

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA POLITÉCNICA

IZABEL GOMES BASTOS

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS ATRAVÉS DE DRENAGEM
PROFUNDA: ESTUDO DE UM CASO DE ESTABILIZAÇÃO COM
TÚNEL DE DRENAGEM**

São Paulo

2006

IZABEL GOMES BASTOS

**ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS ATRAVÉS DE DRENAGEM PROFUNDA:
ESTUDO DE UM CASO DE ESTABILIZAÇÃO COM TÚNEL DE DRENAGEM**

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do grau
de Mestre em Engenharia.

Área de concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador:
Prof. Dr. Marcos Massao Futai

São Paulo
2006

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Marcos Massao Futai pela orientação, e compreensão no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Cláudio Michael Wolle pela indicação do tema, sugestões e por ter possibilitado a obtenção dos dados.

Ao Prof. Dr. Faiçal Massad pelas sugestões que enriqueceram este trabalho.

À Concessionária ECOVIAS dos Imigrantes, especialmente ao Engenheiro Alexandre Ribeiro, por disponibilizarem todo o material referente à obra de estabilização da encosta do VA-19.

À Fraia Ferreira e Narjara Neves do arquivo técnico da ECOVIAS pela ajuda na procura do material.

Ao Orlando pelo apoio, paciência e incentivo na conclusão deste trabalho.

Aos meus pais Dauri e Zuila e a minha irmã Cristiane pelo apoio, incentivo e por dividirem comigo algumas responsabilidades para que eu pudesse elaborar este trabalho.

À Beatriz por ter-se privado de vários momentos ao meu lado.

E, finalmente, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram na execução deste trabalho.

RESUMO

Esta dissertação apresenta o uso de drenagem profunda para estabilização de encostas, detalhando os sistemas existentes e suas aplicações. São relatados alguns casos de encostas estabilizadas através da drenagem profunda, tanto no Brasil como no exterior. Apresenta-se também um estudo de caso da obra de estabilização da encosta na qual está implantado o viaduto denominado VA-19, na Rodovia dos Imigrantes no Estado de São Paulo, em que foi utilizado túnel de drenagem como solução. É feita a análise da eficiência do túnel de drenagem para o rebaixamento do lençol freático e conseqüente estabilização da encosta.

ABSTRACT

This dissertation presents the use of deep drainage for slope stabilization, detailing the existent systems and their applications. Some cases of slope stabilized through deep drainage are reported. It is also presented a study of case of the slope stabilization which affected the overpass called VA-19, in the Imigrantes Highway, in the State of São Paulo which used drainage tunnel as a solution. The analysis of the drainage tunnel efficiency in the water table lowering and consequent slope stabilization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Zonas do solo quanto à água subsuperficial	4
Figura 2.2	Variação do nível de água subterrânea no solo e no maciço rochoso devido à chuva	6
Figura 2.3	Comparação de hipótese quanto às condições de percolação de água subterrânea	6
Figura 2.4	Comparação entre as condições de percolação de água subterrânea antes e após um escorregamento	7
Figura 2.5	Escorregamento em solo residual	8
Figura 2.6	Fluxo paralelo à encosta	9
Figura 2.7	Fluxo predominantemente vertical	10
Figura 2.8	Injeção de água sob pressão(a e b)	11
Figura 2.9	Dique impermeável mudando a direção do fluxo subterrâneo	11
Figura 2.10	Drenagem de bolsões de água através de drenos horizontais.(a) e (b) Detalhes internos resultando em grandes pressões hidrostáticas.(c) Pressões hidrostáticas não aliviada.(d) Pressão hidrostática aliviada por drenagem	14
Figura 2.11	Rede de fluxo idealizada para percolação em solo homogêneo com drenos horizontais. (a). Seção transversal B-B e rede de fluxo.(b) Rede de fluxo longitudinal a seção A-A	15
Figura 2.12	Ponteira filtrante	16
Figura 2.13	Exemplo de rebaixamento com três estágios de ponteiros	17
Figura 2.14	Seção esquemática de um poço com bomba submersa	19
Figura 2.15	Detalhes dos poços usados para a estabilização de encosta em Seattle, Washangton	21
Figura 2.16	Trincheira drenante	22
Figura 2.17	Seção transversal mostrando o fluxo em direção a superfície do talude, antes e depois da colocação da trincheira drenante	23
Figura 2.18	Dreno sub-horizontal profundo	24
Figura 2.19	Influência dos DHP's no fluxo de água no interior do maciço	25
Figura 2.20	Tipos de drenos utilizados em Hong Kong	26
Figura 2.21	Disposição dos DHP,s e sua influência no nível do lençol freático	27

Figura 2.22	Rede de fluxo com aplicação de drenos	28
Figura 2.23	Modelo de referência e esquemas usados para as análises	33
Figura 2.24	Contornos da relação de adensamento ao longo do tempo	34
Figura 3.1	Seção transversal mostrando a ruptura do aterro da esquerda perto de Pinole, na Califórnia	36
Figura 3.2	Configuração das trincheiras em planta	37
Figura 3.3	Seção transversal das trincheiras	38
Figura 3.4	Drenos verticais e horizontais no escorregamento da Passagem Altamont na Califórnia	39
Figura 3.5	Planta da área da Cota 500 com mapeamento geológico de superfície e das cicatrizes dos escorregamentos	41
Figura 3.6	Seções geológicas AA e BB.....	42
Figura 3.7	Planta com locação dos drenos da 1º etapa.....	44
Figura 3.8	Planta com locação dos drenos da 2º etapa.....	45
Figura 3.9	Curvas:deslocamentos horizontais, números de drenos x tempo e gráfico de chuvas mensais.....	46
Figura 3.10	Perfil geológico-geotécnico.....	47
Figura 3.11	Vazão nos drenos profundos.....	49
Figura 3.12	Índices pluviométricos.....	49
Figura 3.13	Vazão dos drenos da série A.....	53
Figura 3.14	Leituras piezométricas.....	53
Figura 3.15	Túnel de drenagem em Crockett, Califórnia.....	54
Figura 3.16	Planta geral das obras de estabilização do escorregamento junto à barragem de Tablachaca.....	55
Figura 3.17	Corte II – Obras de estabilização do escorregamento junto à barragem de Tablachaca.....	56
Figura 3.18	Planta e seção longitudinal do escorregamento da Usina Henry Borden, em Cubatão.....	57
Figura 3.19	Diagrama mostrando a relação entre a posição do nível d'água e os deslocamentos horizontais.....	58
Figura 3.20	Planta da galeria de drenagem construída no km 19+200 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	59

Figura 3.21	Perfil da galeria de drenagem do km 19+200 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	59
Figura 3.22	Seção Transversal da galeria de drenagem do km 19+200 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	60
Figura 3.23	Planta da galeria de drenagem do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	61
Figura 3.24	Posição da superfície de ruptura, indicada por um dos inclinômetros, no km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	61
Figura 3.25	Perfil da superfície de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada, mostrando a galeria de drenagem.....	62
Figura 3.26	Seção da galeria de drenagem do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	62
Figura 3.27	Variação do nível do lençol freático na zona de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	63
Figura 3.28	Movimento de dois pontos da zona de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada.....	64
Figura 3.29	Seção típica e perfil geológico do deslizamento de Montelupone	65
Figura 3.30	Planta.....	66
Figura 3.31	Vista tridimensional do túnel de drenagem.....	67
Figura 3.32	Medidas de vazão do túnel sul durante os primeiros três anos de drenagem.....	68
Figura 3.33	Variações mensais do nível piezométrico antes e depois da drenagem..	69
Figura 3.34	Exemplo de medida dos inclinômetros. (a) antes da construção do túnel, (b) durante as primeiras etapas da drenagem.....	70
Figura 3.35	Planta do local.....	72
Figura 3.36	Seção transversal típica.....	72
Figura 3.37	Deformação do inclinômetro e pluviosidade.....	74
Figura 3.38	Perfil Geológico.....	76
Figura 3.39	Comparação entre velocidade de deslizamento e pressão na célula CVM6.....	77
Figura 3.40	Perfil longitudinal típico do escorregamento.....	78
Figura 3.41	Modelo do escorregamento – resumo dos resultados.....	78
Figura 3.42	Traçado da galeria de drenagem.....	79

Figura 3.43	Galeria de drenagem.....	80
Figura 3.44	Efeito do alívio das subpressões.....	81
Figura 3.45	Deslocamentos em 1996.....	82
Figura 4.1	Mapa esquemático de localização da Rodovia dos Imigrantes	85
Figura 4.2	Planta de situação da Rodovia dos Imigrantes	86
Figura 4.3	Traçado esquemático das obras de arte na pista ascendente da Rodovia dos Imigrantes no trecho serra	87
Figura 4.4	Mapa geológico do Estado de São Paulo	88
Figura 4.5	Planta topográfica do local	92
Figura 4.6	Locação das sondagens e seções transversais	93
Figura 4.7	Seções longitudinais A-A e B-B	96
Figura 4.8	Seções transversais C-C, D-D e E-E	97
Figura 4.9	Planta dos túneis de drenagem	102
Figura 4.10	Seção transversal dos túneis de drenagem	102
Figura 4.11	Histórico da instrumentação instalada na encosta do VA-19 entre os anos de 1998 a 2003	104
Figura 4.12	Locação dos instrumentos e indicação do máximo deslocamento resultante dos inclinômetros, anteriores à execução do túnel de drenagem	105
Figura 4.13	Correlação entre leitura dos poços de drenagem e pluviometria	107
Figura 4.14	Correlação entre leitura da vazão no túnel de drenagem e pluviometria	109
Figura 4.15	Correlação entre leitura dos piezômetros e pluviometria acumulada a 25 dias	111
Figura 4.16	Correlação entre leitura da vazão no túnel de drenagem, piezômetros e precipitação acumulada a 25 dias	114
Figura 4.17	Correlação entre leitura dos INAs e pluviometria acumulada a 25 dias	115
Figura 4.18	Correlação entre leitura da vazão no túnel de drenagem e medidores de nível d'água	116
Figura 4.19	Correlação entre leitura dos tassômetros e pluviometria acumulada a 25 dias	118
Figura 4.20	Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 6, PZ-SMA05 e INA-05	120

Figura 4.21	Correlação entre a leitura dos tassômetros do apoio 7, piezômetros PZ-3 e PZ-SMA04	120
Figura 4.22	Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 8 e INA-07	120
Figura 4.23	Deslocamento horizontal resultante medido no inclinômetro I-01	124
Figura 4.24	Deslocamento horizontal resultante medido no inclinômetro I-09	125
Figura 4.25	Deslocamento horizontal resultante medido no inclinômetro I-10	126
Figura 4.26	Deslocamento horizontal do inclinômetro I-02 na direção A	127
Figura 4.27	Deslocamento horizontal do inclinômetro I-02 na direção B	128
Figura 4.28	Evolução dos deslocamentos com o tempo	129
Figura 4.29	Correlação entre inclinômetros do apoio 6, piezômetros PZ-SMA05 e INA-05	130
Figura 4.30	Correlação entre inclinômetros do apoio 7 e piezômetros PZ- SMA04	131
Figura 4.31	Gráfico das velocidades dos movimentos	131
Figura 4.32	Locação das seções, sondagens e instrumentos	134
Figura 4.33	Seções 1 e 2	135
Figura 4.34	Seções 3 e 4	136
Figura 4.35	Análise de estabilidade da seção 1 utilizando superfície circular	138
Figura 4.36	Retro-análises das seções 1 e 2	139
Figura 4.37	Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido anteriormente a execução do túnel de drenagem (Julho/2000)	141
Figura 4.38	Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido durante a execução do túnel de drenagem (Dezembro/2000)	142
Figura 4.39	Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido após a execução do túnel de drenagem (Julho/2001)	143
Figura 4.40	Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido um ano e nove meses após a execução do túnel de drenagem (Outubro/2002)	144
Figura 4.41	Variação do fator de segurança da encosta em função do rebaixamento do lençol freático para a seção 1	145
Figura 4.42	Variação do fator de segurança da encosta em função do rebaixamento do lençol freático para a seção 2	146
Figura 4.43	Correlação entre medidores de nível d'água, piezômetros, inclinômetros, pluviometria acumulada a 25 dias e FS da seção 1	147

Figura 4.44	Correlação entre medidores de nível d'água, piezômetros, inclinômetros, pluviometria acumulada a 25 dias e FS da seção 2	148
Figura B.1	Correlação entre leitura do PZ-1 e pluviometria	179
Figura B.2	Correlação entre leitura do PZ-3 e pluviometria	180
Figura B.3	Correlação entre leitura do PZ-4 e pluviometria	181
Figura B.4	Correlação entre leitura do PZ-SMA03 e pluviometria	182
Figura B.5	Correlação entre leitura do PZ-SMA04 e pluviometria	183
Figura B.6	Correlação entre leitura do PZ-SMA05 e pluviometria	184
Figura B.7	Correlação entre leitura dos INAs e pluviometria	185
Figura C.1	Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 6 e pluviometria	186
Figura C.2	Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 7 e pluviometria	187
Figura C.3	Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 8 e pluviometria	188
Figura D.1	Leituras do inclinômetro I-01	189
Figura D.2	Leituras do inclinômetro I-03	190
Figura D.3	Leituras do inclinômetro I-04	191
Figura D.4	Leituras do inclinômetro I-05	192
Figura D.5	Leituras do inclinômetro I-05A	193
Figura D.6	Leituras do inclinômetro I-06	194
Figura D.7	Leituras do inclinômetro I-07	195
Figura D.8	Leituras do inclinômetro I-08	196
Figura D.9	Leituras do inclinômetro I-09	197
Figura D.10	Leituras do inclinômetro I-10	198
Figura D.11	Leituras do inclinômetro I-10A	199
Figura D.12	Leituras do inclinômetro I-11	200
Figura D.13	Leituras do inclinômetro I-11A	201
Figura D.14	Leituras do inclinômetro I-12	202
Figura D.15	Leituras do inclinômetro I-13	203
Figura D.16	Leituras do inclinômetro I-14	204
Figura D.17	Leituras do inclinômetro I-15	205

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Resumo dos casos de obras estabilizadas com drenagem profunda	83
Tabela 4.1	Situação dos solos num espigão do trecho da serra	89
Tabela 4.2	Poços de drenagem	106
Tabela 4.3	Piezômetros e indicadores de nível d'água	111
Tabela 4.4	Resumos das observações sobre os recalques indicados pelos tassômetros	119
Tabela 4.5	Dados dos inclinômetros	122
Tabela 4.6	Parâmetros de resistência adotados para os materiais	137

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. O fluxo de água nos maciços e seus efeitos na instabilidade de encostas	4
2.2. Drenagem profunda na estabilização de encostas	12
2.2.1. Ponteiras filtrantes	16
2.2.2. Poços profundos	17
2.2.3. Drenos verticais de alívio	21
2.2.4. Trincheiras drenantes	22
2.2.5. Drenos sub-horizontais profundos	24
2.2.6. Túneis e galerias de drenagem	31
3. CASOS DE OBRAS COM UTILIZAÇÃO DE DRENAGEM PROFUNDA PARA ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTAS	36
3.1. Poços de alívio	36
3.2. Trincheiras drenantes	37
3.3. Drenos sub-horizontais profundos	38
3.3.1. Escorregamento da Serra do Mar na área da cota 500 (Curva da Onça) da Via Anchieta em São Paulo	40
3.3.2. Estabilização da encosta na Serra de Friburgo no Rio de Janeiro – Curva da Ferradura	46
3.3.3. Estabilização de encosta na Serra do Mar no Estado do Paraná	50
3.4. Túneis e galerias de drenagem	54
3.4.1. Estabilização do escorregamento da massa de tálus junto à Usina Henry Borden	56
3.4.2. Estabilização de escorregamento na Rodovia Tijuana-Enseada, no México	58
3.4.3. Estabilização de deslizamento na Itália Central	64
3.4.4. Estabilização do escorregamento de Cairnmuir, na Nova Zelândia	71

3.4.5. Estabilização do escorregamento ativo de Campo Vallemaggia na Suíça	75
3.5. Análise dos casos apresentados	82
4. ESTUDO DE CASO: ESTABILIZAÇÃO DA ENCOSTA DO VIADUTO VA-19, NA RODOVIA DOS IMIGRANTES	85
4.1. Localização e características gerais da área	85
4.2. Características geológicas da encosta do VA-19	90
4.3. Histórico e caracterização do problema	98
4.4. Instrumentação	103
4.4.1. Poços de drenagem	106
4.4.2. Vazão no túnel de drenagem	108
4.4.3. Piezômetros e medidores de nível d'água	110
4.4.4. Tassômetros	117
4.4.5. Inclinômetros	121
4.5. Análise da eficiência do rebaixamento do nível d'água para estabilização da encosta	132
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	150
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	152
APÊNDICE A – Sondagens	159
APÊNDICE B – Piezômetros e medidores de nível d'água	178
APÊNDICE C – Tassômetros	185
APÊNDICE D – Inclinômetros	188

1. INTRODUÇÃO

Taludes ou encostas naturais são definidos como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e geomorfológicos diversos. Podem sofrer processos de instabilização através de modificações antrópicas, tais como: cortes, desmatamentos, carregamentos, ou simplesmente através de eventos pluviométricos intensos, sem qualquer atividade humana.

No Brasil, o principal agente instabilizante de encostas naturais isentas da ação antrópica é a água, e dessa maneira a maioria das movimentações de encostas acontece no período chuvoso.

A percolação de água em encostas pode reduzir a resistência do maciço por quatro fatores:

- 1) pelo desenvolvimento de pressões neutras (poro-pressões) ao longo de superfícies potenciais de ruptura;
- 2) pela redução da coesão aparente, devida à sucção, através da saturação dos solos não-saturados;
- 3) pelo aumento do peso do material (saturação do maciço);
- 4) pela ação erosiva interna (piping) e externa.

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.

Alguns casos de estabilização de encostas, em que foi utilizada drenagem profunda em São Paulo são: o escorregamento da massa de talus (massa coluvionar) junto à Usina Henry

Borden, no município de Cubatão (Vargas, 1966); o escorregamento da massa de tálus na cota 500 da Via Anchieta (Teixeira & Kanji, 1970); a movimentação da encosta na qual está implantado o viaduto VA-19 da Rodovia dos Imigrantes (Wolle et al, 2004), dentre outros.

O objetivo geral desta pesquisa é reunir o material disponível, sobre estabilização de encostas através de drenagem profunda, mostrando sua eficiência e as situações em que pode ser aplicada. O objetivo específico é fazer um estudo de caso da obra de estabilização do maciço do viaduto VA-19, na Rodovia dos Imigrantes, em que foi utilizado túnel de drenagem como solução, detalhando:

- Aspectos geológicos-geotécnicos do local;
- Resultados da instrumentação anterior às obras de estabilização;
- Resultados da instrumentação após as obras de estabilização;
- Análise da estabilidade da encosta após as obras de estabilização;

Esta pesquisa é apresentada da seguinte forma:

CAPÍTULO 1 – Introdução.

CAPÍTULO 2 – Revisão Bibliográfica – Aborda os efeitos do fluxo de água na instabilidade de encostas, a drenagem profunda como obra de estabilização de encostas e os sistemas utilizados com maior frequência.

CAPÍTULO 3 – Casos de Obras Estabilizadas com Drenagem Profunda – Relata alguns casos de obras em que foi utilizada drenagem profunda para estabilização das encostas, reunindo informações publicadas em artigos de congressos, periódicos e relatórios diversos.

CAPÍTULO 4 – Estudo de Caso: Estabilização da Encosta do Viaduto VA-19, na Rodovia dos Imigrantes – Apresenta a localização, características geológicas do local, histórico e caracterização do problema. Neste capítulo é feita a análise da eficiência do túnel de drenagem para rebaixamento do lençol freático e conseqüente estabilização da

encosta, através de correlações com os dados da instrumentação e análise de estabilidade da encosta antes e após a execução do túnel de drenagem, sendo verificado o incremento no fator de segurança conseguido.

E por fim são apresentadas as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. O fluxo de água nos maciços e seus efeitos na instabilidade de encostas

A penetração da água no solo ocorre através da infiltração. O solo pode ser compartimentado em duas zonas, em função de como a água está armazenada no solo (Figura 2.1).

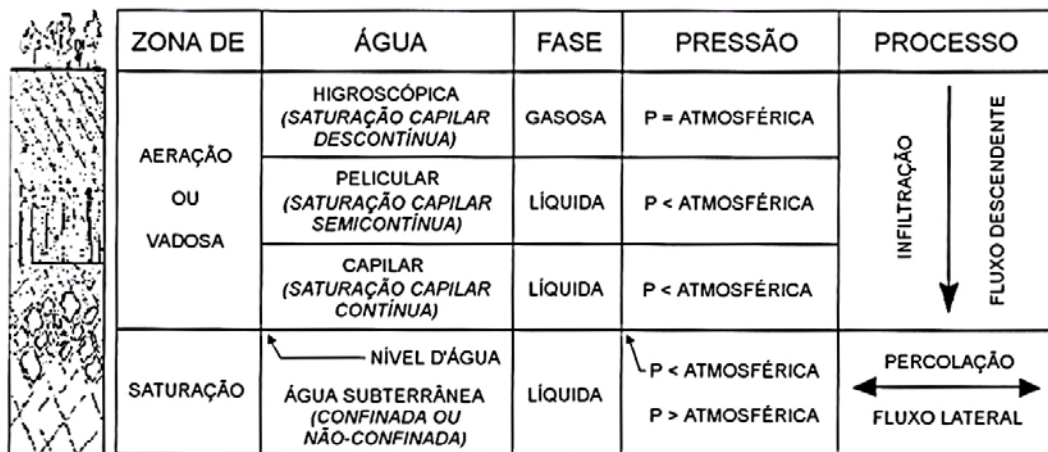


Figura 2.1 – Zonas do solo quanto à água subsuperficial (ICE, 1976 apud Azevedo e Albuquerque Filho, 1998).

Imediatamente abaixo da superfície do terreno, está o primeiro compartimento, correspondente à zona de aeração ou zona vadosa, assim denominado pelo fato de que uma parte dos espaços intergranulares está preenchida com água e a outra parte com ar (solo não saturado). O segundo compartimento ocorre abaixo do limite inferior da zona de aeração, onde todos os espaços intergranulares estão ocupados por água, correspondente à zona de saturação. A água que penetra no solo irá constituir, abaixo do limite superior da zona de saturação, a água subterrânea. O limite de separação entre estas duas zonas de umidade é

conhecido como nível d'água subterrânea ou nível freático (Azevedo e Albuquerque Filho, 1998).

A zona de aeração corresponde à faixa de transição da parcela da água que penetra no solo através da infiltração e se direciona para as porções mais inferiores do maciço. O movimento da água nesta zona se dá essencialmente devido à força da gravidade, porém também está sujeita a forças moleculares e tensões superficiais (Azevedo e Albuquerque Filho, 1998).

Na zona de saturação o movimento da água, conhecido por percolação, pode ocorrer em qualquer direção. A água originada pela infiltração da chuva no solo, que corresponde à maior parcela da água subterrânea, é a mais importante em termos de instabilidade de encostas (Azevedo e Albuquerque Filho, 1998).

As chuvas relacionam-se diretamente com a dinâmica das águas de superfície e subsuperfície e, portanto, influenciam a deflagração dos processos de instabilização de taludes e encostas. Os escorregamentos em rocha tendem a ser mais suscetíveis a chuvas concentradas, enquanto os processos em solo dependem também dos índices pluviométricos acumulados nos dias anteriores (Augusto Filho e Virgili, 1998).

A força que a água exerce durante o escoamento pode causar instabilidade, alterando as características de resistência e deformabilidade dos maciços podendo resultar em rupturas e recalques.

A Figura 2.2, apresentada por Patton e Deere (1971), mostra a comparação dos efeitos de uma chuva de 25 mm sobre o nível de água subterrâneo em um maciço de solo (lado esquerdo) e um maciço rochoso (lado direito). O nível d'água subterrâneo sofre alteamento mais intenso em talude rochoso pouco fraturado, quando comparado com o de maciço terroso, em virtude de sua porosidade relativa inferior.

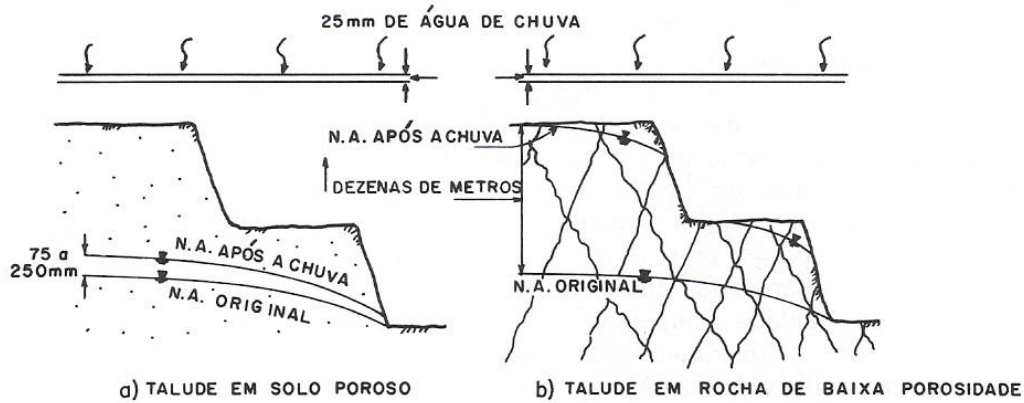


Figura 2.2 – Variação do nível de água subterrâneo no solo e no maciço rochoso devido à chuva (Patton e Deere, 1971).

Guidicini e Nieble (1976) descreveram que a literatura geotécnica clássica costuma apresentar o modelo de fluxo subterrâneo através de linhas subparalelas à superfície do lençol freático, detectados através de medidores de nível d'água no interior do talude.

Patton e Hedron Jr. (1974) apresentaram um modelo de fluxo subterrâneo para aquíferos livres em encostas, diferente do tradicional. Neste modelo, as linhas de fluxo convergem para o nível d'água na base das encostas, região de interesse em problemas de estabilidade de encostas. A Figura 2.3 mostra à esquerda, a forma tradicionalmente encontrada na literatura (com linhas de fluxo subparalelas ao nível d'água), e à direita, a forma apresentada por Patton e Hedron Jr. (1974).

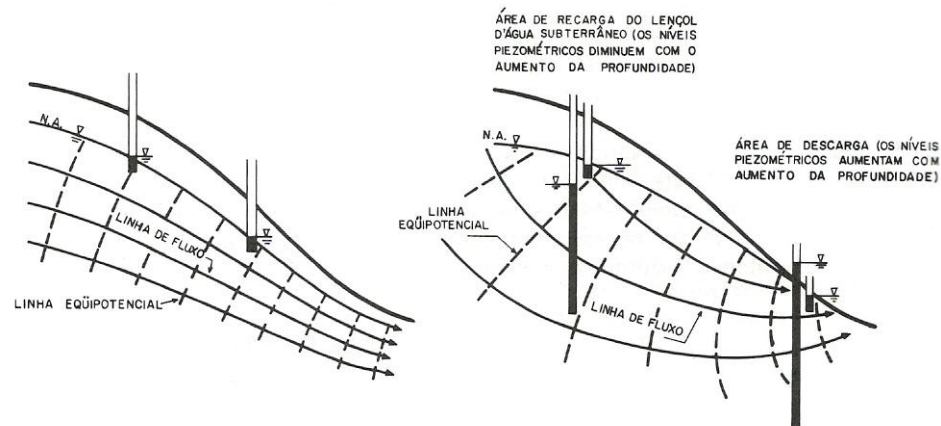


Figura 2.3 – Comparação de hipóteses quanto às condições de percolação de água subterrânea (Patton e Hedron Jr., 1974).

Patton e Hedron Jr. (1974) ilustraram como um escorregamento pode bloquear a área normal de descarga do fluxo subterrâneo, no pé de um talude, formando um depósito instável de detritos. As linhas de fluxo sofrem modificação, pelo avanço da massa escorregada, ocorrendo aumento da pressão piezométrica e nova instabilidade do maciço. A Figura 2.4 apresenta à esquerda, as condições de fluxo antes do escorregamento e à direita, o fluxo após um escorregamento.

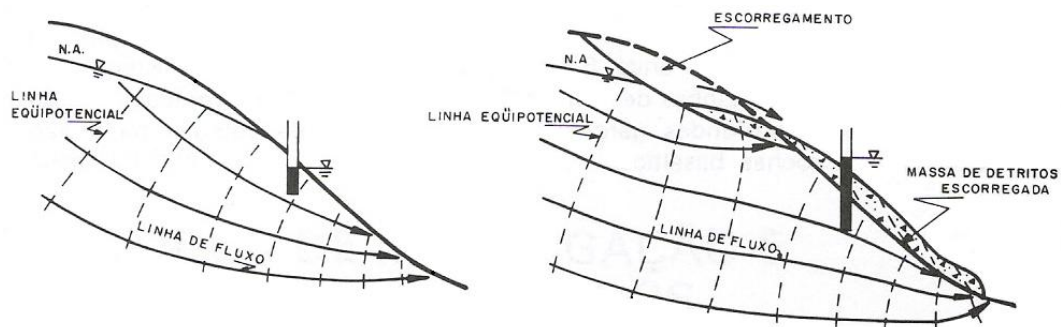


Figura 2.4 – Comparação entre as condições de percolação de água subterrânea antes e após um escorregamento. (Patton e Hedron Jr., 1974).

Deere e Patton (1971) mostraram que para entender o papel da água subterrânea na instabilidade de taludes é preciso conhecer o sistema de fluxo regional da água subterrânea. A Figura 2.5(a) mostra um talude de solo residual com ocorrência de intemperismo e o fluxo de água subterrânea regional. As linhas de fluxo indicam que a parte mais baixa do vale é uma área de descarga da água subterrânea. O nível do lençol freático é mostrado acima da rocha alterada. Nenhum excesso de pressão neutra estará presente no ponto A, porém, pressões neutras em excesso existirão na zona permeável da rocha alterada. Com variações no fluxo da água subterrânea, ocorre o aumento das pressões neutras dentro da rocha alterada até que uma condição de ruptura é alcançada. A Figura 2.5(b) mostra que o nível piezométrico da água na zona permeável da rocha alterada pode prolongar-se acima da superfície do terreno.

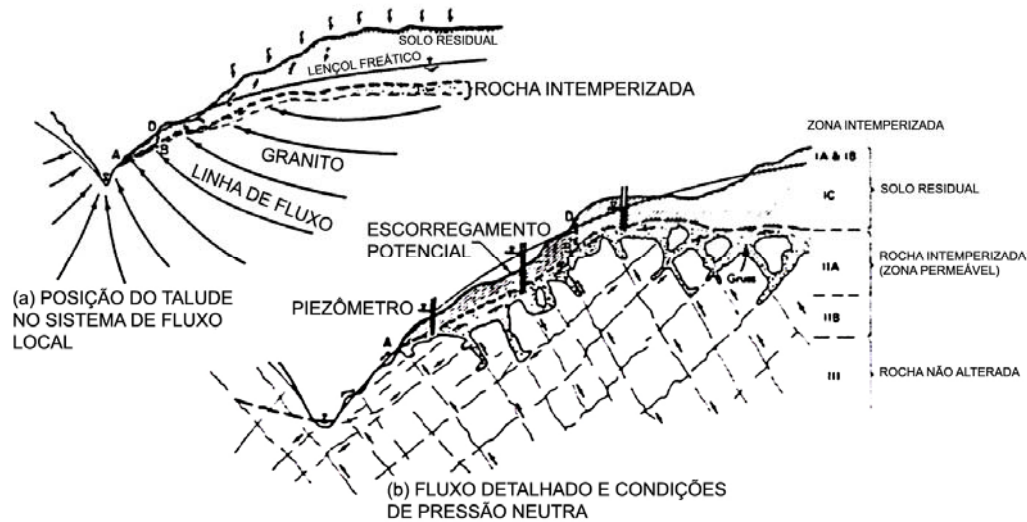


Figura 2.5 – Escorregamento em solo residual (Deere e Patton, 1971).

Borges e Lacerda (1986) afirmaram que o fato dos taludes apresentarem fluxo ascendente na região do pé ou mesmo em partes mais altas pode ser a causa de muitos escorregamentos de encostas em solos residuais. Geralmente, estes solos possuem uma camada superficial de solo maduro com granulometria silto-argilosa e, portanto, de baixa permeabilidade, sobrejacente a uma camada de solo saprolítico mais arenoso e permeável, com favorecimento de formação de lençol confinado nesta camada. A camada superficial tende a obstruir a saída natural da água subterrânea com conseqüente aumento das pressões neutras no interior do talude. Esta situação se complica se o talude possuir camada superior de talus, oriundo de escorregamentos, que contribui para uma obstrução maior das áreas de descarga, ou ainda se for construído um aterro menos permeável nesta região.

Wolle (1988) associou os mecanismos de instabilização, ocorridos nas encostas da região paulista da Serra do Mar, às condições de fluxo d'água no talude, classificando os movimentos como escorregamentos translacionais. Wolle (1988) e Wolle e Carvalho (1989) apresentaram descrições detalhadas dos escorregamentos translacionais observados nas encostas da Serra do Mar. Os escorregamentos translacionais estão associados a mais de um

mecanismo de instabilização, que dependem das condições geológicas e geotécnicas locais (Wolle e Carvalho, 1994), a saber:

1º Mecanismo: Fluxo paralelo à encosta - pressões neutras de percolação

O fluxo d'água desenvolve-se paralelo à encosta, conforme a Figura 2.6, causando a ruptura do talude em função das pressões neutras resultantes no interior da massa submetida a este fluxo. Quanto mais a linha freática se aproximar da superfície do terreno, maiores serão as pressões neutras, havendo uma condição limite para a deflagração da ruptura.

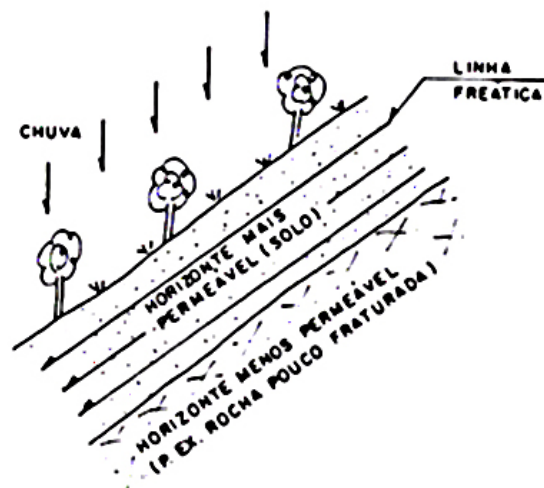


Figura 2.6 – Fluxo paralelo à encosta (Wolle e Carvalho, 1994).

2º Mecanismo: Fluxo vertical - redução da resistência pela saturação do solo

Quando nas encostas, ocorrem massas de tálus e solos saprolíticos sobre maciços rochosos intensamente fraturados, toda água das chuvas que se infiltra, acaba sendo drenada para os horizontes inferiores, evitando a formação de fluxo paralelo à superfície da encosta.

Nestes casos, o fluxo passa a ser predominantemente vertical, conforme mostrado na Figura 2.7, sem desenvolvimento de pressões neutras positivas e de forças de percolação na

direção paralela ao talude. A ruptura deve-se à perda de coesão aparente do solo devido à saturação do maciço.

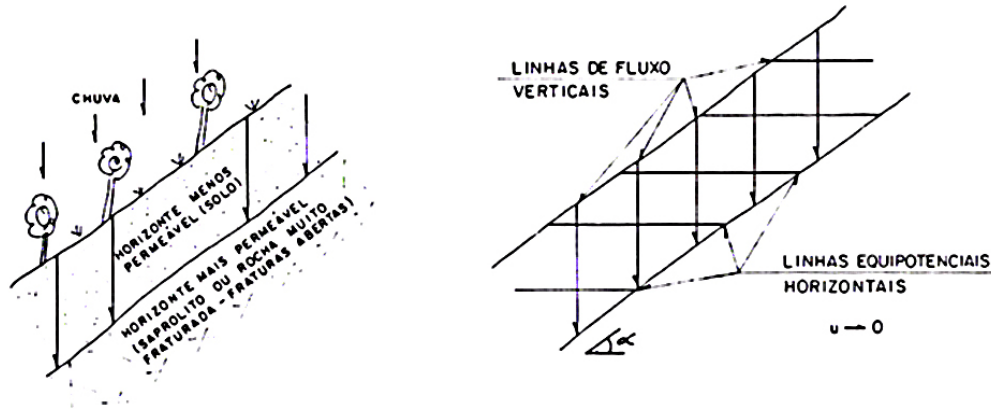


Figura 2.7 – Fluxo predominantemente vertical (Wolle e Carvalho, 1994).

3º Mecanismo: Encontro de frente de saturação com nível d'água

Durante períodos de chuvas intensas forma-se uma frente de saturação que ao alcançar o nível de água pré-existente proporcionam um forte aumento das pressões neutras, capaz de levar à instabilidade do talude.

Vaughan (1985) citou uma série de escorregamentos, ocasionados por um período longo de chuvas intensas, ocorridos em uma área de uns 200 km² na costa de Viti Levu, a principal ilha de Fiji, em 1980. Foram observados dois mecanismos de instabilização: aumento de pressões neutras durante a infiltração, quando a permeabilidade do solo diminui com a profundidade, e aumento das pressões neutras devido ao encontro da frente de saturação com o nível d'água existente.

Lacerda (2002) associou quatro processos de movimento localizado em massas de tálus com as condições de fluxo d'água no talude:

- injeção de água através de veios permeáveis na rocha matriz, como mostra a Figura 2.8;
- choque de blocos de rocha de grandes dimensões numa massa saturada;

- bloqueio do fluxo na camada subjacente de solo residual por um dique impermeável, apresentado na Figura 2.9;
- pequenas variações de permeabilidade na massa de tálus.

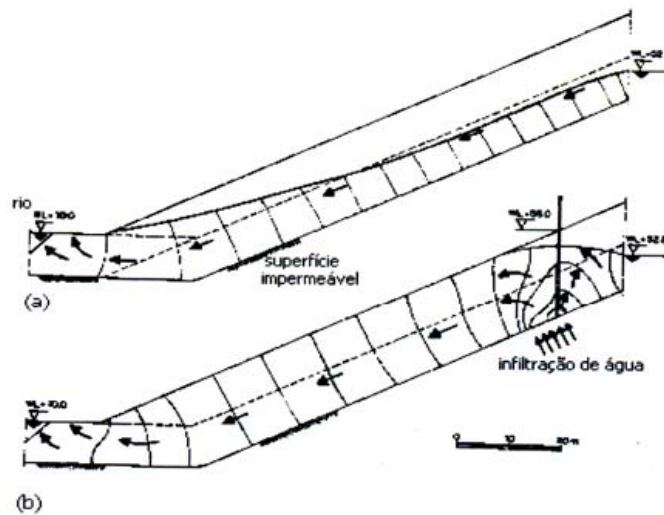


Figura 2.8 – Injeção de água sob pressão (a e b) (Lacerda, 1999).

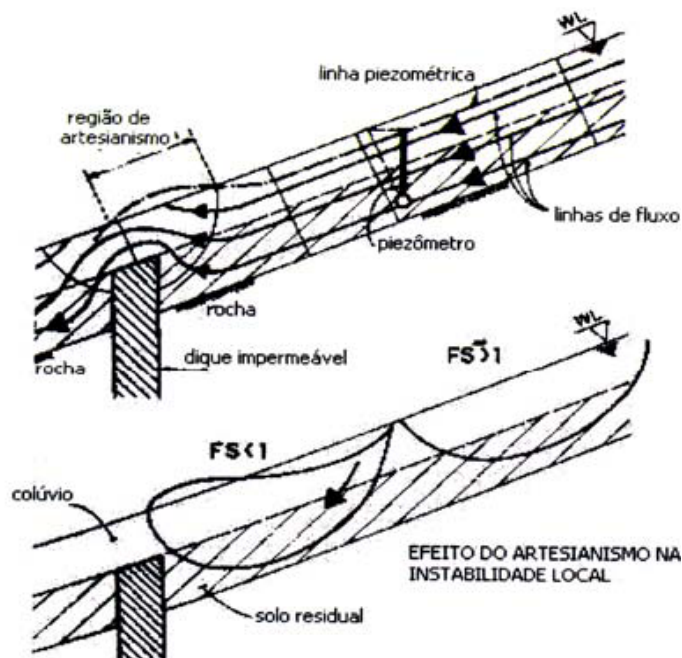


Figura 2.9 – Dique impermeável mudando a direção do fluxo subterrâneo (Lacerda, 1999).

2.2. Drenagem profunda na estabilização de encostas

Existe uma grande variedade de tipos de obras de estabilização de encostas, que podem ser divididas em:

- obras de terraplenagem (retaludamento, cortes e aterros);
- obras de proteção superficial (proteção vegetal, impermeabilização betuminosa, proteção com solo-cimento, proteção com concreto e proteção com tela);
- obras de drenagem (superficial e profunda);
- obras de contenção (muros à flexão ou gravidade, cortinas atirantadas, solo grampeado, etc.).

Em todas as obras de contenção a drenagem (superficial ou profunda) está presente, como medida complementar, pois esta garante uma redução dos esforços (empuxo hidrostático e pressão neutra) a serem suportados pela estrutura. Porém, existem casos em que a drenagem profunda do maciço é a obra principal para a estabilização da encosta.

A drenagem profunda é usada quando se pretende reduzir as pressões neutras no interior do maciço, aumentando a resistência do solo ao cisalhamento e disciplinando o fluxo da água subterrânea.

A drenagem profunda consiste no rebaixamento do lençol freático abaixo da base da massa de solo que será estabilizada. Para rebaixar o lençol freático a uma determinada cota é necessário instalar, abaixo deste nível, um sistema de drenagem. A água escoar do solo para dentro dos coletores (poços, galerias, trincheiras ou drenos) sendo removida pela gravidade, por meio de bombas, ou outros meios adequados (Terzaghi e Peck, 1967).

Cedergren (1968) sugeriu que o controle do lençol freático e percolação da água, através da drenagem profunda, é um bom método para melhorar a estabilidade de taludes, pois com a

retirada da água as pressões neutras diminuem e a resistência ao cisalhamento do solo aumenta, melhorando a estabilidade do talude.

De acordo com Guidicini e Nieble (1983), a drenagem da água subterrânea dos taludes sempre melhorará a estabilidade, entretanto, é necessário observar o incremento real, que pode ser conseguido no fator de segurança, e o custo do sistema.

Em taludes predominantemente rochosos a ação instabilizante da água subterrânea se dá principalmente pela pressão hidrostática empurrando as paredes das trincas e diminuindo a resistência ao cisalhamento. A ação instabilizante da água no solo se dá principalmente pelo aumento do peso específico e a redução da tensão efetiva atuante na superfície crítica (Sembelli. 1988).

São classificadas como drenagem profunda todas aquelas não superficiais, tais como: ponteiros filtrantes, poços profundos, drenos verticais de alívio, trincheiras drenantes, drenos sub-horizontais profundos, galerias e túneis.

Segundo Cedergren (1968), alguns aspectos geológicos podem ter uma maior influência na eficiência de sistemas de drenagem. Barreiras impermeáveis perto da face dos taludes podem retardar a drenagem natural, aumentando o nível de saturação ou formando bolsões de água que crescem no interior dos taludes. Quando isto ocorre a estabilidade do talude pode ser melhorada através da drenagem. Estão apresentadas na Figura 2.10 as seções transversais idealizadas, com os condicionantes geológicos que contribuem para a formação de bolsões de água subterrânea no interior dos taludes.

A Figura 2.10(a) apresenta uma cobertura rasa de folhelho impermeável cortando a drenagem natural de um leito de arenito mais permeável e a Figura 2.10(b) mostra uma formação de rocha impermeável com juntas permeáveis não tendo saídas naturais. Sem drenagem artificial, as pressões hidrostáticas podem se elevar a níveis altos, conforme mostrado na Figura 2.10(c), causando escorregamento. Quando drenos horizontais são

instalados nos talude as pressões hidrostáticas são reduzidas significativamente melhorando sua estabilidade, conforme mostrado na Figura 2.10(d).

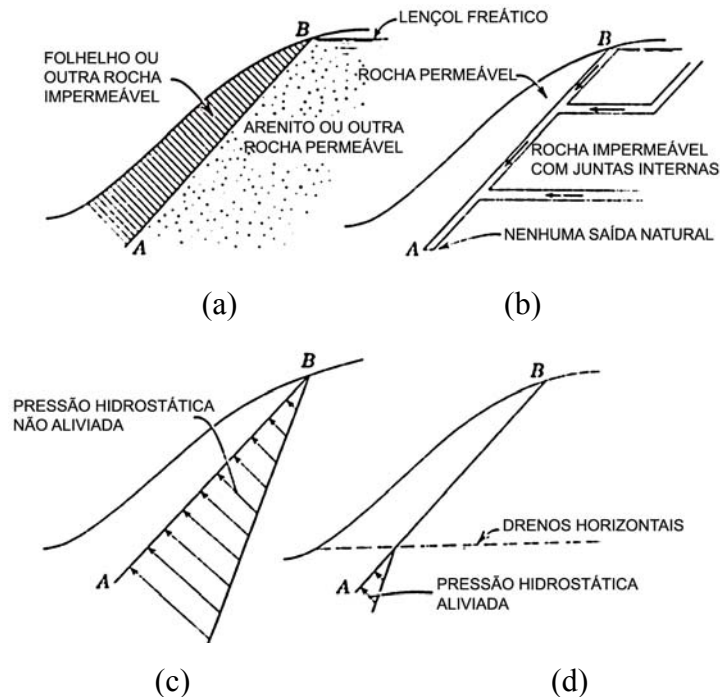


Figura 2.10 – Drenagem de bolsões de água através de drenos horizontais. (a) e (b) Detalhes internos resultando em grandes pressões hidrostáticas. (c) Pressão hidrostática não aliviada. (d) Pressão hidrostática aliviada por drenagem (Cedergren, 1968).

Cedergren (1968) afirmou que quando houver bolsões de água, juntas permeáveis ou trincas, a eficiência da drenagem é maior se forem utilizados drenos finos perfurados apenas em pequenas porções dos taludes. Em solos homogêneos ou rochas, os drenos devem ser espaçados relativamente próximos para controlarem a água subterrânea. Com uma maior percolação em direção aos drenos, poderá ser obtida melhoria na estabilidade do talude. A Figura 2.11 mostra que em solos homogêneos e permeáveis, os drenos horizontais, instalados com espaçamentos próximos, podem induzir modelos de percolação vertical e reduzir os excessos de pressões neutras a níveis insignificantes.

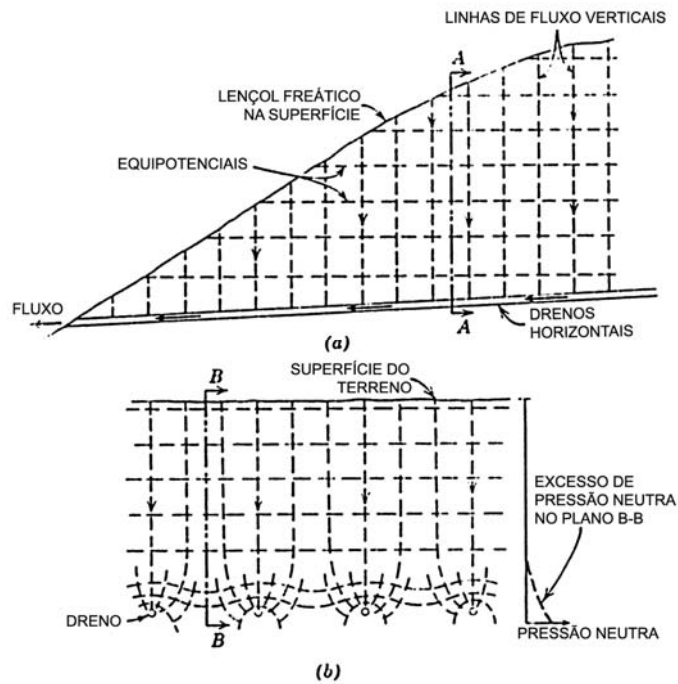


Figura 2.11 – Rede de fluxo idealizada para percolação em solo homogêneo com drenos horizontais. (a) Seção transversal B-B e rede de fluxo. (b) Rede de fluxo longitudinal a seção A-A (Cedergren, 1968).

Os sistemas de drenagem profunda, utilizados com maior frequência na estabilidade de encostas, são os drenos sub-horizontais profundos, trincheiras drenantes, galerias e túneis de drenagem. As ponteiras filtrantes e poços profundos são mais utilizados quando se pretende um rebaixamento temporário do lençol freático, e os drenos verticais de alívio são mais utilizados no adensamento de argilas moles saturadas.

A seguir serão apresentadas as definições, modo de execução e detalhes de cada um dos sistemas de drenagem profunda para rebaixamento do lençol freático.

2.2.1. Ponteiras filtrantes

Segundo Alonso (1999), as ponteiras filtrantes são constituídas de um tubo de aço galvanizado ou de PVC com diâmetro de 3,8 a 5 cm, cuja extremidade contém uma peça com cerca de 1 m de comprimento (a ponteira propriamente dita), perfurada e envolvida por tela de nylon com malha de 0,6 mm. São instaladas em perfurações prévias executadas com tubos de aço galvanizado e circulação de água. Quando o solo, onde se instala a ponteira, é de granulometria muito fina deve-se envolvê-la com um filtro de areia selando o topo com argila impermeável, imediatamente após a instalação, conforme Figura 2.12.

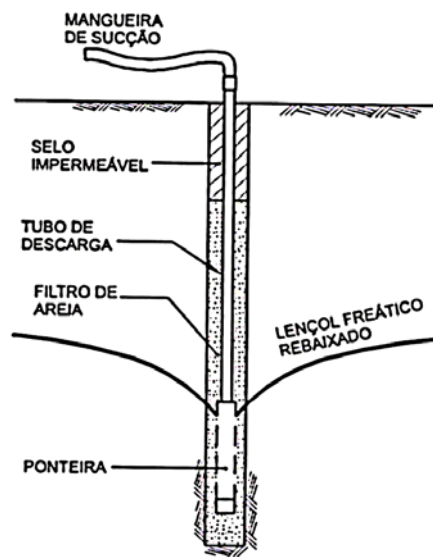


Figura 2.12 – Ponteira filtrante (Dobereiner e Vaz, 1998).

Para que se consiga o rebaixamento do lençol freático é necessária a instalação de várias ponteiras. As ponteiras são ligadas a um tubo coletor por meio de um mangote flexível e um registro que serve para regular a vazão de água. O espaçamento entre as ponteiras pode variar de 1 a 3 m.

A extração da água é feita por uma ou mais bombas de vácuo acopladas a uma tubulação de descarga disposta ao longo das ponteiras, sendo necessária boa vedação das

conexões. A sucção do ar reduz a pressão no interior da tubulação e das ponteiros promovendo a retirada de água do aquífero (Dobereiner e Vaz, 1998).

Alonso (1999) afirmou que a vazão de água que cada ponteira consegue extrair varia de acordo com a permeabilidade do solo, sendo normal vazões na faixa de 0,5 a 1 m³/h. Como as bombas são geralmente de 30 a 40 m³/h, cada conjunto moto-bomba pode conter da ordem de 60 ponteiros.

Dobereiner e Vaz (1998) descreveram que as ponteiros filtrantes evitam o carreamento de partículas do solo e, conseqüentemente, a ocorrência de erosão interna regressiva, permitindo o rebaixamento máximo efetivo do lençol freático de 4 a 5 m. Para rebaixamentos maiores são necessárias duas ou mais linhas paralelas de ponteiros dispostas ao longo do perímetro a ser rebaixado, conforme mostrado na Figura 2.13.

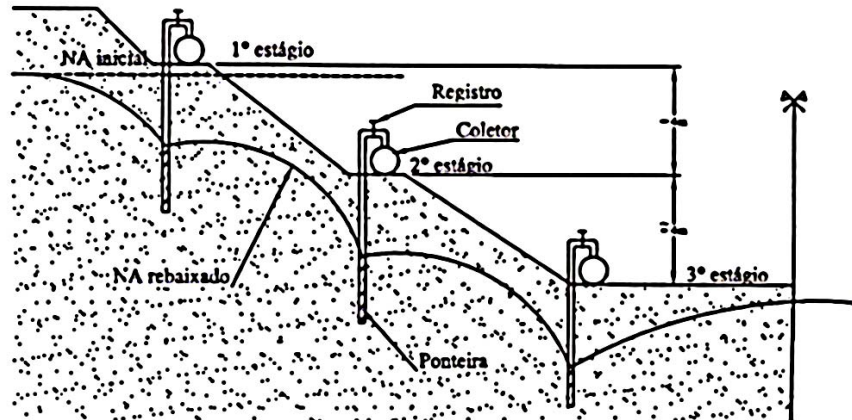


Figura 2.13 – Exemplo de rebaixamento com três estágios de ponteiros (Alonso, 1999).

2.2.2. Poços profundos

Para o rebaixamento temporário do lençol freático existem dois tipos de poços profundos: com o emprego de injetores e com o emprego de bombas de recalque submersas vertical. Para

a estabilidade de taludes não se costuma empregar bombas, devido ao custo elevado e impossibilidade de rebaixamento permanente. Na estabilidade de taludes os poços são ligados por meio de túneis, galerias, ou drenos sub-horizontais profundos, onde a água escoar por gravidade, estes são chamados de poços de alívio. A seguir é feita uma descrição destes três tipos de poços profundos:

Poços profundos com emprego de injetores (ou ejetores)

Segundo Alonso (1999), neste sistema são executados poços com 25 a 30 cm de diâmetro, com espaçamento entre poços de 4 a 8 m e profundidades de até 40 m, no interior dos quais se instalam os injetores. A perfuração dos poços geralmente é feita por uma perfuratriz rotativa. Concluída a perfuração instala-se no interior do furo um tubo ranhurado, com diâmetro de 10 a 15 cm, envolto em tela de nylon com malha de 0,6 mm, dotado de centralizadores. O espaço anelar entre o tubo e o revestimento é preenchido com areia graduada, à medida que este vai sendo retirado. Após a retirada do revestimento sela-se o poço com argila e instala-se em seu interior o injetor, conectando-o sucessivamente aos tubos coletor e de injeção, complementando-se a instalação com o acoplamento da bomba.

Alonso (1999) descreveu que o sistema funciona como um circuito semi-fechado em que a água é injetada por uma bomba centrífuga através de uma tubulação horizontal, que possui saídas onde se ligam os tubos de injeção que conduzem a água, sob alta pressão, até o injetor instalado no fundo do poço.

Grandis (1998) afirmou que as pressões de injeção de água variam de 0,7 a 1,0 MPa e as pressões de retorno são da ordem de 10% deste valor. Como consequência, tem-se uma sucção na extremidade inferior do poço, promovendo a aspiração da água do lençol freático.

A vantagem do sistema por injetores é a possibilidade de rebaixamento do lençol freático a grandes profundidades com apenas uma disposição linear de poços ao redor da área. Além disso, o injetor succiona ar e água sem perda apreciável de eficiência, introduzindo desta maneira um vácuo parcial no filtro. Sua principal desvantagem é o baixo rendimento do sistema, ou seja, o alto consumo de energia por unidade de volume de água bombeada (Grandis, 1998).

Poços profundos com emprego de bombas submersas de eixo vertical:

Este sistema de rebaixamento é empregado quando se necessita maiores vazões por poço ou maiores profundidades ou permanência do sistema por longos períodos. O processo de instalação é semelhante ao sistema por injetores, sendo que no fundo do poço, dentro do tubo filtro, é colocada uma bomba submersível de elevada capacidade de bombeio (Figura 2.14).

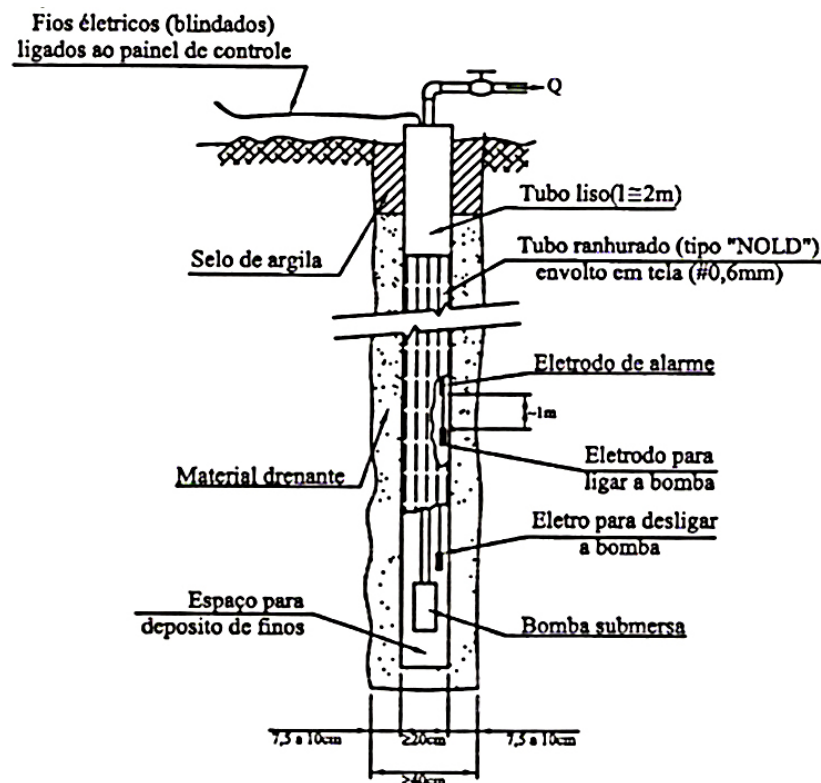


Figura 2.14 – Seção esquemática de um poço com bomba submersa (Alonso, 1999).

A bomba é conectada à rede coletora, constituída usualmente por tubos de 10 a 15 cm de diâmetro, através de um tubo de recalque de 5 cm. A água coletada no interior do tubo filtro é bombeada para a superfície e daí para a descarga da obra (Alonso, 1999).

Conforme Grandis (1998), a principal desvantagem de um sistema de poços profundos com emprego de bombas submersas de eixo vertical é o elevado custo do investimento inicial.

Poços de alívio

Os poços de alívio são utilizados na estabilidade de taludes e sua instalação é semelhante aos poços por bombeamento, porém sem a utilização de bombas. São instalados com pré-filtro e tubos filtro, e livremente drenados na base através de túneis, galerias ou drenos sub-horizontais profundos, obtendo-se assim um rebaixamento permanente do lençol freático.

Rico e Castilho (1974) relataram que os poços de alívio são perfurações verticais com 40 a 60 cm de diâmetro e até 20 m de profundidade, onde se coloca um tubo perfurado de 10 a 15 cm de diâmetro. O espaço anelar entre ambos é preenchido com material filtro. São colocados de forma que captem os fluxos prejudiciais do talude que se deseja proteger. Sua principal missão é diminuir a pressão neutra existente em camadas profundas do subsolo.

Cedergren (1968) destacou que sistemas de poços oferecem a vantagem de serem flexíveis porque poços adicionais podem ser instalados em pontos intermediários se um espaçamento inicial for inadequado para controlar a percolação e o nível do lençol freático.

Segundo Rico e Castilho (1974), o espaçamento entre os poços de alívio é um fator muito importante, tanto no que se refere à efetividade do sistema, como em seu custo. Normalmente, são utilizados espaçamentos de 5 a 10 m.

Cedergren (1968) citou um escorregamento ocorrido em Seattle, Washington que foi estabilizado com sucesso através de poços de alívio. Oito escorregamentos ocorreram devido às excessivas pressões hidrostáticas, em uma encosta composta por camadas descontínuas de areia, silte e essencialmente argila azul impermeável. Após uma investigação detalhada dos escorregamentos, foi decidido controlar a água subterrânea através de poços de alívio. A Figura 2.15 mostra uma seção transversal típica de um dos poços onde a saída da água foi feita através de tubo de aço.

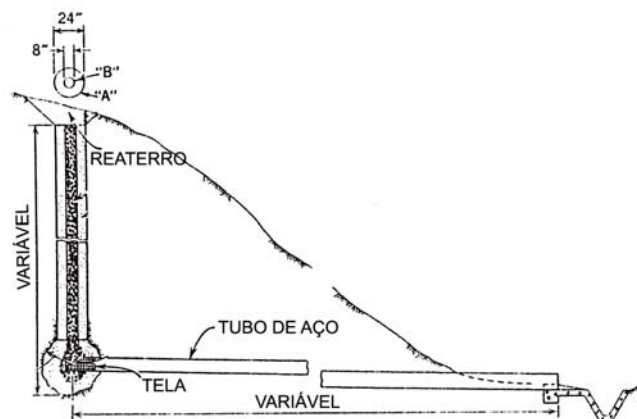


Figura 2.15 – Detalhes dos poços usados para a estabilização de encosta em Seattle, Washington (Cedergren, 1968).

2.2.3. Drenos verticais de alívio

Os drenos verticais de alívio mais usuais são confeccionados através de perfurações circulares, com diâmetro de aproximadamente 30 cm, preenchidos com areia ou brita. Eles ajudam a reduzir a pressão de água no interior do maciço.

Os drenos verticais de alívio em rocha são construídos por meio de perfurações feitas com equipamentos de roto percussão, com diâmetros geralmente da ordem de 75 mm. Pelo fato de serem construídos sem filtro, somente devem ser empregados em rochas bem

consolidadas, não sujeitas ao carreamento de partículas, o que poderia provocar erosão interna regressiva (Dobereiner e Vaz, 1998).

Quando os drenos verticais de alívio são construídos em solo estes são chamados de drenos de areia, por serem preenchidos por areia, sendo mais empregados no adensamento de argilas saturadas, muito moles e moles, com uso de sobrecarga. Nos casos de lençóis suspensos sobre camadas de solo de baixa permeabilidade, os drenos podem ser utilizados para transferir a água do lençol suspenso para baixo (Dobereiner e Vaz, 1998).

2.2.4. Trincheiras drenantes

Rico e Castilho (1974) descreveram que as trincheiras drenantes são valas escavadas geralmente com 1 a 2 m de profundidade, providas de um tubo perfurado no fundo e preenchidas por material drenante compactado. A água coletada pelo tubo escoar por gravidade para algum lugar mais baixo onde sua descarga não cause processos erosivos. A Figura 2.16 apresenta a configuração de uma trincheira drenante.

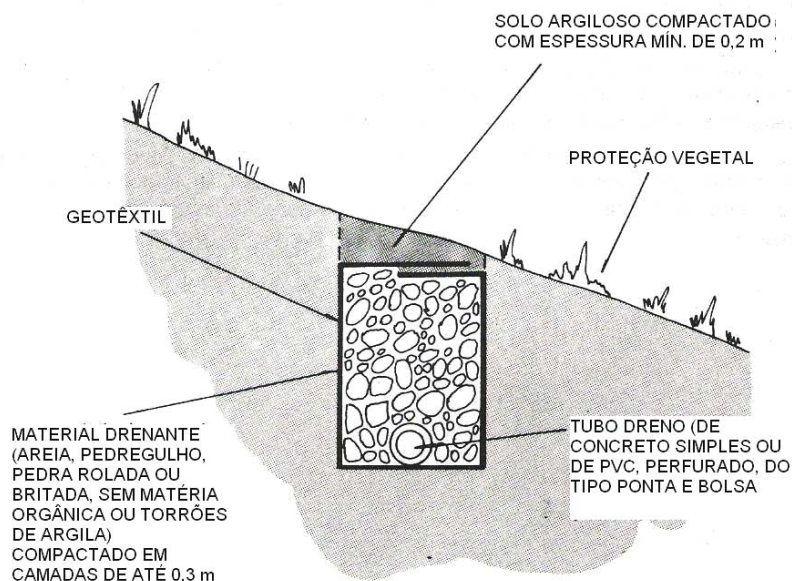


Figura 2.16 – Trincheira drenante (Cunha et al, 1991).

Bromhead (1986) afirmou que trincheiras drenantes são muito usadas na estabilidade de taludes. O uso principal das trincheiras drenantes é para estabilizar escorregamentos rasos e escorregamentos translacionais.

Em encostas inclinadas ou em terrenos ondulados e montanhosos é comum que o fluxo da água subterrânea ocorra segundo a inclinação da superfície. Este fluxo pode ser interceptado por uma trincheira drenante, conforme a Figura 2.17, onde se observa o fluxo antes da colocação da trincheira (linhas cheias) e o fluxo depois da colocação da trincheira (linhas tracejadas) (Rico e Castilho, 1974).

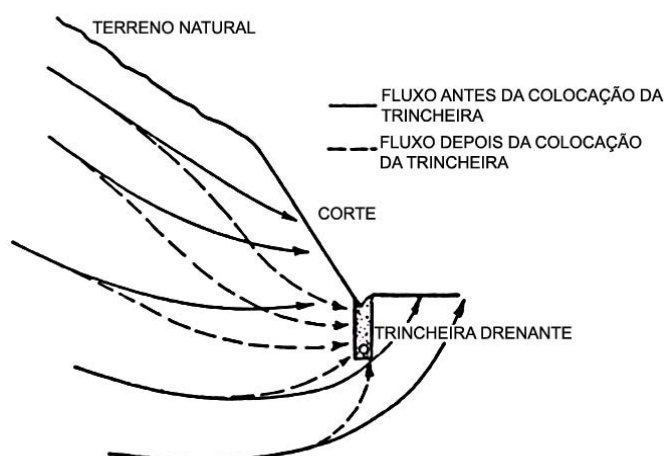


Figura 2.17 – Seção transversal mostrando o fluxo em direção a superfície do talude, antes e depois da colocação da trincheira drenante (Rico e Castilho, 1974).

Cunha et al (1991) citaram cuidados que devem ser tomados na implantação de trincheiras drenantes:

- após a execução da trincheira, deve ser colocada uma camada de solo argiloso compactado na parte superior;
- dependendo do tipo de solo e da profundidade da trincheira, poderá ser necessário o escoramento da vala;

- na saída d'água da trincheira, deve ser construída uma caixa de dissipação para impedir a formação de processos erosivos.

2.2.5. Drenos sub-horizontais profundos

O dreno sub-horizontal profundo, mais conhecido por DHP, é construído por meio de uma perfuração sub-horizontal, geralmente com diâmetro de 50 a 100 mm, executada com uma inclinação de 5° a 10° para cima, de forma a propiciar a saída da água por gravidade. Nessa perfuração, é introduzida uma tubulação de PVC rígido, geralmente de 38 a 50 mm de diâmetro, sendo a maior parte constituída por trecho filtrante através de furos ou ranhuras no tubo. O trecho filtrante é envolvido por geotêxtil ou tela de nylon, conforme Figura 2.18.

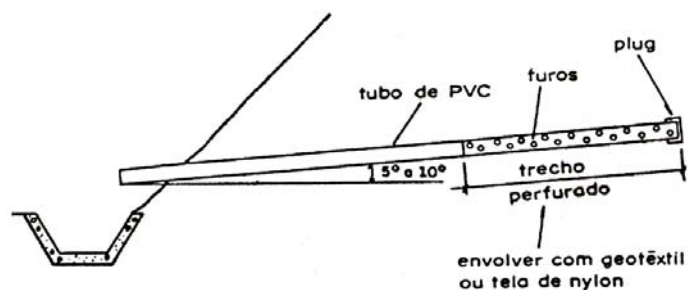


Figura 2.18 – Dreno sub-horizontal profundo (Cunha et al, 1991).

Os DHPs atuam no sentido de rebaixar o nível do lençol freático, conduzindo a água para fora do maciço, reduzindo as pressões neutras. A Figura 2.19 mostra os efeitos dos drenos no fluxo de água no interior do maciço.

Observa-se na Figura 2.19 o fluxo de água antes da colocação dos drenos (linhas tracejadas) e o fluxo após a colocação dos drenos (linhas cheias).

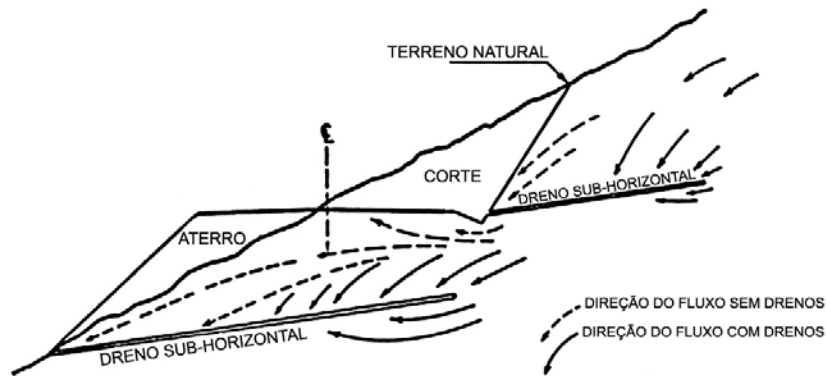


Figura 2.19 – Influência dos DHPs no fluxo de água no interior do maciço (Rico e Castilho, 1974).

A Divisão de Projetos de Engenharia Geotécnica de Hong Kong (GEO REPORT, 1992) faz as seguintes recomendações para projeto e execução dos drenos horizontais profundos:

- o tamanho dos drenos deve ser adequado para levar o fluxo máximo de água sem perturbação significativa de solo adjacente ou desenvolvimento de pressões excessivas;
- o dreno deve permitir a entrada de água para dentro do furo e descarregar na saída sem significativa perda de fluxo por reinfiltração dentro do solo ao longo do comprimento do furo do dreno;
- o tubo deve ter resistência e rigidez adequada, para poder ser instalado com o comprimento e orientação projetado, além de ser capaz de suportar a perfuração sem colapso;
- por longo tempo, o dreno deve continuar operando satisfatoriamente sem obstrução e com o mínimo de manutenção.

A Figura 2.20 apresenta os tipos de drenos sub-horizontais profundos utilizados em Hong Kong. Os drenos GEO tipo 1, 2 e 3 representados nas Figura 2.20(d) e (e) foram desenvolvidos pela Divisão de Projetos de Engenharia Geotécnica de Hong Kong e são geralmente utilizados em maciços rochosos fraturados.

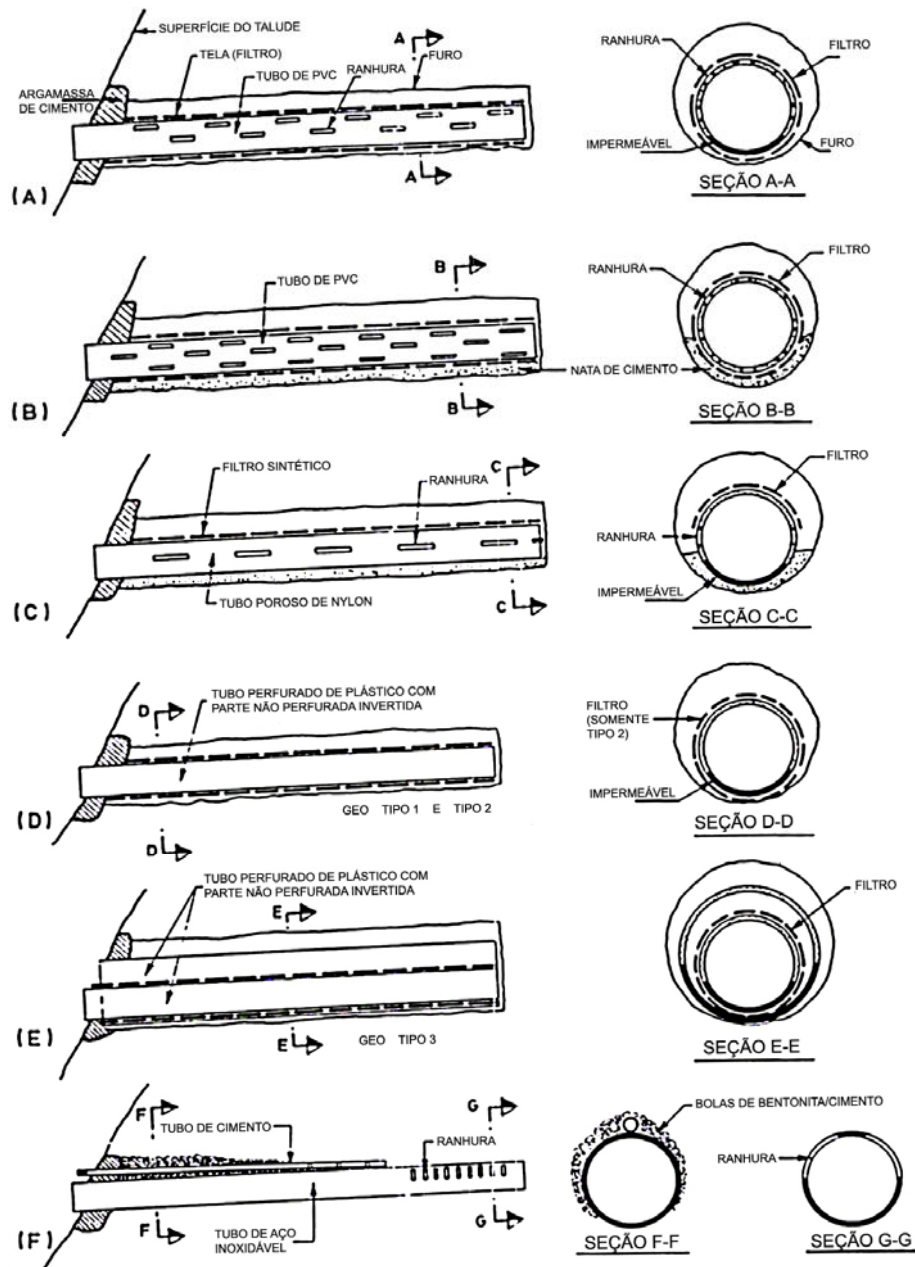


Figura 2.20 – Tipos de drenos utilizados em Hong Kong (GEO REPORT, 1992).

Para maior eficiência, o DHP deve ser posicionado no maciço geológico de tal forma que a extensão do tubo filtrante imersa no aquífero seja a maior possível. Para tanto, em aquíferos confinados, é necessário o prévio conhecimento da distribuição da camada que constitui o aquífero e, no caso de aquíferos livres, o comportamento da superfície do lençol freático deve ser conhecido antes da locação dos DHPs. Entretanto, na maioria dos casos existem caminhos preferenciais de percolação nos maciços geológicos, que concentram a

água subterrânea e podem ser de difícil localização, obrigando o posicionamento do DHP por tentativas (Dobereiner e Vaz, 1998).

A redução do fluxo de água no maciço através da introdução de DHPs depende do diâmetro, comprimento e espaçamento entre drenos, da sua inclinação e disposição no maciço. Estão mostrados na Figura 2.21 alguns exemplos de disposição dos drenos e sua influência no nível do lençol freático.

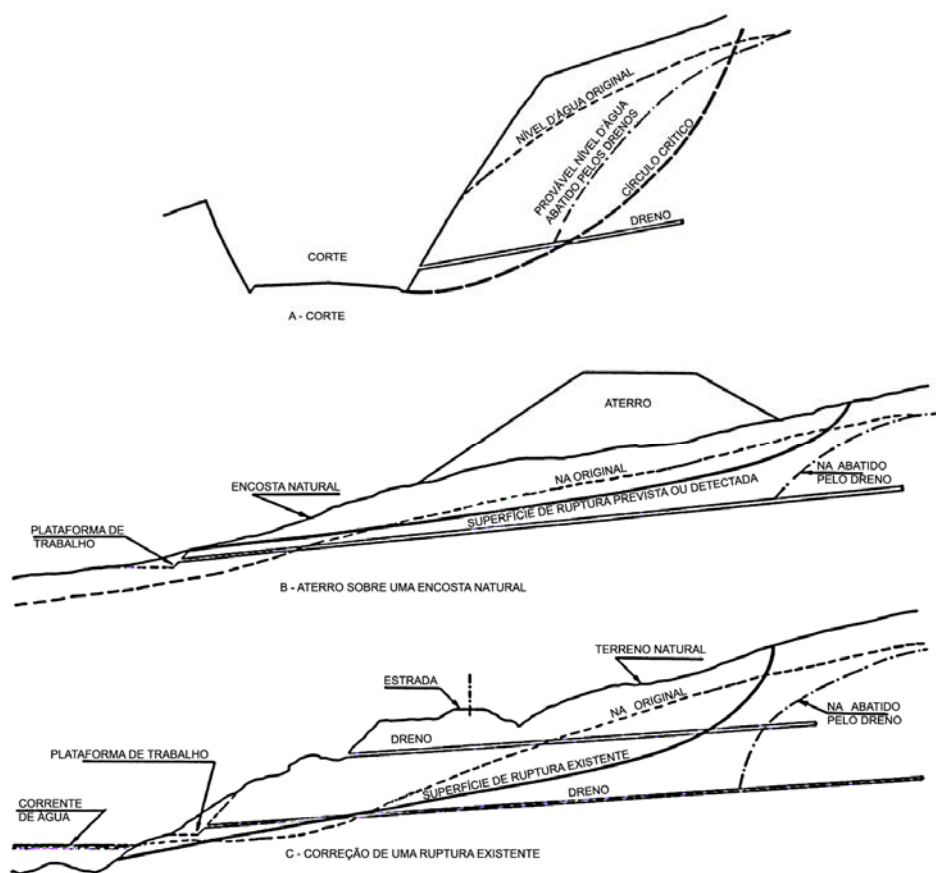


Figura 2.21 – Disposição dos DHPs e sua influência no nível do lençol freático (Rico e Castilho, 1974).

Kenney et al (1977) observaram através de modelos reduzidos, que em taludes compostos por materiais homogêneos, isotrópicos e de permeabilidade elevada, a eficiência é maior se for instalado um número reduzido de drenos longos e mais espaçados do que um

número maior de drenos curtos e mais próximos, para um mesmo comprimento total de drenos.

Lau e Kenney (1983) observaram, através da instrumentação de taludes naturais com piezômetros, que o raio de ação dos drenos sub-horizontais em solos argilosos é da ordem de 1 a 2 m. Observaram também, que o tempo necessário para se atingir os efeitos desejados pode chegar a 5 anos, sendo função do diâmetro, comprimento e espaçamento entre drenos, sua inclinação e posição em relação à zona de ruptura crítica.

Nonveiller (1981) realizou estudo semelhante ao de Kenney et al (1977) chegando às mesmas conclusões. As Figuras 2.22(a) e 2.22(b) apresentam a utilização de um dreno de mesmo comprimento com espaçamentos diferentes. A Figura 2.22(c) apresenta a utilização de drenos mais longos e mais espaçados e a Figura 2.22(d) apresenta a utilização de drenos mais curtos e menos espaçados. A utilização de drenos mais longos e mais espaçados favorece a estabilidade, reduzindo os níveis piezométricos no talude.

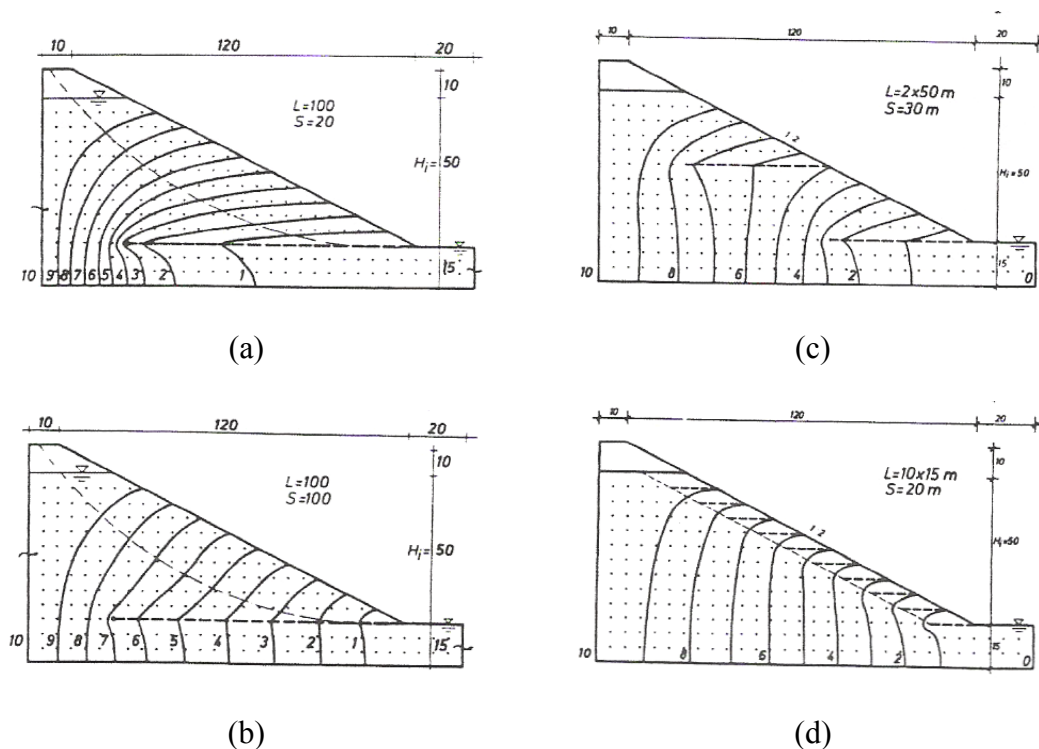


Figura 2.22 – Rede de fluxo com aplicação de drenos (Nonveiller, 1981).

Para taludes de baixa permeabilidade, Nonveiller (1981) estudou a eficiência de sistemas de drenagem em função do tempo necessário para ser atingido o efeito desejado, tendo verificado que o tempo necessário para que se atinja a condição de estabilidade aumenta quanto menor for o coeficiente de adensamento do solo. Este tempo varia de um mês, para solos siltosos e arenosos, a seis meses para solos argilosos. Para reduzir este tempo torna-se necessária a instalação de um número maior de drenos longos.

Cai e Ugai (1999) realizaram estudos sobre os efeitos dos drenos sub-horizontais profundos no nível de água subterrâneo em maciços, através de análises de elementos finitos. Analisando o comprimento, espaçamento e direção dos drenos, chegaram as seguintes conclusões:

- o nível de água subterrânea é efetivamente rebaixado devido ao efeito dos drenos sub-horizontais;
- ocorre aumento da estabilidade do talude com o aumento do comprimento dos drenos, porém quando os drenos são estendidos além do comprimento crítico (distância entre o pé do talude e sua ombreira), o fator de segurança dos taludes tende a diminuir, porque só a carga piezométrica das zonas ao longo da superfície de escorregamento influencia na estabilidade do talude;
- para rebaixar o nível de água subterrânea e aumentar a estabilidade do talude, drenos longos são mais efetivos do que um maior número de drenos com espaçamento menor, desde que o dreno não ultrapasse o comprimento crítico.

Assim como ocorre a colmatação dos filtros e drenos das barragens por compostos de ferro, o mesmo pode ocorrer nos drenos utilizados para a estabilização de encostas. Segundo Nogueira Jr. (1986), o ferro presente nos maciços de solo ou rocha é transportado na forma de íons pelas águas percolantes que, passando de um meio redutor para outro oxidante, perdem sua solubilidade e precipitam-se na forma geles amorfos e evoluem para hidróxidos ou

óxidos. O acúmulo desses compostos estáveis, que evoluem ao longo do tempo, tende a preencher os vazios dos drenos, provocando um aumento das subpressões com a conseqüente redução da estabilidade dos taludes.

No caso da estabilização de encostas poderá ser usada a mesma metodologia para investigação do fenômeno em barragens, descrita por Nogueira Jr (1986), que consiste em:

- Ensaio de campo: medidas de pH e Eh, e das pressões de O₂ e CO₂ em amostras de água subterrânea; inspeção dos drenos possivelmente colmatados;
- Ensaio de laboratório:
 - análise química de amostras da água subterrânea, do solo/rocha e dos compostos de ferro do sistema drenante, sendo analisadas as concentrações de ferro, óxidos, sulfatos, nitratos, carbonatos, cátions, sílica, alumínio e sólidos em suspensão;
 - análise mineralógica do solo e rocha e dos precipitados de ferro;
 - análise biológica completa de amostras de água.

Para garantir a estabilidade de um talude com DHPs ao longo do tempo, além de serem feitas as investigações para verificação da presença de compostos de ferro no solo/rocha e água subterrânea, citadas na questão anterior, é necessário que sejam instalados piezômetros (desde a fase de execução da obra) no talude e que seja feito um acompanhamento constante e manutenção periódica dos drenos.

Segundo GEORIO (1999), o acompanhamento e manutenção dos drenos deverão ser feitos conforme descrito abaixo:

- A vazão dos drenos deverá ser acompanhada por um prazo mínimo de 10 dias;
- Após este período inicial, a vazão dos drenos poderá ser acompanhada semanalmente, em conjunto com registros de chuva da região e leituras dos piezômetros instalados no talude; após o primeiro ano as leituras passam a ser trimestrais;

- Inspeção visual deverá ser feita periodicamente, pelo menos uma vez a cada dois anos, de forma a observar se as bocas dos tubos estão visíveis e desimpedidas de qualquer vegetação ou detritos;
- Caso sejam detectadas reduções da capacidade drenante do sistema, é recomendado que os drenos sejam lavados com água sob pressão com vazão mínima de 2 l/s, de modo a reverter o fluxo;
- Se a limpeza do dreno não fizer efeito, novo dreno deve ser executado em substituição ao inoperante.

A eficiência do sistema de drenagem com DHPs, a médio e longo prazo, poderá ser comprovada a partir da confecção de gráficos que relacionem vazão dos drenos, cotas piezométricas e intensidade de chuva.

2.2.6. Túneis e galerias de drenagem

Os túneis e galerias de drenagem são construídos em maciços de rocha, porém podem ser executados em solo. Normalmente apresentam diâmetros inferiores a 3 m e são executados através dos métodos convencionais de construção de túneis. Quando não necessitam de revestimento, as próprias paredes drenam o maciço, entretanto, geralmente são instalados drenos perfurados radialmente a partir do teto do túnel ou galeria. Os túneis e galerias de drenagem são empregados quando é necessária a retirada de grandes volumes de água do maciço ou quando a utilização de outros métodos de estabilização é inviável ou insuficiente para alcançar o rebaixamento pretendido.

Embora os túneis e galerias de drenagem sejam muito eficazes para aumentar as condições de estabilidade dos taludes com altas pressões neutras, são pouco utilizados devido ao seu alto custo.

Guidicini e Nieble (1976) destacaram que túneis e galerias de drenagem têm as vantagens de interceptar um grande número de descontinuidades em rocha e permitir a execução de drenos em regiões consideradas críticas.

Farulla (2004) desenvolveu uma pesquisa dedicada à análise do adensamento de talude de solo homogêneo induzido por uma galeria de drenagem, mostrando que o tempo necessário para alcançar acréscimos significantes no fator de segurança depende da localização da galeria em relação à superfície de escorregamento. A pesquisa realizada por Farulla é descrita a seguir.

Foi considerado um talude de altura $H=60$ m e inclinação de 2H:1V. Inicialmente, adotou-se fluxo constante no talude com a superfície livre do lençol freático ao nível do terreno. A região de fluxo foi definida pela face do talude, um limite horizontal impermeável inferior à profundidade H a partir da base, e dois limites verticais localizados a $4H$ a partir da crista e H a partir da base, respectivamente (ver esquema L1 da Figura 2.23).

Para definir as condições de contorno considerou-se que a base e as laterais do modelo eram linhas de fluxo ($q=0$), enquanto o limite superior era uma linha de pressão neutra nula ($u=0$).

Foi escavada uma galeria de seção quadrada de lado $d = 3$ m localizada próximo a passagem vertical da crista do talude até a mesma altura da base. O eixo da galeria corre paralelo à face do talude.

A Figura 2.23 apresenta o modelo de referência utilizado na pesquisa e os esquemas utilizados para as análises.

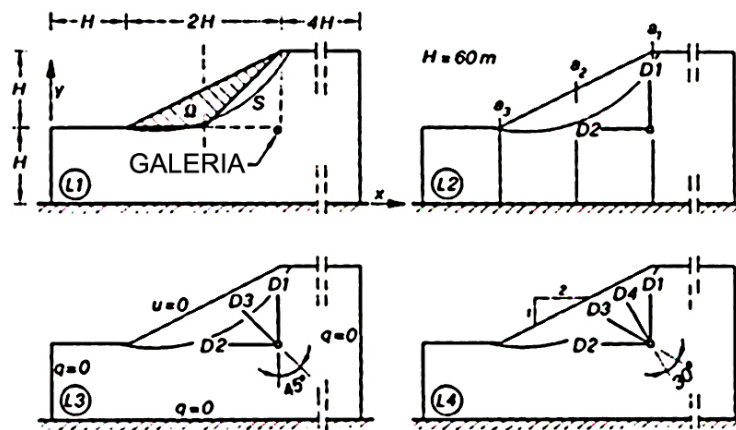


Figura 2.23 – Modelo de referência e esquemas usados para as análises (Farulla, 2004).

Farulla (2004) analisou o modelo através de quatro casos (Figura 2.23) descritos a seguir:

- primeiro caso (esquema L1 da Figura 2.23): apenas a galeria foi escavada;
- segundo caso (esquema L2 da Figura 2.23): ao mesmo tempo em que a galeria era escavada, 2 linhas de drenos (D1 e D2), com comprimento $l = 40$ m, eram perfurados radialmente a partir da galeria;
- terceiro caso (esquema L3 da Figura 2.23): 3 linhas de drenos (D1, D2 e D3) foram perfuradas;
- quarto caso (esquema L4 da Figura 2.23): 4 linhas de drenos (D1, D2, D3 e D4) foram perfuradas.

O solo foi considerado homogêneo e isotrópico em relação à permeabilidade, deformabilidade e resistência ao cisalhamento; linearmente elástico; o coeficiente de permeabilidade, k , foi considerado como invariável e a permeabilidade do revestimento da galeria igual ao solo a sua volta.

Foi considerado também que não há variação no estado de tensão total durante os processos de adensamento e que as pressões neutras ao longo do contorno da galeria e dos drenos são constantemente zero.

Para a análise dos resultados dos processos de adensamento, foram ignoradas as variações nas tensões totais e a pressão neutra induzida pela escavação da galeria e considerados apenas os efeitos das modificações das condições hidráulicas limites, consistindo na anulação da pressão neutra ao longo do limite da galeria e dos drenos.

O valor da pressão neutra determinado pela análise do processo de adensamento foi usado para avaliar a evolução, no tempo, das condições de estabilidade do talude como resultado da drenagem. A Figura 2.24 apresenta os contornos da relação de adensamento ao longo do tempo, em porcentagem. Foi calculado também o fator de segurança do talude para os quatro casos citados anteriormente.

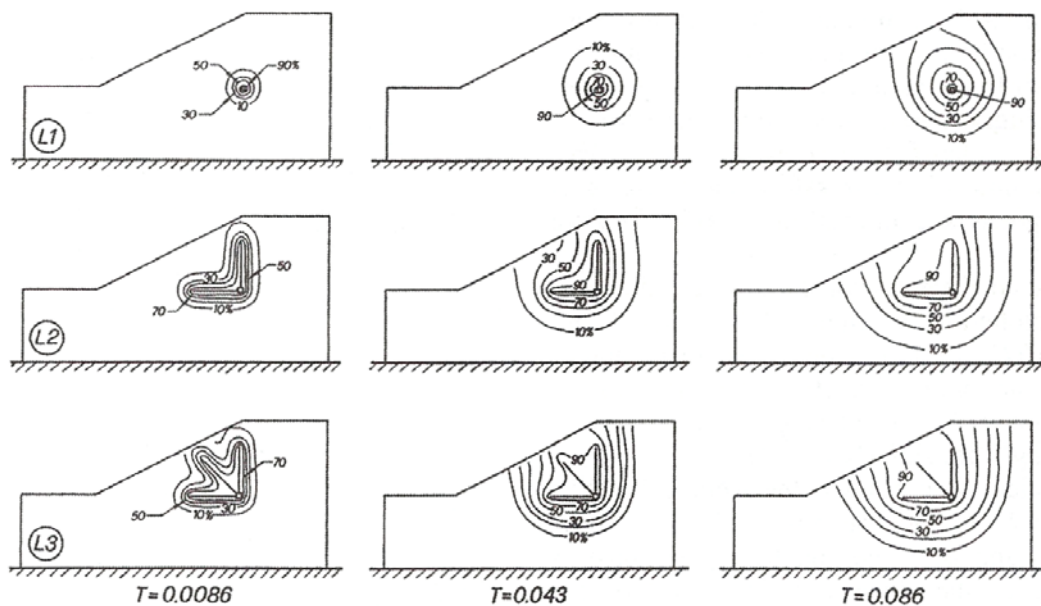


Figura 2.24 – Contornos da relação de adensamento ao longo do tempo (Farulla, 2004).

Farula (2004) concluiu que:

a) no caso L1, com a implantação apenas da galeria, foi obtida uma redução na pressão neutra a longo prazo, ocorrendo acréscimos significantes no fator de segurança;

b) no caso L2, a introdução de duas linhas de drenos (D1 e D2), causa uma redução adicional na pressão neutra e no tempo necessário para alcançar acréscimos no fator de segurança;

c) nos casos L3 e L4, a introdução da linha D3 ou das duas linhas (D3 e D4), ajuda a acelerar o processo de adensamento entre as linhas D1 e D2, mas não afeta o processo no resto do talude. Entretanto, a introdução destas linhas diminui, significativamente, o tempo necessário para alcançar acréscimos no fator de segurança.

3. CASOS DE OBRAS ESTABILIZADAS COM DRENAGEM PROFUNDA

A seguir são apresentados casos de obras em que foram utilizados poços de alívio, trincheiras drenantes, drenos sub-horizontais profundos, túneis e galerias de drenagem para a estabilização das encostas em processos de escorregamento.

3.1. Poços de alívio

Gedney e Weber Jr. (1978) citaram um deslizamento de uma estrada perto de Pinole, na Califórnia, onde foi utilizado um sistema de drenagem. Esta estrada estava em funcionamento durante vários anos quando, em um trecho de 23 m do aterro, ocorreu uma grande ruptura que interditou a estrada em ambas as direções. A existência de pressão neutra nas camadas do subsolo foi comprovada por uma elevação de água, de 3 a 4,5 m, observada nas sondagens. Um sistema de drenagem formado por uma linha de poços verticais interligados por uma galeria de drenagem, foi colocado em cada lateral do aterro, como mostrado na Figura 3.1.

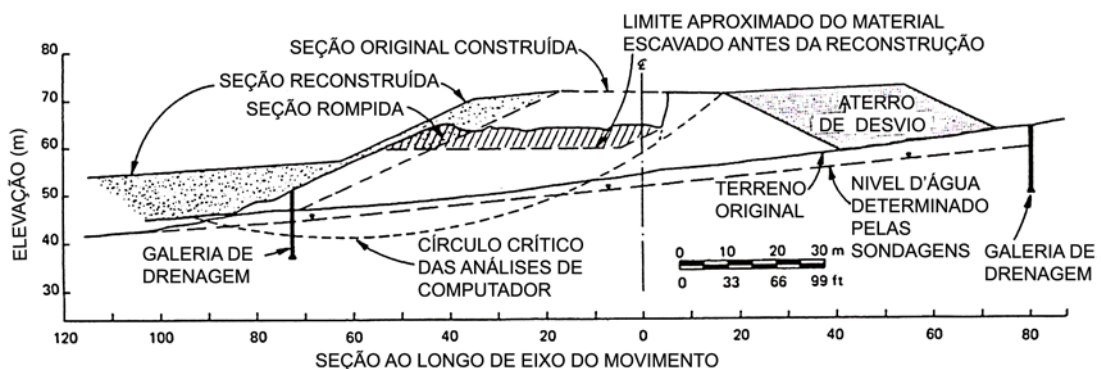


Figura 3.1 – Seção transversal mostrando a ruptura do aterro da estrada perto de Pinole, na Califórnia (Gedney e Weber Jr., 1978).

Em um período de seis semanas este sistema de drenagem rebaixou o nível d'água em 2 m. Um fator de segurança de 1,4 foi obtido após a reconstrução do aterro. Os trabalhos de investigação do escorregamento de Pinole incluíram sondagens, instalação de inclinômetros e ensaios triaxiais de laboratório.

3.2. Trincheiras drenantes

Jeffery (1987) descreveu o escorregamento ocorrido no vilarejo de CastleRidge, situado na Colina de Rogans, em Sydney na Austrália. O subsolo local era formado por uma camada superficial de tálus sobrejacente a xisto. O movimento foi classificado como rastejo e ocorria aproximadamente a 4 m dentro do xisto alterado, devido ao desenvolvimento de altas pressões neutras. A área foi totalmente estabilizada através de trincheiras drenantes escavadas até a camada de xisto são e a descarga da água feita em um curso de água natural próximo. Está apresentada na Figura 3.2 a configuração das trincheiras em planta e na Figura 3.3 a seção transversal das trincheiras.

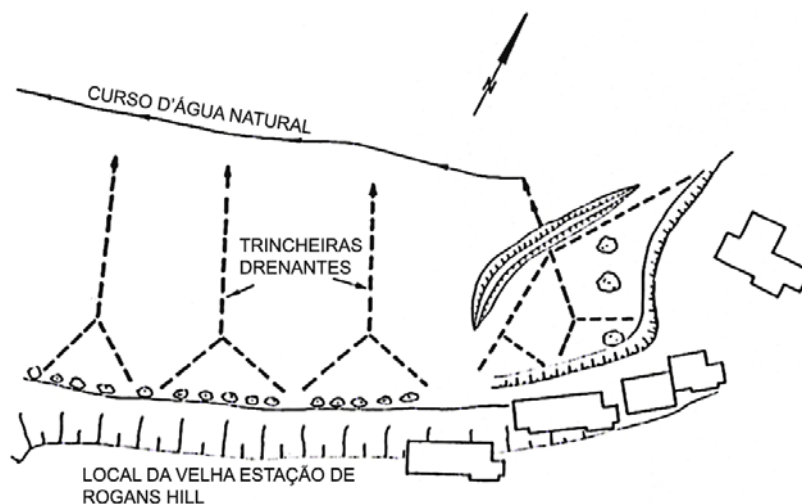


Figura 3.2 – Configuração das trincheiras em planta (Jeffery, 1987).

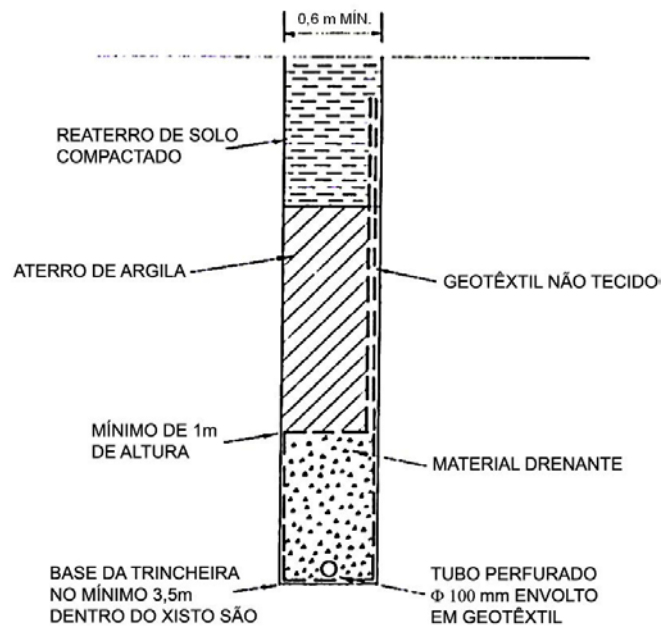


Figura 3.3 – Seção transversal das trincheiras (Jeffery, 1987).

3.3. Drenos sub-horizontais profundos

Luz e Yassuda (1994) comentam que em casos de grandes massas de tálus a drenagem profunda conjugada à proteção superficial é uma boa solução técnica e econômica de estabilização. Para exemplificar citaram:

- os escorregamentos das cotas 95, 400 e 500 da Via Anchieta que foram estabilizados com DHPs;
- o km 143+600 da Rodovia Rio-Santos estabilizado com valas e DHPs;
- o km 142+400 da rodovia SP-55, trecho São Sebastião-Bertioga, estabilizado por quatro linhas de DHPs.

Gedney e Weber Jr. (1978) relataram um escorregamento que aconteceu em 1968 durante a construção da Passagem Altamont, na Califórnia, onde foram usados drenos verticais e horizontais para a estabilização (Figura 3.4). O deslizamento se estendeu ao longo

de 310 m da pista da estrada, em cerca de 30 m do aterro. Como medidas de estabilização foram executados:

a) uma linha de drenos verticais, com aproximadamente 1 m de diâmetro e 12 m de profundidade, ao longo da extremidade da pista em direção ao leste;

b) construção de uma berma adjacente à pista em direção ao leste e uma entre esta e a pista em direção a oeste;

c) instalação de drenos sub-horizontais em cinco áreas gerais para controlar a água subterrânea, aliviar o excesso de pressão neutra, interceptar os drenos verticais.

A inspeção do sistema, durante setembro de 1973, indicou que o nível do lençol freático foi mantido perto do fundo dos poços verticais.

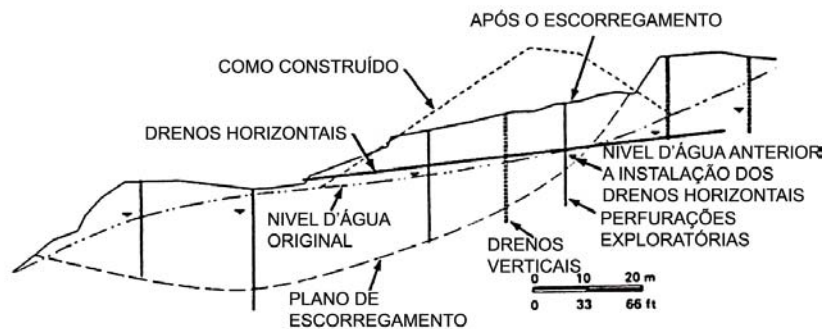


Figura 3.4 – Drenos verticais e horizontais no escorregamento da Passagem Altamont, na Califórnia (Gedney e Weber Jr., 1978).

3.3.1. Escorregamento da Serra do Mar na área da cota 500 (Curva da Onça) da Via Anchieta em São Paulo

Teixeira e Kanji (1970) descreveram os escorregamentos da encosta da Serra do Mar junto à Via Anchieta, em São Paulo, na área denominada de Cota 500, ocorridos no final de 1964, abrangendo uma área de cerca de 200.000 m².

Durante as investigações geológicas da Cota 500 foi observado que, embora localizada na faixa gnáissica, o embasamento era constituído por mica-xistos devido à ocorrência de intercalações xistosas no gnaiss, as quais aumentam em número e importância em direção ao contato.

Sobrepostos às rochas e seus correspondentes solos residuais ocorriam dois depósitos de tálus onde aconteciam os escorregamentos. Tais depósitos, resultantes do tombamento e deslocamento de matacões, de blocos rochosos e de solo, caracterizavam-se pela sua heterogeneidade textural, de arranjo dos matacões e de suas propriedades físicas, ocorrendo a existência aleatória de zonas preferenciais de percolação de água e uma precária estabilidade. Os depósitos de tálus apresentavam-se saturados de água, com várias surgências e represamentos superficiais. Com o mapeamento das cicatrizes e fissuras dos escorregamentos pôde-se delimitar a área em movimento, sua direção principal de deslocamento, ocorrência de escorregamentos secundários e a estimativa da profundidade do movimento.

As investigações do subsolo foram feitas por meio da abertura de poços de investigação, seguidas por sondagens à percussão e rotativas.

O mapeamento da área da Cota 500 apresenta-se na Figura 3.5, onde estão indicados os elementos geológicos do embasamento aflorante e os elementos observáveis dos escorregamentos.

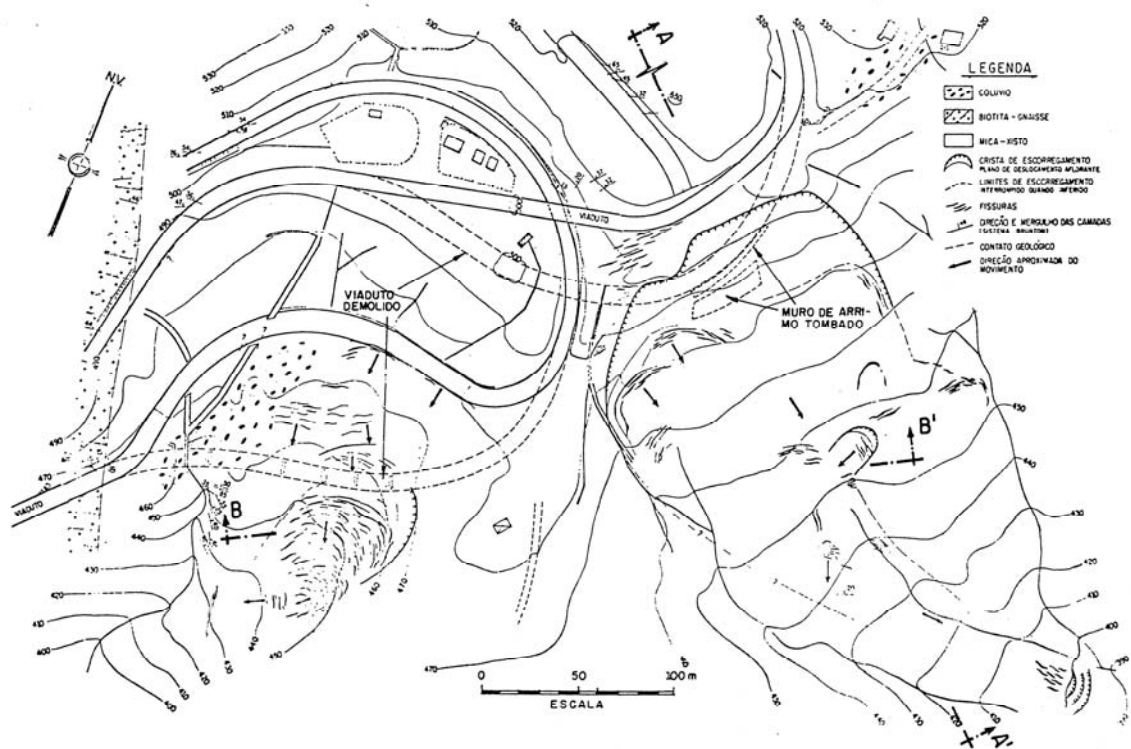


Figura 3.5 – Planta da área da Cota 500 com mapeamento geológico de superfície e das cicatrizes dos escorregamentos (Teixeira e Kanji, 1970).

Depois de terminada cada sondagem, foram instalados piezômetros tipo Casagrande a várias profundidades em cada furo. Os piezômetros instalados em vários dos furos de investigação, realizados antes dos trabalhos de estabilização, foram inutilizados sendo seccionados ou estrangulados pelo deslocamento da encosta.

Os resultados da investigação do subsolo apresentam-se na Figura 3.6 por meio das seções AA e BB cujas localizações estão indicadas na Figura 3.5.

A seção AA foi traçada longitudinalmente a um dos escorregamentos, e nela se observou a presença de tálus no horizonte mais superficial com espessura de 4 a 8 m, constituído de argilas e areia de granulação variada, e com muitos matacões de arranjo caótico. Sob o tálus, ocorre o horizonte de solo residual decorrente da alteração total do mica-xisto, conservando a estrutura original da rocha que é representada por acamamento e bandeamento. Trata-se de um material de alta plasticidade, facilmente amolgável, apesar de

conter delgadas lentes mais arenosas. Sua espessura na seção é da ordem de 35 m. Os horizontes subjacentes de rocha foram subdivididos em função de seu grau de alteração, notando-se que o correspondente a rocha fracamente alterada ou praticamente sã ocorriam na área dos escorregamentos a profundidades entre 50 m a 60 m.

A seção BB é praticamente perpendicular à seção AA, e cruza transversalmente as duas áreas de escorregamento, separadas por um espigão. A distinção dos vários horizontes de alteração foi feita segundo os mesmos critérios como para as sondagens da seção AA. Nota-se na seção BB a ocorrência excepcional de grande espessura do solo residual, com cerca de 75 m, e um arqueamento dos horizontes mais profundos de rocha de baixos graus de alteração.

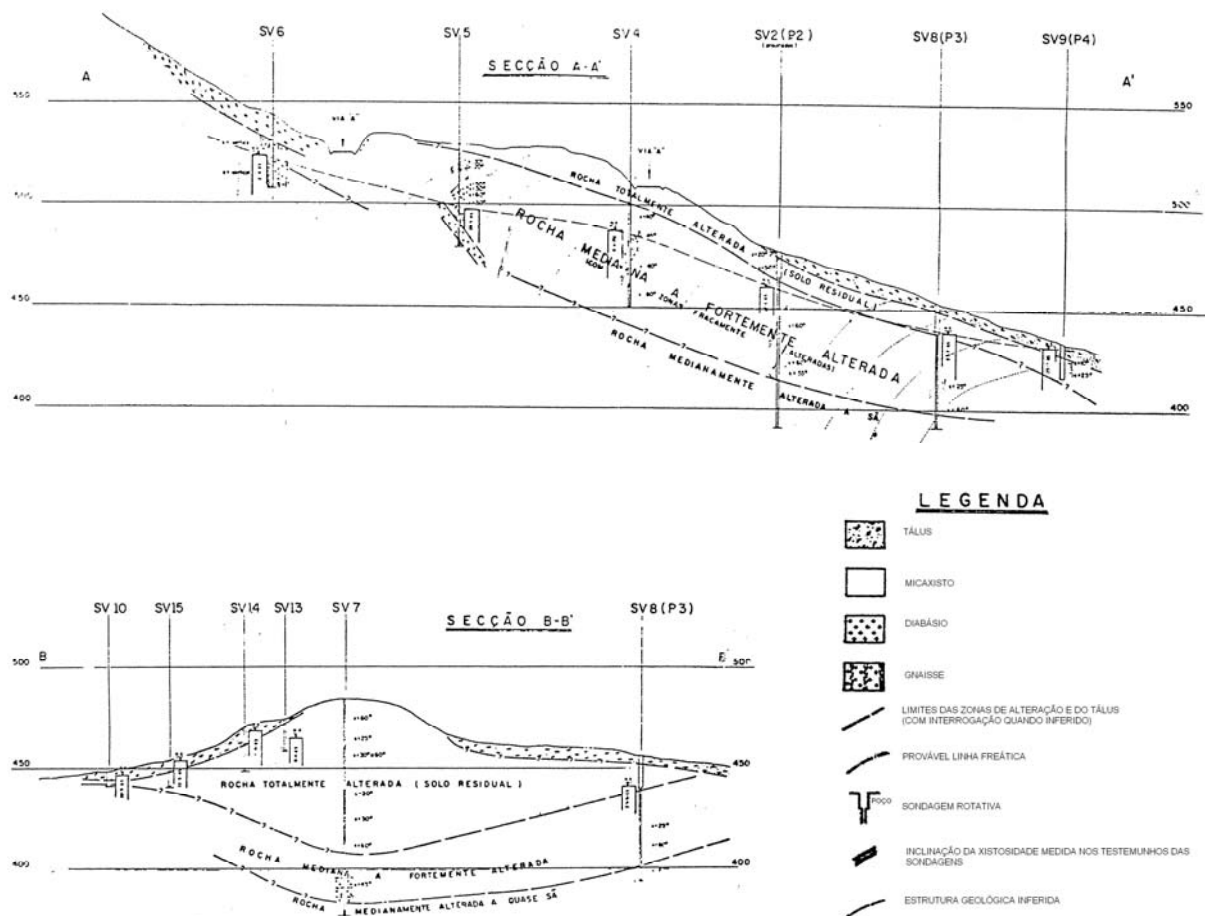


Figura 3.6 – Seções geológicas AA e BB (Teixeira e Kanji, 1970).

Foi instalada uma rede constituída de 190 marcos de concreto, situados nos vértices de uma malha quadrada, com cerca de 30 m de lado, a fim de se determinar a grandeza, direção e progressão com o tempo dos deslocamentos da superfície da encosta.

O máximo deslocamento horizontal medido no período de 6 meses foi superior a 25 m e os deslocamentos verticais foram superiores a 8 m. As cristas dos escorregamentos chegaram a atingir tanto a pista ascendente como a descendente.

Após os estudos geológico-geotécnicos realizados constatou-se que a instabilidade da encosta era sempre mais precária nas épocas de chuvas e que a principal causa dos escorregamentos, ocorridos principalmente no tálus e no solo residual de alteração do mica-xisto, era a percolação da água através dos seus vazios.

Optou-se então, pela estabilização da encosta através da instalação de um sistema de drenos sub-horizontais profundos, de comprimentos superiores a 100 m, com a função de interceptar as águas diretamente no seio do maciço, fazendo-a escoar por gravidade para fora do mesmo, combinada com a impermeabilização da superfície do talude para impedir a infiltração das águas pluviais.

A instalação dos drenos foi iniciada em janeiro de 1965, não sendo possível na época a execução de drenos com o comprimento projetado, em virtude dos fortes movimentos do maciço que provocavam o desalinhamento dos drenos. Nesta fase só foi possível a execução de uma rede de drenos com comprimentos de cerca de 40 m, permitindo uma estabilização provisória da encosta. Apresenta-se na Figura 3.7 a posição dos drenos instalados na primeira etapa dos trabalhos.

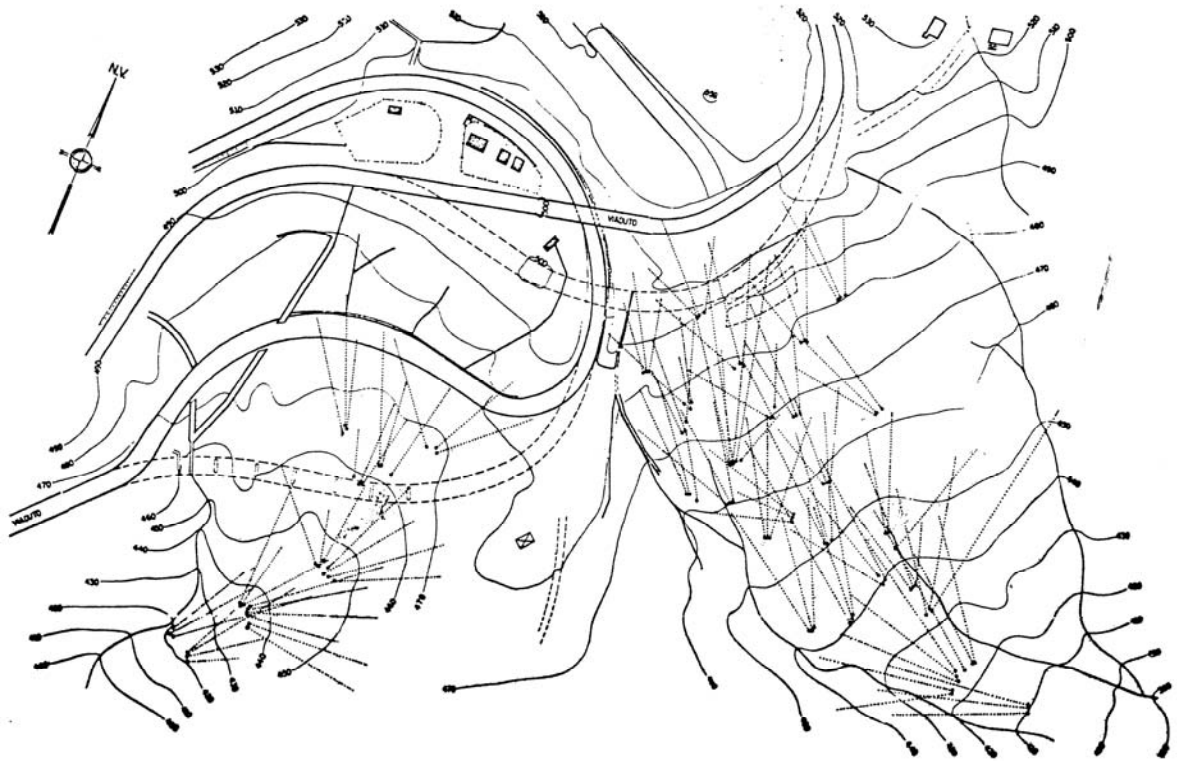


Figura 3.7 – Planta com localização dos drenos da 1ª etapa (Teixeira e Kanji, 1970).

Em abril de 1966 foi iniciada a instalação do sistema de drenos de maior comprimento, com cerca de 100 a 120 m. A localização dos drenos, bem como a sua concentração em determinadas áreas da encosta, eram programadas no campo conforme os resultados das medidas das vazões dos drenos da primeira etapa. Em muitos casos, durante a perfuração dos drenos, eram alcançadas zonas aquíferas com vazões de cerca de 20 m³/hora, com a saída d'água na boca do dreno sob forte pressão. Essa vazão durava algumas horas, e posteriormente, havia uma diminuição gradativa da vazão até o estabelecimento de certo regime de vazão, que era variável em função da intensidade das chuvas. Apresenta-se na Figura 3.8 a localização dos drenos da segunda etapa dos trabalhos.



Figura 3.8 – Planta com locação dos drenos da 2ª etapa (Teixeira e Kanji, 1970).

O sucesso dos drenos para alívio das pressões hidrodinâmicas no maciço pode ser avaliado pela análise do gráfico da Figura 3.9. A instalação dos drenos foi iniciada da crista do escorregamento (onde se situava a linha de marcos I) e descia progressivamente para cotas inferiores (alcançando sucessivamente as linhas de marcos até P). Observa-se pelas curvas apresentadas que à medida que a instalação dos drenos prosseguia no sentido do pé do escorregamento, obteve-se progressivamente a estabilização da encosta. Nota-se ainda que nas áreas recém estabilizadas não se observou nenhuma tendência de aumento das velocidades de deslocamentos durante os meses de julho e setembro de 1965, nos quais a pluviosidade, excepcionalmente, foi de intensidade equivalente aquela dos meses de verão.

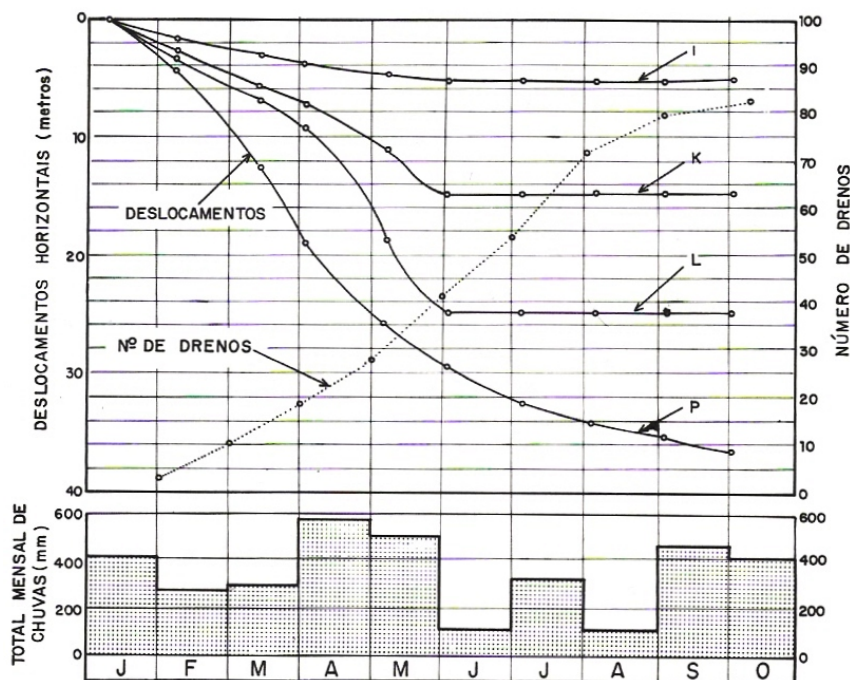


Figura 3.9 – Curvas: deslocamentos horizontais, números de drenos x tempo e gráfico das chuvas mensais (Teixeira e Kanji, 1970).

3.3.2. Estabilização da encosta na Serra de Friburgo no Rio de Janeiro – Curva da Ferradura

Rocha et al (1998) descreveram o escorregamento da encosta localizada entre os km 62,5 e 64 da rodovia RJ-116, entre os municípios de Cachoeiras de Macacú e Nova Friburgo, no estado do Rio de Janeiro.

As chuvas de janeiro de 1997 reativaram um escorregamento de grandes proporções, motivado pela elevação do nível do lençol freático, na Curva da Ferradura, abrangendo uma área de aproximadamente 50.000 m² para um desnível de 110 m do trecho da encosta em movimento. Trincas no terreno, rachaduras em muros existentes, tirantes rompidos, lombadas e depressões na pista surgiram como evidências da intensa atividade do movimento de massa no local, configurando uma situação de grande ameaça para os usuários da estrada serrana.

A encosta da Curva da Ferradura era limitada ao norte (pé do escorregamento) por um córrego denominado Riacho da Serra, e ao sul, por um grande talude escavado (crista do escorregamento). Diversas obras de contenção e drenagem foram executadas ao longo de 20 anos para estabilizar a encosta, tais como: cortinas atirantadas, canaletas e descidas d'água em degraus, além de drenos profundos localizados principalmente na porção superior do talude.

A caracterização geológico-geotécnica da encosta foi realizada através de sondagens mistas, investigações geofísicas, através do método de sísmica de refração, e mapeamentos geológicos de subsuperfície.

Na zona do escorregamento, o maciço rochoso apresentava fraturas com abertura centimétrica, espaçamento de 2 a 4 m, irregulares e sem preenchimento. O maciço rochoso era composto por gnaise granítico, muito pouco alterado. O solo residual tinha cor avermelhada, guardava as orientações das fraturas do maciço rochoso e exibia múltiplos blocos residuais imersos em matriz silto-arenosa. Capeando o solo residual encontravam-se depósitos de tálus e bota-fora das obras de estabilização do local. Apresenta-se na Figura 3.10 o perfil geológico-geotécnico do local.

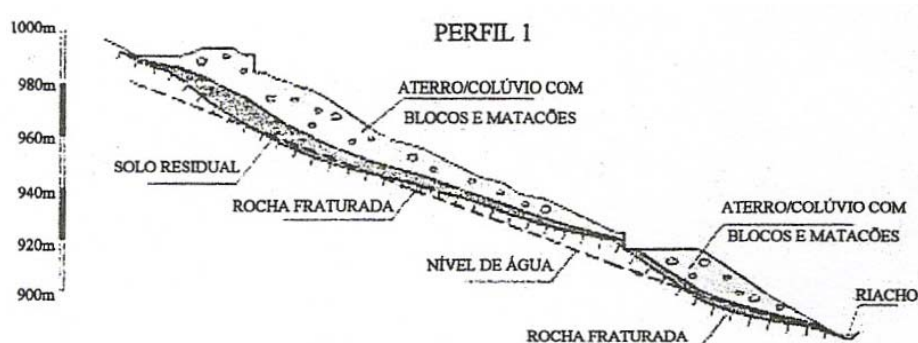


Figura 3.10 – Perfil geológico-geotécnico (Rocha et al, 1998).

A geologia da região da Curva da Ferradura era caracterizada pela presença de litotipos de alto grau metamórfico representados por migmatitos associados a granitóides e gnaisses

ricos em faixas micáceas de grandes feições lineares, representadas por falhas verticais extensas.

As falhas geológicas da região condicionavam a geração de caminhos preferenciais de fluxo d'água subterrâneo. Em geral, estas falhas verticais eram muito profundas o que facilitava a percolação da água e o desenvolvimento de espessos e heterogêneos mantos de alteração desenvolvidos sobre a rocha extremamente fraturada.

A intensa compartimentação estrutural do maciço rochoso criava um grande reservatório subterrâneo para a acumulação de água, onde se caracterizou um perfil de alteração bastante heterogêneo. O nível d'água superior do reservatório, naturalmente elevado, era recarregado rapidamente nos períodos de chuva intensa, que provocou a rápida retomada do processo de escorregamento.

Após o estudo da geologia local, a drenagem profunda foi considerada o fator decisivo para promover a estabilização definitiva da encosta.

Foram instalados 126 DHPs, em quatro níveis, com 50 mm de diâmetro, muitos com comprimentos superiores a 100 m. Em alguns drenos, foram atingidas vazões superiores a 2.000 l/h, permitindo-se prever uma expectativa de retirada de 20.000 m³ de água por mês no processo de rebaixamento do nível do lençol freático e redução das subpressões no interior do maciço.

Juntamente com os drenos também foram realizadas obras complementares de contenção e drenagem, tais como: recuperação das obras de contenção existentes, muros de gabião, canaletas de drenagem, descidas d'água em degraus, revestimento com concreto projetado, caixas de drenagem, bacias de dissipação de energia nas saídas de bueiros existentes e terraplenagem visando a eliminação do bota-fora existente no topo da encosta, suavizando a sua inclinação.

Para o acompanhamento do comportamento da encosta, foram instalados inclinômetros para medição dos deslocamentos horizontais em profundidade e um pluviômetro para registro da intensidade da chuva.

A Figura 3.11 mostra os resultados da vazão medida em drenos instalados em sete cortinas atirantadas e a Figura 3.12 apresenta os índices pluviométricos registrados no mesmo período.

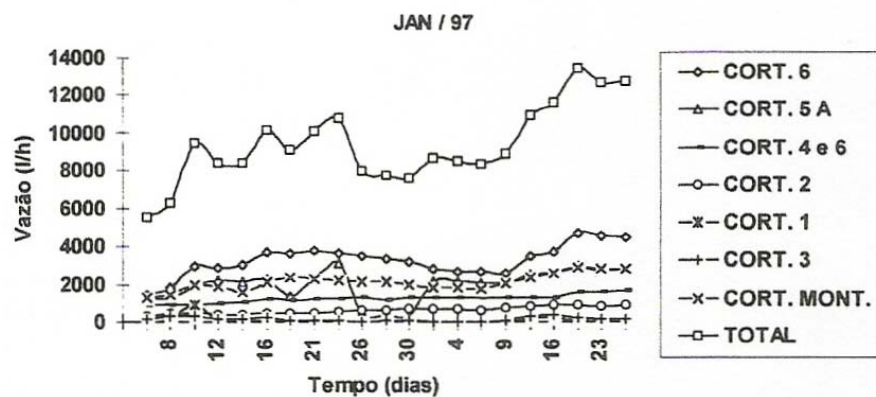


Figura 3.11 – Vazão nos drenos profundos (Rocha et al, 1998).

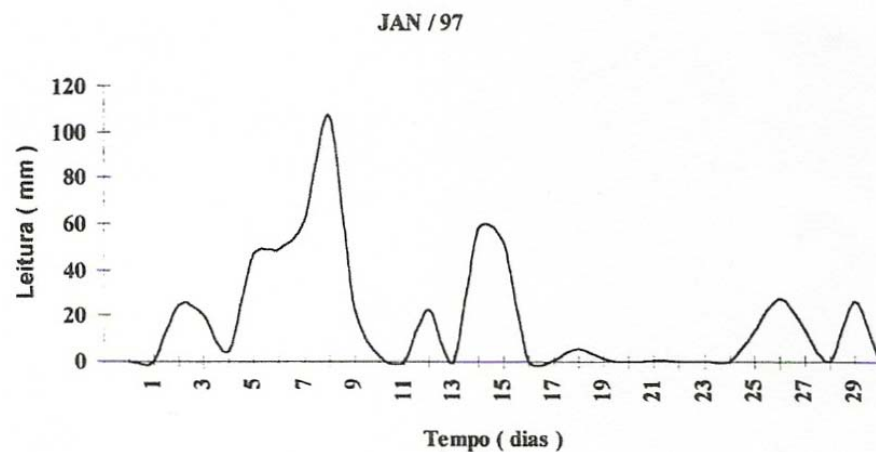


Figura 3.12 – Índices pluviométricos (Rocha et al, 1998).

Sobrepondo-se o gráfico intensidade de chuva x tempo ao gráfico vazão nos drenos x tempo, observou-se que o efeito da recarga da encosta em função da precipitação não se refletia instantaneamente em descarga nos drenos. Uma elevada recarga ocorrida entre 3 a 16

de janeiro de 1997, com uma precipitação acumulada de 472 mm de chuva (Figura 3.12) implicou em um aumento gradativo de vazão nos drenos que atingiu seu ponto máximo em 19 de janeiro com 10.829 l/h, mantendo-se em seguida num patamar na faixa de 10.000 l/h mesmo durante a estiagem ocorrida na segunda quinzena de janeiro.

O comportamento descrito atestou a permeabilidade do maciço e ratificou o acerto da solução técnica adotada para a estabilização da encosta, baseada fundamentalmente na drenagem profunda da encosta.

Nas primeiras leituras, o maior deslocamento acumulado observado nos inclinômetros foi de cerca de 6 mm, correspondente a camada superficial de solo de cerca de 4,70 m de espessura, sobrejacente à rocha. Após a conclusão das obras de drenagem, as leituras subseqüentes não apresentaram evolução dos deslocamentos.

3.3.3. Estabilização de encosta na Serra do Mar no Estado do Paraná

Musman e Soares (2002) e Suzuki (2004) descreveram o acidente ocorrido em fevereiro de 2001 na faixa do duto denominado OLAPA, no município de Morretes, no Paraná. O oleoduto atravessava a Serra do Mar, estando sujeito às movimentações dos espessos depósitos de tálus existentes.

O oleoduto OLAPA atravessa parte do Estado do Paraná, partindo da refinaria Presidente Getúlio Vargas (REPAR) e prosseguindo até o Terminal Marítimo de Paranaguá, com uma extensão total de 93 km. No seu percurso, o OLAPA atravessa a Serra do Mar apresentando rampas bastante acentuadas.

O relevo escarpado da Serra do Mar é condicionado por um sistema de falhas e fraturas regionais, com intensas e bruscas variações de altitude. As encostas apresentam gradientes

elevados, com até 45° de inclinação. O perfil de alteração é constituído por espessos depósitos de solo transportado.

Além do elevado gradiente de inclinação das encostas, outro fator decisivo na formação do perfil de intemperismo existente é o regime pluviométrico intenso da região, com médias anuais superiores a 1.800 mm de chuva.

Na região do acidente o OLAPA atravessava um depósito de tálus, com espessura variando entre 11 e 21 m. O material era composto por argila siltosa, marrom, saturada, com consistência mole a média, sobrejacente a uma camada de solo residual.

O solo residual era composto por silte arenoso, com espessura entre 5 e 7 m e consistência rija a dura, sobrejacente ao topo rochoso.

A ruptura do OLAPA ocorreu em torno do km 54+200. A tubulação já estava sendo solicitada a algum tempo, devido às forças resultantes do deslocamento lento (rastejo) da massa de tálus. Estes movimentos eram predominantemente paralelos ao eixo do duto, transmitindo esforços de tração.

A encosta vinha sendo monitorada desde junho de 2000, quando foram instalados 11 piezômetros e 6 inclinômetros. Foram realizadas análises de estabilidade para definição do projeto de estabilização da encosta, porém, a ruptura ocorreu antes do início das obras.

O acidente ocorreu em fevereiro de 2001, durante um período de chuvas intensas, quando houve uma brusca aceleração dos movimentos. O acréscimo de tensões devido à movimentação do solo provocou a ruptura do OLAPA e o conseqüente vazamento de óleo diesel.

Logo após o acidente, foram realizadas leituras dos inclinômetros, tendo sido observadas velocidades de deslocamentos da ordem de 1,4 cm/dia.

Como a área envolvida era bastante extensa, a execução de obras para completa interrupção dos movimentos era economicamente inviável. Assim foram feitas intervenções apenas no sentido de minimizar os movimentos e acompanhar a sua evolução.

Foi feita inicialmente uma retro análise, com o objetivo de definir os parâmetros geotécnicos dos materiais envolvidos. Foi considerado o nível piezométrico na superfície do terreno, conforme observado no campo, em fevereiro de 2001.

Durante a retro análise, foram variados os parâmetros de resistência ao cisalhamento da camada de tálus até ser obtido um fator de segurança próximo ou igual a 1,0.

Após definidos os parâmetros dos materiais, foram elaboradas novas análises, admitindo-se um projeto de drenagem profunda implantado (DHPs). Neste caso, a nova posição da linha piezométrica foi estimada, considerando-se o pleno funcionamento dos DHPs e os efeitos benéficos da drenagem superficial. Os fatores de segurança obtidos nessas análises situaram-se em torno de 1,36, com um aumento de 14% em relação às condições iniciais da encosta.

Foram então iniciadas as obras de estabilização e monitoramento da encosta, incluindo drenagem superficial e profunda, além de instrumentação complementar.

Foram executadas 6 séries de drenos sub-horizontais profundos (A a G), totalizando 50 DHPs ao longo de toda a área.

As leituras dos instrumentos existentes após a execução dos primeiros drenos já indicavam a redução no nível piezométrico e da velocidade de movimentação da encosta. A vazão média observada nos drenos foi de até 180 l/h.

Foram construídas canaletas de drenagem em concreto ao longo de toda a área, de modo a captar todas as surgências d'água, bem como a vazão proveniente dos drenos, minimizando a infiltração de água no terreno.

A Figura 3.13 mostra as vazões medidas nos drenos da série A, no período de março a junho de 2001. Observa-se que as maiores vazões foram verificadas no mês de março, período de maior precipitação pluviométrica. Na Figura 3.14 são apresentadas as leituras de alguns dos piezômetros instalados. Pode-se observar um decréscimo dos níveis piezométricos a partir da instalação dos primeiros drenos sub-horizontais profundos.

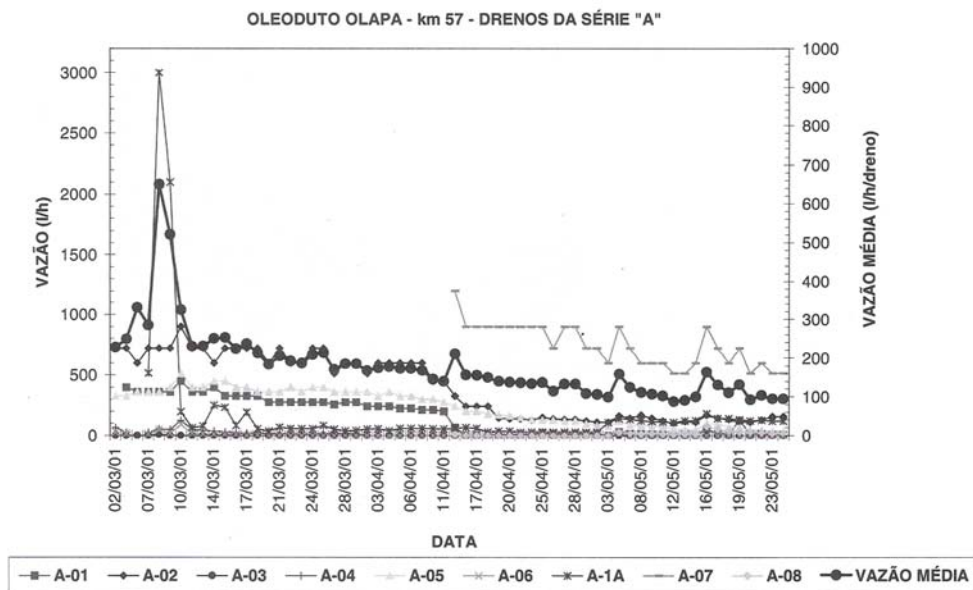


Figura 3.13 – Vazão dos drenos da série A (Musman e Soares, 2002).

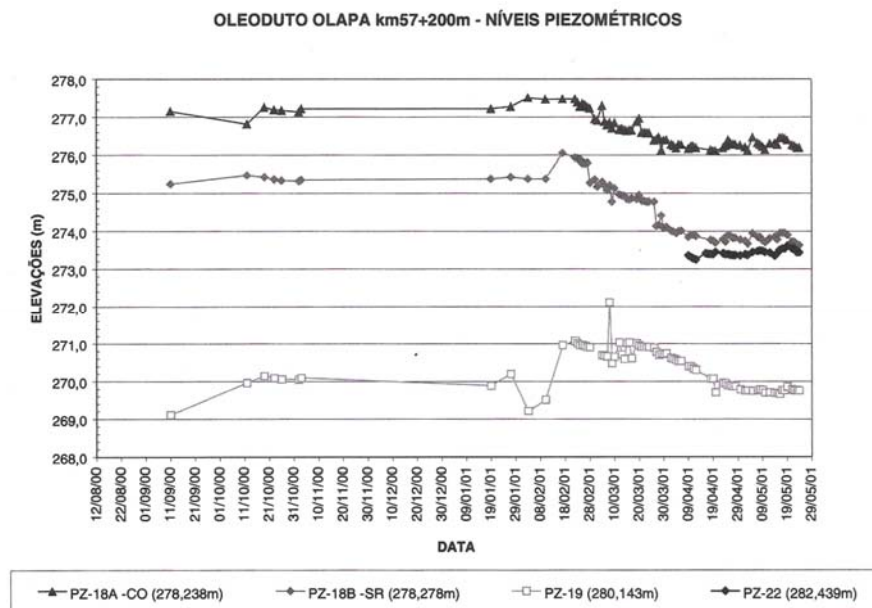


Figura 3.14 – Leituras piezométricas (Musman e Soares, 2002).

A instrumentação complementar instalada foi composta por 12 piezômetros, 11 inclinômetros e 1 pluviômetro.

O sistema de drenagem profunda respondeu prontamente à ocorrência de chuvas intensas, evitando a subida do lençol freático e o conseqüente aumento das pressões neutras no interior do maciço.

O duto foi substituído numa extensão aproximada de 300 m, removendo-se o trecho da tubulação submetido a esforços de tração acima dos limites aceitáveis.

3.4. Túneis e galerias de drenagem

Gedney e Weber Jr. (1978) citaram um grande escorregamento, durante a execução de uma rodovia, próxima de Crockett, Califórnia, que foi estabilizado por um sistema de túneis de drenagem (Figura 3.15).

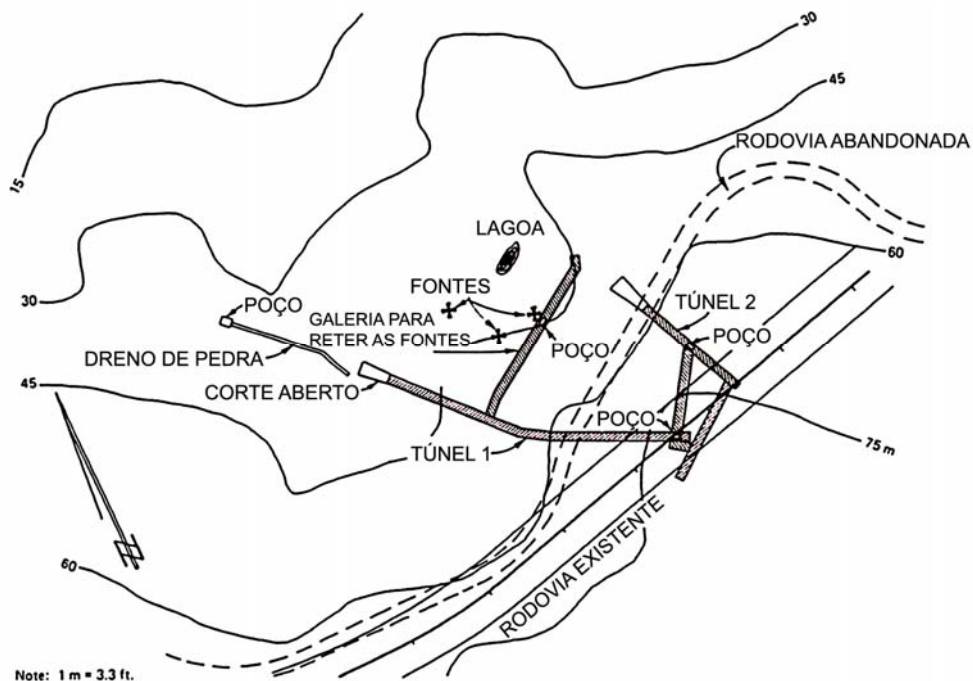


Figura 3.15 – Túnel de drenagem em Crockett, Califórnia (Gedney e Weber Jr., 1978).

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 massa de solo e rocha compunha a face de um vale cujo talude lateral estava inclinado entre 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 é responsável por cerca de 50% da energia do Peru. Além de berma junto ao pé do talude, cortinas atirantadas e drenagem superficial, foi executada drenagem profunda através de dois túneis principais com várias galerias transversais (Figuras 3.16 e 3.17). Junto à abóbada dos túneis, foram executados drenos radiais com comprimentos médios da ordem de 20 m. Como complemento da drenagem dos túneis foram executados DHPs a partir da superfície do talude, com comprimentos que chegavam a atingir cerca de 90 m.

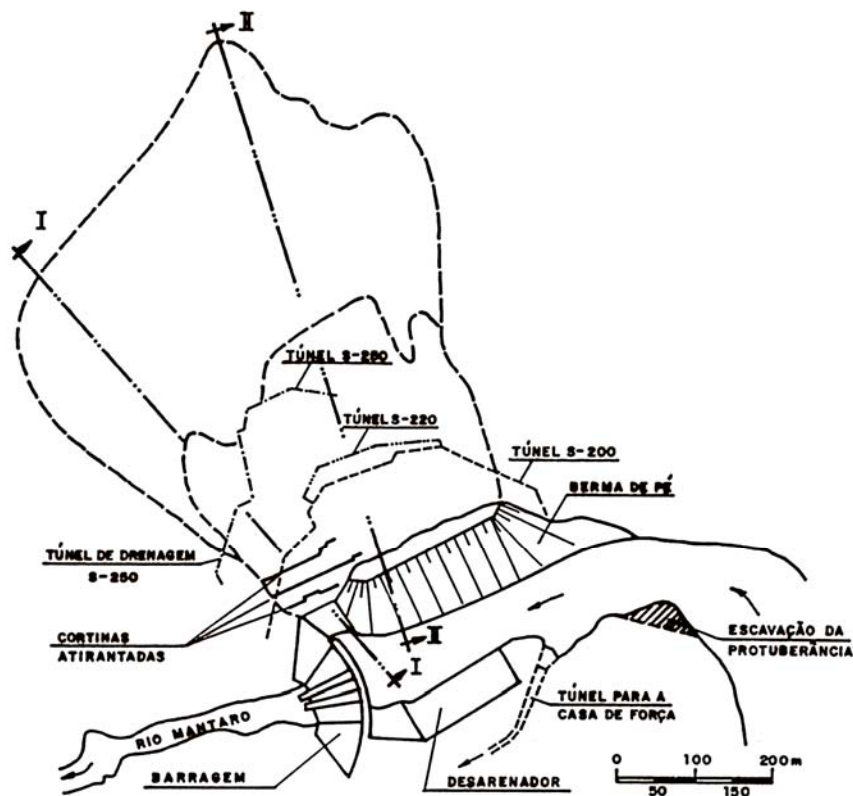


Figura 3.16 – Planta geral das obras de estabilização do escorregamento junto à barragem de Tablachaca (Yassuda, 1988).

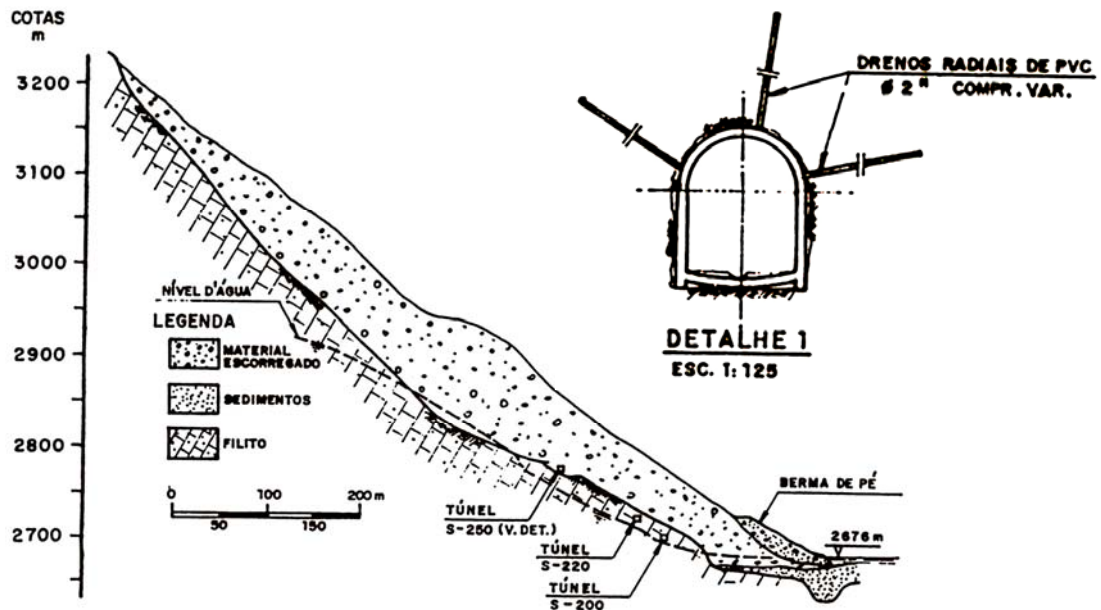


Figura 3.17 – Corte II – Obras de estabilização do escorregamento junto à barragem de Tablachaca (Yassuda, 1988).

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

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

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 de 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 3.18 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.

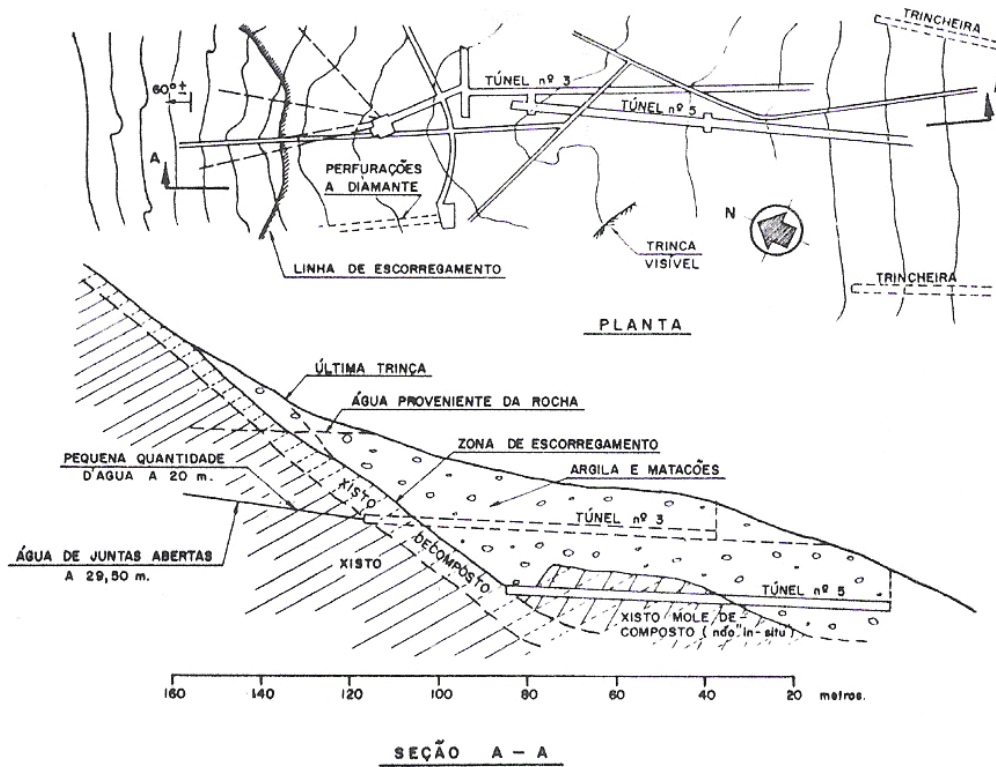


Figura 3.18 – Planta e seção longitudinal do escorregamento da Usina Henry Borden, em Cubatão (Vargas, 1966).

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 talus provinha da própria rocha fissurada. Contudo, para impedir a infiltração de água pela superfície do talus, este foi recoberto por uma pintura asfáltica e ainda provido de uma rede de valas superficiais de drenagem.

Segundo Terzaghi, in Vargas (1966), 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 3.19.

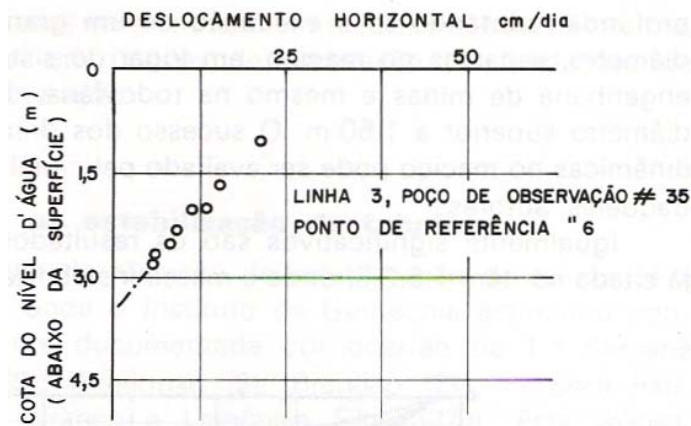


Figura 3.19 – Diagrama mostrando a relação entre a posição do nível d'água e os deslocamentos horizontais (Guidicini e Nieble, 1976).

3.4.2. 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. Estas foram as primeiras galerias de drenagem construídas no México, para a estabilização de um movimento.

A primeira galeria 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, conforme está mostrado nas Figuras 3.20 e 3.21. Após os trabalhos de exploração do subsolo, foi possível definir o formato da superfície de ruptura.

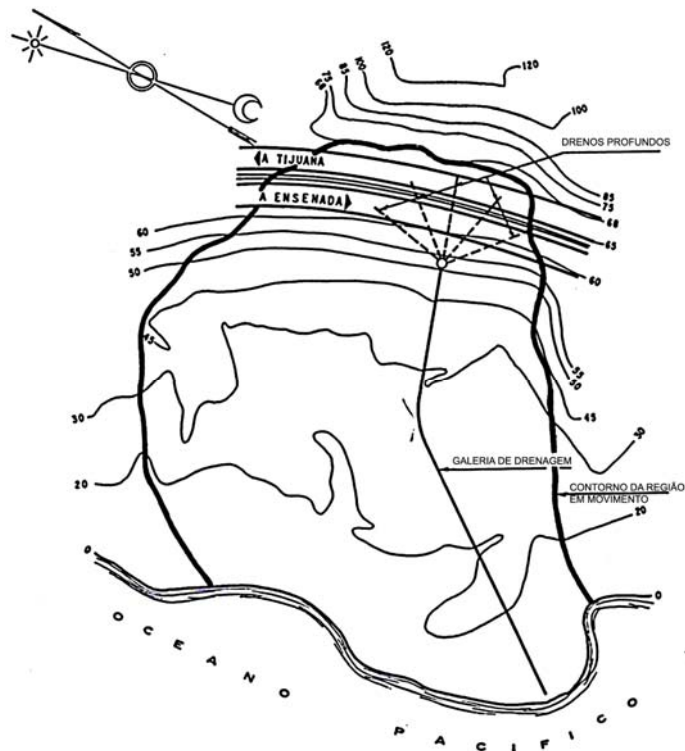


Figura 3.20 – Planta da galeria de drenagem construída no km 19+200 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

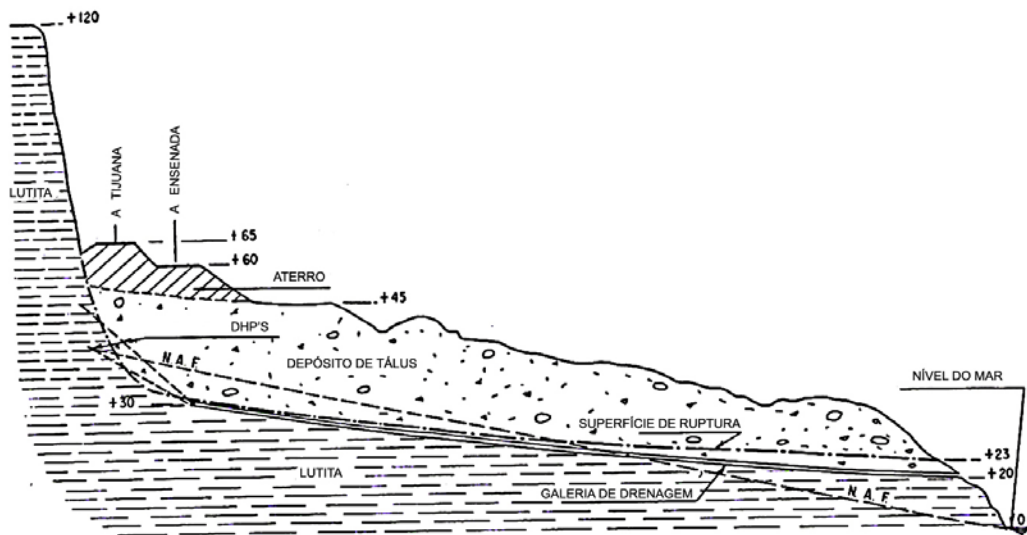


Figura 3.21 – Perfil da galeria de drenagem do km 19+200 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

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 partir de 30 m de comprimento esta seção foi trocada pela seção apresentada na da Figura 3.22, por razões de custo.

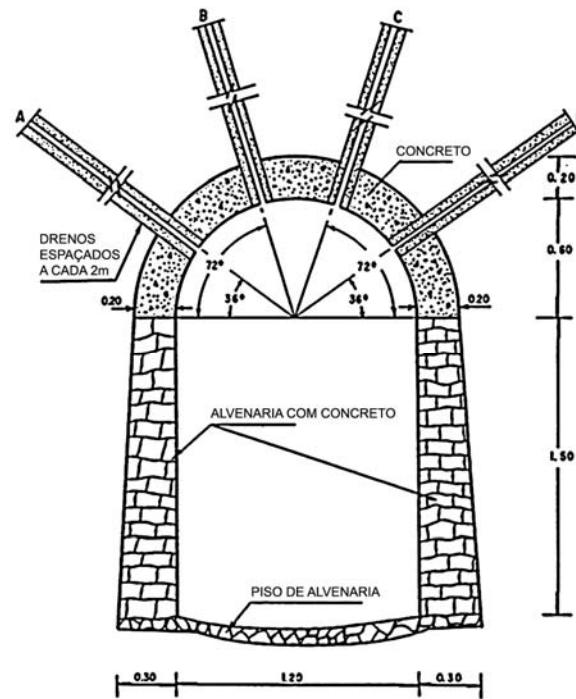


Figura 3.22 – Seção transversal da galeria de drenagem do km 19+200 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

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. A Figura 3.23 mostra a galeria construída, em planta, na forma de T. Na mesma figura podem ser observados dez inclinômetros que permitiram definir o formato da superfície de ruptura.

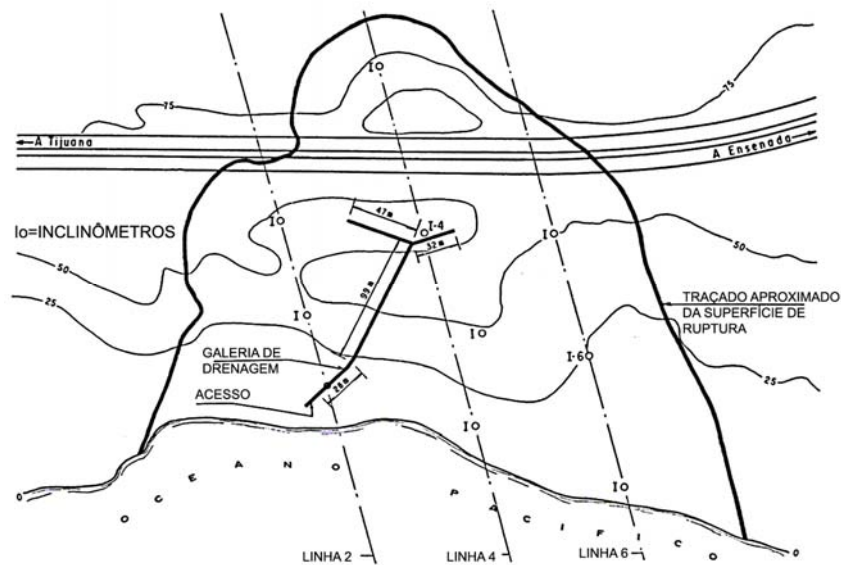


Figura 3.23 – Planta da galeria de drenagem do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Cartilho, 1974).

Na Figura 3.24 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.

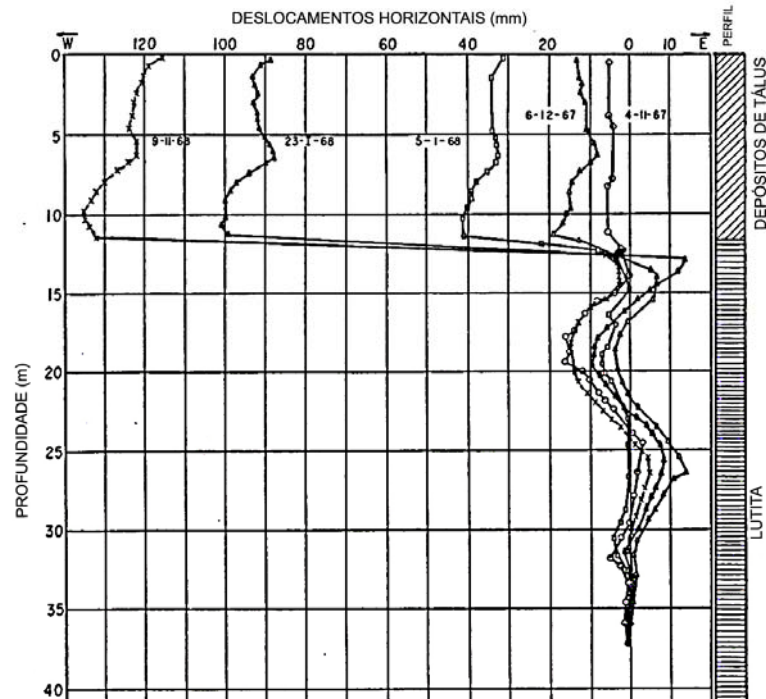


Figura 3.24 – Posição da superfície de ruptura, indicada por um dos inclinômetros, no km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

Está apresentada na Figura 3.25 a forma aproximada da superfície de ruptura, que se desenvolveu no contato entre o depósito de tálus e a rocha. Para a construção da rodovia, foi executado um aterro de 17 m de altura.

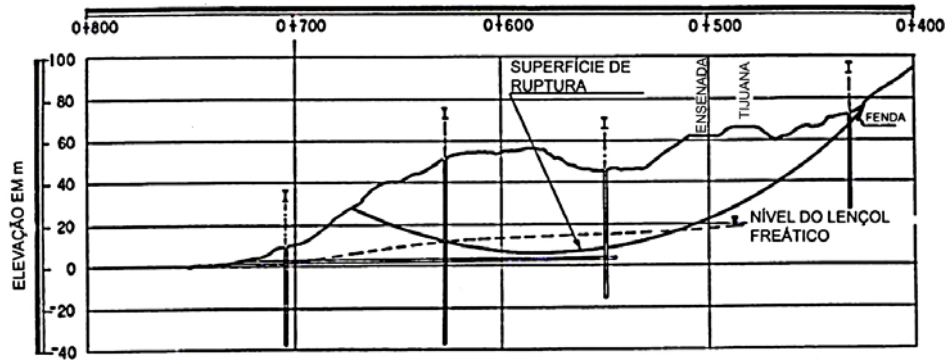


Figura 3.25 – Perfil da superfície de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada, mostrando a galeria de drenagem (Rico e Castilho, 1974).

A capacidade drenante da galeria foi reforçada por meio de drenos perfurados no teto, para interceptar a superfície de ruptura. A seção da galeria de drenagem está apresentada na Figura 3.26.

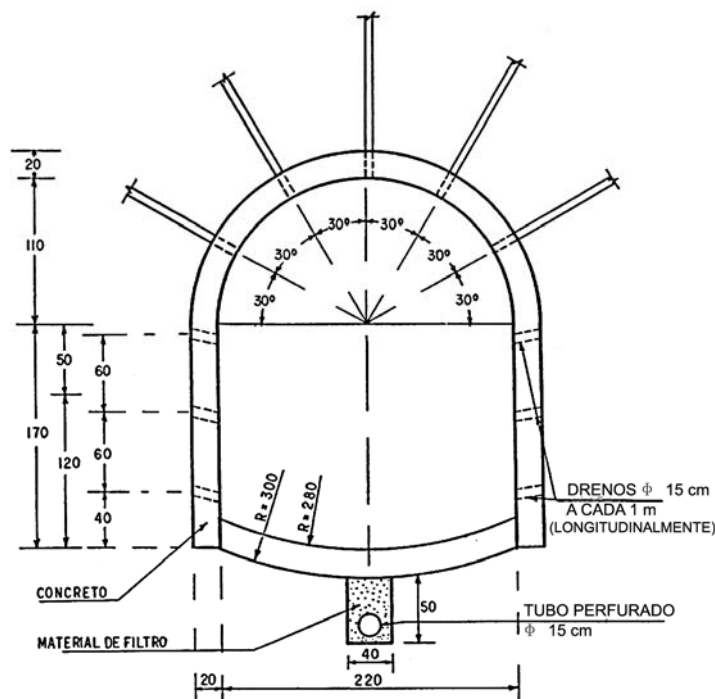


Figura 3.26 – Seção da galeria de drenagem do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

A Figura 3.27 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.

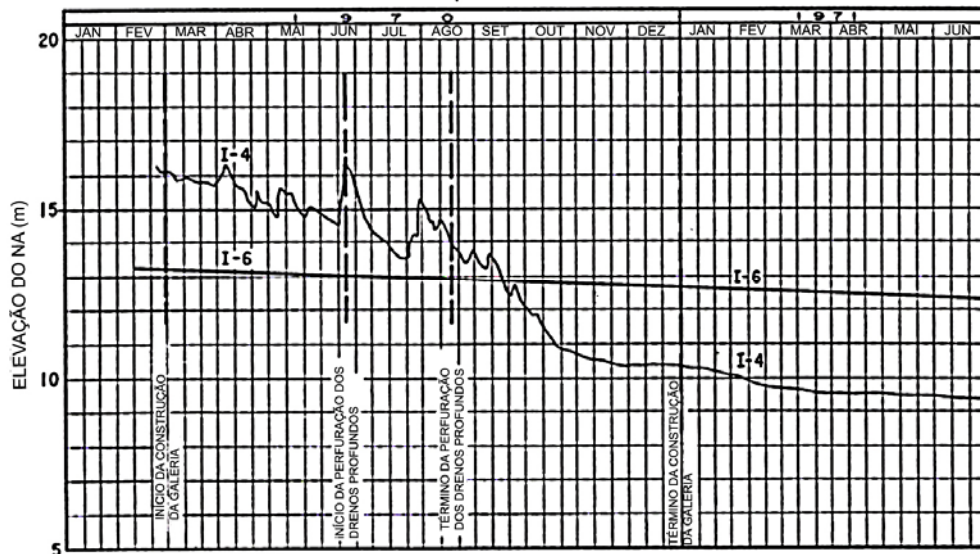


Figura 3.27 – Variação do nível do lençol freático na zona de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

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 3.28, 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.

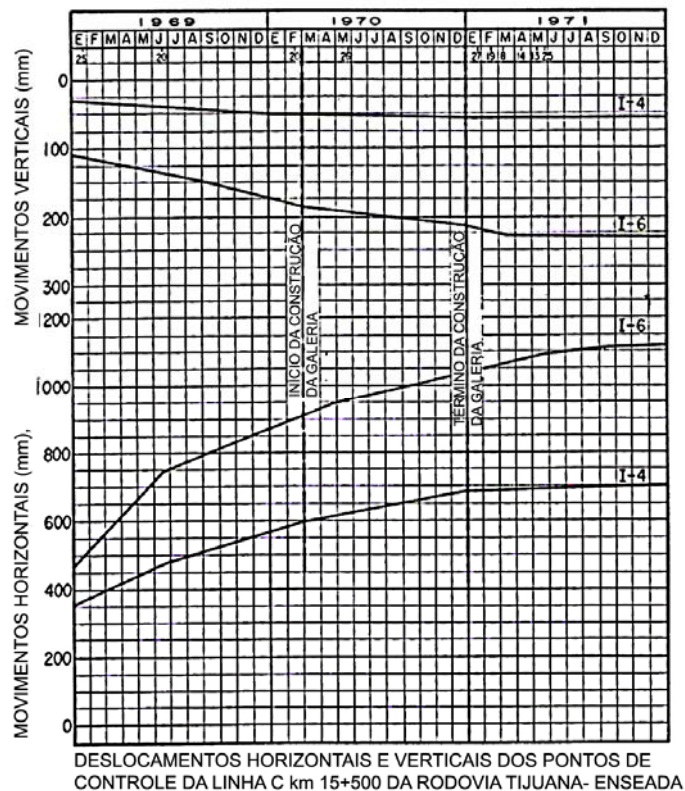


Figura 3.28 – Movimento de dois pontos da zona de ruptura do km 15+500 da Rodovia Tijuana-Enseada (Rico e Castilho, 1974).

3.4.3. 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 hidro-geológicas 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 3.29), 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.

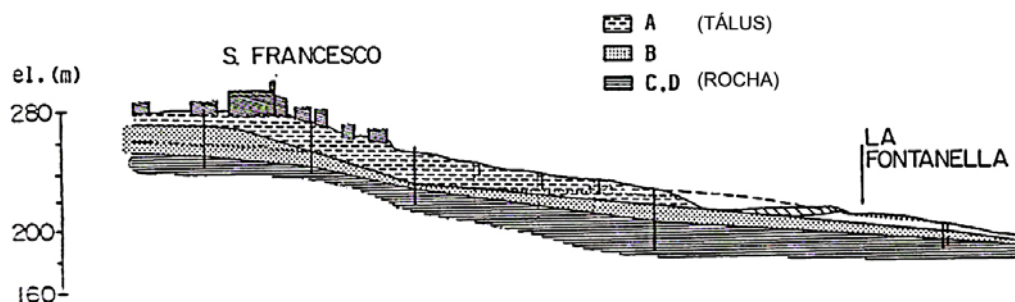


Figura 3.29 – Seção típica e perfil geológico do deslizamento de Montelupone (Bianco, 1988).

O deslizamento alcançou uma profundidade média de aproximadamente 30 m afetando metade da cidade, conforme apresentado na Figura 3.30.

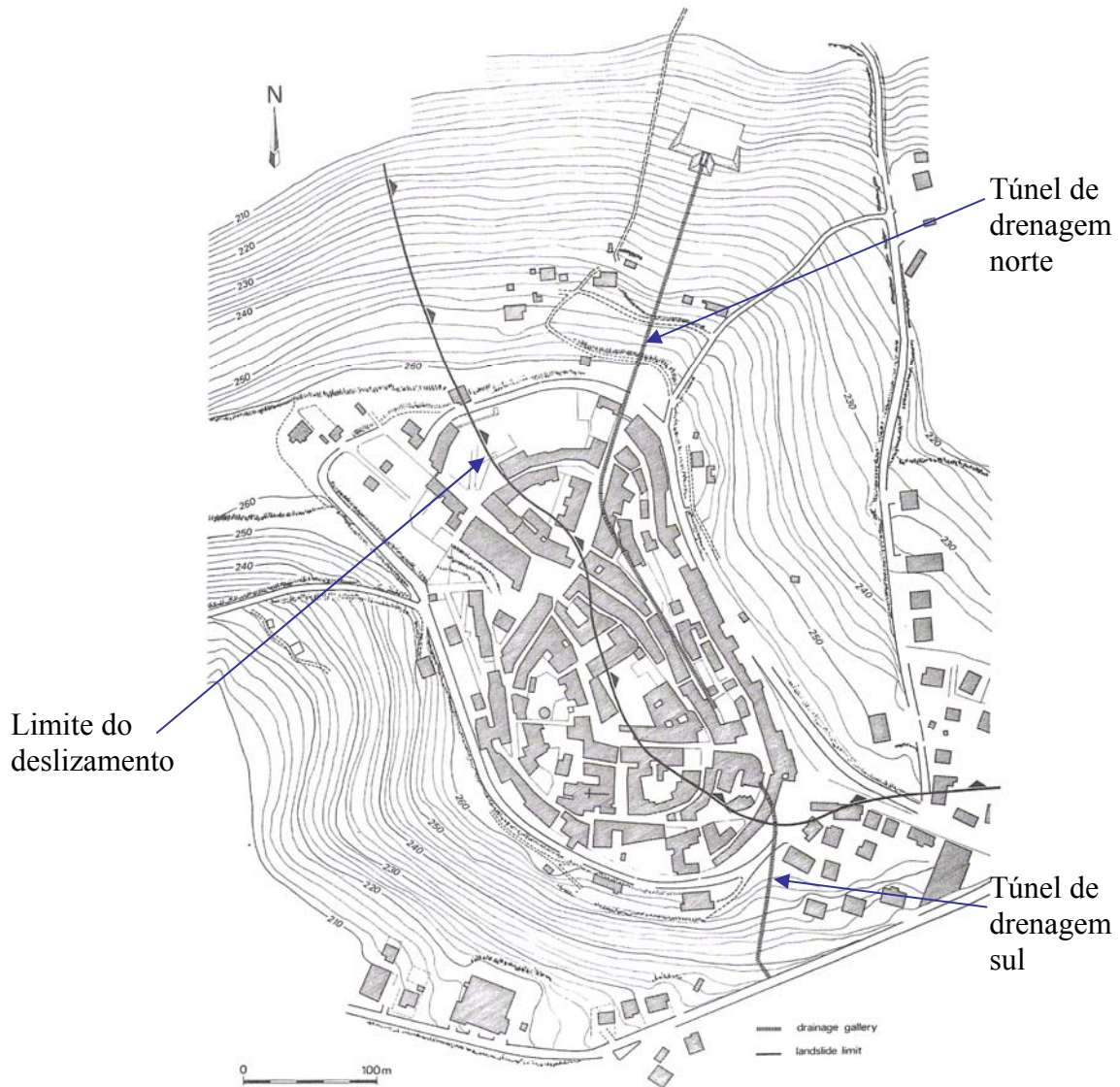


Figura 3.30 – Planta (Bianco, 1988).

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 3.31). 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.

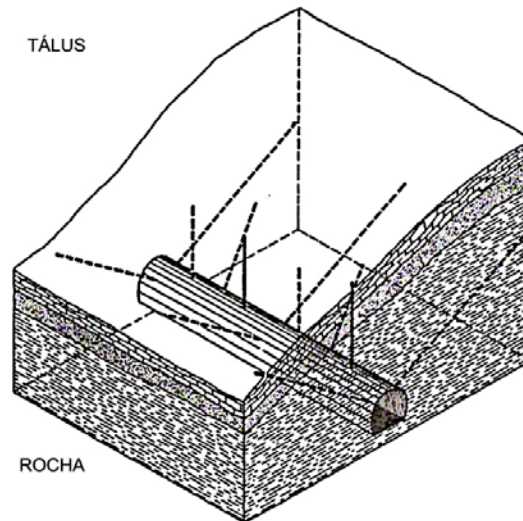


Figura 3.31 – Vista tridimensional do túnel de drenagem (Bianco, 1988).

De acordo com Bianco (1988), em novembro de 1980, aproximadamente quatro meses depois que a construção começou, uma chuva prolongada pesada 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 foram lentos, moderados e uniformes.

A seguir são apresentados os resultados da instrumentação composta pelos medidores de vazão, piezômetros e inclinômetros:

Medidores de vazão

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 3.32).

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.

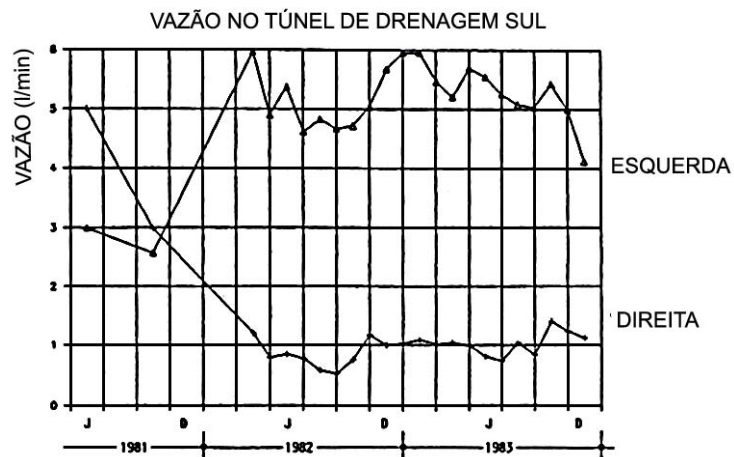


Figura 3.32 – Medidas da vazão do túnel sul durante os primeiros três anos de drenagem (Bianco, 1988).

Piezômetros

Os dados coletados mostraram o rebaixamento progressivo do lençol freático nos primeiros três anos operacionais. Posteriormente, o lençol freático estabilizou, exceto a algumas variações sazonais secundárias (Figura 3.33).

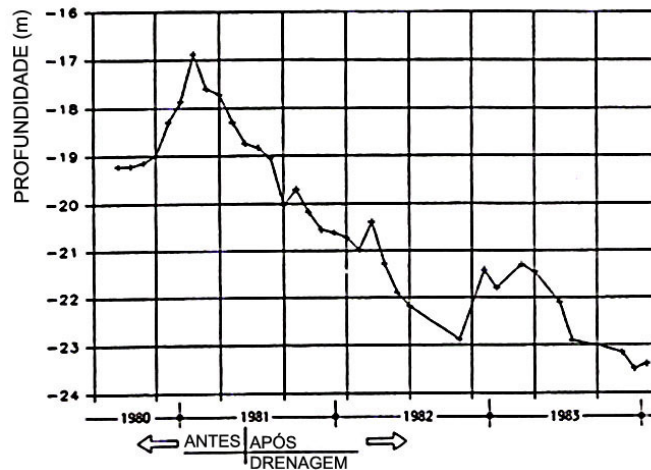


Figura 3.33 – Variações mensais do nível piezométrico antes e depois da drenagem. (Bianco, 1988).

Inclinômetros

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 3.34a). Os novos inclinômetros instalados comprovaram uma significativa diminuição do movimento quando o túnel de drenagem sul entrou em operação (Figura 3.34b). O escorregamento da encosta cessou completamente quando o túnel norte entrou em operação.

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.

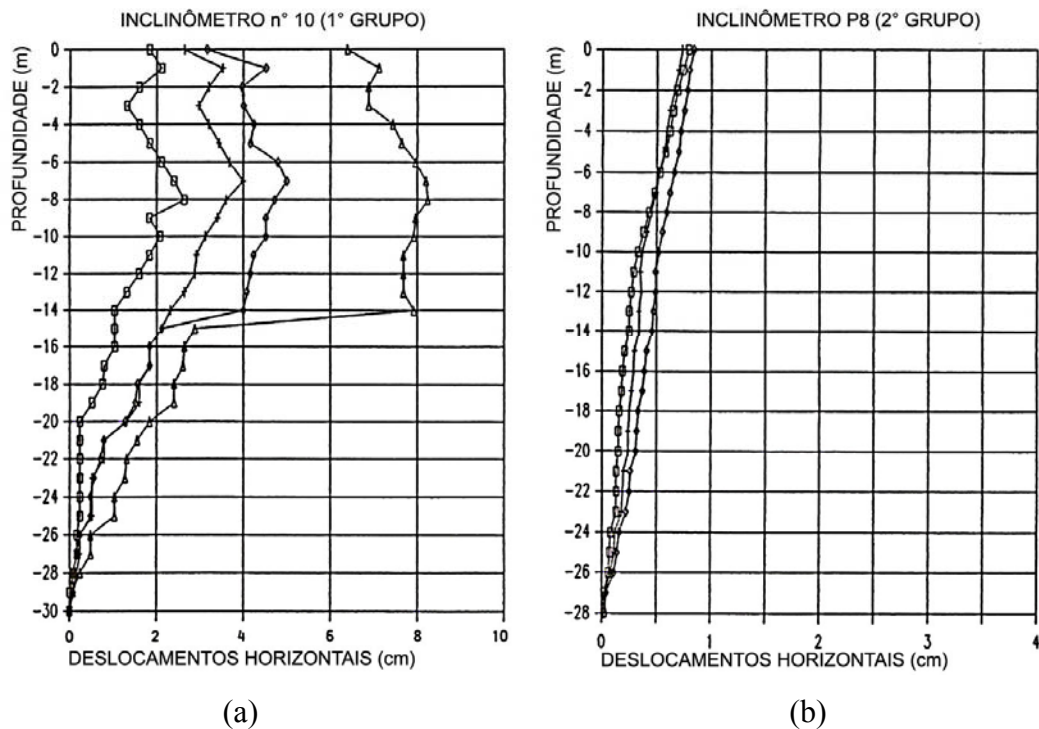


Figura 3.34 – Exemplo de medida dos inclinômetros. (a) antes da construção do túnel, (b) durante as primeiras etapas da drenagem (Bianco, 1988).

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 (Bianco, 1988).

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.

3.4.4. 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 isolasse 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 3.35 está apresentada a planta do local e na Figura 3.36 a seção transversal. A superfície de ruptura principal era composta por uma camada de argila silto arenosa de 10 a 30 cm de espessura, e ficava situada no topo de uma zona de falha basal, conforme pode ser visto na Figura 3.36. 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.

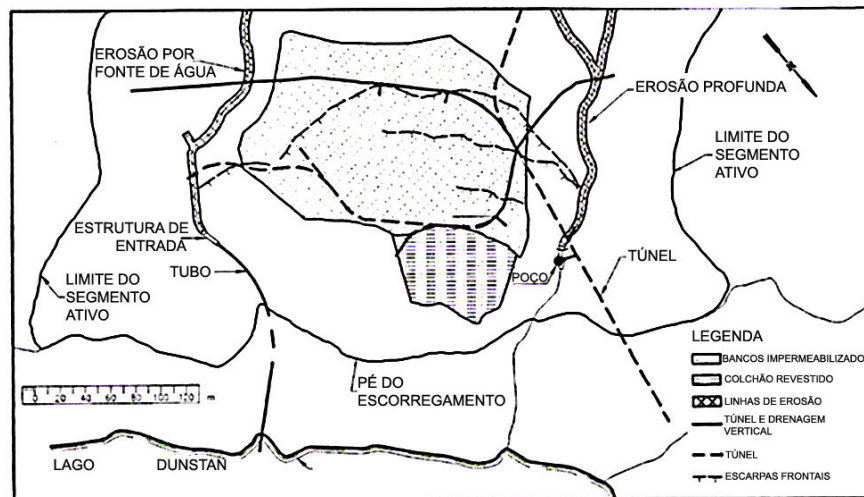


Figura 3.35 – Planta do local (Gillon e Saul, 1996).

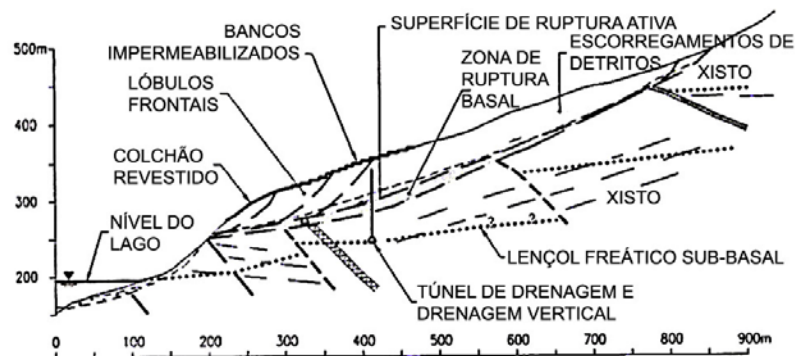


Figura 3.36 – Seção transversal típica (Gillon e Saul, 1996).

A precipitação pluviométrica anual na área era 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 3.37). Isto equivale a intervalo de retorno de aproximadamente 150 anos e aconteceu quando os trabalhos de estabilização estavam sendo executados.

O escorregamento 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 o escorregamento passou a 0,6 mm/dia, evidenciando a efetividade dos trabalhos de estabilização ainda incompletos.

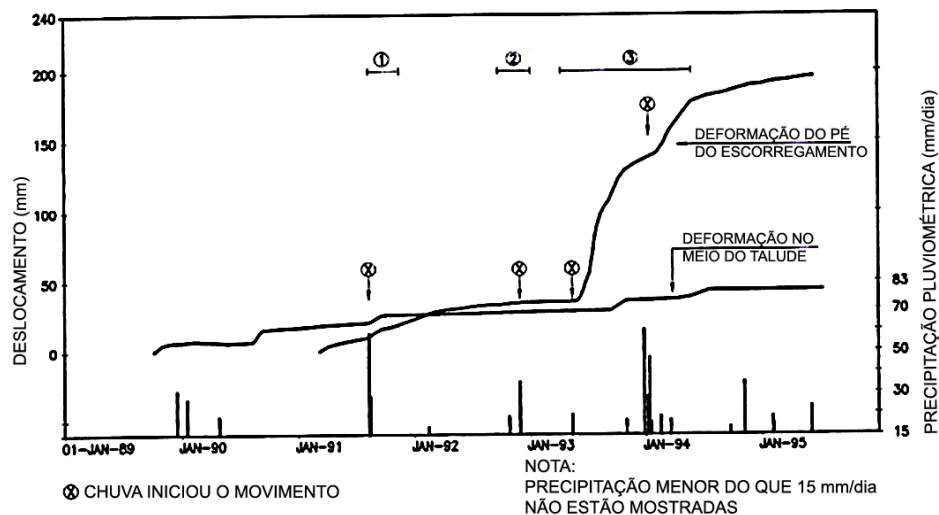


Figura 3.37 – Deformação do inclinômetro e pluviosidade (Gillon e Saul, 1996).

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.

3.4.5. Estabilização do escorregamento ativo de Campo Vallemaggia na Suíça

Bertola et al (1997) descreveram que a 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 penínicos. As rochas que os compõe são gnaisses com conteúdo variável de mica (Figura 3.38):

- Formações anfibolíticas: gnaisses e xistos anfibolíticos;
- Formações xistosas: gnaisses xistosos, micaxistos, xistos com alumosilicatos;
- Formações carbonáticas: mármore, mármore quartzoso, mármore dolomítico.

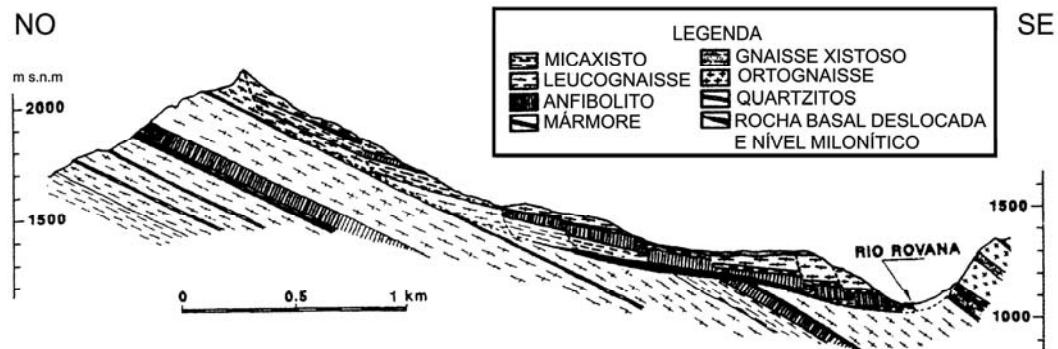


Figura 3.38 – Perfil Geológico (Bertola et al, 1997).

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 desmonoramentos 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:

- substrato de base de rocha sã (гнаisses com intercalações de micaxistos) praticamente impermeável;
- espessura de uns 80 m de rocha com permeabilidade compreendida entre 10^{-6} e 10^{-7} m/s e circulação de água;
- 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 artesiano. 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 fenómeno 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 3.39 apresenta a comparação entre a velocidade do deslocamento do ponto STAU em função da subpressão medida no furo da sondagem CVM6.

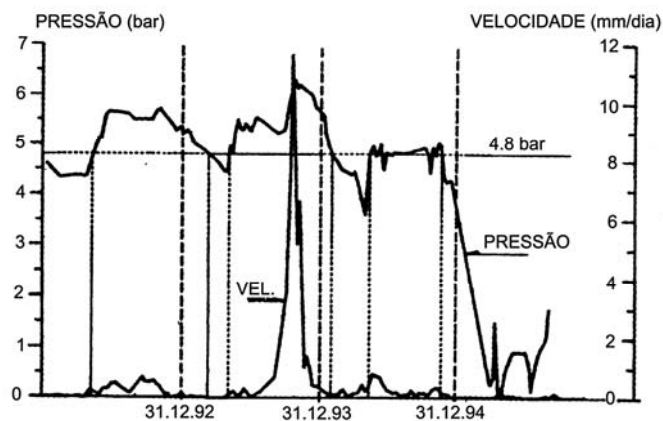


Figura 3.39 – Comparação entre velocidade de deslizamento e pressão na célula CVM6 (Bertola et al, 1997).

Algumas perfurações de sondagens profundas indicaram a presença de água a forte pressão, explicando assim, os deslocamentos da massa em movimento (Figura 3.40). Buscou-se então um modelo que representou o melhor possível a realidade física com a qual seria possível determinar os parâmetros característicos que corresponderiam ao estado de equilíbrio da encosta (Figura 3.41)

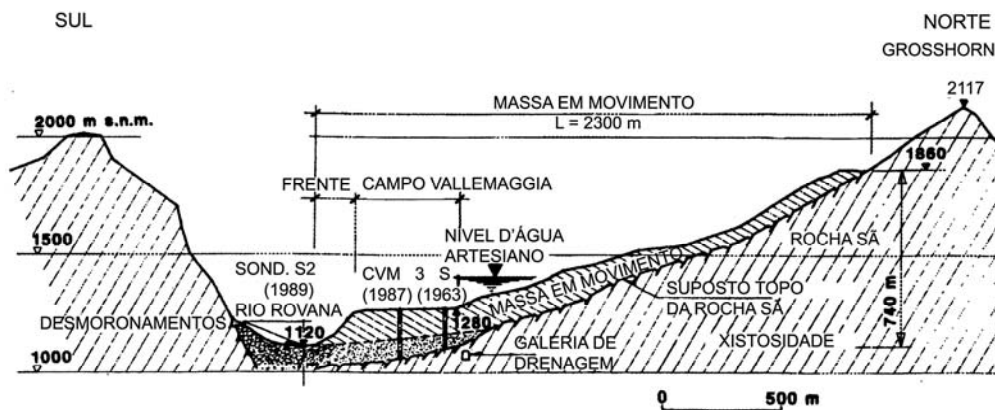


Figura 3.40 – Perfil longitudinal típico do escorregamento (Bertola et al, 1997).

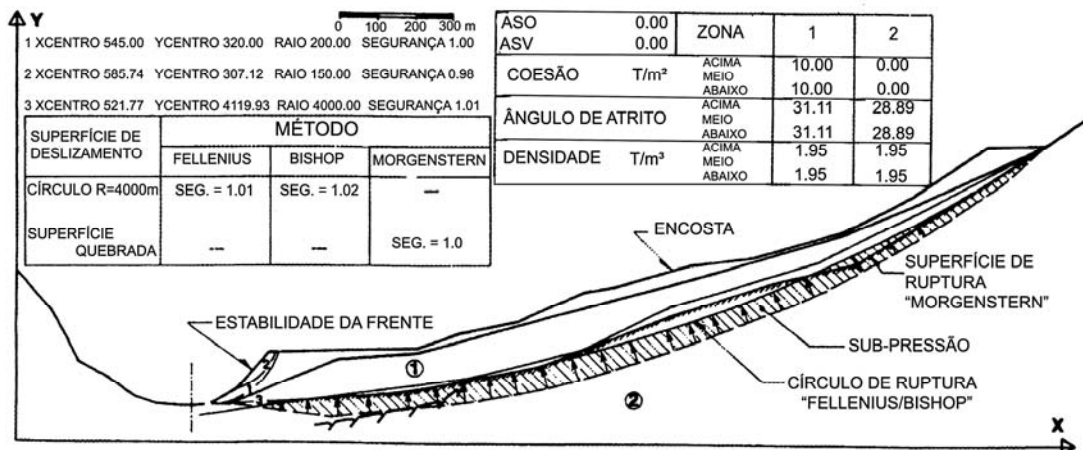


Figura 3.41 – Modelo do escorregamento – resumo dos resultados (Bertola et al, 1997).

Os cálculos desenvolvidos confirmaram que o efeito da pressão da água, ao longo das supostas superfícies de deslizamento, induziam ao terreno forças que reduziam drasticamente a segurança.

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 3.42).

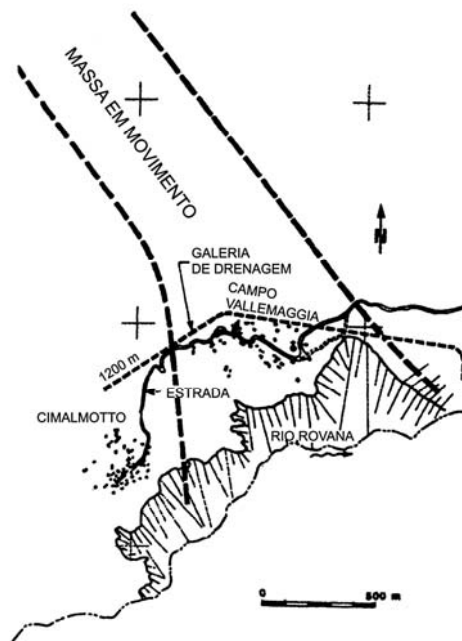


Figura 3.42 – Traçado da galeria de drenagem (Bertola et al, 1997).

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 3.43) e drenos perfurados desde a frente da galeria.

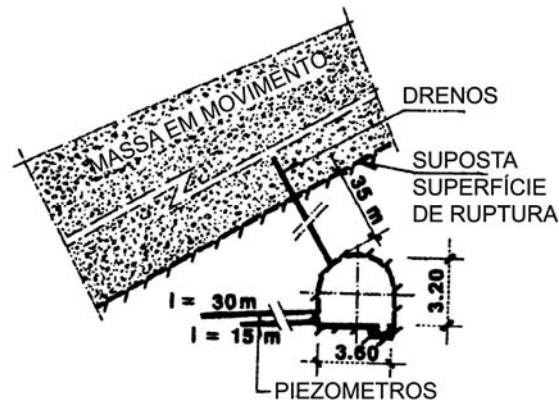


Figura 3.43 – Galeria de drenagem (Bertola et al, 1997).

Foram realizadas também, outras sondagens sub-verticais e sub-horizontais (250 m de perfurações no total) para:

- conhecer as características da rocha;
- conhecer o comportamento hidrogeológico em torno da galeria;
- favorecer o alívio das pressões;
- 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 3.44 está apresentado o efeito do alívio das subpressões realizado pelos drenos.

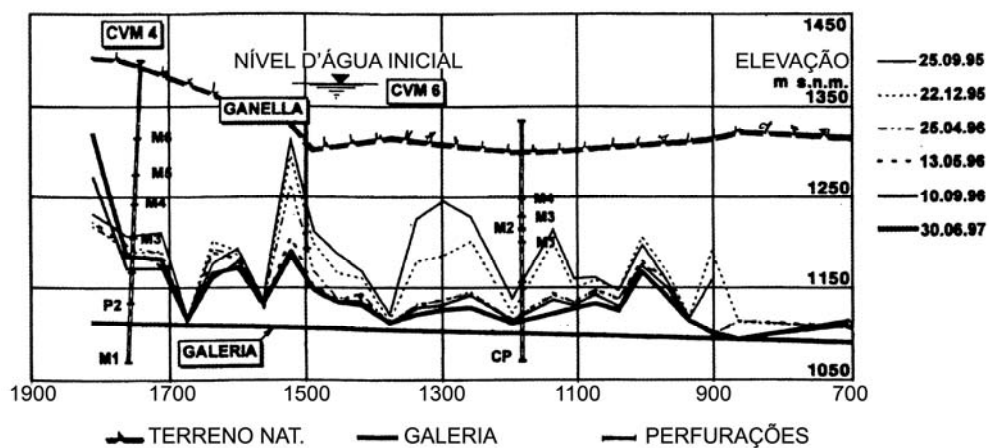


Figura 3.44 – Efeito do alívio das subpressões (Bertola et al, 1997).

Conforme Bertola et al (1997), ao diminuir a subpressão no corpo da massa em movimento, os deslocamentos se reduziram e mudaram de direção como pode ser visto na Figura 3.44. 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 (Figura 3.45). Recalques que não provocaram nenhum problema às edificações do vilarejo de Campo Vallemaggia, devido à amplitude da zona em movimento. Na Figura 3.45 as setas indicam os deslocamentos horizontais e a intensidade das linhas mostra os recalques após o término dos trabalhos. Na zona da galeria onde os drenos eram mais ativos observam-se recalques de mais de 25 cm.

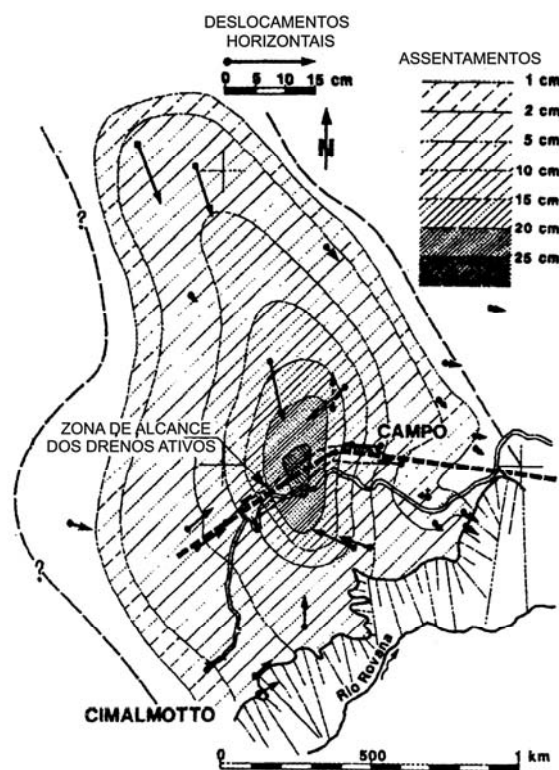


Figura 3.45 – Deslocamentos em 1996 (Bertola et al, 1997).

3.5 Análise dos casos apresentados

A seguir é feita uma análise dos casos apresentados anteriormente tentando-se fazer uma comparação do sistema de drenagem utilizado com o tipo de solo em processo de escorregamento, a profundidade do movimento e o tempo necessário para a estabilização do

movimento. A Tabela 3.1 apresenta um resumo dos casos de obras apresentados anteriormente.

Tabela 3.1 – Resumo dos casos de obras estabilizadas com drenagem profunda.

Caso	Sistema de drenagem	Tipo de solo	Profundidade do movimento (m)	Tempo necessário para estabilização
CastleRidge em Sidney, Austrália	Trincheiras drenantes	Tálus e xisto alterado	~ 4	ND
Cota 500 da Via Anchieta em São Paulo	Drenos sub-horizontais profundos	Tálus	8	5 meses
Curva da Ferradura na Serra de Friburgo no Rio de Janeiro	Drenos sub-horizontais profundos	Tálus e bota fora das obras de estabilização do local	ND	ND
Serra do Mar em Morrotes, Paraná	Drenos sub-horizontais profundos	Tálus	10 a 20	ND
Usina Henry Borden em Cubatão, São Paulo	Túnel de drenagem	Tálus e xisto decomposto	ND	ND
Rodovia Tijuana-Enseada no México	Galerias de drenagem	Tálus	13	10 meses (período de execução da galeria)
Montelupone na Itália Central	Túnel de drenagem	Tálus	30	período de execução dos túneis
Cairnmuir na Nova Zelândia	Túnel de drenagem	Argila silto arenosa	~ 50	~ 12 meses (período de execução dos trabalhos de estabilização)
Campo Vallemaggia na Suíça	Galeria de drenagem	Rocha fortemente alterada	De 50 a 100	2 anos (período de execução da galeria)

ND = não disponível

Em todos os casos apresentados a drenagem profunda foi eficaz na estabilização dos movimentos. Os sistemas de drenagem escolhidos em cada caso foram adequados para as necessidades do local. Pode-se observar que:

- As trincheiras drenantes foram utilizadas no caso em que a profundidade da superfície de movimentação era relativamente baixa. Para a utilização deste sistema

o nível freático tem que ser superficial, pois o rebaixamento máximo do lençol freático obtido por este sistema é pequeno;

- Os DHPs foram utilizados para uma profundidade média de movimentação (8 m a 20 m), sendo eficientes para drenar aquíferos em taludes de corte;
- Os túneis e galerias de drenagem foram utilizados para estabilização de grandes áreas com profundidade de movimentação entre 13 m e 100 m, e grande rebaixamento do lençol freático. Quando outros sistemas de drenagem são insuficientes para alcançar o rebaixamento pretendido os túneis ou galerias de drenagem devem ser empregados.

Também pode ser observado que o tempo necessário para a estabilização da área depende do tipo de sistema de drenagem adotado.

4. ESTUDO DE CASO: ESTABILIZAÇÃO DA ENCOSTA DO VIADUTO VA-19, NA RODOVIA DOS IMIGRANTES

4.1. Localização e características gerais da área

A Rodovia dos Imigrantes liga a cidade de São Paulo ao litoral paulista. Foi construída na década de 70 sendo colocada em operação em 1976. Na Figura 4.1 está apresentado o mapa de localização da Rodovia dos Imigrantes.

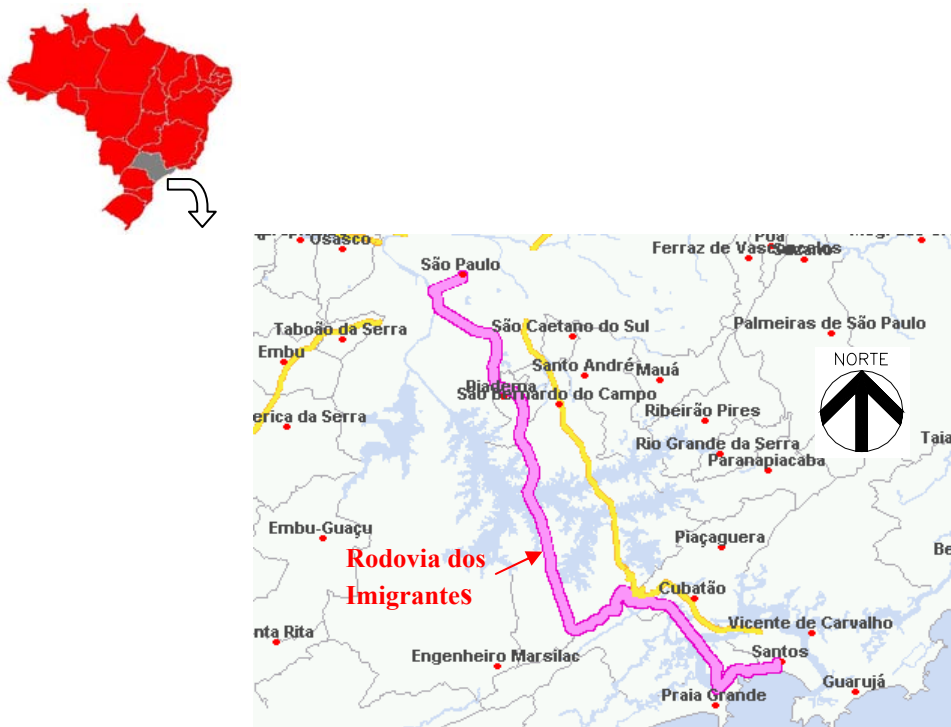


Figura 4.1 – Mapa esquemático de localização da Rodovia dos Imigrantes.

De acordo com Hessing (1976), esta rodovia inicia-se em São Paulo, atravessa o planalto através dos municípios de Diadema e São Bernardo, cruza a Represa Billings, numa extensão de 30.500 m até a altura da interligação com a Via Anchieta, onde se inicia o trecho

serra caracterizado por um relevo abrupto e acidentado, vencendo um desnível de 730 m e separando duas das mais importantes províncias geomorfológicas: Planalto Paulista e a Baixada Litorânea. Na Figura 4.2 está apresentada a planta de situação da Rodovia dos Imigrantes, indicando o trecho em planalto, a serra e a baixada litorânea.

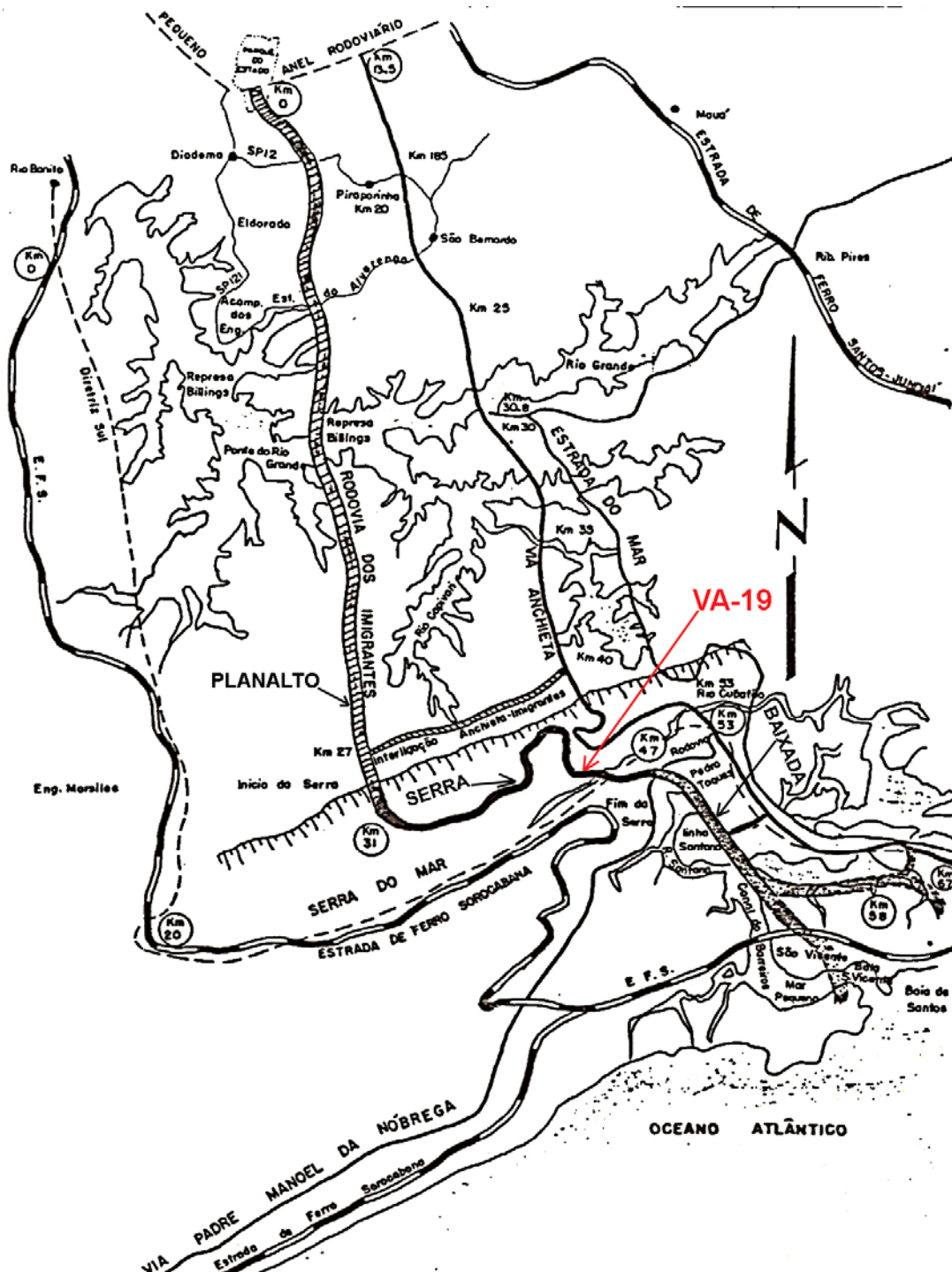


Figura 4.2 – Planta de situação da Rodovia dos Imigrantes (Rodrigues, 1976).

A Rodovia dos Imigrantes atravessa a Serra do Mar numa seqüência de viadutos e túneis, reduzindo ao máximo a necessidade de cortes e aterros ao longo da serra. O VA-19 corresponde a um longo viaduto que se inicia na Baixada Santista (Fig. 4.2), no km 54+476 da pista ascendente, e segue até o primeiro túnel da rodovia. A Figura 4.3 mostra a distribuição dos viadutos e túneis ao longo da rodovia, bem como a localização do VA-19.

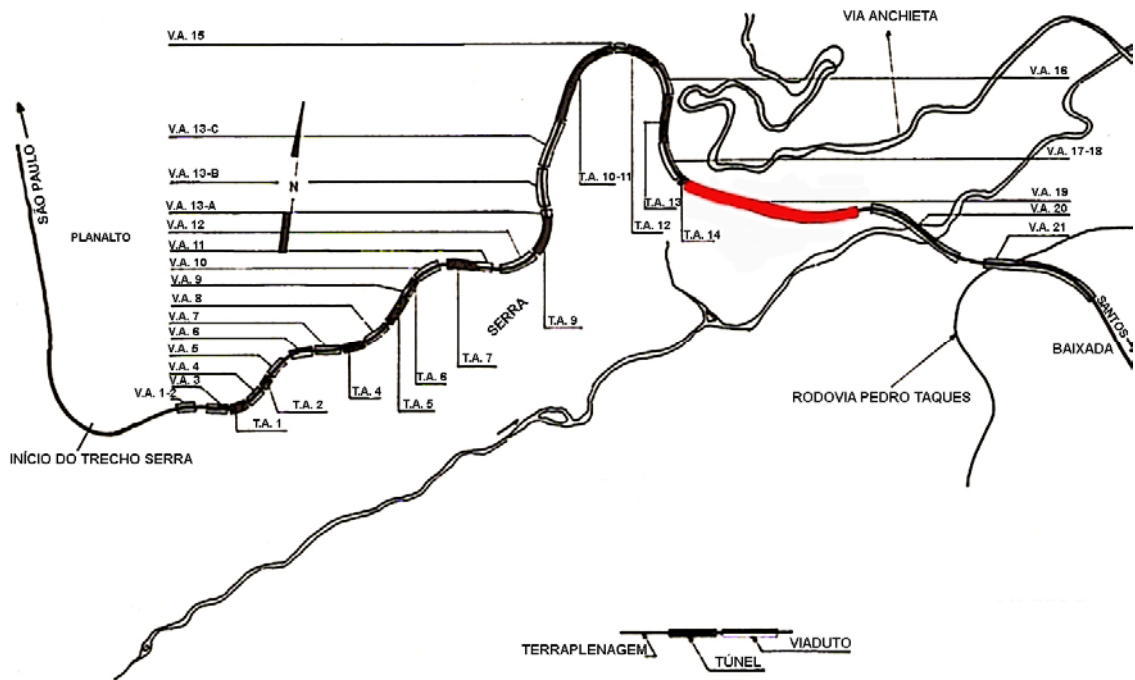
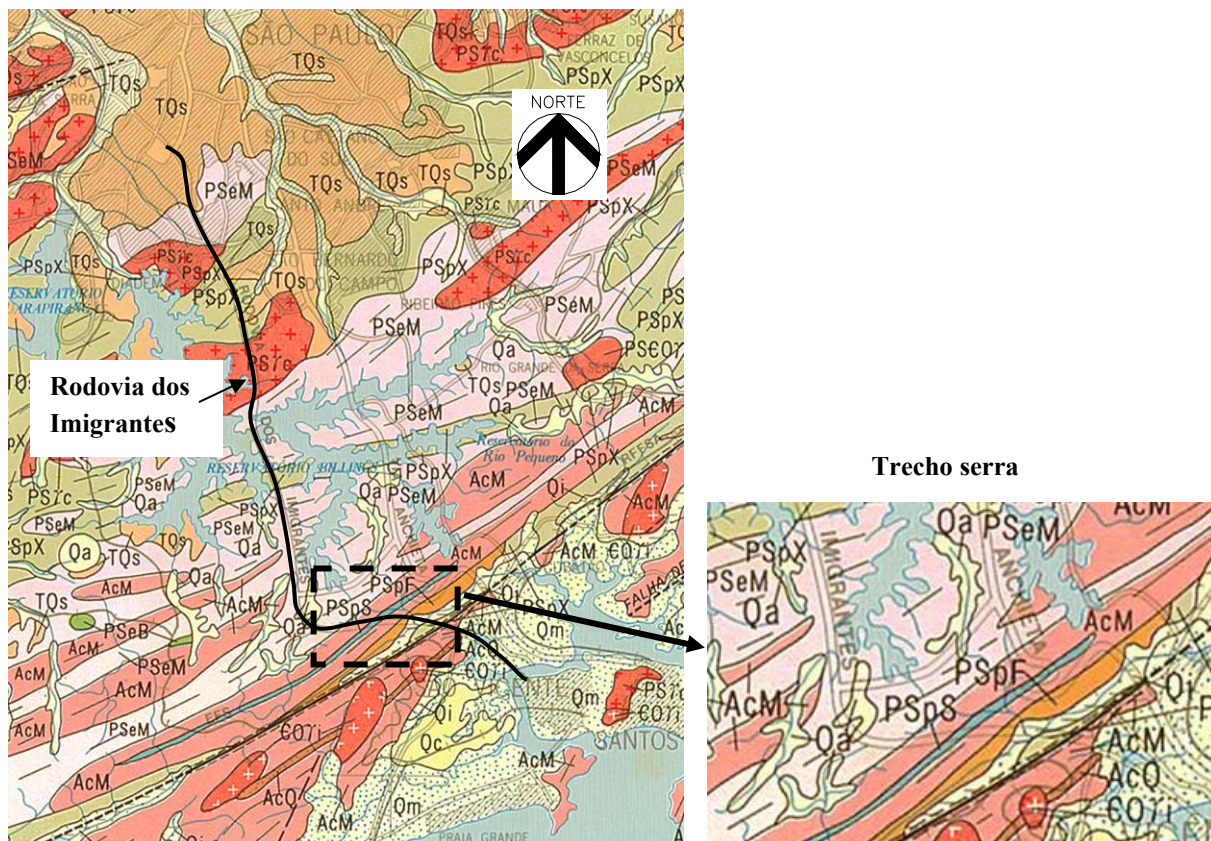


Figura 4.3 – Traçado esquemático das obras de arte na pista ascendente da Rodovia dos Imigrantes no trecho serra (Hessing, 1976).

Sobre os aspectos geológicos no trecho serra, Hessing (1976) descreveu que a rodovia atravessa rochas metamórficas do pré-cambriano superior, destacando-se os gnaisses, com predominância do mineral biotita, originando daí o biotita-gnaisse que se encontram fortemente migmatizados, oxidando-se facilmente e adquirindo colorações cinza-avermelhado. A partir de uma determinada cota intercalam-se os micaxistos, sendo observadas algumas fácies graníticas (granito-gnaisse). A estrutura regional possui predominantemente direção NE-EW (nordeste-leste-oeste), com mergulhos variando de 40°

para NW (noroeste) até verticais, sendo favoráveis, isto é, mergulham para dentro do maciço. As intrusões acompanham, aproximadamente, a direção regional. As principais famílias (sistemas) de fraturas são coincidentes com os planos de foliação, enquanto que os sistemas secundários são ortogonais aos primeiros. Na Figura 4.4 está apresentado o mapa geológico da região da Rodovia dos Imigrantes com indicação das litologias do trecho serra.



Legenda:

Sedimentos Aluvionares (Qa) – Aluviões em geral, incluindo areias inconsolidadas de granulação variável, argilas e cascalheiras fluviais subordinadamente, em depósitos de calha e/ou terraços.

Sedimentos Continentais Indiferenciados (Qi) – Depósitos continentais incluindo sedimentos elúvio-coluvionares de natureza areno-argilosa e depósitos de caráter variado associados a encostas.

Complexo Costeiro (Ac) – Migmatitos metatexiticos de estruturas variadas predominantemente estromatíticas e oftálmicas; diatexitos, incluindo termos facoidais, oftálmicos e homofânicos de paleossomas variados e migmatitos policíclicos complexos de paleossoma xistoso e/ou gnáissico (**AcM**).

Complexo Pilar (Psp) – Filitos, quartzo filitos e metassiltitos com intercalações subordinadas de micaxistos e quartzitos (**PSpF**); calcossilicatadas (**PSpS**).

Figura 4.4 – Mapa geológico do Estado de São Paulo (IPT, 1981).

Segundo Machado Filho e Hessing (1976) as rochas afloram sistematicamente ao longo dos talwegues, sendo seu grau de alteração variável com a litologia, intenso próximo ao

planalto e decrescendo à medida que desce a escarpa. Nas cotas mais altas (680 a 700 m), as rochas encontram-se alteradas até a profundidade superior a 80 m, diminuindo a espessura da alteração progressivamente, encosta abaixo, até encontrar exposições de rocha praticamente sã, abaixo da cota 350 m. Ao longo dos espigões e à meia encosta, ocorrem os solos residuais (solo de alteração), geralmente siltosos e micáceos. Abaixo da cota 150 m, ocorrem extensas acumulações de tálus, constituídos de blocos com diâmetro de 0,2 a 2,0 m, predominando quartzitos e gnaisses, pouco a medianamente alterados, imersos em matriz silto-argilosa ou areno-argilosa. Essas formações atingem a espessura máxima de 22 m, próximas ao Rio Cubatão, onde se apresentam saturadas a partir de 10 m de profundidade. Na Tabela 4.1 está apresentada a situação dos solos num espigão do trecho da serra (Machado Filho e Hensing, 1976).

Tabela 4.1 – Situação dos solos num espigão do trecho da serra (Machado Filho e Hensing, 1976).

Horizonte	Caracterização genérica	Espessura
Solo vegetal	Solo escuro, rico em matéria orgânica, com restos vegetais em decomposição.	0,2 a 0,5 m
Tálus	Solo argiloso, amarelado ou avermelhado, podendo conter fragmentos de rocha ou matacões e no qual se implanta a grande maioria das raízes.	1,0 a 4,0 m
Solo de alteração	Solo apresentando orientação remanescente da rocha mãe, geralmente siltoso, avermelhado ou acinzentado, resultante da decomposição de gnaisses e micaxistos. Torna-se argiloso amarelado, ou arenoso, localmente, onde ocorrem outros tipos litológicos.	Variável entre 4,0 a 18,0 m
Rocha muito alterada	Mecanicamente mole, diferenciando-se do solo de alteração pela maior homogeneidade e melhor preservação das estruturas originais da rocha matriz.	Muito variável (5,0 a 20,0 m)
Rocha medianamente alterada	Mecanicamente dura, necessitando escarificação, Sua qualidade, do ponto de vista geomecânico, fica condicionada ao seu grau de fraturamento e, à eventual existência de material de preenchimento nas fraturas.	Muito variável (5,0 a 20,0 m)
Rocha sã	Rocha dura, inalterada ou em grau incipiente de alteração, somente desmontável a fogo.	Substrato

Os contatos entre as camadas nem sempre são regulares, pois comumente observa-se ocorrência de remanescentes de rocha alterada dentro dos horizontes de solo, bem como, entremeações de solos dentro da rocha alterada, denotando a grande complexidade no comportamento geomecânico.

Durante a época das chuvas (outubro a março) ocorrem deslizamentos naturais dos solos, saturados pelas águas de infiltração, arrastando a vegetação superficial e deixando cicatrizes visíveis à longa distância.

Wolle et al (1998) relataram que durante a construção da Rodovia dos Imigrantes, principalmente durante as estações chuvosas de 1974 e 1975, ocorreram inúmeros deslizamentos nas encostas adjacentes à rodovia, causando diversos acidentes nas obras, sendo necessário: adequações nos projetos, recuperação de obras danificadas e implantação de grande número de obras de proteção e estabilização de taludes.

4.2. Características geológicas da encosta do VA-19

A Vector Projetos (1998 e 1999a) apresentou relatórios técnicos do modelo geológico da encosta do VA-19. Foram analisados mapas geológicos regionais, fotos aéreas e as três campanhas de sondagens realizadas no local: sondagens SPT da época do projeto (1973); sondagens mistas executadas pela Sondasa (1988); e sondagens mistas executadas pela Geosonda (1997). A seguir é descrita uma síntese desses relatórios:

- A área do VA-19 conforma um terreno de morfologia suavizada, com vegetação de médio porte e a presença de blocos rochosos de dimensões métricas. A ocorrência de pequenos degraus no terreno, por vezes com restos de estruturas de concreto, e a forma irregular das bordas do terreno mais suavizado sugerem uma importante contribuição humana

na conformação do terreno. Esta atuação pode ter sido oriunda de pequenas terraplenagens durante a construção da rodovia, em seus acessos temporários;

- A rocha principal que ocorre na área do VA-19 é o biotita gnaisse cinzento de granulação grossa, que pode passar gradualmente para biotita gnaisse muito foliado, interpretado como resultante da intensa deformação da rocha anterior. Os gnaisses foliados condicionam passagens de rocha mais alterada;

- Ocorrem intercalações métricas de quartzitos e de rochas cálcio silicáticas, em geral condicionando passagens de rocha muito alterada;

- Quatro sistemas de fraturas foram identificados: o primeiro subparalelo ao rio Cubatão (de direção N55E), um segundo de direção Norte-Sul, um terceiro sistema com direção N30W e um quarto sistema com direção N80W;

- O VA-19 atravessa dois vales separados por um espigão pronunciado. O vale situado em cota mais elevada corresponde a uma fratura distinta dos sistemas anteriormente descritos, com direção N30E.

Na Figura 4.5 está apresentada a planta topográfica da encosta, com as curvas de nível representadas de 10 m em 10 m. Segundo Vecttor Projetos (1999a), esta planta foi obtida a partir da digitalização da carta topográfica denominada “Planta das Obras e Topografia da Região – Pista Descendente – Anteprojeto” em escala 1:10.000, Código DERSA F9/002, carta esta elaborada a partir de restituição de fotos aéreas.

Na Figura 4.6 está apresentado um detalhe da Figura 4.5 indicando a locação de algumas sondagens, que tiveram seus boletins recuperados, e seções transversais elaboradas pela Vecttor Projetos, a partir destes boletins.

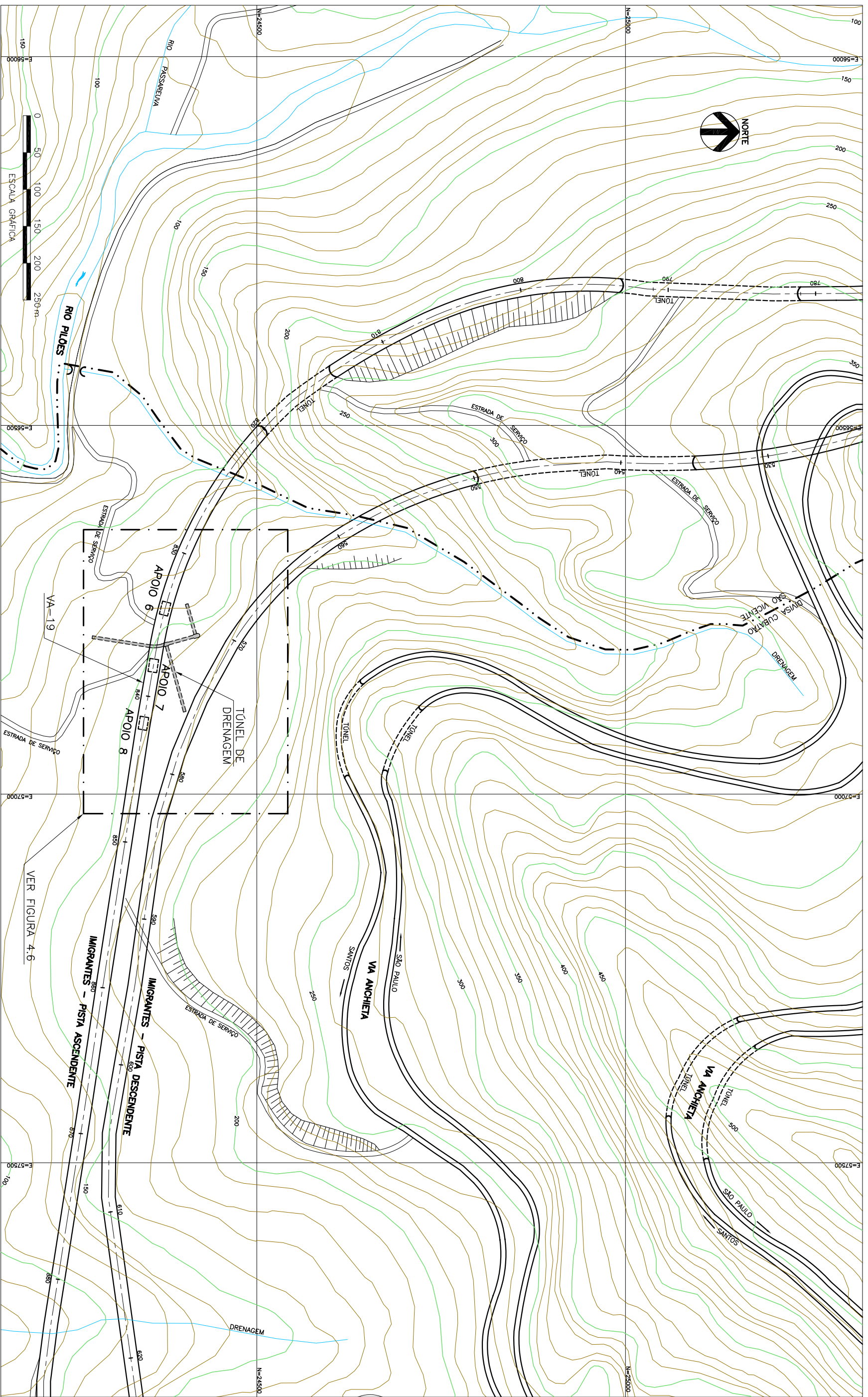


Figura 4.5 – Planta topográfica do local (Vector Projetos, 1999a).

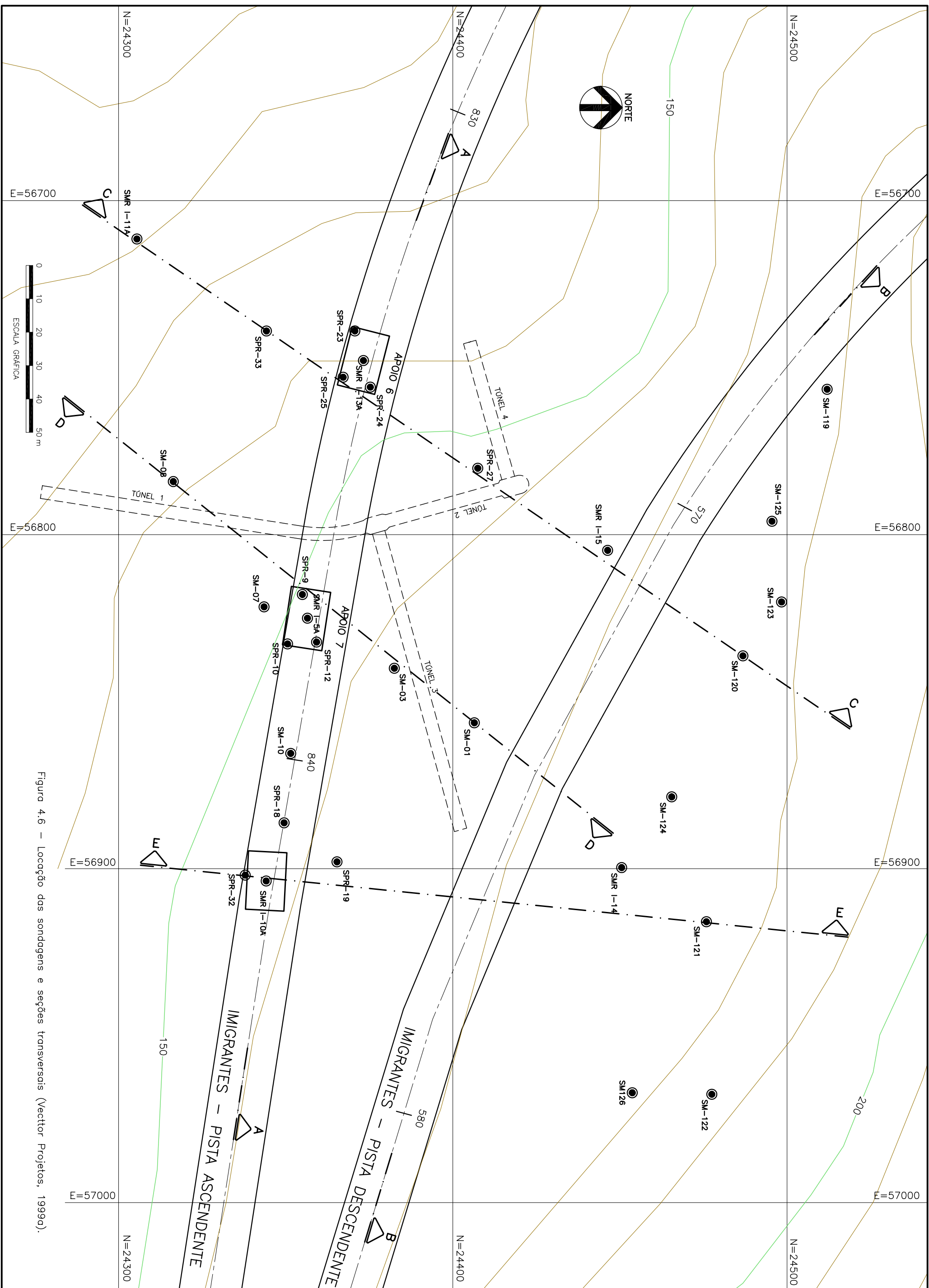


Figura 4.6 – Localização das sondagens e seções transversais (Vector Projetos, 1999a).

A Vecttor Projetos (1999a) elaborou duas seções longitudinais, uma ao longo da pista ascendente (existente) e outra ao longo da pista descendente (em fase de projeto, na época), apresentadas na Figura 4.7. Foram traçadas também três seções transversais, cada uma passando pelos apoios 6, 7 e 8, apresentadas na Figura 4.8. Na elaboração das seções geológicas observou-se que:

- O horizonte imediatamente abaixo dos solos superficiais (aterro ou tálus) é constituído por um solo residual de gnaiss representado por um silte arenoso micáceo, com índice SPT menor que 40 golpes, com eventuais passagens de gnaiss muito alterado e fraturado. Ocorrem, com frequência, passagens de resistência francamente menor em relação às resistências vizinhas;
- O horizonte seguinte é formado por uma dominância de biotita gnaiss medianamente a muito alterado, medianamente fraturado, com passagens de solo residual silto-arenoso duro, com índice SPT maior que 40 golpes;
- Finalmente, o horizonte mais profundo corresponde ao gnaiss pouco alterado (grau de alteração A1 e A2) e pouco fraturado (grau de fraturamento F1 a F2);
- Na região do Apoio 8 foi determinada a ocorrência de um aprofundamento expressivo no topo do gnaiss, que, pelas suas dimensões, sugere sua vinculação a um importante sistema de falhamento local;
- Este falhamento aparentemente separa a região do Apoio 8 das demais, sugerindo que a descontinuidade tenha um papel relevante na segmentação e separação da área do VA-19 em distintas massas de comportamento diverso;
- As seções longitudinais mostraram uma rápida variação lateral na profundidade da alteração sugerindo o controle estrutural dessa alteração seja por meio do bandamento, seja por meio da presença de falhas de menor porte que condicionam o aparecimento dessas bandas mais alteradas.

- Na seção geológica longitudinal B, o nível d'água mostrou-se mais elevado nos trechos com maior espessura de solo residual. Esse tipo de comportamento é também visível na seção geológica longitudinal A. Nas seções transversais o nível d'água segue aproximadamente a topografia, entretanto a irregularidade do topo rochoso, faz com que a espessura saturada do solo residual seja expressiva.

- O nível d'água apresentado pelas sondagens é bastante irregular, com uma alternância entre nível elevado e mais deprimido. Algumas sondagens apresentaram-se secas, localizadas bem próximas a sondagens que apresentam nível d'água, fato que pode ser atribuído a algum problema na determinação na posição do nível d'água e não um dado a ser incorporado nas interpretações.

O modelo geológico da área do VA-19 é bem semelhante ao indicado na Tabela 4.1, que mostra a situação dos solos em um espigão do trecho da serra.

Detalhes das sondagens indicadas nas seções longitudinais e transversais (Figuras 4.7 e 4.8) estão apresentados no Apêndice A.

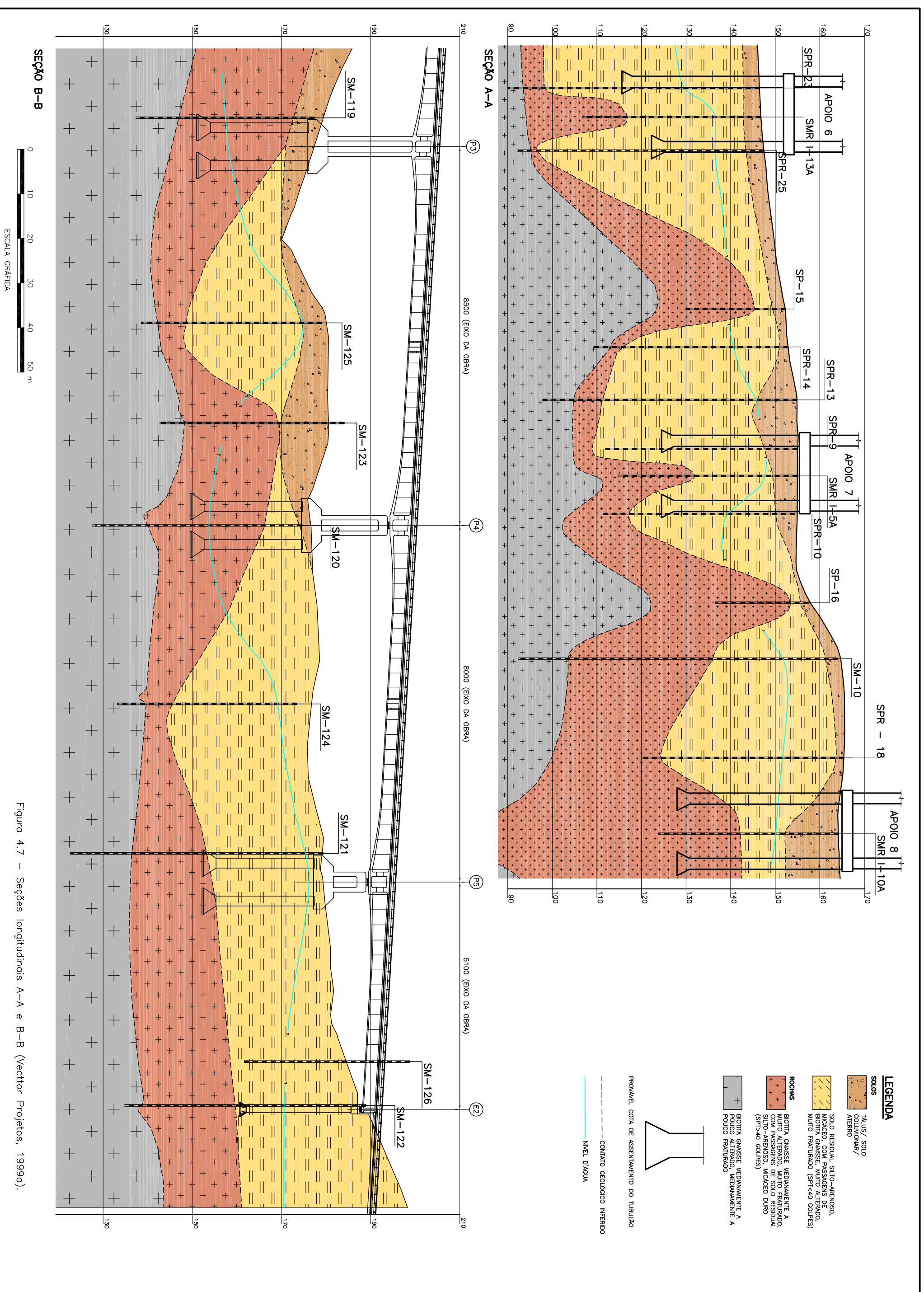


Figura 4.7 – Seções longitudinais A-A e B-B (Vector Projetos, 1999d).

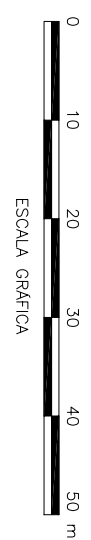
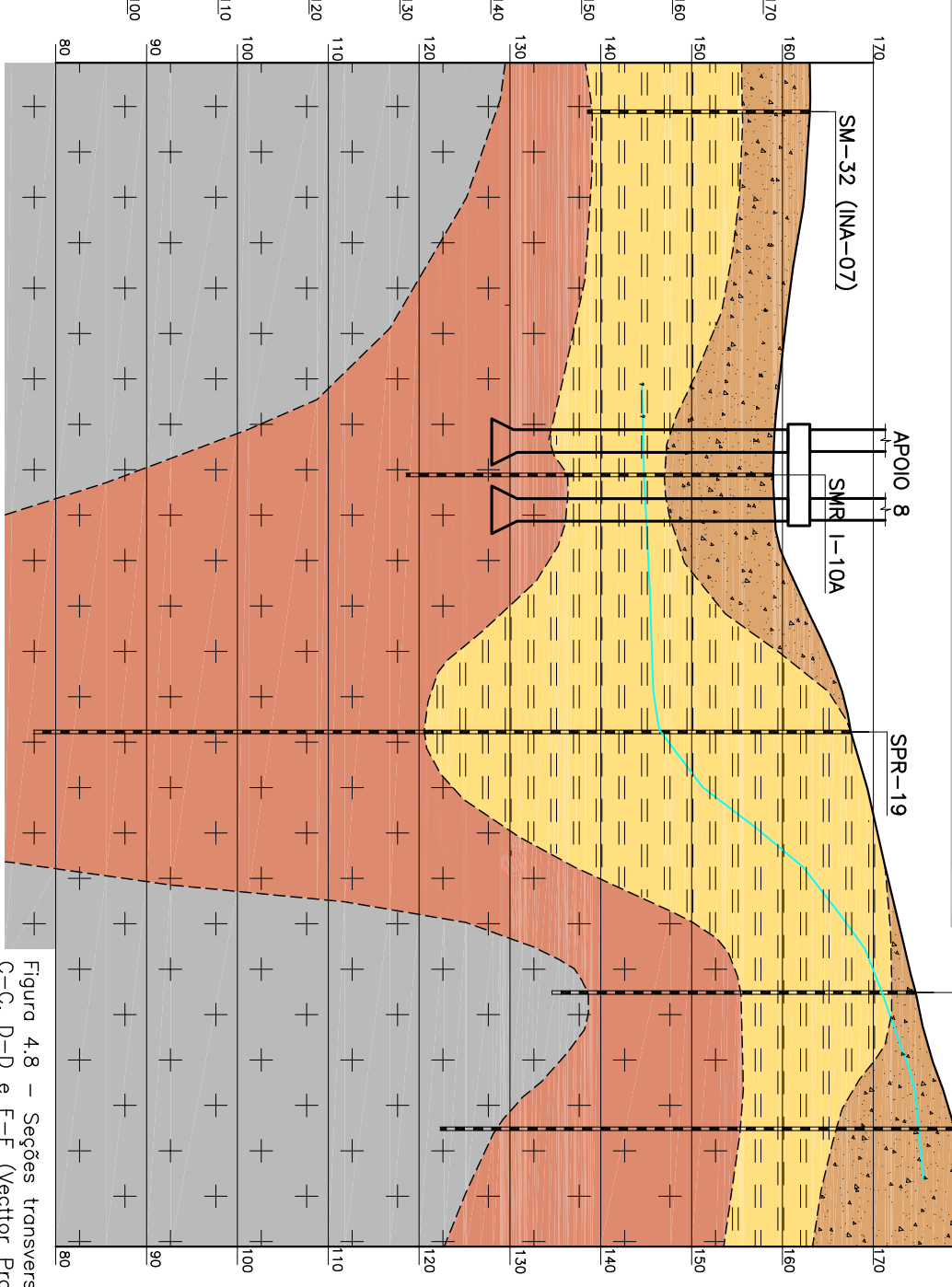
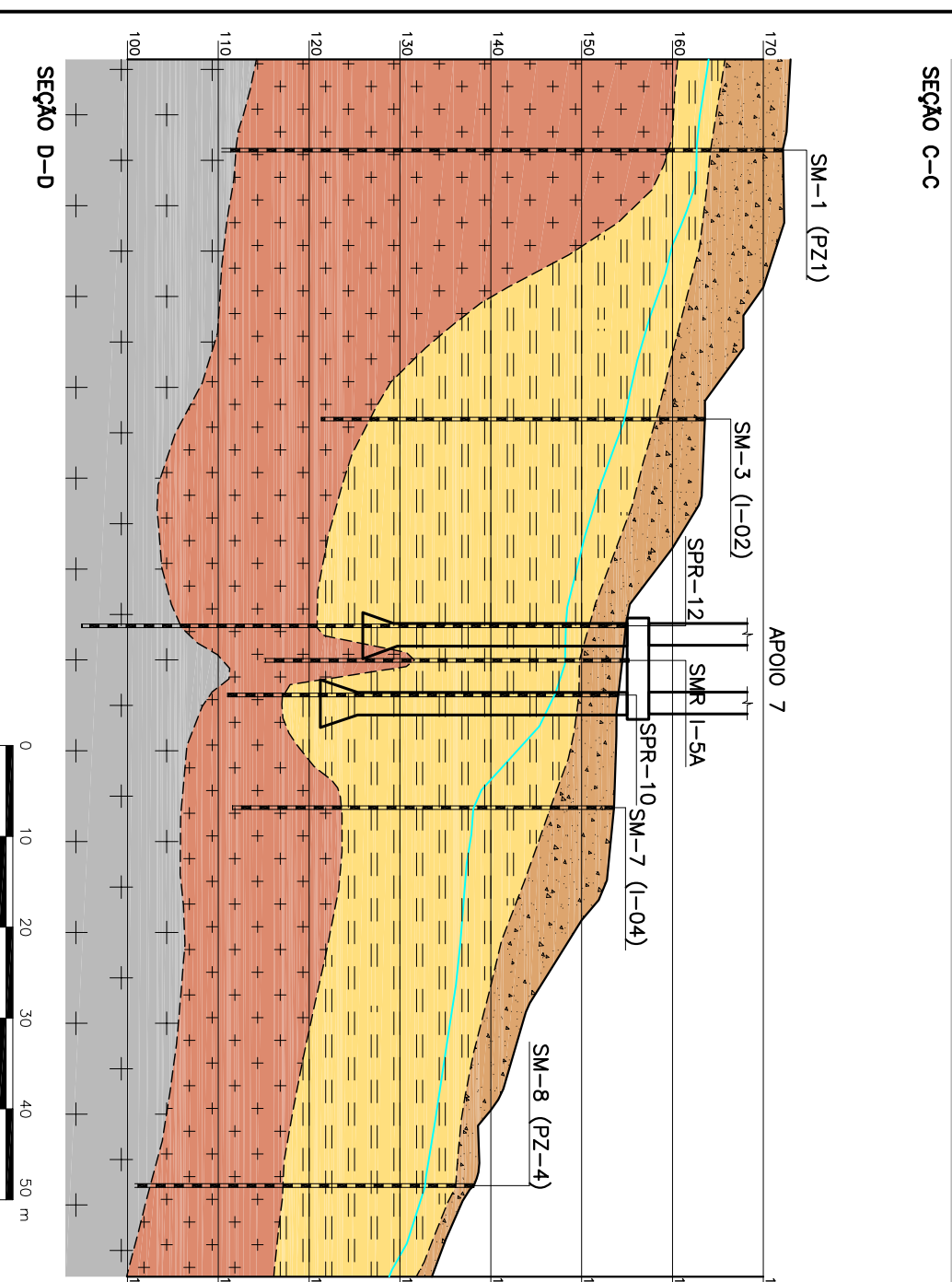
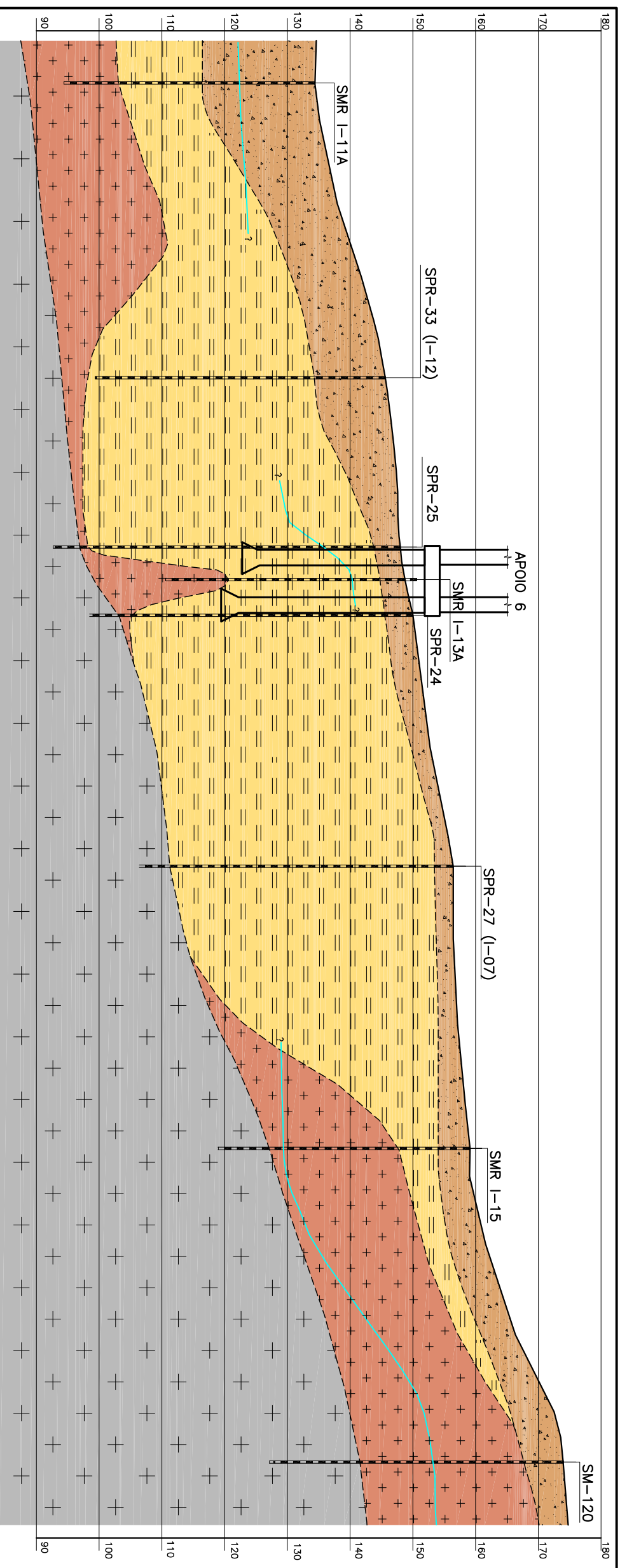


Figura 4.8 – Seções transversais C-C, D-D e E-E (Vector Projetos, 1999a).

4.3. Histórico e caracterização do problema

O viaduto VA-19 possui apoios de torres em concreto armado, formados por quatro pilares que, ligados à superestrutura, constituem um pórtico. A estrutura apresenta uma plataforma final de cerca de 45 m de extensão. As torres servem de apoio a vigas pré-moldadas em concreto protendido com cerca de 35 m de extensão.

A fundação de cada torre é formada por um conjunto de 4 tubulões (um para cada pilar), com travamentos em ambas as direções. A maioria dos tubulões foram escavados abaixo das cotas inicialmente previstas, em função de intenso fraturamento que condicionava a presença de fendas abertas com e sem preenchimento. Este viaduto atravessa dois grandes vales, com ocorrência de um espigão pronunciado, que separa os dois vales (Figura. 4.5).

Já na década de 80 foi constatada abertura de juntas dos tabuleiros adjacentes aos apoios 6 e 7. Os problemas de movimentações na estrutura e no terreno de fundação detectados restringiram-se a um trecho do viaduto, situado no vale superior, envolvendo principalmente o apoio 7 e, secundariamente o apoio 8.

Em 1988 foram instalados inclinômetros, piezômetros e pinos de convergência em anéis de tubulões. Wolle et al (1998) destacaram que o fato de que em 1988 optou-se por instalar instrumentos em profundidades elevadas (inclinômetros de até 40 m) indica que já se sabia que as movimentações na encosta não estavam associadas apenas ao tálus (com espessuras da ordem de 4 m a 8 m neste local), mas atingiam profundidades bem maiores.

A partir de novembro de 1991 dispõe-se de leituras de dois tassômetros, instalados junto aos tubulões 229 e 231 do apoio 7.

A projetista da rodovia propôs a execução de tratamento de reforço do maciço de fundação do apoio 7 com colunas de solo-cimento, com base nas leituras destes dois

tassômetros, os quais apresentaram recalques acumulados de até 4,5 mm entre 11/91 e 07/93, além da instalação de mais instrumentação.

No segundo semestre de 1993 foi instalado mais um tassômetro no apoio 7, no tubo 230. No início de 1994 foram instalados tassômetros nos tubos do apoio 8 e somente a partir do final de 1997, se dispõe de leituras de tassômetro no tubo 228 do apoio 7 e nos quatro tubos do apoio 6.

As obras de reforço do maciço junto aos tubos por colunas CCP (Chemical Churning Pile) no entorno do apoio 7 foram executadas no final de 1996 e início de 1997. De acordo com a projetista, teriam sido executadas 55 colunas de CCP em torno de cada um dos quatro tubos. Estas intervenções não estabilizaram a encosta, nem ao menos reduziram a velocidade de sua movimentação.

Duas outras proposições de obras de estabilização, apresentadas pela projetista, não foram implantadas. A primeira seria a execução de duas extensas faixas de tratamento do maciço com colunas de CCP, e o segundo prevê um sistema de galerias subterrâneas de drenagem, constituídas por cerca de 280 m de túneis com dimensões da ordem de 3,50 x 3,50 m, dispondo de drenos perfurados a partir do seu interior (Wolle et al, 1998).

Quando a Concessionária ECOVIAS dos Imigrantes assumiu a concessão da rodovia, em 1999, foram realizados estudos intensos e novos inclinômetros foram instalados (15 no total). A instrumentação da área foi composta por: inclinômetros, tassômetros, piezômetros, medidores de nível d'água, clinômetros e pinos de recalque. Os novos instrumentos cobriram uma área muito maior, incluindo não apenas a área dos apoios 7 e 8, mas também o apoio 6 e as áreas a montante e a jusante da projeção da estrada.

A partir da interpretação dos dados da instrumentação foi possível caracterizar uma movimentação lenta e profunda do maciço na região do apoio 7, muito abaixo da camada superficial de talus. Pode-se afirmar que as regiões dos apoios 6 e 8 também pertenciam à

parte instável do maciço e que durante os períodos de chuvas mais intensas e nos meses subseqüentes os movimentos atingiam maiores velocidades.

No final de 1999, como medida emergencial de estabilização do maciço, foram instalados quatro poços com 0,40 m de diâmetro, com bombas submersíveis para rebaixamento do lençol freático. Os poços apresentaram pequenas vazões, não sendo suficientes para rebaixar o lençol freático na área dos apoios 6, 7 e 8 do VA-19 (Mello e Wolle, 2001).

Com base nos estudos realizados e na caracterização da movimentação da encosta, foram descartadas soluções estruturais como atirantamento ou reforços (estacas, CCP, jet grouting, etc.), para obter a estabilização definitiva do maciço, uma vez que, devido aos enormes esforços e a grande profundidade da massa a ser estabilizada, soluções desta natureza não eram viáveis.

Grandes massas de solo e rocha nas condições da encosta do VA-19, só poderiam ser estabilizadas eficazmente através de dois tipos de soluções: execução de grandes obras de retaludamento ou instalação de um sistema de drenagem profunda. A primeira solução era totalmente inviável no caso do VA-19, em virtude das características topográficas, geológicas e de cobertura vegetal existente, produzindo danos ambientais permanentes e de grande repercussão (Vecttor Projetos, 2000).

A única intervenção viável e eficiente para estabilizar a encosta era implantar um robusto sistema de drenagem profunda, que conseguisse rebaixar o N.A. em vários metros, em toda a área próxima aos três apoios em questão, e também em trechos mais significativos das áreas a montante e a jusante dos apoios.

Foram estudadas duas alternativas de projeto: uma por túnel de drenagem, e outra por poços de grande diâmetro interligados. Em ambas as alternativas a drenagem propriamente

dita do maciço seria feita por um grande número de drenos perfurados a partir do túnel ou dos poços, sendo a água recolhida escoada por gravidade até cotas inferiores da encosta.

Após a análise dos aspectos técnicos, de custos e de impacto ambiental entre ambas, foi escolhida a alternativa em túnel de drenagem. O túnel foi escavado pelo método NATM (New Austrian Tunnelling) entre agosto de 2000 e fevereiro de 2001.

O projeto original do túnel de drenagem, elaborado pelo Escritório Técnico Figueiredo Ferraz, consistia na execução de um túnel ramificado com 3,8 m de diâmetro e 280 m de extensão. O túnel é constituído por um trecho principal de 130 m (túneis 1 e 2) e duas ramificações, a primeira à direita (leste) com cerca de 100 m (túnel 3) e a segunda à esquerda (oeste) com cerca de 50 m (túnel 4), Figura 4.9. Em cada ramificação foi escavada uma câmara de maior diâmetro, com cerca de 4,2 m, para possibilitar a movimentação de equipamentos de escavação.

A empresa responsável pela execução da obra obteve a permissão da ECOVIAS, de uma redução do diâmetro do túnel para 3,4 m, em função da utilização de equipamento de perfuração capaz de operar em túnel desse diâmetro. O túnel conta com 5 drenos dispostos radialmente no teto, a cada 10 m (longitudinalmente), com comprimento de 15 m cada, (Figura 4.10). Toda água coletada pela drenagem é encaminhada a decantadores na parte externa do túnel, onde se realiza o controle das vazões. O túnel produziu uma vazão superior a 20 m³/h, rebaixando o lençol freático em mais de 10m, conforme será mostrado na análise da instrumentação. Os aspectos construtivos e detalhes de execução do túnel não fazem parte do escopo deste trabalho.



Figura 4.9 – Planta dos túneis de drenagem (Vector Projetos, 2000).

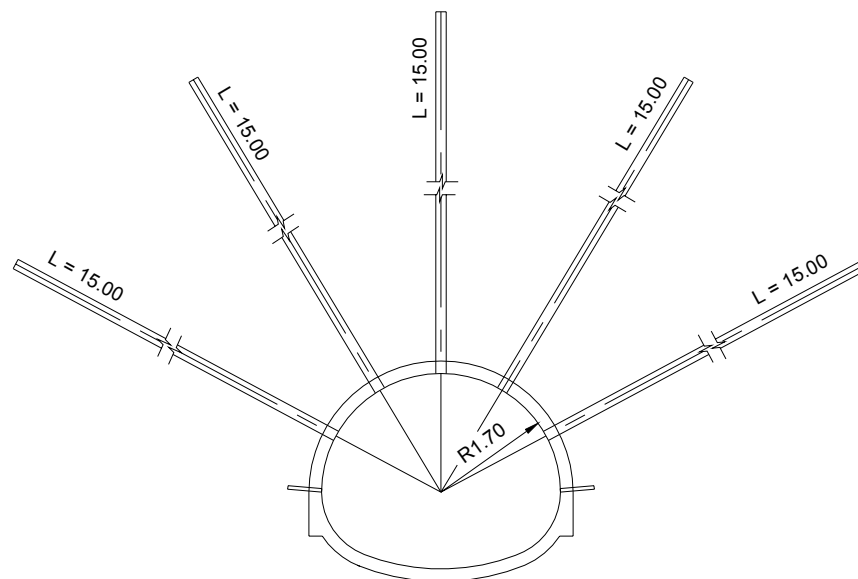


Figura 4.10 – Seção transversal dos túneis de drenagem (A. H. Teixeira Consultoria e Projetos, 2000).

4.4. Instrumentação

A instrumentação da encosta do VA-19 foi composta por: inclinômetros, tassômetros, piezômetros, medidores de nível d'água, clinômetros e pinos de recalque. Aqui serão analisados os dados dos inclinômetros (I), tassômetros (TA), piezômetros (PZ), medidores de nível d'água (INA) e poços de drenagem (PD). Os dados foram reunidos a partir dos relatórios fornecidos pela Concessionária ECOVIAS dos Imigrantes, elaborados pela Bureau de Projetos e Consultoria.

A instrumentação começou a ser instalada em 1988, porém, neste trabalho utiliza-se o período de leituras entre março de 1997 a junho de 2003. Está apresentado na Figura 4.11 o histórico da instrumentação (inclinômetros, piezômetros, medidores de nível d'água e tassômetros) instalados na área dos apoios 6, 7 e 8 da encosta do VA-19 entre os anos de 1998 a 2003.

O regime pluviométrico da área é típico da Serra do Mar, com chuvas intensas no verão. Os dados pluviométricos são do pluviômetro instalado no km 42 da Rodovia Anchieta, local próximo ao VA-19. Os dados pluviométricos datam de outubro de 2000, quando já haviam sido iniciadas as obras do túnel de drenagem.

Os dados da instrumentação são analisados através de correlações, mostradas na forma de gráficos, e a avaliação dos dados é feita em função da eficiência do túnel de drenagem para o rebaixamento do nível d'água e estabilização da encosta.

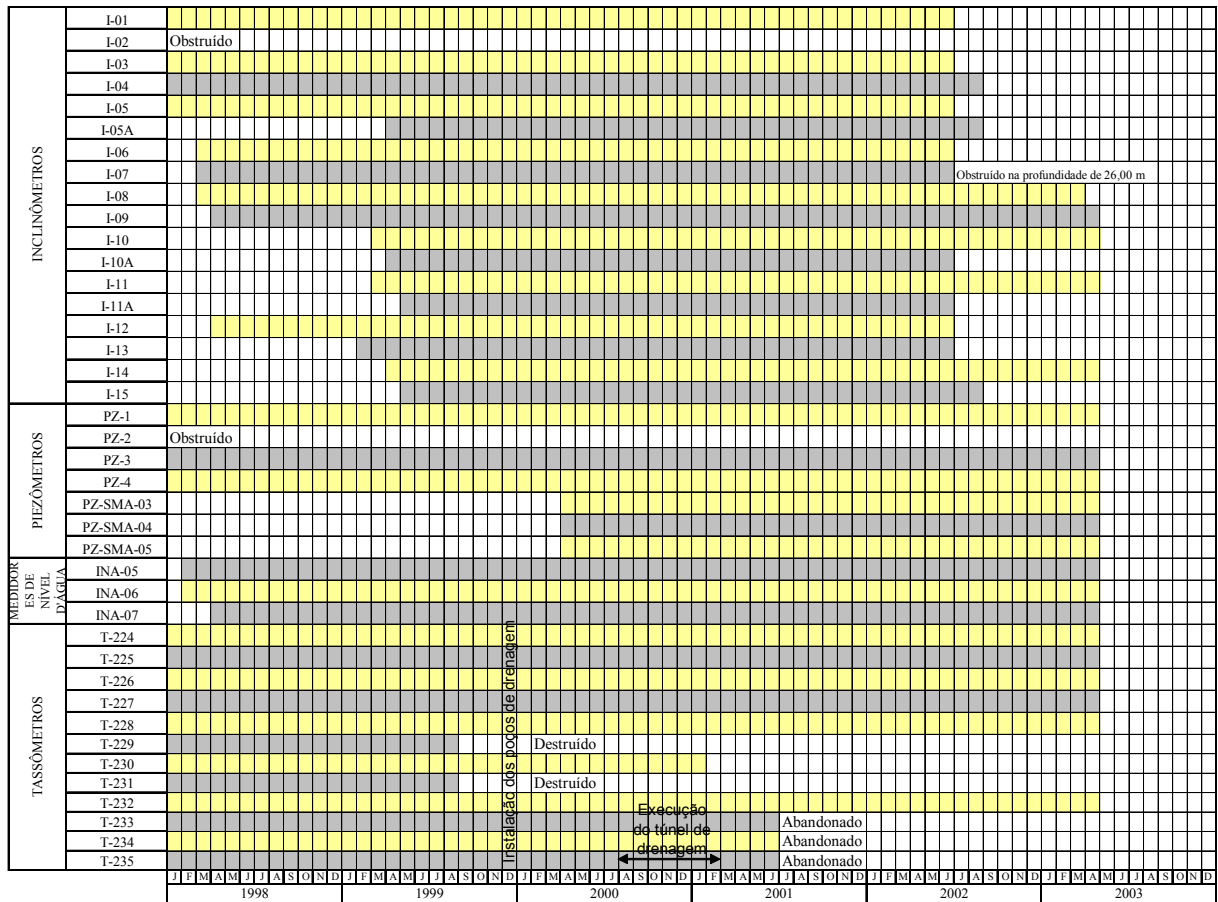


Figura 4.11 – Histórico da instrumentação instalada na encosta do VA-19 entre os anos de 1998 a 2003.

A Figura 4.12 mostra a locação dos instrumentos e indicação do máximo deslocamento resultante dos inclinômetros anteriores à execução do túnel de drenagem.

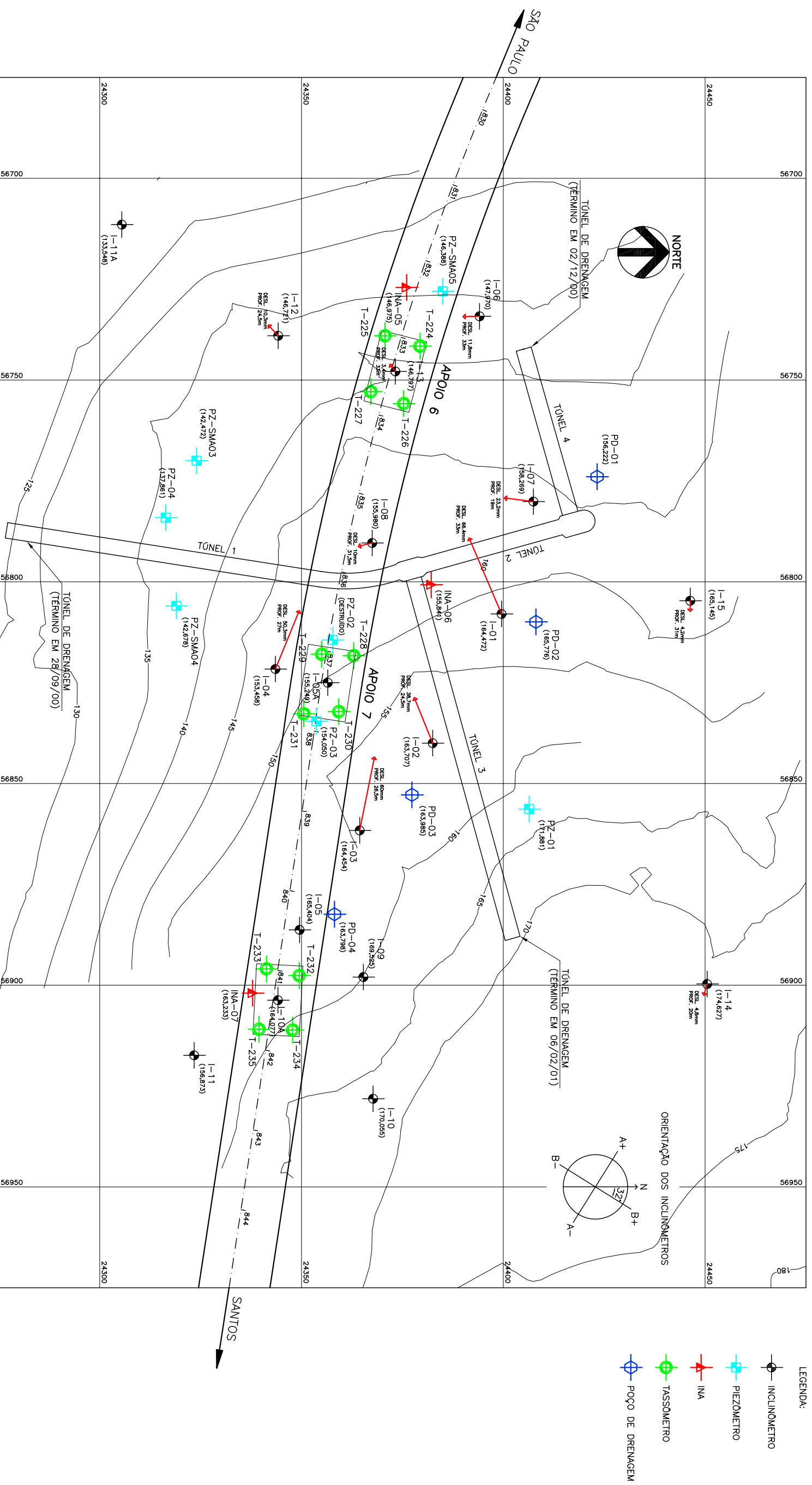


Figura 4.12 – Localização dos instrumentos e indicação do máximo deslocamento resultante dos inclinômetros, anteriores à execução do túnel de drenagem.

4.4.1. Poços de drenagem

No final de 1999, como medida emergencial de estabilização do maciço, foram instalados quatro poços com 0,40 m de diâmetro (Figura 4.12), com bombas submersíveis para rebaixamento do lençol freático. Segundo a Vecttor Projetos (2000), apenas o poço 01 atingiu a ordem de grandeza de vazão inicialmente prevista e considerada desejável (4 a 5 m³/h) para o rebaixamento do lençol freático. Os demais poços apresentaram vazões bem menores: entre 0,3 a 0,6 m³/h no poço 02, 0,4 a 0,7 m³/h no poço 03 e 0,7 a 1,1 m³/h no poço 04. Estas diferenças devem-se à grande variabilidade geológica do maciço, que leva a uma condição de fluxo preponderantemente por descontinuidades no maciço, de modo que apenas os poços que consigam atravessar tais descontinuidades apresentem maiores vazões. Não foram encontrados, nos arquivos da ECOVIAS, os dados das leituras das vazões nos poços, além dos citados acima.

As bombas foram desligadas no final de fevereiro de 2001, assim os poços de drenagem passaram a funcionar como medidores de nível d'água.

Os dados dos poços de drenagem instalados na encosta do VA-19 estão apresentados na Tabela 4.2. Observar que a data do L0 é a data inicial em que começaram as leituras de elevação do nível d'água nos poços de drenagem.

Tabela 4.2 – Poços de drenagem.

Instrumento	Data do L0	Cota do terreno (m)	Profundidade (m)
PD-01	23/07/01	156,222	40,00
PD-02	23/07/01	165,776	40,00
PD-03	23/07/01	163,985	40,00
PD-04	23/07/01	163,798	40,00

Na Figura 4.13 está apresentada a correlação entre a elevação do nível d'água nos poços de drenagem (funcionando como INA's) e a pluviometria.

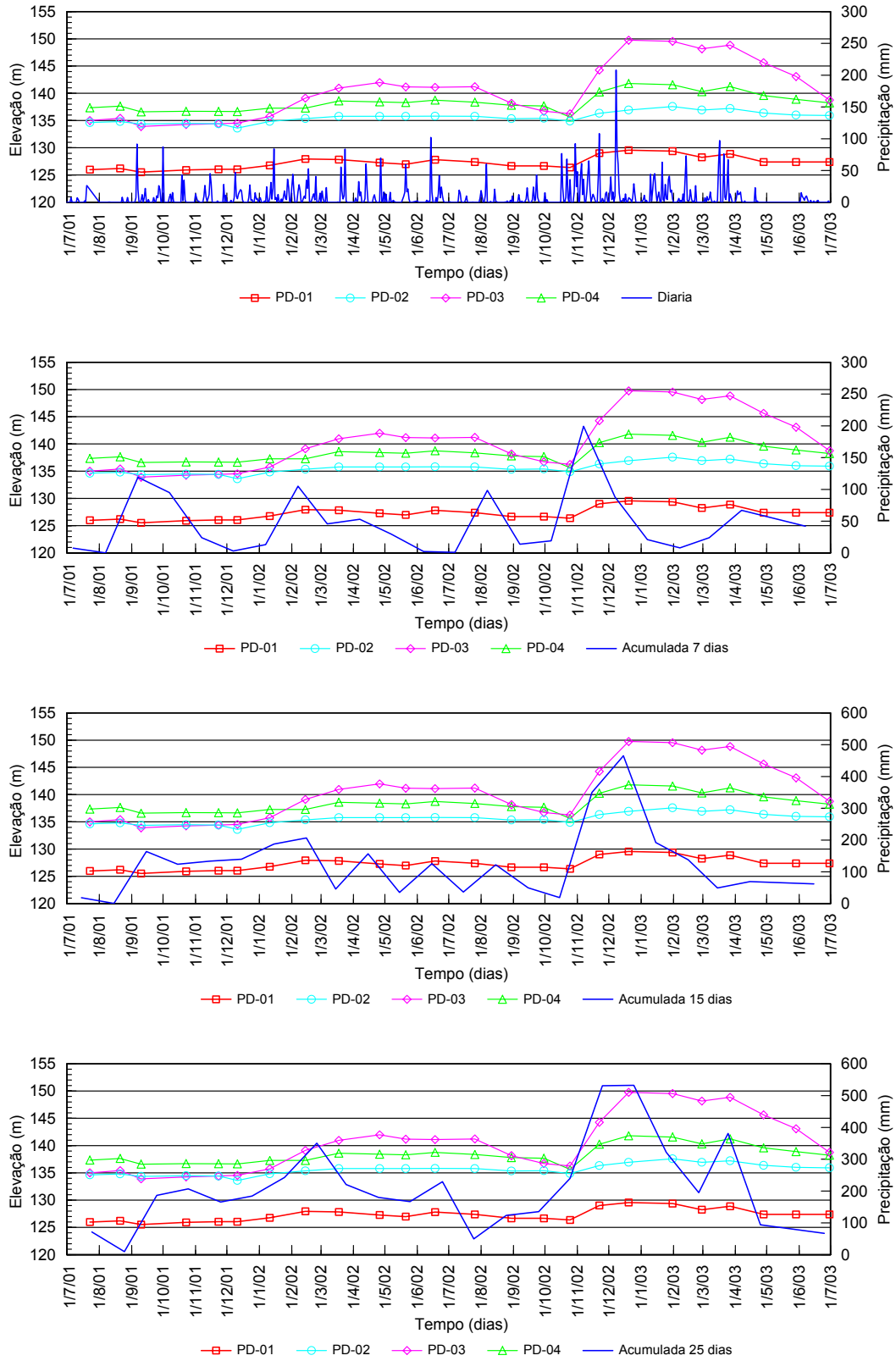


Figura 4.13 – Correlação entre leitura dos poços de drenagem e pluviometria.

Foram correlacionados os gráficos de precipitação diária e os de precipitação acumulada a 7, 15 e 25 dias. O gráfico de precipitação acumulada a 25 dias é o que apresenta melhor correspondência com a elevação do nível d'água, mostrando que durante os períodos dos picos de precipitação, ocorreu elevação do nível d'água nos poços de drenagem.

Após a construção do túnel de drenagem o PD-03 foi o que apresentou nível d'água mais elevado, variando de 30 m a 14,20 m de profundidade.

4.4.2. Vazão no túnel de drenagem

Os túneis 1 e 2 (trecho principal) foram finalizados em 28/09/00, o túnel 3 (ramificação à direita) foi finalizado em 02/12/00 e o túnel 4 (ramificação à esquerda) foi finalizado em 06/02/01 (Figura 4.12).

A Figura 4.14 apresenta a correlação entre a vazão no túnel de drenagem e a pluviometria. Foram correlacionados os gráficos de precipitação diária e os de precipitação acumulada a 7, 15 e 25 dias. O gráfico de precipitação acumulada a 25 dias é o que apresenta melhor correspondência com a vazão no túnel de drenagem, mostrando que o túnel respondeu aos picos de precipitação.

Entre outubro de 2001 e junho de 2003 o túnel de drenagem apresentou vazão máxima de 15,44 m³/h, medida em dezembro de 2002, e vazão mínima de 2,34 m³/h, medida em outubro de 2001, ressaltando que no início do funcionamento o túnel de drenagem apresentou vazões superiores a 20 m³/h.

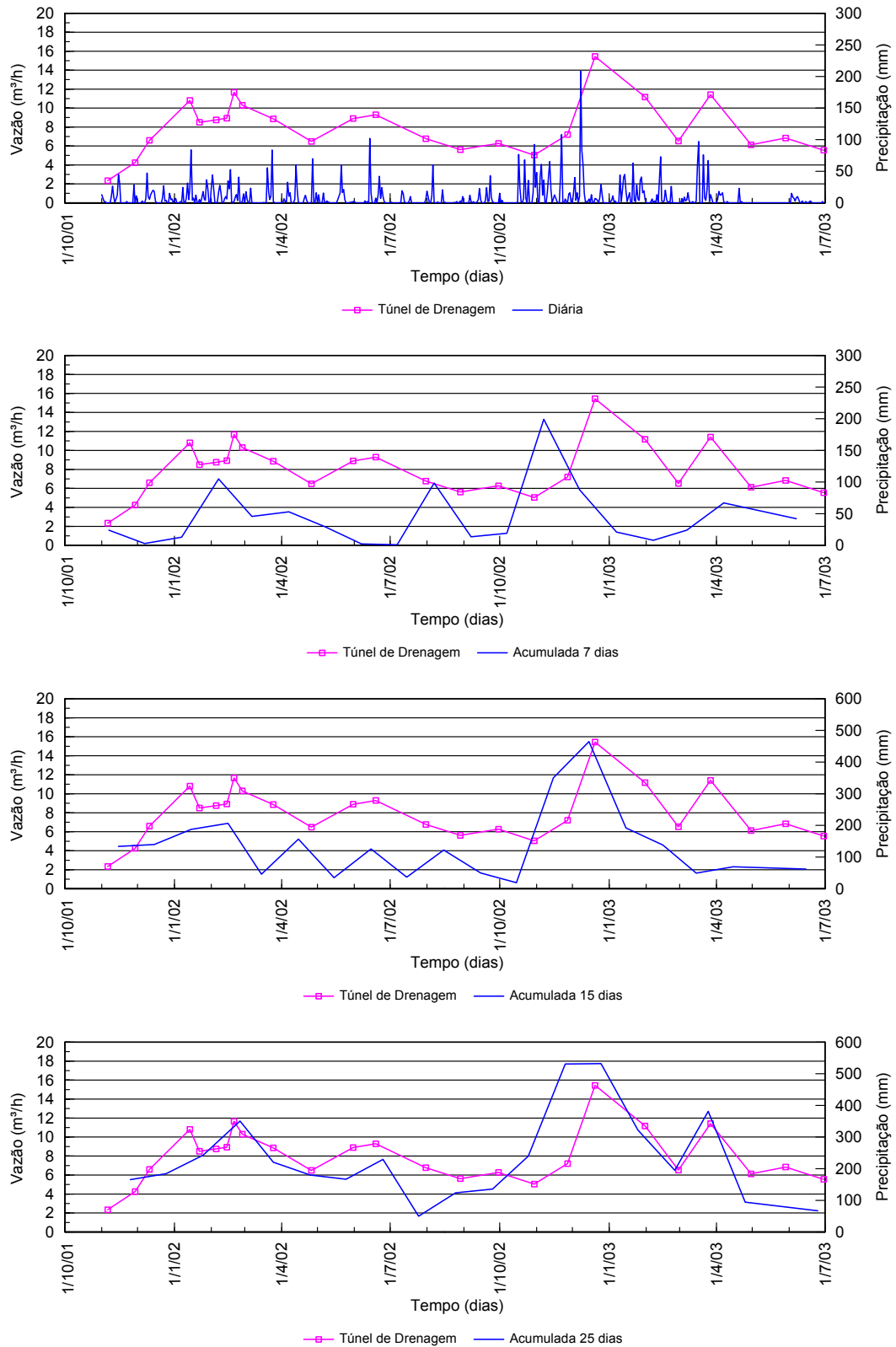


Figura 4.14 – Correlação entre leitura da vazão no túnel de drenagem e pluviometria.

4.4.3. Piezômetros e medidores de nível d'água

Os piezômetros instalados na encosta do VA-19 são do tipo tubo aberto (conhecido como piezômetro Casagrande) constituídos por um tubo de PVC com diâmetro de 40 mm inseridos em perfurações de sondagens rotativas.

Os piezômetros PZ-1, PZ-2, PZ-3 e PZ-4 estão em operação desde 1988, com exceção do PZ-2, que se encontra inoperante desde julho de 1996 (ver Figura 4.11). Estes piezômetros distribuem-se geometricamente ao redor do apoio 7 (Figura 4.12), com o PZ-1 posicionado a montante, os PZ-2 e PZ-3 imediatamente adjacentes ao apoio, e o PZ-4 encontra-se a jusante.

Os piezômetros PZ-SM03 e PZ-SM04 estão localizados próximos ao PZ-04 (Figura 4.12), foram instalados em 27/02/00 e 02/03/00, respectivamente (ver Figura 4.11). Na região do apoio 6 foi instalado o piezômetro PZ-SM05, em 02/03/00.

Quanto aos medidores de nível d'água, somente se dispõe de leituras a partir de fevereiro de 1998, nos instrumentos designados INA-5, INA-6 e INA-7. Estes se localizam na região do VA-19, dispostos longitudinalmente ao seu eixo, em trechos correspondentes aos apoios 6, 7 e 8, respectivamente (Figura 4.12).

Nenhum dos piezômetros foi instalado próximo aos poços de drenagem. As menores distâncias são da ordem de 30 m para os piezômetros PZ-1 e PZ-3 e de quase 100 m para o piezômetro PZ-4.

A Tabela 4.3 apresenta um resumo dos piezômetros e medidores de nível d'água instalados na encosta do VA-19.

Tabela 4.3 – Piezômetros e indicadores de nível d'água.

Instrumento	Data de instalação	Data do L0	Cota do terreno (m)	Profundidade (m)
Piezômetros				
PZ-1	1988	26/02/90	171,881	28,50
PZ-3	1988	26/02/90	154,050	5,72
PZ-4	1988	26/02/90	137,861	24,14
PZ-SMA03	27/02/00	12/04/00	142,772	22,93
PZ-SMA04	02/03/00	12/04/00	142,978	24,96
PZ-SMA05	02/03/00	12/04/00	146,688	24,20
Medidores de nível d'água				
INA-05	-	13/02/00	146,975	20,05
INA-06	-	03/02/00	155,841	43,60
INA-07	-	27/03/00	163,233	26,72

Está apresentada na Figura 4.15 a correlação entre as leituras de todos os piezômetros e a pluviometria acumulada a 25 dias.

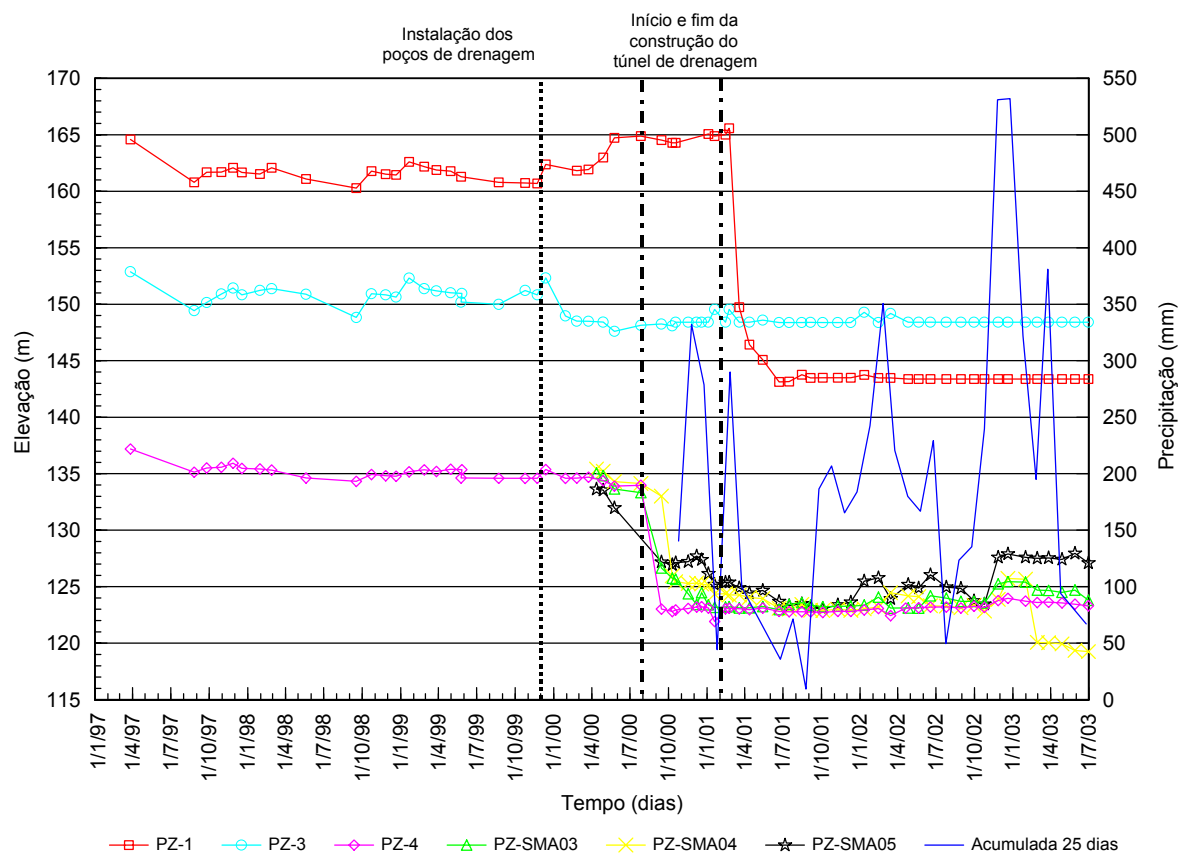


Figura 4.15 – Correlação entre leitura dos piezômetros e pluviometria acumulada a 25 dias.

Através da Figura 4.15 podem ser feitas as seguintes observações:

- O PZ-1 localiza-se próximo ao túnel 3 cujo término da execução ocorreu em 06/02/01 (Figura 4.12), por isso, o rebaixamento do nível piezométrico, neste piezômetro, começou após esta data, sendo de aproximadamente 22 m de profundidade. O PZ-1 foi o que alcançou maior rebaixamento do nível piezométrico, provavelmente por estar localizado no ponto mais alto da encosta. Após a construção do túnel de drenagem, o PZ-1 não foi afetado pela precipitação acumulada;
- O PZ-3 está localizado a aproximadamente 30 m do túnel 1 (Figura 4.12). Não sofreu muita influência com a execução do túnel de drenagem, sendo o rebaixamento do nível piezométrico de aproximadamente 2 m. Após a construção do túnel sofreu pequena variação devido à precipitação acumulada de 350 mm em 25 dias, em fevereiro de 2002;
- O PZ-4 localiza-se próximo ao túnel 1 (Figura 4.12) que foi o primeiro trecho a ser executado, por isso, nota-se o rebaixamento do nível piezométrico, de aproximadamente 11 m, no término da construção deste trecho (28/09/00), diferentemente do PZ-1. Após a execução do túnel o PZ-4 sofreu pequena variação devido à precipitação acumulada de 350 mm e 532 mm em 25 dias, ocorridas em fevereiro e dezembro de 2002, respectivamente;
- Os piezômetros PZ-SMA03 e PZ-SMA04 também se localizam próximos ao túnel 1 (Figura 4.12). Apresentaram rebaixamento do nível piezométrico de aproximadamente 10 m após a construção deste trecho do túnel.
- O PZ-SMA05 localiza-se a aproximadamente 23 m do túnel 4 (Figura 4.12) cujo término da execução ocorreu em 02/12/00. Apresentou rebaixamento do nível piezométrico de aproximadamente 10 m;

- Após a execução do túnel de drenagem os piezômetros PZ-SMA03, PZ-SMA04 e PZ-SMA05 sofreram variação piezométrica devido à precipitação acumulada de 350 mm e 532 mm em 25 dias, ocorridas em fevereiro e dezembro de 2002, respectivamente;
- Após a instalação dos poços de drenagem apenas o PZ-3 apresentou rebaixamento do nível piezométrico.

O túnel de drenagem atingiu o objetivo de rebaixar o nível piezométrico.

Os detalhes da Figura 4.15 podem ser conferidos no Apêndice B onde estão apresentadas as correlações entre as leituras de cada piezômetro com a pluviometria diária e acumulada a 7, 15 e 25 dias (Figuras B.1 a B.6). As linhas tracejadas indicam a instalação dos poços de drenagem e o início e fim da construção do túnel de drenagem.

Na Figura 4.16 estão apresentados os gráficos das correlações entre a vazão no túnel de drenagem com as leituras dos piezômetros e a pluviometria acumulada a 25 dias. Observa-se que o túnel respondeu aos picos de precipitação e mesmo com a precipitação acumulada de 532 mm ocorrida em dezembro de 2002, a máxima variação no nível piezométrico foi da ordem de 4 m, indicada no PZ-SMA05. As leituras dos piezômetros indicadas na Figura 4.16 referem-se apenas após a execução do túnel de drenagem.

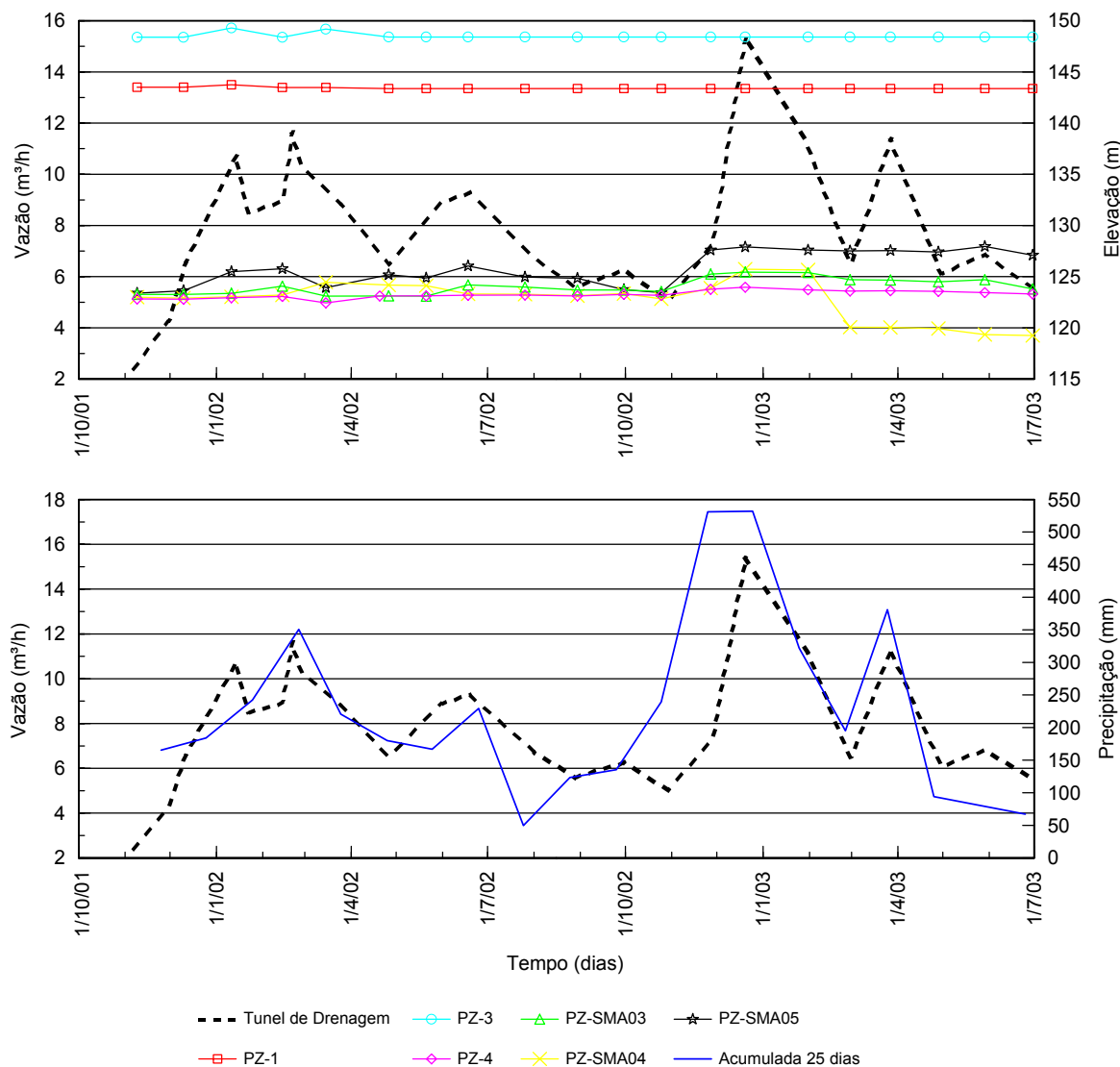


Figura 4.16 – Correlação entre leitura da vazão no túnel de drenagem, piezômetros e precipitação acumulada a 25 dias.

Na Figura 4.17 está apresentada a correlação entre as leituras dos medidores de nível d'água e a pluviometria acumulada a 25 dias.

O INA-05 está localizado na região do apoio 6, a aproximadamente 31 m do túnel 4, O INA-06 localiza-se bem próximo ao encontro entre o túnel 2 e o 3, e o INA-07 é o que se encontra mais afastado do túnel de drenagem, na região do apoio 8 (Figura 4.12).

Os medidores de nível d'água sofreram pequena variação na elevação do nível d'água devido a precipitação acumulada de 350 mm e 532 mm ocorridas em fevereiro e dezembro de

2002, respectivamente. Após a instalação dos poços de drenagem houve um pequeno rebaixamento do nível d'água, que foi intensificado com a execução do túnel de drenagem. O INA-06 foi o que apresentou maior profundidade de rebaixamento (aproximadamente 15 m), provavelmente devido ao fato de estar mais próximo do túnel (Figura 4.12).

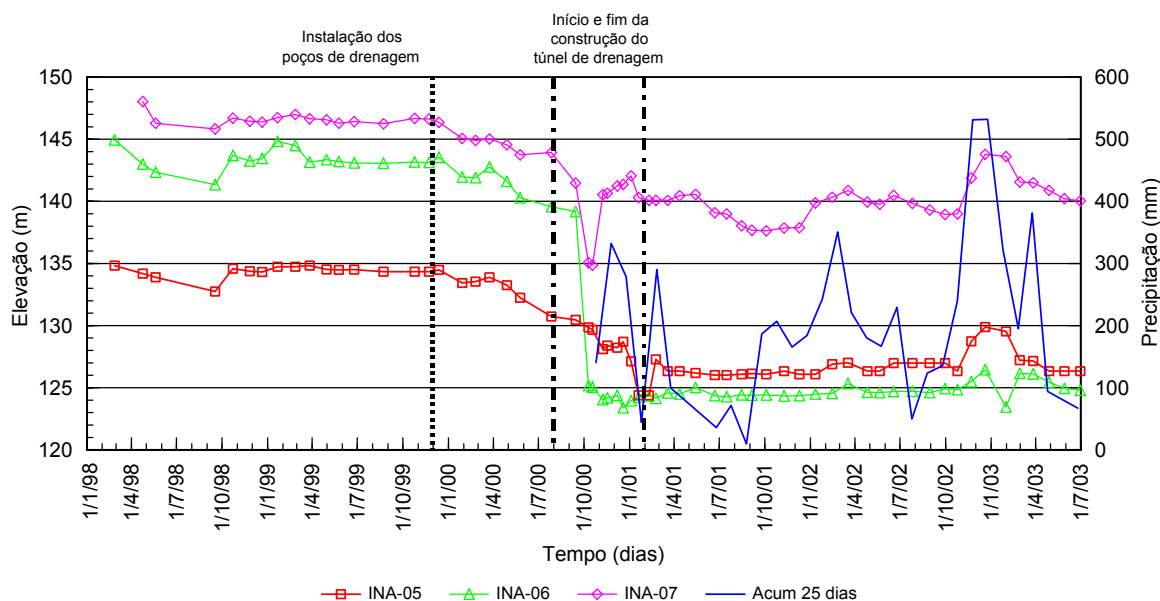


Figura 4.17 – Correlação entre leitura dos INAs e pluviometria acumulada a 25 dias.

Os detalhes podem ser vistos na Figura B.7, do Apêndice B, que apresenta a correlação entre as leituras dos medidores de nível d'água com a pluviometria diária e acumulada a 7, 15 e 25 dias.

Na Figura 4.18 estão apresentados os gráficos das correlações entre a vazão no túnel de drenagem com as leituras dos medidores de nível d'água e a pluviometria acumulada a 25 dias. As leituras dos medidores de nível d'água indicadas na Figura 4.18 referem-se as realizadas após a execução do túnel de drenagem.

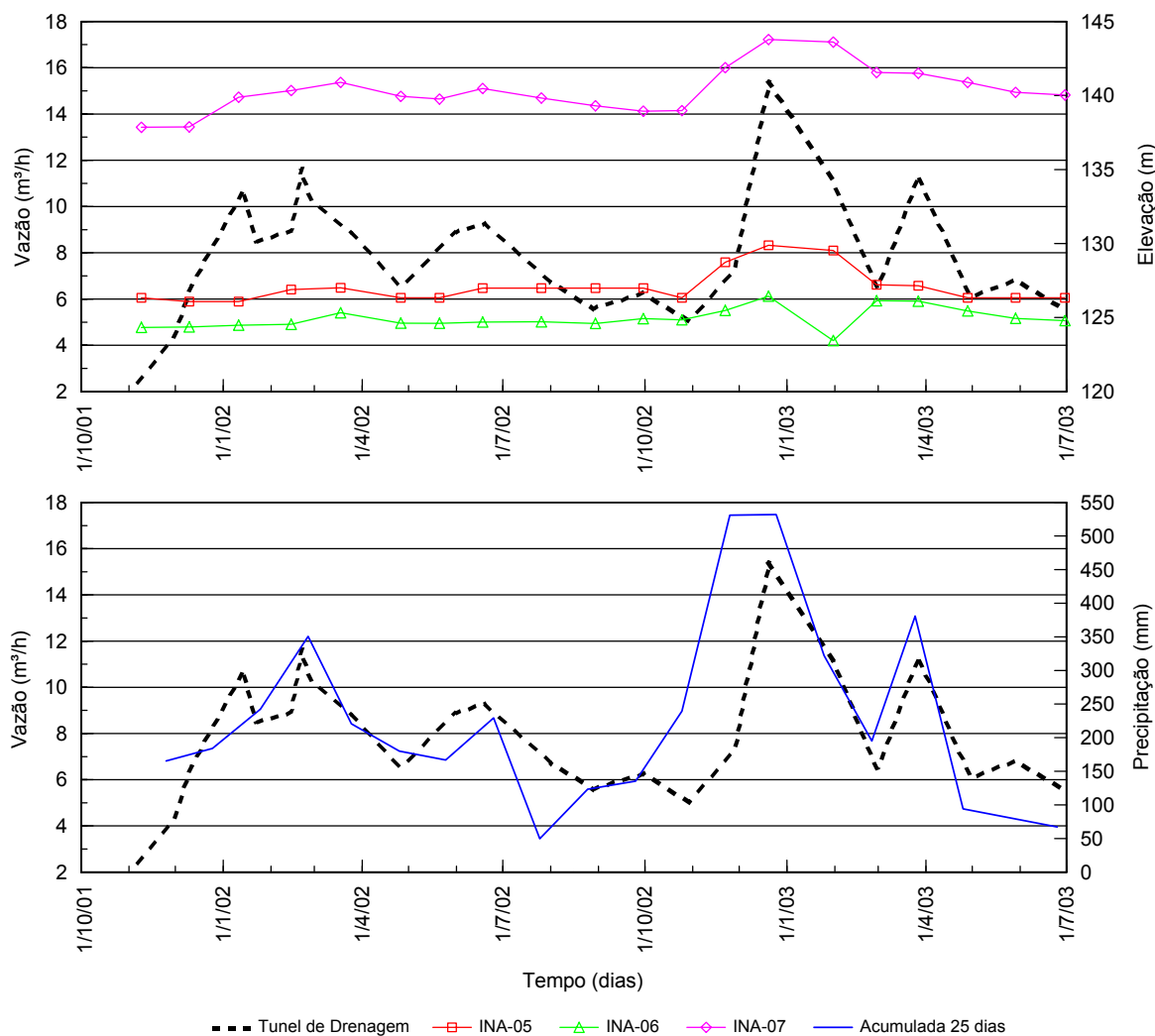


Figura 4.18 – Correlação entre leitura da vazão no túnel de drenagem e medidores de nível d'água.

Observa-se que o túnel respondeu aos picos de precipitação e mesmo com a precipitação acumulada de 532 mm ocorrida em dezembro de 2002, a máxima variação no nível d'água foi da ordem de 5 m, indicada no INA-07.

4.4.4. Tassômetros

Foram instalados 12 tassômetros próximos aos tubulões dos apoios 6, 7 e 8 do VA-19. Os tassômetros possibilitam a monitoração de possíveis recalques em profundidade, do terreno sobre o qual se apóiam as bases dos tubulões.

Os tassômetros foram distribuídos nos apoios do VA-19 conforme indicado abaixo (Figura 4.12):

- Apoio 6: TA-224, TA-225, TA-226 e TA-227;
- Apoio 7: TA-228, TA-229, TA-230 e TA-231;
- Apoio 8: TA-232, TA-233, TA-234 e TA-235.

Na Figura 4.19 estão apresentados os gráficos das correlações entre os recalques de cada tassômetro com a pluviometria acumulada a 25 dias. Nota-se que após a estabilização dos recalques provocados pelo rebaixamento do nível d'água, não foram observados recalques significativos durante os picos de precipitação.

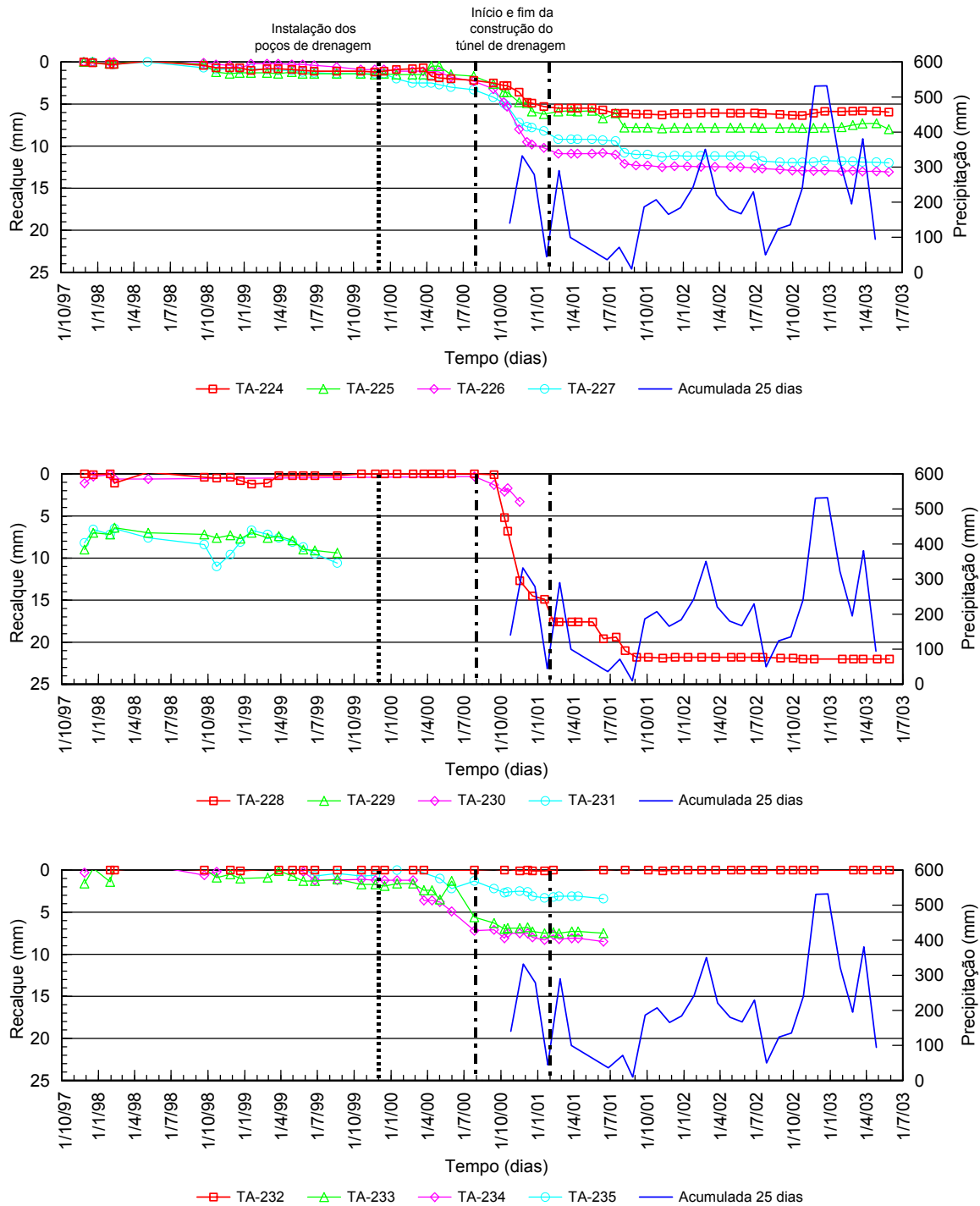


Figura 4.19 – Correlação entre leitura dos tassômetros e pluviometria acumulada a 25 dias.

A Tabela 4.4 apresenta um resumo do que foi observado através da Figura 4.19.

Tabela 4.4 – Resumos das observações sobre os recalques indicados pelos tassômetros.

Tassômetro	Recalques anteriores à instalação dos poços de drenagem (mm)	Recalques posteriores à instalação dos poços de drenagem (mm)	Recalques durante e após a execução do túnel de drenagem (mm)	Observações
TA-224	0,10 a 1,10	2,20	6,30	Estável a partir de dezembro de 2001
TA-225	0,20 a 1,50	1,70	7,90	Estável a partir de dezembro de 2001
TA-226	0,10 a 0,90	2,30	12,50	Estável a partir de dezembro de 2001
TA-227	0,20 a 1,40	3,30	11,30	Estável a partir de dezembro de 2001
TA-228	0,10 a 1,20	-	21,90	Estável a partir de dezembro de 2001
TA-229	9,40	-	-	Destruído por vandalismo por volta de setembro de 1999
TA-230	2,10	-	-	Submerso a partir de maio de 1998
TA-231	11,00	-	-	Destruído por vandalismo por volta de setembro de 1999
TA-232	-	-	-	Recalques aproximadamente constantes e nulos
TA-233	0,10 a 1,90	5,60	7,50	Abandonado a partir de de junho de 2001
TA-234	0,20 a 1,20	7,20	8,50	Abandonado a partir de de junho de 2001
TA-235	0,40 a 0,70	2,20	3,40	Abandonado a partir de de junho de 2001

Os detalhes podem ser vistos nas Figuras C.1 a C.3 do Apêndice C que apresenta as correlações entre as leituras dos tassômetros com a pluviometria diária e acumulada a 7, 15 e 25 dias.

Também foram feitas correlações entre as leituras dos tassômetros, os piezômetros e os medidores de nível d'água instalados próximo aos apoios. Pode-se observar através das Figuras 4.20, 4.21 e 4.22 que o nível freático elevado, anterior à execução dos poços e do túnel de drenagem, não provocava recalques excessivos na massa de solo em movimento.

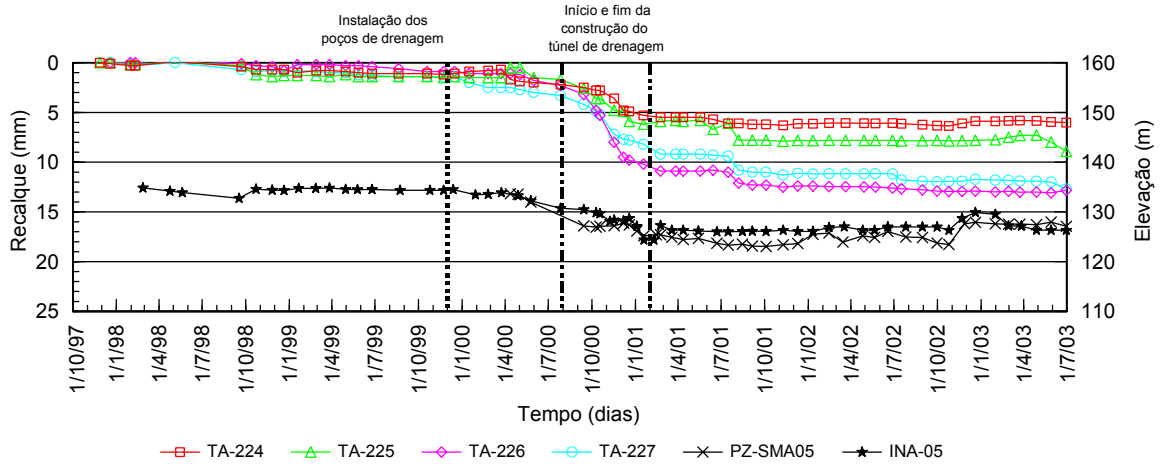


Figura 4.20 – Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 6, piezômetro PZ-SMA05 e INA-05.

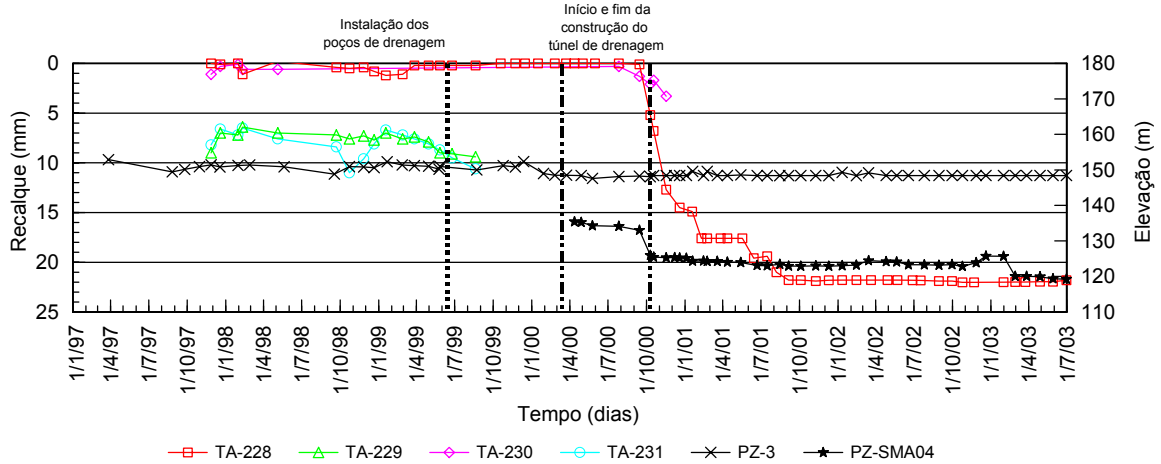


Figura 4.21 – Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 7, piezômetro PZ-3.1 e PZ-SMA04.

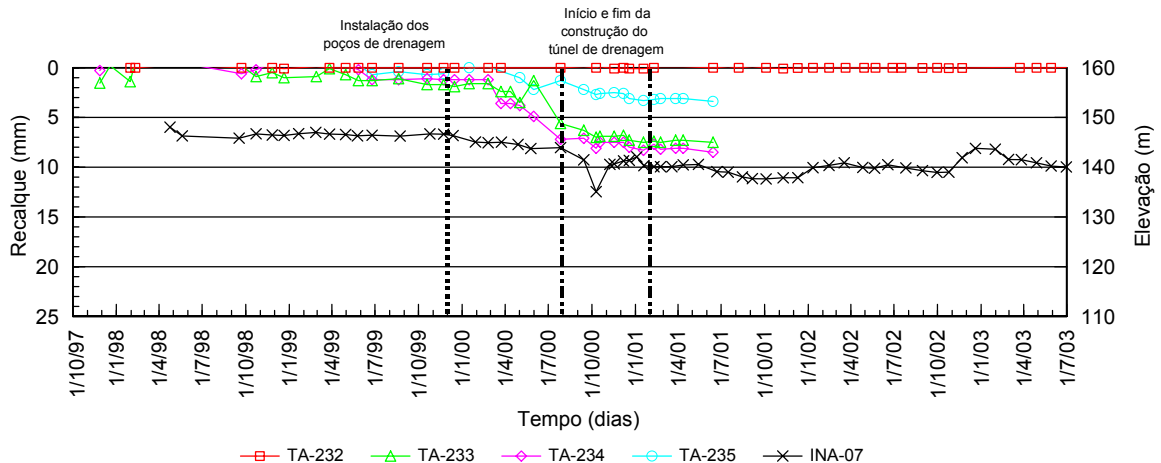


Figura 4.22 – Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 8 e INA-07.

Os gráficos mostram que anteriormente à construção do túnel de drenagem os recalques ocorridos deviam, basicamente, representar a componente vertical da movimentação do maciço.

Os recalques maiores ocorreram devido ao rebaixamento do nível d'água, provocado pelo túnel de drenagem. Este rebaixamento produz aumento das tensões efetivas e conseqüentemente recalques por adensamento do solo. Este fenômeno foi pesquisado por Farulla (2004) e está apresentado no item 2.2.6 desta dissertação.

4.4.5. Inclinômetros

Foram analisadas as informações fornecidas pelos inclinômetros:

- I-01 a I-04 e I-05A, localizados nas proximidades do Apoio 7;
- I-05, I-09 a I-11 e I-10A, localizados nas proximidades do Apoio 8;
- I-06, I-07, I-12 e I-13, localizados nas proximidades do Apoio 6;
- I-08, situado à meia distância entre os Apoios 6 e 7;
- I-11A, situado 70 metros a jusante do Apoio 6;
- I-14 e I-15, localizados no platô superior, cerca de 70 a 80 metros acima da rodovia.

A localização desses instrumentos pode ser vista na Figura 4.12.

Com os dados dos inclinômetros foram montados gráficos que mostram a evolução dos perfis de deslocamentos, para as direções A e B, a resultante destes deslocamentos, bem como sua direção. A partir da soma vetorial dos deslocamentos nas direções A e B, determinou-se a magnitude do vetor deslocamento resultante, e sua deflexão em relação ao sistema cartesiano. Adotou-se para esses eixos a orientação da DERSA, onde o eixo B(+)

encontra-se deslocado de 32° em relação à direção norte, no sentido da direção leste, sendo o eixo A(+) perpendicular ao eixo B. Detalhes dos gráficos dos inclinômetros podem ser vistos no Apêndice D através das Figuras D.1 a D.17.

A Tabela 4.5 apresenta um resumo dos dados dos inclinômetros instalados na encosta do VA-19 mostrando os deslocamentos medidos e a profundidade onde ocorriam os deslocamentos na leitura realizada em julho de 2000 (última leitura antes da execução do túnel de drenagem).

Tabela 4.5 – Dados dos inclinômetros.

Inclinômetro	Data de instalação	Data do L0	Cota do terreno (m)	Profundidade Desl. (m)	Deslocamento (mm)
I-01	12/12/90	10/01/91	164,472	33,0	66,4
I-03	12/12/90	10/01/91	164,454	26,5	60,0
I-04	12/12/90	10/01/91	153,458	27,0	50,3
I-05	12/12/90	10/01/91	165,404	7,5	15,5
I-05A	29/04/99	29/04/99	155,249	-	-
I-06	25/03/98	23/04/98	147,970	33,0	11,8
I-07	19/03/98	23/04/98	158,269	19,0	23,2
I-08	11/03/98	25/04/98	155,980	31,5	10,0
I-09	07/04/98	20/04/98	169,525	5,0	19,5
I-10	22/03/99	27/03/99	170,055	-	-
I-10A	27/04/99	27/04/99	164,077	-	-
I-11	31/03/99	05/04/99	156,873	-	-
I-11A	28/05/99	23/06/99	133,548	-	-
I-12	04/04/98	20/04/98	146,721	24,5	10,3
I-13	23/02/99	04/03/99	146,797	33,0	3,4
I-14	23/04/99	30/04/99	174,627	20,0	4,8
I-15	20/05/99	25/05/99	165,145	31,0	4,2

Considerando o deslocamento horizontal medido e a profundidade onde ocorriam estes deslocamentos pode-se agrupar os inclinômetros de mesmas características. Foram observados quatro tipos de deslocamentos:

- I-01, I-03, I-04, I-06, I-07, I-08, I-12 e I-13 apresentaram plano de deslizamento bem definido a grandes profundidades;
- I-09 apresentou plano de deslizamento bem definido em profundidade mais rasa;
- I-05, I-05A, I-10, I-10A, I-11 e I-11A não apresentaram uma tendência clara de movimentação;
- I-14 e I-15 apresentaram plano de deslizamento bem definido a grandes profundidades, porém a resultante dos deslocamentos destes inclinômetros apresentam direções praticamente contrárias às apresentadas pelos outros inclinômetros (Figura 4.12). A direção da movimentação medida nos inclinômetros depende muito da instalação do instrumento. Os inclinômetros I-14 e I-15 são mais recentes e não desenvolveram bem os deslocamentos, pois a encosta foi estabilizada.

Os inclinômetros I-01 (Figura D.1), I-03 (Figura D.2), I-04 (Figura D.3), I-06 (Figura D.6), I-07 (Figura D.7), I-08 (Figura D.8), I-12 (Figura D.14) e I-13 (Figura D.15) apresentaram plano de deslizamento bem definido, com profundidades entre 19 m e 33 m, e magnitudes variando de 3,4 mm a 66,4 mm. A posição da superfície de deslizamento não sofreu variação significativa ao longo do tempo.

A Figura 4.23 apresenta como exemplo os deslocamentos horizontais resultantes e a direção destes deslocamentos, medidos no inclinômetro I-01.

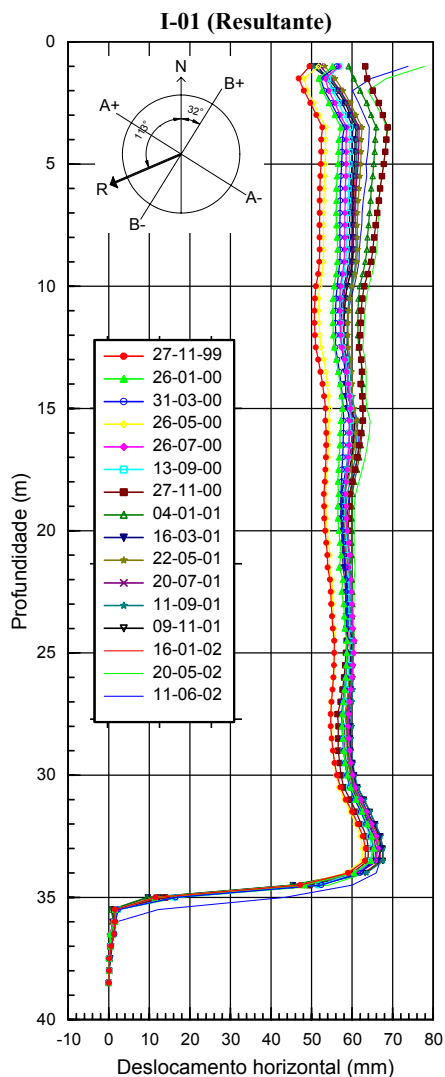


Figura 4.23 – Deslocamento horizontal resultante medido no inclinômetro I-01.

O inclinômetro I-08 sofreu efeitos mais diretos decorrentes da escavação do túnel de drenagem. A escavação passa a pequena distância deste inclinômetro, a cerca de 32 m de profundidade. Provavelmente, a movimentação localizada do I-08, aproximadamente nesta profundidade (Figura D.8), esteja associada ao alívio de tensões provocado pela escavação próxima, tendo os deslocamentos se concentrado ao longo do plano de movimentação pré-existente no maciço. De acordo com a Vecttor Projetos (2001), no material encontrado na escavação do túnel de drenagem, na região da superfície de deslizamento do I-08, observou-se presença de material amolgado com planos espelhados e estriados sobrejacente a gnaisses

pouco alterados, indicando que ali se tenha, provavelmente, cruzado a zona da movimentação principal do maciço.

O inclinômetro I-09 apresentou plano de deslizamento bem definido, a profundidade de 5 m (profundidade bem mais rasa comparando-se com os inclinômetros citados anteriormente).

A Figura 4.24 apresenta os deslocamentos horizontais resultantes, medidos no inclinômetro I-09.

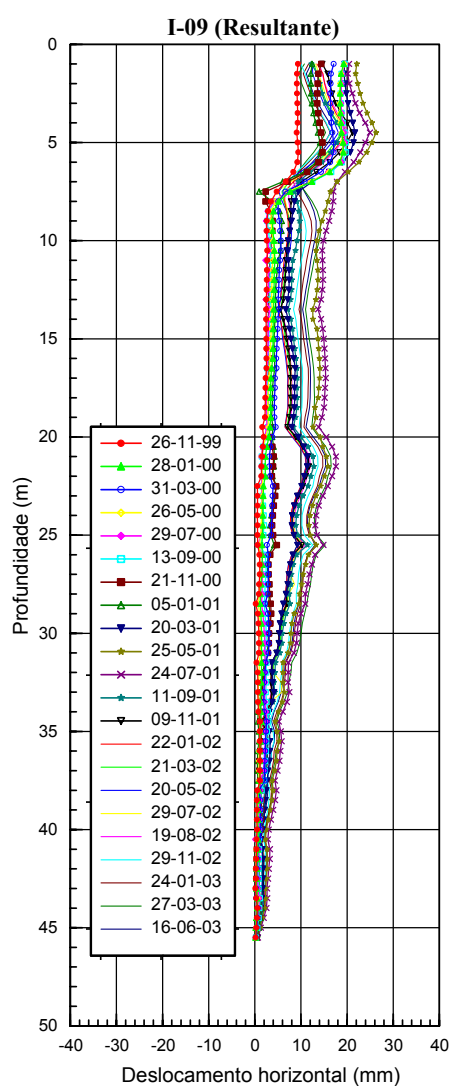


Figura 4.24 – Deslocamento horizontal resultante medido no inclinômetro I-09.

Os inclinômetros I-05A (Figura D.5), I-10 (Figura D.10), I-10A (Figura D.11), I-11 (Figura D.12) e I-11A (Figura D.13) não apresentaram uma tendência clara de movimentação. Estes inclinômetros apresentaram deslocamentos na superfície, provavelmente atribuíveis aos recalques do maciço advindos do rebaixamento.

A Figura 4.25 apresenta como exemplo os deslocamentos horizontais resultantes, medidos no inclinômetro I-10.

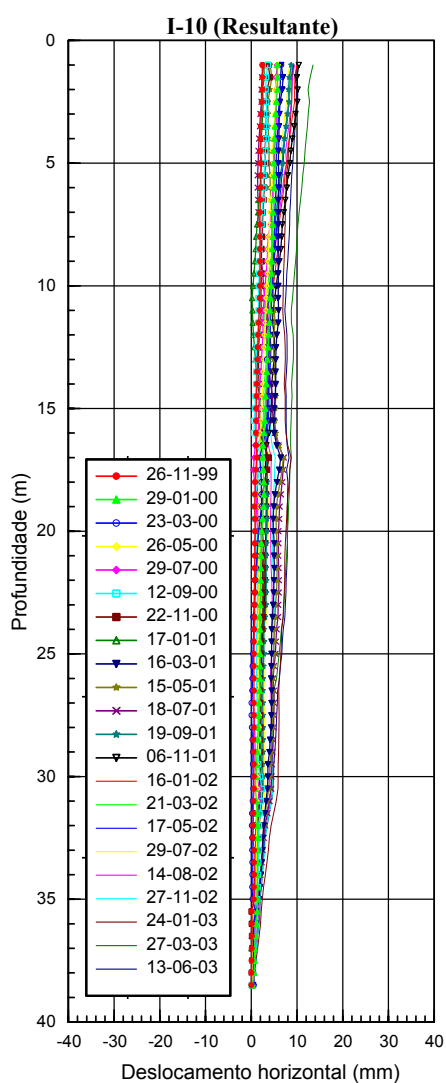


Figura 4.25 – Deslocamento horizontal resultante medido no inclinômetro I-10.

Os inclinômetros I-14 (Figura D.16) e I-15 (Figura D.17) apresentaram plano de deslizamento bem definido, com profundidades de 20 m e 31 m, respectivamente. As

magnitudes máximas eram de 4,8 mm (I-14) e 4,2 mm (I-15), anteriormente à execução do túnel de drenagem. Com a escavação do túnel, os deslocamentos horizontais chegaram a 48,2 mm no inclinômetro I-14 e 20,8 mm no I-15. A resultante dos deslocamentos destes inclinômetros apresentam direções praticamente contrárias às apresentadas pelos outros inclinômetros (Figura 4.12).

O inclinômetro I-02 encontra-se inoperante a partir de março de 1997 (não foram encontrados, nos arquivos da ECOVIAS, os dados das leituras deste inclinômetro). O I-02 foi instalado em 1990 à montante do apoio 7. De acordo a Vector Projetos (1999), este inclinômetro apresentou ao final do período de leituras disponível (março/1997) um deslocamento resultante total de 38,7 mm na profundidade de 24,5 m, com uma orientação S 64 W, ou seja, de azimute de 244°. Os deslocamentos deste inclinômetros foram incorporados para ajudar a compor o quadro de movimentação do maciço (Figura 4.12). As Figuras 4.26 e 4.27 ilustram os deslocamentos horizontais deste inclinômetro nas direções A e B.

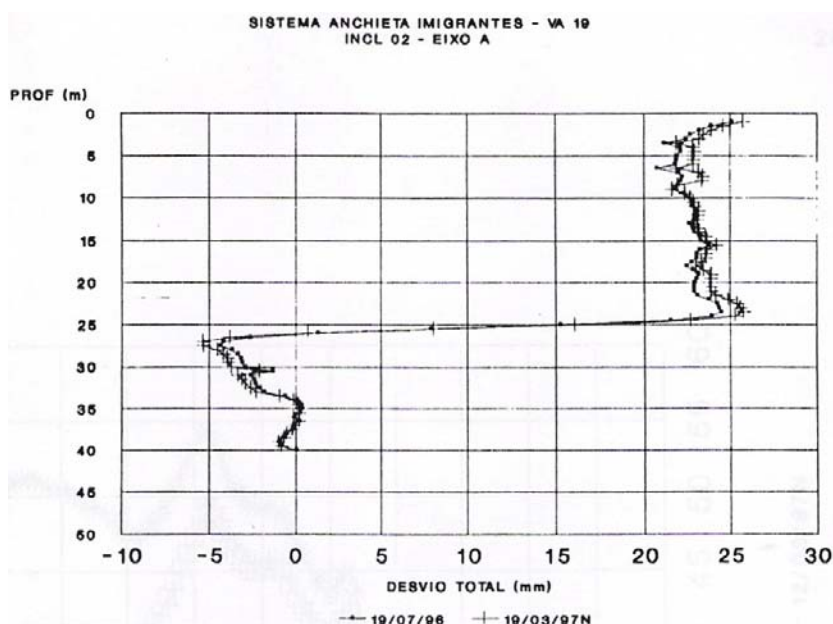


Figura 4.26 – Deslocamento horizontal do inclinômetro I-02 na direção A (Figueiredo Ferraz, 1997).

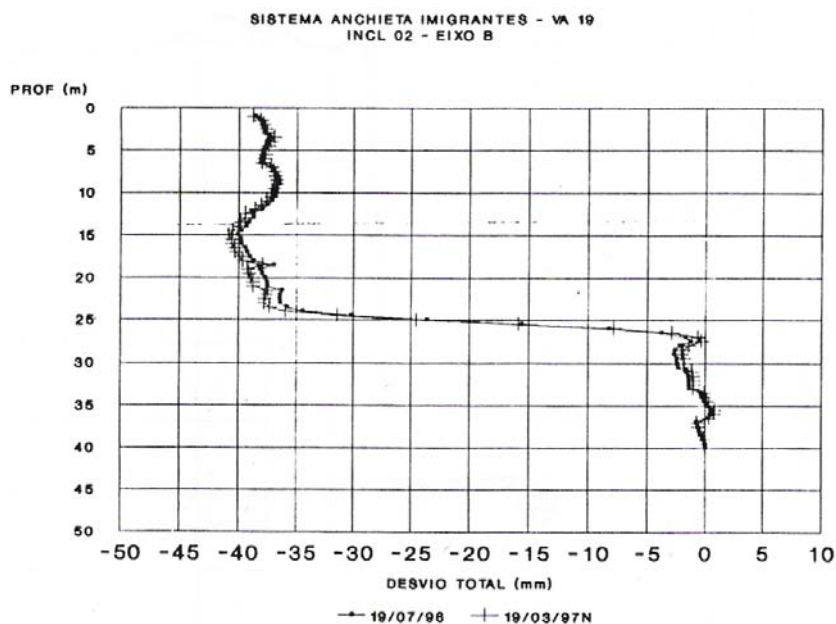


Figura 4.27 – Deslocamento horizontal do inclinômetro I-02 na direção B (Figueiredo Ferraz, 1997).

Um aspecto importante é que após a execução dos poços de drenagem os inclinômetros apresentaram apenas pequenas oscilações nas leituras, devidas aos efeitos do pequeno rebaixamento do nível d'água.

A Figura 4.28 apresenta a evolução dos deslocamentos dos inclinômetros com o tempo. Foi considerado o deslocamento resultante correspondente à profundidade de deslocamento indicada na Tabela 4.5. O gráfico foi montado para os inclinômetros que apresentaram plano de deslizamento bem definido a grandes profundidades.

Os deslocamentos observados nos inclinômetros do apoio 6 (I-06, I-7, I-8, I-12 e I-13) e do apoio 7 (I-01, I-03 e I-04) a partir do mês de outubro de 2000 devem ser decorrentes do rebaixamento do nível d'água produzido pelo túnel de drenagem.

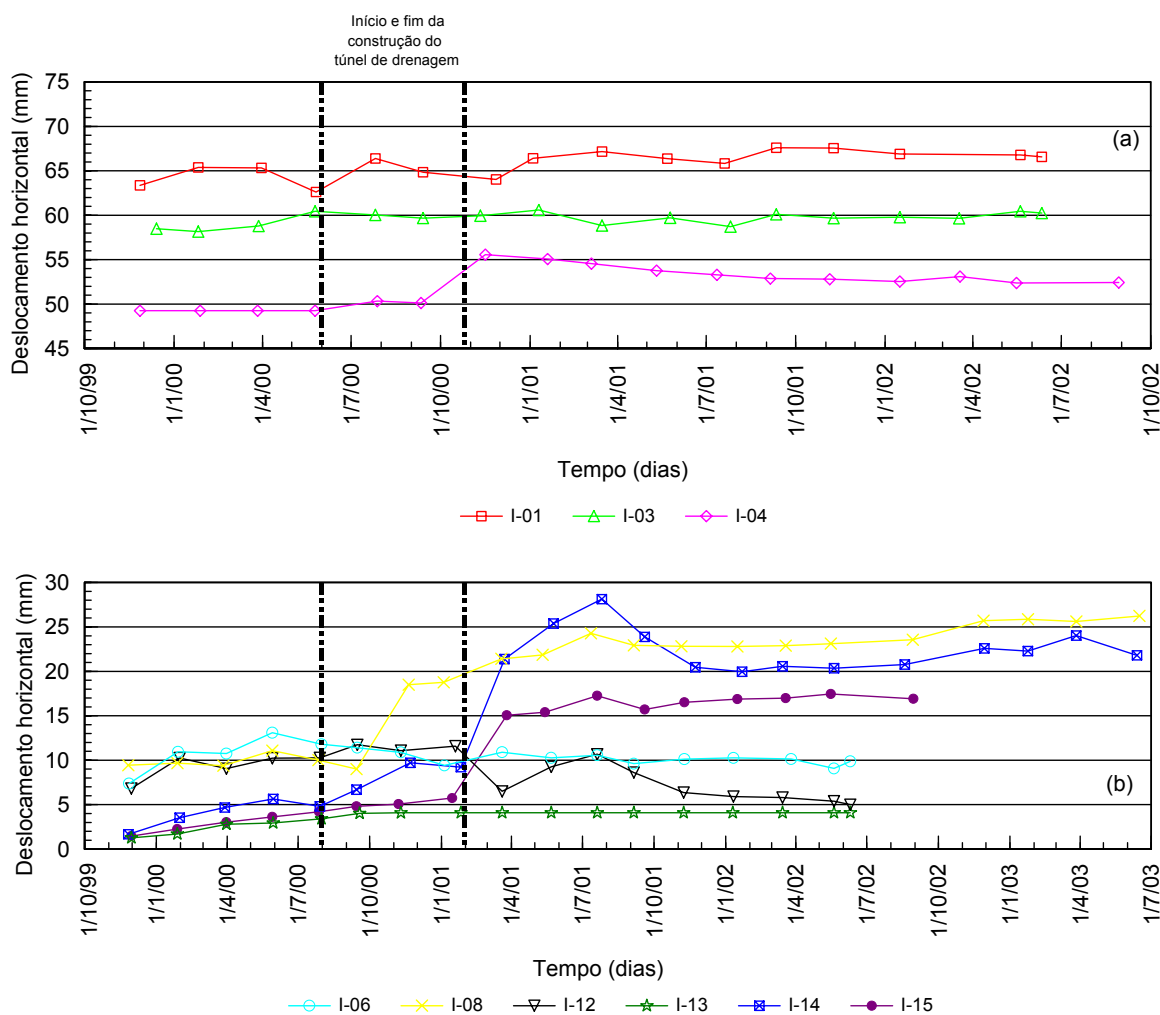


Figura 4.28 – Evolução dos deslocamentos com o tempo.

O gráfico apresentado na Figura 4.28 mostra que os inclinômetros I-14 e I-15 foram os últimos a serem afetados pelo rebaixamento provocado pelo túnel de drenagem, provavelmente por estarem mais distantes e em cotas mais elevadas.

Observa-se na Figura 4.28 que após os deslocamentos provocados pelo efeito do rebaixamento do nível d'água que durou aproximadamente seis meses, não ocorreram incrementos de deslocamentos significativos.

Foram correlacionados os dados dos deslocamentos dos inclinômetros com as medidas de piezômetros e medidores de nível d'água instalados próximos de cada inclinômetro.

A Figura 4.29 apresenta as correlações entre os inclinômetros do apoio 6 (I-06, I-8, I-12 e I-13), o piezômetro PZ-SMA05 e INA-05. Observa-se que anteriormente à execução do túnel, mesmo com o nível d'água aparentemente estável, conforme mostra o INA-05, os inclinômetros indicavam incrementos nos deslocamentos. Após a execução do túnel os inclinômetros apresentam tendência de estabilização.

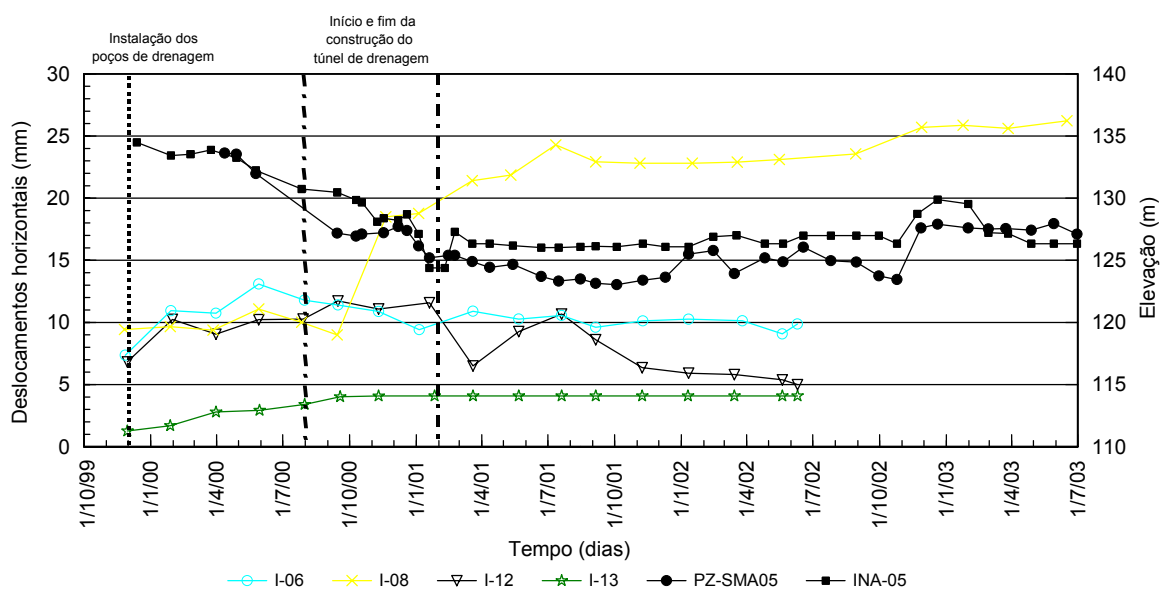


Figura 4.29 – Correlação entre inclinômetros do apoio 6, piezômetro PZ-SMA05 e INA-05.

A Figura 4.30 apresenta as correlações entre os inclinômetros do apoio 7 (I-01, I-03 e I-04) e o piezômetro PZ-SMA04. Pode-se notar que estes inclinômetros sofreram pequenos deslocamentos decorrentes do rebaixamento do nível d'água, mostrado pelo PZ-SMA04, mas que os movimentos permaneceram estáveis após a construção do túnel de drenagem, indicando que o entorno do apoio 7 não está sendo afetado por deslocamentos profundos e que o sistema de drenagem profunda está sendo eficiente.

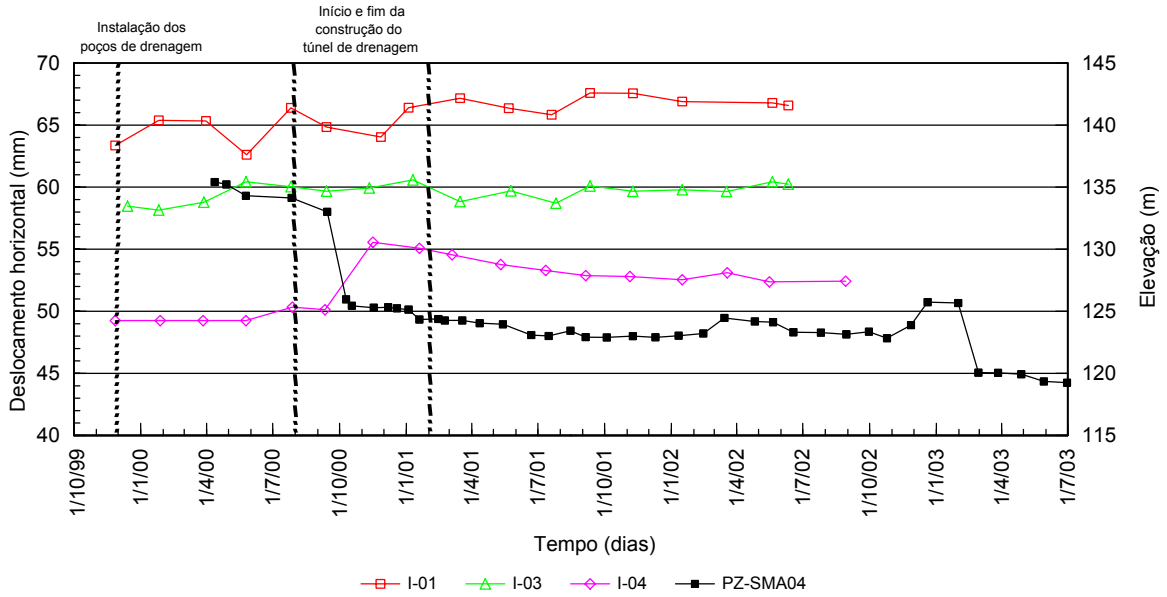


Figura 4.30 – Correlação entre inclinômetros do apoio 7 e piezômetro PZ-SMA04.

Na Figura 4.31 está apresentado o gráfico das velocidades dos movimentos. Pode-se observar que os movimentos ocorriam a velocidades muito baixas (máximo 2 mm/mês). Com a execução do túnel de drenagem as velocidades aumentaram (máximo 6 mm/mês) em decorrência do rebaixamento do lençol freático. Após o rebaixamento as velocidades indicam estabilização do movimento.

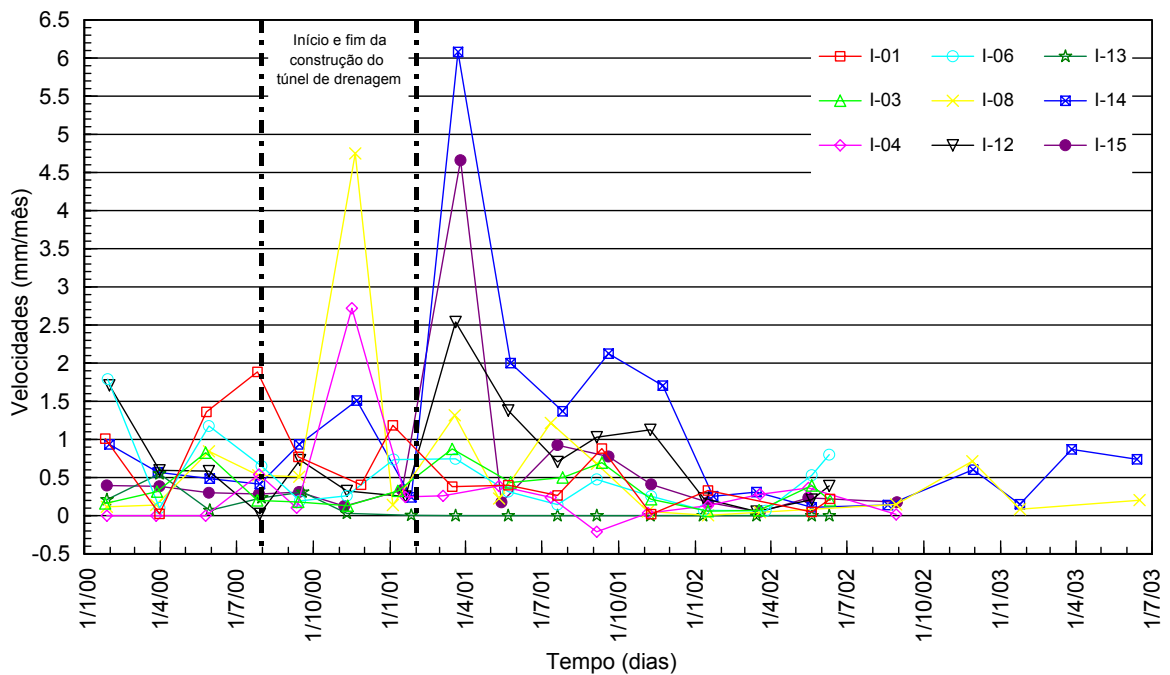


Figura 4.31 – Gráfico das velocidades dos movimentos.

4.5. Análise da eficiência do rebaixamento do nível d'água para estabilização da encosta

Foram elaboradas seções da encosta do VA-19, procurando-se cruzar as informações de geologia, deslocamento dos inclinômetros, nível d'água, e níveis piezométricos. Como não foi possível o acesso aos boletins de sondagens, adotou-se o modelo geológico elaborado pela Vecttor Projetos (1998 e 1999a).

A partir destas seções verificou-se a profundidade onde ocorria o máximo deslocamento, estimando-se a provável superfície de escorregamento e a posição do nível d'água após a execução do túnel de drenagem. Também foi realizada a análise de estabilidade da encosta para verificação do incremento no fator de segurança (ΔFS), conseguido através do rebaixamento do lençol freático.

Na Figura 4.32 está apresentada a planta de locação destas seções, bem como locação das sondagens e instrumentação.

A Figura 4.33 mostra a seção 1, onde estão indicados os inclinômetros I-11A, I-12, I-13, I-07 e I-15. O inclinômetro I-11A apresentou deslocamentos significativos a aproximadamente 27 m de profundidade, o I-12 a 24,5 m de profundidade, o I-13 a 33 m de profundidade e o I-07 a 19 m de profundidade. Observou-se que o deslocamento do inclinômetro I-15 foi bem menor (4,2mm) e de característica bem distinta dos outros inclinômetros. Em fevereiro de 1998 a instrumentação indicou o nível d'água a aproximadamente 5 m de profundidade. Após a execução do túnel de drenagem, o nível d'água lido nos instrumentos encontrava-se a uma profundidade média de 24 m.

Na seção 2 (Figura 4.33) estão indicados os inclinômetros I-04, I-05A, I-02 e I-14. Em fevereiro de 1998 a instrumentação indicou o nível d'água a aproximadamente 6 m de profundidade. Após a execução do túnel de drenagem, o nível d'água lido nos instrumentos encontrava-se a aproximadamente 21 m de profundidade. O máximo deslocamento ocorre a

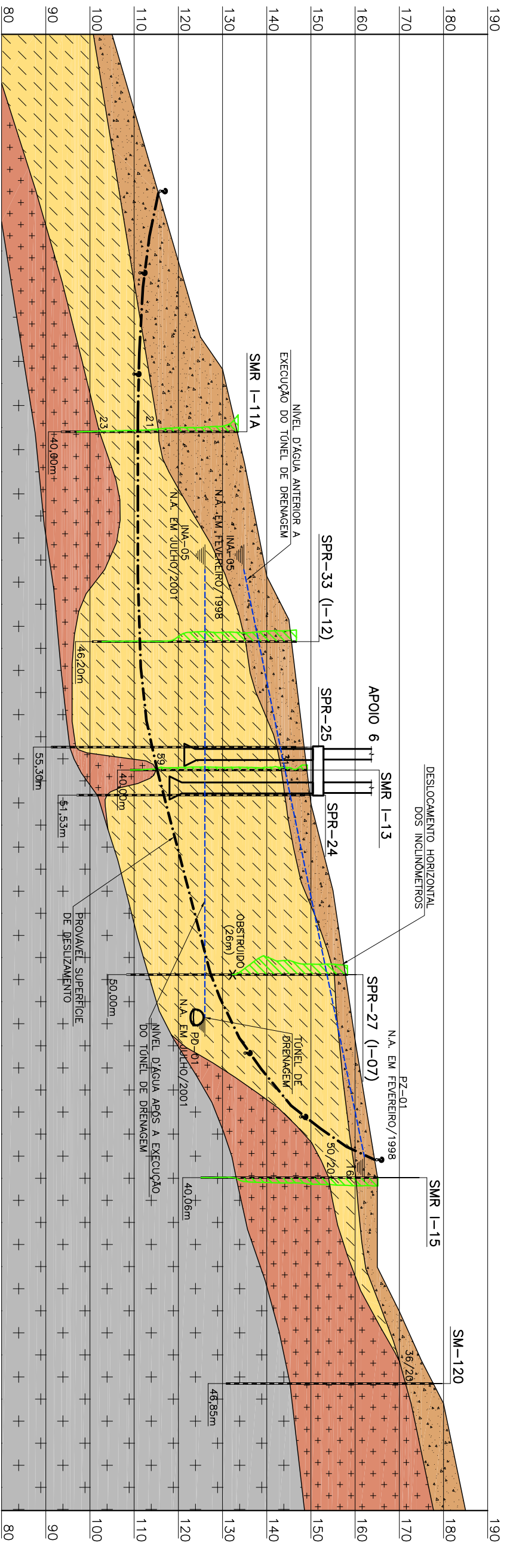
24,5 m de profundidade no inclinômetro I-02 e a 27 m no inclinômetro I-04. Observou-se que o deslocamento do inclinômetro I-14 foi bem menor (4,8mm) e de característica bem distinta dos outros inclinômetros.

Na Figura 4.34 está apresentada a seção 3 que mostra os inclinômetros I-13, I-01 e I-14. Em fevereiro de 1998 a instrumentação indicou o nível d'água a aproximadamente 14,5 m de profundidade. Após a execução do túnel de drenagem, o nível d'água lido nos instrumentos encontrava-se a aproximadamente 35 m de profundidade. O máximo deslocamento ocorre a 33 m de profundidade tanto no inclinômetro I-01 como no I-13.

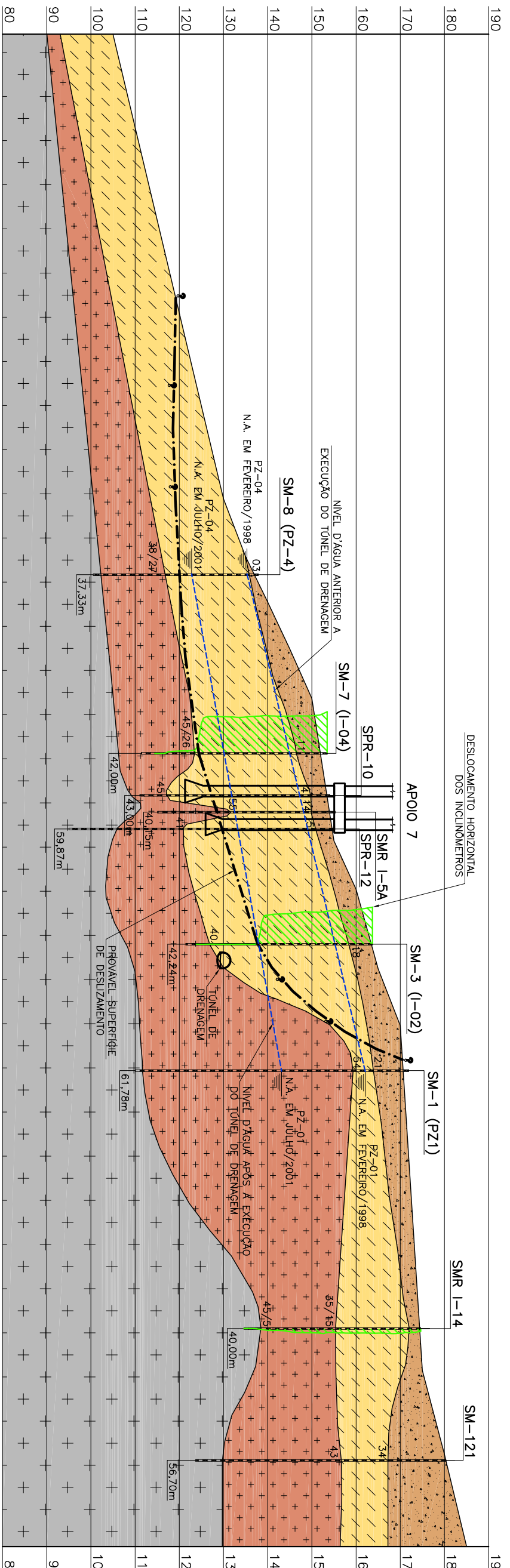
Na seção 4 (Figura 4.34) estão indicados os inclinômetros I-02 e I-12. O máximo deslocamento ocorre a 24,5 m em ambos os inclinômetros. Em fevereiro de 1998 a instrumentação indicou o nível d'água a aproximadamente 16 m de profundidade, tendo sido medido a aproximadamente 36 m de profundidade após a execução do túnel de drenagem.

Após análise das seções e da instrumentação tentou-se estimar em planta a provável superfície de deslizamento, conforme ilustra a Figura 4.32. De acordo com as seções (Figuras 4.33 e 4.34) foi estimado que o início da superfície de deslizamento não cruza o biotita gnaisse muito alterado com índice de resistência à penetração N_{SPT} maior que 40 golpes, que se localiza a aproximadamente 12 m de profundidade nas proximidades do inclinômetro I-15 e do piezômetro PZ-1.

Pode-se observar através das quatro seções (Figuras 4.33 e 4.34) que a superfície de deslizamento passa pela camada de solo residual, constituído por silte arenoso micáceo, com índice de resistência à penetração N_{SPT} menor que 40 golpes, com eventuais passagens de gnaisse muito alterado e fraturado. Diferentemente dos casos apresentados no capítulo 3 (Cota 500 e Usina Henry Borden), também na Serra do Mar, a zona de movimentação situa-se muito abaixo das camadas superficiais de tálus.



SEÇÃO 1



SEÇÃO 2

LEGENDA

SOLOS

- TALUS / SOLO COLÚVIONÁRIO / ATERRADO
- SOLO RESIDUAL, SILTO-ARENOSO, BIOTITA GNAÍSE, MICAGEM TIRADO, MUITO FRATURADO (SPT < 40 GOLPES)

ROCHAS

- BIOTITA GNAÍSE, MEDIANAMENTE A MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, COM PASSAGENS DE SOLO RESIDUAL, SILTO-ARENOSO, MICAGEM DURO (SPT > 40 GOLPES)
- BIOTITA GNAÍSE, MEDIANAMENTE A POUCO ALTERADO, MEDIANAMENTE A POUCO FRATURADO

- CONTATO GEOLÓGICO INFERIDO
- NÍVEL D'ÁGUA INDICADO PELAS SONDAJENS
- NÍVEL D'ÁGUA INDICADO PELA INSTRUMENTAÇÃO
- PROVAVEL SUPERFICIE DE DESLIZAMENTO
- DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS INCLINÔMETROS

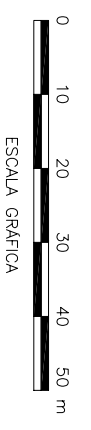


Figura 4.33 – Seções 1 e 2.

Foi realizada a análise de estabilidade da encosta considerando as seções 1 e 2 que representam melhor o sentido do movimento.

Na época da obra de estabilização não foram feitos ensaios de laboratório em amostras de solo para determinar os parâmetros de resistência dos materiais, portanto, admitiu-se que o solo deve estar na condição de resistência residual, com coesão nula e foi feita a retro-análise para $FS=1$, para obtenção do ângulo de atrito.

Considerou-se para a camada de tálus os mesmos parâmetros do solo residual e para o substrato rochoso foram considerados os parâmetros apresentados por Figueiredo Ferraz (1999).

Os parâmetros de resistência adotados para os materiais na análise de estabilidade estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Parâmetros de resistência adotados para os materiais.

Material	Densidade γ (kN/m³)	Coesão c' (kN/m²)	Ângulo de atrito ϕ' (°)
Tálus	18	0	à ser definido
Solo residual	18	0	à ser definido
Gnaisse muito alterado	19	100	35
Gnaisse pouco alterado	20	200	35

A análise de estabilidade foi realizada através do programa ESTÁVEL. Foram feitas simulações com superfície circular que conduziram a formas de rupturas incompatíveis com o comportamento real da encosta. A Figura 4.35 mostra como exemplo, a análise realizada para a seção 1.

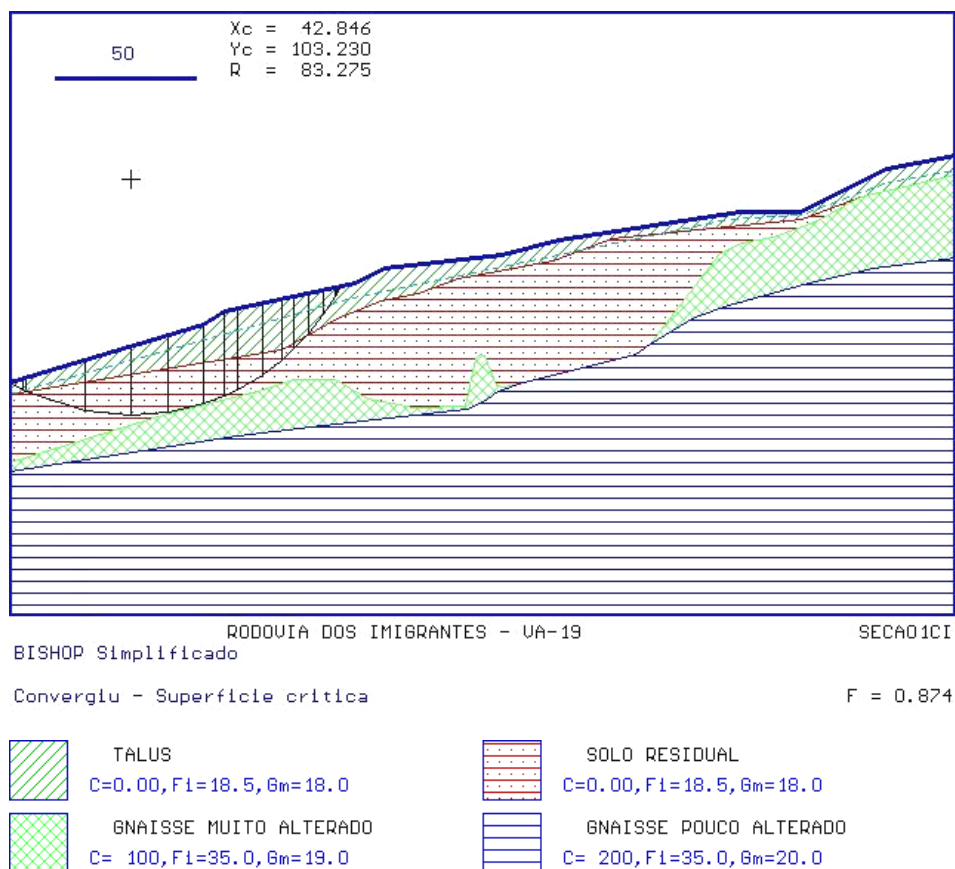
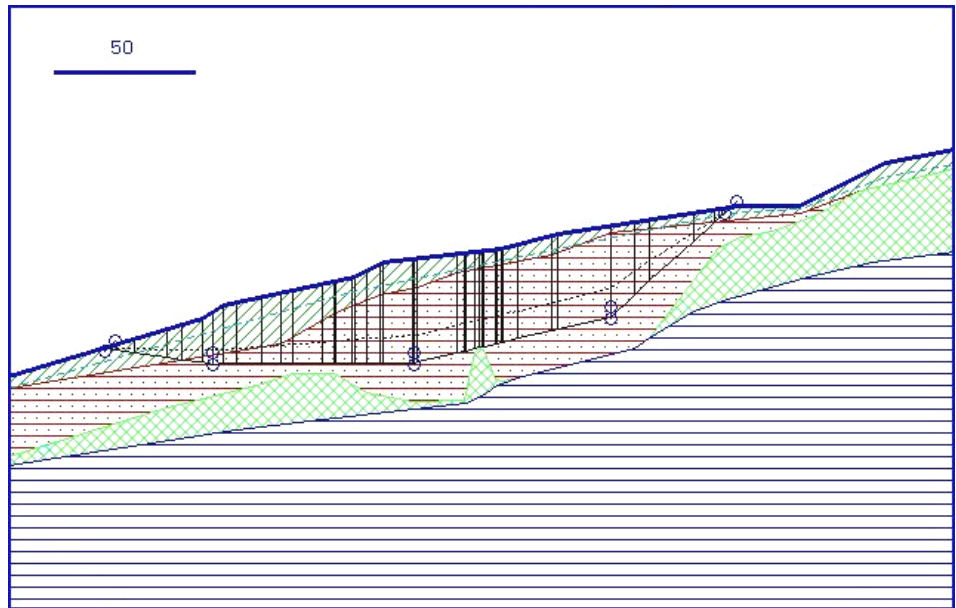


Figura 4.35 – Análise de estabilidade da seção 1 utilizando superfície circular.

Então, a retro-análise foi realizada com superfície não circular, utilizando-se o método de Spencer, e a superfície de deslizamento definida pela instrumentação e indicada nas seções.

Na Figura 4.36 estão apresentadas as retro-análises das seções 1 e 2, respectivamente, considerando a coesão do solo residual igual a 0, e a linha freática indicada pela instrumentação (anterior à execução do túnel de drenagem).

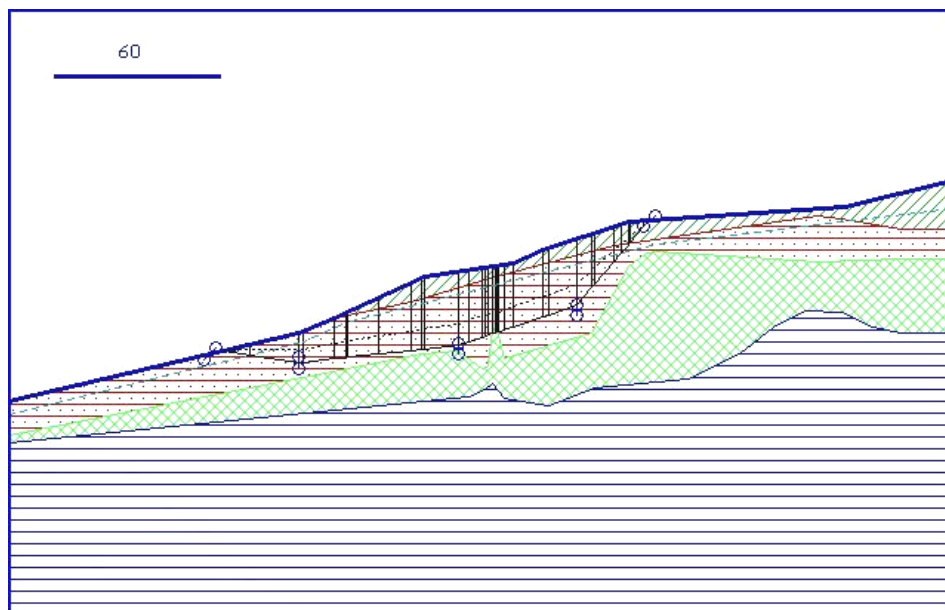
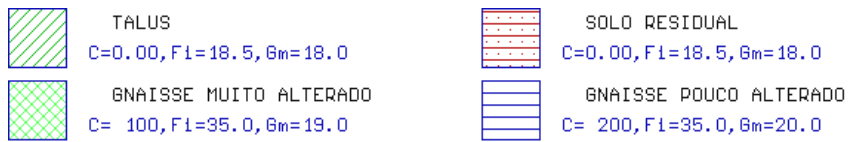
Para $FS = 1$, foi obtido um ângulo de atrito para o solo residual de $18,5^\circ$ na seção 1 e $22,5^\circ$ na seção 2.



SPENCER RODOVIA DOS IMIGRANTES - UA-19 SECA01

Convergü - Superfície crítica

F = 1.004



SPENCER RODOVIA DOS IMIGRANTES - UA-19 SECA02

Convergü - Superfície crítica

F = 1.003

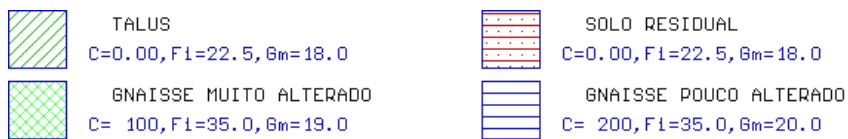


Figura 4.36 – Retro-análise das seções 1 e 2.

Também foi realizada a retro-análise considerando um modelo mais simples aplicável ao caso, o do “talude infinito”, pela expressão:

$$FS = \frac{c' + (\gamma \times Z - \gamma_a \times Z_a) \times \cos^2 \alpha \times \operatorname{tg} \phi'}{\gamma \times Z \times \operatorname{sen} \alpha \times \cos \alpha} \quad (1)$$

Onde:

c' , ϕ' = coesão e ângulo de atrito efetivos do solo;

γ e γ_a = pesos específicos do solo e da água, respectivamente;

Z e Z_a = alturas (medidas na vertical) da superfície potencial de ruptura até a superfície do terreno e até a superfície freática, respectivamente;

α = ângulo de inclinação do talude (admitido constante).

Foi obtido um ângulo de atrito de 23,5° na seção 1 e 21,3° na seção 2.

Após a retro-análise foram feitas análises de estabilidade da encosta considerando as seções 1 e 2. Para estas análises utilizou-se a linha freática indicada pela instrumentação, antes (Figura 4.37), durante (Figura 4.38) e após a execução do túnel de drenagem (Figuras 4.39 e 4.40), para verificação do incremento no fator de segurança ao longo do tempo.

Os parâmetros de resistência do solo utilizados nas análises de estabilidade são os indicados na Tabela 4.6, com ângulo de atrito do solo residual de 18,5° na seção 1 e 22,5° na seção 2.

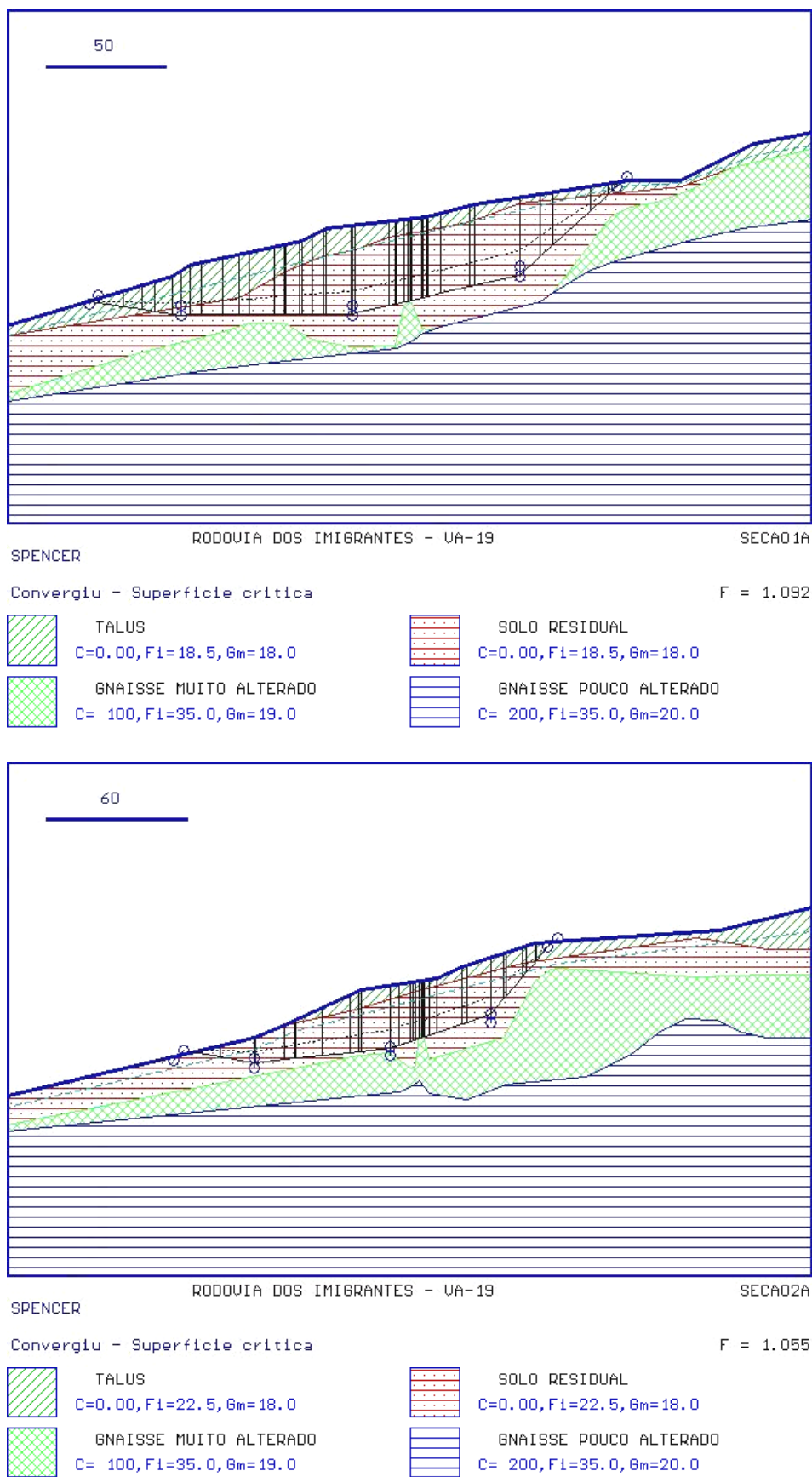


Figura 4.37 – Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido anteriormente a execução do túnel de drenagem (Julho/2000).

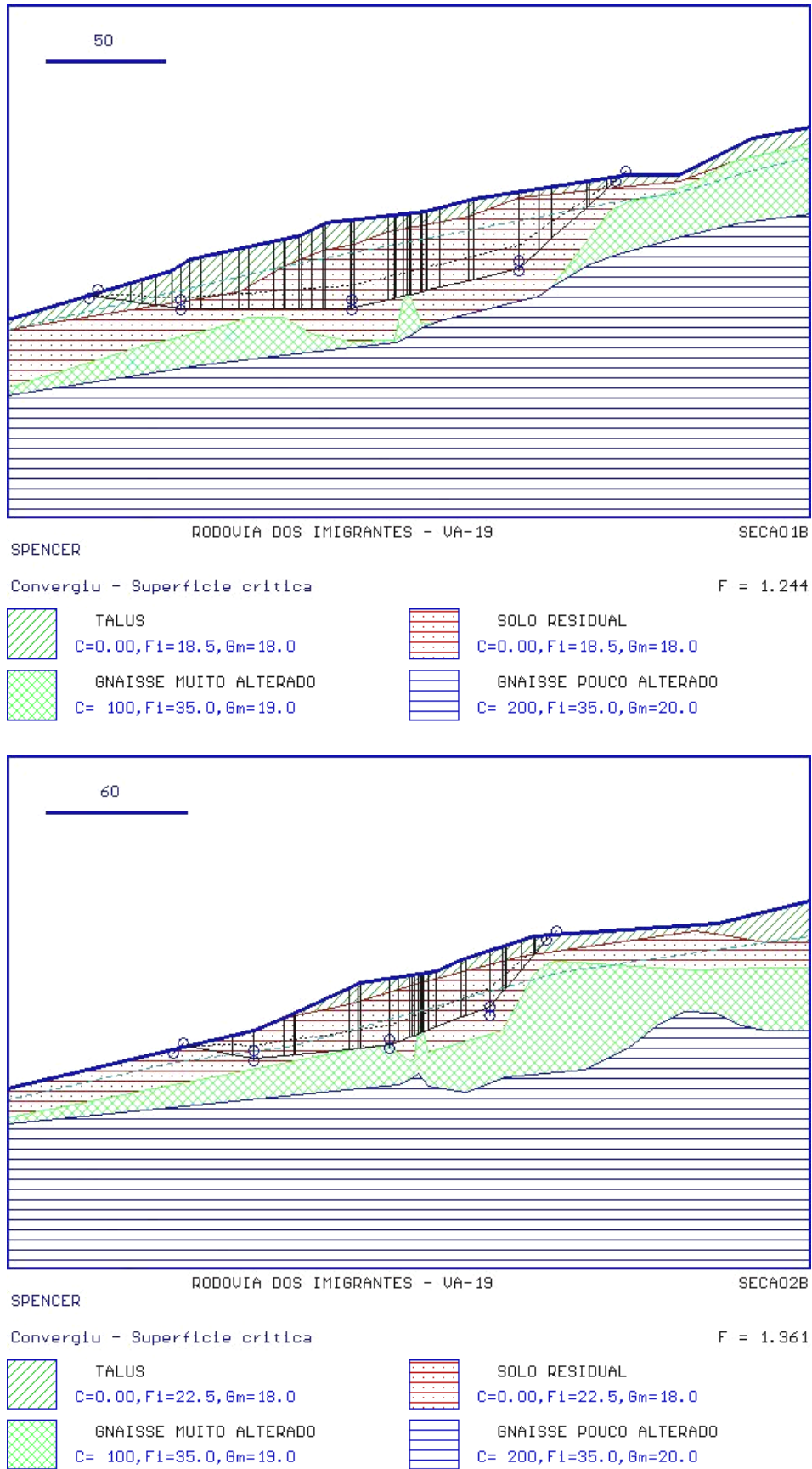


Figura 4.38 – Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido durante a execução do túnel de drenagem (Dezembro/2000).

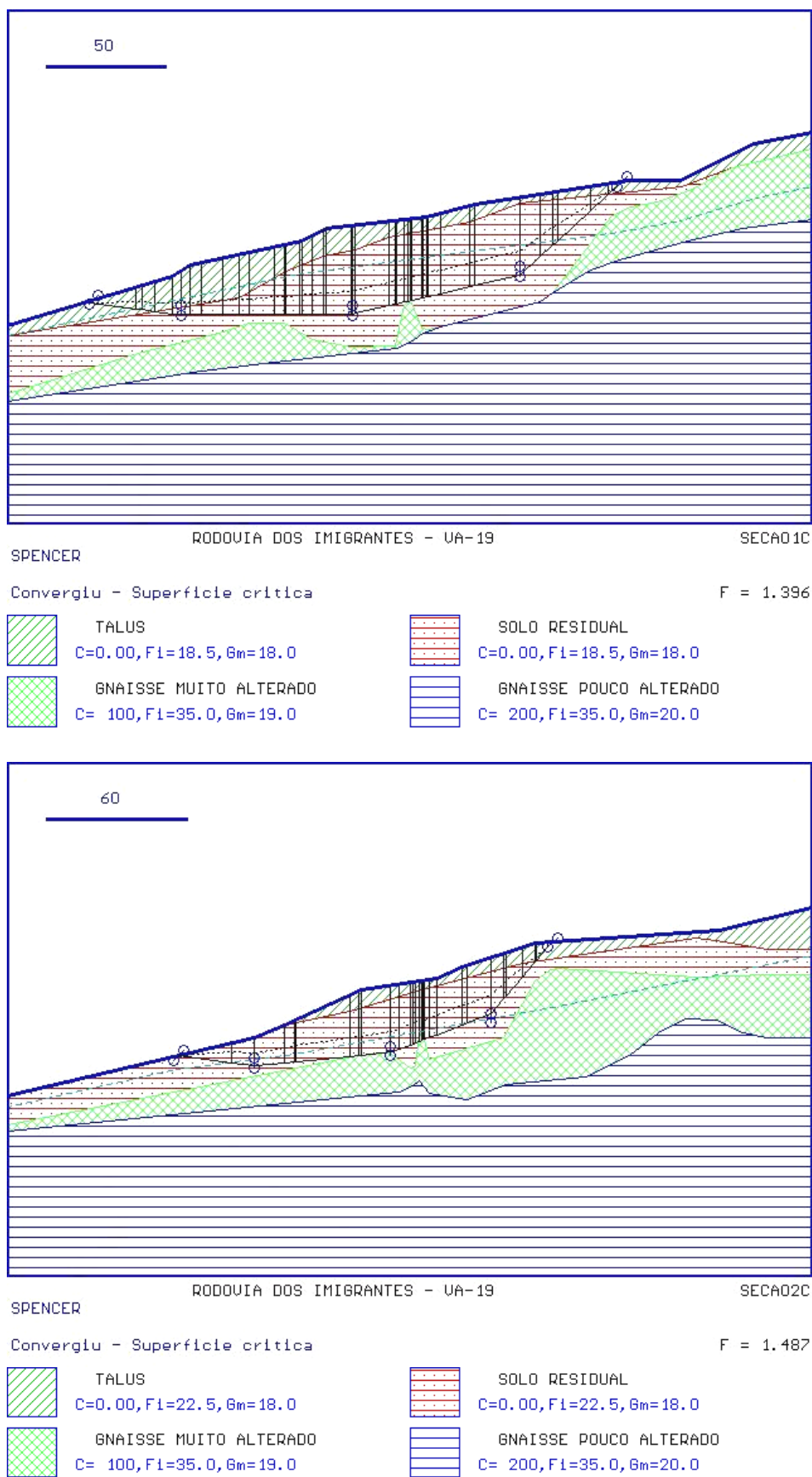


Figura 4.39 – Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido cinco meses após a execução do túnel de drenagem (Julho/2001).

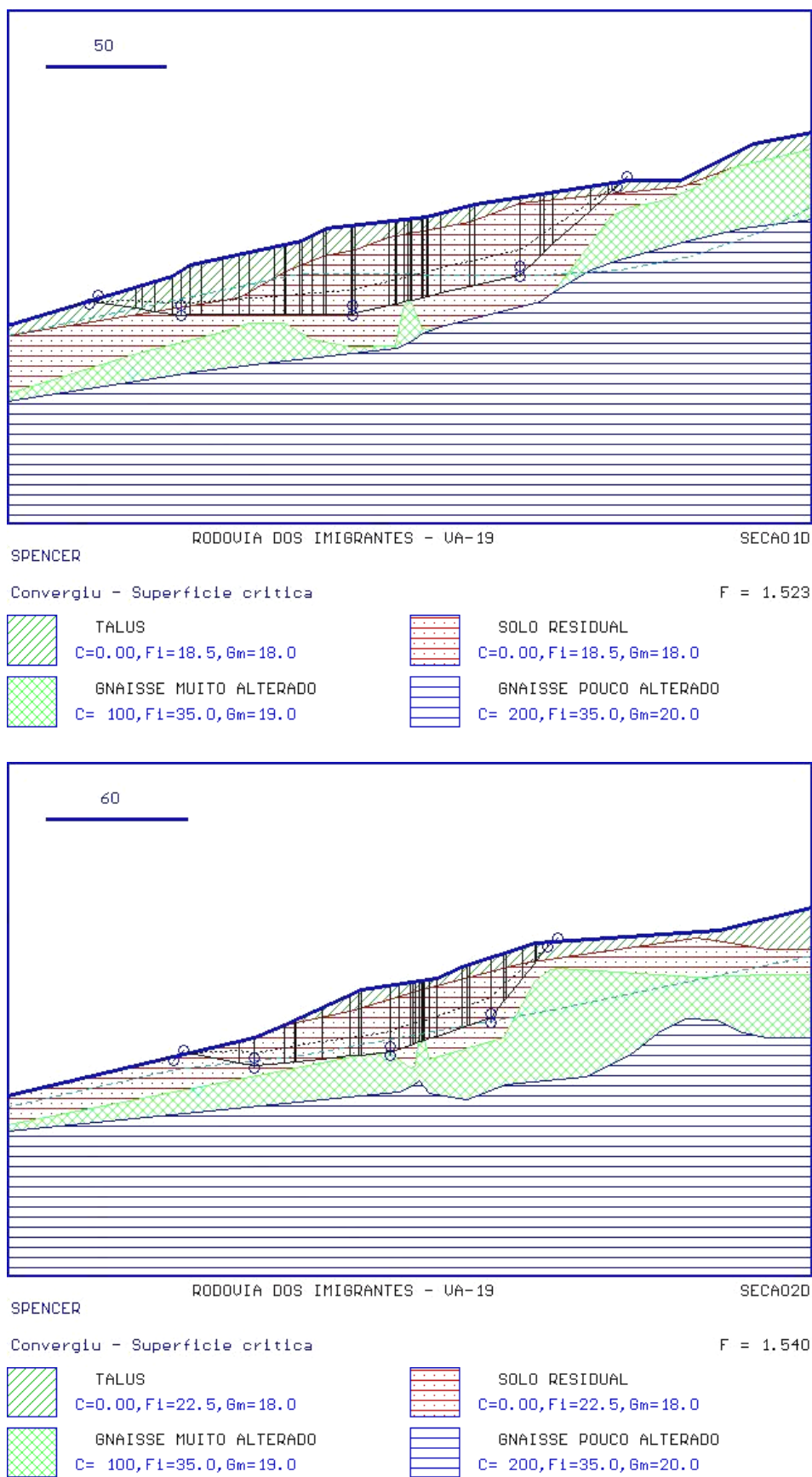


Figura 4.40 – Análise de estabilidade das seções 1 e 2 com nível d'água medido um ano e nove meses após a execução do túnel de drenagem (Outubro/2002).

Após o rebaixamento do lençol freático obteve-se um $FS=1,396$ (julho/2001) para a seção 1 e $FS=1,487$ (julho/2001) para a seção 2. Portanto, de acordo com a expressão: $\Delta FS = (FS_f - FS_i) / FS_i$, obteve-se um acréscimo no fator de segurança de 39% na seção 1 e 48% na seção 2, podendo-se considerar que em média foi obtido um acréscimo no fator de segurança de 44%.

O FS foi calculado, pelo método do “talude infinito” para cada metro do lençol freático rebaixado. As Figuras 4.41 e 4.42 ilustram este caso para as seções 2 e 3, respectivamente.

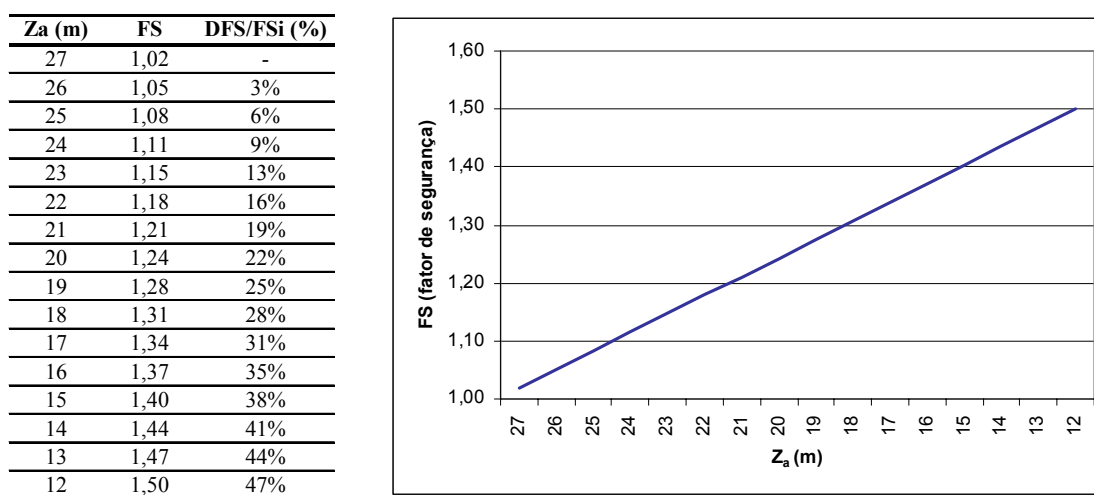


Figura 4.41 – Variação do fator de segurança da encosta em função do rebaixamento do lençol freático para a seção 1.

Pelo método do talude infinito, o acréscimo no fator de segurança, obtido após o rebaixamento do lençol freático, na seção 1 foi de 47%, considerando $Z_a = 12$ m, ou seja, que após o rebaixamento do lençol freático o nível d’água estava 12 m acima da superfície de deslizamento (Figura 4.33).

Z _a (m)	FS	DFS/FSi (%)
18	1,01	-
17	1,04	4%
16	1,08	8%
15	1,12	11%
14	1,16	15%
13	1,20	19%
12	1,23	23%
11	1,27	26%
10	1,31	30%
9	1,35	34%
8	1,39	38%
7	1,42	41%
6	1,46	45%
5	1,50	49%
4	1,54	53%
3	1,58	56%

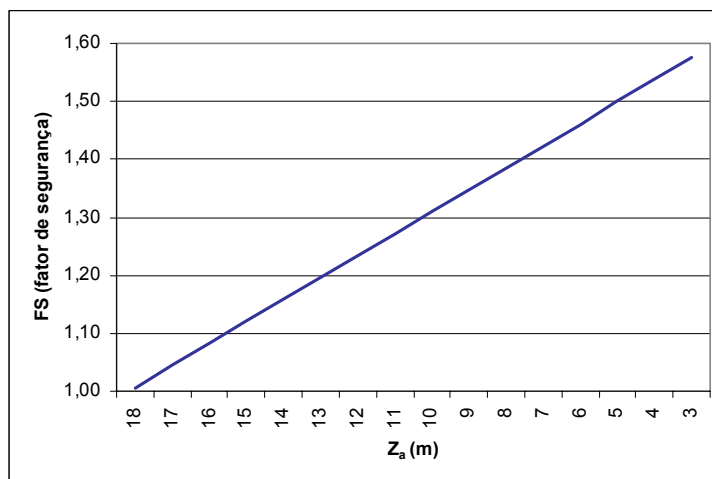


Figura 4.42 – Variação do fator de segurança da encosta em função do rebaixamento do lençol freático para a seção 2.

O acréscimo no fator de segurança, obtido após o rebaixamento do lençol freático, na seção 2 foi de 56%, considerando $Z_a = 3$ m, ou seja, que após o rebaixamento do lençol freático o nível d'água estava 3 m acima da superfície de deslizamento (Figura 4.34). Pode-se considerar que em média foi obtido um acréscimo no fator de segurança de 52%.

Para complementar a análise, o acréscimo no fator de segurança ao longo do tempo, obtido com o rebaixamento do lençol freático, foi comparado com os dados da instrumentação, apresentados anteriormente. As Figuras 4.43 e 4.44 mostram a correlação entre o FS, a instrumentação e a pluviometria, onde pode-se observar que após o rebaixamento do nível d'água houve acréscimo no fator de segurança. Com a redução das pressões neutras ocorreu aumento da tensão efetiva do solo resultando em maior resistência.

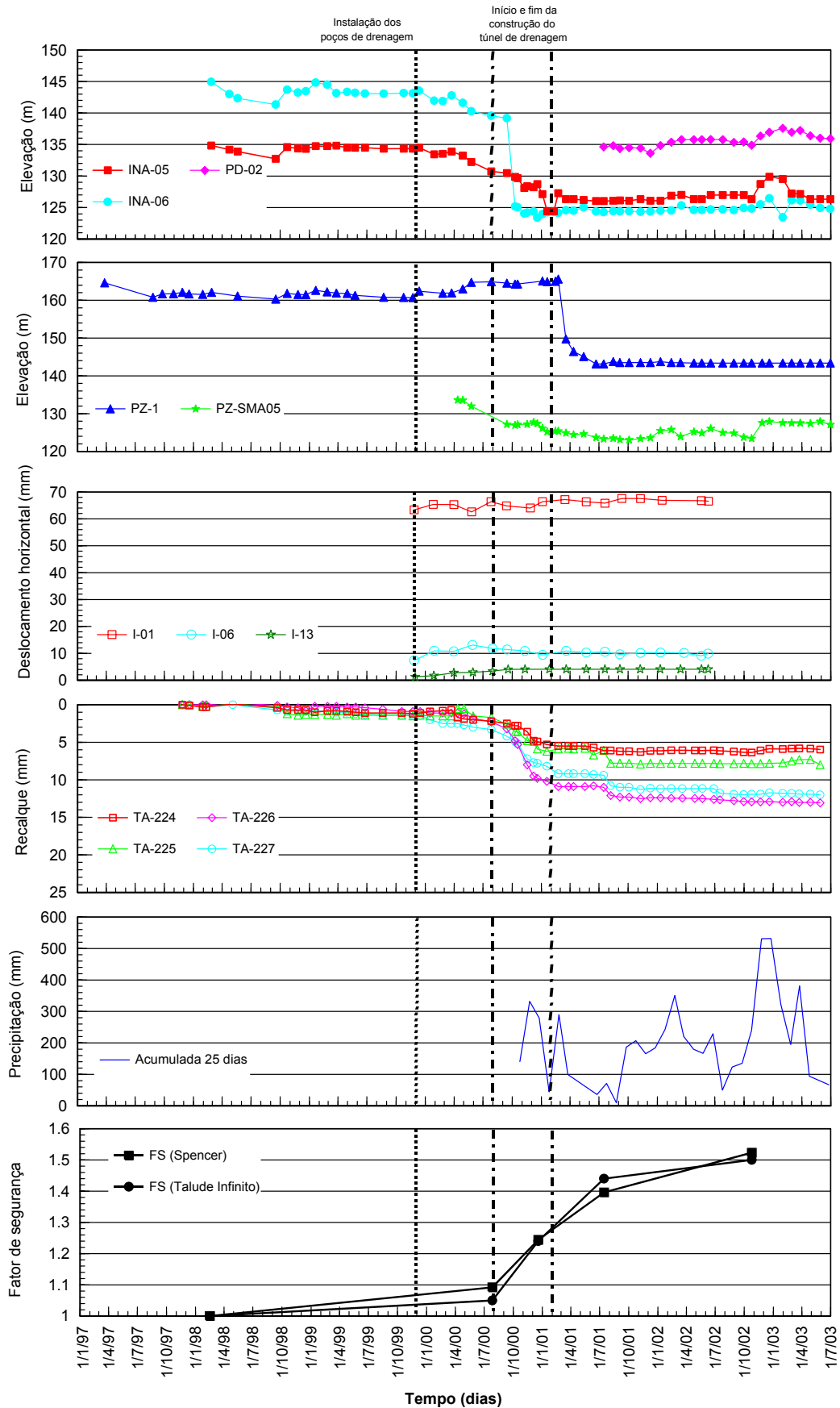


Figura 4.43 – Correlação entre medidores de nível d'água, piezômetros, inclinômetros, tassômetros, pluviometria acumulada a 25 dias e FS da seção 1.

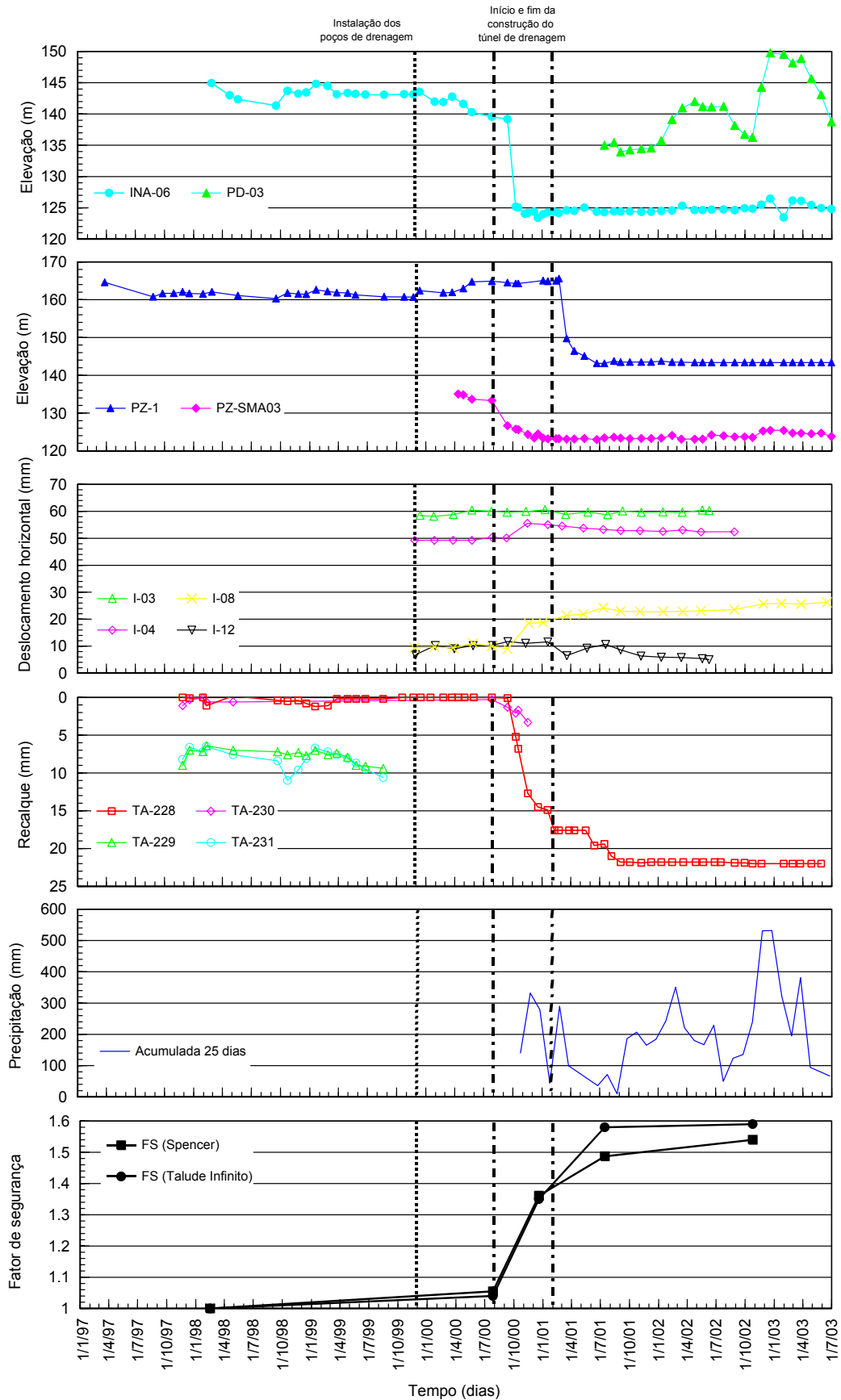


Figura 4.44 – Correlação entre medidores de nível d’água, piezômetros, inclinômetros, tassômetros, pluviometria acumulada a 25 dias e FS da seção 2.

Após análise da geologia, correlações elaboradas com os dados da instrumentação e análises de estabilidade pode-se afirmar que:

- A movimentação engloba a área dos apoios 6 e 7. O apoio 8 não é atingido pela movimentação, porém sofreu deslocamentos da estrutura em função da movimentação nos apoios 6 e 7;
- A superfície de deslizamento situa-se na camada de solo residual, muito abaixo das camadas superficiais de tálus;
- Trata-se de um movimento complexo, onde as velocidades de deslocamento não são iguais para os diversos pontos analisados. O movimento deve ter ocorrido por algum evento (provavelmente alto nível do lençol freático) que causou a ruptura, formando a superfície de deslizamento no solo residual. A partir de então o solo atingiu resistência residual e os movimentos tornaram-se sazonais em função da oscilação do nível freático;
- A eficiência do túnel de drenagem para o rebaixamento do lençol freático e conseqüente estabilização da encosta foi comprovada pela instrumentação instalada e pelo acréscimo no fator de segurança (ΔFS) conseguido.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Esta pesquisa mostrou os sistemas de drenagem profunda existentes e quando podem ser aplicados. Foram apresentados alguns casos de obras em que foi utilizada drenagem profunda para a estabilização de encostas em processos de escorregamentos, utilizando-se poços de alívio, trincheiras drenantes, drenos sub-horizontais profundos, galerias e túneis de drenagem.

Através dos casos apresentados pôde-se observar a eficiência da drenagem profunda para estabilização de grandes massas.

Foi feito um estudo de caso da obra de estabilização da encosta do VA-19, na Rodovia dos Imigrantes, em São Paulo, em que foi utilizado túnel de drenagem como solução. Foi analisada a eficiência do túnel de drenagem para rebaixamento do lençol freático e conseqüente estabilização da encosta, através de correlações empíricas com os dados da instrumentação e análise de estabilidade da encosta antes e após a execução do túnel de drenagem, sendo verificado o incremento no fator de segurança (ΔFS) conseguido.

Através das correlações elaboradas com os dados da instrumentação pôde-se observar que os movimentos ficavam mais intensos nas estações chuvosas.

Os gráficos dos piezômetros, indicadores de nível d'água e poços de drenagem mostraram que com a construção do túnel de drenagem ocorreu o rebaixamento do lençol freático e diminuição dos níveis piezométricos.

Os recalques observados nos tassômetros durante a construção do túnel de drenagem foram provocados pelo rebaixamento do lençol freático, que produz aumento das tensões efetivas e conseqüentemente recalques por adensamento do solo.

Os inclinômetros instalados próximos aos apoios 6 e 7 apresentaram superfície de deslizamento bem definida, enquanto que os instalados na região do apoio 8 apresentaram movimentos mais superficiais.

Com os dados dos inclinômetros e geologia da encosta foram montadas as seções transversais onde foi estimada a provável superfície de escorregamento. A partir das seções foram feitas retro-análises para obtenção dos parâmetros de resistência do solo residual.

Foram feitas análises de estabilidade utilizando a linha freática após o rebaixamento, para obtenção do incremento no fator de segurança (ΔFS) conseguido. Com o rebaixamento do lençol freático, pode-se considerar que em média foi obtido um acréscimo no fator de segurança de 48%.

O túnel de drenagem alcançou o objetivo de rebaixar o lençol freático na região dos apoios 6, 7 e 8 do VA-19, estabilizando a movimentação que ocorria na encosta.

SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Estudar os métodos de dimensionamento dos sistemas de drenagem profunda para estabilização de encostas;
- Analisar os vários sistemas de drenagem profunda através de modelagens numéricas;
- Analisar os vários sistemas de drenagem fazendo comparações de custos, prazos de execução, eficiência e durabilidade;
- Comparar a eficiência e custo dos sistemas de drenagem com outras obras de estabilização como: tirantes, retaludamento, reforço do solo, etc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A. H. TEIXEIRA CONSULTORIA E PROJETOS (2000) – *Projeto executivo de drenagem profunda, pista ascendente, seções típicas dos túneis T-1, T-2, T-3 e T-4, definições geométricas e detalhes*. Rev. 1, São Paulo.
- ALONSO, U. R. (1999) – *Rebaixamento temporário de aquíferos*. São Paulo, 131 p.
- AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. (1998) – *Estabilidade de taludes*. OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (eds) – *Geologia de Engenharia*. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo, p. 243-269.
- AZEVEDO, A. A.; ALBUQUERQUE FILHO, J. L. (1998) – *Águas subterrâneas*. OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (eds) – *Geologia de Engenharia*. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo, p. 111-130.
- BERTOLA, P. F.; BEATRIZZOTTI, G.; DELLA TORRE, F. (1997) – *La estabilización del deslizamiento activo de Campo Vallemaggia em Suiza*. In: CONFERÊNCIA PAN AMERICANA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, PSL COBRAE, 2º, Rio de Janeiro, v. 2, p. 655-663.
- BIANCO, B. (1988) – *Landslide stabilization by means of drainage tunnels in central Italy*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 5º, Balkema, Rotterdam, v. 2, p. 857-862.
- BROMHEAD, E. N. (1996) – *The stability of slopes*. Surrey University press, Glasgow, 254p.
- BORGES, M. S. N.; LACERDA, W. A. (1986) – *Sobre a drenagem interna de taludes de corte e aterro*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Porto Alegre, v. 5, p. 17-33.
- BUREAU DE PROJETOS E CONSULTORIA (1999) – *Relatório técnico de instrumentação* – RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.12, São Paulo, 93p.
- BUREAU DE PROJETOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação* – RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.14, São Paulo, 93p.
- BUREAU DE PROJETOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação* – RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.16, São Paulo, 99p.
- BUREAU DE PROJETOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação* – RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.18, São Paulo, 95p.
- BUREAU DE PROJETOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação* – RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.19, São Paulo, 95p.

- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação*
– RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.20, São Paulo, 95p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação*
– RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.22, São Paulo, 97p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação*
– RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.24, São Paulo, 108p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação*
– RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.26, São Paulo, 102p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2000) – *Relatório técnico de instrumentação*
– RT-22.000.000-0-G09/010 – Rev.28, São Paulo, 102p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2001) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.1, São Paulo, 255p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2001) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.3, São Paulo, 208p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2001) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.5, São Paulo, 281p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2002) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.7, v. 1, São Paulo, 216p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2002) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.9, v. 1, São Paulo, 278p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2002) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.11, v. 1, São Paulo, 278p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2002) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.13, v. 1, São Paulo, 193p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2002) – *Relatório técnico de instrumentação
das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 –
Rev.15, v. 1, São Paulo, 269p.

- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2002) – *Relatório técnico de instrumentação das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 – Rev.17, v. 1, São Paulo, 271p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2003) – *Relatório técnico de instrumentação das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 – Rev.19, v. 1, São Paulo, 349p.
- BUREAU DE PROJÉTOS 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, São Paulo, 342p.
- BUREAU DE PROJÉTOS E CONSULTORIA (2003) – *Relatório técnico de instrumentação das rodovias e pistas do sistema Anchieta / Imigrantes* – RT-22.000.000-0-G09/001 – Rev.24, v. 1, São Paulo, 342p.
- CAI, F. & UGAI, K. (1999) – *Effects of horizontal drains on ground water level and slope stability*. In: SLOPE STABILITY ENGINEERING, Balkema, Rotterdam, p. 551-556.
- CEDERGREN, H. R. (1968) – *Seepage, drainage, and flow nets*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 489 p.
- CUNHA, M. A.; FARAH, F.; CERRI, L. E. S.; GOMES, L. A.; GALVÊS, M. L.; BITAR, O. Y.; AUGUSTO FILHO, O.; SILVA, W. S. (1991) – *Ocupação de encostas*. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 216 p.
- DEERE, D. V.; PATTON, F.D. (1971) – *Slope stability in residual soils*. In: PAN AMERICAM CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4º, San Juan, Puerto Rico, v. 1, p. 87-170.
- DOBEREINER, L.; VAZ, L. F. (1998) – *Tratamento de maciços naturais*. OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. (eds) – *Geologia de Engenharia*. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo, p. 361-380.
- FARULLA, C. A. (2004) – *Soil slope consolidation processes induced by drainage galleries with drainholes*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 9º, Rio de Janeiro, v. 2, p. 1045-1051.
- FIGUEIREDO FERRAZ CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETO (1997) – *Instrumentação geotécnica e estrutural*. São Paulo, p.23.
- FIGUEIREDO FERRAZ CONSULTORIA E ENGENHARIA DE PROJETO (1999) – *Memória de cálculo do túnel de drenagem sob o viaduto VA-19 na Rodovia dos Imigrantes*. São Paulo, p.6.

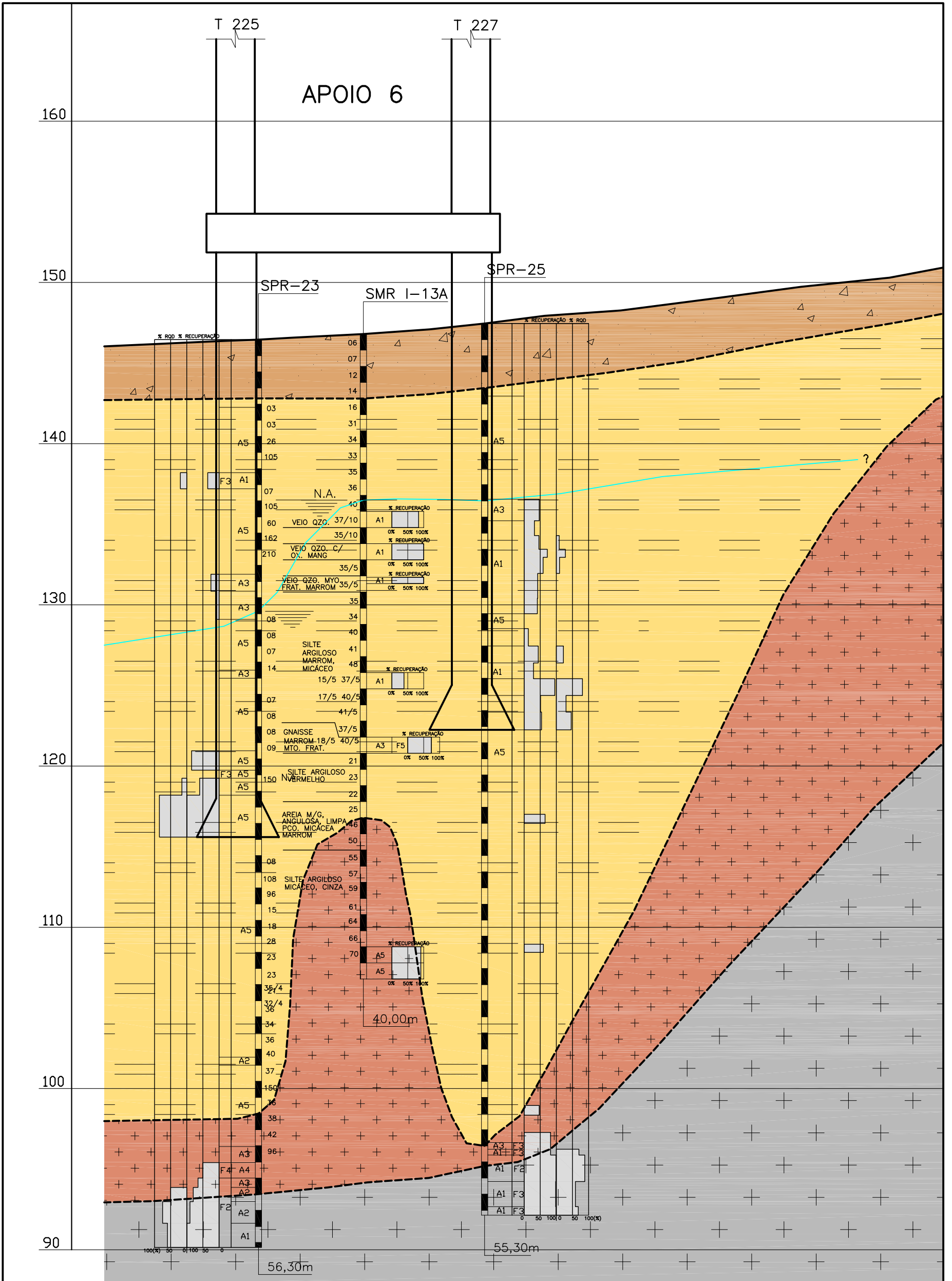
- GEDNEY, D. S.; WEBER JR., W. G. (1978) – *Design and construction of soil slopes*. SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (eds) – *Landslides Analysis and Control*, National Academy of Sciences, Washington, 287 p.
- GEO REPORT (1992) – *Performance of horizontal drains in Hong Kong*. Hong Kong, 104 p.
- GEORIO (1999) – *Drenagem e proteção superficial*. ORTIGÃO, J. A. R.; SAYÃO, A. (eds) – *Manual Técnico de Encostas*, Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, p. 92-93.
- GILLON, M. D.; SAUL, G.J. (1996) – *Stabilisation of Cairnmuir landslide*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 7º, Balkema, Rotterdam, v. 3, p. 1693-1698.
- GRANDIS, I. (1998) – *Rebaixamento e drenagem*. HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. (eds) – *Fundações Teoria e Prática*. PINI/ABMS/ABEF, São Paulo, p. 581-588.
- GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. (1976) – *Estabilidade de taludes naturais e de escavação*. São Paulo, Edgard Blucher, p. 36, 37, 168, 169-170.
- HESSING, J. M. (1976) – *Estudos geológicos-geotécnicos no trecho serra da rodovia dos Imigrantes*. In: I SEMINÁRIO DERSA – RODOVIA DOS IMIGRANTES, São Paulo, p. 31-46.
- IPT (1981) – *Mapa geológico do Estado de São Paulo*, São Paulo.
- JEFFERY, R. P. (1987) – *A case study of subsurface drains at Rogans Hill*. In: SOIL SLOPE INSTABILITY AND STABILIZATION, Balkema, Rotterdam, p. 347-351.
- KENNEY, T. C.; PAZIN, M.; CHOI, W. S. (1977) – *Design of horizontal drains for soil slopes*. In: JOURNAL OF THE ENGINEERING DIVISION, p. 1311-1323.
- LACERDA, W. A. (1999) – *Local instability in saturated colluvial slopes in southern Brazil*. In: SLOPE STABILITY ENGINEERING, Balkema, Rotterdam, p. 199-204.
- LACERDA, W. A. (2002) – *Comportamento geotécnico de massas coluviais*. In: GEOSUL, Joinville p. 219-231.
- LAU, K. C.; KENNEY, T. C. (1983) – *Horizontal drains to stabilize clay slopes*. In: CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, v. 21, p. 241-249.
- LUZ, P. A. C.; YASSUDA, C. T. (1994) – *Estabilização de taludes*. FALCONI, F. F.; NEGRO JR., A. (eds) – *Solos do Litoral de São Paulo*. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, ABMS, São Paulo, p. 205-234.
- MACHADO, J. G.; HESSING, J. M. (1976) – *Considerações sobre os estudos geológicos realizados em diversas fases na rodovia dos Imigrantes – Trecho Serra*. In: I SEMINÁRIO DERSA – RODOVIA DOS IMIGRANTES, São Paulo, p. 320-329.

- MELLO, L. G. F. S.; WOLLE, C. M. (2001) – *Carta a respeito dos poços de controle de pressões* – RT-22.160.054-4-G01/005. VECTOR PROJETOS. São Paulo, 4p.
- MUSMAN, J. V. R.; SOARES, J. P. (2002) – *Estabilização e monitoramento de encosta em solo coluvionar na Serra do Mar*. In: CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA, 8º, Lisboa, v. 3, p. 1631-1641.
- NONVEILLER, E. (1981) – *Efficiency of horizontal drains on slope stability*. In: SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10º, Stockholm, Balkema, Rotterdam, v. 3, p. 495-500.
- NOGUEIRA JR., J. (1986) – *Colmatação química dos drenos de barragens por compostos de ferro*. Artigo Técnico. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, ABGE, São Paulo, 22 p.
- PATTON, F. D.; DEERE, D. U. (1971) – *Geologic factors controlling slope stability in open pit mines*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE STABILITY IN OPEN PIT MINING, 1º, Vancouver, p. 23-47.
- PATTON, F. D.; HENDRON, A.J. (1974) – *General report on mass movements*. In: INTERNATIONAL CONGRESS OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 2º, São Paulo, v. 5, p. 1-57.
- RICO, A.; CASTILHO, H. (1974) – *La ingeniería de suelos em las vias terrestres*. Editora Limusa, México, v.1, p. 399-452.
- ROCHA, L. P. C., SOUZA, R. C.; BOGOSSIAN, F. (1998) – *Curva da Ferradura, soluções de estabilização de encosta na Serra de Friburgo*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11º, Brasília, v. 2, p. 1315-1322.
- RODRIGUES, R. (1976) – *Acompanhamento geológico das escavações das fundações das obras de arte da rodovia dos Imigrantes – Trecho Serra*. In: I SEMINÁRIO DERSA – RODOVIA DOS IMIGRANTES, São Paulo, p. 338-344.
- SEMBENELLI, P. (1988) – *General report: stabilization and drainage*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 5º, Balkema, Rotterdam, v. 2, p. 813-819.
- SUZUKI, S. (2004) – *Propriedades geomecânicas de alguns solos residuais e coluviais do oleoduto Curitiba-Paranaguá*. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, 346 p.
- TEIXEIRA, A. H.; KANJI, M. A. (1970) – *Estabilização do escorregamento da encosta da Serra do Mar na área da cota 500 da Via Anchieta*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 4º, Rio de

- Janeiro. Anais, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS, v. 1, tema 1, p. 33-53.
- TERZAGHI, K. (1960) – *From theory to practice in soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, p. 241-243.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1967) – *Soil mechanics in engineering Practice*. Second Edition, John Wiley & Sons, New York, Chapter 3: Drainage of Soils, p. 131 a 152, Chapter 8: Earth Pressure and Stability of Slopes, p. 379-393.
- VARGAS, M. (1966) – *Estabilização de taludes em encostas de gnaisses decompostos*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 3º, Belo Horizonte. Anais, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS, v. 1, tema 6, p. 34-37.
- VAUGHAN, P. R. (1985) – Pore pressures due to infiltration into partly saturated slopes. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS (TropicalS'85), 1º, Brasília. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS, v. 2, p. 61-71.
- VECTTOR PROJETOS (1998) – *Relatório do modelo geológico preliminar* – RT-22.160.054-4-G11/001. São Paulo, 18p.
- VECTTOR PROJETOS (1999a) – *Relatório de atualização do modelo geológico* – RT-22.160.054-4-G10/002. São Paulo, 19p.
- VECTTOR PROJETOS (1999b) – *Relatório de andamento da consultoria geotécnica* – RT-22.160.054-4-G20/002. São Paulo, 30p.
- VECTTOR PROJETOS (2000) – *Parecer quanto à adequação do projeto das obras de estabilização do maciço* – RT-22.160.054-4-G10/001. São Paulo, 9p.
- VECTTOR PROJETOS (2001) – *Relatório de consultoria geotécnica – Relatório de progresso n° 13* – RT-22.160.054-4-G20/014. São Paulo, 67p.
- WOLLE, C. M. (1988) – *Mecanismos de instabilização de encostas na Serra do Mar – Encontro Técnico: estabilidade de encostas*. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, ABMS, São Paulo, p. 17-40.
- WOLLE, C. M.; CARVALHO, C. S. (1989) – *Deslizamentos em encostas na Serra do Mar – Brasil*. Revista Solos e Rochas, v. 12, n° 1, p. 27-36.
- WOLLE, C. M.; CARVALHO, C. S. (1994) – *Taludes naturais*. FALCONI, F. F.; NEGRO JR., A. (eds) – Solos do Litoral de São Paulo. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, ABMS, São Paulo, p. 179-203.

- WOLLE, C. M.; MELLO, L.G.; KANJI, M.A.; MASSAD, F. (1998) – *Parecer técnico a respeito dos problemas geotécnicos relacionados aos apoios 6, 7 e 8 do viaduto VA-19 da Rodovia dos Imigrantes e avaliação preliminar das soluções propostas para estabilização do local*. EPUSP, São Paulo, 22 p.
- WOLLE, C. M.; MELLO, L. G. F. S.; RIBEIRO, A. V.; MORI, M.; YASSUDA, A. (2004) – *Stabilization of deep seated movement in a saprolitic massif supporting a highway viaduct*. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 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*. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, ABMS, São Paulo, p. 3-15.

APÊNDICE A – Sondagens

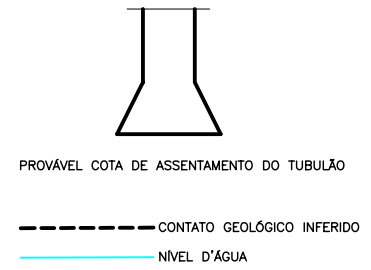
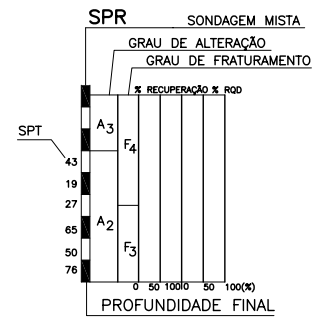


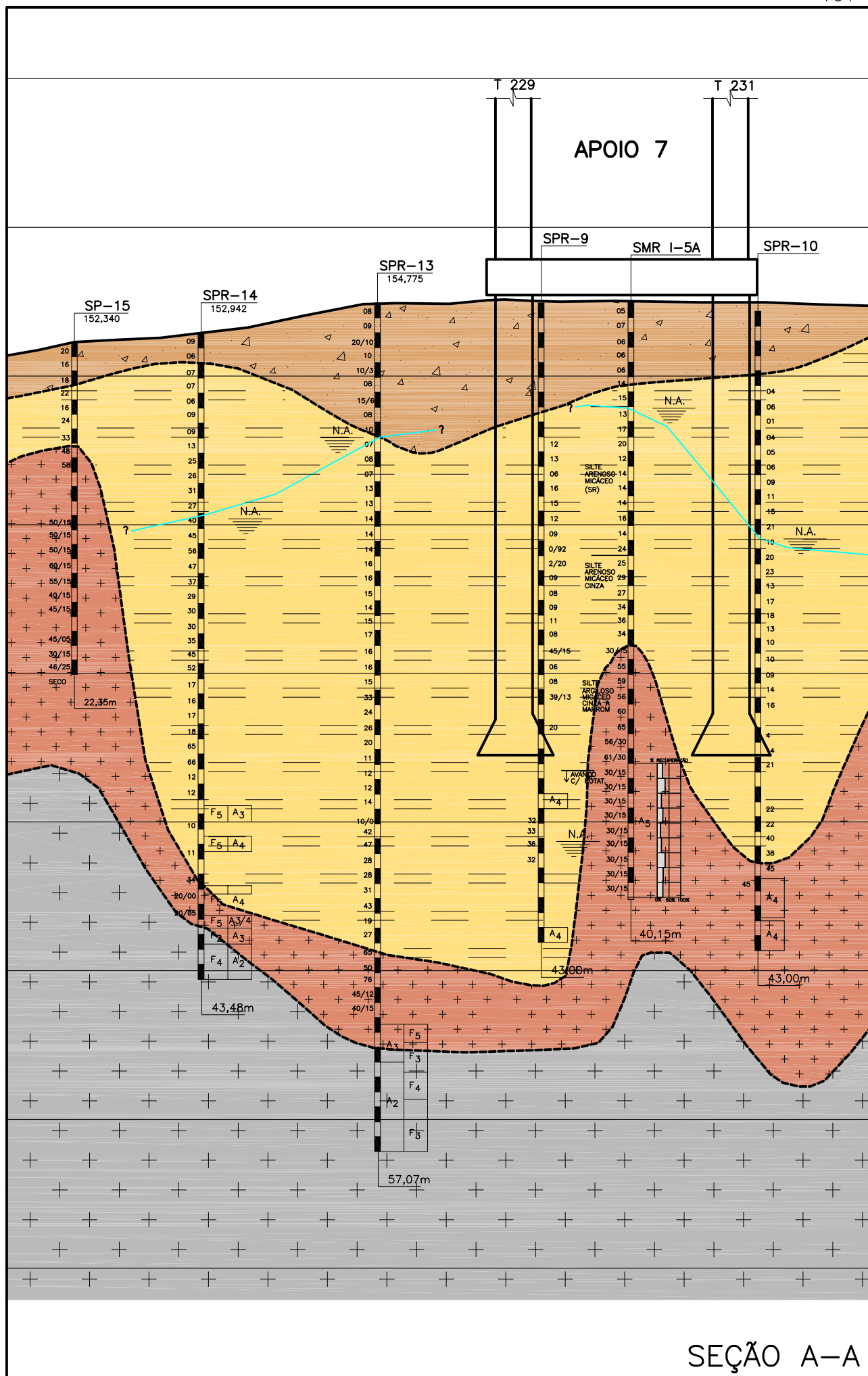
SEÇÃO A-A

LEGENDA

- SOLOS**
- TALUS / SOLO COLUVIONAR / ATERRO
 - SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICÁCEO, COM PASSAGENS DE BIOTITA GNAISSE, MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO (SPT<40 GOLPES)

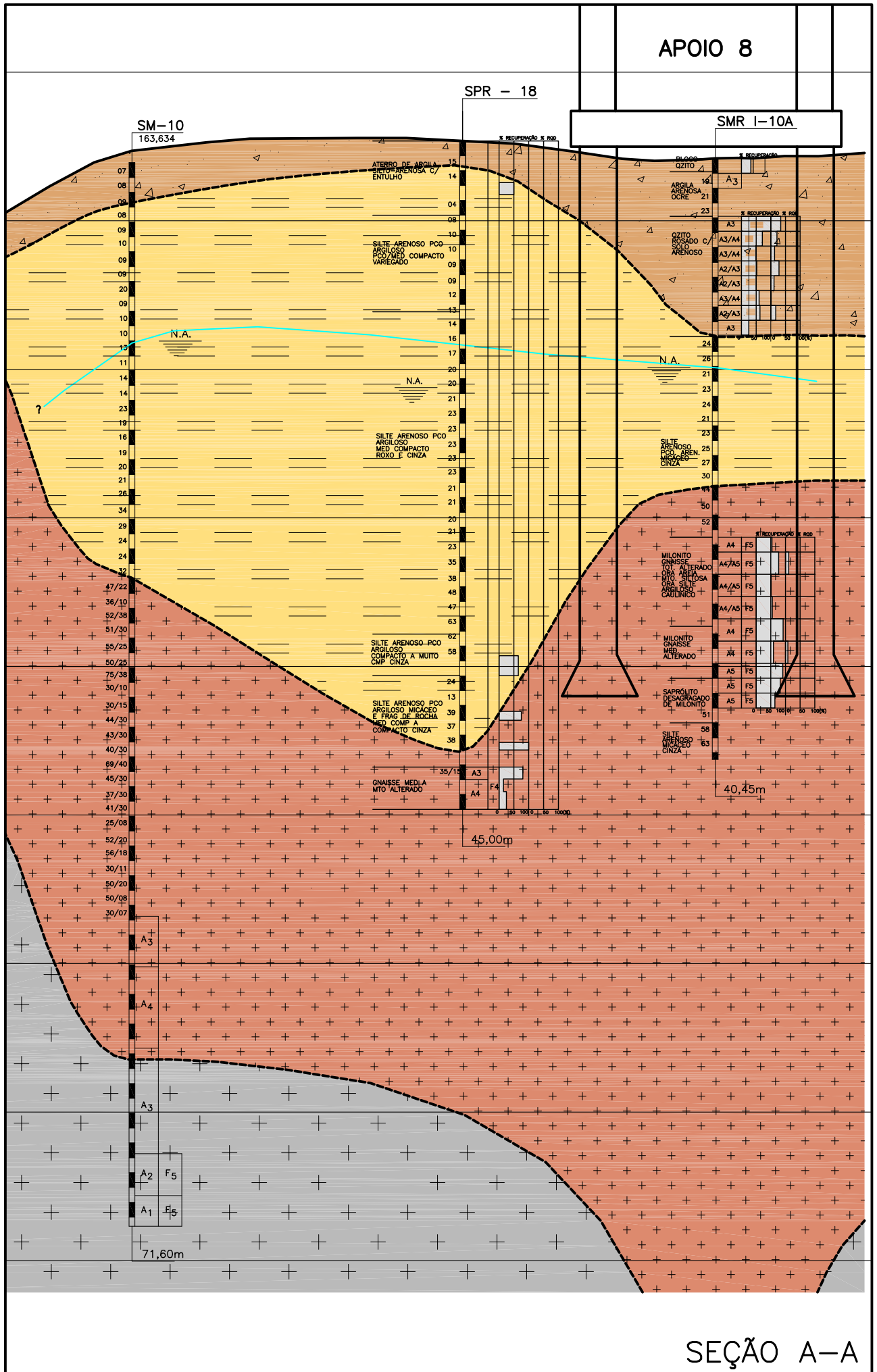
- ROCHAS**
- BIOTITA GNAISSE MEDIANAMENTE A MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, COM PASSAGENS DE SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICÁCEO DURO (SPT>40 GOLPES)
 - BIOTITA GNAISSE MEDIANAMENTE A POUCO ALTERADO, MEDIANAMENTE A POUCO FRATURADO

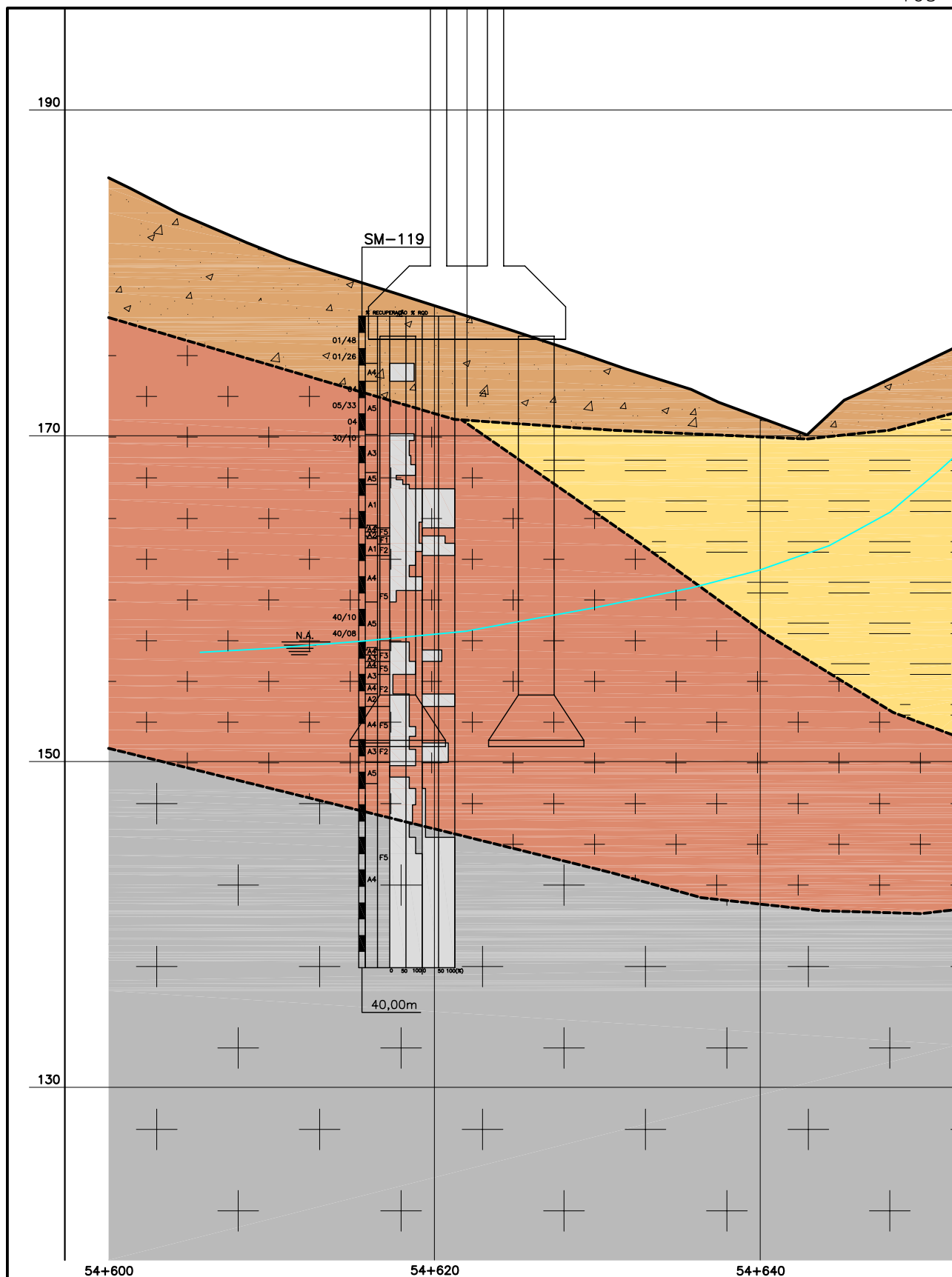




SEÇÃO A-A

APOIO 8







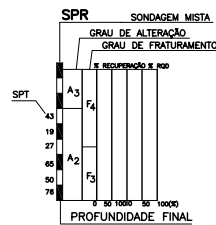
LEGENDA

SOLOS

-  TALUS / SOLO COLÚVIONAR / ATERRO
-  SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICACÉO, COM PASSAGENS DE BIOTITA GNAÍSE, MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO (SPT<40 GOLPES)

ROCHAS

-  BIOTITA GNAÍSE MEDIANAMENTE A MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, COM PASSAGENS DE SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICACÉO DURO (SPT>40 GOLPES)
-  BIOTITA GNAÍSE MEDIANAMENTE A POUCO ALTERADO, MEDIANAMENTE A POUCO FRATURADO

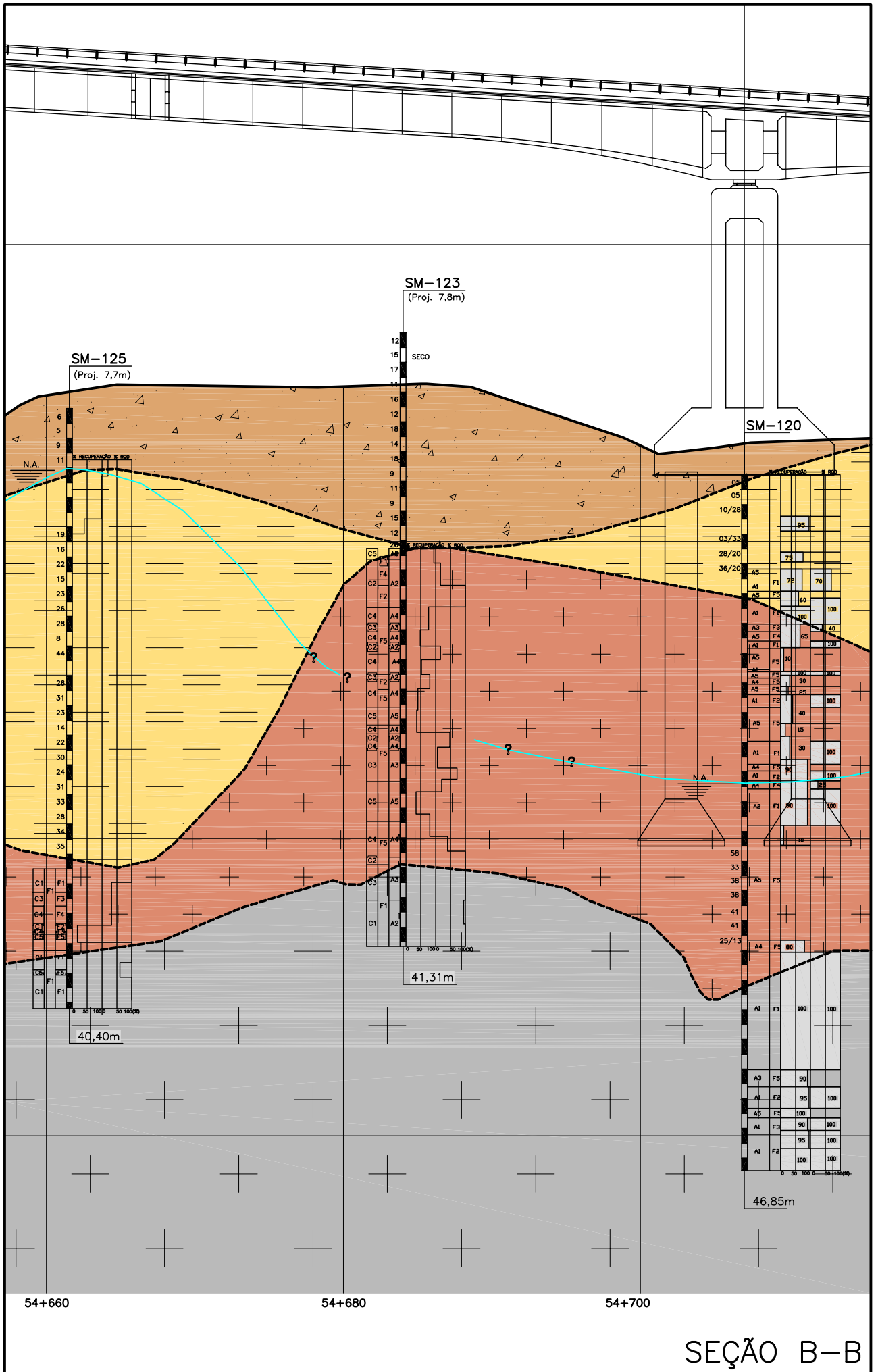


SEÇÃO B-B



PROVÁVEL COTA DE ASSENTAMENTO DO TUBULÃO

--- CONTATO GEOLÓGICO INFERIDO
 --- NÍVEL D'ÁGUA

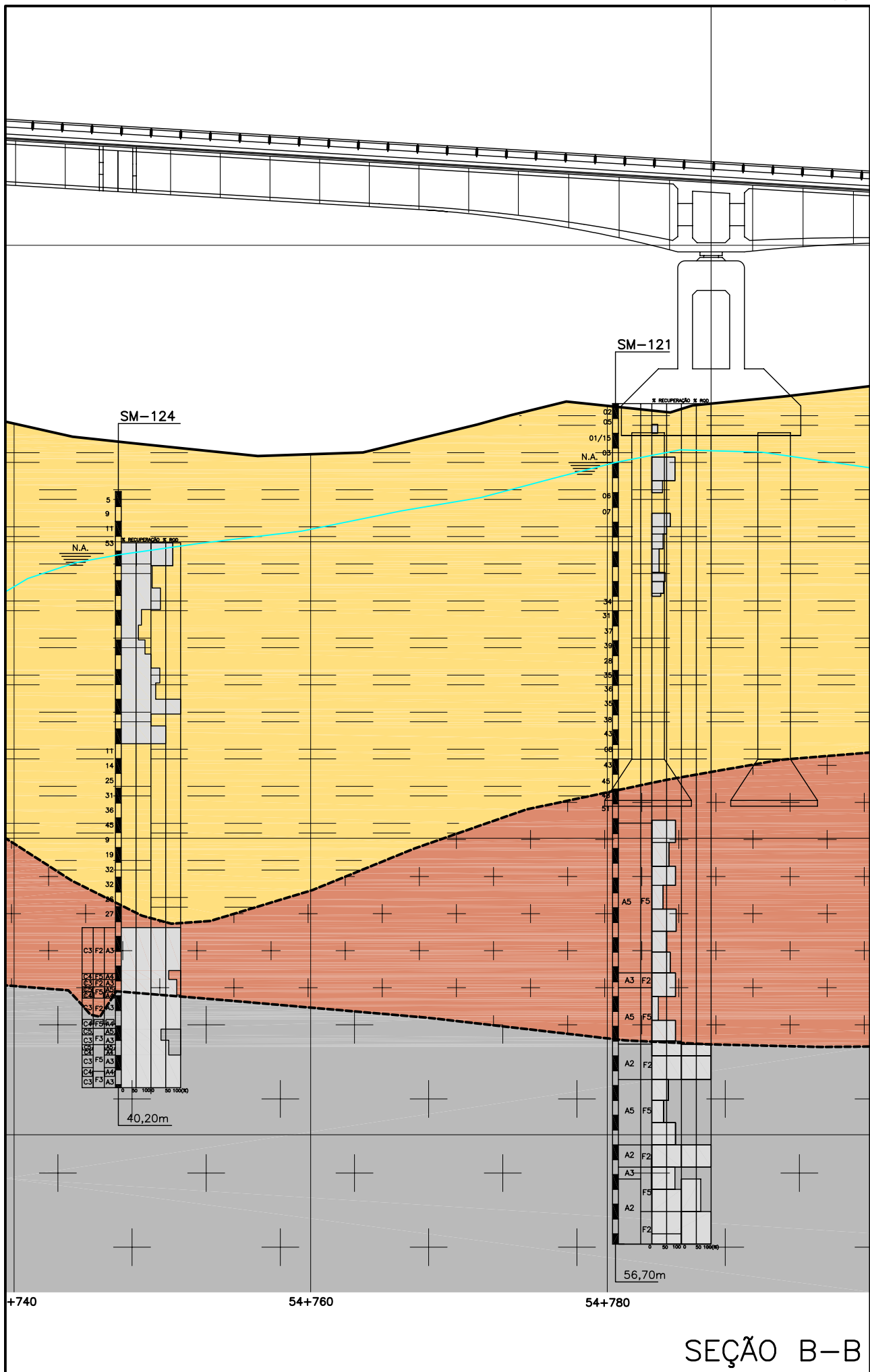


54+660

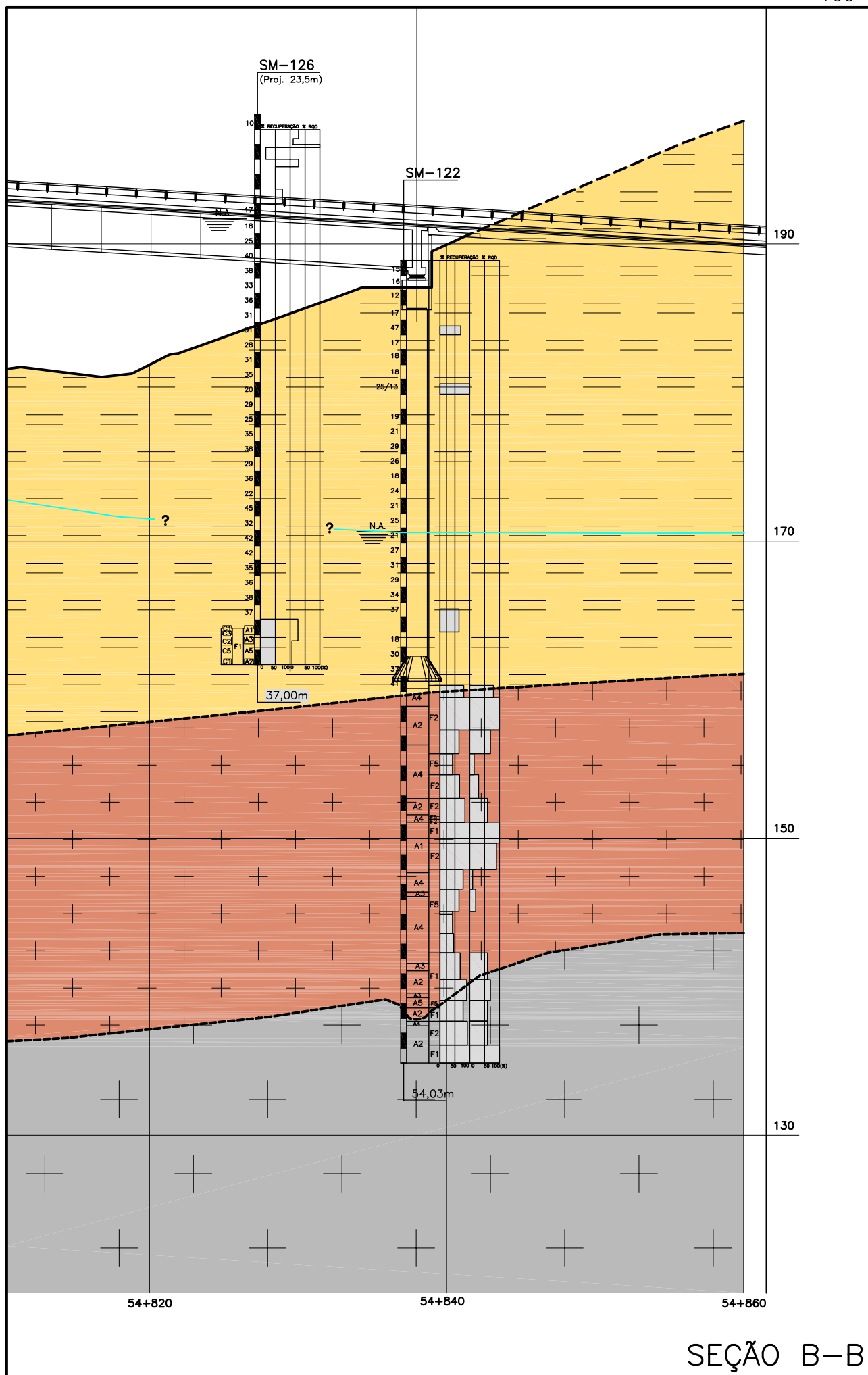
54+680

54+700

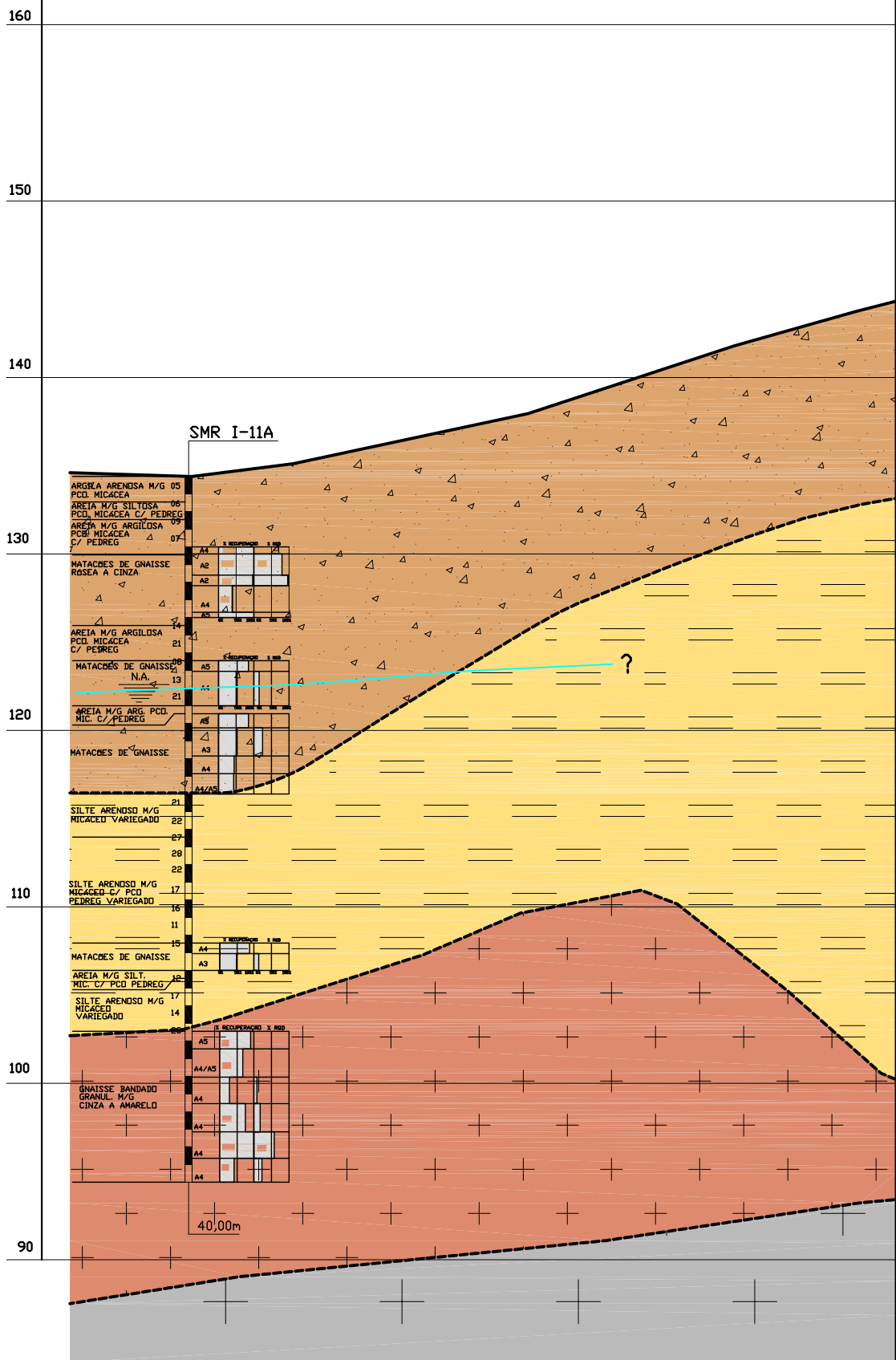
SEÇÃO B-B



SEÇÃO B-B



SEÇÃO B-B



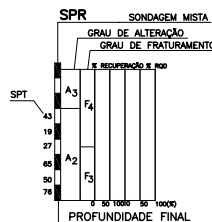
LEGENDA

SOLOS

- TALUS / SOLO COLÚVIONAR / ATERRO
- SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICACEO, COM PASSAGENS DE BIOTITA GNAISSE, MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO (SPT < 40 GOLPES)

ROCHAS

- BIOTITA GNAISSE MEDIANAMENTE A MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, COM PASSAGENS DE SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICACEO DURO (SPT > 40 GOLPES)
- BIOTITA GNAISSE MEDIANAMENTE A POUCO ALTERADO, MEDIANAMENTE A POUCO FRATURADO



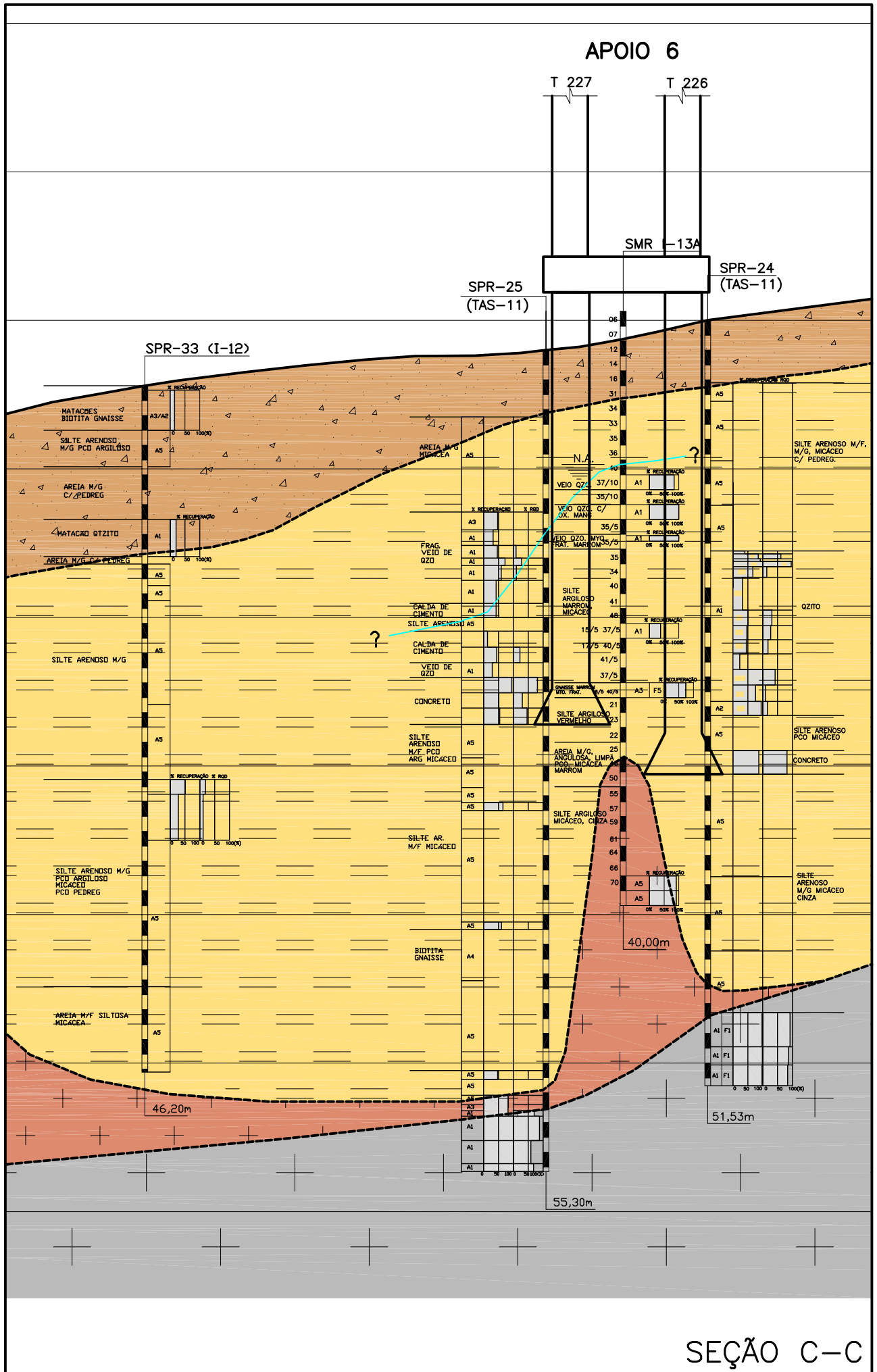
SEÇÃO C-C

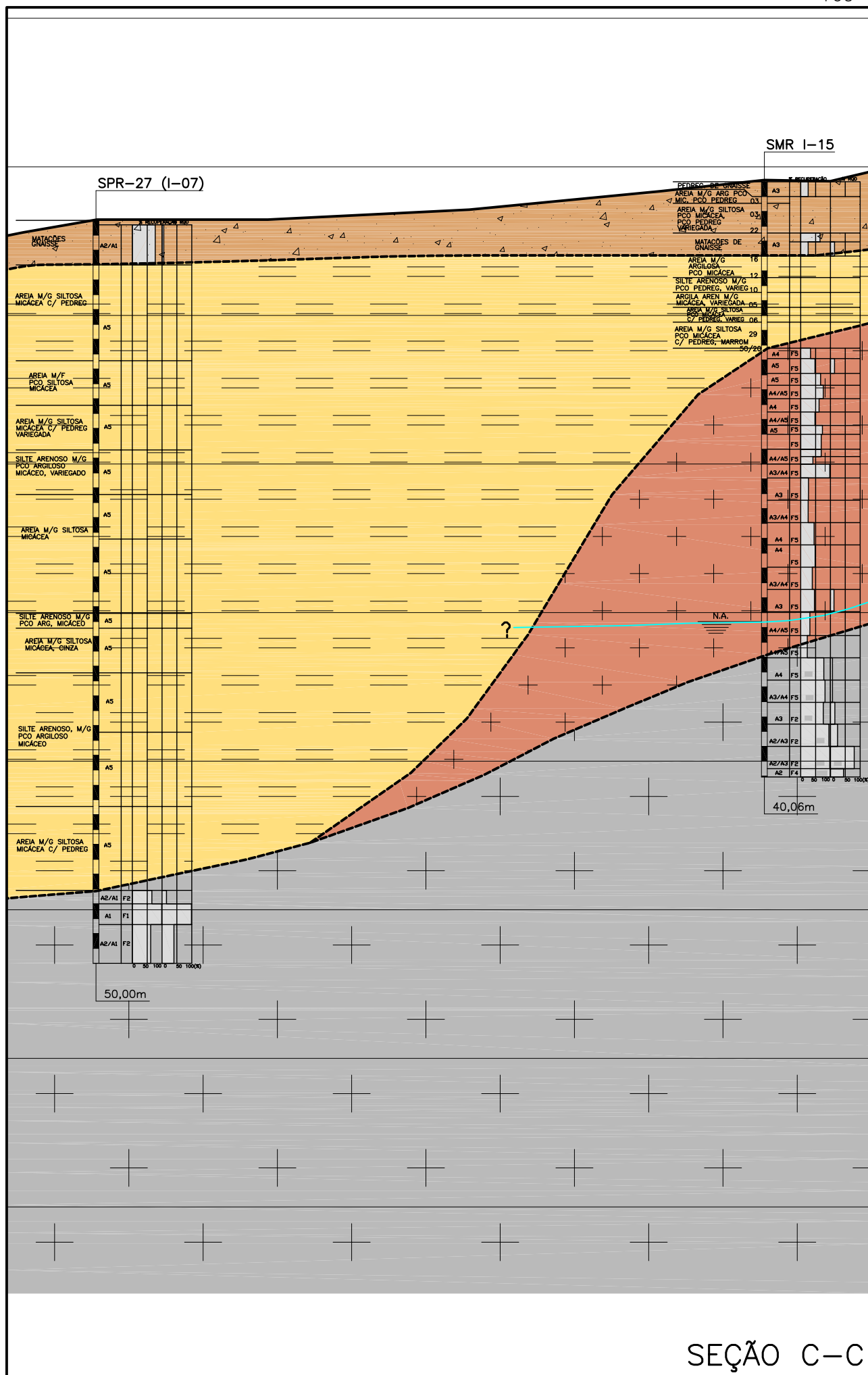


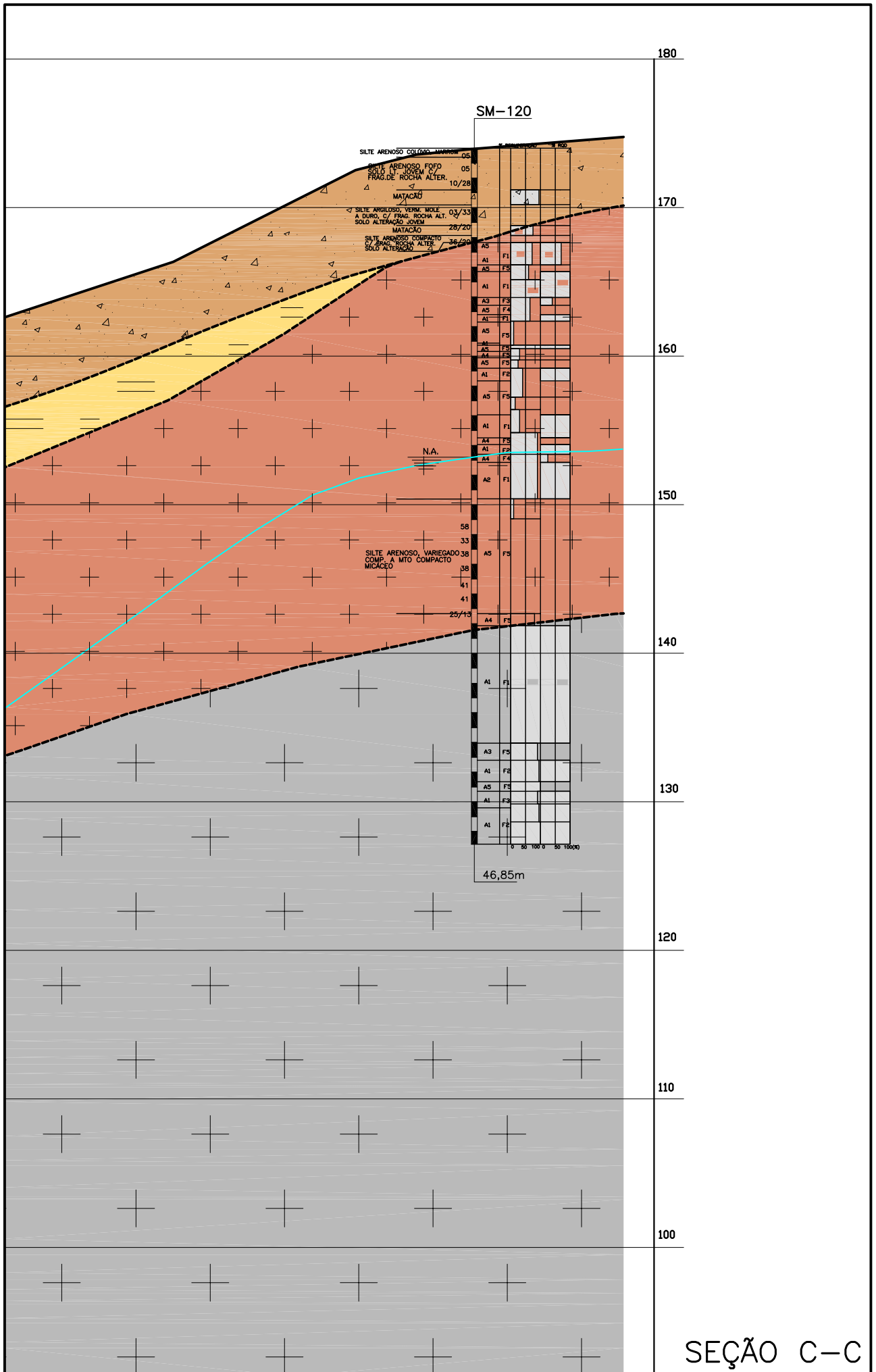
PROVÁVEL COTA DE ASSENTAMENTO DO TUBULÃO

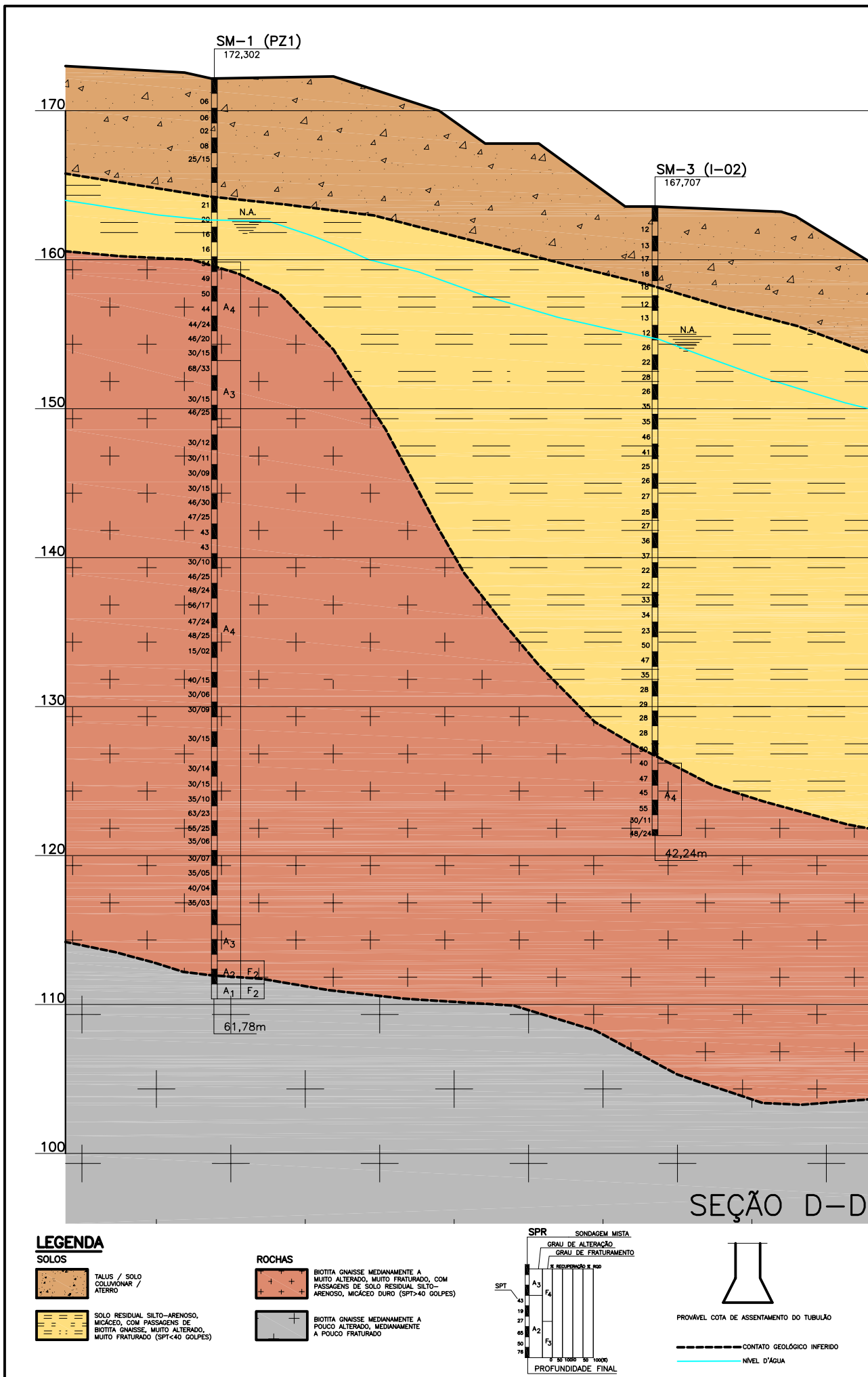
--- CONTATO GEOLÓGICO INFERIDO
— NÍVEL D'ÁGUA

APOIO 6

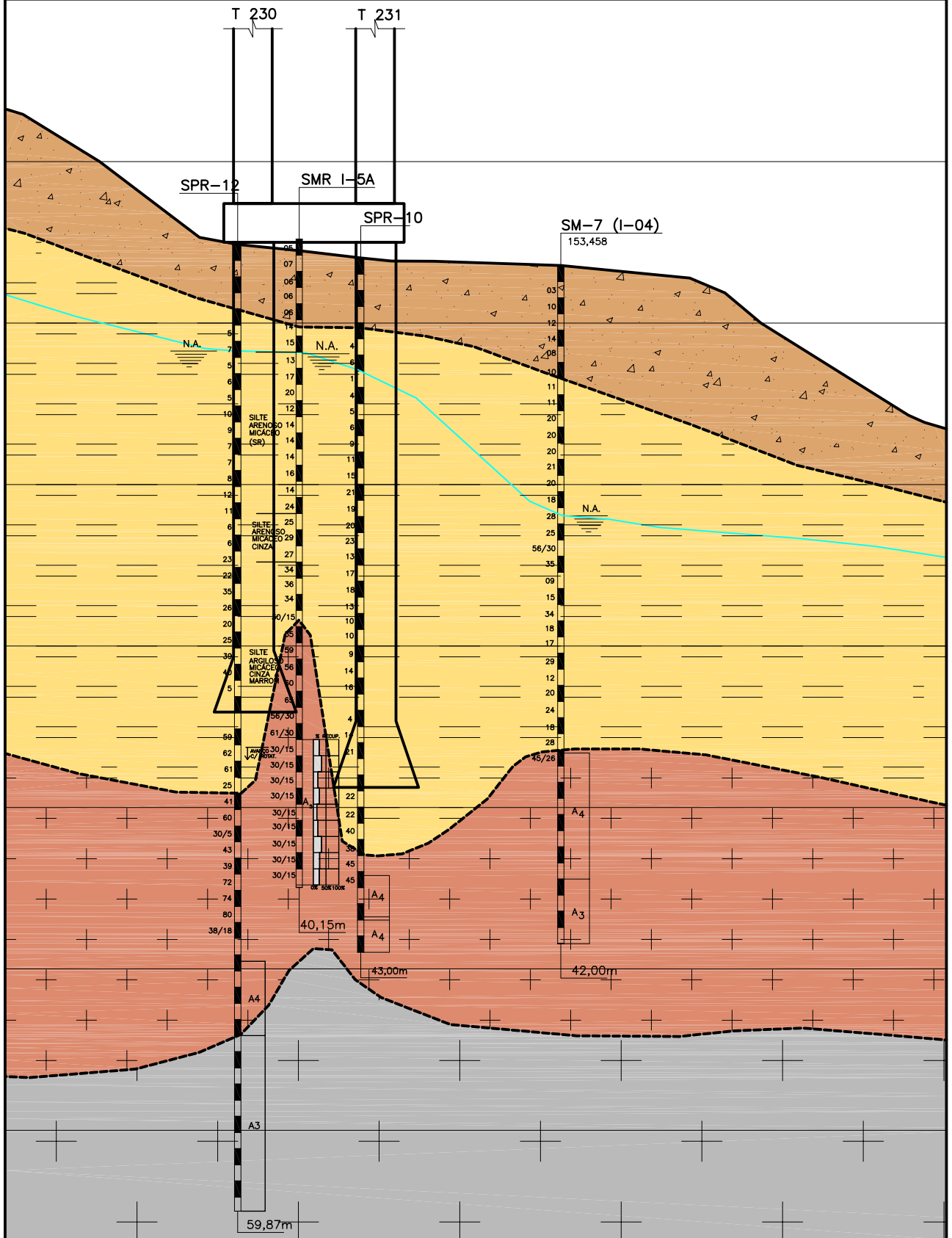




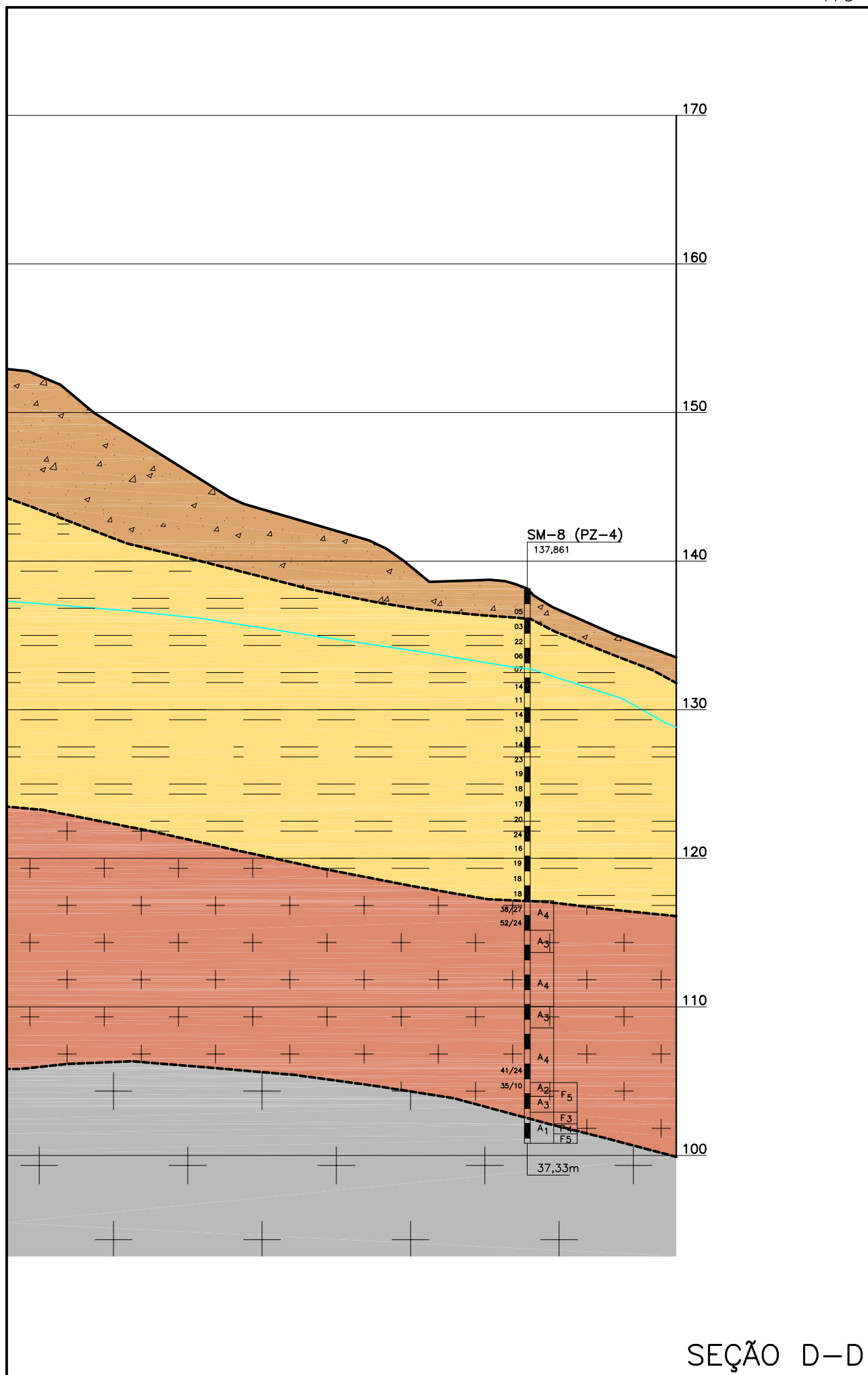


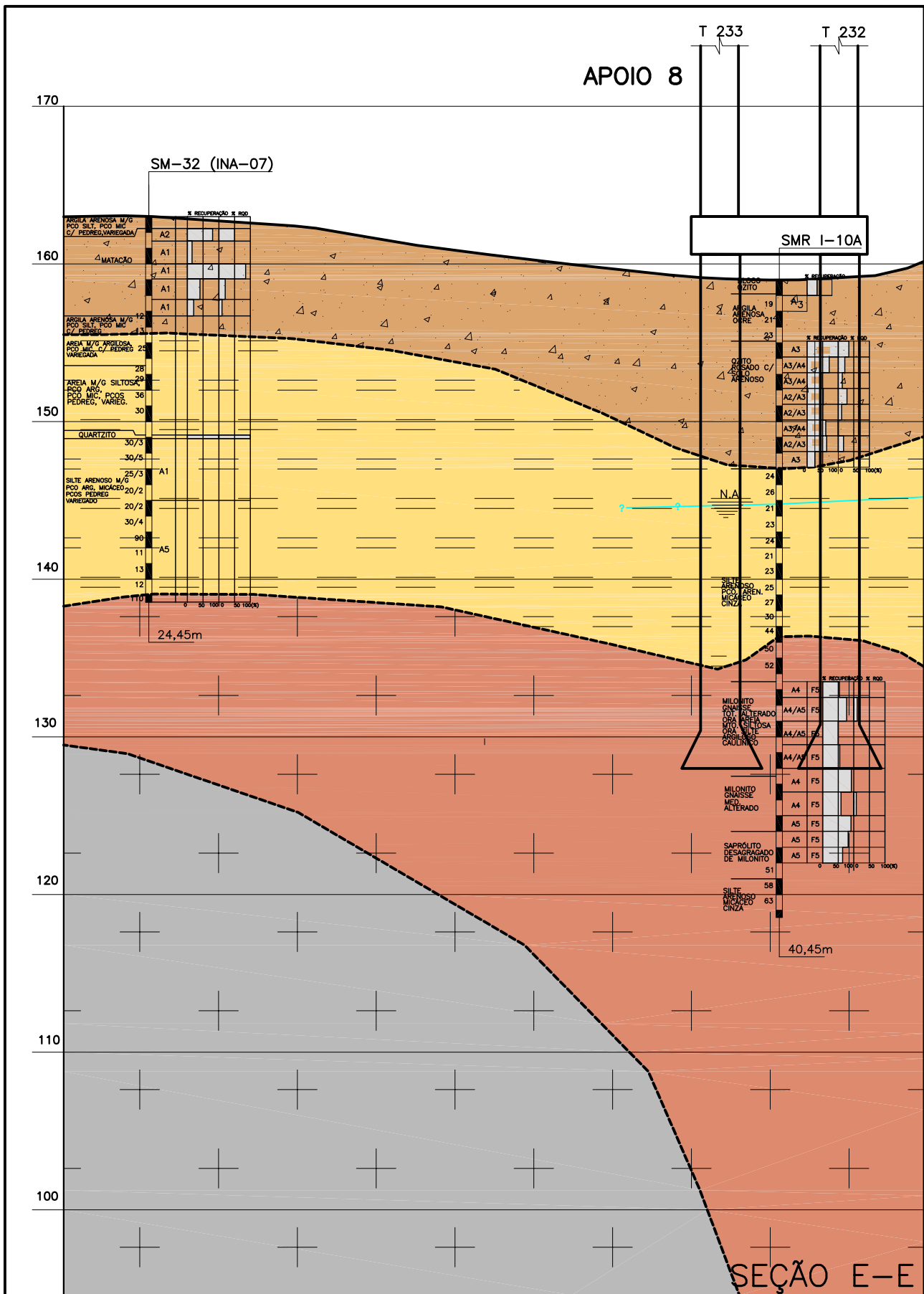


APOIO 7



SEÇÃO D-D





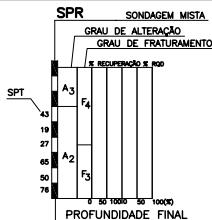
LEGENDA

SOLOS

- TALUS / SOLO COLÚMVAR / ATERRO
- SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICACÉO, COM PASSAGENS DE BIOTITA GNÁISSE, MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO (SPT<40 GOLPES)

ROCHAS

- BIOTITA GNÁISSE MEDIANAMENTE A MUITO ALTERADO, MUITO FRATURADO, COM PASSAGENS DE SOLO RESIDUAL SILTO-ARENOSO, MICACÉO DURO (SPT>40 GOLPES)
- BIOTITA GNÁISSE MEDIANAMENTE A POUCO ALTERADO, MEDIANAMENTE A POUCO FRATURADO

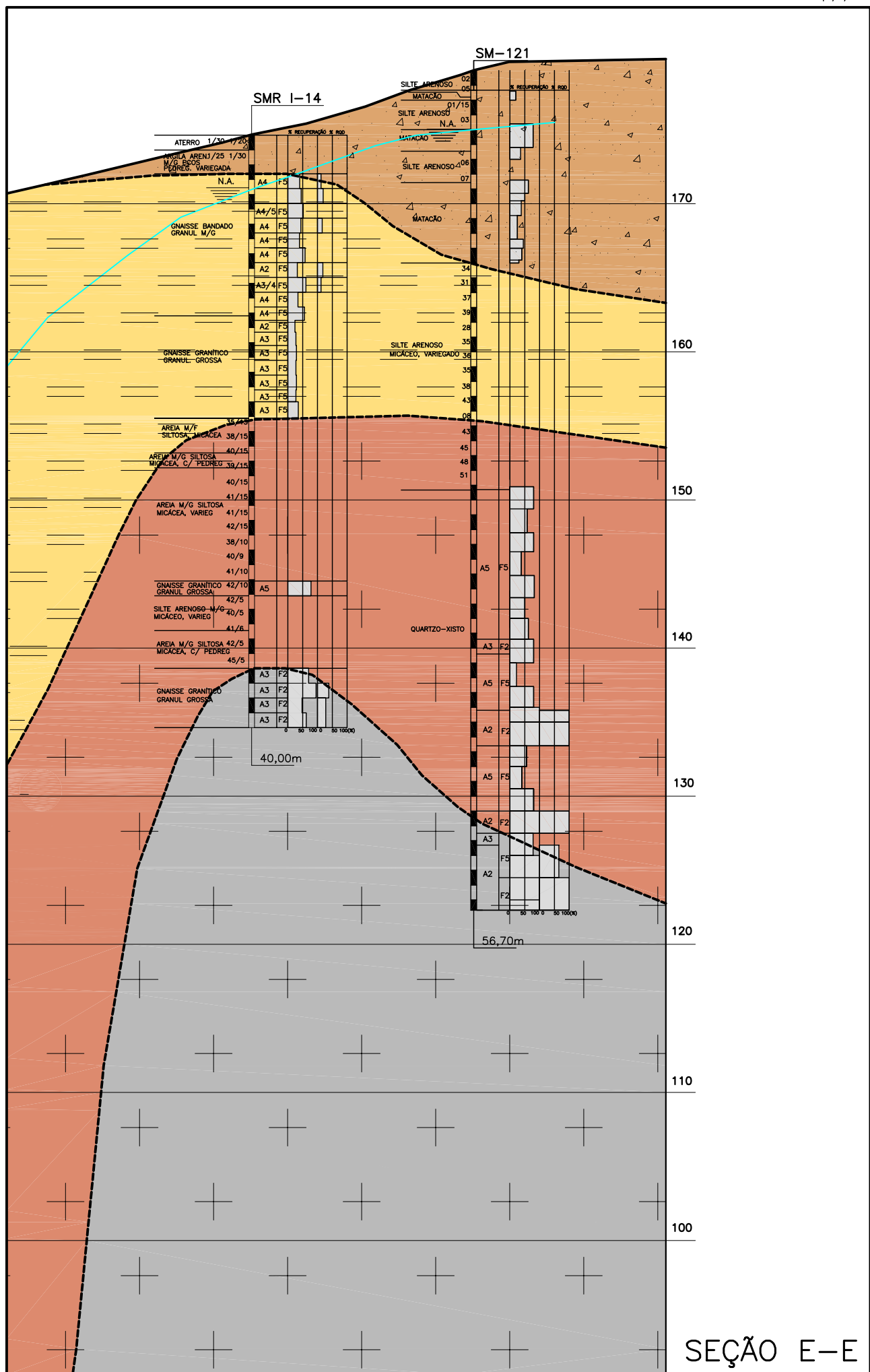


PROVÁVEL COTA DE ASSENTAMENTO DO TUBULÃO

--- CONTATO GEOLÓGICO INFERIDO

--- NÍVEL D'ÁGUA

SEÇÃO E-E



APÊNDICE B – Piezômetros e medidores de nível d’água

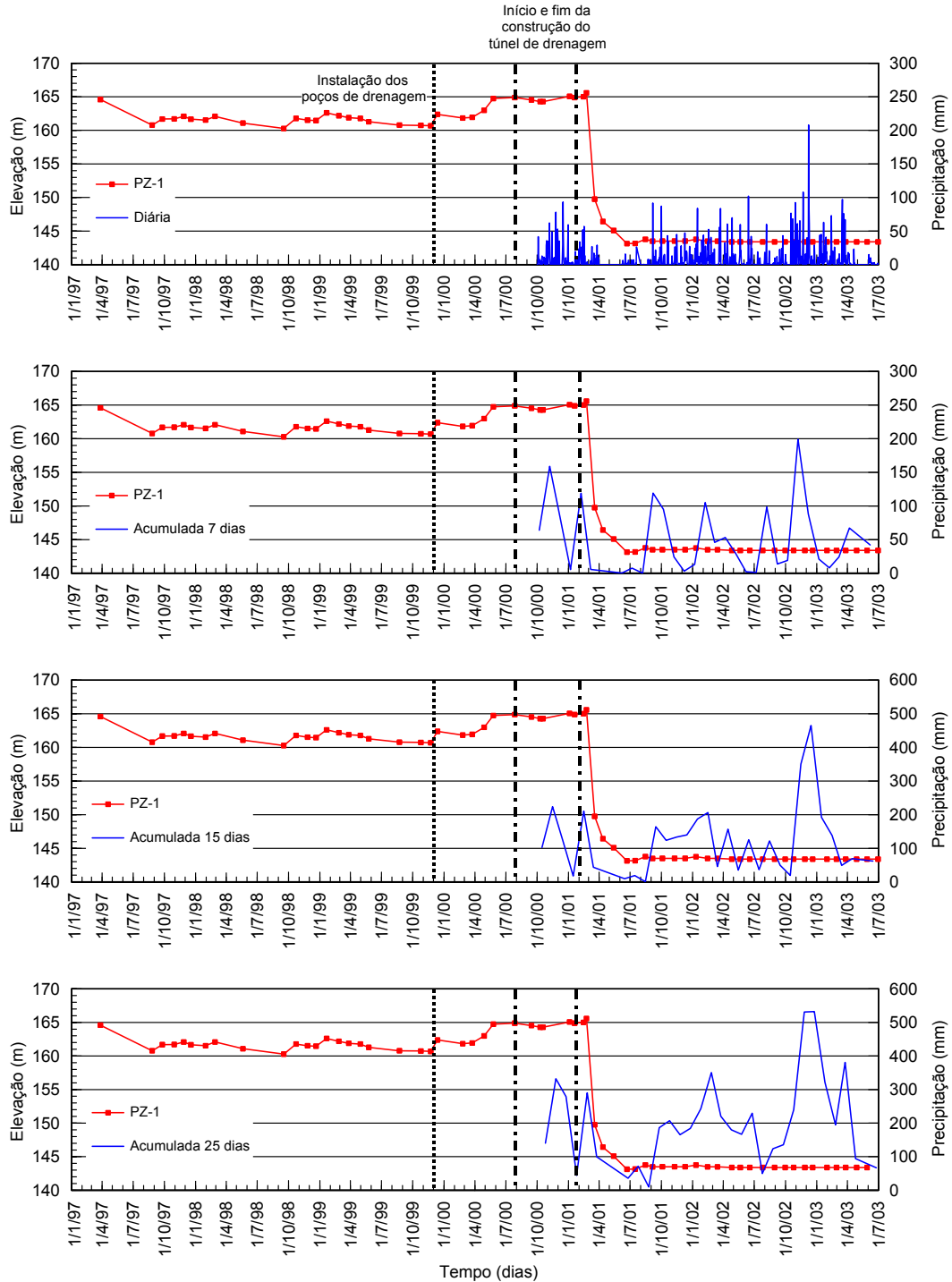


Figura B.1 – Correlação entre leitura do PZ-1 e pluviometria.

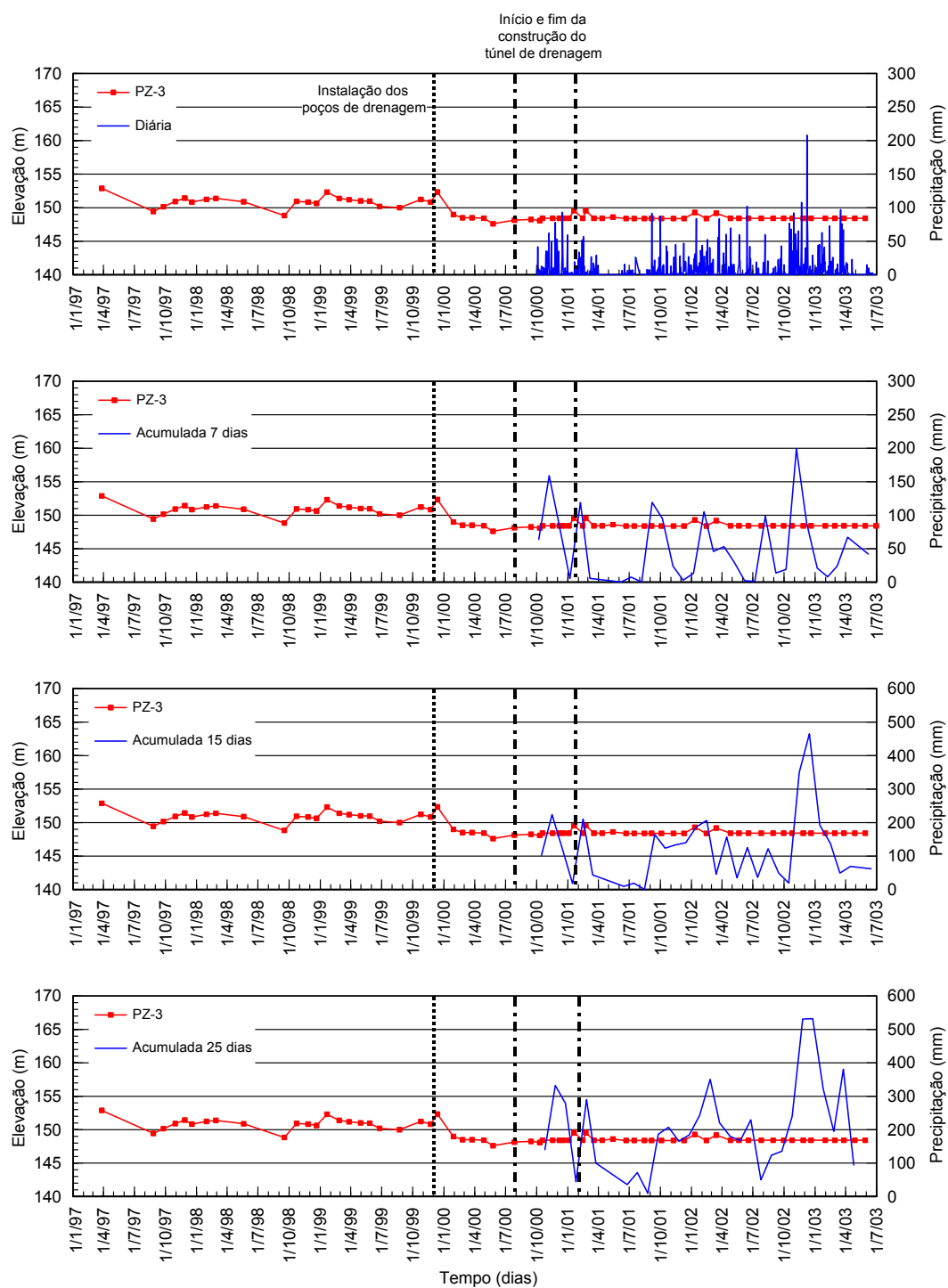


Figura B.2 – Correlação entre leitura do PZ-3 e pluviometria.

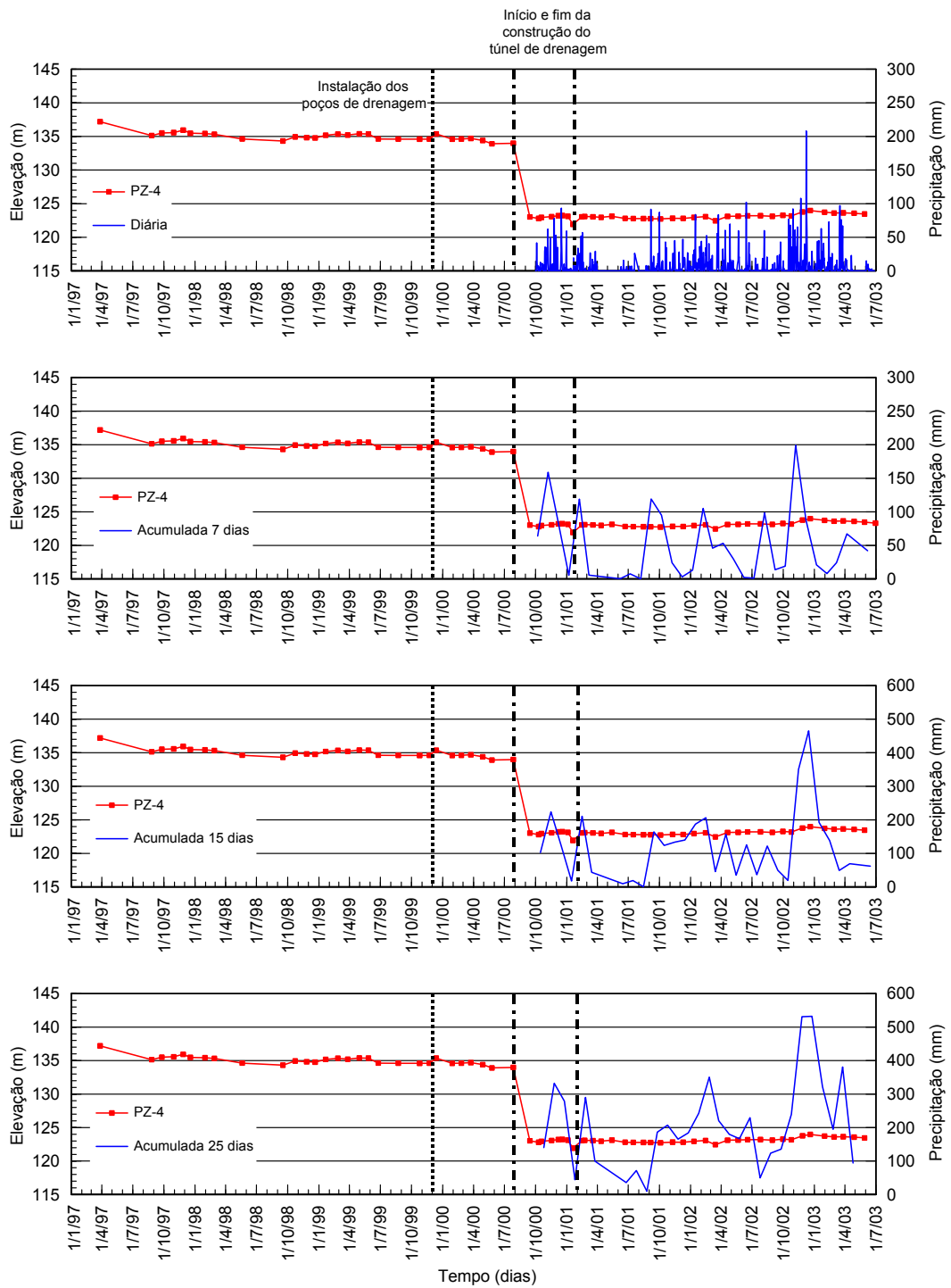


Figura B.3 – Correlação entre leitura do PZ-4 e pluviometria.

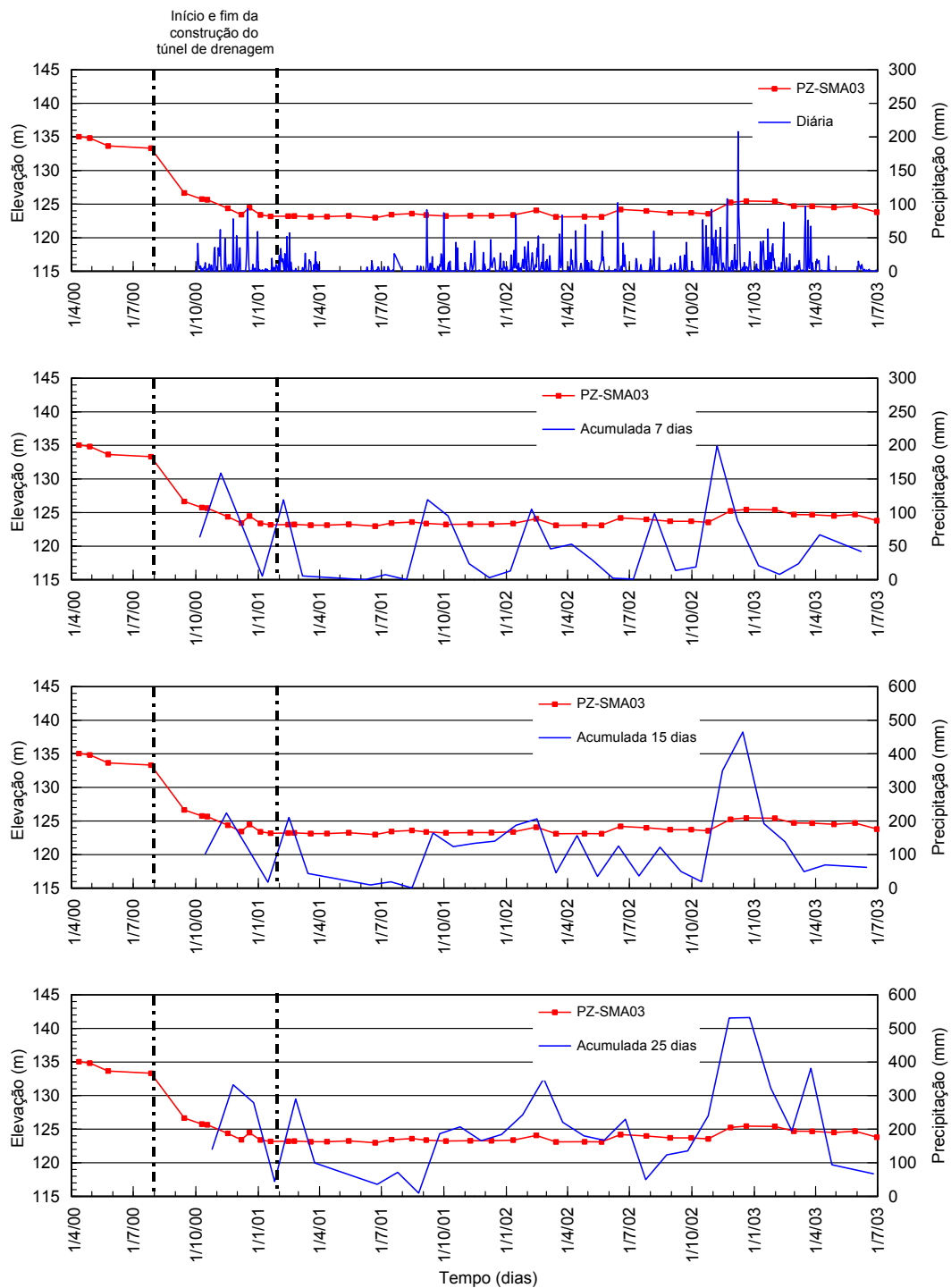


Figura B.4 – Correlação entre leitura do PZ-SMA03 e pluviometria.

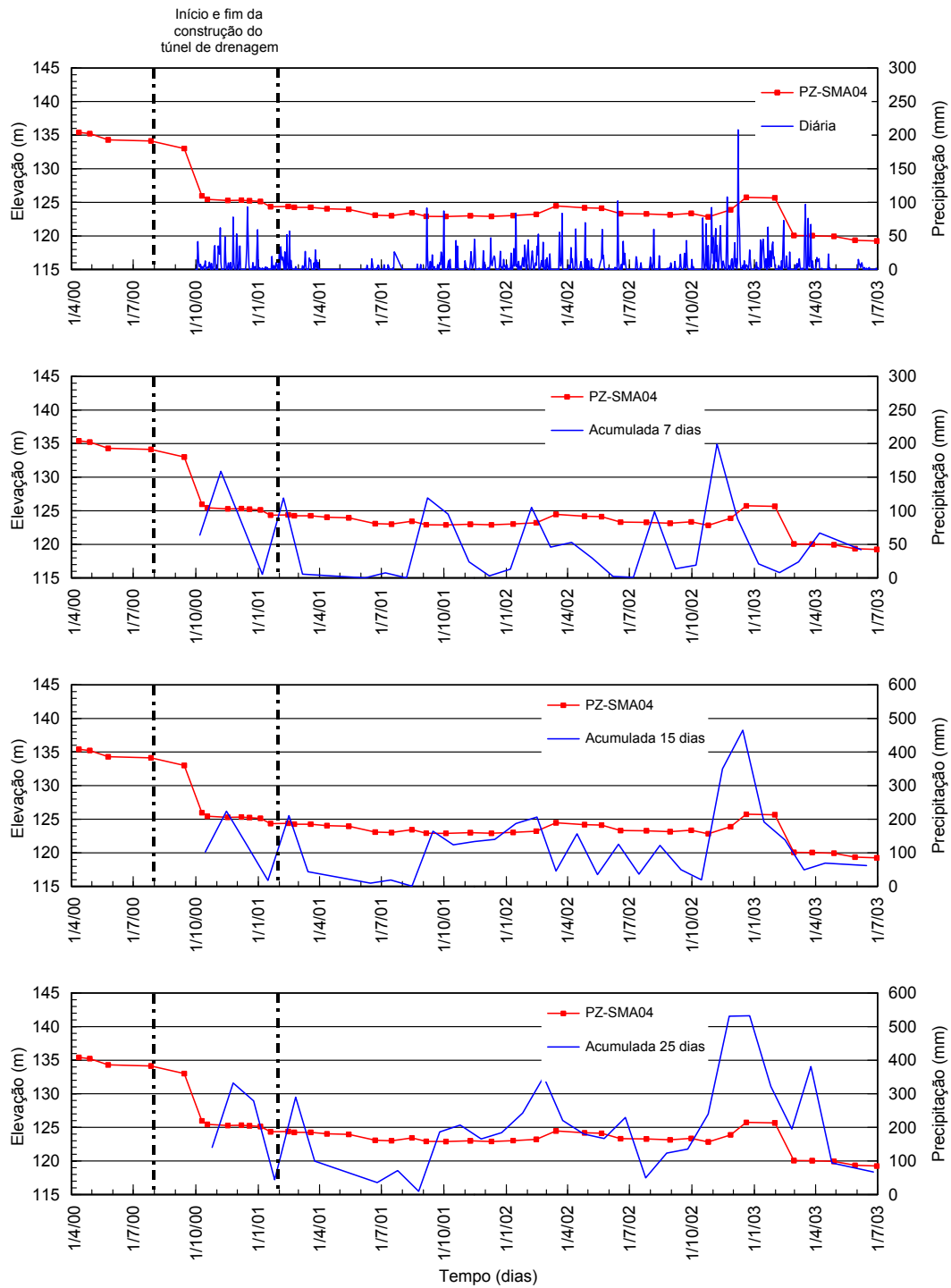


Figura B.5 – Correlação entre leitura do PZ-SMA04 e pluviometria.

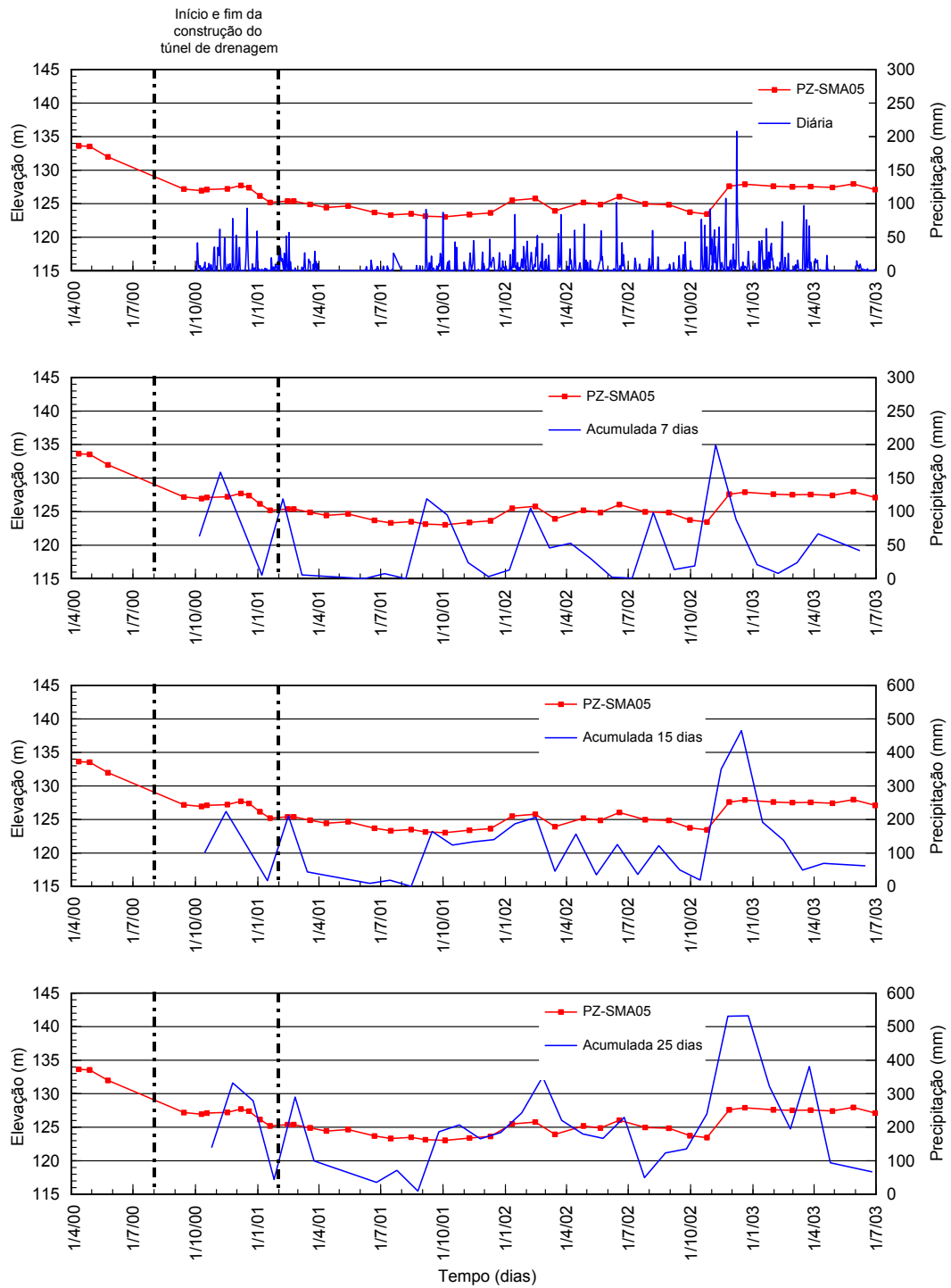


Figura B.6 – Correlação entre leitura do PZ-SMA05 e Pluviometria.

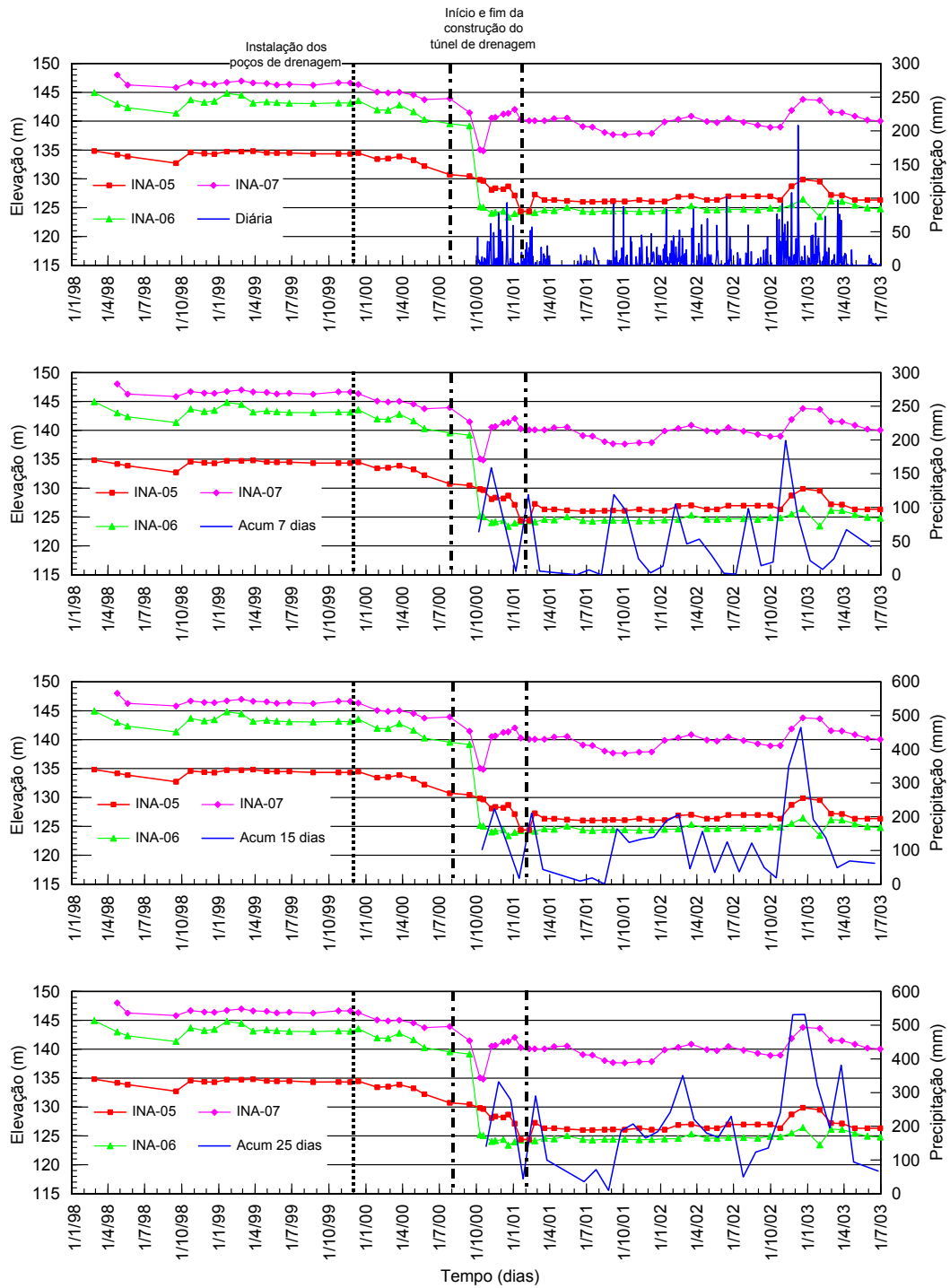


Figura B.7 – Correlação entre leitura dos INAs e pluviometria.

APÊNDICE C – Tassômetros

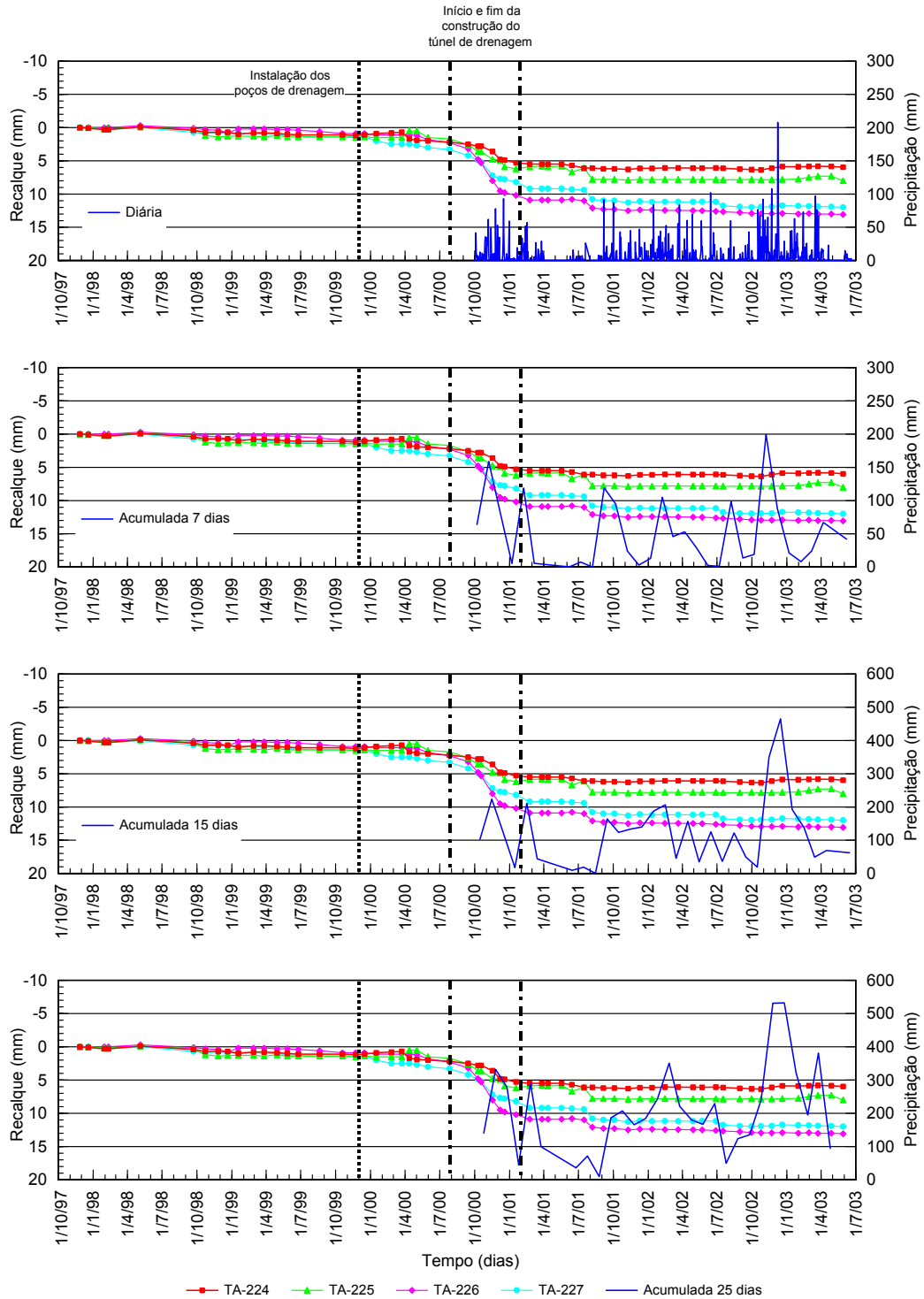


Figura C.1 – Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 6 e pluviometria.

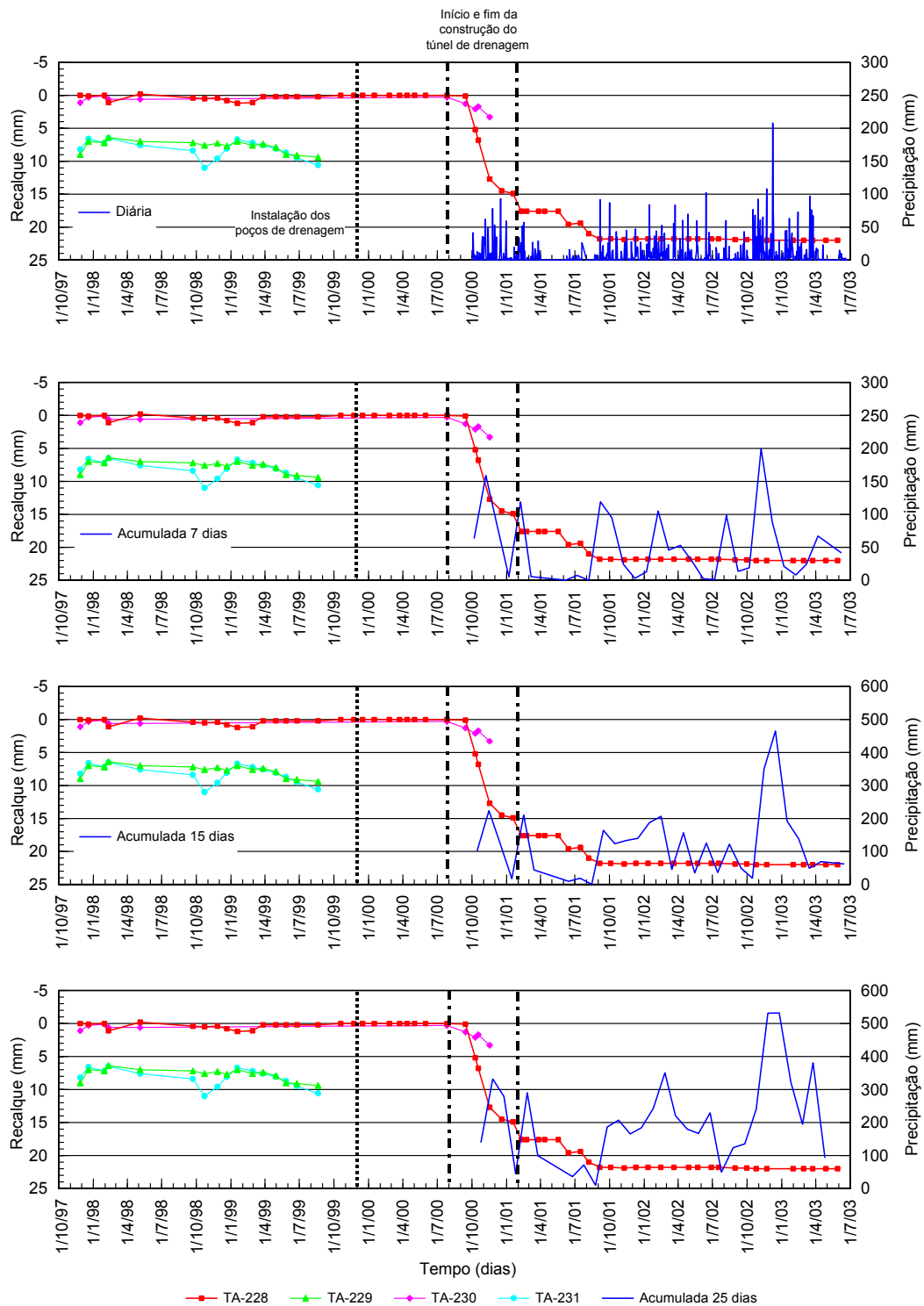


Figura C.2 – Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 7 e pluviometria.

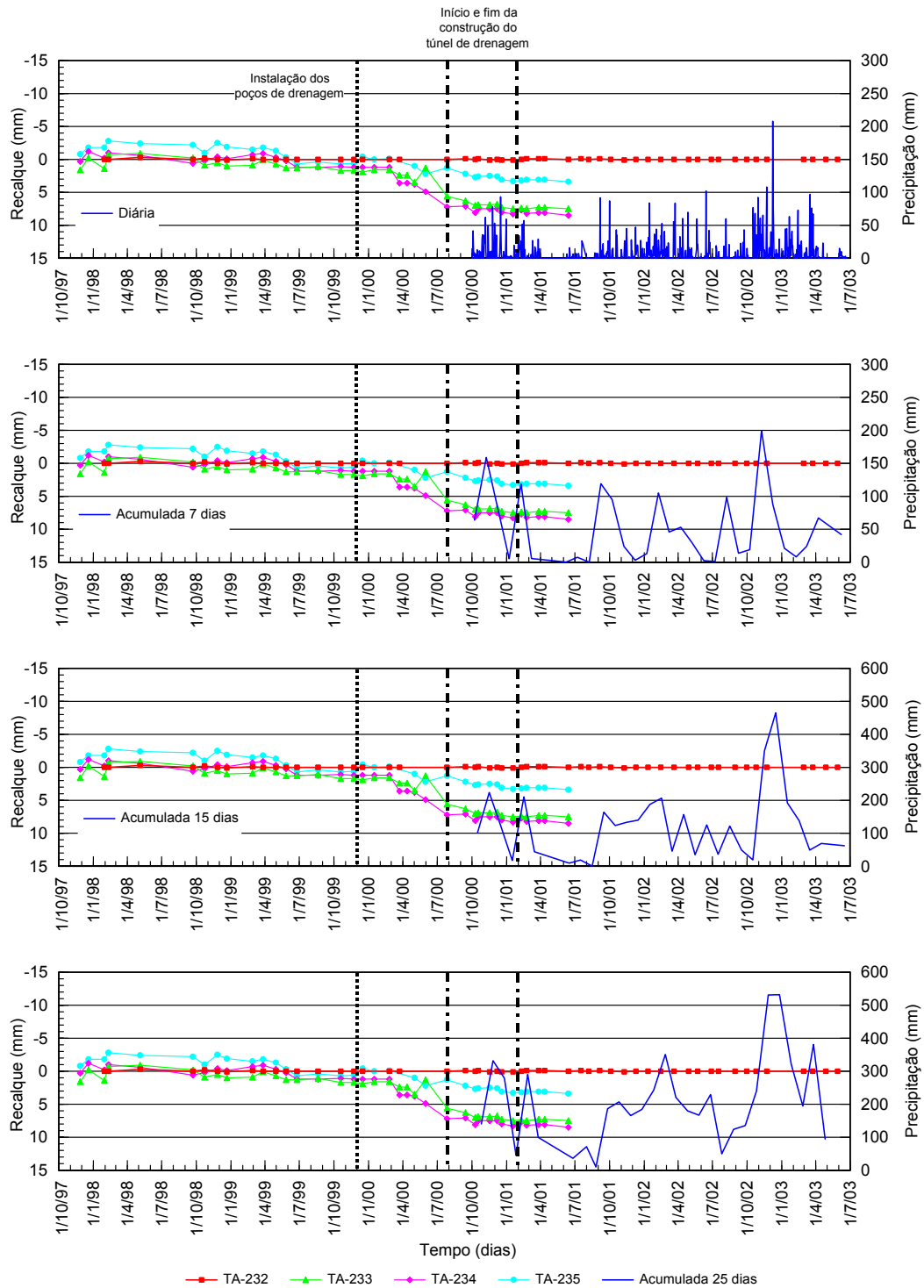


Figura C.3 – Correlação entre leitura dos tassômetros do apoio 8 e pluviometria.

APÊNDICE D – Inclinômetros

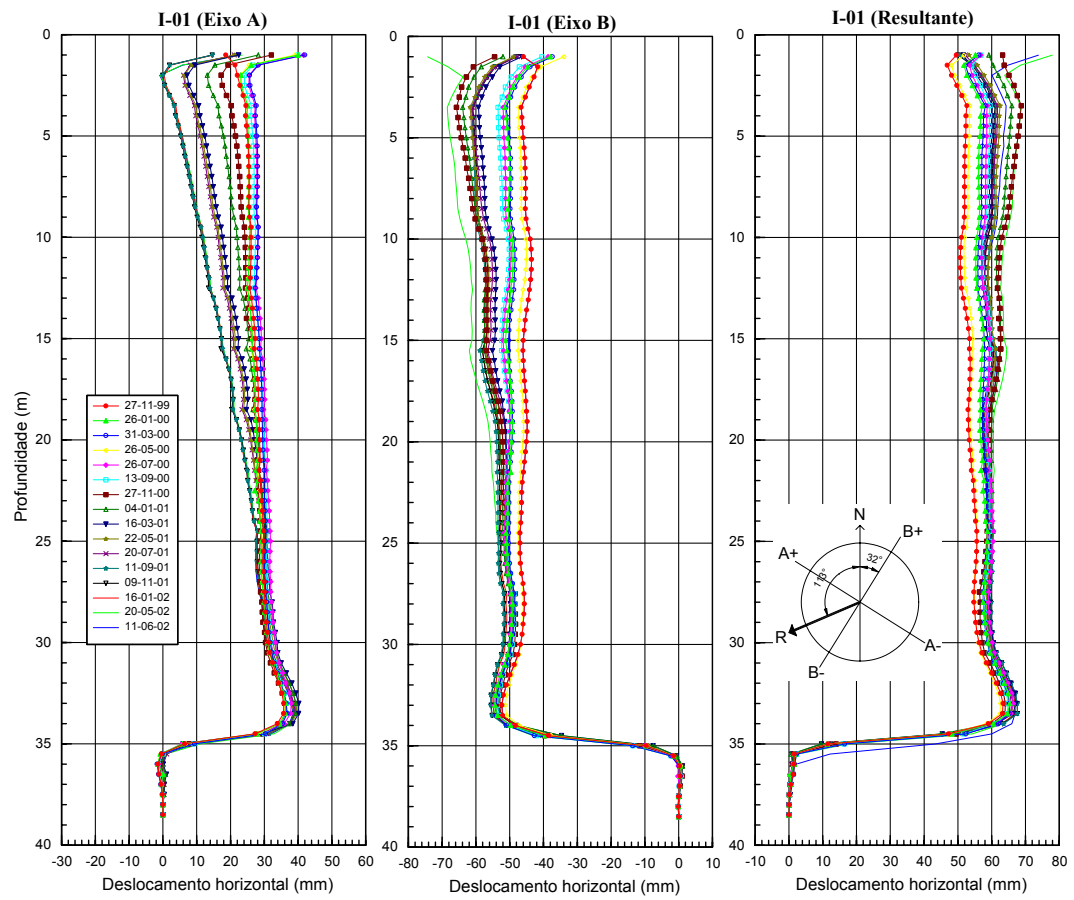


Figura D.1 – Leituras do inclinômetro I-01.

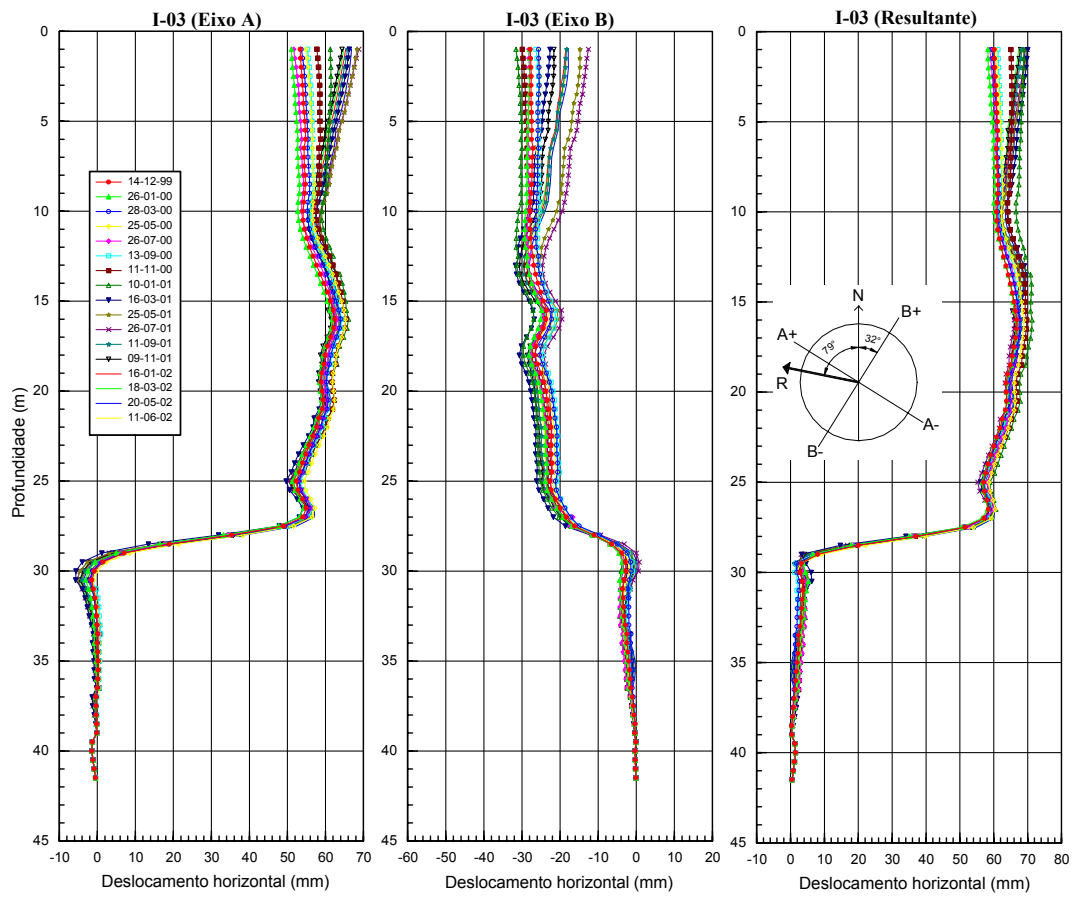
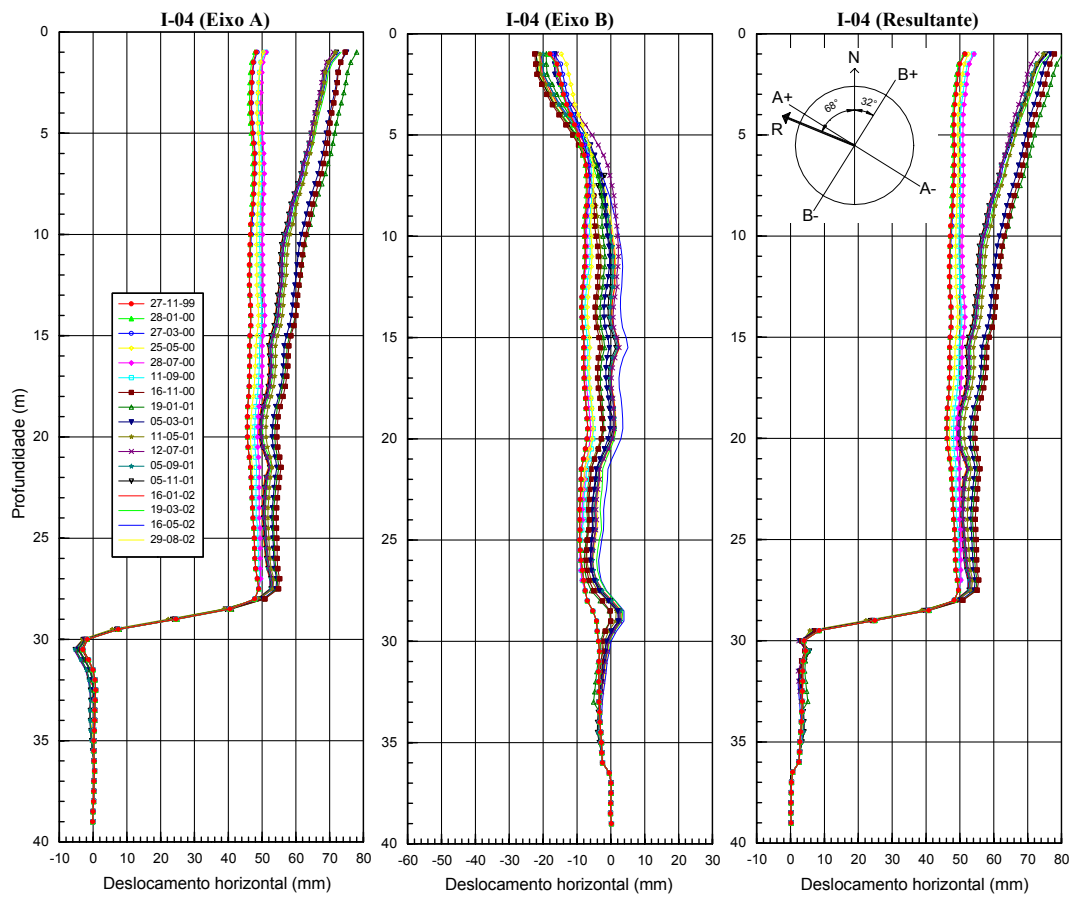


Figura D.2 – Leituras do inclinômetro I-03.



Obs: Tubo obstruído a partir de 33,00 m de profundidade.

Figura D.3 – Leituras do inclinômetro I-04.

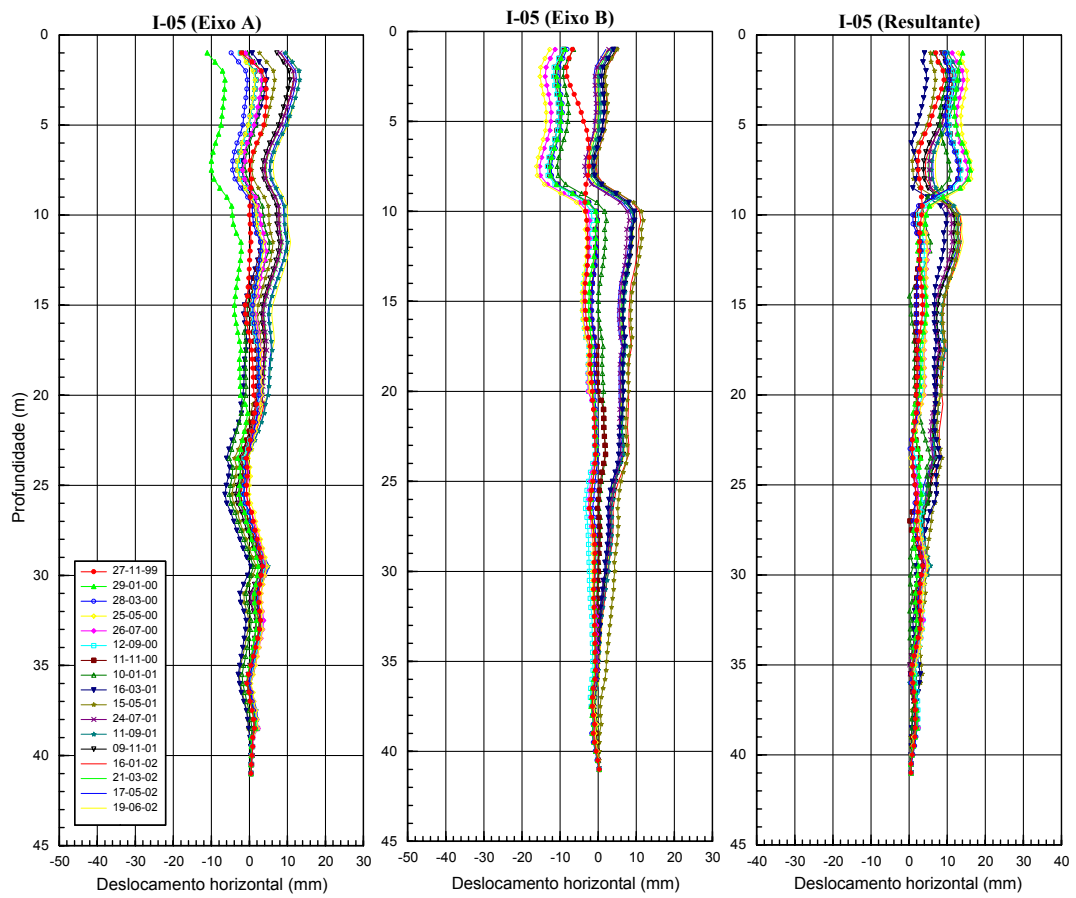


Figura D.4 – Leituras do inclinômetro I-05.

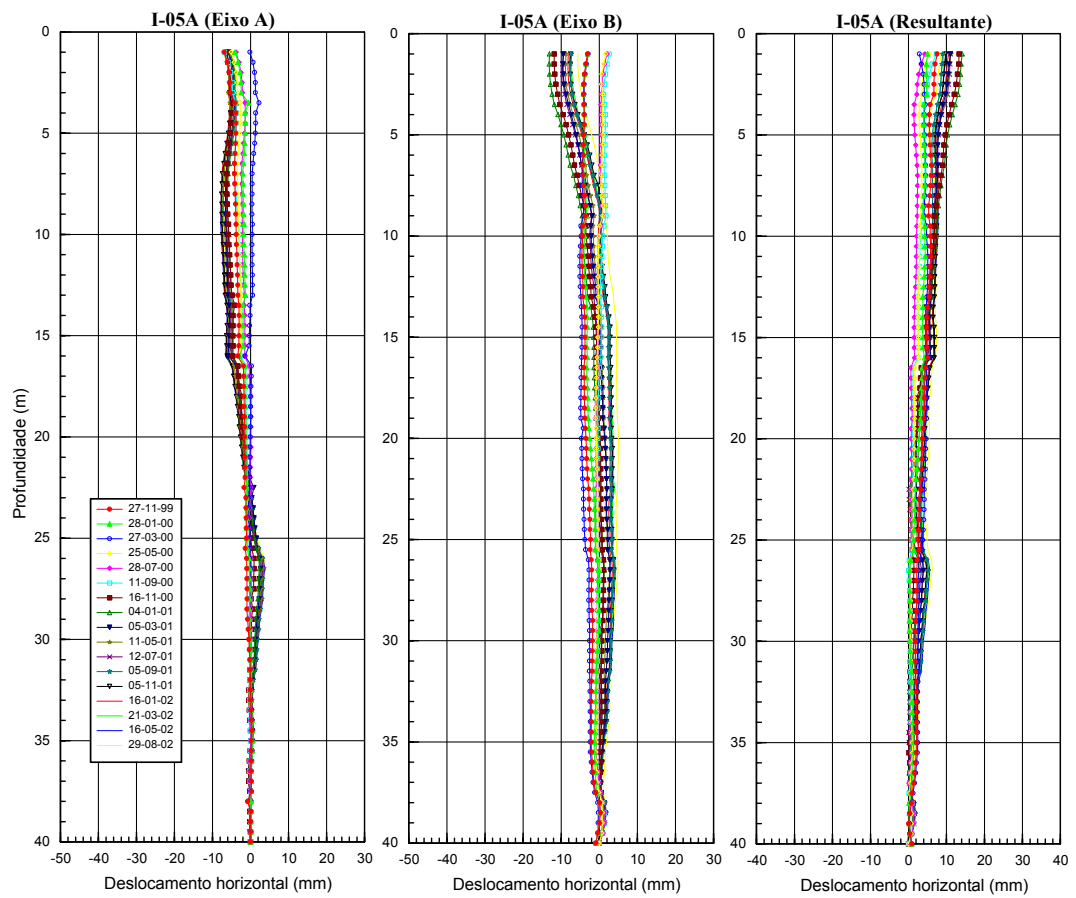


Figura D.5 – Leituras do inclinômetro I-05A.

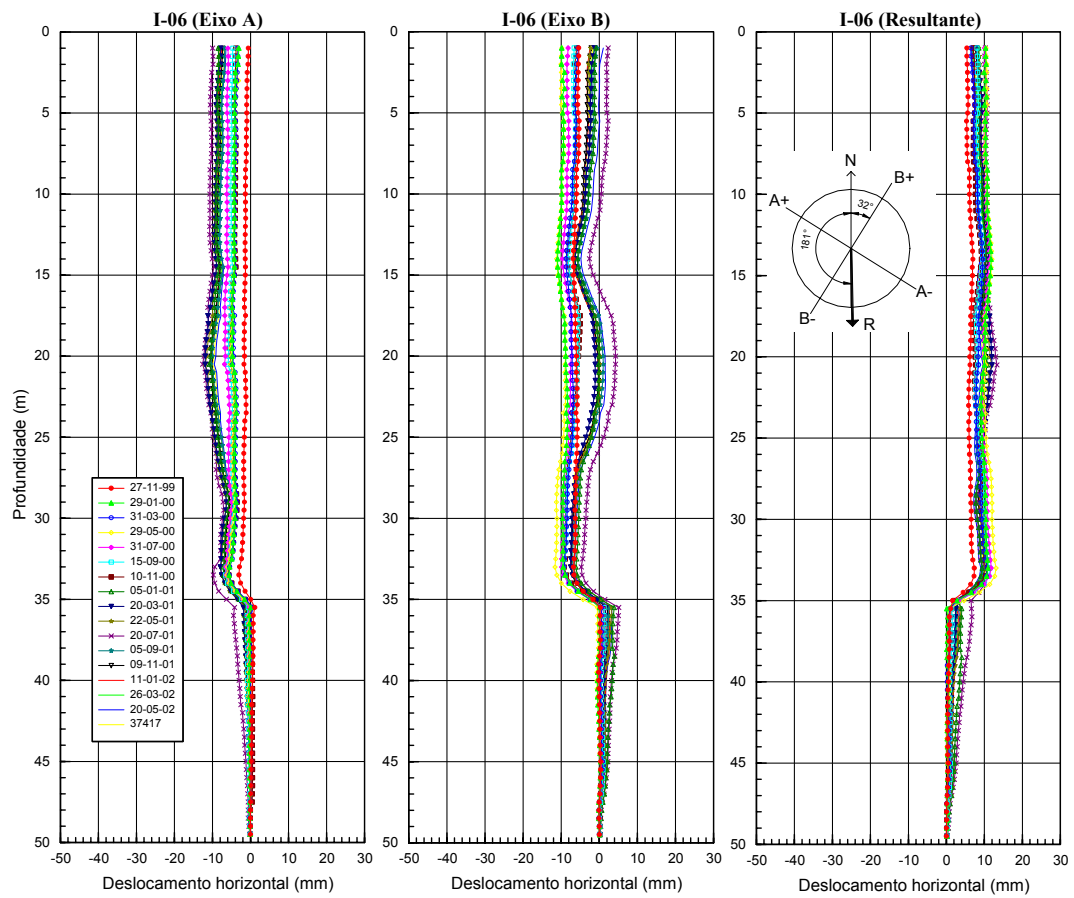
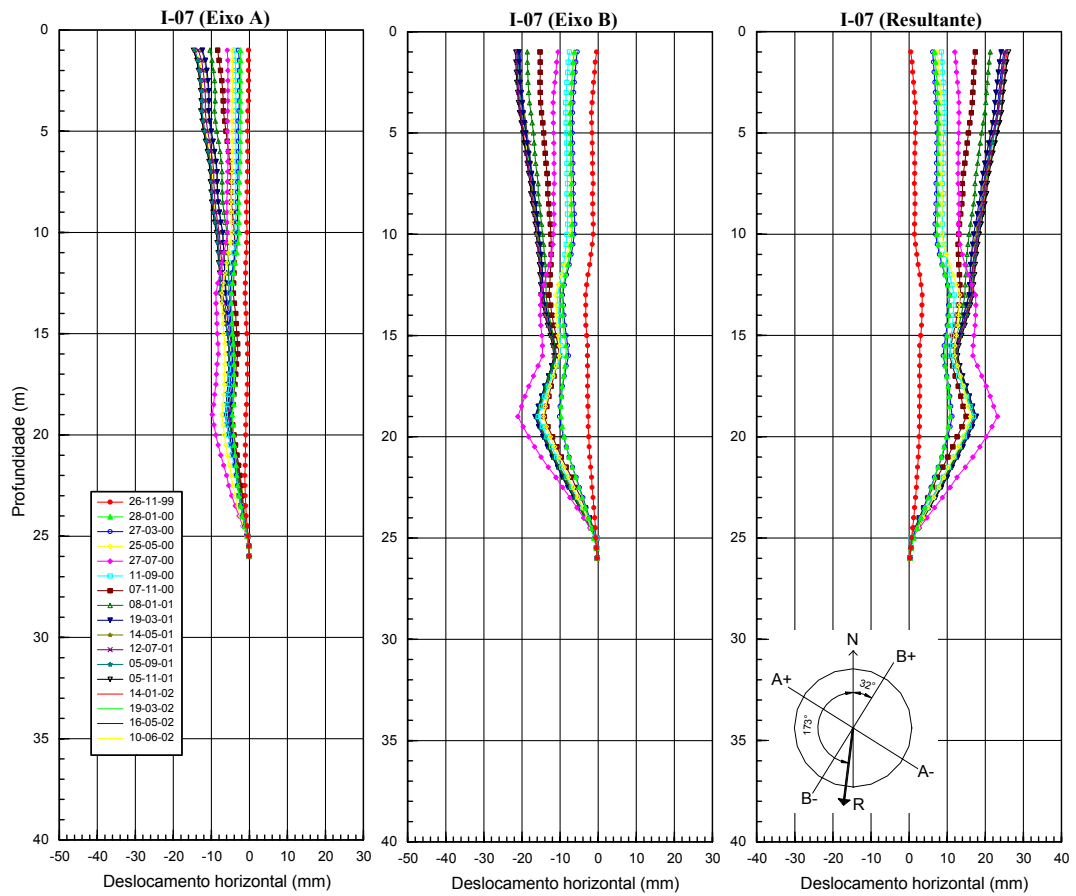


Figura D.6 – Leituras do inclinômetro I-06.



Obs: Tubo obstruído a partir de 26,00 m de profundidade.

Figura D.7 – Leituras do inclinômetro I-07.

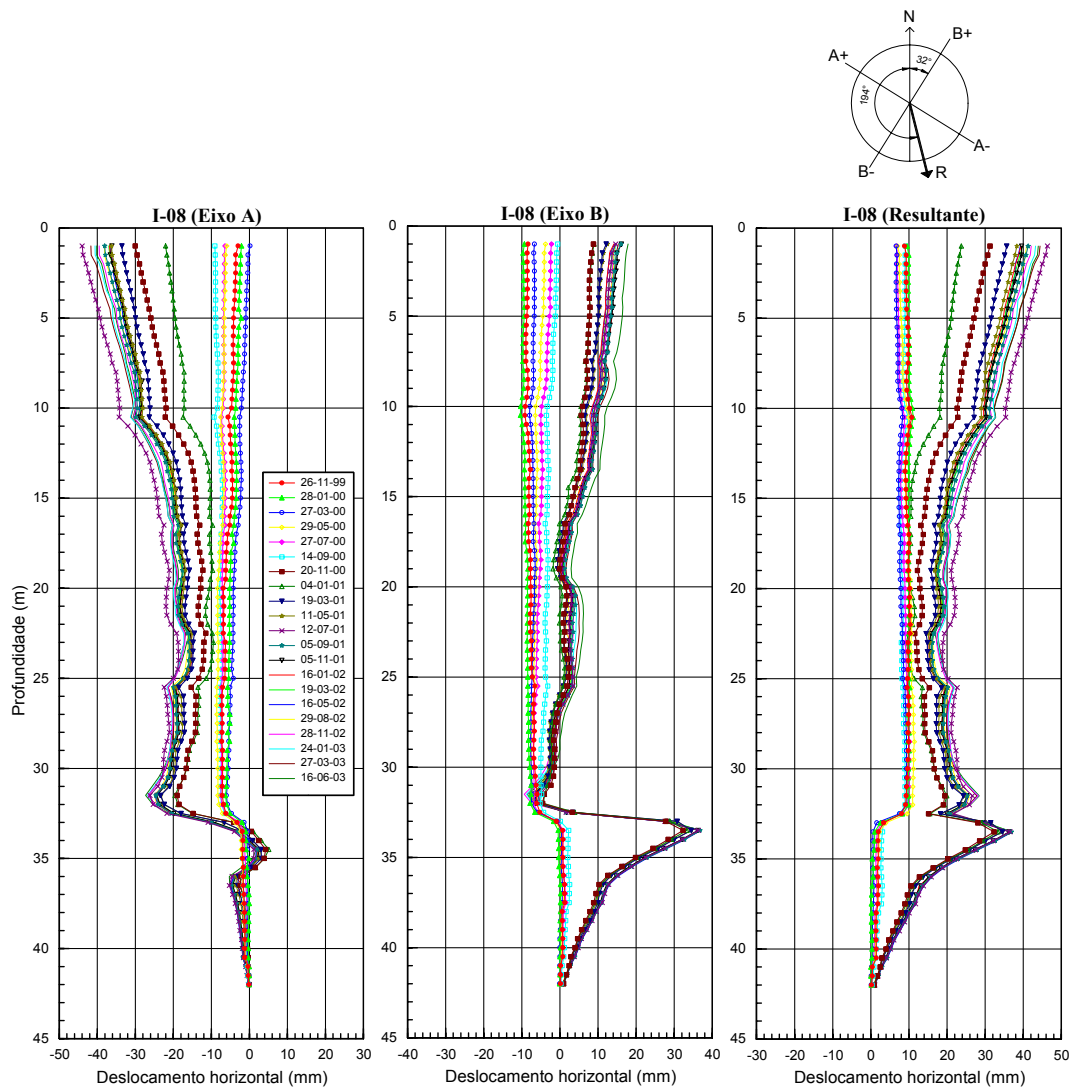


Figura D.8 – Leituras do inclinômetro I-08.

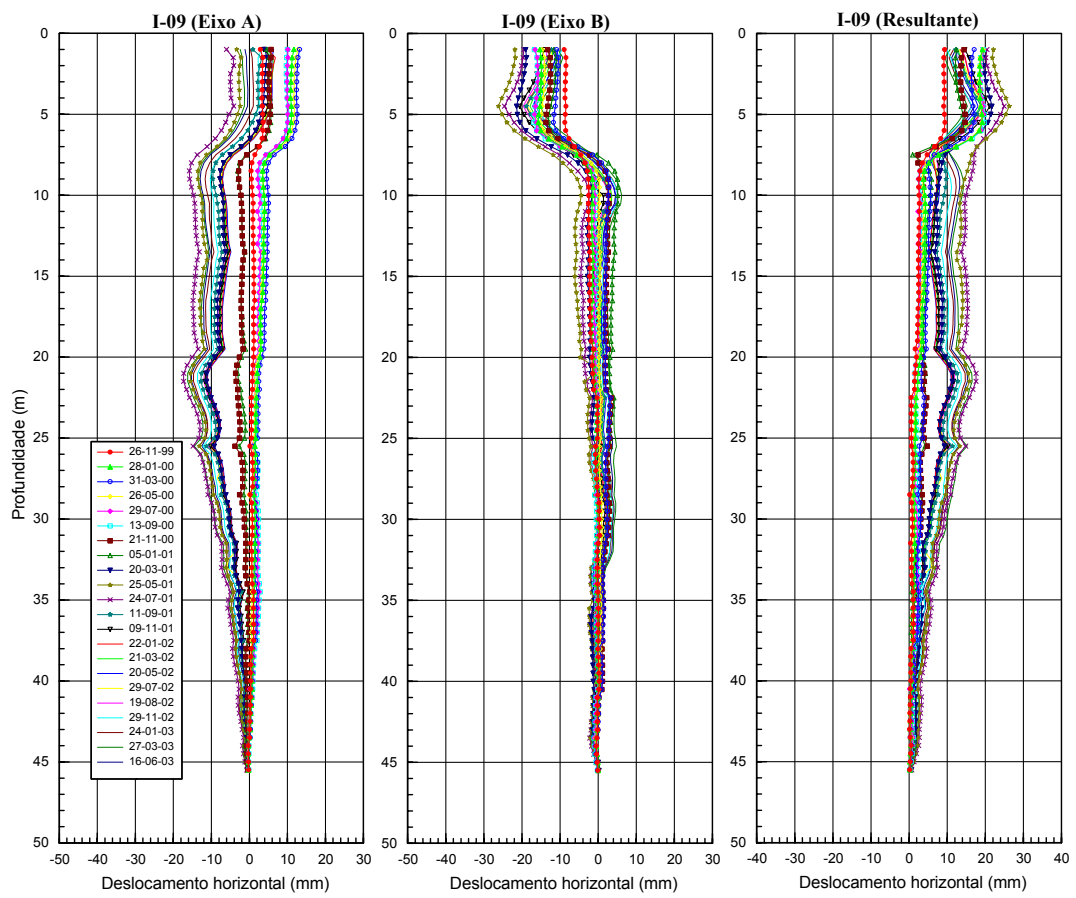


Figura D.9 – Leituras do inclinômetro I-09.

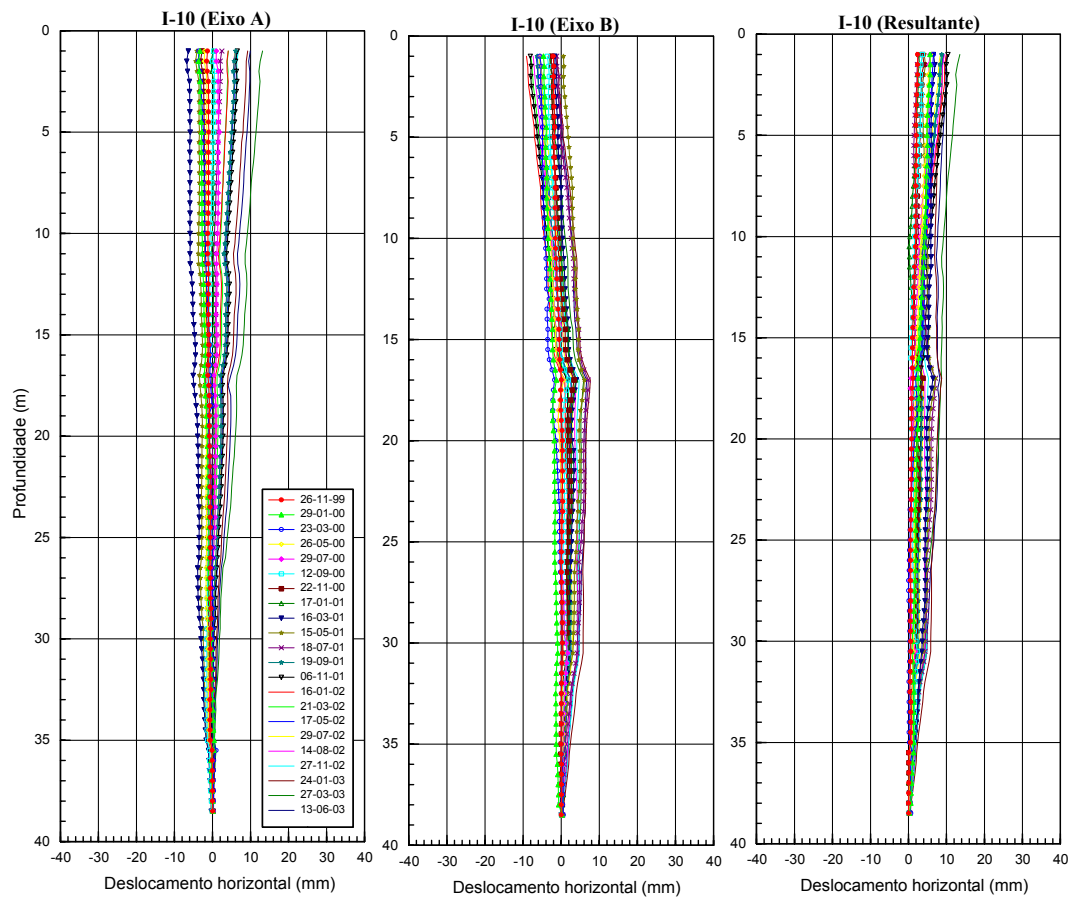


Figura D.10 – Leituras do inclinômetro I-10.

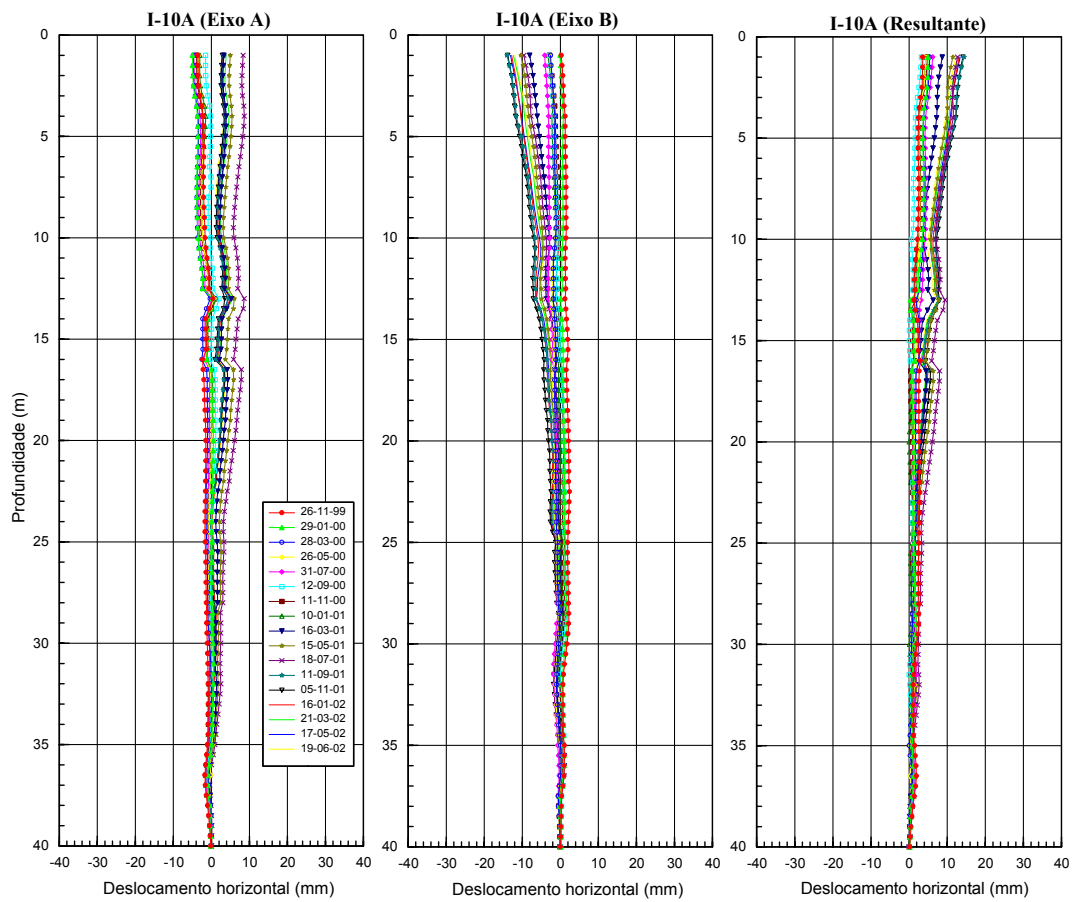


Figura D.11 – Leituras do inclinômetro I-10A.

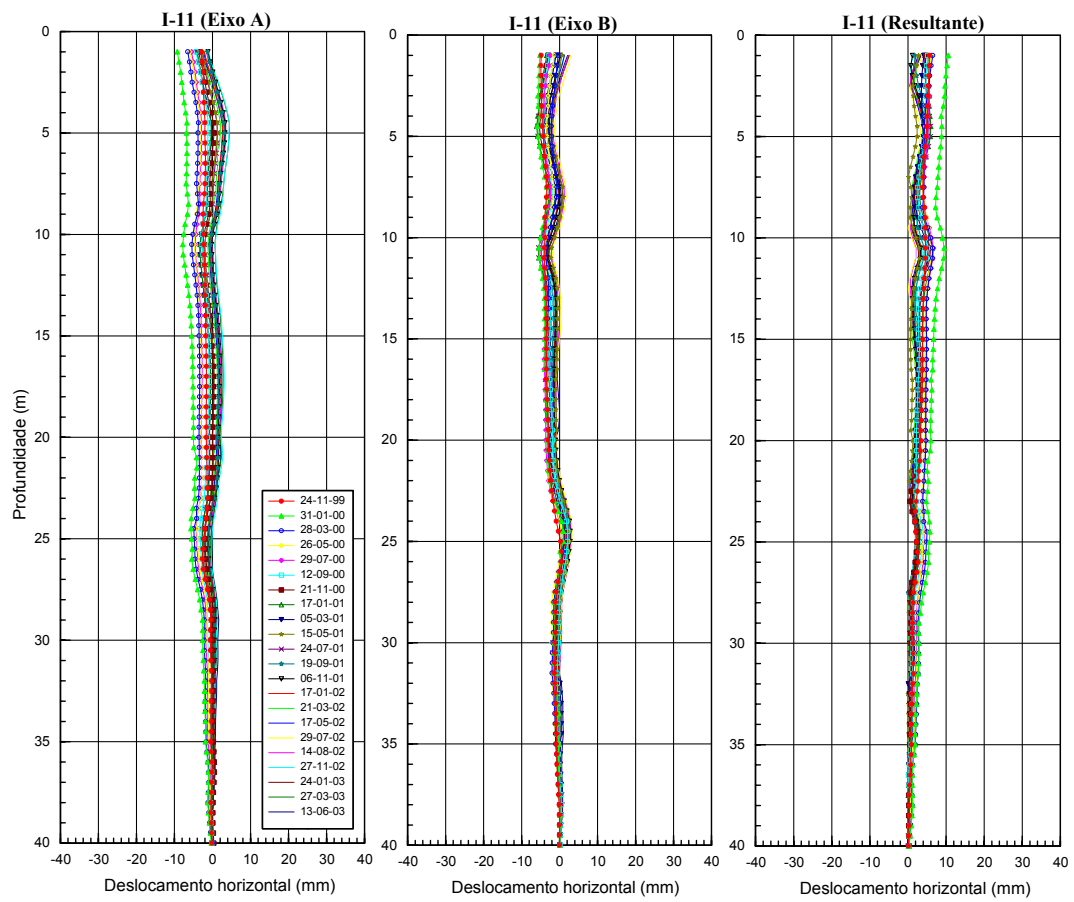


Figura D.12 – Leituras do inclinômetro I-11.

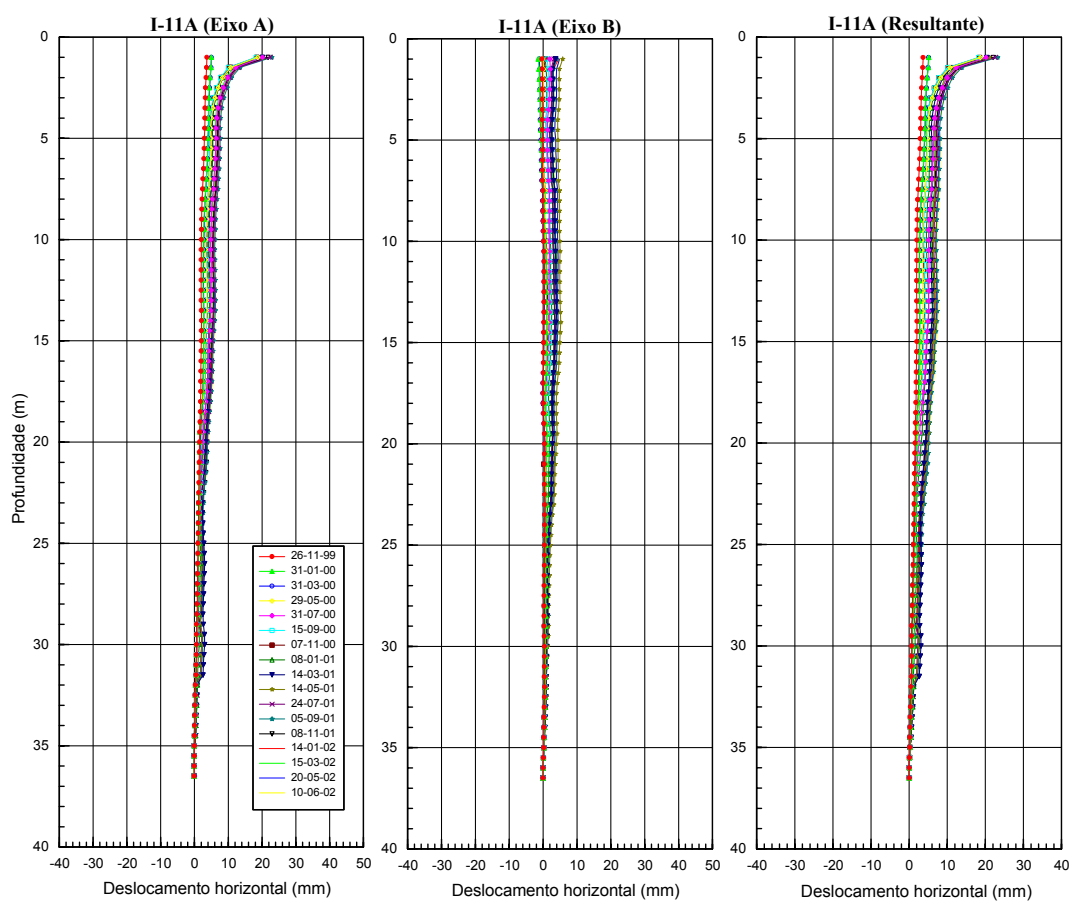


Figura D.13 – Leituras do inclinômetro I-11A.

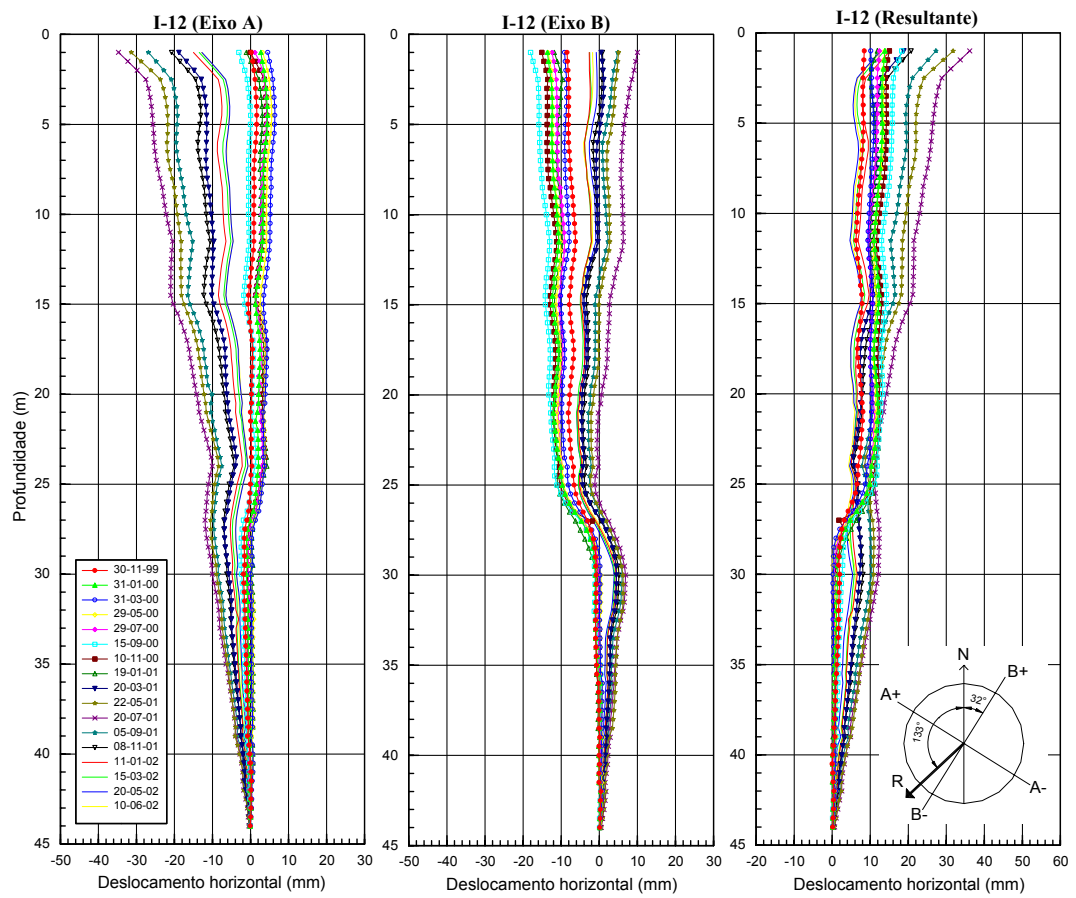


Figura D.14 – Leituras do inclinômetro I-12.

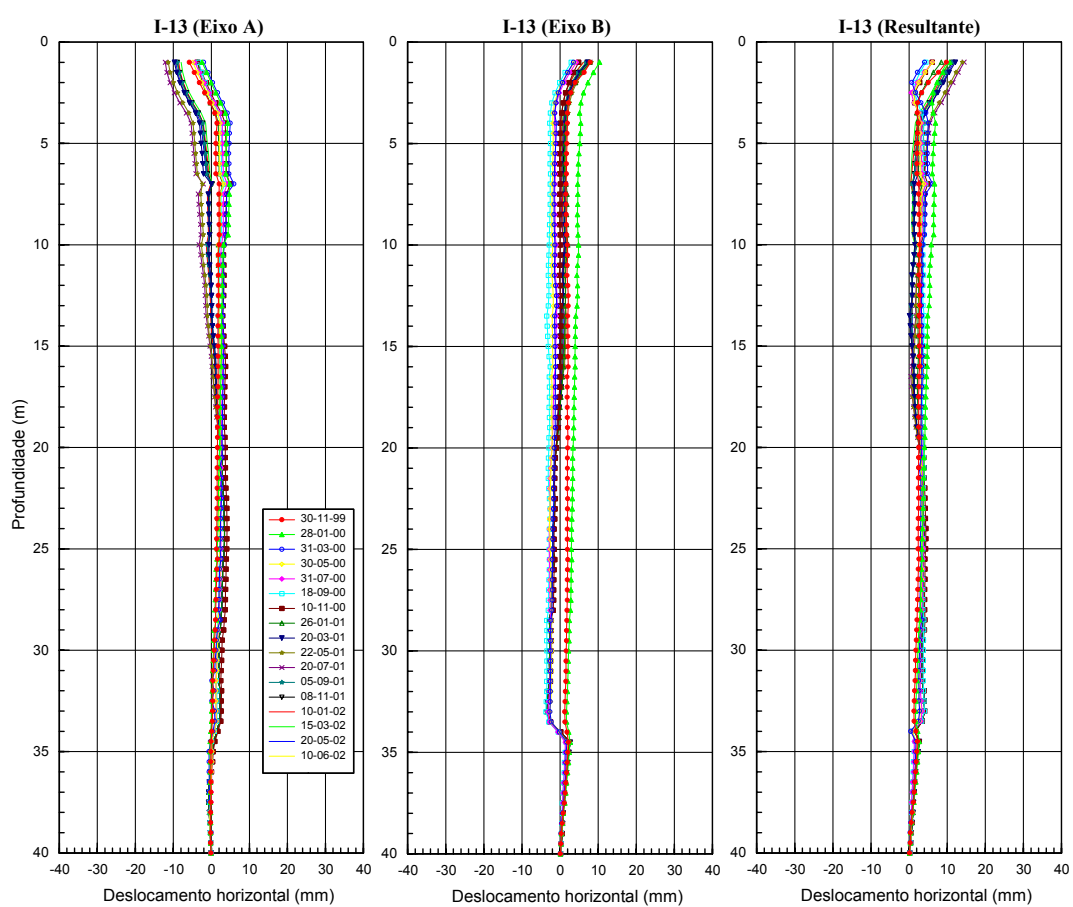


Figura D.15 – Leituras do inclinômetro I-13.

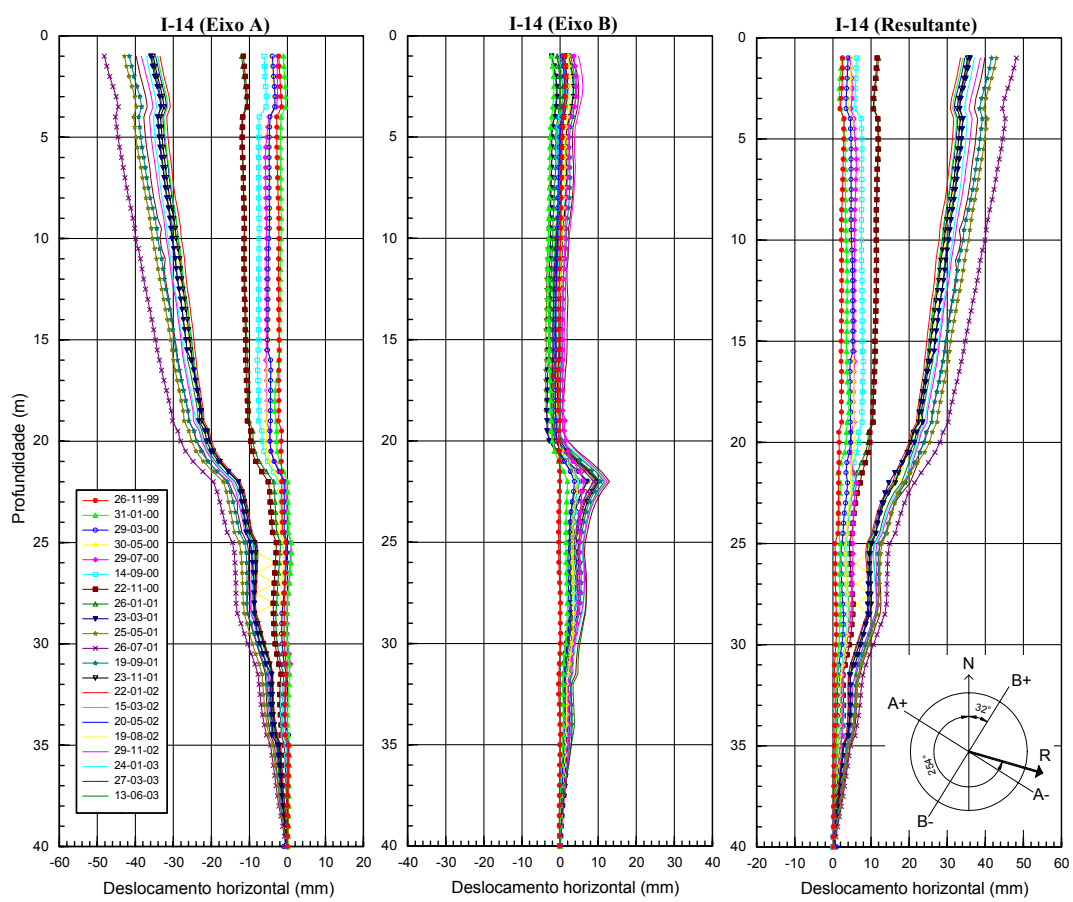


Figura D.16 – Leituras do inclinômetro I-14.

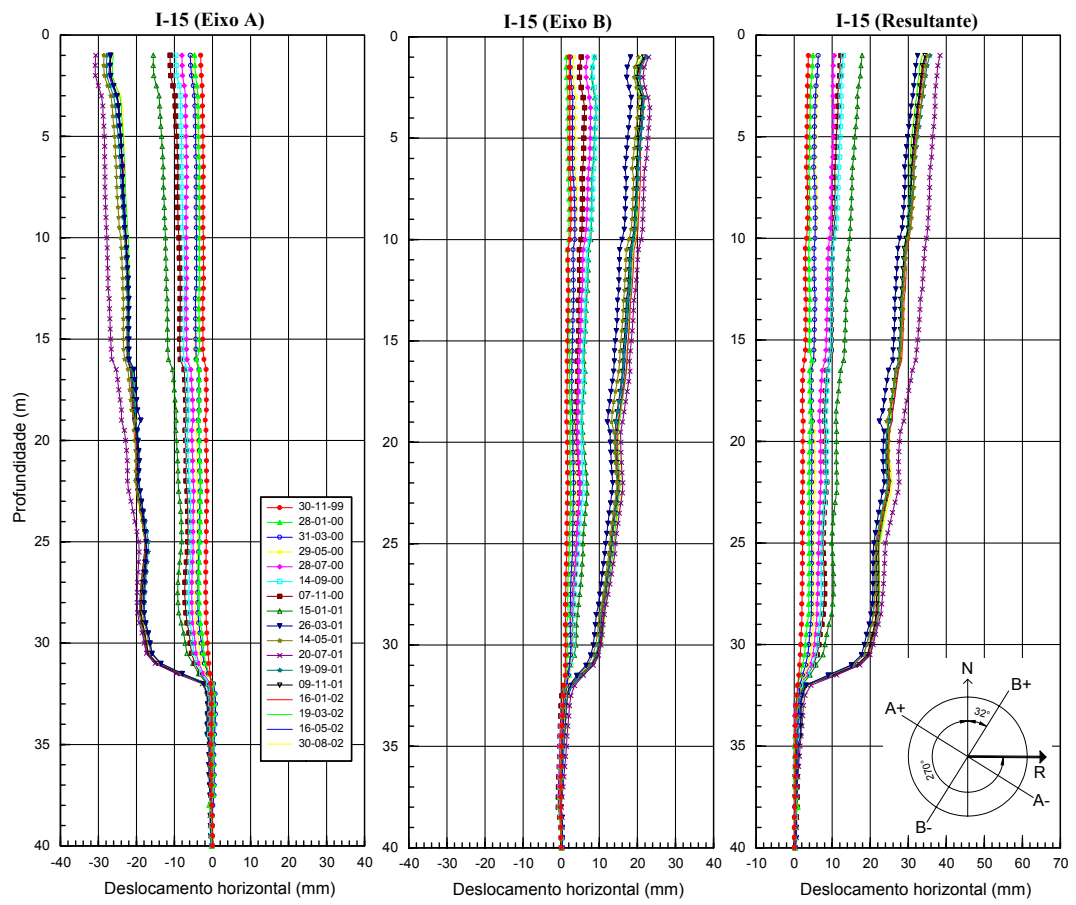


Figura D.17 – Leituras do inclinômetro I-15.