2. Revisão bibliográfica

2.1. Solo grampeado

2.1.1. Utilização da técnica: definição e desenvolvimento

2.1.1.1. Origens do solo grampeado

A origem da técnica de solo grampeado vem em parte da técnica de execução de suportes de galerias e túneis denominada NATM ("New Austrian Tunneling Method") aplicada na engenharia de Minas. Esta técnica foi desenvolvida pelo professor Landislau Von Rabcewicz, a partir de 1945, para avanço de escavações em túneis rochosos (Figura 1). O método NATM (Figura 1b) consiste na aplicação de um suporte flexível para permitir que o terreno se deforme ocorrendo uma formação de uma região plastificada no entorno da escavação, que pode ser reforçada através de chumbadores. Logo após a escavação, a cavidade que está submetida ao efeito do peso de terras e tensões confinantes, é estabilizada com um revestimento flexível de concreto projetado (espessura entre 10 e 30 cm), tela metálica e chumbadores curtos radiais introduzidos na zona plástica. Em geral, os chumbadores são dispostos a cada 3 a 6m ao longo da galeria (Clouterre, 1991) e são inseridos no maciço por percussão ou perfuração com posterior injeção de nata de cimento. Ao contrário, no método convencional de execução de túneis (Figura 1a), os deslocamentos do terreno são impedidos por um revestimento rígido que, por sua vez, mobiliza no maciço esforços muito maiores e é uma solução mais cara. Pode-se afirmar, então, que uma escavação de solo grampeado está para a execução de túneis com revestimento flexível da mesma forma que a solução convencional de túneis se compara a uma cortina ancorada (Ortigão e Sayão, 1999).

Após as aplicações da técnica NATM em rochas duras, novas experiências foram efetuadas em materiais menos resistentes, tais como rochas brandas e posteriormente em solos (siltes, pedregulhos e areia) com o nome de solo grampeado ou pregado ("soil nailing", em inglês; "clouage du sol", em francês).

A técnica de solo grampeado passou a se desenvolver então a partir do início dos anos 70. Países como França, Alemanha e Estados Unidos lideraram pesquisas no sentido de se obter conhecimentos deste método de estabilização.



Figura 1 - Técnicas de execução de túneis com revestimento flexível (a) e rígido (b) (Ortigão e Sayão, 1999)

2.1.1.2. Definição da técnica

O solo grampeado é uma técnica bastante eficaz no que se diz respeito ao reforço do solo "in situ" em taludes naturais ou resultantes de processo de escavação. O grampeamento do solo é obtido através da inclusão de elementos passivos semi-rígidos, resistentes à flexão-composta, denominados grampos. Os grampos podem ser barras, cantoneiras ou tubos de aço, barras sintéticas de seção cilíndrica ou retangular, micro-estacas, ou em alguns casos especiais estacas. Estes elementos de reforço são posicionados horizontalmente ou suborizontalmente no maciço, de forma a introduzir esforços resistentes de tração e cisalhamento (Ortigão et al., 1993) e momentos fletores. Sua função é a de minorar os deslocamentos do maciço terroso pelo acréscimo de forças internas contrárias ao sistema natural de acomodação de massa (Silva et al., 2001). A descompressão progressiva do solo, em função das sucessivas fases de escavação ou de uma configuração de ruptura do maciço, gera deslocamentos laterais no solo. Estes deslocamentos, então, induzem ao surgimento de forças internas aplicadas no sistema solo-reforço. Instrumentação de campo realizada por Unterreiner et al. (1995) confirmam este mecanismo.

Geralmente, o comportamento de um sistema de reforço de solo depende da mobilização dos esforços nas inclusões. A Tabela 1 fornece um esquema indicando os esforços considerados em cada sistema de reforço (Schlosser, 1982). A aplicação e objetivo de alguns métodos são sumarizados na Tabela 2 (Gässler, 1990) e ilustrados pela Figura 2 (Dringenberg e Craizer, 1992).



1 - Talude ingreme, inclu sões horizontais.



2 - Talude ingreme, inclusões reticuladas.



4 - Talude suave, inclusões verticais de grande diâmetro.

Figura 2 - Aplicações de sistemas de reforço de solo (Dringenberg e Craizer, 1992)

Solicitação	Sistema de reforço						
	Terra Armada	Solo Grampeado	Micro-Estacas	Colunas de Brita			
Tração							
Compressão							
Cisalhamento							
Flexão							

Tabela 1 - Tipo de solicitação em reforço de solo (Schlosser, 1982)

Tabela 2 - Aplicações e objetivos de um sistema de reforço (Gässler, 1990)

	Reforço						
Aplicações e objetivos	Grampos	Micro-Estacas	Colunas de brita				
Aumentar a capacidade de suporte do solo da fundação		3	3				
Estabilização (natural) de taludes	2	2	1				
Estabilização durante escavações	3	1					
Redução de recalques		2	3				

OBS.: 1=Pouco eficaz; 2= Razoavelmente eficaz; 3=Muito eficaz

As principais metodologias para melhoria e reforço do solo, enfatizandose às técnicas aplicadas à realidade brasileira são discutidas em Palmeira (1994).

Entre as diversas aplicações da técnica de solo grampeado, deve-se citar:

- Estabilidade de taludes naturais (Figura 3a) → inclusão de reforços em taludes, possivelmente instáveis, com inclinações da ordem de 45° a 70° (Lima Filho, 2000);
- Estruturas de contenção (Figura 3b) → Na estabilização de escavações permanentes associadas às fundações de edifícios, estacionamento subterrâneos e escavações para vias subterrâneas (metrô), além de cortes necessários para a implantação de novos sistemas viários e estabilização de escavações para portais de túneis. Pode ser aplicada também a escavações temporárias em obras localizadas;
- Obras de recuperação → no reparo de cortinas de terra armada (substituição de tiras ou conexões danificadas por sobrecarga), muros de arrimo de peso ou de concreto armado (antes ou logo após a ruptura causadas pela deterioração do muro ou de movimentos a montante) e

cortinas atirantadas (após o colapso de ancoragens protendidas, por carregamento excessivo ou por corrosão dos tirantes). Gässler (1990) reporta o uso da técnica na recuperação de estruturas antigas na Alemanha Ocidental que apresentavam uma condição iminente de uma possível ruptura. Outros exemplos da aplicação em obras de recuperação podem ser vistos em Ingold (2000).

Quando a técnica é utilizada como estrutura de contenção ou em estabilização de escavações, os grampos são geralmente posicionados horizontalmente e os esforços principais considerados são de tração nos grampos. Ao contrário, quando esta técnica é utilizada para a estabilização de taludes naturais, os elementos de reforço são geralmente verticais ou perpendiculares à superfície potencial de ruptura e os esforços de cisalhamento e momentos fletores não devem ser desprezados (Schlosser, 1982).



(a) Estabilidade de taludes naturais
(b) Estabilização de escavações
Figura 3 - Aplicações usuais de solo grampeado (Ortigão e Sayão, 1999)

2.1.1.3. Método executivo

A construção de uma estrutura de solo grampeado em taludes resultantes de processo de escavação mecânico ou manual é realizada em sucessivas fases de escavação de cima para baixo, conforme ilustra a Figura 4 e 5.

Caso o talude já se encontre cortado pode-se trabalhar de forma descendente ou ascendente no reforço do mesmo, conforme a conveniência. Neste caso, a construção da estrutura em solo grampeado consistirá apenas na introdução dos grampos e execução da parede de concreto projetado.

Em taludes artificiais, o processo construtivo é constituído por três etapas principais sucessivas: a escavação, a instalação dos grampos e a estabilização

28

do paramento (Figuras 4 e 5). Em virtude das condições do terreno, a ordem da instalação dos grampos e da estabilização do paramento pode ser invertida.



Figura 4 - Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos mecânicos (Zirlis et al., 1999)



Figura 5 - Construção de estrutura em solo grampeado em escavações com equipamentos manuais (Zirlis et al., 1999)

1. Escavação:

Inicia-se o corte do solo na geometria de projeto. As escavações são realizadas, geralmente, com profundidade variando entre 1m a 2m, em função do tipo de terreno a ser estabilizado. Em geral, os solos capazes de serem grampeados são areias consolidadas, areias úmidas com coesão capilar, argilas adensadas e rochas brandas. No caso de solos arenosos alturas de mais de 2m ou inferiores a 0,5m são raras. Em argilas sobreadensadas, pode-se alcançar profundidades superiores à 2m (Bruce e Jewell, 1987). Para cortes verticais, Gässler (1990), indicou profundidades de cada estágio de escavação em função do tipo de solo (Tabela 3).

Tipo de solo	Incremento de escavação (H _{escav})						
Pedregulho	0,5m (com coesão aparen	te)	1,5m (solo com cimentação)				
Areia	1,2m (medianamente compacta, com coesão aparente)	(comp coesão	1,5m acta, com aparente)	2,0m (com cimentação)			
Silte	1,2m		2,0m (função do teor de umidade)				
Argila	1,5m (normalmente consolidada	a)	2,5m (sobreadensada)				

Tabela 3 - Altura das etapas de escavação (Gässler, 1990)

Durante as etapas de escavação, o solo deve se manter estável. Assim como em outras técnicas, como terra armada, a execução de uma estrutura em solo-grampeado envolve uma fase crítica durante o processo executivo que corresponde a uma instabilidade local (função da altura de solo a ser escavada). Se o solo não se sustentar além de um curto período de tempo, sua face recém escavada deve ser estabilizada imediatamente.

Onde possível, é recomendado inclinar a face do talude; com isto se reduz consideravelmente a armadura do reforço (Dringenberg e Craizer, 1992). Lima Filho (2000) recomenda uma leve inclinação (5° a 10°) do paramento, em relação à vertical, para obter-se um ganho na estabilidade geral do conjunto na fase construtiva.

2. Colocação dos grampos:

Introdução de grampos na horizontal ou inclinados no solo a ser reforçado (em geral de 5[°] a 20[°] com a horizontal). A Figura 6 mostra diferentes configurações para a extremidade dos grampos.

Os grampos são geralmente feitos de aço, destinado a concreto armado, CA-50 ou St 85-105, DYWIDAG, de 16mm a 32mm (Tabela 4). Na Europa, os

grampos mais utilizados são feitos de aço tipo DYWIDAG ou GEWI (Tabela 5). Grampos com numeração comercial são utilizados na América do Norte (Tabela 6).

Tipo de Aço	Tipo de Seção	φ _{aço} (mm)		
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32		
Dywidag ST 75/105				
CA 50	Plena	25/32		
	Reduzida com rosca	25/32		
Rocsolo ST 75/85	Plena	22/25/28/38/41		

Tabela 4 - Tipos de aços utilizados no Brasil (Ortigão e Sayão, 1999)

Tabela 5 - Dimensões e propriedades típicas de grampos injetados em obras na Europa (Bruce e Jewell, 1987)

	φ _{aço} (mm)	Tensão mínima de escoamento (N/mm ²)	Tensão limite de escoamento (N/mm ²)
DYWIDAG	26,5 32,0 36,0	835	1030
DYWIDAG	26,5 32,0 36,0	1080	1230
GEWI	22,0 25,0 28,0 40,0	420	500

Tabela 6 - Dimensões e propriedades típicas de grampos injetados em obras na América do Norte (Bruce e Jewell, 1987)

Número de	φa	ф _{асо}				
designação da barra	Polegadas (inches)	mm	Fest elli ky/lii			
5	0,63	15,9	1,55			
6	0,75	19,1	2,24			
7	0,88	22,2	3,05			
8*	1,00	25,4	3,98			
9*	1,13	28,7	5,07			
10 [*]	1,25	31,8	6,41			
11*	1,38	35,0	7,92			
14 [*]	1,75	44,5	11,4			
18 [*]	2,26	57,2	20,3			

Tensão mínima de escoamento=415N/mm²

* Mais utilizados



Figura 6 - Detalhe da cabeça dos grampos: (a) $\phi_{a_{co}} \ge 20$ mm; (b) $\phi_{a_{co}} < 20$ mm; (c) extremidade embutida no terreno (Ortigão e Sayão, 1999); (d) com bloco de proteção; (e) extremidade embutida sem placa metálica (Ingold, 2000)

Outros materiais, como fibra de vidro, têm sido utilizados como elemento de reforço. Estes não estão submetidos à corrosão e, conseqüentemente não requerem cuidados especiais em estruturas permanentes. As vantagens promovidas por suas propriedades são a elevada tensão de escoamento e o baixo peso específico. O módulo de elasticidade da fibra de vidro é 1/4 ou 1/5 do módulo obtido para o aço.

As técnicas mais comuns utilizadas para a instalação dos grampos são:

Grampos Injetados:

São posicionados no maciço através da execução de um pré-furo (em geral de 70 a 120mm de diâmetro) e posterior injeção do grampo adicionando nata de cimento (relação água-cimento em torno de 0,4 a 0,5 : 1,0) ou argamassa na perfuração preexistente. A calda de injeção deverá atender ao projeto, não contendo cimentos agressivos aos grampos. Como fluido de perfuração e limpeza do furo, poderá ser utilizado água, ar, ou nenhum deles em se optando por trados helicoidais. O sistema mais comum é aquele com a utilização do ar comprimido, que também será utilizado no concreto projetado. A depender da profundidade do furo, diâmetro e área de trabalho, pode-se optar por perfuratrizes tipo sonda, "crawlair", "wagon drill", ou até martelos manuais (Zirlis e Pitta, 1992).

Se o material fixado no furo for constituído de barras de aço, estes deverão receber tratamento anticorrosivo (resinas epóxicas ou pintura eletrolítica). No caso da utilização de barras de plástico reforçadas por fibras, não há necessidade de tal procedimento pois este material é imune à corrosão. Ao longo das barras são dispostos elementos centralizadores evitando o contato do elemento de reforço com o solo. O elemento de reforço deve estar centrado e com recobrimento totalmente seguro

É possível o uso de grampos de diversos comprimentos e em praticamente qualquer tipo de solo. De fato, esta é uma técnica possível para grampos longos e em solos onde os grampos cravados (descritos a seguir) não podem ser executados.

O tipo de instalação por grampos injetados é a mais comum no Brasil. Na França, em 1989, mais da metade das obras em solo-grampeado foram realizadas desta forma.

Grampos Cravados:

Consiste na cravação por percussão de barras ou tubos metálicos ou perfis metálicos esbeltos com auxílio de martelete, o que leva a um processo de execução muito rápido, mas a resistência ao cisalhamento no contato sologrampo é, em geral pequena, sendo típico valores da ordem de 30 a 40kPa. Em alguns casos pode ser empregado martelete manual no processo de cravação.

O tipo de instalação por cravação não pode ser empregado quando há ocorrência de pedregulhos e é inconveniente no caso das argilas, como as porosas de São Paulo e de Brasília, pois o atrito resultante é muito baixo. Há também limitações no comprimento máximo, da ordem de 6m, em que se pode cravar com eficiência um grampo (Ortigão et al., 1993). Os elementos de reforço apresentam, em geral, comprimentos uniformes.

Os grampos devem apresentar uma certa rigidez, de tal maneira que esforços cisalhantes e momentos fletores não devem ser desprezados (Schlosser, 1982). Determinados cuidados devem ser considerados no aspecto de proteção contra a corrosão. Em geral, a prevenção é feita adotando-se uma espessura adicional nos elementos cravados.

A escolha de qualquer uma das duas técnicas supracitadas envolve não só critérios econômicos, mas também outros fatores técnicos, particularmente, o tipo de solo envolvido no problema, a eficiência dos grampos para os tipos de terrenos envolvidos (ensaios de arrancamento) e a altura de escavação.

Uma técnica alternativa de execução dos grampos foi desenvolvida na França, consistindo na cravação por percussão de um tubo de aço à medida que se injeta nata de cimento através da ponta sob pressão elevada. Os muros assim executados são denominados na França de Hurpinoise, em reconhecimento ao técnico Hurpin que desenvolveu o método (Ortigão e Palmeira, 1992). Este processo demonstra-se mais eficiente em solos granulares a solos coesivos (Gässler, 1990).

Um processo semelhante foi desenvolvido pela firma Dywidag Gmbh, tendo a denominação comercial de "Titan", ainda não disponível no Brasil. Tratase de um tubo de aço ranhurado dispondo de coroa que é introduzido por rotopercussão. Água e ar são empregados como fluido de perfuração. Ao final injeta-se calda de cimento (Ortigão e Palmeira, 1992)

3. Construção de parede no local:

Em geral o revestimento da parede é de concreto projetado com uma malha de tela soldada (Figura 7a). Podem ser utilizados painéis pré-fabricados, em função de aspectos arquitetônicos (Figura 7b). Em taludes com inclinação mais suave (da ordem de 45°), é possível adotar revestimento vegetal (Pinto e Silveira, 2001).



 (a) Revestimento de concreto projetado
(b) Revestimento de concreto projetado com painéis pré-fabricados
Figura 7 - Revestimento da parede de solo grampeado (Ingold, 2000)

A primeira atenção dada à industrialização com o desenvolvimento de componentes pré-fabricados da face foi na França (Clouterre, 1991). Mitchell e Villet (1987) apresentaram uma solução interessante de suporte para abertura de poços circulares, escavados de cima para baixo, através de painéis metálicos com grampos ancorados como mostrado na Figura 8. Casos de utilização de estruturas em solo grampeado com painéis pré-fabricados também foram descritos por Alston e Crowe (1993). Aplicação de placas pré-moldadas de concreto em taludes de solo residual pode ser vista no trabalho de Sigourney (1996), conforme ilustra a Figura 9.

As telas eletrosoldadas tem sido a armação convencional do concreto projetado embora, a partir de 1992, têm-se utilizado alternativamente às telas, fibras metálicas de aço. Estas promovem uma redução da equipe de trabalho e espessura da parede e, conseqüentemente uma economia de 20 a 40% por metro quadrado aplicado (Zirlis et al., 1999). A parede é destinada a evitar a desagregação do solo superficial local e, conseqüentemente, deslocamentos indesejados. A espessura da parede da estrutura dependerá principalmente do layout dos grampos (em alguns casos uma dupla camada de concreto pode ser

aplicada). No Brasil o revestimento comumente utilizado é o concreto projetado com espessura de 10cm sobre tela metálica (tela soldada de aço CA-60) do tipo Q196 ou similar (Lima Filho, 2000).







Figura 9 - Placas pré-moldadas em talude de solo residual (Sigourney, 1996)

No caso do revestimento em concreto projetado, sua aplicação depende do correto dimensionamento das redes de condução de ar, vazão e pressão do compressor e principalmente do ajuste da bomba e da projeção manual (Zirlis e Pitta, 1992). A aplicação do concreto projetado pode ser feita por via úmida ou seca. O usual é por via seca por ser extremamente prático. O trabalho pode ser interrompido e reiniciado sem perda de material e tempo para limpeza do equipamento. A elevada energia de projeção produz uma ótima compactação do concreto que colabora sobremaneira com sua alta resistência, bem como o adensamento da capa superficial do solo com uma eficiente colagem. Maiores detalhes sobre a aplicação do concreto projetado por via úmida e via seca pode ser visto em Zirlis e Pitta (1992), ABMS/ABEF (1999) e Springer (2001).

As fases de escavação, instalação dos grampos e estabilização da face são repetidas até completar a escavação projetada.

Sistemas de drenagem devem ser previstos quando se utiliza a técnica de solo grampeado. A prática usual recomenda a execução dos convencionais serviços de drenagem profunda e de superfície. Estes dispositivos devem ser considerados na fase de projeto, de forma a evitar-se o fluxo interno de água e devem ser instalados antes da construção da parede de concreto.

Como drenagem profunda há drenos subhorizontais profundos de tubos de plásticos drenantes de $1\frac{1}{2}$ " a 2" de diâmetro. São drenos lineares embutidos no maciço em perfurações no solo $2\frac{1}{2}$ " a 4". Seus comprimentos se situam normalmente entre 6 e 18m (Figura 10).



Figura 10 - Drenos subhorizontais profundos (Zirlis et al., 1999)

A drenagem superficial pode ser realizada por drenos atrás e adjacentes ao revestimento de concreto. Podem ser utilizados drenos tipo barbacãs e drenos de paramento. O dreno tipo barbacã é o resultado da escavação de uma cavidade com cerca de 40x40x40cm preenchida com material arenoso e tendo como saída tubo de PVC drenante, partindo de seu interior para fora do revestimento com inclinação descendente (Figura 11). Trata-se de um drenagem pontual.



Figura 11 - Drenagem superficial (adaptado de ABMS/ABEF, 1999)

O dreno de paramento, é o resultado da instalação de calha plástica ondulada revestida por manta geotêxtil numa escavação de 10x30cm, na direção vertical da crista até o pé do talude. Aflora na canaleta do pé, sendo considerado um dreno linear eficiente e recomendável para projeto (Figura 12).





As canaletas de crista (Figura 13) e pé, bem como as escadas de descida d'água são moldadas "in loco" e revestidas por concreto projetado.

Quando aos aspectos executivos discutidos anteriormente, deve-se atentar que boa parte dos problemas verificados em obras de contenção está relacionada com deficiências de drenagem. Tidas geralmente como intervenções auxiliares, as obras de drenagem são tão importantes quanto a estrutura em si. Ainda nesta questão, deve ser feito durante a fase de projeto uma avaliação e determinação das posições e fluxos do lençol freático para o correto ajuste no sistema de drenagem.

Outro problema comum relacionado com as obras de contenção consiste na falta de manutenção. É preciso checar, por exemplo, se as canaletas do sistema de drenagem estão trincadas, se a água está correndo por ali, se há muito sujeira e se os barbacãs estão em bom estado e/ou desobstruídos. Cuidar da proteção natural ou artificial é outro item importante de manutenção. A vegetação, por exemplo, protege a superfície do terreno contra a erosão e dificulta a penetração de águas pluviais no solo. Por isso, deve ser bem cuidada.



Figura 13 - Canaletas de crista em estruturas de solo grampeado (Ingold, 2000)

É conveniente também executar uma pequena ficha, com o próprio paramento, abaixo do nível final da escavação, evitando a possibilidade de carreamento de finos por ação de infiltração de água, mantendo o solo confinado atrás do paramento, garantindo assim a estabilidade no pé do talude em solo grampeado. A profundidade da ficha (f) depende essencialmente da qualidade do terreno bem como da geometria do paramento. Para efeito de projeto, podese adotar f=0,20m para alteração de rocha e f=0,40m para solos em geral (Lima Filho, 2000).

Não existe até o presente momento normalização brasileira que regulamente o controle de execução de estruturas em solo grampeado. Dias (1992) apresenta uma sugestão de procedimentos básicos para a execução de estabilização de taludes com solo grampeado, estruturado nos moldes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), com a finalidade de investigar a elaboração de uma futura norma sobre o assunto. O manual técnico publicado pela GeoRio (Ortigão e Sayão, 1999) sugere inúmeras recomendações para projetos em solo grampeado. Outras recomendações foram publicadas nos trabalhos de Springer (2001) e Gerscovich et al. (2002).

40

2.1.1.4. Aplicação da técnica no exterior

A primeira construção na França foi realizada em Versalhes 1972/73. Consistiu numa estrutura temporária com alta densidade de grampos curtos, com comprimentos de 4 a 6m (L/H=0,35). O solo era constituído de arenito de Fontainbleau (ϕ '=33° e 40° e c'=20kPa). O espaçamento entre grampos foi de 70cm. Os reforços foram injetados em furos de cerca de 100mm de diâmetro em talude de 70° de inclinação (Figura 14). As maiores estruturas em solo grampeado neste país foram realizadas em Montpellier (em 1985) e na construção da linha do trem de grande velocidade TGV (em 1990). As figuras 15a e 15b ilustram estas obras.



Figura 14 - Primeira estrutura em solo grampeado na França (Clouterre, 1991)

Em 1972, nos Estados Unidos, foi realizada escavação de 13,7m de profundidade, gerando 2.140m² de talude vertical a ser contido. O solo era caracterizado por sedimentos medianamente compactos a compactos de areia fina e silte (ϕ '=36° e 40° e c'=20kPa). Uma vez que esta foi a primeira obra deste tipo a ser realizada no país, um grande número de instrumentação e estudos foram executados (Zirlis e Pitta, 1992).

O primeiro experimento em grande escala na Alemanha (Stocker et al., 1979) foi uma construção usando grampos injetados que foram carregados até a ruptura por uma sobrecarga no topo da parede da estrutura. O desenvolvimento da técnica neste país tem sido liderada pelo especialista Karl Bauer em associação com o "Institut fur Bodenmechanik und Felsmechanik" (IBF), da Universidade de Karlsruhe, com o suporte financeiro do Ministério Federal de Pesquisa e Tecnologia. Em quatro anos de programa, com início em 1975, oito programas de instrumentação de obras em solo grampeado foram realizados e analisados (Stocker et al., 1979). Em 1981, mais de 20 projetos foram desenvolvidos com sucesso, confirmando a viabilidade técnica e econômica de estruturas em solo grampeado (Gässler e Gudehus, 1981). Gässler (1990) relatou a execução de obras em solo grampeado com 23m de altura.



Figura 15 - Recorde de altura em estruturas grampeadas na França (Ortigão e Palmeira, 1992)

Shen et al. (1981) relataram a execução de inúmeras obras em solo grampeado, a partir de 1976, em diversas condições de solo no oeste do Canadá. Resultados de programação de pesquisa e monitoramento de uma estrutura em solo grampeado, incluindo ensaios em centrífuga, modelagem numérica e instrumentação de campo foram publicados no seu trabalho.

O solo grampeado é atualmente, uma técnica bastante difundida no continente Asiático, especialmente no Japão. Powell e Watkins (1990) demonstraram a eficiência da técnica de solo grampeado em diversas obras em Hong Kong. Os casos estudados mostraram que a técnica oferece-se ser economicamente viável na estabilização de taludes naturais, nos quais os grampos podem ser instalados sem grandes perturbações no solo. Em Hong Kong, esta técnica tem sido utilizada com bastante freqüência para os casos citados.

42

Barley (1993) reportou sete casos de obras em solo grampeado realizadas na Grã-Bretanha, entre os anos de 1985 e 1991. A técnica foi utilizada para a estabilização de taludes naturais ou resultantes de processo de escavação. Hall (1995) relatou aspectos positivos nas construções de estruturas em solo grampeado no que diz respeito ao prazo e ao custo da obra.

Um coletânea com os parâmetros de projetos utilizados em obras de estruturas em solo grampeado a nível internacional é fornecida na Tabela 7.

Tabela 7 - Parâmetros típicos de maciços grampeados em obras internacionais (Ortigão e Palmeira, 1992; Unterreiner et al., 1995; Bruce e Jewell, 1986 e 1987; Shiu et al., 1997 Abramson et al., 1996)

	Talu	ude		Grampo						
Tipo de material	β	altura	L	ф _{аçо}	ф _{furo}	α	Sh	Sv	h _{parede}	
	graus	m	m	mm	mm	graus	m	m	mm	
Silte arenoso	80	13,0	6 e 8	25 e 28	-	-	1,00	2,00	100	
Areia siltosa	80	8,0	12	20	75	-	1,50	1,00	150	
	90	5,6 a 11,6	5,5 a 7	25,2 e 30,3	64 e 76	-	0,70	0,70	50 a 100	
Arenoso	90	7	6 a 8	30 a 40	-	-	1,15	1,00	100	
	90	12	6	25,2	64	-	0,70	0,70	250	
	70	21,6	6	14	100	20	0,70	0,70	80	
Aterro/areia aluvionar/argila	90	12	6	28	crav.	20	0,70	0,70	-	
Sedimentos de areia fina e silte	90	11,6	7 e 8,5	25 e 38	100	-	1,22	1,53	50	
Xisto intemperizado	80	16,5	9	32	56	-	2,00	1,00	100	
Silte aluvionar/arenoso/ blocos de rocha	90	9,1	7	30	127	-	1,22	1,22	200	
	90	12	6	28	49	-	0,70	0,70	-	
Areia Aluvionar	90	11	6	25,2	64	-	0,70	0,70	-	
Residual	80	13,5	6 a 11	32	100	10	1,00	1,50	100	
Xisto intemperizado/ Siltito	75	12,3	9	30	114	-	1,52	1,52	150	

2.1.1.5. Aplicação da técnica no Brasil

No Brasil, que tem um solo muito apropriado para aplicação do método, já foram executadas muitas obras deste porte. Em 1966, a empresa Ródio

43

Perfurações e Consolidações, aplicou concreto projetado e tela metálica para estabilização de taludes na barragem de Xavantes. Em 1970, a SABESP utilizou, na construção do túnel de adução do Sistema Cantareira em São Paulo, o método NATM (Figura 16). Na estabilização do talude do emboque, empregaram-se chumbadores curtos, tela metálica e concreto projetado, aproveitando o sistema utilizado na construção de túneis (Zirlis et al., 1999). A partir de 1972, nos túneis e taludes da Rodovia dos Imigrantes foram aplicadas contenções com chumbadores, perfurados e injetados com calda ou somente cravados a percussão além de, reticulados de micro-estacas.



Figura 16 - Contenção de taludes de emboques em 1970; (a) corte; (b) vista (Ortigão e Sayão, 1999)

Desde 1976 estruturas de solo grampeado de até 12m vêm sendo construídas em São Paulo, com grampos executados em concreto moldado "in loco" e a face de elementos pré-moldados, com denominação comercial de Rimobloco (Ortigão e Palmeira, 1992).

Em Niterói, RJ, foi executado em 1984 um corte de 35m de altura (Figura 17) em solo saprolítico de gnaisse. A contenção de escavação, em solo grampeado, foi necessária para a implantação de uma edificação no local. A parte inferior do corte, com altura até 18m, foi estabilizada com tirantes. A parte superior, com altura de 17m e inclinação de 75°, foi grampeada com barras de 6 e 9m de comprimento e 25mm de diâmetro, injetadas com calda de cimento em furos de 90mm (Ortigão et al., 1992; Ortigão e Sayão, 1999).

Ortigão et al. (1992) relataram a estabilização de talude de filito bastante alterado, com 26m de altura e 75° de inclinação, sob a fundação de viaduto ferroviário. Foram adotados grampos de 75mm de diâmetro, armados com barra de aço de 25mm e injetados com calda de cimento sem pressão. A parede de concreto projetado teve espessura de 50mm (Figura 18).



Figura 17 - Contenção de escavação em solo residual, Niterói, RJ (Ortigão e Sayão, 1999)



Figura 18 - Contenção de talude sob a fundação de viaduto ferroviário (Ortigão e Sayão, 1999)

Zirlis e Pitta (1992) descreveram 8 casos de obras permanentes em solo grampeado em taludes resultantes de processo de escavação e em taludes naturais. Em todos os casos foram previstos sistemas de drenagem superficial (canaletas, caixas de passagem e barbacãs) e, eventualmente, drenos subhorizontais profundos. Na maioria dos casos descritos a estrutura em solo grampeado foi concebida de forma empírica. A Figura 19 ilustra alguns dos casos descritos.

Ainda em 1992 foi realizada a primeira experiência em solo grampeado da GeoRio de caráter exclusivamente experimental (Ortigão et al., 1992; Ortigão e Sayão, 1999). Naquela situação foi realizada uma contenção em solo grampeado com 5m de altura no Morro da Formiga (Figura 20).







Figura 20 - Muro experimental no Morro da Formiga (Ortigão e Sayão, 1999)

A experiência da GeoRio está resumida em Ortigão e Sayão (1999). A Figura 21 ilustra, em planta e seção, a primeira obra projetada e executada por este orgão. A obra, realizada em 1996, constituiu-se em 2.500m² de estabilização com solo grampeado em uma encosta da avenida Automóvel Clube. Os grampos tiveram comprimentos de 6 e 4m, com barras de aço de 25mm de diâmetro.



Figura 21 - Solo grampeado, Av. Automóvel Clube (Ortigão e Sayão, 1999)

O histórico do desenvolvimento de solo grampeado no Brasil no período 1970 a 1994 foi publicado por Ortigão et al. (1993 e 1995). Grande parte da experiência nacional em solo grampeado no período entre 1983 e 1996 foi publicada em ABMS/ABEF (1999). Este trabalho apresentou um banco de dados de parâmetros geotécnicos utilizados em 60 obras de estruturas permanentes em solo grampeado. Em 18 casos foi utilizada uma rotina de cálculo e houve somente um caso instrumentado.

Várias obras de contenção com solo grampeado foram executadas em encostas da Linha Amarela (RJ), construída entre 1995 e 1997. Pinto e Silveira (2001) apresentam as principais soluções de contenções aplicadas no Lote 2, dentre as quais, 9.380m² de construção em solo grampeado. Neste caso, a solução foi utilizada para a contenção de taludes de corte, onde o mesmo atingiu 42m de altura em zona de colúvio, solo residual e rocha alterada (Figura 22). Em muitos casos, esta solução substituiu a cortina atirantada, sobretudo quando não existam restrições de deformação na crista do talude. O solo grampeado, por

47

não ter barras protendidas, não inibe as deformações do terreno do mesmo modo que as cortinas atirantadas.



Figura 22 - Solo grampeado em encosta da Linha Amarela - RJ (Ortigão e Sayão, 1999)

Mais recentemente, Reis e Costa (2001) aplicaram a técnica de solo grampeado para contenção no pé de alguns taludes, devido a algumas instabilizações localizadas, na obra de implantação do metrô-DF. Azambuja et al. (2001) relataram o desenvolvimento de um projeto de um sistema de contenção em solo grampeado em Porto Alegre (RS).

Diversos projetos em solo grampeado com revestimento vegetal foram publicados por Gotlieb e Alonso (1997). O trabalho apresentou uma solução de estabilização economicamente mais competitiva, substituindo o revestimento de concreto projetado por vegetação rasteira.

Um resumo com os parâmetros de projetos utilizados em obras nacionais está ilustrado na Tabela 8.

	Tal	ude	Grampo						
Tipo de material	β	altura	L	ф _{аço}	φ _{furo}	α	Sh	Sv	h _{parede}
	graus	m	m	mm	mm	graus	m	m	mm
Aterro Arenoso	90	3,9	2 a 4	20	90	-	1,00	1,50	100
Aterro Arenoso	90	8,0	2,5	25	75	-	1,30	1,50	80
Aterro Arenoso	90	3 a 5	3 a 6	25	75	-	1,20	1,20	80
Aterro	75	6,5	7,5 a 10,5	25	75	15	2,00	1,50	100
Areia fina e silte	90	11,3	7 e 8,5	25 ou 38	100	15	1,22	1,53	100
Sed.Arenoso/Argiloso	70	7,5	6	20	75	20	1,50	1,50	70
Sedimento	82	14,0	8	20	75	8	1,80	1,80	90
Silte Arenoso	75	12,5	3,6 a 7	20	75	15	2,00	1,50	100
Silte	60	7 a 16	6 a 10	25	75	30	1,50	1,50	100
Colúvio/Residual/		12	1609	25			2.00	2 00	100
Rocha alterada	-	42	4,668	25	-	-	2,00	2,00	100
Solo argiloso com pouco quartzo (massapê)	60	24,0	6 a 12	25	90	30	1,50	2,00	60
	90	11	3 a 12	20	100	-	1,25 a 2,00	1,25 a 2,00	120
	55	25,0	4	25	75	35	2,00	1,50	70
	75	17,0	6 e 9	25	90	15	1,50	1,50	150
	50	18,5	5	20	75	-	2,00	2,00	50
	60	12,4	5	20	75	30	2,00	2,00	50
	60	12,0	8,5	25	75	30	2,50	2,00	70
	60	15,0	7	20	75	30	2,50	2,50	50
	75	9,0	5	25	50	15	1,50	1,50	100
	70	10,7	4	25	75	20	1,50	0,80	100
Residual	70	11,1	6	25	75	20	2,00	2,00	70
roolddar	75	10,0	4	16	75	15	2,00	1,50	60
	60	6,0	3	20	75	30	1,50	1,50	70
	80	10,0	5,5	20	75	10	2,00	1,50	50
	75	11,5	5,5	20	75	15	2,00	1,50	100
	90	8,5	6	20	75	-	1,50	1,50	100
	70	8,0	5,5	20	75	20	1,50	1,50	70
	70	8,0	4	20	75	20	2,00	1,50	70
	90	6,0	6	25	100	-	1,30	1,50	100
	90	4,0	3	20	100	-	1,50	2,00	70
	90	4,0	3	20	100	-	1,50	2,00	70
	65	6,0	7	20	100	25	1,20	1,20	100

Tabela 8 - Parâmetros típicos de maciços grampeados em obras nacionais (ABMS/ABEF, 1999; Springer, 2001; Azambuja et al., 2001; Pinto e Silveira, 2001)

2.1.1.6. Vantagens e limitações do solo grampeado

São descritas a seguir as principais vantagens e limitação da utilização da técnica em solo grampeado. Entre os fatores que possibilitaram o desenvolvimento desta técnica nas últimas três décadas, pode-se citar:

- 1. Baixo custo. Em escavações de cerca de 10m de profundidade chega-se de 10% a 30% de economia em relação a cortinas atirantadas (Bruce e Jewell, 1986). Dringenberg e Craizer (1992), mostram uma redução, em torno de 20% nos custos, relativamente a outras modalidades de contenção. Estruturas em solo grampeado demonstram ser bastante atraentes, principalmente como estruturas com limitação de altura ou onde pode se combinar a técnica com outro tipo de contenção (Myles, 1995). Em comparação com a técnica de micro-estacas em solos homogêneos granulares, a técnica de solo grampeado demonstra ser mais econômica. Bruce e Jewell (1986) concluem que para uma mesma geometria do talude, para este tipo de solo, a densidade de inclusões horizontais (grampos horizontais) é bem mais reduzida que às verticais (micro-estacas). Comparações com a técnica de solo reforçado demonstram que estruturas em solo grampeado podem apresentar custos menores (Ingold, 1995). Tozatto (2000) e Tozatto et al. (2001), em estudos de estruturas de contenção de baixa altura (H=3m), apontam a solução em solo grampeado, entre sete soluções de estabilização, como sendo bastante atraente, perdendo apenas da solução de muro de gravidade em solo-cimento;
- 2. Adaptabilidade às condições locais (adaptação na maioria das condições de solo apresentadas) devido à utilização de equipamentos de pequeno e médio porte que permitem a execução desta técnica em locais de difícil acesso. Equipamento necessário para a execução relativamente leve e pequeno, permitindo mobilidade e acesso em áreas problemáticas. Em grampos injetados, as perfurações são realizadas com equipamentos pesando entre 50 e 1000 kgf (Zirlis e Pitta, 1992);
- Flexibilidade. Estruturas em solo grampeado são flexíveis e compactas deste modo, é esperado que tenham alta resistência a esforços dinâmicos. conseqüentemente, esta técnica demonstra-se ser bastante interessante em regiões sujeitas a terremotos (Shen et al., 1981);

- 4. Redução da quantidade de equipamentos e materiais de construção. A construção de uma estrutura de solo grampeado requer o uso de equipamentos leves de construção : uma máquina para escavação de terra, uma máquina perfuradora e equipamento de injeção ou um outro equipamento que realize as duas etapas simultaneamente Deve-se fazer uma bancada para o posicionamento do equipamento de perfuração/cravação de pelo menos 6m de comprimento (Bruce e Jewell, 1987);
- Rápida construção pois o trabalho é realizado simultaneamente à escavação;
- 6. Adaptação fácil a solos heterogêneos. Apesar da maioria das pesquisas levarem a execução da técnica em solos homogêneos, uma estrutura em solo grampeado pode ser levada a solos heterogêneos, observando-se que a densidade, espaçamento, orientação e comprimento dos grampos irá variar conforme a resistência do solo encontrada;
- Bom desempenho no reforço de taludes em solos residuais (Sigourney, 1996; Feijó e Erhlich, 2001; Pinto e Silveira, 2001; Tozatto et al., 2001);
- 8. Possibilidade de ajuste de projeto com o avanço das escavações em virtude do reconhecimento do material revelado durante o processo de escavação. O sistema de solo grampeado permite a revisão do projeto enquanto se avança com as escavações podendo-se desta maneira, a realização de novas investigações de campo e ensaios de laboratório como forma de avaliar parâmetros de projeto previamente empregados, caso haja necessidade. Essa dinâmica do projeto em meio à obra é, talvez, um dos grandes méritos dos sistemas de contenção em solo grampeado (Azambuja et al., 2001);

Por outro lado, solo grampeado apresenta certas desvantagens, tais como :

 Movimentações lateral e vertical inerentes à natureza da técnica. Deslocamentos laterais e verticais constituem uma limitação que é particularmente importante em áreas urbanas devido à presença de estruturas vizinhas (em geral este limite é de 0,30%H a 0,35%H). Em casos onde estas estruturas existentes não aceitam estas distorções, o projeto pode incluir ancoragens pré-tencionadas no topo do talude em solo grampeado. Deve-se medir os deslocamentos em todas fases de construção e os manter dentro dos limites de tolerância pré-definidos;

- Uso limitado em solos que não apresentam nível d'água ou que são protegidos pela redução do mesmo. Neste caso, o rebaixamento do NA é permanente para proteger a estrutura contra poropressões;
- 3. Uso pode ser dificultado ou delicado em certas condições de solo: areias sem qualquer coesão aparente, solos contaminados com bolsões de água, solos contaminados com uma alta quantidade de argilas onde o teor de umidade poderia aumentar depois da construção. Um decréscimo nos valores de resistência ao atrito na interface solo-grampo pode se tornar evidente se, depois da construção, o solo se tornar saturado (Schlosser e Unterreiner, 1990). Em solos não-coesivos, não é possível garantir a estabilidade de escavações verticais. Certas precauções devem ser tomadas onde solos argilosos são encontrados para prevenir o ingresso de água, que acarretará uma perda da resistência do solo e conseqüentemente uma significativa redução do atrito solo/grampo. A eficácia do solo grampeado pode não ser comprovada em solos coesivos com limite de liquidez (LL) maiores que 20% que podem ser suscetíveis a "creep". Qualquer tipo de solo com N(SPT) menor que 10 devem ser evitados. Qualquer solo poroso com fluxo d'água pelos seus vazios deve ser evitado também (Sigourney, 1996);
- 4. Considerando tanto estruturas temporárias e permanentes, particular atenção deve ser dada ao tempo de duração que os grampos serão utilizados em solos corrosivos (ambientes agressivos) e para movimentos a longo prazo na estrutura, particularmente causados pelo fenômeno de "creep" em argilas. Em argilas muito moles não se indica este tipo de solução por causa de possíveis movimentações associadas ao fenômeno de fluência (Abramson et al., 1996);

2.1.1.7. Comparação com outros sistemas de estabilização

solo grampeado x micro-estacas

O sistema de reforço por micro-estacas consiste na criação de um bloco monolítico rígido de solo reforçado, o qual se estende até uma determinada profundidade abaixo da superfície de ruptura. O sistema consiste num conjunto de estacas de pequeno diâmetro com inclinações variadas introduzidas no solo a fim de introduzir no terreno um massa de solo reforçada a qual suporta a zona sem reforço semelhante ao mecanismo do muro de peso (Bruce e Jewell, 1986). A principal diferença entre os dois sistemas está no fato de que o comportamento das micro-estacas é significativamente influenciado pelo arranjo geométrico dos reforços (Figura 23).



Figura 23 - Comparação entre solo-grampeado e estaca-raíz (Mitchell e Villet, 1987)

solo grampeado x terra armada

Uma comparação entre as duas técnicas mostra grandes similaridades na geometria, no comportamento global e em algumas premissas de projeto, mas também indicam algumas importantes diferenças.

Solo grampeado é uma técnica de reforço "in situ" do solo, onde a estrutura em solo grampeado é construída por escavações em sucessivas etapas. Terra armada é uma técnica de reforço de reaterros, onde a estrutura reforçada é construída por preenchimento, em sucessivas fases de baixo para cima. Desta maneira existem diferenças entre as duas técnicas no desenvolvimento dos deslocamentos e deformações, assim como, nas tensões desenvolvidas dentro do solo para a mesma geometria dos reforços.

Durante as sucessivas fases de escavação, o solo grampeado (atrás da parede) é sujeito a descompressão lateral e a recalques. Como resultado, no final da construção um leve desaprumo da face ocorre e os deslocamentos horizontais e verticais são, em geral, máximos no topo da escavação. Ao contrário, em paredes de terra armada, os deslocamentos laterais no pé da parede aumentam durante as sucessivas fases de reaterro devido à descompressão das camadas inferiores causada pelo peso do solo. O resultado é que, durante a construção, pequenas deformações ocorrem na bases da

estrutura onde os deslocamentos horizontais serão máximos. A Figura 24 ilustra o posicionamento distinto das deformações máximas nas duas estruturas.



solo grampeado

terra armada

Figura 24 - Deslocamentos horizontais máximos em estruturas de solo grampeado e terra armada (Springer, 2001)

Com relação à rigidez dos reforços, em estruturas em solo grampeado, os elementos de reforço podem resistir a esforços de tração, assim como, a momentos fletores. A capacidade para resistir a momentos fletores dependerá da rigidez do grampo a qual geralmente é maior em grampos injetados do que em grampos cravados. A mobilização dos momentos fletores e esforços cisalhantes nas barras dependem de alguns parâmetros: rigidez do elemento de reforço (grampo), deformações e deslocamentos na massa de solo reforçada, orientação dos grampos, fator de segurança da parede considerando a ruptura. Ao contrário, na terra armada, as tiras de reforço são completamente flexíveis e opõe-se apenas à esforços de tração (Schlosser, 1982; Bastick, 1990).

Com relação à natureza do solo, em reforços com terra armada, o tipo de solo do reaterro é um solo granular, homogêneo, com predominância de partículas de diâmetro reduzido. Em relação ao teor de umidade, este é mantido controlado e com valores relativamente baixos. Ao contrário, em paredes de solo grampeado, o solo é aquele do terreno natural. Muitas vezes são heterogêneos, apresentando teor de umidade elevado (Schlosser, 1982).

Em solos finos (argilas e siltes) o teor de umidade é um parâmetro importante de projeto. Quando o solo está saturado, o atrito solo-grampo é

devido, exclusivamente, a resistência não drenada a qual é geralmente insuficiente para combater os esforços de tração do reforço. conseqüentemente, solos argilosos e siltes são, em geral, inadequados para a elaboração de estruturas em solo grampeado (Schlosser, 1982).

Com relação às similaridades entre as duas técnicas, deve-se citar:

 Elemento de reforço é introduzido no solo sem pré-tensão; as forças desenvolvidas no reforços surgem quando da ocorrência de deformações no solo;

 As forças desenvolvidas nos reforços são sustentadas pelo atrito entre o solo e o elemento de reforço;

A face de ambas as estruturas – concreto projetado (solo grampeado)
e elementos pré-fabricados (terra armada) – não apresentam função estrutural alguma;

Estruturas em solo grampeado e terra armada são sistemas que são consistentes e flexíveis. Por esta razão, eles oferecem vantagens em oposição a grandes deformações e em observações de campo após terremotos sobre estruturas de solo grampeado e em terra armada. Em ambas as estruturas, verifica-se uma alta resistência das mesmas em relação a esforços dinâmicos (efeitos sísmicos) (Choukeir et al., 1997; Jones, 1998; Tufenkjian e Vucetic, 1992);

solo grampeado x cortina atirantada

Pode-se citar algumas comparações entre as duas técnicas, tais como:

 As ancoragens são tencionadas após a sua instalação no terreno e idealmente previnem qualquer movimento que ocorra na estrutura. Em contraste, estruturas em solo grampeado não são pré-tensionadas e requerem uma pequena deformação no solo para trabalharem. Sendo assim, os mecanismos de transferência de carga também apresentam diferenças marcantes, conforme mostra a Figura 25. Basicamente, os grampos são intervenções com um trabalho inicial passivo, enquanto os tirantes começam a trabalhar ativamente. Ao contrário do preconizado na teoria clássica de empuxos de terra, os termos "ativo" e "passivo" referem-se à forma de mobilização dos esforços nos grampos.

• Os grampos estão em contato com o terreno em todo o seu comprimento (tipicamente de 3 a 10m) enquanto que as ancoragens transferem a carga ao longo de uma parcela de comprimento tendo uma

outra parcela fixa. Uma conseqüência disso é a distribuição de tensões nos grampos e tirantes;

• A densidade dos grampos é tipicamente mais elevada (1 grampo a cada $0,5 a 5m^2$);

• Cargas elevadas devem ser aplicadas nos tirantes durante a execução dos mesmos, sendo assim, há uma necessidade em alguns casos, da colocação de placas de ancoragens para evitar o puncionamento dos mesmos. Nos grampos são colocados, eventualmente, pequenos suportes apenas (placas metálicas);

• Os tirantes tendem a ser mais longos (15 a 45m) e deste modo, necessitam de equipamentos mais pesados e instalação em larga escala;

De certo modo, a cortina atirantada apresenta um maior grau de • confiabilidade em função da fixação de critérios para execução e controle através de ensaios aos quais os tirantes devem obedecer (NBR 5629/96). No caso de solo grampeado, raríssimas vezes os chumbadores são testados e quando o são o número de ensaios é pouco significativo ou até insignificante em relação a área contida (Falconi e Alonso, 1996);





cortina atirantada

Figura 25 - Mecanismos de transferência de carga (Springer, 2001)

2.1.1.8. Estruturas mistas

Estruturas mistas são estruturas de contenção nas quais o reforço do solo "in situ" combina a técnica de solo grampeado com outros métodos de



contenção (cortina atirantada, muros de peso, terra armada, sistemas de contraventamento, etc.). A Figura 26 ilustra alguns exemplos típicos.

Em geral, o objetivo de uma estrutura mista é limitar os deslocamentos laterais da estrutura ou prevenir problemas de instabilidade em estruturas de altura elevada. Podem ser utilizadas para se obter fases de escavação elevadas ou quando se confronta com problemas de instabilidade devido a presença de fluxo d'água.

2.1.1.9. Ensaios de arrancamento

Um dos mais importantes parâmetros em projetos de estruturas em solo grampeado é a resistência ao atrito no contato solo-grampo (q_s). Para um dado solo e um dado grampo, q_s é função das propriedades do solo, do grampo e da solo-grampo (Schlosser е Unterreiner, 1990). È obtido interface experimentalmente em ensaio de arrancamento ("pull out test"), esquematizado na Figura 27. Os fatores que podem influenciar os valores de q_s são: as características do terreno e o tipo de tecnologia empregada no processo executivo (propriedades do grampo, método de perfuração e de limpeza do furo, características da calda de cimento e o emprego de aditivos).

O ensaio de arrancamento deve ser realizado durante a obra em pelo menos dois grampos ou em 1% dos grampos para que sejam confirmados os valores especificados em projeto (Ortigão e Sayão, 1999).

O valor de atrito unitário q_s (kPa), relacionado ao deslocamento da extremidade externa do grampo, é definido no ensaio de arrancamento, por:

$$q_{s} = \frac{T_{N}}{\boldsymbol{p}.\boldsymbol{f}_{furo}.L_{a}}$$
 eq.(1)

onde: q_s =atrito lateral unitário; T_N =força normal máxima (carga que leva o grampo a ruptura por atrito com o solo); ϕ_{furo} =diâmetro do furo; L_a =comprimento injetado do grampo.

Maiores detalhes sobre o procedimento do ensaio pode ser visto em Falconi e Alonso (1996 e 1997) e Ortigão e Sayão (1999).

Feijó e Erhlich (2001) apresentaram resultados de ensaios de arrancamento em grampos injetados com calda de cimento em solos tropicais no Município do Rio de Janeiro. Foram efetuados ensaios em solos residuais jovens e maduros de biotita-gnaisse e gnaisse leptinítico. Grampos com diferentes comprimentos foram estudados e buscou-se verificar, dentre outros fatores, cargas de ruptura, mecanismos de colapso e a distribuição de tensões ao longo

do comprimento dos grampos. Os resultados médios (q_s) dos ensaios variaram de 145kPa a 295kPa para grampos de 3m e de 185kPa a 205kPa para grampos de 6m no solo residual de biotita-gnaisse e de 108kPa a 248kPa, para os grampos de 3m, e de 95kPa a 190kPa para os grampos de 6m, no solo residual de gnaisse leptinítico. Segundo os autores os valores de resistência unitária variaram com o tipo de solo. Em análises com o mesmo tipo de solo, os valores de q_s obtidos foram praticamente constantes para os grampos de 3m e 6m. Dessa forma, considerando-se um mesmo material, podem-se extrapolar os resultados obtidos em grampos curtos para grampos longos, pelo menos entre os limites de comprimentos dos grampos apresentados no trabalho (3 e 6m).



Figura 27 - Ensaio de arrancamento (Ortigão e Sayão, 1999)

Resultados de ensaios de arrancamento obtidos por Azambuja et al. (2001) forneceram valores de q_s entre 204kPa e 260kPa. Valores médios em três ensaios realizados em contenções na Linha Amarela – RJ indicaram valores de 257kPa e 280kPa (Pinto e Silveira, 2001).

Na fase preliminar da obra pode se estimar o valor de q_s por correlações empíricas.

Ortigão (1997) apresentou ensaios de arrancamento em grampos injetados no Rio de Janeiro, São Paulo e Brasília. Os grampos foram executados em furos com diâmetro (ϕ_{furo}) entre 75 e 150mm com injeção de calda de cimento
sem pressão. A dispersão dos resultados apresentados foi grande, função dos diferentes procedimentos empregados por vários executores dos grampos. Como estimativa preliminar de q_s para aplicação em projetos Ortigão (1997) sugere a seguinte correlação: q_s (kPa)=50 + 7,5 N(SPT), onde N(SPT) equivale ao número de golpes do ensaio SPT.

Ortigão et al. (1997) analisaram os ensaios relatados por Ortigão (1997) e sugeriram a correlação apresentada na Figura 28. Dois pontos adicionais, correspondentes a ensaios recentes realizados pela GeoRio (Ortigão e Sayão, 1999), foram adicionados. Tais pontos plotam bem abaixo da correlação proposta.



Figura 28 - Correlações empíricas para q_s (Ortigão e Sayão, 1999)

Clouterre (1991) apresenta uma correlação de q_s com a pressão limite do pressiômetro de Ménard (P_L), para solos arenosos e argilosos (Figuras 29 e 30). Embora introduzidos valores de N(SPT), estas correlações têm pouco utilidade no Brasil onde raramente são realizados ensaios pressiométricos.



Figura 29 - Correlação entre q_s e P_L para solos arenosos (adaptado de Clouterre, 1991)





Para efeito de comparação para um solo com N(SPT)=10 tem-se:

Referência	Ortigão (1997)	Ortigão et al. (1997)	Clouterre (1991)
Correlação	q _s =50 + 7,5 N(SPT)	q _s =67 + 60 In N(SPT)	Figura 12 e 13
Valor de q₅ para N(SPT)=10	125kPa=0,13MPa	205,16kPa=0,21MPa	0,05MPa (argila) 0,08MPa (areia)

Tabela 09 - Determinação de q_S por correlações empíricas

Como pode ser visto, valores bem dispersos foram obtidos, havendo a necessidade de um número maior de ensaios para que se possam obter valores representativos de q_s empregados numa estimativa preliminar do desempenho do grampo em uma determinada obra. Em obras de grande porte, os ensaios de arrancamento devem ser realizados antes da realização da obra para se definir o projeto. Em obras menores, isso raramente ocorre, sendo os ensaios realizados durante a execução da obra e o projeto ajustado à medida que se obtém os resultados desses ensaios.

2.1.2. Mecanismos e comportamento de estruturas grampeadas

A técnica de solo reforçado pelo uso de grampos é relativamente recente, como foi observado anteriormente, tendo sido a França a pioneira em desenvolvimento da técnica no campo prático e teórico. A França começou projetando estruturas temporárias para suporte de terra no começo dos anos 80, desenvolvendo-se a técnica, para estruturas de médio e longo prazo de duração. Em 1986 e por um período de 4 anos, quatro milhões de dólares forma gastos no desenvolvimento de um programa de pesquisa denominado Projeto Clouterre numa iniciativa do Ministério Francês de Transporte. O principal objetivo foi o desenvolvimento de especificações de projeto de estruturas temporárias ou permanentes, em solo grampeado, na execução de escavações. Vinte e uma organizações incluindo companhias privadas e laboratórios de pesquisas públicos participaram diretamente do Projeto Clouterre. Quatro tópicos importantes foram desenvolvidos (Schlosser et al., 1992):

• Estado limite de utilização de estruturas em solo grampeado utilizando fatores de segurança parciais;

 Estimativas de deformações em estruturas de solo grampeado em serviço;

Dimensionamento da face;

Aspectos relacionados a durabilidade e medidas preventivas contra corrosão;

Os itens a seguir buscarão avaliar os tópicos supracitados.

2.1.2.1. Distribuição de tensão nos grampos

Em relação as forças (tração e forças cisalhantes) e momentos fletores que podem ser solicitados nos grampos, uma clara distinção entre construção, serviço e ruptura deve ser feita.

Durante a construção e em serviço, quando as deformações são muito pequenas, os grampos são essencialmente solicitados à tração. Localmente, próximo à face de escavação, baixos valores de esforços cisalhantes e momentos fletores podem ser gerados durante a construção somente em casos extremos onde a face está inclinada em relação aos grampos. Numa situação próxima à ruptura, forças cisalhantes e momentos fletores irão aparecer ao longo da superfície de ruptura e não devem ser desprezados (Schlosser e Unterreiner, 1990).

Com relação a distribuição de tensões nos grampos, à medida que se prossegue com a escavação, tensões de tração são desenvolvidas nos grampos em função da descompressão lateral do solo, resultado do processo de escavação. Há um aumento nas solicitações axiais ao longo dos grampos em função do prosseguimento da escavação. Em algumas análises numéricas, Springer et al. (2001b), verificaram que os grampos mais solicitados são aqueles mais distantes da superfície do terreno e, portanto têm papel mais importante na contenção do solo.

Observa-se que as tensões nos grampos são máximas dentro da massa de solo grampeado e não na face da parede (Clouterre, 1991). Segundo Springer et al. (2001a) esta afirmativa só é válida para o caso de grampos sem fixação à parede (grampos livres). A análise das tensões nos grampos mostra que o ponto de tração máxima varia em função da forma de fixação do grampo à parede. No caso de grampo fixo (Figuras 6a, 6b e 6c), o ponto de tração máxima ocorre sim, junto à face. No caso de grampo livre (Figura 6e), a tração máxima verifica-se em um ponto mais interno.

Nota-se ainda que o mecanismo de ruptura com o desenvolvimento de regiões ativa e passiva (Figura 31) somente ocorre quando os grampos são livres em relação à face do talude escavado (Clouterre, 1991; Cardoso e Gonçalves, 1997; Springer, 2001). Neste caso a zona considerada ativa está situada atrás da face. Nesta região as tensões de atrito lateral aplicada pelo solo nos grampos são direcionadas para fora. Do contrário, na zona passiva, as

tensões de atrito lateral são direcionadas para dentro da massa de solo em direção oposta aos deslocamentos laterais da região ativa.

A localização exata da máxima força de tração nos grampos (Fmáx) não é tão simples de se determinar. A possibilidade do cálculo dos esforços axiais nos grampos tem sido avaliada e resultados interessantes podem ser vistos no trabalho de Juran et al. (1990). Geralmente, a forma e posição da linha de máxima tensão, a qual pode ser considerada como uma possível superfície potencial de ruptura, são bem diferentes do plano de ruptura de Rankine, como mostra a Figura 32. O ponto do topo na curva, em observações de campo, dista 0,30H da face (Mitchell, 1987; Clouterre, 1991) em taludes verticais. Esta posição pode variar conforme inclina-se o talude. Deve-se ressaltar que não há uma regra geral para definir a distância do topo da escavação até a linha que define a superfície de ruptura, devido a variações nos tipos de solos e grampos existentes. Em alguns experimentos em escala real, por exemplo, Schlosser e Unterreiner (1990), observaram que esta distância é da ordem de 3,5H.



Figura 31 - Zonas ativa e passiva em escavações com grampos livres (Springer, 2001)

Gässler e Gudehus (1981) observaram que os empuxos atuantes no paramento são cerca de 60% do valor preconizado pela teoria de Coulomb.

Em análises baseadas no método dos elementos finitos, Krahn (2001a e 2001b) indicou que a localização dos esforços máximos de tração nos grampos refletem uma possível superfície de ruptura do maciço reforçado. Nas análises

64

realizadas, os esforços cisalhantes e momentos fletores desenvolvidos nos grampos (ϕ_{aco} =30mm) foram relativamente pequenos.



Figura 32 - Definição de uma possível superfície de ruptura (Clouterre, 1991)

2.1.2.2. Interação solo/grampo

Durante a construção, devido à descompressão lateral do solo, os grampos são solicitados essencialmente a esforços de tração. A transferência de tensões entre o solo e o reforço envolve um mecanismo de resistência ao atrito entre os dois materiais.

Dois tipos de interação solo-grampo são desenvolvidos em estruturas de solo grampeado:

 A mais importante interação é a tensão cisalhante (atrito lateral), aplicada pelo solo ao longo dos grampos, a qual induz tensões nos grampos. Em solos arenosos, o atrito unitário solo-grampo (q_s) é praticamente independente da profundidade (Schlosser, 1983; Schlosser e Unterreiner, 1990) e, portanto, da tensão confinante (Unterreiner et al., 1995). O valor de q_s pode ser influenciado pelo método de colocação do grampo no maciço (injeção sob baixa pressão, alta pressão ou por gravidade, por exemplo) e pelo grau de saturação do solo (Clouterre, 1991). Em solos argilo-arenosos, o atrito solo-grampo pode reduzir a metade quando se passa do teor de umidade ótimo para a saturação completa (Veloso e Magro, 1986).

Existem certas similaridades entre o atrito em estacas e o atrito unitário solo-grampo (q_s) que justificam o uso de correlações de atrito lateral estabelecidos para estacas.

A mobilização do atrito-lateral ao longo dos grampos se dá para pequenos deslocamentos do grampo em relação ao solo, da ordem de poucos milímetros.

São as deformações internas na parede de solo grampeado, e especialmente extensões laterais, que induzem à mobilização do atrito lateral ao longo dos grampos e a tensões de tração posteriormente. Estas deformações são devido à descompressão lateral do solo devido às sucessivas etapas de escavação.

2. A segunda, menos importante, diz respeito aos momentos fletores e forças cisalhantes, mobilizadas nos grampos, na zona cisalhante desenvolvida na massa de solo grampeado (Figura 33a e 33b) (Clouterre, 1991). O experimento CEBTP Nº 01 (Plumelle et al., 1990) (Figura 33a) mostra este comportamento. Se os grampos são flexionados, eles serão submetidos a momentos fletores e esforços cisalhantes na região de cisalhamento da massa de solo grampeado. As deformações nos grampos são calculadas de forma análoga que em estacas carregadas com esforço horizontal e momento no topo da estaca. Maiores detalhes podem ser vistos em (Clouterre, 1991).

Durante o cisalhamento da massa de solo grampeado, a ruptura do grampo se dá ou por esforços de tração (T_o) na interseção com o plano de ruptura ou por plastificação nos pontos de máximos momentos fletores ($M_{máx}$), os quais são localizados fora da superfície de ruptura (Figura 33b). Se os grampos forem considerados rígidos, a plastificação dos pontos de máximos momentos fletores praticamente nunca corresponderá à ruptura dos grampos.

Convém informar que a ruptura da estrutura de solo-grampeado poderá ocorrer também no contato solo-grampo se as tensões cisalhantes alcançarem o valor limite de q_s, causando uma ruptura por falta de aderência.



(a) Desenvolvimento de região de cisalhamento em muro experimental de solo grampeado



(b) Detalhe da flexão nos grampos



2.1.2.3. Mobilização da resistência à flexão dos grampos

A mobilização de momentos fletores nos grampos requer que o elemento de reforço (grampos) possua uma certa rigidez. Deste modo, grampos flexíveis (ϕ_{aco} pequeno) não podem mobilizar momentos fletores por oferecerem baixa rigidez transversal.

Segundo Lima (1996) para taludes de pequenas dimensões, se comparados com taludes de mineração que chegam a centenas de metros, a flexão torna-se influente no comportamento do modelo de ancoragem.

Grampos, em particular os injetados, oferecem alguma resistência à flexão. Modelos e experimentos em escala real demonstram que esta resistência dos grampos é realmente mobilizada num estado próximo à ruptura quando a superfície ou zona de cisalhamento desenvolve-se ao longo da estrutura de solo grampeado. Já que as deformações da parede se mantém pequenas, sob o estado de utilização da estrutura, a resistência à flexão dos grampos é modestamente mobilizada.

2.1.2.4. Deformações e deslocamentos em taludes grampeados

Os resultados em alguns experimentos e programas de instrumentação realizados na França (Clouterre, 1991), ajudaram a definir a ordem da magnitude das extensões e deformações que ocorrem em taludes de solo grampeado. Conforme ilustra a Figura 34, três parâmetros podem ser definidos:

δ₀=deslocamento horizontal máximo na superfície, atrás do bloco;

δ_h=deslocamento horizontal máximo no topo da escavação próximo à face;

• δ_v =deslocamento vertical máximo no topo da escavação próximo à face;

A Figura 34 apresenta também uma sugestão para a avaliação da área de influência (λ) afetada pela execução da estrutura em solo grampeado. Este parâmetro permite checar a distância tolerável, às estruturas existentes, de modo que estas não sofram recalques diferenciais.

Os deslocamentos horizontais e verticais serão máximos no topo da estrutura e nulos na distância λ do topo da escavação, a qual é função do tipo de solo, através de um coeficiente empírico (κ), da inclinação da parede (η) e da altura total da estrutura (H).



Figura 34 - Esquema com as deformações em uma estrutura de solo grampeado (Clouterre, 1991)

A Tabela 10 fornece os valores típicos κ , além de valores máximos de deslocamentos verticais e horizontais máximos, baseados em resultados empíricos (Schlosser et al., 1992 e 1993). Conforme indica a Figura 35, em todos os casos instrumentados, os valores de δ_h no topo da face de escavação se aproximaram dos deslocamentos verticais δ_v . Segundo as observações de campo, no estágio final da construção, estes deslocamentos variam entre 0,10%H e 0,30%H (Figura 35), sendo reduzidos à medida que se distanciam da face. Variações de 0,07%H a 3,00%H foram observadas em obras nos Estados Unidos e entre 0,25%H a 0,30%H na Alemanha (Schlosser et al., 1992).

Tabela 10 - Valores típicos de κ , de deslocamentos verticais e horizontais máximos, baseados em resultados empíricos (Clouterre, 1991)

Tipo de Solo Alteração de rocha		Solos arenosos	Solos argilosos	
$\delta_h = \delta_v$	$\delta_h = \delta_v$ 0,10%H		0,30%H	
coeficiente κ	0,8	1,25	1,5	

onde: $\lambda = \kappa$ (1-tan η) H



Figura 35 - Deslocamentos na face de muros instrumentados (Clouterre, 1991)

Os deslocamentos no topo da face de escavação dependem dos seguintes parâmetros:

- velocidade da construção da estrutura;
- altura dos incrementos de escavações e espaçamento entre grampos;
- comprimento dos grampos;

• fator de segurança global da parede (quando a parede de solo grampeado apresenta valores baixos, os valores de deslocamentos horizontais e verticais tendem a ser altos);

- relação L/H;
- inclinação dos grampos e, neste caso, sua rigidez à flexão;

• capacidade de suporte do solo da fundação da estrutura de solo grampeado;

• inclinação da parede (uma leve inclinação da parede reduz os deslocamentos no topo, aumentando a estabilidade da estrutura);

Com relação ainda aos deslocamentos na face, a estabilidade local durante as etapas de escavação é um dos tópicos mais importantes na construção de estruturas em solo grampeado. O efeito de arqueamento é um dos principais fenômenos em estabilidade local de escavações. Deve-se exigir um suporte eficiente do nível do grampo superior à escavação até a base da mesma, pois os deslocamentos são sensíveis a estes suportes.

Existe uma altura crítica de escavação que não deve ser excedida. Se excedida, o efeito de arco é destruído causando, deste modo, um processo de

70

instabilidade global do solo. A altura crítica é principalmente função do tipo de solo; na prática este valor não deve ultrapassar 2m.

Todas as observações e monitoramento de obras em solo grampeado têm demonstrado que o fenômeno de "creep" ou fluência ocorre após o término da construção da estrutura (Plumelle et al., 1990). Isto acarreta a um suave aumento nos deslocamentos e nos esforços nos grampos, especialmente naqueles situados próximos à base da escavação. Instrumentação de campo em estrutura de solo grampeado na França (Unterreiner et al., 1995) relatam aumentos consideráveis de deslocamentos, durante um período de interrupção da obra, atribuídos ao efeito de "creep" (ou fluência).

2.1.3. Tipos de ruptura em estrutura de solo grampeado

O principal interesse quando se executa uma construção de uma estrutura em solo grampeado é o de garantir a sua estabilidade e segurança. Análises da interação solo-grampo em sistemas de contenção com solo grampeado demonstram três tipos de ruptura global: ruptura externa, mista e interna, como demonstra a Figura 36. Para os dois últimos tipos de ruptura, alguns modelos de rupturas locais devem ser considerados: quebra ou ruptura dos grampos e arrancamento dos grampos.



Figura 36 - Mecanismos de ruptura (Clouterre, 1991)

Se os grampos provêm de alguma resistência adicional devido à sua resistência à flexão e cisalhamento, a interação solo-grampo é mais complexa e modelos de ruptura adicionais tem de ser considerados: ruptura do solo abaixo

dos grampos (quando aplicadas tensões excedentes à capacidade de suporte do solo de fundação) e ruptura dos grampos por flexão.

A seguir, uma distinção é feita entre a ruptura interna do solo grampeado e a ruptura externa na qual a parede comporta-se como um bloco monolítico.

- A) Ruptura interna:
- Ruptura por quebra dos grampos. Uma zona de cisalhamento no solo se desenvolve numa região que abrange a linha de maior tensão nos grampos que pode ser considerada como a provável superfície de ruptura para o solo (Figura 33). A resistência à flexão dos grampos previne o desenvolvimento da superfície de ruptura. Em grampos flexíveis, a ruptura pode ocorrer repentinamente e sem aviso prévio. Este tipo de ruptura pode ocorre em função de alguns aspectos:
 - Diâmetro do grampo subestimado;
 - Processo de corrosão nos grampos (barras de aço) com significativa redução da seção dos mesmos;
 - Sobrecarga no topo da estrutura não previsto no dimensionamento da mesma (Stocker et al., 1979);
 - Saturação do solo por infiltração de água (chuvas);
- 2. Ruptura por perda de aderência no contato solo-grampo como resultado de estimativas inadequadas do atrito unitário solo-grampo (q_s) e/ou por falhas na execução da estrutura. A ruptura por perda de aderência é caracterizada pelo fato dos grampos não apresentarem comprimento suficiente na zona passiva, capaz de balancear as tensões máximas. Os grampos são então arrancados para fora do solo. Experimentos mostram que este tipo de ruptura não acontece repentinamente, exceto em alguns casos durante as etapas de escavação quando altas deformações se desenvolvem. Este tipo de ruptura pode ocorrer em função de alguns aspectos:
 - Aumento do teor de umidade em solos de granulometria fina;
 - Insuficiência de comprimento dos grampos na zona passiva ou falhas na estimativa do atrito unitário solo-grampo (q_s);
- 3. Ruptura devido à altura elevada nas etapas de escavação. Durante as etapas de construção de uma estrutura de solo grampeado, se a altura de escavação for elevada, a ruptura poderá ocorrer devido a uma instabilidade local, a qual pode se propagar até o topo da estrutura. Neste tipo de ruptura, o solo flui atrás da face devido à sucessiva

eliminação do efeito de arqueamento do solo. Experimentos realizados em Clouterre (1991) para alturas de 1m, 2m e 3m indicaram este tipo de ruptura para etapas com 3m de escavação (Figura 37).



Areia de "Fontainebleau" (f=38° e c=4kPa)

Figura 37 - Ruptura devido à altura elevada nas etapas de escavação (Clouterre, 1991)

4. Ruptura por erosão interna do solo ou "piping". Este tipo de ruptura é bem similar ao anterior no que se diz respeito ao modo de ruptura. Durante a escavação, a poro-pressão existente em bolsões de água no solo (em função do grampeamento do mesmo) juntamente com forças de percolação, destroem a estabilidade do solo localmente em zonas onde estão sendo escavadas. Este tipo de ruptura pode ser resultado da heterogeneidade do solo e/ou por falta de sistemas de drenagem durante as etapas de construção.

B) Ruptura externa:

Ruptura externa de uma estrutura de solo grampeado ocorre geralmente por deslizamento do terreno ao longo de uma superfície de ruptura afetando a estrutura como um todo e atingindo diretamente as fundações. Este tipo de ruptura é comum em todos os tipos de estruturas de contenção e pode ser resultado da má qualidade do solo da fundação ou por comprimento dos grampos insuficientes.

C) Ruptura mista:

Podem ocorrer como resultado de um processo de instabilidade interna e externa, conforme demonstra a Figura 36.

Estudos realizados por Schlosser et al. (1993), em 3 obras experimentais em larga escala, confirmam a configuração de ruptura interna associada à subestimação do atrito lateral solo-grampo (ruptura por arrancamento dos grampos) e quebra dos grampos. Mecanismo de ruptura mista também foi observado e atribuído, provavelmente, a insuficiência no comprimento dos grampos.

2.1.4. Concepção e projeto

2.1.4.1. Concepção da estrutura

A concepção de uma estrutura em solo grampeado envolve a escolha do comprimento (L), ângulo de instalação (α), espaçamento (Sv e Sh) e resistência dos grampos de tal modo que fique garantida a estabilidade interna e externa da obra que está sendo executada. Estes parâmetros dependem de uma série de fatores – em particular da altura da parede (H), do ângulo de inclinação do talude (β), tipo de grampo utilizado (cravado ou injetado), qualidade dos grampos envolvidos (a qual depende do atrito lateral unitário solo/grampo, q_S) e de gualquer restrição imposta pelo meio-ambiente.

Bruce e Jewell (1986 e 1987) ao descreverem alguns casos de obras em solo grampeado na França, Inglaterra e Estados Unidos realizaram uma comparação sobre os principais índices associados às diversas obras relatadas pelos autores. A Tabela 11 sintetiza as observações dos autores para taludes em solos granulares com inclinações superiores a 80°. Uma discussão sobre os índices definidos na Tabela 11 pode ser vista em Woodward (1990).

	Crompos inistados	Crompos Croved
granulares com inclinação superior	r a 80° (Bruce e Jewell, 1986 e 1	1987)
Tabela TT - Indices característicos	em obras internacionais em soi	o grampeado - solos

	Grampos injetados	Grampos Cravados			
Índice de comprimento	0,5 a 0,8	0,5 a 0,6			
Índice de contato	0,3 a 0,6	0,6 a 1,1			
Índice de resistência	0,4 a 0,8	1,3 a 1,9			
Índice de desempenho	0,001 a 0,003				
Índice de comprimento=L _{máx} /H;					
Índice de contato (ou aderência)=(\u03c6 _{furo} .L)/Sv.Sh;					
Índice de resistência=(\u03c6 _{furo}) ² /Sv.Sh;					
Índice de desempenho=δ, ^{máx} /Η					

Г

Empregando os índices propostos por Bruce e Jewell (1986 e 1987), a Tabela 12 ilustra os valores obtidos por Barley (1993) para diversas obras realizadas na Grã-Bretanha.

	Grampos injetados			
Local das obras	Birninghan	Dolywern	Thurrock	
Índice de comprimento	1,00 0,42		1,00	
Índice de contato	0,36	0,16	0,15	
Índice de resistência	0,28	0,28	0,20	
Índice de desempenho	Não obtido	Não obtido	Não obtido	

Tabela 12 - Índices característicos em obras na Grã-Bretanha (Barley, 1993)

Algumas variações nos índices obtidos na Tabela 12 foram justificadas pelos valores de H empregados em cada caso. Segundo Barley (1993) estes valores foram representativos da altura de suporte efetiva e não da altura da parede, conforme demonstra a Figura 38.



Figura 38 - Modelo de análise dos parâmetros de solo grampeado (Barley, 1993)

A Tabela 13 fornece valores típicos de projetos válidos para muros com altura H≤5m, em solos homogêneos, sem nível d'água, sem sobrecargas e com paramento vertical que possam afetar a estabilidade geral do conjunto. Estes valores representam a experiência adquirida pelo Projeto National Clouterre-1991, na execução das obras e análises paramétricas de projetos de cerca de 100.000m² de paramentos de solo grampeado. Os valores fornecidos pela Tabela 13 tratam apenas de grampos executados após perfurações e instalados com calda de cimento Com a evolução do uso da técnica de solo grampeado, os comprimentos dos grampos em relação à altura (L/H) aumentaram tanto quanto seu espaçamento. Guimarães Filho (1994) relata que na maioria dos casos a relação (L/H) situa-se próxima a 0,70.

Parâmetro	Valor
Comprimento dos grampos (L)	0,8 a 1,2H
Número de grampos por m ² de paramento	0,15 a 0,4
Diâmetro dos grampos	20 a 25mm
Resistência à tração da barra de aço (T _G)	100 a 600kN
Densidade do grampeamento (d)	0,13 a 0,60
Ângulo de inclinação de grampo (α) com a horizontal	0° a 20°
Inclinação do paramento com a vertical (η)	0° a 10°
Inclinação da superfície do terreno (θ_T)	0° a 5°

Tabela 13 - Valores típicos de projetos em estruturas de solo grampeado (H≤5m, solos homogêneos, sem NA, sem sobrecargas, paramento vertical, grampos injetados) (Clouterre, 1991)

Para efeito de pré-dimensionamento podem-se empregar os ábacos de estabilidade recomendados pelo projeto Clouterre (1991). Estes correlacionam a densidade do grampeamento (d) com a relação do fator de estabilidade (N) e o ângulo de atrito do solo (ϕ), onde:

Densidade de grampeamento:
$$d = \frac{\pi . \phi_{aço}. q_s}{\gamma . Sv.Sh}$$
 eq.(2)

onde $\phi_{aço}$ é o diâmetro do grampo, q_S é o atrito unitário, γ é o peso específico do solo, Sv e Sh são, respectivamente, o espaçamento vertical e horizontal dos grampos e H a altura da escavação. A utilização dos ábacos se faz da seguinte maneira:

I. Seleciona-se o ábaco em função do valor da relação L/H (comprimento do grampo/altura do muro) entre 0,6 e 1,2 (Figuras 39 a 42). Determina-se o valor da relação $N = \frac{c}{g H}$, onde *c* é a coesão do solo.

II. Determina-se o ponto M com coordenadas (tan ϕ , N).

- III. Seleciona-se no ábaco a curva correspondente a densidade de grampeamento (d) desejada. A interseção desta curva com a reta OM define o ponto A.
- IV. FS (para estabilidade interna) é dado pela relação entre os segmentos de retas $FS = \frac{OM}{OA}$.



tan f

Figura 39 - Ábaco de estabilidade para L/H=0,6 (Clouterre, 1991)



Figura 40 - Ábaco de estabilidade para L/H=0,8 (Clouterre, 1991)



Figura 41 - Ábaco de estabilidade para L/H=1,0 (Clouterre, 1991)



Figura 42 - Ábaco de estabilidade para L/H=1,2 (Clouterre, 1991)

Convém ressaltar que a distribuição dos grampos na face dos taludes (espaçamento vertical, Sv e espaçamento horizontal, Sh) e o seu comprimento são fatores decisivos na escolha e desenvolvimento de projetos em solo

grampeado. Esses fatores dependem do conhecimento das cargas máximas admitidas nos grampos (função do atrito entre a calda de cimento e solo) e dos mecanismos de ruptura associados. Resultados de estudos numéricos realizados por Gerscovich et al. (2002) demonstraram a influência que a relação entre o comprimento do grampo e a altura da escavação (L/H) e o espaçamento vertical (Sv) exercem no comportamento tensão-deformação de estruturas grampeadas. Springer et al. (2001a) apresentaram resultados de modelagem numérica de um talude escavado com face vertical e superfície de terreno horizontal. As análises mostraram que um dos fatores mais importantes para o comportamento do talude grampeado refere-se às alternativas de execução do grampo: fixo ou livre, no contato com a parede. Os deslocamentos previstos para a massa de solo grampeado dependem claramente da razão L/H (comprimento do grampo/altura do talude). Para as maiores alturas (ou seja, L/H<0,67), os deslocamentos horizontais e verticais da massa grampeada são menores quando os grampos são fixados à face. Para maiores valores de L/H, o processo construtivo (grampo fixo ou livre) não tem influência significativa nos deslocamentos da massa grampeada.

O comportamento efetivo de uma estrutura de contenção em solo grampeado pode induzir a deformações que podem se tornar um obstáculo no uso da técnica, particularmente em áreas urbanas. Estes deslocamentos podem ser estimados conforme descrito no item 2.1.2.4. Os valores destes deslocamentos dependem de uma série de fatores, particularmente da altura da estrutura, do ângulo de inclinação da parede, da densidade e rigidez dos grampos e do tipo de solo (Clouterre, 1991).

Os grampos posicionados nas regiões mais elevadas da parede contribuem mais para a redução dos deslocamentos horizontais na face, enquanto que os grampos inferiores promovem um aumento da estabilidade (superfícies de ruptura que passam pela base da estrutura).

Por questões de instalação (método de instalação, tipo de solo, etc.), os grampos são levemente inclinados para baixo (5° a 15° com a horizontal), embora os grampos sejam mais eficientes na redução dos deslocamentos horizontais quando instalados horizontalmente (Clouterre, 1991).

Apesar da parede de uma estrutura não apresentar uma maior contribuição na estabilidade global de estruturas grampeadas, exerce papel importante na estabilidade local no que diz respeito ao confinamento do solo entre os grampos à medida que se processa a escavação. Em condições de equilíbrio, a parede deverá suportar os empuxos de terra atuantes e as forças aplicadas (em geral só consideradas as forças de tração nos grampos). A espessura final da face de concreto projetado varia entre 50 e 150mm para obras temporárias e de 150 a 250mm para projetos permanentes. A face pode ser construída em uma, duas ou mais camadas dependendo do tipo de grampo utilizado, da seqüência construtiva e das perturbações causadas no solo. Acabamentos de arquitetura podem ser aplicados como última camada de cerca de 50mm (Bruce e Jewell, 1987).

É de extrema importância que a estrutura esteja protegida contra a entrada de água, a qual pode resultar em carregamentos sobre a estrutura podendo levar ao surgimento de trincas ou até mesmo à ruptura. Para isto medidas de proteção da água superficial e de possíveis infiltrações de água devem ser tomadas através de sistemas de drenagem.

A corrosão é um dos mais importantes fenômenos associados com a questão da durabilidade de obras em solo grampeado. Em estruturas permanentes, proteção contra o efeito de corrosão nos grampos deve ser considerada. Algumas medidas podem e devem ser tomadas para a proteção das barras de aço (grampos) da corrosão:

- Aumento da seção dos grampos;
- Proteção com pintura ou revestimentos especiais;
- Proteção com separadores/obstáculos de plásticos;

A técnica mais comum para combater o processo de corrosão nos grampos é o aumento da seção transversal dos mesmos. Esta técnica é eficiente apenas para os tipos de aços usados em grampos submetidos à corrosão uniforme e não num processo de corrosão concentrado. As recomendações do Projeto Clouterre (Schlosser et al., 1992) indicam as espessuras extras em função do tempo de vida útil da estrutura (Tabela 14). O projeto ressalta que outros aspectos devem ser considerados, tais como: tipo de solo, resistividade do solo, teor de umidade, etc.

Tabela 14 - Espessuras extras em função do tempo de vida útil da estrutura (Schlosser et al., 1992)

Classe	Tempo de vida útil:	Tempo de vida útil:	Tempo de vida útil:	
	≤ 18 meses	1,5 até 30 anos	30 a 100 anos	
IV	0	2mm	4mm	
III	0	4mm	8mm	
Π	2mm	8mm	proteção plástica	
	proteção plástica obrigatória			

2.1.4.2. Projeto

Existem diversos métodos de projeto propostos para simular o comportamento do solo grampeado. Contudo, ainda não há um consenso sobre o assunto, pois o mecanismo de funcionamento dos grampos ainda não é totalmente conhecido.

Para a análise da estabilidade de encostas e escavações, com ou sem a introdução de inclusões passivas (grampos), são escolhidos métodos de análise por equilíbrio limite (Bishop Simplificado, Sarma ou Janbu, por exemplo) e métodos de análise baseados no comportamento tensão-deformação do problema físico.

2.1.4.3. Análises da estabilidade por equilíbrio limite

Os métodos de análises por equilíbrio limite consistem na determinação do equilíbrio de uma massa ativa de solo, localizada entre uma determinada área do talude delimitada por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou de geometria qualquer. O equilíbrio desta massa de solo ativa é analisado pelos métodos convencionais, tais como, o método das fatias de Bishop, Bishop Simplificado, Janbu ou Fellenius, por exemplo.

Nestes métodos, o solo é dividido em fatias verticais, as quais são analisadas por equilíbrio estático. A estabilidade da estrutura é verificada através de um sistema de equilíbrio de forças estáticas que atuam na massa de solo limitada pela superfície potencial de ruptura. O fator de segurança (FS) é assumido como constante ao longo da superfície de ruptura e é definido como sendo a razão entre a resistência ao cisalhamento do solo ($\tau_{máx}$.) e a tensão cisalhante mobilizada (τ) ao longo da superfície de ruptura. O sistema de equilíbrio do solo é determinado usando a redução de parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito interno).

Quando se introduz o reforço nos taludes (grampos, neste caso), as forças mobilizadas (forças axiais e eventualmente forças cisalhantes e momentos fletores) nos elementos de reforço devem ser consideradas no equilíbrio estático. Essas forças dependem das características do mecanismo de interação solo-inclusão (atrito lateral e pressões laterais entre o solo e o grampo). Existem na literatura diversos métodos de cálculo de estruturas grampeadas. As hipóteses adotadas pelos diferentes métodos estão sumarizados na Tabela 15. Através destes métodos é possível analisar a estabilidade da estrutura ao longo de superfícies de ruptura interna, externa ou mista.

A estabilidade interna é a capacidade da massa de solo reforçada atuar monoliticamente, sem o colapso de qualquer um dos seus componentes (ruptura, arrancamento ou corrosão). Enquanto que a estabilidade externa refere-se a segurança da estrutura no que diz respeito ao deslizamento da massa de solo reforçada passando pela sua fundação, tombamento e capacidade de carga do solo de fundação. A estabilidade interna e externa de estruturas em solo grampeado devem sempre ser checadas. Uma associação de ambas (ruptura mista) também deve ser verificada.

Método	Multicritério (Francês)	Alemão	Davis	Davis Modificado	Cardiff	Escoamento	Cinemático
Referência	Schlosser (1982 e 1983)	Stocker et al. (1979) e Gässler e Gudehus, 1981)	Shen et al. (1981)	Elias e Juran (1990)	Bridle (1989) e Bridle e Barr (1990)	Anthoine (1990)	Juran et al. (1988 e 1990)
Análise	Equilíbrio limite – momentos Estabilidade global	Equilíbrio limite – forças Estabilidade global	Equilíbrio limite – forças Estabilidade global	Equilíbrio limite – forças Estabilidade global	Equilíbrio limite – momentos Estabilidade global	Teoria do escoamento Estabilidade global	Análise de tensões internas Estabilidade local
Propriedades do material pré-definidas	Parâmetros do solo (c', φ') Força limite nos grampos Rigidez à flexão dos grampos	Parâmetros do solo (c, φ) Atrito lateral	Parâmetros do solo (c, φ) Força limite nos grampos Atrito lateral	Parâmetros do solo (c, φ) Força limite nos grampos Atrito lateral	Parâmetros do solo (c, φ) Força limite nos grampos Rigidez à flexão dos grampos		Parâmetros do solo (c', φ') Parâmetro adimensional de rigidez à flexão (N)
Solicitações nos grampos	Tração, cisalhamento e flexão	Tração	Tração	Tração	Tração, cisalhamento e flexão	Tração	Tração, cisalhamento e flexão
Superfície de ruptura	Circular ou polinomial	Bilinear	Parabólica	Parabólica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica	Espiral logarítmica
Mecanismo de ruptura	Misto ^a	Arrancamento dos grampos	Misto	Misto	Misto		Não utilizável
NA	sim	não	não	não	não		sim
Solo estratificado	sim	não	não	não	não	não	sim
Geometria da estrutura	qualquer	Face vertical ou inclinada	Face vertical	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada	Face vertical ou inclinada
^a Mecanismo de ruptura misto: ruptura relacionada com o arrancamento dos grampos ou pelo escoamento do aço.							

Tabela 15 - Premissa dos diferentes métodos de cálculo em solo grampeado (adaptado de Abramson et al., 1996)

O Método Multicritério (Schlosser, 1982 e 1983), adotado na França, é uma extensão dos métodos clássicos de equilíbrio limite (métodos das fatias), permitindo que a rigidez à flexão e a resistência ao cisalhamento nos grampos sejam considerados quando necessário. A análise é baseada em quatro critérios:

- A ruptura pode se dar por quebra ou ruptura dos grampos (perda da resistência dos elementos de reforço). Este critério diz respeito à resistência do material de reforço empregado que deve ser satisfeita às tensões admissíveis na tração e cisalhamento;
- 2. A ruptura pode se dar por arrancamento dos grampos (perda resistência na interface solo-grampo) quando o valor do atrito unitário solo grampo alcança o valor admissível. Segundo Mitchell e Villet (1987), a mobilização deste mecanismo é função da orientação dos reforços em relação à superfície potencial de deslizamento. O efeito da orientação dos reforços em solo grampeado também foi estudado por Jewell e Pedley (1990a, 1990b, 1990c e 199d). Os autores executaram ensaios de cisalhamento direto em amostras de solo arenoso com barras passivas com diferentes orientações em relação à superfície de ruptura. Os resultados dos ensaios confirmaram que o desenvolvimento de esforços de tração nos reforços depende fundamentalmente da orientação do grampo. Jewell e Pedley (1990a, 1990b, 1990c, 1990c, 1990c, e 199d) concluíram que os reforços têm 2 importantes efeitos: reduzir as tensões cisalhantes impostas pelo solo e aumentar os valores de tensões normais na superfície de ruptura;
- 3. Ruptura por tensão normal solo-grampo. A tensão aplicada pelo terreno normal ao eixo de um elemento de reforço (p) atinge um valor máximo (p_{MÁX}). Este critério advém das hipóteses adotadas na análise do comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal, em que a pressão de reação do terreno (p) está limitada por um valor (p_{MÁX}), além do qual o solo escoa ao redor da estaca. Mitchell e Villet (1987), afirmam que o desenvolvimento de empuxos de terra passivos contra a superfície normal à direção de arrancamento dos grampos é função da rigidez à flexão dos grampos. Apesar dos esforços de tração serem dominantes no mecanismo do reforço, empuxos passivos de terra podem se desenvolver em oposição aos grampos em ambos os lados da superfície de ruptura, quando os elementos de reforços são rígidos. A Figura 43 ilustra este efeito. Grampos considerados flexíveis (Figura 43a) se deformarão até

que o equilíbrio seja alcançado. Todavia, grampos rígidos (Figura 43b) resistirão às deformações e, conseqüentemente, empuxos laterais de terra passivos serão mobilizados em ambos os lados da superfície potencial de ruptura, e tensões cisalhantes surgirão na seção transversal do reforço para manter o estado de equilíbrio. Grampos rígidos, dependendo do seu alinhamento (inclinação), podem ser submetidos a esforços cisalhantes e momentos fletores, além dos esforços axiais (Mitchell e Villet, 1987).



Figura 43 - Influência da rigidez dos grampos no reforço (Mitchell e Villet, 1987)

 Ruptura do solo da fundação quando tensões aplicadas ao terreno são superiores às tensões admissíveis do solo (Resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de ruptura – equação de Mohr-Coulomb).

O mecanismo de ruptura de estruturas grampeadas foi estudado por Cardoso e Fernandes (1994). Estes autores também discutem a influência da rigidez dos grampos no comportamento da massa de solo reforçada e mostram que, em casos práticos, nos quais grampos flexíveis são mais utilizados, a ruptura do grampo é mais improvável de se ocorrer. Segundo os autores, uma vez que os grampos são considerados flexíveis, o comportamento do sistema reforçado é prioritariamente influenciado pelas deformações plásticas nos grampos, primeiramente e, numa escala menor, por uma possível ruptura (dependendo da ductilidade dos materiais constituintes dos grampos) de uma ou mais inclusões. Em outras palavras, o comportamento do maciço reforçado depende da resistência no contato na interface solo-grampo. Se os reforços são flexíveis e curtos, a ruptura se dará por arrancamento dos grampos ao invés da ruptura dos mesmos. Isto ocorre porque os mecanismos de interação sologrampo, nestes casos, conduzem à concentração de altas tensões cisalhantes nas interfaces solo-grampo na extremidade do grampo distante da parede.

É importante notar que a superfície de ruptura observada no solo em ambos os casos de reforços flexíveis ou rígidos são bastante similares. Porém, no caso de grampos flexíveis a superfície potencial de ruptura no solo desenvolve-se ao longo dos pontos de ruptura nos grampos, ao passo que no caso de inclusões rígidas, a superfície potencial de ruptura não coincide com os pontos de ruptura nas inclusões (Mitchell e Villet, 1987).

O efeito do ângulo de inclinação dos grampos merece ser melhor discutido, uma vez que, estes condicionam a contribuições de tração, cisalhamento e flexão além dos deslocamentos na estrutura (Jewell e Pedley, 1990a, 1990b, 1990c e 1990d).

Jewell e Pedley (1990a, 1990b, 1990c e 1990d), através de estudos experimentais e numéricos, criticaram a consideração de flexão composta nos grampos, adotada na análise multi-critério. Segundo os autores a consideração de esforços cisalhantes resistentes nos grampos não exerce papel importante em grampos de pequenos diâmetros, sendo sua contribuição entre 10% a 15% na estabilidade global (Schlosser, 1991).

Segundo Ortigão et al. (1995 e 1997), apenas esforços de tração apresentam significativa importância na estabilidade interna de estruturas em solo grampeado. Esforços cisalhantes e momentos fletores nos grampos respondem por uma parcela menor que 3% na estabilidade global. Resultados de análises de estabilidade por equilíbrio limite demonstram que, na prática, a influência dos esforços cisalhantes e momentos fletores é muito pequena no FS calculado, mesmo em grampos mais rígidos.

Plumelle et al. (1990) afirmam que a rigidez à flexão dos grampos é mobilizada somente para grandes deformações, fornecendo uma contribuição ao aumento da segurança da estrutura.

Para fins de projeto, momentos fletores e esforços cisalhantes são omitidos. Isto pode ser aceitável se os grampos apresentarem baixos valores de momento de inércia (pequena seção transversal), forem instalados suborizontalmente ou horizontalmente no solo (inclinações $\alpha \le 20^{\circ}$) e não houver sobrecarga atuando na superfície horizontal do talude. Um estudo mais detalhado do método pode ser visto em Schlosser (1982 e 1983), Schlosser e Unterreiner (1990) e Clouterre (1991).

O método Alemão (Stocker et al., 1979; Gässler e Gudehus, 1981) baseia-se na idéia de que o conjunto solo-reforço forma uma estrutura rígida comportando-se com um muro de peso. Este método originou-se de resultados de ensaios "in situ" em uma prova de carga com ancoragens verticais pressionando uma placa de carga (Gässler e Gudehus, 1981), restringindo-se os deslocamentos horizontais na superfície do terreno. Guimarães Filho (1994) contestou a validade dos ensaios, afirmando que os deslocamentos horizontais inerentes aos ensaios não condizem com casos reais de reforço de taludes com solo grampeado, pois as superfícies de deslizamento admitidas foram induzidas pela placa de carga.

O modelo Alemão pressupõe o desenvolvimento de dois monolitos delimitados por uma superfície de ruptura bi-linear: uma região representada pelo muro de gravidade (cunha trapezoidal) e outra, triangular, representando uma cunha ativa de terra. No caso de sobrecarga elevada e próxima ao bordo, o mecanismo de Coulomb (cunha triangular) deve ser considerado. Dois exemplos de cálculo, demonstrando à influência da posição e valor da sobrecarga no método, são encontrados no trabalho de Veloso e Magro (1986). Outros exemplos podem ser vistos em Gässler (1988).

Love (1995) também propôs um método de cálculo baseado no mecanismo de desenvolvimento de uma cunha de ruptura bi-linear.

O método de Davis (Shen et al., 1981) é muito difundido nos Estados Unidos. O modelo baseia-se em estruturas convencionais de escoramento, onde os grampos são apenas elementos de contenção e não de melhoramento do solo, sendo parecido com o atirantamento (Dyminski, 1994). O atrito máximo na interface solo-grampo é admitido como constante e o valor da tração aplicada em cada grampo na superfície de ruptura é então calculada. Elias e Juran (1990) propuseram modificações no método de Davis no que diz respeito à geometria da estrutura considerada. Mitchell e Villet (1987) utilizaram o método de Davis para o cálculo dos reforços em estruturas grampeadas. Para efeito de dimensionamento, a região do terreno que recebe os reforços constitui um maciço monolítico, procedendo-se as análises de estabilidade interna e externa. Na estabilidade externa, são calculadas as forças que tracionam as barras

87

(grampos), que devem ser inferiores à carga admissível sob o ponto de vista estrutural e à força limite proporcionada pelo atrito solo/grampo. A estabilidade global consiste em verificar o equilíbrio do talude segundo superfícies potenciais de ruptura que passem por trás da zona reforçada. No presente caso, os autores utilizaram o programa STABL para análises que admitiram superfícies que passam tanto atrás da zona reforçada como as que interceptam parcial ou totalmente os grampos, o que possibilita uma verificação adicional da estabilidade interna.

Um método matemático rigoroso, usando uma superfície log-espiral, foi proposto como "análise limite cinemática aproximada" para o projeto de estruturas de contenção em solo grampeado (Juran et al., 1988 e 1990). Este método estabelece uma estimativa da máxima tensão e forças cisalhantes mobilizadas. O método também permite a avaliação do efeito dos principais parâmetros de projeto (geometria da estrutura, sobrecargas, posição da linha freática, estratificação do solo inclinação do talude, espaçamento e rigidez dos grampos) na magnitude e localização das tensões máximas e momentos fletores desenvolvidos nos grampos.

Com pode-se perceber existe uma incompatibilidade entre os métodos de cálculo por equilíbrio limite citados na Tabela 15, no que diz respeito à consideração das forças entre fatias, distribuição de empuxos de terra e forças e rigidez dos grampos. Em resumo, uma adequada análise por equilíbrio limite deve:

• Analisar os diferentes modos de ruptura (ruptura externa, interna e mista);

• Levar em consideração os esforços de tração nos grampos flexíveis. No caso de grampos com rigidez à flexão considerável, forças cisalhantes e momentos fletores devem ser considerados (Schlosser e Unterreiner, 1990);

Ainda em relação ao conceito de equilíbrio limite, Zirlis et al. (1999) apresentam dois outros métodos de análise de estruturas grampeadas. O primeiro, denominado Método do Pseudo Muro de Gravidade, consiste na consideração de um "monolito" com comportamento comparável a um muro de pedra. O dimensionamento é realizado por equilíbrio externo e interno do maciço reforçado. O equilíbrio externo é assegurado quando um valor mínimo de B (largura do monolito) atende a 4 modos de instabilização da estrutura (Figura 44): O equilíbrio interno é estabelecido investigando-se superfícies potenciais de ruptura passando através dos reforços. Variando-se a posição, quantidade, inclinação e capacidade de carga dos reforços, consegue-se estabelecer o equilíbrio e, conseqüentemente, a combinação otimizada de espaçamentos verticais e horizontais que satisfaça a segurança exigida com relação a rupturas internas.



Figura 44 - Modos de instabilização externa (Zirlis et al., 1999)

O segundo método apresentado por Zirlis et al. (1999) é definido como "Método das Cunhas", baseando-se no equilíbrio limite do mecanismo de ruptura de uma cunha bipartida.

Além de métodos baseados na teoria do equilíbrio limite, a Tabela 15 retrata também métodos baseados na análise limite e métodos de cálculo baseados no escoamento do material (em particular, o método de aproximação cinemática). Esses métodos são, mecanicamente, mais rigorosos e têm sido desenvolvidos, em geral, para solos homogêneos, geometria simples, sem presença de água e sem esforços cisalhantes e momentos fletores atuando nos grampos (Anthoine, 1990).

Em todos os métodos é assumido que os deslocamentos e deformações são relativamente pequenos, o bastante para que não haja quaisquer mudanças na geometria da estrutura anteriormente à ruptura. No caso de grampos flexíveis, a reorientação dos grampos devido à movimentação do maciço ao longo superfície de ruptura não deve ser considerada. É importante ressaltar que os métodos baseados em equilíbrio limite não permitem o cálculo de como as forças se desenvolvem ao longo dos grampos à medida que os estágios de escavação prosseguem (estrutura em serviço), assim como, a estimativa dos deslocamentos. Desta maneira, os posicionamentos dos grampos não podem ser otimizados para limitar as deformações ao longo da estrutura. Adicionalmente, não se pode prever condições de ruptura progressiva devido à quebra dos grampos.

Long et al. (1987), demonstraram a importância de algumas variáveis, tais como, a forma assumida para a superfície de ruptura, inclinação da parede, altura da parede, resistência do solo, resistência dos grampos, inclinação dos grampos e comprimento dos grampos, na análise da estabilidade global de uma massa de solo reforçada utilizando-se a técnica de solo grampeado. Os autores realizaram análises de estabilidade através dos diversos métodos de equilíbrio limite e observaram que a consideração de superfícies circulares, bi-lineares ou em cunha tripartida podem levar a valores de FS muito próximos.

Ainda com relação ao Fator de Segurança (FS) estabelecido pelos métodos propostos na Tabela 15, Juran e Elias (1990), relatam que o FS relacionado com a estabilidade local em cada nível de grampo pode ser significativamente mais crítico que o FS relacionado à estabilidade global da estrutura. Assim, torna-se essencial, em projetos de solo grampeado, a determinação dos esforços nos grampos (tração e cisalhamento) e momentos mobilizados sob condições de trabalho da estrutura. Como sugestão, o FS local pode ser calculado pelo Método Cinemático (Juran et al., 1988). Enquanto que o FS global poderia ser calculado pelo método de Davis ou pelo método Francês. Comparações entre esses dois métodos demonstram que fatores de segurança mais baixos são fornecidos pelo método de Davis (Juran et al., 1990).

O fator de segurança global representa a margem de segurança a qual deve ser levada em consideração em função de incertezas na determinação das propriedades dos materiais envolvidos, nas condições de carregamentos e erros inerentes à metodologia de cálculo. Fatores de segurança parciais podem ser considerados individualmente na determinação das propriedades do solo, das forças externas atuantes na estrutura, nas propriedades do material da interface solo-grampo e na resistência ao escoamento do aço dos grampos (Schlosser et al., 1992). Para estruturas temporárias, Cardoso e Fernandes (1994) sugerem que o fator de segurança global deve ser superior a 1,3, enquanto que, para estruturas permanentes, superiores a 1,5.

90

Pelos taludes grampeados representarem uma situação de estática razoavelmente complexa, onde as deformações do maciço e dos reforços são bastante importantes para a compreensão deste comportamento, talvez as análises baseadas no equilíbrio limite não sejam adequadas para o estudo dos mesmos (Dyminski et al., 1996).

A análise de estabilidade de taludes submetido à sobrecarga em solo grampeado através de métodos probabilísticos (Probabilidade de Ruptura) são explicitados por Gässler e Gudehus (1983), onde é estimada a probabilidade de ruptura em função das variáveis: peso específico do solo, ângulo de atrito do solo, resistência ao arrancamento dos grampos e sobrecarga. Hettler e Schwing (1989) também discutem métodos baseados no conhecimento de parâmetros estatísticos.

2.1.4.4. Análises tensão x deformação

A análise da estabilidade de estruturas em solo grampeado baseada em análises tensão x deformação é realizada com o auxílio de programas computacionais baseados nos métodos dos elementos finitos (MEF) ou métodos das diferenças finitas (MDF). O estudo do comportamento tensão x deformação de uma estrutura em solo grampeado mostra-se como uma opção interessante, uma vez que as diferentes etapas de construção da obra podem ser avaliadas.

Silva et al. (2001), comprovou a eficiência de um modelo computacional implementado para análise de estruturas grampeadas. Com esta ferramenta foi possível avaliar esforços axiais e cisalhantes, solicitados na interface grampo/nata, nata/solo e no próprio aço (grampo) além de, momentos fletores de um material "equivalente", formado pela combinação das rigidez do grampo e da nata. Testes preliminares comprovaram a eficiência da instalação de grampos na horizontal e mostraram que o efeito do reforço é equivalente ao aumento de tensão confinante ou da coesão do maciço terroso. Adicionalmente, os estudos mostraram que a rigidez à flexão dos grampos é muito importante quando as cargas se aproximam da condição de colapso.

Análises da rigidez dos grampos em estudos paramétricos realizados por Lima (1996) e Ehrlich et al. (1996) têm demonstrado o importante papel da rigidez à flexão no controle do escoamento do solo. Segundo os autores, grampos com rigidez à flexão elevada e inclinações próximas a zero são mais eficientes no controle da plastificação do material, por estarem associados a menores deslocamentos horizontais. Quanto maior a inclinação dos grampos, maior será a influência da rigidez à flexão nas tensões internas. Para grampos rígidos, o aumento da inclinação das barras reduz as tensões nos grampos e aumenta os momentos fletores. Em grampos flexíveis, verifica-se um comportamento inverso.

Segundo Lima (1996), a flexão afeta o comportamento do modelo de ancoragem, para o caso de taludes de pequenas dimensões. O autor também chama atenção para o fato de que as análises realizadas sob deformação plana podem ser ditas aproximadas, e que certamente análises 3D seriam mais representativas do comportamento real do maciço. Entretanto tais análises são muito mais dispendiosas do ponto de vista computacional. O autor sugere então, a simulação de um "efeito tridimensional" a partir da consideração do espaçamento entre grampos, já que este é, geralmente, fixado como unitário.

Unterreiner et al. (1995) confirmaram que análises numéricas bidimensionais são aceitáveis pelo menos para pequenas deformações, durante a fase de construção, quando a estrutura está distante da ruptura.

Springer et al. (2001a e 2001b) demonstraram a aplicação do programa computacional FLAC (Itasca, 1996) em simulações de escavações grampeadas obtendo-se, a cada etapa construtiva, deslocamentos, tensões, forças axiais nos grampos, etc.

2.1.4.5.

Instrumentação de obras em solo grampeado

O conceito básico da técnica de solo grampeado consiste no uso de inclusões passivas para reforçar o solo "in situ". As inclusões são instaladas durante a construção, imediatamente após cada etapa de escavação, para restringir deformações no maciço à medida que se executa o corte no talude. A mobilização efetiva da resistência dos grampos delimita os deslocamentos no solo. conseqüentemente, a importância da performance na engenharia de obras em solo grampeado deve ser verificada através de monitoramento dos deslocamentos na face das estruturas e em pontos distantes da face em alguns casos (Unterreiner et al., 1995), além da medição dos esforços mobilizados em cada grampo. Deslocamentos obtidos por instrumentação podem fornecer valores maiores que os estimados na fase de projeto, conforme reporta

Azambuja et al. (2001). A maioria dos registros obtidos reportaram-se a deformações verticais nulas à distância da crista inferiores a 1,5H. Em algumas contenções, foram observadas trincas de tração e recalques a distâncias de até 2H.

Resultados de instrumentação de campo em estruturas de solo grampeado podem ser vistos nos trabalhos de Shen et al. (1981), Gässler e Gudehus (1981), Plumelle et al. (1990), Juran e Elias (1990), Stocker e Riedinger (1990) e Shiu et al. (1997).

Unterreiner et al. (1995) realizaram estudos comparativos entre modelagem numérica por elementos finitos e instrumentação de campo, durante a construção da primeira estrutura em escala real experimental do Projeto Clouterre. Os autores observaram uma boa concordância entre os valores medidos em campo e os previstos, no que diz respeito aos esforços nos grampos e deslocamentos na face da parede. Este fato foi atribuído a dois fatores: equivalência das propriedades reais dos grampos com os parâmetros utilizados na modelagem 2D e escolha adequada dos parâmetros constitutivos do solo.

Plumelle et al. (1990) afirmam que diferenças significativas encontradas entre valores medidos de deslocamentos horizontal no campo e obtidos na modelagem em elementos finitos são função da dificuldade de modelos elastoplástico clássicos representarem precisamente o complexo comportamento do solo sob tensões cisalhantes cíclicas e da determinação correta do módulo de deformabilidade do solo.

Cardoso e Carreto (1989) compararam valores de deslocamentos horizontais obtidos em análises em 2D e 3D, baseadas no MEF, com instrumentação de campo em dois pontos. Os autores observaram que análises em 2D reproduzem bem as observações de campo, desde que seja válida a consideração de estado plano de deformação nos pontos de instrumentação, durante todo o processo de escavação. Modelos em 3D, segundo os autores, são capazes de simular mais adequadamente todas as fases de execução. Considerações sobre o nível de tensões aplicadas na massa de solo, devido à característica tridimensional do processo de escavação e o sistema de reforço empregado, devem ser incluídas na análise da previsão do comportamento da estrutura grampeada. A influência da metodologia de escavação também pode se fazer presente nos valores finais de deslocamentos horizontais. Lorig (1991) comparou valores de deslocamentos horizontal e vertical e carregamento nos grampos, obtidos em modelagem numérica por diferenças finitas utilizando o programa FLAC, com observações de campo. Os resultados indicaram uma razoável concordância entre os valores. Porém, segundo o autor, um refinamento nos parâmetros de entrada pode levar a um aperfeiçoamento das simulações. Kirsten (1991) e Kirsten e Dell (1991), também compararam valores de deslocamentos horizontais obtidos em instrumentação de campo com análise por equilíbrio limite, análise elástica e análise numérica. A análise elastoplástica consistiu na modelagem numérica, através do programa FLAC, de um caso real, apresentado na Figura 45. Na modelagem, a escavação foi realizada em uma única etapa de altura de escavação equivalente a 12m. Tirantes e grampos de comprimentos variados foram introduzidos na massa de solo a ser reforçada, gerando um monobloco rígido (monolítico) conforme ilustra a Figura 46 (Kirsten e Dell, 1991).

A análise por equilíbrio limite baseou-se na determinação da estabilidade externa e interna do bloco rígido de 6m de largura por 12m de altura.

A análise elástica consistiu na determinação dos deslocamentos horizontais no topo, em função das tensões atuantes no monobloco, através de uma série de formulações baseadas na Teoria da Elasticidade (Timoshenko e Goodier, 1951 e Kirsten, 1991).



Figura 45 - Discretização da malha (Kirsten, 1991)

Com relação a análise elasto-plástica (análise numérica), os resultados forneceram valores de deslocamentos horizontais bem inferiores aos observados em campo. Incompatibilidades entre valores de campo e fornecidos pelo FLAC podem ser atribuídos a ocorrência de rupturas localizadas durante a paralisação da escavação em um determinado período da construção e às disparidades entre valores de módulo de deformabilidade de campo e o utilizado na modelagem do monobloco reforçado (Kirsten, 1991). Os autores ressaltaram a grande influência que o módulo de deformabilidade do solo exerce nas análise utilizando o FLAC e associaram a este fato, às diferenças obtidas entre os valores comparados.



Figura 46 - Seção transversal do monobloco rígido (Kirsten e Dell, 1991)

Caliendo et al. (1995) demonstraram a grande influência do tipo de tratamento numérico dado à face da escavação em análises baseadas no método dos elementos finitos. Os autores compararam dados de instrumentação de campo de uma escavação vertical com os previstos na simulação numérica. A parede de concreto projetado foi representada de 3 formas diferentes: elementos quadriláteros bidimensionais formando uma única coluna, elemento de viga e elementos quadriláteros bidimensionais formando coluna dupla. Os resultados observados pelos autores estão reproduzidos nas Figuras 47 e 48. Estes mostram valores mais altos de deslocamentos horizontais quando a parede é
representada por elementos bidimensionais. Observa-se ainda comportamentos distintos entre ambas as modelagens. Paredes modeladas como elemento de viga fornecem deslocamentos negativos próximos à base da escavação. Estes valores são atribuídos a rigidez à flexão do elemento de viga.



Figura 47 - Deslocamentos horizontais na parede modelada como elemento simples bidimensional (Caliendo et al., 1995)

Quando comparados com registros de campo, os resultados mostrados na Figura 49, indicaram diferenças significativas nos deslocamentos horizontais finais em função do tipo de modelagem da parede. Segundo os autores, os valores obtidos na modelagem dependem da exatidão na avaliação dos parâmetros relacionados ao modelo constitutivo empregado e do tipo de elemento usado. A parede simulada como elemento de viga forneceu valores de deslocamentos horizontais significativamente menores que os observados no campo até a distância de 1,5m da superfície. Esta diferença está associada a aspectos construtivos (surgimento de trincas e fissuras na parede em regiões próximas à superfície) acarretando em leituras de deslocamentos elevadas. Abaixo desta profundidade o comportamento previsto foi considerado muito bom. Sendo assim, os autores afirmam que o uso de elemento de viga (com rigidez à flexão) consiste no melhor modelo representativo da parede de concreto projetado.



Figura 48 - Deslocamentos horizontais na parede modelada como elemento de viga (Caliendo et al., 1995)

Com relação à influência da espessura da parede como elemento de viga. Lima (1996) demonstrou que a rigidez da parede tem influência nos deslocamentos da face. Estudos propostos no seu trabalho demonstram que, para casos extremos, a variação nos deslocamentos pode chegar a 35%.



Figura 49 - Deslocamentos horizontais finais na parede em função do tipo de modelagem da face (Caliendo et al., 1995)

No que diz respeito a definição da malha utilizada, Briaud e Lim (1997), demonstraram a influência de parâmetros geométricos nos valores de deslocamentos horizontais da parede. Os autores verificaram, após algumas análises paramétricas, que para relações de $W_e>3D$ e $B_e>(3H_e+D)$ os deslocamentos horizontais no topo da escavação não variam mais que 5%, conforme mostra as Figuras 50, 51 e 52.



Figura 50 - Parâmetros da malha utilizada por Briaud e Lim (1997)



Figura 51 - Influência de Be nos deslocamentos horizontais (Briaud e Lim, 1997)



Figura 52 - Influência de We nos deslocamentos horizontais (Briaud e Lim, 1997)

2.2. Solos residuais

Em relação à sua origem, os solos podem ser classificados como solos residuais ou transportados. Os solos residuais são aqueles resultantes da degradação (intemperismo) das rochas que se encontram no próprio local que se formaram. Essa degradação forma um manto ou perfil de intemperismo em função do grau de degradação a que o embasamento rochoso esta sendo submetido. As condições existentes nas regiões tropicais são favoráveis a degradações das rochas mais aceleradas, razão pela qual as maiores ocorrências de solos residuais são evidentes nestas regiões, entre elas o Brasil (ABMS/ ABEF, 1999). Estes tipos de solos se apresentam quase sempre não-saturados, e sofrem variações de umidade, de ordem climática principalmente, que podem causar alterações no seu comportamento mecânico. Exemplo típico são os solos residuais das encostas do Rio de Janeiro.

Os solos residuais caracterizam, inicialmente, se pela sua heterogeneidade, que reproduz a heterogeneidade da rocha mãe. Esta peculiaridade, em certos casos, torna difícil a determinação de suas características por meio de ensaios de laboratório, pois corpos de prova moldados de uma única amostra podem apresentar características bem distintas. A definição de parâmetros a serem utilizados em projetos geotécnicos, que sejam representativos dos materiais que compõem o maciço, torna-se uma tarefa difícil. É comum ocorrer a ruptura de taludes em solos residuais ao longo de feições geológicas herdadas da rocha matriz, embora as análises de estabilidade, com base em parâmetros de laboratório, e que não incluem as referidas feições, indiguem que o mesmo seja estável. Em muitos casos, a ruptura de taludes em solo residual ocorre de forma brusca sem qualquer indício de movimentação observado (Souza Neto et al., 2001). Em conseqüência disso, os acidentes mais catastróficos registrados no Brasil ocorreram em encostas de solos residuais (Vargas, 1999).

A resistência ao cisalhamento dos solos residuais não saturados, pode ser avaliada com base no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, descrito pela equação (3) (Fredlund e Rahardjo, 1993).

$$\tau = c + (\sigma - u_a) \tan \phi'$$
, onde $c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi'^{b}$ eq.(3)

onde σ é a tensão total, u_a a pressão intersticial de ar (poro-pressão de ar), u_w a pressão intersticial de água (poro-pressão de água). A expressão

 (u_a-u_w) é chamada de tensão de sucção ou sucção mátrica; c' é o intercepto de coesão efetiva, ϕ ' é o ângulo de atrito interno com relação à variação de $(\sigma - u_a)$ e ϕ'^b indica como a resistência aumenta com relação à variação da sucção mátrica, independentemente da tensão efetiva. Para a obtenção do ângulo ϕ'^b , pode-se fazer uso da curva característica do solo, definida como sendo a relação entre a sucção e a umidade (ou saturação).

Cabe ressaltar que o intercepto de coesão total ou aparente é definido por c=c'+ ($u_a - u_w$) tan $\phi^{,b}$, e é esta parcela a responsável pelo acréscimo de resistência apresentado pelos solos não saturados (Figura 53). O efeito da sucção sobre a resistência pode ser considerado como sendo um aumento da rigidez do solo, decorrente da ação intergranular, a qual leva as partículas de solo a se manterem mais fortemente unidas, e se reflete no aumento da coesão (aparente), assim como, em menor magnitude, do ângulo de atrito (Delgado, 1993).

Lacerda et al. (1985) discutem fatores que podem afetar a resistência dos solos residuais. São eles:

- Cimentação/Entrosamento dos Grãos;
- Fratura dos grãos;
- Mineralogia (presença de mica, feldspato, quartzo);

• Efeito de escala (tamanho dos grãos – resistência aumenta com diminuição do corpo de prova);

- Anisotropia;
- Índice de vazios variável, sem relação com a história de tensões;

• Permeabilidade em geral sem relação com a forma da curva granulométrica ou tamanho dos grãos;

- Descontinuidades (relíquias da rocha mãe) de baixa resistência;
- Variação do grau de saturação;



Figura 53 - Aumento da resistência com relação à sucção mátrica (Fonseca, 1991)

2.2.1. Parâmetros geotécnicos de solos residuais do Rio de Janeiro

Centenas de resultados de ensaios de laboratório e dezenas de ensaios de campo têm sidos publicados sobre solos residuais com o objetivo de caracterizar e compreender melhor seu comportamento. Estes procedimentos visam determinar a resistência e a deformabilidade de amostras de solos residuais sob diferentes condições de umidade.

Sandroni (1973) realizou ensaios de cisalhamento direto na condição saturada-drenada em solos residuais jovens de diversas localidades no município do Rio de Janeiro, tendo recomendado parâmetros de resistência de c'=20kPa e ϕ '=34⁰ para projetos de pouca responsabilidade e anteprojetos.

Miranda (1973) apresentou um tratamento estatístico em ensaios de caracterização e de cisalhamento direto, previamente realizados em solos residuais de diversas localidades no estado do Rio de Janeiro, tendo determinado c'=24kPa e ϕ '=37⁰ para o saprolito e c'=31KPa e ϕ '=34⁰ para solo residual maduro, como valores médios dos parâmetros de resistência.

Maccarini (1980) executou diversos ensaios triaxiais e de cisalhamento no solo residual gnaissico jovem do campo experimental I da PUC-Rio, Gávea – RJ. Além destes ensaios, foram feitos estudos em função de parâmetros obtidos em outros ensaios, tais como: Ensaios Pressiométricos (Brandt 1978), Compressão Anisotrópica e Compressão k_o . Para a realização dos diferentes ensaios foram extraídos blocos de amostras indeformadas de diferentes níveis de profundidade: 5 níveis em um talude (T01 a T05) e 5 em um poço (P01 a P05) localizados no campo experimental I da PUC-Rio.

A determinação dos índices físicos, na condição de umidade natural, foram obtidos por Brito (1980) e aparecem na Tabela 16 em função dos diferentes níveis de obtenção das amostras.

Local da amostra	σ _c (kPa)	$\gamma_{\rm t}$ (kN/m ³)	W _n (%)	G	e ₀	S ₀ (%)
T04	50	14,8	15,6		1,14	37,5
	100	14,8	16,3	0 70	1,15	38,7
	200	15,0	14,5	2,73	1,08	36,5
	400	14,6	14,2		1,13	34,4
	50	16,6	11,8		0,88	37,6
тор	100	15,9	11,8	2 70	0,97	36,6
102	200	16,2	12,3	2,79	0,94	36,5
	400	16,3	12,9		0,94	38,5
	50	14,7	15,6		1,15	37,0
D01	100	15,8	13,0	274	0,96	37,2
PUI	200	15,1	13,3	2,74	1,06	34,5
	400	14,7	14,0		1,13	34,1
	50	14,9	16,0		1,14	38,6
D02	100	14,4	13,0	271	1,16	30,9
P02	200	14,5	12,9	2,74	1,13	31,2
	400	14,5	15,3		1,18	35,5
	50	16,8	19,6		0,96	56,3
DUS	100	16,5	16,8	2.76	0,93	42,5
P03	200	16,4	14,3	2,70	0,93	42,5
	400	16,7	19,7		0,98	55,7
P04	50	18,5	16,4		0,74	60,9
	100	17,9	15,0	2 77	0,78	53,5
	200	18,7	17,1	2,11	0,74	64,5
	400	18,9	15,3		0,69	61,6
P05	50	18,2	16,6		0,76	59,9
	100	18,9	17,8	274	0,71	68,5
	200	18,9	16,6	2,14	0,69	65,8
	400	18,7	20,5		0,77	73,2

 Tabela 16 - Índices físicos das amostras de solo residual jovem extraídas do campo

 experimental I da PUC-Rio (Brito 1980)

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados sob duas condições: solo submerso e na condição natural. Para a condição natural, os parâmetros de resistência drenados indicaram c' e ϕ ' variando, entre 30 a 80kPa e 30° a 37°.

Ensaios triaxiais convencionais também foram realizados em amostras obtidas de dois níveis no talude (T02 e T04) e nos cinco níveis do poço (P01 a

P05). Os parâmetros de deformabilidade foram obtidos a partir das curvas tensão-deformação e de variação volumétrica, tendo sido empregadas as seguintes equações:

$$E_{50} = \frac{S_{D_{50}}}{e_{ax_{50}}}$$
 eq.(4)

$$\boldsymbol{u}_{50} = \frac{\boldsymbol{e}_{ax_{50}} - \boldsymbol{e}_{vo_{50}}}{2\boldsymbol{e}_{ax_{50}}}$$
 eq.(5)

Os resultados dos ensaios triaxiais foram agrupados conforme o local de obtenção das amostras de solo residual jovem e estão apresentados na Tabela 17.

Aleixo (1998) estudou o comportamento de um solo residual proveniente de um perfil de alteração de rocha gnaissica do maciço da Tijuca (RJ), precisamente na localidade do clube Costa Brava, estrada do Joá, bairro de São Conrado. O programa experimental consistiu na retirada de amostras em blocos indeformados de solo residual jovem (2,55m de profundidade) e solo residual maduro (0,80m de profundidade) para a realização de ensaios triaxiais cúbicos, ensaios de compressão axial e hidrostática e ensaios oedométricos, observando a orientação das estratificações do material no campo. A análise dos resultados permitiu a verificação dos efeitos da direção de carregamento dos corpos de prova (ensaios feitos com a xistosidade ortogonal e paralela à tensão cisalhante), do nível de tensões de confinamento, do grau de intemperismo, do arranjo estrutural dos grãos e dos efeitos do grau de saturação. Os resultados dos ensaios de laboratório para as amostras de solo residual jovem, na condição de umidade natural foram selecionados e aparecem nas Tabelas 18 e 19.

Local da Amostra	σ _c (kPa)	c' (kPa)	ϕ'	σ _{d50} (kPa)	ϵ_{ax50}	ε _{vol50} (%)	E ₅₀ (MPa)	v_{50}	φ (⁰)	Ψ (⁰)
T04	50	35	28,03	73	0,70	0,48	10,43	0,08	0	0
	100			158	2,10	1,60	7,52	0,53	0	0
	200			281	4,00	3,68	7,03	0,64	0	0
	400			420	5,80	5,44	7,24	1,04	0	0
	50		33,37	152	0,28	0,24	54,29	0,01	11	5
Too	100	-		219	0,49	0,48	44,69	0,00	0	0
102	200	51		354	0,84	0,64	42,14	0,08	0	0
	400			589	3,57	3,36	16,50	0,37	0	0
	50		26,74	146	0,49	0,32	29,80	0,04	20	9
	100	60		192	0,35	0,32	54,86	0,01	0	0
PUT	200	69		308	1,82	1,60	16,92	0,20	0	0
	400			427	4,98	4,00	8,57	2,44	0	0
	50	55	31,33	162	0,30	0,24	54,00	0,01	8	4
DOO	100			192	0,68	0,40	28,24	0,10	0	0
P02	200			313	2,10	1,44	14,90	0,69	0	0
	400			535	4,30	3,52	12,44	1,68	0	0
	50	34	32,68	112	0,44	0,30	25,45	0,03	11	5
D 02	100			190	0,45	0,32	42,22	0,03	0	0
P03	200			308	1,20	0,88	25,67	0,19	0	0
	400			583	7,00	5,28	8,33	6,02	0	0
P04	50	69	32,68	200	0,68	0,48	29,41	0,07	29	14
	100			223	0,75	0,56	29,73	0,07	8	4
	200			358	1,05	0,80	34,10	0,13	0	0
	400			597	0,90	0,72	66,33	0,08	0	0
P05	50		32,01	127	0,59	0,32	21,53	0,08	15	7
	100	60		262	0,60	0,48	43,67	0,04	0	0
	200	00		345	0,75	0,56	46,00	0,07	0	0
	400			545	1,95	1,52	27,95	0,42	0	0

Tabela 17 - Parâmetros de resistência e de deformabilidade (Maccarini, 1980)

Tabela 18 - Resultados dos ensaios triaxiais cúbicos (carregamento axial) no solo residual jovem variando a orientação das estratificações das amostras e tensão confinante (Aleixo 1998)

Parâmetros de		
Deformabilidade		
v_{50}		
15		
14		

Tabela 19 - Resultados dos ensalos inaxiais cubicos em solo residual jovem (Aleixo, 1996)						
Parâmetros de Resistência (Ensaios Triaxiais Cúbicos)						
Ensaio	c'(kPa)	φ' (⁰)				
JNO	64,4	19,6				
JNP	60,7	19,8				

Tabela 19 - Resultados dos ensaios triaviais cúbicos em solo residual jovem (Alaivo, 1998)

Estudos de aspectos geológicos e mecânicos de solos residuais do Estado do Rio de Janeiro podem ser vistos em (Brandt, 1978; Sertã, 1986; Marinho, 1986; Tozatto, 2000). Lacerda e Almeida (1995) apresentam diversas propriedades relacionadas aos solos residuais.

Tentativas de correlacionar parâmetros mecânicos (compressibilidade e resistência) com propriedades índices (àquelas relacionadas com as características naturais do solo: textura, plasticidade e teor de matéria orgânica), de alguns solos residuais brasileiros, foram realizadas por Souza Neto et al. (2001). As correlações obtidas não apresentaram resultados satisfatórios.

A Tabela 20, apresentada a seguir, resume alguns dos parâmetros obtidos em ensaios triaxiais e de cisalhamento, não mencionados anteriormente, em amostras de solos residuais no Estado do Rio de Janeiro. Adicionalmente, parâmetros relacionados a outros ensaios podem ser vistos em Tozatto (2000).

Referência	Solo	W _{nat} (%)	γ (kN/m³)	γ _g (g/cm ³)	c' (kPa)	φ' (°)	Ensaio	
Chammas (1976)	Residual Migmatítico da RJ-20	32	18,5	2,67	20	31		
		30	19,0	2,73	23	25		
		33	18,7	2,67	23	28	Cisalhamento	
		30	18,0	2,65	30	30	Direto	
		30	18,0	2,65	23	26,5		
A se altre al a	Encosta do Cactáreo (RJ)	14,9 [*]		2,67	19,6	35	Cisalhamento	
Andrade (1000)		13,9 [*]		2,60	25,7	44		
(1990)		23,5 [*]		2,72	34,6	40	Direto	
		10,9 [*]	17,5 [*]	2,76	36	19,9		
de	Residual	8,6 [*]	17,3 [*]	2,78	31	19,8		
Campos	Micáceo da RJ-18	6,9 [*]	16,6 [*]	2,73	40	29,3	Cisainamento	
(1974)		16,1 [*]	18,2 [*]	2,68	39	19,1	Direto	
		10,9 [*]	17,7 [*]	2,76	52	22,7		
Sandroni					17	34	Cisalhamento	
(1973)	RJ				a	a	Direto	
()		0.4.4	44.0		35	43		
	Morro de Santo Rodrigues (RJ)	8,14	14,8			33,2	Cisalhamento Direto	
		9,70	15,2	2,77	0			
		9,38	15,3					
		9,40	15,1	2,77 6,59		29,48		
		11,70	15,3					
		13,08	10,2		6,59			
Souza (1995)		12,27	15,4					
		14.04	10,0				Ensaios Triaxiais	
		14,04	16.6		4,98	30,77		
		12.94	16.7					
		7.46	15.9					
		6 72	15,0					
		6 1 2	16.9		7,81	32,57		
		5.20	10,0					
		5,29	15,8					

Tabela 20 - Parâmetros de resistência de solos residuais obtidos em ensaios de cisalhamento direto e triaxiais

OBS.: (*) Valores médios

2.2.2. Deformabilidade de campo x laboratório em solos residuais

O conhecimento das características de resistência de solos residuais envolve uma série de dificuldades relacionadas à sua gênese: heterogeneidade, anisotropia e existência de estruturas reliquiares. Todas essas dificuldades, geralmente, refletem às características da rocha que origina o solo residual (Oliveira, 2000). Em relação ao módulo de deformabilidade do solo, sua determinação a partir de ensaios de laboratório, pode ser influenciada por uma série de fatores tais como: amolgamento da amostra, tensão efetiva inicial, nível de tensões cisalhantes e trajetória de tensões.

Sandroni (1985) discute alguns resultados de ensaios de placa, pressiométricos e oedométricos realizados em pesquisas desenvolvidas no campo experimental I da PUC-Rio. Na interpretação dos resultados, o alívio de tensão, quando da retirada das amostras, é o principal responsável pelas diferenças entre parâmetros de deformabilidade de campo e de laboratório. Dentre algumas conclusões, o autor considera que ensaios de laboratório mostram valores de módulo de deformabilidade menores do que os obtidos no campo, através do pressiômetro e ensaios de placa feitos na superfície. Pode-se observar valores de módulo de deformabilidade de campo da ordem de 2 a 3 vezes maiores que os obtidos em laboratório (Sandroni, 1991).

Em argilas levemente pré-adensadas, Milovic (1971), observou através de ensaios da laboratório (triaxiais CIU) e de campo (ensaios de placa), módulos de deformabilidade maiores nos ensaios de campo.

Sieira (1998) compara diversos valores de módulo de deformabilidade obtidos a partir de ensaios Dilatométricos e Pressiométricos de campo com os valores obtidos de ensaios triaxiais (CID) e verifica que os ensaios de campo forneceram valores consideravelmente superiores para o parâmetro E_{solo} (cerca de 8 vezes). Segundo Fontes (1997), esta diferença pode ser atribuída à anisotropia do solo e às diferenças nas trajetórias de tensões impostas pelos ensaios.

A trajetória de tensões é de grande relevância nos valores de E_{solo} . A dependência dos valores de módulo de deformabilidade em relação às trajetórias de tensões, podem ser observadas através de ensaios triaxiais cúbicos (Aleixo 1998; Carpio, 1990; Sayão et al., 1999) onde é possível controlar, independentemente, a magnitude das três tensões principais.

2.2.3. Coeficiente do empuxo no repouso (k₀) em solos residuais

Um parâmetro em particular que merece ser revisto, já que possui importante influência no comportamento de obras de contenção é o coeficiente de empuxo no repouso k_o, definido como a relação entre as tensões efetivas horizontal e vertical no solo, em condição de deformação lateral nula. Se um solo é formado pela sedimentação livre dos grãos, ao se acrescentar uma nova camada de material, a tensão vertical num plano horizontal aumenta de valor igual ao carregamento. Devido ao atrito entre as partículas, o acréscimo de tensão num plano vertical não é tão grande. O valor de k_0 situa-se entre 0,4 e 0,5 para areias e 0,5 e 0,8 para as argilas, podendo, em certos casos (quando um solo é aliviado pela remoção de uma camada superficial) ser maior que 1,0.

Na prática de projeto, é usual estimar k_o por correlações empíricas, como a de Jaky (1944) para areias e argila normalmente adensadas:

k_o=1- sen φ'

eq.(7)

ou como a de Mayne e Kulhawy (1982) para solos pré-adensados, que apresenta k_o como função do ângulo de atrito e da razão de sobreadensamento do solo (OCR):

$$k_0 = (1 - \operatorname{sen} \phi') \operatorname{OCR}^{\operatorname{sen} \phi'} eq.(8)$$

Deve-se ressaltar que a avaliação de k_o por correlações empíricas servem mais como orientação geral.

O coeficiente de empuxo no repouso é uma grandeza de determinação prática difícil seja em laboratório, seja no campo. Seu valor depende do conhecimento completo do história geológica dos depósitos. Por vista deste fato, é impossível a sua determinação em laboratório para os solos residuais ou evoluídos pedologicamente (Pinto e Nader, 1991), visto que não há nenhuma possibilidade de se estimar as tensões horizontais que ocorrem no subsolo, por meio de ensaios de laboratório pois, certamente, as tensões dependem do estado de tensões da rocha que deu origem ao solo e do processo evolutivo. Pode-se apenas especular sobre os seus valores.

Para solos arenosos e argilosos, a determinação de k_o pode ser obtida diretamente, no laboratório, através de oedômetros ou células triaxiais ou por meio de ensaios de campo com uso de fraturamento hidráulico (para ensaios em solos finos semelhante a ensaios conduzidos em rochas), pressiômetros e dilatômetros. Maiores detalhes podem ser vistos em Daylac (1994).