

2 Estruturas de solo reforçado

2.1. Introdução

Os geossintéticos constituem um dos mais novos grupos de materiais de construção, empregados correntemente em obras de vários portes, especialmente na construção pesada. O termo deriva da junção de “geo”, referindo-se à terra, e “sintético”, referindo-se aos materiais poliméricos empregados na sua fabricação, conforme Abramento (2002).

Segundo aquele autor, os geotêxteis foram o primeiro tipo de geossintético empregado sistematicamente em geotecnia, tendo sido empregados a partir dos anos 1950, nos Estados Unidos, como elementos de drenagem, separação ou controle de erosão. Seu uso na Europa iniciou-se nos anos 1960 e, no Brasil, a partir dos anos 1970.

A utilização de elementos com elevada resistência à tração para reforçar solos, por outro lado, remonta ao período de civilizações antigas, segundo Elias et al. (2001). Galhos de árvores foram utilizados, na China, para reforço de barragens de terra por pelo menos um milênio e a famosa muralha da China tem trechos de solo reforçado.

Apesar deste histórico, o moderno conceito estrutural de solo reforçado para estruturas de contenção foi desenvolvido somente durante a década de 1960, na França, pelo engenheiro Henri Vidal, conforme Elias et al. (2001).

Aproveitando a filosofia do solo reforçado e o rápido desenvolvimento da indústria petroquímica, começaram a surgir, nas décadas seguintes, vários materiais sintéticos de elevada resistência à tração, capazes de reforçar solos.

Segundo Elias et al. (2001), o uso de geotêxteis em estruturas de solo reforçado foi iniciado em 1971, na França, e 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 são construídos, somente

naquele país, milhões de metros quadrados por ano de estruturas de solo reforçado com geossintéticos dos mais variados tipos.

O desenvolvimento dos geossintéticos foi rápido e notável. Os geossintéticos representam alternativas geralmente mais baratas e fáceis de executar em relação às soluções tradicionais existentes. Por isto, em questão de quatro décadas, passaram do status de tecnologia incipiente ao de tecnologia de ponta, com larga aceitação e crescente demanda. No início dos anos 1990, sua indústria já movimentava cifras de bilhões de dólares (Koerner, 1990). A técnica do solo reforçado encontra emprego em projetos de rodovias, portos, canais, mineração, contenções de taludes e urbanização, dentre outros.

2.1.1. Funções dos geossintéticos

Nesta revisão bibliográfica, a função de reforço será abordada mais detalhadamente, mas as outras serão sucintamente descritas. Segundo Koerner (1998) as funções dos geossintéticos nas obras geotécnicas podem ser agrupadas em cinco categorias, conforme descrito a seguir.

1. Separação – O geossintético é colocado entre dois materiais diferentes de maneira que eles não se misturem e que seus comportamentos permaneçam distintos. A separação é muito importante, por exemplo, no caso de aterros sobre solos moles, quando se deseja evitar a mistura do material de aterro com o solo mole, que certamente prejudicaria o comportamento mecânico do aterro.

A Figura 1 apresenta o mecanismo envolvido no uso de geossintéticos em separação.

2. Filtração – Segundo Koerner (1998), filtração é o equilíbrio geossintético-solo que permite um adequado fluxo de líquido com limitada perda de solo perpendicularmente ao plano do geossintético, durante uma vida de serviço compatível com a aplicação em consideração.

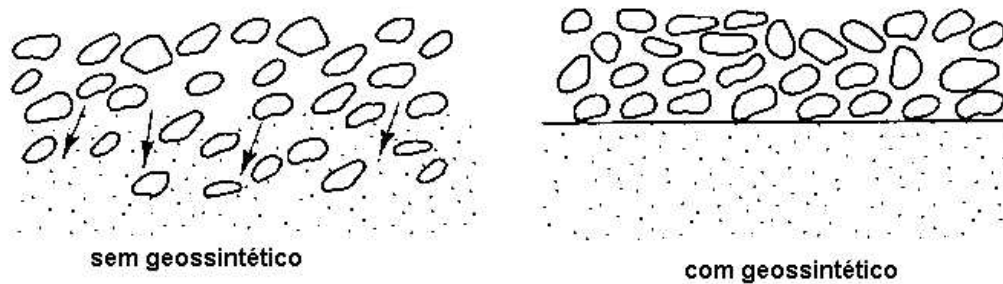


Figura 1 - Exemplo de função de separação: o geossintético impede a mistura entre a brita do aterro e o solo fino natural (Koerner, 1998).

3. Drenagem – É o equilíbrio geossintético-solo que permite um adequado fluxo de líquido com limitada perda de solo paralelamente ao plano do geossintético, dentro de sua estrutura, durante uma vida de serviço compatível com a aplicação em consideração.

4. Impermeabilização – O geossintético é usado como barreira para impedir a passagem de líquidos. Esta aplicação assumiu grande importância nas últimas décadas devido ao crescimento das exigências ambientais para disposição de resíduos e rejeitos.

5. Reforço – Os solos em geral têm pouca ou nenhuma resistência à tração. Os geossintéticos, ao contrário, caracterizam-se por possuírem elevada resistência à tração. Desta forma, assim como se adiciona aço ao concreto para melhorar seu comportamento em relação a determinadas solicitações, pode-se inserir geossintéticos no solo. O compósito criado pela união destes dois materiais apresenta um comportamento mecânico melhor do que o solo não reforçado.

A Figura 2 apresenta a mudança de comportamento do solo a partir da inclusão dos reforços.

O conceito de reforço de solos por geossintéticos pode ser aplicado para construção de estruturas de contenção, reforço de aterros sobre solos com baixa capacidade de suporte ou reforço de camadas de pavimentos.

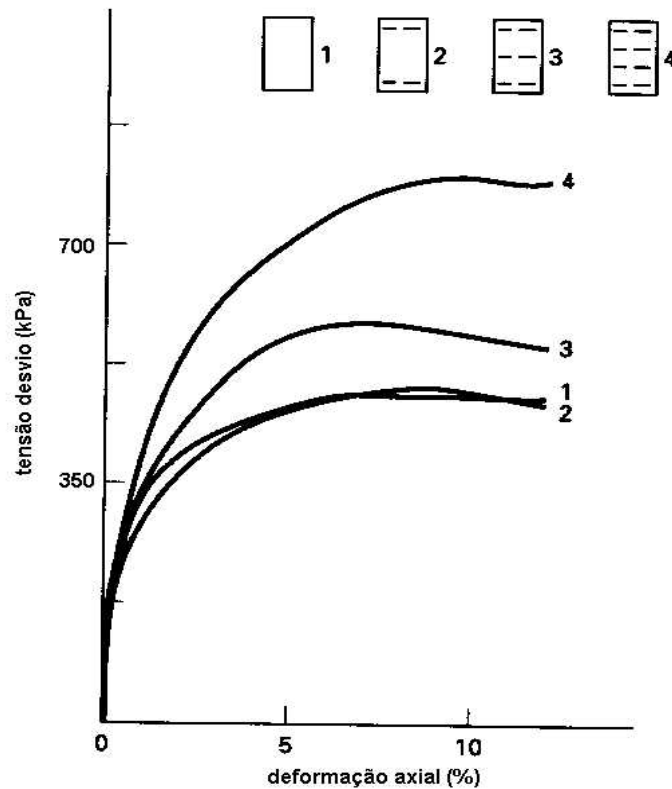


Figura 2 - Resultados de ensaios triaxiais em areia densa sob tensão confinante de 210 kPa em amostras sem e com reforços. (Koerner, 1998).

2.1.2. Tipos de geossintéticos

Os principais tipos de geossintéticos disponíveis comercialmente são geogrelhas, geotêxteis, geomembranas e geocompostos, dentre outros. As geogrelhas, em função do objeto desta pesquisa, serão enfocadas mais detalhadamente.

A Figura 3 apresenta alguns exemplares de geossintéticos comercialmente disponíveis.

As geogrelhas são especialmente produzidas para emprego na função de reforço de solos. São plásticos com uma estrutura plana, muito aberta, em formato de grelha, daí o nome geogrelha.

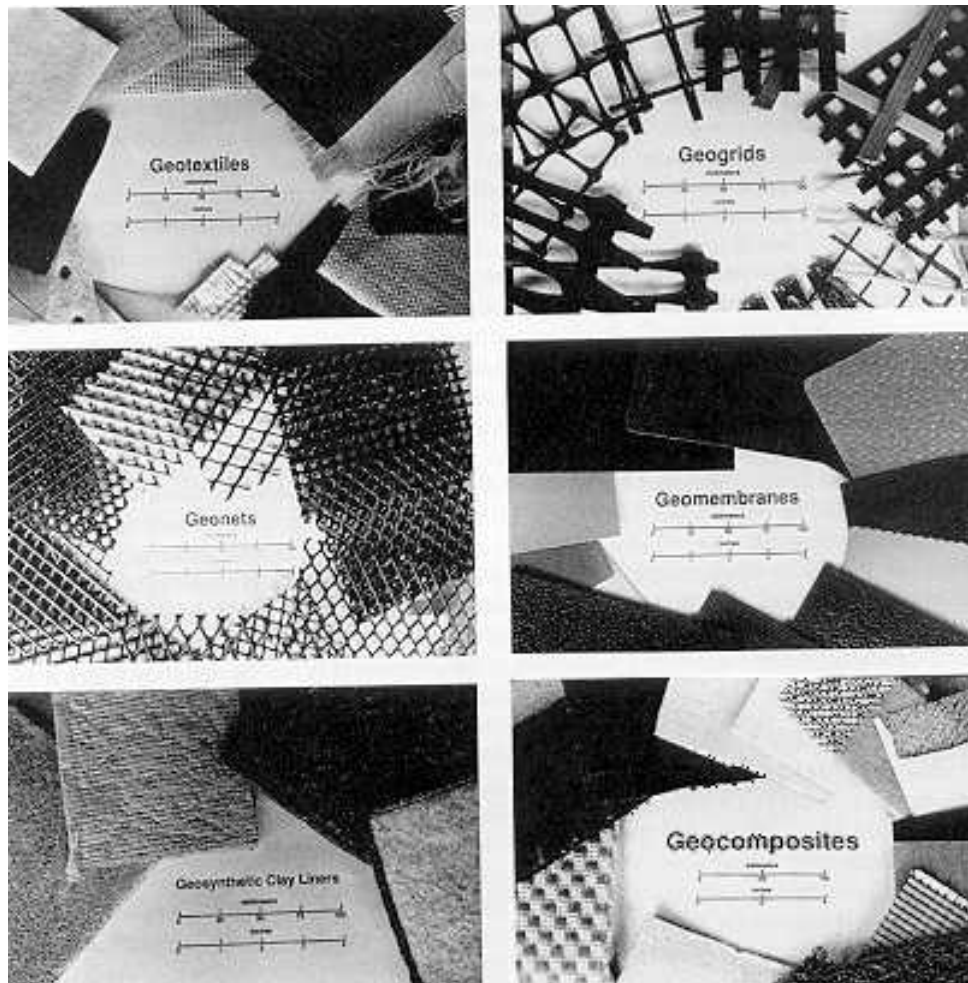


Figura 3 - Exemplos típicos de geossintéticos, segundo Koerner (1998).

2.1.3. Natureza e estrutura dos polímeros

A grande maioria dos geossintéticos é constituída de polímeros sintéticos. A estrutura molecular de um polímero pode ser comparada à reunião de muitas parcelas que se repetem. As partes repetidas são chamadas de monômeros.

Os polímeros mais empregados na fabricação de geossintéticos são o poliéster, o polipropileno e o polietileno. Consistem de longas cadeias de moléculas arranjadas em regiões cristalinas (cadeias alinhadas) e regiões amorfas (cadeias entrelaçadas de maneira aleatória), obtidas por processos químicos de polimerização. A Figura 4 apresenta uma representação esquemática da estrutura molecular dos monômeros que constituem os polímeros citados.

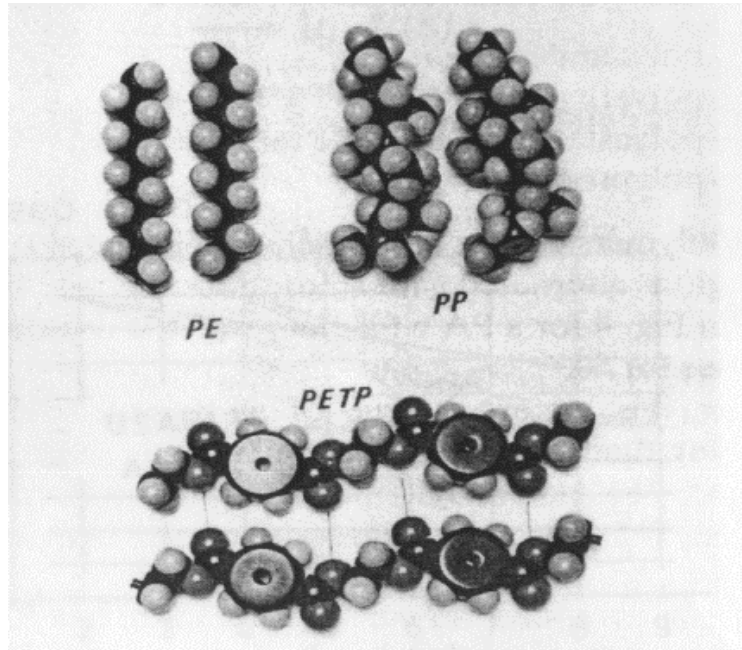


Figura 4 - Modelos moleculares dos polímeros polietileno (PE), polipropileno (PP) e poliéster (PETP), segundo den Hoedt, 1986.

2.2. Estruturas de solo reforçado

As estruturas de contenção são elementos indispensáveis de uma grande variedade de obras e projetos de engenharia, podendo ser necessárias à construção de pontes, rodovias, píeres, atracadouros, ferrovias, prédios em geral, usinas, barragens, etc. Esta revisão não pretende esgotar o tema, mas coletar as informações necessárias à compreensão dos capítulos seguintes deste trabalho.

Durante muitos anos, estruturas tradicionais em concreto armado ou ciclópico, atirantadas ou não, serviram aos propósitos dos projetistas. Entretanto, com o aumento da altura de solo a conter e eventual má qualidade do solo de fundação, o custo destas estruturas eleva-se consideravelmente.

A Figura 5 apresenta uma comparação de custos de alguns tipos de estruturas de contenção.

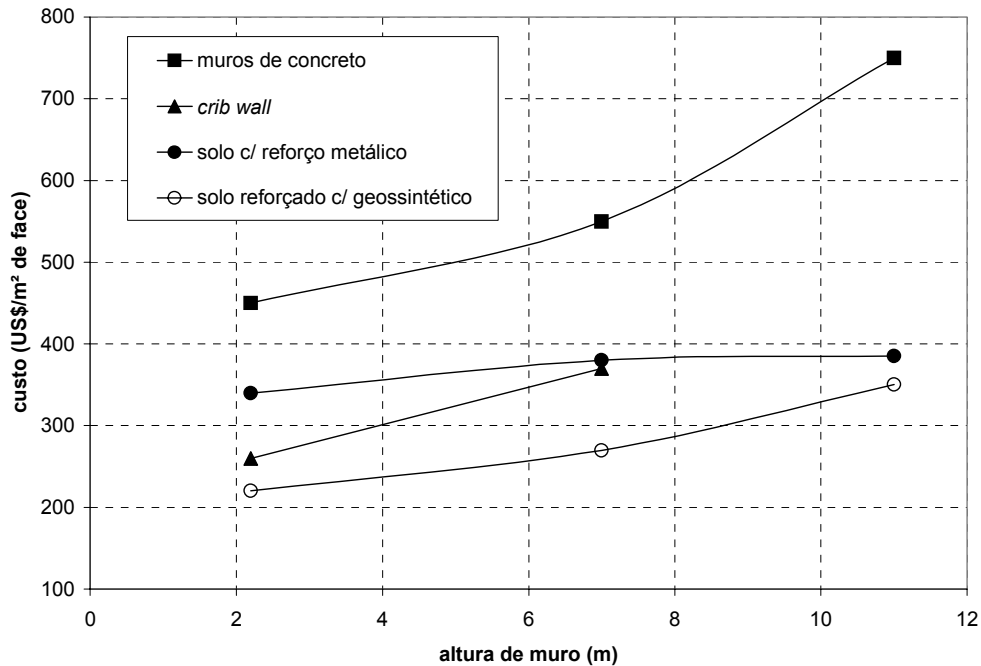


Figura 5 - Custos de construção, por área de face, em função da altura de muro, para várias soluções de contenção, conforme Elias et al. (2001).

Segundo Elias et al. (2001), nestas condições, manifestam-se claramente as vantagens das estruturas de contenção em solos reforçados. Elas são soluções econômicas, capazes de apresentar grande tolerância a recalques de fundação, facilidade construtiva e prazo de execução reduzido. Pode-se acrescentar ainda a vantagem de não exigirem mão de obra especializada. Permitem, além disto, a obtenção de taludes de solo estáveis, em posição vertical, e bom acabamento estético, no caso de uso de sistemas de faceamento adequados, por exemplo, blocos segmentais ou revegetação do talude.

O conceito é baseado na idéia de que reforços com resistência à tração podem ser inseridos no solo para permitir taludes mais íngremes, ou mesmo verticais. Pode-se dividir a massa de solo reforçada em duas zonas, grosso modo. A zona 1 é potencialmente instável, tendendo ao escorregamento. A zona 2 é estável. O solo da zona 1 tenta movimentar-se, arrastando consigo o reforço. O reforço restringe o movimento, pois está preso na zona 2. A função do reforço é, portanto, "costurar" as zonas estável e potencialmente instável, impedindo a ruptura e minimizando as deformações. Desta interação solo-reforço provém a estabilidade interna da estrutura. A Figura 6 representa esquematicamente as duas zonas da massa de solo reforçado.

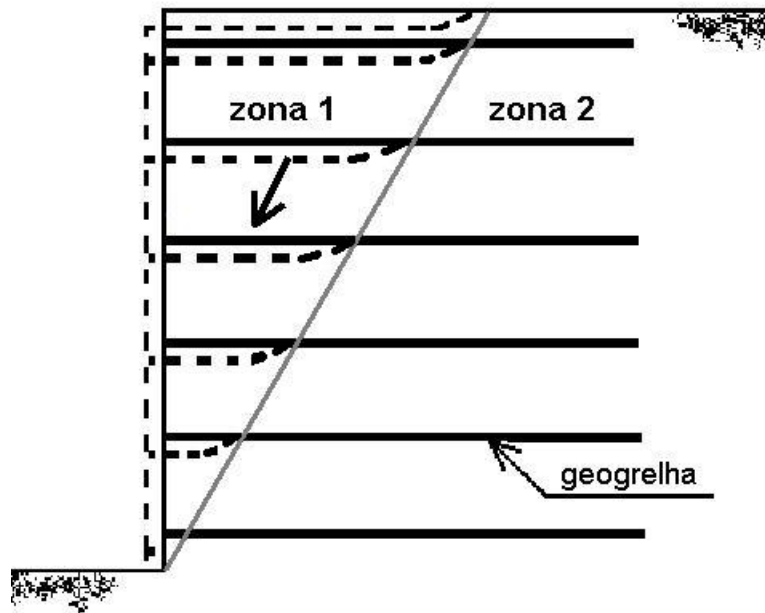


Figura 6 - Divisão da massa de solo reforçado em duas zonas.

2.2.1.

Sistemas construtivos de estruturas de contenção em solo reforçado

Desde a época da construção das primeiras estruturas de contenção em solos reforçados com geossintéticos, até o momento, vários sistemas foram desenvolvidos. Atualmente, a maioria das patentes de sistemas construtivos já expirou, levando a uma proliferação de sistemas e componentes que podem ser adquiridos separadamente e reunidos em uma única estrutura pelo projetista/construtor, Elias et al. (2001).

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

1. Inclinação da face – segundo Jones (2002), as estruturas com face inclinada mais de 80° em relação à horizontal são consideradas muros e as demais taludes de solo reforçado. Em Elias et al. (2001), encontra-se uma definição um

pouco diferente. Para os autores, quaisquer estruturas com face inclinada mais de 70° são consideradas muros.

2. Faceamento – a face de uma estrutura de solo reforçado pode ser constituída pelos próprios reforços enrolados (auto-envelopamento), por blocos de concreto pré-moldados, por uma parede de alvenaria, por painéis de concreto, por sacos com terra vegetal para permitir a revegetação do talude, etc. Vários autores apresentam exemplos de tipos de faceamento. A Figura 7 apresenta um exemplo de muro de solo reforçado com geossintético e face de blocos de madeira citado por Koerner (1998). Azambuja e Strauss (1999), Saramago (2002), e Bathurst (2002) apresentam vários sistemas de faceamento em blocos de concreto pré-moldado. A Figura 8 apresenta claramente a facilidade de montagem de um destes tipos de sistema. Na Figura 9 são apresentados vários blocos. A Figura 10 apresenta a seqüência construtiva de um muro auto-envelopado. Um exemplo de faceamento diferenciado é apresentado na Figura 11. Conforme Garg (1998) optou-se por utilizar um muro de blocos de pedra como faceamento de uma estrutura de solo reforçado, sem que os reforços fossem conectados à face. Novas técnicas de faceamento continuam sendo implementadas, demonstrando a versatilidade dos solos reforçados. A Figura 12 apresenta um muro de solo reforçado com faceamento em pneus, construído no Rio Grande do Sul.

3. 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 13 apresenta um muro de solo reforçado com espaçamento variável dos reforços. Na Figura 14 é apresentado um talude de solo reforçado com comprimento variável dos reforços, no qual destaca-se o pequeno comprimento utilizado próximo à base.

4. Tipo de reforço – podem ser empregados diferentes geossintéticos, como geotêxteis, geogrelhas ou combinações de ambos, assim como reforços metálicos. Neste trabalho será focado somente o reforço com geogrelha.

Outra questão de grande importância diz respeito ao tipo de solo empregado. É cada vez mais freqüente o uso de solos finos em estruturas de solo reforçado,

apesar da maioria dos critérios de projeto ainda considerarem os solos granulares não coesivos como sendo os mais indicados (Jones, 2002). Elias et al. (2001), por exemplo, cita a obrigatoriedade de uso de solos granulares como uma das desvantagens dos sistemas de contenção em solo reforçado, ignorando a possibilidade de uso de solos finos.

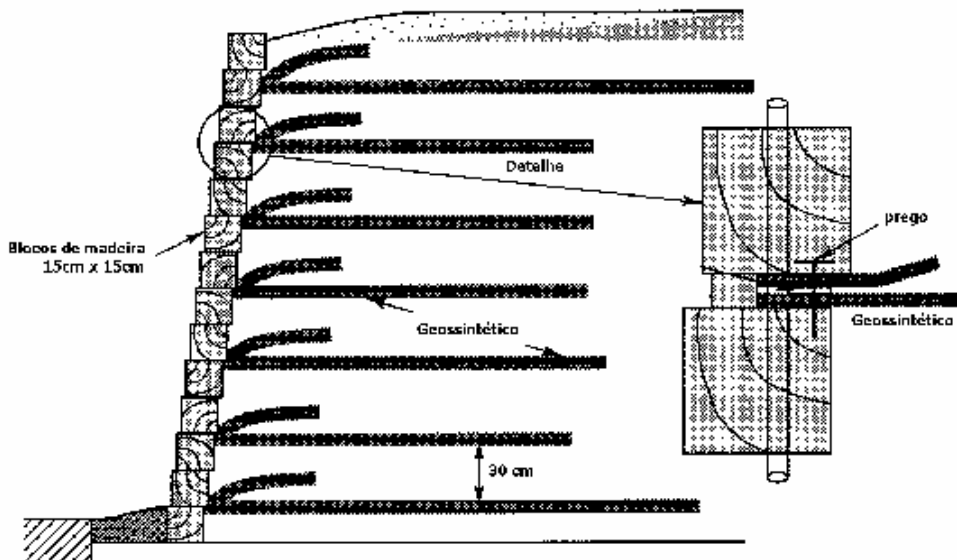


Figura 7- Muro de solo reforçado com geossintético e face de blocos de madeira, Koerner (1998).



Figura 8 - Muro de solo reforçado com geogrelha e face em blocos de concreto, segundo Bathurst (2002).

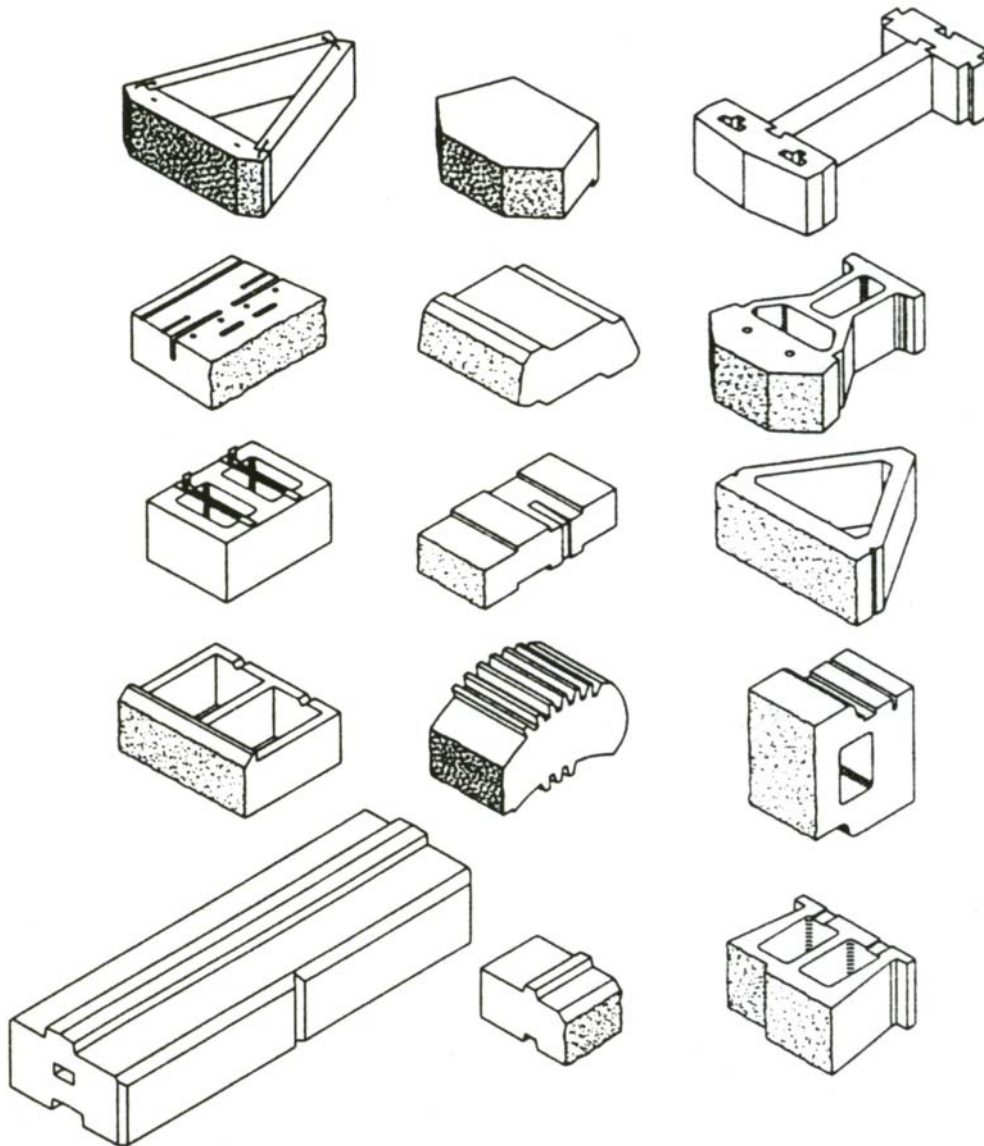


Figura 9 - Exemplos de blocos pré-moldados para faceamento de muro de solo reforçado, segundo Bathurst et al. (1993).

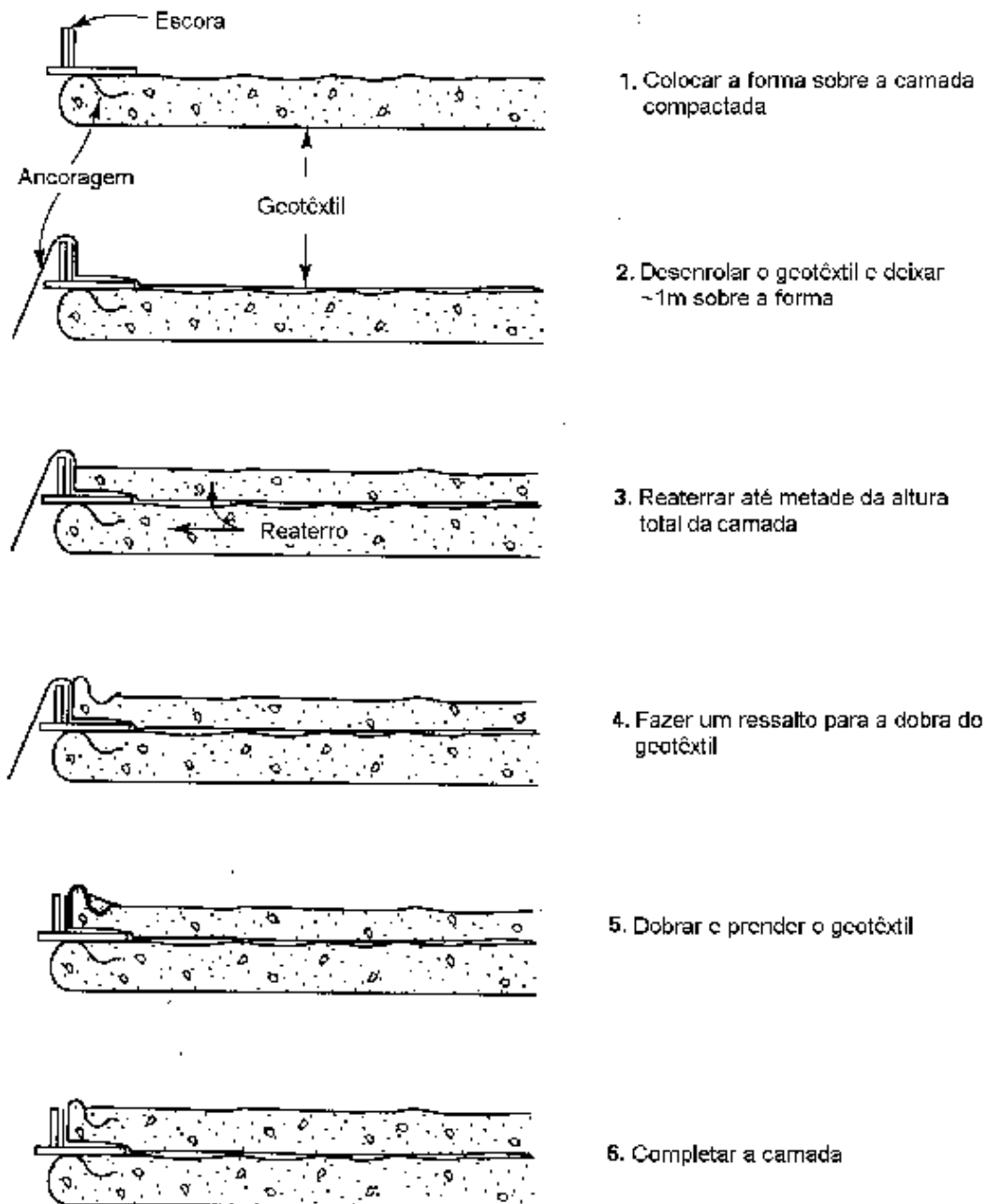


Figura 10 - Muro de solo reforçado auto-envelopado com geotêxtil (Koerner, 1998).

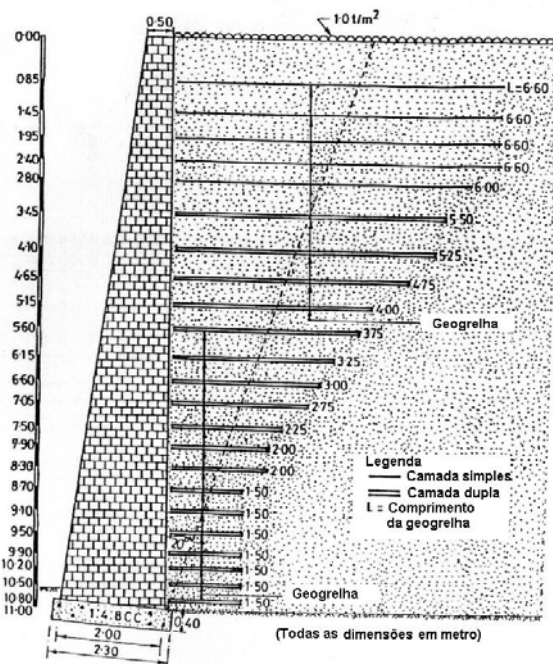


Figura 11 - Muro de solo reforçado por geogrelhas com faceamento em blocos de pedra (Garg, 1998).

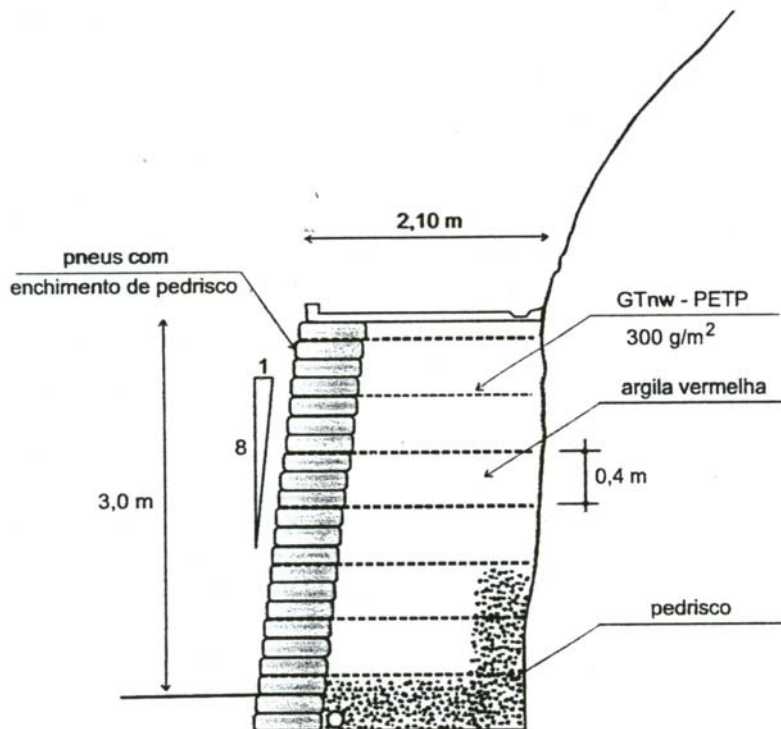


Figura 12 - Muro de solo reforçado por geossintéticos com faceamento em pneus (Azambuja e Strauss, 1999).

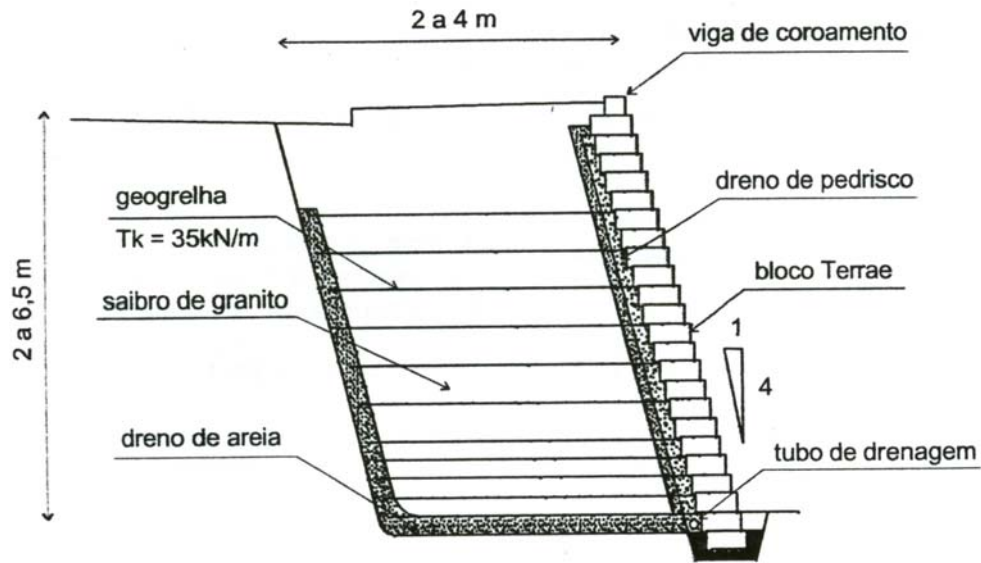


Figura 13 - Muro de solo reforçado por geogrelhas com espaçamento variável (Azambuja e Strauss, 1999).

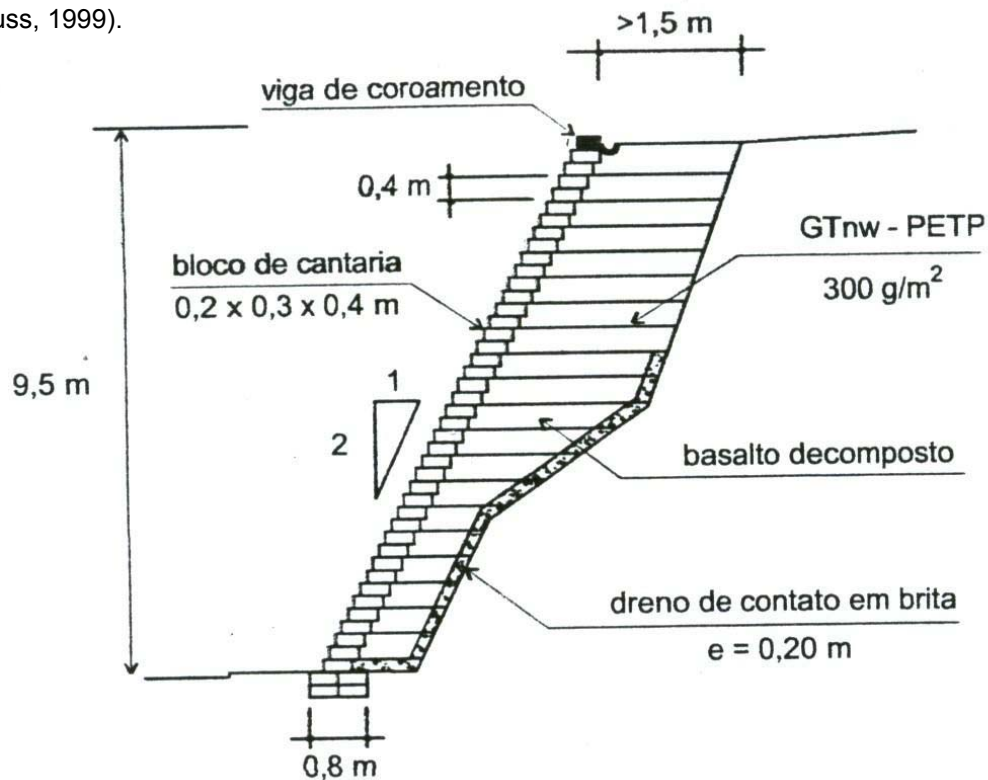


Figura 14 - Talude reforçado por geossintéticos com comprimento variável (Azambuja e Strauss, 1999).

Outro exemplo são os requisitos para seleção de material para reaterro compactado de estruturas de solo reforçado apresentados por AASHTO (1990), transcritos na Tabela 2.1.

O Exército e a Força Aérea dos Estados Unidos, em seus manuais, adotam uma postura ainda mais restritiva, especificando que a porcentagem passante na peneira #200 seja de, no máximo, 12, e que o solo seja não plástico e seja livremente drenante, conforme USAR (1995). Zornberg et al. (1995), descreve uma obra de talude reforçado, nos Estados Unidos, em que a porcentagem máxima de finos admitida, no solo compactado, é de 15% passantes na peneira #200.

Tabela 1 - Material para reaterro compactado em estruturas de solo reforçado – requisitos.

Abertura da peneira (mm)	% passante
19 (# 3/4)	100
4,75 (# 4)	100 – 20
0,425 (# 40)	0 – 60
0,075 (# 200)	0 – 15
Índice de Plasticidade $IP \leq 6$.	

As restrições ao uso de solos finos que foram citadas são compreensíveis, tendo em vista que a maioria dos critérios de projeto foi gerada por autores de países de clima temperado, onde os solos finos, ditos coesivos, geralmente são de qualidade duvidosa.

No Brasil, em certas regiões, a obtenção de solos granulares pode ser muito dispendiosa. Além disto, é possível obter solos residuais com porcentagens significativas de finos e comportamento mecânico razoável. Por estas razões, em nosso país, os solos finos vêm sendo utilizados com sucesso.

Azambuja e Strauss (1999) relatam onze casos de estruturas de solo reforçado construídas no Rio Grande do Sul, com alturas de até 9,5m, resultantes da experiência profissional dos autores. Em nove dos casos relatados, os solos são descritos como argilosos ou residuais. Os residuais derivam de rochas como granito, basalto e até mesmo argilito. Nos dois casos restantes ou autores não especificam o tipo de solo empregado.

Nos muros auto-envelopados a face é constituída pelo próprio geossintético, devidamente dobrado e ancorado no reaterro compactado. Para realizar a operação

de dobragem e para conter o solo durante a compactação geralmente são empregadas escoras de madeira ou metal. Entretanto, cabe ressaltar que acabamento geralmente não é esteticamente satisfatório, além da desvantagem de ser necessário providenciar alguma proteção para o geossintético exposto, tanto contra vandalismo como contra degradação por raios ultravioletas.

Pode-se superar estes problemas pelo emprego de face de blocos pré-moldados ou revegetação da face. Outras maneiras são a utilização de faceamentos alternativos como os relatados anteriormente.

A ligação entre os elementos de reforço e os blocos da face pode ser feita de várias maneiras, geralmente em função do tipo de bloco utilizado. Segundo Azambuja e Strauss (1999) os faceamentos em blocos pré-moldados tem grande aceitação, em virtude da qualidade estética resultante. Reccius (1999) também destaca como vantagem dos muros com faceamento de blocos a flexibilidade e rapidez na montagem.

2.2.2. Estabilidade de maciços reforçados

Uma estrutura de solo reforçado deve ser estável interna e externamente. A estabilidade externa é garantida pelo peso de toda a massa de solo reforçado que, uma vez garantida sua estabilidade interna, pode ser encarada como um corpo rígido conforme Silva e Abramento (1995).

As verificações empregadas para a estabilidade externa das estruturas de contenção em solo reforçado são as mesmas empregadas em muros de gravidade tradicionais, ou seja, a estabilidade é verificada em termos de tombamento do maciço reforçado, deslizamento ao longo de um plano preferencial e ruptura da fundação por falta de capacidade de suporte, conforme Koerner (1998). Bonaparte et al. (1987) recomendam, ainda, analisar a segurança quanto à possibilidade de uma ruptura generalizada passando por trás da massa reforçada e sob a base da mesma. A Figura 15 apresenta os modos de instabilidade externa citados por Koerner (1998).

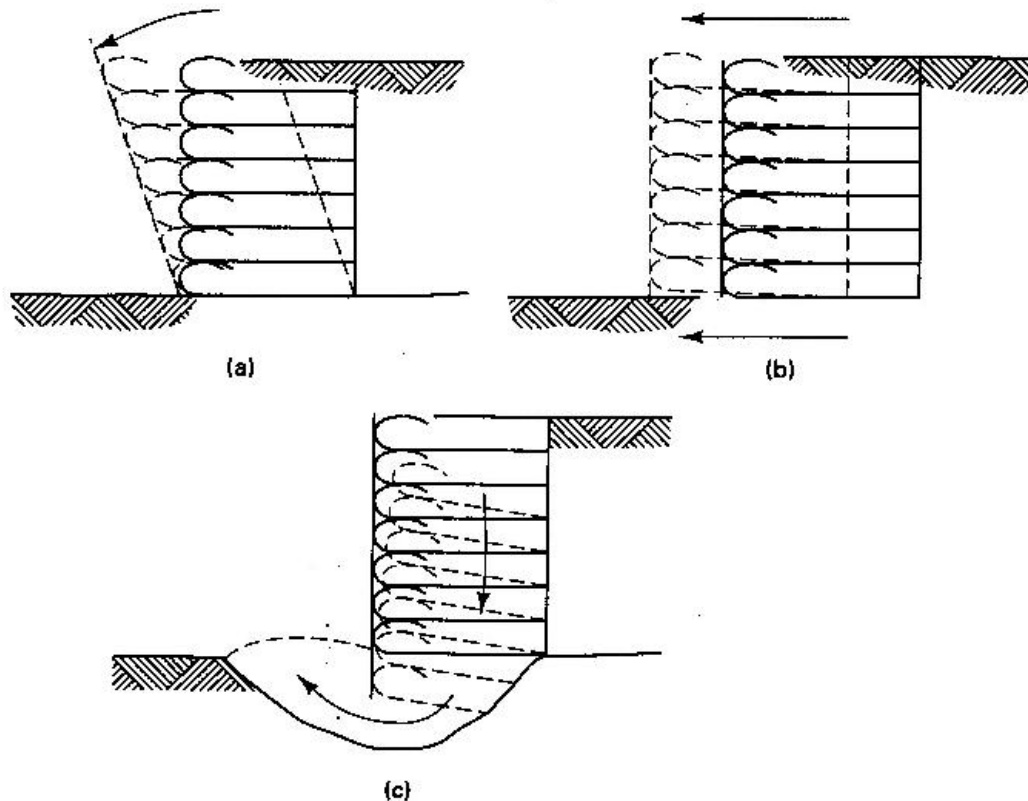


Figura 15 - Instabilidade externa de muros de solo reforçado: a) tombamento, b) deslizamento e c) capacidade de carga insuficiente (Koerner, 1998).

As análises de estabilidade externa encontram-se fora do escopo desta pesquisa e, por isto, não serão abordadas.

Um dos aspectos mais importantes no projeto de um solo reforçado é a análise de sua estabilidade interna. Primeiramente, é necessário conhecer os mecanismos de interação pelos quais as tensões são transferidas entre solo e geossintético, além dos modos de ruptura das estruturas de solo reforçado. A transferência de tensões entre solo e geossintético e vice versa se dá por meio de atrito e empuxo, basicamente. Esta questão será analisada mais detalhadamente nos itens seguintes desta revisão.

Milligan e Palmeira (1987) relatam três mecanismos para ruptura interna do solo reforçado. Num primeiro mecanismo, a superfície de ruptura 1 indicada na Figura 16 atravessa e, eventualmente, rompe o geossintético no ponto A. Se não ocorrer a ruptura no ponto A, pode ocorrer o arrancamento do reforço no trecho AB. Ainda é possível que ocorra uma ruptura por cisalhamento na interface solo-geossintético, ao longo do trecho CD, segundo a superfície 2.

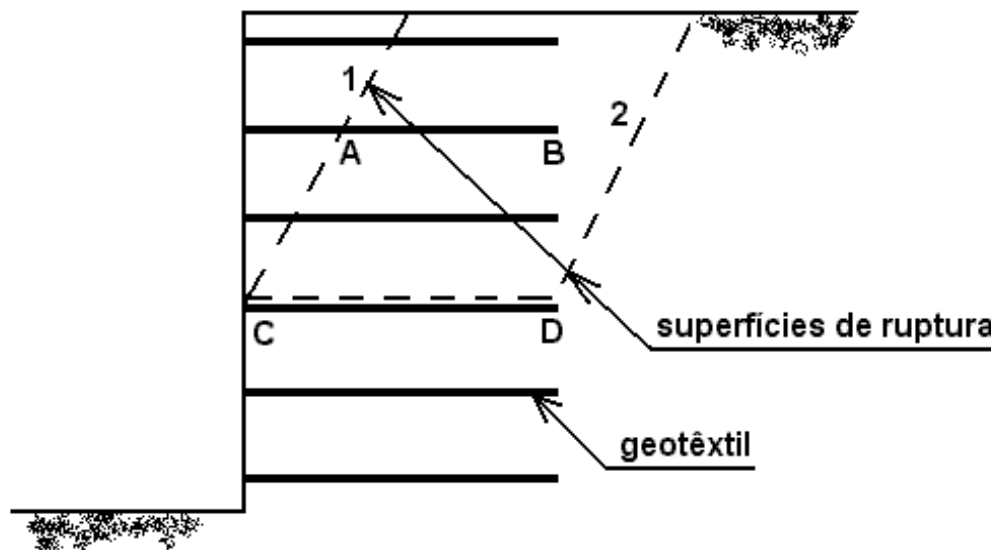


Figura 16 - Mecanismos de ruptura interna em uma estrutura de solo reforçado (Milligan e Palmeira, 1987).

Bathurst et al. (1993) apresentam uma lista de seis modos de ruptura interna possíveis, incluindo arrancamento dos reforços, ruptura por tração e cisalhamento no plano horizontal e acrescentando as possibilidades de ruptura das conexões entre os reforços e o faceamento, cisalhamento e tombamento dos elementos da face. A Figura 17 apresenta esquematicamente as concepções dos autores.

Segundo Bonaparte et al. (1987), há duas abordagens teoricamente possíveis para análise da estabilidade interna, conforme a seguir:

1. Abordagem global: envolve a análise do comportamento de um *continuum* equivalente com propriedades mecânicas definidas. Os autores citam como exemplo a avaliação de uma massa de solo reforçado por um critério de ruptura de Mohr-Coulomb, no qual utilizar-se-ia um ângulo de atrito semelhante ao do solo e um intercepto coesivo maior. Este intercepto coesivo seria anisotrópico para reforços com geossintéticos planares, como geogrelhas. O uso desta abordagem para estruturas com microreforços é interessante, mas altamente questionável para estruturas reforçadas com geogrelhas ou geotêxteis, devido à dificuldade de definir as propriedades do compósito representado pela massa de solo reforçado.

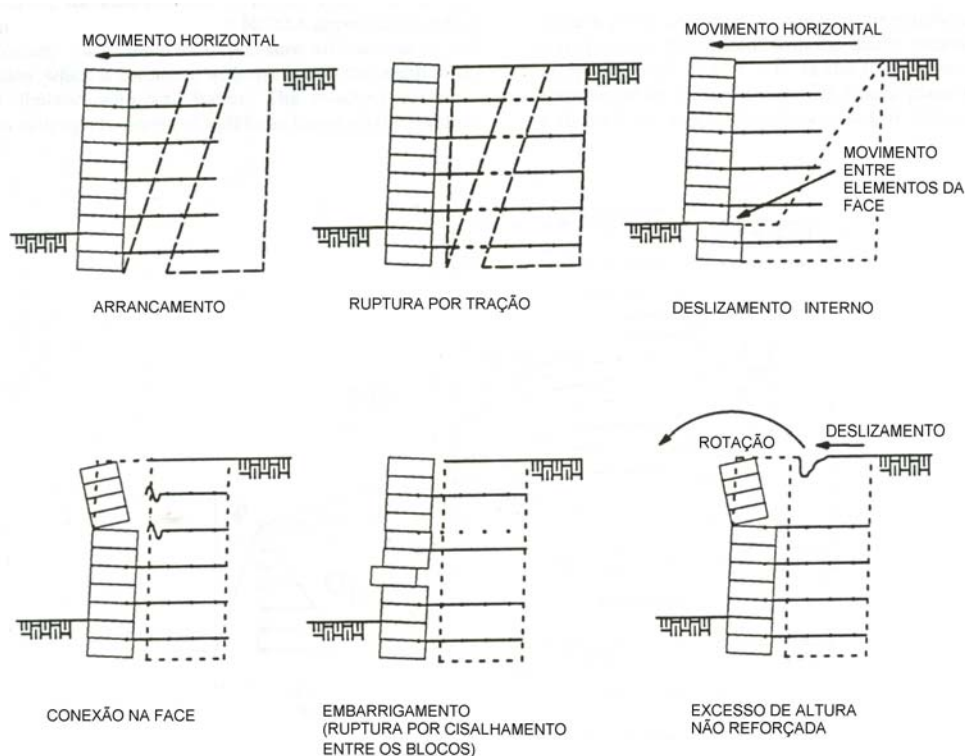


Figura 17 - Modos de ruptura interna idealizados, segundo Bathurst et al. (1993).

2. Abordagem discreta: consiste na análise da transferência de tensões entre o solo e o reforço, permitindo o uso de teorias clássicas da mecânica dos solos e incorporando os vários efeitos dos reforços em equações de equilíbrio. Este tipo de abordagem pode ser empregado tanto para análises de equilíbrio limite quanto para análises de tensão e deformação por métodos numéricos. É o tipo de abordagem recomendado para solos reforçados com geossintéticos.

Na prática, além dos métodos numéricos, os projetistas podem optar por dois tipos de abordagem discreta: métodos de equilíbrio limite e métodos baseados em condições de trabalho.

A apresentação dos diversos métodos de projeto existentes na literatura não se enquadra nos objetivos desta revisão. Serão, portanto, descritas e discutidas a seguir, as características básicas de alguns métodos correntemente empregados, bem como suas limitações eventuais.

2.2.3. Métodos de equilíbrio limite

São os mais difundidos e empregados na prática, provavelmente devido à facilidade do seu emprego e a familiaridade dos projetistas com os conceitos empregados. Estes métodos supõem a estrutura em situação de colapso iminente e total mobilização da resistência ao cisalhamento do solo.

O solo reforçado é dividido em duas zonas, estável e potencialmente instável, conforme já citado anteriormente. Abramento (2002) apresenta um resumo das características dos métodos de equilíbrio limite mais conhecidos, conforme apresentado na Tabela 2.2. As principais diferenças entre os vários métodos disponíveis são a geometria da superfície de ruptura e o procedimento de equilíbrio estático adotado, conforme Silva e Abramento (1995).

Tabela 2 - Métodos para dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado, adaptado de Abramento (2002).

Método	Forma da superfície	Parâmetros	Comprimento dos reforços	Espaçamento dos reforços
Steward et al. (1977)	plana, a 45- $\phi'/2$	ϕ' , $c'=0$	constante	Variável
Jewell (1991)	bilinear ou log-espiral	$20^\circ \leq \phi' \leq 50^\circ$, $c'=0$	constante ou variável	Variável
Schmertmann et al. (1987)	plana, bilinear e circular	$15^\circ \leq \phi' \leq 35^\circ$, $c'=0$	constante ou variável	Variável
Leschinsky e Boedecker (1989)	cálculo variacional	$15^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$, $c'=0$	constante	Constante

Segundo McGown et al. (1998), historicamente, o principal objetivo do emprego de métodos de equilíbrio limite em projeto de estruturas de solo reforçado é estabelecer as combinações de cargas que as estruturas poderiam suportar sem risco de ruptura. Pequena ou nenhuma atenção era dada aos parâmetros de deformação do solo e do reforço e fatores de segurança elevados

eram utilizados para garantir, explicitamente, que não ocorreria colapso da estrutura e, implicitamente, que as deformações seriam aceitáveis.

Este trabalho não pretende apresentar uma revisão completa dos métodos disponíveis ou esgotar o assunto, mas apresentar alguns conceitos necessários ao desenvolvimento e compreensão da presente pesquisa. Para tanto, a seguir será descrito, sucintamente, o método de Steward et al. (1977), também conhecido como método do U.S. Forest Service.

Este método é bastante simples e muito utilizado, sendo recomendado por órgãos governamentais norte-americanos, tais como U.S. Army, conforme USAR (1995), e U.S. Forest Service, segundo Steward et al. (1977).

A face pode ser vertical ou inclinada e supõe-se que uma superfície potencial de ruptura atravessa a massa de solo reforçado, com uma inclinação de $45+\phi'/2$ em relação à horizontal, conforme demonstrado na Figura 18, dividindo o maciço em uma zona “ativa” e outra “resistente”. Esta hipótese de superfície de ruptura é mais adequada para faceamentos próximos da vertical e reforços poliméricos extensíveis, segundo Silva e Abramento (1995).

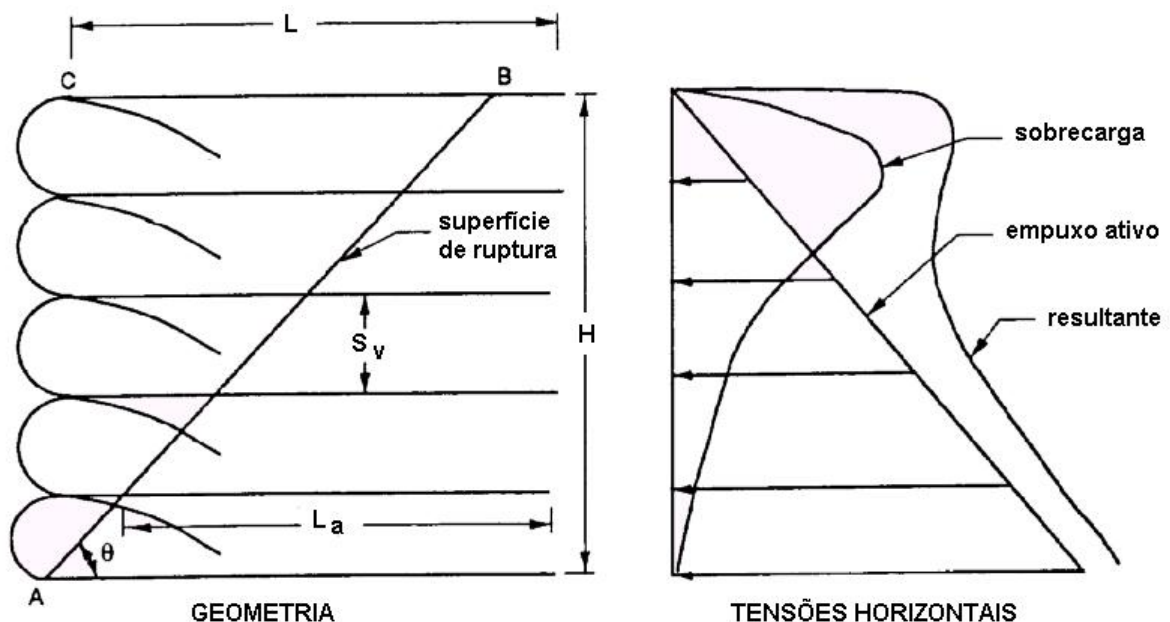


Figura 18 - Configuração de um muro de solo reforçado, segundo Steward et al. (1977).

Para determinar-se o espaçamento das camadas de reforço supõe-se, caso não haja sobrecarga, que a distribuição de tensões horizontais é linear, conforme segue:

$$\sigma'_h = K \cdot \gamma \cdot z \quad (2.1)$$

Onde:

- σ'_h tensão horizontal;
- K coeficiente de empuxo;
- γ peso específico do solo; e
- z profundidade considerada.

O método de Steward et al. (1977) adota a distribuição de empuxo correspondente ao solo em repouso. Outros autores, porém, preferem adotar o mesmo método, considerando o solo em estado ativo e, portanto, $K=K_a$, conforme Abramento (2002) e Koerner (1998).

Para o caso de face inclinada e solo coesivo, Abramento (2002) apresenta a possibilidade de utilizar-se as seguintes expressões:

$$\sigma'_h = K_a [\gamma \cdot z + q - 2 \cdot c' / (K_a)^{1/2}] \quad (2.2)$$

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi')}{[\text{sen}^3\alpha \cdot (1 + \text{sen}\phi' / \text{sen}\alpha)^2]} \quad (2.3)$$

$$\alpha = 180 - \omega \quad (2.4)$$

Onde:

- q sobrecarga;
- c' intercepto coesivo do solo;
- ω inclinação da face em relação à horizontal; e
- ϕ ângulo de atrito do solo.

O passo seguinte do método é a determinação do espaçamento entre os reforços ou, o que é equivalente, da tensão atuante, tendo em vista serem grandezas dependentes. A tensão de tração em qualquer reforço é o produto tensão horizontal e do espaçamento entre reforços. Desta forma, pode-se obter, para cada camada, um espaçamento diferente, mas o mais usual é dimensionar o espaçamento em função da camada inferior, onde a tensão horizontal é maior, e da resistência do reforço:

$$S_v = T_d / (\sigma'_h \cdot FS_g) \quad (2.5)$$

Onde:

S_v espaçamento vertical;

T_d resistência à tração de projeto do geossintético; e

FS_g fator de segurança global da estrutura, geralmente entre 1,3 e 1,5.

A resistência de projeto é determinada a partir da resistência à tração do geossintético, considerando-se fatores de redução que levam em conta os efeitos de danos de instalação, fluência, degradação química e biológica. A seguir determina-se o comprimento de ancoragem necessário para cada reforço:

$$L_a = S_v \cdot \sigma'_h \cdot FS_a / [2 (a + \gamma \cdot z \cdot \tan \delta)] \quad (2.6)$$

Onde:

L_a comprimento de ancoragem, além da superfície potencial de ruptura;

FS_a fator de segurança ao arrancamento, de 1,3 a 1,5;

a adesão da interface solo-geossintético; e

δ ângulo de atrito da interface solo-geossintético.

O comprimento total do geossintético deve incluir, também, a consideração da zona “ativa” e do envelopamento, se houver, e será, geralmente, constante ao longo da altura do muro. O método apresentado é básico e simplificado. Outras considerações mais sofisticadas podem ser utilizadas para a resistência ao arrancamento, por exemplo, considerando o empuxo mobilizado nos elementos

transversais da geogrelha, e para o cálculo do comprimento de envelopamento ou da resistência requerida nas conexões com o faceamento.

Outros autores desenvolveram métodos de projeto baseados em análise de equilíbrio limite. Schmertmann et al. (1987) apresentam um método simplificado baseado na hipótese de ruptura em cunha bilinear em taludes de solo não coesivo reforçado com geogrelhas. Os autores desenvolveram ábacos de projeto para dimensionamento da força nos reforços, espaçamento e quantidade de reforços. Uma característica interessante do método é que a força nos reforços é decomposta em duas componentes, uma normal e outra tangencial à superfície crítica, quando do cálculo do equilíbrio de momentos. A componente normal é incorporada ao cálculo da resistência ao cisalhamento do solo, aumentando-a. A Figura 19 apresenta a hipótese de equilíbrio limite do método e a Figura 20 apresenta o ábaco para determinação do coeficiente de força do método, em função do ângulo de atrito de pico do solo e da inclinação da face.

Com o ábaco da Figura 20, determina-se o coeficiente de força K , a partir do ângulo de face do talude e do ângulo de atrito mobilizado do solo. O somatório da força nas geogrelhas é definido pelos autores conforme segue:

$$T = 0,5 \cdot K \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.7)$$

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) .

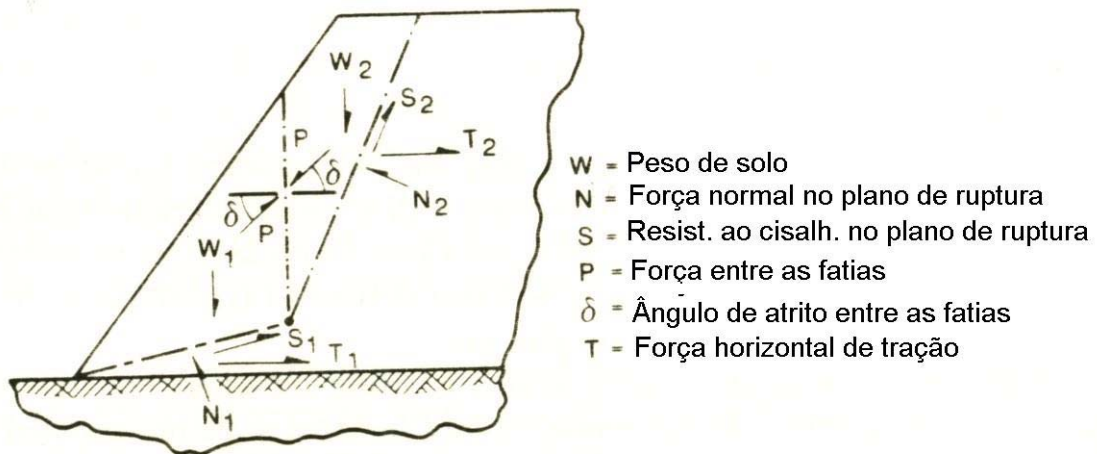


Figura 19 - Mecanismo de ruptura bilinear do modelo de Schmertmann et al. (1987).

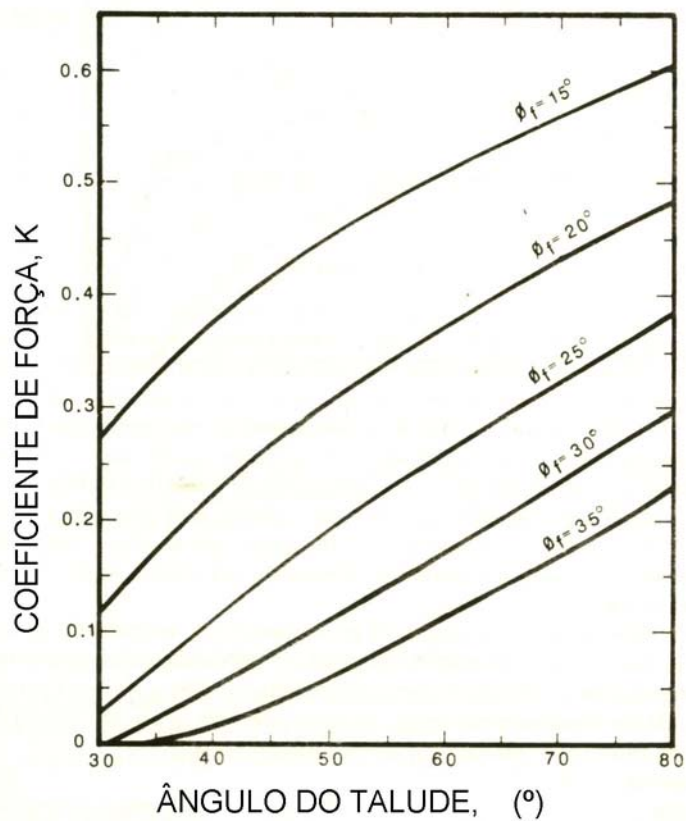


Figura 20 - Ábaco para determinação do coeficiente de força do método de Schmertmann et al. (1987).

Apesar das vantagens de simplicidade e segurança na análise de estabilidade, segundo Abramento e Whittle (1993), os métodos de equilíbrio limite não são confiáveis para estimar a magnitude e distribuição das tensões nos reforços em condições de trabalho.

Zornberg et al. (1995) apresentam os resultados da instrumentação de um talude de solo reforçado com geotêxteis projetado segundo métodos de equilíbrio limite e instrumentado com *tell-tales* e inclinômetros. Segundo os autores, os níveis de deformação observados foram muito baixos, indicando que os fatores de segurança utilizados nos procedimentos de projeto com métodos de equilíbrio limite são muito conservadores.

Na opinião dos autores, para uma melhor avaliação do comportamento dos solos reforçados, devem ser realizadas análises de deformação levando em conta o módulo de rigidez dos reforços para pequenas deformações e a influência do confinamento na rigidez.

Apesar das pequenas deformações apresentadas, foi possível definir um lugar geométrico de máxima deformação nos reforços bastante coerente com a superfície crítica assumida pelo modelo. A Figura 21 apresenta as deformações medidas nos reforços.

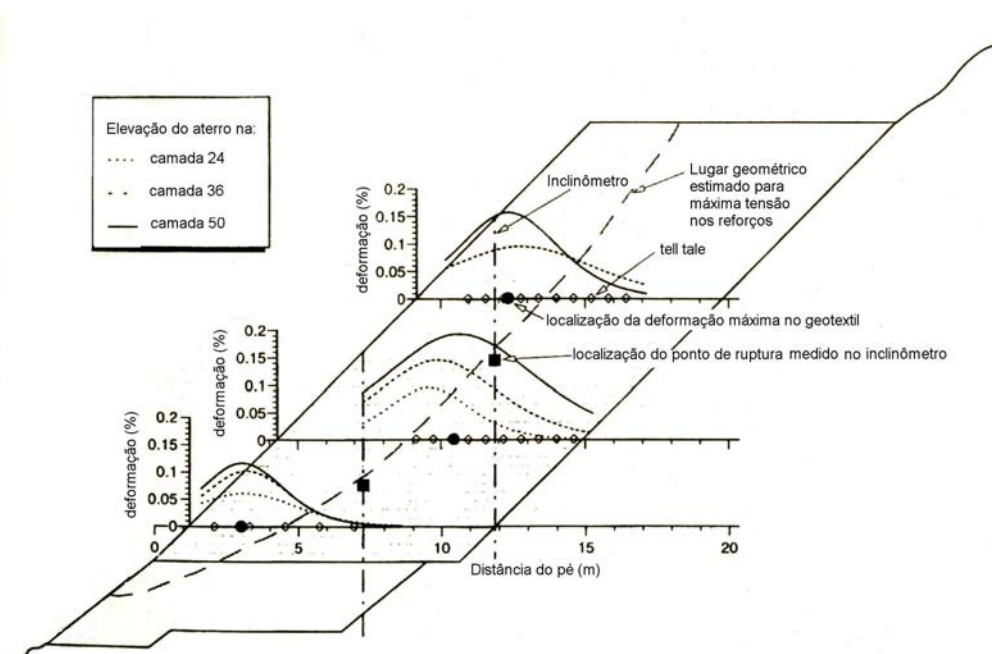


Figura 21 - Distribuição de deformações durante a construção em três camadas instrumentadas, segundo Zornberg et al. (1995).

Cabe ressaltar, entretanto, que Zornberg et al. (1995) estudaram solo reforçado por geotêxteis. No caso de geogrelhas, as curvas tensão-deformação tendem a sofrer menos influência do confinamento e o módulo de rigidez é menos dependente do nível de deformação, segundo den Hoedt (1986) e Yuan et al. (1998). Teoricamente, estes efeitos poderiam melhorar a qualidade das previsões de tensões (e deformações) obtidas por métodos de projeto baseados em formulações de equilíbrio limite, para estruturas reforçadas com geogrelhas.

Resultados semelhantes aos de Zornberg et al. (1995) foram obtidos por Benjamin et al. (2003). Estes autores apresentam resultados da instrumentação de um muro protótipo de 4,5m de altura construído em solo reforçado com geotêxteis e inclinação da face igual a 78°. As medições demonstram que os deslocamentos internos do maciço foram muito menores que os previstos utilizando-se o método do *U.S. Forest Service*, com fatores de segurança unitários.

Apesar dos casos onde fica demonstrado o conservadorismo dos métodos de equilíbrio limite, Alexiev e Silva (2003) alertam para a possibilidade de dimensionamentos contra a segurança produzidos por métodos de equilíbrio limite, nos casos de utilizar-se superfícies críticas lineares (cunha plana), com as hipóteses de Coulomb ou Rankine em taludes reforçados com menos de 75°, ou quando se despreza a possibilidade de rupturas atravessando a massa reforçada e o solo não reforçado – rupturas “compostas”. A Figura 22 apresenta esquematicamente a configuração de ruptura “composta”.

O risco de subdimensionar a estrutura calculada devido ao uso de métodos de projeto com hipótese de cunha plana em talude com menos de 75° também é ressaltado por Silva e Vidal (1999). Segundo os autores, nesta situação, é conveniente empregar-se métodos de cálculo que considerem superfícies críticas de forma mais complexa, como cunha bilinear ou circular, tendo em vista que o abatimento da face leva à ocorrência de rupturas de formato aproximadamente circular.

A Tabela 2.3 apresenta uma comparação entre três métodos de projeto por equilíbrio limite. Em taludes reforçados com solos coesivos e inclinação de face igual a 70°, a utilização de superfície crítica linear e coeficiente de empuxo calculado por Coulomb, leva a previsão de valores de tração nos reforços 50% inferiores ao previsto considerando-se superfície crítica bilinear.

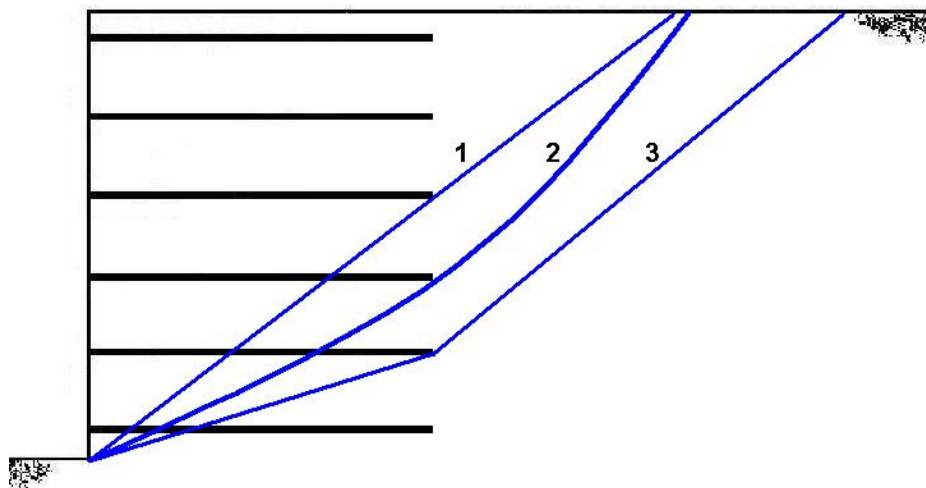


Figura 22 - Modos de ruptura composta, adaptado de Alexiev e Silva (2003).

Tabela 3 - Comparações entre diferentes métodos de cálculo, conforme Silva e Vidal (1999).

ω (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Coulomb		Rankine		Cunha bilinear			
			F (kN/m)	θ (°)	F (kN/m)	θ (°)	F (kN/m)	θ_1 (°)	θ_2 (°)	D (m)
85	0	30	98	56	103	60	98	56	-	-
	10	19	68	51	-	-	69	47	52	0,5
	0	19	154	50	163	54	154	50	-	-
80	0	30	84	53	91	60	84	52	54	1
	10	19	50	49	-	-	55	36	52	0,9
	0	19	138	46	152	54	138	44	48	1
75	0	30	71	51	80	60	73	46	54	1,4
	10	19	33	46	-	-	44	28	52	1,2
	0	19	122	43	141	54	126	35	47	1,4
70	0	30	60	48	68	60	63	41	54	1,7
	10	19	17	44	-	-	33	23	51	1,5
	0	19	109	40	129	54	116	28	47	1,7

Condições de contorno:

Altura do muro: 6m

Sem sobrecarga

Crista horizontal

γ_{solo} : 19kN/m³

Sem fatores de segurança

Legenda:

ω : inclinação da face em relação à horizontal

c' , ϕ' : coesão e ângulo do atrito do solo

θ : inclinação da superfície crítica em relação à horizontal

θ_1 , θ_2 : inclinações das duas partes da superfície crítica

D: distância do pé até o ponto de inflexão (cunha bilinear)

F: somatório das forças de tração necessárias nos reforços

2.2.4. Métodos baseados em condições de trabalho

Segundo Ehrlich e Azambuja (2003), nos métodos de equilíbrio limite, a determinação da carga nos reforços é efetuada a partir da consideração das forças necessárias ao equilíbrio local, levando-se em conta a resistência à tração dos reforços e a resistência ao cisalhamento do solo. Os autores afirmam que este tipo de procedimento é bastante limitado, por desconsiderar a rigidez relativa solo-reforço e o efeito da compactação.

Cabe ressaltar, ainda, que se supõe a resistência do solo completamente mobilizada e, na prática, isto não ocorre devido aos fatores de segurança adotados.

Os métodos baseados em condições de trabalho procuram sanar estas deficiências levando em conta a influência da compactação e a diferença de rigidez entre solo e reforço. Alguns autores propuseram métodos deste tipo como Abramento e Whittle (1993), Ehrlich e Mitchell (1994), Dantas e Ehrlich (2000), dentre outros.

Nesta revisão pretende-se apresentar conceitos e formulações que permitam um melhor entendimento do trabalho de pesquisa realizado. Neste sentido, a seguir é apresentado, de maneira sucinta, o método de 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.

Cada camada de reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal de uma faixa do solo, na zona ativa, ou potencialmente instável. Para reforços planos, esta faixa tem espessura igual ao espaçamento entre reforços. A primeira condição de equilíbrio é, portanto:

$$T_{\text{máx}} = S_v \cdot (\sigma'_h)_m \quad (2.8)$$

Onde:

$T_{\text{máx}}$ tensão horizontal de tração máxima no reforço;

S_v espaçamento vertical dos reforços; e

$(\sigma'_h)_m$ tensão horizontal média na faixa de influência do reforço em questão.

A Figura 23 representa esquematicamente a hipótese de equilíbrio interno adotada pelos autores. O modelo também supõe que as tensões cisalhantes na interface das fatias de solo adjacentes sejam nulas.

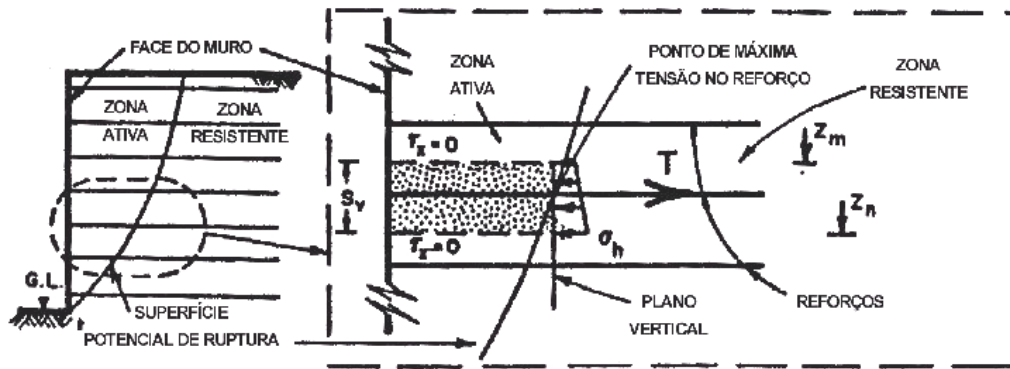


Figura 23 - Equilíbrio interno da massa de solo reforçado, segundo Ehrlich e Mitchell (1994).

O modelo constitutivo adotado para o solo é uma modificação do modelo não-linear elástico hiperbólico proposto por Duncan et al. (1980). Uma das hipóteses do modelo é que o coeficiente de Poisson é igual ao valor correspondente à condição de repouso, durante o carregamento inicial. No descarregamento, o coeficiente de Poisson é constante e determinado a partir do método de Duncan e Seed (1986).

No campo, o solo passa por um complexo caminho de tensões devido aos vários ciclos de carga e descarga ocasionados pela passagem dos equipamentos de compactação. No modelo proposto pelos autores, entretanto, o caminho de tensões é simplificado, assumindo-se somente um ciclo de carga e descarga para cada camada de solo, conforme exposto na Figura 24.

O trecho 1-2-3 representa o carregamento ocasionado pelo peso das camadas sobrejacentes de solo e o efeito da sobrecarga devida à compactação. O descarregamento é representado pelo trecho 3-4-5, até o estado de tensões residuais do solo.

Note-se que as grandezas conhecidas, σ'_z (tensão vertical final da camada, devida ao peso de solo sobrejacente) e σ'_{zc} (máxima tensão vertical, incluindo o efeito da compactação) são calculadas a partir da altura final do muro e da posição relativa de cada camada.

O trecho de carregamento é, por simplicidade de cálculo, dividido em duas etapas distintas. No trecho 1-2 ocorre um carregamento em condição K_0 e, no trecho 2-3 ocorre acréscimo de tensão vertical sob tensão horizontal constante e com deformação lateral.

O descarregamento também é dividido em duas etapas. No trecho 3-4 ocorre descarregamento sem deformação horizontal até que se atinja a tensão horizontal residual, σ'_{xr} . Na etapa seguinte, 4-5, o descarregamento continua, sob tensão horizontal constante e com deformação horizontal, até que se atinja σ'_z .

Cabe ressaltar que, caso σ'_z supere σ'_{zc} , não haverá ciclo de descarregamento e, portanto, 3=4=5.

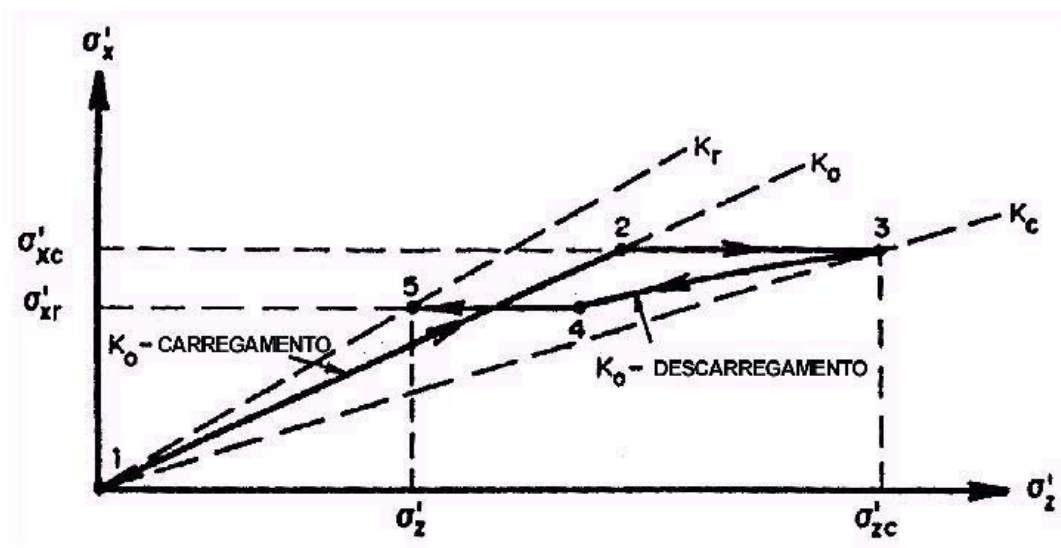


Figura 24 - Caminho de tensões assumido no modelo, segundo Ehrlich e Mitchell (1994).

Duncan e Seed (1986) apresentaram um método para cálculo de tensões induzidas pela compactação contra estruturas, sob condição K_0 . A compactação é considerada como uma carga superficial móvel e transiente, de extensão lateral finita, e modelada como um carregamento unidimensional equivalente.

Como na compactação usual de campo, as camadas são relativamente finas (até 30cm de espessura), todo o solo de uma camada pode ser considerado igualmente compactado.

A deformação lateral da camada de solo reforçado, na direção dos reforços, ou seja, perpendicular à face, reduz a tensão horizontal máxima induzida pela

compactação, em comparação com a tensão máxima que existiria no caso de não haver deformação. Sendo assim, a tensão horizontal máxima induzida pela compactação é função da rigidez do reforço. Entretanto, a tensão vertical induzida pela compactação, $\sigma'_{zc,i}$, pode ser considerada independente das deformações horizontais e da rigidez do reforço, correspondendo à seguinte equação, na condição de deformação horizontal nula:

$$\sigma'_{zc,i} = \sigma'_{xp,i} / K_o \quad (2.9)$$

Onde:

$\sigma'_{zc,i}$ máxima tensão vertical devido à compactação;

$\sigma'_{xp,i}$ máxima tensão horizontal que seria induzida pela compactação em caso de deformação lateral nula; e

K_o coeficiente de empuxo no repouso, $=1-\text{sen}\phi'$.

Os autores reconhecem que o modelo unidimensional de compactação é uma simplificação do comportamento real. Nas proximidades do rolo, o solo pode estar em estado de ruptura plástica. Considerando movimento do rolo paralelo à face e ruptura plástica em estado plano de deformações do solo, conforme indicado na Figura 25, têm-se:

$$\sigma'_{xp,i} = v_o(1 + K_a) \cdot (1/2 \cdot \gamma \cdot Q \cdot N_\gamma / L)^{1/2} \quad (2.10)$$

Onde:

v_o coeficiente de Poisson para condição K_o , $= K_o / (1+K_o)$;

K_a coeficiente de empuxo ativo $= \tan^2(45 - \phi'/2)$;

γ peso específico do solo;

Q força máxima de operação do rolo ($=160$ kN para energia máxima de um rolo vibratório DYNAPAC CA25); e

N_γ fator de capacidade de carga de Rankine; e

L largura do rolo.

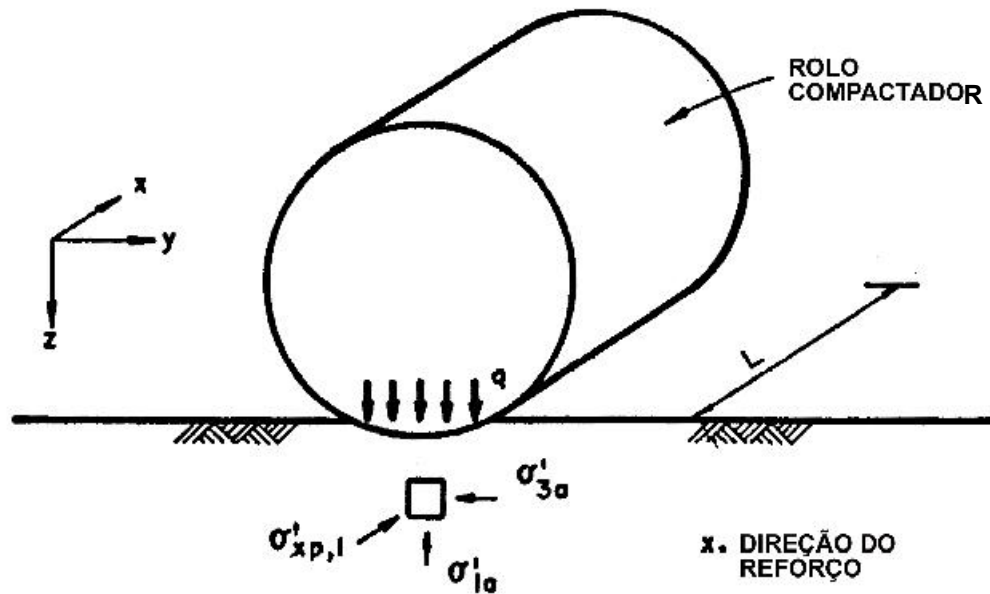


Figura 25 - Estado de tensões do solo nas proximidades do rolo compactador, segundo Ehrlich e Mitchell (1994).

A máxima tensão de tração atuante em qualquer camada de reforço, para a condição de final de construção, corresponde a:

$$T = S_v \cdot \sigma'_{xr} = S_v \cdot K_r \cdot \sigma'_z \quad (2.11)$$

Onde:

$T_{\text{máx}}$ máxima tensão de tração no reforço, ao final da construção;

K_r coeficiente de empuxo residual ao final da construção, conforme

Figura 24; e

σ'_z tensão vertical, no ponto de interesse, ao final da construção.

O valor de K_r pode ser obtido pela solução iterativa da seguinte equação:

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_z}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - v_{un}^2) [(K_r - K_{\Delta 2}) - (K_c - K_{\Delta 2}) \cdot OCR]}{\left(\frac{k_u}{k} \right) \cdot (K_c \cdot OCR - K_r) K_r^n} \quad (2.12)$$

Onde:

S_i índice de rigidez relativa solo reforço;

- P_a pressão atmosférica;
- ν_{un} coeficiente de Poisson para descarregamento, a partir da condição de repouso = $K_{\Delta 2} / (1+K_o)$;
- $K_{\Delta 2}$ coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para descarregamento sob condição K_o ;
- K_c coeficiente empuxo correspondente ao estado de tensão equivalente ao acréscimo de tensão provocado pela compactação;
- OCR razão de sobreadensamento;
- k_u módulo do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980) para descarregamento;
- k módulo do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980) para carregamento; e
- n expoente dos módulos do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980).

Os valores de S_i , $K_{\Delta 2}$ e K_c podem ser obtidos conforme a seguir:

$$S_i = (E_r \cdot A_r) / (k \cdot P_a \cdot S_v) \quad (2.13)$$

$$K_{\Delta 2} = K_o (OCR - OCR^{0,7 \tan \phi'}) / (OCR - 1) \quad (2.14)$$

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - \nu_0^2)(1 - K_{aa})^2 (K_o - K_c) K_o}{(K_c - K_{aa})(K_o - K_{aa}) K_c^n} \quad (2.15)$$

$$K_{aa} = K_a / \{ (1 - K_a) [(c' / (\sigma'_{zc} \cdot K_c \cdot \tan \phi') + 1) / R_f] + K_a \} \quad (2.16)$$

Onde:

- E_r módulo de rigidez do reforço;
- A_r área transversal do reforço; e
- R_f razão de ruptura do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980).

Segundo os autores, os resultados de um estudo paramétrico, conduzido com base nas formulações acima, demonstram que os fatores que mais influenciam a tensão máxima no reforço são: os parâmetros de resistência do solo, tensão vertical efetiva, razão (σ'_z / σ'_{zc}) e a extensibilidade relativa solo-reforço.

A extensibilidade relativa solo-reforço é definida conforme segue:

$$\beta = [(\sigma'_{zc} / P_a)^n] / S_i \quad (2.20)$$

Onde:

β extensibilidade relativa solo-reforço.

Foram gerados, a partir dos resultados da análise paramétrica, ábacos adimensionais para determinação da máxima tensão de tração nos reforços. A Figura 26 apresenta os ábacos gerados por Ehrlich e Mitchell (1994).

Para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado com face inclinada, Dantas e Ehrlich (2000), apresentam um método analítico fechado baseado em condições de trabalho. A abordagem utilizada no desenvolvimento deste método é similar à adotada por Ehrlich e Mitchell (1994).

A Figura 27 apresenta o ábaco gerados por Dantas e Ehrlich (2000), para faceamento com inclinação de 1H : 3V.

Os gráficos da Figura 28 permitem compreender o grau de influência da compactação nas tensões horizontais do solo reforçado ao longo da altura de um muro hipotético, com os seguintes parâmetros: $\gamma = 19,6\text{kN/m}^3$, $n = 0,5$, $c' = 0$, $\phi' = 35^\circ$, compactado por um rolo vibratório Dynapac CA-25, com energia máxima de 160kN e largura de 2,1m. As profundidades equivalente e crítica são definidas da seguinte maneira:

$$Z_{eq} = \sigma'_z / \gamma \quad (2.21)$$

$$Z_c = \sigma'_{zc, i} / \gamma \quad (2.22)$$

Onde:

Z_{eq} profundidade equivalente; e

Z_c profundidade crítica, a partir da qual as tensões devidas ao peso do solo sobrejacente superam as tensões induzidas pela compactação.

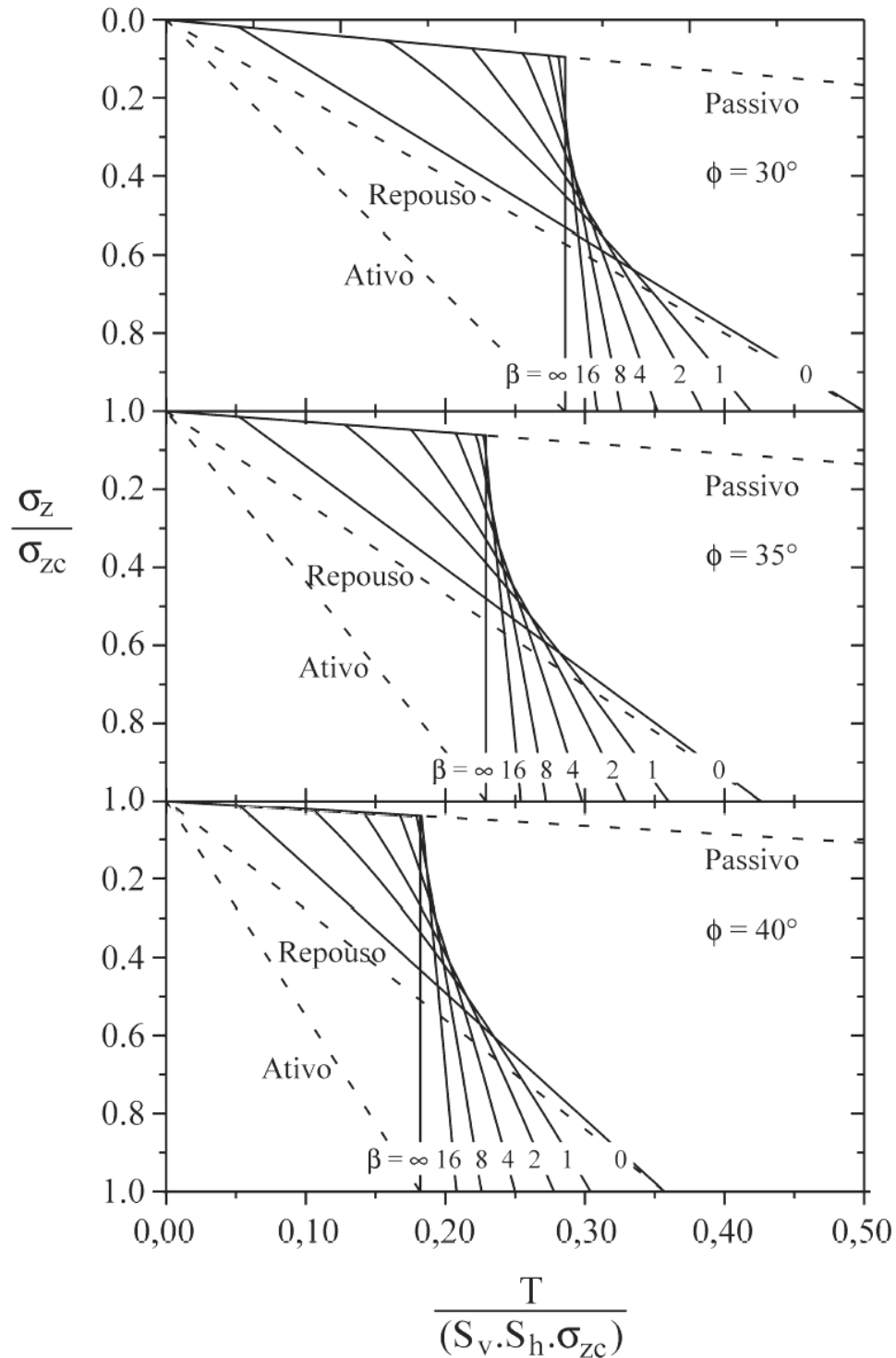


Figura 26 - Ábacos para determinação da máxima tensão de tração nos reforços em muros verticais, segundo Ehrlich e Mitchell (1994).

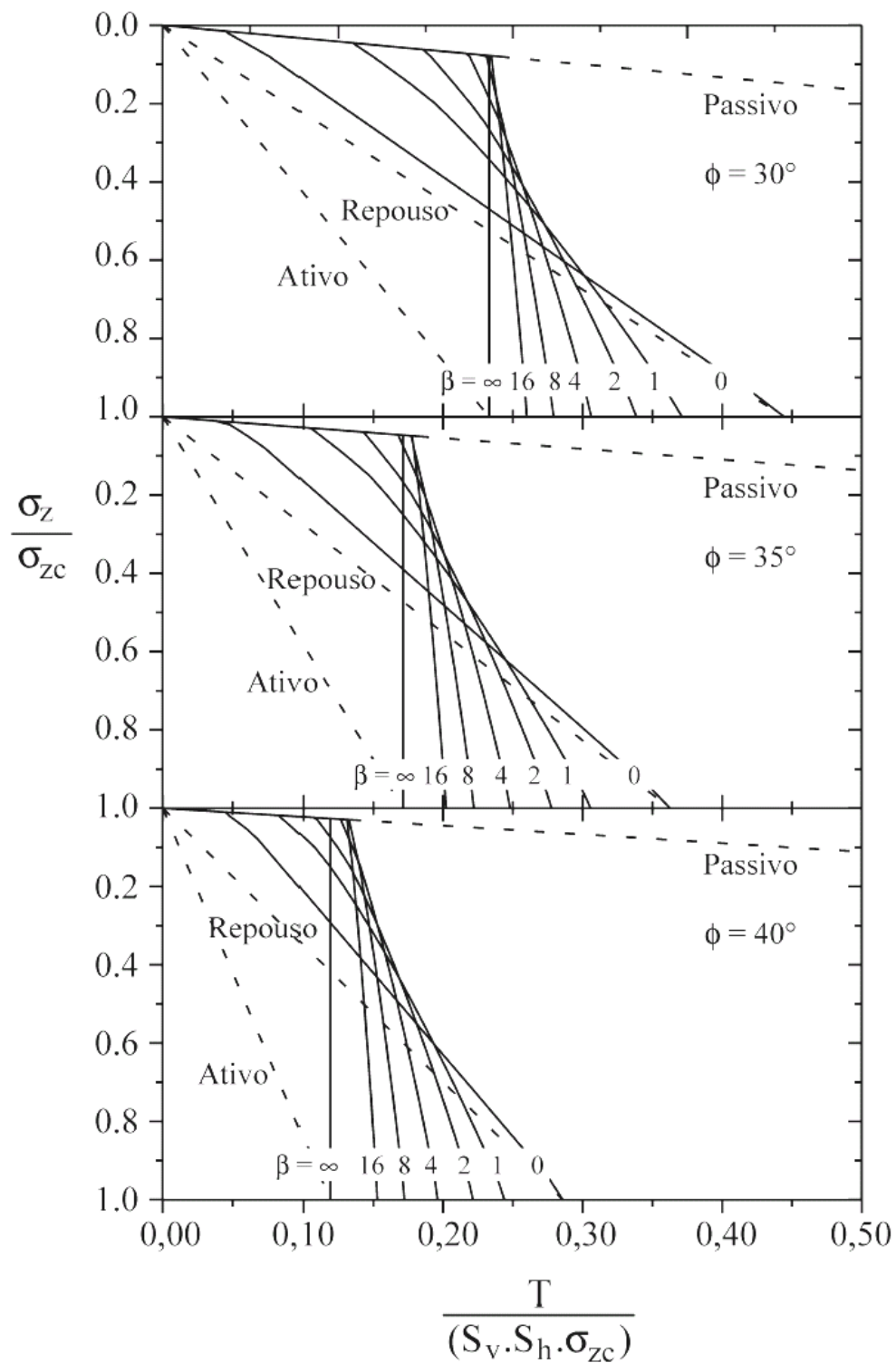


Figura 27 - Ábacos para determinação da máxima tensão de tração nos reforços, para inclinação da face de 71° , segundo Dantas e Ehrlich (2000).

Note-se que, para o caso em questão, a partir de 20ft, ou seja, 6,1m, a compactação não tem mais influência na tensão horizontal. O coeficiente de

empuxo, nas profundidades não afetadas pela compactação, variou entre K_a e K_o . Quanto maior a rigidez do reforço, mais próximo de K_o foi o valor previsto para o de empuxo.

Analisando-se os métodos apresentados, pode-se concluir que as tensões horizontais no solo e as tensões de tração nos reforços dependem da rigidez relativa solo-reforço, dos parâmetros do solo e da energia de compactação.

Tendo em vista que, para pequenas alturas de muro, as tensões devidas à compactação superam as tensões geradas pelo peso do solo, o uso de distribuições de tensão horizontal conforme a teoria do empuxo ativo de Rankine subestima as tensões no reforço.

O fato de não ocorrerem rupturas freqüentes em muros de solo reforçado não significa necessariamente que os autores tenham exagerado a influência da compactação. Conforme já ressaltado anteriormente, alguns autores afirmam que as tensões medidas nos reforços são inferiores às previstas, especialmente devido a uma série de fatores, como elevados coeficientes de segurança empregados, deficiências de compactação, fluência dos reforços e o uso de espaçamentos verticais uniformes, introduzindo quantidade de reforços maior que aquela teoricamente necessária.

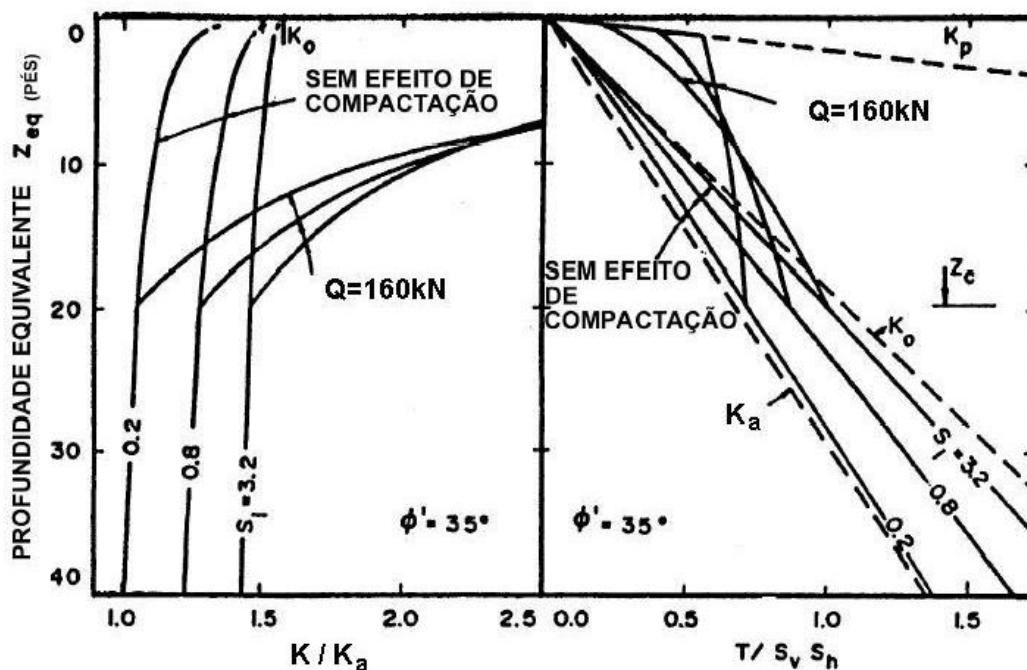


Figura 28 - Influências típicas da compactação e da rigidez solo-reforço, segundo Ehrlich e Mitchell (1994).

Também se deve ressaltar que, quanto maior a rigidez do reforço em relação ao solo, maiores serão as tensões horizontais, pois um reforço mais rígido permite menos deformações da camada compactada. Por outro lado, em pequenas profundidades, o efeito pode ser inverso, conforme demonstrado na Figura 28.

Nas regiões onde a compactação não tem mais efeito, quanto menor a rigidez do reforço em relação ao solo, mais a hipótese de $K = K_a$ aproxima-se da realidade. Segundo Ehrlich e Mitchell (1994), o fator S_i para geossintéticos típicos varia de 0,003 a 0,12 e de 0,5 a 3,2 para reforços metálicos. Sendo assim, pode-se considerar que, para solos reforçados com geossintéticos usuais, a distribuição de tensões horizontais obedece ao empuxo ativo da teoria de Rankine, nas regiões onde não há influência da compactação.

Elias e Christopher (1997) elaboraram uma relação entre o tipo de reforço e as tensões horizontais que se desenvolvem em uma massa de solo reforçado. A Figura 29 apresenta a relação entre profundidade abaixo da crista do muro e K / K_a , conforme proposta pelos autores. Esta relação foi obtida pela retroanálise de dados de campo onde foram realizadas medidas de tensões verticais e horizontais. Os autores ressaltam que os dados são válidos para solos granulares e tensão vertical calculada igual ao produto da altura de solo sobre o ponto de interesse pelo peso específico.

Analisando as Figuras 28 e 29 pode-se observar que, em ambos os trabalhos, a profundidade crítica é considerada igual a 6m. Entretanto, Elias e Christopher (1997) desprezam o efeito da compactação nas tensões horizontais em solos reforçados por geossintéticos.

Dantas e Ehrlich (2000) apresentam, ainda, um método empírico para determinar o lugar geométrico de máxima tensão de tração dos reforços. A Figura 30 apresenta a representação gráfica do método. A posição do ponto de inflexão da superfície bilinear é determinada pelas seguintes fórmulas:

$$\text{Para } 45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ: \quad (2.23)$$

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

Para $65^\circ < \omega \leq 90^\circ$: (2.24)

$$x = \frac{0,8 \cdot H}{\tan \omega} \quad e \quad h = x / 2$$

Onde:

- x distância horizontal do ponto de inflexão ao pé do talude;
- h distância vertical do ponto de inflexão ao pé do talude;
- H altura do muro;
- ω inclinação da face do muro, em relação à horizontal.

A tensão vertical pode ser determinada empiricamente pela multiplicação da profundidade z_E pelo peso específico do solo.

É interessante notar que, segundo Dantas (1998), o efeito da compactação é maior em taludes mais abatidos e a máxima tensão nos reforços diminui quando a inclinação da face é reduzida.

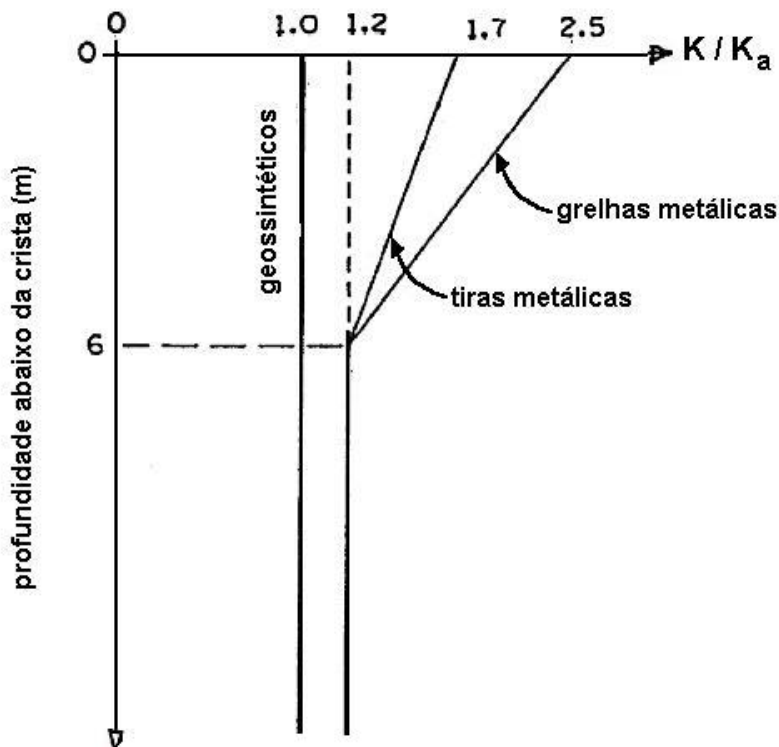


Figura 29 - Variação da razão K / K_a , em função da profundidade, para muros de solo reforçado, segundo Elias e Christopher (1997).

2.2.5. Influência da compactação

Conforme ressaltado no item anterior, a compactação dos solos desempenha papel fundamental no comportamento dos muros de solo reforçado. Sua influência não deve ser negligenciada, pois ela altera o estado de tensões presente na massa de solo e as deformações ocorridas no período construtivo e após a construção.

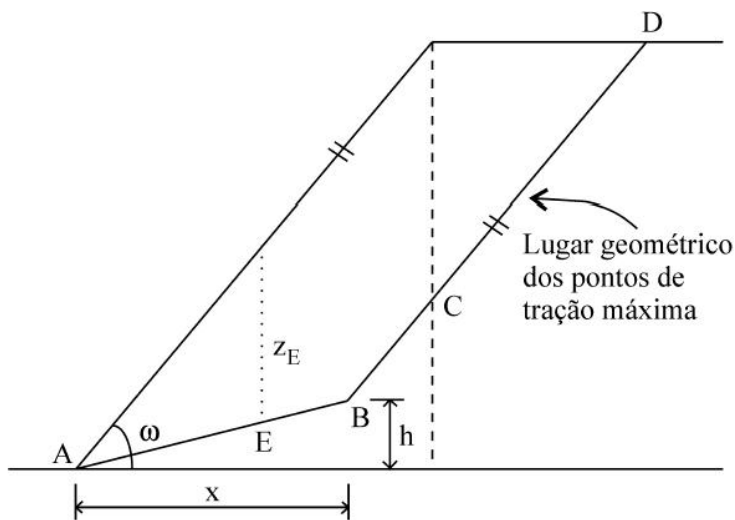


Figura 30 - Lugar geométrico dos pontos de máxima tensão de tração nos reforços, segundo Dantas e Ehrlich (2000).

Diversos autores já estudaram os efeitos da compactação em estruturas de contenção, sob vários aspectos. Não se pretende, nesta revisão, esgotar o assunto. Entretanto, vale ressaltar os estudos de Ingold (1979), para determinação das tensões horizontais contra estruturas de contenção.

Este autor propôs um método analítico para prever as tensões horizontais induzidas pela compactação. A Figura 31 apresenta a trajetória de tensões proposta.

Ao contrário da trajetória de tensões adotada por Ehrlich e Mitchell (1994), o modelo de Ingold (1979) assume que o carregamento inicial segue uma trajetória de tensões K_a . Partindo do estado inicial de tensões do ponto “a”, as tensões horizontal e vertical crescerão, por uma trajetória K_a até um valor máximo de $\sigma'_{v1} = \sigma'_v + \Delta\sigma'_v$, devido à passagem do equipamento de compactação. Depois a tensão vertical decrescerá até o valor geostático e a tensão horizontal manter-se-

á constante, a menos que ocorra ruptura plástica do solo, ao longo da linha K_p . σ'_{vc} representa a tensão geostática a partir da qual não ocorre ruptura do solo nem redução da tensão horizontal, segundo o modelo. A espessura de solo necessária para garantir tal tensão geostática é:

$$z_c = \frac{K_a}{\sqrt{\frac{2 \cdot p}{\pi \cdot \gamma}}} \quad (2.25)$$

Onde:

z_c profundidade crítica, a partir da qual a tensão vertical efetiva devido ao peso do solo sobrejacente impede a ruptura plástica do solo.

p carga linear superficial imposta pelo rolo, igual ao peso do rolo mais a força gerada pela vibração, geralmente considerada igual ao próprio peso.

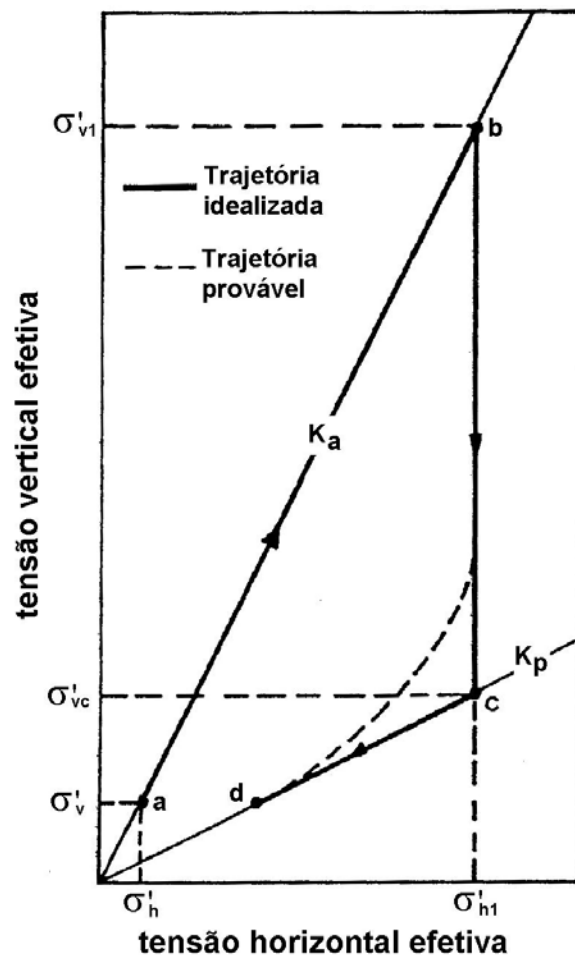


Figura 31 - Trajetória de tensões da compactação, segundo Ingold (1979).

Segundo o autor, o acréscimo de tensão vertical transitório induzido pelo rolo compactador pode ser calculado a partir da formulação de Holl (1941):

$$\Delta\sigma'_v = 2 \cdot p / \pi \cdot z \quad (2.26)$$

Onde:

$\Delta\sigma'_v$ tensão vertical induzida pelo equipamento de compactação.

z profundidade em que se deseja calcular a tensão vertical induzida.

O autor cita alguns pesquisadores que efetuaram medidas de tensão vertical em solos compactados e afirma que, em geral, os resultados foram próximos do previsto, como os apresentados na Figura 32.

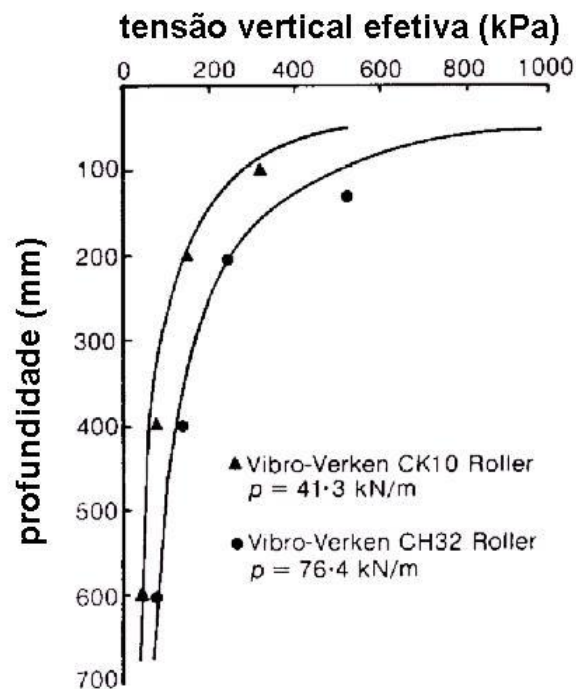


Figura 32 - Comparação entre tensões verticais previstas e medidas, segundo Forssblad (1965).

Com base nas equações citadas Inglood (1979) elaborou uma distribuição de tensões horizontais para o caso hipotético de uma camada compactada, conforme apresentado na Figura 33a). Quando várias camadas sucessivas são compactadas, os efeitos da compactação se sobrepõem, conforme indicado na Figura 33b). Esta sobreposição de efeitos leva ao seguinte valor de tensão horizontal induzida pela compactação, limitada pela ruptura plástica do solo:

$$\sigma'_{hm} = \sqrt{\frac{2 \cdot p \cdot \gamma}{\pi}} \quad (2.27)$$

Onde:

σ'_{hm} tensão horizontal induzida pela compactação.

O aspecto final da distribuição de tensões horizontais proposta por Ingold (1979) é apresentado na Figura 34. A profundidade a partir da qual as tensões geostáticas superam as tensões induzidas pela compactação é:

$$h_c = \frac{1}{K_a} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot p}{\pi \cdot \gamma}} \quad (2.28)$$

Onde:

h_c profundidade, a partir da crista, abaixo da qual as tensões horizontais obedecem a distribuição ativa.

É interessante apontar a semelhança com a distribuição proposta por Ehrlich e Mitchell (1994), conforme Figura 28. Para um solo com os seguintes parâmetros: $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$, $n = 0,5$, $c' = 0$, $\phi' = 35^\circ$, compactado por um rolo vibratório Dynapac CA-25, com energia máxima de 160kN e largura de 2,1m, Ehrlich e Mitchell (1994) afirmam que a profundidade onde cessa o efeito da compactação é de 6,1m. Nas mesmas condições, pelo método de Ingold (1979), obtêm-se 5,8m.

Cabe ressaltar que o método de Ingold (1979) foi proposto para estruturas de contenção convencionais, seguindo uma trajetória de tensões inicial K_a , durante o esforço inicial de compactação. Desta forma, a inclusão de reforços que restringem os deslocamentos do solo e elevam a relação (σ'_h / σ'_v) para valores maiores que K_a , reduz a precisão e aplicabilidade do método. Teoricamente, este efeito será mais acentuado para reforços mais rígidos.

Cousens e Pinto (1996) realizaram uma série de ensaios em modelos reduzidos de muros de solo reforçado com face em blocos pré-moldados. Segundo os autores, a compactação faz com que os deslocamentos durante a fase

construtiva sejam maiores do que após construção, durante a aplicação de sobrecarga. A compactação atua como um pré adensamento do solo, reduzindo sua suscetibilidade a deformações no período pós construtivo.

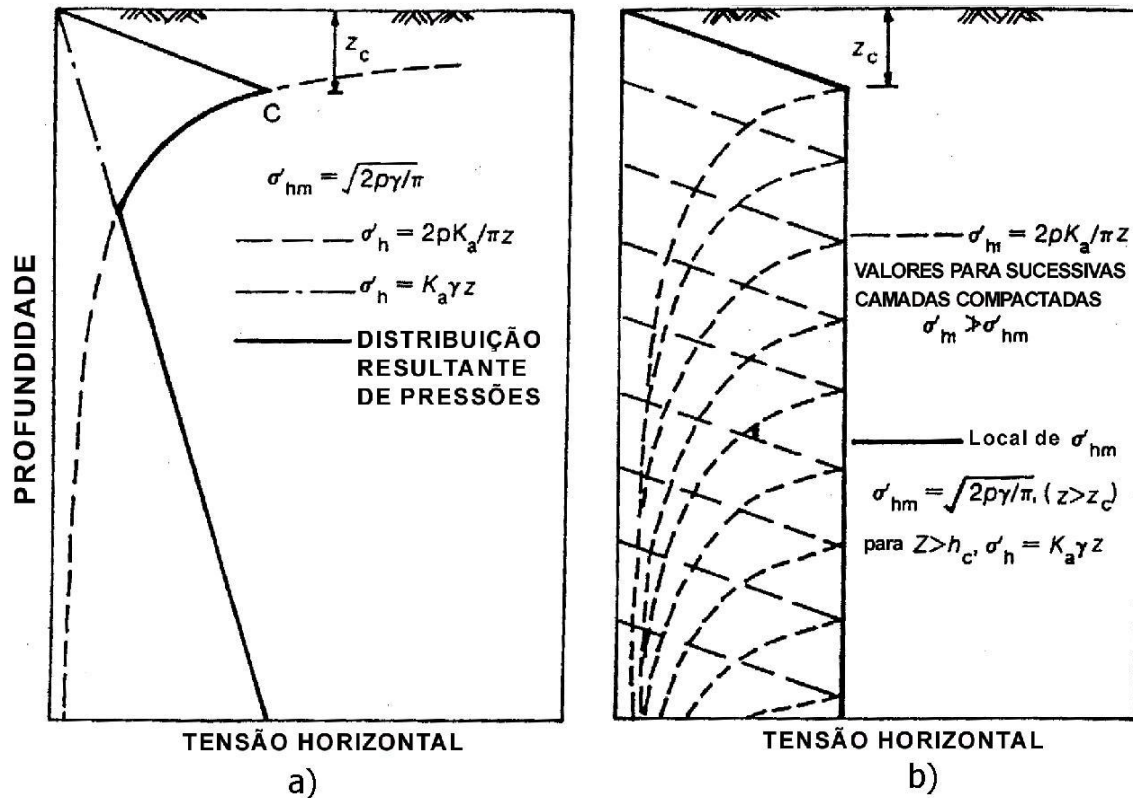


Figura 33 - Distribuição de tensões horizontais para o caso de a) uma camada compactada e b) várias camadas sucessivas, segundo Ingold (1979).

Loiola (2001) observou, por meio de análises numéricas de muros de solo reforçado, com alturas de 5m e 10m, e diferentes relações de rigidez solo-geossintético, que a compactação do solo tem efeito de induzir maiores forças de tração nos reforços, especialmente nos mais extensíveis. A Figura 35 demonstra alguns resultados obtidos pela autora.

Evidentemente, a maior tração atuante nos reforços será acompanhada de maiores deformações no maciço de solo reforçado, sendo esta uma das desvantagens de se utilizar reforços mais extensíveis.

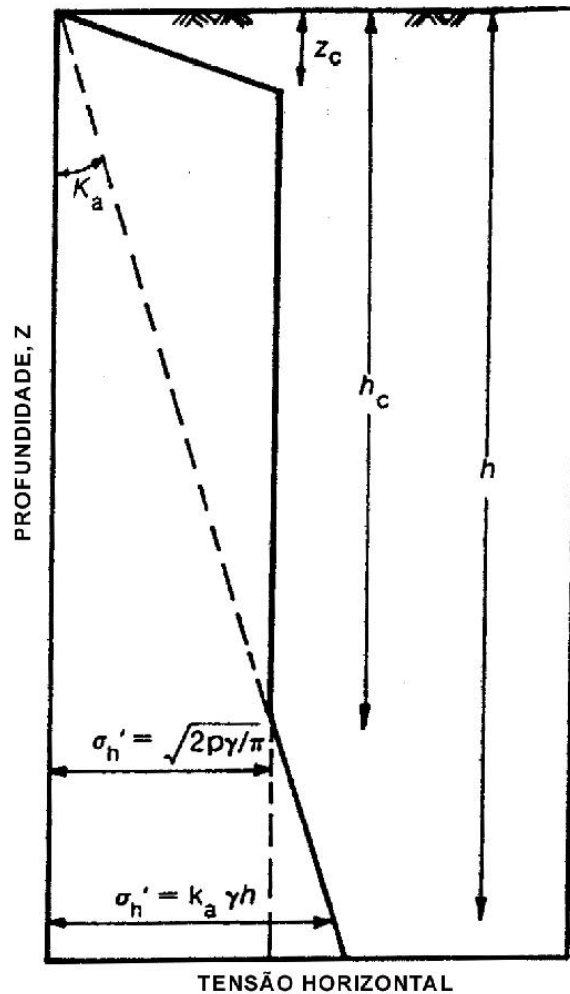


Figura 34 - Caso geral de distribuição de tensões horizontais para estruturas de contenção convencionais, segundo Ingold (1979).

Uma conclusão importante que pode ser tirada desta breve exposição dos efeitos da compactação em estruturas de solo reforçado é que os métodos baseados na hipótese que as tensões horizontais seguem uma distribuição K_a subestimam grosseiramente os valores de tensão, acima da profundidade crítica. Esta profundidade situa-se em torno de 6m para os solos e equipamentos de compactação tipicamente utilizados. Quando adota-se uma distribuição K_o , a subestimativa ocorre, tipicamente, para profundidades de menos de 4m.

A Figura 36 apresenta uma comparação das tensões horizontais obtidas pelos dois métodos apresentados anteriormente. Verifica-se que, para reforços extensíveis, como os geossintéticos usuais, os dois métodos fornecem estimativas semelhantes.

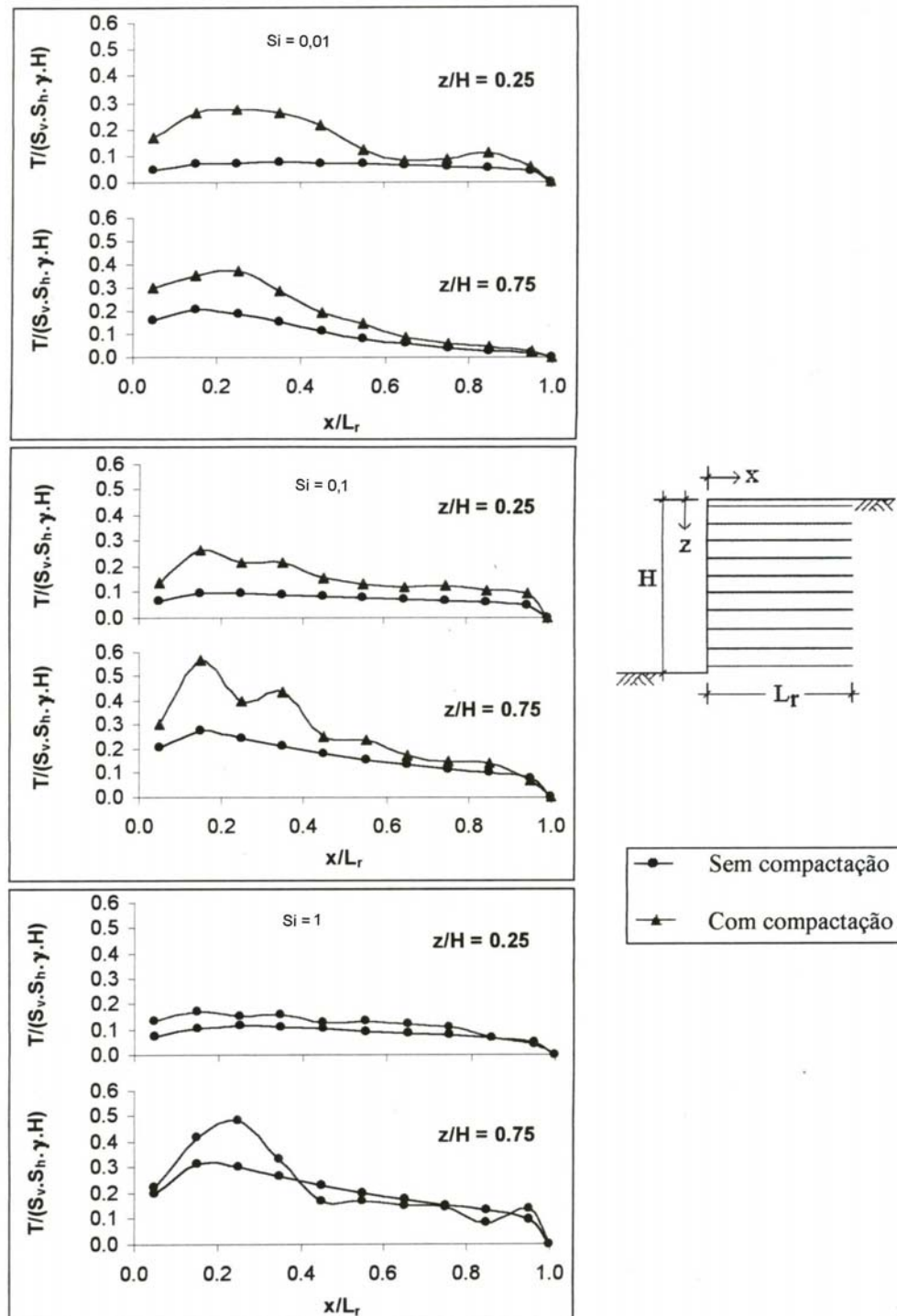


Figura 35 - Influência da compactação na tração atuante nos reforços, para muros de solo reforçado, com face flexível e diferentes índices de rigidez solo-reforço, conforme Loiola (2001).

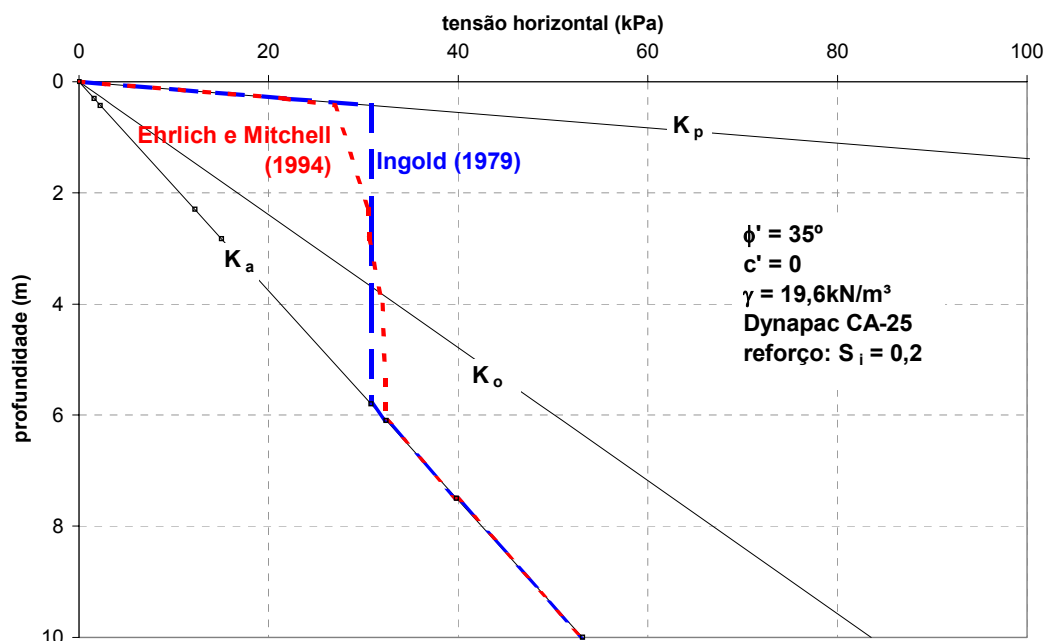


Figura 36 - Estimativas de tensões horizontais em solos compactados.

2.2.6. Influência do comprimento dos reforços

O comprimento dos reforços é um importante fator contribuinte para o modo de ruptura e a estabilidade das estruturas de solo reforçado, segundo Porbaha (1999). O autor conclui, com base em resultados de ensaios em modelos de pequena escala com solos coesivos, que pode-se afirmar que a relação comprimento de reforço por altura de muro (L/H) necessária para que a superfície de ruptura localize-se inteiramente dentro da zona reforçada é de 0,75 para muros de face vertical e 0,67 para muros com faceamento inclinado a $80,5^\circ$ com a horizontal.

A Figura 37 apresenta o efeito da variação do comprimento dos reforços na localização da superfície de ruptura.

Ho e Rowe (1996) avaliaram o efeito do comprimento dos reforços por meio de análises numéricas, pelo método dos elementos finitos, variando-se o comprimento dos reforços e mantendo a altura da estrutura igual a 6m. Os autores utilizaram parâmetros de solo não coesivo, com ângulo de atrito de 35° , comportamento elástico perfeitamente plástico e ângulo de dilatância de 6° . A rigidez do solo foi modelada por formulação hiperbólica, com expoente $m = 0,5$ e

módulo de Young igual a 46MPa, para tensão confinante de 100kPa. A rigidez axial do reforço empregado foi igual a 2000kN/m. Os autores empregaram uma versão modificada do programa AFENA, de Carter e Balaam (1985).

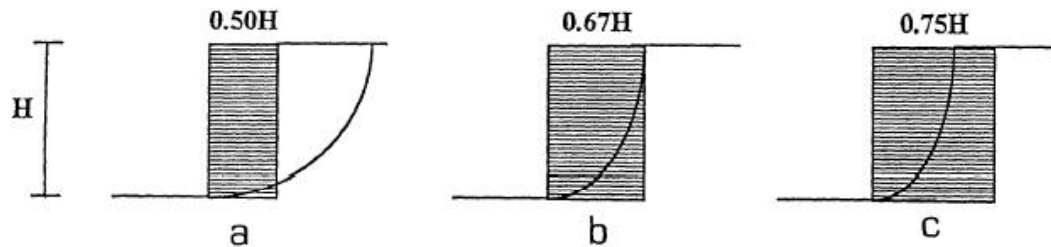


Figura 37 - Efeito do comprimento de reforço na posição da superfície de ruptura, segundo Porbaha (1999).

Os autores concluíram que, para relações L/H maiores que 0,7, as forças requeridas para o equilíbrio da estrutura tornam-se aproximadamente constantes. Para estes casos, as previsões de resultante das forças horizontais requeridas para o equilíbrio interno, realizadas supondo empuxo ativo de Rankine foram adequadas.

No que tange à previsão do valor das forças horizontais, cabe ressaltar, entretanto, que os esforços de compactação não foram considerados na simulação numérica.

A Figura 38 apresenta a variação das forças horizontais normalizadas em relação a (γH^2) em função da relação entre comprimento de reforço e altura de muro (L/H).

2.2.7. Influência do faceamento

Loiola (2001) estudou a influência da rigidez da face no comportamento de estruturas de solo reforçado por meio de análises numéricas com o programa CRISP92-SC. A autora simulou configurações de muros de solo reforçado com 5m de altura, face vertical e relação L/H igual a 0,8. Foi empregado, também, um modelo hiperbólico para representar o solo, tendo sido atribuído ao mesmo um

ângulo de atrito constante de 35° e coesão variável de 0 kPa, 5kPa ou 10kPa. Nestas análises a compactação não foi considerada.

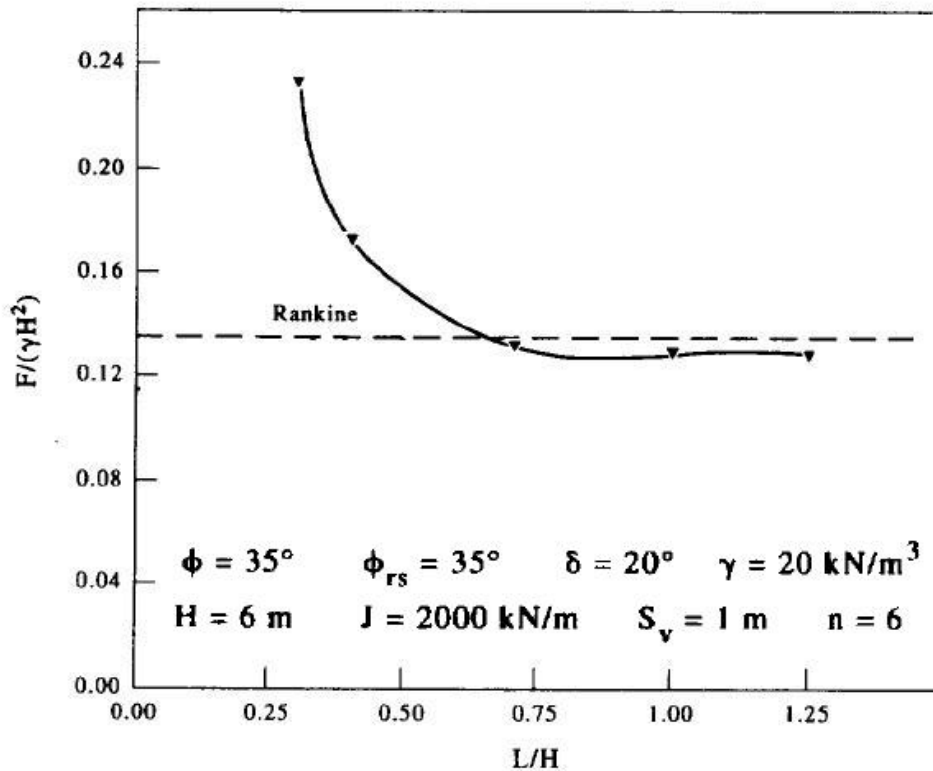


Figura 38 - Força horizontal necessária ao equilíbrio da estrutura normalizada vs. variação do comprimento dos reforços, adaptada de Ho e Rowe (1996).

Segundo a autora, o emprego de elementos de elevada rigidez na face reduz as máximas forças de tração atuantes em todas as camadas de reforço e os deslocamentos horizontais da face do muro. A autora ainda salienta que, no caso de faceamento rígido, os deslocamentos verticais da face e do solo adjacente não são iguais, havendo maiores recalques no solo, o que ocasiona um aumento na sollicitação de tração na conexão entre o reforço e a face.

A Figura 39 apresenta gráficos adimensionais de distribuição da tração ao longo dos reforços, comparando-se muros com face rígida e flexível. A tração é normalizada em função do espaçamento vertical (S_v), espaçamento horizontal (S_h) e do peso específico do solo. O índice de rigidez solo-reforço (S_i) é de 0,1.

Tatsuoka et al. (1989) realizaram ensaios de carregamento em modelos de muros de solo reforçado com geogrelhas de 50cm de altura. Os autores utilizaram solo granular e cinco tipos de faceamento, com diferentes graus de rigidez. Foi

observado que o aumento da rigidez da face gera diminuição das deformações observadas, aumento das forças nas conexões entre reforço e face e aproximação do ponto de máxima tração nos reforços em relação à face.

Soon e Koerner (1997) alertam para o fato de que o solo próximo à face, entre duas camadas quaisquer de reforços, não está sujeito à influência dos reforços e tem seu deslocamento para fora restringido pelo próprio faceamento. Portanto, as cargas no faceamento devem ser pequenas, devido ao tamanho limitado da massa de solo instável referida, mas não nulas. Os autores propõem um método para calcular estas cargas, baseado na distribuição de tensões horizontais sugerida na Figura 40. O coeficiente de empuxo sugerido para esta situação é correspondente ao estado ativo de Rankine. Os autores salientam que, para reforços, solos e geometrias usuais, a resistência de conexão face-reforço requerida não deve exceder em muito o valor de 2,8kN/m e que a maioria dos sistemas de conexão reforço-face em geossintéticos atualmente utilizados suporta bem este nível de carregamento.

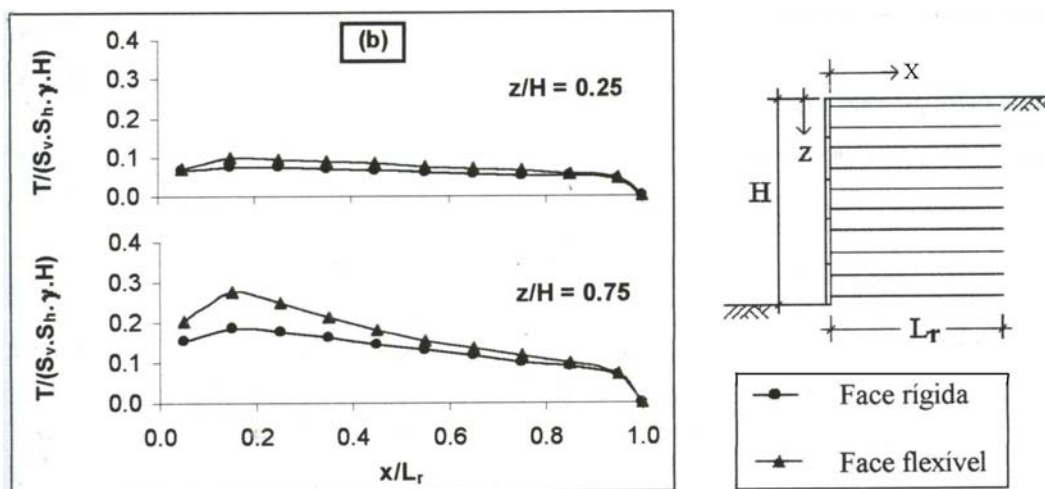


Figura 39 - Influência da rigidez da face na tração atuante nos reforços, sem considerar a compactação do solo, conforme Loiola (2001).

Entretanto, caso haja recalques diferenciais entre a face e o reforço este valor pode aumentar significativamente. A Figura 41 apresenta estimativas de resistência de conexão necessária para três geossintéticos diferentes. A rigidez secante, para o estado de ruptura de cada geossintético também é apresentada.

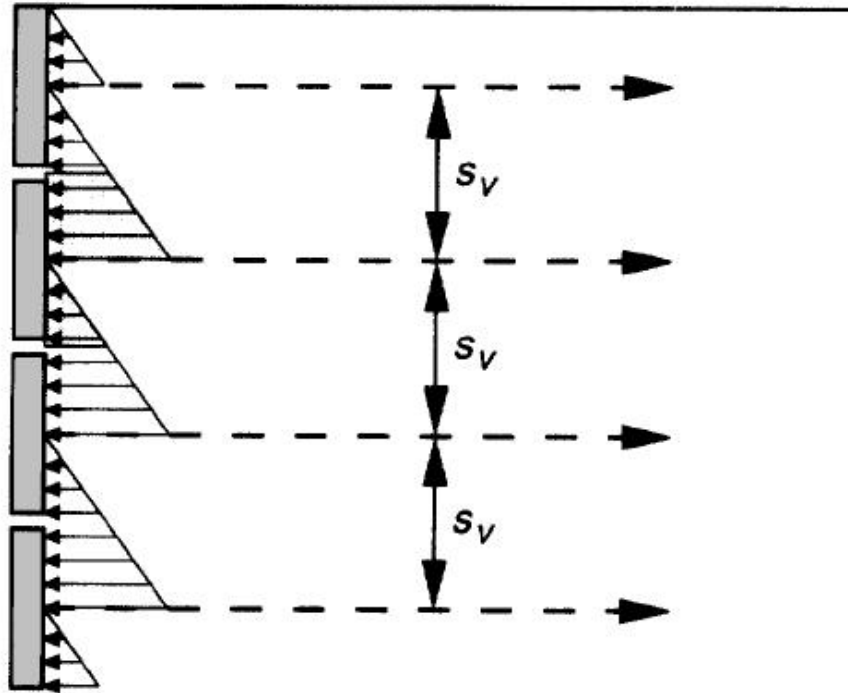


Figura 40 - Tensões horizontais contra o faceamento devido às zonas de solo não reforçado, segundo Soon e Koerner (1997).

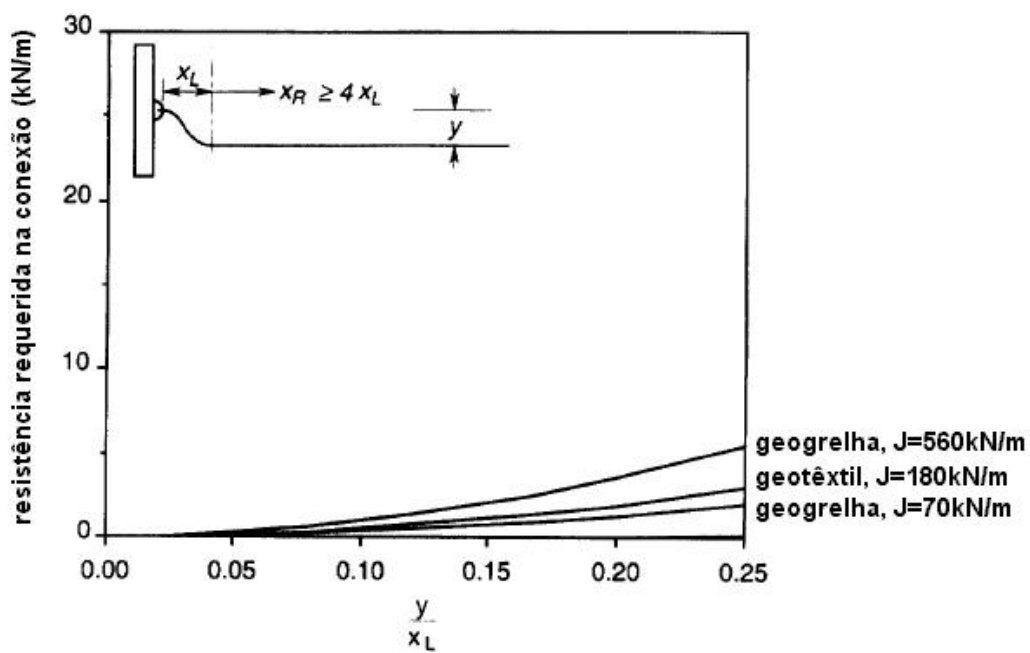


Figura 41 - Resistência de conexão face-reforço requerida devido à recalques do solo adjacente à face para diferentes tipos de geossintéticos, segundo Soon e Koerner (1997).

É interessante ressaltar que os procedimentos sugeridos por Soon e Koerner (1997) não contemplam a influência da rigidez dos elementos de face na resistência de conexão face-reforço requerida. Desta forma, os valores realmente atuantes podem ser diferentes dos calculados com base na hipótese de distribuição de tensões da Figura 40, mesmo que não haja recalques apreciáveis.

2.2.8. Simulações numéricas

É possível empregar vários tipos de métodos numéricos, elementos, modelos constitutivos e condições de contorno para simular a construção e o desempenho de estruturas de solo reforçado. Nesta revisão não se pretende listar e detalhar todas as possibilidades, mas focar as características principais de algumas das modelagens mais empregadas, bem como resultados obtidos por diversos autores que tenham relação com a presente pesquisa.

As análises de estruturas de solo reforçados por métodos numéricos são relativamente recentes, sendo o primeiro trabalho datado década de 1970, segundo Azevedo et al. (1992). Apesar disto, vários autores têm se dedicado ao procedimento, devido às possibilidades oferecidas. Dependendo do método e dos modelos empregados, pode-se obter deformações, deslocamentos e tensões em quaisquer direções e para variadas trajetórias de tensão e tipos de carregamento.

Asaoka et al. (1994), Rowe e Ho (1998), Loiola (2001), Bathurst et al. (2002) Watn et al. (2002), Vicari e Duran da Silva (2005), Araujo e Palmeira (2005), Pereira e Palmeira (2005a) e Pereira e Palmeira (2005b), empregaram métodos numéricos para simular o comportamento de estruturas de contenção em solo reforçado durante e depois da compactação, sob variados carregamentos.

A Tabela 2.4 apresenta algumas características importantes dos trabalhos citados.

Pode-se observar, a partir dos dados da Tabela 2.4, que a maioria dos trabalhos empregou o método dos 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 da 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.

Tabela 4 - Características de análises numéricas citadas na literatura.

Autores	Modelo constitutivo do solo	Elementos	Interface solo-reforço	Método	Efeito de compactação	Fundação
Bathurst et al. (2002)	*	*	*	Diferenças finitas	*	Rígida
Pereira e Palmeira (2005a)	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
Araujo e Palmeira (2005)	Hiperbólico	Triangulares de 6 nós	Sim	Elementos finitos	Não	Deformável
Vicari e Duran da Silva (2005)	Elástico não linear	Quadrangulares de 4 nós	Sim	Diferenças finitas	Sim	Rígida
Loiola (2001)	Hiperbólico	Quadrangulares	Não	Elementos finitos	Sim	Deformável
Want et al. (2002)	*	Triangulares	Sim	Elementos finitos	Não	Deformável
Asaoka et al. (1994)	*	*	*	Elementos finitos	*	Deformável

*: não especificado.

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 65% dos casos. Em 77% dos casos foram empregados elementos de interface. Nos demais casos foi suposta aderência perfeita entre os dois materiais.

Cabe ressaltar que, nas condições de serviço usuais das estruturas de solo reforçado, o deslizamento entre solo e reforço é mínimo ou inexistente. Rowe e Ho (1998) apresentaram estudos numéricos comparando a deformação do solo

com a do reforço. Segundo os autores, mesmo para diferentes fatores de rigidez do reforço, ou diferentes parâmetros de resistência do solo, só ocorre alguma diferença entre as duas deformações para a camada de reforço mais elevada, onde a tensão confinante é menor. Mesmo assim, se o comprimento do reforço for maior que 70% da altura do muro, o deslizamento é desprezível. A Figura 42 apresenta um dos resultados obtidos pelos autores, onde pode-se constatar somente pequenos deslizamentos nos trechos finais dos reforços superiores e aderência perfeita nos demais reforços.

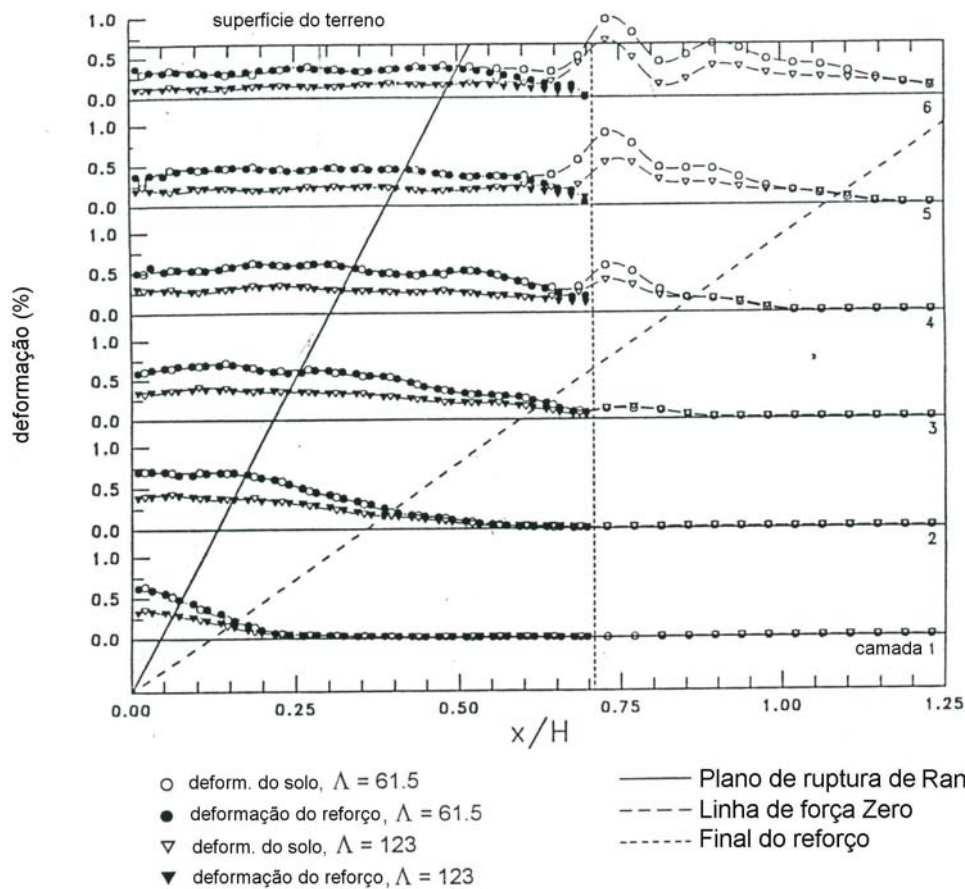


Figura 42 - Distribuição de deformações ao longo dos reforços para dois valores de fator de rigidez, segundo Rowe e Ho (1998).

O fator de rigidez dos reforços é definido por Rowe e Ho (1998) conforme segue:

$$\Lambda = \frac{J}{K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot S_v} \quad (2.29)$$

Onde:

Λ fator de rigidez do reforço;

J rigidez do reforço.

Dantas (1998) também observou, após revisão bibliográfica, que os efeitos da compactação são negligenciados na maioria dos trabalhos.

2.2.9. Deslocamentos de face

Vários autores estudaram os deslocamentos horizontais que ocorrem durante a construção de estruturas de solo reforçado. A seguir são apresentados alguns métodos para estimar estes deslocamentos.

Elias et al. (2001) apresentam uma curva que permite a estimativa empírica do valor do máximo deslocamento horizontal ($u_{\text{máx}}$) devido à construção, em estruturas de solo reforçado. A curva, baseada em medições efetuadas em muros de até 6m de altura, permite a estimativa de $u_{\text{máx}}$ para reforços extensíveis ou inextensíveis, em função da altura do muro e do comprimento dos reforços. Os autores ainda sugerem que se aumente o valor de $u_{\text{máx}}$ em 25%, para cada 20kPa de sobrecarga mas ressalvam que o deslocamento horizontal real do muro será influenciado pelo tipo de solo e pela energia de compactação.

A Figura 43 apresenta o ábaco proposto.

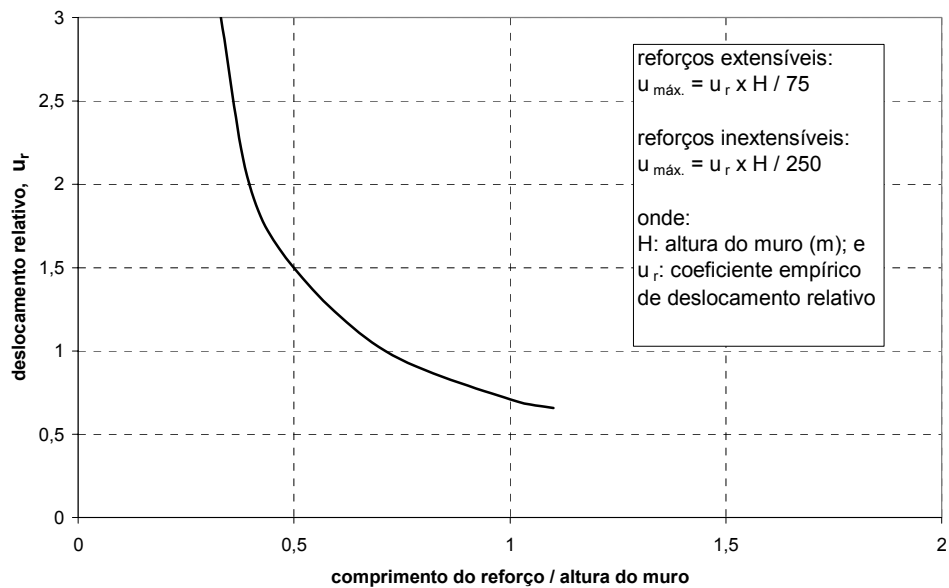


Figura 43 - Curva empírica para estimativa do deslocamento horizontal máximo em muros de solo reforçado, segundo Elias et al. (2001).

É interessante notar que a inclinação da face, as características da fundação, as propriedades do solo e o espaçamento dos reforços não são levados em consideração. Entretanto, o método é simples de usar. Por exemplo, para um muro de 4,5m de altura, com reforços extensíveis de comprimento igual a 93% da altura, obtêm-se uma previsão de $u_{\text{máx.}}=45\text{mm}$.

Bathurst et al. (1999) apresentam resultados obtidos pela instrumentação de três muros protótipos de solo reforçado, construídos em escala real, no *Royal Military College of Canada*. Todos os muros possuíam 3,6m de altura, reforços de 2,52m de comprimento, inclinação de face de 82° , faceamento em blocos segmentais de concreto e foram construídos sobre fundação rígida. Foi empregado solo arenoso com ângulo de atrito de pico de 44° , compactado com placa vibratória. O muro 1 possuía geogrelhas polipropileno espaçadas verticalmente a cada 0,6m. O muro dois era idêntico ao muro 1, exceto que metade dos elementos longitudinais das geogrelhas foi removido e o espaçamento do muro 3 foi aumentado para 0,9m, mantendo-se a mesma geogrelha.

A Figura 44 apresenta os perfis do faceamento após o término da construção.

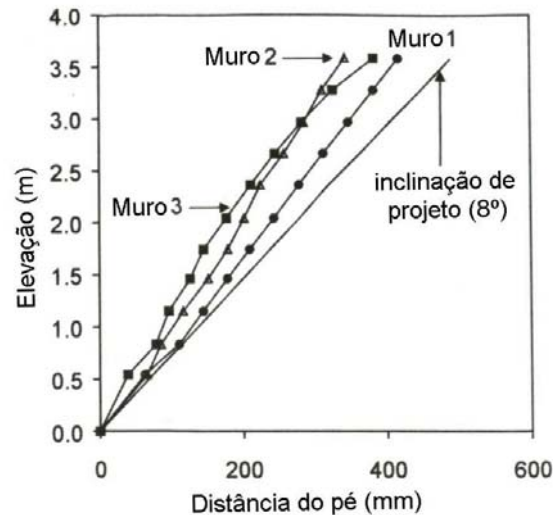


Figura 44 - Deslocamentos horizontais após a construção, segundo Bathurst et al. (1999).

Pode-se observar, na Figura 44, que o corte das longarinas, responsável pela redução da rigidez da geogrelha à metade, acarretou o dobro de deslocamentos na face do muro 2 em relação ao muro 1. O muro com maior espaçamento (muro 3) também apresentou maiores deslocamentos que o muro 1. Fica claro, nestas análises, a influência da rigidez do reforço e de seu espaçamento no deslocamento horizontal e no perfil de deformações da face.

Bathurst et al. (2002) realizaram simulações numéricas utilizando o método das diferenças finitas para comparação com os resultados obtidos. Na Figura 45 são comparados os perfis de deslocamento horizontal dos blocos da face, medidos e previstos por simulação numérica. O deslocamento medido representa a magnitude da movimentação dos blocos da face, desde o momento em que são instalados até o final da construção. A análise numérica efetuada apresentou boa concordância com os valores medidos.

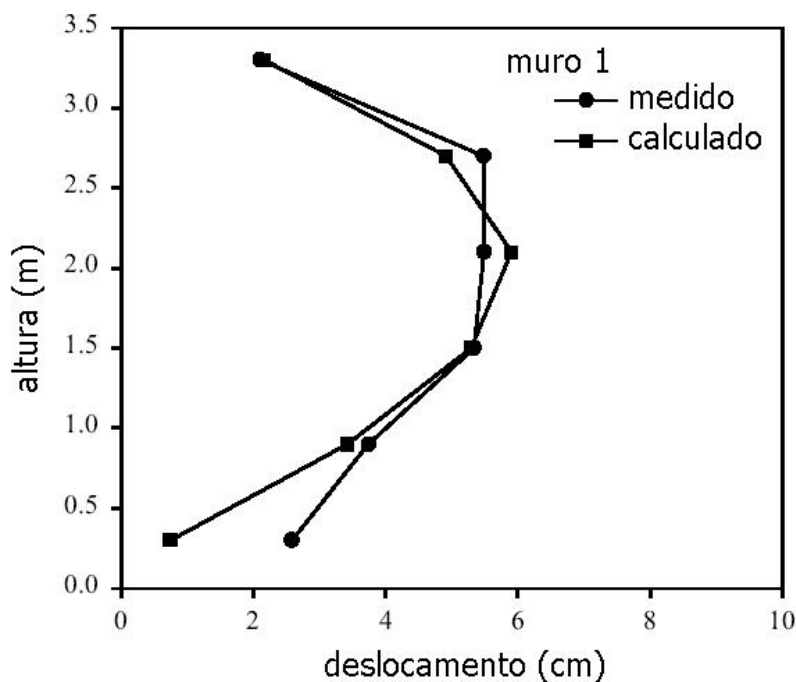


Figura 45 - Comparação entre deslocamentos previstos por simulação numérica e medidos para o muro 1, conforme Bathurst et al. (2002).

Pode-se observar que o máximo deslocamento horizontal ocorreu aproximadamente na metade da altura do muro e equivale a 1,5% da altura.

Jewell e Milligan (1989) apresentam ábacos para o cálculo dos deslocamentos horizontais ao final da construção. Os ábacos foram obtidos a partir da consideração de um campo de tensões de equilíbrio no qual é assumido um ângulo de atrito mobilizado constante e de um campo de deslocamentos no qual é assumido um ângulo de dilatância constante. A Figura 46 apresenta os dois campos. Em 2.46a) as linhas inclinadas de $45+\phi_{ps}/2$ representam os planos onde é mobilizada a máxima resistência ao cisalhamento, governada pelo ângulo de atrito de estado plano, ϕ_{ps} . Em 2.46b) são representados os planos onde as deformações de extensão são nulas e o ângulo de atrito mobilizado é o obtido em ensaios de cisalhamento direto, ϕ_{ds} .

A seguir, os autores consideram a divisão do solo em três zonas de importância, conforme demonstrado na Figura 47a). A zona 1 é onde são necessárias grandes forças no elemento de reforço para manter a estabilidade. Na zona 2 as forças requeridas para a estabilidade reduzem-se progressivamente até que chega-se à zona 3, onde não são mais necessárias forças nos reforços para manter o sistema em equilíbrio. Cada reforço deve proporcionar a força necessária

para o equilíbrio de sua área de influência. Se os reforços tiverem espaçamento vertical uniforme, esta força será maior na base e menor no topo.

O deslocamento horizontal do faceamento é calculado somando-se os deslocamentos do reforço, nas zonas 1 e 2, causados pelas deformações apresentadas na Figura 47b). Estas deformações são causadas pelo empuxo horizontal, que é definido pelos autores conforme segue:

$$E_a = K_a \cdot \left(\frac{\gamma \cdot H^2}{2} + q \cdot H \right) \quad (2.30)$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi_{ps}}{1 + \text{sen}\phi_{ps}} \quad (2.31)$$

Onde:

E_a empuxo ativo;

q sobrecarga;

ϕ_{ps} ângulo de atrito de estado plano de deformações.

Os autores fornecem ábacos para diferentes comprimentos de reforço. Na Figura 48 estão apresentadas as correlações para reforços que estendem-se até a zona 3, chamadas pelos autores de comprimento ideal. Cabe ressaltar que o perfil deformado da face varia completamente da situação de espaçamento constante para a situação de espaçamento variável, proporcional às tensões horizontais, menor na base e maior no topo.

Outro fator que afeta o perfil de deslocamentos horizontais é o comprimento dos reforços. No caso de reforços de comprimento uniforme mas que não atinjam a zona 3, as camadas inferiores de reforço serão sobrecarregadas, fazendo com que os deslocamentos na base do muro aumentem.

Cabe ressaltar que os ábacos foram gerados para solos não coesivos. No caso de coesão diferente de zero, certamente os deslocamentos horizontais serão diferentes.

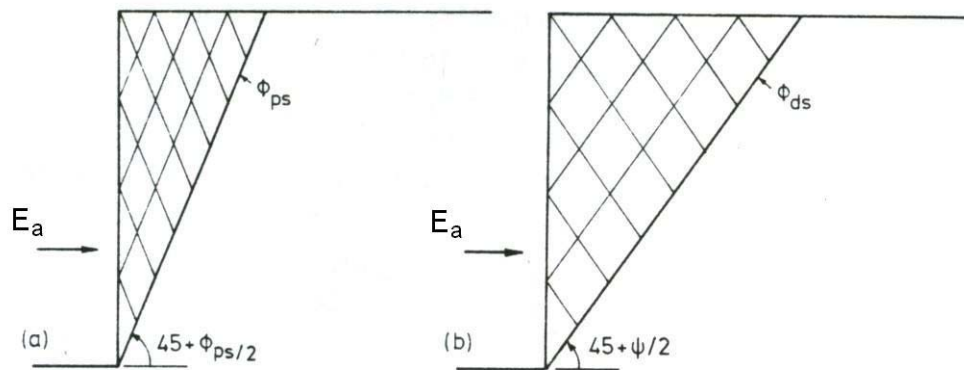


Figura 46 - Planos de a) máxima resistência ao cisalhamento mobilizada e b) extensão nula do solo, para o solo no tardo de um muro de arrimo que sofre rotação ao redor do pé, segundo Jewell e Milligan (1989).

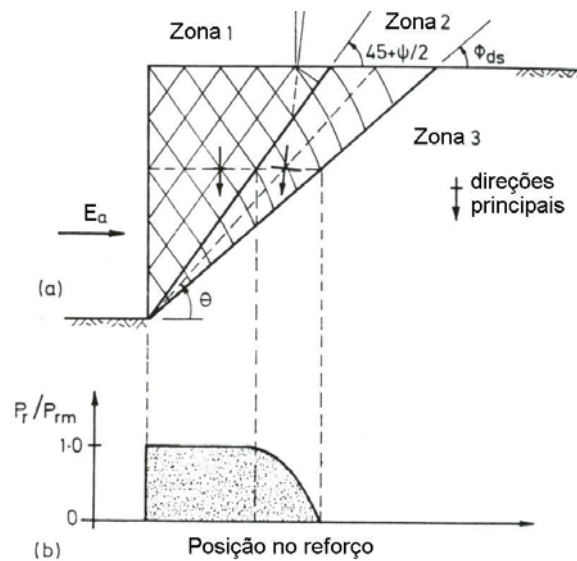


Figura 47 - Hipóteses de a) zonas de esforços em solos reforçados e b) distribuição de tensões de tração em um reforço, segundo Jewell e Milligan (1989).

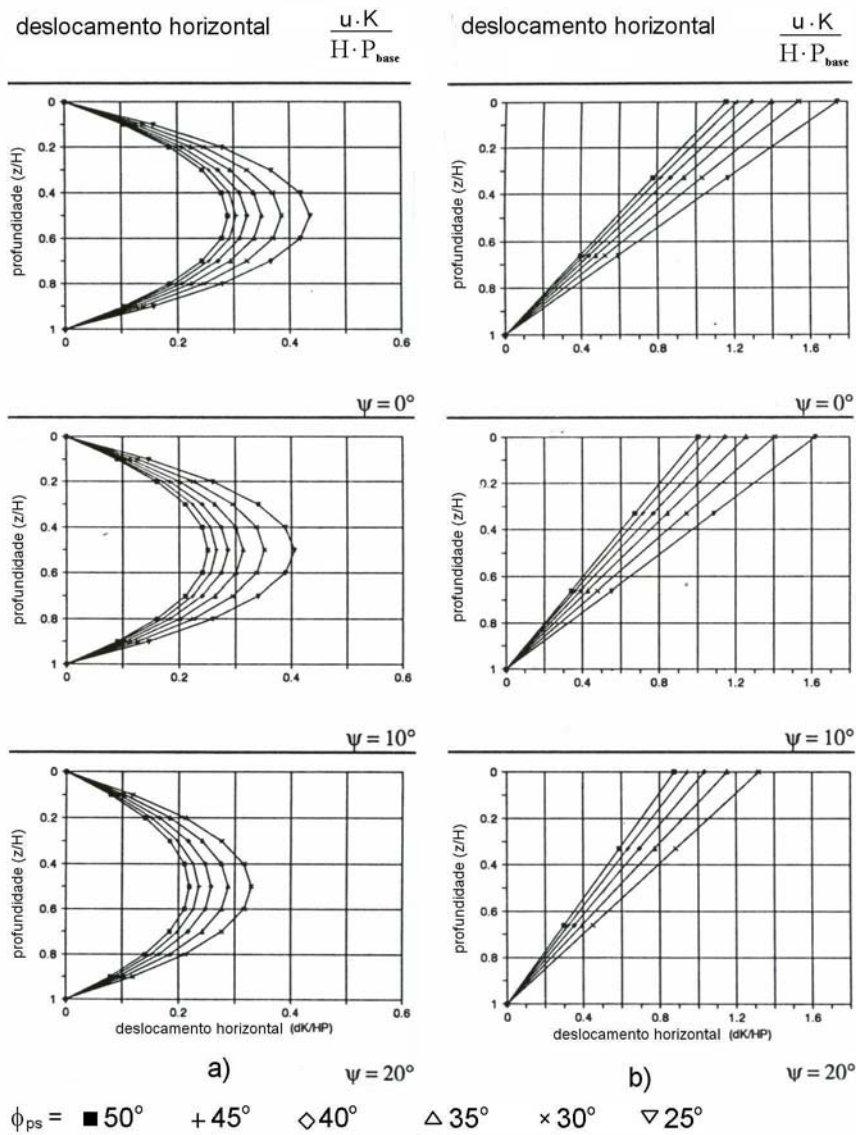


Figura 48 - Ábacos para determinar os deslocamentos horizontais para espaçamento dos reforços a) constante ou b) variável, segundo Jewell e Milligan (1989).

Para uso dos ábacos é necessário calcular as seguintes forças de tração nos reforços:

$$P_{rm} = \frac{E_a}{n} \quad (2.32)$$

$$P_{\text{base}} = K_a \cdot s_v \cdot (\gamma \cdot H + q) \quad (2.33)$$

Onde:

P_{rm} máxima força nos reforços;

P_{base} máxima força no reforço na base do muro, para espaçamento constante.

Tsukada et al. (1998) apresentam resultados da instrumentação de um muro de solo reforçado com 8m de altura, construído com geogrelhas de resistência à tração igual a 24,8kN/m, solo arenoso com ângulo de atrito de 27°, 11 camadas de reforços com 6m de comprimento e faceamento em blocos de concreto. Não há informação a respeito dos métodos de compactação.

A Figura 49 apresenta os deslocamentos horizontais da face ao final da construção e em uma etapa intermediária. Pode-se observar que o maior deslocamento ocorre na metade da altura do muro, tanto na etapa intermediária, quanto ao final da construção. O deslocamento horizontal máximo ao final da construção equivale a 0,9% da altura.

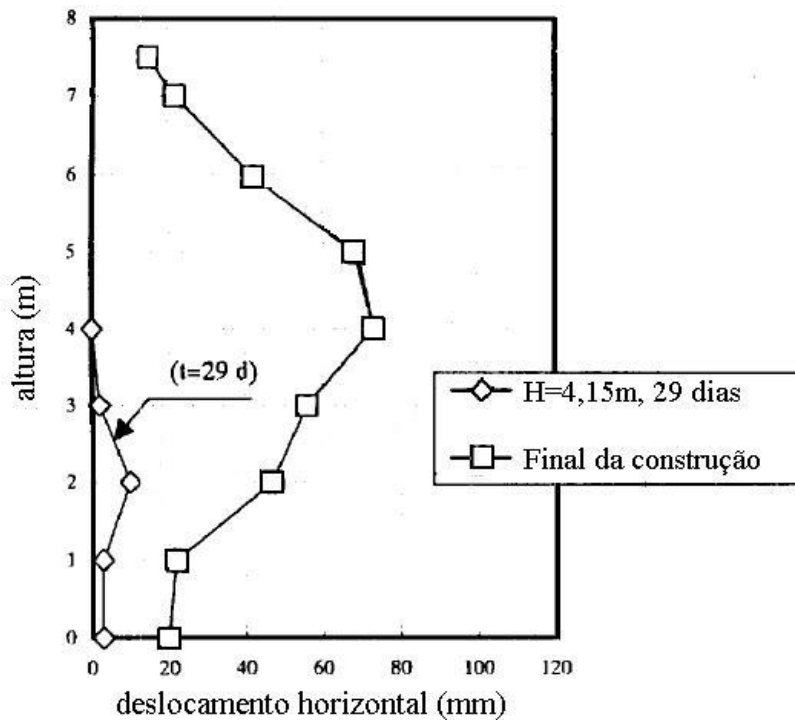


Figura 49 - Perfis de deslocamentos horizontais do muro de teste, segundo Tsukada et al. (1998).

Benjamin et al. (2003) instrumentaram um protótipo de estrutura de contenção em solo reforçado com geotêxtil não tecido. Os autores também simularam numericamente a construção pelo método dos elementos finitos. O protótipo possuía 4m de altura e reforços de 3m de comprimento. A face foi constituída por geotêxtil auto-envelopado, com inclinação de 1:5. O solo empregado foi areia pura com ângulo de atrito de 32° e coesão nula, determinados em ensaios de cisalhamento direto. Foram utilizadas dez camadas de reforço com rigidez de 13kN/m.

Os autores relatam que, devido às deformações ocorridas durante a construção, a inclinação final foi de 1:4.

As análises numéricas foram realizadas empregando-se o programa Plaxis v.7.12. O solo foi simulado através do modelo constitutivo “Hardening Soil” que será descrito em detalhes no Capítulo 9.

A Figura 50 apresenta os deslocamentos do protótipo e a Figura 51 apresenta os deslocamentos obtidos pela simulação numérica.

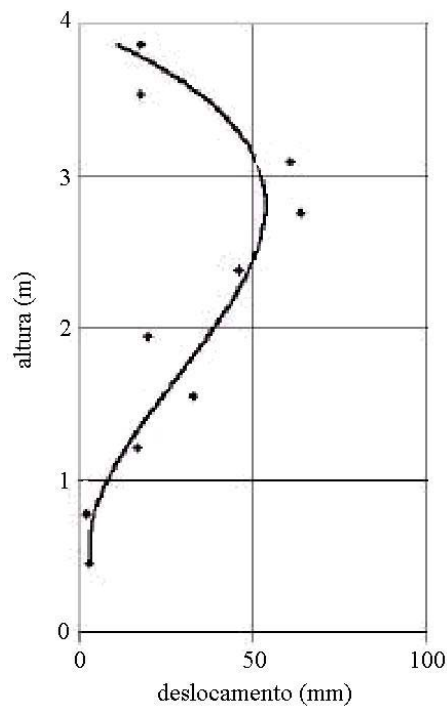


Figura 50 - Deslocamentos horizontais do muro protótipo, segundo Benjamin et al. (2003).

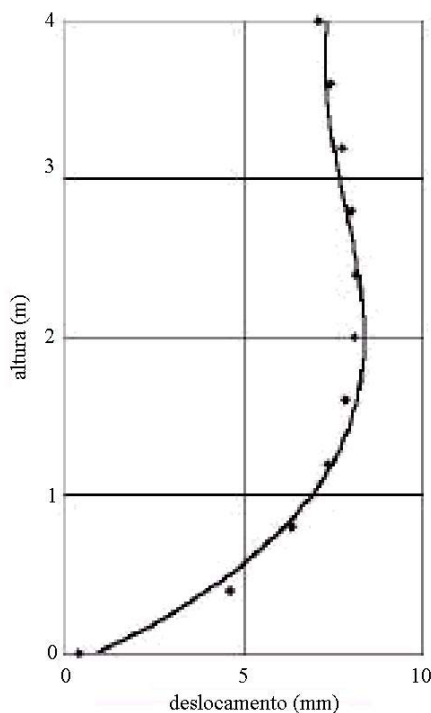


Figura 51 - Deslocamentos horizontais obtidos por simulação numérica, segundo Benjamin et al. (2003).

Os deslocamentos horizontais da face obtidos pela simulação numérica foram quase dez vezes menores que os obtidos experimentalmente. Os autores atribuem o fato à não consideração da compactação e do “embarrigamento” da face, além do uso do recurso de simulação com malha de elementos finitos corrigida (*updated mesh*) que, segundo os autores, quase sempre resulta em deslocamento maior no topo da estrutura.

Cabe ressaltar que o programa Plaxis calcula a matriz de rigidez do problema com base na geometria indeformada. Entretanto, se a opção *updated mesh* for acionada, o cálculo da matriz de rigidez será atualizado, a cada etapa, considerando-se a geometria deformada. A opção de correção da malha é adequada para problemas em que espera-se a ocorrência de grandes deformações como, por exemplo, recalques em solos moles, segundo Brinkgreve e Vermeer (1998).

Rowe e Ho (1998) realizaram um estudo numérico para definir quais os fatores que mais influenciam o deslocamento horizontal da face. Segundo os autores, a maior influência é representada pelo fator de rigidez do reforço (Λ), seguido do ângulo de atrito e da rigidez do solo, do ângulo de atrito da interface

solo-reforço e do ângulo de atrito solo-faceamento. As Figuras 52 e 53 apresentam os resultados das comparações efetuadas pelos autores.

Pode-se observar, na Figura 52 que, para valores de Λ menores que 100, a influência da rigidez do reforço nos deslocamentos da face é muito acentuada. Em contrapartida, para valores de Λ maiores que 200, a influência nos deslocamentos torna-se desprezível.

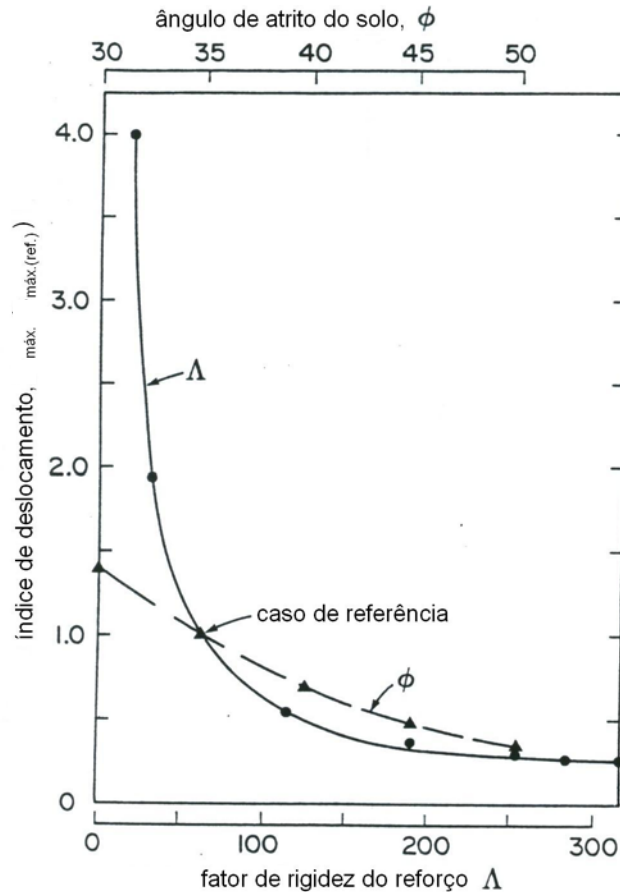


Figura 52 - Índice de deformação horizontal máxima da face de muros de solo reforçado, em função do fator de rigidez do reforço e do ângulo de atrito do solo, (Rowe e Ho, 1998).

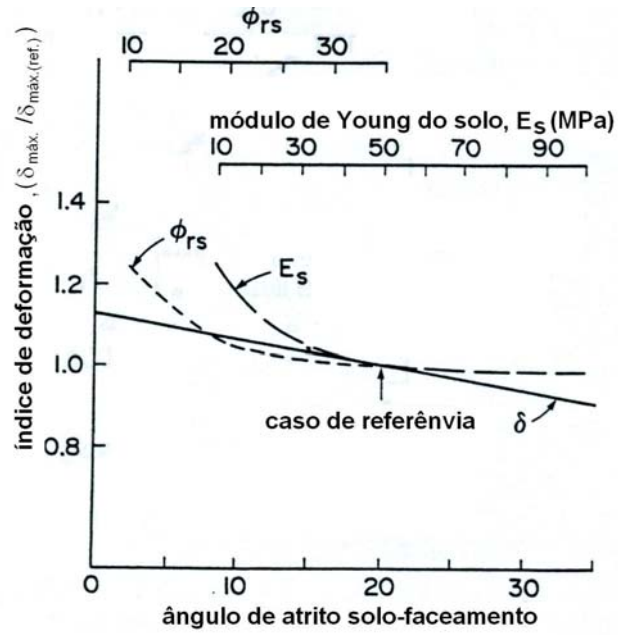


Figura 53 - Índice de deformação horizontal máxima da face de muros de solo reforçado, em função do ângulo de atrito solo-faceamento (δ), módulo de Young do solo (E_s) e ângulo de atrito solo-reforço (ϕ_{rs}), segundo Rowe e Ho (1998).