excessos de poropressão no maciço.

As especificações de materiais de aterro para MSR com geossintéticos, recomendadas pela FHWA (Federal Highway Administration) e conforme Elias et al. (2001), são apresentadas na Tabela 2.7. Segundo os autores as limitações de tamanho máximo de partículas em relação aos indicados na Tabela 2.7 são necessárias para minimizar os danos mecânicos de instalação e construção.

Segundo a literatura pesquisada, os casos de MSR com geossintéticos construídos no Brasil não atendem às especificações da FHWA. Trata-se de solos residuais ou lateríticos, típicos de climas tropicais, com alto teor de finos. Apesar disso, as estruturas se comportam satisfatoriamente. Ehrlich e Mitchell. (1994) concluíram que o emprego destes solos pode resultar em estruturas econômicas, com geometria, configuração e quantidade de reforços semelhantes aos maciços de solos granulares, e com desempenho adequado.

Dantas (2004) apresentou curvas de compatibilidade solo-reforço conforme a Figura 2.28, onde são avaliados a influência da rigidez, do ângulo de atrito e da coesão do solo, no desenvolvimento das forças de tração nos reforços.

Tabela 2.7 – Especificações de materiais de aterro para MSR com geossintéticos (Elias et al., 2001).

Tamanho de partícula (peneira)	Porcentagem passante	
	Paredes verticais (até 70° de inclinação)	Taludes abatidos (Inclinação inferior a 70°)
102 mm (4")	100	
20 mm		100
4,76 mm (No. 4)		100 - 20
0,425 mm (No. 40)	0 - 60	0 - 60
0,075 mm (No. 200)	0 - 15	0 - 50
Índice de Plasticidade (IP)	<6	<20

A Figura 2.28a apresenta a influência da rigidez do solo. As curvas S1 e S2 representam dois solos idênticos, mas com diferentes rigidezes ($S2 > S1$). Observa-se que um solo com rigidez elevada tende a reduzir as forças de tração no reforço.

A Figura 2.28b apresenta a influência do ângulo de atrito do solo. As curvas S1 e S2 representam dois solos idênticos, mas com diferentes ângulos de atrito ($S1 > S2$). Observa-se que em um solo com menor ângulo atrito, as forças de tração no reforço são maiores.

A Figura 2.28c apresenta a influência da coesão do solo. As curvas S1 e S2 representam dois solos idênticos, mas com diferentes valores de coesão. O solo S2 apresenta coesão nula e observa-se que um solo com coesão tende a reduzir as forças de tração nos reforços.

Dantas (2004) conclui que o equilíbrio de maciços reforçados sob condições de serviço está relacionado com as deformações de seus materiais constituintes.

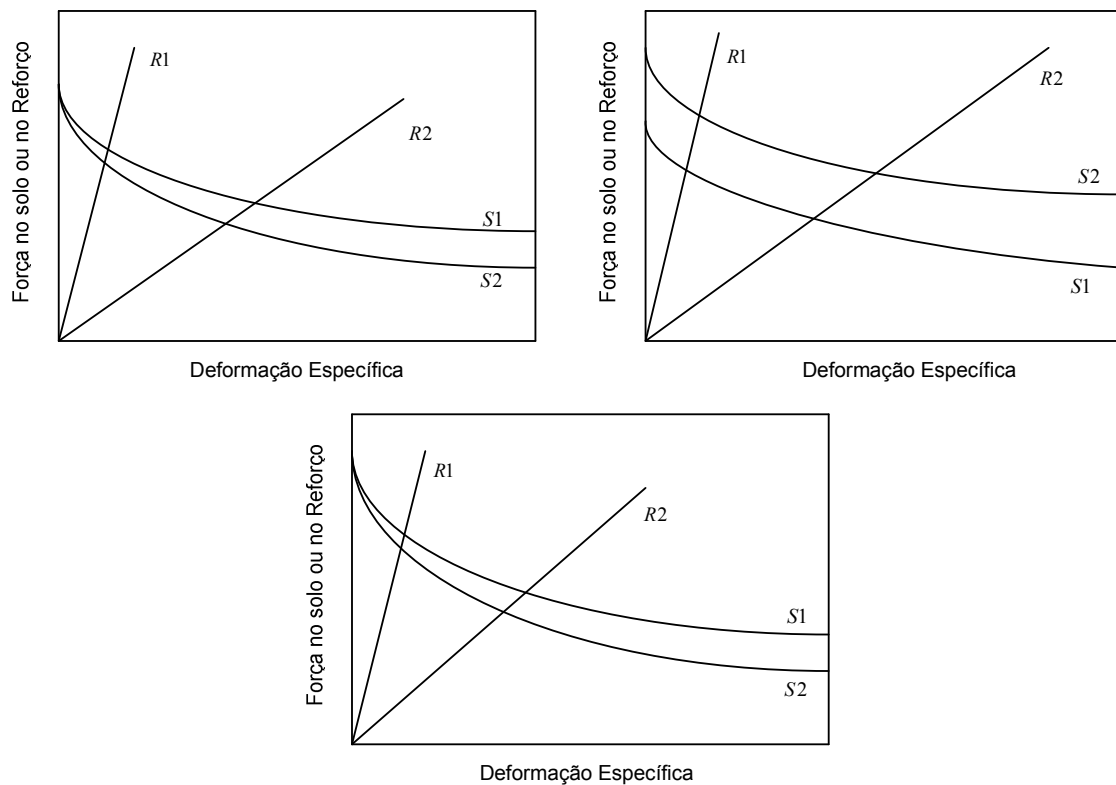


Figura 2.28 – Curvas de compatibilidade solo – reforço: (a) Influência da rigidez do solo; (b) Influência do ângulo de atrito; e (c) Influência da coesão (adaptado de Dantas, 2004).

2.5.3. Influência da rigidez do reforço

O mecanismo de interação solo-reforço se dá pela transferência de tensões e restrição das deformações laterais dentro do maciço. A Figura 2.29, na qual é representado um elemento de massa de solo reforçado, ilustra o efeito da rigidez do reforço. Dantas (2004) cita uma abordagem proposta por Jones (1985), onde um elemento de solo é submetido a forças de compressão vertical (σ_v) de intensidade conhecida, e tensão horizontal (σ_h), a qual deve ser determinada. Sabe-se que a intensidade da tensão horizontal é função do deslocamento lateral sofrido pelo solo, e duas situações limites podem acontecer:

- Estado de repouso (K_0), onde os deslocamentos horizontais são nulos;
- Estado ativo (K_a), onde o solo se encontra na iminência de ruptura.

Em maciços reforçados com elementos de reforço perfeitamente rígidos ou inextensíveis (ex. tiras de aço), os deslocamentos laterais são quase nulos,

prevalecendo a condição de repouso. Se forem empregados elementos de reforço extensíveis (ex. geotêxteis) a massa irá se deslocar lateralmente com magnitude suficiente, para estabelecer o estado ativo. Portanto, a rigidez do reforço é um parâmetro importante para estabelecer o estado de tensões e deslocamento dentro de um muro de solo reforçado sob condições de serviço.

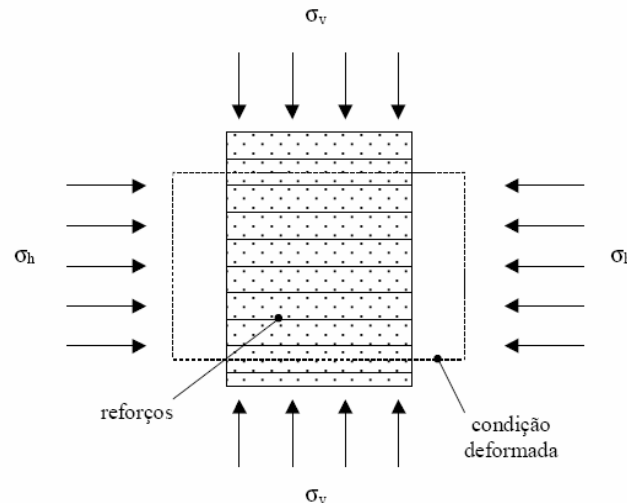


Figura 2.29 – Ilustração esquemática sobre o estado de tensões e deformações em um elemento hipotético de solo reforçado (Dantas, 2004).

2.5.4. Influência da compactação do solo

Segundo Caputo (1988), a compactação de um solo é um processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de seus vazios e, assim, aumentar sua resistência.

Segundo Duncan et al. (1991), quando o solo é compactado em camadas por rolos ou placas vibratórias, as pressões de terra horizontal e vertical dentro da massa de solo compactado se incrementam, alterando o estado de tensões na massa de solo e as deformações que acontecem no período construtivo e após a construção. A Figura 2.30 apresenta o acréscimo de tensões no solo devido à operação de compactação.

Muitas pesquisas foram desenvolvidas para estudar o efeito da compactação em muros de contenção tradicionais (Sowers et al., 1957; D'Appolonia et al., 1969; Ingold, 1979; Duncan e Seed, 1986). Entretanto, tal fato não acontece para o caso de muros reforçados, onde ainda não têm sido realizadas muitas pesquisas para se

melhor entender seu comportamento e a influência da compactação no desenvolvimento de forças de tração.

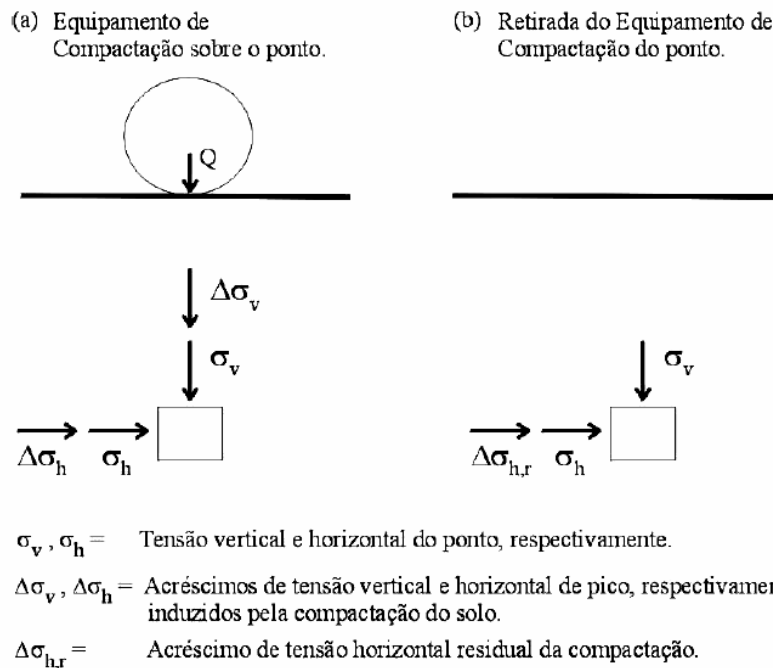


Figura 2.30 – Acréscimo de tensão no solo devido à operação de compactação (Dantas, 2004).

Loiola (2001) realizou análise numérica para estudar a influência da compactação do solo. O estudo foi desenvolvido utilizando um programa de elementos finitos para simular o comportamento de um muro de 5m de altura, com um material de aterro sem coesão de face flexível e rígida, avaliando diferentes tipos de reforço. Resultados desta pesquisa são apresentados na Figura 2.31, para estruturas de face rígida com reforços de diferentes rigidezes, conforme o valor de rigidez relativa S_i . Segundo a Figura 2.31, a compactação do solo tende a induzir maiores forças de tração nos reforços, em especial para reforços menos rígidos.

Saramago (2002) estudou a influência da compactação no comportamento de muros de solo reforçado. O estudo foi realizado com a utilização de modelos físicos de muros de solo reforçado, onde foram monitoradas as tensões desenvolvidas ao longo do reforço e os deslocamentos horizontais internos e da face do muro. O autor concluiu que a tensão vertical induzida pelo compactador pode aumentar as forças de tração nos reforços e os deslocamentos horizontais do solo, assim como diminuir os recalques após a construção do muro.

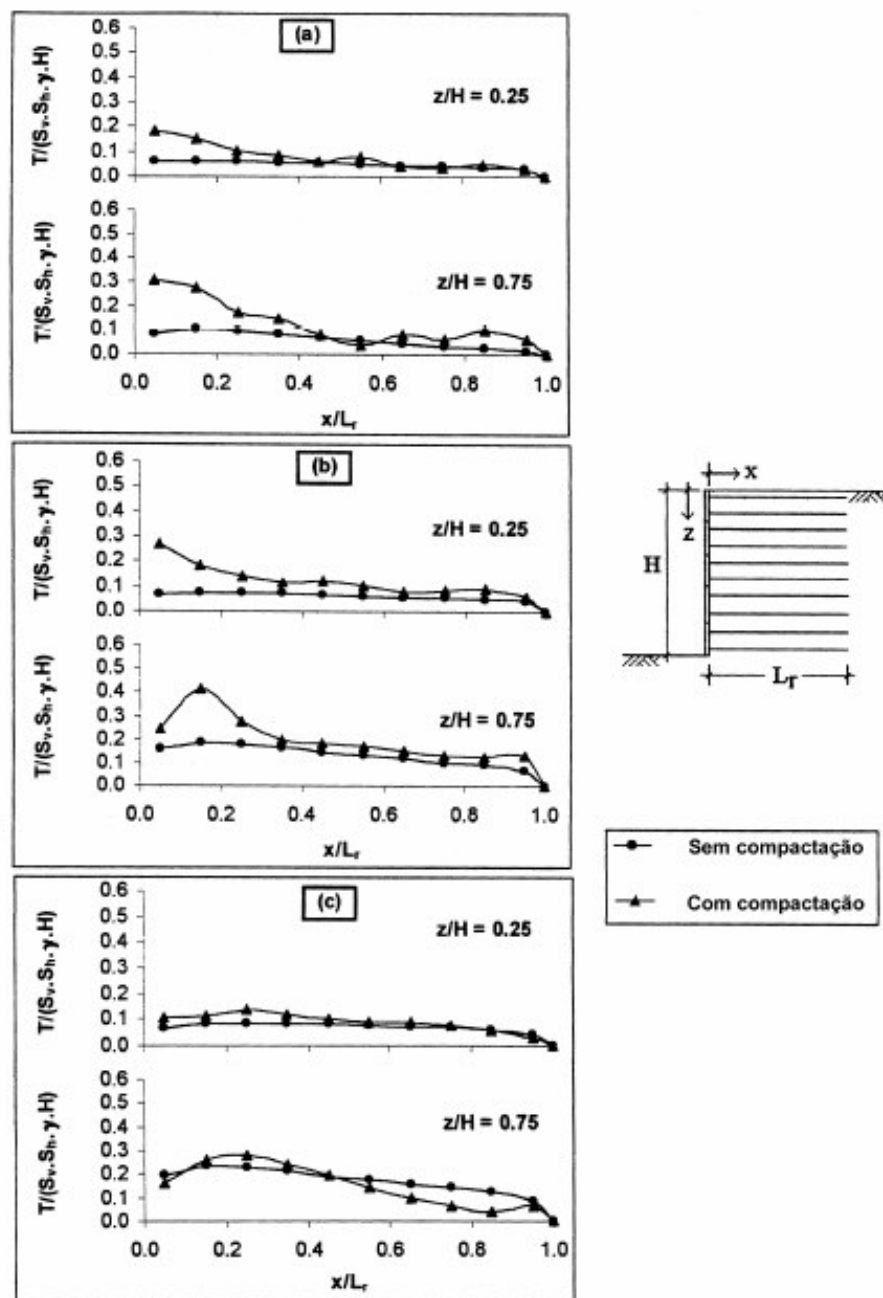


Figura 2.31 – Influência da compactação do solo na tração atuante nos reforços, para estruturas com face rígida e diferentes índices de rigidez relativa (Loiola, 2001).

Resultados da pesquisa de Saramago (2002) são apresentados na Figura 2.32. Segundo a figura, nota-se que o simples lançamento de camadas sobrejacentes, ou mesmo compactação com placas vibratórias, não acarreta grandes variações nas forças de tração ao longo dos reforços, em comparação aos incrementos provocados pela compactação com soquete vibratório (sapo).

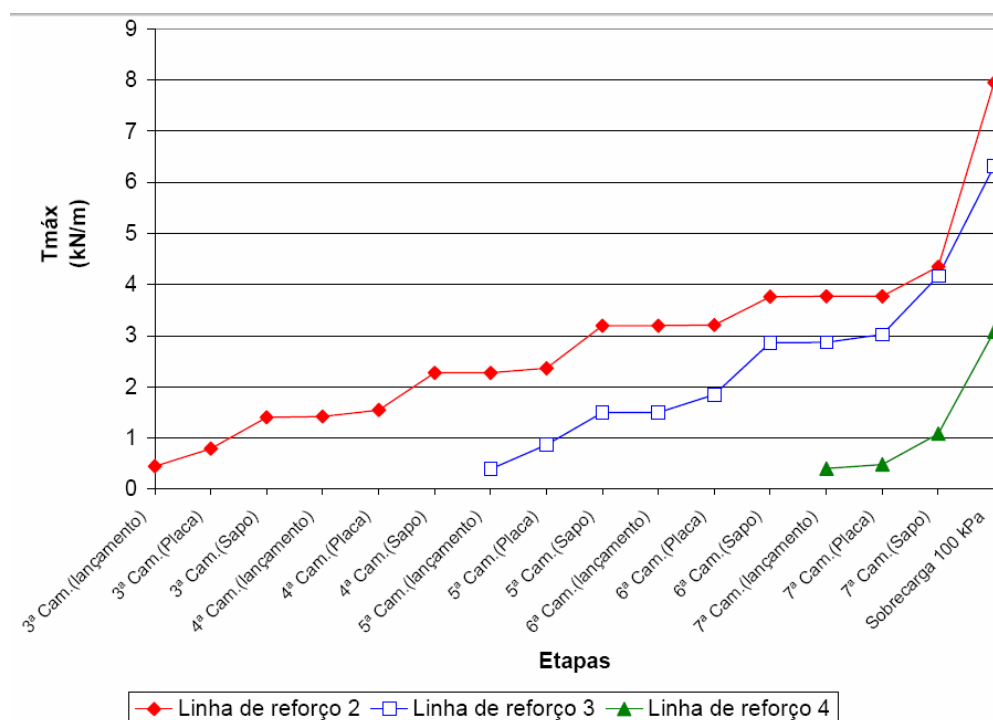


Figura 2.32 – Evolução de $T_{\max}$ ao longo do reforço (Saramago, 2002).

2.5.5.

Influência da rigidez da face

Tatsuoka (1993) apresentou uma análise geral dos efeitos da rigidez da face sobre as cargas de tração em muros de solo reforçado. Ele sugere uma classificação dos tipos de face de acordo com o grau de rigidez das mesmas: tipos A e B, muito flexíveis (face de gabião, geossintético autoenvelopado), tipo C, painéis de concreto articulado (incremental); tipo D, face de concreto pré-fabricado contínua; e tipo E, estruturas de gravidade de concreto. A rigidez da face foi definida em termos de rigidez local, axial, ao cisalhamento e à flexão, e a massa total como uma estrutura de gravidade. O autor conclui que a deformação da massa de solo reforçado tende a diminuir devido ao incremento do confinamento do solo causado por uma face muito rígida, reduzindo as cargas de tensão nos reforços. As cargas transmitidas pela face ao pé do muro podem também contribuir para a estabilidade e em faces rígidas. Se a face de muro fosse uma estrutura ampla se comportaria como uma estrutura de gravidade, e as tensões no reforço poderiam reduzir-se a valores muito baixos.

Considerando a Figura 2.33, Tatsuoka (1993) mostra que a força de tração máxima disponível no reforço ($T_{\max}$) é dada pela Equação 2.32:

Tatsuoka et al. (1989), a partir de modelos em escala reduzida demonstraram que, sob mesmas condições de carregamento, a magnitude das tensões verticais na região próxima à base do muro de solo reforçado diminui com o aumento da rigidez da face, sugerindo que tal rigidez promova algum efeito de estabilização.