

3

Interação Solo-Geogrelha

3.1.

Introdução

Atualmente, dentre os geossintéticos mais utilizados para reforço de solos estão as geogrelhas. Estas são formadas por elementos resistentes à tração e integralmente conectados.

As geogrelhas mobilizam mecanismos de resistência na interface com o solo, distintos dos mecanismos puramente friccionais desenvolvidos nos geotêxteis. Os geotêxteis são mantas planas contínuas, que separam a massa de solo em camadas horizontais. As geogrelhas, por outro lado, são mantas vazadas, com orifícios que permitem a continuidade do solo do aterro.

3.2.

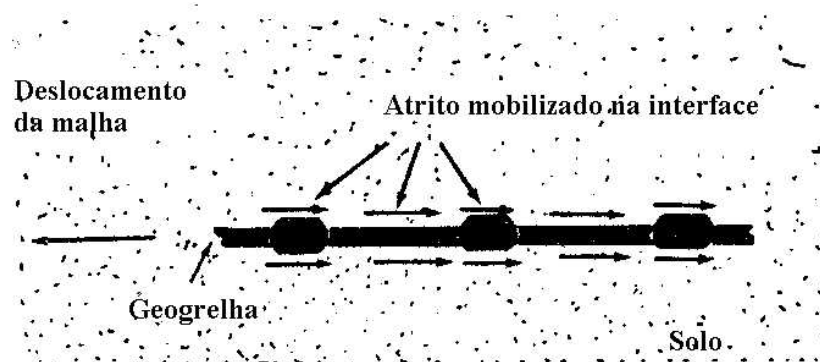
Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha

A interação entre o solo e a geogrelha depende basicamente das propriedades mecânicas do solo (densidade, granulometria, composição) e das propriedades da geogrelha, sendo função de dois mecanismos: 1) cisalhamento na interface e 2) cisalhamento do solo confinado nos orifícios da malha. A Figura 17 ilustra os diferentes mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha.

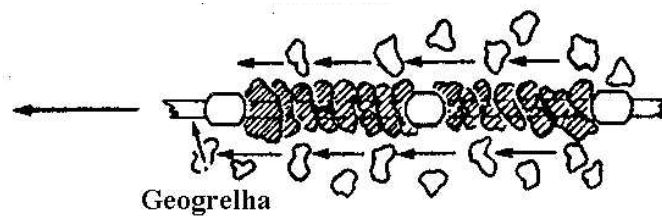
O cisalhamento na interface ocorre no contato entre o solo e as tiras longitudinais e transversais da geogrelha. Este é o mecanismo básico no estudo de reforço e é governado pela mobilização do atrito entre o elemento polimérico e o solo adjacente. Quanto maior for a área efetiva das tiras da geogrelha, mais influente será tal mecanismo, uma vez que maior será a área disponível para o atrito no contato solo-geogrelha. Como as geogrelhas possuem orifícios grandes, e em geral tiras finas, a parcela de atrito é relativamente pequena, e pode representar cerca de 10% da resistência total ao arrancamento, de acordo com Bergado et al. (1996).

Bauer e Mowafy (1988) e Oostveen et al (1994) subdividem o mecanismo de cisalhamento do solo confinado nos orifícios da malha em 2 componentes: a)

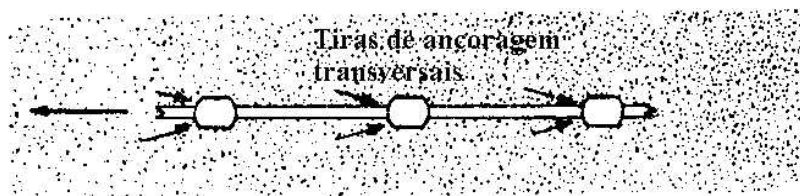
cisalhamento do solo intertravado e b) puncionamento dos membros de ancoragem.



(1) Cisalhamento na Interface



a) Cisalhamento do Solo Intertravado



b) Puncionamento dos Membros de Ancoragem

(2) Cisalhamento do Solo Confinado nos Orifícios da Malha

Figura 17 - Mecanismos de Interação entre Solo e Geogrelha (Bauer e Mowafy, 1988)

Cabe ressaltar que o cisalhamento na interface e o puncionamento dos membros de ancoragem não ocorrem simultaneamente. Para pequenos deslocamentos relativos entre o solo e a geogrelha, ocorre a mobilização do atrito na interface. À medida que o deslocamento relativo aumenta, ocorre a mobilização progressiva do empuxo passivo do solo sobre os elementos transversais.

A mobilização da resistência ao cisalhamento entre solos e mantas geotêxteis, ou geomembranas, é um fenômeno bidimensional e é muito influenciado pela extensibilidade do material de reforço. No caso das geogrelhas, o fenômeno é tridimensional, mobilizando-se o atrito superficial solo-geogrelha para pequenos deslocamentos e o empuxo passivo nas barras transversais à medida que o deslocamento aumenta (Lopes, 1992).

É difícil quantificar analiticamente a contribuição de cada um destes dois mecanismos de interação, mas a influência total na resistência ao arrancamento pode ser determinada experimentalmente (Koutsourais et al, 1998).

É intuitivo que, em areia muito fina ou silte arenoso, o efeito de intertravamento e confinamento nos orifícios é reduzido. Além disso, se o movimento da geogrelha for completamente restringido, não haverá parcela de resistência passiva na resistência total. As geogrelhas com elementos mais espessos tendem a apresentar um coeficiente de interação superior ao das geogrelhas finas, uma vez que o intertravamento gera uma parcela de resistência similar a uma coesão aparente na interface.

A compreensão do fenômeno de interação entre o solo e a geogrelha é um fator importante para o projeto de estruturas de solo reforçado.

Os ensaios de laboratório mais usados para medir a resistência de interface são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto. Estes dois ensaios diferem basicamente pela forma com que os esforços são aplicados, pelos mecanismos de ruptura impostos, pelas trajetórias de tensão e pelas condições de contorno de cada um (Palmeira e Milligan, 1989). A justificativa para escolha destes ensaios é a similaridade com as condições de carregamento encontradas em obras de solo reforçado, como esquematizado na Figura 18. Segundo os autores, os ensaios de cisalhamento direto simulam convenientemente o mecanismo de interação existente na região A, os ensaios de arrancamento reproduzem o mecanismo que ocorre na região B e os ensaios de cisalhamento direto modificados (reforço inclinado) são representativos do mecanismo de interação que ocorre na região C.

O dimensionamento de uma obra de solo reforçado necessita do conhecimento dos parâmetros de resistência nas interfaces solo-reforço, obtidos a partir de um dos 2 ensaios citados anteriormente, dependendo do tipo de movimento relativo entre o solo e a geogrelha que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces. O potencial da geogrelha como sistema de transferência de tensões é quantificado pela magnitude das tensões

de cisalhamento mobilizadas ao longo da interface solo-reforço para um dado movimento relativo (Gomes, 1992).

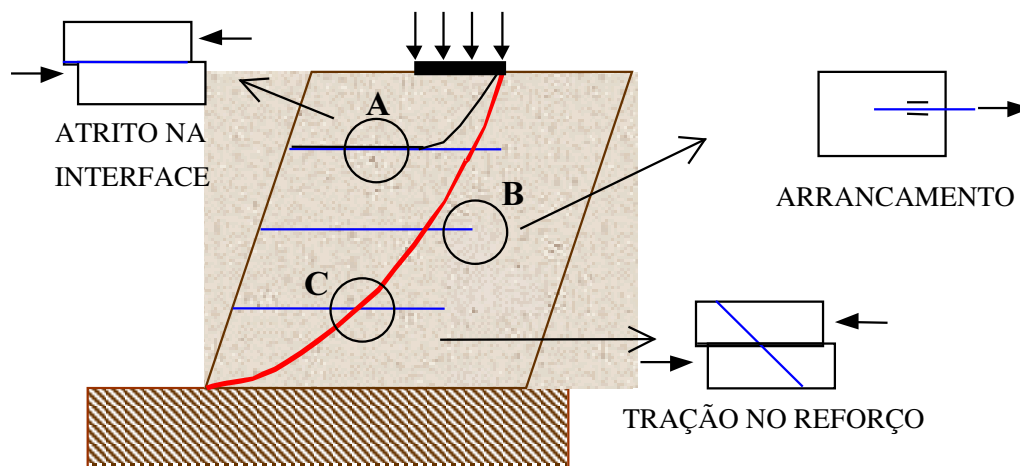


Figura 18 - Mecanismos de Interação em Maciços Reforçados com Geogrelhas

Os tipos de movimentos relativos possíveis na interface solo-geogrelha são basicamente dois:

1º) a geogrelha permanece solidária com parte do solo envolvente, sendo a resistência na interface mobilizada pelo deslizamento relativo entre o restante da massa de solo e a geogrelha;

2º) a geogrelha se desloca em relação ao solo envolvente, sendo este movimento responsável pela mobilização da resistência na interface.

Pode-se, portanto, afirmar que os ensaios de cisalhamento direto simulam mais convenientemente o primeiro tipo de movimento, ao passo que os ensaios de arrancamento são mais adequados para o segundo tipo. De acordo com Farrag et al (1993), os parâmetros de resistência da interface obtidos por ambos os ensaios podem, conseqüentemente, variar significativamente, fornecendo resultados até conflitantes em alguns casos. O item 3.3 apresenta uma discussão sobre os dois ensaios e as diferenças entre os parâmetros obtidos.

A Figura 19 ilustra, para alguns tipos de obras, os deslocamentos relativos de ocorrência mais provável nas interfaces solo-geogrelha, bem como o tipo de ensaio mais adequado à definição das características de interface (Collios et al, 1980). No gráfico da Figura 19, o eixo das abscissas representa o deslocamento relativo (s_s/c) do material da semi caixa inferior em relação à semi caixa superior. O eixo das ordenadas representa o deslocamento relativo (s_g/c) entre o geossintético e a semi caixa superior. Assim, os casos em que o solo situado em

ambos os lados do geossintético não experimenta deslocamentos relativos, como é o caso da solicitação de arrancamento, são representados sobre o eixo das ordenadas. Os casos em que o geossintético fica solidário com uma das porções de solo (solicitação de cisalhamento direto) são representados sobre uma reta inclinada a 45°.

De acordo com Collios et al (1980), no caso de maciços reforçados o deslocamento de arrancamento dos reforços predomina em relação ao solo envolvente. Neste caso, a opção pelos ensaios de arrancamento parece ser a mais adequada.

Ingold (1983b) ressalta que o ensaio de arrancamento permite detectar falhas na estrutura e na fabricação do geossintético, uma vez que este tipo de ensaio pode levar à ruptura da interface solo-geogrelha (arrancamento) ou da própria malha da grelha.

Jewell e Wroth (1987) e Jewell (1990) sugerem a realização de ensaios de cisalhamento direto modificados, com o reforço inclinado em relação à superfície de ruptura.

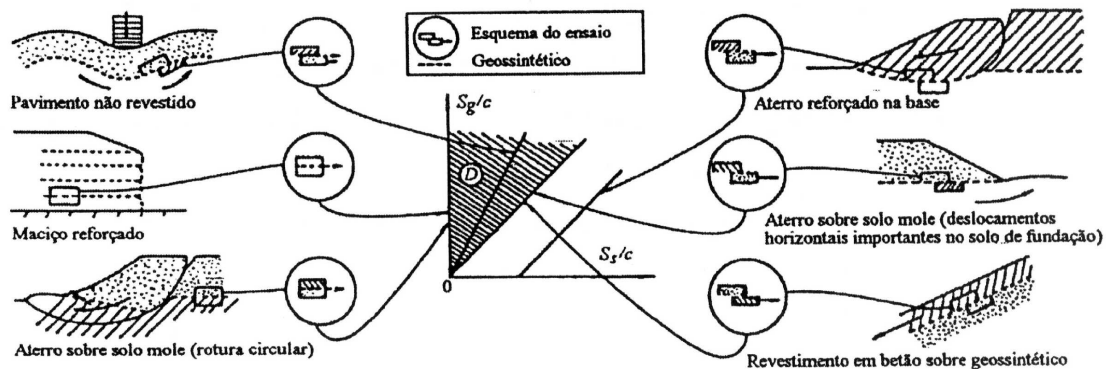


Figura 19 - Movimentos Relativos entre o Solo e o Geossintético (Collios et al, 1980)

3.3.

Obtenção dos Parâmetros de Resistência da Interface

A obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha é fundamental para o dimensionamento de maciços reforçados. Como comentado anteriormente, os parâmetros da interface podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto ou de arrancamento. A opção por um ou outro ensaio

depende do tipo de movimento relativo que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces solo-geogrelha.

Os diferentes procedimentos de ensaio trazem divergências experimentais. A padronização seria necessária para garantir a repetitividade dos resultados.

A seguir, estão apresentados os principais procedimentos de laboratório para a determinação da resistência das interfaces solo-geossintéticos.

3.3.1. Ensaio de Cisalhamento Direto Convencionais

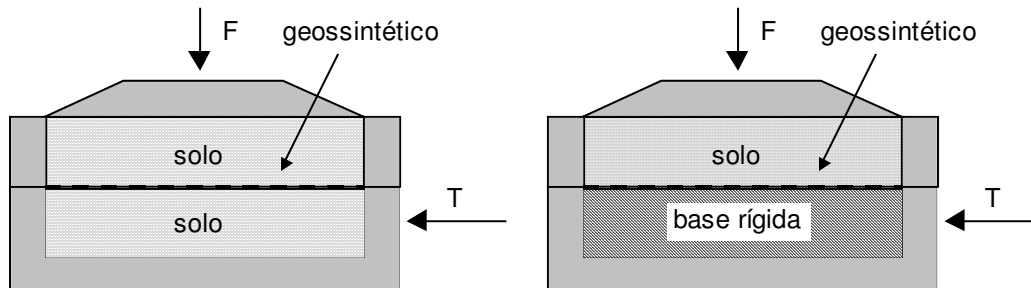
Nos ensaios de cisalhamento direto convencionais, o geossintético é colocado entre as duas metades da caixa de cisalhamento, sendo a resistência mobilizada pelo deslizamento relativo de uma das metades da caixa em relação ao geossintético. A metade inferior da caixa pode estar preenchida com solo, ou constituir um suporte rígido.

Na maioria dos ensaios de cisalhamento direto executados com geotêxteis e geomembranas, estes materiais são colados ou ancorados a um suporte rígido plano colocado na metade inferior da caixa. Este procedimento representa convenientemente o mecanismo de interação por atrito que ocorre na interface solo-geotêxtil e solo-geomembrana.

A necessidade de que a interface coincida com a superfície de ruptura dificulta em muito a instalação do geotêxtil entre 2 camadas de solo. Isto porque, durante a fase inicial de adensamento, o solo sofre deformações e conseqüentemente muda a posição do geotêxtil para o início do cisalhamento. Justifica-se assim, a colagem do geotêxtil sobre uma base rígida, possibilitando uma melhor definição dos parâmetros na interface (Teixeira, 1993).

No caso de geogrelhas, sugere-se que os ensaios sejam executados com solo na metade inferior da caixa. Quando o movimento corresponde ao cisalhamento direto, a resistência na interface solo-geogrelha corresponde aos mecanismos de atrito ao longo da superfície da grelha e de atrito solo-solo ao longo das aberturas da malha da geogrelha. O movimento do solo ao longo das aberturas da geogrelha não é simulado quando o geossintético é colado a um suporte rígido. No caso de geogrelhas com grandes aberturas da malha, o atrito solo-solo pode representar uma porcentagem significativa da resistência da interface. No entanto, cabe recordar que durante a fase de adensamento, o solo pode sofrer deformações, alterando a posição da geogrelha para o início do cisalhamento. Neste caso, o cisalhamento pode ocorrer na interface solo-solo,

daí a dificuldade em se obter parâmetros que realmente representem a interface solo-geogrelha. A Figura 20 apresenta os diferentes tipos de montagem dos ensaios de cisalhamento direto.



(a) Geossintético entre 2 camadas de solo (b) Geossintético colado a uma base rígida

Figura 20 - Sistema Solo-Geossintético no Equipamento de Cisalhamento Direto

Durante o ensaio, mede-se a força horizontal necessária para deslocar a parte superior da caixa de cisalhamento sob força normal constante. Considera-se como valor de tensão cisalhante na ruptura, a razão entre a força capaz de promover o arrancamento da geogrelha da massa de solo e a área de contato entre as duas partes da caixa de cisalhamento. No gráfico apresentado na Figura 16a, o valor da força capaz de promover o arrancamento da geogrelha corresponde ao valor assintótico da curva força de arrancamento vs deslocamento horizontal.

O ensaio é repetido para diferentes tensões normais, a fim de definir uma relação entre tensões cisalhantes e tensões normais (Figura 21b). A partir da envoltória de resistência, obtém-se os parâmetros de resistência da interface: c_a (adesão solo-geossintético) e δ (ângulo de atrito solo-geogrelha). Os resultados dos ensaios podem ser expressos através dos coeficientes de aderência (λ) e de atrito (f) de um dado sistema solo-geogrelha:

$$\lambda = \frac{c_a}{c'} \quad (10)$$

$$f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (11)$$

onde: c_a e δ são parâmetros de resistência das interfaces;

c' e ϕ' são parâmetros de resistência do solo.

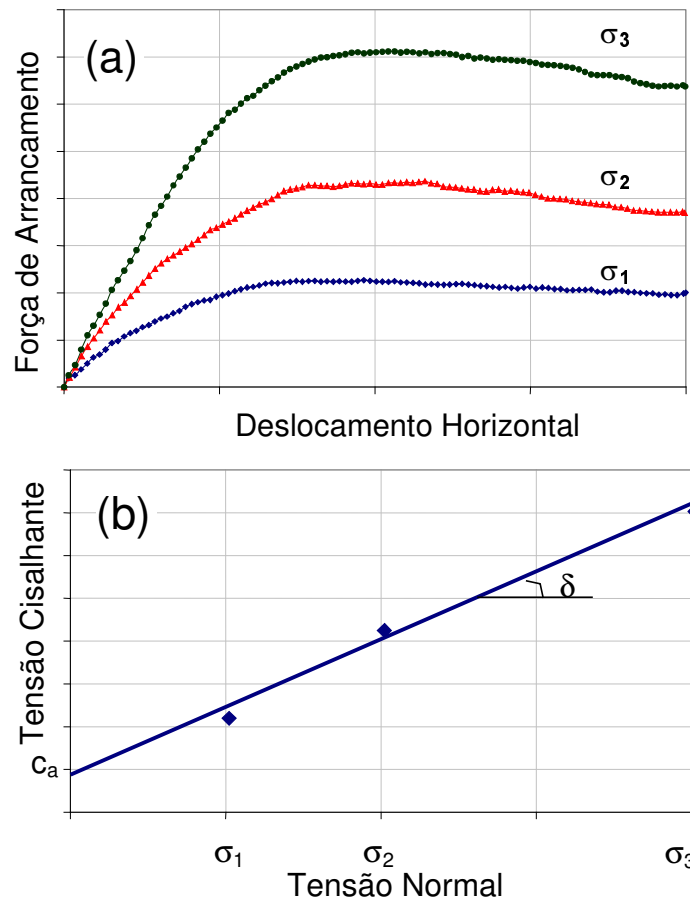


Figura 21 - Obtenção dos Parâmetros de Resistência da Interface: Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto não oferecem grande dificuldade de interpretação. No entanto, seus resultados podem ser influenciados por fatores, tais como: posição relativa solo-geossintético, dimensões do equipamento, espessura da camada de solo, rugosidade do plano rígido e métodos para controle da pressão vertical.

3.3.1.1. Influência da Posição Relativa Solo-Geossintético

Nakamura et al (1996) realizaram ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de avaliar a influência da posição do geossintético em relação à camada de solo. Para tanto, os autores executaram ensaios de cisalhamento direto com 2 tipos de geogrelha imersas em areia, em equipamentos de $(300 \times 300)\text{mm}^2$. As

geogrelhas ensaiadas apresentavam uma resistência à tração de 80kN/m. Foram utilizados 2 métodos distintos de instalação das geogrelhas. No primeiro método, a geogrelha era posicionada entre um bloco rígido e uma camada de solo. No segundo método, ambas as metades da caixa de cisalhamento foram preenchidas com solo.

Com base nos resultados, Nakamura et al (1996) recomendam a utilização do primeiro método para a definição da resistência da interface solo-geogrelha através de ensaios de cisalhamento direto.

Saez (1997) executou ensaios de cisalhamento direto com geogrelhas para as 2 condições distintas de montagem, em equipamentos de 300x300mm². Os resultados demonstram que, no caso de geogrelhas, a não consideração do atrito solo-solo pode conduzir a menores ângulos de atrito na interface solo-geogrelha, como ilustra a Figura 22. O autor sugere que a geogrelha seja posicionada entre 2 camadas de solo, contrariamente ao sugerido por Nakamura et al (1996).

As divergências apresentadas por Nakamura et al (1996) e Saez (1997) podem estar relacionadas ao tipo de malha da geogrelha. Espera-se que, quanto menor for a área da geogrelha disponível para o atrito na interface solo-geogrelha, maior será a contribuição do atrito solo-solo. Neste caso, a utilização de um bloco rígido pode subestimar o atrito na interface. No entanto, se a geogrelha apresenta aberturas pequenas e uma área de atrito significativa, a opção do uso de bloco rígido pode ser adequada.

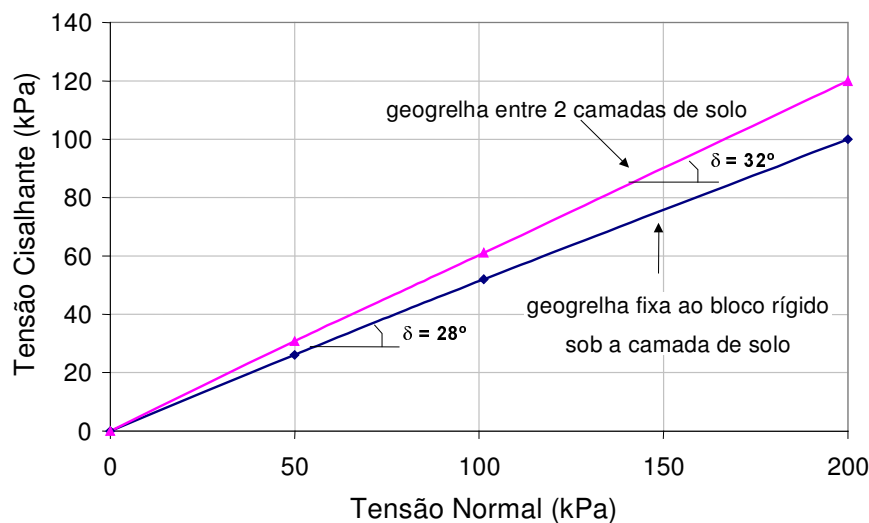


Figura 22 - Efeito da Montagem do Ensaio de Cisalhamento Direto (Adaptado de Saez, 1997)

3.3.1.2. Influência das Dimensões do Equipamento

As caixas de cisalhamento apresentam usualmente seção quadrada, com a dimensão das arestas internas variando desde de 60mm (equipamentos convencionais) até 1000mm (equipamentos de grande porte). Em geral, as caixas superior e inferior possuem as mesmas dimensões. Entretanto, em alguns casos, a caixa inferior é maior do que a superior, permitindo a obtenção de grandes deslocamentos cisalhantes sem variação da área de contato.

Em relação às dimensões das partículas de solo, a norma ASTM D3080 recomenda que a dimensão mínima da caixa de cisalhamento seja pelo menos 12 vezes maior do que a maior partícula de solo. Jewell e Wroth (1987) sugerem que a dimensão mínima da caixa seja pelo menos 50 vezes maior do que o diâmetro médio das partículas de solo (D_{50}).

No que se refere às dimensões da geogrelha, o tamanho mínimo ou mais apropriado da caixa de cisalhamento depende da abertura da geogrelha. Segundo a norma ASTM D5321, a dimensão mínima da caixa deve ser pelo menos 5 vezes maior do que a abertura máxima da geogrelha ensaiada.

O efeito das dimensões do equipamento em relação às aberturas da geogrelha também foi estudado por Saez (1997). O autor executou ensaios com geogrelhas em areia, em duas caixas de cisalhamento direto, com arestas de 60 e 300mm. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 23. Observa-se que no equipamento de menores dimensões, a envoltória obtida não é linear, sugerindo uma dependência entre o ângulo de atrito solo-geogrelha e a tensão normal. No entanto, no equipamento de maiores dimensões, nota-se que a envoltória de resistência é linear e que o valor de δ independe da tensão normal. Além disso, a envoltória obtida no ensaio com equipamento de 60mm encontra-se acima da envoltória obtida no equipamento de 300mm. O autor sugere a adoção de equipamentos com dimensões mínimas de (300x300)mm².

Gourc et al (1996) também recomendam a utilização de equipamentos de cisalhamento direto com dimensões iguais ou superiores a (300x300)mm², para ensaios com geogrelhas.

É importante respeitar a razão entre a abertura da geogrelha e a dimensão mínima do equipamento, no caso de ensaios com geogrelhas. Quando esta razão não é respeitada, a superfície de ruptura não apresenta um número adequado de elementos da malha e os parâmetros de resistência obtidos podem

superestimar um dado mecanismo (atrito superficial solo-geogrelha ou atrito solo-solo).

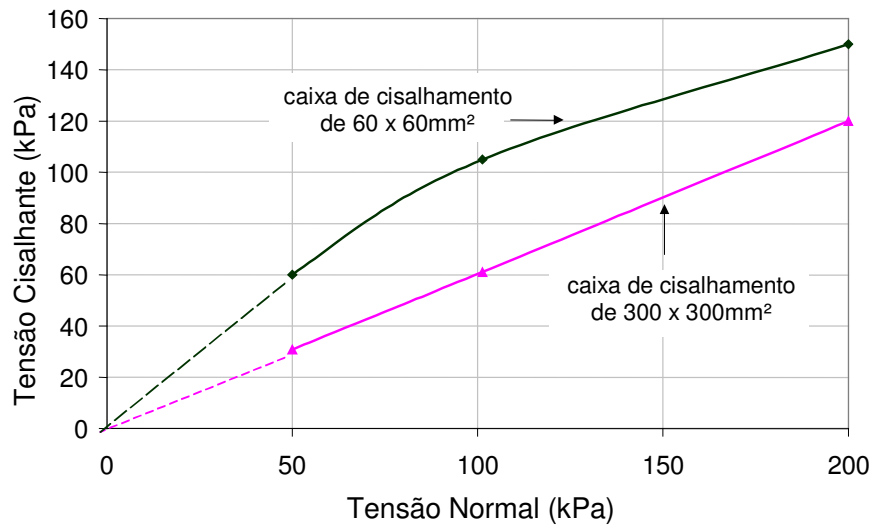


Figura 23 - Efeito das Dimensões do Equipamento dos Ensaio de Cisalhamento Direto (Adaptado de Saez, 1997)

3.3.1.3. Influência da Espessura das Amostras de Solo

Outro aspecto a ser considerado refere-se à espessura das amostras de solo confinante. As camadas dos solos confinantes, tanto de cobertura como de suporte, podem ter espessuras iguais ou diferentes.

Gourc et al (1996) estudaram a influência da espessura de solo nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto da interface solo-geossintético. Os resultados dos ensaios realizados com geotêxtil não tecido e areia mostram que a tensão cisalhante aumenta com a espessura de solo. A espessura mínima recomendada é da ordem de 5 vezes o diâmetro máximo das partículas de solo (Sopeña, 2002).

Desta forma, existe uma limitação em relação aos tipos de solos a ensaiar, tendo em vista que a maioria dos equipamentos disponíveis possuem caixas de cisalhamento com dimensões que variam de (60x60)mm² a (300x300)mm². Nestes casos, as camadas de solo apresentam espessuras que variam entre 25 e 75mm, e os solos ensaiados devem apresentar um diâmetro máximo entre 5 e 25mm, respectivamente.

3.3.1.4.

Influência da Rugosidade do Bloco Rígido

A utilização de blocos lisos ou rugosos para suportar o geossintético é um dos fatores que influenciam os resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Especialmente no caso de geogrelhas com grandes aberturas, os resultados são significativamente influenciados pelo tipo de suporte utilizado. Gourc et al (1996) executaram ensaios de cisalhamento direto com uma geogrelha com barras espessas, sobre um suporte liso e sobre uma camada de areia como suporte alternativo. Os resultados demonstram que, no segundo caso, obtém-se uma resistência 20% mais elevada.

De acordo com Nakamura et al (1996), a utilização de uma superfície rugosa induz uma tensão cisalhante mais elevada devido ao embricamento entre as partículas de solo e as rugosidades da superfície da placa nas aberturas da grelha.

Gourc et al (1996) recomendam a colagem de um material rugoso, previamente definido, buscando-se uma rugosidade semelhante à do solo.

3.3.2.

Comentários Sobre os Ensaios de Cisalhamento Direto

Cardoso (1988) questiona a adequação dos ensaios de cisalhamento direto para a simulação de obras de reforço de solo devido às seguintes razões:

- a) Nos ensaios de cisalhamento direto, o mecanismo de interação dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da supressão ou, pelo menos, da restrição das deformações dos reforços;
- b) Os ensaios de cisalhamento direto não permitem considerar a contribuição da resistência provocada pela mobilização de empuxos passivos nas barras transversais das grelhas em situações de arrancamento.

Ressalta-se que os ensaios de cisalhamento direto dão informações sobre a resistência mobilizada na interface quando o movimento relativo corresponde ao deslocamento de parte da massa de solo em relação ao geossintético. No entanto, nem sempre é isso que acontece em obras de maciços reforçados.

Para tentar simular em laboratório as condições existentes em obras de forma mais realista, têm sido introduzidas modificações nos ensaios de

cisalhamento direto: ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado e ensaios de cisalhamento em plano inclinado.

3.3.3.

Ensaio de Cisalhamento Direto com Reforço Inclinado

Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado (Figura 24) permitem simular a situação em que a superfície de ruptura intercepta o reforço (Teixeira, 1993). Neste mecanismo, as tensões cisalhantes na interface são absorvidas pelo reforço, que é então tracionado. Esta situação corresponde ao mecanismo C, ilustrado na Figura 18.

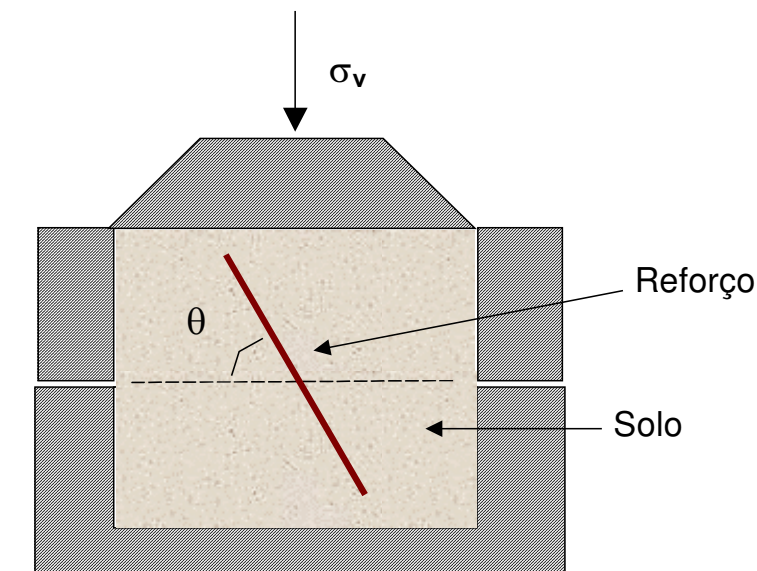


Figura 24 - Ensaio de Cisalhamento com Reforço Inclinado (Lopes, 2000a)

A função de uma geogrelha em maciços reforçados consiste em suprir a incapacidade do solo em resistir a solicitações de tração. Quando a superfície de ruptura intercepta o reforço, este é tracionado, conferindo ao conjunto solo-reforço um efeito estabilizador. Se o reforço formava inicialmente um ângulo θ_0 com a superfície de ruptura, no final do cisalhamento, este ângulo pode ser menor θ_R , dependendo da amplitude da zona de cisalhamento e das distorções angulares ocorridas, como ilustrado na Figura 25.

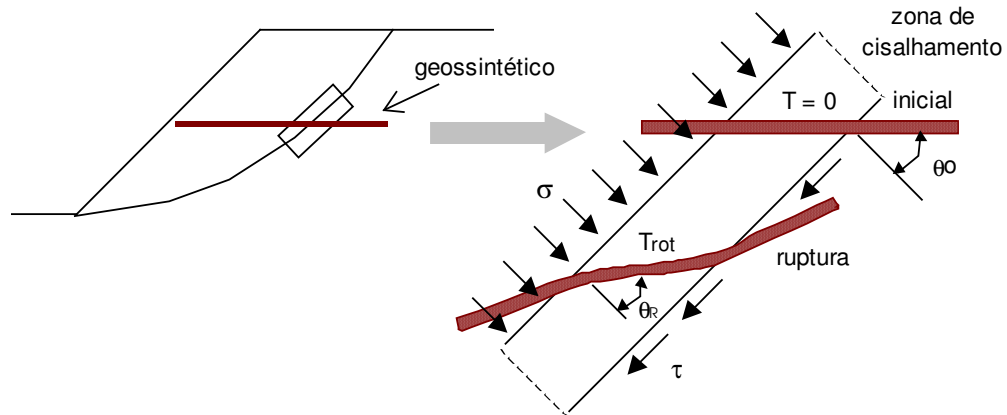


Figura 25 - Comportamento de um Reforço em uma Zona de Cisalhamento

No caso de maciços não reforçados, a tensão cisalhante na ruptura é dada pela expressão de Mohr-Coulomb:

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (12)$$

No caso de maciços reforçados, aparecem as parcelas estabilizadoras devido às componentes vertical e horizontal do reforço. Estas componentes contribuem de 2 formas:

- 1) a componente vertical produz um aumento na tensão normal efetiva:

$$\sigma' = \sigma'_{yy} + \frac{T_R}{A} \cdot \cos \theta_R \quad (13)$$

onde: σ'_{yy} é a tensão normal efetiva vertical.

- 2) a componente horizontal reduz a resistência ao cisalhamento:

$$\tau = \tau_{xy} - \frac{T_R}{A} \cdot \sin \theta_R \quad (14)$$

onde: τ_{xy} é a resistência ao cisalhamento do solo não reforçado.

Portanto, o efeito global do reforço consiste em um aumento da resistência ao cisalhamento:

$$\tau_{EXT} = (\cos \theta_R \cdot \tan \phi' + \sin \theta_R) \frac{T_R}{A} \quad (15)$$

onde: τ_{EXT} = acréscimo de resistência ao cisalhamento ocasionado pela introdução do elemento de reforço.

Neste caso, a tensão cisalhante na ruptura passa a ser:

$$\tau_R = c' + \sigma' \tan \phi' + (\cos \theta_R \cdot \tan \phi' + \sin \theta_R) \frac{T_R}{A} \quad (16)$$

sendo: c' e ϕ' = parâmetros de resistência do solo;

T_R = tensão de tração no reforço;

θ_R = ângulo entre o reforço e o plano de ruptura;

A = área de contato solo-reforço;

σ' = tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura.

A tensão de tração atuante na geogrelha no momento da ruptura por cisalhamento pode ser obtida rearranjando a equação 16:

$$T_R = \frac{(\tau_R - c' - \sigma' \tan \phi')}{(\cos \theta_R \cdot \tan \phi' + \sin \theta_R)} \cdot A \quad (17)$$

É usual considerar-se $\theta_R = \theta_0$, ou seja, a resistência admissível de tração da geogrelha na direção inicial de colocação, tendo em vista a dificuldade de se estimar a distorção do reforço.

Os ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado permitem reproduzir a situação de campo ilustrada na Figura 25. Desta forma, os esforços de tração atuantes na geogrelha ao término dos ensaios de cisalhamento direto também podem ser obtidos pela equação 17. Nesta equação, θ_R coincide com a inclinação inicial da geogrelha (θ) na caixa de cisalhamento. A Figura 26 ilustra a caixa de cisalhamento direto e os esforços atuantes.

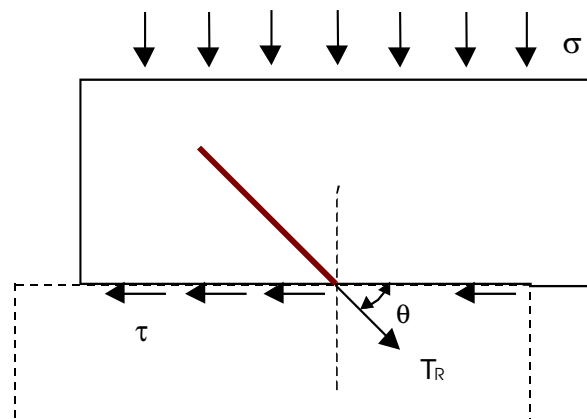


Figura 26 - Esforços Atuantes durante o Ensaio de Cisalhamento Direto

Bauer e Zhao (1994b) apresentam ensaios de cisalhamento direto com reforço inclinado, utilizando areia grossa uniforme e uma geogrelha de polipropileno. Os autores constataram que a inclinação da geogrelha em relação ao plano de ruptura exerce uma influência significativa na resistência do conjunto solo-geogrelha. O aumento máximo, quando comparado à resistência da areia não reforçada, ocorreu com a geogrelha posicionada a 60° em relação ao plano de ruptura.

Palmeira (1999a) chegou a conclusão semelhante a partir de ensaios em areia reforçada com geogrelhas. As diferenças de ganho de resistência com a orientação do reforço foram explicadas pelo fato de que a orientação de 60° com a horizontal coincidia com a direção de incrementos de deformação de tração na amostra de solo sem reforço. Esta é a orientação mais favorável para a instalação do elemento de reforço. Tal fato foi também constatado por Jewell (1980), Ingold (1981) e Sieira et al (2002b).

Cabe salientar que, no caso de maciços reforçados com taludes verticais, a superfície de ruptura pode ser aproximadamente plana, segundo a teoria de Rankine. Neste caso, para valores usuais de ângulos de atrito de solos (em torno de 30°), a inclinação das camadas horizontais de reforço em relação ao plano de cisalhamento seria da ordem de 60° , correspondendo a $45^\circ + \phi'/2$ (Palmeira, 1999).

Athanasopoulos (1993) executou ensaios de cisalhamento direto com um geotêxtil posicionado verticalmente na caixa de cisalhamento. Os ensaios objetivaram o estudo da influência da tensão confinante e da dimensão das partículas de solo no comportamento mecânico da interface solo-geotêxtil. No estudo foram utilizados seis tipos de areia, com valores distintos de diâmetro médio (D_{50}) das partículas. As tensões normais aplicadas nos ensaios variaram de 50kPa até 600kPa. O autor observou que a ruptura do material reforçado pode ocorrer de 2 formas distintas, sendo a envoltória de resistência bi-linear, como indica a Figura 27. Na forma de ruptura tipo I, ocorre o deslizamento do reforço. Na forma de ruptura do tipo II, o geotêxtil deforma-se em conjunto com o solo envolvente.

Athanasopoulos (1993) observou também que o ângulo de atrito da interface (δ) diminui com o aumento da tensão de confinamento. Para baixos valores de tensão normal, o ângulo de atrito da interface era superior ao ângulo de atrito do solo (ϕ'). No entanto, à medida que se aumenta a tensão normal, o valor de δ diminui, tornando-se ligeiramente inferior ao valor de ϕ' .

Sayão e Teixeira (1995) executaram ensaios de cisalhamento direto com um geotêxtil inclinado para simular a situação de ruptura de um aterro sobre argila mole. Nestes ensaios, a camada de reforço era posicionada com uma inclinação de 45° , entre camadas de areia e argila. Os autores concluíram que os parâmetros de resistência da interface solo-geotêxtil dependem da inclinação do geotêxtil em relação à superfície de ruptura e que os ensaios de cisalhamento direto devem ser realizados de modo a reproduzir a situação de campo. Desta forma, obtém-se parâmetros de resistência confiáveis.

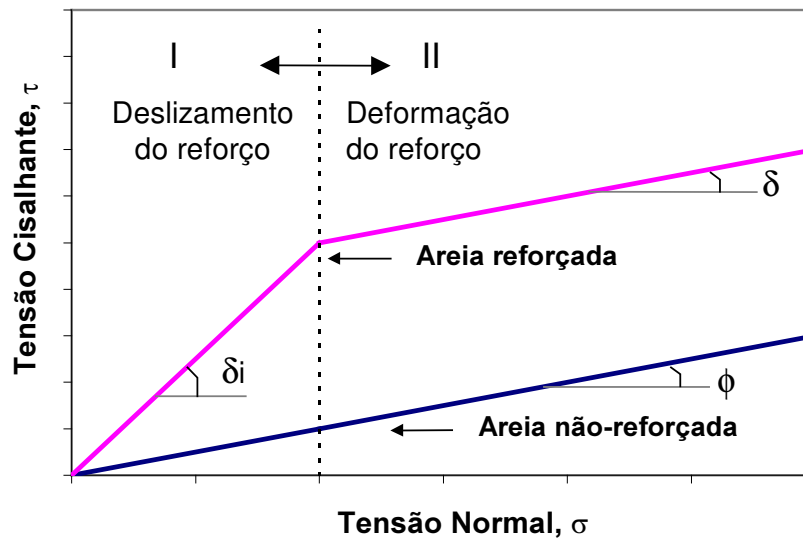


Figura 27 - Envoltória de Ruptura para a Areia não Reforçada e para a Areia Reforçada com Geotêxtil (Adaptado de Athanasopoulos, 1993)

3.3.4. Ensaio de Cisalhamento em Plano Inclinado

Os ensaios de cisalhamento direto convencionais e os ensaios de arrancamento têm sido freqüentemente utilizados para a determinação da resistência da interface solo-geossintéticos. No entanto, em algumas situações encontradas no campo, como em taludes de área de disposição de resíduos, os resultados destes ensaios podem conduzir a erros significativos. Os ensaios de arrancamento não representam corretamente o mecanismo de interação entre as interfaces. Nos ensaios de cisalhamento direto, a utilização de baixos níveis de tensão normal pode levar a erros grosseiros e contrários à segurança, como constatado por Girard et al (1990), Giroud et al (1990) e Gourc et al (1996).

O ensaio de cisalhamento em plano inclinado (ensaio em rampa) caracteriza-se por ser um ensaio simples e rápido, que permite a determinação dos parâmetros de interface, sob baixas tensões normais (Lopes, 2000a).

O ensaio consiste em uma caixa rígida com solo apoiada sobre uma camada de geossintético. Esta camada é fixada a uma superfície plana, inicialmente posicionada na direção horizontal. O ensaio é realizado aumentando-se gradativamente a inclinação do plano até ocorrer o deslizamento ao longo da interface solo-geossintético. A Figura 28 ilustra um esquema do ensaio de cisalhamento em plano inclinado.

O ensaio em rampa pode ser executado sob diferentes tensões normais, visando a obtenção da envoltória de resistência na interface. Isso é conseguido com a utilização de amostras de solo com diferentes alturas ou com a aplicação de sobrecargas sobre a amostra de solo. Os procedimentos do ensaio de cisalhamento em plano inclinado encontram-se descritos na ISO 12957-2.

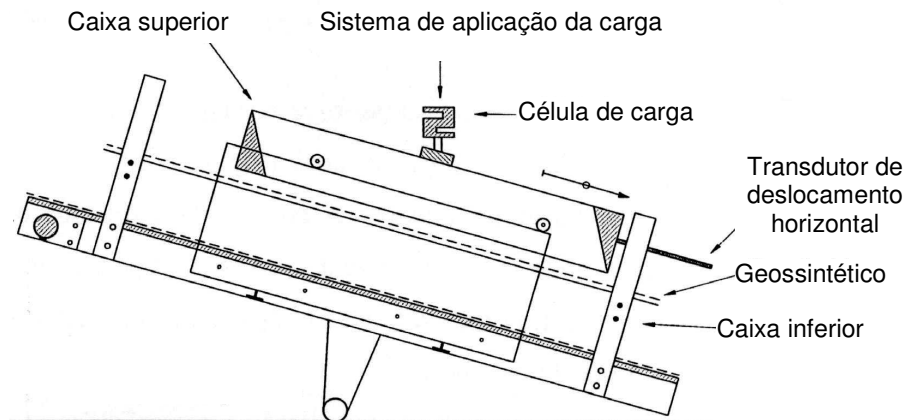


Figura 28 - Representação Esquemática do Ensaio de Cisalhamento em Plano Inclinado

Os equipamentos de cisalhamento em plano inclinado utilizam caixas de solo com áreas de interface variando de 0,005 a 1m². A Figura 29 apresenta a mecânica dos ensaios em rampa. Para um solo não coesivo, o ângulo de atrito da interface pode ser obtido por:

$$\delta = \tan^{-1} (\tan \alpha) \quad (18)$$

onde: δ = ângulo de atrito da interface solo-geossintético;

α = inclinação da rampa com a horizontal no momento do deslizamento.

Em uma situação mais geral, tem-se:

$$\tau_{SG} = c_a + \sigma \tan \delta \quad (19)$$

onde: c_a = adesão solo-geossintético;

τ_{SG} = tensão cisalhante na interface;

σ = tensão normal na interface.

O cálculo da tensão normal na interface pode ser obtido a partir da do peso da amostra (W) e da área da base da amostra (A), segundo a expressão:

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{A} \quad (20)$$

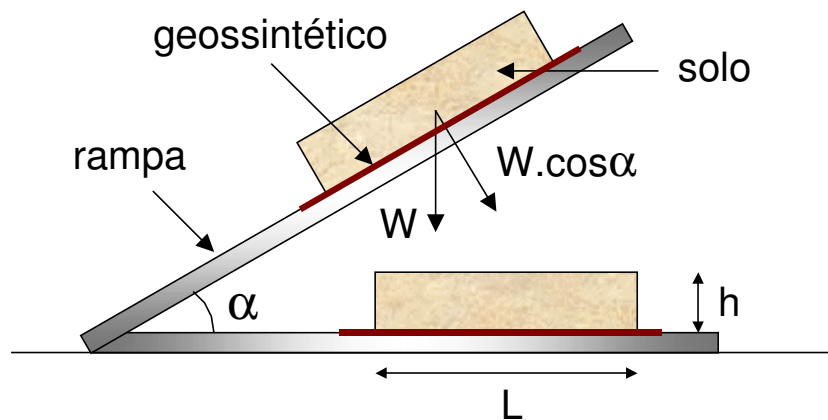


Figura 29 – Posicionamentos do Corpo de Prova em Ensaio em Plano Inclinado

Girard et al (1990) e Giroud et al (1990) executaram ensaios de rampa para diferentes interfaces solo-geossintético, sob baixos níveis de confinamento. Os ângulos de atrito da interface obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento em plano inclinado foram inferiores (cerca de 5 a 10°) aos obtidos a partir dos ensaios de cisalhamento direto convencionais. Em ambos os trabalhos, os autores acreditam que os ensaios de rampa fornecem ângulos de atrito mais realistas, quando as tensões normais são reduzidas.

Izgin e Wasti (1998) estudaram a resistência ao cisalhamento da interface areia-geomembrana através de ensaios de cisalhamento convencionais e em plano inclinado. Foram ensaiadas geomembranas lisas e rugosas de polietileno de alta densidade. Os autores observaram um ângulo de atrito da interface (δ) superior no caso de geomembranas com superfícies rugosas.

Em relação às envoltórias de resistência obtidas em ambos os ensaios, Izgin e Wasti (1998) observaram que os ensaios em rampa forneceram envoltórias lineares que passam pela origem. No entanto, os ensaios de cisalhamento direto convencionais apresentaram envoltórias com ordenada não nula e ângulos de atrito da interface superiores aos obtidos nos ensaios em rampa.

Lima Júnior (2000) e Mello (2001) executaram ensaios de cisalhamento direto em plano inclinado, envolvendo diferentes tipos de geossintéticos (geotêxteis tecidos, geotêxteis não-tecidos, geomembranas lisas e geomembranas rugosas) e diferentes tipos de solo (areia fina, areia grossa e argila). Os autores observaram que as características superficiais dos geossintéticos influenciam os mecanismos de ruptura. À medida que se aumenta a inclinação da rampa, o mecanismo de ruptura da interface é tipicamente progressivo e depende da rigidez e da aderência das interfaces. Os maiores valores de aderência solo-geomembrana foram obtidos nos ensaios com solo argiloso e geomembrana rugosa.

Mello (2001) ressalta que, para pequenas inclinações da rampa, somente uma pequena fração do comprimento da geomembrana é solicitada. No entanto, à medida que a inclinação da rampa aumenta, todo o comprimento da geomembrana é submetido à deformação. A distribuição das deformações ao longo do comprimento da geomembrana é não uniforme. Villar et al (1999) encontraram o mesmo padrão de deformação de geomembranas em simulações numéricas de taludes de obras de disposição de resíduos.

Lopes (2000a) executou uma série de ensaios de cisalhamento em plano inclinado (Figura 30), com o objetivo de avaliar a influência da estrutura do geossintético, da granulometria do solo e da tensão confinante no mecanismo de interação solo-geossintético. Para tanto, foram utilizados 2 tipos de solos arenosos e 7 tipos de geossintéticos incluindo: geogrelhas, geotêxteis não-tecidos e tecidos e geomembranas. As principais conclusões foram:

- 1) A estrutura do geossintético influencia a resistência das interfaces solo-geossintético. A estrutura contínua mais lisa (geomembrana lisa) apresenta valores menores de resistência na interface com o solo. Em contrapartida, o geossintético com a superfície mais rugosa (geotêxtil não-tecido agulhado) apresenta ângulo de atrito mais elevado;
- 2) Nos ensaios efetuados sobre base rígida, as geogrelhas biaxiais apresentam maior resistência do que as geogrelhas uniaxiais;

- 3) À medida que a tensão confinante aumenta, verifica-se uma redução no valor do ângulo de atrito da interface solo-geossintético;
- 4) A utilização de solos com granulometria mais grosseira conduz a um acréscimo da resistência da interface. Este acréscimo é mais acentuado quando o geossintético apresenta uma superfície lisa.

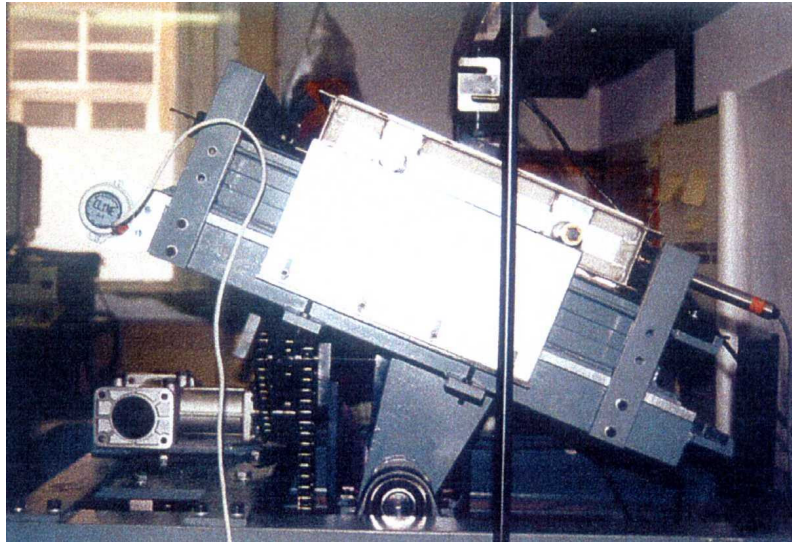


Figura 30 - Equipamento de Cisalhamento em Plano Inclinado (Lopes, 2000a)

3.3.5. Ensaio de Arrancamento

Os ensaios de arrancamento são realizados em equipamentos de cisalhamento direto modificados através da adição de uma garra que impõe os deslocamentos horizontais de arrancamento do geossintético. A amostra de geossintético é colocada entre 2 camadas de solo. A extremidade que está conectada à garra é tracionada sob velocidade constante. Assim, o movimento relativo entre o geossintético e o solo origina forças de cisalhamento nas duas faces do geossintético, que se opõem ao movimento.

Inicialmente, deve-se colocar o solo na caixa inferior, posicionar a geogrelha horizontalmente sobre o solo compactado e conectá-la à garra. Em seguida, coloca-se a caixa superior sobre o conjunto e esta é preenchida com solo. Aplica-se uma carga vertical para confinamento, através de uma placa rígida ou por um colchão flexível apropriado. Após o adensamento, a carga horizontal de arrancamento é aplicada a uma velocidade constante. O ensaio prossegue até que haja estabilização da carga horizontal ou que ocorra a ruptura

da malha da geogrelha por tração. Neste caso, deve-se considerar a repetição do ensaio com valores menores de tensão vertical, para possibilitar a medição da resistência ao arrancamento da geogrelha da massa de solo (Koutsourais et al., 1998). A tensão de cisalhamento na interface é definida como a razão entre a força de arrancamento e a área da inclusão solicitada ao arrancamento:

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2.B.L} \quad (21)$$

onde: P = força de arrancamento;

B = largura da geogrelha;

L = comprimento enterrado da geogrelha.

O ensaio deve ser realizado para, no mínimo, três valores distintos de confinamento vertical. Desta forma, obtém-se uma envoltória de resistência e, de maneira análoga aos ensaios de cisalhamento direto, podem ser extraídos os parâmetros de resistência da interface (c_a e δ).

Ressalta-se que a geogrelha, quando submetida ao arrancamento, sofre deformações não uniformes ao longo do comprimento (Saez, 1997). A tração na geogrelha concentra-se na extremidade tracionada e vai diminuindo gradativamente até a extremidade livre (Juran e Chen, 1988). A distribuição de tensões na superfície da geogrelha é função de suas características de deformabilidade e da tensão confinante aplicada. Ochiai et al. (1992) aconselham utilizar o comprimento real de ancoragem que está interagindo com o solo no cálculo do coeficiente de interação.

3.3.5.1. Equipamentos de Arrancamento

Segundo Amorim Jr. (1992), Palmeira e Milligan (1989) e Christopher e Berg (1990), o ensaio de arrancamento é o que melhor representa as situações reais de campo, quando são utilizadas geogrelhas como elementos de reforço.

Apesar da importância dos ensaios de arrancamento, os procedimentos e equipamentos de ensaio ainda não foram normalizados.

Diversos pesquisadores desenvolveram equipamentos capazes de realizar ensaios de arrancamento com geogrelhas e geotêxteis. Estes equipamentos diferem quanto às dimensões, aos modos de aplicação da sobrecarga e às

grandezas monitoradas. A Tabela 6 resume as principais características de alguns equipamentos disponíveis, juntamente com as principais referências.

Pode-se observar que na maioria dos ensaios, o confinamento é aplicado por meio de um colchão de ar inflável. Uma característica importante dessa técnica de simulação de sobrecarga é o fato do colchão flexível garantir uma distribuição uniforme da tensão confinante sobre a superfície do solo (Teixeira, 1999). Nota-se na Tabela 6 que as dimensões dos equipamentos variam significativamente e, assim, definem a representatividade dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios. As dimensões médias dos equipamentos apresentados na Tabela são 1000mm de comprimento, 800mm de largura e 500mm de altura.

Tabela 6 - Características de Alguns Equipamentos de Arrancamento (Adaptado de Teixeira, 1999)

Referências	Características dos Equipamentos				
	Altura (mm)	Largura (mm)	Comp. (mm)	Sistema de Sobrecarga	Medidas Efetuadas
Ingold (1983)	300	285	500	colchão de água	força de arrancamento, deslocamento e volume
Palmeira (1987)	1000	1000	1000	colchão de água	força de arrancamento e deslocamentos
Christopher e Berg (1990)	310	600	1220	colchão de ar	força de arrancamento e deslocamentos
Farrag et al (1993)	760	900	1520	colchão de ar	força de arrancamento, deslocamento e velocidade
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	colchão de ar	força de arrancamento, deslocamento, deformação e dilatação
Alfaro et al (1995)	400	600	1500	colchão de ar	força de arrancamento, deslocamento, deformação e dilatação
Chang et al (1995)	150	500	400	colchão de ar	força de arrancamento, deslocamento e deformação
Lopes e Ladeira (1995)	600	1000	1530	macacos hidráulicos	força de arrancamento e deslocamento
Miyata (1996)	220	325	660	colchão de ar	força de arrancamento, deslocamento e dilatação
Castro (1999)	1000	1000	1000	macacos hidráulicos	força de arrancamento, deslocamento e deformação

Alguns equipamentos são dotados de uma luva que se instala no interior da caixa de ensaios, por onde passa a inclusão a ser ensaiada. Essa luva tem a

finalidade de transmitir a força de arrancamento para o interior da massa de solo evitando atritos ou interferências na face frontal da caixa (Christopher, 1976, Farrag et al, 1993 e Teixeira, 1999).

Ressalta-se que as técnicas atuais de ensaio para a determinação da resistência ao arrancamento só se aplicam a materiais geossintéticos rígidos, uma vez que a parte do geossintético deslocada para fora da caixa passa a trabalhar sob condições de tração não confinada. Atualmente, este ensaio vem sendo realizado apenas com geogrelhas, cujo comportamento é função do atrito desenvolvido no contato solo-grelha e da mobilização do empuxo passivo dos elementos transversais (Vidal, 2001).

Uma alternativa para a execução de ensaios de arrancamento com geotêxteis consiste no enrijecimento da região do reforço que se encontra sob condições não confinadas.

Jewell (1996) sugere a utilização de ensaios de cisalhamento direto para a determinação dos parâmetros de interação solo-geotêxteis, uma vez que o mecanismo de interação baseia-se no atrito no contato entre a manta e o solo. Neste caso, não há necessidade de execução de ensaios de arrancamento. Entretanto, no caso de geogrelhas, os parâmetros de interação devem ser definidos a partir de ensaios de arrancamento, uma vez que só este tipo de ensaio leva em consideração o empuxo passivo dos elementos transversais.

Palmeira (1999b) recomenda que os ensaios de arrancamento sejam executados em equipamentos de grandes dimensões, ressaltando as principais razões:

1. No caso de geogrelhas, a caixa deve permitir a realização do ensaio sem influência de escala. Ou seja, sem que as dimensões da grelha (membros, aberturas, etc.) sejam grandes em relação às dimensões da amostra;
2. A influência das fronteiras sobre os resultados dos ensaios deve ser minimizada;
3. Em função da geometria da geogrelha, a resistência ao arrancamento pode depender do comprimento ensaiado.

Atualmente, existe uma tendência à execução de ensaios de arrancamento em caixas capazes de acomodar amostras com, pelo menos, 1,5m de comprimento e 0,60m de altura.

Cabe salientar que os resultados dos ensaios de arrancamento podem ser significativamente afetados pelo uso de diferentes equipamentos, aos quais estão associados diferentes condições de contorno, diferentes procedimentos de ensaio e diferentes esquemas de colocação e densificação do solo (Juran et al, 1988). Uma breve discussão sobre a influência destes fatores na resposta ao arrancamento está apresentada a seguir.

3.3.5.2. Influência das Condições de Contorno

A condições de contorno influenciam os resultados obtidos em ensaios de arrancamento. Palmeira e Milligan (1989) utilizaram caixas de cisalhamento com paredes frontais com diferentes graus de rugosidade para investigar o efeito do atrito nos resultados do arrancamento. Os autores constataram que o coeficiente de interação solo-geossintético aumenta com a rugosidade da parede frontal da caixa de ensaios. A redução da influência da parede frontal da caixa pode ser conseguida com a lubrificação da face interior e com o envolvimento da extremidade frontal do geossintético por uma luva protetora.

Alguns pesquisadores inserem membranas lubrificadas na face interna da parede frontal da caixa para promover a minimização do atrito no contorno (Jewell, 1980). Christopher (1976) acoplou uma luva no trecho inicial do geossintético, para transferir o ponto de aplicação da carga para o interior da zona confinada, afastando-se da parede rígida. Williams e Houlihan (1987) optaram por utilizar faces frontais flexíveis nos ensaios de arrancamento.

Com a finalidade de estudar a influência da presença da luva na resposta ao arrancamento, Lopes e Ladeira (1996) executaram ensaios de arrancamento sem e com a utilização de uma luva de aço inoxidável de 200mm de comprimento. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Figura 31. Verifica-se que a inexistência da luva conduz a um aumento de cerca de 10% da força de arrancamento máxima, em consequência da rugosidade da parede frontal. Os autores verificaram que os deslocamentos de arrancamento eram menores nos ensaios sem luva, o que está em concordância com o aumento da resistência da interface.

Diante do exposto, é aconselhável a utilização de uma luva com o objetivo de minimizar a influência da parede frontal do equipamento nos resultados dos ensaios de arrancamento.

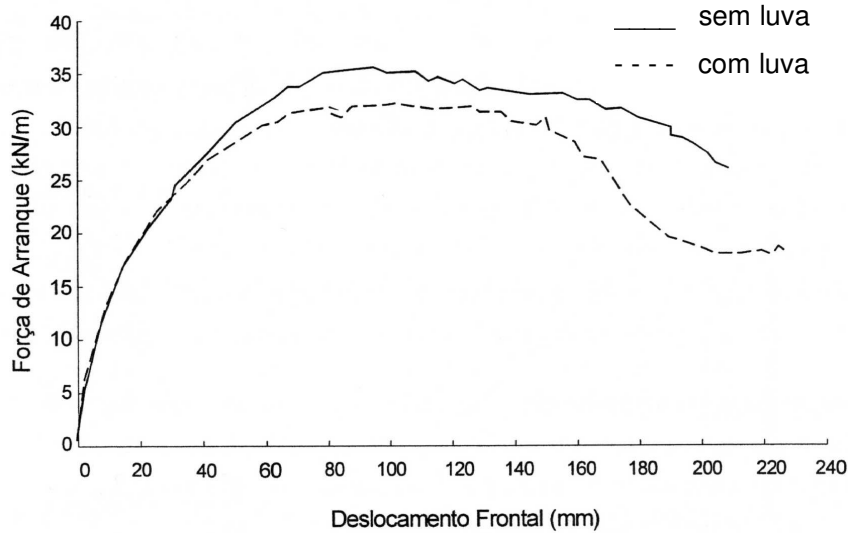


Figura 31 - Influência da Luva nos Ensaios de Arrancamento (Lopes e Ladeira, 1996)

A influência das condições de contorno nos ensaios de arrancamento é particularmente relevante quando o solo encontra-se no estado denso. Neste estado, o solo tende a aumentar de volume durante o processo de cisalhamento, principalmente quando sujeito a baixas tensões confinantes. Esta tendência pode ser contrariada em laboratório devido à proximidade e às características de rigidez e rugosidade das fronteiras laterais do equipamento. O impedimento da dilatação traduz-se em um aumento da tensão normal atuante no reforço e da tensão cisalhante mobilizada na interface. Como consequência, obtém-se um ângulo de atrito da interface superior ao real.

3.3.5.3. Influência do Procedimento de Ensaio

Alguns aspectos relativos aos procedimentos de ensaio exercem influência significativa nos resultados dos ensaios de arrancamento, tais como: a velocidade de ensaio, a espessura de solo e o método de densificação da amostra.

(a) A influência da velocidade no comportamento ao arrancamento de geogrelhas foi abordada por Lopes e Ladeira (1996) em ensaios com solo arenoso. A resistência ao arrancamento aumenta com o aumento da velocidade de ensaio. No entanto, o deslocamento frontal necessário para mobilizar a resistência da interface diminui. O aumento da resistência da interface resulta da

menor capacidade de rearranjo das partículas de solo com o aumento da velocidade.

Rowe e Ho (1986) afirmam que a resistência ao arrancamento varia com a velocidade de ensaio. Sendo assim, é necessário estabelecer o nível de deslocamento imposto durante os ensaios, quando se deseja comparar resultados. Lopes e Moutinho (1997) sugerem uma velocidade de ensaio de 5,4mm/min.

Os ensaios de arrancamento do presente estudo foram realizados com velocidades que se encaixam na média encontrada na bibliografia: Chen e Lee (1998), Zettler et al. (1998), Ochiai et al. (1988) e Castro (1999): 1,0mm/min; Fannin e Raju (1993): 0,25mm/min a 1mm/min; Oostveen et al. (1994): 6mm/min; Lopes e Moutinho (1997): 1,8mm/min a 22,0mm/min. Ressalta-se que, a velocidade de ensaio deve ser adotada em função das características do solo ensaiado.

(b) A distância entre as fronteiras inferior e superior do equipamento pode influenciar o valor da resistência da interface solo-geossintético. Esta influência traduz-se em um aumento da tensão confinante no geossintético, especialmente quando a altura de solo é pequena e a dilatação do solo é impedida.

Brand e Duffy (1987) estudaram o efeito da espessura de solo na resistência ao arrancamento de geogrelhas em argila. Os resultados demonstram que, à medida que a espessura do solo aumenta, a resistência ao arrancamento decresce, até atingir um valor mínimo. Farrag et al (1993) consideram importante a realização de ensaios de arrancamento com espessuras de solo superiores a 0,30m, acima e abaixo da geogrelha. Para espessuras de solo acima deste valor, a influência da espessura na resistência ao arrancamento é praticamente desprezível.

Durante o arrancamento, há a geração de um bulbo de incremento das tensões horizontais na face frontal da caixa. Por isso, a espessura da caixa e de solo circundante à geogrelha deve ser suficiente para absorver toda a extensão do bulbo. Fannin e Raju (1993) sugerem uma espessura de solo mínima total de 0,6m, para evitar a influência do contorno, em concordância com Farrag et al (1993).

(c) Os diferentes procedimentos de densificação dos solos no interior da caixa de ensaios também influenciam o comportamento tensão x deformação da interface. Farrag et al (1993) e Lopes e Moutinho (1997) ressaltam a importância de normalização do procedimento de densificação das amostras.

A maioria dos equipamentos disponíveis permite apenas o monitoramento da força de arrancamento e do deslocamento frontal. Nos ensaios com materiais extensíveis, como geogrelhas e geotêxteis, é essencial o monitoramento dos deslocamentos ao longo da inclusão. Koerner (1998) apresenta um esquema simples para o monitoramento dos deslocamentos internos do reforço, utilizando-se fios inextensíveis presos às junções da grelha. Esta metodologia foi utilizada por Castro (1999), Díaz (2000) e Sieira e Sayão (2001) em ensaios de arrancamento com geogrelhas.

Devido à natureza visco-elástica dos polímeros, Yogarajah e Yeo (1994) afirmam que é de grande importância o registro dos deslocamentos e da força distribuída ao longo da geogrelha. Dessa forma, é possível um melhor entendimento do mecanismo de arrancamento, para posterior utilização em modelagens numéricas.

As condições de cada ensaio são importantes, pois além de possibilitarem uma melhor compreensão do fenômeno, permitem a obtenção de parâmetros de projeto coerentes com a situação usualmente encontrada em campo.

3.3.5.4. Interpretação dos Ensaios de Arrancamento

Nas análises usuais da interação entre o elemento de reforço e o solo, propostas por Koerner (1998), pressupõe-se que as tensões de cisalhamento na interface solo-geossintético são uniformemente distribuídas durante a solicitação, e obedecem ao critério de Mohr-Coulomb.

Assim, a tensão de cisalhamento na interface e a força de arrancamento são calculadas pelas seguintes expressões:

$$\tau_{SG} = c_a + \sigma' \cdot \tan \delta \quad (22)$$

$$P = 2 \cdot B \cdot L \cdot \tau_{SG} \quad (23)$$

onde: τ_{SG} = tensão cisalhante média na interface solo-geogrelha;

δ = ângulo de atrito na interface solo-geogrelha;

c_a = coesão aparente na interface solo-geogrelha;

σ' = tensão normal efetiva;

P = força de arrancamento;

L = comprimento de ancoragem da geogrelha;

B = largura da geogrelha.

Como as geogrelhas possuem malhas abertas, o valor de δ deve considerar o atrito solo-solo e o atrito ao longo da superfície da geogrelha. Rowe et al. (1985), considerando que na maioria das geogrelhas as tiras representam 45% da área nominal, sugerem que o valor de δ pode ser estimado por:

$$\delta = \tan^{-1} (0,45.\tan\phi_{sr} + 0,55.\tan\phi') \quad (24)$$

onde ϕ_{sr} = ângulo de atrito entre superfície das tiras e o solo

Esta expressão pode ser generalizada para geogrelhas com diferentes áreas nominais, ou seja, diferentes áreas disponíveis para atrito superficial (α_s), como:

$$\delta = \tan^{-1} (\alpha_s.\tan\phi_{sr} + (1-\alpha_s).\tan\phi') \quad (25)$$

Jewell et al (1984a) propõem a seguinte expressão para o cálculo da resistência devido ao atrito de solos granulares:

$$P_f = 2.A_a . \sigma' . \alpha_s . \tan\phi_{SR} \quad (26)$$

sendo:

- A_a = área ancorada da geogrelha;
- σ' = tensão normal efetiva atuante;
- α_s = fração sólida da área da geogrelha disponível para atrito superficial;
- ϕ_{SR} = ângulo de atrito entre a superfície das tiras e o solo.

No caso de solos coesivos, a eq. (26) pode ser modificada de modo a considerar a adesão solo-geogrelha:

$$P_f = 2.A_a . \alpha_s (\sigma' . \tan\delta + \lambda.c') \quad (27)$$

onde: λ é o fator de adesão solo-geogrelha, obtido a partir da eq. (10), e c' é a coesão do solo.

Segundo Koutsourais et al. (1998), a resistência ao arrancamento pode ser considerada como uma combinação do deslizamento, rolamento e intertravamento dos grãos de solo na interface da geogrelha, e da deformação

interna da geogrelha durante o arrancamento. Assim, com os resultados de ensaios de cisalhamento e de arrancamento de geogrelhas, pode-se obter um coeficiente de interação C_{SG} . Este coeficiente representa a porcentagem da resistência ao cisalhamento interno do solo que pode ser mobilizada na interface solo-geogrelha:

$$C_{SG} = \frac{\tau_{SG}}{\tau_s} = \frac{c_a + \sigma' \cdot \tan \delta}{c + \sigma' \cdot \tan \phi'} \quad (28)$$

onde: τ_s = resistência ao cisalhamento do solo;

τ_{SG} = resistência ao cisalhamento da interface solo-geogrelha;

ϕ' = ângulo de atrito do solo;

δ = ângulo de atrito da interface solo-geogrelha;

c' = coesão do solo;

c_a = adesão solo-geogrelha.

Após o ensaio de arrancamento, o coeficiente de interação é retro-analisado, de acordo com a expressão:

$$C_{SG} = \frac{P}{2.B.L.(c' + \sigma' \cdot \tan \phi')} \quad (29)$$

Wilson-Fahmy et al. (1994) distinguem três fatores básicos que influenciam e diferenciam a análise do comportamento ao arrancamento das geogrelhas em relação a outros tipos de reforço. Os três fatores são: a extensibilidade das tiras longitudinais, a rigidez à flexão dos elementos transversais e a resistência das junções dos elementos transversais e longitudinais.

Palmeira (1987) mostra que há um desenvolvimento progressivo da interação entre a geogrelha e o solo durante o arrancamento. Desta forma, o coeficiente de interação depende do tipo de geogrelha, da magnitude da tensão confinante e do deslocamento relativo entre solo e geogrelha ao longo do ensaio.

Christopher et al. (1990) propõem a seguinte fórmula para estimar a resistência ao arrancamento de uma inclusão planar na massa de solo:

$$P = 2 \cdot L \cdot B \cdot \sigma' \cdot F^* \cdot \alpha \quad (30)$$

onde o produto $F^* \cdot \alpha$ representa o coeficiente de interação solo-geogrelha.

O termo $F^* \cdot \alpha$ é equivalente ao termo $f \cdot \tan \phi'$ proposto por Jewell et al. (1984b), onde f é o coeficiente de atrito e ϕ' é o ângulo de atrito do solo.

A tensão cisalhante média τ_{SG} que atua na amostra de geogrelha, para solos arenosos, pode ser expressa por:

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2.B.L} \quad (31)$$

Com isso, o termo $F^* \cdot \alpha$ pode ser definido pela resistência ao arrancamento normalizada:

$$F^* \alpha = \frac{\tau_{SG}}{\sigma'} \quad (32)$$

Fannin e Raju (1993) reportam a variação de $F^* \cdot \alpha$ durante o arrancamento, para geogrelhas distintas em areia.

A vantagem de se trabalhar com a resistência ao arrancamento normalizada é que ela passa a ser um parâmetro único, que depende do tipo de geogrelha, do nível de confinamento e dos deslocamentos laterais máximos impostos no projeto. Desta forma, torna-se muito mais simples o cálculo de estruturas reforçadas, pois basta calcular o fator de interação específico de trabalho. Sayão et al (2002) propõem ábacos que permitem a estimativa do fator F , que equivale à tensão cisalhante normalizada atuando na superfície da geogrelha. Com base neste fator, pode-se estimar a força de arrancamento em função do nível de confinamento e do valor admissível de deslocamento relativo solo-geogrelha para os tipos de solos e geogrelhas ensaiados.

Juran e Chen (1988) sugerem que a resistência ao arrancamento de geogrelhas é mobilizada, através de um processo de deformação progressiva ao longo da geogrelha. Desta forma, os métodos de interpretação da resistência final ao arrancamento de geogrelhas deveriam considerar a distribuição de tensões na geogrelha durante o processo do ensaio (Ochiai et al., 1992).

Beech (1987) simula numericamente a geogrelha em uma série de elementos reológicos montados em linha, considerando a não linearidade dos materiais através de funções hiperbólicas. Isso é feito assumindo que cada unidade reológica é formada por um elemento de atrito e um elemento de mola. O elemento de atrito representa a resistência ao cisalhamento mobilizada na

interface solo-geogrelha, e o elemento de mola representa a deformabilidade da geogrelha. Desta forma, durante o ensaio de arrancamento, é possível verificar a diminuição dos esforços transmitidos entre as unidades reológicas, assim como a deformação e o deslocamento ao longo da geogrelha.

No modelo de interação, consideram-se 2 mecanismos: cisalhamento da interface solo-geogrelha e puncionamento dos elementos de ancoragem. A forma convencional de se representar o problema é através da eq. (33), que pode ser utilizada para determinar a força máxima de arrancamento:

$$P_{\max} = 2 \cdot \tau_u \cdot A \cdot \alpha_s \cdot \beta + \tau_u \cdot A_p \cdot N_c \quad (33)$$

onde: τ_u = resistência ao cisalhamento do solo na ruptura;

A = área plana total da geogrelha;

α_s = porcentagem de área sólida da geogrelha;

β = fator de tensão de interface;

A_p = área da seção transversal de puncionamento;

N_c = coeficiente de capacidade de carga ou de puncionamento.

O fator de tensão de interface β é função da área da superfície da geogrelha embutida em solo, da rugosidade da superfície da geogrelha e da tensão confinante.

Para o coeficiente de capacidade de carga (N_c), cálculos baseados em expansão de cavidades sugerem que, em aterros compactados, o uso de $N_c=7,5$ é apropriado (Palmeira e Miligan, 1989). O mesmo valor é também sugerido por Ingold (1980) e Ingold (1983b).

Costalonga e Kuwajima (1995) utilizaram um modelo similar ao de Beech (1987) para a simulação do comportamento de geogrelhas durante o arrancamento. Os autores sugerem que o decréscimo de esforço, transmitido de uma unidade reológica para a seguinte, é devido à mobilização de cisalhamento do solo ao longo da geogrelha.

Abramento e Whittle (1995) desenvolveram uma análise que descreve o comportamento de transferência de carga em um ensaio de arrancamento para reforços planos e extensíveis. Segundo os autores, a resposta de um reforço durante o ensaio de arrancamento pode ser dividida em 4 fases sucessivas. Na primeira fase, não ocorre deslizamento e a relação entre a força de arrancamento e o deslocamento frontal é aproximadamente linear. À medida que

a força de arrancamento aumenta (fase 2), ocorre o deslizamento na extremidade frontal do reforço. Na fase 3, inicia-se o deslocamento da extremidade posterior do reforço e a força de arrancamento aproxima-se do valor máximo. Finalmente, a fase 4 é caracterizada pelo deslocamento de todo o reforço como um corpo rígido. Neste momento, o ângulo de atrito na interface (δ) é mobilizado em todos os pontos do reforço.

Konami et al (1996) propõem uma metodologia que permite estimar o coeficiente de atrito, a partir das medidas de força de arrancamento e de deslocamentos em alguns pontos ao longo do comprimento do reforço. O coeficiente de atrito interno (μ) é obtido no momento em que ocorre um deslocamento relativo na interface solo-reforço. Este coeficiente é obtido pela expressão:

$$\mu = \frac{\tau}{\sigma'_n} \quad (34)$$

Apesar de utilizar uma nomenclatura distinta, este coeficiente é idêntico ao termo $F^*\alpha$ proposto por Christopher et al (1990) e ao termo $f.\tan\phi'$ proposto por Jewell et al (1984b).

Segrestin e Bastick (1996) idealizaram um modelo que permite analisar a influência da extensibilidade do reforço na mobilização da tensão de tração ao longo da inclusão.

Ochiai et al (1996) propõem um método de avaliação da resistência ao arrancamento, com base nos deslocamentos internos medidos em diferentes pontos ao longo do reforço. A deformação entre dois pontos adjacentes é obtida a partir da equação:

$$\varepsilon_{i,i+1} = \frac{(X_i - X_{i+1})}{d} \quad (35)$$

onde: i = i -ésimo ponto da geogrelha, contado a partir do ponto de aplicação da carga;

X_i = deslocamento do i -ésimo ponto da geogrelha;

$\varepsilon_{i,i+1}$ = deformação da geogrelha entre 2 pontos adjacentes (i e $i+1$);

d = distância entre 2 pontos adjacentes (i e $i+1$).

A resistência ao arrancamento pode ser calculada a partir da expressão:

$$\tau_i = \frac{F_{i-1,i} - F_{i,i+1}}{d} \quad (36)$$

onde: $F_{i-1,i}$ é a força de tração atuante entre os pontos (i-1) e (i) e $F_{i,i+1}$ é a força de tração atuante entre os pontos (i) e (i+1). Estas forças são obtidas a partir da curva força vs deformação da geogrelha em um ensaio de tração simples.

Teixeira (1999) utilizou uma metodologia semelhante à de Ochiai et al (1996) para a interpretação de ensaios de arrancamento. No entanto, na metodologia proposta por Teixeira (1999) são utilizadas funções de deslocamento ajustadas aos pontos experimentais. A função deformação (ϵ) é então obtida a partir da derivada da função deslocamento (δ). A função resistência ao cisalhamento é expressa por:

$$\tau = K \cdot \frac{d^2\delta}{dx^2} \quad (37)$$

sendo: δ = função deslocamento;

x = localização do ponto ao longo da geogrelha;

K = coeficiente de proporcionalidade entre a força (F) e a deformação (ϵ):

$$K = \frac{F}{\epsilon} \quad (38)$$

A distribuição das deformações, e consequentemente, das tensões, ao longo do comprimento da geogrelha é não-linear. Cabe ressaltar, portanto, a importância do monitoramento dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha, para permitir uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga.

3.4.

Discussão Sobre os Diferentes Ensaio

A interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto é semelhante à dos ensaios de arrancamento. No entanto, os parâmetros de interface definidos por ambos os ensaios são às vezes até conflitantes. As principais razões para tais divergências de resultados são as seguintes (Farrag et al, 1993):

1. Nos ensaios de cisalhamento direto e arrancamento, são impostos diferentes tipos de movimento relativo entre o solo e o elemento de reforço;
2. No caso de geogrelhas, os mecanismos de interação mobilizados durante o arrancamento são significativamente diferentes dos mobilizados durante o cisalhamento direto. No arrancamento, ocorre a mobilização do empuxo passivo das barras transversais da geogrelha, do atrito solo-solo ao longo das aberturas da malha e do atrito ao longo da superfície sólida da geogrelha. Através de ensaios de cisalhamento direto não é possível considerar a contribuição da resistência passiva nas barras transversais das grelhas;
3. Nos ensaios de cisalhamento direto, o mecanismo de interação dos geossintéticos com o solo pode ser significativamente alterado, por causa da restrição imposta às deformações dos reforços;
4. Nos ensaios de arrancamento, o esforço de tração concentra-se na extremidade frontal do geossintético, diminuindo ao longo de seu comprimento. Desta forma, a distribuição de esforços cisalhantes não é uniforme e a resistência máxima não é atingida simultaneamente ao longo de todo o comprimento do geossintético;
5. Finalmente, estes dois ensaios apresentam diferentes trajetórias de tensão, condições de contorno e mecanismos de ruptura.

Para ilustrar estas diferenças, a Figura 32 apresenta uma comparação entre os valores do coeficiente de interação f , obtido através de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento, realizados com diferentes tipos de geossintéticos e diferentes solos arenosos.

O deslocamento necessário à mobilização da interação solo-reforço depende de vários fatores, entre os quais pode-se citar: as características dos reforços, a densidade do solo, o nível de tensão confinante, etc. O valor do deslocamento relativo solo-reforço deve ser definido em cada caso, através do ensaio de interação mais adequado. Resultados de ensaios de cisalhamento direto (Miyamori e Makiuchi, 1986) e de arrancamento (Schwab et al, 1977) mostram que os deslocamentos medidos em ensaios de arrancamento são significativamente superiores aos observados em ensaios de cisalhamento direto. Duas razões fundamentais podem ser apontadas para este fato:

1. Nos ensaios de cisalhamento direto, a contribuição da deformação dos reforços no mecanismo de interação solo-reforço não é considerada, uma vez que essa deformação é restringida durante o ensaio;
2. Nos ensaios de arrancamento, o reforço pode se deformar livremente. Como os deslocamentos são medidos em um ponto localizado na parte exterior do equipamento, há um pequeno comprimento do reforço não confinado que se deforma mais do que o restante e cuja contribuição para a resistência é nula.

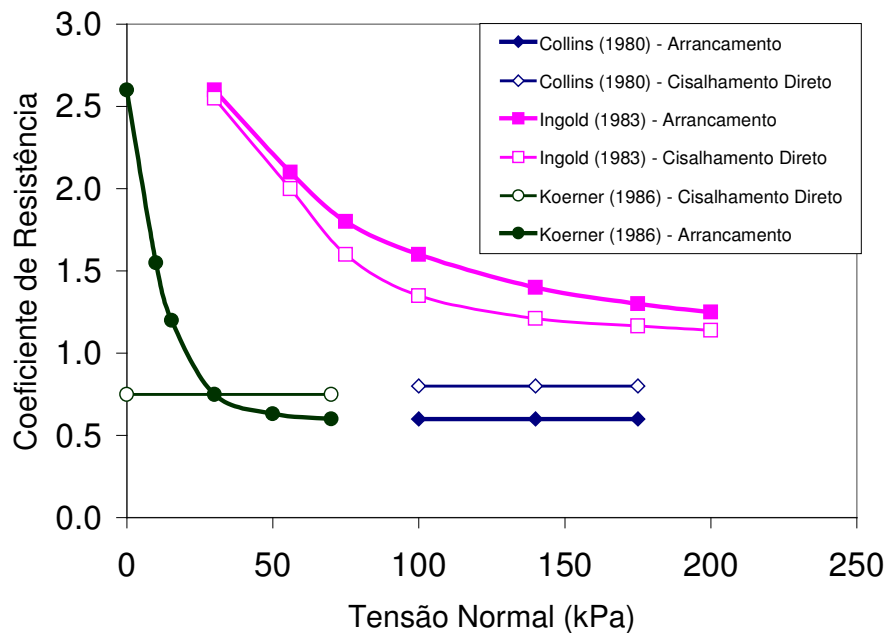


Figura 32 - Valores do Coeficiente de Atrito f Obtidos em Ensaios de Arrancamento e Ensaios de Cisalhamento Direto (Farrag et al, 1993)

Assim, sugere-se a adoção de um valor intermediário de deslocamento na interface, valor este compreendido entre os valores definidos através de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto (Lopes, 1992).

3.5. Resistência da Interface Solo-Geogrelha

Para o dimensionamento de obras em solo reforçado é de fundamental importância a avaliação acurada dos parâmetros de interação solo-reforço. Os parâmetros que exprimem a resistência da interface solo-reforço são a adesão (c_a) e o ângulo de atrito de interface (δ).

Assim, a equação de resistência da interface pode ser escrita como:

$$\tau_{SG} = c_a + \sigma' \tan \delta \quad (39)$$

Substituindo os valores de c_a e δ pelos coeficientes de interação (λ e f) apresentados nas eqs (10) e (11), a equação de resistência da interface passa a ser escrita como:

$$\tau_{SG} = \lambda c' + \sigma' f \tan \phi' \quad (40)$$

Rescrevendo a equação em termos de força, tem-se:

$$T = \underbrace{2.B.L.\lambda.c'}_{T_{adesão}} + \underbrace{2.B.L.\sigma'.f.\tan \phi'}_{T_{atrito}} \quad (41)$$

onde: B = largura da geogrelha;

L = comprimento ancorado da geogrelha.

Ressalta-se que a eq. (41) é composta por 2 parcelas: $T_{adesão}$ e T_{atrito} . A parcela correspondente ao atrito pode ser desmembrada em diferentes componentes, dependendo do movimento relativo que ocorre na interface.

Da mesma forma, o coeficiente de interação f depende do mecanismo de interação mobilizado na interface solo-geogrelha e do movimento relativo que ocorre na interface. Jewell (1996) afirma que se o único mecanismo mobilizado for o atrito superficial no contato solo-geossintético, como no caso de geotêxteis e geomembranas, o coeficiente f será o mesmo para os movimentos de cisalhamento direto e de arrancamento. Neste caso, o coeficiente f pode ser calculado pela eq.(42):

$$f = f_{cd} = f_a = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (42)$$

onde: f_{cd} = coeficiente de interação correspondente ao movimento de cisalhamento direto;

f_a = coeficiente de interação correspondente ao movimento de arrancamento.

No caso de geogrelhas, quando o movimento é de cisalhamento direto, a parcela de resistência ao cisalhamento correspondente ao atrito na interface é a soma de 2 parcelas: 1) atrito superficial no contato solo-geogrelha e 2) atrito solo-solo. Neste tipo de movimento, a contribuição do empuxo passivo dos elementos transversais é desprezível.

$$T_a = T_{s/g} + T_{s/s} \quad (43)$$

$$T_{s/g} = 2 \cdot \alpha_s \cdot B \cdot L \cdot \sigma' \cdot \tan \phi_{SR} \quad (44)$$

$$T_{s/s} = 2 \cdot (1 - \alpha_s) \cdot B \cdot L \cdot \sigma' \cdot \tan \phi' \quad (45)$$

onde: α_s é a fração da área superficial da geogrelha, disponível para atrito superficial no contato solo-geogrelha.

Neste caso, o coeficiente de resistência da interface correspondente ao movimento de cisalhamento direto será:

$$f = f_{cd} = f_{s/g} + f_{s/s} \quad (46)$$

$$f_{cd} = \alpha_s \left(\frac{\tan \phi_{SR}}{\tan \phi'} \right) + (1 - \alpha_s) \quad (47)$$

onde: $f_{s/g}$ = parcela de f devido ao atrito no contato solo-geogrelha

$f_{s/s}$ = parcela de f devido ao atrito solo-solo

Quando o movimento é de arrancamento, a resistência da interface solo-geogrelha (P_a) é composta pelas parcelas de atrito superficial no contato solo-geogrelha ($P_{s/g}$) e mobilização do empuxo passivo (P_p) nos elementos transversais.

$$P_a = P_{s/g} + P_p \quad (48)$$

com:

$$P_p = \left(\frac{L}{S} \right) \alpha_p \cdot B \cdot e \cdot \sigma'_p \quad (49)$$

onde: σ'_p = tensão passiva mobilizada

α_p = fração da largura da geogrelha disponível para mobilização do empuxo passivo nos elementos transversais;

S = distância entre barras transversais da geogrelha;

e = espessura das barras transversais da geogrelha.

A Figura 33 apresenta esquematicamente uma geogrelha durante a solicitação de arrancamento.

Jewell et al (1984b) apresentam a seguinte expressão para o coeficiente de interação f entre o solo e a geogrelha:

$$f = f_a = f_{s/g} + f_p \quad (50)$$

$$f_a = \alpha_s \left(\frac{\tan \phi_{SR}}{\tan \phi'} \right) + \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{\alpha_p \cdot e}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \cdot \tan \phi'} \right) \quad (51)$$

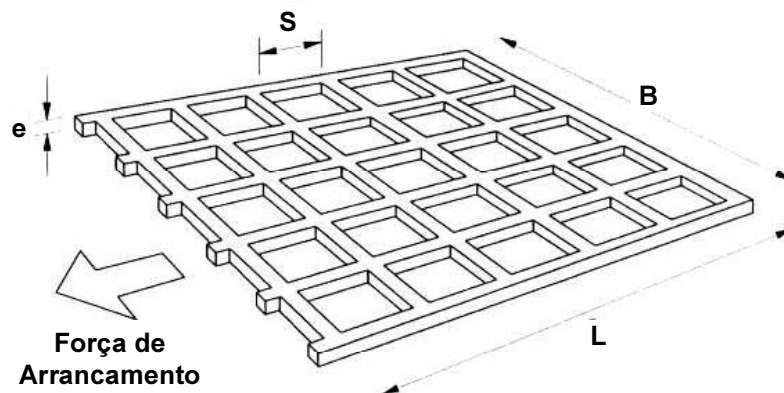


Figura 33 - Geometria de uma Geogrelha durante o Arrancamento

Ressalta-se que se $\alpha_s = 1$ e $\alpha_p = 0$, como é o caso de geotêxteis e geomembranas, as eqs. (42) e (51) tornam-se iguais. Neste caso, o único mecanismo de interação mobilizado é o atrito no contato solo-geossintético.

Se na interface solo-geogrelha ocorrerem ambos os movimentos, cisalhamento direto e arrancamento, o coeficiente de resistência da interface a

ser considerado será o menor entre os coeficientes de cisalhamento direto e de arrancamento.

A eq. (51) não considera a influência da interferência entre os membros de ancoragem da geogrelha. Para levar em conta tal fenômeno, Palmeira (1987) sugere a eq. (52):

$$f_p = (1 - DI) \left(\frac{\alpha_p \cdot e}{S} \right) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{1}{2 \cdot \tan \phi'} \right) \quad (52)$$

onde: DI = grau de interferência entre elementos de ancoragem de geogrelhas, definido como:

$$DI = 1 - \frac{P}{nP_o} \quad (53)$$

com: n = número de elementos de ancoragem;

P = carga de arrancamento da geogrelha;

P_o = carga de arrancamento de um elemento isolado da geogrelha.

A avaliação da resistência passiva (σ'_p) pode ser feita considerando que os elementos transversais são semelhantes a sapatas contínuas que fazem 90° com a direção do arrancamento (Bergado et al, 1994).

De acordo com Jewell et al (1984b), a resistência passiva mobilizada nas barras transversais das geogrelhas é limitada pelos valores teóricos definidos através da teoria geral da capacidade de carga. Dois mecanismos de resistência foram propostos para a estimativa da resistência ao arrancamento máxima, chamados modo de ruptura geral e modo de ruptura por puncionamento (Jewell et al, 1984b). As expressões utilizadas para estes mecanismos fornecem os limites superior e inferior dos resultados obtidos nos ensaios de arrancamento.

A resistência passiva (σ'_p) pode ser estimada a partir da expressão:

$$\sigma'_p = c' \cdot N_c + \sigma'_v \cdot N_q \quad (54)$$

onde: c' = coesão do solo;

σ'_v = tensão confinante vertical;

Para o modo de ruptura geral:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \cdot \tan^2 (45^\circ + \phi'/2) \quad (55)$$

Para o modo de ruptura por puncionamento:

$$N_q = e^{(\pi/2 + \phi') \tan \phi'} \cdot \tan (45^\circ + \phi'/2) \quad (56)$$

$$e, \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cotan \phi' \quad (57)$$

Na Figura 34, são comparados os valores teóricos propostos com os resultados experimentais de diversos autores publicados na literatura. Tendo em vista que a maioria dos resultados experimentais está compreendida entre os valores teóricos propostos, uma opção conservativa consiste na aplicação da eq. (56) para o cálculo da resistência passiva mobilizada.

Palmeira e Milligan (1989), baseados em resultados de ensaios de arrancamento com geogrelhas metálicas em areia, mostram que, quando a razão e/D_{50} (espessura dos elementos transversais / dimensão média das partículas de solo) é menor do que 10, o mecanismo de ruptura aproxima-se do limite inferior.

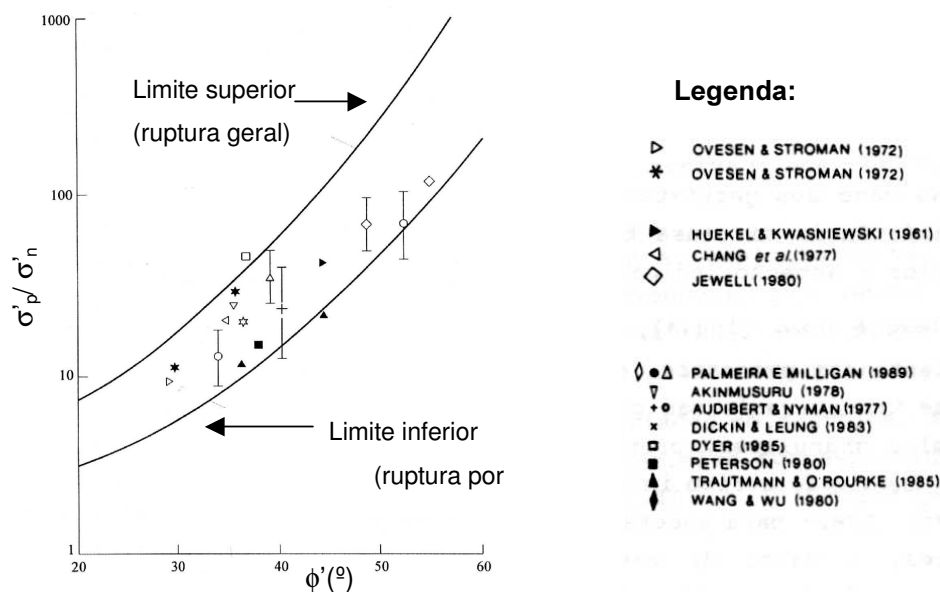


Figura 34 - Comparação entre Valores Teóricos e Experimentais da Resistência Passiva nos Elementos Transversais de Geogrelhas (Adaptado de Jewell, 1990)

Diante do exposto, pode-se concluir que a geometria das geogrelhas e as dimensões das partículas de solo influenciam a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais das geogrelhas.

3.6.

Influência das Dimensões das Partículas de Solo na Interação Solo-Geogrelha

A dimensão das partículas de solo exerce influência marcante na interação solo-geossintético. Essa influência é ainda mais acentuada quando o geossintético é uma geogrelha.

Jewell et al (1984b) sugerem que a interação máxima ocorre quando a razão entre a menor abertura da geogrelha (S) e o diâmetro médio dos grãos (D_{50}) é reduzida para valores próximos à unidade.

Segundo os autores, quando o solo tem partículas com dimensões muito inferiores às aberturas das geogrelhas, a superfície de ruptura ajusta-se à superfície lateral da grelha. À medida que a dimensão dos grãos aumenta, mantendo-se ainda inferior às aberturas da geogrelha, a superfície de ruptura é tangente às barras transversais da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da grelha, as partículas de solo colocam-se de encontro às barras transversais do reforço, e a ruptura ocorre no interior da massa de solo. Neste caso, o coeficiente de interação atinge o valor máximo. A menor interação ocorre quando a dimensão das partículas de solo é tão grande que inibe a penetração dos grãos de solo nas aberturas da grelha.

Palmeira e Milligan (1989) discutem a influência da dimensão média das partículas de solo na resistência passiva mobilizada nos elementos transversais. Pela Figura 35, observa-se que as dimensões das partículas de solo influenciam a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais quando a razão entre a espessura dos elementos transversais (e) e o diâmetro médio das partículas de solo (D_{50}) é menor do que 10.

Jewell (1990) sugere as seguintes expressões para a consideração da influência da dimensão dos grãos de solo na resistência passiva mobilizada em função da razão e/D_{50} :

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \cdot \left(2 - \frac{e}{10D_{50}} \right) \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} < 10 \quad (58)$$

$$\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} > 10 \quad (59)$$

onde: $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty$ é a resistência passiva mobilizada quando a influência da dimensão dos grãos de solo é desprezível. No caso de geogrelhas com elementos transversais circulares, embutidas em solo não coesivos, $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty$ pode ser obtido pela eq. (60):

$$\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n}\right)_\infty = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi'\right) \tan \phi'} \quad (60)$$

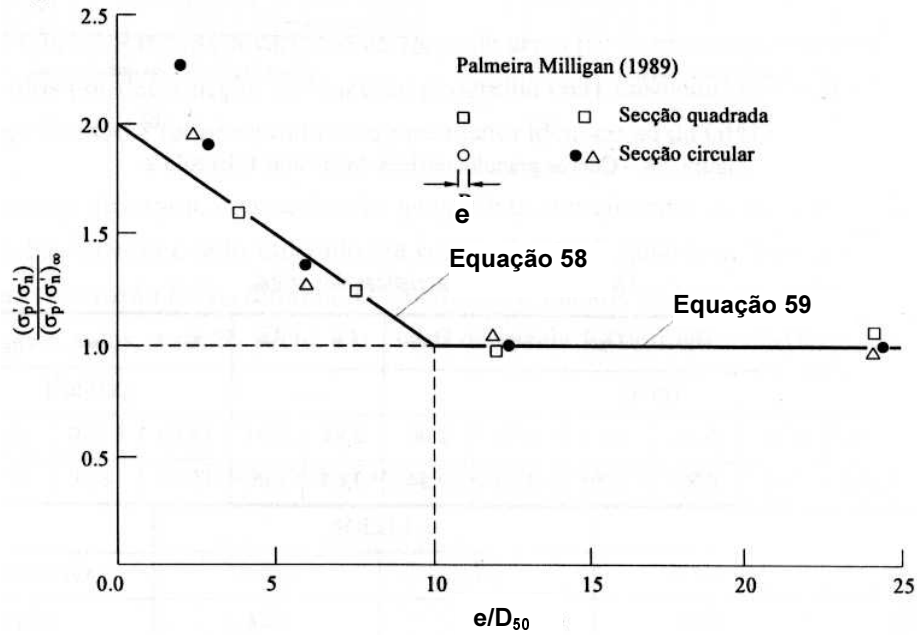


Figura 35 - Influência da Dimensão dos Grãos de Solo na Resistência Passiva do Reforço (Adaptado de Jewell, 1990)

Jewell (1996) sugere que a eq. (51) seja rescrita como:

$$f = f_a = \alpha_s \left(\frac{\tan \phi_{SR}}{\tan \phi'} \right) + F_1 F_2 \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \left(\frac{\alpha_p e}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \tan \phi'} \right) \quad (61)$$

onde: F_1 representa o efeito de escala devido à dimensão média das partículas de solo (D_{50}) e F_2 é o fator de forma. Sendo:

$$F_1 = \left(2 - \frac{e}{10D_{50}} \right) \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} < 10 \quad (62)$$

$$F_1 = 1,00 \quad \text{quando} \quad \frac{e}{D_{50}} > 10 \quad (63)$$

$$F_2 = 1,00 \quad \text{para elementos circulares} \quad (64)$$

$$F_2 = 1,20 \quad \text{para elementos retangulares} \quad (65)$$

Quando os elementos transversais das geogrelhas são retangulares, o aumento de resistência ao arrancamento é 20% maior do que quando os elementos transversais são circulares (Palmeira e Milligan, 1989).

Lopes (1998) estudou a influência da granulometria do solo no mecanismo de interação solo-geogrelha, a partir dos resultados de uma série de ensaios de arrancamento com geogrelhas em areia. O autor observou um aumento da resistência da interface solo-geogrelha quando a dimensão dos grãos do solo aumenta e a razão e/D_{50} diminui.

A resistência ao arrancamento aumenta com o ângulo de atrito do solo, que controla não apenas o atrito solo-geogrelha, mas também os fatores de capacidade de carga nas equações de resistência passiva (Teixeira e Bueno, 2002).

Solos arenosos bem graduados exibem uma resistência ao arrancamento maior do que os solos mal graduados. Uma explicação para tal fato consiste no melhor intertravamento dos grãos nos orifícios da malha. Os grãos maiores movimentam-se de encontro aos grãos menores formando uma massa firme de solo. O intertravamento dos grãos provoca um aumento na resistência passiva e consequentemente, na resistência ao arrancamento.

3.7.

Influência da Tensão Confinante na Interação Solo-Geogrelha

Diversos autores têm estudado a influência da tensão de confinamento na interação solo-geossintético (Farrag et al, 1993; Yuan et al, 1998; Lopes e Ladeira, 1996; McGown et al, 1982; Juran et al, 1988; Ladeira, 1995; Lopes, 1998; Castro, 1999; Díaz, 2000 e Sieira et al, 2002a e 2002b).

Lopes (1998) executou ensaios de arrancamento com uma geogrelha embutida em solo arenoso, sob dois níveis diferentes de confinamento: 24,5 e

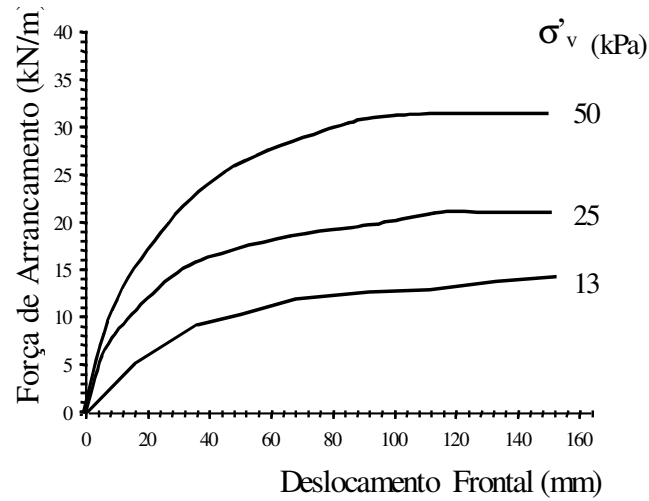
38,0kPa. O autor observou que um aumento de cerca de 55% na tensão confinante provocou um aumento de cerca de 11% na resistência ao cisalhamento da interface solo-geogrelha. Cabe ressaltar que a densidade relativa do solo ensaiado era de 50%. É de se esperar um acréscimo mais significativo na resistência da interface caso o solo se encontrasse em um estado mais denso.

Segundo Lopes e Ladeira (1996), o aumento da tensão confinante inibe o deslocamento da geogrelha, gerando esforços tangenciais elevados nos pontos próximos à aplicação da força de arrancamento. Comportamento semelhante foi reportado por Sieira et al (2002a) em ensaios executados com geogrelhas embutidas em solo arenoso e em solo silto-argiloso. Os autores observaram uma redução dos deslocamentos internos da geogrelha, com o aumento do confinamento.

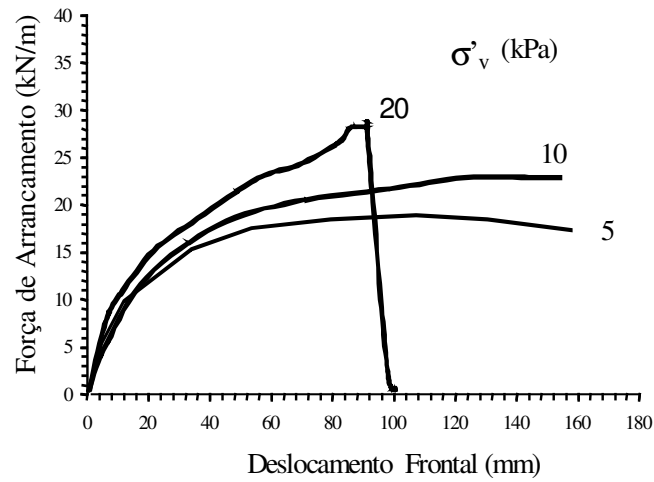
Castro (1999) executou ensaios de arrancamento em geogrelhas em equipamentos de grandes dimensões. Foram ensaiados 3 tipos distintos de geogrelha (mono-orientada, bi-orientada e metálica) imersas em solo arenoso. Os resultados destes ensaios estão resumidos na Figura 36. Observa-se que, independente do tipo de geogrelha, a resistência ao arrancamento aumenta com o nível de confinamento. Nos ensaios executados com a geogrelha bi-orientada sob confinamento de 20kPa, observou-se a ruptura por tração da malha. O mesmo tipo de comportamento foi verificado nos ensaios com a malha metálica sob um confinamento de 50kPa. Para níveis inferiores de confinamento, ocorreu a ruptura por arrancamento das geogrelhas.

Nos ensaios de arrancamento, o mecanismo de ruptura varia com o nível de confinamento. Pradhan et al (1996) descrevem 3 mecanismos: ruptura por arrancamento, ruptura por tração e ruptura composta.

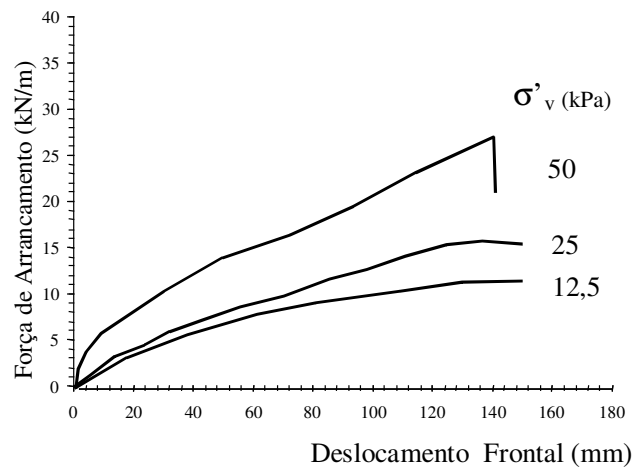
Para tensões confinantes baixas, ocorre a ruptura por arrancamento do reforço. Neste caso, o deslocamento ocorre ao longo de todo o comprimento do reforço. A ruptura por tração ocorre para tensões de confinamento elevadas. Este tipo de ruptura decorre de uma tensão de tração excessiva. O geossintético rompe por tração em algum ponto localizado na malha. A ruptura composta é uma combinação dos 2 mecanismos anteriores.



(a) Geogrelha Mono-orientada



(b) Geogrelha Bi-orientada



(c) Malha Metálica

Figura 36 - Efeito da Tensão Confinante (Sayão et al, 2002)

O programa experimental executado por Diaz (2000) constou de ensaios de arrancamento com diferentes tipos de geossintéticos, submetidos a vários níveis de confinamento. O autor observou um aumento da resistência ao arrancamento com o incremento da tensão confinante. A influência do confinamento na resistência ao arrancamento mostrou-se mais acentuada para o solo mais úmido e para o arrancamento executado em geomembranas.

O aumento da tensão confinante inibe a dilatância que tende a ocorrer em solos densos, conduzindo a um aumento da resistência da interface solo-geossintético (Lopes, 2000a). A tensão confinante condiciona a resistência dos solos arenosos, uma vez que o índice de vazios crítico diminui com o confinamento.

Um incremento da tensão confinante conduz a um aumento da resistência passiva do solo nos elementos transversais e da resistência por atrito. Consequentemente, a resistência ao arrancamento da geogrelha aumenta (Farrag et al, 1993).

3.8. Influência da Densidade Relativa na Interação Solo-Geogrelha

A densidade relativa do solo exerce influência semelhante à tensão confinante na resistência da interface solo-geogrelha. Os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos fofos, apresentando comportamento dilatante e induzindo tensões de confinamento maiores.

A densidade relativa é determinante na resistência e deformabilidade de um solo arenoso. A resistência máxima de um solo granular é fortemente condicionada pelas variações de volume do solo durante o cisalhamento. No início do processo de cisalhamento, os solos granulares densos apresentam um índice de vazios inferior ao crítico. Neste caso, as tensões cisalhantes provocam um aumento de volume, e consequentemente, um incremento significativo da resistência do solo.

Quando um reforço é solicitado ao arrancamento em um solo denso, sob tensões confinantes moderadas, o solo tende a dilatar no instante em que os deslocamentos são mobilizados ao longo da interface. O resultado da dilatância impedida é um aumento na parcela de resistência por atrito e, consequentemente, da resistência total.

Lopes e Ladeira (1996) estudaram a influência da densidade relativa do solo na resistência da interface solo-geogrelha, através de ensaios de arrancamento com uma geogrelha uniaxial em areia. Os autores observaram um ganho de resistência superior a 40% na resistência da interface solo-geogrelha quando a densidade relativa do solo passou de 50% para 86%. Este ganho de resistência pode ser atribuído à maior resistência do solo e da interface no caso do solo mais denso.

O deslocamento da geogrelha diminui com o aumento da densidade, aumentando o módulo de deformabilidade da interface e a força de arrancamento (Ladeira, 1995).

3.9.

Influência da Estrutura da Geogrelha na Interação Solo-Geogrelha

Palmeira e Milligan (1989) estudaram a influência da forma dos elementos transversais e do espaçamento entre eles na resistência da interface solo-geogrelha. Os autores constataram que a resistência passiva gerada por elementos retangulares de espessura e é cerca de 20% maior do que a gerada por elementos transversais circulares de diâmetro e .

Em relação ao espaçamento ótimo entre os elementos transversais, os autores concluíram que a força de arrancamento máxima diminui com a redução do espaçamento entre os elementos. Quando a distância entre os elementos é menor do que um valor ótimo, há uma interferência entre eles, e a eficácia de cada um dos elementos é menor.

Jewell et al (1984b) e Jewell (1990) consideram que a resistência máxima na interface é atingida para uma geometria ótima da geogrelha, correspondente a um coeficiente de interação unitário. Os autores pressupõem o caso limite correspondente à resistência da interface solo-geogrelha ser resultante apenas do empuxo passivo mobilizado nos elementos transversais e a existência de um limite superior para a resistência da interface equivalente à de um reforço perfeitamente rugoso ($\delta = \phi'$). Considerando estas hipóteses, a eq. (51) pode ser escrita como:

$$f_a = \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right) \left(\frac{\alpha_b e}{S} \right) \left(\frac{1}{2 \tan \phi'} \right) \quad (66)$$

Ressalta-se que, as conclusões de Palmeira e Milligan (1989), Jewell et al (1984b) e Jewell (1990) foram tiradas a partir de ensaios de arrancamento com geogrelhas em solo arenoso.

3.10. Considerações Finais

O mecanismo de interação solo-geogrelha é complexo e depende das características mecânicas dos solos e das características físicas e mecânicas das geogrelhas.

O dimensionamento de um maciço de solo reforçado requer o conhecimento dos parâmetros de resistência da interface (adesão e atrito), que podem ser obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento. A opção por um dos dois ensaios depende do tipo de movimento relativo entre o solo e a geogrelha que é responsável pela mobilização da resistência nas interfaces.

Os diferentes procedimentos de ensaio trazem divergências experimentais. A padronização seria necessária para garantir a repetitividade dos resultados.

As condições de cada ensaio são importantes, pois além de possibilitarem uma melhor compreensão do fenômeno de interação, permitem a obtenção de parâmetros coerentes com a situação encontrada em campo. Os ensaios de laboratório devem procurar reproduzir, da melhor forma possível, a situação de campo. Para isso, têm sido executados ensaios modificados, como o ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado em relação ao plano de ruptura e os ensaios de cisalhamento em plano inclinado.

Neste capítulo, foram apresentadas as principais características dos diferentes ensaios, juntamente com os fatores que influenciam os resultados. As causas das divergências experimentais foram discutidas e os diferentes métodos de interpretação foram abordados.

O grande número de variáveis envolvidas em um problema de reforço, assim como os diferentes mecanismos de interação desenvolvidos na interface solo-geogrelha, levaram muitos pesquisadores a idealizar equipamentos, propor procedimentos de ensaios e sugerir metodologias de interpretação.