

2. Revisão bibliográfica

2.1. Aspectos gerais de solo reforçado

A técnica de reforço de solos é utilizada para melhorar as características de resistência e impedir o desenvolvimento de deformações excessivas em maciços de terra. A introdução de materiais de reforço aumenta as condições globais de estabilidade do conjunto, permitindo a construção de obras com geometrias mais ousadas.

Materiais diversos têm sido utilizados para reforço de solo desde a antiguidade. Nos primórdios, os Incas utilizavam lã de lhama misturada com solo para a construção de estradas. Troncos de árvores, arbustos, pele de animais, entre outros materiais, foram utilizados para melhorar as características dos solos naturais (Seraphin e Mello, 2003).

Atualmente, os materiais de reforço são dos mais variados tipos, desde fibras naturais e sintéticas até reforços com materiais metálicos.

A evolução das necessidades humanas e a tendência de um agrupamento natural nos grandes centros acarretam em grandes construções (edifícios, túneis, barragens, entre outros), impondo carregamento nos terrenos que alteram a distribuição das tensões e geram esforços de tração e compressão. Os solos em geral resistem à esforços de compressão. No entanto, apresentam reduzida resistência à tração, sendo necessária a inclusão de reforços para absorção deste tipo de esforços.

Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ocorrem deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Contudo, se a massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade do reforço. Esta restrição de deformações é obtida graças ao desenvolvimento de esforços de tração no elemento de reforço. Neste caso, o solo tende a mover-se em relação ao reforço gerando tensões cisalhantes na interface (Wheeler, 1996). A

Figura 1 ilustra o princípio básico do comportamento do solo reforçado.

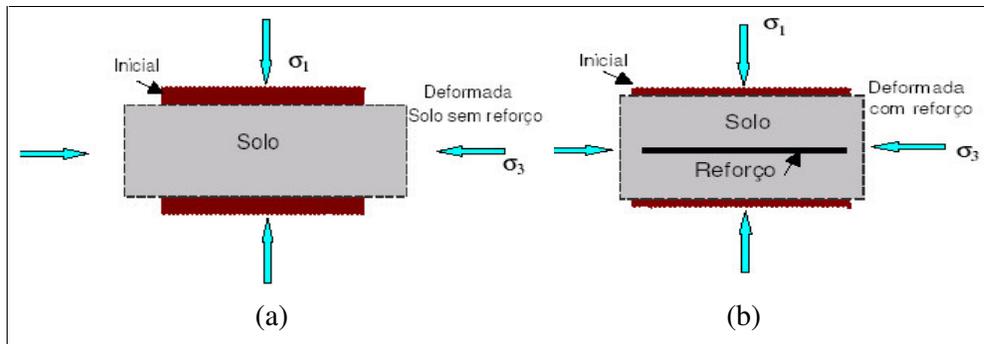


Figura 1- Comportamento típico de solo: (a) sem reforço; e (b) com reforço (Sieira, 2003).

A escolha da técnica de reforço mais adequada para cada situação depende de vários fatores, que devem ser analisados em conjunto. Devem ser ponderadas as vantagens e desvantagens de cada método, podendo-se assim decidir sobre a solução ideal de reforço para cada caso de obra.

2.2. Solo grampeado

Entre as alternativas usuais para desenvolvimento de projetos de estruturas de reforço, o solo grampeado vem se tornando cada vez mais aplicado na prática. Seu bom desempenho em solos residuais não saturados, cujas características mecânicas favorecem a estabilidade interna do material, torna esta alternativa de projeto bastante competitiva sob o ponto de vista econômico, quando comparada a outras técnicas de estabilização.

2.2.1. Origem e definição da técnica

A técnica de solo grampeado tem origem na execução de suportes de galerias e túneis denominada de NATM (“New Austrian Tunneling Method”), utilizada em túneis e desenvolvida por Rabcewitz (1965). O método consiste na aplicação de um sistema de contenção flexível que permita a deformação do terreno gerando uma região plastificada no entorno da escavação que pode ser reforçada com chumbadores, como pode ser observado na Figura 2.

O solo grampeado é uma técnica bastante eficaz no que diz respeito ao reforço de solo *in situ* de taludes naturais ou resultantes de processos de escavação (Ortigão et al., 1993). Estes reforços são comumente barras de aço que podem ser substituídas por cantoneiras ou tubos de aço protegidos por

argamassa em furos pré-abertos. A face recebe um revestimento, usualmente de concreto reforçado com malha metálica, que tem, em geral, função secundária na estabilização, compreendendo basicamente em evitar rupturas localizadas e garantir o controle da erosão.

As etapas de escavação durante a execução da obra e a redistribuição dos esforços nos maciços geram forças internas e deslocamentos laterais no solo. A função das contenções, em geral, é de minorar os deslocamentos do maciço terroso pelo acréscimo de forças internas contrárias ao sistema natural de acomodação de massa (Silva et al., 2001).

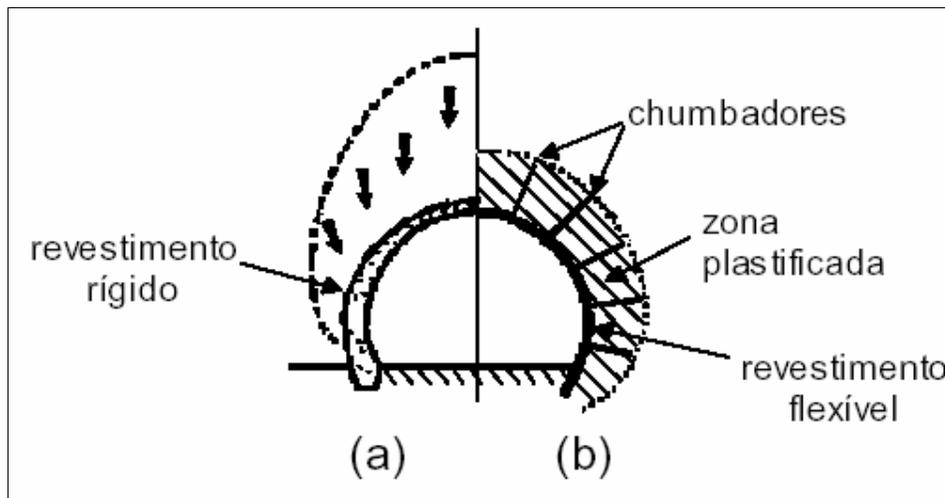


Figura 2 – Técnicas de execução de túneis com revestimento (a) flexível e (b) rígido (Ortigão e Sayão, 1999).

2.2.2. Aplicações

A técnica de solo grampeado pode ser utilizada em situações diversas, tais como:

- a) Maciços a serem cortados, cuja geometria resultante não é estável – Em estacionamentos subterrâneos, vias subterrâneas, cortes para implantação de sistemas viários, escavações de túneis, entre outras;
- b) Taludes existentes com condições insatisfatórias de estabilidade – Reforços em taludes que são potencialmente instáveis com inclinação da ordem de 45° a 90°;
- c) Taludes rompidos – Remediação de taludes danificados por movimentação à montante, ou por ocorrência de sobrecargas.

Nos casos em que se utiliza a técnica para contenção de escavações, os grampos são posicionados sub-horizontalmente e os esforços nos grampos são basicamente de tração (Figura 3). Quando a técnica é utilizada para estabilização de taludes, os elementos de reforço são inseridos no maciço perpendicularmente à superfície potencial de ruptura e os esforços de cisalhamento e os momentos fletores não devem ser desprezados (Schlosser, 1982).

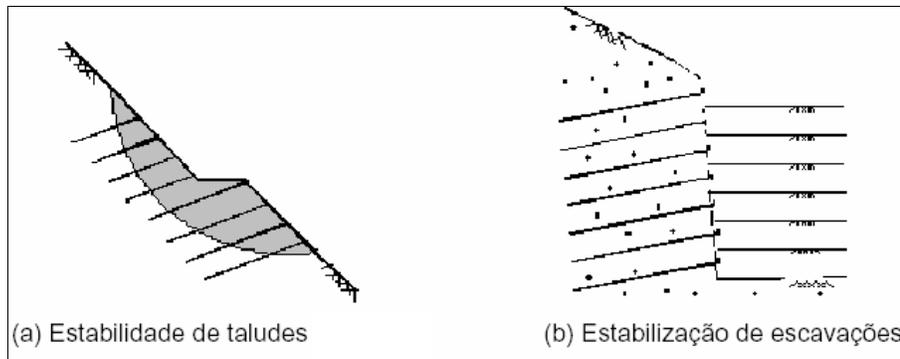


Figura 3 - Aplicações usuais de solo grampeado (Ortigão e Sayão, 1999).

2.2.3. Vantagens e limitações

Vários motivos incentivaram a popularização da técnica de solo grampeado no mundo, dentre eles pode-se citar (Bruce e Jewel, 1986):

1. *Economia*: em comparação com obras de cortina atirantada, o solo grampeado apresenta uma economia da ordem de 30% (Ortigão e Palmeira, 1992). Em relação a outras modalidades, tais como a inclusão de micro-estacas e solo reforçado, apresenta um custo inferior, em média de 20% (Dringenberg e Craizer, 1992);
2. *Velocidade de Execução*: o grampeamento é uma obra de rápida execução, devido à perfuração e uso de paramento de concreto projetado, minimizando a utilização de mão-de-obra e permitindo a realização do trabalho simultaneamente à escavação;
3. *Flexibilidade*: com a utilização de estruturas flexíveis, conta-se com alta resistência a esforços dinâmicos, sendo uma técnica eficaz para zonas sujeitas a movimentações sísmicas (Shen et al., 1981);
4. *Adaptabilidade*: no decorrer das escavações, pode-se rever o projeto do grampeamento, em função do tipo de material encontrado e das condições geológicas do local;

Todavia, algumas limitações restringem a utilização da técnica em casos específicos, sendo as principais:

1. *Deslocamentos Laterais e Verticais*: os deslocamentos são oriundos da flexibilidade da estrutura que é sensível à movimentação do terreno. Este aspecto ganha maior destaque em áreas urbanas onde movimentos de 0,30 a 0,35% da altura do talude podem afetar as estruturas existentes na vizinhança. Estes deslocamentos devem ser monitorados durante toda a obra, sendo determinante para definir a velocidade de avanço das escavações. Ressalta-se que a inclusão de ancoragens tensionadas minimiza os deslocamentos do maciço;
2. *Saturação do meio*: um decréscimo significativo nos valores de resistência na interface solo-grampo fica evidente se, após a construção, o meio se torna saturado (Schlosser e Unterreiner, 1990);
3. *Corrosão*: deve-se considerar uma vida útil para a estrutura de contenção em função da agressividade do meio.

2.3.

Mecanismo de transferência de carga solo-grampo

O mecanismo de transferência de carga solo-grampo é semelhante ao que ocorre em estacas e tirantes. Nestes casos a resistência lateral é mobilizada por um mecanismo típico que pode ser resumido através de 3 estágios progressivos de interação da interface solo-reforço: (i) Resistência garantida pela adesão; (ii) Resistência por atrito e/ou imbricamento mecânico; e (iii) Resistência por cisalhamento (Nunes e Castilhos, 2002)

Os solos apresentam resistência adequada à compressão e ao cisalhamento, porém, a resistência à tração é reduzida. A introdução de grampos ao conjunto proporciona um comportamento mecânico mais favorável, possibilitando cortes de maiores inclinações com segurança.

Em estruturas grampeadas (reforços flexíveis), a solicitação dos grampos ocorre principalmente por tração (Figura 4a), sendo a estabilidade garantida pelas forças de cisalhamento na interface solo-grampo. Porém, devido à rigidez interna dos grampos, os esforços podem ser de tração, flexão e cisalhamento (Figura 4b). A eficiência máxima dos grampos ocorre quando sua inclinação coincide com a direção da deformação principal maior da massa reforçada. Nesta condição, os grampos são submetidos unicamente à tração, independentemente da rigidez à flexão desses elementos (Ehrlich, 2003).

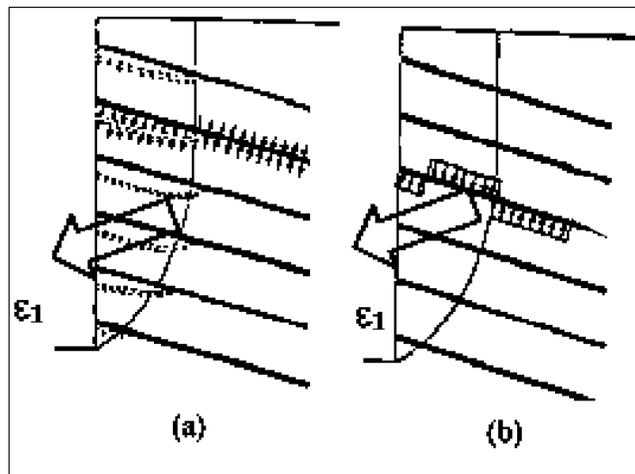


Figura 4 - Comportamento de reforços: (a) flexíveis e (b) rígidos (Mitchell e Villet, 1987).

As deformações internas do maciço terroso provocam a mobilização da resistência ao cisalhamento lateral ao longo dos grampos e, com isso, a mobilização das tensões de tração. Estas deformações ocorrem em função da descompressão lateral do solo.

A resistência mobilizada ao longo do grampo tem direção oposta nas zonas ativa e passiva (resistente), seguindo a tendência de movimento relativo da interface. Na zona considerada ativa, que está situada atrás da face do talude (Figura 5), as tensões cisalhantes nos grampos são direcionadas para fora, enquanto que, na zona passiva, o sentido é contrário, ou seja, para dentro do maciço.

Segundo Ehrlich (2003), a força máxima de tração mobilizada ao longo do grampo ($T_{\text{máx}}$) ocorre na interseção do grampo com a superfície potencial de ruptura, sendo esta superfície a que separa a zona ativa da passiva. Neste local, as tensões cisalhantes são nulas na interface solo-grampo.

Na zona de cisalhamento da massa de solo ocorrem esforços de cisalhamento e de flexão que mobilizam os grampos (Figura 6). Estes esforços podem ser facilmente calculados de modo semelhante ao cálculo de estacas solicitadas horizontalmente com momentos fletores aplicados no topo.

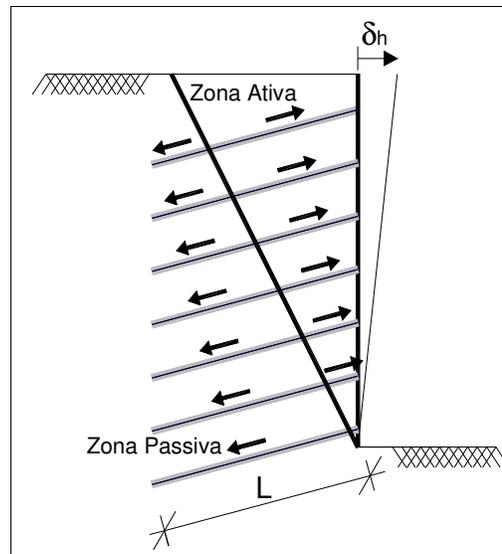


Figura 5 - Zonas ativa e passiva em escavações com grampos livres (Springer, 2001).

A mobilização da resistência à flexão em estruturas grampeadas depende do desenvolvimento de grandes deformações, isto é, quando se forma uma zona de cisalhamento no grampo (Figura 7). Para a ordem de grandeza das deformações nos grampos, a parcela de resistência à flexão mobilizada pode ser considerada insignificante (Clouterre, 1991).

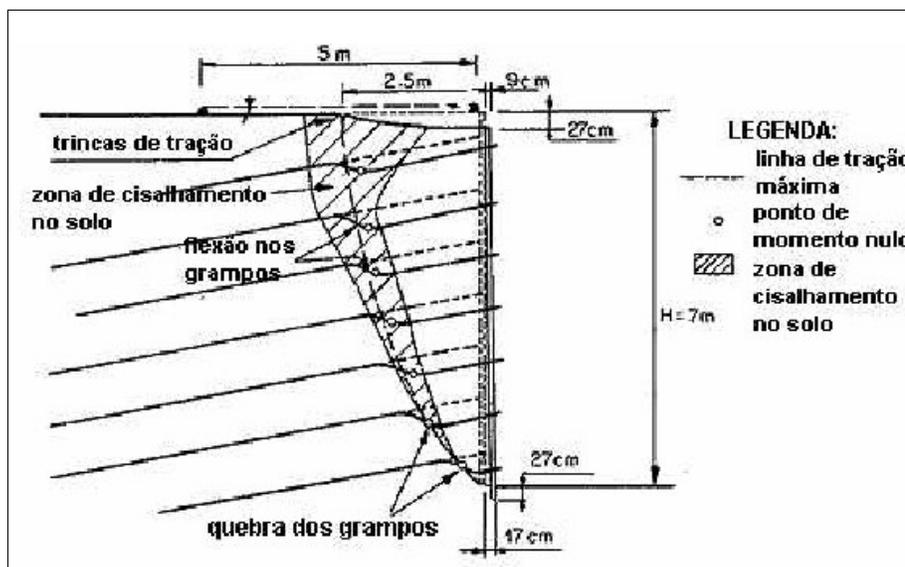


Figura 6 - Desenvolvimento de região de cisalhamento em muro experimental de solo grampeado (Clouterre, 1991).

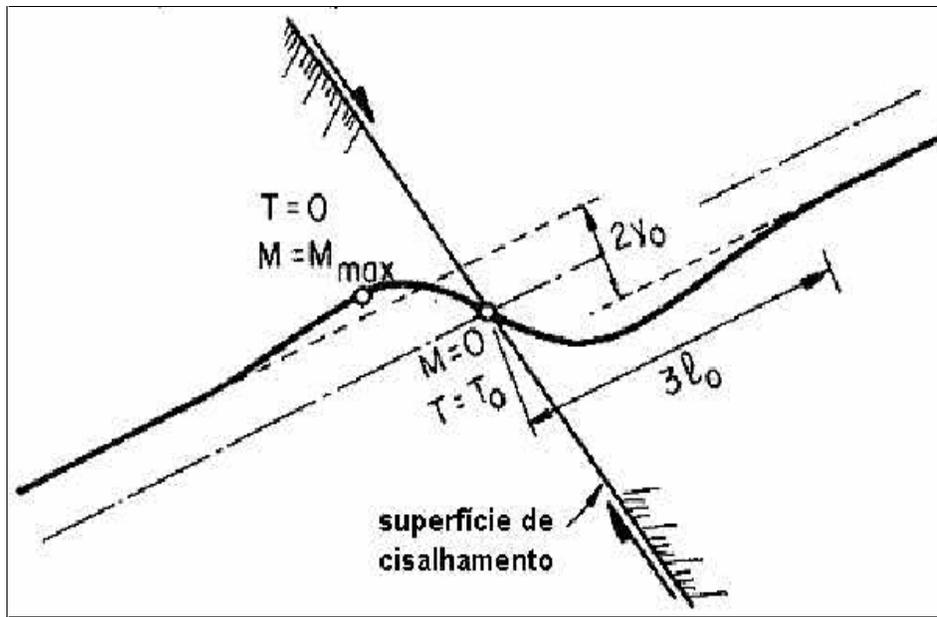


Figura 7 - Grampos submetidos à esforços de flexão e cisalhantes (Clouterre, 1991).

2.3.1.

Transferência de carga no período da escavação

No período de construção as deformações são muito pequenas e os grampos são essencialmente solicitados por esforços de tração. Porém, nos casos em que a face é inclinada em relação aos grampos, pode-se observar a ocorrência de pequenos esforços cisalhantes e de flexão no decorrer da obra. Forças de cisalhamento e momentos fletores surgem ao longo da superfície no instante próximo à ruptura e não devem ser desprezados (Schlosser e Unterreiner, 1990).

Com o andamento da escavação, a encosta grampeada é sujeita ao descarregamento lateral, gerando esforços de tração nos grampos. Neste instante, o principal elemento de interação solo-grampo é, portanto, o atrito mobilizado no contato entre os dois materiais (Springer, 2001). Sendo assim, quanto maior for o atrito entre os dois materiais, melhor será o desempenho do reforço. A resistência depende basicamente dos parâmetros de resistência do solo, do tipo e do modo de fixação adotado para o grampo utilizado na estrutura de contenção.

O aumento dos esforços de tração ocorrem progressivamente durante as fases de escavação, sendo mais significativo nas três fases subseqüentes à instalação dos grampos (Clouterre, 1991).

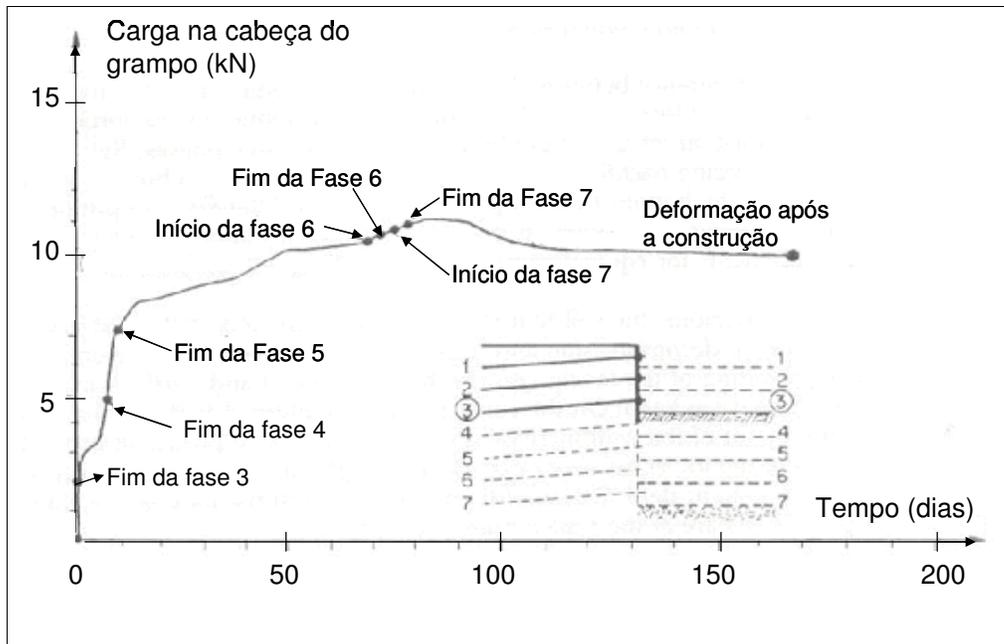


Figura 8 - Carregamento progressivo do grampo durante o processo de escavação (adaptado de Clouterre, 1991).

Springer (2001) verificou, numericamente, que o tipo de fixação dos grampos interfere não só na forma da distribuição dos esforços, mas também na intensidade de mobilização dos grampos. Quando o deslocamento do grampo é igual ao da face de escavação, os grampos inferiores são os mais solicitados. Por outro lado, quando o grampo está livre, a mobilização ocorre aproximadamente à meia altura do talude de escavação. Este comportamento é devido à ocorrência de maiores incrementos de deslocamento horizontal junto à base de corte com o avanço das escavações.

2.4.

Ensaio para determinação da interação solo-reforço

A geometria de um projeto em solo grampeado é determinante no desempenho da obra. A distribuição dos grampos ao longo da face do talude, a determinação dos espaçamentos horizontal e vertical e o comprimento dos grampos influenciam o comportamento do maciço. Esses parâmetros dependem diretamente da previsão das cargas máximas de trabalho dos grampos que, por sua vez, são função do atrito na interface solo grampo (q_s). A fim de se determinar estes parâmetros, alguns ensaios e correlações empíricas são propostos.

2.4.1. Ensaio de laboratório

Sendo a proposta principal desta dissertação avaliar a resistência lateral da interface solo-grampo em laboratório, viu-se necessário desenvolver ensaios de cisalhamento direto na junção nata-solo. Para isso, procurou-se avaliar o desempenho de interfaces de solos com outros materiais de reforços já estudados e descritos na bibliografia.

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 9. Segundo Sieira (2003), 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. Enquanto os ensaios de cisalhamento direto modificados (reforço inclinado) são representativos do mecanismo de interação que ocorre na região C.

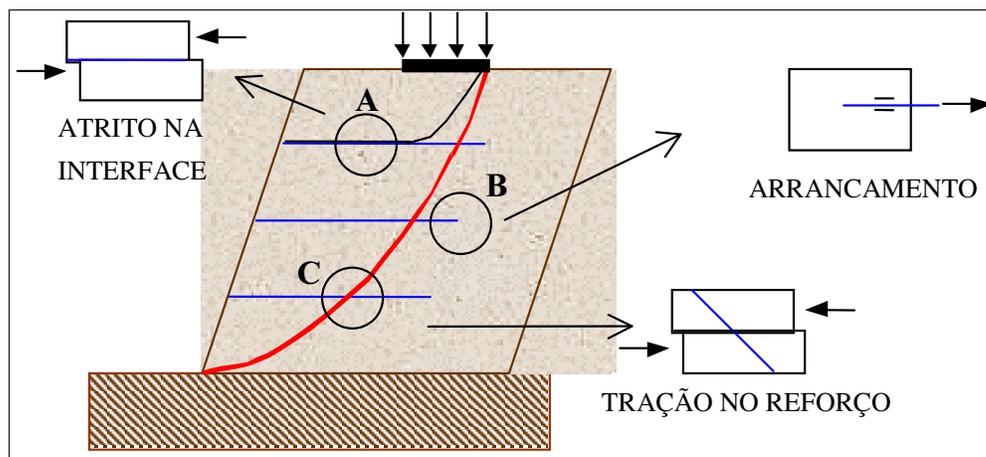


Figura 9 - Mecanismos de interação em maciços reforçados (Sieira, 2003).

2.4.1.1. Cisalhamento direto

Estes ensaios consistem basicamente de uma adaptação do ensaio de cisalhamento direto convencional, onde o plano de cisalhamento situa-se exatamente na interface solo-reforço.

Sieira (2003) apresentou os esquemas mais comuns de ensaios de cisalhamento direto para interfaces solo-geossintético (Figura 10). Podem ser executados ensaios com ou sem base rígida subjacente ao reforço.

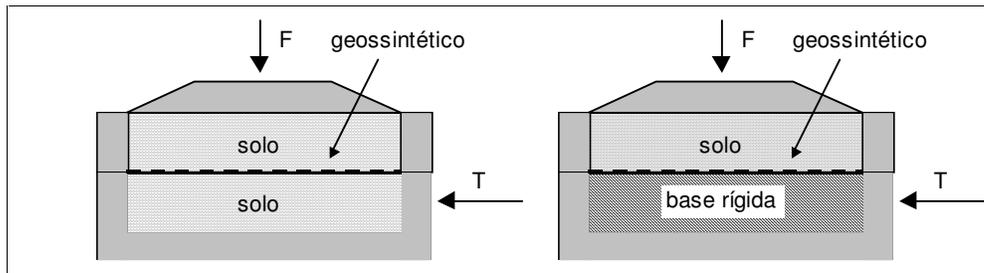


Figura 10 - Sistemas solo-geossintético no equipamento de cisalhamento direto (Sieira, 2003).

A partir da envoltória de resistência da interface solo-reforço pode-se obter os parâmetros de interface, que no caso específico de geossintéticos são: c_a (adesão solo-geossintético) e δ (ângulo de atrito solo-geossintético). Os resultados dos ensaios podem ser expressos através dos coeficientes de aderência (λ) e de atrito (f) de um dado sistema solo-geossintético, sendo:

$$f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} \quad (2.1)$$

$$\lambda = \frac{c_a}{c'} \quad (2.2)$$

onde: c_a e δ são parâmetros de resistência das interfaces; c' e ϕ' são parâmetros de resistência do solo.

Becker (2001) realizou alguns ensaios de cisalhamento direto utilizando o método de base rígida para avaliar os parâmetros de resistência de interface areia-geossintético (Figura 11). A mesma interface foi ensaiada pelo método convencional sem base rígida (Figura 12). Os resultados sugerem que o ângulo de atrito de pico da interface areia-geossintético, ensaiada com base rígida, é inferior ao ângulo de atrito obtido sem base.

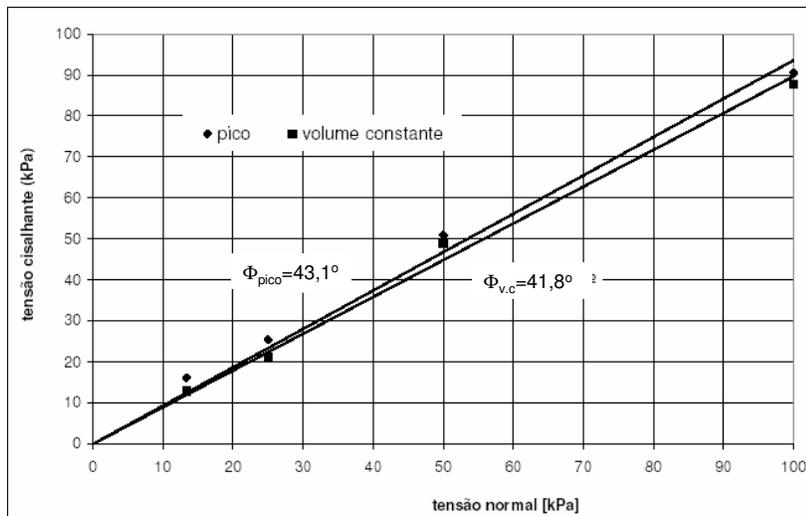


Figura 11 - Envoltórias de resistência da interface areia-geotêxtil em ensaios de cisalhamento direto com base rígida (Becker, 2001).

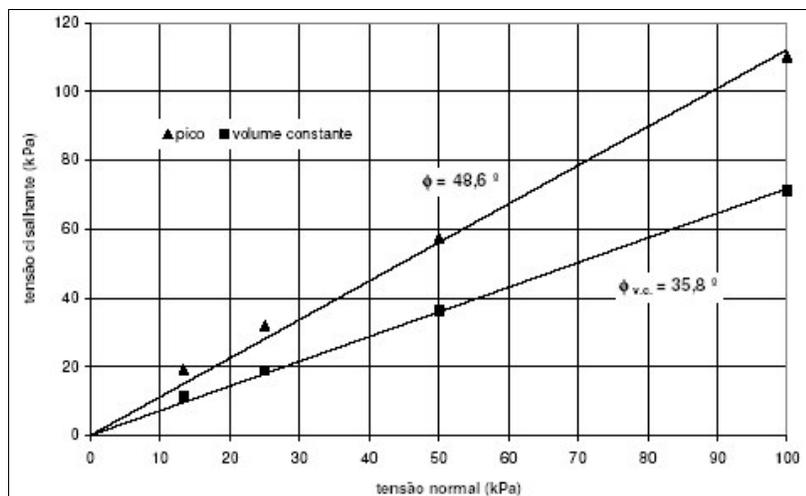


Figura 12 – Envoltórias de resistência da interface areia-geossintético obtida em ensaios de cisalhamento direto sem base rígida (Becker, 2001).

Seraphim e Mello (2003) analisaram as variações da resistência ao cisalhamento da interface solo argiloso-geotêxtil compactado na umidade ótima (Proctor normal), em condição não saturada e submersa. Os ensaios foram realizados através do método de interface solo-geossintético-solo e os resultados são apresentados na Figura 13.

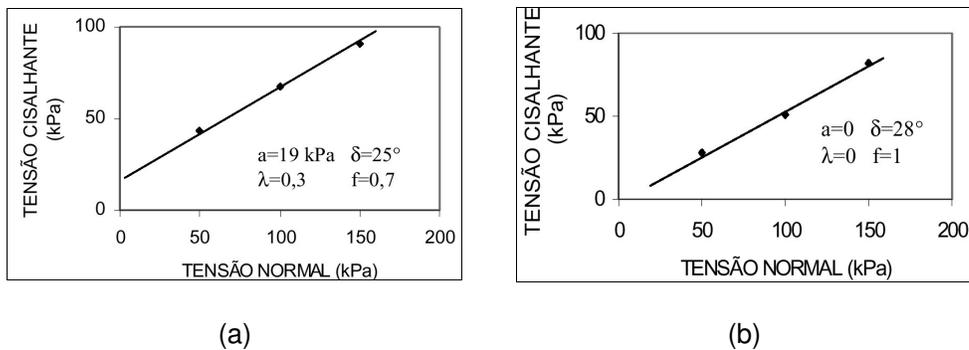


Figura 13 – Envoltórias de resistência da interface solo-geotêxtil não tecido em condição: (a) não saturada e (b) submersa (Seraphin e Mello, 2003).

Observa-se da Figura 13 que a condição de saturação influencia os resultados dos ensaios de cisalhamento direto. A adesão da interface solo-geotêxtil (a) reduz-se a zero para a condição submersa, enquanto que o ângulo de atrito sofre um reduzido acréscimo de 3° .

Potyondy (1961) executou um grande número de ensaios de cisalhamento para avaliar a resistência na interface de solo com diversos tipos de materiais de construção. O autor utilizou uma montagem similar à apresentada por Sieira (2003) na Figura 10. Estes ensaios permitiram identificar alguns dos fatores que influenciam nas resistências de interface, tais como, porcentagem de partículas finas, teor de umidade, rugosidade da superfície de contato e nível da tensão normal aplicada.

Guilloux et al. (1979) realizaram ensaios idênticos em interface solo-placa de aço. O objetivo era identificar a expansão volumétrica que ocorre durante a execução do ensaio, que, nos casos reais de obra é impedida pelas condições de confinamento do maciço. Foram realizados ensaios com a tensão normal constante e com volume constante. A comparação de resultados indicou um efeito significativo da dilatação (Tabela 1).

Tabela 1 – Tensões de ruptura na interface solo-aço (Guilloux et al., 1979).

Tipo de Ensaio	Tensão Normal (kPa)	Tensão Cisalhante (kPa)
Tensão constante	50	25
Volume constante	50	50

Observa-se da Tabela 1 que a tensão cisalhante na ruptura para ensaios de interface solo-aço é muito afetada pelo efeito da dilatação. Nos ensaios de cisalhamento com volume constante, as tensões atingem valores que representam o dobro dos valores obtidos em ensaios com tensão normal constante.

Ingold e Templeman (1979) realizaram ensaios em interface solo-aço para avaliar o efeito da rugosidade da superfície, a qual foi simulada através da colagem de grãos de areia nas barras de aço. As características de resistência das interfaces solo-aço liso e solo-aço rugoso foram determinadas através de ensaios de cisalhamento direto e arrancamento e são listadas na Tabela 2.

Tabela 2 - Ângulos de atrito em função da rugosidade da interface (Ingold e Templeman, 1979).

Superfície	Tipo de Ensaio	Ângulo de atrito (δ)
Lisa	Cisalhamento direto	20,5
Lisa	Arrancamento	31,0
Rugosa	Cisalhamento direto	35,0
Rugosa	Arrancamento	42,0

Lemos (1994) realizou ensaios de cisalhamento direto na interface nata-rocha, com a finalidade de obter parâmetros de resistência nesta superfície e comparar com ensaios de arrancamento de tirantes realizados em campo. Os corpos-de-prova obedeceram a uma seqüência de moldagem, onde se tentou reproduzir no laboratório todas as condições que ocorrem em campo (tempo de cura, rugosidade da superfície, grau de fraturamento da rocha). Após os procedimentos adotados para moldagem, foi executado o ensaio de cisalhamento direto. Os resultados obtidos foram considerados adequados em relação às condições de arrancamento dos tirantes no maciço rochoso.

2.4.1.2. Modelos reduzidos

A literatura também apresenta resultados de ensaios especiais para determinação da resistência mobilizada por atrito lateral de estacas em rochas brandas. Destaca-se o estudo de Nunes e Castilhos (2002) que realizaram provas de carga em estacas embutidas em rocha branda no laboratório, para avaliar a influência do grau de rugosidade nos modos de ruptura e os mecanismos de mobilização da resistência lateral da interface estaca-rocha.

As provas de carga executadas correspondem a ensaios de cisalhamento direto axissimétrico e foram instrumentados para obter a carga e deformação ao longo do fuste da estaca. Foram analisados 4 tipos de rugosidade de fuste variando de liso a muito rugoso (Figura 14). A Tabela 3 resume as características dos fustes das estacas ensaiadas, as cargas de confinamento lateral e de ruptura obtida das provas de carga. Observa-se que as maiores cargas de ruptura correspondem aos fustes muito rugosos.



Figura 14 - Perfis dos padrões de rugosidade R1, R2 e R3 dos modelos reduzidos estaca-rocha (Nunes e Castilhos, 2002).

Tabela 3 – Resultados das provas de carga dos modelos reduzidos estaca-rocha branda (Nunes e Castilhos, 2002).

Prova de Carga	Condições do Fuste *	Grau de rugosidade	Carga na Ruptura (kN)	Carga Confinante (kN)
1	Liso	-	172,0	7,4
2	Rugoso-R3	Reduzido	225,0	8,1
3	Rugoso-R2	Médio	162,0	8,6
4	Rugoso-R1	Elevado	324,0	7,3

Os resultados mostraram que o padrão de mobilização de resistência lateral é constituído por 3 estágios: adesão, atrito e cisalhamento. A Figura 15 ilustra o modo de ruptura da estaca de fuste rugoso. Observa-se a perda de adesão no topo da estaca e cisalhamento da interface ao longo do fuste. O acompanhamento das deformações ao longo do fuste permitiu observar que a resistência por adesão se torna maior com o aumento da rugosidade da interface. Para as superfícies com grau de rugosidade R1, a carga correspondente ao fim do estágio de adesão é cerca de duas vezes maior que a apresentada em estacas de fuste liso.



Figura 15 – Modo de ruptura dos modelos reduzidos estaca-rocha de fuste muito rugoso tipo (Nunes e Castilhos, 2002).

2.4.1.3. Arrancamento no laboratório

Grande parte dos conhecimentos sobre a interação entre as estruturas de reforço e os solos baseia-se em ensaios de arrancamento. Estes ensaios podem ser realizados tanto em laboratório como campo (Cardoso, 1987).

Hausmann e Lee (1978) realizaram ensaios de arrancamento em laboratório com os reforços fixos em uma parede rígida que sofria um movimento de rotação. A força de arrancamento era aplicada diretamente nas barras de aço (Figura 16).

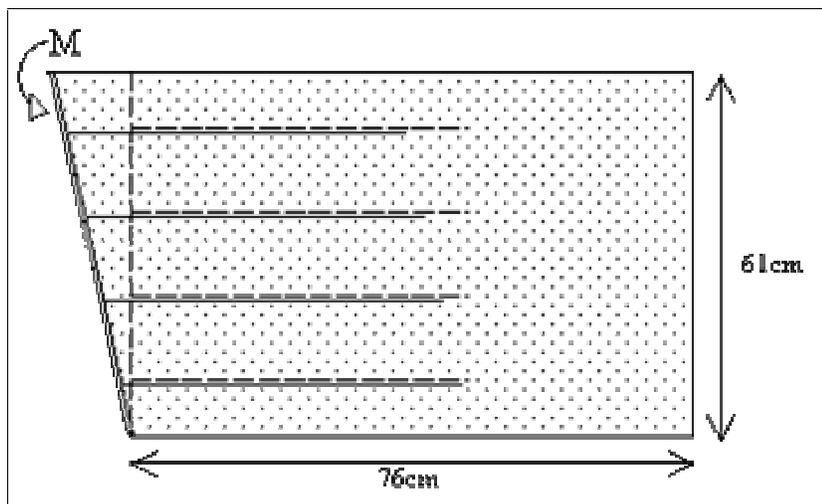


Figura 16 - Esquema de ensaio de arrancamento em modelo reduzido (adaptado de Hausmann e Lee, 1978).

Para reforços geossintéticos, 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 ao geossintético (Figura 17).

O geossintético é colocado 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.

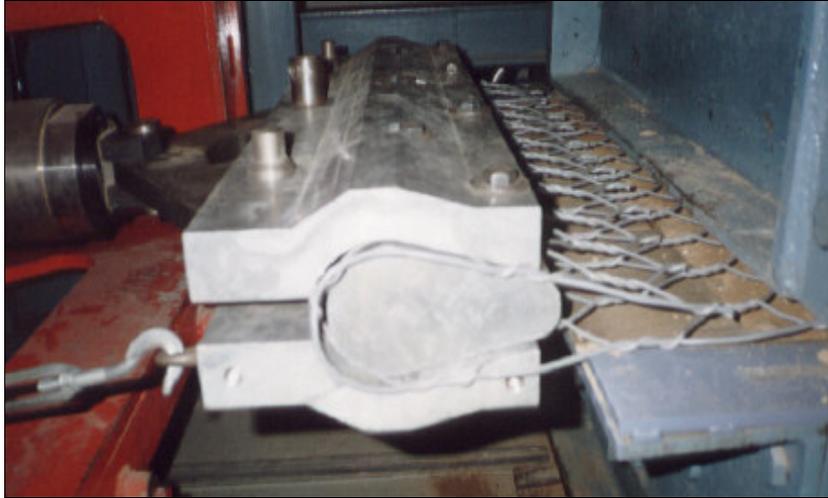


Figura 17 - Equipamento de ensaio de arrancamento (Sieira, 2003).

Sieira (2003) realizou ensaios de arrancamento em geogrelhas em equipamento de grande escala (1m x 1m). Palmeira (1994) também estudou o comportamento de geossintéticos solicitados em ensaios de arrancamento executados em modelo reduzido.

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

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 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.

2.4.2. Ensaios de arrancamento no campo

O ensaio de campo mais usual para determinação da resistência lateral *in situ* para estruturas reforçadas são os ensaios de arrancamento, visto que nestes ensaios consideram-se todas as características dos materiais envolvidos no sistema de contenção. Apesar do mecanismo de transferência de carga durante o ensaio ser diferente da mobilização real dos grampos, o ensaio de arrancamento fornece informações importantes em relação aos fatores que afetam o mecanismo de mobilização da resistência de interface, além da resistência por atrito lateral.

Assim, um dos parâmetros mais relevantes em projetos de estruturas grampeadas é a resistência ao arrancamento no contato solo-grampo (q_s). Esta resistência é função das propriedades do grampo, do solo e da interface solo-grampo (Schlosser e Unterreiner, 1990).

A Figura 18 ilustra esquematicamente o sistema utilizado no ensaio de arrancamento. O conjunto é composto por um macaco hidráulico para aplicação da carga, célula de carga e deflectômetro para medir, respectivamente, a carga aplicada e o deslocamento horizontal.

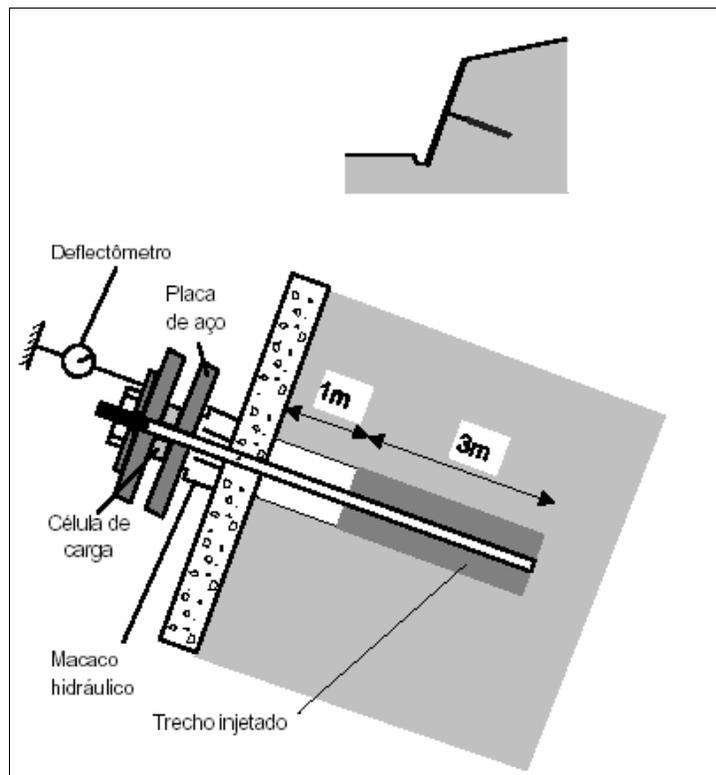


Figura 18 - Ensaio de arrancamento (Ortigão e Sayão, 1999).

A resistência ao arrancamento (q_s) é obtida a partir da força máxima aplicada na extremidade do grampo que gera a ruptura e a área de contato solo-grampo.

Clouterre (1991) apresenta algumas sugestões em relação à análise de ensaios de arrancamento em grampos. Se durante o ensaio, somente as forças são medidas, a força máxima obtida será a própria força de arrancamento. Porém, se os deslocamentos também são monitorados durante o ensaio, pode-se determinar o comportamento de interação solo-grampo.

Muitos autores já tentaram definir procedimentos teóricos e empíricos para avaliar o desempenho da interface solo-grampo e a resistência ao arrancamento. Mas, até o momento, o ensaio de arrancamento continua sendo fundamental para se definir este tipo de parâmetro (Juran e Elias, 1990 e Feijó e Ehrlich, 2001).

2.4.2.1. Transferência de carga no arrancamento

Quando se aplica um esforço de tração na extremidade do grampo, ele se move em relação ao maciço, mobilizando a resistência lateral e gerando um campo de tensão/deformação. Segundo Clouterre (1991), pode-se afirmar que:

1. As tensões e deformações são maiores na extremidade externa do grampo (cabeça) e menores nas imediações da extremidade interna do grampo (Figura 19);
2. As forças de atrito são mobilizadas gradualmente da cabeça até a extremidade interna do grampo independentemente do comprimento (Figuras 20 e 21);
3. À medida que as forças de arrancamento aumentam, as tensões de atrito aproximam-se do limite de ruptura do contato solo-grampo e estas tensões desenvolvem-se ao longo da extensão do grampo (Figura 22);
4. Quanto maior o grampo, menor será a distribuição de tensões de cisalhamento ao longo do seu comprimento (Figuras 22 e 23).

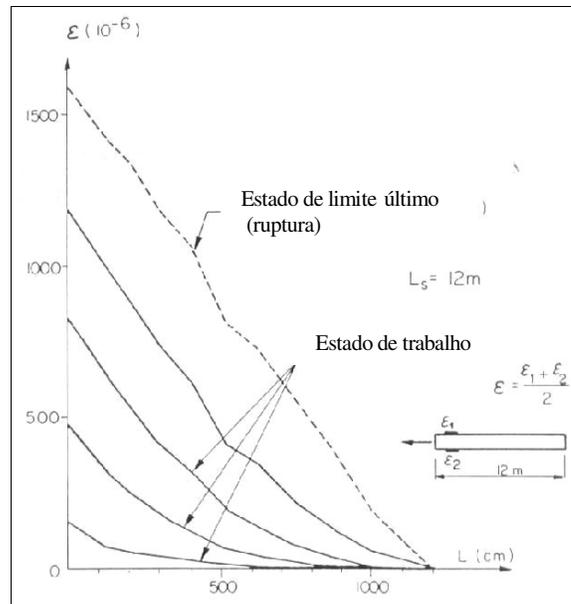


Figura 19 – Distribuição das deformações em ensaio de arrancamento ao longo do grampo (Clouterre, 1991).

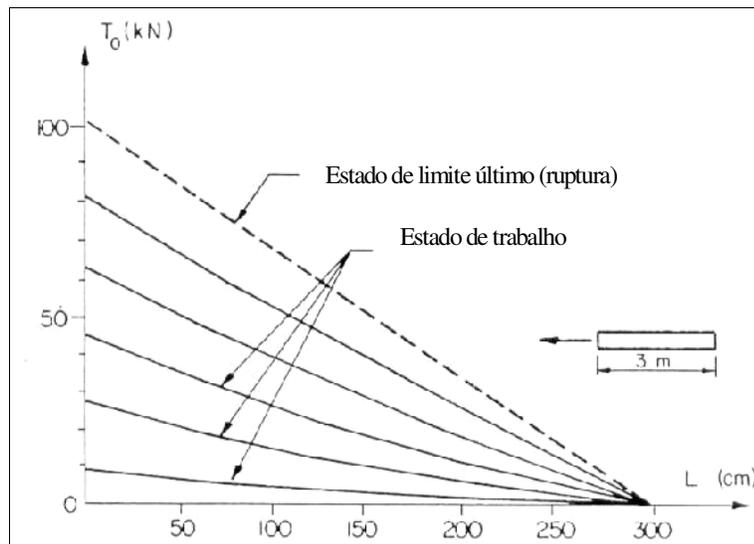


Figura 20 – Distribuição das forças de tração ao longo do grampo com $L=3\text{m}$ (Clouterre, 1991).

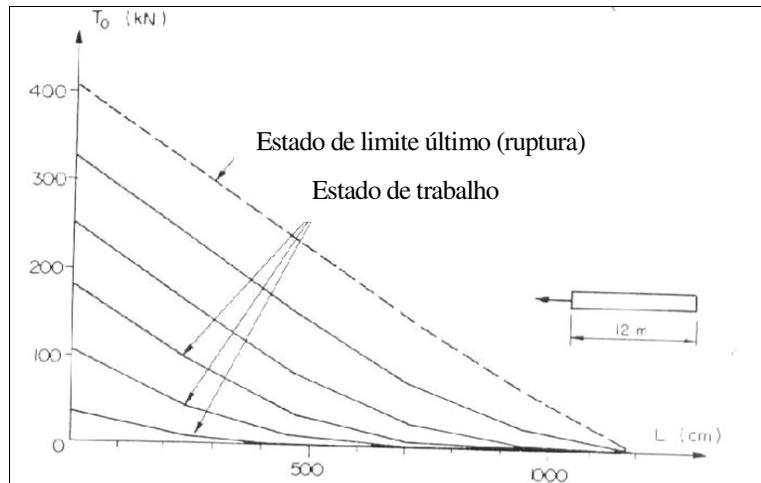


Figura 21 – Distribuição das forças de tração ao longo do grampo com $L=12\text{m}$ (Clouterre, 1991).

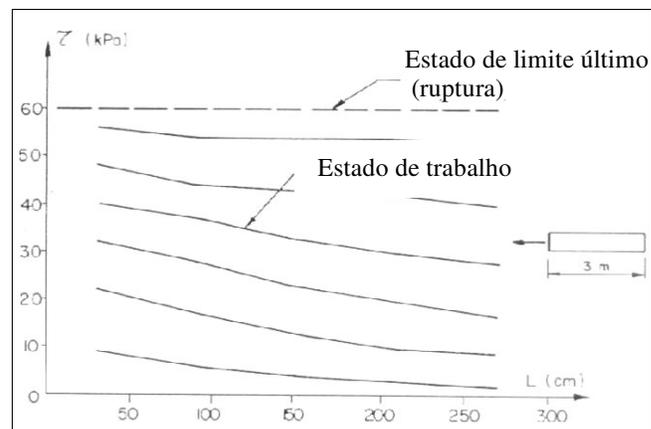


Figura 22 - Mobilização das tensões de cisalhamento no grampo com $L=3\text{m}$ (Clouterre, 1991).

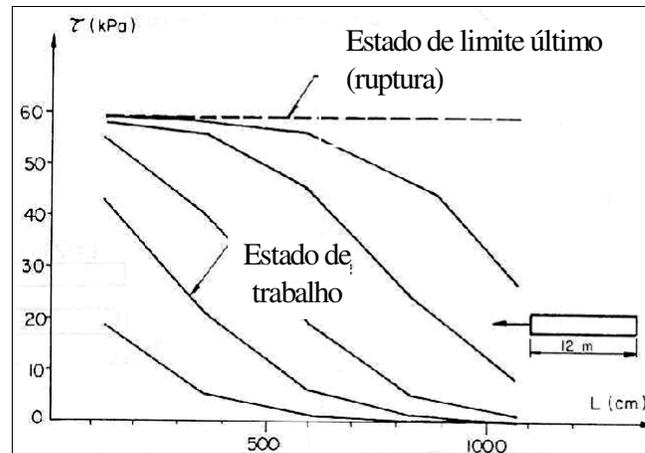


Figura 23 - Mobilização das tensões de cisalhamento no grampo com $L=12\text{m}$ (Clouterre, 1991).

2.4.3.

Métodos empíricos de determinação da interação solo-grampo

Diversos pesquisadores têm procurado determinar os parâmetros de interação solo-reforço através de diferentes correlações baseadas em dados de ensaios de campo.

Clouterre (1991) apresenta uma correlação empírica baseada no método proposto por Bustamante e Gianeselli (1981) para determinar a resistência lateral em estacas a partir de ensaios pressiométricos. De modo geral, esta correlação apresenta resultados satisfatórios quando comparados com os obtidos por ensaio de arrancamento em campo (Cardoso, 1987). As Figuras 24 e 25 apresentam as correlações empíricas propostas para areias e argilas, respectivamente. Trata-se de curvas de resistência ao arrancamento (q_s) em função de dados de resistência obtidos através de ensaios realizados com o pressiômetro Menárd.

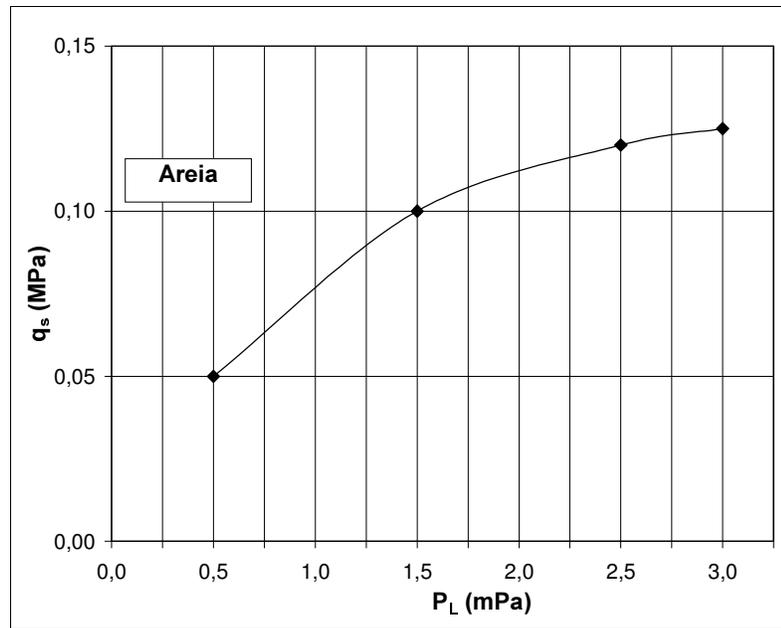


Figura 24 - Correlação entre resistência ao arrancamento (q_s) e pressão limite do pressiômetro Menárd (P_L) para solos arenosos (adaptado de Clouterre, 1991).

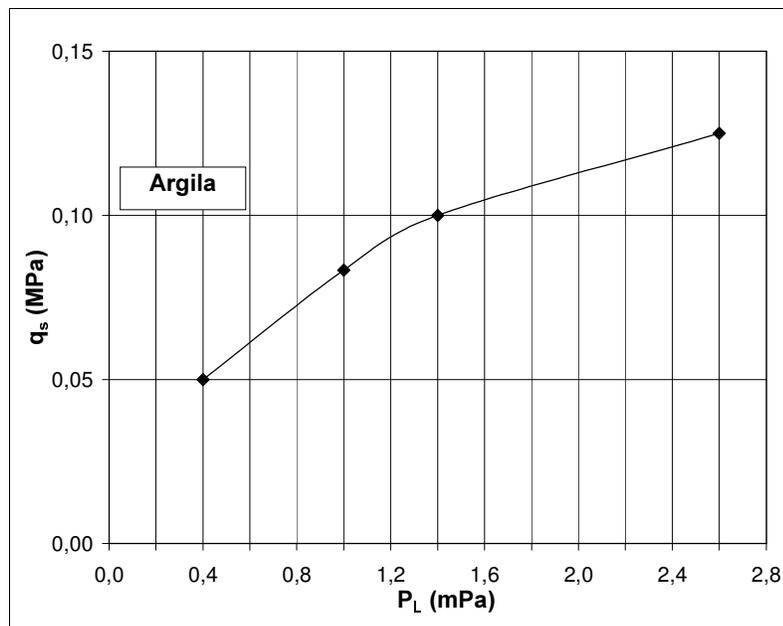


Figura 25 - Correlação entre resistência ao arrancamento (q_s) e pressão limite do pressiômetro Menárd (P_L) para solos argilosos (adaptado de Clouterre, 1991).

Ortigão (1997) comparou resultados de ensaios de arrancamento, realizados no Rio de Janeiro, São Paulo e Brasília, com ensaios do tipo SPT (Figura 26). A dispersão dos resultados pode ser justificada pelas diversas metodologias utilizadas nos ensaios de campo. Como estimativa preliminar para aplicação em projetos, o autor propõe a seguinte relação:

$$q_s = 50 + 7,5.N(SPT) \quad (2.3)$$

onde: q_s = resistência ao arrancamento em kPa; $N(SPT)$ = número de golpes do ensaio SPT.

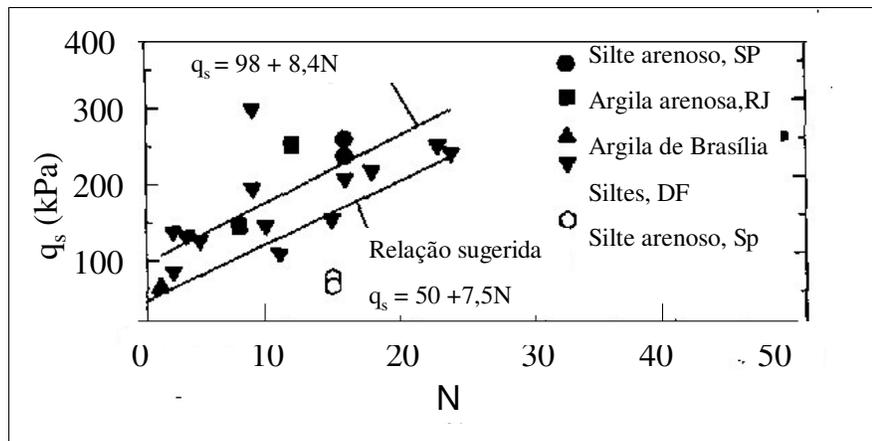


Figura 26 - Correlação entre a resistência ao arrancamento (q_s) e o número de golpes do ensaio SPT (adaptado de Ortigão, 1997).

Ortigão et al. (1997), a partir da Equação (2.3) e resultados de ensaios, sugerem uma nova proposta de correlação apresentada na Figura 27. Ressalta-se que os valores obtidos dos ensaios em outros siltes arenosos de São Paulo e de ensaios realizados pela GeoRio (Ortigão e Sayão, 1999) são inferiores aos valores propostos pela correlação.

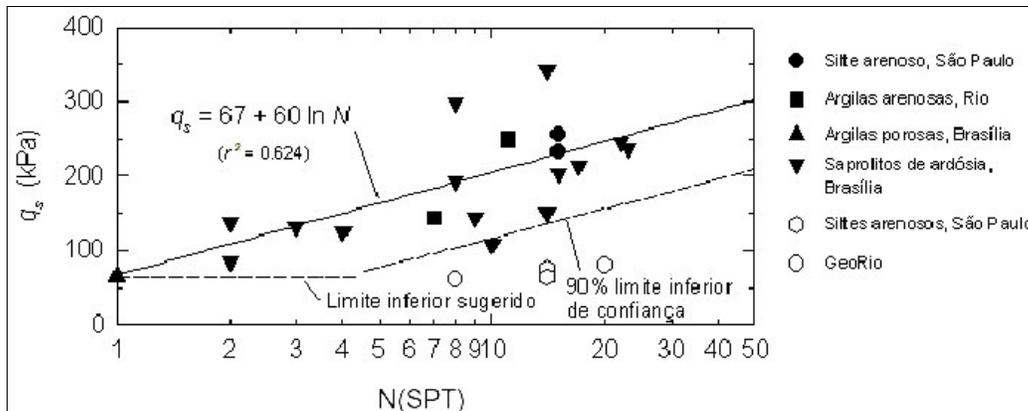


Figura 27 - Correlações empíricas entre resistência ao arrancamento (q_s) e o número de golpes do ensaio SPT (Ortigão e Sayão, 1999).

2.5. Casos de obra com ensaios de arrancamento

Feijó e Erlich (2001) realizaram uma campanha envolvendo 20 ensaios de arrancamento em perfis de solo residual no município do Rio de Janeiro. Os ensaios foram realizados em grampos injetados em pré-furos de 75mm, com parte deles instrumentada com *strain gages* para acompanhamento das deformações ao longo do grampo durante a execução do experimento. Foram utilizados grampos com comprimentos de 3m e 6m para se avaliar o efeito do comprimento no valor da resistência ao arrancamento (q_s).

Pitta et al. (2003) apresentaram resultados de ensaios de arrancamento realizados em 5 obras diferentes na cidade de São Paulo, analisando os efeitos e as melhorias decorrentes das sucessivas fases de injeção (Figura 28). Por bainha entende-se a primeira injeção de nata no furo. Observa-se o aumento da resistência ao arrancamento com o aumento do número de injeções.

Azambuja et al. (2001) realizaram ensaios de arrancamento em uma obra de contenção em Porto Alegre (RS) com a finalidade de verificar a relação tensão/deformação dos grampos utilizados. Os ensaios foram realizados com grampos protótipos que obedeceram aos mesmos critérios executivos dos grampos definitivos do sistema de contenção.

Soares e Gomes (2003) executaram ensaios de arrancamento com ciclos de carga e descarga em uma encosta da BR 101 em Angra dos Reis (RJ). Os ensaios permitiram definir a resistência ao arrancamento e as tensões admissíveis para a técnica de solo grampeado.



Figura 28 - Resumo comparativo da resistência ao arrancamento de grampos em função da reinjeção (Pitta et al., 2003).

A Tabela 4 resume alguns valores de carga de ruptura por arrancamento para diferentes casos de obras, em função das características dos grampos utilizados.

Tabela 4 – Valores de resistência ao arrancamento.

Tipo de Solo	Comp. do grampo (m)	Tipo de injeção *	Carga de ruptura (kN)	Referência
Residual de gnaise/RJ	6	B + 3f	262	Feijó et al. (2001)
Residual de gnaise/RJ	3	B + 3f	103	Feijó et al. (2001)
Residual de gnaise/RJ	6	B + 3f	170	Feijó et al. (2001)
Residual de gnaise/RJ	3	B + 3f	77	Feijó et al. (2001)
Residual de gnaise/RJ	3	NR	200	Pinto et al. (2001)
Saprolito de gnaise/RS	3	B +1f	184	Azambuja et al. (2001)
Argilo arenoso	3	NR	115	Moraes e Arduino (2003)
Silte argiloso/SP	4	B +1f	112	Pitta et al. (2003)
Argilo arenoso/SP	6	B	98	Pitta et al. (2003)
Argilo arenoso/SP	6	B +1f	147	Pitta et al. (2003)
Argila Paulista/SP	6	B	53	Pitta et al. (2003)
Argila Paulista/SP	6	B +1f	130	Pitta et al. (2003)
Argila Paulista/SP	6	B + 2f	177	Pitta et al. (2003)
Argila Paulista/SP	6	B+3f	177	Pitta et al. (2003)
Saprolito de gnaise/SP	6	B	115	Pitta et al. (2003)
Saprolito de gnaise/SP	6	B +1f	170	Pitta et al. (2003)
Saprolito de gnaise/SP	6	B + 2f	193	Pitta et al. (2003)
Argila Paulista/SP	6	B	176	Pitta et al. (2003)
Argila Paulista/SP	6	B +1f	199	Pitta et al. (2003)
Argila Paulista/SP	6	B + 2f	221	Pitta et al. (2003)
Saprolito de gnaise /RJ	3	NR	132	Soares et al. (2003)
Argilo arenoso	3	NR	115	Moraes e Arduino (2003)

* B:bainha; (n)f: número das fases de injeção; NR: Não referenciado

Na Tabela 4, observa-se a diversidade dos tipos de solo das obras grampeadas, além dos diferentes critérios de injeção do grampo. De forma geral, constata-se que a reinjeção aumenta a resistência ao arrancamento dos grampos, independentemente do tipo de solo.