

SOIL NAILING - CHUMBAMENTO DE SOLOS EXPERIÊNCIA DE UMA EQUIPE NA APLICAÇÃO DO MÉTODO

Alberto Casati Zirlis (Genco Engenharia)
Cairbar Azzi Pitta (Genco Engenharia)

1. RESUMO

A técnica de "Soil Nailing", chumbamento de solos, vem sendo utilizada há cerca de três décadas. Trata-se da estabilização rápida, temporária ou permanente, de taludes e escavações por meio da introdução de reforço no maciço, aliado a revestimento de concreto projetado e tela metálica. O método começou a ser melhor estudado, a partir de 1975 através de convênios entre governos, universidades e empresas na França, Alemanha e EUA. A partir de 1979, passou a ser tema específico de Congressos Internacionais e Simpósios, quando se iniciou sua divulgação por meio de trabalhos publicados.

No Brasil não observamos ainda um interesse maior pela classe geotécnica em geral, visando o desenvolvimento e utilização da tecnologia. Tal concluímos, pela falta de divulgação de obras e publicações em congressos, seminários e palestras.

O objetivo desta publicação é a divulgação da experiência por nós adquirida na execução deste tipo de contenção. Ou seja, é o resultado da convivência com problemas de contenção, de uma equipe que projetou e executou contenções pela técnica "Soil Nailing" para obras definitivas.

2 HISTÓRICO

A necessidade de estabilização rápida de escavações, teve sua origem nas minas de exploração de minérios, sendo portanto um problema antigo e basicamente restrito à Engenharia de Minas. A partir da década de 50, houve um crescimento muito grande da aplicação de ancoragens curtas, tipo Perfo, SN Anker, Berg - Jet, para utilização na estabilização de túneis e emboques de túneis, na França, Alemanha e Áustria.

O professor Ladislau Von Rabcewicz, desenvolveu a partir de 1945, o NATM "New Austrian Tunneling Method", para avanço de escavações em túneis rochosos, cuja patente foi depositada em 1948. Sob efeito do peso de terras e tensões confinantes, uma cavidade tende a se deformar, reduzindo seu diâmetro. Na circunvizinhança da cavidade se forma a chamada zona plástica, com tensões radiais decrescentes. Obtem-se a estabilização dos mesmos com a aplicação logo após a escavação, de um revestimento flexível de concreto projetado, tela metálica e chumbadores curtos radiais na zona plástica, com controle de deformações da cavidade. Este revestimento estará portanto sujeito a uma carga reduzida, face as deformações já havidas. O método evoluiu, para a aplicação num túnel em xisto grafitico argiloso, o

Túnel Massemberg em 1964. Seguiu-se com aplicações em solos pouco competentes, como aqueles encontrados nas Minas Austríacas, substituindo pesados escoramentos de madeira por finas camadas de concreto projetado e chumbadores.

Em 1960 Henry Vidal patenteou o sistema de contenção de Terra Armada. Consiste na construção de aterros em que durante sua execução, são colocadas nervuras, entre as camadas de solo aplicadas. O atrito lateral destes elementos implantados no seio do solo compactado, permite a formação de arrimos verticais de grande altura.

Em 1970 Lizzi, Itália, apresentou seu processo de estabilização de encostas em solo, com chumbadores integrais longos não protendidos, executados em várias inclinações e fixados à vigas de concreto armado, a que ele chamou de "Urduidura Tridimensionale Pali Radice".

Na França, em 1972, a empresa Bouygues, com a experiência adquirida no NATM, e em consórcio com a Soletanche aplicaram o sistema "Soil Nailing" para um talude ferroviário próximo a Versailles. Eram taludes em arenitos com inclinação de 70 graus e área total de 12.000 m². Do sucesso desta obra decorreu a intensificação do uso do método para escavações e taludes neste país. Até 1986 cerca de mais de 12.000 m² foram estabilizados e diversos programas de pesquisas estão em desenvolvimento como os grupos: CERMES da "Ecole National de Ponts et Chaussées" através do professor Schlosser; CEBTP, "Centre d'Etudes et de Recherches du Bâtiment et des Travaux Public", com ensaios em modelos na escala natural sob o comando do professor Plumelle; e um programa nacional de estudos chamado "Programme Clouterre"

O desenvolvimento desta tecnologia na Alemanha Ocidental, teve seu início em 1975, através de uma associação dirigida pela empresa Karl Bauer AG, a Universidade Karlsruhe e o Ministério da Pesquisa e Tecnologia, através de um programa de 4 anos para estudo de 8 modelos em escala real, analisados por Stocker, Gudehus e Gassler (1979). São poucas as publicações alemãs, porém conforme Gassler e Gudehus (1981), já foram executados mais de duas dezenas de obras desta natureza, com pleno sucesso.

Nos Estados Unidos temos notícia da aplicação do sistema em 1976, nas escavações para construção do Hospital "Good Samaritan" em Portland, Oregon, pela empresa Kulchin e Consorciados, publicado por Shen em 1981, e na revista "Engineering News Record" em 1976. Entretanto Shen cita que cerca de 10.000 m² de contenções com alturas de até 18,0m foram executadas anteriormente a 1976 no Canadá. Um programa de pesquisas na Universidade da Califórnia foi conduzido pelo Prof. Shen (1981), com ensaios em modelos na escala real instrumentados. Em 1986, Nicholson publicou dados da construção de escavação de 9,1 m de profundidade, para o escritório central da "PPG Industries" em Pittsburg, Pennsylvania.

No Brasil até o presente momento não há dados publicados sobre este sistema. Sabemos entretanto que muitas obras deste porte foram executadas. Em 1966 a empresa Suiça radicada no Brasil "Rodio Perfurações e Consolidações" aplicava concreto projetado e tela metálica para estabilização de taludes na barragem de Xavantes. Em 1970, a SABESP utilizou nos emboques do túnel-05 do Sistema Cantareira de abastecimento de água para São Paulo, tratamento com chumbadores curtos, concreto projetado e tela metálica. A partir de 1972, nos túneis e taludes da Rodovia dos Imigrantes foram aplicadas contenções por chumbadores, perfurados e injetados com calda ou somente cravados a percussão e reticulados de microestacas. Não temos notícia de que algum órgão público, universidade ou companhia estejam desenvolvendo atualmente, pesquisas sobre o assunto.

O que se observa é que até o final da década de 70, engenheiros das três grandes potências, realizaram seus trabalhos isoladamente sem troca de informações. A partir de então, em 1979 houve uma

conferência em Paris sobre o assunto, que permitiu em função da exposição das obras já executadas e estudos, um grande aumento no desenvolvimento de novos projetos. Entretanto a falta de intercâmbio de conhecimentos e de pesquisas, tem mantido o Brasil, que tem um solo muito apropriado para aplicação do método, afastado do nível de desenvolvimento atual.

Hoje a grande maioria das empresas que executa serviços geotécnicos na Europa, oferece em seu catálogo de serviços e propagandas, a execução de contenção tipo "Soil Nailing".

3. MÉTODO EXECUTIVO

PERFURAÇÃO

As perfurações são executadas por equipamentos de pequeno porte, pesando entre 50 e 1000 kgf, portanto leves, de fácil acesso, instalação e trabalho sobre qualquer talude. Como fluido de perfuração e limpeza do furo, poderá ser utilizada água, ar, ou nenhum deles em se optando por trados helicoidais contínuos. 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, área de trabalho, pode-se optar por perfuratrizes tipo sonda, crawlair, wagon drill, ou até martelos manuais. No caso de cravação dos chumbadores, poderemos ter barras, cantoneiras ou tubo utilizando-se martelos pneumáticos ou manuais.

INSTALAÇÃO, INJEÇÃO E PROTEÇÃO CONTRA CORROSÃO

Concluída a perfuração, segue-se a instalação e fixação de nervuras. Estas podem ser metálicas, de fibras de vidro resinadas, ou similares. O material fixado no furo não deverá perder suas características de resistência ao longo do tempo. No caso de peças metálicas, elas deverão receber tratamento anticorrosivo adequado, usualmente resinas epóxicas e proteção eletrolítica. No caso das barras de fibra dispensa-se tal cuidado. Ao longo destes elementos deverão ser dispostos dispositivos centralizadores, evitando seu contacto direto com o solo. A injeção poderá ser efetivada por fluido cimentante qualquer, usualmente calda de cimento ou resinas. Normalmente se utiliza uma calda com elevado teor de cimento para solos, reservando as resinas para materiais rochosos e em locais de difícil acesso. Para instalação preenche-se o furo com o material e introduz-se a barra. Estas nervuras normalmente tem sua extremidade superior acabada por meio de uma dobra a 90 graus podendo também receber placa metálica, rosca e porca, no caso de se desejar aplicar uma carga inicial. Para a condição onde se cravou elementos de aço, considera-se desnecessária a aplicação de proteção contra corrosão, devendo neste caso adotar uma espessura de aço adicional. Se o elemento cravado for tubular, é possível a injeção posterior, desde que se crave com ponteiros.

CONCRETO PROJETADO

Sua aplicação depende do correto dimensionamento das redes de condução de ar, vazão e pressão do compressor e principalmente ajuste da bomba de projeção. Pode-se utilizar a aplicação por via seca ou úmida. O usual é por via seca face a extrema praticidade. Ou seja, pode ser interrompido e reiniciado o trabalho sem perdas de material e tempo para limpeza do equipamento. A elevada energia de projeção, produz uma ótima compactação do concreto que colabora sobremaneira em sua alta resistência.

O uso de telas eletrosoldadas confere ao concreto uma armação muito prática e eficiente. Ressalta-se que é necessária a garantia de seu cobrimento e que cuidados especiais durante a projeção são necessários para garantir a boa ligação entre ambos, de forma a evitar o efeito "sombra" por traz da ferragem.

Uma forma alternativa e mais prática de armação do concreto é sua aplicação com fibras. Estes elementos metálicos ou sintéticos, são misturados juntamente com o concreto e simultaneamente aplicados na superfície. Testes recentes realizados pela Construtora Xingó na Barragem de Xingó SE/AL, concluíram que sua aplicação é prática, e que as características do concreto são melhoradas tanto no aspecto de resistência a tração como de permeabilidade.

4. APLICAÇÕES

Entre as técnicas de reforço para estabilização de talude e escavações "in situ", temos a aplicação de chumbamento de solo, a execução do reticulado de estacas raiz, as estacas de grande diâmetro e as cortinas atirantadas. Esta última melhora a resistência do cisalhamento do maciço a conter, por uma ação externa sem contacto contínuo com o solo, diferindo conceitualmente de três primeiras.

Os dois primeiros sistemas são aplicáveis a taludes ou escavações muito íngremes, até verticais, formando um maciço estável de contenção semelhante a um muro de peso. No caso do "Soil Nailing" as nervuras são executadas horizontais ou subhorizontais aumentando a resistência ao cisalhamento do solo através de seu trabalho a tração. As estacas raiz são executadas paralelas à face do talude e com pequenas inclinações com a vertical, em que cada elemento é solicitado à tração, flexão e cisalhamento. As estacas de grande diâmetro são aplicáveis a taludes mais abatidos, objetivando reduzir ou estabilizar os movimentos de um plano de escorregamento bem definido, necessitando portanto ter grande inércia à flexão, motivo pelo qual suas dimensões são muito superiores aos chumbadores e estacas raiz.

Embora hajam diferenças básicas na forma de trabalho dos três tipos de reforço, ocorrerão situações em que mais de um sistema poderá ser aplicado. Deve-se objetivar que os elementos executados no maciço, possam trabalhar aumentando a resistência ao cisalhamento da área tratada. Decorre então que seu desempenho será melhor, sempre que for possível atravessar o plano de escorregamento, trabalhando cada nervura à tração.

Desta forma para taludes ou escavações íngremes em solos arenosos, a aplicação de "Soil Nailing" será muito provavelmente mais econômica que o reticulado de estacas raiz, considerando-se a necessidade de um número elevado destes últimos em relação aos chumbadores. Quando se objetiva a estabilização de taludes abatidos, o chumbamento sistemático, ou o conjunto de estacas raiz, será a solução. No caso dos taludes acima com possibilidade de acesso de equipamentos pesados e plano de escorregamento bem definido a solução por estacas de grande diâmetro provavelmente será mais viável.

5.1 COMPARAÇÃO COM MUROS ATIRANTADOS

Os dois métodos de contenção, embora para um mesmo fim, tem diferenças marcantes (Figura 1). Basicamente, os chumbadores são intervenções que tem um trabalho inicial passivo, enquanto que os tirantes começam a trabalhar ativamente. Poderíamos enumerar os seguintes pontos:

- . os tirantes são protendidos assim que a estrutura de contenção está pronta, iniciando seu trabalho sem necessidade de deformação do maciço. Ao contrário, os chumbadores não são protendidos, necessitando que o solo se deforme para que iniciem seu trabalho. Sabe-se entretanto que estas deformações necessárias, são surpreendentemente muito pequenas para desenvolvimento do atrito lateral.
- . os chumbadores aderem ao solo ao longo de todo seu comprimento, enquanto que os tirantes somente numa extensão pré determinada, temos portanto uma diferente distribuição de tensões no solo contido.
- . a densidade de aplicação de cada chumbador na face do talude é muito superior aos tirantes, entre 0,5 e 6,0 unidades por m², não induzindo a grandes riscos a falha de uma unidade. A falha de uma ancoragem injetada, pode induzir um acréscimo de carga em ancoragens adjacentes de até 65%, visto que sua malha de aplicação está entre 0,10 e 0,25 unidades por m².
- . cuidados especiais no dimensionamento das peças de concreto armado ou vigas metálicas, deverão ser tomados para os tirantes, especialmente a punção. No caso dos chumbadores, a carga junto a cabeça é mínima, sendo suficiente simples dobramento com gancho ou a aplicação de pequena placa metálica, porca e aperto com chave.
- . O comprimento dos tirantes é muito maior que os chumbadores, entre 3 e 5 vezes. Resulta portanto da necessidade de equipamentos de maior porte.

Quando existem problemas de planos de escorregamento profundos, a utilização das ancoragens injetadas provavelmente será a solução. Entretanto em cortes verticais ou subverticais em que esta possibilidade não existe, o sistema de "Soil Nailing" poderá ser utilizado com sucesso.

5.2 COMPARAÇÃO COM TERRA ARMADA

Os dois sistemas de contenção tem entre si vários pontos em comum, e ao mesmo tempo diferenças notáveis, muito embora após o término dos serviços apresentem grande semelhança física (Figura 1).

Semelhanças:

- . em ambos os casos, os reforços são instalados no solo sem tensão, sendo a mesma mobilizada somente após a deformação do conjunto.
- . as ancoragens trabalham basicamente por atrito lateral, se assemelhando a região consolidada a um muro de gravidade.
- . o revestimento na face do talude não desempenha papel estrutural relevante, sendo usualmente o concreto projetado para o "Soil Nailing" e estruturas pré-moldadas para a terra armada.

Diferenças:

- . o método construtivo de ambos é completamente diferente. Enquanto o chumbamento é executado de cima para baixo, em cortes, a terra armada é de baixo para cima, em aterros, o que influencia sobremaneira a distribuição dos esforços no maciço neste período.

- . o "Soil Nailing" é aplicado a um solo existente explorando suas características naturais, o que não ocorre com a terra armada em que as características do material de aterro são previamente controladas e determinadas.

- . há uma interação física e química entre os chumbadores e o solo, devido a injeção de fixação da barra de aço no furo, ou seja temos um trabalho por atrito e adesão. Na terra armada o trabalho é normalmente somente por atrito entre o solo e as nervuras. Além disso, o concreto projetado, aplicado logo após a escavação, já por si só protege o paramento recentemente exposto através de uma compactação, evitando assim rupturas e desmoronamentos localizados.

6. CARACTERÍSTICAS E LIMITAÇÕES DE APLICAÇÃO DO MÉTODO

A aplicação desta nova técnica, está vinculada ao seu conhecimento e oferecimento de vantagens com relação aos métodos tradicionais existentes. Os pontos que conduzem ao seu uso são:

- . economia com relação aos sistemas de contenção atirantados entre 10 e 50%.
- . maior rapidez executiva, com o trabalho de forma contínua.
- . equipamentos de execução de pequeno porte com acesso a áreas reduzidas, densamente ocupadas e instáveis.
- . facilidade de adaptação à geometrias variáveis, se acomodando perfeitamente ao perfil existente.
- . os movimentos necessários para mobilização do trabalho dos chumbadores são muito pequenos, inferiores até àqueles sugeridos por Peck para contenções estroncadas, que não é superior a 1% da altura escavada.
- . permitem o avanço dos serviços de contenção de forma contínua não necessitando de paralizações para, aguardar cura, ensaios e protensão das ancoragens atirantadas.

Algumas limitações:

- . as escavações serão limitadas pelo espaçamento entre duas linhas de chumbadores, necessitando para tal que o talude permaneça estável por algumas horas até a execução dos serviços. Neste caso é suficiente que o solo tenha alguma coesão ou cimentação. Esta mesma dificuldade é em grau maior encontrada nas cortinas atirantadas tradicionais, quando o tempo de estabilidade necessário é de cerca de 07 dias se utilizado concreto convencional, ou de 03 dias utilizando concreto projetado.
- . não é aplicável em escavações em argila mole, uma vez que será necessária uma alta densidade de chumbadores com comprimentos elevados neste caso.
- . não é aconselhável caso haja forte presença do lençol freático, em solos permeáveis, uma vez que provavelmente ocorrerão frequentes instabilizações localizadas, dificultando a aplicação do revestimento em concreto projetado. Este tipo de problema se manifesta, praticamente para todos tipos de contenções, exceto por exemplo cortinas de microestacas atirantadas, ou com pré tratamento por estacas injetadas tipo "jet grouting" e similares.

7. VERIFICAÇÕES NA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O maciço tratado deverá ser assemelhado a um muro de gravidade e como tal analisado, tanto para esforços externos como internos. No primeiro caso deve resistir sem escorregamento ou afundamento aos empuxos do solo contido, bem como conter todos os possíveis planos de escorregamento. A verificação da estabilidade interna se dará pelo correto dimensionamento da malha de aplicação e comprimento dos chumbadores, suficiente para estabilizar o volume de solo abrangido. Cada elemento de reforço deverá

ser competente para conter o solo adjacente em equilíbrio, e o conjunto deverá ser capaz de conter todos os possíveis planos de escorregamento profundos com segurança.

Entretanto não são estes isoladamente os elementos que definirão o projeto. A experiência do executor, o acompanhamento da execução, a análise da instrumentação, os ensaios do solo, são condicionantes básicos na definição de um projeto.

8. CASOS DE OBRAS

Apresentaremos a seguir como ilustração, alguns casos de obras já executadas. Descreveremos sumariamente dois publicados no exterior, oito executados no Brasil.

8.1 EXTERIOR

FRANÇA (1972)

Objetivando ampliações junto ao pátio da estação de Versailles-Chantiers, pertencente ao ramal ferroviário Paris-Brest, decidiu-se pela implantação de duas linhas auxiliares. Para tal foi necessária a execução de cortes com alturas de até 21,6m inclinados de 70 graus numa extensão de 965m, removendo cerca de 80.000m³ de solo (Figura 2). O solo era constituído pelo arenito Fontainbleau, caracterizado por 80% de partículas entre 0,1 e 0,4mm, ângulo de atrito interno entre 33 e 40 graus e uma coesão de 2 tf/m². Para estabilização da área de 12.600 m² exposta, foram aplicados 25.800 chumbadores. Os chumbadores resultaram de perfurações de 4" com 4,0 e 6,0m de comprimento, na qual foram fixadas por meio de injeção de calda de cimento duas barras de aço de 10mm de diâmetro. Nos 12,0 m superiores do corte foram instalados 18.100 chumbadores de 4,0m e na parte inferior 7.700 unidades com 6,0m. Os chumbadores foram aplicados em malha quadrada de 0,7 x 0,7m, sendo que a escavação executada inicialmente com alturas de 1,4m, foi reduzida para 0,7m devido a presença de solos mais fracos. A superfície exposta foi protegida com capa de concreto projetado com espessuras entre 5 e 8cm. Em ensaios de arrancamento nos chumbamentos obteve-se: 1,5 tf após 12 horas; 3,0tf após 36 horas; 7,0 tf após 7 dias e 9,0 tf após 11 dias. Como revestimento final, considerando-se obra permanente, foi aplicada camada de concreto entre 0,6 e 1,6m.

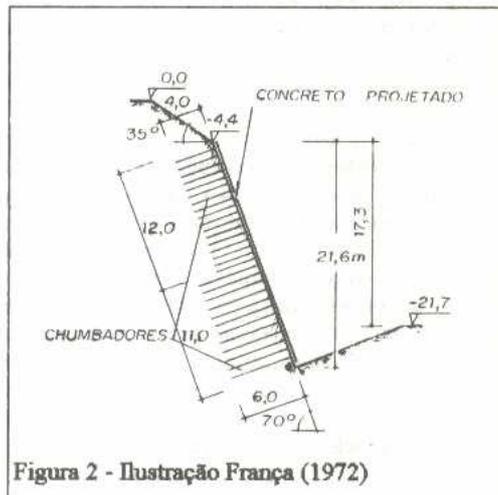


Figura 2 - Ilustração França (1972)

ESTADOS UNIDOS (1976)

Para ampliação das instalações do Hospital "Good Samaritan" em Portland, Oregon, foi necessária a execução de escavações de até 13,7m de profundidade, gerando 2.140m² de talude vertical para ser contido (Figura 3). A cerca de 1,5m desta escavação, havia um edifício de alvenaria estrutural de 4 andares, ao longo de uma das faces da escavação. O subsolo era caracterizado por sedimentos lacustres medianamente compactos a compactos de areia fina e silte, com ângulo de atrito de 36 graus e coesão de 2 tf/m². Foram aplicados 683 chumbadores de 4" com comprimentos entre 7,0 e 8,5m, armados com barra de aço de 25mm ou 38,1mm fixada com calda de cimento. Os 30cm superiores do furo eram preenchidos com solo compactado. O espaçamento horizontal entre ancoragens era de 1,22m e vertical de 1,53m. As escavações eram de 1,5m após o que se aplicava 5 cm de concreto projetado, uma tela metálica eletrosoldada, 4 barras de aço de 12,5mm horizontais e contínuas atrás da placa metálica de 15x15 cm. Tensionava-se então a barra e nova camada de 5 cm de concreto era jateada. Uma vez que o método de contenção foi o primeiro e sem tradição anterior no país, um grande número de instrumentações e estudos foram executados por pesquisadores da Universidade da Califórnia. Observou-se que as deformações do topo após atingir a profundidade máxima de escavação foi de 33mm ou seja, cerca de 0,3% da altura escavada, e em nada foi comprometido o edifício adjacente que não sofreu qualquer alteração em seu funcionamento ou ocupação. Embora a contenção tenha sido projetada em caráter provisório, o acompanhamento das deformações por um ano, durante o qual houve um grande período de chuvas e vários terremotos, mostrou que a contenção poderia ser considerada permanente. Ressalta-se também que o prazo de execução da obra esteve entre 50 e 70% daquele necessário para uma contenção tradicional, custando 15% menos.

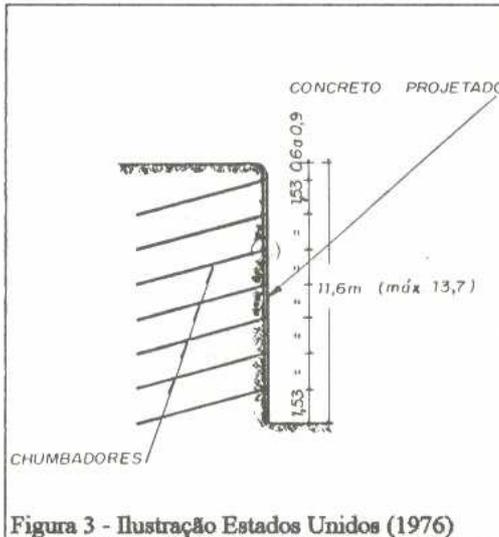


Figura 3 - Ilustração Estados Unidos (1976)

8.2 BRASIL

Na tabela 1 são apresentados 17 casos de obras realizadas no Brasil. Todas as obras são permanentes e até a presente data continuam estáveis. Num total de 15.500m² de área contida, tem como proprietários o Governo Federal, Estadual, Municipal e Particulares. A seguir são descritos 8 casos em que quatro foram consolidados após corte e os restantes já se encontravam cortados ou em seu estado natural. Em nenhum dos casos foram tomadas medidas de deformação do maciço ou de estruturas adjacentes. Além dos serviços abaixo apresentados, em todas as obras foi executado um sistema de drenagem superficial por canaletas, caixas de passagem, barbacãs e em alguns casos por drenos subhorizontais profundos.

CLIENTE/LOCAL	FIG	ANO	SOLO	GEOMETRIA		CRUAMENTO					REVESTIMENTO		DRENAGEM	ÁREA (m ²)
				ALTURA MÁXIMA (m)	INCLINAÇÃO graus	CRUADOR		diâmetro furo	ESPAÇAMENTO		CONCRET. PROJ. ESPESS. (cm)	ARMAÇÃO		
						compr. (m)	apo (mm)		Horiz. (m)	Vert. (m)				
SHELL - CONDUTO Estrada dos Píldes CUBATÃO/SP	4	92	Solo Residual	10,0	45 a 75	1,0 a 3,0	1 barra 22	cravado	1,5	1,5	7	1 Q47	barb.	1.800
GRANJA SAITO R. Benfrano, 527 SÃO PAULO/SP	5	90	Aterro Arenoso	5,1	90	3,0 a 6,0	1 barra 23	3"	1,2	1,2	12	2 Q47	barb.	750
OAS/COPENE Pólo de Canacari CANACARI/BA	6	89	Aterro Arenoso	3,9	90	2,0 a 4,0	1 barra 20	3 1/2"	1,0	0,8	10	2 Q75	barb.	300
CONSTR. N. ODEBRECHT Rodovia BR 324 SIMÕES FILHO/BA	7	86	Falha Geológica Folhelho alterado. Massapé	24,0	60	6,0 a 12,0	1 barra 25	3 1/2"	1,5	1,5	6	4 barras 12,5 e 1 Q47	DHP barb.	600
CBPO/FEFASA Encontro de Viaduto MAIRINQUE/SP	8	84	Filito.	26,0	75	8,0 a 23,0	1 barra 25	3"	2,0	4,0	10	1 Q283	barb.	1.400
SOTER/SOLMAYER Praia de Icaraí NITERÓI/RJ	9	84	Solo Residual	17,0	75	8,0 a 9,0	1 barra 25	3 1/2"	1,5	1,5	15	2 Q283	barb.	1.500
P. M. TABOÃO DA SERRA Morro do Cristo TABOÃO DA SERRA/SP	10	83	Solo Residual	25,0	55	4,0	1 barra 25	3"	2,0	1,5	7	1 Q47	DHP barb.	700
FEPASA/F. GUEDES Ponte João Dias SÃO PAULO/ SP	11	83	Aterro de encontro da Ponte.	6,5	75	7,5 a 10,5	1 barra 25	3"	1,5	1,8	10	1 Q47	barb.	350
CONSTR. ITAJUBÁ R. Artur César Rios SALVADOR/BA	12	91	Solo Residual	11,5	70	3,0 a 6,0	1 barra 25	3"	2,0	2,0	7	1 Q47	barb.	1.100
HOSP. BENEF. PORTUG. Pátio da Balança SÃO PAULO/SP	13	89	Aterro Arenoso	8,0	90	2,5	1 barra 25	3"	1,3	1,5	8	1 Q113	barb.	250
CISCEA Estr. Pico do Couto PETROPOLIS/RJ	14	88	Solo Residual	9,0	75	5,0	1 barra 25	2"	1,5	1,5	10	1 Q47	barb.	500
PAULO BERÇA R. Sto Américo SÃO PAULO/SP	15	88	Solo Residual	10,7	70	4,0	1 barra 25	3"	1,5	1,5	10	1 Q47	DHP barb.	450
RÁPIDÃO COMETA R. Tio Juca SALVADOR/BA	16	87	Solo Residual	15,0	60	5,0 a 7,0	1 barra 20	3"	2,5	2,5	5	1 Q47	barb.	1.350
SURCAP R. do Trilho SALVADOR/BA	17	86	Solo residual	18,5	50	5,0	1 barra 20	3"	2,0	2,0	5	1 Q47	barb.	850
ERGON Ed. Cidadela II SALVADOR/BA	18	86	Solo Residual	12,4	60	5,0	1 barra 20	3"	2,0	2,0	5	1 Q47	DHP barb.	400
MULTIFORMAS Ad. Regis Bitencourt TABOÃO DA SERRA/SP	19	86	Argila arenosa e solo de alteração de gnaisse	12,0	60	4,5 a 8,5	1 barra 25	3"	2,5	2,0	7	1 Q47	DHP barb.	1.600
SHELL Posto Chame-Chame SALVADOR/BA	20	92	Solo Residual	10,0	75	3,0 a 4,0	2 barras 16	3"	2,0	2,0	6	1 Q47	DHP barb.	800

TABELA 1. RELAÇÃO DE OBRAS COM APLICAÇÃO DO SISTEMA "SOIL NAILING"

SHELL - CONDUITO - ESTRADA DOS PILÕES CUBATÃO / SP (1992)

A Estrada dos Pilões liga a Rodovia Pedro Taques a Vila dos Pilões, região de depósitos industriais de Cubatão. Está implantada num corte, onde a montante há um talude com inclinações entre 45 e 70 graus, e a jusante o Rio Grade (Figura 4). Ao longo de seu pé foi instalado pela Conduto, um duto de condução de gás. O talude apresenta um solo saprolítico, ou saprolito de rocha granito/gnaissica, de características arenosas. Não há afloramento de lençol freático, porém o índice pluviométrico local, Serra do Mar, é elevado. Face a nove pontos, onde ocorreram escorregamentos de até 2,0m de profundidade e 10,0m de altura, foi projetada e executada a estabilização em "Soil Nailing". Neste caso foram utilizados chumbadores cravados, de aço de 22mm, com comprimento entre 1,0 e 3,0m e espaçamento vertical e horizontal de 1,5m. O espaçamento de projeto era, por vezes, adensado ou ampliado, em função das características de resistência do solo local. O concreto projetado de revestimento tinha uma espessura de 7,0cm armado com uma tela Q47.

Inicialmente se executava uma limpeza do talude removendo todo solo solto e vegetação. Seguiu a cravação dos chumbadores, em que sua menor ou maior profundidade, era governada pela dificuldade de penetração nunca sendo maior que 3,0m. Após era instalada a tela metálica com pastilhas para garantia de cobertura, e então era aplicado o concreto projetado.

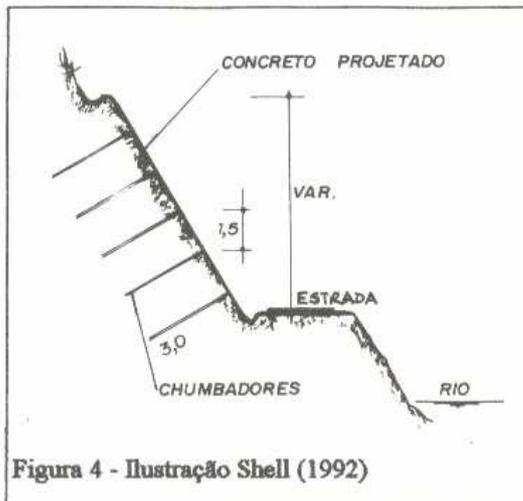


Figura 4 - Ilustração Shell (1992)

GRANJA SAITO - RUA BRENTANO - SÃO PAULO/ SP (1990).

Este caso envolve a implantação de um edifício, em que para estabilização das escavações verticais de seu subsolo foi aplicado o método. O lote com 20,0m de frente por 50,0m de profundidade, tem junto as divisas laterais residências térreas, na frente a Rua Brentano e aos fundos lote vago. Exceto a parede de fundo onde ocorreria uma instabilização e foi executada cortina atirantada, nas outras faces foi utilizado o sistema "Soil Nailing". O subsolo local compunha-se de camada de cerca de 3,0m de aterro, seguindo solo residual. As alturas a conter variaram de 3,1 a 5,1m. Os chumbadores tinham comprimentos de 3,0 e 6,0m aplicados a cada 1,2m na horizontal e 1,2m na vertical (Figura 5). O diâmetro do furo era de 3" com barra de 23mm fixada com calda de cimento. O concreto projetado de revestimento teve espessura de 12cm armado com 2 telas eletrosoldadas tipo Q75. Os serviços foram executados de cima para baixo em faixas de 1,2m.

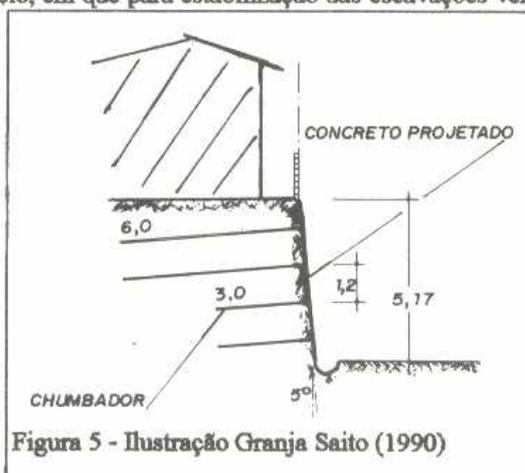


Figura 5 - Ilustração Granja Saito (1990)

OAS - COPENE - POLO PETROQUÍMICO DE CAMAÇARI / BA (1989)

Para que fosse possível a execução de outro prédio para a Torre de Resfriamento na COPENE, foi necessário a execução de corte vertical em solo, junto à rua interna "E-2400". O talude existente de aterro arenoso se encontrava estável com cerca de 40 graus. Seu corte foi vertical e imediatamente junto ao final da rua. A altura máxima era de 3,9m e foi estabilizada com a execução de chumbadores de 3 1/2" armados com uma barra de aço de 20mm fixada com calda de cimento. Seu espaçamento horizontal era de 1,0m e vertical de 0,8m. O comprimento de cada elemento variou de 2,0m a 4,0m (Figura 6). Imediatamente após o corte de cada faixa vertical de 0,8m, o paramento vertical era revestido por capa de 10 cm de concreto projetado armado com 2 telas eletrosoldadas Q75.

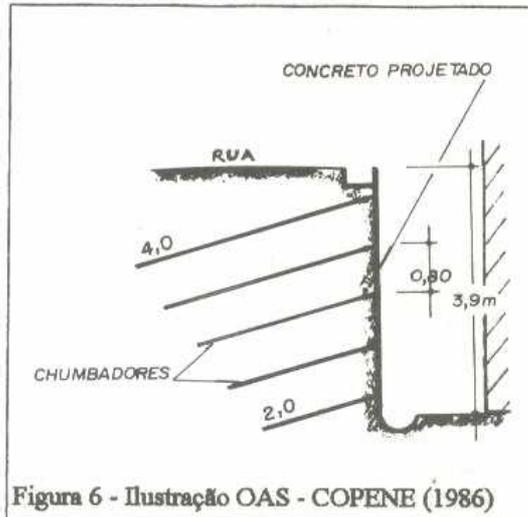


Figura 6 - Ilustração OAS - COPENE (1986)

CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT - SIMÕES FILHO / BA (1986)

Durante a implantação da tubulação de água tratada, do sistema Adutor de Pedra do Cavalo para Salvador, ocorreram dois acidentes próximos à estaca 457 em talude rodoviário, pertencente ao Município de Simões Filho. O projeto previa a instalação do tubo metálico cerca de 3,0m abaixo do pé do corte. Neste ponto o talude margeava a adutora e ambos estavam paralelos à BR 324, localizados após o primeiro posto de policiamento rodoviário, em sua margem direita, indo de Salvador para Feira de Santana. O subsolo compunha-se de sedimentos da formação Barreiras com espessuras em torno de 11,0m, sobrejacente à 3,0m de conglomerado compacto, seguindo-se com 7,0m de folhelhos classificados como rocha alterada mole, RAM, e então a rocha alterada dura, RAD. Junto ao RAM ocorriam camadas de sedimentos argilosos expansivos, localmente conhecidos com Massapé. O primeiro acidente se deu durante a escavação para instalação da Adutora, num período chuvoso. O talude acima com cerca de 35 graus de inclinação se movimentou intensamente. Foi projetada e executada uma cortina de microestacas atirantada vertical, na meia encosta, cujos detalhes não são escopo deste trabalho. Cerca de 100 metros após, em direção à Feira de Santana, no mesmo talude ocorreu o outro acidente. Neste trecho onde a adutora seria implantada num túnel ARMCO em execução, houve nova movimentação do talude cuja altura era de 24,0m e a inclinação de cerca de 40 graus, provocando danos ao túnel. Projetou-se então para sua

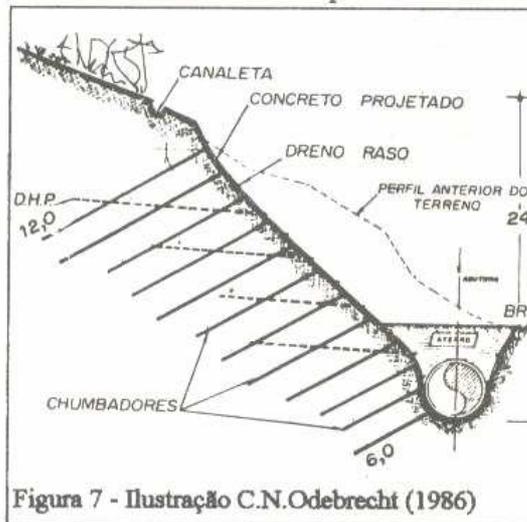


Figura 7 - Ilustração C.N.Odebrecht (1986)

Figura 7 - Ilustração C.N.Odebrecht (1986). Diagrama de perfil de um talude rodoviário com estabilização por cortina de microestacas.

completa estabilização uma contenção pelo sistema "Soil Nailing". A camada superior do paramento foi removida, resultanto um talude com 50 graus(Figura 7). Executou-se chumbadores com perfurações de 3 1/2" e comprimentos variáveis entre 6,0 e 12,0m, aplicados em malha com espaçamento horizontal de 1,5m e vertical de 2,0m. Em cada furo era fixada barra de aço de 25mm pela injeção de calda de cimento. Como revestimento foi aplicado uma camada de 6cm de concreto projetado, tela metálica eletrosoldada, e horizontalmente junto às cabeças dos chumbadores, 4 barras contínuas de 12,5mm. Os serviços foram executados de cima para baixo concomitantemente com o corte e remoção do solo.

CBPO - FEPASA - MAIRINQUE / SP (1984)

Visando prover a segurança de sua linha férrea, A FEPASA decidiu por aplicar um reforço de "Soil Nailing", junto ao talude da encosta próxima aos pilares P.1 e P.2 da ponte sobre o córrego Santa Rita, na variante ferroviária Helvetia - Guaianã no Município de Mairinque (Figura 8).O subsolo era caracterizado por um filito extremamente alterado, em que junto a superfície ocorriam frequentes deslocamentos, que iriam certamente desestabilizar o maciço como um todo. A geometria existente apresentava um talude com 26,0 m de altura e inclinação de 75 graus no qual, próximo ao topo se encontrava o apoio P1 fundado em tubulações curtas de 6,0m de profundidade. Foram projetados e executados, chumbadores de 3",armados com barra de aço de 25,0 mm fixada com calda de cimento. Sua malha de aplicação compreendeu um espaçamento horizontal de 2,0m e vertical de 4,0m, variando seu comprimento entre 8,0 e 23,0m. Ao centro desta malha de chumbadores foram executados elementos curtos de 1,5m. O concreto projetado para revestimento tinha espessura de 10 cm armado com uma camada de tela metálica eletrosoldada.

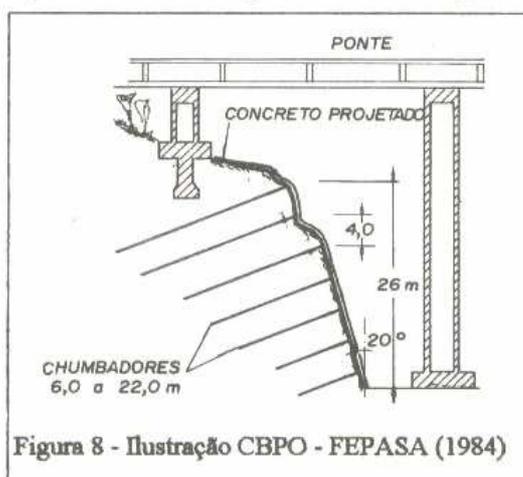


Figura 8 - Ilustração CBPO - FEPASA (1984)

SOTER/SOUMAYER/PLACON/TAMOIO -PRAIA DE ICARAI -NITERÓI/RJ (1984)

Com o objetivo da utilização de área residencial muito valorizada, para implantação de cinco edifícios de alto luxo, junto à praia de Icarai em Niterói, foi executado um corte de 35,0m de altura com remoção de cerca de 30.000m³ de solo. O material encontrado foi caracterizado como um solo de alteração de gnaiss extremamente alterado com feições pegmatíticas, apresentado veios caoticamente dispersos de soluções pneumatolíticas. Devido a esta condição de intemperismo, era prevista a ocorrência, de instabilidade durante o corte em regiões aleatoriamente localizadas, em presença ou não de água. A superfície total a ser contida de 2.800m² foi estabilizada de duas

formas diferentes e em dois trechos distintos. A parte superior de altura máxima de 17,0m e inclinação de 75 graus com o chumbamento e a parte imediatamente abaixo, vertical, com ancoragens injetadas protendidas. O tratamento superior compreendeu a aplicação de chumbadores

de 3 1/2" com comprimentos de 6,0 e 9,0m, armados com barra de aço de 25mm fixada por injeção de calda de cimento(Figura 9). Seu espaçamento era de 1,5m na direção vertical por 1,5 na horizontal sendo que em sua cabeça havia uma rosca, placa metálica de 25x25 cm, porca e cunha, que permitiam um pequeno tensionamento após instalação. O paramento superior foi revestido com concreto projetado de 15cm de espessura, armado com duas camadas de tela metálica eletrosoldada. Ao longo dos serviços foram observados visualmente movimentos do topo, em função de trincas que surgiram no patamar junto à crista. Estas trincas que chegaram a 5mm, foram vedadas com injeção de calda de cimento e desde julho de 1984 não mais se manifestaram.

O tratamento inferior por cortina atirantada, utilizou ancoragens injetadas protendidas tradicionais, em que seu muro de concreto, foi composto por ferragem de telas metálicas eletrosoldadas e concreto projetado.

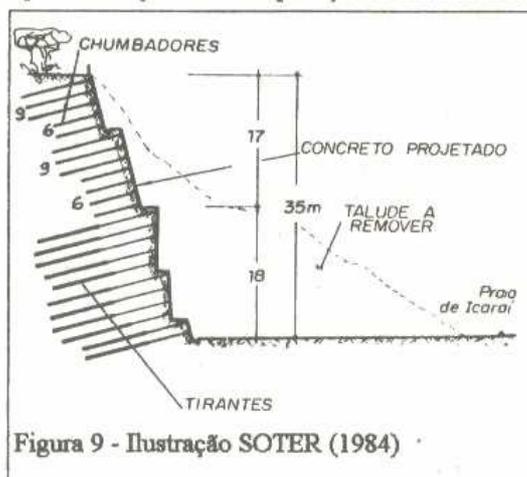


Figura 9 - Ilustração SOTER (1984)

PREFEITURA MUNICIPAL DE TABOÃO DA SERRA MORRO DO CRISTO - TABOÃO DA SERRA/SP (1983)

Trata-se de talude com 25,0 m de altura e inclinação média de 55 graus, com várias residências

implantadas em seu paramento. Está limitado por duas ruas, uma junto à crista e outra junto ao pé. Na metade do talude existe um belvedere e no topo uma estátua do Cristo, que é um marco importante de Taboão da Serra, grande cidade industrial conurbada com São Paulo. Durante um período chuvoso ocorreram diversos escorregamentos superficiais com destruição parcial e em alguns casos total de algumas residências. O talude é composto por solo de alteração de rocha gnaissica, com várias fácies bastante arenosas. Para sua estabilização foi projetado nas regiões do escorregamento, um reforço composto por camada de concreto projetado de 7,0 cm de espessura, armado com tela metálica eletrosoldada e chumbadores de 3"

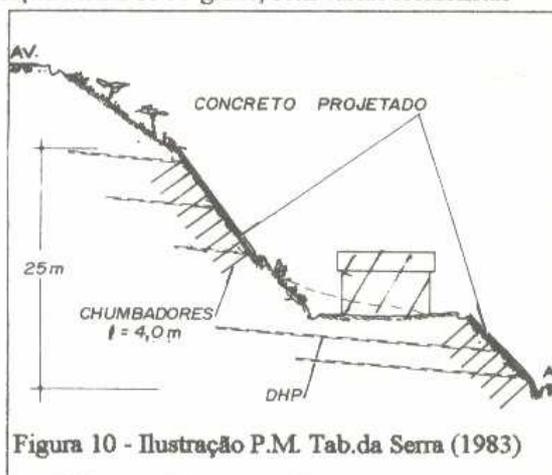


Figura 10 - Ilustração P.M. Tab.da Serra (1983)

com 4,0m de comprimento executados em malha de 2,0m na horizontal por 1,5m na vertical(Figura 10). Imediatamente após a remoção do material corrido, era aplicado o concreto projetado e a

seguir a executado o chumbador. Nas regiões adjacentes não estabilizadas, foram executados grupos de chumbadores nas extremidades de um reticulado de vigas de concreto armado, de tal forma que a vegetação existente encobriu os serviços. Complementou-se os trabalhos com aplicação de drenos profundos e drenagem superficial.

FERREIRA GUEDES - FEPASA - PONTE JOÃO DIAS / SÃO PAULO/SP (1983)

tro do plano de "Modernização de Subúrbios", implantado pela FEPASA-Ferrovias Paulistas S.A., foram projetadas duplicações para várias linhas férreas. No trecho da zona sul de São Paulo, entre as estações Terminal Santo Amaro e Estação Pinheiros margeando o rio Pinheiros, havia um aterro de encontro da ponte João Dias que obstruía a duplicação. Este material muito pouco competente, composto por argila silto arenosa mole, foi removido, estabilizando-se o talude remanescente de 75 graus e 6,5m de altura com aplicação de chumbadores e concreto projetado. Os reforços compostos por perfuração de 3" recebiam, fixada por calda de cimento uma barra de aço de 25mm. Sua malha de espaçamento foi de 2,0m na horizontal e 1,5m na vertical, com comprimentos variáveis entre 7,5 e 10,5m (Figura 11). As escavações procederam em faixas longitudinais contínuas numa altura de 1,5m, sendo que a face do paramento foi protegida por concreto projetado com 10 cm de espessura, armado com tela metálica eletrosoldada. Ressalta-se que junto a crista existe uma constante e pesada sobrecarga de tráfego.

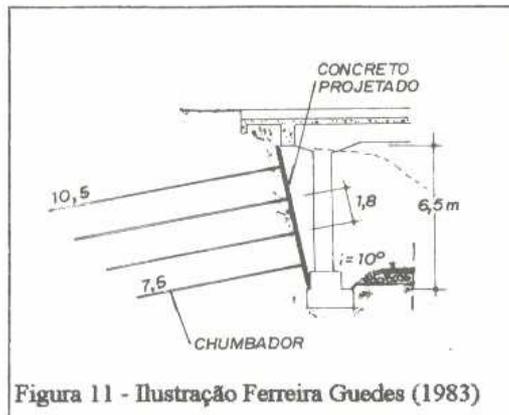


Figura 11 - Ilustração Ferreira Guedes (1983)

ILUSTRAÇÕES GRÁFICAS COMPLEMENTARES

A seguir temos as seções transversais típicas para os casos citados na Tabela 1 que não foram apresentados acima.

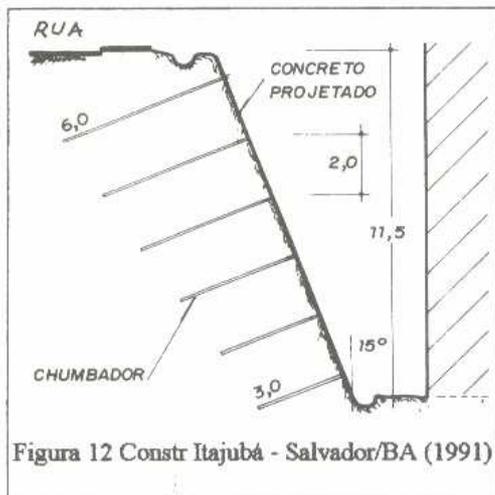


Figura 12 Constr Itajubá - Salvador/BA (1991)

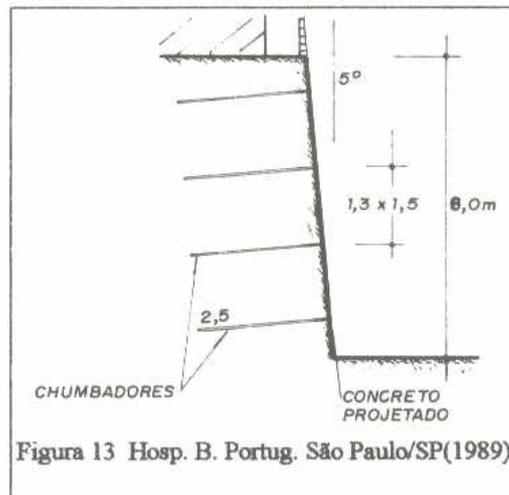
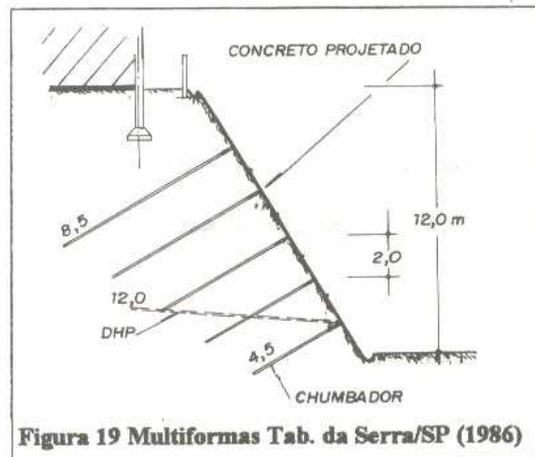
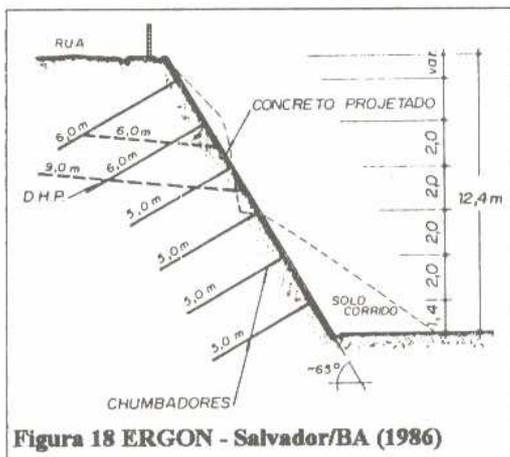
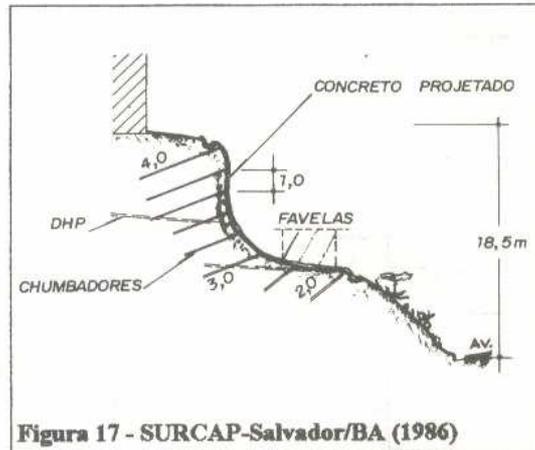
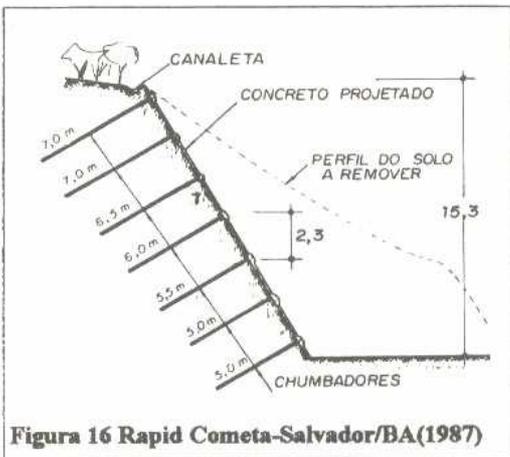
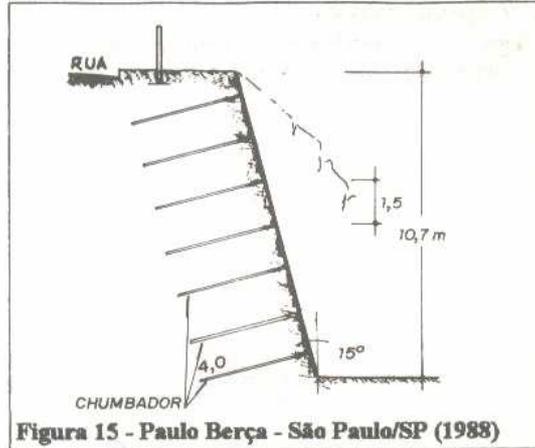
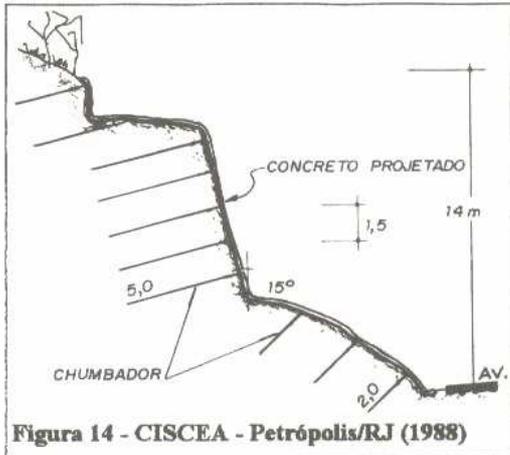


Figura 13 Hosp. B. Portug. São Paulo/SP(1989)



5.COMPARAÇÕES

Para que se evidencie as diferenças entre o "Soil Nailing" e os outros métodos, apresentamos comparações dele com Muros Atirantados e Terra Armada(Figura 1).

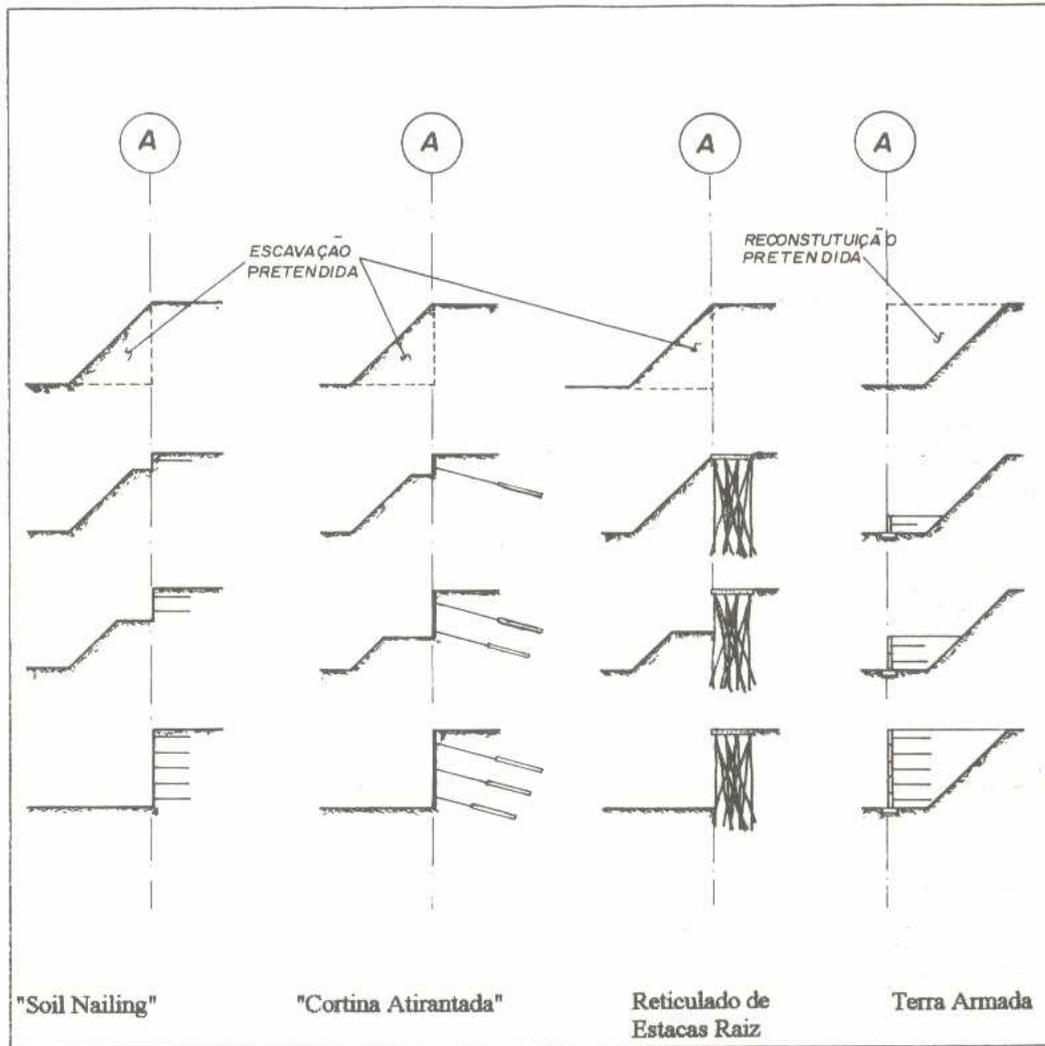


FIGURA 1 - COMPARAÇÃO ENTRE QUATRO MÉTODOS DE CONTENÇÃO



9. CONDOTA DE PROJETO

Dos 17 casos apresentados na Tabela 1, somente dois, Figuras 4 e 11, foram analisados por projetistas e desconhecemos a maneira como foi desenvolvido. Todos os outros casos foram projetados empiricamente, fruto de experiência adquirida com a prática de execução de trabalhos geotécnicos. Cada caso novo era comparado com alguma obra semelhante e então projetado. Em poucos casos foram executados ensaios de laboratório e sondagens a percussão. Entretanto sempre se visitou o local, analisou-se a geologia e hidrogeologia, e foi acompanhada toda execução dos trabalhos. Estudos paramétricos de estabilidade também foram sempre realizados.

Dentre os muitos dados necessários para exame de uma contenção; geometria, esforços externos, sondagens, ensaios, gostaríamos de ressaltar três deles: geologia, hidrogeologia e instrumentação ou observação.

GEOLOGIA

Para que se possa entender o mecanismo de movimento da massa do solo, é fundamental o estudo de sua gênese. A caracterização geológica do talude deve por exemplo buscar feições estruturais dos corpos rochosos, que foram mascarados pelo processo de alteração, no caso de solos residuais. A análise da condição de deposição e sua geometria é fundamental para o caso de solos sedimentares e ou metamórficos. A indicação de falhas, dobras, acamamento, xistosidades, bem como a presença de camadas mais ou menos solúveis na massa de solo são fatores de extrema importância para entender seu comportamento.

HIDROGEOLOGIA

A perfeita determinação do movimento e geometria dos aquíferos, é um dado fundamental no projeto. É comum que as informações do nível d'água oriundas de sondagens a percussão, contenham falhas tanto de posição, quanto de quantidade. A análise hidrogeológica, poderá explicar surgências inesperadas,

face a presença de falhas geológicas ou xistosidades, bem como dissolução de materiais. O aumento do grau de saturação de água no solo, resulta em modificação das características geomecânicas, podendo transformar encostas estáveis em zonas sujeitas a escorregamentos. A aplicação de uma "pele" de concreto faz com que uma encosta, aparentemente "seca", deixe de transpirar após a aplicação do projetado. Ao deixar de haver esta perda de água através dos poros do solo, o mesmo começa a acumular umidade, diminuindo significativamente sua estabilidade. Por isso, a execução excessiva de barbacãs e drenos profundos, DHP, devem estar intimamente ligadas ao método "Soil Nailing".

INSTRUMENTAÇÃO - OBSERVAÇÃO

Qualquer método novo requer para seu entendimento, a compreensão sobre seu desempenho. Além disso ao observar-se um problema e entendê-lo corretamente, a solução e seu dimensionamento estará definida, basta confirmá-la. A observação diz respeito não só na fase posterior à execução da obra, mas também antes de iniciá-la. Por exemplo, fluxos de água superficiais, sobrecargas, contaminações que poderão ocorrer, devem ser consideradas no projeto. A medida de deformações verticais e horizontais da contenção após sua execução, deve ser realizada, sempre em conjunto com a medida das águas profundas e dos eventos externos como por exemplo sobrecargas e vibrações.

10. CONCLUSÕES

Esta técnica de contenção, tem se apresentado muito competitiva e adequada conforme sugerem os engenheiros Franceses, Americanos e Alemães.

Embora com muitas similaridades com os outros métodos de contenção tais como cortinas atirantadas, terra armada, reticulado de estacas raiz, esta tem sua identidade e aplicabilidade muito bem definida.

A análise geológica e hidrogeológica, a vivência na execução de obras geotécnicas, o acompanhamento da execução de cada passo na obra, as análises das instrumentações de campo e os ensaios geotécnicos são parâmetros necessários para conduzir a bom termo este tipo de obra.

Os dados aqui apresentados relativos a 17 obras executadas, 15.500m², embora decorrentes de dimensionamento empírico, parecem seguros visto que obras de até 9 anos permanecem estáveis. A falta das informações necessárias para uma melhor compreensão científica não permite conclusões sobre dimensionamento.

Os solos brasileiros especificamente os saprolíticos parecem ser muito adequados para aplicação da técnica do "Soil Nailing". A aplicação de fibras metálicas ou sintéticas em substituição às telas deve ser desenvolvida pois traz vantagem no aspecto prático de aplicação, de resistência e de permeabilidade do concreto.

11. BIBLIOGRAFIA

1. BAUER (1989) - Soil Nailing - The Bauer System - Catálogo de Serviços
2. BRUCE D.A., JEWELL R.A. (1987) - Soil Nailing : Application and Practice, Ground Engineering, The Magazine of the British Geotechnical Society, Janeiro de 1987, volume 20, nr. 1.
3. CAMBEFORT H. (1960) - Injection des Sols. Editions Eyrolles, Paris.
4. GASSLER G. , GUDEHUS, G (1981) - "Soil Nailing some Aspects of a New Technique". Anais do 10o. Cong. Int. de Mec. Solos e Eng. de Fund. Estocolmo, Vol. 3 pg (665-670).
5. GROUND ENGINEERING (1991) - Report of the BGS meeting on Soil Nailing on 10 October 1990 - Ground Engineering, The Magazine of the British Geotechnical Society, Janeiro/Fevereiro 1991, volume 24, nr. 1.

6. GUIMARÃES FILHO J.D. (1984) - Consolidação de solos por injeções: Discussão sobre uma prática bem sucedida, mas que não está de acordo com as teorias clássicas existentes Revista Solos e Rochas - Volume 7.
7. GUIMARÃES FILHO J.D., PITTA C.A., ZIRLIS A.C. (1985) - Microestaca para Fundação de Adutora em Solo Expansivo - Seminário de Engenharia de Fundações Especiais (SEFE), Separata, São Paulo.
8. GUIMARÃES FILHO J.D., MOURA A.C.F., MACHADO P.E.H., ZIRLIS A.C. (1987) - Soil Consolidation by the action of pressure of cement lime grouting and steel pipe reinforcement.. VIII Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Colombia.
9. GUILLOUX A., NOTTE G., GONIN H. (1983) - Experiences on Retaining Structure by Nailing in Moraine Soils. Anais da 8a. Conf. Europ. de Mec. dos Solos.
(continuação)
10. HANNA T.H. (1982) - ^{Foundation} Foundation in Tension - Ground Anchors, Trans Tech Publication, McGraw-Hill Book Company
11. LIZZI F. (1970) - "Reticoli di Pali Radice per il Maglioramento delle Caratteristiche di Resistenza del Terreno". Convegno di Geotechnica, Bari
12. LIZZI F. (1981) - "Restauro Statico dei Monumenti, Sagep Editrice".
13. OSTERMAYER H. (1974) - Construction, Carrying Behaviour and Creep Characteristics of Ground Anchors "Institution of Civil Engineers, Londres Seção V, Trabalho 18.
14. PALERMO G., MARQUES E.L. (1982) - Estudo de aderência em Concreto Projetado da Obra de Extensão Norte do Metrô São Paulo - Controle e propriedades do Concreto Projetado empregado na Extensão Norte do Metrô São Paulo. IBRACON - Colóquio sobre concreto em Fundações e Obras Subterrâneas.
15. PECK R.B. (1969) - "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground" Anais da 7a. Conf. Int. de Mec. dos Solos e Eng. de Fund. México.
16. RABCEWICZ L.V. (1964-1965) - "The New Austrian Tunneling Method". Parte 1 a 3. Water Power, Londres, Dezembro 1964 e Janeiro 1965.
17. SHEN C.K., BANG S., HERMANN L.R. (1981) - "Ground Movement Analysis of Earth Support System" Jornal da ASCE, Vol. 107 GT 12, pg. 1609-1624
18. SHEN C.K., BANG S., ROMSTAD K.M., KULCHIN L., DeNATALE J.S. (1981) - Field Measurements of Earth Support System, Jornal da ASCE Vol 107, GT 12, pg. 1625-1642.
19. STOCKER M.F., KORBER G.W., GASSLER G., GUDEHUS G. (1979) - "Soil Nailing". Conf. Int. de Solos Reforçados, Paris, Março, Vol 2 pg. 469-474.
20. VIDAL H. (1966) - "La Terre Armée" Anais do ITBTP, Paris nr. 223-229, pg 888-938.