

Utilização de túneis e galerias de drenagem para estabilização de encostas

Futai, M.M. e Wolle, C. M

Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, futai@usp.br e cwolle@usp.br

Bastos, I.G,

GeoCompany, São Paulo, SP, izabelbastos@terra.com.br

Suzuki, S.

COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, silvia.suzuki@terra.com.br

Resumo: Foi feita uma pesquisa bibliográfica sobre casos de estabilização de encostas com túneis e galerias de drenagem. O objetivo foi avaliar os casos selecionados. Verificou-se que galerias e túneis de drenagem são eficientes para estabilização de encostas, porém são pouco utilizados. Assim, incentiva-se que a técnica seja mais empregada, principalmente em encostas muito extensas, tais como escorregamentos ativos em colúvios saturados.

Abstract: Bibliographic research has been done about tunnels and galleries for drainage and stabilization of landslides. The objective was to evaluate the selected cases. It was verified that drainage galleries and tunnels are efficient to stabilize large landslides, but this technique is rarely used in Brazil. So, this paper incentive the use of this technique especially in large unstable slopes, such as active landslides in saturated colluviums.

1 INTRODUÇÃO

Em climas úmidos, como ocorre em parte do Brasil, o nível freático nas encostas pode ser elevado e por isso, a pressão neutra é um dos principais agentes de instabilização das encostas. Um dos métodos de estabilização de encostas naturais é a drenagem profunda do maciço, realizada através de ponteiras filtrantes, poços profundos, trincheiras, drenos verticais de alívio, drenos sub-horizontais profundos, galerias e túneis. A drenagem profunda tem como principal objetivo a retirada de água do maciço, reduzindo a pressão neutra. Nesse artigo será dado enfoque para estabilizações realizadas com galerias e túneis de drenagem.

Foi feita uma pesquisa na literatura de casos de estabilização de encostas através de galerias e túneis de drenagem. Esses casos serão descritos objetivando reunir nesse artigo diferentes aplicações e os respectivos resultados. Ao final do artigo será feita uma comparação entre esses casos.

2 CASOS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS COM TÚNEIS

Yassuda (1988) citou as obras emergenciais de estabilização de uma gigantesca massa de solo e rocha que se movimentava em direção à barragem de Tablachaca, região andina do Peru. A encosta tinha cerca de 37° e 45° com a horizontal, com uma largura variável entre 200 e 300 m, ao longo de um desnível superior a 300 m.

Ao apresentar movimentações, esta grande massa ameaçava a operação da barragem, cuja potência instalada era responsável por cerca de 50% da energia do Peru. Além de berma junto ao pé do talude, cortinas atirantadas e drenagem superficial, foram executados dois túneis principais com várias galerias transversais (Figuras 1). Junto à abóbada dos túneis, foram executados drenos radiais com comprimentos médios da ordem de 20m. Como complemento da drenagem dos túneis, foram executados DHPs a partir da superfície do talude, com comprimentos máximo foi de 90m.

2.1 Estabilização do escorregamento da massa de tálus junto à Usina Henry Borden

Vargas (1966) descreveu o escorregamento da massa de tálus (colúvio), ocorrido em 1946, junto à Usina Henry Borden, no município de Cubatão no Estado de São Paulo.

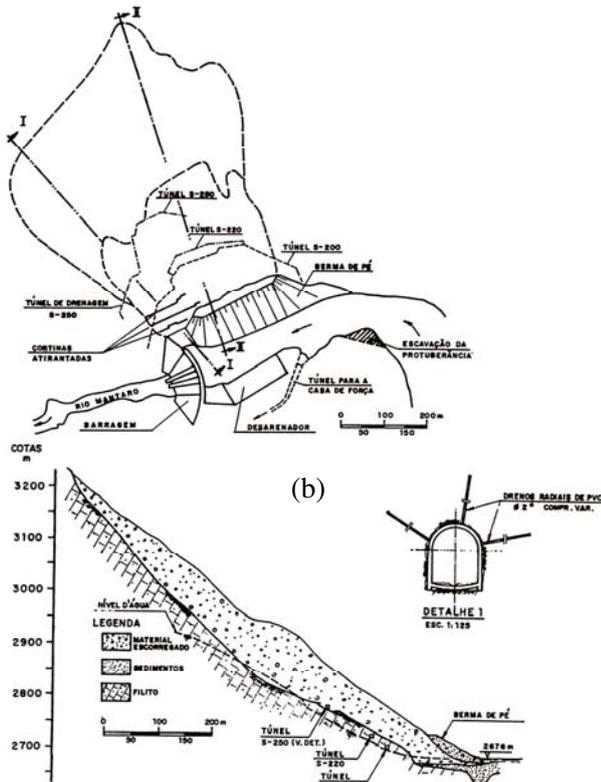


Figura 1: (a) Planta Geral e (b) Corte II – Obras de estabilização do escorregamento junto à barragem de Tablachaca (Yassuda, 1988).

Durante as obras da usina foi feito um corte no pé da encosta, de um talude de 60% de inclinação e 40 m de altura, que reativou uma antiga zona de escorregamento. A escavação coincidiu com um período de alta precipitação, iniciando assim um movimento envolvendo aproximadamente 500.000 m³ de material.

O movimento foi totalmente controlado por meio de drenagem, por túneis abertos através do material em processo de escorregamento e furos feitos com sonda rotativa, a partir do fundo das galerias. A Figura 2 mostra a disposição dos túneis e perfurações em planta, e um corte geológico transversal mostrando o corpo do tálus repousando sobre xisto decomposto e esse outro sobre a rocha xistosa fissurada.

Terzaghi (1960) relatou que para obter informação quantitativa a respeito do movimento de terra e os fatores que determinaram sua velocidade, foram instalados pontos de referência em várias linhas horizontais e executadas sondagens para observação

do nível da água junto a cada um desses pontos. A grande quantidade de água que alimentava o lençol freático do tálus provinha da própria rocha fissurada. Contudo, para impedir a infiltração de água pela superfície do tálus, este foi recoberto por uma pintura asfáltica e ainda provido de uma rede de valas superficiais de drenagem.

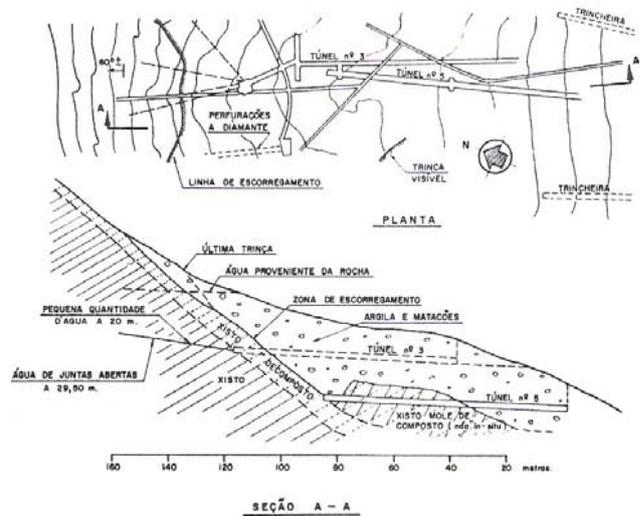


Figura 2: Planta e seção longitudinal do escorregamento da Usina Henry Borden, em Cubatão (Vargas, 1966).

Segundo Terzaghi (1960), a drenagem é tão efetiva na paralisação de movimentos deste tipo que bastaria um rebaixamento de 3 m do lençol freático para que o movimento que originalmente progredia na razão máxima de 30 cm por dia, fosse reduzido praticamente a zero, como mostra a Figura 3.

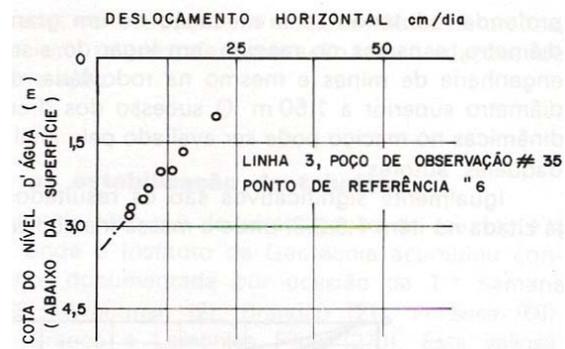


Figura 3: Diagrama mostrando a relação entre a posição do nível d'água e os deslocamentos horizontais (Guidicini e Nieble, 1976).

2.2 Estabilização de escorregamento na Rodovia Tijuana-Enseada, no México

Rico e Castilho (1974) descreveram dois escorregamentos ocorridos na Rodovia Tijuana-Enseada, em 1965, no México, que foram

estabilizados com galerias de drenagem. A seção transversal que indica a estratigrafia, superfície de deslizamento, a posição e a seção da galeria está mostrada na Figura 4.

Foram construídas duas galerias. A primeira foi construída no km 19+200 e serviu para estabilizar a mais dramática ruptura da Rodovia Tijuana-Enseada. O movimento evoluiu durante o período de construção da rodovia, apresentando deslocamento, em direção ao mar, de 2 m na vertical e 1,80 m na horizontal. Após os trabalhos de exploração do subsolo, foi possível definir o formato da superfície de ruptura.

A construção da galeria foi iniciada com um grande tubo metálico com 1,80 m de diâmetro envolto em material filtrante até completar uma escavação total de 2,50 m de diâmetro.

A galeria tem aproximadamente 200 m de comprimento total, sendo que nos últimos 100 m foram executados, no teto, drenos com 4 m de comprimento, espaçados a cada 2 m. A drenagem foi feita por bombeamento na entrada da galeria.

Após a construção da galeria de drenagem, os movimentos cessaram por completo, não tendo sido registrado nenhum movimento até 1973.

A segunda galeria de drenagem foi construída no km 15+500, da mesma rodovia. Nesse local foram instalados dez inclinômetros, que permitiram definir o formato da superfície de ruptura.

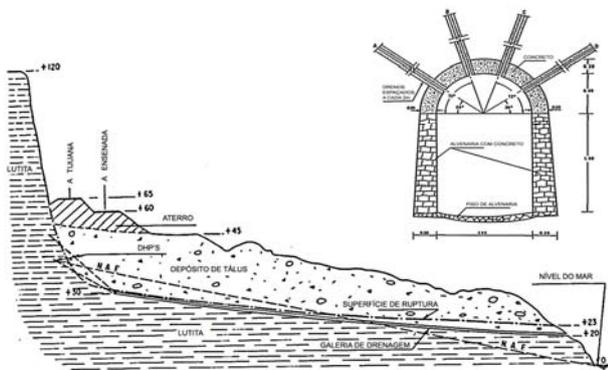


Figura 4: Perfil e seção da galeria de drenagem do km 19+200 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

Na Figura 5 estão apresentados os deslocamentos registrados por um dos inclinômetros. Estes deslocamentos ocorreram a aproximadamente 13 m de profundidade, com uma magnitude crescente com o tempo, chegando a aproximadamente 12 cm.

Está apresentada na Figura 6 a forma aproximada da superfície de ruptura, que se desenvolveu no contato entre o depósito de talus e a rocha. Para a construção da rodovia, foi executado um aterro de 17 m de altura.

A capacidade drenante da galeria foi reforçada por meio de drenos perfurados no teto, para interceptar a

superfície de ruptura.

A Figura 7 mostra a variação do nível do lençol freático medido em dois inclinômetros da galeria de drenagem. Houve uma variação muito grande no poço do inclinômetro I-4 que estava próximo ao T da galeria, e uma pequena variação no poço do inclinômetro I-6 que se localizava mais afastado da galeria.

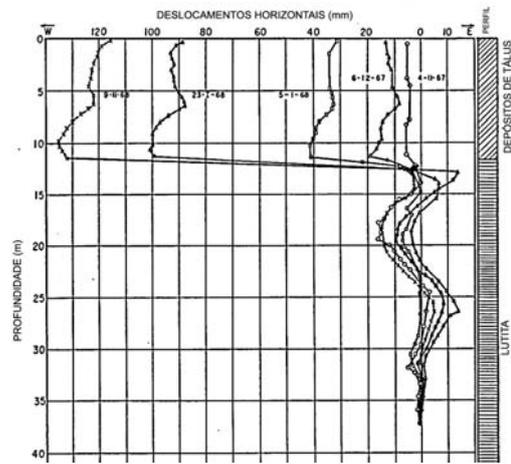


Figura 5: Posição da superfície de ruptura, indicada por um dos inclinômetros, no km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

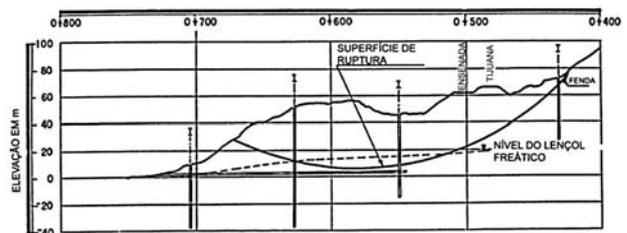


Figura 6: Perfil da superfície de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada, mostrando a galeria de drenagem (Rico e Castilho, 1974).

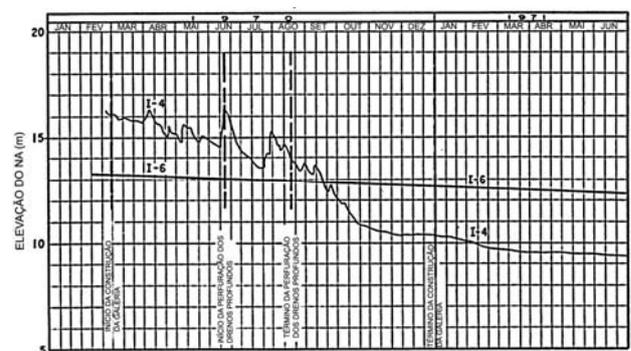


Figura 7: Variação do nível do lençol freático na zona de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

Segundo Rico e Castilho (1974), em 1973, o nível freático parecia estar próximo de uma estabilização definitiva e os movimentos da zona de ruptura

cessaram como pode ser visto na Figura 8, onde são mostrados os deslocamentos dos pontos I-4 e I-6. Nota-se a resposta relativamente lenta dos movimentos em relação à presença da galeria, sobretudo nos pontos mais distantes.

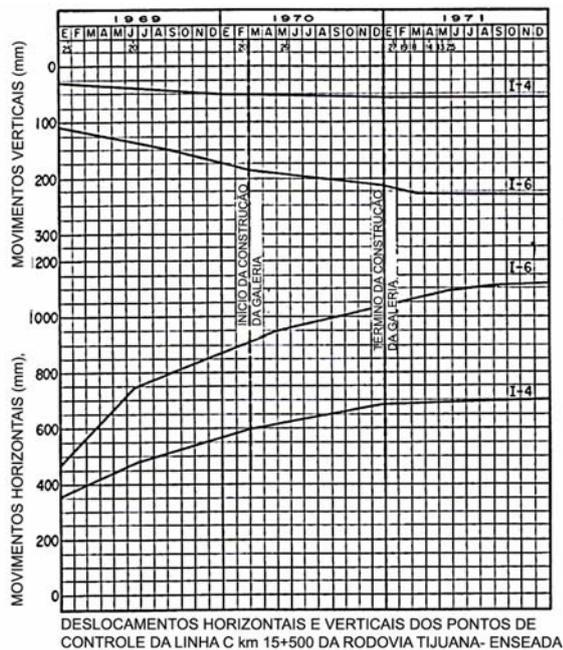


Figura 8: Movimento de dois pontos da zona de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

2.3 Estabilização de deslizamento na Itália Central

Conforme Bianco (1988), devido aos solos predominantemente argilosos e muito suscetíveis a variações de umidade, os taludes das regiões adriáticas da Itália central não são, em geral, muito estáveis. O fenômeno põe em risco um grande número de cidades e aldeias. Muitas destas têm um valor histórico e artístico tendo sido construídas na Idade Média ao redor de castelos ou fortificações situados nos cumes dos morros.

Os escorregamentos aumentaram devido às alterações antrópicas associadas às condições hidrogeológicas. Um caso-histórico interessante foi a estabilização do deslizamento de Montelupone, próximo à Ancona, onde se utilizaram de túneis de drenagem para estabilização do movimento. Arquivos históricos registraram este deslizamento a partir do final do século XVII.

Bianco (1988) descreveu que a característica geológica típica de regiões do meio-adriático são depósitos de tálus sobrepostos a um maciço rochoso do plioceno. O regime hidrológico é alimentado por uma precipitação pluviométrica de aproximadamente 1000 mm/ano, e depende da baixa

permeabilidade do tálus argiloso e do maciço rochoso do plioceno. Estas características hidrogeológicas dão origem à instabilidade geral da região.

Antes da definição da obra de estabilização, foram realizadas investigações geológico-geotécnicas e implantado um sistema de monitoramento composto por piezômetros e inclinômetros, sendo possível classificar a estratigrafia e natureza do subsolo local, composto por: (a) maciço rochoso: calcário argiloso do plioceno embutido entre camadas arenosas finas (unidade litológica D da Figura 9), este sendo mais freqüente na parte superior (unidade C); (b) tálus, incluindo: um estrato silto-argiloso moderadamente grosso (unidade B), onde a circulação de água subterrânea é considerável; um estrato muito heterogêneo onde argilas moles e siltes (unidade A) prevalecem. O deslizamento alcançou uma profundidade média de aproximadamente 30 m afetando metade da cidade.

Em 1980, iniciaram-se os trabalhos corretivos necessários. Com base no conhecimento das condições geológicas e na variação do nível do lençol freático indicado pelos piezômetros, foi decidido estabilizar a massa escorregada rebaixando o lençol freático por um sistema de túnel de drenagem (Figura 10).

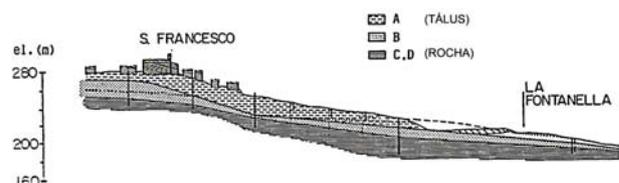


Figura 9: Seção típica e perfil geológico do deslizamento de Montelupone (Bianco, 1988).

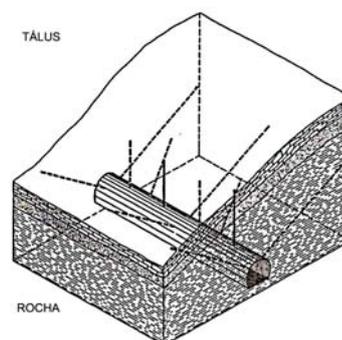


Figura 10: Vista tridimensional do túnel de drenagem (Bianco, 1988).

O túnel foi construído dentro do leito rochoso, evitando interferências com a superfície e oferecendo a possibilidade de executar a qualquer hora a manutenção necessária dos drenos.

De acordo com Bianco (1988), em novembro de 1980, aproximadamente quatro meses depois que a

construção começou, uma chuva forte e prolongada reativou o movimento de solo que causou o colapso parcial das paredes das construções medievais.

A gravidade deste fato acelerou o processo de construção. Os drenos foram instalados mais cedo que o previsto no primeiro túnel (sul) e a escavação do segundo túnel (norte) foi começada.

Bianco (1988) descreveu que além dos piezômetros e inclinômetros que já haviam sido instalados, também foram instalados medidores de vazão. O monitoramento por meio da instrumentação geotécnica mostrou que a estabilização do deslizamento foi alcançada. A observação da encosta através de nivelamento de precisão também foi feita durante as fases iniciais de drenagem induzida pelo túnel sul. O desenvolvimento e magnitude dos recalques devido ao adensamento foi lento, moderado e uniforme.

As medidas foram feitas para grupos de drenos, tendo sido efetuadas em intervalos de tempos regulares para conferir, em longo prazo, a efetividade do sistema de drenagem (Figura 11).

A vazão total dos dois túneis durante os primeiros anos de operação foi aproximadamente 25 a 30 m³/dia. A área de influência dos túneis foi de aproximadamente 12.000 m² e o volume anual de água escoada chegou a aproximadamente 10.000 m³ nos primeiros anos.

Os dados piezométricos mostraram o rebaixamento progressivo do lençol freático nos primeiros três anos operacionais. Posteriormente, o lençol freático estabilizou, exceto a algumas variações sazonais secundárias (Figura 12).

As medidas dos inclinômetros também provaram a eficiência da drenagem na estabilização da encosta. Os deslocamentos do terreno que aconteceram antes da drenagem, causaram a ruptura de quase todos os tubos de inclinômetros existentes (Figura 13a).

Os novos inclinômetros instalados comprovaram uma significativa diminuição do movimento quando o túnel de drenagem sul entrou em operação (Figura 14b). O escorregamento da encosta cessou completamente quando o túnel norte entrou em operação.



Figura 11: Medidas da vazão do túnel sul durante os primeiros três anos de drenagem (Bianco, 1988).

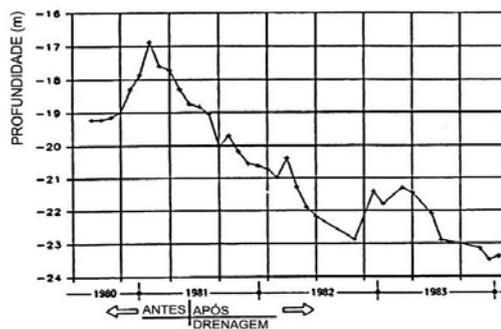


Figura 12: Variações mensais do nível piezométrico antes e depois da drenagem. (Bianco, 1988).

Bianco (1988) destacou que a análise da instrumentação permitiu conferir o processo de estabilização do escorregamento e ajudou a atualizar e melhorar o projeto original. Os drenos do túnel norte foram reorganizados para alcançar uma melhor eficiência e o número de drenos pôde ser reduzido.

A estabilidade da encosta foi analisada de acordo com o método de Bishop e foram considerados os parâmetros geotécnicos indicados por ensaios “in situ” e de laboratório em amostras de solo. O fator de segurança obtido nas análises foi $F=1$, indicando condição de ruptura da encosta. Após a instalação do túnel de drenagem, a análise de estabilidade desta superfície crítica provou que o fator de segurança aumentou para 1,36 com o rebaixamento do nível do lençol freático (Bianco, 1988).

A estabilização do escorregamento de Montelupone requereu a construção de cerca de 600 metros de túneis de concreto a uma profundidade aproximada de 40 m e a instalação de aproximadamente 6000 m de drenos.

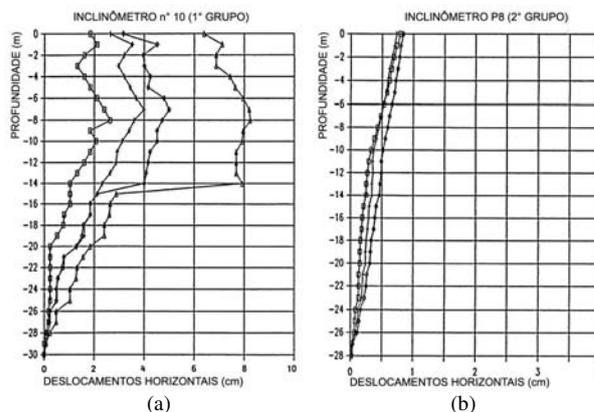


Figura 13: Exemplo de medida dos inclinômetros. (a) antes da construção do túnel, (b) durante as primeiras etapas da drenagem (Bianco, 1988).

2.4 Estabilização do escorregamento de Cairnmuir, na Nova Zelândia

Gillon e Saul (1996) descreveram o escorregamento de Cairnmuir, localizado à direita do reservatório do Lago Dunstan, 15 km percorrendo o rio, acima da Represa de Clyde, na Nova Zelândia.

O movimento estava relacionado à chuva. A superfície de ruptura ocorreu no pé de taludes íngremes a 60 m de altura sobre o nível do lago. O volume do escorregamento ativo foi suficiente para bloquear o reservatório e a rápida ruptura do talude poderia formar uma onda mais alta que o topo da barragem na represa de Clyde. Então, foi necessário implementar medidas de estabilização que isolassem o escorregamento dos efeitos das enchentes do lago e da chuva.

De acordo com Gillon e Saul (1996), o segmento ativo era relativamente planar, com 500 m de largura e 650 m de extensão, cobrindo uma área de 28 hectares e incluindo 8,3 milhões de m³ de detritos. A inclinação da superfície do escorregamento variou de 20 graus no meio do talude para mais de 35 graus no topo e no pé do talude.

Na Figura 14 está apresentada seção transversal, onde se pode ver que a superfície de ruptura principal se desenvolvia ao longo de uma camada de argila silto arenosa de 10 a 30 cm de espessura, e ficava situada no topo de uma zona de falha basal. Interpretações de fotos aéreas indicaram um movimento total, entre 1949 e 1991, de 2 m na borda do escorregamento e 4 m no meio do talude.

Antes da drenagem, a água subterrânea estava confinada embaixo da zona de falha basal devido à baixa permeabilidade da face da encosta, e caminhos preferenciais de água, formados por fissuras na superfície, alimentavam o nível subterrâneo.

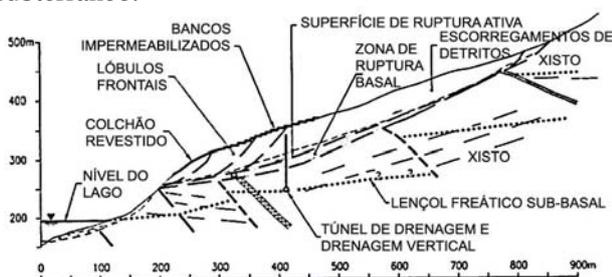


Figura 14: Seção transversal típica (Gillon e Saul, 1996).

A precipitação pluviométrica anual na área era de apenas 400 mm e as chuvas que iniciaram os episódios de movimento duraram de 1 a 3 dias com 20 a 50 mm. Inicialmente, foram implantados trabalhos corretivos para isolar o escorregamento dos efeitos das enchentes do lago. Um túnel de drenagem de 600 m de comprimento foi escavado na altura do nível do lençol freático da área sub-basal, anteriormente ao enchimento do lago, com

1300 m e 4700 m de drenos instalados para atingir a zona sub-basal e o aquífero confinado, respectivamente. Também foram iniciadas obras de drenagem superficial.

A segunda fase de trabalhos corretivos intensificou a drenagem do aquífero confinado e melhorou a drenagem superficial. Foram perfurados 2.000 m adicionais de drenos para alcançar o aquífero confinado e foram realizadas melhorias na drenagem superficial para obturar todas as trincas de tração e eliminar os caminhos preferências da água.

Gillon e Saul (1996) citaram que uma chuva ocorrida no dia 5 de outubro de 1992, com uma precipitação de 30 mm, indicou que as fases iniciais de estabilização não eram suficientes, e mais trabalhos seriam necessários para limitar a frequência e extensão do movimento.

Foi realizada ainda uma terceira fase de estabilização para reduzir os deslocamentos que ocorreram devido à chuva, controlando a água confinada no pé do escorregamento. O objetivo foi limitar o movimento para menos de 5 mm/ano. Esta fase de estabilização envolveu um trabalho na superfície para limitar a infiltração da água, e intensificação da drenagem subterrânea para minimizar a percolação do lençol freático na região do pé do escorregamento.

Os trabalhos de superfície foram desenvolvidos a fim de não desestabilizar o escorregamento e prover uma solução que minimizou o impacto visual. Eram compostos por obras para limitar a infiltração da água e duas valas de drenagem principais.

Na face da encosta foram executados degraus com 3,5 ou 4,2 m de altura em terra armada. Na frente de cada degrau, foi colocada uma barreira de pedras com 10 a 20 cm de diâmetro. Os degraus seguiram a superfície natural do terreno para preservar o equilíbrio da massa. Foram colocados tubos de 30 a 60 cm de diâmetro para conduzir a água para as canaletas de drenagem principais e foi realizada a recomposição da cobertura vegetal.

Quanto à drenagem subterrânea, Gillon e Saul (1996) citaram que foram executados um total de 1.200 m de drenos com 22.000 m de perfuração total, incluindo 300 m ao longo de parte da superfície de ruptura do escorregamento.

Foram perfurados drenos com comprimento acima de 160 m para drenar o aquífero confinado. Drenos curtos e barbacãs foram perfurados através do revestimento para maximizar a drenagem do túnel. O fluxo total dos drenos foi de um pico de 65 l/min no final dos trabalhos de drenagem para 35 l/min em julho de 1995.

Uma cortina de drenos verticais, envolvendo 11.000 m de perfuração, foi instalada a 5 m do centro, através de toda a largura da porção ativa para interceptar drenagem próxima ao pé do

escorregamento. Os drenos se estenderam entre 15 e 30 m pela superfície de ruptura. A cortina foi colocada sob o limite superior dos degraus.

Segundo Gillon e Saul (1996), entre dezembro de 1993 e fevereiro de 1994 ocorreu um período chuvoso com precipitação de 226 mm (Figura 15). Isto equivale a intervalo de retorno de aproximadamente 150 anos e aconteceu quando os trabalhos de estabilização estavam sendo executados. A movimentação estava ocorrendo a uma velocidade de 0,2 mm/dia antes da chuva inicial de 21 a 22 de dezembro de 1993, e após o período chuvoso a velocidade passou a 0,6 mm/dia, evidenciando a efetividade dos trabalhos de estabilização ainda incompletos.

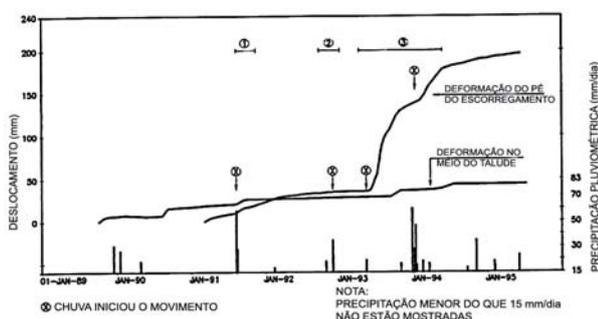


Figura 15: Deslocamento do inclinômetro e pluviosidade (Gillon e Saul, 1996).

Desde a conclusão dos trabalhos de estabilização o escorregamento reduziu a velocidade e não respondeu a 70 mm de chuva que caiu entre 5 e 8 de novembro de 1994. A velocidade do movimento era menor do que 5 mm/ano, diminuindo lentamente.

Para a estabilização do escorregamento de Cairnmuir foi realizada uma combinação de drenagem superficial, impedindo a infiltração da água, execução de degraus em terra armada para proteger a região frontal da encosta, e drenagem subterrânea extensa com túnel de drenagem. O túnel de drenagem e a perfuração dos drenos resultaram no rebaixamento do aquífero confinado dentro da massa em movimento.

2.5 Estabilização do escorregamento ativo de Campo Vallemaggia na Suíça

Bertola et al (1997) descreveram que há mais de cem anos era conhecida a instabilidade das encostas da margem esquerda do vale do Rio Rovana, entre os vilarejos de Cevio e Cimalmotto. O principal deslizamento era o de Campo Vallemaggia que apresentava uma frente de 1,2 km com uma espessura de uns 170 m e uma extensão de 2 km compreendendo um volume em torno de 150 milhões de m³. Os materiais destes escorregamentos eram transportados pelo rio durante as enchentes

provocando danos ao longo do vale.

A instabilidade do escorregamento apresentava dois grandes riscos: um risco para o vilarejo de Campo Vallemaggia, seus habitantes e deterioração das estradas; e o perigo do escorregamento chegar a fechar o vale formando um lago com possível sucessiva e repentina ruptura e conseqüentes danos ao longo do leito do rio.

A zona envolvida do sul dos Alpes Suíços se situa no interior do plano dos recobrimentos. As rochas que os compõe são gnaisses com conteúdo variável de mica (Figura 16): (a) formações anfíbolíticas: gnaisses e xistos anfíbolíticos; (b) formações xistosas: gnaisses xistosos, micaxistos, xistos com aluminosilicatos; (c) formações carbonáticas: mármore, mármore quartzoso, mármore dolomítico.

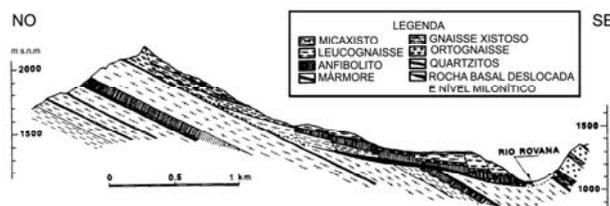


Figura 16: Perfil Geológico (Bertola et al, 1997).

A margem direita dos bancos litólicos mergulhava em direção ao interior da encosta, encontrando-se, portanto, em condições favoráveis de estabilidade. A margem esquerda, por outro lado, mergulhava em direção ao fundo do vale e as condições de equilíbrio desfavoráveis se manifestavam com taludes suaves, zonas com desmoronamentos e deslizamentos.

Bertola et al (1997) citaram que os estudos do escorregamento de Campo Vallemaggia começaram já no ano de 1897 pelo Prof.º Albert Heim e continuaram com várias e sucessivas campanhas de investigação. As investigações realizadas permitiram determinar a seguinte estratigrafia do escorregamento: (a) substrato de base de rocha sã (gnaisse com intercalações de micaxistos) praticamente impermeável; (b) espessura de uns 80 m de rocha com permeabilidade compreendida entre 10^{-6} e 10^{-7} m/s e circulação de água; (c) camada superior de espessura variável entre 30 e 130 m de rocha onde apesar da forte alteração e deslocamento se reconhece ainda a estrutura.

Durante a realização das perfurações de sondagens, foi detectada, em várias ocasiões, a presença de nível artesianos. Em particular na zona Ganella onde o lençol freático alcançou 60 m sobre o nível do terreno.

A interpretação dos dados disponíveis levou a conclusão que o conjunto era formado por dois escorregamentos distintos. Um escorregamento primário, gerado ao retirar-se a geleira

correspondente às camadas micáceas e um escorregamento recente ocorrendo abaixo da camada superior.

Os deslocamentos de mais de 30 m dos vários pontos de controle medidos desde 1927, permitiram definir a extensão da zona instável e controlar a evolução do fenômeno no tempo.

Constatou-se assim que na parte inferior do deslizamento, os escorregamentos eram da mesma magnitude e praticamente paralelos. Constatou-se também, que existia certa relação defasada entre os deslocamentos e as precipitações. Supõe-se que quando o subsolo estava saturado, a chuva causava uma resposta rápida do aumento das subpressões internas. A redução da velocidade do escorregamento, devido à redução da subpressão, era bastante rápida o que significava que o subsolo tinha uma discreta permeabilidade.

A Figura 17 apresenta a comparação entre a velocidade do deslocamento do ponto STAU em função da subpressão medida no furo da sondagem CVM6.

Algumas perfurações de sondagens profundas indicaram a presença de água sob forte pressão, explicando assim, os deslocamentos da massa em movimento (Figura 18).

Os cálculos desenvolvidos confirmaram que o efeito da pressão da água, ao longo das supostas superfícies de deslizamento, produziam esforços no terreno que reduziam drasticamente a segurança.

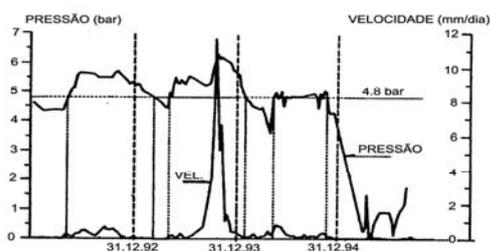


Figura 17: Comparação entre velocidade de deslizamento e pressão na célula CVM6 (Bertola et al, 1997).

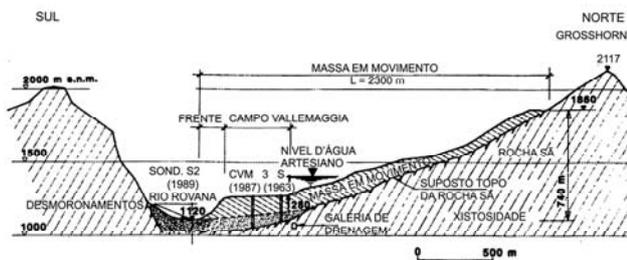


Figura 18: Seção típica do escorregamento (Bertola et al, 1997).

Chegou-se a conclusão que para deter o escorregamento da encosta, teria que reduzir a pressão da água a valores aceitáveis. Este resultado foi alcançado mediante a construção de uma galeria

de alívio e drenagem escavada na rocha sã subjacente ao escorregamento (Figura 19).

Para aumentar o efeito de alívio das pressões e da drenagem, foram executados drenos a partir do teto da galeria, que penetraram na massa em movimento. No traçado da galeria, foi considerada a morfologia da zona e imposto um recobrimento mínimo de 35 m de rocha sã, suficiente a eliminar qualquer risco durante a construção.

A construção da galeria de 1.810 m de comprimento foi realizada entre os anos de 1993 e 1995. A escavação foi executada em perfil ferradura com uma área de 10,5 m² (Figura 19) e drenos perfurados desde a frente da galeria.

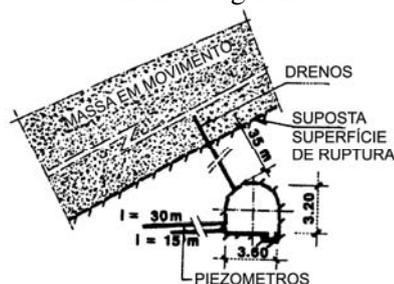


Figura 19: Galeria de drenagem (Bertola et al, 1997).

Foram realizadas também, outras sondagens sub-verticais e sub-horizontais (250 m de perfurações no total) para: (a) conhecer as características da rocha; (b) conhecer o comportamento hidrogeológico em torno da galeria; (c) favorecer o alívio das pressões; (d) controlar a eventual presença de água nas falhas sub-verticais perpendiculares à galeria.

As perfurações sub-verticais tinham também o objetivo de confirmar a posição da zona de escorregamento (transição entre a rocha alterada da massa em movimento e a rocha sã subjacente) e verificar o efeito drenante das perfurações.

Bertola et al (1997) descreveram que durante a escavação da galeria foi feito o monitoramento do deslizamento medindo os deslocamentos, as pressões hidrostáticas e o volume de água drenada. O comportamento foi observado através de duas perfurações de sondagem (SF2 e SF4), realizadas desde a galeria, e comparado com as pressões medidas na sondagem CVM6 perfurada desde a superfície, localizada a uns 200 m de distância.

As perfurações sub-verticais SF2 e SF4 encontraram água sob pressão na zona de contato entre a rocha sã e a massa em movimento. Os volumes foram de 3 l/s e 25 l/s, respectivamente. Fechando os drenos se verificava um súbito aumento da pressão.

Analisando as várias medidas do monitoramento evidenciou-se o efeito de alívio de pressões obtido com o avanço da galeria e em seguida com as perfurações dos drenos. Ao terminar a escavação da

galeria o volume diário drenado alcançava os 3.500 m³; dos quais 10 l/s se infiltravam pelas paredes da galeria, enquanto que uns 30 l/s eram captados pelos drenos sub-horizontais.

Na primeira etapa, foram perfurados drenos distantes uns 100 m por um trecho de 374 m. Na segunda etapa, foram realizados drenos adicionais nas zonas onde as infiltrações eram mais abundantes e os piezômetros não indicavam reduções da subpressão. No total foram perfurados mais de 600 m de drenos. Ao terminar a segunda etapa o volume total drenado alcançava os 55 l/s e as pressões medidas pelos piezômetros detectavam importantes diminuições. Na Figura 20 está apresentado o efeito do alívio das subpressões realizado pelos drenos.

Conforme Bertola et al (1997), ao diminuir a subpressão no corpo da massa em movimento, os deslocamentos se reduziram e mudaram de direção.

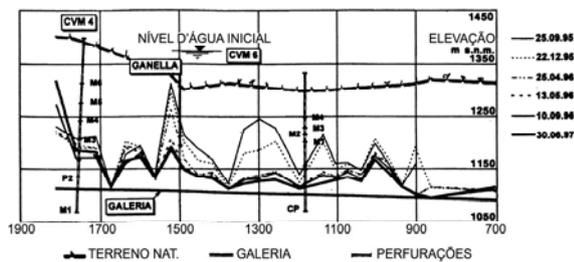


Figura 20: Efeito do alívio das subpressões (Bertola et al, 1997).

Observou-se durante o último ano de monitoramento, que o volume drenado pela galeria passou lentamente de 50 l/s a 28 l/s. O dado mais relevante que se registrou no ano de 1996 foi a transformação do movimento de escorregamento em movimento de recalque. Recalques que não provocaram nenhum problema às edificações do vilarejo de Campo Vallemaggia, devido à amplitude da zona em movimento. Na zona da galeria onde os drenos eram mais ativos observam-se recalques de mais de 25 cm.

2.6 Estabilização de encosta da Serra do Mar junto ao Viaduto VA-19 da Rodovia dos Imigrantes

Outra estabilização de encosta através de túnel de drenagem é o caso do viaduto, conhecido como VA-19, na Rodovia dos Imigrantes, em São Paulo. Segundo Wolle et al (2004), o viaduto sofreu desde 1988 as conseqüências de um movimento do solo e do maciço rochoso no qual está localizado. Os movimentos ocorriam a grandes profundidades (muito abaixo da camada superficial de tálus) e a muito baixas velocidades, cerca de 10 mm por ano, que aumentavam um pouco durante as estações chuvosas. No passado haviam sido realizadas obras

de estabilização, como anéis de proteção dos pilares e colunas de “jet grouting” para reforço do maciço, mas estas não conseguiram cessar ou até mesmo reduzir a velocidade do movimento.

Após a análise dos aspectos técnicos, de custos e de impacto ambiental, foi escolhida a alternativa em túnel de drenagem. O túnel foi escavado pelo método NATM entre agosto de 2000 e fevereiro de 2001. A Figura 21 apresenta a planta e a seção transversal do túnel de drenagem.

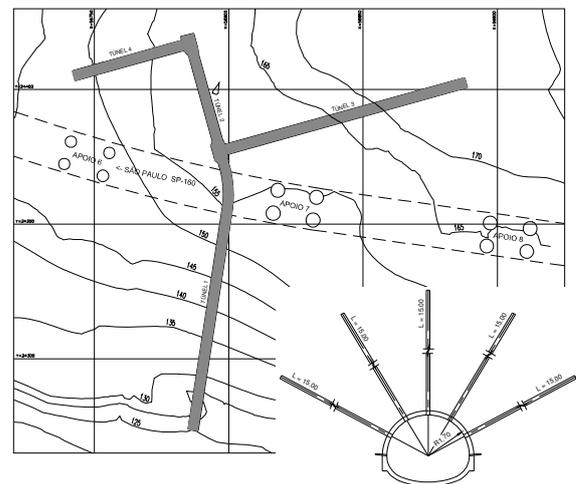


Figura 21: Planta e seção transversal do túnel de drenagem (Wolle et al 2004).

O túnel tem diâmetro de 3,4 m e 122 drenos radiais profundos com comprimento de 15 m cada. É constituído por um trecho principal de 130 m e duas ramificações, a primeira à direita com cerca de 100 m e a segunda à esquerda com cerca de 50 m. O túnel de drenagem produziu uma vazão inicial superior a 20 m³/h, rebaixando o lençol freático em mais de 10m. A movimentação da encosta foi analisada e acompanhada pela instrumentação instalada no local.

A Figura 22 mostra as leituras dos piezômetros, indicando a eficiência do rebaixamento decorrente da instalação do túnel de drenagem (linhas tracejadas).

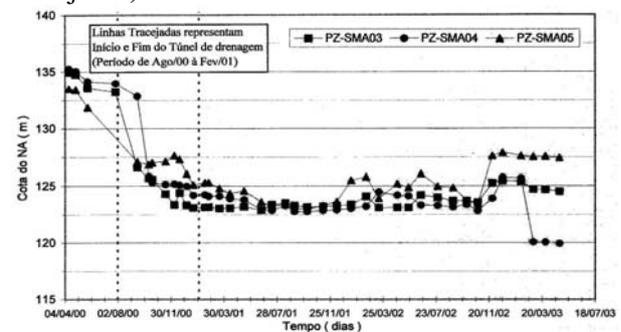


Figura 22: Leitura dos piezômetros (Bureau 2003).

A Figura 23 mostra as leituras do tassômetro TA 228, instalado em um dos apoios do viaduto.

Observa-se que após a conclusão das obras de estabilização ocorreram recalques provocados pelo rebaixamento do nível d'água e posteriormente a execução do túnel de drenagem (linhas tracejadas) os recalques foram estabilizados.

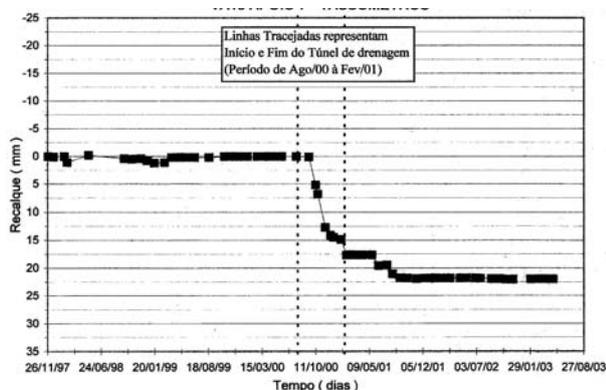


Figura 23: Leitura do tassômetro (Bureau 2003).

3 CONCLUSÕES

Em todos os casos estudados as galerias e túneis de drenagem foram eficientes na estabilização dos movimentos. Os sistemas de drenagem escolhidos em cada caso foram adequados para as necessidades de cada local. Na Tabela 1 foi feito um resumo dos casos estudados, incluindo o sistema de drenagem, o tipo de solo, profundidade da massa instável e tempo necessário para estabilização.

Os túneis e galerias de drenagem foram e podem ser utilizados para estabilização de grandes áreas com profundidade de movimentação desde uma até muitas dezenas de metros e onde se impõe um grande rebaixamento do lençol freático. Assim são empregados quando outros sistemas de drenagem ou contenções não são eficientes. Eles podem ser utilizados em vários tipos de solo, tais como colúvios, talus, solos residuais e rochas alteradas.

Conclui-se que túneis e galerias são viáveis para estabilizar massas instáveis de grande extensão e espessura e onde é necessário rebaixar significativamente o nível freático.

O tempo necessário para estabilização depende de vários fatores, porém, como o tempo de construção é longo, em todos os casos o tempo de estabilização se aproximou do fim da etapa de construção das galerias e túneis.

4 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à ECOVIAS, especialmente ao Eng. Alexandre Ribeiro, e à Bureau, por terem disponibilizados os dados de instrumentação. Ao CNPq pelo apoio financeiro.

Tabela 1: Resumo dos casos de obras estabilizadas com drenagem profunda.

Caso	Sistema de drenagem	Tipo de solo	Prof. (m)	Tempo para estabilização
Usina Henry Borden em Cubatão, SP	Túnel	Tálus e xisto decomposto	ND	ND
Rodovia Tijuana-Enseada no México	Galerias	Tálus	13	10 meses
Montelupone na Itália Central	Túnel	Tálus	30	
Cairnmuir na Nova Zelândia	Túnel	Argila silto arenosa	~ 50	~ 12 meses
Campo Vallemaggia na Suíça	Galeria	Rocha fortemente alterada	De 50 a 100	2 anos
VA-19 na Serra do Mar	Túnel	Solo residual	35	6 meses

ND = não disponível, em todos os o tempo de estabilização dos túneis coincide com período de execução.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bertola, P. F.; beatrizzotti, G.; Della Torre, F. (1997) – *La estabilización del deslizamiento activo de Campo Vallemaggia em Suiza*. PSL/COBRAE, 2º, R J, v. 2, p. 655-663.
- Bianco, B. (1988) – *Landslide stabilization by means of drainage tunnels in central Italy*. ISL, 5º, Balkema, Rotterdam, v. 2, p. 857-862.
- Bureau de Projetos E Consultoria (2003) – *relatório técnico de instrumentação das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 – Rev.21, v. 1, SP, 342p.
- Gillon, M. D.; saul, G.J. (1996) – *Stabilisation of Cairnmuir landslide*. ISL, 7º, Balkema, Rotterdam, v. 3, p. 1693-1698.
- Guidicini, G. e Nieble, C. M. (1976) – *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. São Paulo, Edgard Blucher, p. 36, 37, 168, 169-170.
- Rico, A. e Castilho, H. (1974) – *La ingeniería de suelos em las vias terrestres*. Editora Limusa, México, v.1, p. 399-452.
- Terzaghi, K. (1960) – *From theory to practice in soil mechanics*. John Wiley & Sons, p. 241-243.
- Vargas, M. (1966) – *Estabilização de taludes em encostas de gnaisses decompostos*. In: congresso brasileiro de mecânica dos solos, 3º, Belo Horizonte. Anais, ABMS, v. 1, tema 6, p. 34-37.
- Wolle, C. M.; Mello, L. G. S.; Ribeiro, A. V.; Mori, M.; Yassuda, A. (2004) – *Stabilization of deep seated movement in a Saprolitic Massif supporting a highway viaduct*. ISL, 9º, Rio de Janeiro, v. 2, p. 1305-1312.
- Yassuda, C. T. (1988) – *Aspectos gerais de estabilização de encosta Andina em Tablachaca* – Encontro Técnico: Estabilidade de encostas, ABMS, São Paulo, p. 3-15.