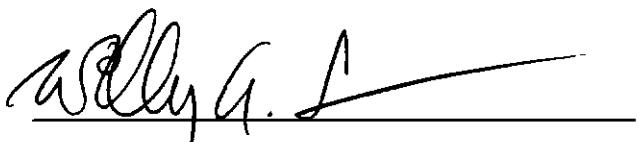


INSTRUMENTAÇÃO E ANÁLISE DOS MOVIMENTOS DA ENCOSTA DO SOBERBO - ALTO DA BOA VISTA, R. J.

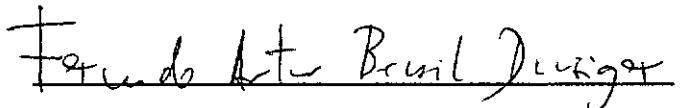
Guilherme Henrique Schilling

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



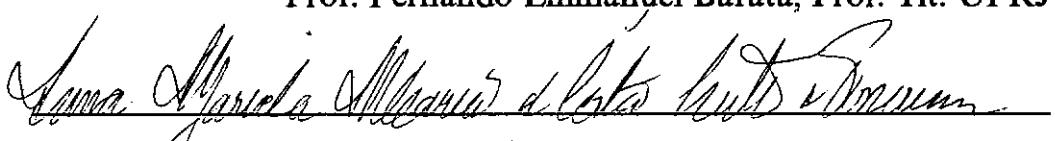
Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph. D.
(Presidente)



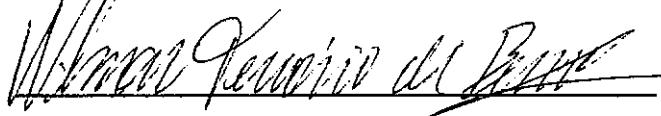
Prof. Fernando Artur Brasil Danziger, D. Sc.



Prof. Fernando Emmanuel Barata, Prof. Tit. UFRJ



Engª Anna Margarida Maria do Couto Costa e Fonseca, S.E.R.L.A.



Geól. Wilmar Tenório Barros, GEO - RIO

Rio de Janeiro, R. J. - Brasil

Abril de 1993

SCHILLING, GUILHERME HENRIQUE

**Instrumentação e Análise dos Movimentos
da Encosta do Soberbo, Alto da Boa Vista
- R.J. [Rio de Janeiro] 1993.**

**xiv, 237p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M. Sc.,
Engenharia Civil, 1993)**

**Tese - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE.**

**I. Instrumentação de Encosta
II. Título (Série).**

"Que a recompensa por este trabalho seja a sua utilização prática no meio técnico."

A minha família e aos amigos

AGRADECIMENTOS

- A Willy Lacerda, pela orientação e amizade surgida nestes anos de trabalho.
- À Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro; à Diretoria de Geotécnica (hoje GEO-RIO), ao seu Diretor Aldo Cunha da Rosa, pelo financiamento e cooperação no convênio que originou este trabalho em conjunto.
- Aos geólogos Hilton Barroso, Ricardo Orsini, José Mendonça e Cláudio Amaral pelo levantamento geológico.
- À SERLA, em especial à Eng^a Marilene Ramos, pelos dados pluviométricos e pelas colaborações durante a tese.
- Ao geólogo Wilmar Tenório, pela dedicação exemplar dentro da vida pública e pelo total apoio no mapeamento geológico da encosta do Soberbo.
- Aos amigos - alunos, funcionários e professores da Área de Mecânica dos Solos, pela convivência e apoio na realização deste trabalho, em especial aos companheiros Adalsino e Max pela dedicação na execução das medições de campo.
- Ao companheiro de sempre Ricardo Cosme pela incansável disposição na realização da parte computacional desta tese.
- Ao prof. Fernando Danziger pelo incentivo.
- Aos amigos - Glauber, Laura, Elena e Renato pela convivência diária .
- A Ana Beatriz pelo apoio e paciência.
- Ao Departamento de Transportes da Escola de Engenharia da UFRJ, pela cessão do teodolito utilizado nas medições de campo.

- À CAPES pelo financiamento da bolsa de mestrado.
- Às firmas GEOMECÂNICA e L. O. GRAÇA, pelo auxílio à parte de campo.
- A Marcos Barreto, Carlos Alberto e Paulo Brugger pelos momentos de descontração.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

INSTRUMENTAÇÃO E ANÁLISE DOS MOVIMENTOS DA ENCOSTA DO SOBERBO - ALTO DA BOAVISTA, R.J.

Guilherme Henrique Schilling

Abril, 1993

Orientador: Willy Alvarenga Lacerda

Programa: Engenharia Civil

Os contínuos movimentos da Encosta do Soberbo têm sido observados desde os escorregamentos catastróficos de 1966 e 1988. Em janeiro de 1990, foram iniciados estudos aprofundados das causas e mecanismos dos movimentos, inseridos em um convênio firmado entre a S.M.O. - Diretoria de Geotécnica (hoje fundação GEO-RIO) e a COPPE/UFRJ. A presente tese tem por objetivo o relato de todos os estudos efetuados.

Descrevem-se os escorregamentos ocorridos, a instrumentação de campo e os ensaios de laboratório realizados. Através dos dados da instrumentação faz-se uma análise dos movimentos da encosta, e propõem-se algumas medidas de estabilização. São apresentados resultados das medidas de vazão em 22 drenos profundos instalados.

A instrumentação de campo consistiu da execução de 28 furos de sondagem mista, com SPT, ensaios de permeabilidade em solo e perda d'água em rocha. Foram instalados piezômetros Casagrande, medidores de nível d'água e tubos de inclinômetro, assim como um pluviômetro e marcos superficiais de concreto. Paralelamente, a Diretoria de Geotécnica executou um mapeamento geológico detalhado da encosta.

Mostra-se que o escorregamento acontece no colúvio sobrejacente ao solo residual de granito, onde a zona de contato apresenta-se como limite da superfície potencial de ruptura. Os condicionantes geológicos influenciaram diretamente a origem e direção dos movimentos e a alta intensidade pluviométrica local condicionou as velocidades dos movimentos da encosta.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.).

INSTRUMENTATION AND ANALYSIS OF MOVEMENTS AT SOBERBO SLOPE - ALTO DA BOA VISTA, R.J.

Guilherme Henrique Schilling

April, 1993

Thesis Supervisor: Willy Alvarenga Lacerda

Department: Civil Engineering

Continuous movements of the slope at Soberbo have been observed since the catastrophic failures of 1966 and 1988. In January 1990, as part of a joint research project between Rio de Janeiro City Authorities (Diretoria de Geotécnica) and the Federal University of Rio de Janeiro, studies were initiated to determine the causes and mechanism of this mass movements. This thesis presents the studies that have been carried out in this project.

The failures which occurred are described, as well as the field and laboratory tests carried out. The analysis of the slopes movements was based on instrumentation results. Stabilization procedures were suggested. Flow measurements from 22 horizontal drains are presented.

Field studies included Standard Penetration Tests, rock sampling and in-situ permeability tests in both soil and rock. Casagrande piezometers, water level indicators and inclinometer tubes were also installed, together with a pluviometer and superficial marks. A detailed geologic map of the slope area was prepared by Diretoria de Geotécnica.

It is shown that failures occurred in the colluvium soil over granite residual soil, where the contact zone is the limit of the potential failure surface.

Geologic features strongly influenced the origin and direction of movements. High rainfall intensity is the conditioning factor in the velocity of the slide movements.

RELAÇÃO DE TABELAS

Nº	TÍTULO	PÁGINA
CAP. III		
III.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERM. "IN SITU"	18
III.2	RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA	19
III.3	LOCALIZAÇÃO E PROFUNDIDADE DOS PIEZÔMETROS E MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA	26
III.4	LOCALIZAÇÃO E PROF. DOS INCLINÔMETROS	29
CAP. IV		
IV.1	CARACTERIZAÇÃO GEOT. DOS PRINCIPAIS GRUPOS DE ROCHAS DAS ENCOSTAS DO R.J. (HEINE, 1986)	35
IV.2	GEOMETRIA DAS MASSAS COLUVIAIS (LACERDA E SANDRONI, 1985)	42
IV.3	INCLINÔMETROS	67
IV.4	VALORES LIMITES DE PRECIPITAÇÃO ENCONTRADOS POR VÁRIOS AUTORES EM DIFER. LOCALIDADES (TATIZANA E OUTROS, 1987)	82
CAP. V		
V.1	RES. AO CIS. DE SOLOS RES. E ROCHAS ALTERADAS DE GRANITO/GNAISSE (DEERE E PATTON, 1971)	103
V.2	RES. AO CIS. DE SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO/GNAISSE DO BRASIL (RAMOS, 1991)	104
V.3	RESUMO DOS ÍNDICES FÍS. DAS AMOSTRAS NO ESTADO NAT. DA ENC. DO SOBERBO (SILVEIRA, 1993)	105
V.4	PORCENTAGEM MÉDIA DE AREIA, SILTE E ARGILA DA ENC. DO SOBERBO (SILVEIRA, 1993)	105
V.5	PARÂMETROS DE RES. AO CIS. DA ENCOSTA DO SOBERBO (SILVEIRA, 1993)	106
V.6	PARÂMETROS DE COMPRES. E ÍNDICES DOS ENSAIOS DE ADENS. DA ENC. DO SOBERBO (SILVEIRA, 1993)	107
V.7	ESTABILIDADE NAS ZONAS B e C	111
V.8	VALORES DE FS EM FUNÇÃO DA REDUÇÃO NO NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO	112
CAP. VI		
VI.1	MÉTODOS E TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA (BARATA, 1985)	115
VI.2	DIMENSÕES DAS CANALETAS	130

RELAÇÃO DE FIGURAS

Nº	TÍTULO	PÁGINA
CAP. II		
II.1	ESCORREGAMENTO OCORRIDO EM 1966	6
II.1A	FLUXOGRAMA PARA ESTUDOS	9
II.2	LOCALIZAÇÃO DA ENCOSTA	10
CAP. III		
III.1	VISTA EM PLANTA DA ENCOSTA E INSTRUMENTAÇÃO - 1990/91/92	13
III.2	ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA S1B 18,50m - 21,50m	21
III.3	ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ9B 24,00m - 26,00m	21
III.4	ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ1A 8,50m - 11,50m	22
III.5	ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ1A 16,50m - 19,50m	22
III.6	ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ2A 5,00m - 8,00m	23
III.7	ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ2A 8,00m - 11,00m	23
III.8	ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ2A 11,00m - 14,00m	24
III.9	DETALHE DO INCLINÔMETRO	30
III.10	DETALHE DO MARCO SUPERFICIAL	32
III.11	ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DO SOBERBO	33
CAP. IV		
IV.1	MAPA GEOLÓGICO (BARROS E OUTROS, 1992)	38
IV.2	PERFIL DE ALTERAÇÃO DO METAGABRO (BARROS E OUTROS, 1992)	41
IV.3	SEÇÕES GEOTÉCNICAS - ZONA B	48
IV.4	SEÇÕES GEOTÉCNICAS - ZONAS A, C, D, e E	49
IV.5	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA PZ1B	50
IV.6	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S1B	51
IV.7	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S2B	52
IV.8	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA PZ9B	53
IV.9	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA PZ10B	54
IV.10	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA PZ11B	55
IV.11	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA PZ12B	56
IV.12	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA PZ2A	57
IV.13	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S1A	58
IV.14	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S1C	59
IV.15	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S1C	60
IV.16	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S2C	61
IV.17	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S2C	62
IV.18	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA S1D	63

Nº	TÍTULO	PAGINA
IV.19	PIEZOMETRIA X PLUVIOMETRIA S2D	64
IV.20	PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA PZ1E	65
IV.21	REPRESENTAÇÃO DOS EIXOS DO INCLINÔMETRO	66
IV.22	DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE S1A	69
IV.23	DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE S2B	70
IV.24	DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE S1D	71
IV.25	DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE S2D	72
IV.26	DESLOC. SUPERF. NO PERÍODO DE 01/08/90 A 10/09/91	74
IV.27	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO PERÍODO DE 01/08/90 A 10/09/91 NAS ZONAS B e C	74
IV.28	PLUVIOMETRIA DIÁRIA SOBERBO x CAP. MAYRINK	77
IV.29	PLUVIOM. ACUM. 25 DIAS SOBERBO x CAP. MAYRINK	78
IV.30	PRECIP. DIÁRIA/25 DIAS DE 1986 A 1992 (C. MAYRINK)	79
IV.31	GRAFICO DE GUIDICINI E IWASA (1977), DADOS DE 1966, 1967 e 1986 A 1992 (C. MAYRINK)	85
IV.32	ENCOSTA COM DEPÓSITOS COLUVIONARES SOBRE PERFIL TÍPICO DE INTEMPERIZAÇÃO (DEERE E PATTON, 1971)	88
IV.33	PERFIL DE SOLO TÍPICO DAS PARTES ALTAS DAS ENCOS. DA SERRA DO MAR (WOLLE E HACHICH, 1989)	88
IV.34	FLUXO SIMPLIF. EM MATERIAIS DE PERMEAB. UNIFORME (PATTON E HENDRON, 1974)	89
IV.35	MASSA COLUVIAL EM ANGRA DOS REIS, DRENOS, DESLOCAMENTOS E FLUXOS (SANDRONI, 1982)	92
IV.36	FLUXO EM ENCOS. PARA SITUAÇÕES DE INJEÇÃO D'ÁGUA SOB O MANTO DE SOLO (BORGES, 1986)	93
IV.37	FADIGA DE SOLOS RESIDUAIS POR VARIAÇÃO CÍCLICA DE PORO-PRESSÃO (LACERDA, 1989b)	94
IV.38	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DAS ZONAS A e B	99
IV.39	CONDIÇÕES DE FLUXO DA ENCOSTA - ZONA B	100
IV.40	CONDIÇÕES DE FLUXO DA ENC. - ZONAS A, C, D e E	100
CAP. V		
V.1	SEÇÃO TÍPICA ANALISADA PARA O CASO DE TALUDE INFINITO (SKEMPTON ET ALLI, 1969)	110
V.2	ANALISES DE ESTABILIDADE TIPO TALUDE INFINITO	113
CAP. VI		
VI.1	VAZÃO - ZONA B	121
VI.2	VAZÃO - ZONA C	121

Nº	TÍTULO	PÁGINA
VI.3	VAZÃO - ZONA D	122
VI.4	VAZÃO - ZONA E	122
VI.5	VAZÃO E PLUVIOMETRIA DIARIA NO PERÍODO DE 07/12/90 A 23/02/92	123
VI.6	BACIA HIDROGRAFICA	131
VI.7	SOLUÇÃO ADOTADA - ZONA B	138
VI.8	SOLUÇÃO ADOTADA - ZONA A	139

RELAÇÃO DE FOTOS

Nº	TÍTULO	PÁGINA
CAP. II		
II.1	VISTA AÉREA DAS ZONAS B e C FEV/1988	7
CAP. III		
III.1	ESTAÇÃO S2B - PIEZÔMETROS, INCLINÔMETRO e MARCO SUPERFICIAL	12
CAP. IV		
IV.1	DIQUE DE PEGMATTITO INTEMPERIZADO	37
IV.2	RECUPERAÇÃO EM ROCHA PZ 2A 5,00m - 12,50m	45
IV.3	DESNIVEL NA SEÇÃO B2	75
CAP. VI		
VI.1	SAIDA DOS DRENOS EM FORMA DE "LEQUE"	118
VI.2	VISTA AÉREA - ZONAS B/C, SETEMBRO DE 1992	126
VI.3	VISTA AÉREA - ZONAS A/C/D, SETEMBRO DE 1992	127
VI.4	TALUDE E TIRANTES REMANESCENTES DO ESCORREGAMENTO	134
VI.5	TALUDE COBERTO COM TOLDO PLÁSTICO ZONA B	135
IV.6	DETALHE DA CORTINA ANCORADA - ZONA B	136
IV.7	CORTINA ANCORADA CONCLUÍDA - ZONA B	136
IV.8	CORTINA ANCORADA - ZONA A	137

ÍNDICE

Página

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

1

CAPÍTULO II - HISTÓRICO

3

II.1 - HISTÓRICO DOS ESCORREGAMENTOS

3

II.2 - HISTÓRICO DA CAMPANHA DE ESTUDOS

8

**CAPÍTULO III - INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E
INSTRUMENTAÇÃO**

11

III.1 - INTRODUÇÃO

11

III.2 - INSTRUMENTAÇÃO PROGRAMADA

11

III.3 - SONDAGENS E INSTRUMENTAÇÃO REALIZADAS

14

III.3.1 - Levantamento Topográfico

15

III.3.2 - Sondagens Mistas

16

III.3.2.1 - Ensaios de Permeabilidade "IN SITU"

16

III.3.2.2 - Ensaios de Perda D'água

16

III.3.3 - Coleta de Amostras e Ensaios de Laboratório

24

III.3.4 - Instrumentação

25

III.3.4.1 - Piezômetros

25

III.3.4.2 - Medidores de Nível D'água

28

III.3.4.3 - Inclinômetros

28

III.3.4.4 - Marcos Superficiais

31

III.3.4.5 - Pluviometria

31

CAPÍTULO IV - RESULTADOS OBTIDOS

34

**IV.1 - CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS,
GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DA ENCOSTA**

34

**IV.2 - PERFIL GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO DO
ESCORREGAMENTO**

42

IV.3 - PIEZÔMETROS E MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA

46

IV.4 - INCLINÓMETROS	66
IV.5 - MARCOS SUPERFICIAIS	73
IV.6 - INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA	75
IV.6.1 - Influência da Pluviosidade nos Escorregamentos	80
IV.6.1.1 - A Intensidade Pluviométrica no Soberbo	82
IV.7 - ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS DO MACIÇO	86
IV.7.1 - A Influência da Água nos Escorregamentos de Encostas	86
IV.7.2 - Condicionantes Geológicos	95
IV.7.3 - Piezometria do Maciço	96
 CAPÍTULO V - ANÁLISE DE ESTABILIDADE	101
V.1 - PARÂMETROS TÍPICOS DE SOLOS RESIDUAIS E COLUVIONARES	101
V.2 - MÉTODOS DE ANÁLISE	108
V.2.1 - CÁLCULO DA ESTABILIDADE	108
V.3 - INFLUÊNCIA DA DRENAGEM NA ESTABILIDADE DA ENCOSTA	112
 CAPÍTULO VI - SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO ADOTADAS	114
VI.1 - INTRODUÇÃO	114
VI.2 - DRENAGEM PROFUNDA	116
VI.2.1 - Recomendações Quanto à Execução e Manutenção	124
VI.3 - DRENAGEM SUPERFICIAL	125
VI.3.1 - Método Utilizado	127
VI.3.2 - Pré-dimensionamento	130
VI.4 - OBRAS DE CONTENÇÃO	132
VI.4.1 - Contenções nas Zonas A e B	132
 CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS	140
VII.1 - CONCLUSÕES	140

VII.2 - SUGESTÕES	143
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
ANEXO 1 - BOLETINS DE SONDAGENS	
ANEXO 2 - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS	
ANEXO 3 - OFÍCIO ENVIADO À DIRETORIA DE GEOTÉCNICA	
ANEXO 4 - DADOS PLUVIOMÉTRICOS DA SERLA	
ANEXO 5 - PLUVIOMETRIA DIÁRIA E ACUMULADA EM 25 DIAS NO SOBERBO E CAPELA MAYRINK (SERLA)	

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A vida nos grandes centros urbanos tem se tornado cada dia mais difícil. As metrópoles não conseguiram desenvolver a infra-estrutura necessária para acompanhar o grande aumento populacional. A cidade do Rio de Janeiro se encaixa como um exemplo, onde as deficiências são verificadas, por exemplo, através do déficit habitacional e da baixa instrução da população de baixa renda, que hoje representa uma parcela considerável da população.

Hoje na cidade do Rio de Janeiro existem 400 favelas, onde, apesar de inúmeras obras de saneamento e urbanização terem sido realizadas, ainda persistem situações críticas em várias delas. A localização de uma parcela razoável destas favelas é encontrada nos morros da cidade, onde freqüentemente ocorrem deslizamentos, causando inúmeras vítimas.

Segundo FONSECA ET ALII (1966): "o problema de encostas do Rio de Janeiro nasceu quando a cidade foi transferida do sopé do Morro Cara-de-Cão para o Morro do Castelo e que este último, já em 1759 e 1811, apresentou desmoronamentos catastróficos. A posterior "favelização" das encostas, no caso geral, e sua urbanização, em casos particulares, vieram dar ao problema proporções gigantescas".

Verifica-se que o problema de ocupação das encostas tem origem com a própria formação da cidade do Rio de Janeiro.

As chuvas de 1966 e 1967 atingiram toda a cidade, onde as encostas povoadas sofreram uma grande quantidade de deslizamentos. Estes problemas chegaram na época a originar medidas drásticas como a tomada pelo Governo da Guanabara que baixou o Decreto N° 793, proibindo a construção nas encostas. Na publicação de FONSECA ET ALII (1967), o prof. COSTA NUNES cita algumas medidas a serem tomadas a curto prazo para enfrentar os problemas dos deslizamentos, como por exemplo a erradicação total das favelas dentro de um plano de prioridades realista e posteriormente a estabilização das encostas liberadas pela remoção das favelas.

A continuidade do processo de ocupação da cidade do Rio de Janeiro mostra uma expansão para os bairros mais distantes do centro, porém as favelas em encostas continuam a expandir-se em situações precárias.

Deve ser levado em conta que a desordenada ocupação das encostas contribui em muito para a ocorrência dos deslizamentos, onde a obstrução da drenagem natural, o acúmulo de lixo e os cortes acentuados entre outros fatores são causadores de situações de instabilidade. Além desses fatores devem ser levadas em conta as próprias características topográficas, geológicas e climáticas da cidade.

A cidade do Rio de Janeiro tem uma área de 1365 km², dos quais 1/3 é ocupado por montanhas. O processo de formação geológica, através de desabamentos tectônicos da Serra do Mar, deu origem a 3 maciços. A encosta do Soberbo encontra-se no Maciço Urbano Andaraí ou da Tijuca (FONSECA, 1974). Predominam as rochas metamórficas (gnaisses) e ígneas (granitos), onde na sua estrutura são comuns a presença de dobras geológicas, diaclases e foliações. Inúmeros diques de pegmatitos e diabásios cortam a região.

A cidade apresenta um clima tropical, com a temperatura oscilando entre 10 °C e 40 °C, onde no verão ocorrem as maiores precipitações pluviométricas, com uma média nas estações chuvosas de 250 mm/mês, podendo haver picos como os de 1966/67, de 700 mm em 3 dias (Estação do Alto da Boa Vista), ou 1988, com 968 mm/mês (Capela Mayrink, SERLA).

As características citadas da cidade do Rio de Janeiro, somadas, resultam numa preocupação que surge a cada verão que se aproxima.

Na encosta do Soberbo a ação do homem se fez pelos cortes para execução das Estradas do Soberbo, Tijuaçu e Caminho Quebra-Cangalha, que servem de acessos às moradias locais, e pelas jazidas de exploração de granito-preto que existem no Maciço da Tijuca, uma delas a montante do local em estudo.

Neste contexto de movimentação preocupante da encosta do Soberbo ao longo dos anos fez-se um Convênio entre a Diretoria de Geotécnica e a COPPE/UFRJ para estudar as causas e mecanismos dos movimentos da encosta, através da análise dos dados obtidos na instrumentação de campo e ensaios de laboratório, a serem descritos nos capítulos a seguir.

CAPÍTULO II

HISTÓRICO

II.1 HISTÓRICO DOS ESCORREGAMENTOS

A encosta do Soberbo localiza-se no bairro do Alto da Boa Vista, sendo o acesso à Estrada do Soberbo podendo ser feito de três maneiras distintas, identificadas na Figura II.2. A Estrada do Soberbo liga a Estrada do Tijuaçu com a Estrada da Paz, e era interceptada antes dos escorregamentos pelo Caminho Quebra-Cangalha.

Nesta região existe um contraste de padrões de residências. Pelo acesso a Estrada do Tijuaçu é encontrada uma pequena favela, enquanto na Estrada do Soberbo existem tanto residências de padrão simples como propriedades de alto padrão, entre elas pode-se citar a mansão existente entre as zonas A e B (ver Fig. III.1), utilizada nesta tese como um escritório de apoio ao trabalho de campo.

Ao longo da encosta instrumentada, nas zonas C, D e E (Fig. III.1) existem residências simples na região de maior movimentação da encosta. A região é ocupada por moradores antigos e convededores dos problemas da encosta, pelo simples fato de muitos deles terem presenciado as catástrofes de 1966 e 1988. Este fato acabou unindo estas classes sociais, no sentido de apoiar no que fosse possível a realização da campanha de estudos, esperançosos que desta vez iria ser dada uma solução definitiva ao problema enfrentado por eles há muito tempo.

A encosta do Soberbo passou a ser conhecida no meio técnico a partir das chuvas catastróficas ocorridas nos anos de 1966 e 1967. Várias publicações em revistas, congressos e jornais citaram ou descreveram os escorregamentos ocorridos em janeiro de 1966 e posteriormente em fevereiro de 1988.

Entre as publicações podemos citar: FONSECA ET ALII (1966), COSTA NUNES ET ALII (1967), COSTA NUNES E BARATA (1968), BARATA (1969), FONSECA (1969), LACERDA (1985), LACERDA E SANDRONI (1985), PEDROSA ET ALII (1988), ROSA E LACERDA (1988),

LACERDA (1989), LACERDA (1991), LACERDA E SCHILLING (1992), SCHILLING ET ALII (1992), BARROS ET ALII (1992).

As chuvas ocorridas em 1966 e 1967 tiveram um efeito arrasador sobre a cidade do Rio de Janeiro, causando a morte de mais de 300 pessoas em 1966 (COSTA NUNES Et ALII, 1967) e tantas outras em 1967, sendo inúmeros os bairros da cidade atingidos. A Figura II.1 mostra o aspecto geral do escorregamento ocorrido em 1966 na Estrada do Soberbo.

No período de 10 a 12 de janeiro de 1966 a intensidade pluviométrica medida no posto do Observatório Meteorológico (Praça XV), o mais antigo da cidade, atingiu 483,9 mm, enquanto que o normal anual para o mês de janeiro é de 171,5 mm (CNPq 1967). Na Estação do Alto da Boa Vista neste mesmo período as chuvas atingiram 675,5 mm.

Conforme descrito por FONSECA (1969b), na madrugada de 15 de janeiro de 1966, após 4 dias de chuvas, ocorreu uma grande avalanche, que, segundo informações do caseiro da mansão existente atualmente entre as zonas A e B (Fig. II.1), iniciou-se com a queda de um grande bloco de rocha que se deslocou por gravidade da cota +430m, zona A, passando por um muro de arrimo existente a montante da Estrada do Soberbo, destruindo uma casa próxima do furo PZ2A, e outra na zona C (Fig. III.1), atingindo a cerca de 500m a Estrada de Furnas, que liga os bairros da Tijuca à Barra da Tijuca e destruindo quase que totalmente a fábrica da Companhia Franco-Brasileira de Papéis.

O deslizamento provocou o represamento do Rio das Cachoeiras, que desce do Alto da Boa Vista, elevando seu nível original de 8 a 10 metros, formando um grande lago nos terrenos da fábrica.

Ainda segundo o caseiro citado, Sr. Jair, um ou dois dias depois ocorreu o escorregamento na zona B, quase atingindo a Estrada do Soberbo.

O Caminho Quebra-Cangalha que se situa no encontro das zonas A e B (ver Fig. III.1) teve o seu piso rebaixado em cerca de 5m em uma extenção de 50m. Poços e jardins foram destruídos e árvores de grande porte chegaram a se deslocar por 20m sem tombar.

O movimento existente na encosta do Soberbo continuou ao longo dos anos e afetou a cortina atirantada construída para restabelecer o tráfego na Estrada do Soberbo. Segundo LACERDA (1985), na década de 1970 esta

cortina sofreu ruína parcial, sofrendo um reforço na base. Em 1983 é atingida por um colapso, causado por "piping", através da percolação intensa e é novamente reforçada e ampliada com um painel de 10,0m por 4,0m de altura (BARROS ET ALII, 1992).

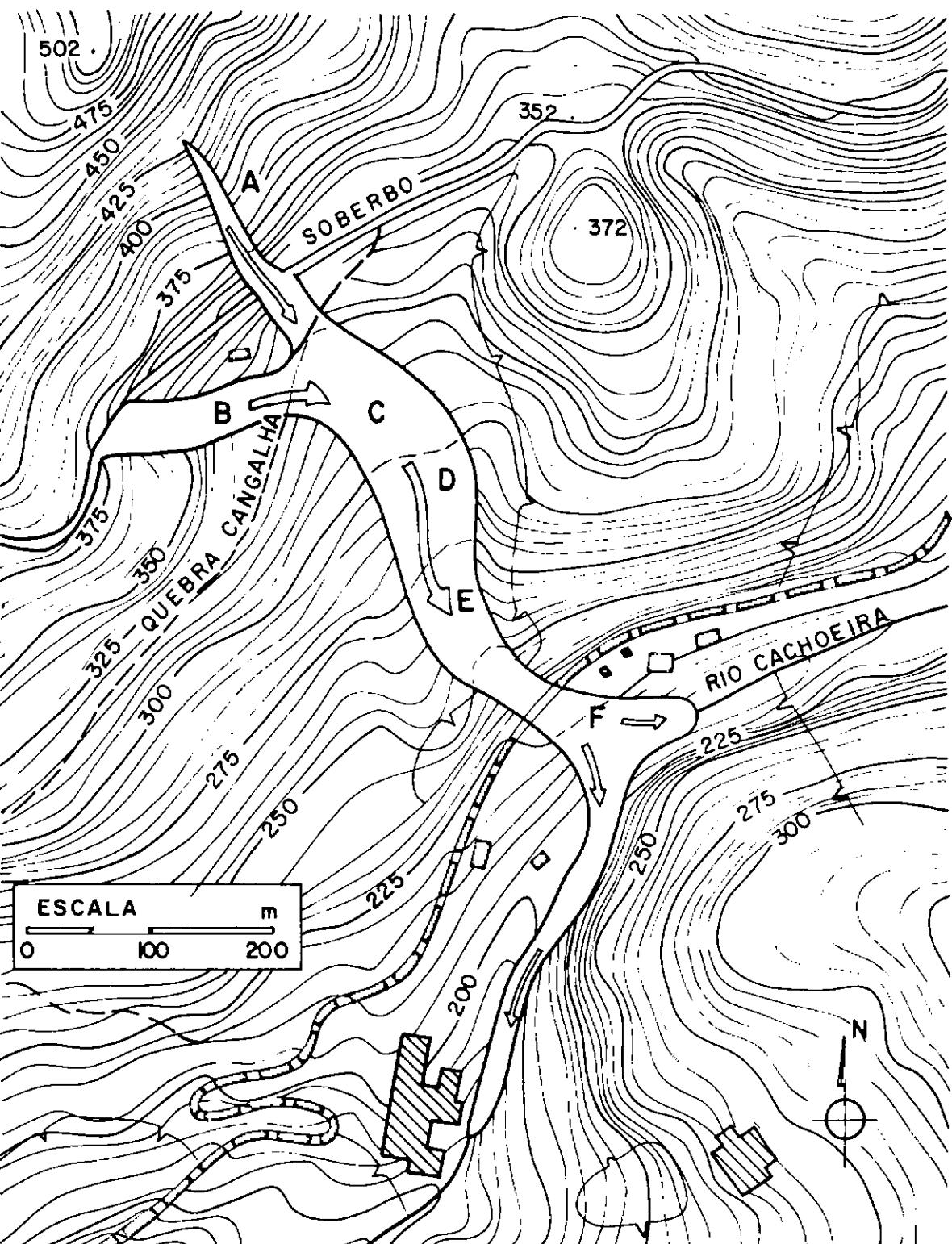
Em fevereiro de 1988 a cidade é atingida por chuvas de grandes proporções causando a morte de mais de 80 pessoas, sendo 21 delas ocorridas na Clínica Santa Genoveva, em Santa Tereza, e foram realizadas só no mês de fevereiro, 1700 vistorias pela Diretoria de Geotécnica (D.G.), órgão criado com as chuvas de 1966 e 1967, com o nome de Instituto de Geotécnica e que entre outras funções é o órgão encarregado de prestar assistência à população no que diz respeito a acidentes em encostas (ROSA E LACERDA, 1988).

A chuva acumulada no período de 18 a 21 de fevereiro de 1988 atingiu 449,4 mm em Capela Mayrink, o que corresponde a um período de recorrência em torno de 50 anos (SERLA, 1988). O registro mensal de 968 mm correspondeu a 44% da média anual, em Capela Mayrink, que é de 2200mm.

Na encosta do Soberbo estas chuvas produziram escorregamentos adicionais ao longo dos flancos das antigas cicatrizes dos escorregamentos anteriores. No trabalho de PEDROSA ET ALII (1988) foi descrito o processo de erosão por "piping" na cortina, o qual deixou um vazio entre a cortina ancorada e a Estrada do Soberbo. No acidente de 1988 esta cortina foi completamente destruída, dividindo os três painéis existentes. O primeiro foi deslocado 60 m encosta abaixo, o segundo ficou apoiado num dos flancos da cicatriz deixada pelo escorregamento e o terceiro permaneceu na cortina. A instrumentação instalada em 1987 na zona B, descrita por PEDROSA ET ALII (1988), foi completamente destruída, assim como as canaletas de drenagem feitas de concreto armado, existentes na zona B.

A zona A sofreu escorregamento abaixo do nível da Estrada do Soberbo, destruindo completamente uma residência de 2 pavimentos recém construída.

A Foto II.1 apresenta a vista aérea do escorregamento de 1988, mostrando as zonas B e C.



LEGENDA :

- | | |
|--|-------------------------------|
| ESTRADA DO SOBERBO
CAMINHO QUEBRA-CANGALHA
ESTRADA DE FURNAS | CONSTRUÇÕES
ESCORREGAMENTO |
|--|-------------------------------|

**FIGURA II.1 ESCORREGAMENTO OCORRIDO EM 1966
(PEDROSA ET ALII, 1988)**



FOTO II.1 VISTA AÉREA DAS ZONAS B e C FEV/1988

Este escorregamento não atingiu a Estrada de Furnas, porém destruiu parte da Estrada do Soberbo tanto na zona B como na zona A, aumentando a espessura do solo coluvionar ao longo das zonas B e C, propiciando que no futuro chuvas de grande intensidade viessem a causar novos escorregamentos.

II.2 HISTÓRICO DA CAMPANHA DE ESTUDOS

Conforme descrito no item anterior, a região em estudo apresenta uma continuidade de movimentos, que culminaram, em épocas de alta intensidade pluviométrica, em grandes escorregamentos, causando danos às pessoas do local como também à cidade como um todo, pelo que representa a Estrada de Furnas na malha viária municipal. Esta estrada liga os bairros da Tijuca à Barra da Tijuca, hoje uma das maiores áreas de expansão urbana do município do Rio de Janeiro.

Um novo escorregamento, além de poder causar danos materiais e humanos poderia, interditar a Estrada de Furnas, o que afetaria sensivelmente o tráfego entre os bairros das zonas Sul, Centro e Norte com a Barra da Tijuca e Jacarepaguá.

Esta preocupação originou a criação de um convênio entre a Secretaria Municipal de Obras do Município do Rio de Janeiro, através da Diretoria de Geotécnica, e a COPPE/UFRJ. Neste convênio a COPPE/UFRJ iria estudar o fenômeno de movimentação da encosta do Soberbo, fornecendo dados necessários e possíveis soluções para a Diretoria de Geotécnica realizar obras de estabilização de toda a encosta originalmente instável.

O funcionamento do convênio é mostrado na Figura II.1A a seguir, onde através de estudos de campo, laboratório e mapeamento geológico seriam obtidos os dados necessários à compreensão do fenômeno de movimentação da encosta do Soberbo e, a partir daí, encontrar-se as possíveis soluções para o problema. Deste convênio originaram-se duas teses de mestrado, sendo uma delas a presente dissertação (Tese 1).

Há também uma tese de doutorado, em fase inicial, não incluída no fluxograma, na qual estão sendo realizados ensaios de laboratório nos blocos indeformados já utilizados parcialmente na outra tese (Tese 2). Esta tese inicia, entre outros assuntos, um estudo já proposto por LACERDA (1989), sobre a variação da resistência ao cisalhamento com a ciclagem da pressão neutra positiva em taludes com lençol permanente.

Na tese 1 iniciada em janeiro de 1990 e descrita nos capítulos posteriores, o trabalho de campo foi executado concomitantemente com o levantamento geológico feito pelos geólogos da Diretoria de Geotécnica. Este

trabalho conjunto entre um órgão público financiador do convênio e a COPPE, um centro de pesquisas, surtiu efeito bastante favorável. O trabalho executado pelo engenheiro de campo auxiliado pelos dados levantados pelos geólogos direcionou com mais exatidão e rapidez a compreensão dos movimentos da encosta.

TERZAGHI (1950) já citava a importância do trabalho em conjunto de engenheiros e geólogos: "Em virtude da grande extensão de conhecimentos especializados e experiência requerida para o julgamento da estabilidade dos taludes, todo problema importante de escorregamento necessita da cooperação estreita entre geólogo e engenheiro."

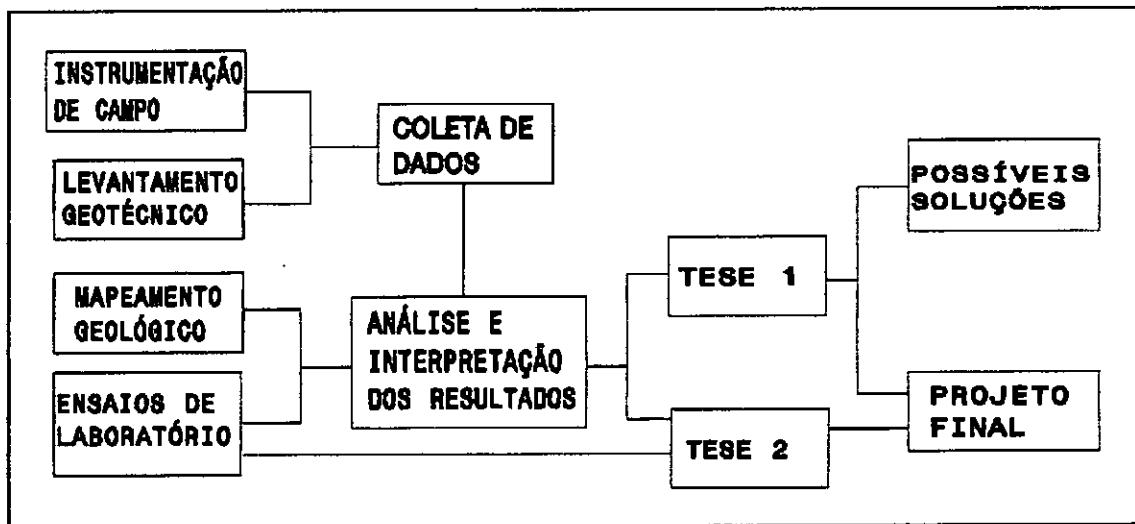


FIGURA II.1A FLUXOGRAMA PARA ESTUDOS, ANÁLISE E SOLUÇÃO DO PROBLEMA DE ESTABILIDADE DA ENCOSTA DO SOBERBO

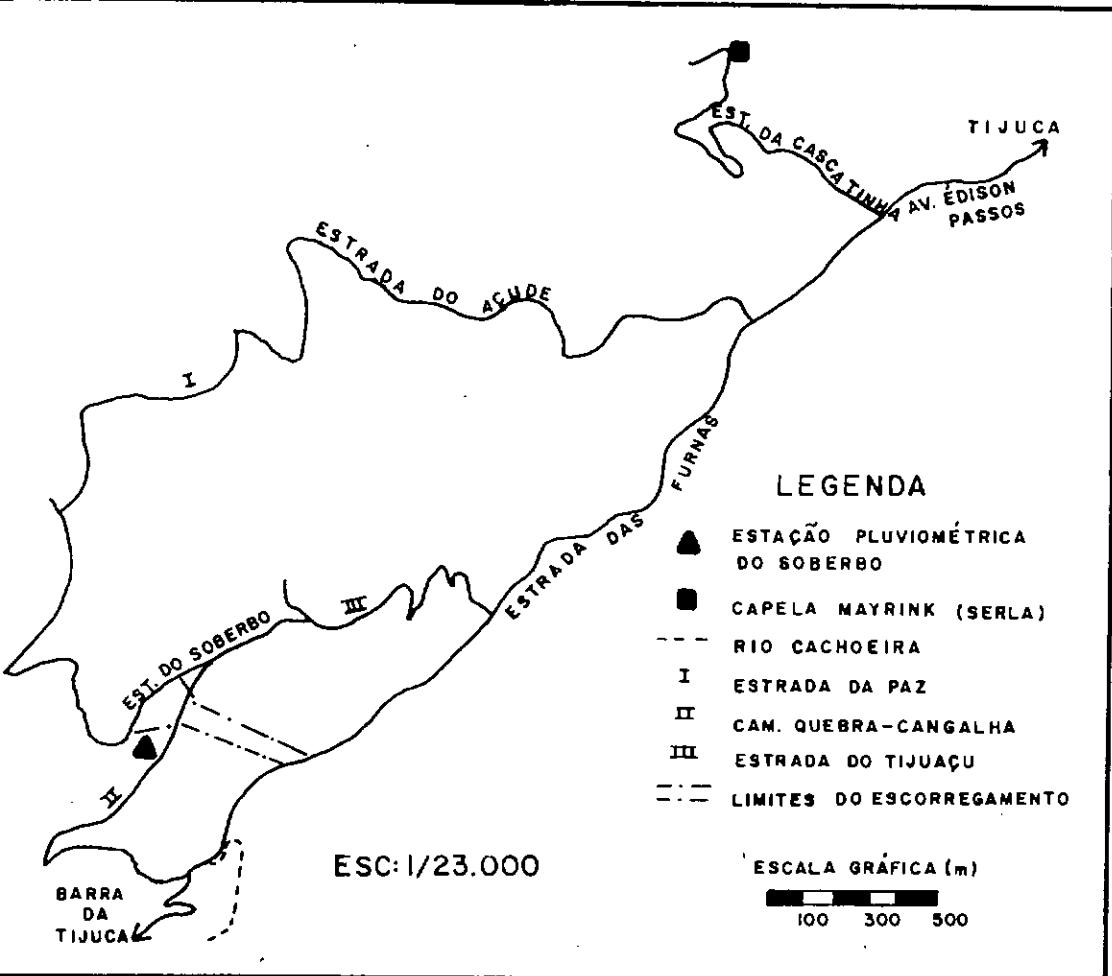
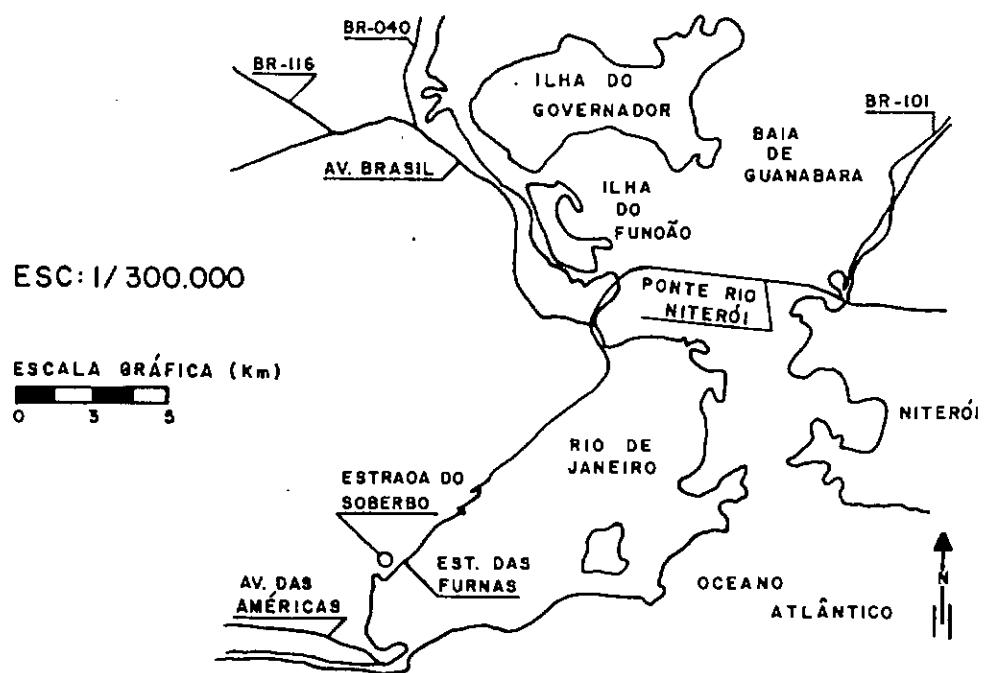


FIGURA II.2 LOCALIZAÇÃO DA ENCOSTA

CAPÍTULO III

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E INSTRUMENTAÇÃO

III.1 - INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve a campanha de instrumentação realizada nos anos de 1990, 1991 e 1992 pela COPPE/UFRJ, através do Laboratório de Geotecnica, em convênio com a Diretoria de Geotécnica (D.G.) da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro.

O trabalho da COPPE iniciou-se em 1987, com a instrumentação executada pela engenheira Maria das Graças A. Pedrosa, descrita no artigo de PEDROSA ET ALII (1988).

Nesta etapa foi instrumentada a Zona B (Fig. III.1) durante o ano de 1987, sendo toda a instrumentação destruída com as chuvas de fevereiro de 1988, inclusive a cortina atirantada (existente próximo ao furo de sondagem PZ1B), mostrada na Foto II.1.

Diante dos resultados obtidos e de verificações posteriores sobre a continuação dos movimentos foi reiniciado o estudo do Soberbo em jan/1990

III.2 - INSTRUMENTAÇÃO PROGRAMADA

Com base no levantamento topográfico de toda a área em movimento foi feita uma programação onde seriam estudadas não só a zona B, mas toda a encosta a jusante da Estrada do Soberbo, iniciando-se em dois pontos da estrada e chegando até o Rio Cachoeira, localizado a jusante da Estrada de Furnas. A encosta foi dividida em 6 zonas de estudo, apresentadas nas Figuras II.1 e III.1, agora denominadas de zonas A, B, C, D, E e F, em função de aspectos locais, topográficos e geológicos, observados durante as sondagens.

As sondagens iniciaram-se pelas cristas das zonas A e B, sendo feitos furos pilotos, com execução de ensaios de permeabilidade e perda d'água, tipo Lugeon, para que se obtivesse um perfil das camadas de solo e rocha, com as respectivas condutividades hidráulicas. Nestes furos seriam instalados piezômetros duplos, tipo Casagrande.

A partir desses furos pilotos seria definida a posição das sondagens restantes, obtendo-se, então, o perfil geotécnico ao longo da encosta. Nestas novas sondagens, além dos ensaios de permeabilidade e perda d'água, e piezômetros tipo Casagrande, seriam instalados medidores de nível d'água e tubos de inclinômetro, de modo que se obtivesse dados do regime hidráulico e deslocamentos profundos em furos de sondagem próximos. Os locais onde foram feitos esses furos com instalação de piezômetros, medidores de nível d'água e tubos de inclinômetro próximos, serão agora denominados de estações (S), mostradas na Figura III.1 e na Foto III.1.

Para controle de movimento superficial da encosta seriam colocados marcos superficiais de concreto em toda a encosta, onde através de controle topográfico seriam medidos os deslocamentos em cada zona.

Para completar a instrumentação de campo seriam feitas leituras de intensidade pluviométrica na própria encosta do Soberbo e na estação pluviométrica da SERLA mais próxima, denominada Capela Mayrink.



FOTO III.1 ESTAÇÃO S2B - PIEZÔMETROS, TUBO DE INCLINÔMETRO E MARCO SUPERFICIAL

PIEZOMETRO (PZ)	SONDAGEM MISTA (SM) (ANEXO I)
IB	IB
9B	9B
10B	10B
11B	11B
12B	12B
1A	1A
2A	2A
1E	1E
ESTACAO(S)	SONDAGEM MISTA (SM) (ANEXO I)
IB	2B, 3B, 4B
2B	6B, 7B, 8B
1A	3A, 4A, 5A
1C	1C, 2C, 3C
2C	4C, 5C, 6C, 7C
1D	6-1A, 6-1
2D	6-4, 6-3

ESCALA GRÁFICA

ESC: 1 / 1000

BARRA DA TIJUCA

ESTRADA DE FURNAS

ALTO DA BOA VISTA

LEGENDA

- - MARCO SUPERFICIAL (ZONAS A, B e C)
- ▲ - PLUVIOMETRO
- PZ - PIEZOMETRO
- S - ESTACAO INSTRUMENTADA
2 A 5. PIEZOMETROS CASACGRANDE
1 INDICADOR DE NIVEL D'AGUA
- ⓧ - PAINEL DESLOCADO DA CORTINA (1988)
- Ⓐ - AREA DE MATAÇÕES
- - POSIÇÃO ORIGINAL DA CORTINA
- - PONTO DE REFERÊNCIA (A, B e C)
- - DRENO HORIZONTAL
- - DIQUE DE DIABÁSIO
- - LINHAS DE DRENAGEM
- - TRINCHEIRA
- - TRINCAS (1990)
- Ⓑ - BLOCO INDEFORMADO DE SOLO RESIDUAL (B1) E COLUVIAL (C1)

FIGURA III.I VISTA EM PLANTA DA ENCOSTA E INSTRUMENTAÇÃO (1990/91/92)

III.3 - SONDAGENS E INSTRUMENTAÇÃO REALIZADA

A partir da programação feita, as sondagens iniciaram-se em janeiro de 1990 pelo furo PZ1B, localizado próximo à Estrada do Soberbo, onde existia uma cortina atirantada, e no mês seguinte já se iniciava a execução do furo PZ1A (Fig. III.1) Neste momento optou-se pela utilização de duas equipes de sondagem que trabalhariam inicialmente de maneira independente, ou seja, uma executando os furos na zona A e outra na zona B, para que se obtivesse uma maior rapidez nas sondagens. Apesar de não ter praticamente chovido nos meses de janeiro e fevereiro, a probabilidade de ocorrerem chuvas de grande intensidade era elevada, por se tratar da época do ano onde elas geralmente acontecem.

Executadas as sondagens nas zonas A e B as duas equipes passariam a trabalhar concomitantemente ao longo das zonas C, D, E e F.

Durante esta etapa de execução dos furos nas zonas A e B, obteve-se informação da D.G. de que a verba existente para o convênio com a COPPE/UFRJ não seria o suficiente para abranger toda campanha de instrumentação programada.

Neste momento passaram a existir duas maneiras de continuar a execução da instrumentação:

1^a) Aumentar o espaçamento dos furos de sondagens, de modo que fosse abrangida toda a encosta do Soberbo, correndo o risco de se obter informações que não espelhassem com a exatidão necessária o comportamento da encosta como um todo;

2^a) Manter a programação inicial, de modo que se estudasse com exatidão as zonas instrumentadas, e, caso os problemas relativos à verba fossem resolvidos, a instrumentação seria complementada.

Optou-se pela segunda alternativa, restringindo-se então a instrumentação nas zonas A, B e C, a qual terminou em agosto de 1990, pelo motivo já mencionado.

Em fevereiro de 1990 foi instalado um pluviômetro pertencente ao Laboratório de Geotecnica da COPPE/UFRJ na encosta do Soberbo (Fig. III.1) e logo após executaram-se os marcos superficiais de concreto, comentados no item III.3.4.4.

Em meados de outubro de 1990 foi enviado à D.G. um comunicado oficial sobre as condições da encosta baseados na instrumentação realizada, onde o movimento superficial máximo chegou a atingir 52 mm/dia, no mês de setembro. Através deste comunicado, encontrado no Anexo 3, tentou-se sensibilizar a D.G. a cerca da possibilidade de agravamento da situação de estabilidade da encosta, devido à proximidade da estação chuvosa.

A resposta da D.G. foi imediata e já no mês de novembro de 1990 foi reiniciada a instrumentação e, após troca de idéias entre a COPPE e a D.G., foi iniciado o programa emergencial de drenagem profunda.

A partir daí, foram instrumentadas as zonas D e E e iniciadas as obras de drenagem profunda comentadas no item VI.2.

No mês de setembro de 1991 enviou-se à D.G. o "Relatório N° 1 Sobre a Instrumentação Realizada na Encosta do Soberbo".

No Anexo 3 é transcrita parte deste relatório, que no item 4 faz algumas recomendações, tais como: a drenagem superficial da encosta, continuação das obras de contenção e drenagem profunda, e drenagem imediata das obras de contenção já executadas.

Novamente a D.G. atuou rapidamente, iniciando as obras de drenagem superficial a serem comentadas no item VI.3, executando também drenos profundos nas cortinas ancoradas construídas nas zonas A e B, na altura da estrada do Soberbo. Estas obras já estão concluídas e foram divulgadas na 1^a Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, realizada em novembro de 1992, no Rio de Janeiro.

III.3.1 - Levantamento Topográfico

No período de janeiro a março de 1990 foi realizado um levantamento topográfico da encosta do Soberbo, representado nas escalas 1/500 e 1/1000. A partir deste levantamento foi feita a Figura III.1 que inclui, além das curvas de nível a cada 5m, toda a instrumentação executada na encosta. A Fig. III.1 mostra as zonas de estudo A, B, C, D, e E, limitadas pelas duas cicatrizes das zonas A e B, deixadas pelos escorregamentos ocorridos, e atinge na parte mais baixa a Estrada de Furnas, que liga o bairro da Tijuca à Barra da Tijuca.

III.3.2 Sondagens Mistas

Foram utilizadas duas sondas rotativas na execução dos furos de sondagem, sendo uma hidráulica modelo March 850 e outra mecânica modelo 920 de menor capacidade de perfuração.

Na 1^a fase da campanha de sondagem, durante os meses de janeiro a agosto de 1990, foram realizados 24 furos de sondagem, totalizando 360,46 m de sondagem. Na 2^a fase iniciada em novembro de 1990 foram realizados 5 furos de sondagem totalizando 97,22 m de sondagem. Os boletins de sondagens são mostrados no Anexo 1.

Os furos de sondagem foram executados com revestimentos de diâmetro de 4" e 2 1/2" em solos e revestimentos HX, NX e BX em rocha.

Durante a execução das sondagens foram feitos ensaios de permeabilidade em solos e ensaios de perda d'água em rocha.

III.3.2.1 - Ensaios de Permeabilidade "IN SITU"

Os ensaios foram realizados seguindo as recomendações do boletim N ° 04 da ABGE.

No total foram feitos 17 ensaios de infiltração durante a execução das sondagens, a cada 2m de furo.

Na Tabela III.1 são apresentados os resultados dos ensaios de infiltração feitos nos furos PZ1A, PZ2A, PZ1B, S1B e PZ9B.

III.3.2.2 - Ensaios de Perda D'água

Os ensaios foram realizados seguindo as recomendações do boletim N ° 02 da ABGE.

No total foram feitos 10 ensaios de Perda D'água tipo Lugeon, durante a execução das sondagens, em trechos de 3m com obturadores duplos.

Na Tabela III.2 são apresentados os valores de permeabilidade em rocha, realizadas nos furos PZ1B, S2B, PZ9B, PZ1A e PZ2A.

Alguns ensaios realizados não atingiram a pressão máxima determinada para a sua realização, o que pode ser devido ao alto grau de fraturamento verificado pela grande quantidade de fragmentos no trecho ensaiado.

No furo PZ1A, no trecho de 16,50 m a 19,50 m com a pressão manométrica de 200 kPa, cerca de metade da pressão máxima, chegou-se a atingir uma vazão de 120 l/min., consumindo-se durante o ensaio 2.400 litros d'água.

Nos ensaios realizados nos furos S1B (18,50m - 21,50m) e PZ2A (5,00m - 8,00m e 8,00m - 11,00m) também não conseguiu-se alcançar a pressão máxima, verificando-se nestes trechos um alto grau de fraturamento.

As Figuras III.2 a III.8 apresentam os gráficos de Perda D'água contra Pressão Total obtidos através dos ensaios, mostrando o comportamento do fluxo no trecho rochoso ensaiado. Estes gráficos mostram que as fissuras existentes no trecho ensaiado foram abertas quando submetidas a pressões de injeção d'água, isto observado pelo ramo de descarregamento do ensaio, superior ao de carregamento.

(SONDAGEM) PIEZÔMETRO	PROFUNDIDADE (m)	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE k_h (cm/s)
(SM1B)	4,55 - 4,85	$1,2 \times 10^{-4} *$
	6,55 - 7,00	$1,3 \times 10^{-4} *$
PZ-1B	8,55 - 9,00	$1,9 \times 10^{-4} *$
(SM2B)	3,55 - 4,00	$1,6 \times 10^{-3} *$
	5,55 - 6,00	$8,9 \times 10^{-5} *$
	7,55 - 8,00	$9,5 \times 10^{-3} *$
S1B	9,55 - 10,00	$2,2 \times 10^{-4} *$
	13,55 - 14,00	$2,4 \times 10^{-3} *$
	15,55 - 16,00	$1,1 \times 10^{-3} *$
	1,45 - 2,00	$3,5 \times 10^{-4} *$
PZ9B	4,45 - 5,00	$8,1 \times 10^{-5} *$
	17,45 - 18,00	$5,5 \times 10^{-5} *$
(SM1A)	2,55 - 3,00	$2,7 \times 10^{-4} *$
	4,55 - 5,00	$7,8 \times 10^{-3} *$
PZ-1A	6,55 - 7,00	$2,9 \times 10^{-3} *$
(SM2A)	2,55 - 3,00	$3,1 \times 10^{-4} *$
	4,55 - 5,00	$1,1 \times 10^{-3} *$

* Ensaio de Infiltração

TABELA III.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE "IN SITU"

Furo <u>(SM)</u> PIEZ	Data	Trecho (m)	Pressão (kPa)		Perda D'agua	
			Man.	Total	$\frac{l}{\text{min.m}}$	$\frac{l}{\text{min.m.} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$
<u>(1B)</u> PZ1B	30.01.90	11,40-13,30	10	120,5	0,26	0,22
			145	255,5	0	-
			290	400,5	0	-
			145	255,5	0	-
			10	120,5	0,79	0,66
<u>1B</u> PZ1B	07.02.90	14,00-17,00	10	126	0	-
			180	296	0	-
			360	476	0	-
			180	296	0	-
			10	126	0	-
<u>(1B)</u> PZ1B	05.02.90	17,00-20,00	10	123	0	-
			215	328	0	-
			430	543	0	-
			215	328	0	-
			10	123	0	-
<u>(2B)</u> S1B	07.03.90	18,50-21,50	10	118,5	0	-
			150	258,5	26,03	10,07
			75	183,5	17,70	9,65
			10	118,5	9,10	7,68

TABELA III.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA

Furo <u>(SM)</u> PIEZ	Data	Trecho (m)	Pressão (kPa)		Perda D'água	
			Man.	Total	$\frac{l}{\text{min.m}}$	$\frac{l}{\text{min.m.} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$
<u>(9B)</u> PZ9B	23.05.90	24,00-26,00	10	151,3	1,00	0,66
			300	441,3	3,12	0,71
			600	741,3	3,85	0,52
			300	441,3	1,89	0,43
			10	151,3	0,50	0,33
<u>(1A)</u> PZ1A	15.02.90	8,50-11,50	10	120	0,44	0,37
			110	220	12,00	5,45
			179	289	24,10	8,34
			130	240	19,40	8,08
			10	120	15,10	12,58
<u>(1A)</u> PZ1A	21.02.90	16,50-19,50	10	196	1,00	0,51
			200	386	40,00	10,36
			10	196	28,33	14,45
<u>(2A)</u> PZ2A	08.03.90	5,00-8,00	10	90,5	19,83	21,92
			80	160,5	33,97	21,16
			10	90,5	23,30	25,75
<u>(2A)</u> PZ2A	08.03.90	8,00-11,00	10	90,5	14,63	16,17
			100	180,5	34,50	19,11
			50	130,5	26,60	20,38
			10	90,5	19,67	21,73
<u>(2A)</u> PZ2A	09.03.90	11,00-14,00	10	84,3	0	-
			150	224,3	0,62	0,28
			300	374,3	3,18	0,85
			150	224,3	2,51	1,12
			10	84,3	1,47	1,74

TABELA III.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA

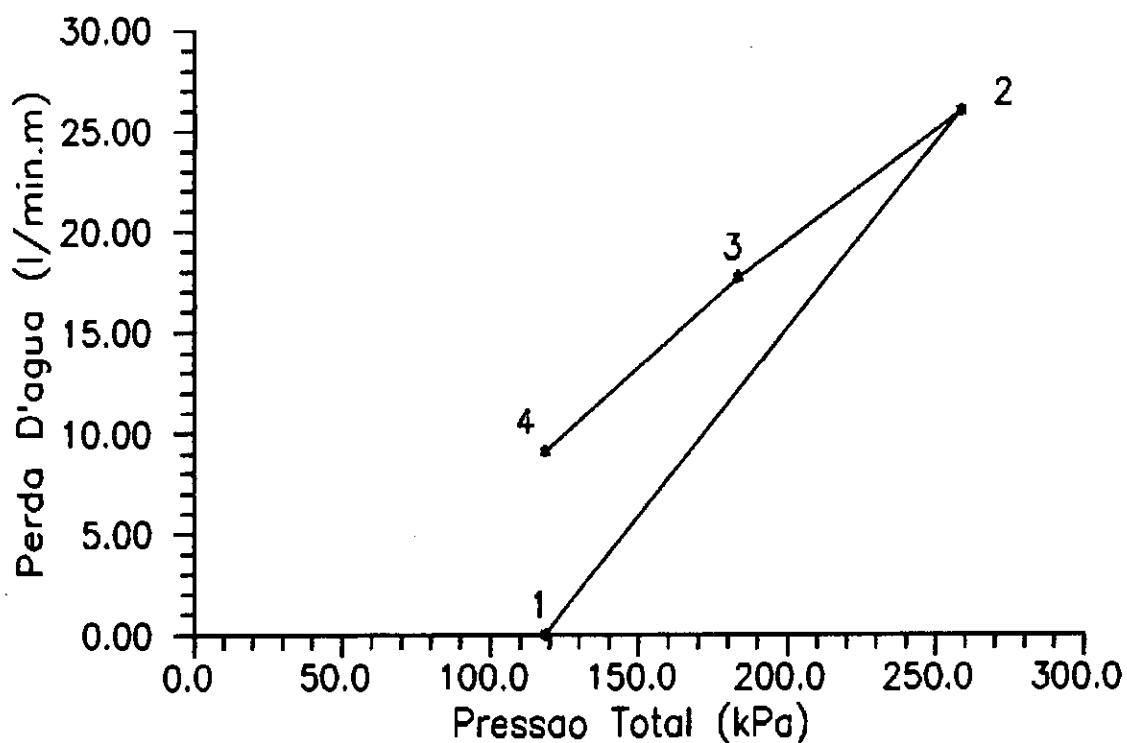


FIGURA III.2 ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA S1B TRECHO 18,50 - 21,50 m

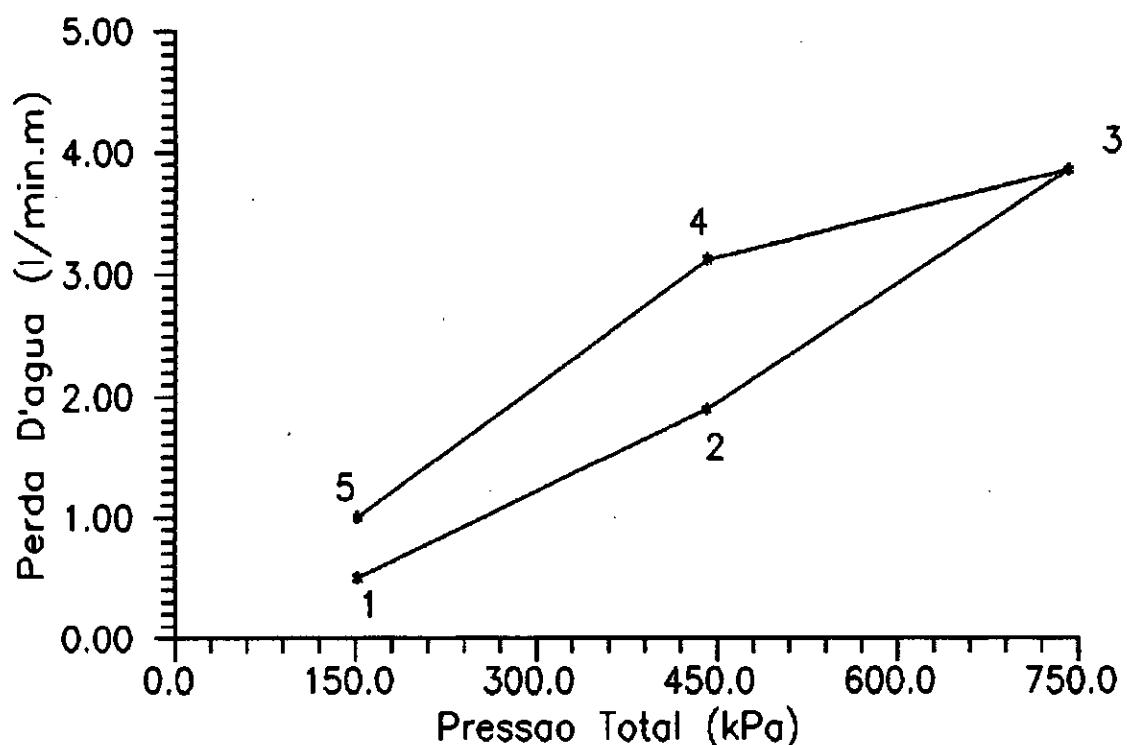


FIGURA III.3 ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ9B TRECHO 24,00 - 26,00 m

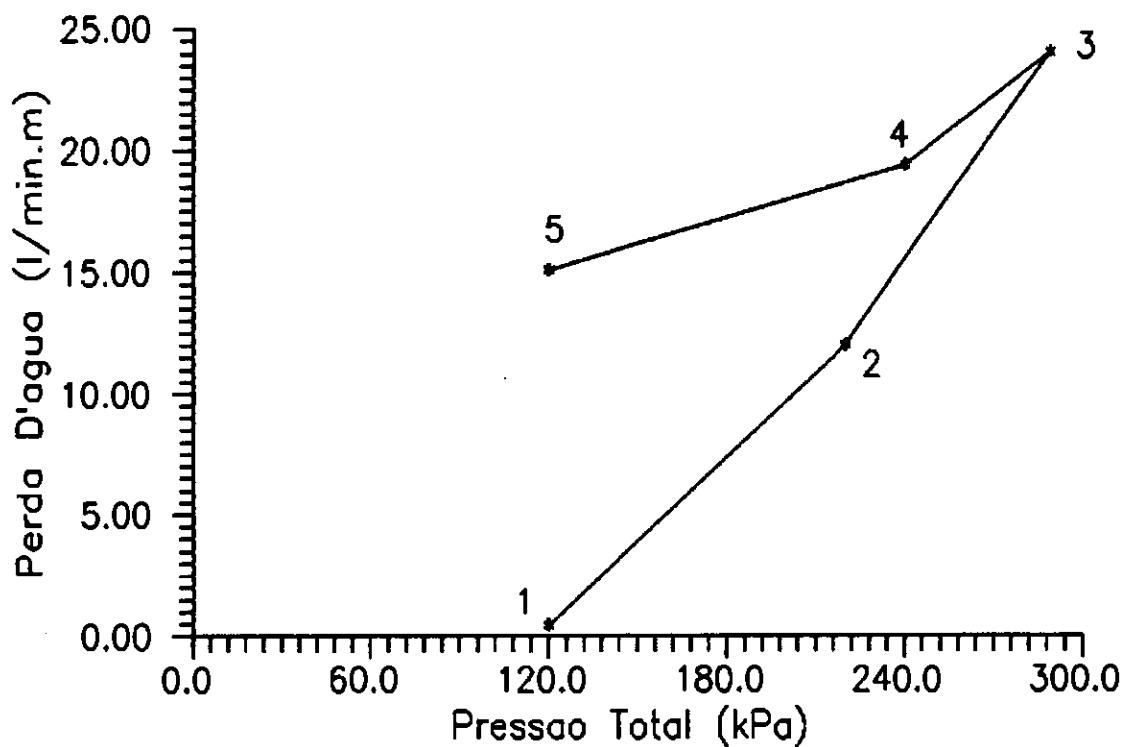


FIGURA III.4 ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ1A TRECHO 8,50 - 11,50 m

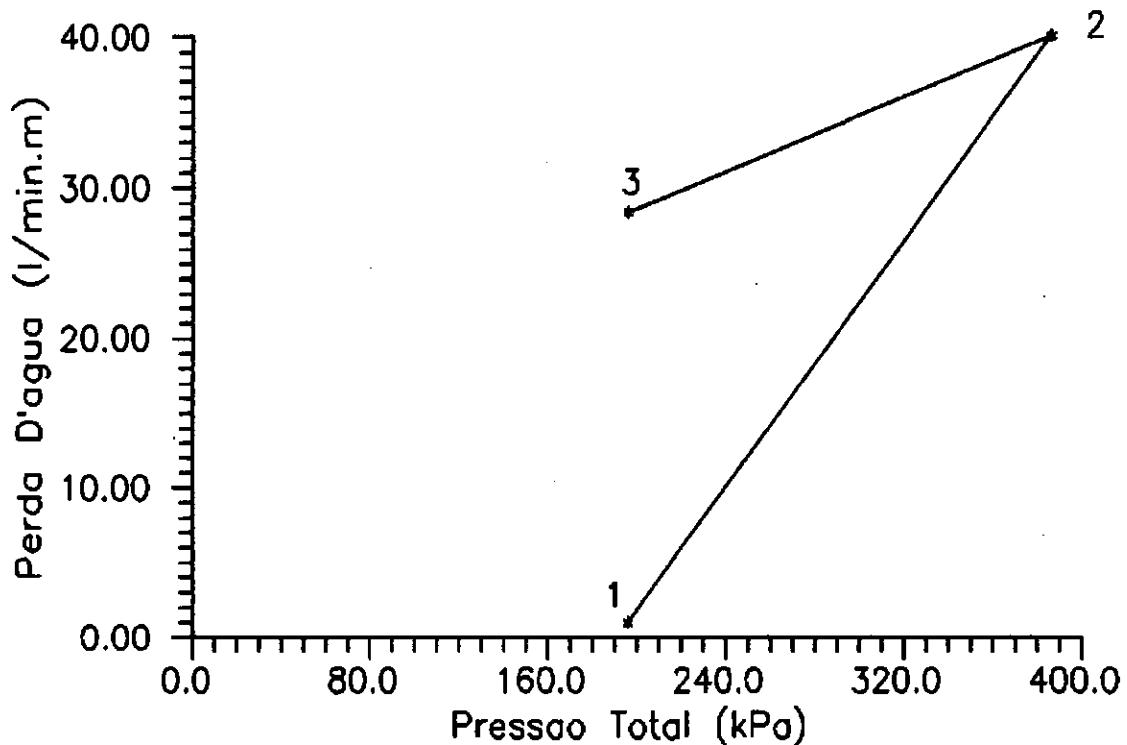


FIGURA III.5 ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ1A TRECHO 16,50 - 19,50 m

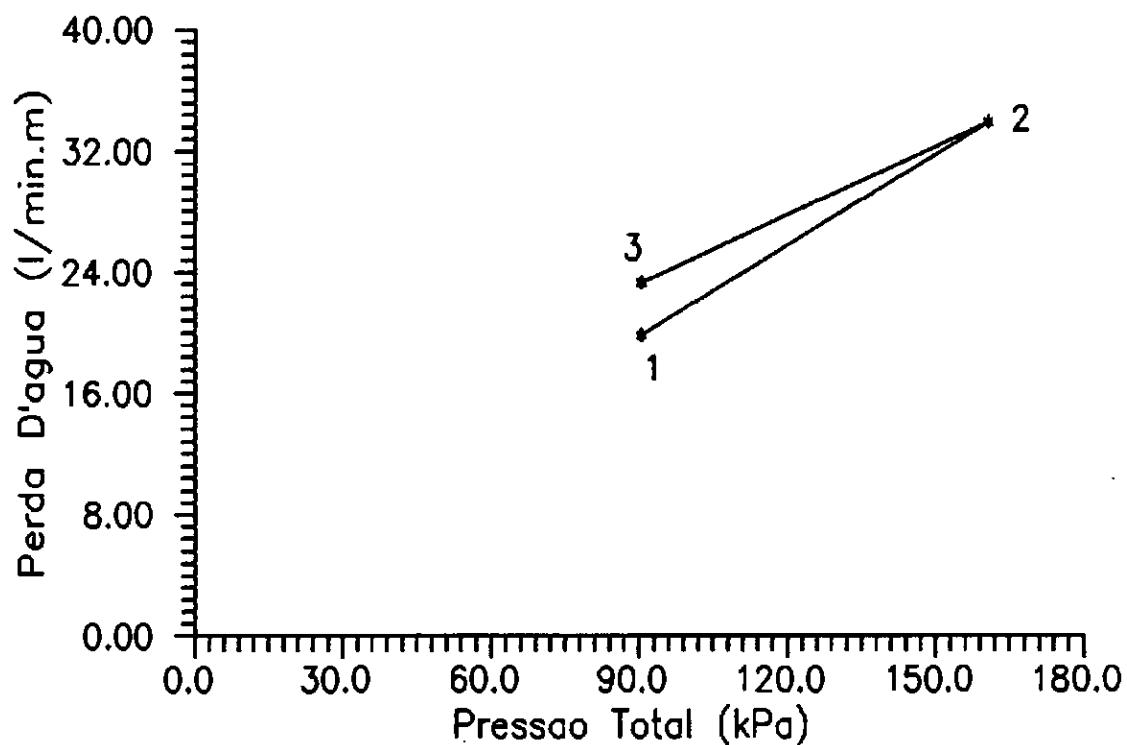


FIGURA III.6 ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ2A TRECHO 5,00 - 8,00 m

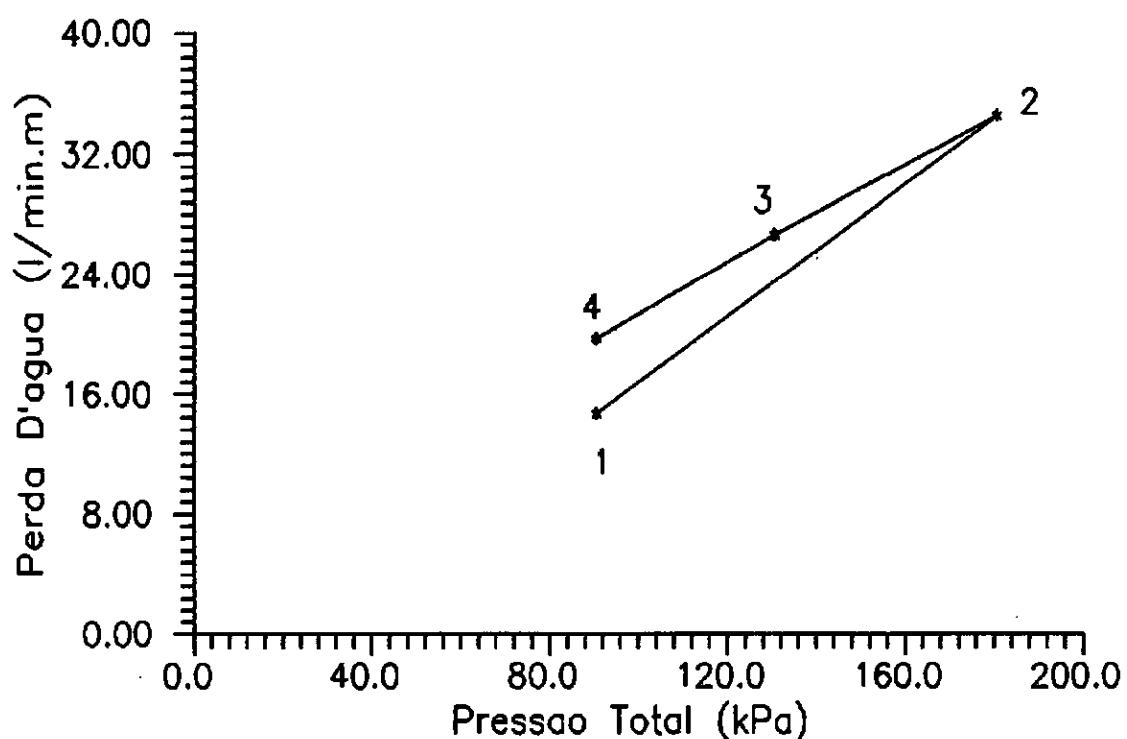


FIGURA III.7 ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ2A TRECHO 8,00 - 11,00 m

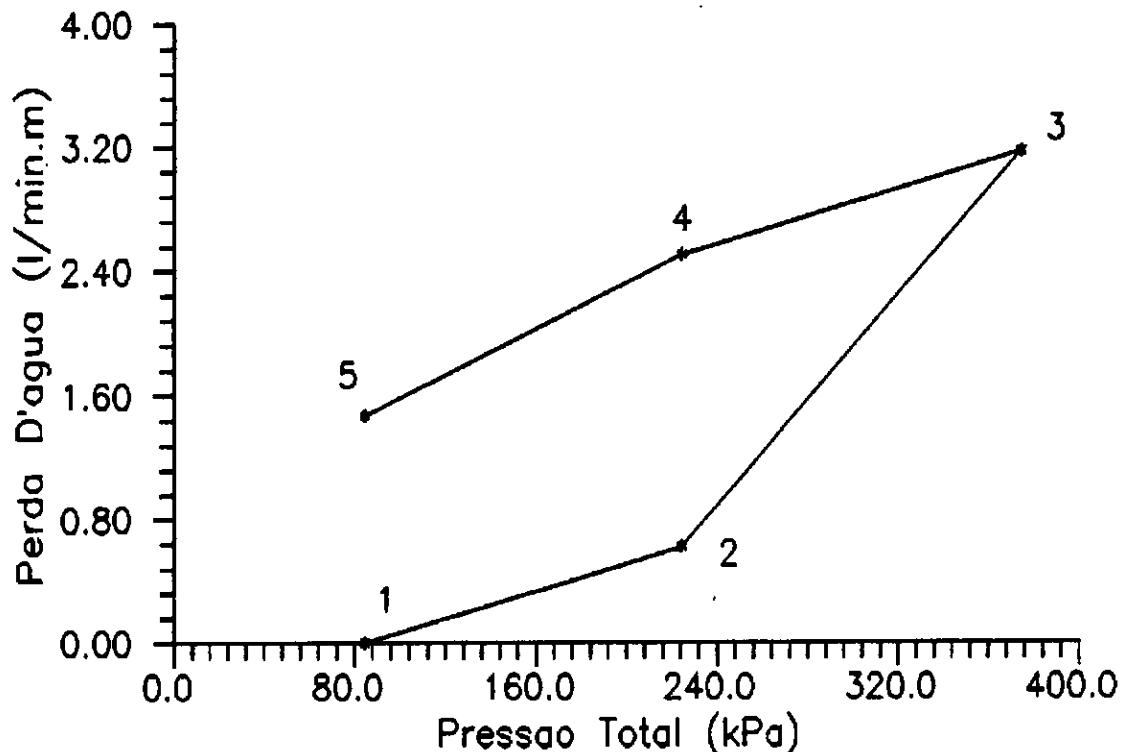


FIGURA III.8 ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA PZ2A TRECHO 11,00 - 14,00 m

III.3.3 - Coleta de Amostras e Ensaios de Laboratório

A coleta de amostras de solo e os ensaios de laboratório foram realizados pelo engenheiro Glauber C. Silveira, mestrandando da COPPE, em tese paralela a esta.

Foram feitas no total 8 coletas de amostras indeformadas tipo bloco, cúbicas, com 30cm de aresta, nos meses de abril e maio de 1990.

Fez-se um acompanhamento da coleta das amostras, onde se pôde verificar a dificuldade da retirada dos blocos em função da presença de pequenos veios de granito, que em algumas situações ocasionaram a quebra dos blocos durante o processo de amostragem.

As amostras de solo residual foram coletadas próximo aos furos PZ1B e PZ12B, numa região onde não há camada coluvionar. Executaram-se cortes de até 2m de altura no talude de solo residual, tanto nos flancos das cicatrizes como na sua crista (furo PZ12B, Ver Fig. III.1).

Houve uma tentativa de amostragem entre o furo PZ2A e a Estrada do Soberbo, que não obteve sucesso, pois havia intensa presença de blocos rochosos arredondados em processos de intemperização que não permitiram a amostragem indeformada.

A coleta de amostras de solo coluvionar foi realizada num corte já existente próximo ao furo PZ1A, com cerca de 4 m de altura, numa região estabilizada da encosta.

A partir daí foram realizados ensaios de caracterização, adensamento e resistência no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, sendo os resultados apresentados no item V.1.

III.3.4 - Instrumentação

III.3.4.1 - Piezômetros (PZ)

Através da experiência anterior de PEDROSA ET ALII (1988), verificou-se que os piezômetros tipo Casagrande forneceram bons resultados, sabendo-se que a permeabilidade do solo estava entre 10^{-2} e 10^{-5} cm/s, compatível com a utilização deste tipo de piezômetro.

A escolha do piezômetro tipo Casagrande se deve também ao seu baixo custo, uma vez que, devido à grande intensidade dos movimentos da encosta (PEDROSA ET ALII, 1988) boa parte dos piezômetros instalados poderia se danificar, antes que se iniciassem as obras de estabilização dos movimentos na encosta do Soberbo. Uma vez contidos os movimentos, na fase de reinstalação destes piezômetros, poder-se-ia optar por outros de maior sensibilidade.

Os piezômetros consistiam de tubos de PVC rosqueados com diâmetro de 1/2" vedados nas emendas através de fita teflon, sendo as ponteiras também de PVC com diâmetro de 3/4" perfuradas, envoltas em tela de bidim, preenchidas com areia lavada ao redor da ponteira. Para proteção da saída dos piezômetros na superfície foram construídas caixas de proteção com tampa, conforme Foto III.1.

As profundidades de instalação dos piezômetros, encontradas na Tabela III.3, eram definidas concomitantemente com a execução de cada furo, a partir do momento em que se tinha o resultado da sondagem, de modo que houvesse piezômetros instalados na rocha, rocha alterada, contato solo-rocha e nas camadas de solo. Desta maneira poder-se-ia obter respostas dos piezômetros em todo o perfil de sondagem, possibilitando a obtenção do comportamento do fluxo subterrâneo.

Foram utilizados piezômetros duplos em cada furo de sondagem, isolados por uma camada de bentonita, impedindo a comunicação entre eles. As leituras dos piezômetros foram feitas diariamente.

No Anexo 2 são mostrados os esquemas de instalação dos piezômetros implantados na 1^a e 2^a fases da campanha de instrumentação.

Sondagem (ANEXO 1)	Cota da Boca (m)	Piezômetro (PZ) Med. D'água (MNA)	Profundidade de instalação (m)
SM-1A	367,07	PZ1A	8,25
		PZ1A	13,60
SM-2A	338,35	PZ2A	7,25
		PZ2A	10,65
SM-3A	331,22	PZ3A (S1A)	2,60
		PZ3A (S1A)	5,25
SM-5A	331,20	MNA5A (S1A)	3,35
SM-1B	387,61	PZ1B	8,25
		PZ1B	12,25
SM-2B	348,35	PZ2B (S1B)	17,75
		PZ2B (S1B)	20,05
		MNA2B (S1B)	4,80
SM-3B	348,12	PZ3B (S1B)	8,25
		PZ3B (S1B)	13,25
SM-6B	331,30	PZ6B (S2B)	10,25
		PZ6B (S2B)	12,35
SM-7B	331,38	PZ7B (S2B)	6,25
		PZ7B (S2B)	9,25
SM-9B	389,07	PZ9B	19,75
		PZ9B	24,25
SM-10B	380,69	PZ10B	7,75
		PZ10B	17,75
SM-11B	375,29	PZ11B	6,55
		PZ11B	12,10

TABELA III.3 LOCALIZAÇÃO E PROFUNDIDADE DOS PIEZÔMETROS E MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA

Sondagem (ANEXO 1)	Cota da Boca (m)	Piezômetro Med. d'agua (MNA)	Profundidade de Instalação (m)
SM-12B	370,47	PZ12B	6,35
		PZ12B	12,25
SM-1C	319,54	PZ1C (S1C)	12,75
		PZ1C (S1C)	15,75
		MNA1C (S1C)	4,80
SM-3C	319,61	PZ3C (S1C)	6,75
		PZ3C (S1C)	9,75
SM-4C	310,75	PZ4C (S2C)	9,85
		PZ4C (S2C)	12,25
SM-5C	310,47	PZ5C (S2C)	4,95
SM-6C	310,81	PZ6C (S2C)	6,40
		PZ6C (S2C)	8,90
		MNA6C (S2C)	4,64
SMG-1A	-	PZ1D (S1D)	6,50
		PZ1D (S1D)	15,60
		PZ1D (S1D)	18,60
SMG-4	-	PZ2D (S2D)	6,50
		PZ2D (S2D)	12,28
		PZ2D (S2D)	15,50
SMG-2	-	PZ1E	21,0

TABELA III.3 LOCALIZAÇÃO E PROFUNDIDADE DOS PIEZÔMETROS E MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA

III.3.4.2 - Medidores de Nível D'água (MNA)

Consistiam de tubos de PVC, de 3/4" de diâmetro, perfurados e envoltos em bidim. O espaço existente entre o tubo de PVC e o revestimento do furo de sondagem era preenchido com areia lavada.

Devido ao elevado nível do lençol freático em boa parte da encosta do Soberbo, e também por terem sido aproveitados os furos de sondagem onde foram instalados piezômetros para se instalar também medidores de nível d'água, a profundidade máxima de instalação dos M.N.A. foi de cerca de 5 m. As leituras dos medidores de nível d'água foram feitas diariamente.

No Anexo 2 são mostradas os esquemas de instalação de medidores de nível d'água, realizados na 1^a fase da campanha de instrumentação.

III.3.4.3 - Inclinômetros

Os tubos de inclinômetro foram instalados nas estações, conforme explicado no item III.2, de modo que se obtivessem leituras de piezometria próximas. Foram utilizados tubos de inclinômetro de 75 mm de diâmetro, com ranhuras em duas direções perpendiculares, A e B, sendo a direção A coincidente o tanto quanto possível com a direção do movimento da encosta. A leitura dos movimentos foi feita através de um torpedo tipo Digitilt de propriedade do laboratório de Geotecnia da COPPE, fabricado pela SLOPE INDICATOR, que fornece leitura direta dos movimentos na direção A-A e B-B (Fig. IV.21).

Os tubos de inclinômetro foram instalados em furos de sondagem de 4" de diâmetro, perfurados 1,5m em rocha, já definida através da sondagem executada para instalar o piezômetro da estação, de modo que se garantisse o não deslocamento da extremidade inferior do tubo. O espaço entre o tubo do inclinômetro e o tubo de revestimento do furo de sondagem foi preenchido com areia lavada. Na Figura III.9 é apresentado o detalhe de instalação do tubo de inclinômetro.

Os inclinômetros localizados nas estações S1B, S2B, S1A, e S2C (Fig. III.1) foram executados da seguinte maneira: os tubos foram fixados através de luvas presas com rebites e vedados com borracha de silicone e fita crepe de 2 cm de espessura, para não permitir a entrada de solo no interior do tubo e, com o acúmulo de material, impedir a passagem do torpedo. Foram previstas inicialmente leituras de recalque através dos tubos de inclinômetros, deixando-se uma folga de 5cm entre duas hastes consecutivas, que com a quebra dos rebites por cisalhamento iria garantir a acomodação do tubo guia (CARDIA, 1990). Mais tarde a idéia de se medir recalques foi descartada, optando-se apenas pela medição dos movimentos horizontais.

Nestas estações existiam medidores de nível d'água, para se obter o nível do lençol freático. Na Tabela III.4 são mostradas as profundidades de instalação dos inclinômetros instalados em toda a encosta.

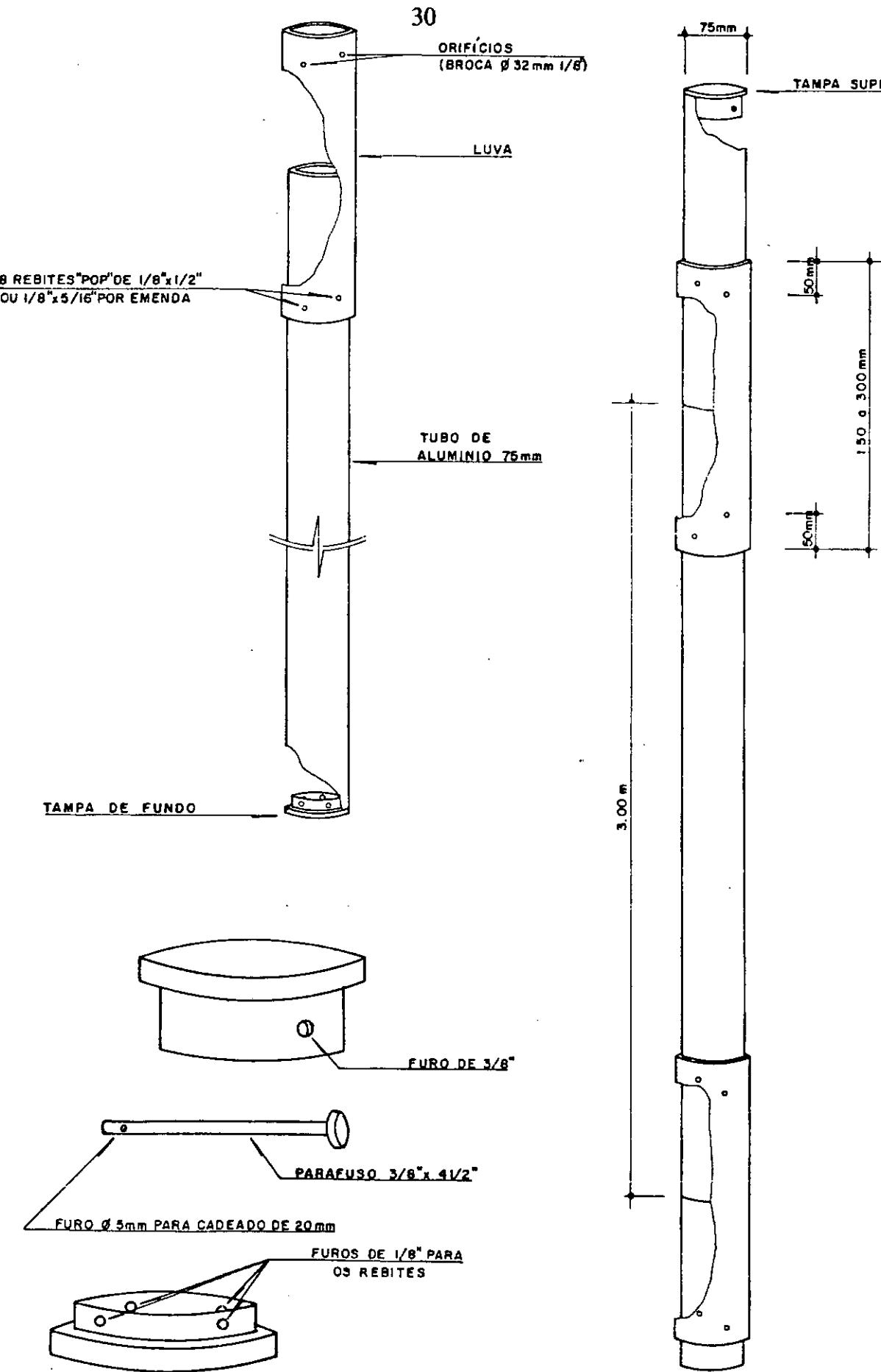
Os inclinômetros restantes, instalados nas estações S1D e S2D, foram executados de maneira similar aos já citados anteriormente, diferindo apenas em dois aspectos:

- 1º) Não houve espaço entre as hastas de 3 m do tubo de inclinômetro;
- 2º) Na fixação das hastas de 3 m do tubo de inclinômetro não houve vedação, com o objetivo de serem aproveitados como medidores de nível d'água. Isto ocasionou o surgimento de material terroso dentro do tubo de inclinômetro durante as medições, que até a data da última leitura não impediu a passagem do torpedo.

As leituras de inclinômetro foram feitas de acordo com a disponibilidade do equipamento e da equipe do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

Sondagem ANEXO 1	Inclinômetro	Profundidade de instalação (m)
SM-4A	S1A	4,64
SM-4B	S1B	19,80
SM-8B	S2B	10,80
SM-2C	S1C	14,30
SM-7C	S2C	11,30
SMG-1	S1D	21,0
SMG-3	S2D	16,60

TABELA III.4 LOCALIZAÇÃO E PROFUNDIDADE DOS TUBOS DE INCLINÔMETRO



III.3.4.4 Marcos Superficiais

As medições do movimento superficial da encosta do Soberbo foram realizadas através do controle topográfico de marcos superficiais instalados nas zonas A, B e C.

Para execução dos marcos superficiais foram feitos furos a trado, de 4" de diâmetro, com 65 cm de profundidade, onde era cravado um vergalhão de 1/2" de diâmetro e 1 m de comprimento, com um pequeno furo na extremidade superior, como pode ser visto na Figura III.10.

O furo era, então, concretado de modo que ficasse à mostra, sobre o nível do terreno, 1 a 2 cm de vergalhão, para que a mira pudesse ser apoiada sobre o mesmo.

Para obtenção das leituras foram definidos pontos fixos nas "margens" da encosta em movimento, onde o topógrafo fixava o teodolito e mirava a baliza localizada em um ponto fixo da outra "margem" formando uma direção aproximadamente perpendicular à direção do movimento da encosta. Com esta direção definida eram feitas as leituras de cada marco superficial, através de uma mira deitada e nivelada. A diferença entre a leitura feita e a leitura anterior fornecia o deslocamento de cada marco superficial no período.

A distribuição dos marcos superficiais foi feita da seguinte forma: 7 na zona A em duas linhas de marcos, 29 na zona B em sete linhas e 8 na zona C em duas linhas (Fig. III.1). Da mesma forma que no item III.4.3, as leituras foram realizadas de acordo com a disponibilidade do equipamento e da equipe do Laboratório de Geotecnica da COPPE/UFRJ.

III.3.4.5 Pluviometria

Os registros de intensidade pluviométrica foram obtidos na estação pluviométrica da SERLA, Capela Mayrink, e na própria encosta do Soberbo.

A estação Capela Mayrink localiza-se na Floresta da Tijuca, a uma altitude de 460m, distando cerca de 2,5km em planta da encosta do Soberbo. Nesta estação, existem um pluviômetro tipo Ville de Paris e um pluviógrafo tipo PLGd de leitura diária, ambos fabricados pela Hidrologia S.A..

Na encosta do Soberbo foi instalado um pluviômetro tipo Ville de Paris, do mesmo fabricante, a uma altitude de 350m, pertencente ao Laboratório de Geotecnica da COPPE/UFRJ.

Na instalação do pluviômetro na encosta do Soberbo, agora denominada estação do Soberbo, foram tomados cuidados relativos à localização e à segurança do aparelho.

O pluviômetro foi posicionado a uma distância segura da área do escorregamento e das obras de contenção e drenagem que viessem a ser realizadas.

Para a proteção do pluviômetro foi construída uma base de concreto de 1,20 m x 2,00 m, cercado por grade com tranca, cujo objetivo é dificultar o acesso de pessoas e animais que possivelmente danificariam o equipamento.

Na Figura III.11 é mostrada em detalhe uma planta com a posição do pluviômetro e o local destinado à instalação futura de um pluviógrafo.

Foi também levada em consideração a sua posição em relação a obstáculos, tais como árvores, postes e construções, que impediriam que uma parte da chuva atingisse o pluviômetro, não fornecendo, portanto, a intensidade pluviométrica total da região de medição.

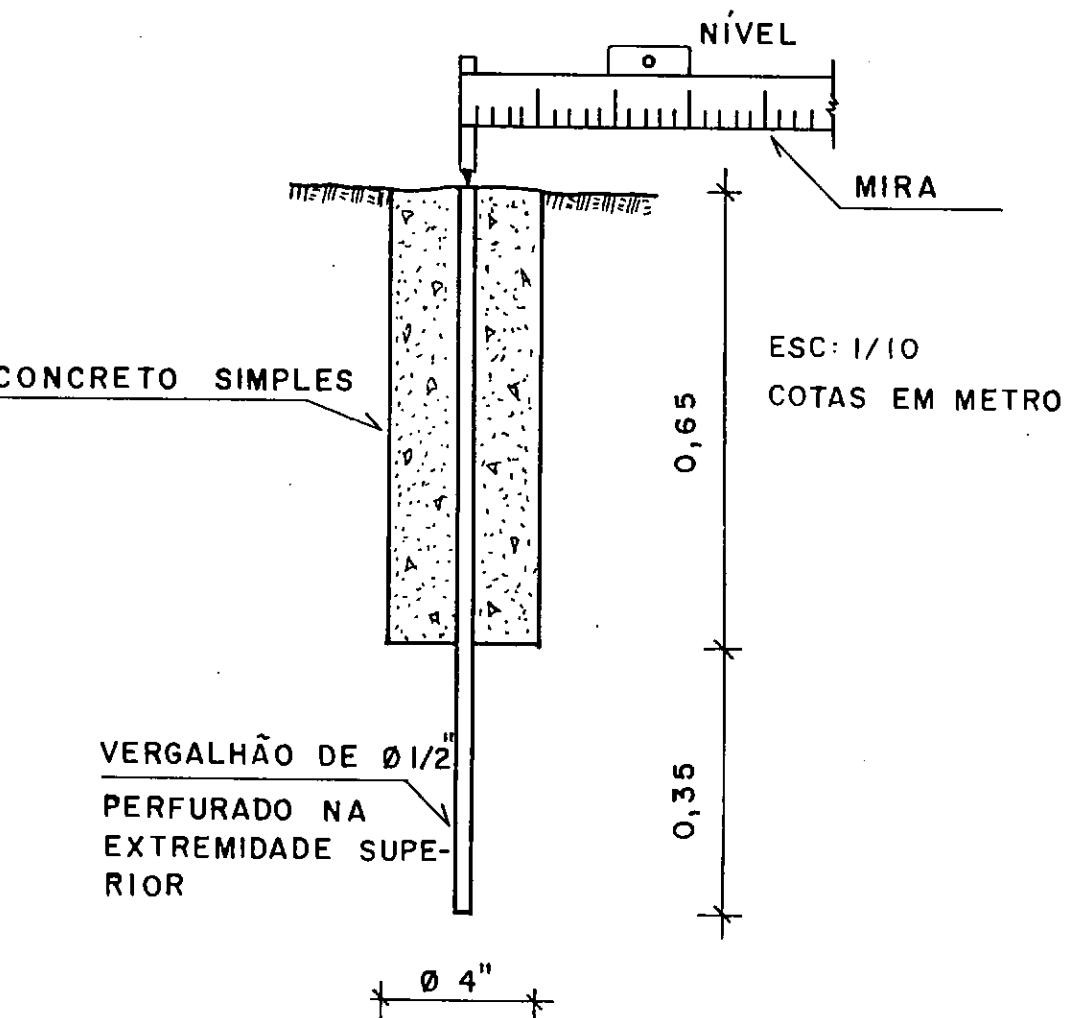


FIGURA III.10 DETALHE DO MARCO SUPERFICIAL

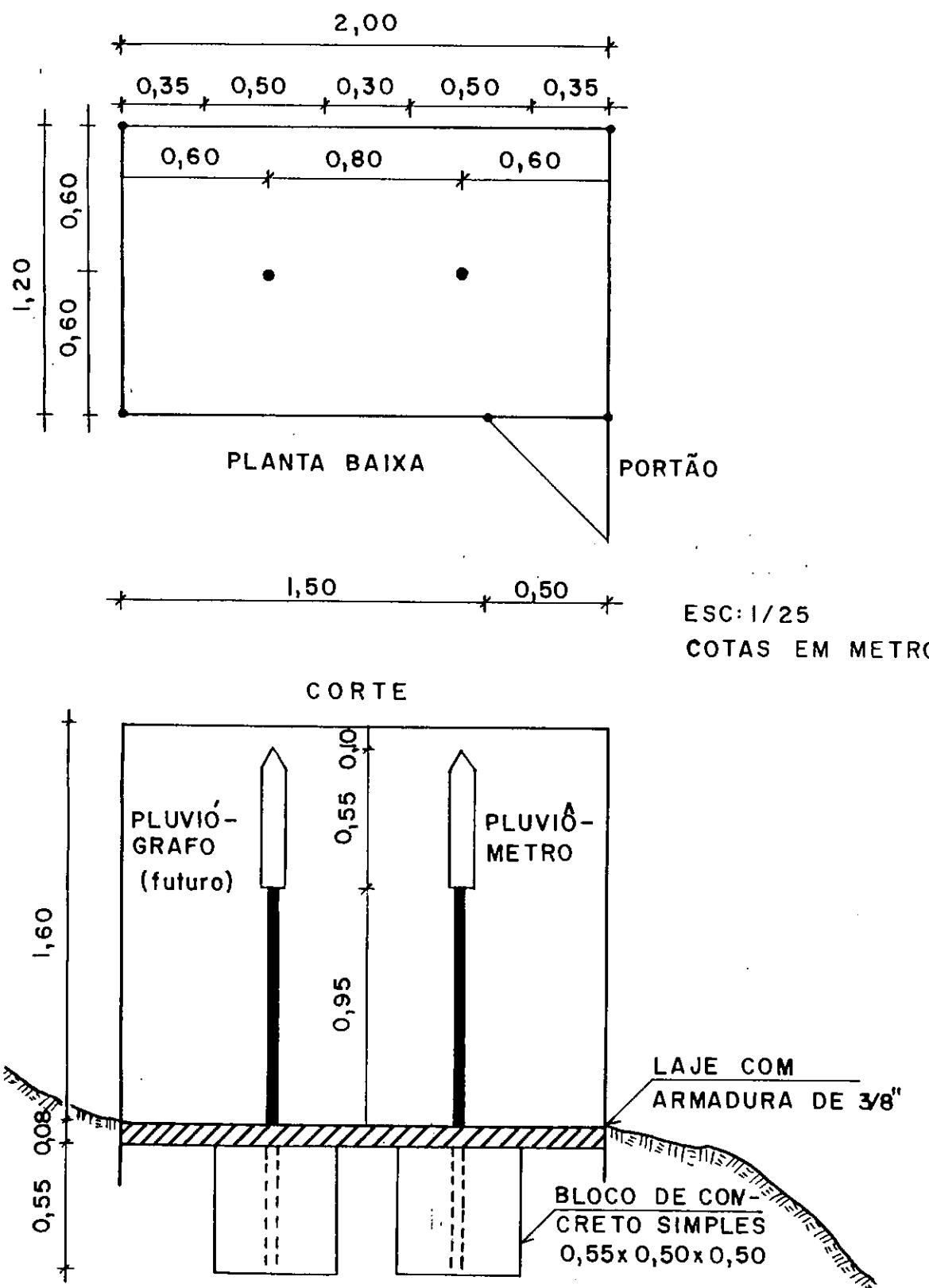


FIGURA III.11 ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DO SOBERBO

CAPÍTULO IV

RESULTADOS OBTIDOS

IV.1 CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS , GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DA ENCOSTA.

Com base no levantamento geológico feito pela D.G. e mostrado na Figura IV.1, ocorrem na região 5 tipos litológicos : Metagabro (conhecido também como Granito Preto-Tijuca), sob uma forma de intrusão circular; Granito equigranular leucocrático (Granito Favela), circundando a intrusão; Gnaisse, correspondente à encaixante regional; Diabásio maciço, sob a forma de diques, cortando a região, e Pegmatitos, em bolsões pouco proeminentes.

Estruturalmente destaca-se uma zona de falhamento com direção aproximada E-W, que coincide com a "língua" maior do escorregamento.

Na Tabela IV.1 de HEINE (1986), são apresentados os principais tipos de rochas encontradas nas encostas do Rio de Janeiro, onde a encosta do Soberbo se enquadra tanto em relação às suas características como em relação aos problemas encontrados em taludes.

O Granito Preto-Tijuca foi explorado intensamente devido a seu alto valor comercial (U\$5000/bloco, AMARAL E PORTO,1991), sendo retirado em blocos cúbicos, exportados em larga escala. No Maciço da Tijuca chegaram a funcionar várias pedreiras. A encosta instrumentada também chegou a ser explorada, sendo encontradas nas zonas C e D, e entre a zona C e o Rio Santo Antônio, vários blocos cúbicos, com cerca de 2m de aresta , já cortados e prontos para o transporte.

Esta atividade exploratória sem dúvida contribui para a alteração do comportamento hidrogeológico do maciço, uma vez que a exploração se faz de forma aleatória e altera sensivelmente as condições naturais de topografia, geologia, escoamento superficial e subterrâneo.

A partir de abril de 1990, conforme publicado em jornais, foi fechada definitivamente a última das 4 pedreiras que exploravam Granito Preto nas imediações da Floresta da Tijuca. Uma dessas pedreiras, a Marmiindústria Ltda, fica a montante da Estrada do Soberbo.

ROCHAS	CARACTERÍSTICAS	PROBLEMAS
Gnaisse Facoidal (microclina-gnaisse)	(Feldspato>quartzo>mica) Textura grosseira Alta resistência ao intemperismo Muitos afloramentos - taludes íngremes Solos - Pequena espessura Predominante nas Pedreiras	1) Lascas, Blocos e Matacões 2) Depósitos de talus 3) Raros problemas de solos
Biotita-gnaisse (plagioclásio-gnaisse) (Kinzizigito)	(Mica>feldspato>quartzo) Textura fina a média Baixa resistência ao intemperismo Poucos afloramentos Espessas camadas de solo (Morro Santo Antônio e Morro Castelo) (por vezes>20m)	1) Taludes de solo 2) Depósitos de tálus 3) Raros problemas de taludes de rocha
Leptinito (microclina-gnaisse)	(Feldspato>quartzo>mica) Textura a média Resistência ao intemperismo entre biotita-gnaisse facoidal. Relativamente poucos afloramentos Saibreiras	1) Taludes de saibreiras (solo + atividade humana) 2) Lascas e Matacões

TABELA IV.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS PRINCIPAIS GRUPOS DE ROCHAS DAS ENCOSTAS DO RIO DE JANEIRO (HEINE,1986)

ROCHAS	CARACTERÍSTICAS	PROBLEMAS
Granito	(Feldspato>quartzo>mica) Textura fina a média Resistência ao Intemperismo aproximadamente igual ao leptinito Solo arenoso e argiloso bom para construção Espessura de solo - variável Muitos afloramentos Pedras ornamental (blocos) Blocos "in situ"	1) Blocos e Matações "in situ" 2) Taludes de solo 3) Lascas
Rochas Alcalinas	Ocorrem em áreas de baixa concentração de população	Problemas pouco conhecidos
Silicificação (diques básicos e zonas de contato silificados)	Comportamento irregular quanto à resistência ao intemperismo, associado às irregularidades na silicificação, mas normalmente > que os outros tipos de rocha. Altamente fraturado Freqüentemente Limonitizado	Taludes subverticais muito fraturados associados a diques de diabásio parcialmente silificados e alterados (Região de Laranjeiras)

TABELA IV.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS PRINCIPAIS GRUPOS DE ROCHAS DAS ENCOSTAS DO RIO DE JANEIRO (HEINE, 1986)

Os diques de diabásio existentes na encosta foram localizados através de afloramentos e de sondagens rotativas em vários locais: no talvegue da zona B, próximo ao furo PZ12B, com pequena espessura; em afloramentos com alturas de 8 a 10 m ao longo do caminho Quebra-Cangalha; em trincheiras

feitas entre o caminho Quebra-Cangalha e o Pluviômetro instalado na encosta (Fig.III.1); no Rio Santo Antônio, próximo à sondagem PZ1E e através das perfurações para instalação dos drenos profundos nas zonas C, D e E.

Os diques de pegmatito foram encontrados nas mesmas trincheiras onde foram encontrados os diques de diabásio, havendo locais onde eles se interpenetravam e próximo ao furo PZ12B onde na Foto IV.1 se verifica com clareza o estado de alteração do dique de pegmatito localizado abaixo da antiga Estrada do Soberbo.

Na Figura IV.1 verifica-se ainda a posição do Granito Favela, separado do Granito Preto-Tijuca pelos diques de diabásio que se interceptam próximo à estação S2C (Fig. IV.4).



FOTO IV.1 DIQUE DE PEGMATITO INTEMPERIZADO

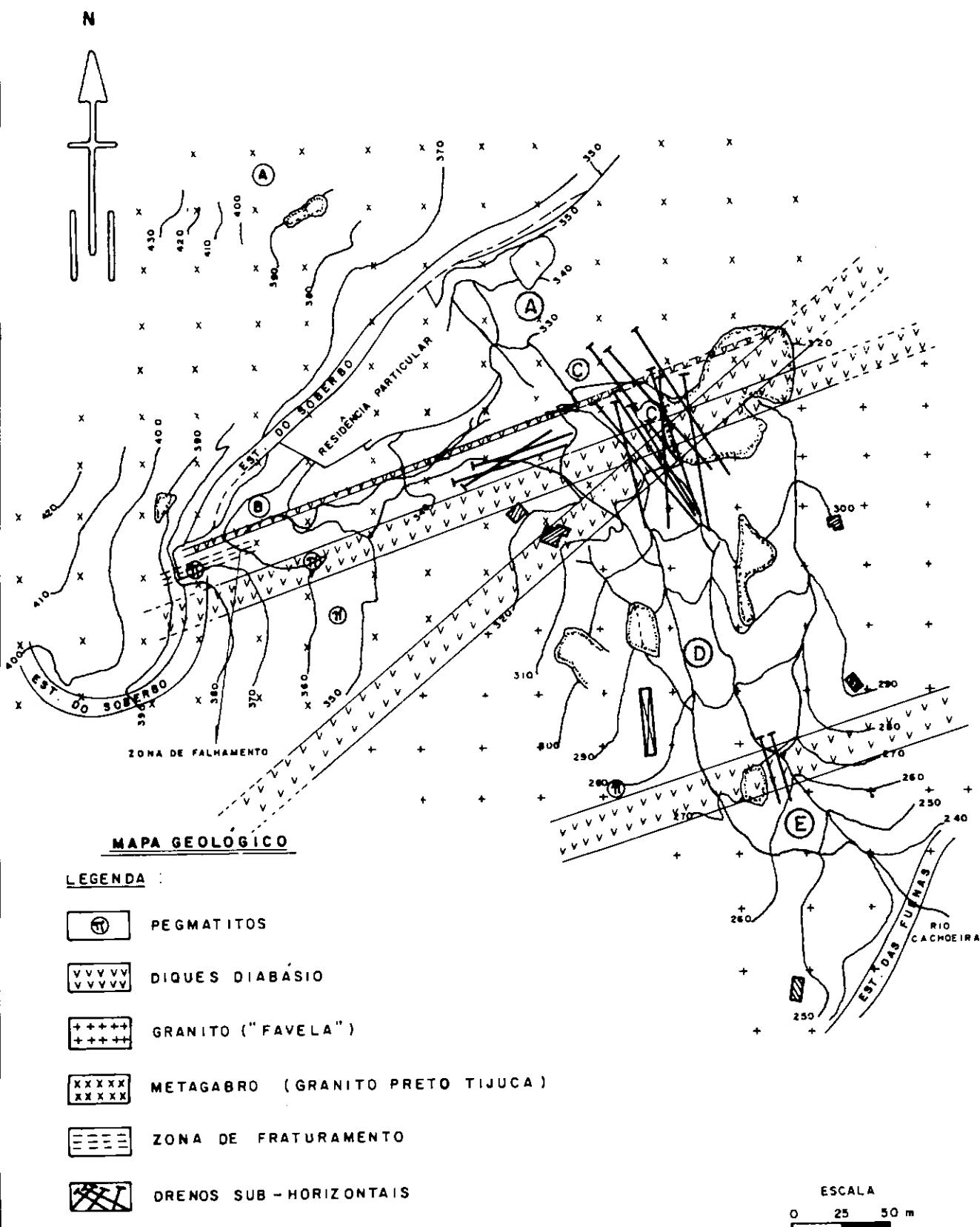


FIGURA IV.1 MAPA GEOLÓGICO (BARROS ET ALII, 1992)

As sondagens rotativas identificaram na parte superior da encosta, furos PZ10B e PZ11B (Fig. III.1) a presença de blocos rochosos dentro da massa de solo residual. DEERE E PATTON (1971) apresentaram o perfil de intemperização do granito e na Figura IV.2 é mostrado o processo de formação do solo residual a partir do Metagabro comentado por BARROS ET ALII (1992), onde, através de ação de agentes físicos e químicos, a rocha matriz é intemperizada, originando blocos arredondados preenchidos por uma massa terrosa. Na Figura IV.3 a seção transversal ilustra o processo descrito acima.

Segundo o trabalho de AMARAL e PORTO (1991) sobre a geologia do Soberbo o solo residual é de origem quartzo-diorítica, conhecido como Granito Preto-Tijuca.

Os próprios geólogos da D.G. não chegaram a uma conclusão em relação a classificação da rocha granítica existente na encosta do Soberbo, ficando a dúvida entre o Metagabro e o Diorito.

Segundo SILVEIRA (1993), a constituição do quartzo-diorito apresenta as seguintes porcentagens em volume dos minerais: Quartzo 8%, Feldspato Plagioclásio Cálcico 43% e Mica Biotita 24%.

As análises de petrografia e de micromorfologia de SILVEIRA (1993), permitiram, também, uma interpretação do processo de formação dos solos residuais, através das transformações dos minerais do quartzo-diorito até o solo residual existente.

Próximo ao furo de sondagem PZ12B foi feita por SILVEIRA (1993) raspagem dos solos das descontinuidades estruturais da rocha de origem e realizadas análises mineralógicas, identificando diferenças entre estes minerais, e os constituintes do solo residual do local. Este solo constitui-se de uma grande quantidade de minerais ricos em Cério, óxidos de Manganês e Ferro. A existência de óxidos de manganês dá origem à cor preta desse material.

SILVEIRA (1993), através de ensaios Ring Shear, mostrou que a resistência ao cisalhamento nestas estruturas reliquias é sensivelmente inferior à resistência da matriz de solo residual circundante, fato este que pode contribuir para a explicação dos escorregamentos na encosta do Soberbo. Mostrou ainda que o solo coluvionar tem origem diversa, constituído por materiais intemperizados, tais como: fragmentos de quartzo-diorito, de

pegmatitos e de diabásio. A amostragem indeformada de solo coluvionar foi feita na crista da zona A, a montante da Estrada do Soberbo, em uma região estável da encosta, isto verificado pelas próprias medições de movimentos realizadas na zona A, como também pela existência de um muro de peso com cerca de 10 m de altura a montante da Estrada do Soberbo. Nesta região é verificada a existência de um colúvio antigo, em relação à massa coluvionar encontrada nas partes centrais das zonas A, B, C, D e E, originária dos sucessivos escorregamentos acontecidos, em particular após a catástrofe de fevereiro de 1988, que aumentou a espessura do colúvio nestas regiões.

Neste trabalho definiu-se colúvio como sendo a camada formada por solo e/ou fragmentos de rochas localizados no pé e ao longo da encosta, transportados das cotas mais altas, pela ação da gravidade e das águas. Este processo de formação tem ação intensa das águas superficiais e subterrâneas que escoam ao longo da encosta, e contribuem para a ocorrência da erosão e dos escorregamentos, que deslocam a massa terrosa e/ou rochosa para as cotas mais baixas da encosta.

Segundo LACERDA (1985) os escorregamentos ocorridos em solo coluvionar saturado na região Sudeste do Brasil apresentam o colúvio com um ângulo natural geralmente entre 12 ° e 17 °, como se constata na Tabela IV.2 segundo LACERDA e SANDRONI (1985).

Através do trabalho de BARATA (1969), pode-se classificar a encosta do Soberbo como um caso de encosta terrosa com inclinação suave formada por solos residuais e coluvionares.

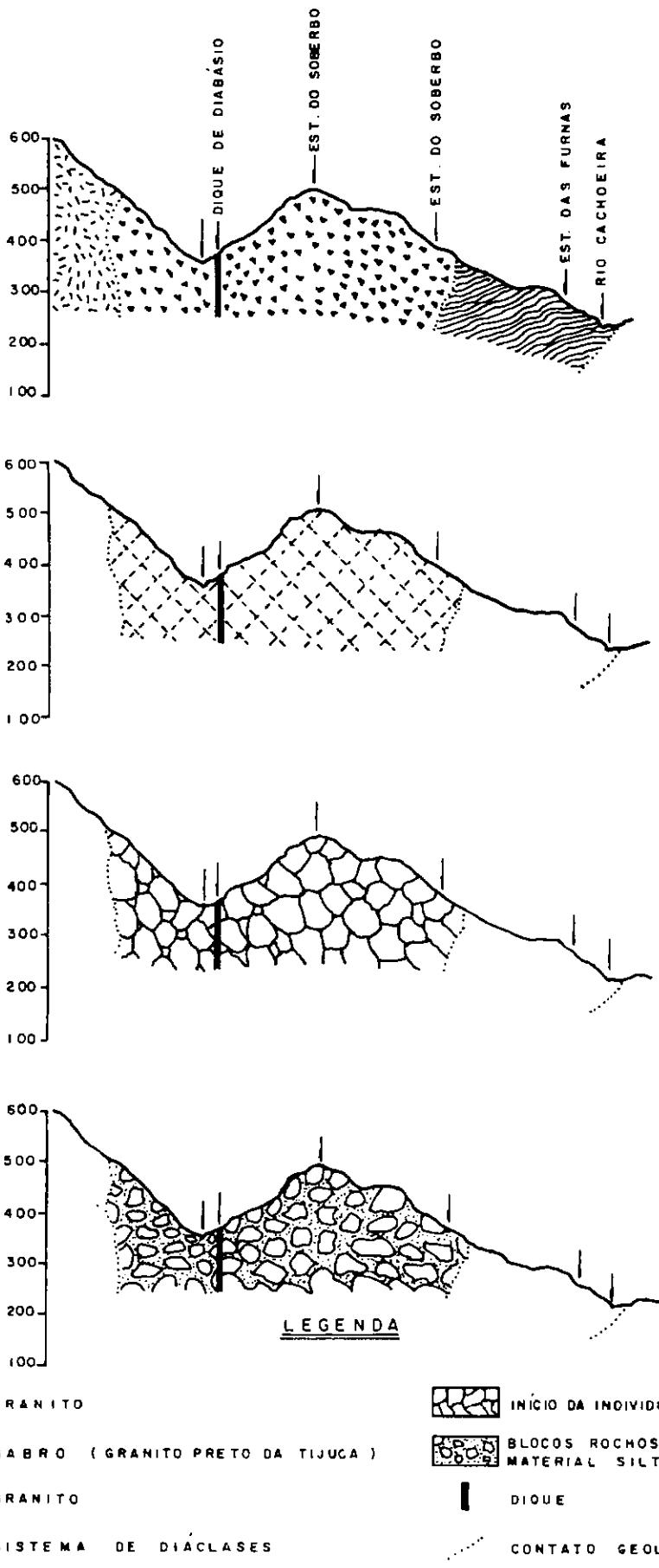


FIGURA IV.2 PERFIL DE INTEMPERIZAÇÃO DO METAGABRO (BARROS, 1992)

Local	Referência	Altura (H) (m)	Comprimento (L) (m)	Largura média (D) (m)	Espessura Média (h) (m)	Ângulo Médio (β) (graus)	Volume Aprox. (V) (m³)	Notas
Usina Cubatão, SP	Terzagui (1947) Vargas (1966)	120	250	150 ⁽¹⁾	20	≈ 26 °	500.000	⁽¹⁾ na base da massa.
Cota 95, Via Anchieta, SP	Vargas (1966)	65	230	-	30	15 °	-	-
Rua Comendador Martinelli, RJ	Heine (1969)	80	320	-	20	17 °	-	-
Angra dos Reis, RJ	Sandroni (1982)	90	330	120	20	16 °	800.000	-
Morro dos Urubus, RJ	Moreira (1974)	50	220	120	17	17 ° ⁽²⁾	450.000	⁽²⁾ 23 ° no pé da escarpa e 8 ° no pé da massa
Friburgo, RJ	não publicado	80	300	100	8	16 ° ⁽³⁾	250.000	⁽³⁾ 13 ° no pé da massa

TABELA IV.2 GEOMETRIA DAS MASSAS COLUVIAIS (LACERDA E SANDRONI, 1985)

IV.2 PERFIL GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO DO ESCORREGAMENTO

A partir da campanha de sondagens realizada, foram traçados dois perfis da encosta; o primeiro inicia-se na cota 395m, no furo PZ9B, e inclui toda a zona B, mostrando também as seções longitudinais e transversais levantadas por PEDROSA ET ALLI (1988), apresentadas na Figura IV.3. O segundo vai da cota 370m, no furo PZ1A, até a Estrada de Furnas, conforme pode ser visto na Figura IV.4.

As sondagens na encosta do Soberbo iniciaram-se em 1982, onde foram feitas 15 sondagens a percussão com SPT na zona B. Em 1987, PEDROSA ET ALII (1988) realizaram 5 sondagens à percussão com SPT e 4 para instalação de piezômetros e tubos de inclinômetro, todos na zona B.

Na campanha descrita nesta tese, foram executadas no total 29 sondagens mistas, com SPT, ensaios de Perda d'água e Permeabilidade.

A encosta instrumentada apresenta regiões de inclinações suaves e trechos de inclinações elevadas. Nas cristas das zonas A e B, as inclinações atingem 43 ° e 39 ° respectivamente. Na zona B ocorre um trecho suave localizado entre as cotas 355m e 321m com 11 ° de inclinação média e, nas zonas C, D e E, o trecho de menor inclinação está entre as cotas 321 m e 235 m apresentando 15 ° de inclinação média. A inclinação média da encosta incluindo todas as zonas instrumentadas é de 17 °, o que concorda com as conclusões obtidas por LACERDA (1985), mostrando uma faixa de 12 ° a 17 ° para ângulos naturais de colúvio (TABELA IV.2).

Em relação à declividade da rocha definida pela campanha de sondagens rotativas, há também uma variedade de inclinações. Na crista da zona A entre as cotas 359m e 338m a inclinação é de 30 °, enquanto na crista da zona B a declividade atinge 19 °. Há patamares com inclinações de 7 ° e 6 ° nas zonas B e C respectivamente. A inclinação média do talude rochoso é de 15 ° ao longo das zonas instrumentadas.

Esta alternância de inclinações da encosta e do talude rochoso, além da própria influência dos escorregamentos ocorridos, faz com que no furo PZ12B, por exemplo, localizado abaixo da antiga posição da Estrada do Soberbo, não haja camada coluvionar, uma vez que, devido ao escorregamento de 1988, o colúvio depositou-se ao longo da zona B.

Na estação S1A, o colúvio remanescente do escorregamento de 1988 tem pequena espessura, 3,0m. Provavelmente a espessura antes do último escorregimento deveria ser maior, em torno de 6m. No dia seguinte ao escorregimento de 1988, na parte da manhã, havia nesta região um jato d'água que jorrava a 6 metros abaixo da estrada (Fig. IV.4). No período da instrumentação este jato secou, enquanto outras nascentes mais abaixo foram detectadas.

A camada coluvionar sobrejacente ao solo residual varia na encosta entre 2m e 10m enquanto o solo residual oscila entre 0 e 17m.

Pelos perfis das Figuras IV.3 e IV.4 nota-se um maior acúmulo de solo nas partes mais baixas da encosta, isto explicado pelos escorregamentos já acontecidos. No colúvio foram encontrados valores de SPT erráticos e inferiores a 8 golpes/30 cm e no solo residual valores maiores que 8 golpes/ 30cm, concordantes com os trabalhos de LACERDA (1985) e PEDROSA ET ALII (1988). A camada coluvionar, basicamente um silte argiloso, é bastante heterogênea, contendo blocos no interior na massa e veios de areia e pedregulhos apresentando uma porcentagem menor de areia que o solo residual. O solo residual é mais homogêneo, predominantemente arenoso, com silte e pouca argila. Tanto no solo coluvionar como no solo residual é encontrada a mica biotita, com grande incidência no solo residual.

A permeabilidade encontrada variou entre 10^{-2} cm/s e $5,5 \times 10^{-5}$ cm/s nos ensaios realizados no colúvio e solo residual, características de solos arenosos e siltosos. O solo residual apresenta permeabilidade média de 10^{-4} cm/s nas zonas A e B, enquanto a permeabilidade do colúvio variou entre 10^{-3} cm/s e 10^{-5} cm/s. Nas Figuras IV.3 e IV.4 verificam-se as permeabilidades em solo e rocha ao longo da encosta.

Os ensaios de perda d'água apresentam resultados bastante diversos. No furo S1B encontrou-se a permeabilidade de 130 uL no ensaio realizado nos primeiros 3 metros de rocha, entre 18,50m e 21,50m onde a recuperação foi de 50% indicando que a rocha estava bastante decomposta neste trecho. No furo PZ1A, a perda d'água atingiu 50uL a 17m de profundidade, onde neste ensaio não se conseguiu atingir a pressão de ensaio pelo alto grau de fraturamento da rocha.

No furo PZ2A os valores de permeabilidade foram elevados, cerca de 160uL, desde o contato solo/rocha a 5,00m até 11,00m de profundidade. Na Foto IV.2 verifica-se o grau de alteração do granito recuperado entre 5,00 e 12,50m.

O nível d'água encontrado na encosta é influenciado diretamente pela intensidade pluviométrica do período de observação. Nos períodos de estiagem a zona B fica extremamente seca, isto comprovado também pelo poço existente um pouco abaixo da estação S1B. Este poço tem 9m de profundidade, e

funciona de certa forma como um medidor de nível d'água, estando na época da estiagem com apenas 1m de coluna d'água.

Normalmente na zona B o nível d'água atingia poucos metros de profundidade. Na zona A, estação S1A, o nível d'água é bem próximo da superfície, neste caso sendo influenciado também pela pequena espessura do solo. Nas estações S1C, S2C e S2D, o nível do lençol freático atinge o nível do terreno, sendo verificada a presença marcante de artesianismo.

Na Figura IV.4 percebe-se como a atuação dos diques de diabásio, com 15 a 30m de espessura, influencia o fluxo das águas subterrâneas. Nestas regiões nas épocas de chuvas, o terreno fica completamente alagado.

Após o início da drenagem profunda, pôde-se perceber "in loco", a secagem da superfície do terreno, com a captação d'água a vários metros de profundidade, a montante dos diques de diabásio.



FOTO IV.2 RECUPERAÇÃO EM ROCHA - PZ2A - 5,00m A 12,50m

IV.3 - PIEZÔMETROS E MEDIDORES DE NÍVEL D'ÁGUA

A partir das leituras realizadas nos piezômetros e medidores de nível d'água no período de fevereiro de 1990 a fevereiro de 1992 foram traçados os gráficos de piezometria diária. Tais dados estão apresentados em correspondência com a intensidade pluviométrica acumulada num período de 25 dias, medida no pluviômetro da COPPE instalado na região de estudo.

O período de antecedência da chuva de 25 dias foi escolhido devido aos bons resultados encontrados por PEDROSA ET ALII (1988) na encosta do Soberbo e pela própria correspondência das curvas obtidas.

Nas Figuras IV.5 a IV.20 são plotados os resultados, de um total de 41 piezômetros Casagrande e 4 medidores de nível d'água. Pode-se verificar a presença de artesianismo nos piezômetros instalados nas zonas C e D, através das Figuras IV.14 a 17 e IV.19, onde os piezômetros foram instalados na rocha e nas camadas de solo, sendo observado o artesianismo em solo e em rocha.

A presença do artesianismo pode ser explicada pelos diques de diabásio que cortam transversalmente as zonas C e D (Fig. III.1) e formam barreiras impermeáveis, represando as águas que escoam das partes altas da encosta. Já na zona B o dique tem direção paralela ao escorregamento, direcionando o fluxo nesta região da encosta.

Nas Figuras IV.5, IV.6, IV.12, IV.13, IV.14, IV.15 e IV.16 referentes aos piezômetros PZ1B, S1B, PZ2A, S1A, S1C e S2C (ver Fig. III.1) pode-se verificar a acentuada elevação ocorrida devida às chuvas dos dias 18, 19 e 20 de abril de 1990 e os resultados satisfatórios da comparação de leituras piezométricas com a chuva acumulada de 25 dias.

Durante a execução do furo PZ9B (ver Anexo 1), o furo encontrava-se seco, e, quando a sondagem rotativa perfurava a rocha a 22,0 m, o nível d'água elevou-se até 14m, indicando a presença d'água confinada com alta pressão.

Em relação ao nível d'água verificou-se na zona A (Fig. IV.13) uma variação acentuada entre 1,0m e 3,0m de profundidade, que pode ser explicada pela pequena espessura de solo, nesta parte da encosta em torno de 3,0m (ver Fig. IV.4). Na zona B, estação S1B (Fig. IV.6) o nível d'água oscilou entre 2,0 e 5,0 m. O poço existente entre as estações S1B e S2B (com 9,0m de profundidade), na época em que praticamente não chovia, apresentava o nível

d'água a 8,0 m, enquanto na estação chuvosa o nível d'água ficava a 1m da boca do poço.

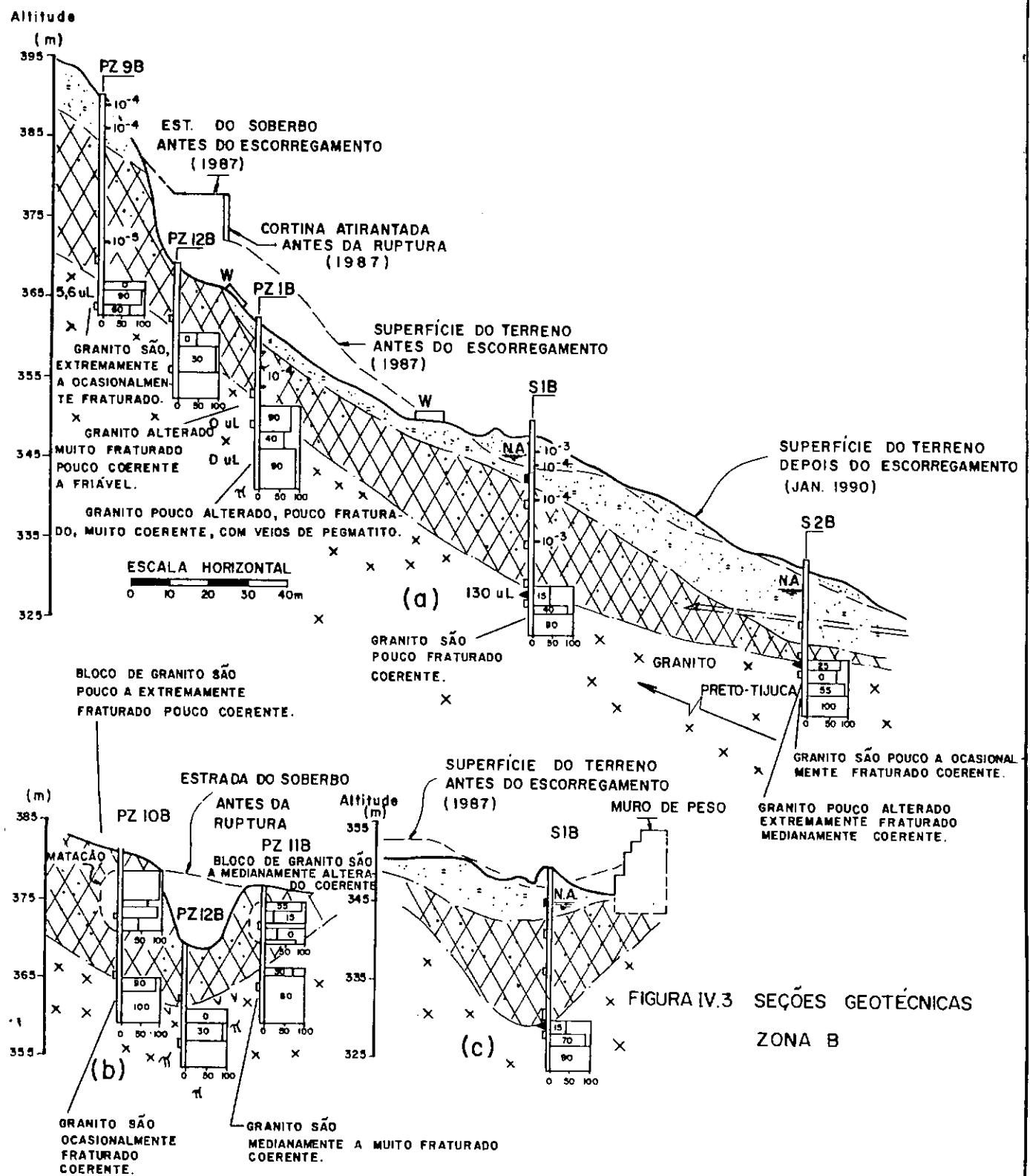
Na zona C o nível d'água era bastante superficial, chegando na estação S2C a igualar-se ao nível do terreno, conforme verificado nas Figuras IV.14 e IV.16.

O rompimento dos piezômetros iniciou-se na zona C, onde já em junho de 1990 romperam todos os piezômetros da estação S2C.

Em função deste rompimento não foi possível quantificar a diminuição do nível piezométrico na zona C após a instalação da drenagem profunda, porém nas estações S1C e S2C onde constantemente o terreno se encontrava alagado, a partir da execução da drenagem profunda estas regiões permaceram secas, sem acúmulo d'água na superfície.

Na zona B a percepção da diminuição do nível piezométrico foi verificada pelo nível d'água no poço já citado entre as estações S1B e S2B, onde após a instalação da drenagem profunda houve épocas em que o poço secou quase que completamente, mesmo com chuvas intermitentes.

Na estação S2D onde o nível d'água era superficial, alagando o terreno, também foi verificado que a superfície do terreno secou com as obras de drenagem profunda.



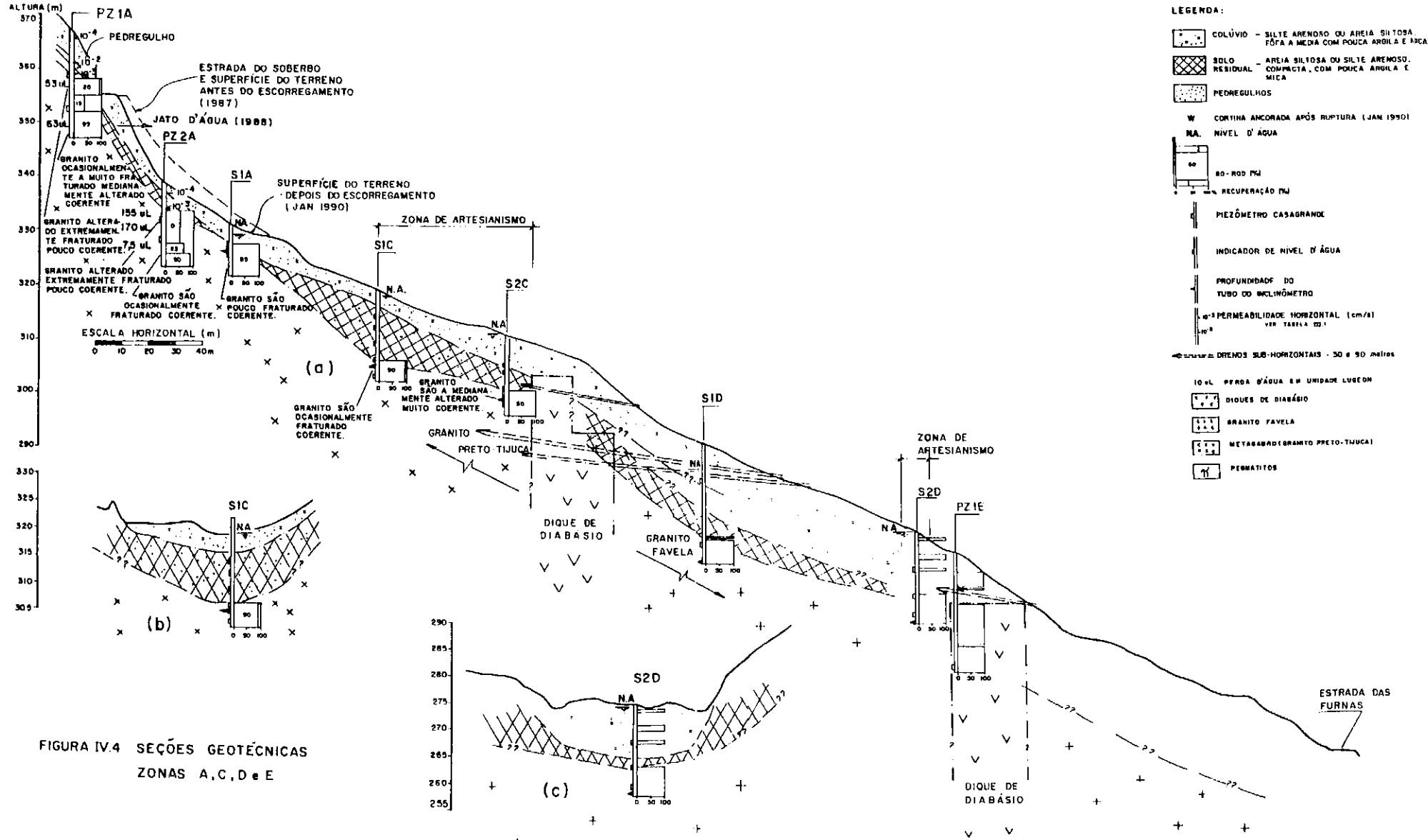
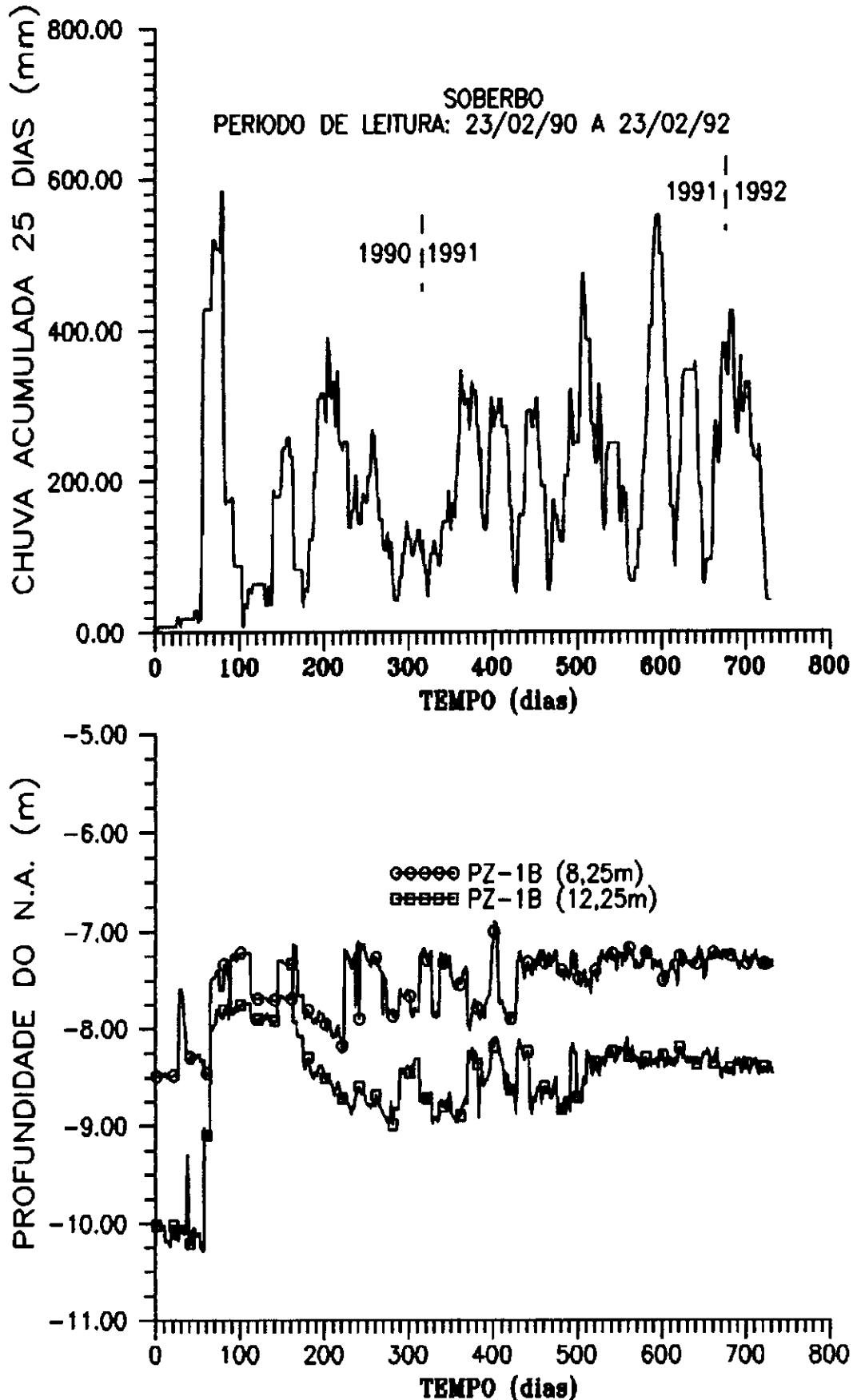
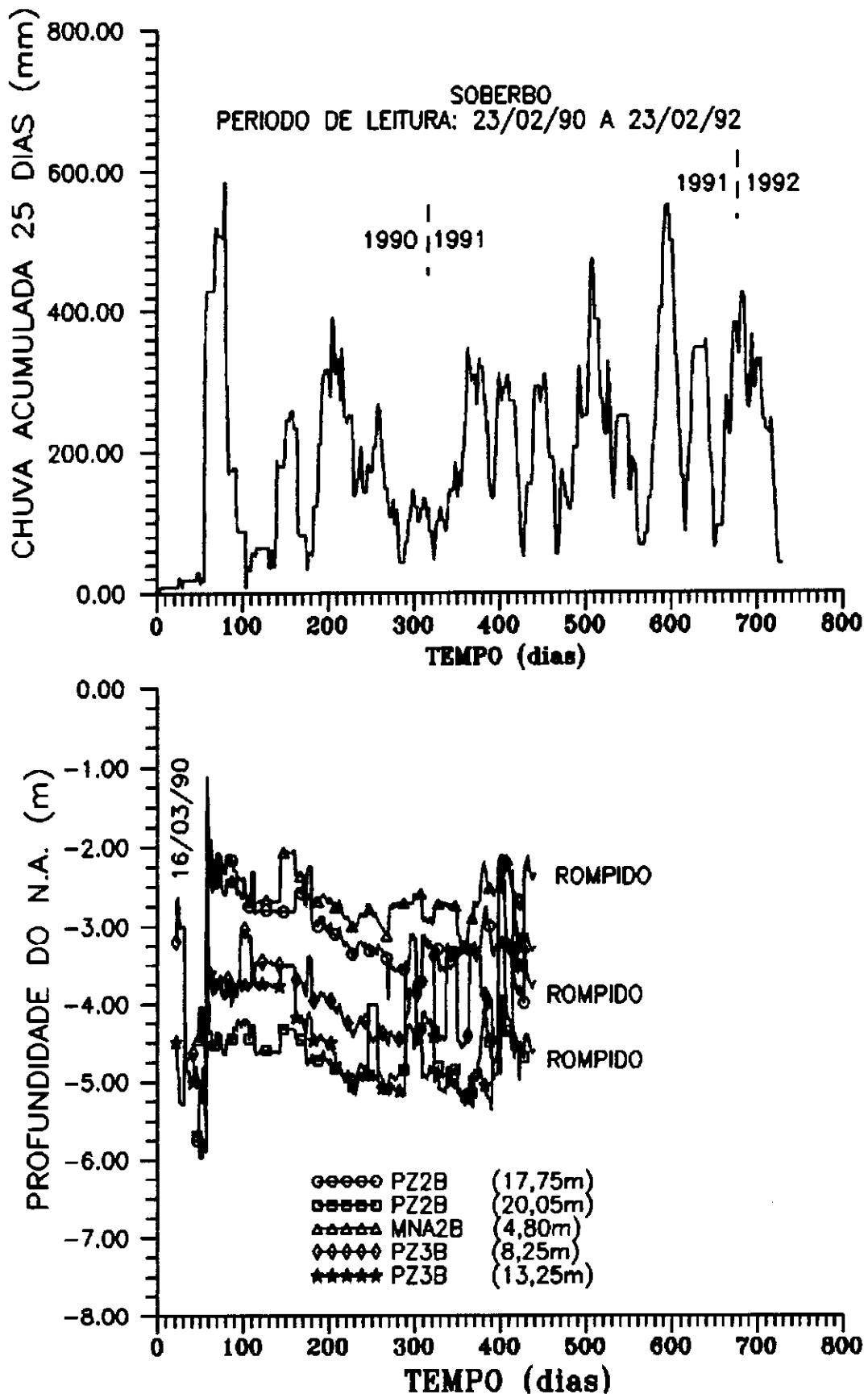


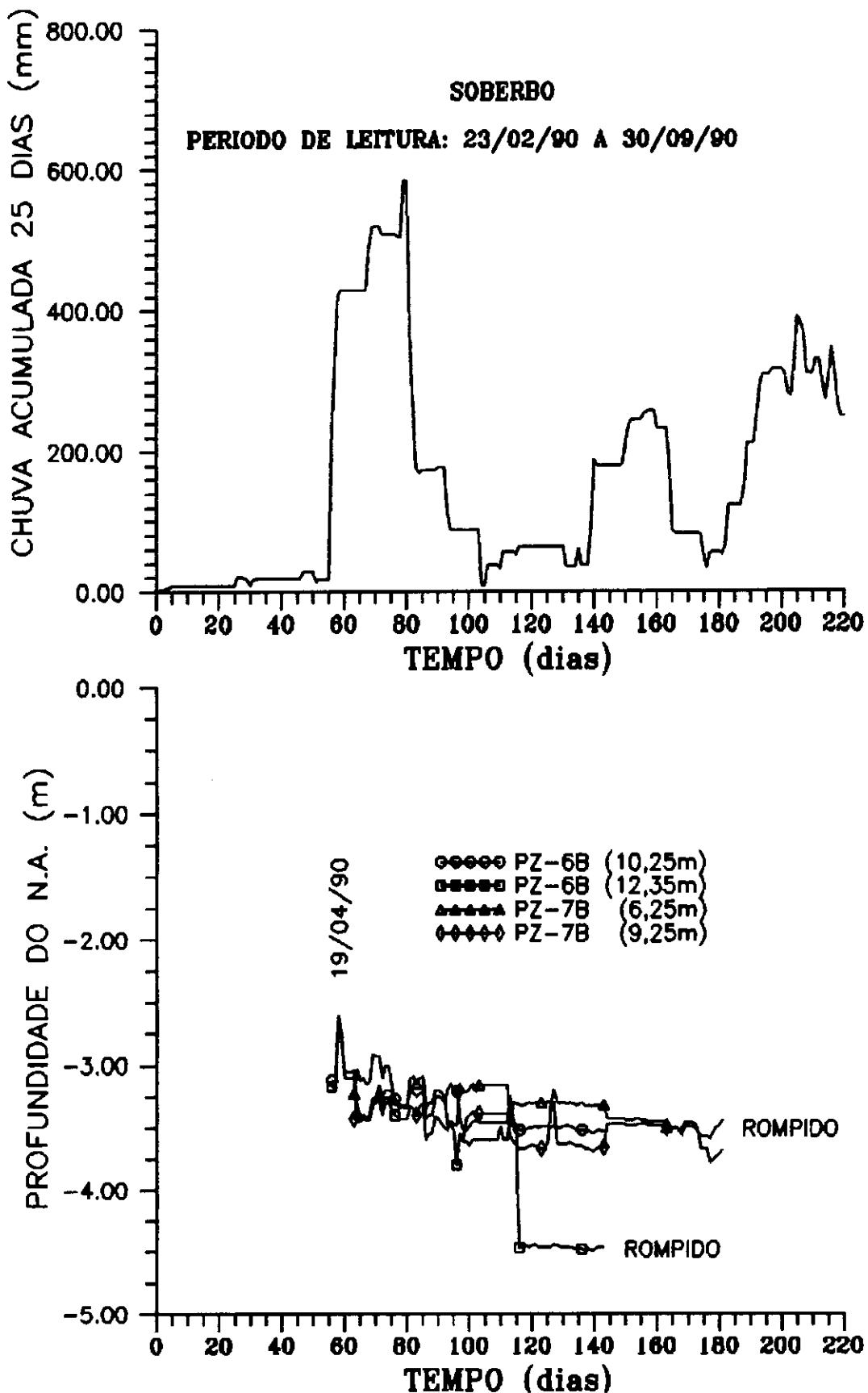
FIGURA IV.4 SEÇÕES GEOTÉCNICAS ZONAS A,C,D e E



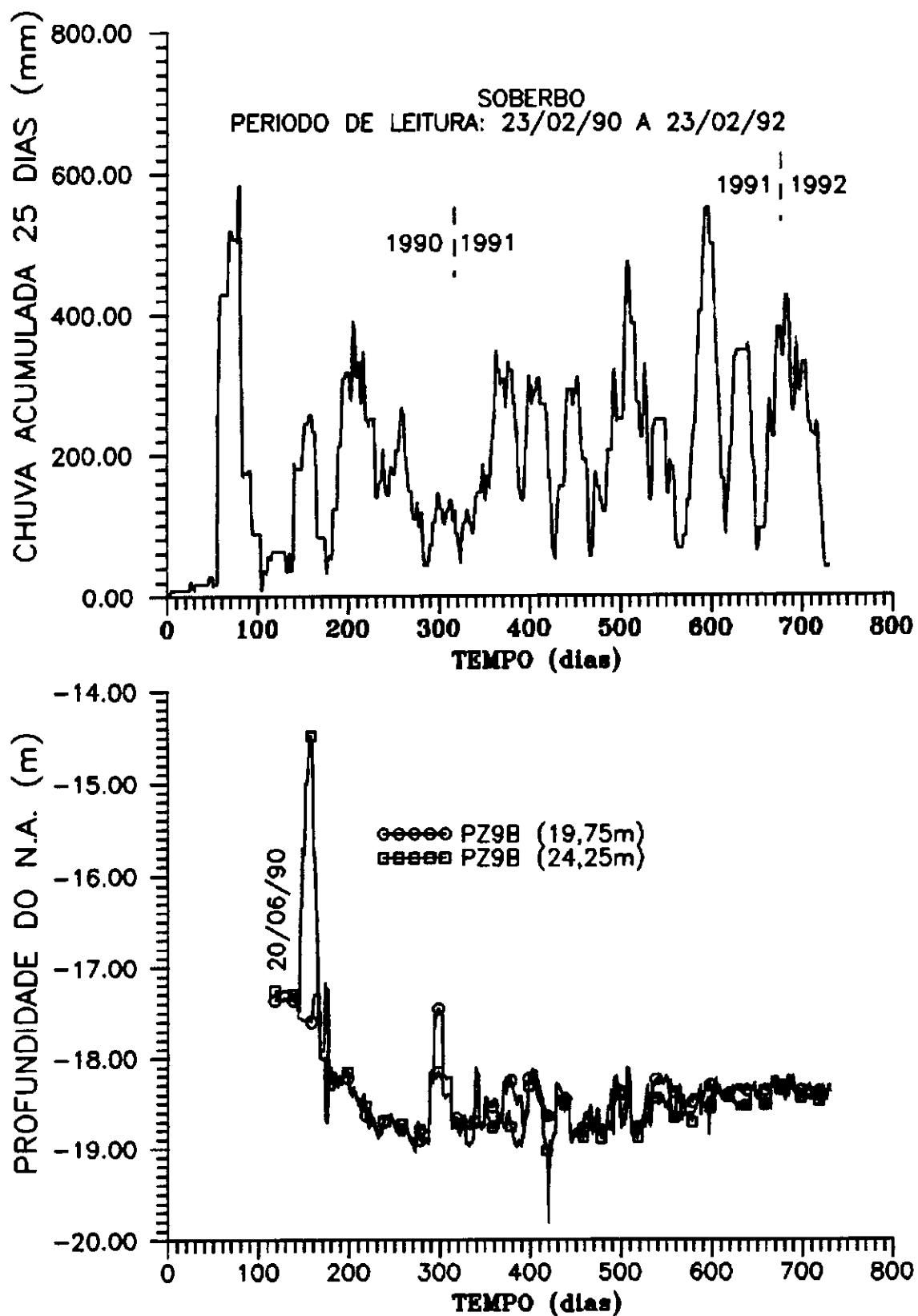
**FIGURA IV.5 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
PIEZOMETRO PZ1B**



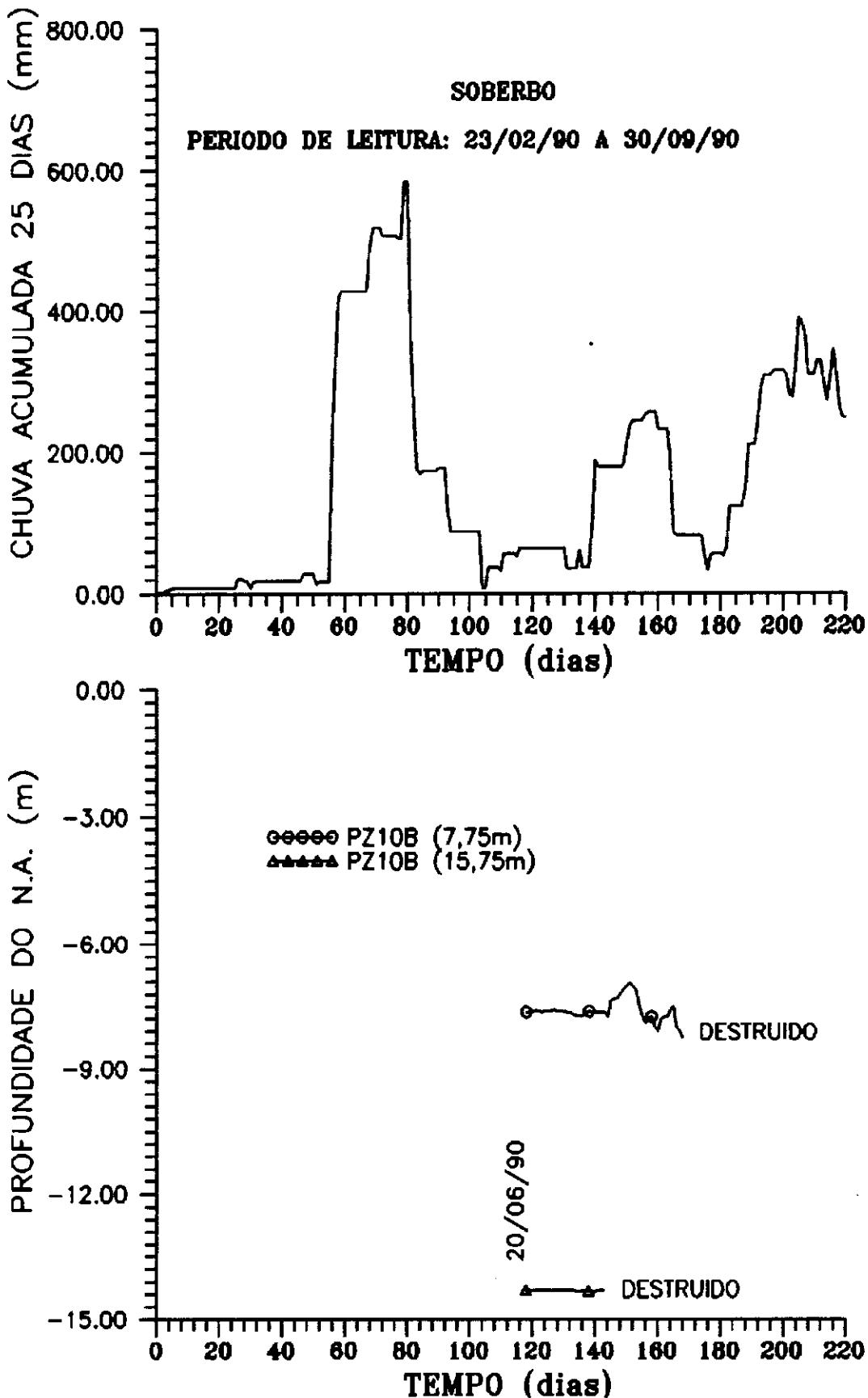
**FIGURA IV.6 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
ESTAÇÃO S1B**



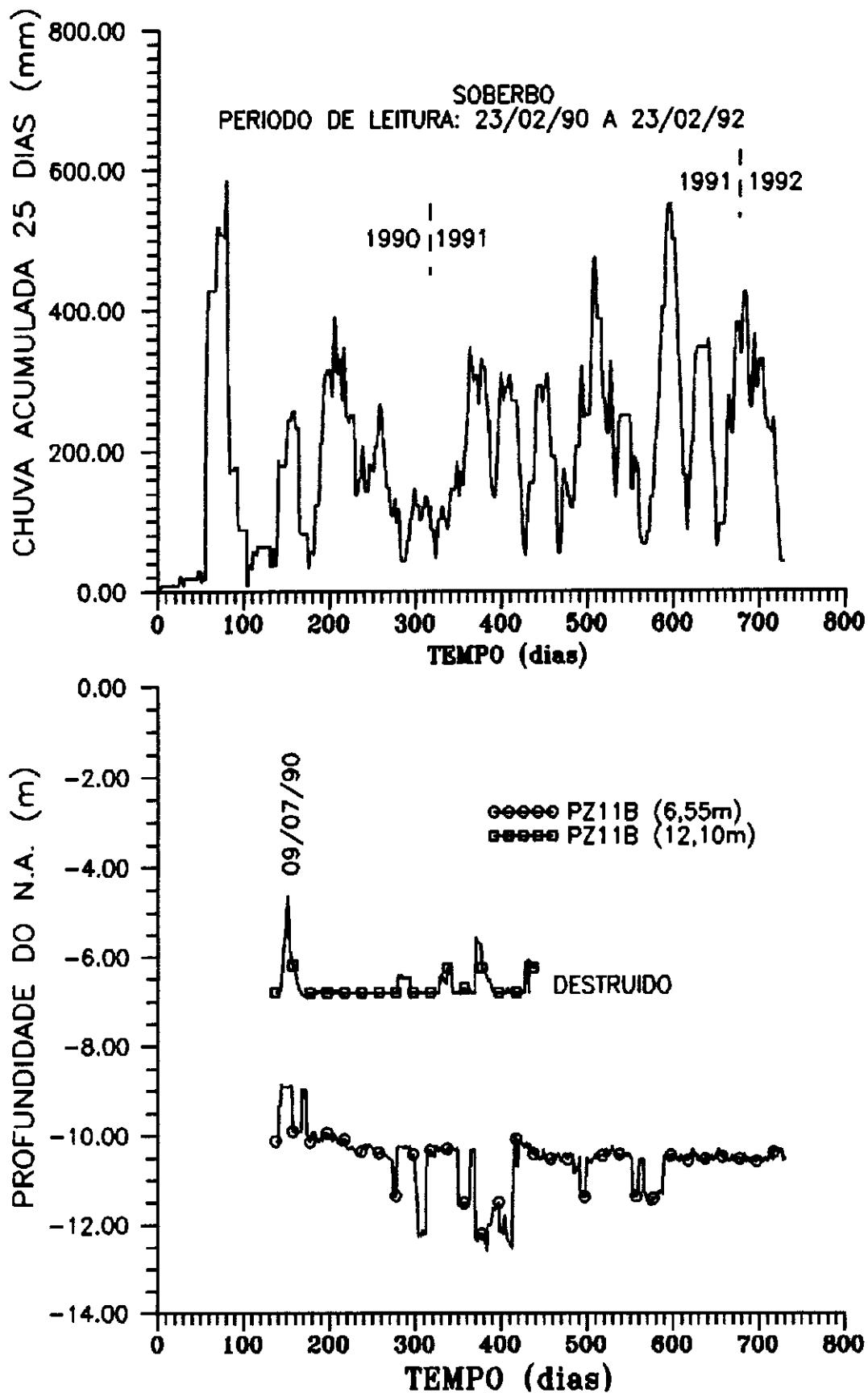
**FIGURA IV.7 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
ESTAÇÃO S2B**



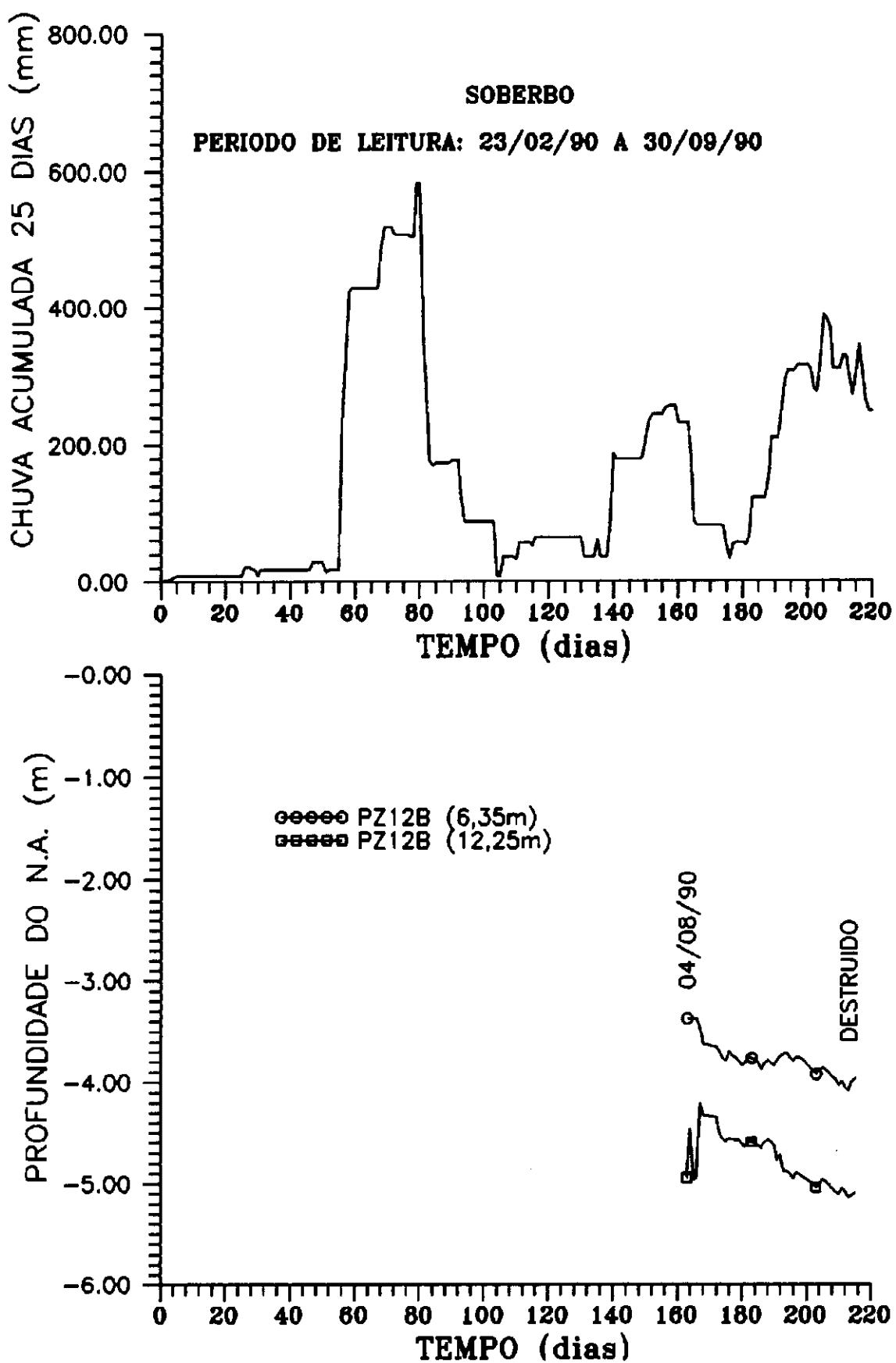
**FIGURA IV.8 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
PIEZOMETRO PZ9B**



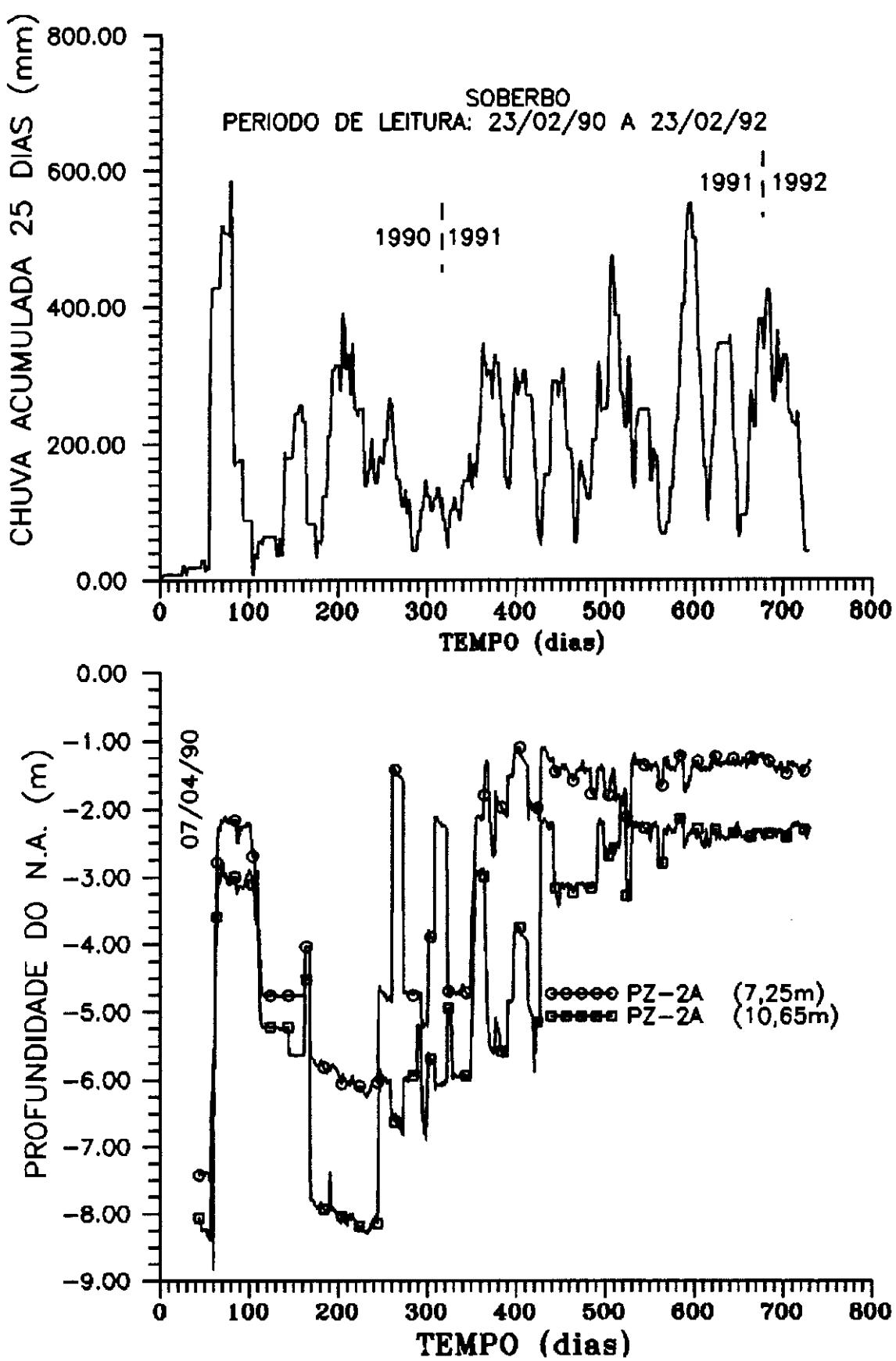
**FIGURA IV.9 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
PIEZOMETRO PZ10B**



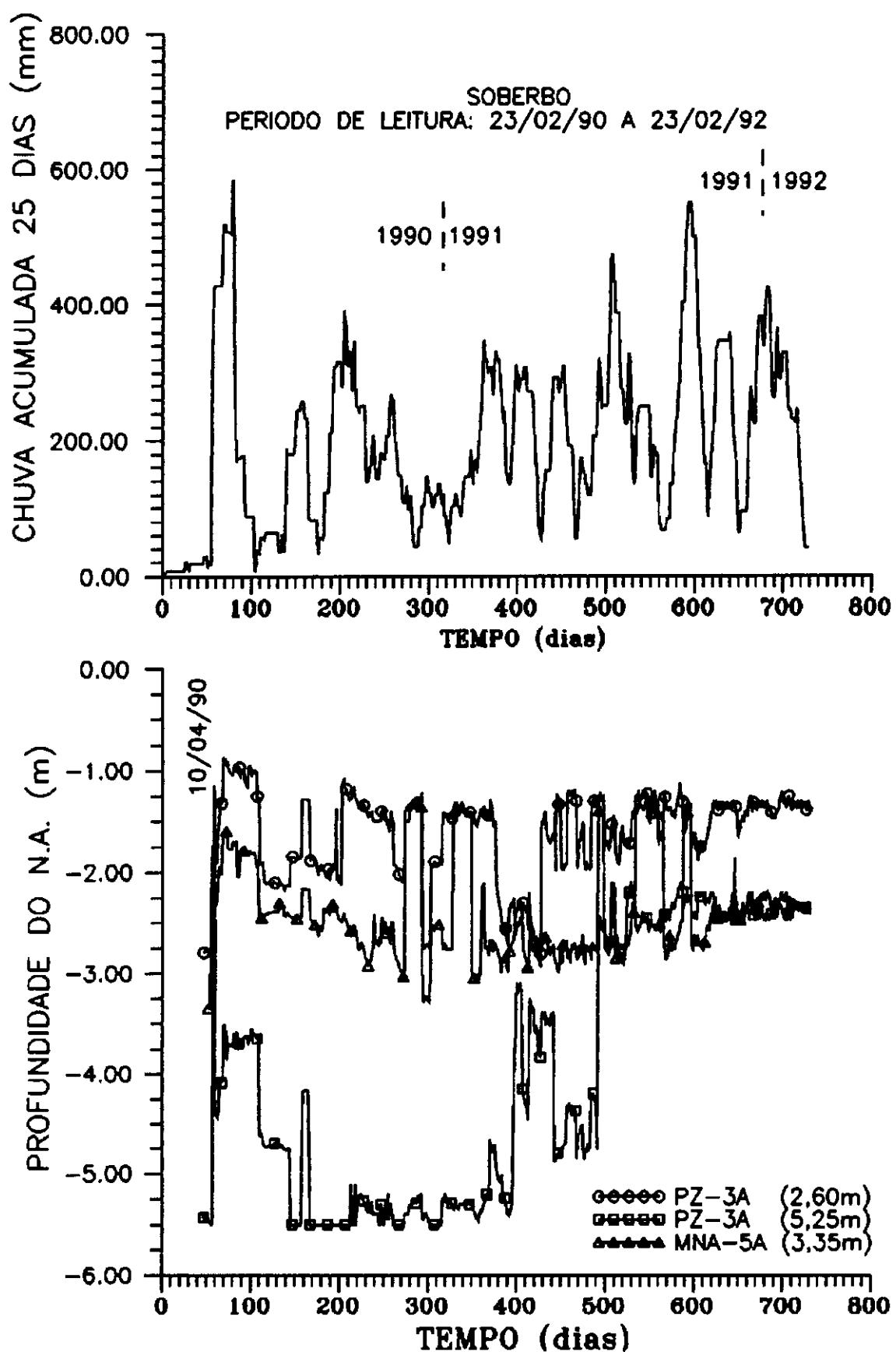
**FIGURA IV.10 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
PIEZOMETRO PZ11B**



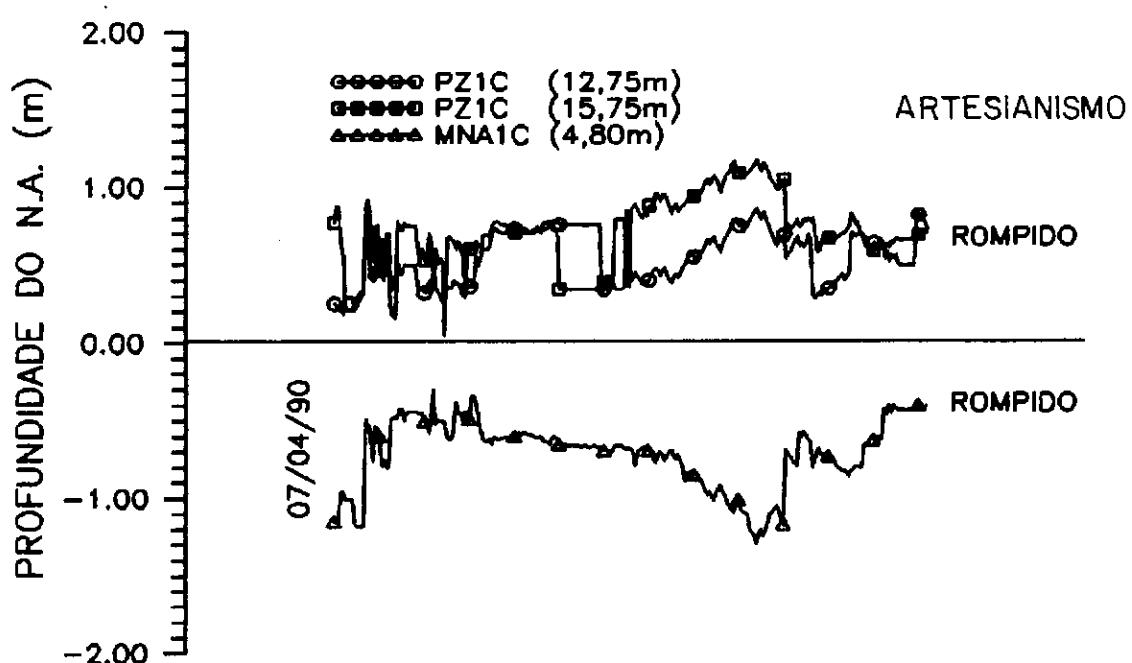
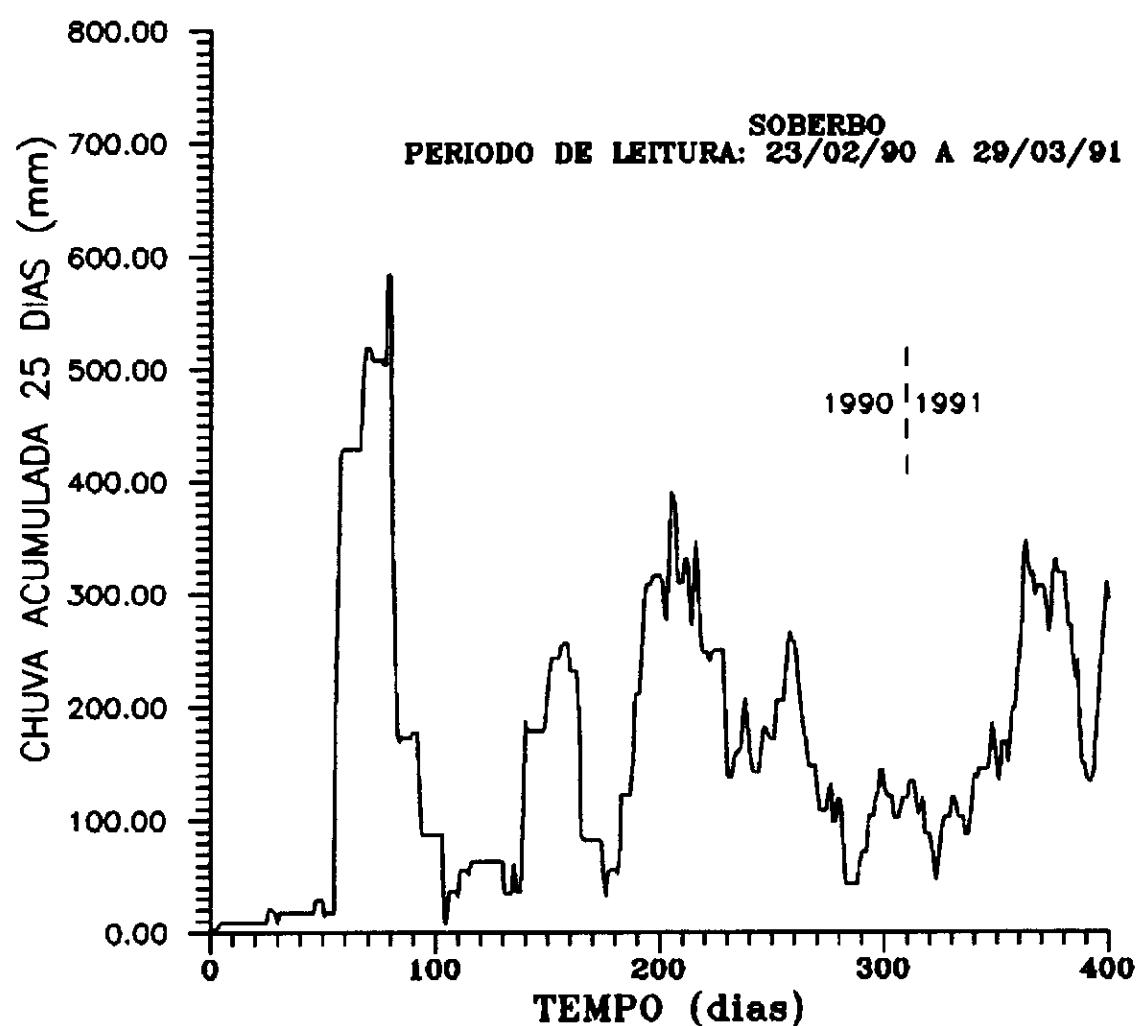
**FIGURA IV.11 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
PIEZOMETRO PZ12B**



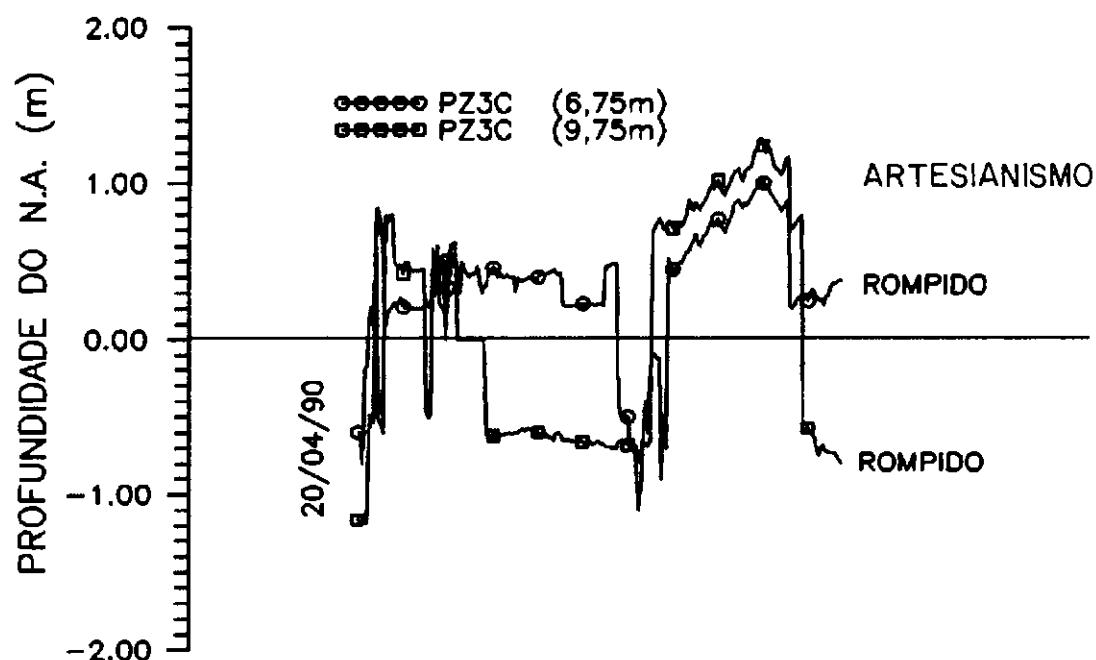
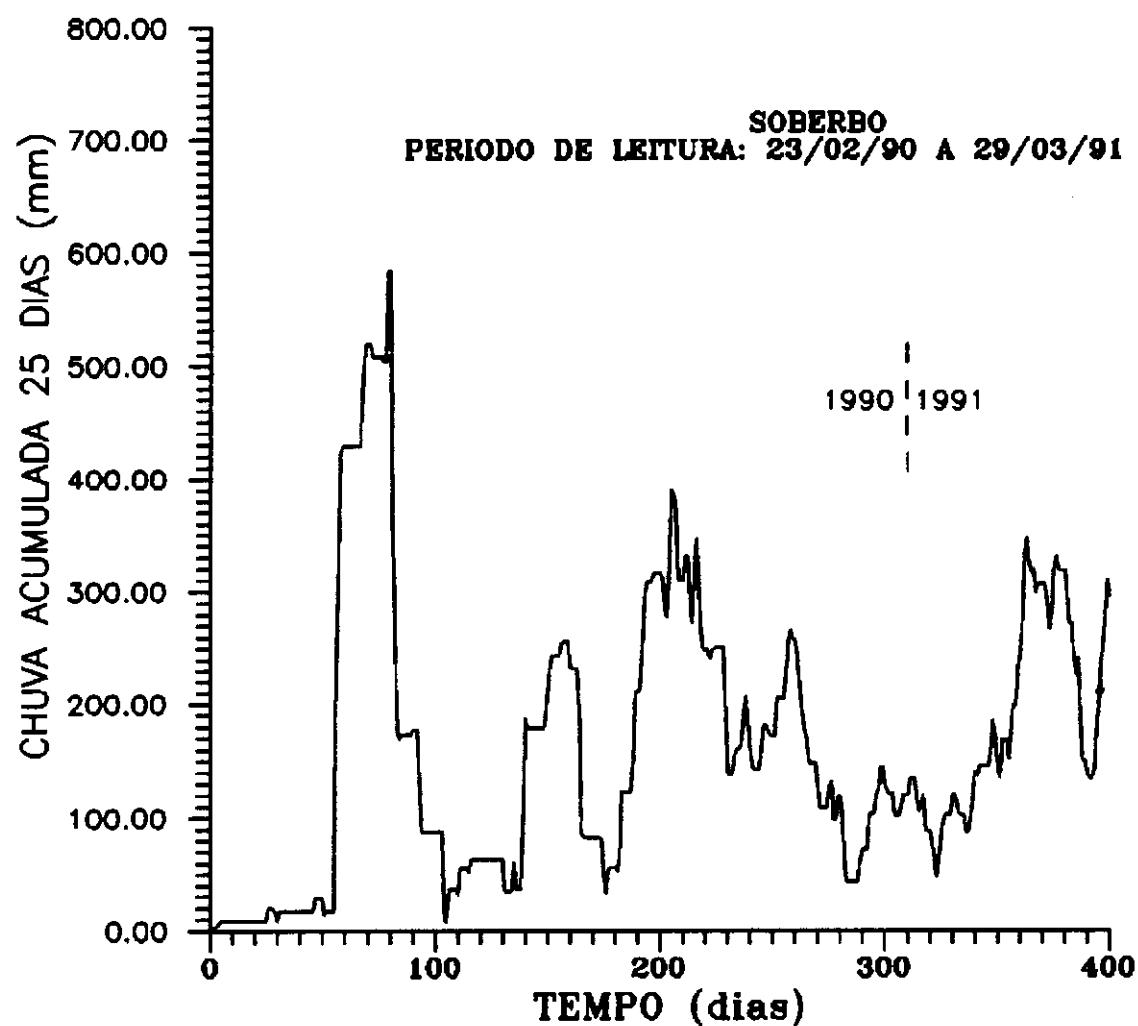
**FIGURA IV.12 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
PIEZOMETRO PZ2A**



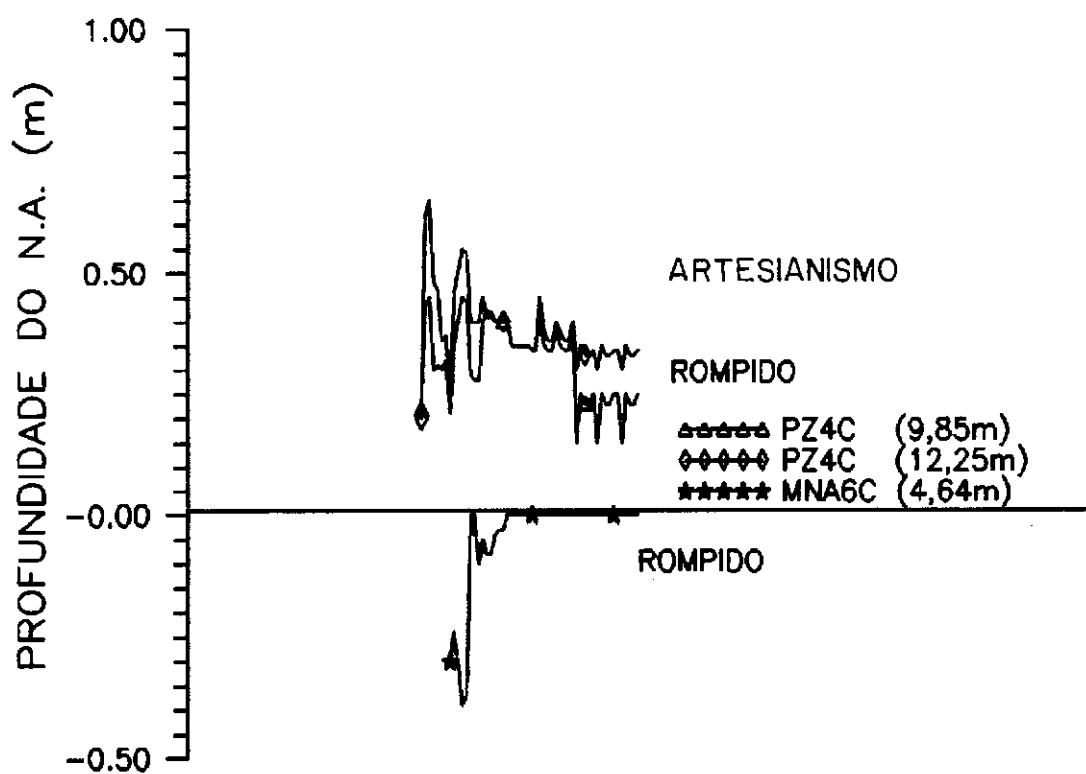
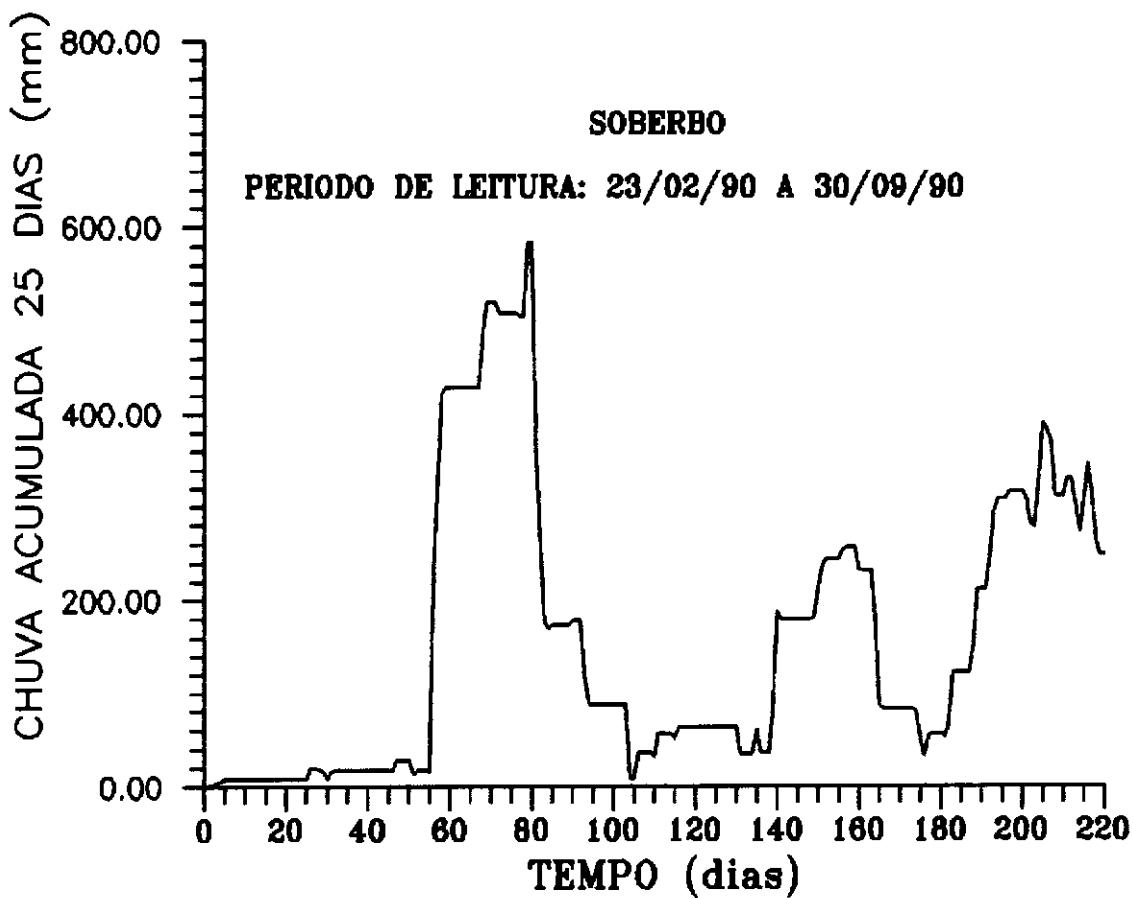
**FIGURA IV.13 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
ESTAÇÃO SIA**



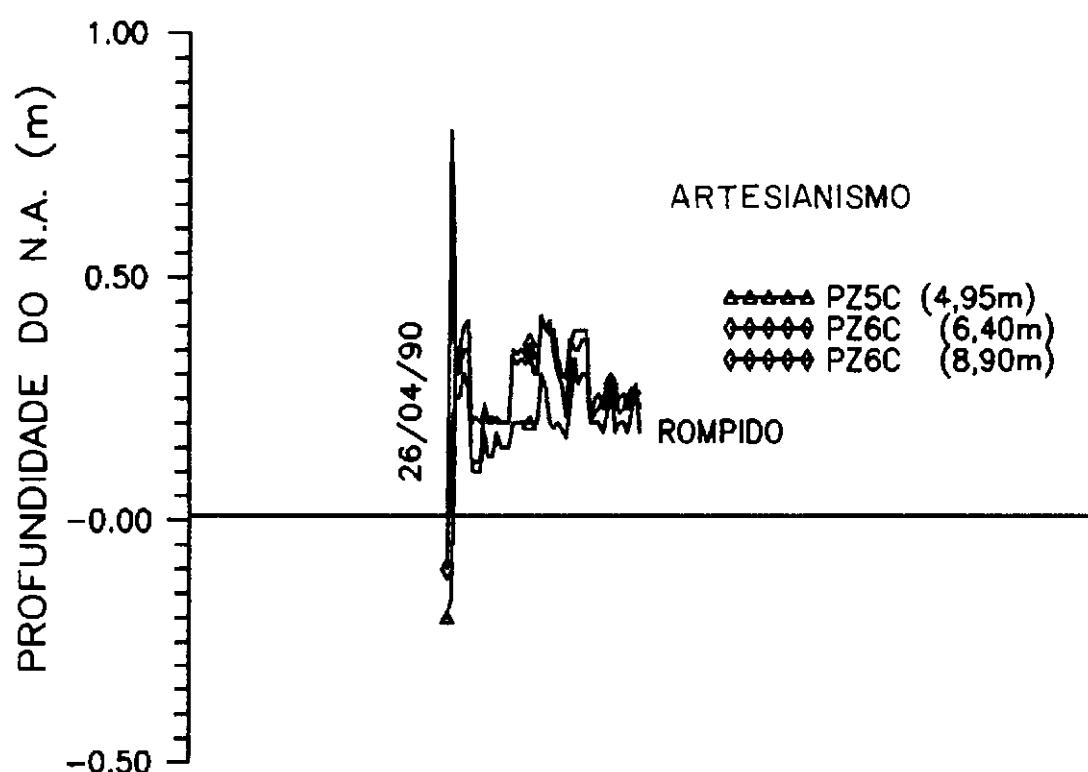
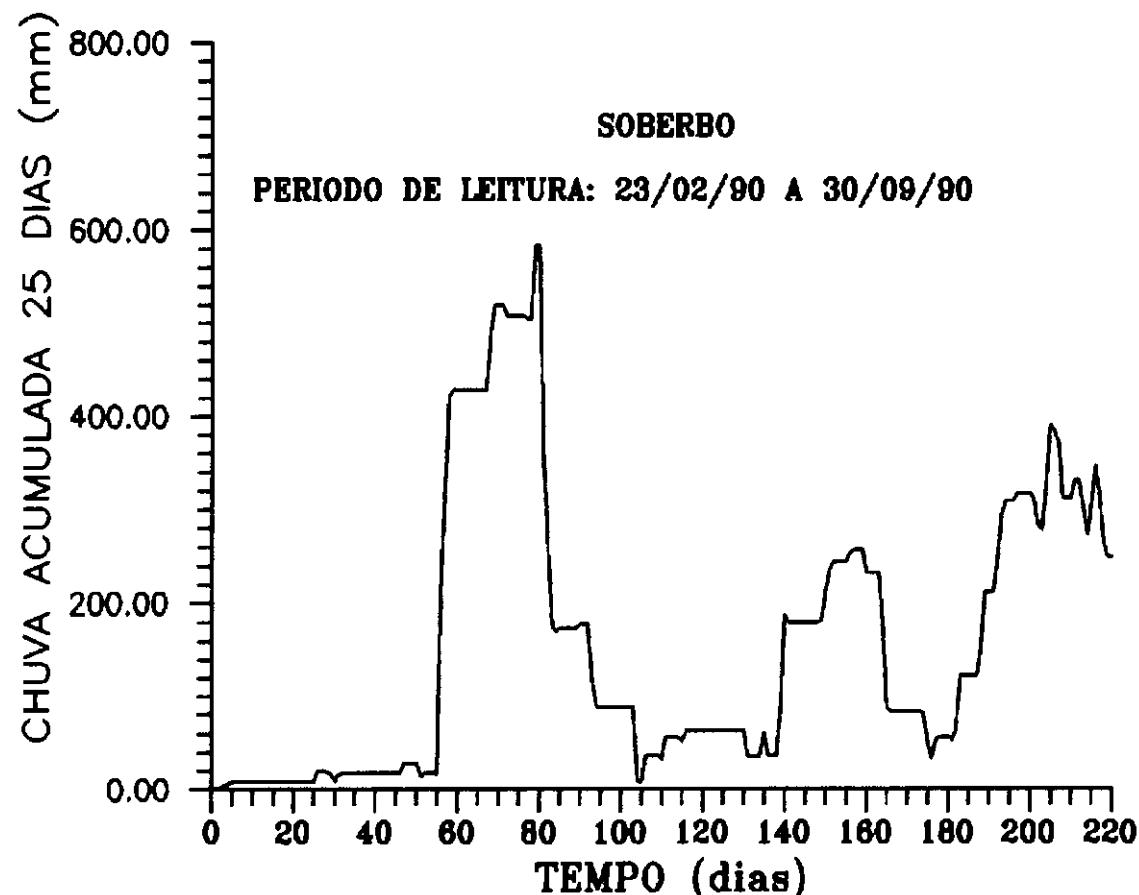
**FIGURA IV.14 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
 ESTAÇÃO SIC**

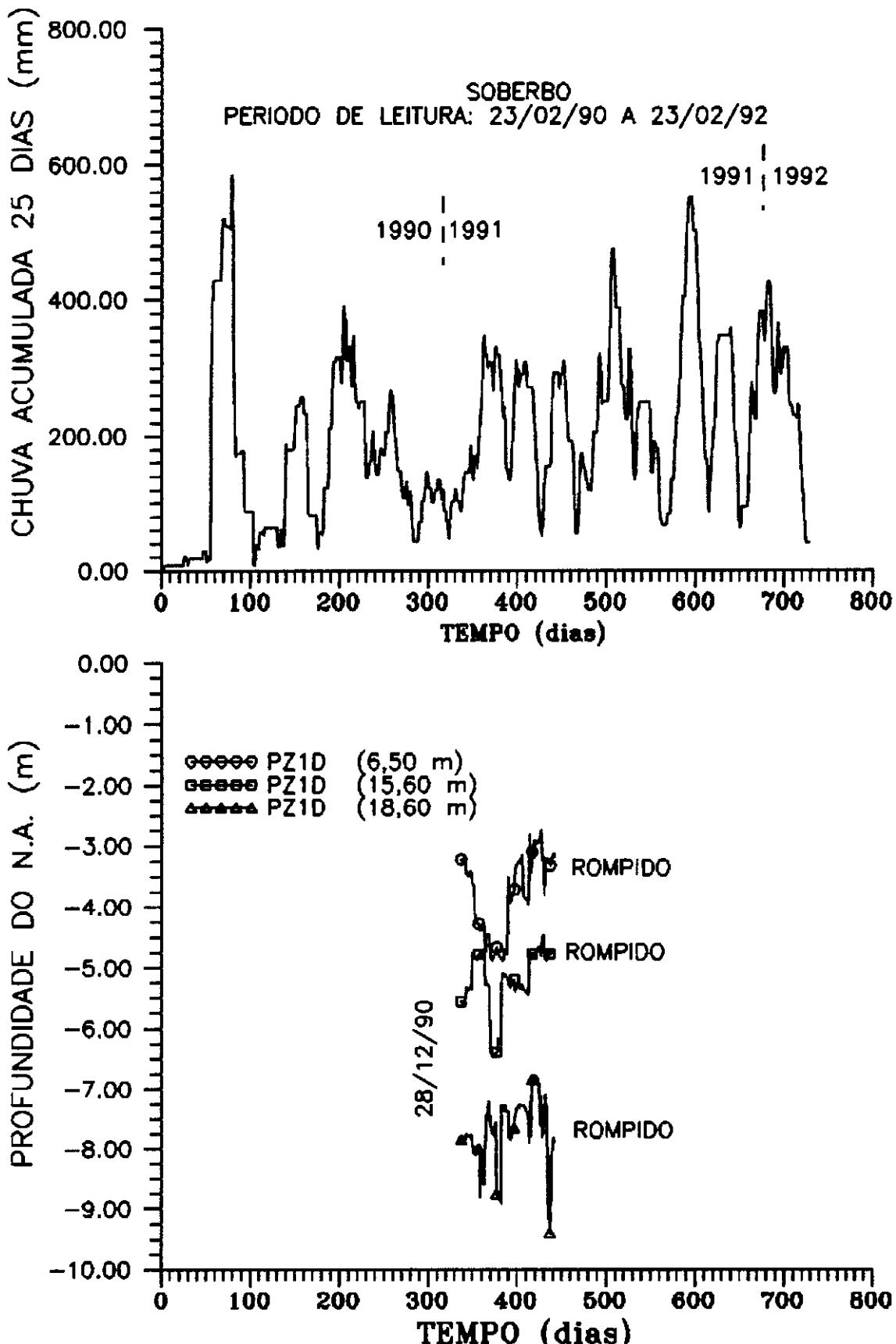


**FIGURA IV.15 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
 ESTAÇÃO S1C**

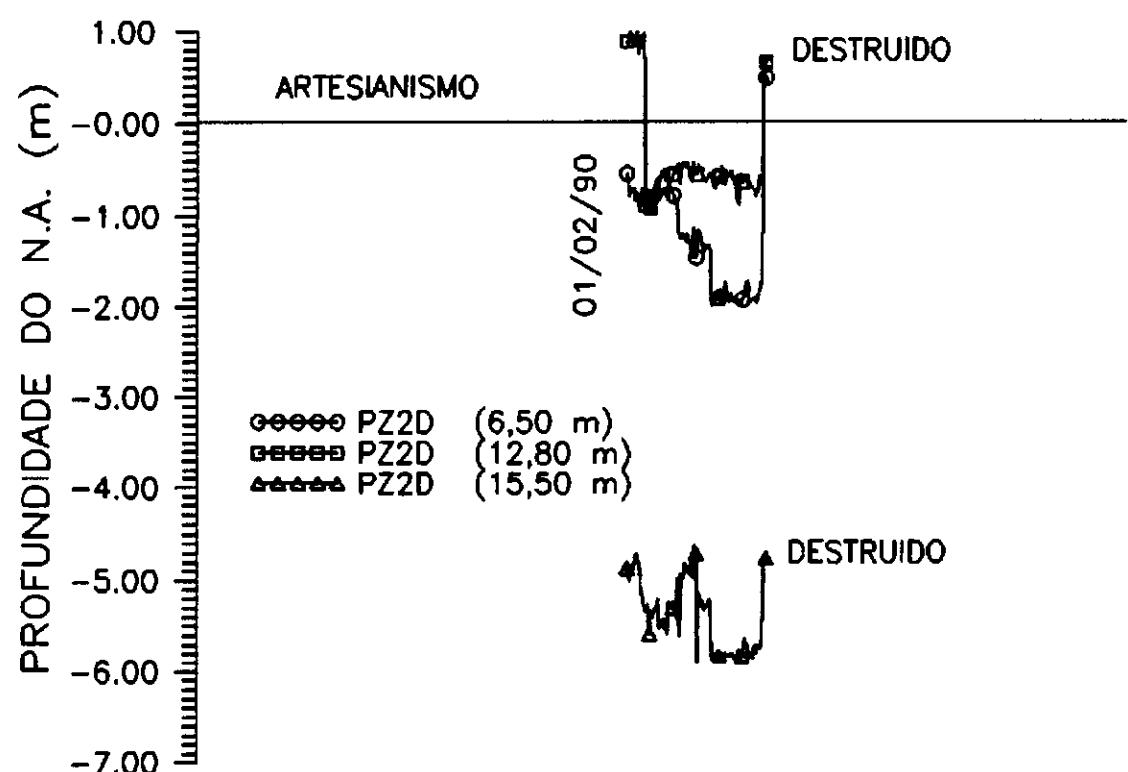
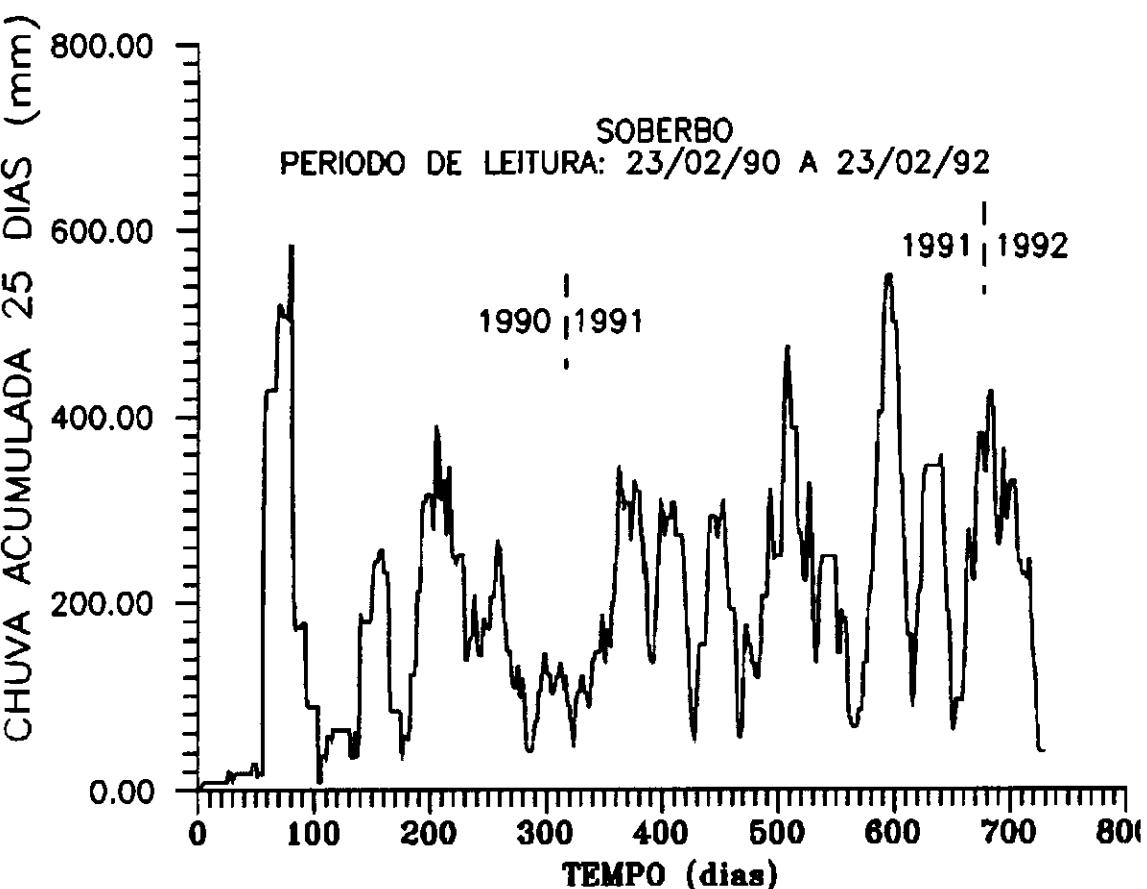


**FIGURA IV.16 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
ESTAÇÃO S2C**

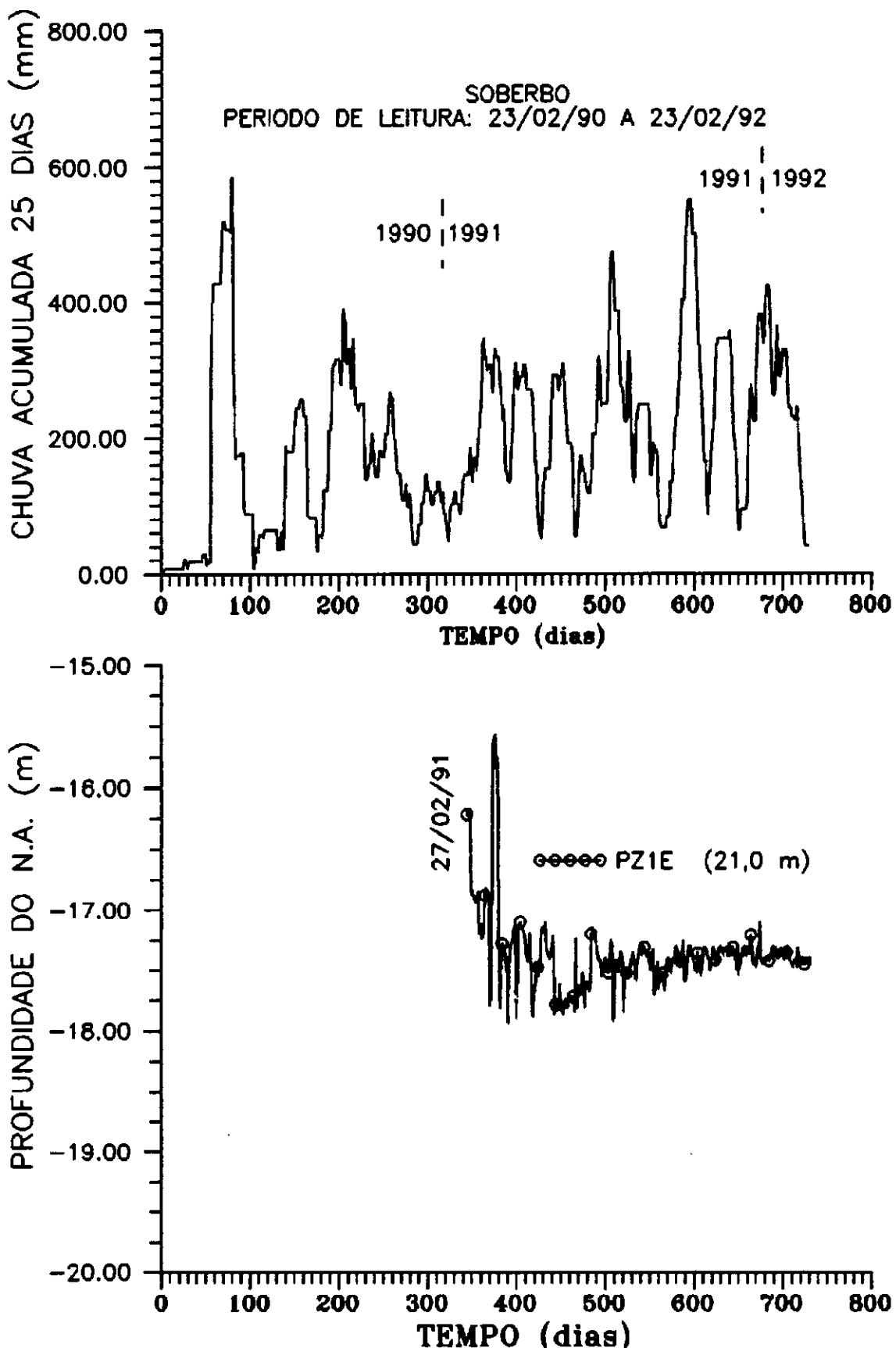




**FIGURA IV.18 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
ESTAÇÃO S1D**



**FIGURA IV.19 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
ESTAÇÃO S2D**



**FIGURA IV.20 PIEZOMETRIA x PLUVIOMETRIA
PIEZOMETRO PZ1E**

IV.4 INCLINÔMETROS

As Figuras IV.22 a IV.25 apresentam as deflexões ocorridas nos tubos de inclinômetro instalados nas zonas A, B, e D, nas estações S1A, S2B, S1D e S2D, respectivamente. No campo, fez-se coincidir o tanto quanto possível, a direção de medição de deflexão do tubo de inclinômetro com a direção aproximada do movimento da encosta nesta região, sendo esta direção denominada direção "A", e a perpendicular à mesma definida como direção "B". Esta situação é ilustrada na Figura IV.21.

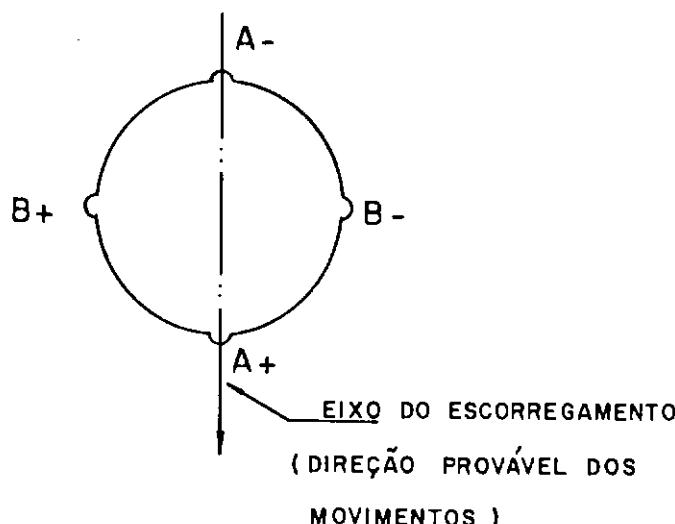


FIGURA IV.21 REPRESENTAÇÃO DOS EIXOS DO TUBO DE INCLINÔMETRO

Nas estações S1B, S1C e S2C foram também instalados tubos de inclinômetro que romperam antes do início das medições, possivelmente devido às intensas chuvas ocorridas em abril de 1990, descritas no item IV.6.

Na Tabela IV.3 são apresentados dados relativos aos tubos de inclinômetro instalados.

As profundidades aproximadas dos rompimentos dos tubos de inclinômetro S1B, S1C e S2C foram definidas através de pontos onde houve dificuldade de passagem do torpedo na ocasião da 1^a leitura, em 15/05/90.

INCLINÔMETRO	INSTALAÇÃO	INÍCIO DA MEDIÇÃO	ROMPIMENTO	
			PROF. (m)	DATA
S1B	27/03/90	-	8,0	14/05/90
S2B	26/04/90	15/05/90	7,0 - 9,0	22/08/90 a 21/09/90
S1A	23/03/90	15/05/90	-	-
S1C	06/04/90	-	6,5	ANTES DE 15/05/90
S2C	27/04/90	-	7,0	ANTES DE 15/05/90
S1D	15/12/90	18/12/90	-	-
S2D	20/12/91	26/02/90	-	-

TABELA IV.3 INCLINÔMETROS

No inclinômetro S1C, o torpedo chegou a prender no trecho muito deformado, exigindo, para sua retirada, que o cabo fosse puxado com violência, causando apreensão devido ao custo elevado do equipamento.

WERNECK (1975) descreveu situações semelhantes ocorridas no aterro-teste da barragem de Empingham, Inglaterra, onde sugere que este procedimento pode causar o aumento do comprimento do cabo.

A dificuldade na retirada do torpedo também aconteceu no tubo de inclinômetro S2C, a 3,0 metros de profundidade. Neste tubo foi verificada uma ruptura total a 7,0 metros, obtida através da introdução de tubos de PVC de 1/2" de diâmetro unidos por luvas, enfiados até o fundo do mesmo, onde se chegou a sentir a presença de solo firme no fundo do tubo, indicando um cisalhamento total tubo do inclinômetro.

O inclinômetro S1B rompeu, a cerca de 8,0 metros de profundidade, bem próximo ao contato colúvio/solo residual.

A partir de rupturas dos tubos de inclinômetro, as leituras passaram a ser feitas da seguinte maneira: improvisou-se um equipamento que funcionou como um "torpedo cego", feito de um rolamento de esferas de diâmetro externo um pouco menor que o diâmetro interno do tubo do inclinômetro, amarrado a um barbante grosso. Descia-se o rolamento de esferas até o fundo do tubo e depois subia-se com cuidado para verificar algum estrangulamento sensível do tubo do inclinômetro. Só então se introduzia o torpedo do inclinômetro.

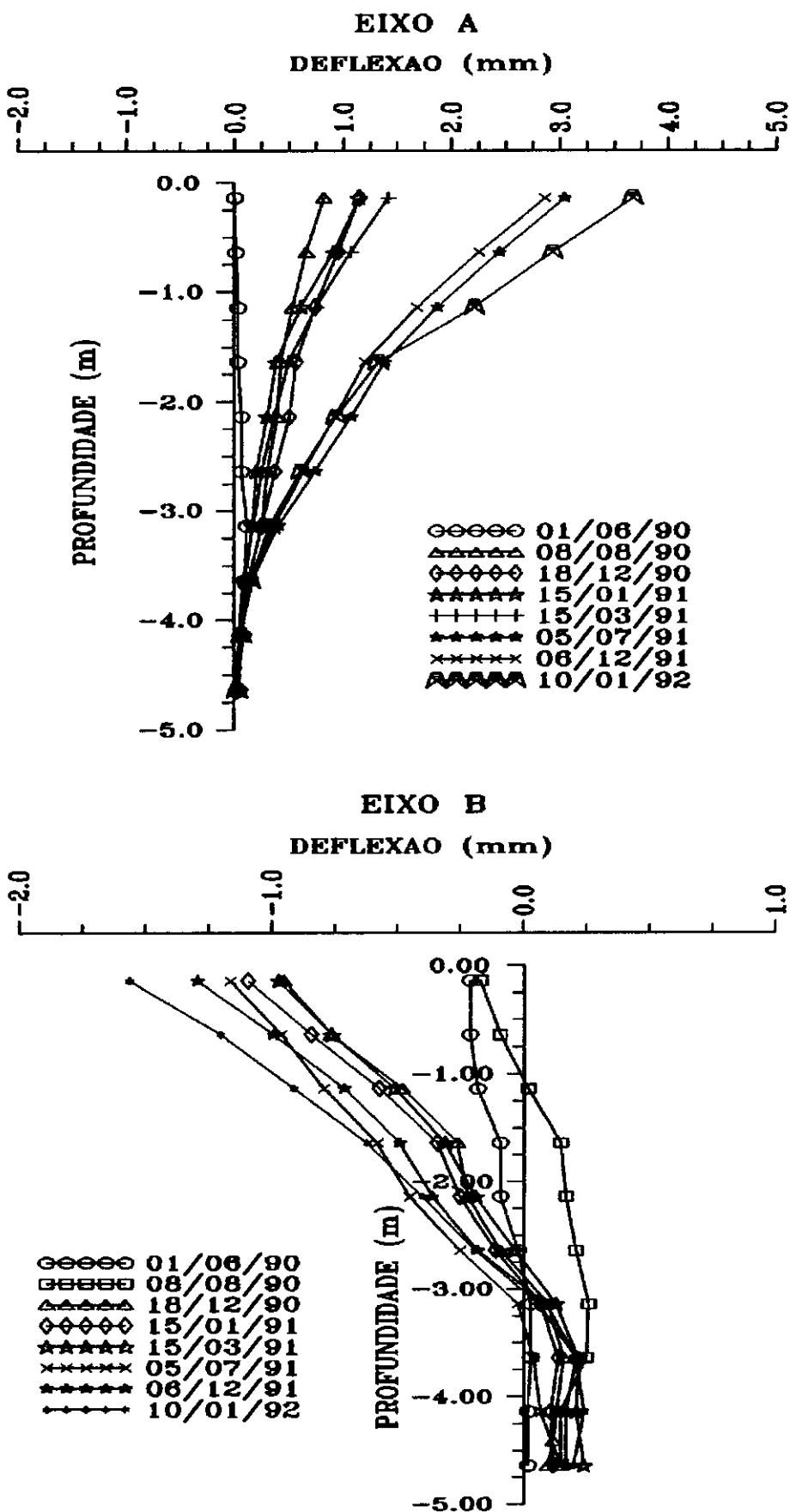
O tubo de inclinômetro S1A (Fig. IV.22) teve um deslocamento desprezível, atingindo a deflexão máxima de 4,0 mm próximo à superfície do terreno, num período de 22 meses de medição, sem constatação de superfície nítida de ruptura. Este fato concorda com as medidas de deslocamento superficial obtidas pelo controle dos movimentos dos marcos superficiais, a serem comentadas no item IV.5.

Na Figura IV.23 , verifica-se que na estação S2B a superfície de deslizamento está entre 7,00 e 9,00 metros de profundidade, bem próxima do contato colúvio/solo residual, indicado na Figura IV.3.

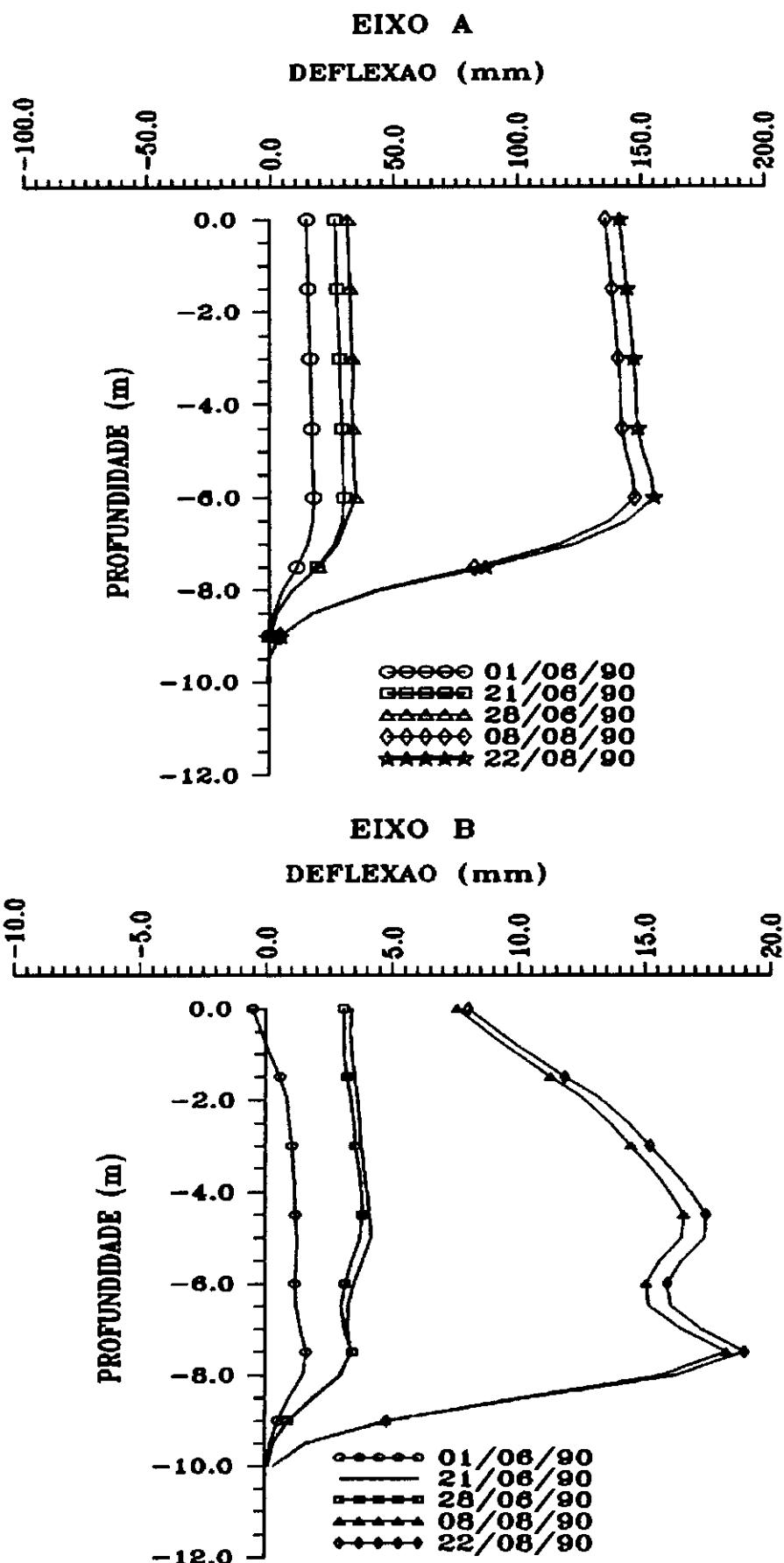
Na zona D as Fig. IV.24 e IV.25 não podem ser comparadas em termos de contato colúvio/solo residual, uma vez que nestes furos de sondagem, por orientação dos geólogos da Diretoria de Geotécnica, a perfuração foi executada por lavagem, sem SPT. No inclinômetro S1D, o deslocamento máximo ocorreu a cerca de 5,00 metros de profundidade e a superfície de ruptura foi encontrada nas profundidades de 7,5m (S1D) e 5,5m (S2D).

A partir de maio de 1991 percebe-se uma diminuição na velocidade do movimento, o que pode ser explicado pela execução de drenagem profunda a montante e na própria zona D.

Na Figura IV.25 é mostrada uma deflexão negativa na direção A-A, o que mostra o reflexo de um movimento localizado de rotação no pé do escorregamento. Deve ser ressaltada a pequena intensidade dos movimentos, atingindo apenas - 5,0 mm em apenas 11 meses de medição, refletindo um aspecto de região estável da encosta.



**FIGURA IV.22 DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE
ESTAÇÃO S1A**



**FIGURA IV.23 DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE
ESTAÇÃO S2B**

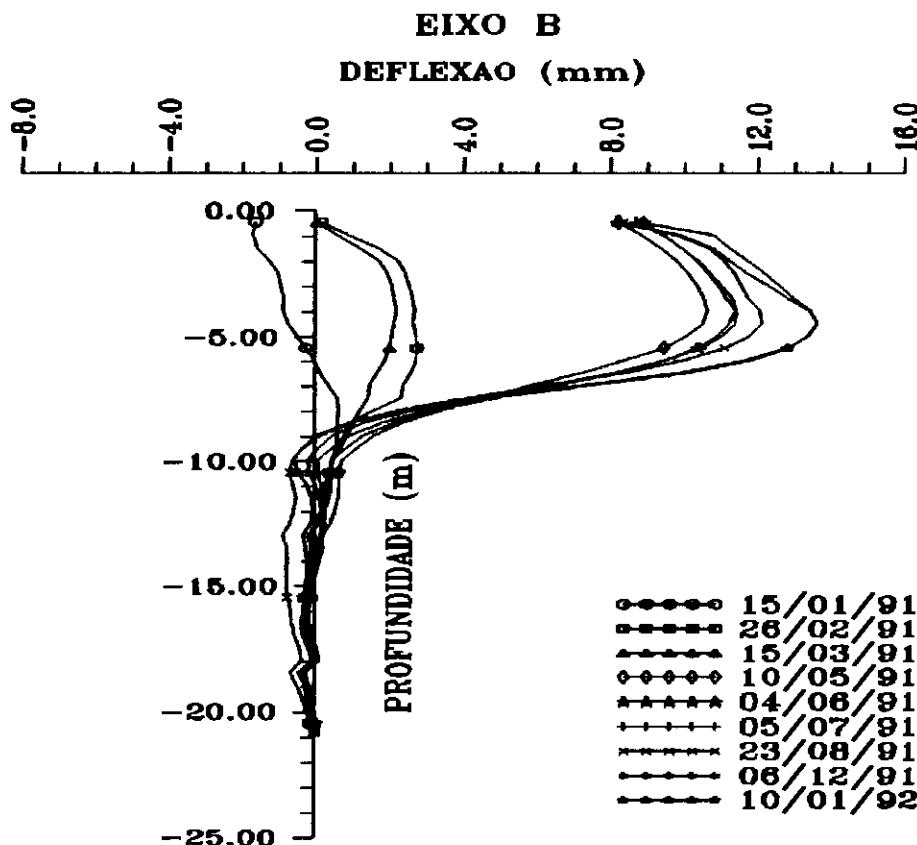
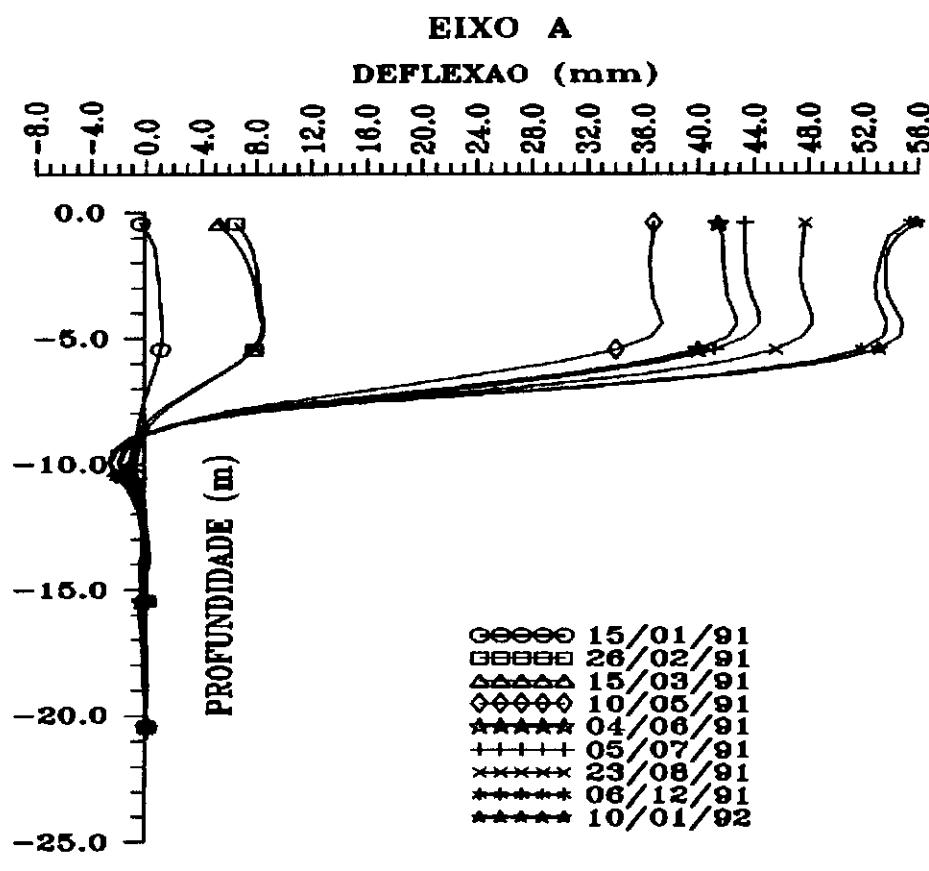
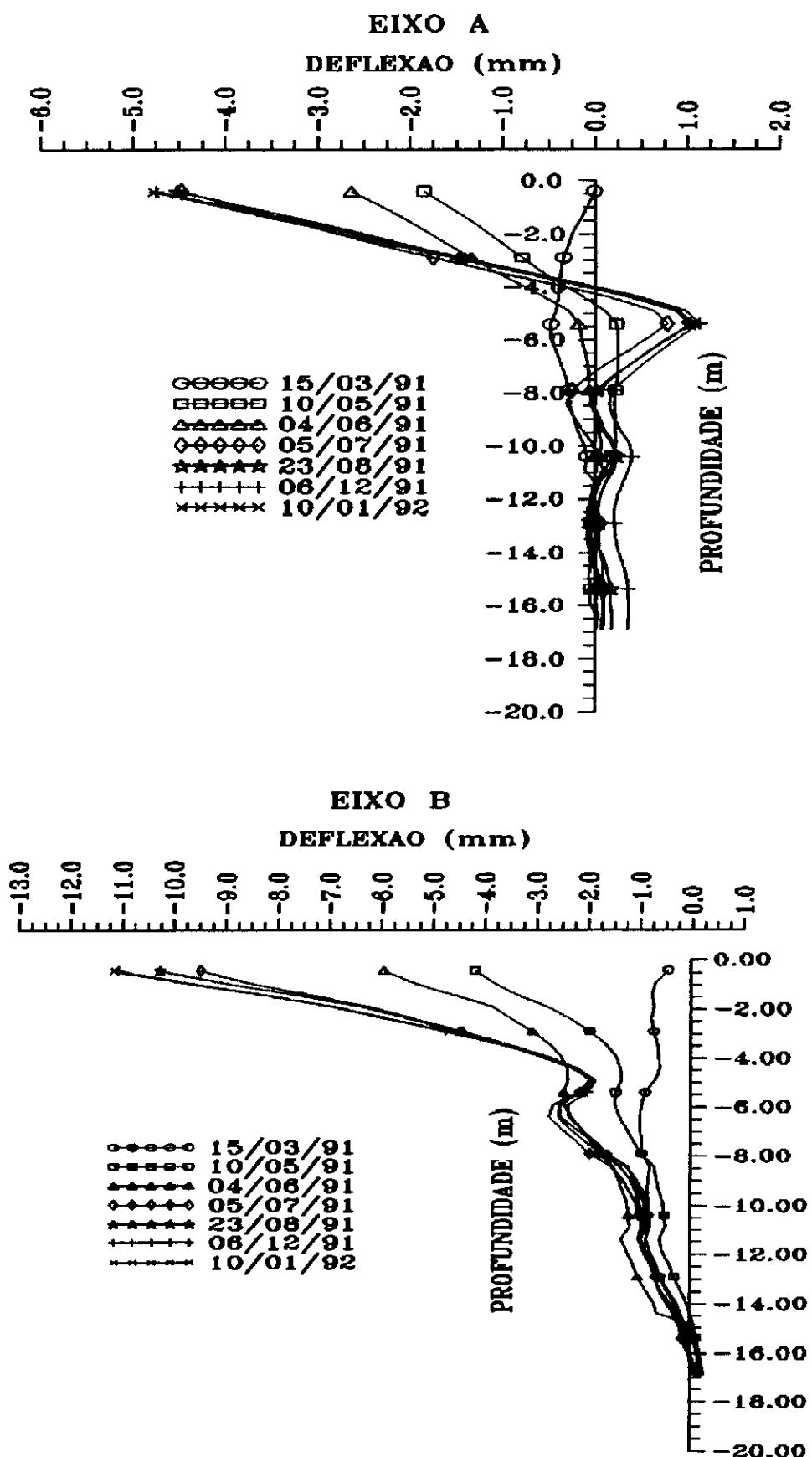


FIGURA IV.24 DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE ESTAÇÃO SID



**FIGURA IV.25 DESLOCAMENTO x PROFUNDIDADE
ESTAÇÃO S2D**

IV.5 MARCOS SUPERFICIAIS

As leituras dos movimentos dos marcos superficiais foram realizadas no período de 01/08/90 a 10/09/91.

Na Figura IV.26 são apresentados os movimentos acumulados das seções instrumentadas. As seções foram agrupadas por intensidade de deslocamentos semelhantes e traçado o gráfico com a média entre os deslocamentos máximos de cada seção. Nas seções B7, B8, C1 e C2 a média dos deslocamentos máximos atingiu valores bem elevados, chegando a 3365 mm nas seções B7/B8 e 4629 mm em C1/C2.

Entre os dias 05/09/90 e 12/11/90 ocorreu a maior aceleração dos movimentos, atingindo nas seções B7, B8, C1 e C2 as respectivas velocidades máximas: 27,3 mm/dia, 59,4 mm/dia, 56,9 mm/dia e 51,13 mm/dia .

A comparação entre estes dados e os resultados encontrados por PEDROSA ET ALII (1988) mostra que para chuvas de intensidades semelhantes, em torno de 300 mm/mês, a velocidade na seção B8 elevou-se de cerca de 15 mm/dia para 60 mm/dia.

PEDROSA ET ALII (1988) encontraram deslocamentos máximos de 550 mm na seção B8 (Fig. III.1) em medições realizadas no período de março a agosto de 1987, bem inferiores aos 4500 mm medidos nesta mesma seção em 13 meses de medições. Uma explicação para tal incremento deve ser buscada na mudança de geometria da encosta.

O escorregamento ocorrido em fevereiro de 1988 aumentou a espessura de colúvio nesta região e instabilizou esta parte da encosta, criando com isso condições para uma aceleração dos movimentos tanto nas seções B7 e B8, como ao longo da zona C.

Na Figura IV.26 percebe-se a diminuição sensível dos movimentos a partir de dezembro de 1990, quando se iniciou a execução da drenagem profunda (a ser comentada no item VI.2).

Na Figura IV.27 foram plotados os deslocamentos acumulados de cada marco de concreto das zonas B e C. Estas medições mostram que o deslocamento da encosta é remontante, iniciando-se na zona C, depois na zona B, e, em situações extremas, como em 1966 e 1988, atingindo a zona A, onde as

medidas tanto de inclinômetro (Fig.IV.22) como dos marcos indicam atualmente um movimento desprezível.

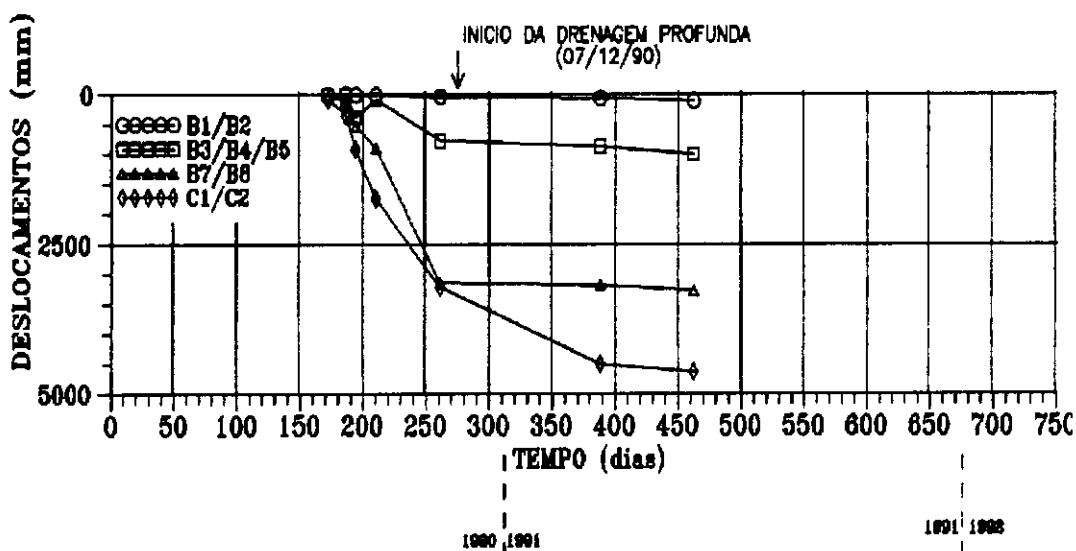


FIGURA IV.26 DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS NO PERÍODO DE 01/08/90 A 10/09/91

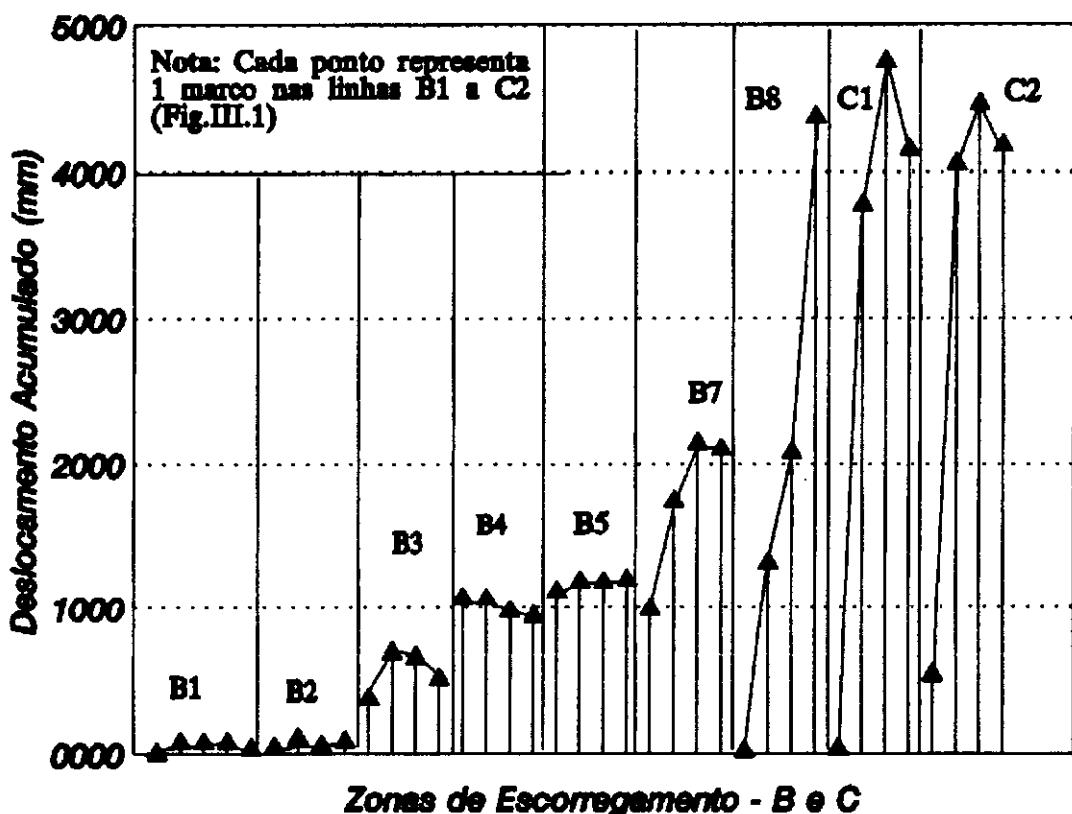


FIGURA IV.27 DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO PERÍODO DE 01/08/90 A 10/09/91 NAS ZONAS B e C

Na zona A os movimentos superficiais foram desprezíveis, em concordância com os resultados obtidos no tubo de inclinômetro S1A (Fig. IV.22).

No trabalho de campo foram observadas pequenas trincas nas seções B1 e B2; nas seções B4 a B8 ocorreram desníveis de até 1,5 metros, enquanto na zona C ocorreram os maiores deslocamentos, com presença intensa de trincas e desníveis acentuados. Na Foto IV.3 verifica-se o desnível na zona B, seção B2.



FOTO IV.3 DESNÍVEL NA SEÇÃO B2

IV.6 INTENSIDADE PLUVIOMÉTRICA

Conforme mencionado no item III.3.4.5, as leituras de intensidade pluviométrica foram obtidas nas Estações Soberbo e Capela Mayrink (SERLA).

No ANEXO 5 são apresentados os valores de intensidade pluviométrica diária e acumulada em 25 dias nas estações do Soberbo e Capela Mayrink entre 23/02/90 e 23/02/92.

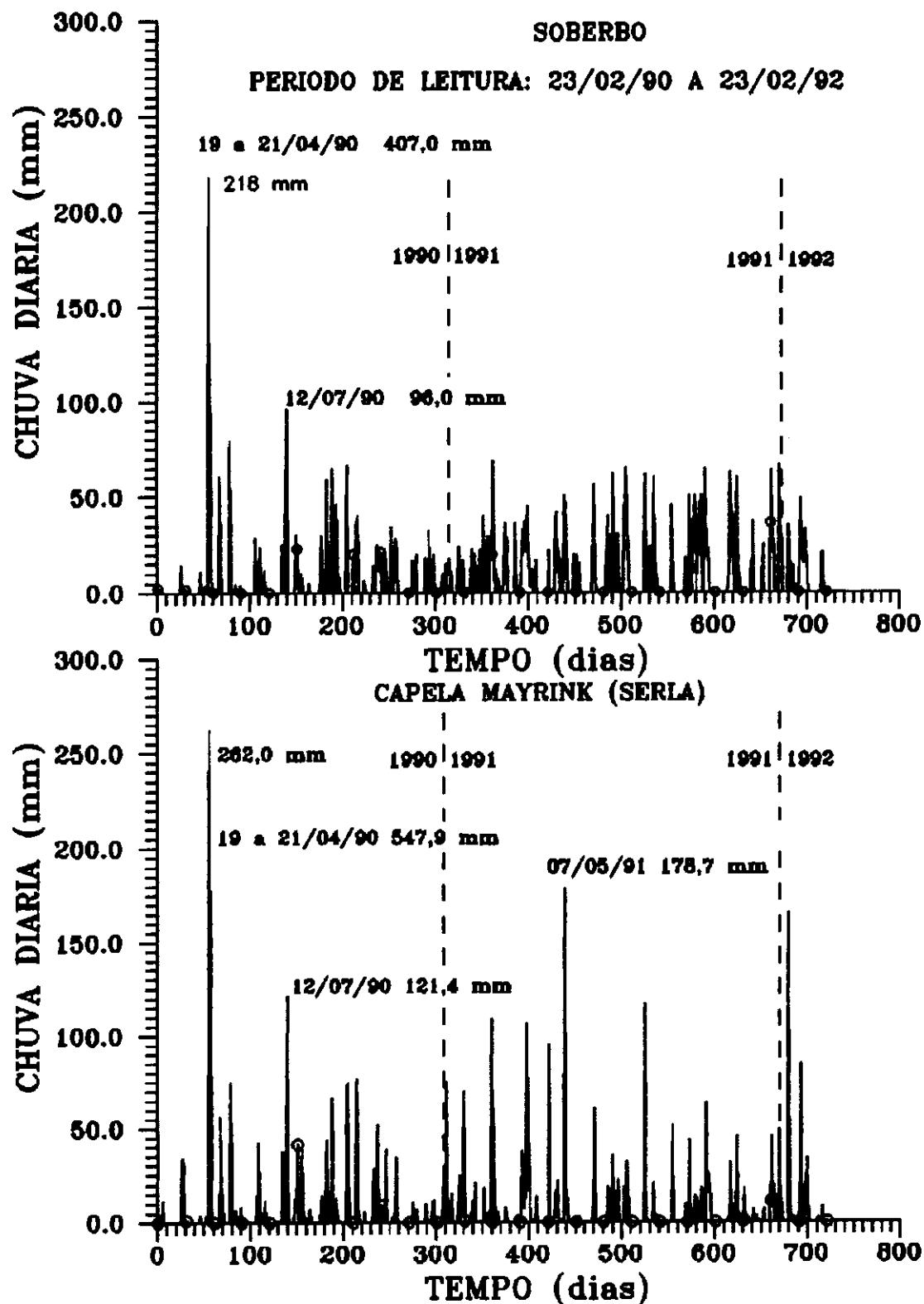
Nas Figuras IV.28 e IV.29 são feitas comparações entre leituras diárias e acumuladas de 25 dias, medidas nas duas estações, Soberbo e Capela Mayrink.

Na Figura IV.28 as precipitações máximas obtidas na Estação Soberbo foram de 218 mm/24 hs (19/04/90), 407 mm/72 hs (19 a 21/04/90) e em Capela Mayrink atingiram 262 mm/24 hs (19/04/90), 547,9 mm (19 a 21/04/90), situadas bem acima das leituras obtidas em 1987 com 99,2 mm/24 hs (junho de 1987, Fig. IV.30) e 167,8 mm/48 hs (fevereiro de 1987) em Capela Mayrink, tal como medido por PEDROSA ET ALII (1988).

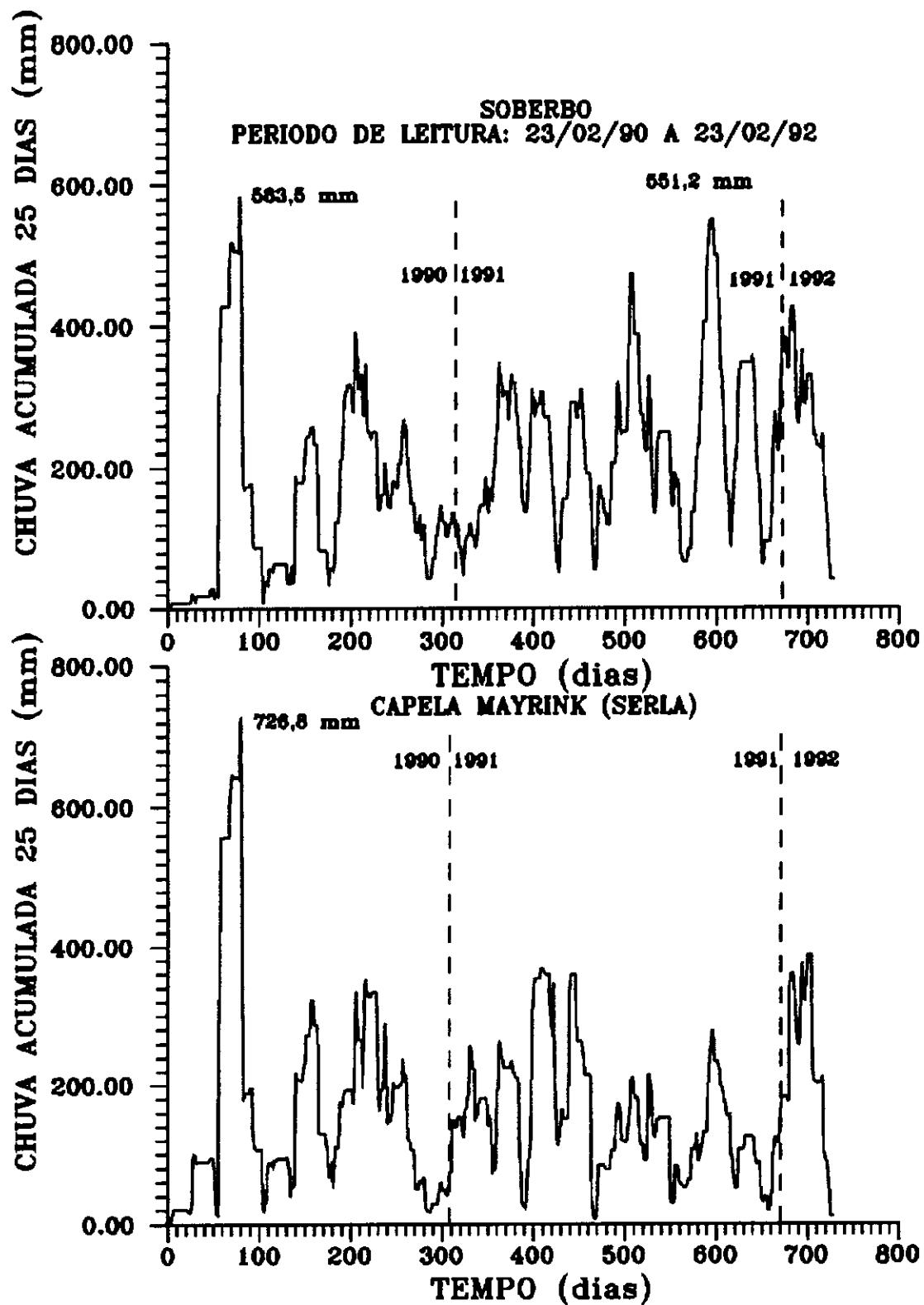
As chuvas de fevereiro de 1988 atingiram valores bem acentuados, com máximo diário de 177,6 mm (19/02) e recorrência de 5 anos (SERLA, 1988), totalizando em 4 dias (18 a 21/02) 449,4 mm com recorrência de 50 anos (SERLA, 1988). No dia do escorregamento a chuva acumulada atingiu 967,9 mm (Fig.IV.30). No mês de maio de 1990, quando não houve nenhum escorregamento catastrófico, a chuva de 25 dias atingiu 583,5 mm no Soberbo (Fig. IV.29) e 726,8 mm em Capela Mayrink (Fig. IV.30).

Estes fatos mostram que para o caso da encosta do Soberbo a chuva acumulada num período de 25 dias parece ser representativa, ajudando a explicar os escorregamentos ocorridos na encosta do Soberbo, em concordância com os estudos feitos por PEDROSA ET ALII (1988), servindo ainda como ponto de partida para um estudo mais amplo sobre os índices de chuva indicativos de risco iminente para as encostas do Rio de Janeiro.

Ainda em concordância com o exposto anteriormente, pode-se observar na Figura IV.30 as leituras diárias e acumuladas de 25 dias em Capela Mayrink, no período de 1º de julho de 1986 a 23 de fevereiro de 1992. Nas curvas observa-se claramente que, em fevereiro de 1988, a chuva acumulada foi bem superior à de abril de 1990, época onde não ocorreram escorregamentos catastróficos, mesmo com a chuva diária atingindo valores superiores aos de 1988.



**FIGURA IV.28 PLUVIOMETRIA DIÁRIA
SOBERBO x CAP. MAYRINK**



**FIGURA IV.29 PLUVIOMETRIA ACUMULADA DE 25 DIAS
SOBERBO x CAP. MAYRINK**

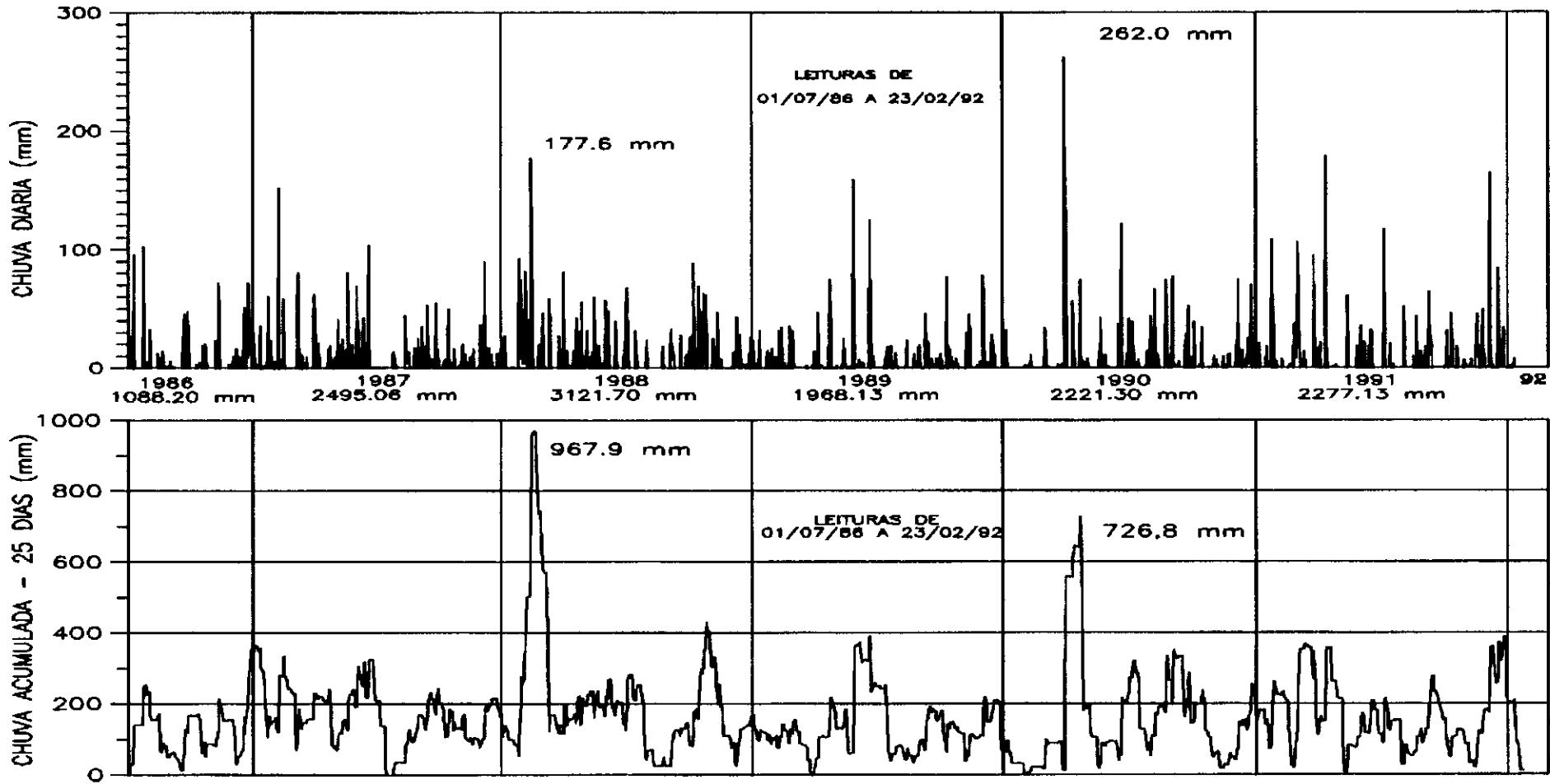


FIGURA IV.30 PRECIPITAÇÃO DIÁRIA E 25 DIAS DE 1986 A 1992 (C. MAYRINK)

IV.6.1 Influência da Pluviosidade nos Escorregamentos

A alta intensidade pluviométrica é sem dúvida um dos mais importantes fatores causadores de escorregamentos em encostas. Vários outros fatores atuam, e entre eles podemos citar:

- Forma e Inclinação das Encostas;
- Vegetação;
- Geologia;
- Características e estado dos solos e rochas;
- Tensões Internas;
- Abalos Naturais e Induzidos;
- Ação Antrópica de Ocupação.

Vários autores consideram a importância da alta intensidade pluviométrica como causa de escorregamentos, levando em conta ou não o histórico da chuva. Neste trabalho defini-se histórico de chuvas como sendo o somatório das chuvas acumuladas a partir de uma data de referência até o dia do escorregamento, excluindo a chuva do dia do episódio de escorregamento.

ENDO (1970, em GUIDICINI E IWASA, 1977), analisando os escorregamentos ocorridos em Hokkaido no período de 1955 a 1968, afirma que a maioria deles ocorreu para níveis diários de pluviosidade superiores a 200mm.

VARGAS (1971b) conclui que quando a intensidade das chuvas ultrapassa 100mm/dia, a possibilidade de escorregamento é muito grande.

NIELSEN E TURNER (1975, em GUIDICINI E IWASA, 1977) relatam a importância de três fatores, "a intensidade de períodos de tempestades (expressa em termos de inclinação da curva de precipitação acumulada), a quantidade de chuvas acumulada antes do início da tempestade e a duração da mesma". Naquele trabalho é sugerida também a existência de um valor limite, para cada região, onde a partir deste valor os processos de instabilidade viriam a ser desencadeados. Após 12 anos de observação no local de estudo, Contra Costa Country, California, este patamar seria representado por um episódio de chuva intensa de 180mm.

GUIDICINI E IWASA (1977) relatam que: "somente há uma correlação biunívoca entre chuva e escorregamentos para índices de pluviosidade superiores a 250-300mm. Episódios de chuva dessa intensidade parecem capazes de desencadear movimentos de massas praticamente em qualquer circunstância".

BRAND ET ALII (1984) correlacionam, através de estudos feitos em Hong Kong, o fenômeno de escorregamento com chuvas localizadas, de pequena duração e grande intensidade, não levando em conta a importância de chuva anterior para os escorregamentos.

CANUTI ET ALII (1985), estudando a correlação entre chuvas e escorregamentos na região de Tuscany, através de quatro casos chegam a um intervalo de 15 dias anteriores aos escorregamentos como chuvas que influenciam os escorregamentos ocorridos.

TATIZANA ET ALII (1987) fizeram um estudo na Serra do Mar, Município de Cubatão, onde se lê: "A susceptibilidade de escorregamentos é função do estado prévio de saturação do solo, representado pela acumulada de chuva, e pela ação das chuvas de curta duração, que atuam como detonante do processo de instabilização". Em função das características climáticas e geotécnicas foi determinada pelos autores que a chuva acumulada de 4 dias é a mais adequada para explicar os processos de escorregamentos daquela região.

Na Tabela IV.4 retirada de TATIZANA ET ALII (1987), são apresentados patamares para cada região acima da qual se desencadeariam escorregamentos, admitindo nos casos de NIELSEN ET ALII (1975) e GUIDICINI E IWASA (1977) a influência da precipitação acumulada antecedente.

No próximo item será detalhado o caso da Encosta do Soberbo, baseado no trabalho de GUIDICINI E IWASA (1977) que leva em consideração o histórico da chuva somado à chuva do episódio de escorregamento. Não se aplicou a sugestão de TATIZANA ET ALII (1987) porque não foi ainda estabelecido, para o Rio de Janeiro, o período de chuvas antecedentes a ser considerado, o que, segundo o autor do presente trabalho, deve ser objeto de estudos aprofundados, fugindo ao escopo da presente dissertação.

AUTOR E ANO	LOCALIDADE	PRECIPITAÇÃO LIMITE
Endo, 1970	Hokkaido	200 mm/1 dia
Campbel, 1975	Los Angeles	262 mm/evento de chuva
Nielsen et alii, 1976	Alameda Country California	180 mm/evento de chuva
Govi, 1976	Bacino Padano, Itália	100 mm/3 dias
Guidicini & Iwasa, 1977	Costa Ocidental, Brasil	12% a 18% da pluviosidade anual. Com 20% da pluviosidade anual, desenvolvem-se fenômenos catastróficos.
Eyles, 1979	Wellington city, Nova Zelândia	50-90 mm/evento de chuva. Deslizamentos de grande porte com 100 mm/evento de chuva
Brand et alii, 1984	Hong Kong	70 mm/hora

TABELA IV.4 VALORES LIMITES DE PRECIPITAÇÃO ENCONTRADOS POR VÁRIOS AUTORES EM DIFERENTES LOCALIDADES (TATIZANA ET ALII, 1987).

IV.6.1.1 A Intensidade Pluviométrica no Soberbo

Na encosta do Soberbo, as precipitações pluviométricas têm influência direta na aceleração dos movimentos da encosta. Foi verificado durante a fase de instrumentação que os deslocamentos na encosta ocorrem ao longo de todo o ano, sendo alterada a sua velocidade com as estações secas e chuvosas.

Mesmo durante os meses de janeiro a março de 1990, onde a intensidade pluviométrica foi praticamente nula, chegou-se a presenciar no campo, num dia do período citado, o surgimento de uma pequena fissura, com milímetros de

espessura. Diante da visualização da fissura, introduziu-se uma régua metálica na mesma e mediu-se 40cm de profundidade.

No estudo de GUIDICINI E IWASA (1977) são relacionados o histórico das chuvas, a intensidade da chuva no dia do episódio do escorregamento e a soma desses dois valores através de três coeficientes, quais sejam:

$$C_c = \frac{\text{registro pluviométrico acumulado até a data do episódio}}{\text{média anual de pluviosidade}}$$

$$C_e = \frac{\text{registro pluviométrico do episódio}}{\text{média anual de pluviosidade}}$$

$$C_f = C_c + C_e$$

onde:

C_c = Coeficiente de Ciclo.

C_e = Coeficiente de Episódio.

C_f = Coeficiente Final.

No gráfico de GUIDICINI E IWASA (1977) são lançadas curvas que separam 4 regiões, A, B, C e D. A probabilidade de ruptura catastrófica decresce de A para D, com os valores de 100%, 50%, 30% e 0% respectivamente.

No cálculo de C_f , a data inicial da chuva acumulada, definida por GUIDICINI E IWASA (1977), é 1º de julho para o Sudeste Brasileiro.

Na Figura IV.31 foram plotados os valores de C_f obtidos em Capela Mayrink no período de 01/07/1986 a 23/02/1992. São mostrados também os valores de C_f , correspondentes às chuvas catastróficas de 1966 e 1967, que equivalem a 1,0 e 1,3 respectivamente, dados estes obtidos do Posto do Observatório Meteorológico (Praça XV).

Na análise desta figura pode-se fazer as seguintes considerações:

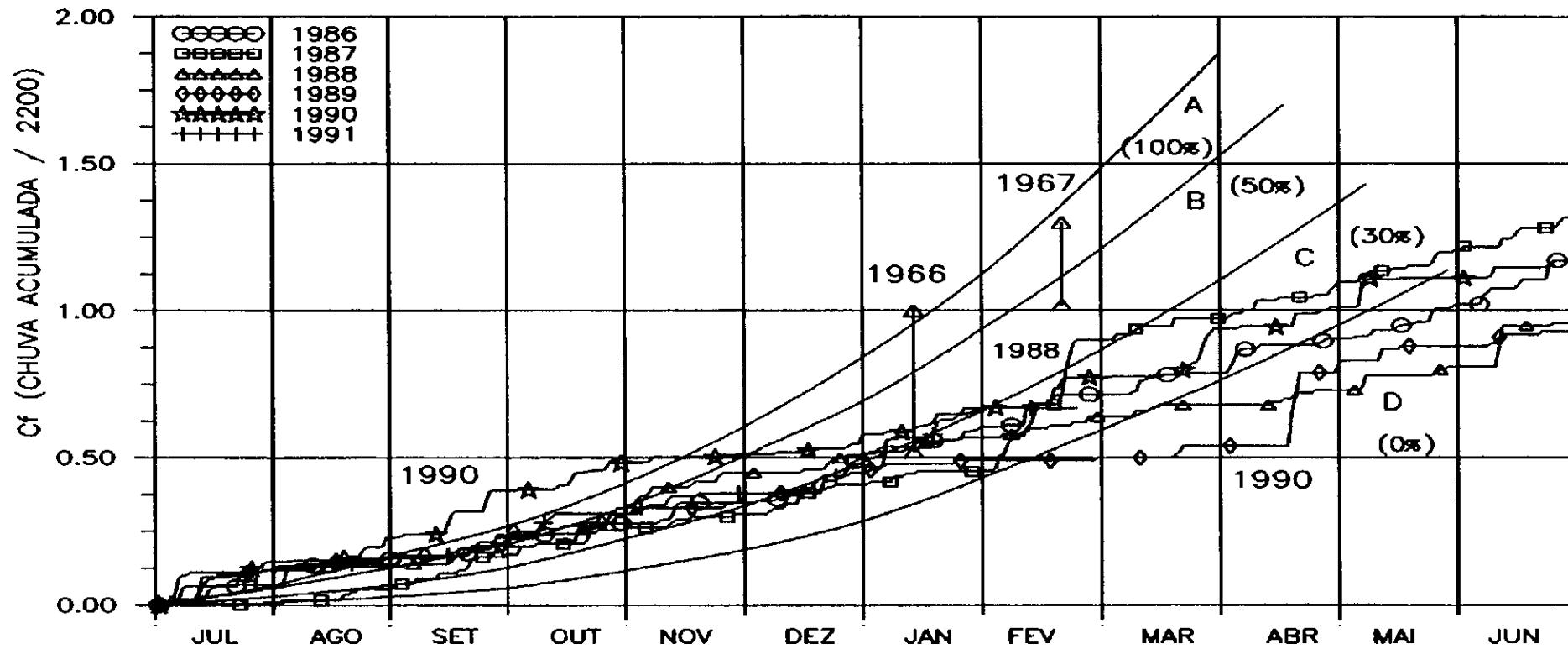
- Os pontos relativos às chuvas de 1966 e 1967 mostram que C_f cresceu muito rapidamente, atingindo a região A e a ultrapassando, onde há 100% de probabilidade de ruptura catastrófica, e inclusive a ultrapassando;

- Na catástrofe ocorrida em fevereiro de 1988, C_f cresceu muito rapidamente, partindo da região C para B, onde há 50% de chance de ocorrência de ruptura catastrófica;

-Em abril de 1990, com o rápido crescimento de C_p , não foram observados escorregamentos, o ponto representativo de C_f permaneceu na região D;

- De julho a meados de novembro de 1990, C_f permaneceu acima da Região A. Não ocorreram escorregamentos catastróficos, porém foram observadas várias fissuras e aceleração dos movimentos nas zonas B e C (Fig. III.1); tubos de inclinômetros e piezômetros foram quebrados. Se esta região fosse habitada, certamente o evento seria catastrófico. Nas Figuras IV.23 e IV.26 são apresentadas estas situações. A proximidade da estação chuvosa, de dezembro a março, criou uma grande preocupação, devida à situação precária de estabilidade existente na massa coluvial, com perigo real para a Estrada de Furnas e várias construções existentes no pé da encosta. As medidas efetivas tomadas pela Diretoria de Geotécnica estão descritas no capítulo VI.

Neste mesmo trabalho de GUIDICINI E IWASA (1977), são apresentados os valores de 12% da pluviosidade média anual para episódios de chuva intensa que tendem a provocar escorregamentos e 20% da pluviosidade média anual para que estes episódios atinjam o caráter de catástrofe.



8

NOTA: CADA ANO DO GRÁFICO INICIA-SE EM 1º DE JULHO E TERMINA EM 30 DE JUNHO DO ANO SEGUINTE

FIGURA IV.31 GRÁFICO DE GUIDICINI E IWASA (1977), DADOS DE 1966, 1967 e 1986 a 1992 (C. MAYRINK)

IV.7 ASPECTOS HIDROGEOLÓGICOS DO MACÍCO

IV.7.1 A Influência da Água nos Escorregamentos de Encostas.

A hidrologia subterrânea da maioria dos solos residuais de granito/gnaisse e colúvio é comandada por caminhos preferenciais de percolação e infiltração. Além destes fatos há de se considerar a possibilidade de se encontrar lençóis freáticos confinados dentro da massa de solo. Tais fatores, aliados a condicionantes geológicos, contribuem para dificultar o entendimento do fluxo subterrâneo.

Um exemplo das disparidades que podem ser encontradas no lençol subterrâneo, é citado por WOLLE (1980) em que obras de estabilização usando drenos sub-horizontais profundos e próximos, perfurados a princípio em condições semelhantes, apresentaram vazões totalmente diferentes.

Em concordância com as observações feitas por WOLLE (1980) em relação ao fluxo subterrâneo, SANDRONI (1982) observou, para drenos vizinhos e de mesma geometria instalados no pé do escorregamento situado em Angra dos Reis, vazões máximas de até 250 l/h e mínimas de 5 l/hora. Na Figura IV.35 observa-se também que os piezômetros instalados em rochas na crista do escorregamento indicam fluxo ascendente, enquanto no meio da encosta o fluxo era paralelo à superfície e no pé o fluxo era descendente. A situação descrita difere bastante dos perfis de fluxo das Figuras IV.32 e IV.34.

Para o entendimento da percolação d'água no maciço são feitas hipóteses simplificadoras, que dificilmente acontecem nas mesmas condições na prática, mas que servem para um entendimento teórico e daí a uma extração para os casos reais.

DEERE E PATTON (1971) apresentam (ver Figura IV.32) um perfil típico de depósito coluvionar sobrejacente ao solo residual. São mostradas as zonas de infiltração máximas e as variações piezométricas entre as estações seca e chuvosa. A percolação atinge o seu maior valor ao longo da rocha parcialmente alterada (II).

WOLLE E HACHICH (1989) mostram um perfil típico de solo das partes altas das encostas da Serra do Mar (Figura IV.33). A rocha fraturada apresenta uma condutividade hidráulica bem maior que as camadas de solo,

funcionando como meio drenante, como verificado nesta figura onde a condutividade hidráulica decresce com a profundidade. Nestas partes altas das encostas são verificados com freqüência escorregamentos planares.

PATTON E HENDRON (1974), apresentam (Figura IV.34) as condições de fluxo simplificadas em material homogêneo. No Piezômetro A, o mais profundo, o artesianismo é mais pronunciado do que no Piezômetro B. Na encosta do Soberbo os piezômetros mais profundos apresentam mais artesianismo, como se vê nas Figuras IV.14, 15, 16, 17 e 18 e são condicionados pelos diques de diabásio que represam as águas subterrâneas.

No trabalho de BARATA (1969) é definida como região de máxima infiltração o contato da escarpa rochosa com o colúvio. A formação de depósito coluvionar é feita através da deposição de grãos e fragmentos de rocha erodidos ou desprendidos da encosta. Com este acúmulo ao longo do tempo, o colúvio tende a tornar-se instável, principalmente durante a estação chuvosa. Neste período surgem os movimentos excessivos e as trincas, por onde água infiltra com mais facilidade. O peso específico do solo, devido ao efeito de infiltração d'água passa de γ_{nat} para γ_{sat} , aumentando o peso próprio. A elevação do grau de saturação se dá de duas formas: uma descendente devida à infiltração superficial e outra ascendente por capilaridade originária da percolação no contato solo/rocha.

Segundo VARGAS (1971a), "A estrutura dos solos residuais decorre totalmente do fato da existência de um esqueleto de grãos e uma matriz coloidal.... Durante as estações úmidas, a matriz argilosa satura-se e perde sua ação cimentadora, resultando numa diminuição da coesão. Daí a variabilidade do grau de saturação e da coesão desses solos, durante o ano".

No caso dos solos residuais, a coesão "verdadeira" é devida à estrutura herdada ou à ação cimentadora dos grãos. No solo coluvionar esta coesão é praticamente nula, sendo a coesão devida quase que totalmente à presença de raízes e pelo efeito da sucção, quando o lençol freático está a grande profundidade (LACERDA, 1989).

A maioria dos escorregamentos em solos residuais na região Sudeste ocorre durante a estação chuvosa. A velocidade de infiltração d'água depende da sucção inicial do solo e da condutividade hidráulica.

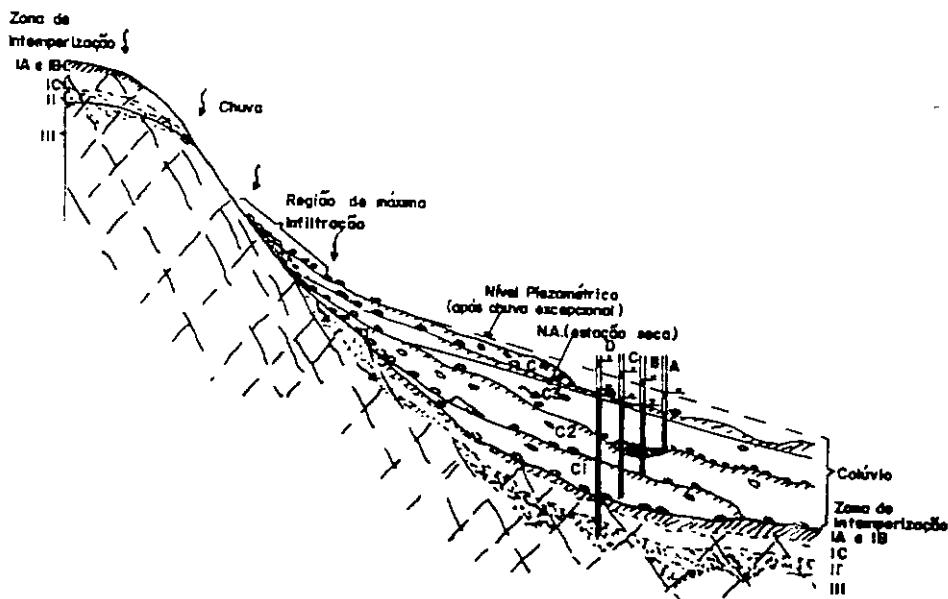


FIGURA IV.32 ENCOSTA COM DEPÓSITOS COLUVIONARES SOBRE PERFIL TÍPICO DE INTEMPERIZAÇÃO (DEERE E PATTON, 1971)

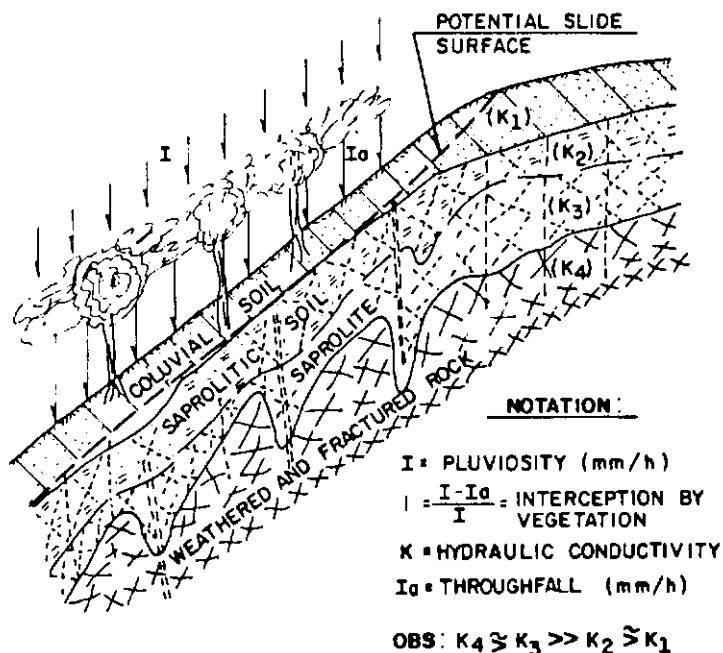


FIGURA IV.33 PERFIL DE SOLO TÍPICO DAS PARTES ALTAS DAS ENCOSTAS DA SERRA DO MAR (WOLLE E HACHICH, 1989)

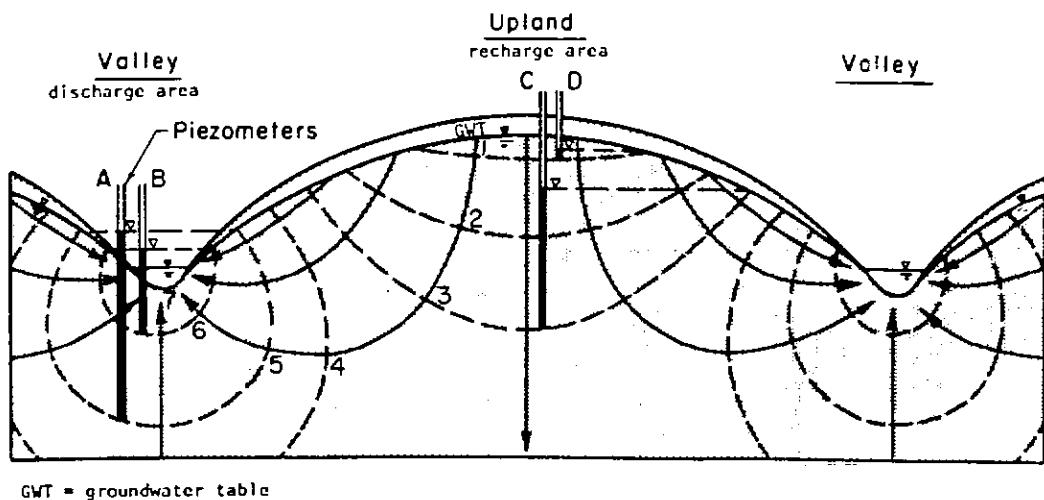


FIGURA IV.34 FLUXO SIMPLIFICADO EM MATERIAIS DE PERMEABILIDADE UNIFORME (PATTON E HENDRON, 1974)

No trabalho de VARGAS JR. ET ALII (1986) é mostrado que num estado inicial o solo está parcialmente saturado e que, com o avanço da frente de saturação (saturation front), o solo aumenta o grau de saturação gradativamente.

MEIN E LARSON (1973, em VARGAS JR. ET ALII 1986) apresentam uma solução para problemas de infiltração vertical e que só pode ser aplicada em problemas com fluxo não saturado, onde a frente de saturação é formada. Isto ocorre quando a intensidade pluviométrica é maior do que a condutividade hidráulica do solo saturado ($I > k_s$), situação em que é possível a formação da frente de saturação responsável pela eliminação das pressões de sucção nas camadas de solos atingidas pela infiltração.

Outro modelo de infiltração é o proposto por LUMB (1975) onde são considerados o fluxo devido apenas ao potencial gravitacional e à saturação instantânea da superfície do terreno no início da precipitação pluviométrica. No modelo é desprezada a influência de intensidades pluviométricas maiores do que a condutividade hidráulica saturada do solo.

A equação de infiltração de LUMB se apresenta da seguinte forma:

$$t = \frac{\Delta\theta}{k_s} z \quad \text{onde:}$$

t: tempo de duração do processo de infiltração;

$\Delta\theta$: acréscimo de umidade devido à infiltração;

k_s : condutividade hidráulica no interior da frente de saturação;

z: profundidade da frente de saturação.

CARVALHO (1990), estudando o fenômeno de infiltração nas encostas da Serra do Mar, utilizou os Modelos de MEIN E LARSON e LUMB já descritos, e obteve resultados semelhantes, apesar do modelo de LUMB adotar hipóteses simplificadoras. Naquele estudo verificou-se que as pressões de sucção prevalecentes nas camadas superficiais mantêm-se em níveis reduzidos, atingindo durante as estações chuvosas, valores em torno de apenas 3,0 kPa.

O avanço da frente de saturação depende da intensidade e duração da chuva. Nas camadas superficiais a coesão aparente, devida à sucção cai a praticamente zero. WOLLE E HACHICH (1989) mostram que a frente de saturação reduz a coesão do solo ao valor mínimo de contribuição das raízes e conclui também que os escorregamentos observados podem ser explicados exclusivamente pela redução da sucção (e por consequência da redução da resistência) causada pelo avanço da frente de saturação (Wetting front).

Com a saturação, decresce a sucção e consequentemente a tensão normal efetiva que atua ao longo da superfície potencial de ruptura, diminuindo a resistência ao cisalhamento.

Outra maneira de se aborda a influência da água na estabilidade de encostas é através de sua injeção através de fendas e fraturas na rocha que estejam sob o manto de solo. A pressão de injeção afeta significativamente a

rede de fluxo, fato este estudado por BORGES (1986), onde o fluxo pode tornar-se horizontal ou até ascendente com a variação da pressão de injeção. Na Figura IV.36 este fato é mostrado.

Na Figura IV.37, LACERDA (1989) propôs um modelo de fadiga de solos residuais devido à variação cíclica de poro-pressão com as estações secas e chuvosas, chegando-se a uma envoltória de resistência reduzida devida aos n ciclos de períodos de chuva.

Há ainda de se considerar o efeito de erosão interna, "piping", como agente instabilizador. No caso da encosta do Soberbo, este efeito foi verificado por PEDROSA ET ALII (1988) na cortina ancorada que ruiu em fevereiro de 1988.

Pelo exposto conclui-se que a ação da água como agente instabilizador de encosta pode se verificar de várias maneiras. No caso da encosta do Soberbo pode-se dizer que a alta pluviosidade local torna-se uma fonte alimentadora do lençol subterrâneo. A influência d'água através da percolação superficial, subterrânea e através de fendas na rocha é ali percebida. Aliada a estes aspectos deve ser levada em conta a geologia local que contribui para a formação de uma rede de fluxo complexa em relação às redes de fluxo existentes nos modelos simplificados.

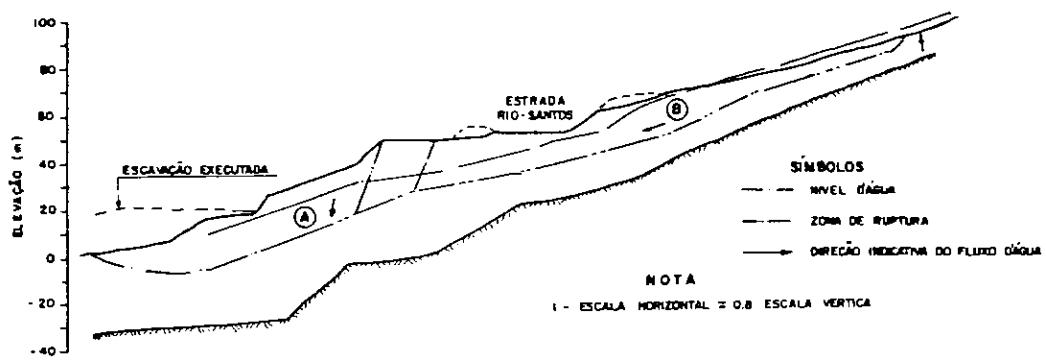
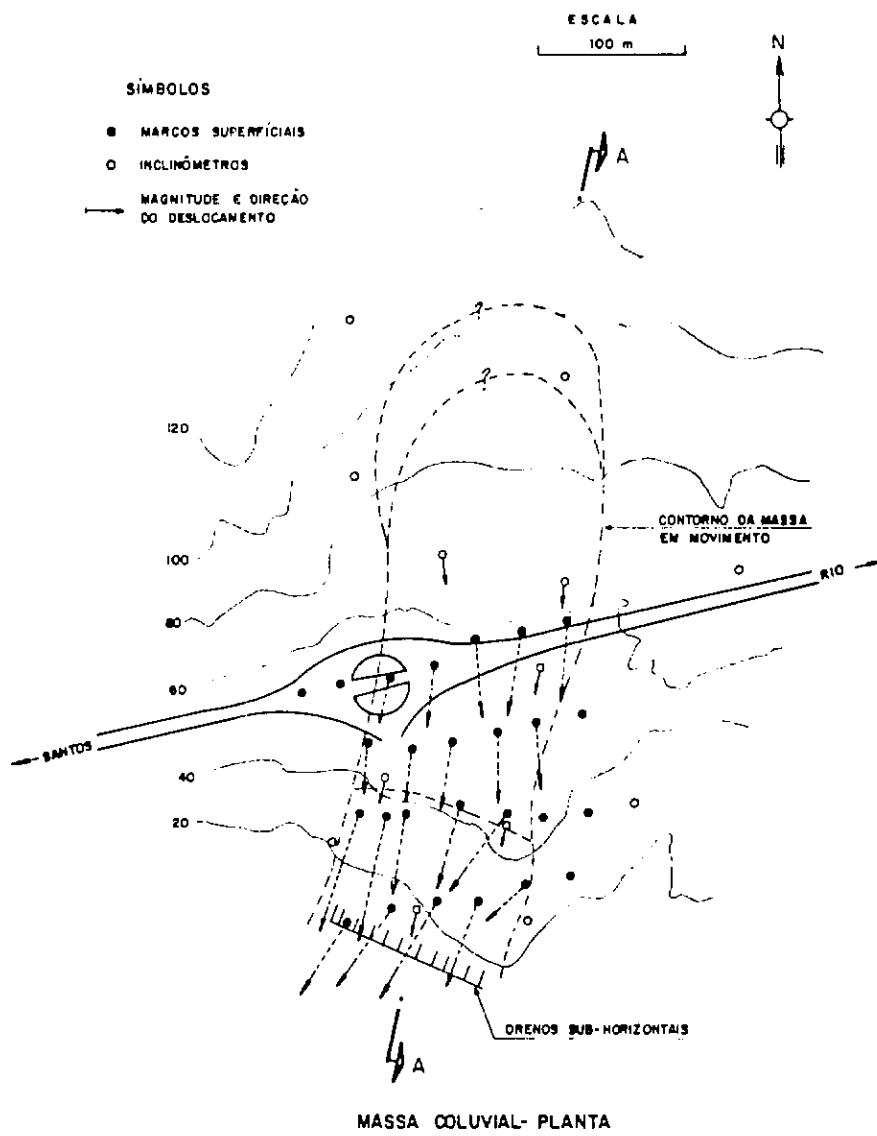


FIGURA IV.35 MASSA COLUVIAL EM ANGRA DOS REIS; DRENOS, DESLOCAMENTOS E FLUXO (SANDRONI, 1982)

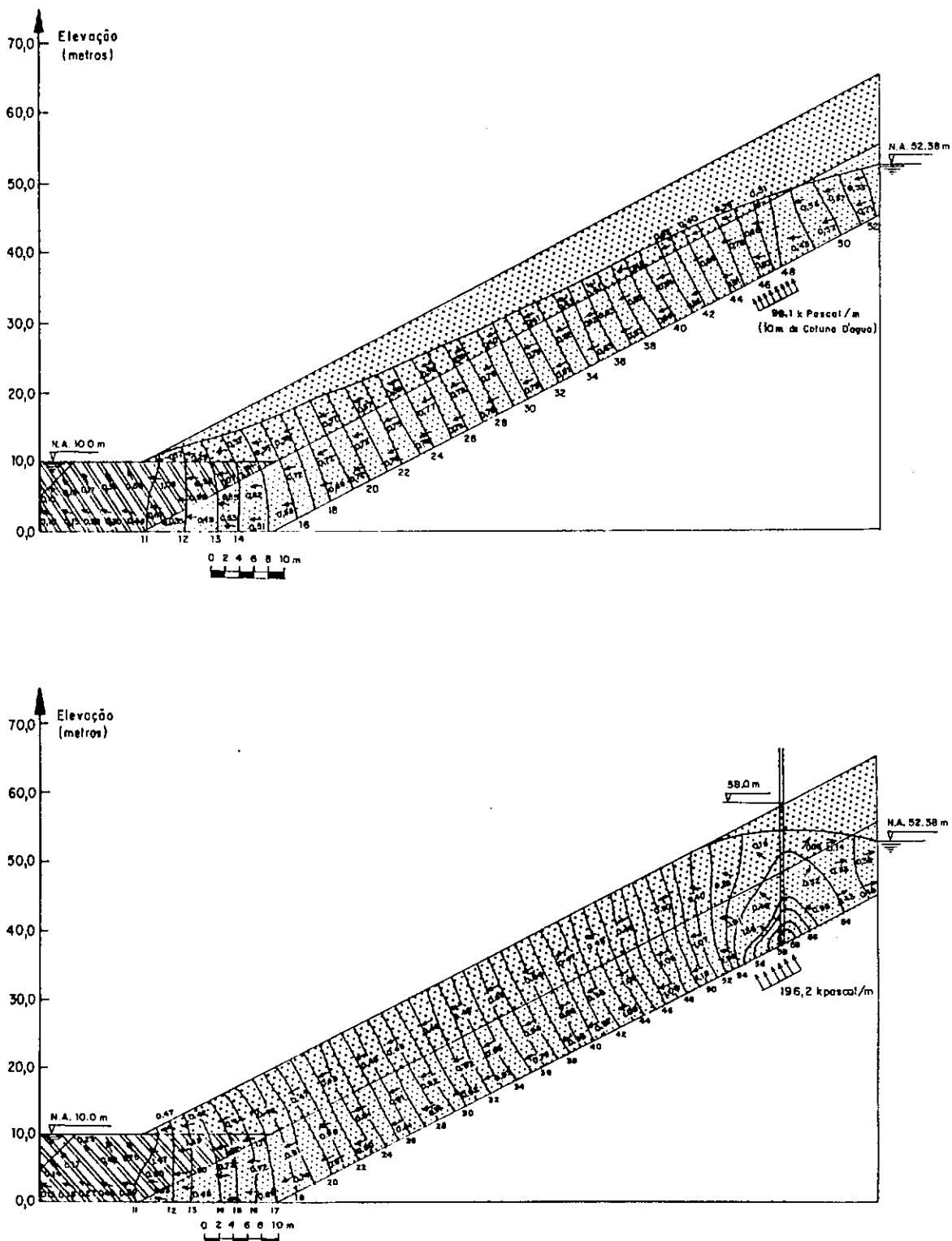


FIGURA IV.36 FLUXO EM ENCOSTA PARA SITUAÇÕES DE INJEÇÃO DE ÁGUA SOB O MANTO DE SOLO (BORGES, 1986)

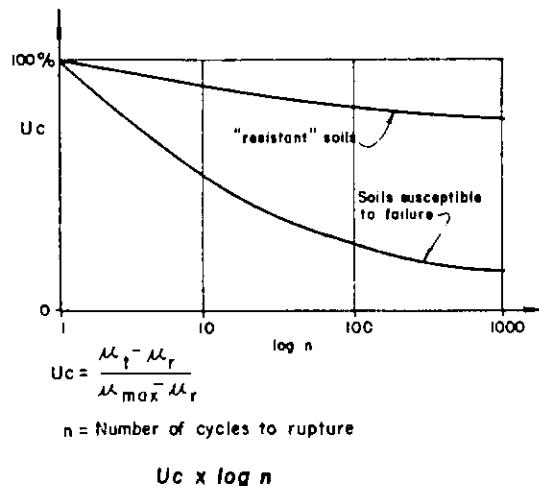
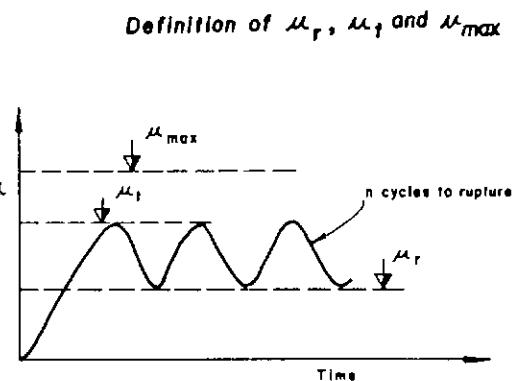
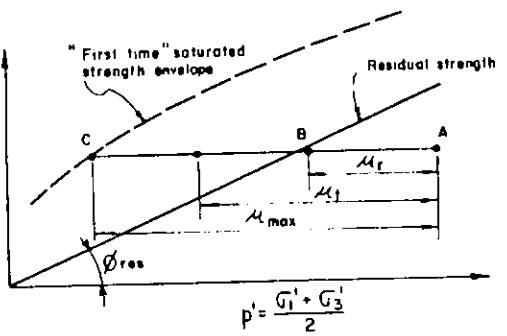
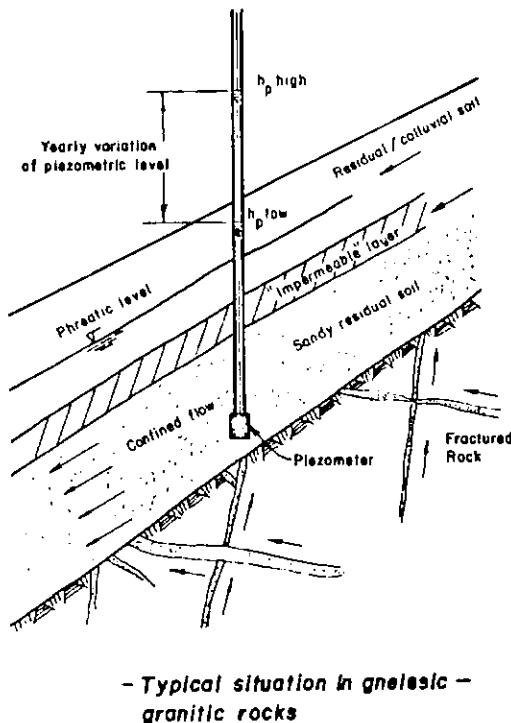


FIGURA IV.37 FADIGA DE SOLOS RESIDUAIS POR VARIAÇÃO CÍCLICA DE PORO-PRESSÃO (LACERDA, 1989b)

IV.7.2 Condicionantes Geológicos

A geologia da encosta do Soberbo apresenta-se de maneira bastante conturbada com a presença de diques de diabásio e pegmatitos originando um fluxo complexo.

Na zona B (Fig. IV.1) o dique de diabásio atua como uma barreira impermeável direcionando o fluxo. O dique de pegmatito próximo ao furo PZ12B, apesar de bastante alterado (Foto IV.1), não ficou definido pelo levantamento geológico se ele atua como uma barreira ou como um dreno para as águas nesta região. Nas observações de campo ao longo da instrumentação não foi percebida surgência d'água no interior do dique. Isto leva a crer que o dique estaria mais intemperizado externamente onde ele aflora, enquanto que internamente estaria mais impermeável.

Nas zonas C e D os diques de diabásio represam as águas originando um fluxo ascendente, a ser comentado no item IV.7.3.

A alteração da rocha no contato solo/rocha foi verificada pelos boletins de sondagens (RQD) e pelos ensaios de perda d'água, onde nesta região os piezômetros indicaram cargas piezométricas elevadas.

A camada de solo em alguns trechos apresenta-se com grande quantidade de blocos, que podem ser originários de antigos escorregamentos (colúvio), como também do processo de formação do solo residual, mostrado na Figura IV.2. Este fato é verificado em vários pontos da encosta pelos boletins de sondagens (ANEXO 1). Essa heterogeneidade dentro da massa influencia o comportamento do fluxo ao longo da encosta.

A partir destes dados pode-se afirmar que o comportamento hidrogeológico da encosta é bastante conturbado, variável ao longo da encosta e sendo influenciado pela heterogeneidade do manto de solo e condicionada por caminhos preferenciais de percolação, quais sejam:

- Contato solo/rocha;
- Diques de Pegmatitos;
- Diques de Diabásio, represando e direcionando o fluxo;
- Fraturas ao longo da rocha granítica;
- Blocos de rocha dentro da massa de solo residual;

Nas Figuras IV.38, IV.39 e IV.40, apresentam-se as condutividades hidráulicas e o fluxo relacionados com os condicionantes mencionados.

IV.7.3 Piezometria do Maciço

Para identificação do fluxo subterrâneo das zonas instrumentadas foram instalados piezômetros, medidores de nível d'água e executados ensaios de permeabilidade em solo e rocha. Estas informações somadas ao perfil geológico obtido da encosta fornecem subsídios a uma interpretação do comportamento do fluxo subterrâneo. Nas Figuras IV.39 e IV.40 são mostrados o perfil da encosta com o nível d'água e as profundidades de instalação dos piezômetros com suas cargas piezométricas máximas, e ainda uma estimativa da direção provável do fluxo subterrâneo.

No furo PZ1B, o piezômetro instalado na rocha granítica sofreu variação acentuada com as chuvas de 18 a 21 de abril de 1990, atingindo 7,25 m (Fig. IV.5). É de se esperar que nesta região o lençol freático seja alimentado pelas cotas superiores.

No furo PZ9B (instalado a 24,25m de profundidade), do mesmo modo como aconteceu durante a sondagem, houve elevação brusca de nível piezométrico atingindo 14,5 m, sendo a média 18,50m (Fig.IV.8), depois de um período de chuvas intensas. Isto confirma a informação obtida na sondagem, de que assim como no PZ1B esta é uma região abastecida pelas cotas mais altas.

O PZ12B foi destruído com apenas 2 meses de medições, devido a um desmoronamento ocorrido, mesmo assim pode-se verificar que a carga piezométrica é ali bem elevada.

Contrariando as situações descritas, encontram-se os piezômetros PZ10B e PZ11B. Nestas duas sondagens existem blocos de rocha (Fig. IV.3 e IV.4) de 7,5 m e 5,00 m de comprimento respectivamente, onde foram instalados PZ10B (7,75m, 15,75m) e PZ 11B (6,55 m, 12,10 m). Os piezômetros PZ10B permaneceram secos, enquanto PZ11B tiveram variações piezométricas de até 2,0 m (Fig. IV.9). Na sondagem SM11B (ANEXO 1), ,mostra-se o trecho em rocha de 2,30 m a 7,50 m bastante alterado, dando indícios do processo de formação do solo residual a partir do Metagabro através dos agentes do intemperismo ilustrados na Figura IV.2.

Os furos S1B e S2B apresentaram níveis d'água médios entre 2,50 m e 4,50m e variações piezométricas de até 4,0m (S1B). Na estação S2B, conforme pode ser verificado na Figura IV.7, provavelmente os piezômetros estavam interligados; os dois mais rasos e os dois mais profundos, respectivamente, isto justificado pela homogeneidade das leituras.

Na zona A, a perda d'água durante o ensaio no furo PZ1A (Figura IV.38) em rocha foi intensa, chegando a consumir 2400 l em 17 minutos de ensaio. No PZ2A os ensaios em rocha mostraram uma permeabilidade elevada, 160 UL, influenciando as acentuadas variações piezométricas. Nas chuvas de 18 a 21 de abril de 1990 esta variação atingiu 5,00 m nos piezômetros instalados no granito alterado, extremamente fraturado. (Fig. IV.12).

Na estação S1A, o piezômetro instalado na rocha, a 5,25 m de profundidade, permanece boa parte do tempo seco, sofrendo no entanto elevações de até 3,00 m nas épocas chuvosas. O piezômetro instalado no contato colúvio/rocha apresentou uma variação mais freqüente com a intensidade pluviométrica (Fig. IV.13). Nesta região o nível d'água variou de 3,00 m até 1,00 m de profundidade.

Nas estações S1C, S2C e S2D, a montante dos diques de diabásio, o artesianismo era intenso e o nível d'água coincidia com o nível do terreno. Em S1C e S2C o artesianismo foi encontrado tanto em solo como em rocha, apresentando diferenças entre as alturas piezométricas, que se traduzem por um fluxo ascendente nesta região.

Em S1D, as leituras piezométricas indicam um fluxo descendente aproximadamente paralelo à inclinação da encosta. O PZ1D (18,60 m) instalado na rocha fraturada, com RQD de 60%, indicou uma elevação piezométrica acentuada, entre 7,00 m e 9,00 m, com boa concordância em relação à intensidade pluviométrica, como pode ser verificado na Fig. IV.18.

Na estação S2D, com nível d'água coincidente com o nível do terreno, os piezômetros tiveram características bem distintas. O PZ2D (6,50 m) foi instalado dentro de um bloco de 3 m de extensão, enquanto o PZ2D (12,8 m) identificou o artesianismo acentuado presente no contato solo/rocha (Fig. IV.19), ocasionado pelo dique de diabásio.

O furo PZ1E foi executado no dique de diabásio, e, mesmo apresentando um RQD de 100%, mostrou variações piezométricas significativas (Fig IV.20).

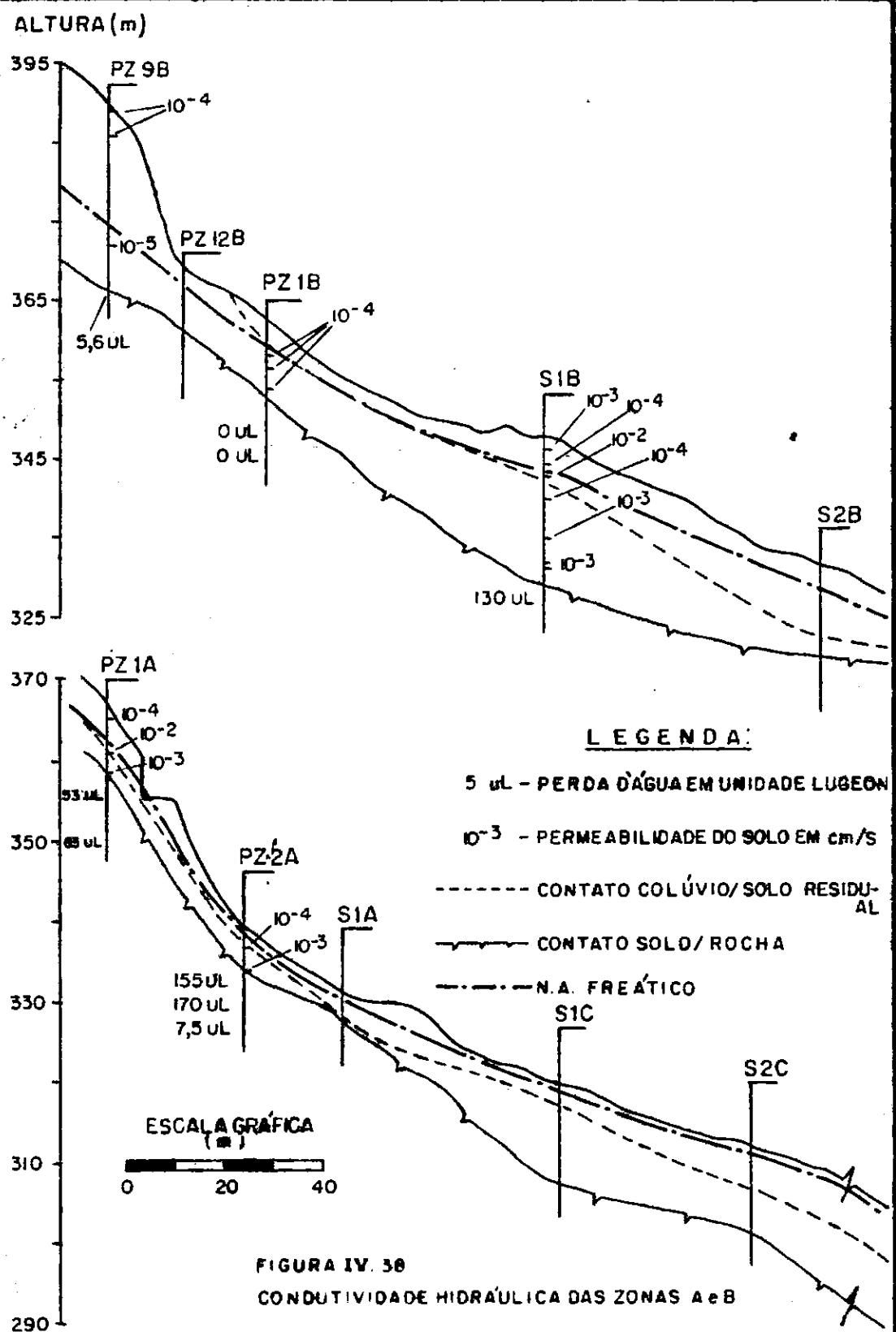


FIGURA IV. 38
CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DAS ZONAS A e B

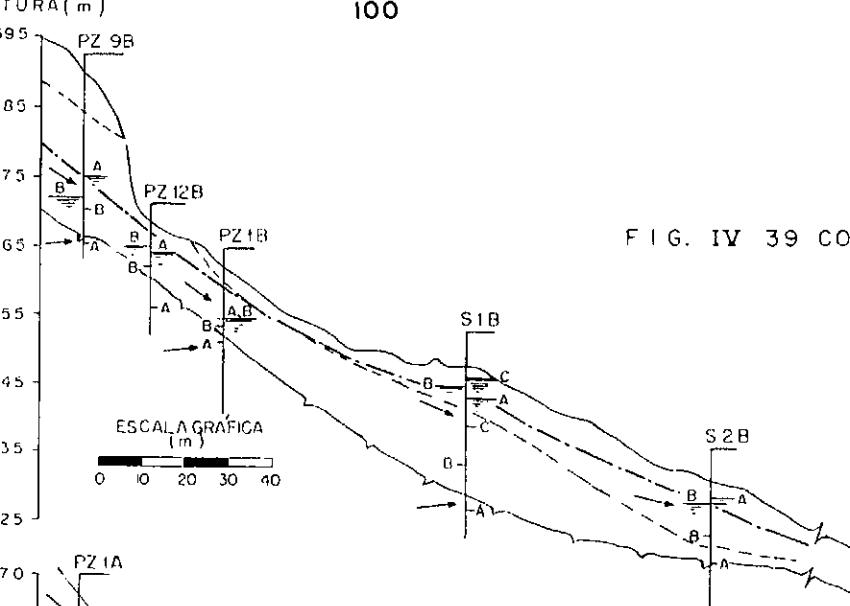


FIG. IV 39 CONDIÇÕES DE FLUXO DA ENCOSTA-ZONA A-B

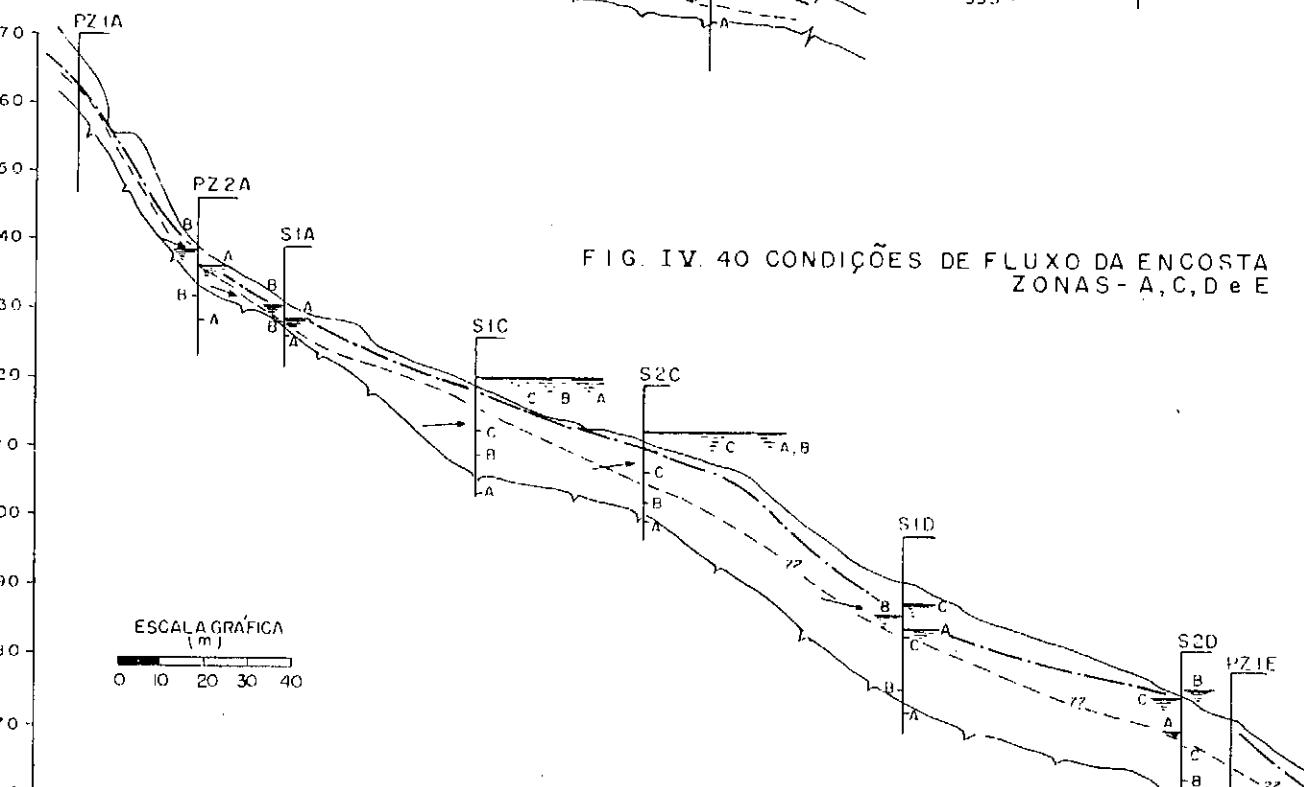
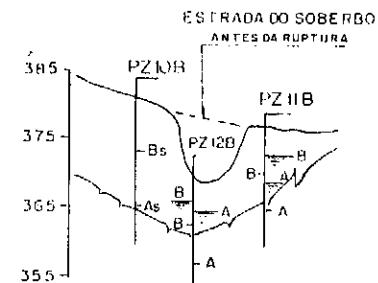


FIG. IV 40 CONDIÇÕES DE FLUXO DA ENCOSTA ZONAS - A, C, D e E



LEGENDA:

- CONTATO SOLO RESIDUAL / COLÚVIO
- - - - N. A. FREÁTICO
- NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS MÁXIMOS
- DIREÇÃO PROVÁVEL DO FLUXO
- └ BS PIEZÔMETRO SECO
- └ A PROFUNDIDADE DO PIEZÔMETRO

ESTRADA DAS FURNAS

CAPÍTULO V

ANÁLISE DE ESTABILIDADE

V.1 PARÂMETROS TÍPICOS DOS SOLOS RESIDUAIS E COLUVIONARES

A obtenção de parâmetros geotécnicos que caracterizam os solos residuais e coluvionares tem sido objeto de estudos de muitos pesquisadores. Para as condições climáticas do nosso país, onde predominam o clima tropical e temperado, que implicam em camadas de solos residuais de espessuras consideráveis (MELLO, 1979) estes estudos tornam-se muito importantes.

DEERE E PATTON (1971) relatam os problemas de estabilidade de taludes em solos residuais e rochas alteradas que não podem, na prática, ser separados dos problemas relativos à presença freqüente de um manto de colúvio.

LUMB (1962) estudou as propriedades dos solos residuais de granito em Hong Kong, chegando a valores de permeabilidade que variam entre 3×10^{-3} cm/seg e 3×10^{-5} cm/seg. O ângulo de atrito interno para amostras saturadas ficou entre 33° e 41° , enquanto para solos não saturados a coesão variava entre 0 e 1 kg/cm².

As envoltórias dos círculos de Mohr obtidas em ensaios não drenados para solos residuais apresentam um trecho curvo para baixas tensões. Na utilização prática dessas curvas, elas são assemelhadas a retas definidas pelos parâmetros C e ϕ , que dependem não só do tipo de ensaio como da faixa de tensões em que se deseja trabalhar. VARGAS (1971a), estudando as argilas residuais não-saturadas em ensaios não drenados, explica que para grandes tensões, dificilmente encontradas na prática, o comportamento dos solos não-saturados torna-se semelhante ao dos saturados, pelo aumento do grau de saturação. Naquele trabalho são apresentados para os solos residuais brasileiros os valores de ϕ entre 25° e 35° e coesão entre 0 e 3 kgf/cm², esta variando com a faixa de tensões, grau de saturação da amostra e o tipo de ensaio.

DEERE E PATTON (1971) relatam a dificuldade de interpretação dos valores de coesão e ângulo de atrito de rochas alteradas devida à variação destes parâmetros com relação ao ponto de inflexão da envoltória de resistência ao cisalhamento. Na Tabela V.1 (DEERE E PATTON, 1971), são apresentados vários valores de coesão e ângulo de atrito de solos residuais e rochas alteradas de granito/gnaissé de várias partes do mundo.

RAMOS (1991) fez uma coletânea de parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos residuais e coluvionares de origem granito-gnaissica encontrados no Brasil, incluindo alguns valores de índice de vazios, LL, LP e granulometria. Estes valores podem ser vistos na Tabela V.2.

Na tese de SILVEIRA (1993), feita em paralelo a esta, foram executadas os ensaios de caracterização, resistência e adensamento nos solos da encosta do Soberbo, mostrados nas Tabelas V.3 a V.6.

Pode-se verificar pela Tabela V.3 (SILVEIRA, 1993) o alto índice de vazios do solo coluvionar, 2,3, em relação ao solo residual, 1,15, mostrando que o histórico de movimentos e escorregamentos ocorridos afetou de forma significativa este índice.

Conforme a Tabela V.4 (SILVEIRA, 1993), o solo residual é mais arenoso que o coluvionar; no entanto, no colúvio nota-se a presença de 10% de pedregulhos ausentes no solo residual. Os 55% de areia existentes no solo residual encontram-se acima dos valores achados por MOREIRA (1974).

Na Tabela V.5 (SILVEIRA, 1993), são apresentados os valores médios representativos dos ensaios de resistência realizados em solos residuais, coluvionares e material proveniente do preenchimento das fissuras em solo residual na encosta do Soberbo. Os valores de ângulo de atrito dos solos residuais são semelhantes aos observados nas Tabelas V.1 (DEERE E PATTON, 1971) e V.2 (RAMOS, 1991) para as rochas de origem granítica.

A Tabela V.6 resume os parâmetros médios de compressibilidade obtidos por SILVEIRA (1993), em solo residual e coluvionar.

ROCK TYPE	DEGREE OF WEATHERING	STRENGTH C, C' (kg/cm ²)	PARAMETERS ϕ, ϕ', ϕ_r degrees	REMARKS	SOURCE
METAMORPHIC ROCKS					
GNEISS (MICACEOUS)	MURAM (ZONE IB) DECOMPOSED ROCK	$C = 0.6$ $C = 0.3$	$\phi = 23$ $\phi = 37$	DIRECT SHEAR TEST	GRUNER AND GRUNER (1953)
GNEISS	DECOMPOSED (ZONE IC)		$\phi = 18.5$	CONSOL. UNDRAINED TESTS	St. JOHN ET AL. (1969)
GNEISS	DECOMPOSED (FAULT ZONE) MUCH DECOMPOSED MEDIUM DECOMPOSED UNWEATHRED	$C = 1.5$ $C = 4.0$ $C = 8.5$ $C = 12.5$	$\phi = 27$ $\phi = 29$ $\phi = 35$ $\phi = 60$	DIRECT SHEAR TESTS ON CONCRETE ROCK SURFACES	
IGNEOUS ROCK					
GRANITE	DECOMPOSED GRANITE	$C = 0$	$\phi = 27 \text{ A } 31$ $\phi \text{ average} = 29$	500 TESTS CHERRY VALLEY DAM	ROBERTS (1970)
GRANITE	QUALITY INDEX, i 15 10 7 5 3	$C = 1$ $C = 2$ $C = 3$ $C = 5$ $C = 6 \text{ A } 13$	$\phi = 41$ $\phi = 45 \text{ A } 46$ $\phi = 49 \text{ A } 52$ $\phi = 57$ $\phi = 62 \text{ a } 63$	INSITU DIRECT SHEAR TESTS ALTO RABAGAO	ROCHA (1964) SERAFIN (AND LOPEZ (1961))
GRANITE	WEATHERED (ZONE IIB), i/7+ PARTLY WEATHERED (ZONE IIB) i/3+ RELATIVELY SOUND (ZONE III) i/1-2		$\phi_r = 26 - 33$ $\phi_r = 27 - 31$ $\phi_r = 29 - 32$	LAB. DIRECT SHEAR TESTS ALTO LINDOSO	L.N.E.C. (1965)
GRANITE	RED EARTH (ZONE IB) DECOMPOSED GRANITE (ZONE IC)		$\phi' = 28$ $\phi' \text{ average} = 35$		LUMB (1965)
GRANITE	DECOMPOSED (FINE GRAINED) DECOMPOSED (COARSE GRAINED) DECOMPOSED, REMOLDED	$C = 0$ if SATURED	$\phi = 25.5 \text{ A } 34$ $\phi = 36 \text{ A } 38$ $\phi = 22 \text{ A } 40$		LUMB (1962)
QUARTZ DIORITE	SANDY, SILT DECOMPOSED ROCK	$C = 0.1$	$\phi = 30+$	LAB. TESTS, UNDISTURBED SAMPLES	LI AND MEIJA (1967)
DIORITE	WEATHERED	$C = 0.3$	$\phi = 22$	CONSOL. UNDRAINED TESTS	St. JOHN ET AL. (1969)

TABELA V.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS RESIDUAIS E ROCHAS ALTERADAS DE GRANITO E GNAISSE (DEERE E PATTON, 1971)

c = coesão ϕ' = ângulo de atrito efetivo

c' = coesão efetiva ϕ_r = ângulo de atrito residual

ϕ = ângulo de atrito

ROCHA DE CRIQUEM	DESCRÍÇÃO DO SOLO	PAR. RESISTÊNCIA C, C' (kPa) & ϕ , ϕ'	TIPO DE ENSAIO	PONTE	LOCAL	LL	IP	e_1	OBSEVAÇÕES
GNAISSE	SOLO RESIDUAL AREN. - ARG.	C = 40 $\phi = 42$ C = 30 $\phi = 31$	CISALHAMENTO DIRETO CISALHAMENTO DIRETO	M. VARGAS (1966)	MONTE SERRATE (SP)	20 A 40	20 A 19	0,87 A 1,02	
GNAISSE	SOLO RESIDUAL AREN. - ARG.	C = 40 $\phi = 40$ C = 40 $\phi' = 31$	CISALHAMENTO DIRETO CISALHAMENTO DIRETO	M. VARGAS (1966)	CANELEIRA (SP)	20 A 48	0 A 11	0,93 A 1,07	
GNAISSE	SOLO RESIDUAL AREN. - ARG.	C = 33 $\phi = 35$	CISALHAMENTO DIRETO	M. VARGAS (1966)	BAR. EUCLIDES DA CUNHA (SP)				
GNAISSE	SOLO ALTA EXTR. MICA CEZO DIVERSOS SOLOS RESIDUAIS DO CENTRO SUL DO BRASIL	C = 70 $\phi = 35$ C = 60 $\phi = 31$ C = 20 $\phi' = 31$ C = 0 $\phi' = 33$ C = 40 $\phi = 31$ C = 30 $\phi = 25$ C = 30 $\phi = 25$ $\phi = 23$	RETROANALISE TRIAXIAL TRIAXIAL TRIAXIAL TRIAXIAL TRIAXIAL TRIAXIAL	M. VARGAS (1966) M. VARGAS (1974)	MORRO DA TAPIRA (SP) CENTRO-SUL DO BRASIL	79 63 48 35 35	41 27 11 10 10	1 0,95 0,95 1,40 1,30	37% $\phi < 20$ 20% $\phi < 20$ 59% $\phi < 20$ 47% $\phi < 20$ 39% $\phi < 20$ 46% $\phi < 20$
GNAISSE	VARIOS SOLOS RES. DA CID. RJ.	C = 17 A 35 $\phi = 33 A 43$	CISALHAMENTO DIRETO	SANDRONI (1973)	RIO DE JANEIRO	20 A 40	4 A 20	0,1 A 0,4	AREJA+PEDREG=41 A 83% SILTE=12 A 34; ARG=5 A 27%
GNAISSE MIGMATITICO	SOLO RESIDUAL MICA CEZO JOVEM	C = 19 $\phi = 26$ $\phi_s = 26$ $\phi_r = 21$	CISALHAMENTO DIRETO CIS. DIRETO COM REVERSAO MÚLTIPLE CIS. DIRETO PLANO PRÉ-CURTADO	KOCHA (1973)	BARRA DO PIRAJ (RJ)		NAO PLÁSTICO	0,81	
GNAISSE MIGMATITICO	SOLO RESIDUAL MICA CEZO JOVEM	C = 13 $\phi' = 26$ C = 29 $\phi' = 30$	CIS. DIR. A XISTOSIDADE CIS. DIR. A XISTOSIDADE	CAMPOS (1974)	BARRA DO PIRAJ (RJ)			0,13	10% DE FINOS 90% DE AREIA
BIOTITA GNAISSE	S. RES. ARG. - SILT. MICA CEZO JOVEM	C = 29 $\phi' = 30$	TRIAXIAL	MOREIRA (1974)	MORRO DOS URUBUS (RJ)	57	24		% DE ARGILA = 34 A 40% % DE SILTE = 21 A 29%
BIOTITA GNAISSE	X RESIDUAL AREN. - ARG. JOVEM	C = 19 $\phi' = 32$ C _r = 5 $\phi_r = 10$	TRIAXIAL RETROANALISE	MOREIRA (1974)	MORRO DOS URUBUS (RJ)	47	17		% DE AREIA = 45 A 55% ARG = 12 A 20% SILTE=10 A 18
GNAISSE	SOLO RESIDUAL CLARO	C = 30 $\phi = 43$ C = 20 $\phi' = 44$	CISALHAMENTO DIRETO	SERAPHIM (1974)	JACAREPAGUA (RJ)			0,25 A 0,33 0,64 A 0,70	% DE AREIA = 64 A 75%
GNAISSE	S. RES. ESCURO (60% MICA-BIOTITA)	C = 40 $\phi = 29$ C = 18 $\phi' = 29$	CISALHAMENTO DIRETO	SERAPHIM (1974)	JACAREPAGUA (RJ)			0,92 A 1,03 0,92 A 1,03	
GNAISSE	SOLO SAPROLITICO (1,0 m < Z < 2,0 m)	C = 11 $\phi = 45$ C = 1 $\phi' = 39$	CISALHAMENTO DIRETO	WOLLE (1974)	CUBATAO (SP)			$\gamma = 11,5 kN/m^3$ $\gamma = 20,1 kN/m^3$	

TABELA V.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS RESIDUAIS GRANITO/GNAISSE DO BRASIL (RAMOS, 1991)

Solo	W_{nat} (%)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	S (%)	e_o	G
Residual (89 C.P.)	31.4	17.175	13.065	78.1	1.148	2.848
Coluvionar (47 C.P.)	59.9	13.497	8.485	73.6	2.302	2.845

onde: C.P. = Corpo de prova

TABELA V.3 RESUMO DOS ÍNDICES FÍSICOS DAS AMOSTRAS NO ESTADO NATURAL DA ENCOSTA DO SOBERBO (SILVEIRA, 1993)

SEPARAR //

Solo	Finos (Argila+Silte) (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	Areia Grossa (%)	Pedregulho (%)
Residual	38 a 45	45	10	--	--
Coluvionar	38 a 45	25	15	5	10

TABELA V.4 PORCENTAGEM MÉDIA DE AREIA, SILTE E ARGILA DA ENCOSTA DO SOBERBO (SILVEIRA, 1993)

Ensaio	Amostra	Parâmetros Médios de Resistência ao Cisalhamento	
		(kPa)	(°)
Triaxiais CÚ e CD	Residual	$c'=16,25$	$\phi'=28,7$
Triaxiais CÚ e CD	Coluvionar	$c'=7,90$	$\phi'=30,9$
Cis. Direto sem embebição com embebição	Residual	$c=33,16$ $c=27,10$	$\phi=26,9$ $\phi=27,5$
	Coluvionar	$c=8,87$ $c=12,62$	$\phi=31,0$ $\phi=31,5$
Cis. Direto Com Reversão	100% Solo Residual	$c'_r=7,0$	$\phi'_r=20,8$
Cis. Direto por Torção (Bromhead)	100% Solo Residual	$c'_r=3,0$	$\phi'_r=15,4$
	% que passa na # 40 (85% de Solo Residual)	$c'_r=5,8$	$\phi'_r=14,8$
	100% das Fissuras (Cério, Manganês, Ferro e pouca Mica)	$c'_r=5,4$	$\phi'_r=10,4$

TABELA V.5 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA ENCOSTA DO SOBERBO (SILVEIRA 1993)

PARÂMETRO ÍNDICES	S O L O	ESTÁGIO DE CARGA (kPa)							
		12.5	25	50	100	200	400	800	1600
a_v (10^{-5} m 2 /kN)	R	160.0	149.3	93.3	65.3	51.7	49.3	35.0	17.8
	C	64.0	76.0	60.0	51.0	62.5	70.8	50.2	---
m_v (10^{-5} m 2 /kN)	R	74.2	69.5	43.8	31.0	24.9	24.4	18.2	10.0
	C	21.9	26.1	20.6	17.6	21.7	25.3	19.0	---
t_{90} (min)	R	0.17	0.13	0.14	0.13	0.14	0.14	0.14	0.13
	C	0.39	0.40	0.40	0.39	0.39	0.38	0.40	---
c_v (10^{-5} m 2 /kN)	R	8.68	10.11	9.54	9.60	9.00	8.23	7.14	6.02
	C	3.58	3.46	3.43	3.51	3.32	3.09	2.55	---
k(10^{-6} cm/s)	R	7.2	6.9	4.5	2.9	2.3	2.1	1.3	0.6
k(10^{-5} cm/s)	C	7.7	8.8	6.9	6.1	7.0	7.6	4.7	---
c_c e c_r	R			$c_c = -0.4374$	$c_r = -0.0631$				
c_c e c_r	C			$c_c = -0.6750$	$c_r = -0.0370$				

onde : R = Solo Residual

C = Solo Coluvionar

TABELA V.6 PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE E ÍNDICES DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO DA ENCOSTA DO SOBERBO (SILVEIRA 1993)

V.2 MÉTODOS DE ANÁLISE

No cálculo de estabilidade da encosta do Soberbo foram feitas algumas simplificações em relação ao método utilizado e às condições de fluxo da encosta.

Durante a instrumentação de campo foram observados desniveis acentuados de 1,5m na zona C indicando a presença de rupturas localizadas, porém para o cálculo será feita uma aproximação para a situação de ruptura planar em talude infinito, com uma análise da encosta em partes. Serão determinados os fatores de segurança das zonas B e C, de tal maneira que se tenha uma idéia comparativa da estabilidade das zonas em estudo.

Em relação ao fluxo da encosta, na análise da zona C, onde se verificou o artesianismo com a direção do fluxo ascendente, será feita uma aproximação para fluxo horizontal. Na zona B a Fig. IV.39 indica o fluxo aproximadamente paralelo à inclinação da encosta.

A profundidade da superfície de ruptura foi definida pelos deslocamentos excessivos nos inclinômetros e pela quebra dos piezômetros que nas zonas B e C analisadas coincidem, aproximadamente, com o contato colúvio/solo residual definidos nas Figuras IV.3 e IV.4.

IV.2.1 Cálculo da Estabilidade

Na Figura V.1 é apresentado um esquema simplificado das seções típicas analisadas nas zonas B e C.

Os parâmetros geotécnicos adotados foram obtidos por SILVEIRA (1993), nos ensaios realizados em amostras indeformadas de solo coluvionar retiradas da zona A (Fig. III.1) e apresentados na Tabela V.5.

No cálculo do fator de segurança foi utilizada a análise por tensões efetivas através da fórmula:

$$F_s = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cos^2 \beta - u) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma \cdot z \operatorname{sen} \beta \cos \beta}$$

onde:

c' = coesão efetiva (kN/m^2)

ϕ' = ângulo de atrito efetivo ($^\circ$)

γ_{nat} = peso específico natural (kN/m^3)

γ = peso específico para 100% de grau de saturação (kN/m^3)

z = espessura do colúvio (m)

u = poro-pressão (kN/m^2)

β = inclinação do trecho analisado

Nas estações S1B e S2B o fluxo é aproximadamente paralelo a inclinação da encosta, onde se tem:

$$u = \gamma_w \cdot m z \cdot \cos^2 \beta$$

$$F_s = \frac{c' + z \cdot \cos^2 \beta (\gamma - m \gamma_w) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \cos \beta}$$

(SKEMPTON E DELORY (1957), em SKEMPTON ET ALII, 1969)

Nas estações S1C e S2C o fluxo foi considerado aproximadamente horizontal, onde se tem:

$$u = \gamma_w \cdot (z + z')$$

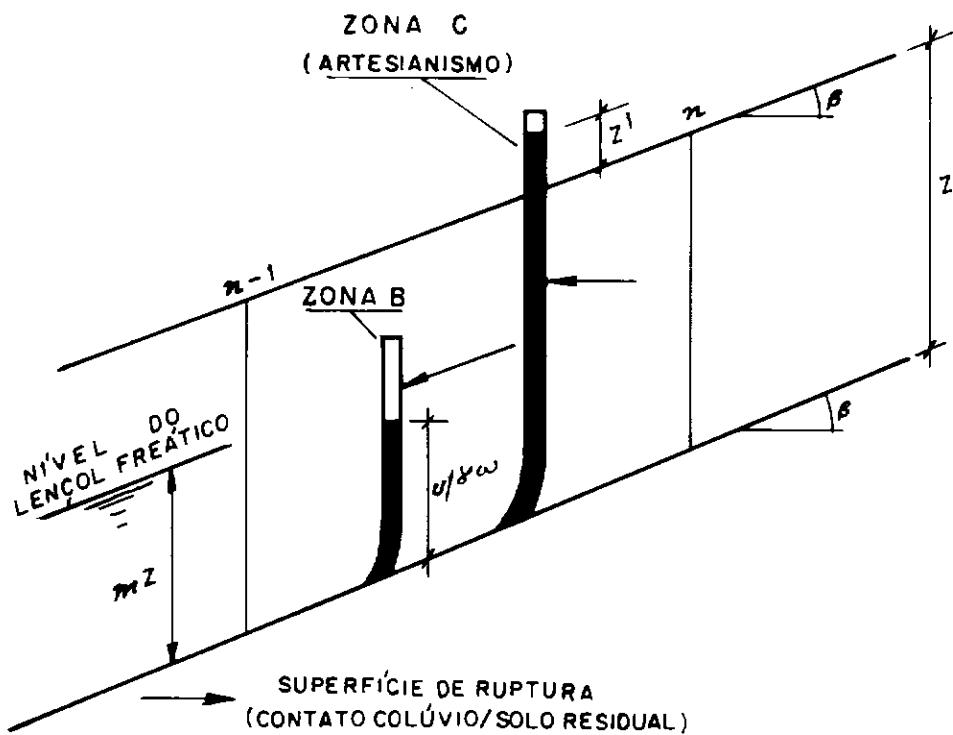
$$F_s = \frac{c' + (\gamma \cdot z \cdot \cos^2 \beta - \gamma_w (z + z')) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma \cdot z \cdot \operatorname{sen} \beta \cdot \cos \beta}$$

(HAEFELI (1948), em SKEMPTON ET ALII (1969))

Na Tabela V.7 são apresentados os valores dos fatores de segurança (FS) calculados e os parâmetros geotécnicos utilizados. Estes valores dão uma idéia qualitativa da estabilidade das zonas B e C. Na zona B foi levada em conta a situação de nível do lençol freático coincidente com o nível do terreno, que apesar de não ter sido observada nas medições efetuadas, torna-se aceitável devido as altas intensidades pluviométricas da região em estudo.

Na zona C, o artesianismo foi levado em conta com um valor de $z' = 1\text{m}$, valor este observado nas medições de piezometria (Fig. IV.14 a 17).

Tanto na zona B como na zona C a coesão efetiva foi desprezada no cálculo, por se tratar de movimentos que se desenvolvem há várias décadas, com grande deslocamento da massa em movimento em relação ao solo residual.



LEGENDA:

← DIREÇÃO APROXIMADA DO FLUXO

FIGURA V.1 SEÇÃO TÍPICA ANALISADA PARA O CASO DE TALUDE INFINITO (SKEMPTON ET ALII, 1969)

Na Tabela V.7 verificam-se que as estações S2C, S1C e S2B apresentam valores de F.S. inferiores a 1, indicando a ruptura nestes trechos.

Na análise destes resultados deve-se levar em conta as aproximações feitas em relação às hipóteses de cálculo e à direção do fluxo.

O F.S. de 1,22 da estação S1B, por exemplo, estaria super-estimado pelo fato das estações S2C, S1C e S2B já terem sofrido rupturas localizadas e movimentos excessivos (Fig. IV.26 e IV.27) remontantes que não foram levados em conta no cálculo.

A hipótese de ruptura ao longo de um talude "infinito" é uma aproximação grosseira do caso em estudo.

Os baixos valores de FS encontrados na hipótese de artesianismo ou de fluxo horizontal indicam situações críticas localizadas, e comprovadas pelas observações feitas. Na realidade constataram-se rupturas circulares, remontantes, a partir da região com artesianismo.

Não foi feito um estudo mais detalhado da situação global por não ser este o objetivo da presente dissertação. Este aspecto deverá ser abordado em tese de doutorado atualmente em andamento na COPPE/UFRJ (SANTOS JUNIOR, 1993).

ESTAÇÃO	CONDIÇÕES DE FLUXO	C' (kN/m ²)	ϕ' (°)	γ_{mt} (colúvio) (kN/m ³)	$\gamma p/S=100\%$ (kN/m ³)	z (m)	mz (m)	z' (m)	β (°)	F.S.
S2C	Horizontal	0	30,9	13,5	15,6	7,0	-	1,0	9	0,94
S1C	Horizontal	0	30,9	13,5	15,6	4,0	-	1,0	12	0,46
S2B	Paralelo a inclinação da encosta	0	30,9	13,5	15,6	8,0	8,0	-	13	0,93
S1B	Paralelo a inclinação da encosta	0	30,9	13,5	15,6	6,0	6,0	-	10	1,22

TABELA V.7 ESTABILIDADE NAS ZONAS B e C

V.3 INFLUÊNCIA DA DRENAGEM NA ESTABILIDADE DA ENCOSTA

Neste item será feita uma verificação do efeito estabilizador causado pela drenagem profunda.

Na Tabela V.8 apresenta-se os F.S. devidos a uma redução do nível do lençol freático originado dos drenos profundos.

Esta tabela mostra que a drenagem eficiente da encosta do Soberbo influencia sensivelmente a estabilidade da encosta.

Através da Figura V.2 verifica-se a variação acentuada do FS calculado em quatro estações, com a diminuição de 1m e 2m do nível do lençol freático da encosta.

Dentro deste raciocínio é fundamental, para uma análise mais precisa, a reinstalação de piezômetros e medidores de nível d'água para se quantificar os efeitos da drenagem superficial e profunda da encosta na estabilidade global das zonas instrumentadas.

ESTAÇÃO	F.S. ⁽⁰⁾	REDUÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO (m)	F.S. ⁽¹⁾	REDUÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO (m)	F.S. ⁽²⁾
S2C	0,94	-1,0	1,30	-2,0	1,65
S1C	0,46	-1,0	0,93	-2,0	1,40
S2B	0,93	-1,0	1,14	-2,0	1,35
S1B	1,22	-1,0	1,58	-2,0	1,94

FS⁰ Fator de Segurança sem rebaixamento de lençol freático

FS¹ Fator de Segurança para rebaixamento de 1m

FS² Fator de Segurança para rebaixamento de 2m

TABELA V.8 VALORES DE FS EM FUNÇÃO DA REDUÇÃO NO NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO

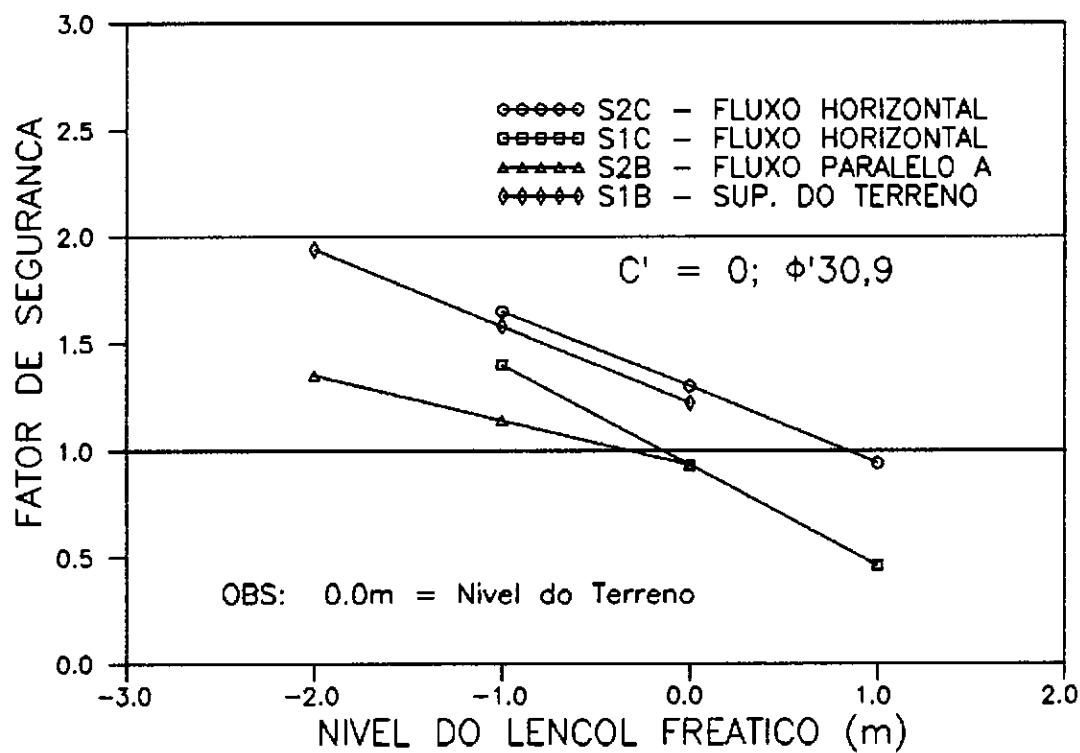


FIGURA V.2 ANALISES DE ESTABILIDADE TIPO TALUDE INFINITO

CAPÍTULO VI

SOLUÇÕES DE ESTABILIZAÇÃO ADOTADAS

VI.1 INTRODUÇÃO

A partir do relatório enviado em outubro de 1990 (Anexo 3), a D.G. sensibilizou-se da urgência da execução de obras de estabilização e passou a considerar várias hipóteses para aumentar o fator de segurança da encosta do Soberbo. Foi prevista ao longo da encosta uma grande quantidade de drenos profundos e uma canaleta para drenagem superficial e das águas captadas nos drenos, assim como a construção de estruturas de contenção, nas zonas A e B, abaixo da Estrada do Soberbo.

Na Tabela VI.1 de BARATA (1985) são apresentadas algumas medidas para prevenção e/ou correção de movimentos que incluem as soluções adotadas na encosta do Soberbo.

No Anexo 3, item 4 - Conclusões e Recomendações, são sugeridas algumas medidas adicionais de drenagem da encosta, quais sejam: poços com bombeamento profundo, trincheiras drenantes instaladas longitudinalmente ao longo dos taludes, com contribuições laterais ("espinha de peixe") e túnel profundo em rocha ao longo do talvegue, partindo da Estrada de Furnas, com drenos verticais em leque a partir do teto do túnel.

A solução com túnel profundo traria uma solução definitiva ao problema, apesar de elevado custo. Uma maneira de reduzir este custo seria o aproveitamento das águas captadas certamente com grande vazão para o abastecimento público da região.

O trabalho de BIANCO ET ALII (1988), mostra esta solução com grande sucesso na tentativa de se salvar a cidade de Montelupone, na Itália, de um fenômeno de sucessivos escorregamentos que se desenvolvem desde o século XVII. Foi executado um túnel de 600 m de extensão, ϕ 3,60 m, a uma profundidade média de 40 m e cerca de 6.000 m de drenos. A vazão média durante o primeiro ano de operação variou entre 25 e 30 m^3/dia , havendo um acréscimo do fator de segurança de 0,96 para 1,36. A vazão captada nos drenos

instalados na encosta do Soberbo é bem superior, como pode ser visto nas Figuras VI.1, VI.2, VI.3 e VI.4.

MÉTODOS	TÉCNICAS
EVITAÇÃO	Relocação Sobrepassagem (com estrutura)
ESCAVAÇÃO (ou remoção)	Remoção da crista (de terras e outras sobrecargas) Diminuição do ângulo do talude Execução de Banquetas Remoção total do Material Escorregado
(Superficial)	Valetamento Revestimento (Impermeabilização e Plantio) Acerto na Superfície Preenchimento de Trincas Preenchimento de Juntas ou Diaclases
DRENAGEM	Drenos Horizontais Túneis ou Galerias Drenantes
(Profunda)	Trincheiras (Interceptantes) Drenantes Poços Drenantes Verticais Sifonamento
ARRIMO	Muralhas Contrafortes no pé <i>de Terra</i> <i>de Encrocamento</i> Estaqueamento (interceptante) Cortinas ancoradas (com tirantes) Pinos Ancorados em rocha
MISTOS e/ou ESPECIAIS	Consolidação do terreno <i>Injeção de Cimento</i> <i>(ou Produto Químico)</i> <i>Congelamento (transitório)</i> <i>Electrosmose</i> Uso de Explosivos Remoção Parcial do Pé

TABELA VI.1 MÉTODOS E TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE ENCOSTA (para Prevenção e/ou Correção de Movimentos-BARATA,1985)

VI.2 DRENAGEM PROFUNDA

O Departamento de Estradas da Califórnia (EEUU) é a organização pioneira no emprego deste tipo de solução. No Brasil foram utilizados inicialmente na década de 50 na Via Anchieta, pela GEOTÉCNICA S/A, IPT e DER-SP, em 1963 na COSIPA em Cubatão (VARGAS, 1966) e no Rio de Janeiro, nas chuvas de 1966/67 (Av. Paulo de Frontin, Rua Comendador Martinelli, etc...), - ver BARATA (1968).

TEIXEIRA E KANJI (1970) relatam a execução da drenagem sub-horizontal com eficácia na paralisação dos movimentos na região denominada de Cota 500 da Via Anchieta. Devido aos intensos movimentos da encosta a campanha de drenagem foi feita em duas etapas, a primeira com drenos de cerca de 40 metros, permitindo uma estabilização provisória, e a segunda, já no ano seguinte, em 1966, com drenos entre 100 e 120 metros. A localização dos drenos, e sua concentração em determinados locais da encosta, eram definidos no campo, conforme os resultados das medidas das vazões dos drenos. COSTA NUNES (1973) demonstra ser este um método sujeito a falhas, pois para drenos sub-horizontais, com vazões praticamente nulas, pode haver ganho sensível de estabilidade, muito mais pelo redirecionamento das forças de percolação, do que pelo rebaixamento do lençol freático.

Na solução adotada por HUTCHINSON (1977) a drenagem profunda foi executada em 2 etapas, a primeira com drenos de 40 m de comprimento e a segunda drenos de 120 m.

KENNEY ET ALII (1977), através de modelos reduzidos, mostraram que em taludes formados por materiais homogêneos, isotrópicos e alta permeabilidade, a utilização de um número menor de drenos longos e mais espaçados em relação a um número maior de drenos curtos e mais próximos, com mesmo comprimento total de drenos, resulta num acréscimo maior na estabilidade do talude.

NONVEILLER (1981), em estudos semelhante aos de KENNEY ET ALII (1977), chegou às mesmas conclusões para taludes de permeabilidade elevada. Para taludes de baixa permeabilidade, estudos mostraram a eficiência da drenagem sub-horizontal, sendo que o tempo necessário para que se atinja a condição de estabilidade aumenta quanto menor for o coeficiente de

adensamento (cv) do solo. Tipicamente este tempo varia de 1 mês, para solos siltosos e arenosos, a 6 meses para solos argilosos. Para solos de cv mais baixo é necessária a instalação de um número maior de drenos longos.

PALKANIS E LUTMAN (1985) utilizam o chamado "vácuo horizontal", que consiste em aplicar vácuo na extremidade de saída dos drenos, funcionando como um rebaixamento com ponteiras drenantes verticais.

No Rio de Janeiro, a utilização da drenagem profunda como medida de contenção dos movimentos vem sendo utilizada em larga escala, fato este que contribui para esta escolha na Encosta do Soberbo como medida da estabilização.

Inúmeros outros trabalhos publicados no Brasil e no exterior consideram a utilização de drenos sub-horizontais como medida de estabilização dos movimentos em encostas. Dentre eles pode-se citar: VARGAS (1967), LACERDA (1967), FONSECA E LORENZONI (1969), FONSECA (1969a, 1974), BARATA (1969), FONSECA ET ALII (1982), LACERDA (1986), BORGES E LACERDA (1986), BIANCO E RODIO (1988), LIMA E COSTA FILHO (1990), DNER (1990), LACERDA E SCHILLING (1992), SCHILLING ET ALII (1992) e SANDRONI E OUTROS (1992).

Na execução da drenagem profunda foram utilizados tubos de PVC com diâmetros de 40mm e 50mm, perfurados e envolvidos em tela de nylon #30, com comprimentos variando entre 30m e 95m.

As obras iniciaram-se pela zona C, em novembro de 1990, com drenos de até 40m de comprimento no pé da encosta; a seguir, atacou-se a estabilização da encosta como um todo, agora com drenos de maior comprimento. Caso se tivesse iniciado com drenos de grande comprimento, o aumento da velocidade dos movimentos devido à proximidade da estação chuvosa, haveria atraso nos efeitos da drenagem e correr-se-ia o risco da quebra dos drenos. Como pode ser verificado na Figura IV.31 de GUIDICINI E IWASA (1977), os pontos de chuva acumulada lidos na estação do Soberbo até meados de novembro de 1990 indicavam uma probabilidade de chuva catastrófica de 100%, daí a necessidade de executar uma campanha de drenagem profunda otimizada levando-se em conta a rapidez e eficiência.

O dimensionamento dos drenos sub-horizontais foi feito empiricamente com o acompanhamento diário da execução dos furos e posteriormente com

leituras de vazão captada. Além destes condicionantes, influenciaram diretamente na execução da drenagem profunda a topografia e a geologia da encosta.

A topografia na zona C limitou os lugares onde pudessem ser instaladas as sondas rotativas. A dificuldade de acesso a vários locais, com desniveis acentuados, fez com que de uma única plataforma de sondagem partissem vários drenos em forma de "leque". A Foto VI.1 ilustra este fato.



FOTO VI.1 SAÍDA DOS DRENOS EM FORMA DE "LEQUE"

Na zona B, devido à pequena inclinação da rocha em torno de 11°, próxima da inclinação de 5° em relação à horizontal utilizada para a execução dos drenos, o comprimento dos drenos foi bastante elevado até que se atingisse a rocha. Este fato inviabilizou uma drenagem mais eficiente nesta região. Nesta mesma época foi sugerido aos geólogos da D.G., uma escavação para execução de uma plataforma para instalação das sondas numa cota mais baixa, o que diminuiria o comprimento final dos drenos e talvez levasse a extremidade dos drenos até o contato colúvio/solo residual. Na Figura IV.7 é mostrado o nível

piezométrico na faixa de 3,00m a 4,00m para profundidades de piezômetros a 6,25m, 9,25m, 10,25m e 12,35m, indicando a presença de água sob pressão tanto em solo como em rocha.

A campanha de drenos sub-horizontais teve um outro objetivo tão importante quanto o de captação de águas subterrâneas. A geologia da encosta indicava a presença de alguma barreira impermeável nas zonas C e D. Nas estações S1C, S2Ce S1D o artesianismo era acentuado. Conforme explicado no item IV.1 foram encontrados, vários afloramentos de diques de diabásio na trincheira executada na estrada Quebra-Cangalha, próxima ao furo PZ12B no Rio Santo Antônio, próximo ao furo PZ1E. Ao realizar-se as sondagens para execução dos drenos, procurou-se definir a direção e espessura da barreira impermeável, provavelmente formada pelo dique de diabásio.

O primeiro furo de sondagem para execução do dreno foi feito de maneira que atravessasse o dique de diabásio. Através dos furos realizados posteriormente, concluiu-se que este dreno passava por cima do dique de diabásio. A vazão deste dreno, o DPH1TC, no período de dezembro/90 a abril/91, variou de 3,0 l/min a 0,8 l/min. A partir de maio/91 este dreno permaneceu seco (Fig VI.2). A vazão dos primeiros drenos instalados na zona C variou de 3,0 a 12,0 l/min durante o mês de dezembro/90.

A execução dos drenos foi se deslocando para as laterais na zona C e também para cotas mais baixas, conseguindo-se, então, atravessar os diques de diabásio. A partir daí, foi possível obter vazões bem mais elevadas, atingindo na zona C 40 l/min em março/91 no dreno DPH6TC (Fig VI.2)

Na zona D os drenos foram instalados em uma única plataforma, em forma de "leque" e, juntamente com os da zona C, perfuraram o dique de diabásio.

Essas sondagens permitiram definir a direção e a espessura dos diques de diabásio. Chegou-se à conclusão que, na verdade, eram dois diques com cerca de 15m de espessura cada, sendo um deles com cota máxima elevada de cerca de 2m em relação ao outro. Era nesta região da encosta onde ocorria o encontro destes diques. Esta indicação pode ser verificada nas Figuras III.1, IV.1 e IV.4.

Na zona E o dique de diabásio aflorava no Rio Santo Antônio, numa pequena cachoeira detectada pelos geólogos da D.G.. Com o auxílio dos furos

executados nesta região conseguiu-se determinar a direção deste dique e a espessura, em torno de 15 metros (ver Figuras IV.1 e 4).

As vazões obtidas nestes drenos foram pequenas (Figura VI.4). Chegou a haver um início de execução de drenos em cotas bem mais baixas na zona E, o que possivelmente elevaria a vazão captada nestes novos drenos pelo fato de atravessar esta barreira impermeável e atingir a zona de artesianismo numa profundidade maior, porém esta etapa foi paralisada sem ter sido concluída.

Nas Figuras VI.1 a 4 são plotadas as vazões dos drenos sub-horizontais medidas no período de dezembro/90 a janeiro/92. No total foram instalados 22 drenos: 3 na zona B, 10 na zona C, 6 na zona D e 3 na zona E.

Com o passar do tempo da instalação de cada dreno e, à medida que novos drenos iam sendo instalados, verificou-se uma tendência da diminuição da vazão de cada dreno.

Na Figura VI.2 o dreno DPH6TC instalado em 15 de março de 1991 mostra uma vazão média de 35 l/min até o dia 01 de abril de 1991 e, a partir daí, até janeiro de 1992, a vazão média caiu para 18 l/min, mostrando uma tendência de diminuição de vazão captada. As Figuras VI.1, 2, 3 e 4 mostram esta tendência sendo observadas diminuições sensíveis de vazão em praticamente todos os drenos.

Além dos fatores citados, a intensidade de infiltração das águas é dependente da pluviosidade da região, refletindo nas vazões captadas.

Na Figura VI.5 são apresentadas as curvas de vazão total e pluviometria diária medidas na encosta do Soberbo. Foi acrescentado no gráfico superior a quantidade de drenos instalados em cada data de medição. Pode ser verificado um acréscimo de vazão em meados de fevereiro de 1991 com elevação do índice pluviométrico diário. Nos meses de abril de 1991 e dezembro de 1992, ocorreram picos de vazão, 77 l/min e 82 l/min, respectivamente. Deve-se considerar que estão influenciando estes valores a pluviometria diária e a instalação de novos drenos nestes dois períodos de observação. Com o término da instalação de novos drenos, poder-se-ia verificar com o tempo o efeito da pluviometria sobre a vazão, sem levar em conta este adicional de vazão devido à maior quantidade de drenos.

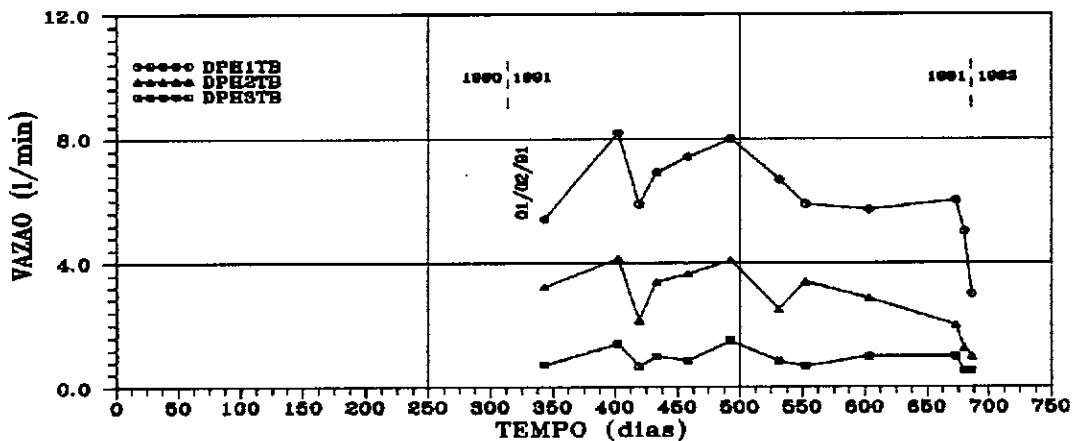


FIGURA VI.1 VAZÃO - ZONA B

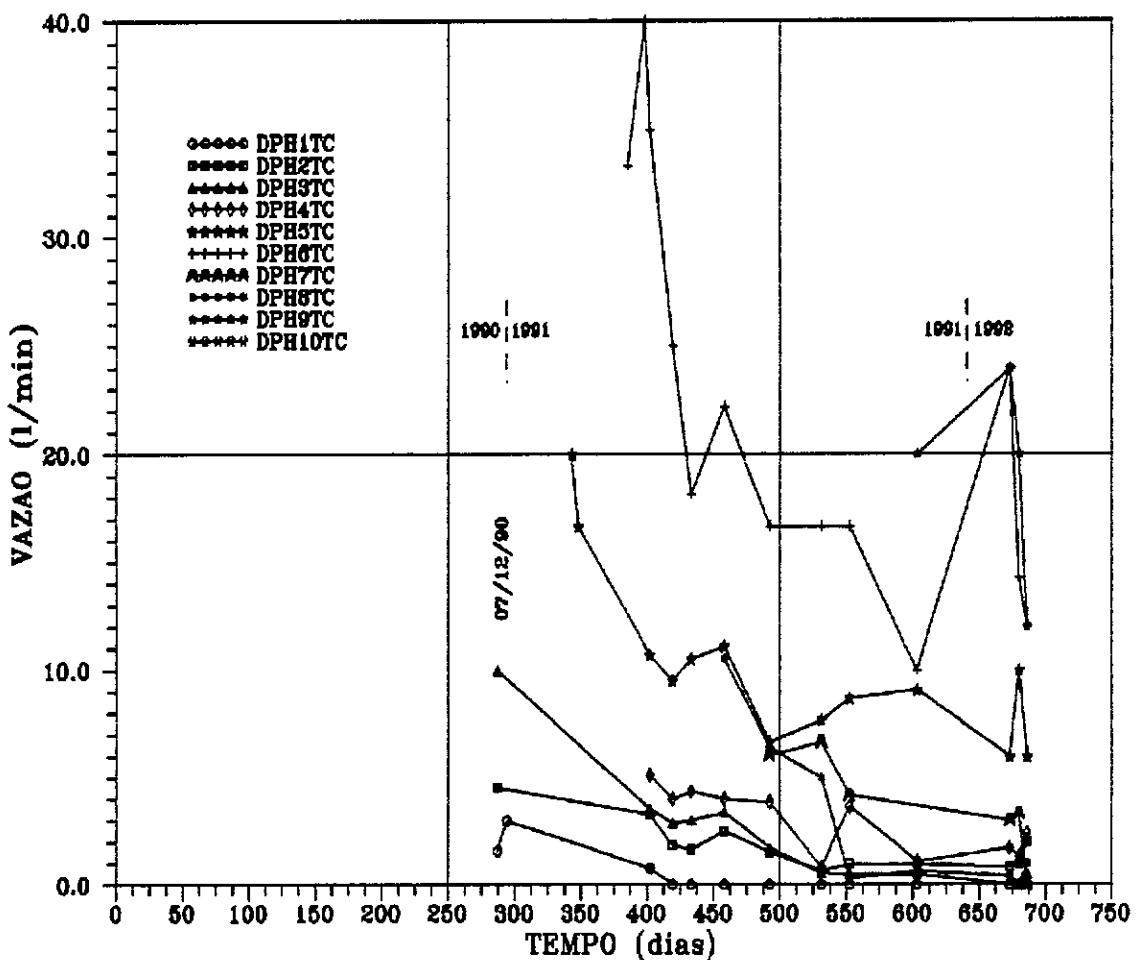


FIGURA VI.2 VAZÃO - ZONA C

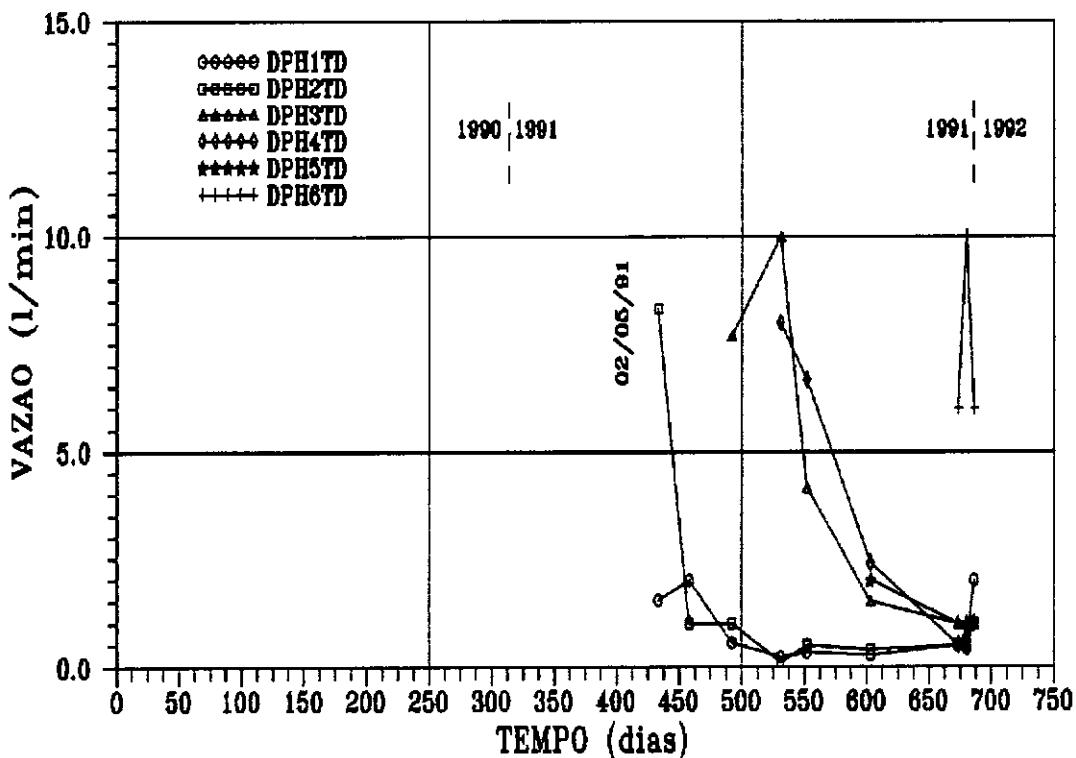


FIGURA VI.3 VAZÃO - ZONA D

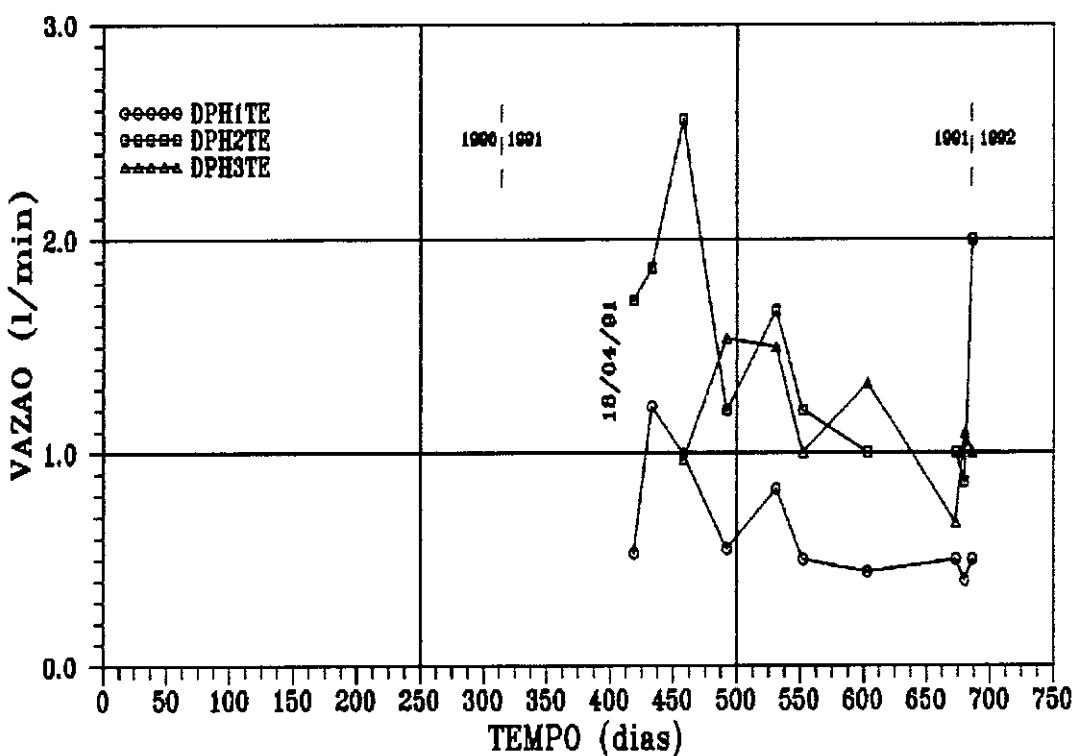


FIGURA VI.4 VAZÃO - ZONA E

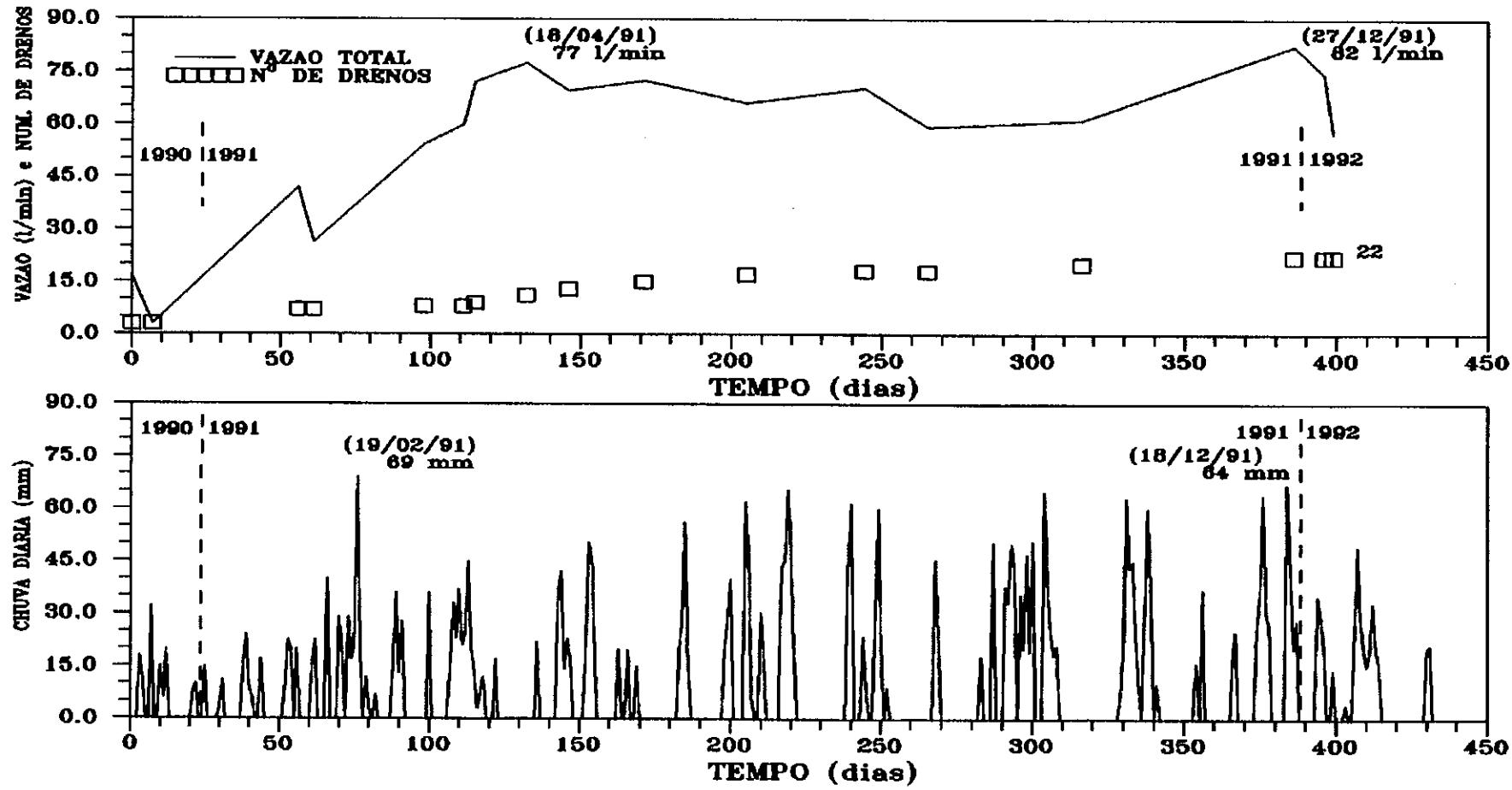


FIGURA VI.5 VAZÃO E PLUVIOMETRIA DIÁRIA NO PERÍODO DE 07/12/90 A 23/02/92

VI.2.1 Recomendações Quanto à Execução e Manutenção

Alguns aspectos devem ser levados em conta na execução dos drenos profundos, para um bom desempenho da drenagem.

Os tubos de PVC dos drenos executados foram perfurados somente ao longo da geratriz superior, não permitindo que, em alguns casos, a captação d'água em aquíferos profundos que atravessassem camadas acima do lençol freático, pudesse alimentar zonas da encosta não saturadas, na situação de perfuração dos drenos ao longo da geratriz inferior.

O último trecho do dreno, com cerca de 6 metros, não foi perfurado para evitar a saturação do maciço próximo à superfície e a penetração de raízes pelos orifícios que poderiam obstruir o tubo. Foram deixados cerca de 50cm de sobra na boca dos drenos para captação desta água numa rede coletora que as conduzisse para a canaleta de drenagem superficial executada ao longo da encosta.

A presença de óxido de ferro no solo residual (SILVEIRA, 1993) poderá influir na vida útil dos drenos devido à colmatação dos furos dos drenos (DNER, 1990), fato este que deve ser levado em conta na sua manutenção.

Na encosta do Soberbo, estão previstas inspeções periódicas para verificação da penetração da vegetação no interior dos tubos. Dentro desta periodicidade, está prevista também uma limpeza dos drenos pela D.G. As medições de controle compreendem as leituras de vazão, intensidade pluviométrica e poro-pressões.

Na encosta do Soberbo, durante a execução da instrumentação, objetivo desta tese, não se pôde comparar as leituras de poro-pressões em relação à intensidade pluviométrica e vazão pelo fato dos piezômetros terem se partido com o movimento excessivo da encosta quando os drenos estavam sendo instalados.

A eficiência da drenagem profunda é mostrada em alguns trabalhos através de gráficos que comparam os deslocamentos e níveis piezométricos com a eficiência da drenagem, antes e depois de sua instalação. Dentre eles, pode-se citar: TEIXEIRA E KANJI (1970), FONSECA ET ALII (1982), BIANCO E RODIO (1988), LIMA E COSTA FILHO (1990) e SANDRONI ET ALII (1992).

Faz-se necessária a reimplantação de alguns piezômetros ao longo das zonas B, C e D para se verificar a eficiência da drenagem profunda.

É importante que as leituras de intensidade pluviométrica na estação Soberbo e dos drenos sejam continuadas para que sejam feitas as comparações necessárias.

VI.3 DRENAGEM SUPERFICIAL

A encosta do Soberbo apresenta em função dos escorregamentos ocorridos um talvegue bem definido, iniciando-se nas zonas A e B, encontrando-se na zona C e seguindo pelas zonas D e E até o Rio Santo Antônio que atravessa a Estrada de Furnas (Fig. III.1).

Durante o período em que foi realizada a instrumentação, pôde-se verificar por várias vezes, nas épocas de ocorrência de chuvas de grande intensidade, quais eram os caminhos naturais de escoamento das águas superficiais. O efeito destas enxurradas era visível no campo, onde a erosão causada originou valas nas zonas B e C e aprofundou várias outras existentes nas zonas C e D.

Há uma escassez de cobertura vegetal resistente, devido aos vários escorregamentos ocorridos, sendo que ao longo do talvegue predominam pequenos arbustos e capim, o qual devido às chuvas, alastrá-se com facilidade, além de eucaliptos, plantados recentemente. O cultivo que se identificou melhor com o colúvio presente na encosta é a plantação de bananeiras. A vegetação de pequena capacidade de fixação no solo favorece o carreamento de material nas épocas de chuvas intensas.

Estas águas superficiais provenientes das chuvas além de causarem erosão são fontes alimentadoras do lençol subterrâneo, que se tentou rebaixar com a execução de drenos profundos.

Com o objetivo de escoar tanto as águas superficiais como as captadas nos drenos, foi implantada uma canaleta de drenagem desde as zonas A e B até a zona E. Nas zonas A e B, o objetivo era captar também as águas surgentes nos drenos existentes nas cortinas ancoradas, construídas para restabelecer o tráfego na Estrada do Soberbo. Nas Fotos VI.2 e 3 podem ser vistas a canaleta

de drenagem, assim como as obras de contenção, em fotos aéreas de setembro/1992.

As canaletas de drenagem foram projetadas para funcionarem como uma estrutura flexível de modo que servisse como um testemunho do reinicio do movimento superficial da encosta, através da visualização de possíveis trincas. Foram executadas com paredes laterais de blocos de concreto, com fundo concretado com uma tela telcon e fixado ao terreno por chumbadores.



FOTO VI.2 VISTA AÉREA - ZONAS B/C, SETEMBRO DE 1992



FOTO VI.3 VISTA AÉREA - ZONAS A/C/D, SETEMBRO DE 1992

VI.3.1 Método Utilizado

No dimensionamento da canaleta foi utilizado o método racional onde a área de drenagem é limitada pelos divisores de água, tanto nas laterais, como a montante. O método utiliza-se da avaliação da vazão, através da fórmula:

$$Q = 2,78 \text{ CIM}$$

C : Coeficiente de Escoamento, adimensional, fixado de acordo com o complexo solo-cobertura vegetal e declividade do terreno;

I : Intensidade Pluviométrica em mm/h, para a chuva de projeto, obtida da curva de intensidade-duração freqüência, para um tempo de 5 minutos e recorrência de 10 anos.

M : Área de contribuição da bacia em hectares (ha);

Q_b : Descarga de contribuição da Bacia hidrográfica em l/s;

No cálculo foram utilizados os seguintes valores:

C = 0,30 (Florestas + Campinas) (DNER 1990)

I = 200 mm/hora, utilizado normalmente no Rio de Janeiro;

M = 11,2 Ha, retirado do levantamento topográfico do Estado da Guanabara, realizado em 1961, escala 1:5000 onde verifica-se a contribuição da bacia para o talvegue em estudo, mostrado na Figura VI.6;

Com base nestes números pode-se calcular a vazão total de contribuição:

$$Q_b = 2,78 \times 0,30 \times 200 \times 11,2 = 1868,2 \text{ l/seg}$$

A vazão máxima observada nos drenos sub-horizontais (Figura VI.5) é de 82 l/min, obtida em dezembro de 1991. Para a contribuição desta vazão ao dimensionamento utilizou-se o valor de 100 l/min.

$$Q = 100 \text{ l/min} = 1,67 \text{ l/s, considerado desprezível para o cálculo.}$$

No dimensionamento, a bacia hidrográfica foi dividida em 4 partes, condicionadas pelos divisores d'água intermediários e pela própria extensão da canaleta na área III.

Na Figura VI.6 são mostradas as regiões I, II, IIIa e IIIb, com as respectivas áreas de contribuição.

Área I: 2,6 Ha

Área II: 4,6 Ha

Área IIIa: 2,4 Ha + Área I + Área II = 9,6 Ha

Área IIIb: 9,6 Ha + 1,6 Ha = 11,2 Ha

A divisão da área III em duas partes, justifica-se pela grande extensão da canaleta nesta parte.

O dimensionamento hidráulico da canaleta, foi feito utilizando-se a equação da Continuidade e as fórmulas de BAZIN e CHÉZY, onde por tentativas até convergência define-se as dimensões da canaleta.

$$Q = A \cdot V \quad (\text{Equação da Continuidade})$$

$$K = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}} \quad (\text{Fórmula de BAZIN})$$

$$V = K\sqrt{R}i \quad (\text{Fórmula de CHÉZY})$$

$$R = \frac{A}{P}$$

onde:

Q = Vazão admissível na canaleta, em m^3/s ;

A = Área molhada, em m^2 ;

V = Velocidade de escoamento, em m/s ;

K = Coeficiente de Bazin;

R = Raio Hidráulico em m ;

i = Declividade longitudinal da canaleta, em m/m ;

γ = Coeficiente de Rugosidade, adimensional;

p = Perímetro Molhado, em m ;

No cálculo foram utilizados os seguintes valores:

$\gamma = 0,3$ (Concreto entre liso e poroso);

$V_{adm} = 4,5 \text{ m/s}$, velocidade máxima admissível, para cobertura com concreto de cimento Portland;

Os cálculos foram feitos de tal maneira que as dimensões encontradas para as canaletas, não originassem um regime de fluxo supercrítico. Para seção retangular a altura crítica é definida como:

onde:

$$h_c = 0,467 \times \sqrt{\left(\frac{Q_b}{B}\right)^2}$$

B = largura de base da canaleta, em m;

Q_b = Contribuição da bacia hidrográfica, em m^3/s

VI.3.2 Pré-Dimensionamento

ÁREA I

$$Q_b = 2,78 \times 0,30 \times 200 \times 2,6 = 433,7 \text{ l/seg}$$

Dimensões:

$$B = 0,50\text{m}$$

$$h = 0,55 \text{ (Altura da Canaleta)}$$

$$R = 0,17$$

$$K = 50,4$$

Para $V_{adm} = 4,5\text{m/s}$ temos:

$$i = \left(\frac{4,5}{50,4\sqrt{0,17}} \right)^2 = 4,7\%$$

$$Q = 1237,5 \text{ l/s} > 433,7 \text{ l/s}$$

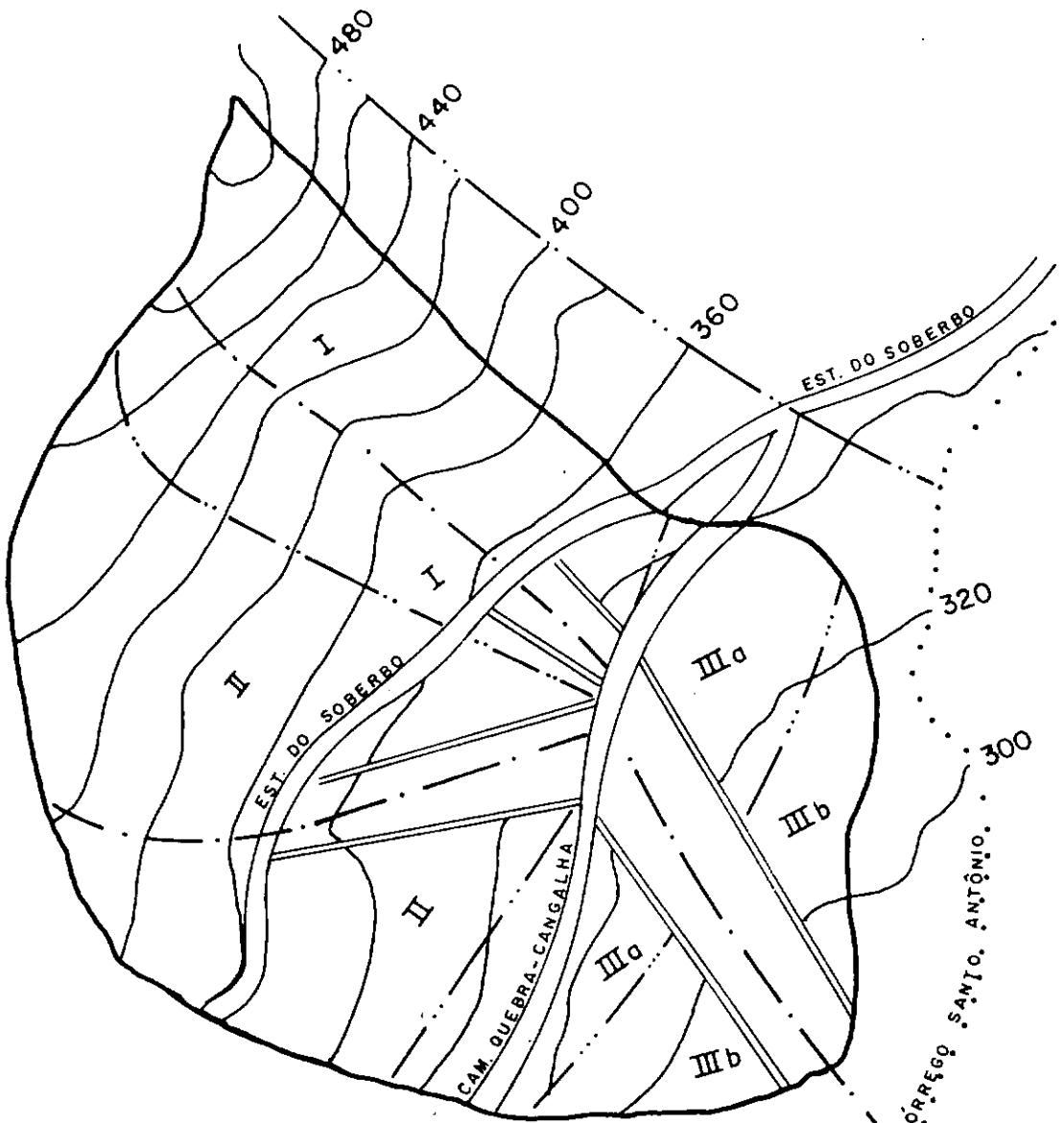
$h_c = 0,41 \text{ m} < 0,50 \text{ m}$ Regime de Fluxo Subcrítico

Em função da declividade natural da encosta neste trecho ser maior que 5%, deverão ser previstos degraus.

As dimensões das canaletas nas áreas II, IIIa e IIIb são apresentadas na Tabela VI.2.

LOCAL	ÁREA (ha)	Q_b (l/seg)	B (m)	h (m)	R	K	i (%)	Regime de Fluxo	Previsão de Degraus
II	4.6	767.3	0.70	0.65	0.23	53.5	3.1	Subcrítico	SIM
IIIa	9.6	1601.3	1.20	0.70	0.32	56.9	2.0	Subcrítico	SIM
IIIb	11.2	1868.2	1.40	0.70	0.35	57.7	1.7	Subcrítico	SIM

TABELA VI.2 DIMENSÕES DAS CANALETAS



LEGENDA:

- LIMITE DE CONTRIBUIÇÃO DA BACIA
- ZONAS DE ESTUDO
- LINHAS DE DRENAGEM
- DIVISOR DE ÁGUAS
- DIVISÃO DA ÁREA III
- CURVAS DE NÍVEL

ESC: 1/3.500

ESCALA GRÁFICA (m)

0 50 100

FIGURA VI.6 BACIA HIDROGRÁFICA

VI.4 OBRAS DE CONTENÇÃO

Conforme descrito no item II.1 , as chuvas catastróficas de fevereiro de 1988 ocasionaram o escorregamento que atingiu a encosta do Soberbo.

A Estrada do Soberbo foi afetada em dois pontos nas zonas A e B, como pode ser visto na Figura III.1. Na zona B, no início da instrumentação, em janeiro de 1990, ainda havia uma pequena passagem de pedestres do que sobrou da estrada neste trecho.

Na fase de implantação da instrumentação foram verificados vários deslizamentos neste local, todos remontantes, sendo que num desses o piezômetro PZ12B foi soterrado. Em função destes deslizamentos esta passagem foi destruída e o acesso de um lado a outro da Estrada do Soberbo passou a ser feito por uma variante localizada a montante, no local onde foi executado o furo PZ9B.

Na zona A, o escorregamento de 1988 danificou uma pequena parte da Estrada do Soberbo, sem impedir o tráfego. Neste trecho a estrada chegou a afundar um pouco, sendo refeita a pavimentação com uma nova camada de asfalto.

VI.4.1 Contenções nas Zonas A e B

As obras iniciaram-se pela zona B, tanto pela gravidade da situação neste trecho, como também porque inicialmente a D.G. não previa a execução de contenções na zona A. Existiam três soluções para conter a continuidade dos deslizamentos na zona B.

A primeira contemplava a construção de um viaduto que restabelecesse o tráfego no seu traçado original. Como medidas auxiliares, iriam ser feitos um tratamento da encosta, através de retaludamento, plantio, canaletas de drenagem, e possivelmente uma estrutura de contenção de pequeno porte.

A segunda sugeria a reconstrução da cortina na posição original, porém desta vez apoiando os painéis atirantados na rocha através de escavação em profundidade, ou com os painéis elevados apoiados em micro-estacas que interligariam a estrutura à rocha de fundação. Seria feito um reaterro à

montante, de grandes proporções, que proporcionaria o restabelecimento do tráfego.

A terceira é uma adaptação da segunda solução, com a diferença de que a reconstrução das estruturas de contenção não seria feita na posição original e sim a montante, de tal maneira que o volume de reaterro fosse bem inferior. Nesta solução o tráfego inicialmente não seria restabelecido, tentando-se mais tarde através de novas obras utilizar a variante que passa pelo furo PZ9B (Fig. III.1).

A solução adotada foi a terceira, com alguns acréscimos durante a fase construtiva. Nesta solução haveria uma economia considerável em relação às outras duas. Na primeira, o custo de construção de um viaduto deste porte para restabelecer uma estrada com volume bem pequeno de tráfego não se justificaria. Na segunda, o volume de reaterro seria muito grande, onerando em muito a obra. A terceira era uma alternativa mais barata, e portanto dentro do orçamento existente na D.G. para a execução desta obra, e deixaria-se para mais adiante o restabelecimento do tráfego na Estrada do Soberbo.

Em relação ao projeto executado pela D.G., a COPPE/UFRJ forneceu os parâmetros geotécnicos para o dimensionamento das estruturas, assim como alertou e notificou a D.G. sobre dois aspectos importantes, e possivelmente causadores da ruptura da cortina em fevereiro de 1988; a drenagem e a fundação das estruturas.

No trabalho de PEDROSA ET ALII (1988), foi relatada a presença de um vazio atrás da cortina ancorada da zona B, existente desde 1983, mostrando o carreamento de material por debaixo da cortina, através do processo de piping.

No Anexo 3, ofício enviado a Diretoria de Geotécnica em setembro de 1991, é alertado sobre a inexistência de drenagem na cortina ancorada: "A drenagem das estruturas de contenção deve ser feita imediatamente, pois as mesmas se localizam nos talvegues, regiões de concentração das águas superficiais e subterrâneas; a proximidade do verão, época do ano onde ocorrem as maiores precipitações pluviométricas, coloca em risco as obras de contenção."

Neste ofício tentou-se mostrar as consequências de se persistir no mesmo erro anterior e não se executar uma drenagem eficiente da cortina ancorada.

Na Foto VI.4 verifica-se em detalhe o estado dos tirantes remanescentes da cortina ancorada e o talude formado com os deslizamentos remontantes.

Antes do início da execução das estruturas de contenção, foram tomadas medidas para contenção do movimento remontante. Primeiramente foi colocado um grande toldo de plástico para conter a erosão superficial, mostrado na Foto VI.5. Durante a fase construtiva, à montante da Estrada do Soberbo, onde existia uma parte deste toldo, foi lançada uma nata de cimento, funcionando como proteção superficial contra erosão.



FOTO VI.4 TALUDE E TIRANTES REMANESCENTES DO ESCORREGAMENTO



FOTO VI.5 TALUDE COBERTO COM TOLDÔ DE PLÁSTICO - ZONA B

A estrutura de contenção foi feita em partes. Inicialmente foi construído um muro de peso que serviria como uma estrutura auxiliar de contenção. A partir daí, foi feito um "paliteiro" de micro-estacas que atingiam a rocha sã. Sobre este "paliteiro" foi construída a cortina ancorada com quatro níveis de tirantes. Na Foto VI.6 é mostrada em detalhe a cortina ancorada na fase de construção, e na Foto VI.7 verifica-se a estrutura já concluída. A Figura VI.7 apresenta a solução adotada na zona B.

O projeto de drenagem da cortina ancorada seria executado através de drenos profundos, construídos em forma de "leque", que perfurariam a rocha em sua extremidade. Até o mês de abril/1993 foram executados poucos drenos profundos, fato preocupante diante das rupturas já ocorridas.



FOTO VI.6 DETALHE DA CORTINA ANCORADA - ZONA B

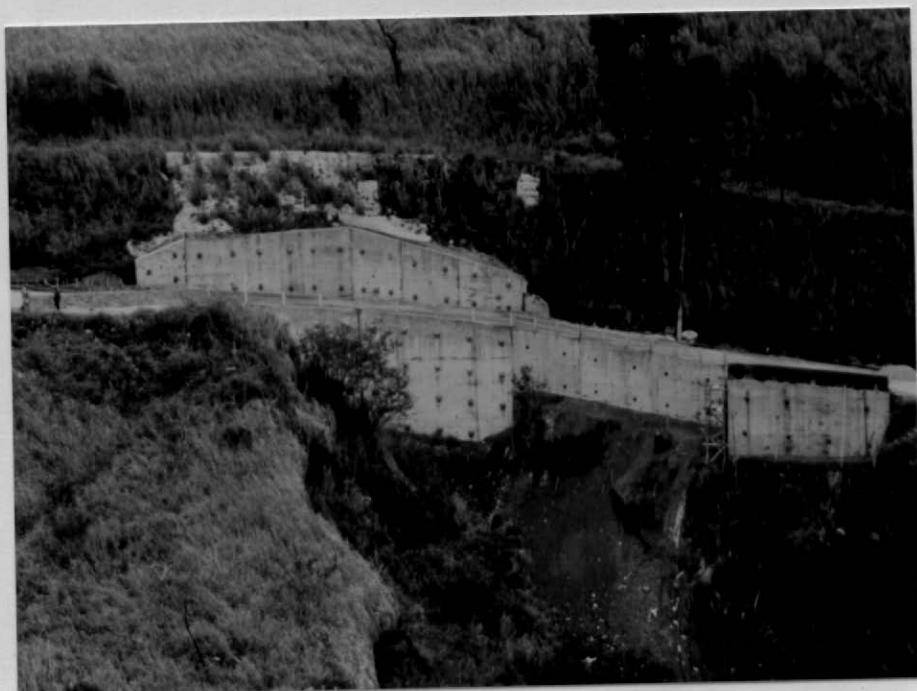


FIGURA VI.7 CORTINA ANCORADA CONCLUÍDA - ZONA B

Posteriormente para o restabelecimento do tráfego, onde havia nata de cimento para a proteção superficial, foi construída uma pequena cortina ancorada à montante da Estrada do Soberbo, e assim o acesso foi liberado.

Neste momento a D.G. optou pela execução de uma cortina ancorada, na zona A entre o furo PZ2A e a Estrada do Soberbo, mostrada na Foto VI.8. Esta obra serviu para garantir o tráfego neste trecho e impedir que, ao longo do tempo, o processo de erosão superficial ou até mesmo uma chuva de grande intensidade acabasse de ruir a Estrada do Soberbo neste trecho. A Figura VI.8 apresenta os detalhes da solução executada na zona A. Verifica-se a inexistência de drenos profundos, o que pode comprometer a estabilidade da estrutura.



FOTO VI.8 CORTINA ANCORADA - ZONA A

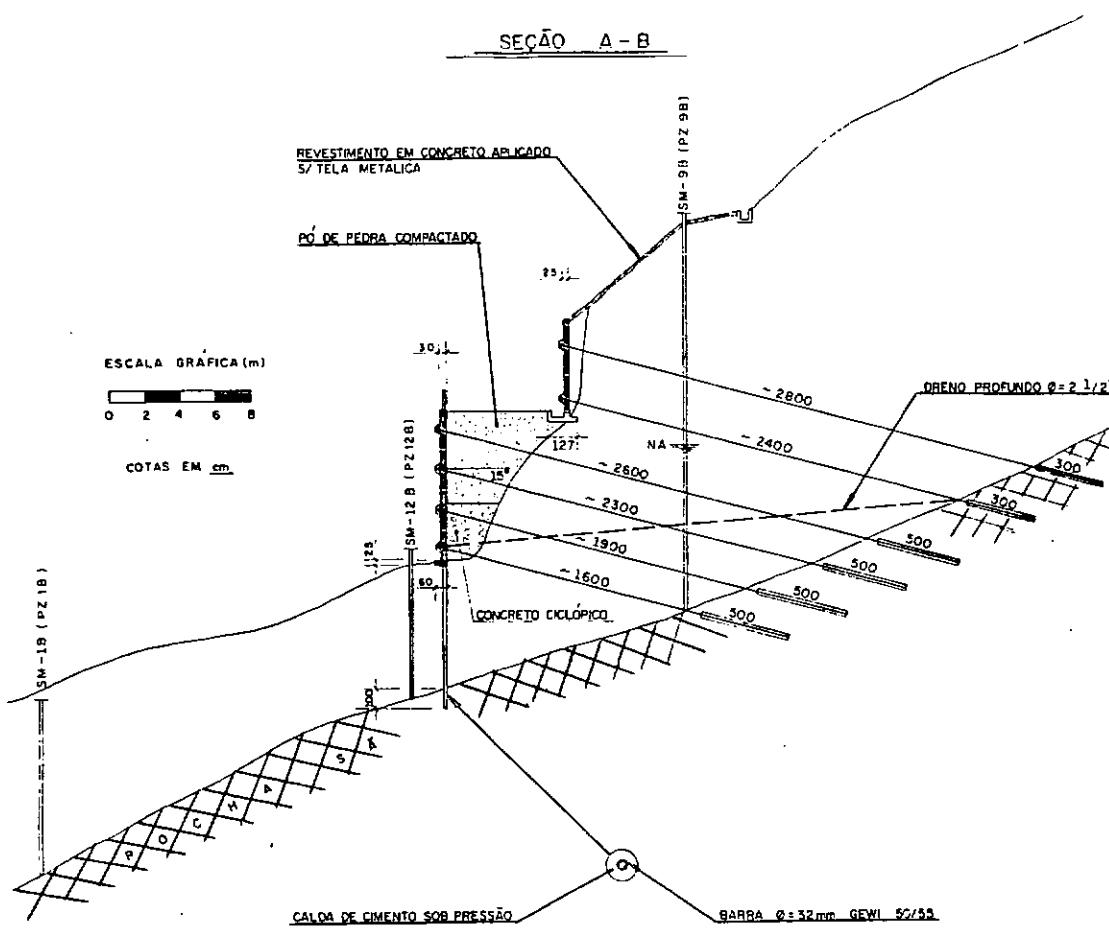
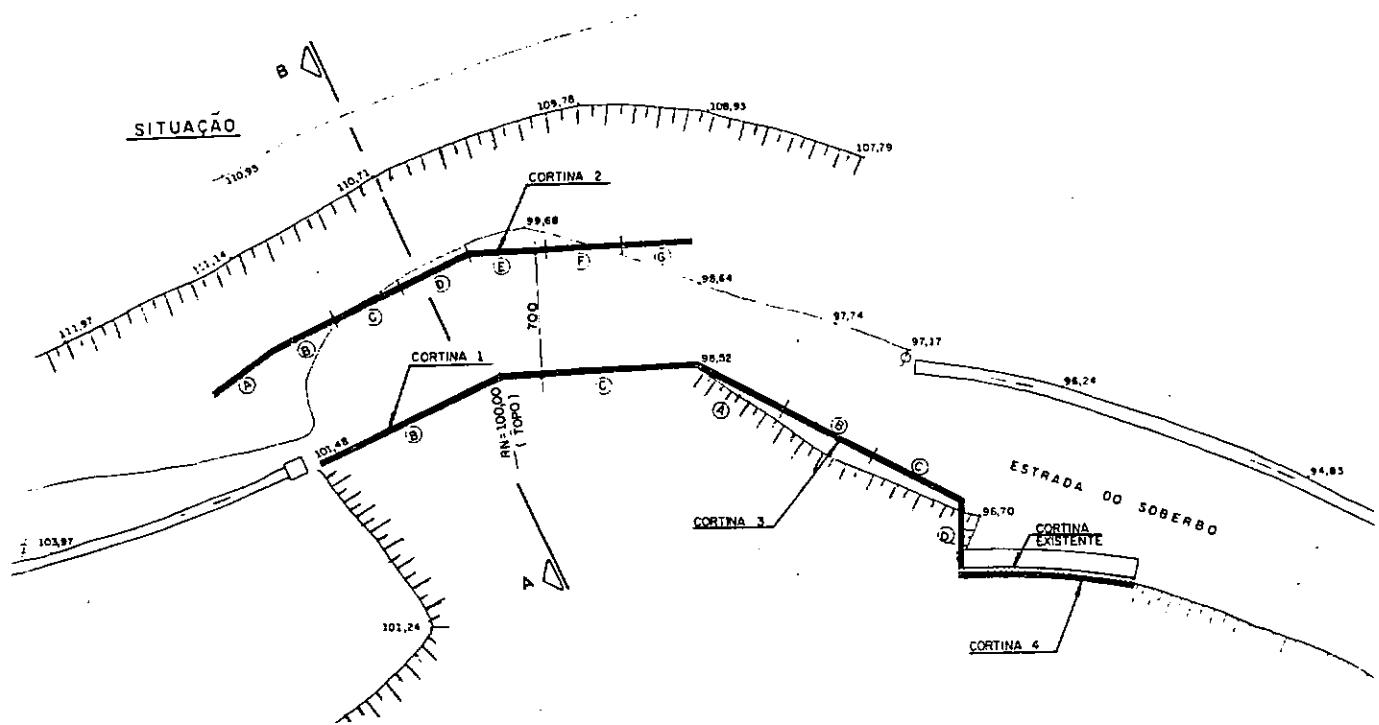
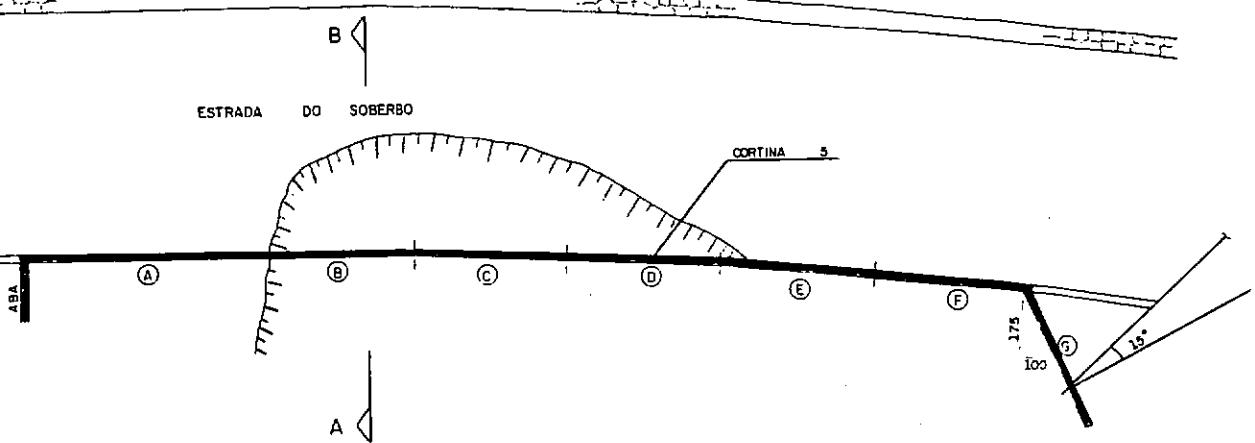


FIGURA VI.7 SOLUÇÃO ADOTADA - ZONA B

SITUAÇÃO



139

SEÇÃO A - B

ESCALA GRÁFICA (m)
0 1 2 3 4

COTAS EM cm.

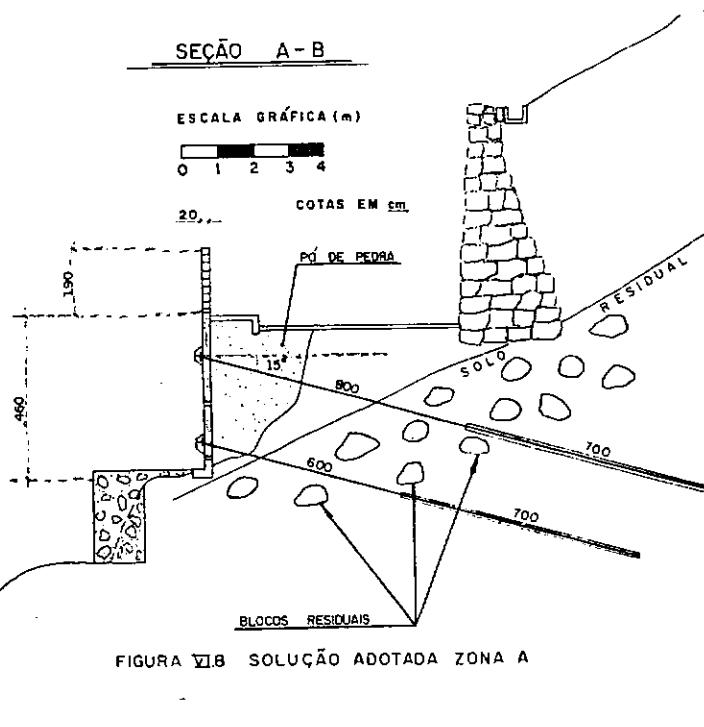


FIGURA VI.8 SOLUÇÃO ADOTADA ZONA A

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

VII.1 CONCLUSÕES

Ao longo desta tese foi apresentada uma grande quantidade de informações, relativas aos dois anos de instrumentação executados na encosta do Soberbo. A partir da análise dessas informações pode-se chegar a várias conclusões sob o estudo executado e sugerir linhas de pesquisa que dêem continuidade ao trabalho ou supram qualquer deficiência em relação a pesquisa feita. Entre as conclusões obtidas são citadas abaixo as de maior importância:

- A utilização de piezômetros Casagrande foi uma escolha acertada para a campanha de instrumentação executada. As variações dos níveis piezométricos foram compatíveis com a intensidade pluviométrica e com a permeabilidade do solo, entre 10^{-2} cm/s e 10^{-5} cm/s.

- Deverão ser instalados piezômetros de maior acurácia, uma vez que foram deitas obras de estabilização em toda a encosta, e a possibilidade de rompimento dos tubos tornou-se bem menor, podendo-se então utilizar equipamentos mais caros, como piezômetros dotados de transdutores de pressão com leitura contínua e automática.

- A permeabilidade do solo residual, 10^{-4} cm/s, mostrou-se mais homogênea do que a do solo coluvionar que variou entre 10^{-2} cm/s e 10^{-5} cm/s.

- Na execução da 1^a leitura do inclinômetro deverão ser utilizados dois aparelhos distintos, por que no caso da quebra do aparelho utilizado durante as medições prossegue-se a leitura com o 2º equipamento sem interrupção de dados.

- É necessário a utilização de um torpedo "cego" em cada medição dos tubos de inclinômetro, para não se correr o risco de se prender o torpedo original no interior do tubo guia devido a deslocamentos excessivos.

- A utilização de inclinômetros sem vedação entre as hastes não é recomendável para a encosta do Soberbo, pois foi verificada a presença de solo no interior dos tubos.

-É importante a instalação de um pluviógrafo de leitura diária no local reservado para o mesmo, conforme Figura III.11, assim como a continuação das leituras na estação do Soberbo, paralisadas em fevereiro de 1992.

-As diferenças de intensidade pluviométrica obtidas entre as Estações do Soberbo e Capela Mayrink (SERLA), embora sejam próximas, justificam a instalação de um pluviômetro ou pluviógrafo na realização de obras de estabilização deste porte.

- Houve uma boa concordância obtida do gráfico de GUIDICINI E IWASA (1977) com os escorregamentos ocorridos na encosta do Soberbo; chuvas acumuladas mostram ser mais importantes do que chuvas diárias, para previsão de escorregamentos, no caso do Soberbo.

- No furo PZ1A onde não se conseguiu atingir a pressão manométrica do Ensaio de Perda D'água seria interessante a realização de um ensaio TRH, para identificação precisa do trecho fraturado.

- Nos trechos onde a rocha estava muito fraturada, os ensaios de perda d'água não puderam ser realizados devido à impossibilidade de obturação.

- A superfície de ruptura tem como limite o contato colúvio/solo residual, como pode ser observado nos deslocamentos dos inclinômetros e na quebra dos piezômetros.

- O acréscimo de espessura da camada coluvionar devido ao escorregamento de 1988 fez com que os movimentos da encosta do Soberbo acelerassem significativamente, para chuvas de mesma intensidade, comparados com os valores obtidos em 1987 por PEDROSA ET ALLI (1988).

- O movimento da encosta é remontante, originando-se nas zonas C e D onde o artesianismo é intenso (Fig. IV.27). A zona A apresenta-se estável e o seu deslocamento ocorre quando há movimentação excessiva nas zonas B, C e D.

- O mapeamento geológico da encosta foi fundamental para o entendimento do mecanismo de movimentação da encosta. Os diques de diabásio represaram as águas, criando zonas de artesianismo, com poro-pressões elevadas e elevação do peso do solo, originando as regiões de maior movimentação da encosta. Na zona B (Fig. III.1) estes diques direcionam o fluxo ao longo da encosta.

- A utilização de drenos profundos como medida emergencial de redução dos movimentos mostrou ser eficiente, indicando que neste caso qualquer medida permanente de estabilização está relacionada com uma drenagem eficiente das águas subterrâneas.

- A drenagem eficiente das obras de contenção executadas e a ligação do elemento estrutural com a rocha de fundação através de micro estacas garantem à estrutura a segurança que não havia nas obras executadas anteriormente.

- Deverá ser prevista a manutenção dos drenos profundos, levando-se em conta também a possibilidade de colmatação dos drenos pela presença de óxidos de ferro no solo residual.

VII.2 SUGESTÕES

- Os resultados encontrados por SILVEIRA (1993), através dos ensaios de Ring Shear, mostraram que o solo existente nas descontinuidades apresentam resistências sensivelmente menores que o solo residual circundante, justificando por isso um estudo mais detalhado, tanto através de ensaios como através de estudos geológicos, para definir até que ponto estes valores podem contribuir para explicar os movimentos da encosta de Soberbo.

- Deverão ser feitos estudos de estabilidade mais detalhados, levando em conta todos os dados coletados e que viessem ainda a ser coletados.

- O estudo de ciclagem de poro-pressão com as estações do ano deve ser intensificado. No caso do Soberbo a alta intensidade pluviométrica durante as estações chuvosas é um fator de alteração brusca de poro-pressão entre as estações do ano.

- Realização de um poço de escavação para retirada de amostra indeformada de solo coluvionar na região de grande movimentação da encosta e comparação dos resultados de ensaios de laboratório com os executados nas amostras de colúvio antigo (PZ1A, Fig. III.1).

- Utilização de piezômetros de máxima, que registram os maiores valores de poro-pressão, num certo período de medição. Este equipamento é descrito no trabalho de ANDRADE (1990).

- As estações de instrumentação deverão ser reimplantadas, agora em menor escala, de tal maneira que se abranja toda a encosta. Sugere-se que se reinstalem as seguintes estações: PZ1B, S2B, S1C e S1D (Figura III.1).

- Um acompanhamento das variações de poro-pressão, intensidade pluviométrica e vazão dos drenos, de tal maneira que se correlacionem estes índices para previsão de reativação dos movimentos e verificação da eficiência

- Estudo sobre índices pluviométricos indicativos de risco iminente para as encostas do Rio de Janeiro.

- Realização de drenagem eficiente nas estruturas de contenção devido as rupturas já ocorridas.

REFEÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

- A.B.G.E. (1975), "Ensaios de Perda D'água sob Pressão", Boletim N ° 02, 52 pp.
- A.B.G.E. (1981), "Ensaios de Permeabilidade em Solos - Orientações para sua Execução no Campo", Boletim N ° 04, 37 pp.
- ABRAMENTO, M. E CARVALHO, C. S. (1989), "Geotechnical Parameters for the Study of Natural Slopes Instabilization at Serra do Mar", Proc. 12th ICOSOMEFE, Rio de Janeiro, Vol. 3, pp. 1559-1602.
- AMARAL, C. E PORTO, R. (1991), "Geologia da Região do Soberbo", Publicação Interna, Diretoria de Geotécnica da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro.
- ANDRADE, M. H. N. de(1990), "Retroanálise do Escorregamento da Encosta do Cactário, Jardim Botânico: Mecanismos de Ruptura", Tese de Mestrado, PUC/RJ.
- BARATA, F. E. (1968), "Processos Correntes de Estabilização de Encostas", Curso de Extensão Universitária sobre Construção em Encostas, UFRJ, TOMO II.
- BARATA, F. E. (1969), "Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro", Proc. 7th ICOSOMEFE, México, Vol.2, pp. 507-516.
- BARATA, F. E.(1985), "Técnicas Recentes de Estabilização de Encostas", Mesa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas, Relizada no Clube de Engenharia /RJ pp. VI-1-VI-13 .
- BARATA, F. E. EDANZIGER, F. A. B. (1981), "Design of Slopes in Residual Soils by an Allowable Strain Method", Proc. 10th ICOSOMEFE, Stockholm.

BARATA, F. E. E OLIVEIRA, D. R. de (1975), "Medição de Movimentos de Profundidade de Encostas Naturais", Anais do Simpósio sobre Instrumentação de Campo em Engenharia de Solos e Fundações, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Vol. 1, pp. 259-268.

BARROS, W. T., BOGOSSIAN, F., LOPES, P. C. C. (1992), "O Escorregamento do Soberbo", Publicado no 1º COBRAE, Rio de Janeiro, pela SMO-FUNDAÇÃO GEO-RIO (Ex-Diretoria de Geotécnica).

BHANDARI, R. K. (1989), "Control of Landslides and Instrumentation", Proc. 12th ICOSOMEFE, Rio de Janeiro, General Report, Technical Session: 21, pp. 1-16.

BIANCO, B. E RODIO, S. P. A. (1988), "Landslides Stabilization by Means of Drainage Tunnels in Central Italy", Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Vol.2, pp. 857-862.

BORGES, M. S. N. (1986), "Contribuição ao Estudo da Drenagem Interna de Taludes em Regiões Tropicais", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.

BORGES, M. S. N. E LACERDA, W. A. (1986), "Sobre a Drenagem Interna de Taludes de Corte e Aterro", Anais do 8º COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol. 5, pp. 17-33.

BRAND, E. W., PREMCHITT, J. E PHILLIPSON, H. B. (1984), "Relationship Between Rainfall and Landslide in Hong Kong", Proc. 4th International Symposium on Landslides, Toronto, Vol. 1, pp. 377-384.

BURGESS, P. J. (1983), "Insitu Permeability Testing in Soil and Rock", Insitu Testing for Soil Investigation, Ed. M. C. Ervin, Balkema.

CAMPBELL, R. H. (1975), "Soil Slips, Debris Flows, and Rainstorms in Santa Monica Mountains and Vicinity, Southern California", U. S. Geological Survey, Prof. Paper 851, 55pp.

- CANUTI, P., FOCARDI, P. E GARZONIO, C. A. (1985), "Correlation Between Rainfall and Landslides", Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Paris, N° 32, pp. 49-54.
- CARDIA, R. J. R. (1990), "Deficiências de Inclinômetros e Metodologia de Instalação", Anais do Simpósio Sobre Instrumentação Geotécnica de Campo, Rio de Janeiro, pp. 179-188.
- CARVALHO, C. S. (1990), "Infiltração de Encostas na Serra do Mar", Anais do 6º CBGE / 9º COBRAMSEF, Salvador, Vol 1, pp. 379-385.
- C.N.Pq. (1967), "Os Movimentos de Encosta no Estado da Guanabara e Regiões Circunvizinhas", Relatório da Comissão de Especialistas, 131pp.
- COELHO NETO, A. L. (1985), "Surface Hydrology and Erosion in a Tropical Mountainous Rainforest Drainage Basin Rio de Janeiro", Tese PhD, Katholieke Universiteit Leuven Fakulteit der Wetenschappen Departement Geografie-Geologie, Belgie.
- COSTA NUNES, A. J. (1969), "Landslides in Soils of Decomposed Rock Due to Intense Rainstorms", Proc. 7º ICOSOMEFE, México, Vol.2, pp. 547-554.
- COSTA NUNES, A. J. (1973), "Fatores Climatológicos e Climáticos na Estabilidade de Taludes de Estradas", Revista Latino-Americana de Geotecnia, Vol. 1, N° 3, pp. 191-223
- COSTA NUNES, A. J. (1986), "Formação, Classificação e Comportamento de Depósitos de Encosta no Sudeste Brasileiro - Estabilização de Taludes nas Encostas da Serra do Mar" , Anais do 8º COBRAMSEF, Porto Alegre.
- COSTA NUNES, A. J. E BARATA, F. E. (1968), "Escorregamento e Outros Acidentes na Encosta da Guanabara", Curso de Extensão Universitária sobre Construção em Encostas, UFRJ, Tomo II.

- COSTA NUNES, A. J., FONSECA, A. M. M. C. C. E BOCK, E. I. (1967), "Urbanização Crescente Agrava Deslizamentos na Guanabara", Revista "O Dirigente Construtor", Vol.3, Nº6, pp. 8-18.
- COSTA NUNES, A. J., FONSECA, A. M. M. C. C., FERNANDES, C. E. M. E CRAIZER W. (1989), "Intense Rainstorms and Ground Slides", Proc 12th ICOSOMEFE, Vol.3, pp. 1627-1630.
- DEERE, D. U. E PATTON, F. D. (1971), "Slope in Residual Soils", State of the Art Paper, Proc. 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering, Porto Rico, Vol. 1, pp. 87-170.
- D.N.E.R. (1990), "Manual de Drenagem de Rodovias", Rio de Janeiro, 414pp.
- ENDO, T. (1970), "Probable Distribution of the Amount of Rainfall Causing Landslides", Reimpressão de Annual Report of the Hokkaido Branch Government Forest Experimentation Station, Sapporo, Japão, pp.123-136.
- EYLES, R. J. (1979), "Slip Triggering Rainfalls in Wellington City, New Zeland", New Zeland Journal Science (22), pp. 117-121.
- FONSECA, A. M. M. C. C. (1969a), "Apresentação Esquemática dos Tipos de Soluções Adotadas nas Encostas do Estado da Guanabara pelo Instituto de Geotecnica", Anais da 1^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, Associação Paulista de Geologia Aplicada, Vol. 1, Tema 2, 21 pp.
- FONSECA, A. M. M. C. C. (1969b), "Relato sobre Causas e Problemas das Encostas da Guanabara", Anais da 1^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, Vol. 1, pp. IV.1-IV.10.
- FONSECA, A. M. M. C. C. (1974), "Obras de Contenção das Encostas do Estado da Guanabara, Análise dos Problemas, Desempenho e Eficiêncie das Soluções", Anais do 5º COBRAMSEF, São Paulo, V.1, Tema 3, pp. 413-427.

FONSECA, A. M. M. C. C. ET ALII (1966), "Os Aguaceiros e as Encostas da Guanabara", Superintendência de Urbanização e Saneamento, pp. 75-76.

FONSECA, A. M. M. C. C. e LORENZONI, C. (1969), "Estabilidade de Talude de Solo em Fase Inicial de Rotura", Anais da 1^a Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, Associação Paulista de Geologia Aplicada, Vol.1, Tema 2, 17 pp.

FONSECA, A. M. M. C. C., QUEIROZ, P. E. S. E SILVA, M. C. M. (1982), "Estabilização de Encosta de "Talus" em Área Urbana", Anais do 7º COBRAMSEF, Recife, Vol. 1, pp. 41-58.

GOVI, M. (1976), "Laboratorio di Ricercaper la Protezione Idrogeologia nel Bacino Padano", Attivita Scientifica Svolta Nel 1975, C.N.R., Roma.

GUIDICINI, G. (1982), "Levantamento Bibliográfico Sobre Estabilidade de Taludes", Anais do 7º COBRAMSEF, Recife.

GUIDICINI, G. E IWASA, O. Y. (1976), "Ensaio de Correlação entre Pluviosidade e Escorregamento em Meio Tropical Úmido". Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S/A, n°1080, pp. 1-48.

GUSMÃO FILHO, J. A., JUCÁ, J. F. T. E SILVA, J. M. J. (1986), "Mecanismos dos Movimentos dos Morros de Olinda", Anais do 8º COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol. 5, pp. 135-149.

HEINE, U. H. R. N. (1986), "Características Geológico-Geotécnicas das Encostas do Rio de Janeiro", Revista SEAERJ, Ano XV, N° 20, pp. 11-14.

HUTCHINSON, J. N. (1977), "Assessment of the Effectiveness of Corrective Measures in Relation to Geological Conditions and Types of Slope Movement", Bulletin of the International Association of Engineering Geology, KREFELD, N° 16, pp. 131-155.

- JONES, F., O. (1973), "Landslides of Rio de Janeiro and Serra das Araras Escarpment, Brazil", U. S. Geological Survey Professional, Paper 697, Washington, D. C., 42 pp.
- LACERDA, W. A. (1966), "A Estabilização de um Aterro a Meia Encosta", Anais do 3º COBRAMSEF, Belo Horizonte, Vol VI, pp. 1-31.
- LACERDA, W. A. (1967), "Algumas Considerações Sobre a Aplicação dos Drenos Horizontais em Taludes de Solo Residual e sobre a Observação dos Movimentos de Taludes em Profundidade", Anais do Simpósio Sobre Proteção Contra Calamidades Públicas, Rio de Janeiro, 8pp.
- LACERDA, W. A. (1985), "Casos de Escorregamentos em Encostas Coluviais em Regiões Tropicais", Anais do Colóquio sobre Solos Tropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, pp. 211--234.
- LACERDA, W. A. (1986), "Obras de Terra : barragens, obras viárias e pavimentos, obras especiais e obras de arrimo, desempenho e acidentes", Anais do 8 º COBRAMSEF, Porto Alegre, Vol.7, pp. 47-69.
- LACERDA, W. A. (1989a), "Estabilidade de Encostas Naturais e Estruturas de Retenção", Anais do 2º Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e Suas Aplicações em Engenharia Civil, Porto Alegre, CPGE/UFRGS, pp. 201-217.
- LACERDA, W. A. (1989b), "Fatigue of Residual Soils Due to Cyclic Pore Pressure Variation", Proc. 12th ICOSOMEFE, Vol, IV (no prebo) Rio de Janeiro.
- LACERDA, W. A. (1991), "Mass Moviment in Tropical Soils", Proc. da IX Conferência Panamericana de Mecânica dos Solos.
- LACERDA, W. A. E SANDRONI, S. S. (1985), "Movimentos de Massas Coluviais", Mesa Redonda sobre Aspectos Geotécnicos de Encostas, Rio de Janeiro, Theme III, pp. 1-19.

- LACERDA, W. A. E SCHILLING, G. H. (1992), "Rain Induced Creep-Rupture of Soberbo Road Landslide", Proc. 6th International Symposium on Landslides, New Zeland, Vol. 1, pp.145-152.
- LIMA, M. J. C. P. A. (1979), "Prospecção Geotécnica do Sub-Solo", Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 104 pp.
- LIMA, S. P. E COSTA FILHO, L. M. (1990), "Escorregamento de Taludes na Serra do Mar - Metodologia de Análise e Estabilização", Anais do 9º COBRAMSEF, Salvador, Vol.I, pp. 395-401.
- LUMB, P. (1975), "Slope Failure in Hong Kong", Quaterly Journal of Engineering Geology, Vol.8, pp. 31-65.
- LUMB, P. (1962), "The Properties of Decomposed Granite", Géotechnique, Vol. XII, N ° 3.
- MELLO, V. F. B. (1979), "Apreciações sobre a Engenharia de Solos Aplicável a Solos Residuais", Tradução n° 09 da ABGE, (Proc. 3rd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Hong Kong ,1972).
- MOREIRA, J. E. (1974), "Estabilidade de Taludes de Solos Residuais de Granito e Gnaisse", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- MORGENSTERN, N. R. E MATOS, M. M. (1975), "Estabilidade de Taludes em Solos Residuais". Proc. 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Argentina, Vol. 3, pp. 367-383.
- NIELSEN, T. H. E TURNER, B. L. (1975), "Influence of Rainfall and Ancient Landslides Deposits on Recent Landslides", Geological Survey Bulletin (1388), U. S. Department of the Interior, Washington, 18 pp.

- NIELSEN, T. H., TAYLOR, F. A., E BRABB, E. E. (1976), "Recent Landslides in Alameda County, California (1940-71): an Estimate of Economic Losses and Correlation with Slope, Rainfall and Ancient Landslides Deposits", U. S. Geological Survey Bull, 1398.
- NONVEILLER, E. (1981), "Efficiency of Horizontal Drains on Slope Stability", Proc. 10th ICOSOMEFE, Stockholm, Vol. 3, pp. 495-500.
- KENNEY, T. C., PAZIN, M. E CHOI, W. S. (1977), "Design of Horizontal Drains for Soil Slopes", Journal of the Geotechnical Engineering Divison, Proc. ASCE, Vol. 103, N° GT11, pp. 1311-1323.
- PALKANIS, R. E LUTMAN, T., (1985), "Horizontal Drains: a Stabilizing for teh Malibu Area", Geotechnical News, Canadian Geotechnical Society, Vol. 3, N° 4, Dec., pp. 27-28.
- PATTON, F. D. E HENDRON JR., A. J. (1974), "General Report on Mass Moviments", Proc. 2nd International Congress of the International Association of Engineering Geology, São Paulo, Vol. 2, pp. V-GR.1-57.
- PEDROSA, M. G. A., SOARES, M. M. E LACERDA, W.A.(1988), "Mechanism of Moviments in Colluvial Slopes in Rio de Janeiro", Proc. 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, Vol. 2, pp. 1211-1216.
- RAMOS, M. O. (1991), "Instrumentação e Análise de Escorregamento em Solo Residual Ocorrido na Rua Licurgo - Rio de Janeiro", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- RODRIGUES, R. (1992), "Características Geológicas e Geotécnicas Intervenientes na Estabilidade de Massas Coluviais da Serra do Cubatão - SP", Tese de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos.

- ROSA, A. C. E LACERDA, W. A. (1988), "A Catástrofe Ocorrida em Fevereiro no Município do Rio de Janeiro", Conferência no Clube de Engenharia.
- SANDRONI, S. S. (1982), "Previsão de Comportamento de Taludes, Examinadas a Partir de Casos Históricos", Anais do 7º COBRAMSEF, Recife, Vol. 7, pp. 74-97.
- SANDRONI, S. S., LACERDA, W. A. E BRANT, J. R. T. (1992), "Instrumentação de Encosta Antes, Durante e Depois da Instalação de Drenos Horizontais Profundos, Angra dos Reis, R.J.", Anais do 1º COBRAE, Vol.1, pp. 327-345.
- SANTOS JUNIOR, O. F. (1993), Comunicação Pessoal
- SCHILLING, G. H., LACERDA, W. A. E BARROS, W. T. (1992), "Instrumentação da Encosta do Soberbo", Anais do 1º COBRAE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 307-325.
- S.E.R.L.A. (1988), "Avaliação das Precipitações Pluviométricas de Fevereiro de 1988 nos Municípios do Rio de Janeiro", Publicação da Divisão de Hidrologia.
- SILVEIRA, G. C. (1993), "Características Geomecânicas dos Solos Residuais e Coluvionares do Escorregamento na Estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista, R. J.", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ.
- SKEMPTON, A. W. E HUTCHINSON, J. (1969), "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations", Proc. of 7th ICOSMFE, México, State-of-the-art, pp. 291-340.
- SWEENEY, D. J. E ROBERTSON, P. K. (1982), "Slope Stability in Residual Soils in Hong Kong", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, pp. 521-525.

- TATIZANA, C., OGURA, A. T., CERRI, L. E. da S. E ROCHA, M. C. M. (1987), "Análise de correlação entre chuvas e escorregamentos na Serra do Mar, Município de Cubatão", Anais do 5º CBGE, São Paulo, Vol.2, pp. 225-236.
- TEIXEIRA, A. H. E KANJI, M. A., (1970), "Estabilização do Escorregamento da Encosta da Serra do Mar na Área da Cota 500 da Via Anchieta", Anais do 4º COBRAMSEF, Rio de Janeiro, Vol. 1, TOMO I, pp. IV.33-IV.53.
- TERZAGHI, K. (1950), "Mechanism of Landslides", Tradução "Mecanismo de Escorregamento de Terra", de Ernesto Pichler, Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico, São Paulo, 1967, 41 pp.
- VARGAS, M. (1966), "Escorregamentos na Serra do Mar e Santos", Anais do 3º COBRAMSEF, Belo Horizonte.
- VARGAS, M. (1967), "Estabilização de Taludes: Deslizamentos Apontam Soluções", Revista "O Dirigente Construtor".
- VARGAS, M. (1971a), "Geotecnia dos Solos Residuais", Revista Latino Americana de Geotecnia, nº1, pp. 20-41.
- VARGAS, M. (1971b), "Effect on Rainfall and Ground Water Levels", Proc. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Porto Rico, York, pp. 138-141.
- VARGAS JR., E., OLIVEIRA, A. R. B., COSTA FILHO, L. M. E CAMPOS, L. E. P. (1986), "A Study of the Relationship Between the Stability of Slopes in Residual Soils and Rain Intensity", International Symposium on Environmental Geotechnology, Leigh, pp. 491-500.
- WERNECK, M. L. G. (1975), "Análise de Medições Efetuadas com um Inclinômetro - Wilson 200-B", Anais do Simpósio sobre Instrumentação de Campo em Engenharia de Solos e Fundações, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Vol. 1, pp. 281-301.

- WOLLE, C. M. (1980), "Taludes Naturais - Mecanismos de Instabilização e Critérios de Segurança", Tese de Mestrado, EPUSP, São Paulo.
- WOLLE, C. M. (1982), "Estabilização de Taludes: A Importância do Entendimento Fenomenológico e da Escolha das Soluções Adequadas", Anais 7º COBRAMSEF, Recife, Pernambuco, Vol. VII, pp. 48-62.
- WOLLE, C. M. (1985), "Estabilidade de Encostas Naturais em Solos Tropicais", Anais do Colóquio Solos Tropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, pp. 37-66.
- WOLLE, C. M. (1990), "Efeito Tridimensional nos Escorregamentos Translacionais da Serra do Mar", Anais do 6º CBGE/9º COBRAMSEF, Salvador, Vol. 1, pp. 403-410.
- WOLLE, C. M. E HACHICH, W. (1989), "Rain-Induced Landslides in Southeastern Brazil", Proc. 7º ICOSOMEFE, Rio de Janeiro, Vol. 3, pp. 1639-1644.

ANEXO 1

BOLETINS DE SONDAGENS

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA				SONDAGEM: SM-3A	Início : 15.03.90 Término: 21.03.90			
		PÉS: 65 kg	AMOSTRADOR $\varnothing 3,49\text{cm}$	ALTURA DE QUEDA: 75 cm	Ø 5,08 cm					
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO	N.º DE GOLPES /30 cm	GRAFICO DO N.º DE GOLPES /30 cm	PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS					
		INICIAIS AMOSTRA FINAIS	INICIAIS FINAIS							
		10 20 30 40	10 20 30 40							
+350		1		1,00	Aterro de silte pouco argiloso, com pedregulhos, micáceo, cinza.					
		5 2 4	4	3,05	Siltoso arenoso, com pedregulhos, mica, cinza, fofo.					
		4 3 3		5,00	muito compacto.					
		30/5 4		6,50	Granito são, ocasionalmente fraturado, coerente.					
		0		9,50	Granito são, pouco fraturado, coerente.					
+325		100 100	100 1		Granito são, ocasionalmente fraturado, coerente.					
		100 NX	58 3							
		100 100	100 1							
		100 100	100 1							
					Limite da sondagem.					
PROFOUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		RECUPERAÇÃO (%)	Ø DA COROA (%)	20 40 60 80 (%) DE RECUPERAÇÃO N = N.º DE FRAGMENTOS POR METRO DE MANOBRA						
O DATA	MEDIDA	ROD (%)	COROA (%)	N (%)						
19.03	3,50			TOS POR METRO DE MANOBRA						
21.03	7,40									
ROTATIVA										

OBS.: Instalação de picômetro duplo.

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA					SONDAGEM: SM-4A	Início : 21.03.90 Terreno: 22.03.90
		PESO: 65 kg	AMOSTRADOR	Ø 3,49cm	Ø 5,08cm			
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTI- MENTO Ø	N.º DE GOLPES /30 cm		GRÁFICO DO N.º DE GOLPES /30 cm		PROFUN- DI DADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	
		INICIAIS	AMOS- TRA	FINAIS				
					— INICIAIS --- FINAIS			
					10 20 30 40			
+5,50								Solo
+5,29								
+5,28								
+5,27								
+5,26								
+5,25								
+5,24								
+5,23								
+5,22								
+5,21								
+5,20								
+5,19								
+5,18								
+5,17								
+5,16								
+5,15								
+5,14								
+5,13								
+5,12								
+5,11								
+5,10								
+5,09								
+5,08								
+5,07								
+5,06								
+5,05								
+5,04								
+5,03								
+5,02								
+5,01								
+5,00								
+4,99								
+4,98								
+4,97								
+4,96								
+4,95								
+4,94								
+4,93								
+4,92								
+4,91								
+4,90								
+4,89								
+4,88								
+4,87								
+4,86								
+4,85								
+4,84								
+4,83								
+4,82								
+4,81								
+4,80								
+4,79								
+4,78								
+4,77								
+4,76								
+4,75								
+4,74								
+4,73								
+4,72								
+4,71								
+4,70								
+4,69								
+4,68								
+4,67								
+4,66								
+4,65								
+4,64								
+4,63								
+4,62								
+4,61								
+4,60								
+4,59								
+4,58								
+4,57								
+4,56								
+4,55								
+4,54								
+4,53								
+4,52								
+4,51								
+4,50								
+4,49								
+4,48								
+4,47								
+4,46								
+4,45								
+4,44								
+4,43								
+4,42								
+4,41								
+4,40								
+4,39								
+4,38								
+4,37								
+4,36								
+4,35								
+4,34								
+4,33								
+4,32								
+4,31								
+4,30								
+4,29								
+4,28								
+4,27								
+4,26								
+4,25								
+4,24								
+4,23								
+4,22								
+4,21								
+4,20								
+4,19								
+4,18								
+4,17								
+4,16								
+4,15								
+4,14								
+4,13								
+4,12								
+4,11								
+4,10								
+4,09								
+4,08								
+4,07								
+4,06								
+4,05								
+4,04								
+4,03								
+4,02								
+4,01								
+4,00								
+3,99								
+3,98								
+3,97								
+3,96								
+3,95								
+3,94								
+3,93								
+3,92								
+3,91								
+3,90								
+3,89								
+3,88								
+3,87								
+3,86								
+3,85								
+3,84								
+3,83								
+3,82								
+3,81								
+3,80								
+3,79								
+3,78								
+3,77								
+3,76								
+3,75								
+3,74								
+3,73								
+3,72								
+3,71								
+3,70								
+3,69								
+3,68								
+3,67								
+3,66								
+3,65								
+3,64								
+3,63								
+3,62								
+3,61								
+3,60								
+3,59								
+3,58								
+3,57								
+3,56								
+3,55								
+3,54								
+3,53								
+3,52								
+3,51								
+3,50								
+3,49								
+3,48								
+3,47								
+3,46								
+3,45								
+3,44								
+3,43								
+3,42								
+3,41								
+3,40								
+3,39								
+3,38								
+3,37								
+3,36								
+3,35								
+3,34								
+3,33								
+3,32								
+3,31								
+3,30								
+3,29								
+3,28								
+3,27								
+3,26								
+3,25								
+3,24								
+3,23								
+3,22								
+3,21								
+3,20								
+3,19								
+3,18								
+3,17								
+3,16								
+3,15								
+3,14								
+3,13								
+3,12								
+3,11								
+3,10								
+3,09								
+3,08								
+3,07								
+3,06								
+3,05								
+3,04								
+3,03								
+3,02								
+3,01								
+3,00								

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA				COTA DA BOCA DO FURADO (m) +387,61	SONDAGEM: SMI-B Início : 04.01.90 Término: 05.02.90
		PESO: 65 kg	ANOSTRADOR 0,3,49cm	ALTURA DE QUEDA: 75cm	0,0,0cm		
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO #	N.º DE GOLPES / 30 cm	GRÁFICO DO N.º DE GOLPES / 30 cm	PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS		
		INICIAIS	AZUL SOMBRA FINA	FINAIS	INICIAIS	FINAIS	
			10 20 30 40				
+385		9 2 14		1,00	Aterro de silte argiloso com pedregulhos,mica,raízes,cinza.		
		11 3 22		2,60	Aterro de silte arenoso,micaceous,marron-variegado,medianamente compacto.		
		12 4 20					
		16 5 24		4,63	com pedregulhos,marron		
		20 6 18		6,00	Areia fina e média,pouco argilosa com pedregulhos,marron,compacta.		
		9 7 15		7,20	Areia fina e media,siltosa com pedregulhos,marron,compacta.		
+380		10/15 8 30/15					
		50/20 9-		10,02	Silte arenoso com mica,marron-variegado,medianamente compacto.		
		55/20 10-					
		30/2 11		10,88	Compacto cinza-variegado		
		30 74	vários				
		10 67	vários				
+375		30 94	vários	11,88	Silte arenoso com mica,marron-variegado,muito compacto.(Solo Residual).		
		30 54	vários	12,38			
		50 67	vários	13,35	Diorito de granulometria fina a média,cor cinza-escura a preta,alterado a muito alterado,muito fraturado,pouco coerente a friável.		
		100 100	89 5	14,40			
		87 94	2	15,60	Diorito de granulometria fina a média,cor cinza-escura a preta,muito alterado a extremamente alterado.		
+370		86 95	2				
		96 98	1		Diorito de granulometria fina a média,cinza-escura a preta,alterado a pouco alterado,coerente.		
		79 85	4				
				20,05	Diorito de granulometria fina a média,cinza-escura a preta,alterado a pouco alterado,coerente.		
					Diorito de granulometria fina a média,cor cinza-escura a preta,pouco alterado,pouco fraturado,coerente a muito coerente.		
					Límite da sondagem.		
					Obs.: A amostra de nº 11 não foi recuperada.		
					N.F.E. - Não foi encontrado.		
					○ = Ensaio de infiltração.		
					OBS: 1) No trecho de 14,00 a 17,00 metros e 17,00 a 20,00 metros foram executados ensaios de perda d'água.		
					2) Instalação de plezômetro duplo.		

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA				SONDAGEM: SM-3B	Início : 09.03.90 Término: 15.03.90
		PÉSO: 65 kg	AMOSTRADOR	Ø, 3,49cm	Ø, 5,08cm		
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO	Nº DE GOLPES /30 cm	GRÁFICO DO Nº DE GOLPES / 30 cm	PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	COTA DA BOCA DO FURO (m)		CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS
					+348,12	2,40	
							Aterro removido.
+3,15							Silte argiloso.
+3,10	NW						Silte argiloso.
+3,05							Matação de granito, são, pouco fraturado, coerente.
+3,00	++	100	X	90	5		
+2,95							
+2,90							
+2,85							
+2,80							
+2,75							
+2,70							
+2,65							
+2,60							
+2,55							
+2,50							
+2,45							
+2,40							
+2,35							
+2,30							
+2,25							
+2,20							
+2,15							
+2,10							
+2,05							
+2,00							
+1,95							
+1,90							
+1,85							
+1,80							
+1,75							
+1,70							
+1,65							
+1,60							
+1,55							
+1,50							
+1,45							
+1,40							
+1,35							
+1,30							
+1,25							
+1,20							
+1,15							
+1,10							
+1,05							
+1,00							
+0,95							
+0,90							
+0,85							
+0,80							
+0,75							
+0,70							
+0,65							
+0,60							
+0,55							
+0,50							
+0,45							
+0,40							
+0,35							
+0,30							
+0,25							
+0,20							
+0,15							
+0,10							
+0,05							
0,00							
-0,05							
-0,10							
-0,15							
-0,20							
-0,25							
-0,30							
-0,35							
-0,40							
-0,45							
-0,50							
-0,55							
-0,60							
-0,65							
-0,70							
-0,75							
-0,80							
-0,85							
-0,90							
-0,95							
-1,00							
-1,05							
-1,10							
-1,15							
-1,20							
-1,25							
-1,30							
-1,35							
-1,40							
-1,45							
-1,50							
-1,55							
-1,60							
-1,65							
-1,70							
-1,75							
-1,80							
-1,85							
-1,90							
-1,95							
-2,00							
-2,05							
-2,10							
-2,15							
-2,20							
-2,25							
-2,30							
-2,35							
-2,40							
-2,45							
-2,50							
-2,55							
-2,60							
-2,65							
-2,70							
-2,75							
-2,80							
-2,85							
-2,90							
-2,95							
-3,00							
-3,05							
-3,10							
-3,15							
-3,20							
-3,25							
-3,30							
-3,35							
-3,40							
-3,45							
-3,50							
-3,55							
-3,60							
-3,65							
-3,70							
-3,75							
-3,80							
-3,85							
-3,90							
-3,95							
-4,00							
-4,05							
-4,10							
-4,15							
-4,20							
-4,25							
-4,30							
-4,35							
-4,40							
-4,45							
-4,50							
-4,55							
-4,60							
-4,65							
-4,70							
-4,75							
-4,80							
-4,85							
-4,90							
-4,95							
-5,00							
-5,05							
-5,10							
-5,15							
-5,20							
-5,25							
-5,30							
-5,35							
-5,40							
-5,45							
-5,50							
-5,55							
-5,60							
-5,65							
-5,70							
-5,75							
-5,80							
-5,85							
-5,90							
-5,95							
-6,00							
-6,05							
-6,10							
-6,15							
-6,20							
-6,25							
-6,30							
-6,35							
-6,40							
-6,45							
-6,50							
-6,55							
-6,60							
-6,65							
-6,70							
-6,75							
-6,80							
-6,85							
-6,90							
-6,95							
-7,00							
-7,05							
-7,10							
-7,15							
-7,20							
-7,25							
-7,30							
-7,35							
-7,40							
-7,45							
-7,50							
-7,55							
-7,60							
-7,65							
-7,70							
-7,75							
-7,80							
-7,85							
-7,90							
-7,95							
-8,00							
-8,05							
-8,10							
-8,15							
-8,20							
-8,25							
-8,30							
-8,35							
-8,40							
-8,45							
-8,50							
-8,55							
-8,60							
-8,65							
-8,70							
-8,75							
-8,80							
-8,85							
-8,90							
-8,95							
-9,00							
-9,05							
-9,10							
-9,15							
-9,20							
-9,25							
-9,30							
-9,35							
-9,40							
-9,45							
-9,50							

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA			SONDAGEM: SM-4B	
		PÉS: 65 kg	AMOSTRADOR Ø 3,49cm	ALTURA DE QUEDA: 75 cm	DATA: 20.03.90	INÍCIO : 19.03.90
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO	Nº DE GOLPES / 30 cm	GRÁFICO DO Nº DE GOLPES / 30 cm	PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	
		INICIAIS AMOSTRA FINAIS	INICIAIS --- FINAIS	10 20 30 40		
+3,15		++ 65 ++ 41	HX 0 1		Aterro de materiais diversos.	
+3,10		++ 100 ++ 100				
+3,05		++ 100 ++ 68	HX 12		Matação de granito são, pouco fraturado, coerente.	
+3,00		++ 18 ++ 8	HX 1			
+2,95		++ 85 ++ 85	HX 4		Solo.	
+2,90						
+2,85						
+2,80						
+2,75						
+2,70						
+2,65						
+2,60						
+2,55						
+2,50						
+2,45						
+2,40						
+2,35						
+2,30						
+2,25						
+2,20						
+2,15						
+2,10						
+2,05						
+2,00						
+1,95						
+1,90						
+1,85						
+1,80						
+1,75						
+1,70						
+1,65						
+1,60						
+1,55						
+1,50						
+1,45						
+1,40						
+1,35						
+1,30						
+1,25						
+1,20						
+1,15						
+1,10						
+1,05						
+1,00						
+0,95						
+0,90						
+0,85						
+0,80						
+0,75						
+0,70						
+0,65						
+0,60						
+0,55						
+0,50						
+0,45						
+0,40						
+0,35						
+0,30						
+0,25						
+0,20						
+0,15						
+0,10						
+0,05						
+0,00						
-0,05						
-0,10						
-0,15						
-0,20						
-0,25						
-0,30						
-0,35						
-0,40						
-0,45						
-0,50						
-0,55						
-0,60						
-0,65						
-0,70						
-0,75						
-0,80						
-0,85						
-0,90						
-0,95						
-1,00						
-1,05						
-1,10						
-1,15						
-1,20						
-1,25						
-1,30						
-1,35						
-1,40						
-1,45						
-1,50						
-1,55						
-1,60						
-1,65						
-1,70						
-1,75						
-1,80						
-1,85						
-1,90						
-1,95						
-2,00						
-2,05						
-2,10						
-2,15						
-2,20						
-2,25						
-2,30						
-2,35						
-2,40						
-2,45						
-2,50						
-2,55						
-2,60						
-2,65						
-2,70						
-2,75						
-2,80						
-2,85						
-2,90						
-2,95						
-3,00						
-3,05						
-3,10						
-3,15						
-3,20						
-3,25						
-3,30						
-3,35						
-3,40						
-3,45						
-3,50						
-3,55						
-3,60						
-3,65						
-3,70						
-3,75						
-3,80						
-3,85						
-3,90						
-3,95						
-4,00						
-4,05						
-4,10						
-4,15						
-4,20						
-4,25						
-4,30						
-4,35						
-4,40						
-4,45						
-4,50						
-4,55						
-4,60						
-4,65						
-4,70						
-4,75						
-4,80						
-4,85						
-4,90						
-4,95						
-5,00						
-5,05						
-5,10						
-5,15						
-5,20						
-5,25						
-5,30						
-5,35						
-5,40						
-5,45						
-5,50						
-5,55						
-5,60						
-5,65						
-5,70						
-5,75						
-5,80						
-5,85						
-5,90						
-5,95						
-6,00						
-6,05						
-6,10						
-6,15						
-6,20						
-6,25						
-6,30						
-6,35						
-6,40						
-6,45						
-6,50						
-6,55						
-6,60						
-6,65						
-6,70						
-6,75						
-6,80						
-6,85						
-6,90						
-6,95						
-7,00						
-7,05						
-7,10						
-7,15						
-7,20						
-7,25						
-7,30						
-7,35						
-7,40						
-7,45						
-7,50						
-7,55						
-7,60						
-7,65						
-7,70						
-7,75						
-7,80						
-7,85						
-7,90						
-7,95						
-8,00						
-8,05						
-8,10						
-8,15						
-8,20						
-8,25						
-8,30						
-8,35						
-8,40						
-8,45						
-8,50						
-8,55						
-8,60						
-8,65						
-8,70						
-8,75						
-8,80						
-8,85						
-8,90						
-8,95						
-9,00						
-9,05						
-9,10						
-9,15						
-9,20						
-9,25						
-9,30						
-9,35						
-9,40						
-9,45						
-9,50						
-9,55						
-9,60						
-9,65						
-9,70						
-9,75						
-9,80						
-9,85						
-9,90						
-9,95						
-10,00						
-10,05						
-10,10						
-10,15						
-10,20						
-10,25						
-10,30						
-10,35						
-10,40						
-10,45						
-10,50						
-10,55						
-10,60						
-10,65						
-10,70						
-10,75						
-10,80						
-10,85						
-10,90						
-10,95						
-11,00						
-11,05						
-11,10						
-11,15						
-11,20						
-11,25						
-11,30						
-11,35						
-11,40						
-11,45						
-11,50						
-11,55						
-11,60						
-11,65						
-11,70						
-11,75						
-11,80						
-11,85						
-11,90						
-11,95						
-12,00						
-12,05						
-12,10						
-12,15						
-12,20						
-12,25						
-12,30						
-12,35						
-12,40						
-12,45						
-12,50						
-12,55						
-12,60						
-12,65						
-12,70						
-12,75						
-12,80						
-12,85						
-12,90						
-12,95						
-13,00						
-13,05						
-13,10						
-13,15						
-13,20						
-13,25						
-13,30						
-13,35						
-13,40						
-13,45						
-13,50						
-13,55						
-13,60						
-13,65						
-13,70						
-13,75						
-13,80						
-13,85						
-13,90						
-13,95						
-14,00						

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA			SONDAGEM: S-9B Início : 08.05.90	
		PESO: 65 kg	AMOSTRADOR: Ø 3,49cm	ALTURA DE QUEDA: 75cm	Ø 5,08cm	DATA DA BOCA DO FURO (m) +389,07
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO Ø	Nº DE GOLPES /30 cm		GRÁFICO DO Nº DE GOLPES /30 cm — INICIAIS --- FINAIS	PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS
		INICIAIS	AMOSTRA FINAIS			
		10	20	30	40	
+585		3	2	1	Silte arciloso, cor pardo-creme, com pedregulhos, rica em raízes, amarelo, muito mole.	
+586		3	5	3	3,00	Silte pardo-creme arciloso, com mica, areia branca, mole.
+587		5	4	6	3,96	Silte arenoso, cor pardo-creme, rica, cinza, medianamente compacto e compacto.
+588		12	5	11		muito compacto.
+589		10	6	12		sem pedregulhos.
+590		11	7	13		marron, muito compacto.
+591		19	8	19		micáceo, amarelo.
+592		19	9	19		cinza-escuro.
+593		22	10	26		marron-variegado.
+594		16	11	19		marrom, muito compacto.
+595		12	12	15		
+596		10	13	12		
+597		13	14	20		
+598		12	15	18		
+599		8	16	9		
+600		24	17	37		
+601		25	18	38		
+602		39	19			Granito, são, extremamente fraturado, cicerente, as fraturas apresentar-se todas estriadas preenchidas por minerais felsicos, cor cinza-escuro.
+603		44	20			
+604		44/29	21			
+605		28/13	22			
+606		100	0	vários	22,60	
+607		100	0	vários	23,50	Granito, são, ocasionalmente fraturado, cicerente, cinza-escuro.
+608		88	88	1		
+609		100	100	1		
+610		62	62	1	26,60	Límite da sondagem.
						N.F.E. - Não foi encontrado.
PROFOUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		RECUPERACAO (%)	ROTAÇÃO (%)	20 40 60 80 (%) DE RECUPERAÇÃO		
DATA	MEDIDA	CORROA (%)	RODO (%)	N.º DE FRAGMENTOS POR METRO DE MANOBRA		
09.05	N.F.E.					
17.05	14,20					
23.05	13,20					
		ROTATIVA				

○ = Ensaio de infiltração.

OBS: 1) No trecho de 24,00 a 26,60m foi executado ensaio perda d'água
 2) Instalação de piezômetro duplo.

ALTIMETRIA	PERFIL GRÁFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA			SONDAGEM SM-10B	Início : 31.05.90 Término: 06.06.90
		PESO: 65kg	AMOSTRADOR: Ø 3,49cm	COTA DA BOCA DO FURTO (m) +380,69		
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO	Nº DE GOLPES / 30 cm		GRÁFICO DO Nº DE GOLPES / 30 cm	PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS
		INICIAIS	FINAIS			
+380		19	23		1,00	Areia fina e média,siltosa com pedregulhos,cinza.
		31/21	3		1,70	
		95	-		2,60	Silte argiloso com pedregulhos,marrom,duro.
		94	-		3,60	
		95	-		4,80	Areia fina e média,siltosa com pedregulhos,cinza,muito compacta
		60	-		6,00	
		91	-		7,00	
		40	-		8,50	Bloco de granito,são,pouco fraturado,coerente,bastante fraturado,alterado no trecho de 3,15 a 3,39m,cinza-escuro.
		7	4		10,00	Bloco de granito,são,occasionalmente fraturado,coerente,extremamente fraturado no trecho de 4,42 a 4,80m,cinza-escuro.
		9	5			
		10	6			
		11	7			
		30/8	8			
		25/6	9			
		25/4	10		14,00	
		90	90	1		Bloco de granito,medianamente alterado à alterado,rui fraturado,medianamente coerente a pouco coerente,cor marrom-claro.
		100	100	3		Bloco de granito,medianamente alterado à são,extremamente fraturado,medianamente coerente à coerente,cor marrom-claro,passando a cinza-escuro.
		100	100	1		Bloco de granito,são,passando a alterado,extremamente fraturado,coerente passando a pouco coerente,cor cinza-escuro à marrom-claro.
						Silte pouco argiloso com rica,cor variegada,rôdio à rijo.
						Areia fina e média,siltosa com pedregulhos,marrom,muito compacta (Solo Residual).
						Granito,são,occasionalmente fraturado,coerente.
						Límite da sondagem.
						N.F.E. = Não foi encontrado.
						ONS.: Instalação de piezômetro duplo.
PROFOUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		RECUPERACAO (%)	DA COR (%)	RODO (%)	20 40 60 80 (%) DE RECUPERAÇÃO	
DATA	MEDIDA				Nº DE FRAGMENTOS POR METRO	
4.6.90	N.F.E.					
6.6.90	13,64	0 (%)	0 (%)	0 (%)		
8.6.90	15,26	0 (%)	0 (%)	0 (%)		
		ROTATIVA				

ALTIMETRIA	PERFIL GRÁFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA			SONDAGEM: SRI-11B
		PESO: 65kg	AMOSTRADOR	ALTURA DE QUEDA: 75cm	
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO	Nº DE BOLPES / 30 cm	GRÁFICO DO Nº DE GOLPES / 30 cm	PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS
		INICIAIS AMOSTRA FINAIS	INICIAIS FINAIS		
				10 20 30 40	
1,77			1 19 23 39 3	0,60	Asfalto.
				2,30	Aterro de areia fina e média, siltosa, pedregulhos, mica, cinza, compacto.
				3,30	cor variegada cinza
				4,45	Granito, são, pouco fraturado, coerente. (Bloco)
1,770	NW	95 100 16. 30 78 30/03-6. 46	63 49 15 0 vários 36	5,95 6,03	Granito, medianamente alterado à são, meioanamente fraturado, coerente. (Bloco)
				7,53 8,00	Granito, são, ocasionalmente fraturado, coerente. (Bloco)
					Pedregulhos.
1,505		67 95 100 95 100	28 29 100 83 70	10,30 11,00	Granito, alterado, extremamente fraturado, meioanamente coerente. (Bloco)
				12,40	Granito, são, pouco fraturado, coerente. (Bloco)
				13,86	Areia fina e média, siltosa com pedregulhos, cinza-escura, muito compacta.
+300					-cinza
					-cor variegada
				16,91	Granito, são, medianamente fraturado, coerente.
					Granito, são, muitó fraturado, coerente.
					Granito, são, ocasionalmente fraturado, coerente.
					Granito, são, pouco fraturado, coerente.
					Límite da sonoragem.
					N.F.E. = Não foi encontrado.
PROFOUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		RECUPERAÇÃO (%)	R (%)	20 40 60 80 (%) DE RECUPERAÇÃO N = Nº DE FRAGMENTOS POR METRO DE MANOBRA	
DATA	MEDIDA		DA COR DA COR (%)		
19.06	N.F.E.				
06.07	N.F.E.				
07.07	N.F.E.				
ROTATIVA					

ALTIMETRÍA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA			SONDAGEM: SA-12B Início : 16.07.90			
		PESO: 65kg	AMOSTRADOR 1/8, 3,49cm	ALTURA DE QUEDA: 75cm	DATA: 27.07.90	TERMINO: 31.07.90	COTA DA BOCA DO PURO (m) +570,17	
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTI- MENTO	Nº DE GOLPES /30cm			GRÁFICO DO Nº DE GOLPES / 30 cm		PROFUN- DIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS
		INICIAIS	AVAN- ÇA	FINAIS	— INICIAIS	— FINAIS		
					10	20	30	40
+570,0					1			
+565,5					7	2	8	
+565,0					8	3	11	
+564,5					9	4	11	
+564,0					13	5	15	
+563,5					23	6	29	
+563,0					24	7	31	
+562,5					25/3	8	—	
+562,0					25/2	9	—	
+561,5					40		0	vários
+561,0					40		0	vários
+560,5					60	X	25	10
+560,0					100		37	8
+559,5					100		33	vários
+559,0					100	X	—	vários
+558,5					100		—	vários
+558,0					100		—	vários
+557,5					100		—	vários
+557,0					100		—	vários
+556,5					100		—	vários
+556,0					100		—	vários
+555,5					100		—	vários
+555,0					100		—	vários
+554,5					100		—	vários
+554,0					100		—	vários
+553,5					100		—	vários
+553,0					100		—	vários
+552,5					100		—	vários
+552,0					100		—	vários
+551,5					100		—	vários
+551,0					100		—	vários
+550,5					100		—	vários
+550,0					100		—	vários
+549,5					100		—	vários
+549,0					100		—	vários
+548,5					100		—	vários
+548,0					100		—	vários
+547,5					100		—	vários
+547,0					100		—	vários
+546,5					100		—	vários
+546,0					100		—	vários
+545,5					100		—	vários
+545,0					100		—	vários
+544,5					100		—	vários
+544,0					100		—	vários
+543,5					100		—	vários
+543,0					100		—	vários
+542,5					100		—	vários
+542,0					100		—	vários
+541,5					100		—	vários
+541,0					100		—	vários
+540,5					100		—	vários
+540,0					100		—	vários
+539,5					100		—	vários
+539,0					100		—	vários
+538,5					100		—	vários
+538,0					100		—	vários
+537,5					100		—	vários
+537,0					100		—	vários
+536,5					100		—	vários
+536,0					100		—	vários
+535,5					100		—	vários
+535,0					100		—	vários
+534,5					100		—	vários
+534,0					100		—	vários
+533,5					100		—	vários
+533,0					100		—	vários
+532,5					100		—	vários
+532,0					100		—	vários
+531,5					100		—	vários
+531,0					100		—	vários
+530,5					100		—	vários
+530,0					100		—	vários
+529,5					100		—	vários
+529,0					100		—	vários
+528,5					100		—	vários
+528,0					100		—	vários
+527,5					100		—	vários
+527,0					100		—	vários
+526,5					100		—	vários
+526,0					100		—	vários
+525,5					100		—	vários
+525,0					100		—	vários
+524,5					100		—	vários
+524,0					100		—	vários
+523,5					100		—	vários
+523,0					100		—	vários
+522,5					100		—	vários
+522,0					100		—	vários
+521,5					100		—	vários
+521,0					100		—	vários
+520,5					100		—	vários
+520,0					100		—	vários
+519,5					100		—	vários
+519,0					100		—	vários
+518,5					100		—	vários
+518,0					100		—	vários
+517,5					100		—	vários
+517,0					100		—	vários
+516,5					100		—	vários
+516,0					100		—	vários
+515,5					100		—	vários
+515,0					100		—	vários
+514,5					100		—	vários
+514,0					100		—	vários
+513,5					100		—	vários
+513,0					100		—	vários
+512,5					100		—	vários
+512,0					100		—	vários
+511,5					100		—	vários
+511,0					100		—	vários
+510,5					100		—	vários
+510,0					100		—	vários
+509,5					100		—	vários
+509,0					100		—	vários
+508,5					100		—	vários
+508,0					100		—	vários
+507,5					100		—	vários
+507,0					100		—	vários
+506,5					100		—	vários
+506,0					100		—	vários
+505,5					100		—	vários
+505,0					100		—	vários
+504,5					100		—	vários
+504,0					100		—	vários
+503,5					100		—	vários
+503,0					100		—	vários
+502,5					100		—	vários
+502,0					100		—	vários
+501,5					100		—	vários
+501,0					100		—	vários
+500,5					100		—	vários
+500,0					100		—	vários
+499,5					100		—	vários
+499,0					100		—	vários
+498,5					100		—	vários
+498,0					100		—	vários
+497,5					100		—	vários
+497,0					100		—	vários
+496,5					100		—	vários
+496,0					100		—	vários
+495,5					100		—	vários
+495,0					100		—	vários
+494,5					100		—	vários
+494,0					100		—	vários
+493,5					100		—	vários
+493,0					100		—	vários
+492,5					100		—	vários
+492,0					100		—	vários
+491,5					100		—	vários
+491,0					100		—	vários
+490,5					100		—	vários
+490,0					100		—	vários
+489,5					100		—	vários
+489,0					100		—	vários
+488,5					100		—	vários
+488,0					100		—	vários
+487,5					100		—	vários
+487,0					100		—	vários
+486,5					100		—	vários
+486,0					100		—	vários
+485,5					100		—	vários
+485,0					100		—	vários
+484,5					100		—	vários
+484,0					100		—	vários
+483,5					100		—	vários
+483,0					100		—	vários
+482,5					100		—	vários
+482,0					100		—	vários
+481,5					100		—	vários
+481,0					100		—	vários
+480,5					100		—	vários
+480,0					100		—	vários
+479,5					100		—	vários
+479,0					100		—	vários
+478,5					100		—	vários
+478,0					100		—	vários
+477,5					100		—	vários
+477,0					100		—	vários
+476,5					100		—	vários
+476,0					100		—	vários
+475,5					100		—	vários
+475,0					100		—	vários
+474,5					100		—	vários
+474,0					100		—	vários
+473,5					100		—	vários
+473,0					100		—	vários
+472,5					100		—	vários
+472,0					100		—	vários
+471,5					100		—	vários
+471,0					100		—	vários
+470,5					100		—	vários
+470,0					100			

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA				SONDAGEM: SM-3C	Início : 09.04.90 Término: 09.04.90		
		PÉS: 65 kg	AMOSTRADOR Ø 3,49cm	ALTURA DE QUEDA: 75 cm	Ø 5,08cm				
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO Ø	N.º DE GOLPES / 30 cm		GRÁFICO DO N.º DE GOLPES / 30 cm				PROFUNDOADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS
		INICIAIS	AMOSTRA	FINAIS	— INICIAIS	— FINAIS	10 20 30 40		
+315									Solo arenoso.
+310									
								11,50	
									Limite da sondagem.
									Obs.: Perfuração por circulação d'água.
									N.F.E. - Não foi encontrado.
									OBS.: Instalação de piezômetro duplo
PROFOUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)	R CORPO	Ø DA CORROA	R O D (%)	20 40 60 80 (%) DE RECUPERAÇÃO	N = N.º DE FRAGMENTOS POR METRO DE MANOBRA				
DATA	MEDIDA	DATA	ROD (%)						
09.04	N.F.E.								
10.04	0,00								
					ROTATIVA				

ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA				SONDAGEM: SM-4C Início : 11.04.90		
		PESO: 65 kg	AMOSTRADOR Ø 3,49cm	ALTURA DE QUEDA: 75 cm	Ø 5,08cm	COTA DA BOCA DO FURO (m)	Término: 12.04.90	
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO Ø	N.º DE GOLPES / 30 cm		GRÁFICO DO N.º DE GOLPES / 30 cm		PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS	
		INICIAIS	AMOSTRA	INICIAIS	FINAIS			
				10	20	30	40	
+310				1				
				6	2	5		
				4	3	6		
				5	4	8		
				5	5	6		
				5	6	7		
				6	7	8		
+305			N.F.E.	11	8	15		
				11	9	19		
		30/7		30/7	10			
+300				93	46	vários		
				100	61	vários		
				100	40	vários		
+295								
							Límite da sondagem.	
							N.F.E - Não foi encontrado.	
PROFOUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		RECUPERAÇÃO (%)	Ø DA COROA (%)	ROD (%)	20 40 60 80 (%) DE RECUPERAÇÃO		OBS.: Instalação de piezômetro duplo	
DATA	MEDIDA				N = N.º DE FRAGMENTOS POR METRO DE MANOBRA			
11.04	N.F.E.							
16.04	0,20				ROTATIVA			
17.04	0,20							

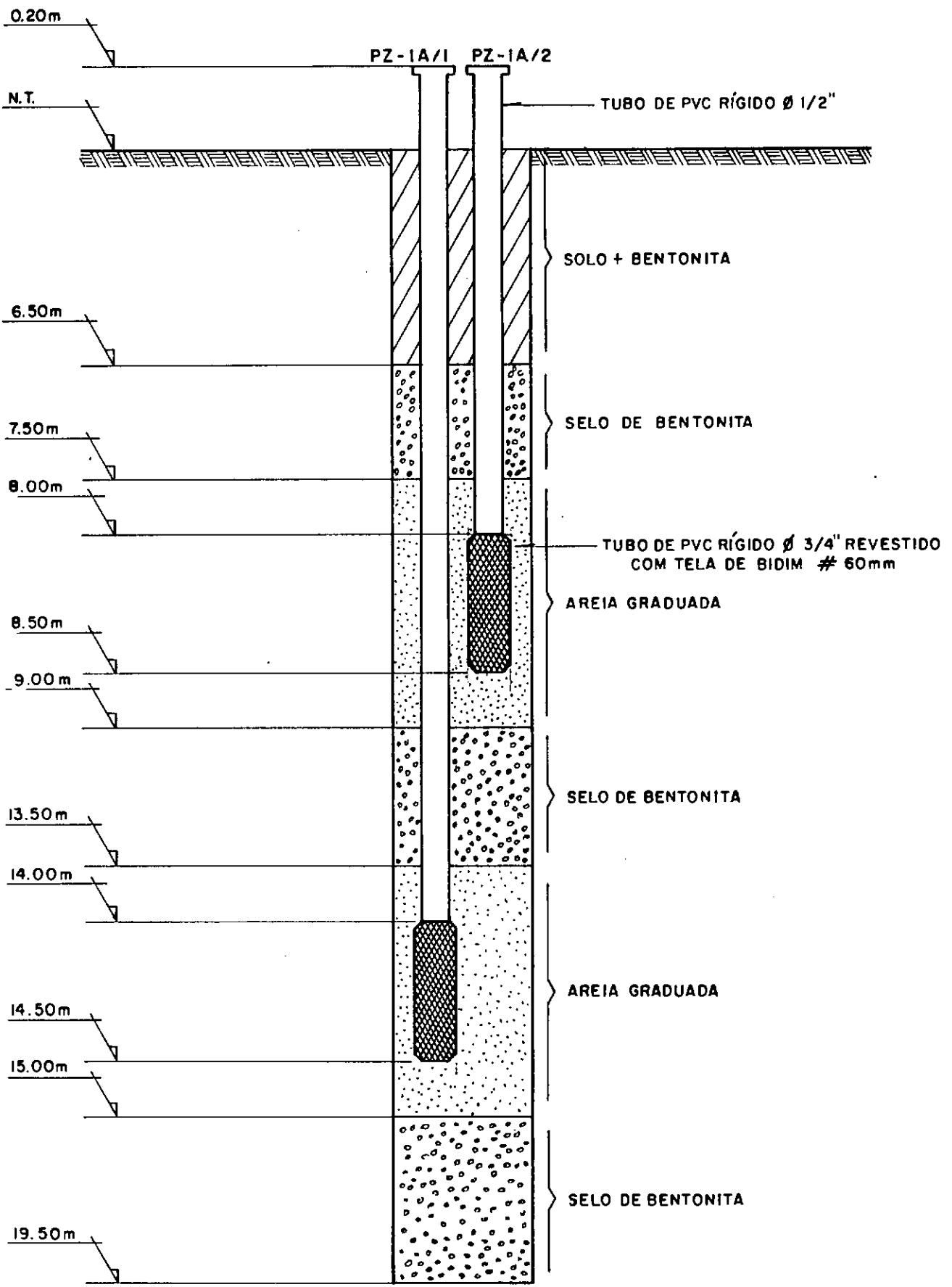
ALTIMETRIA	PERFIL GRAFICO	ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA							SONDAGEM: SMC-2 Início : 15.01.91					
		PESO: 65 kg		AMOSTRADOR		COTA DA BOCA DO FURO (m) +273,57			(Piezômetro)		Término: 21.01.91			
COTA DO NÍVEL D'ÁGUA FINAL (m)	REVESTIMENTO	Nº DE GOLPES /30 cm			GRÁFICO DO Nº DE GOLPES /30 cm				PROFOUNDIDADE DAS CAMADAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS CAMADAS				
		INICIAIS	AMOSTRA (%)	FINAIS	INICIAIS ----- FINAIS					10 20 30 40				
+270									3,69	Solo.				
+266,5	HW	100								Bloco de rocha.				
+265		100							6,80 6,91 7,10	Solo.				
+260		100								Pedra.				
+255		100							10,06	Solo.				
+250		100								Rocha.				
									22,74	Limites da sondagem por determinação do cliente.				
										OBS.: Perfuração por circulação d'água.				
PROFOUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m)		R	C	C	20	40	60	80						
DATA	MEDIDA	R	C	C	(%)	R	O	D	(%) DE RECUPERAÇÃO					
16.01	N.F.E.	R	C	C	(%)	R	O	D	N.º DE FRAGMENTOS					
23.01	6,98	R	C	C	(%)	R	O	D	N.º TOS PDR MÉTRICO					
25.01	6,99	R	C	C	(%)	R	O	D	DE MANOBRA					
ROTATIVA														

28

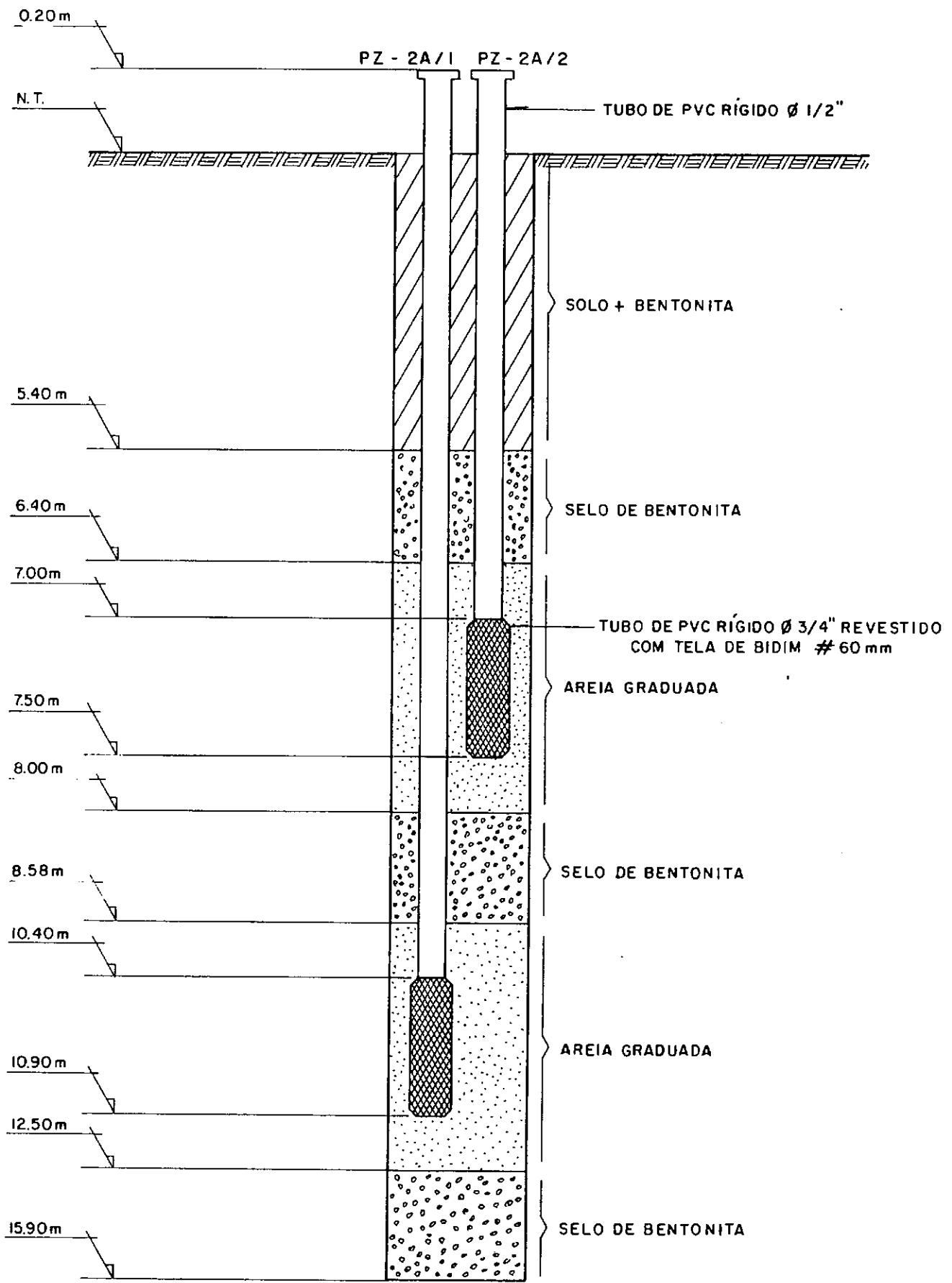
ANEXO 2

ESQUEMA DE INTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS

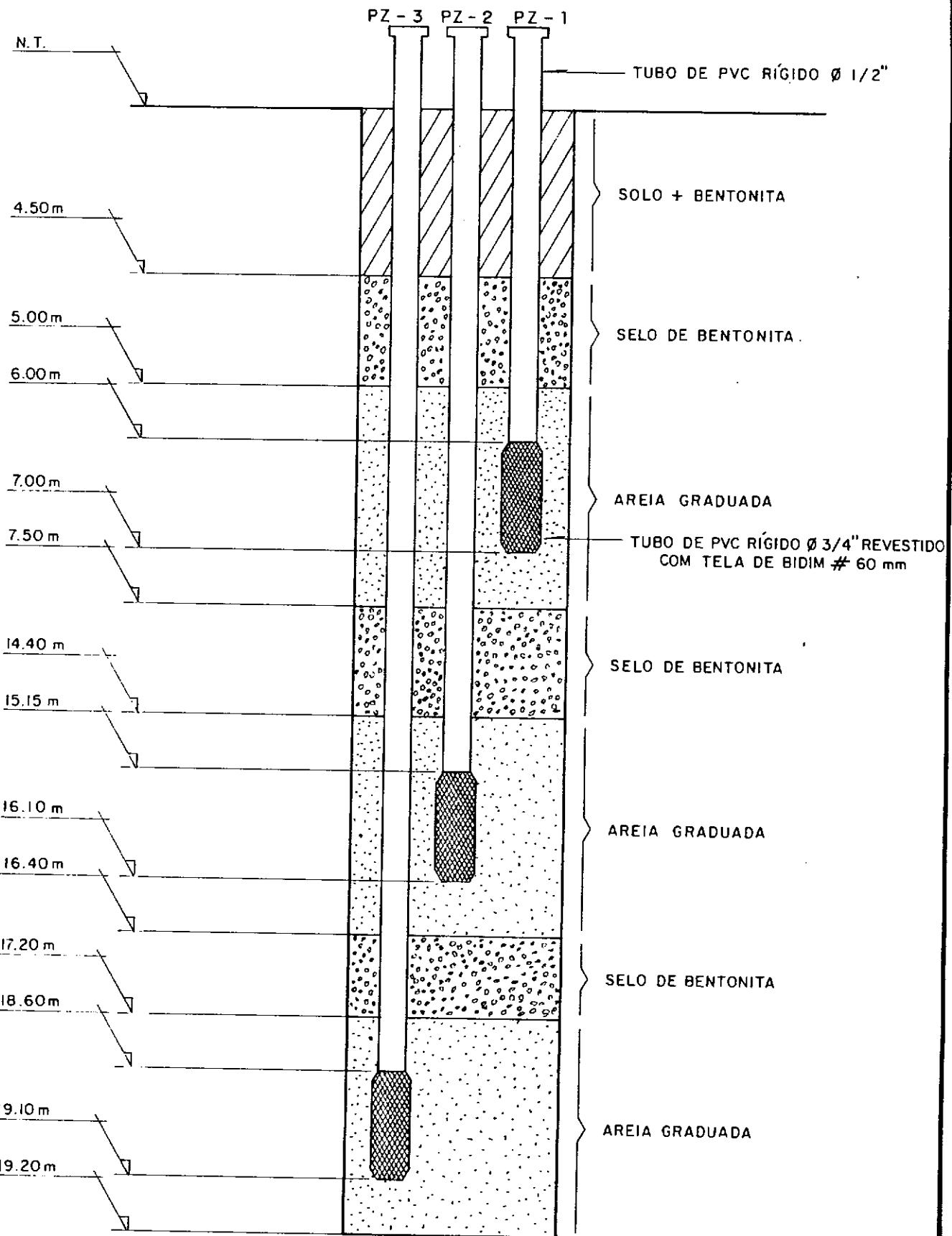
SONDAGEM: SM - IA



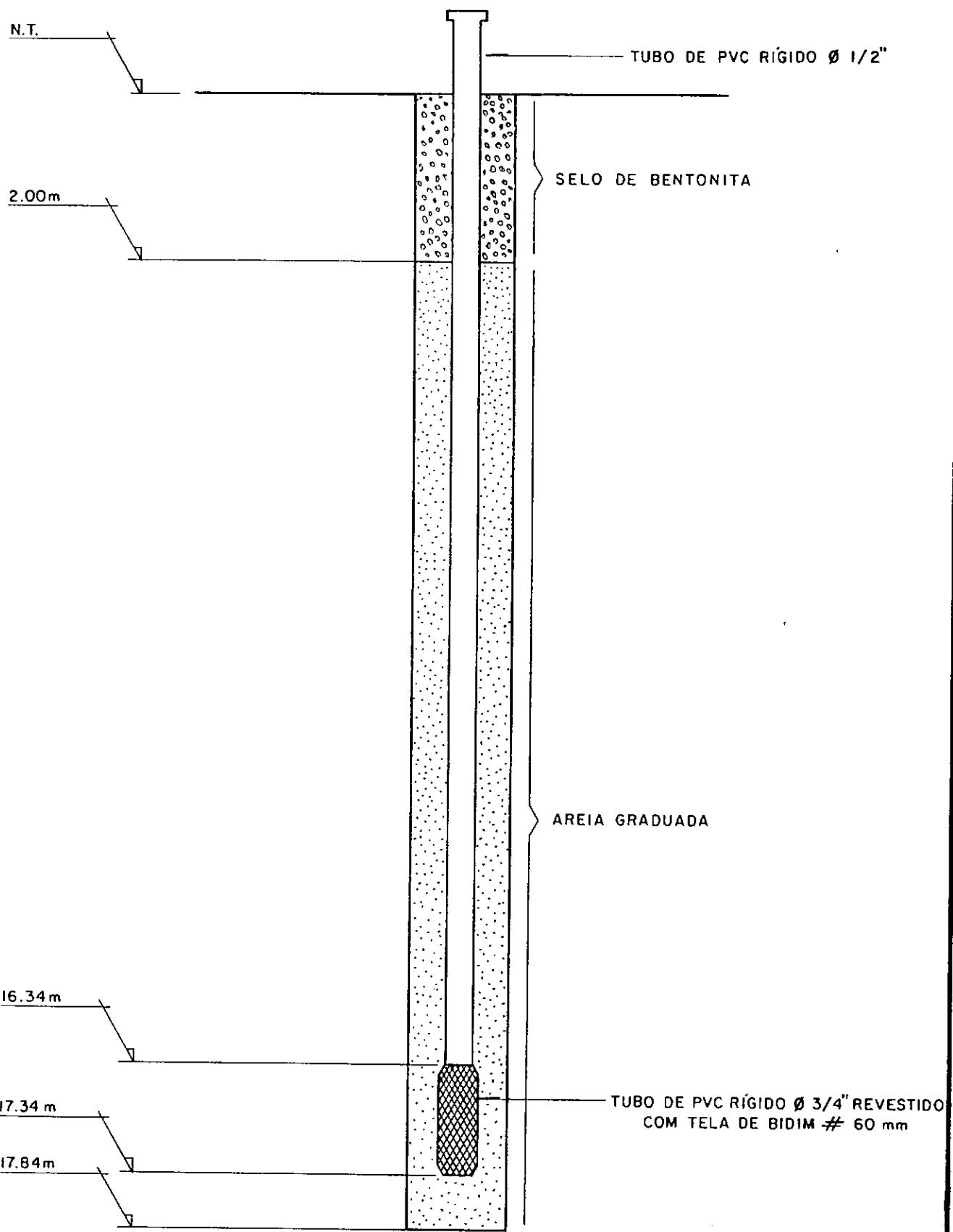
SONDAGEM: SM - 2A



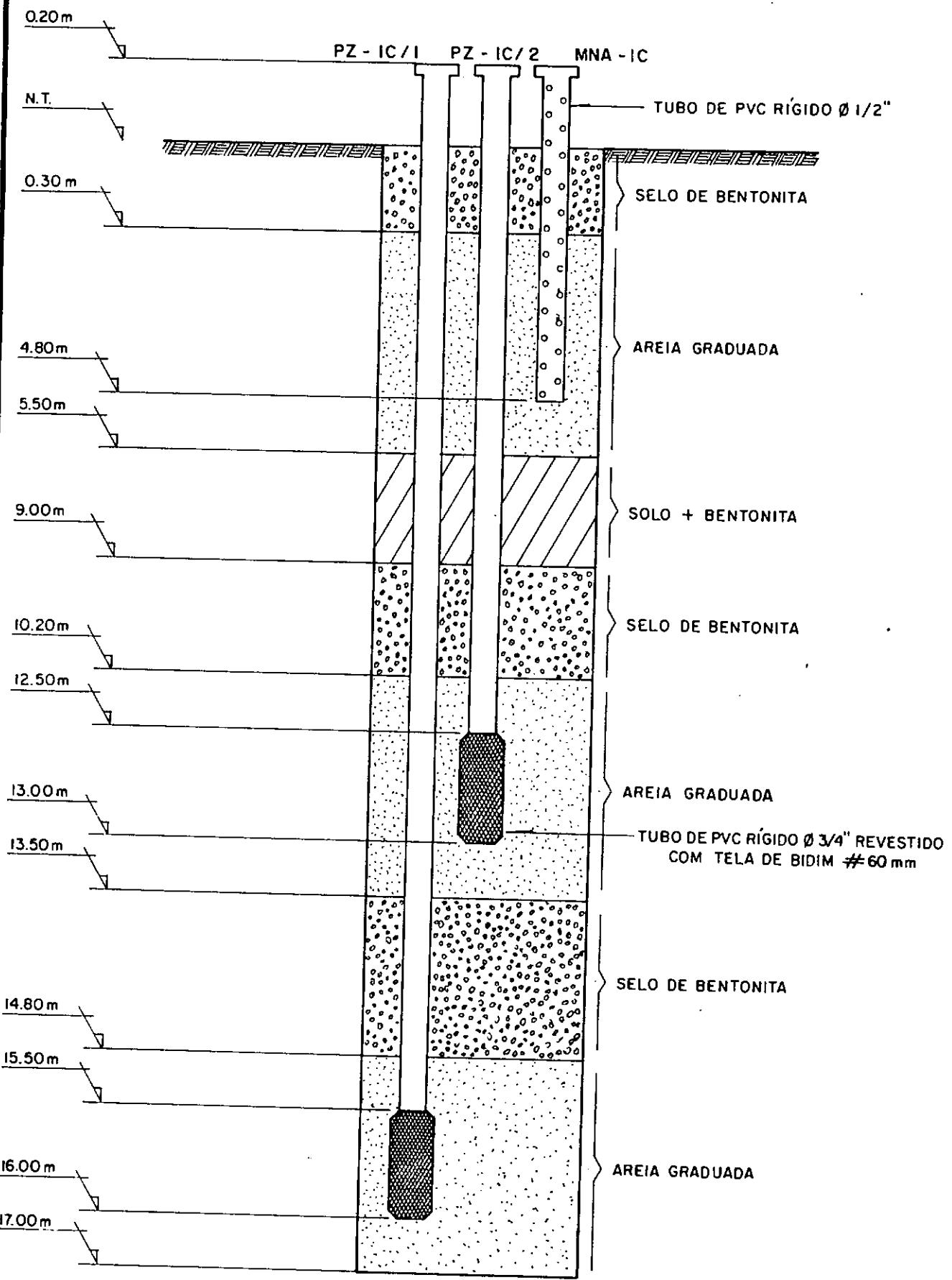
SONDAGEM: SMG - 1A



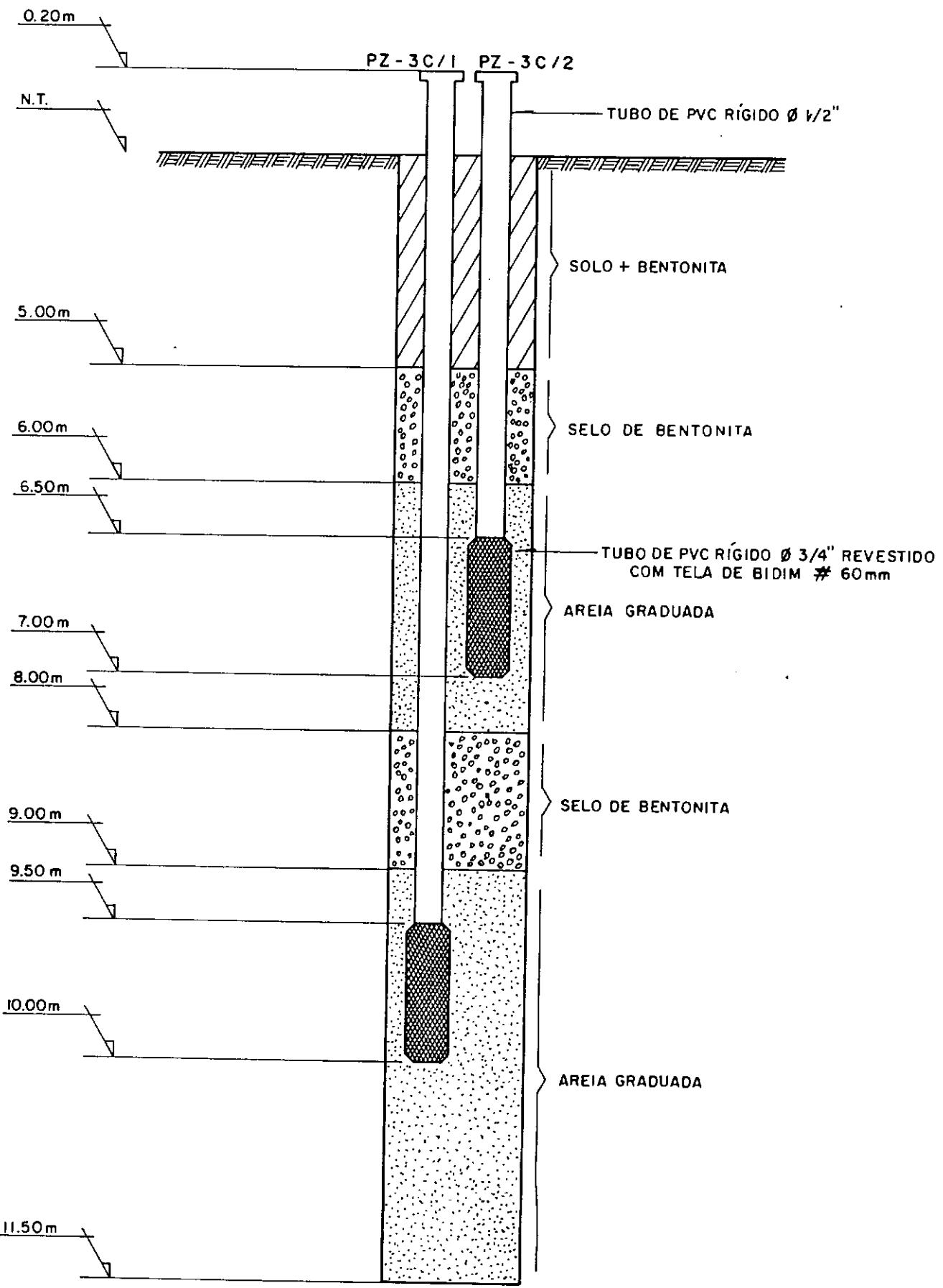
SONDAGEM: SMG - 2



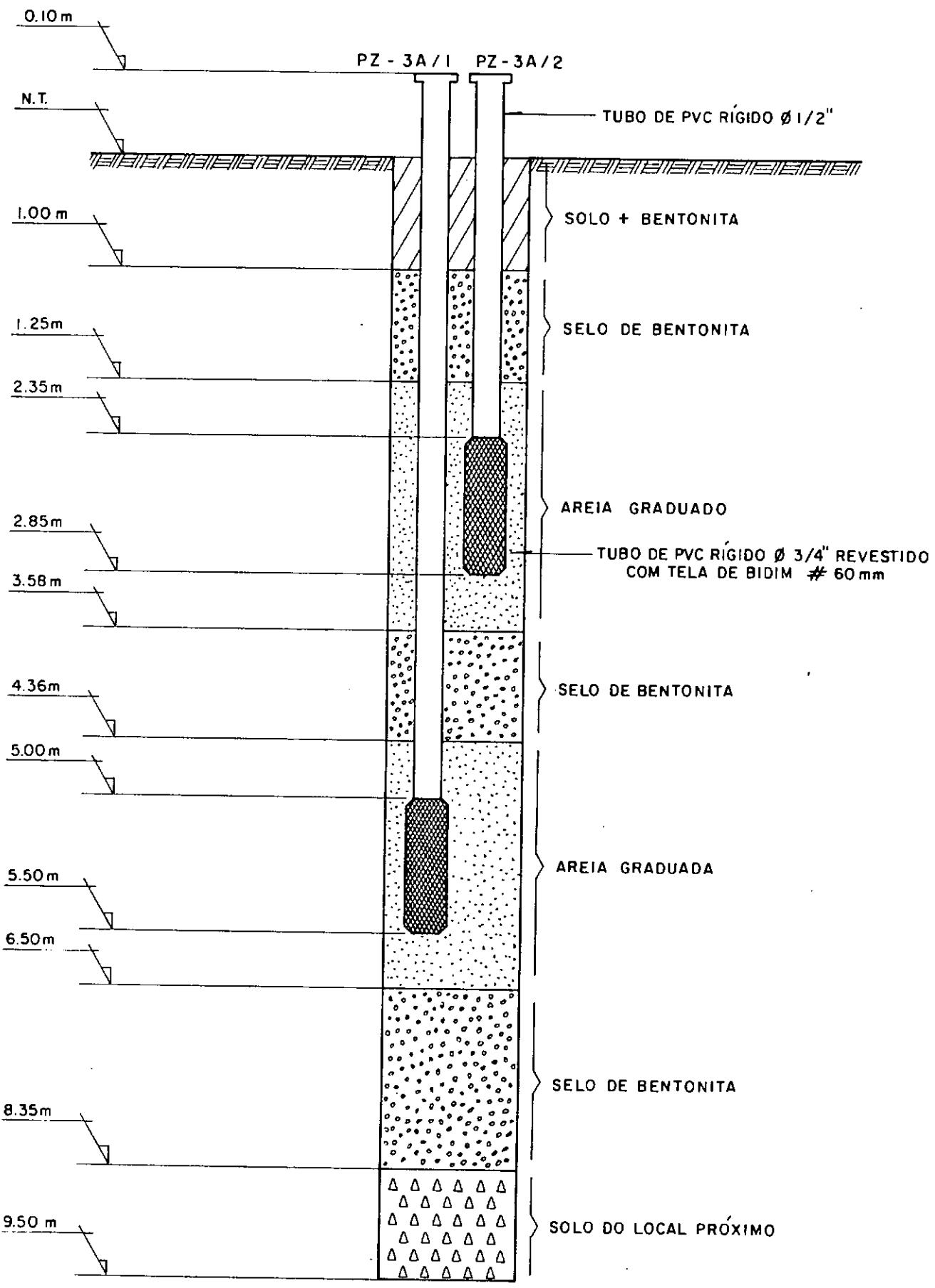
SONDAGEM: SM - 1C



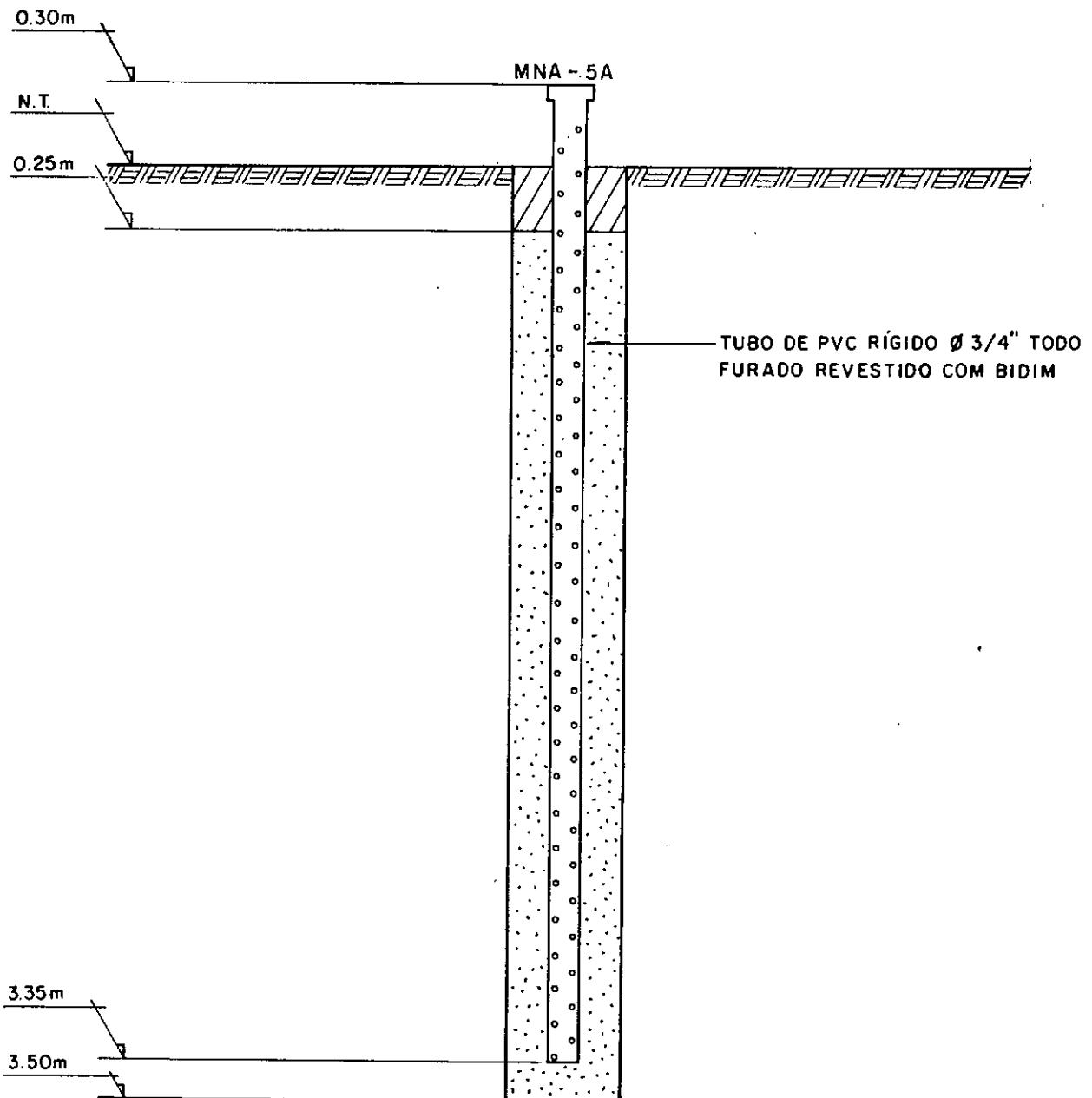
SONDAGEM: SM - 3C



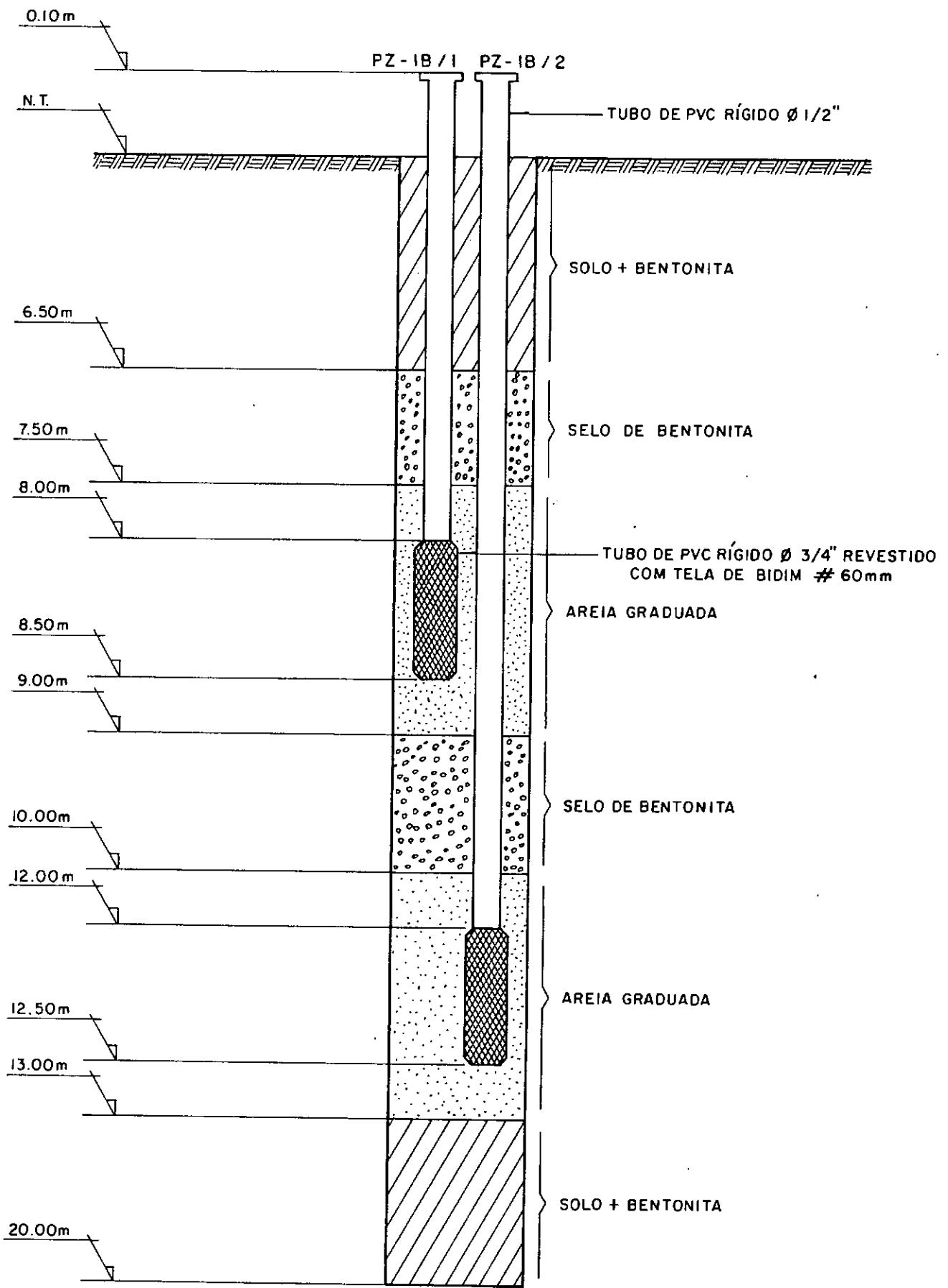
SONDAGEM: SM - 3A



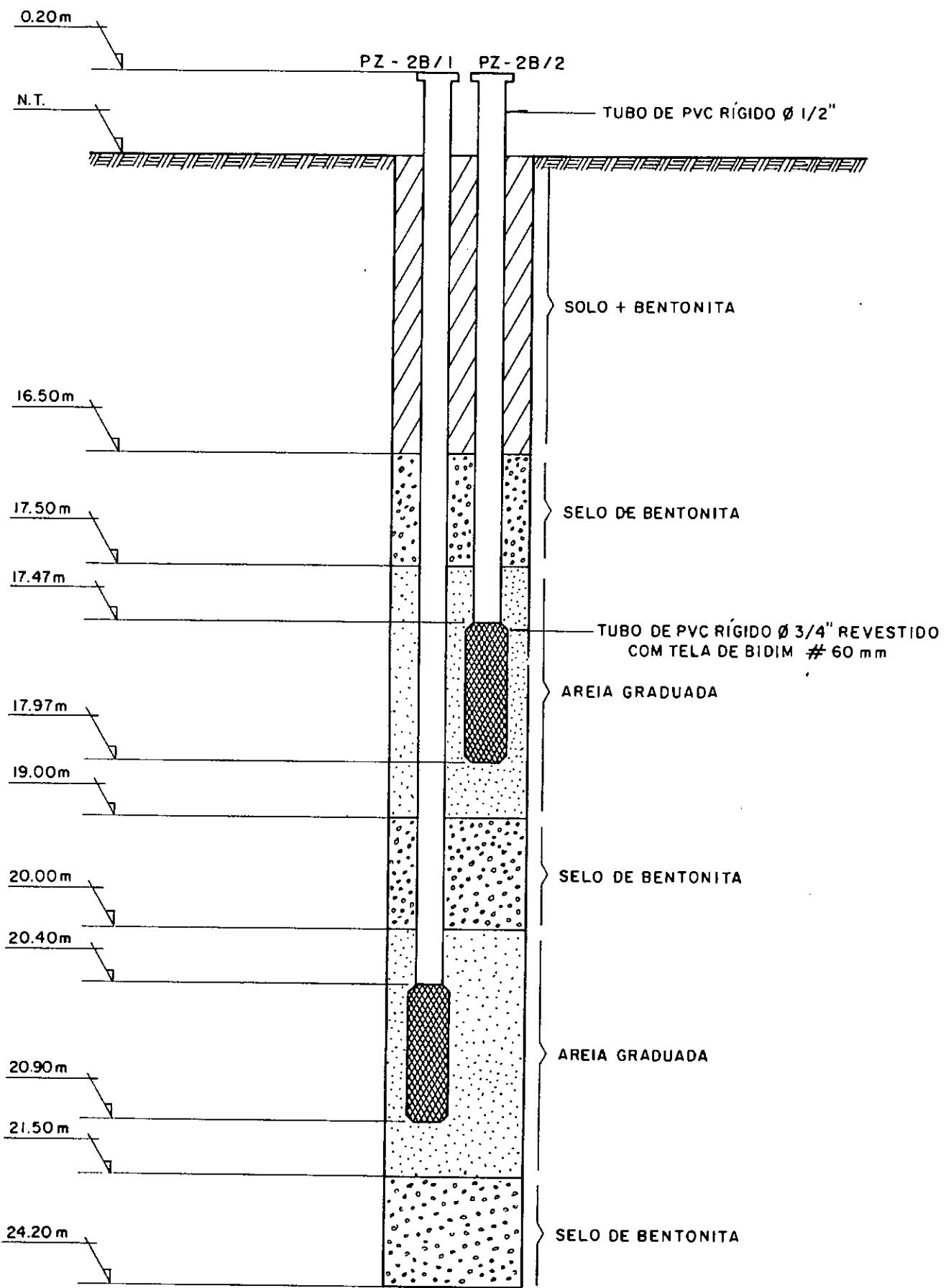
SONDAGEM: SM - 5A



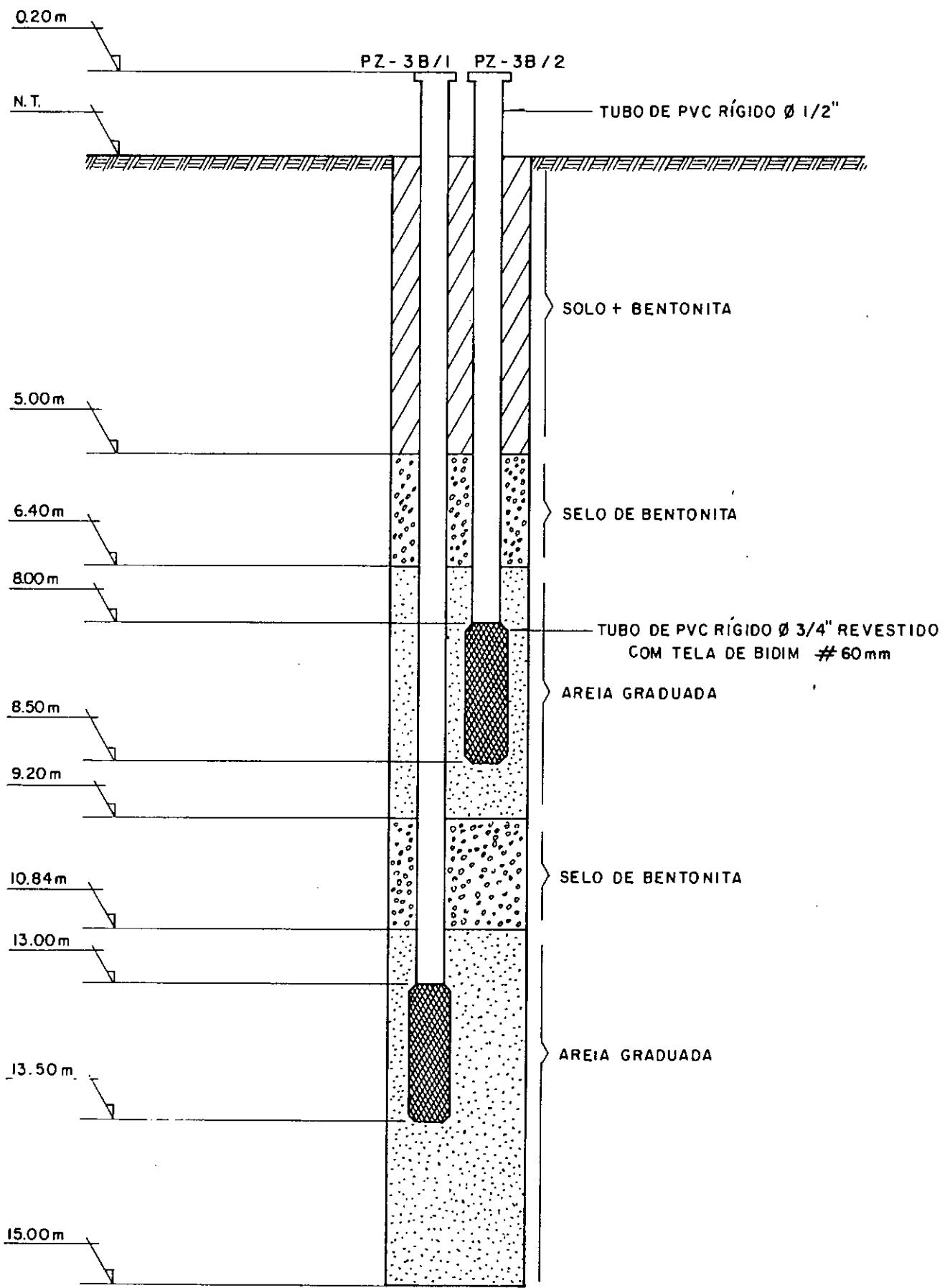
SONDAGEM: SM - IB



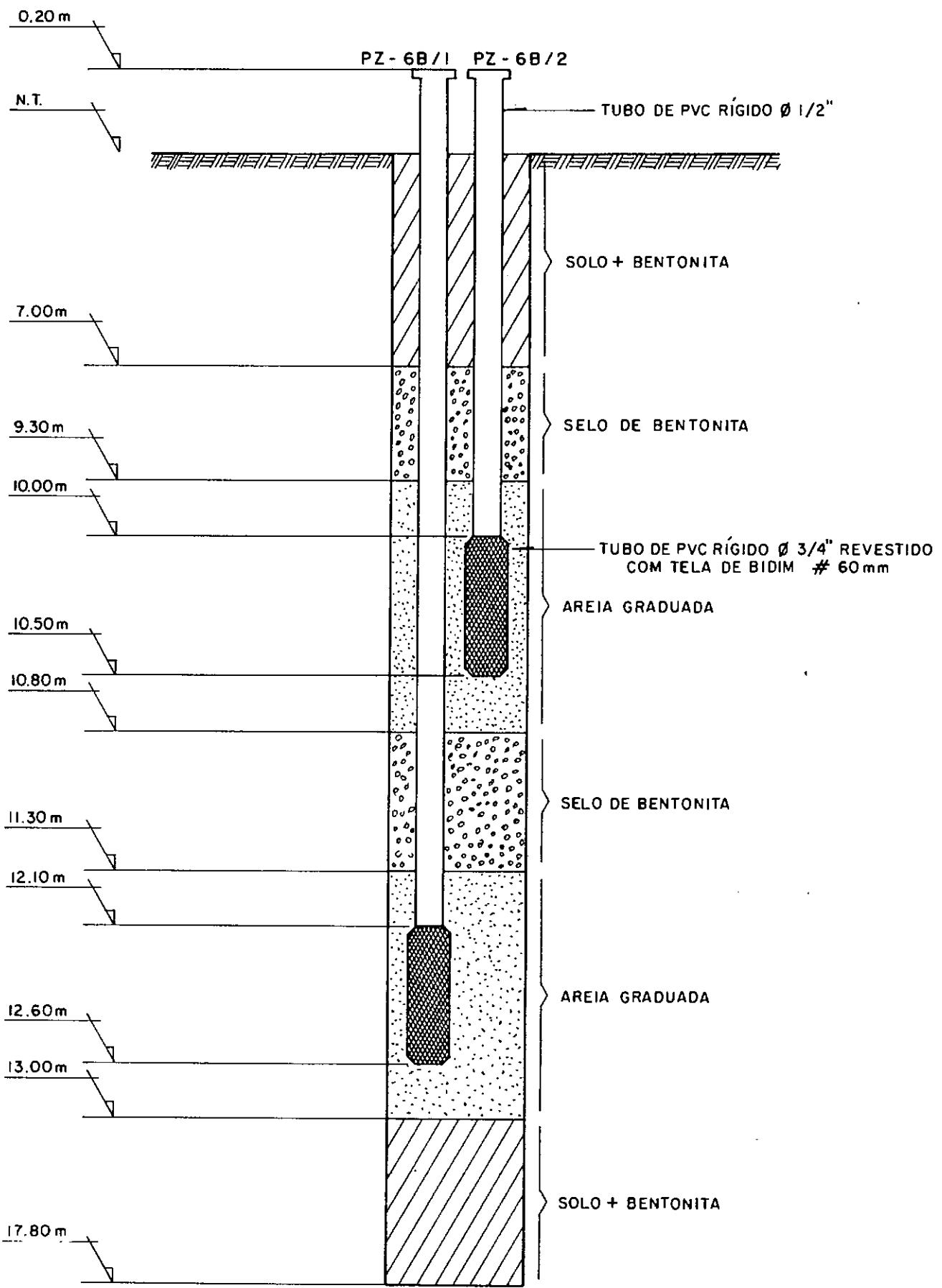
SONDAGEM: SM - 2B



SONDAGEM: SM - 3B

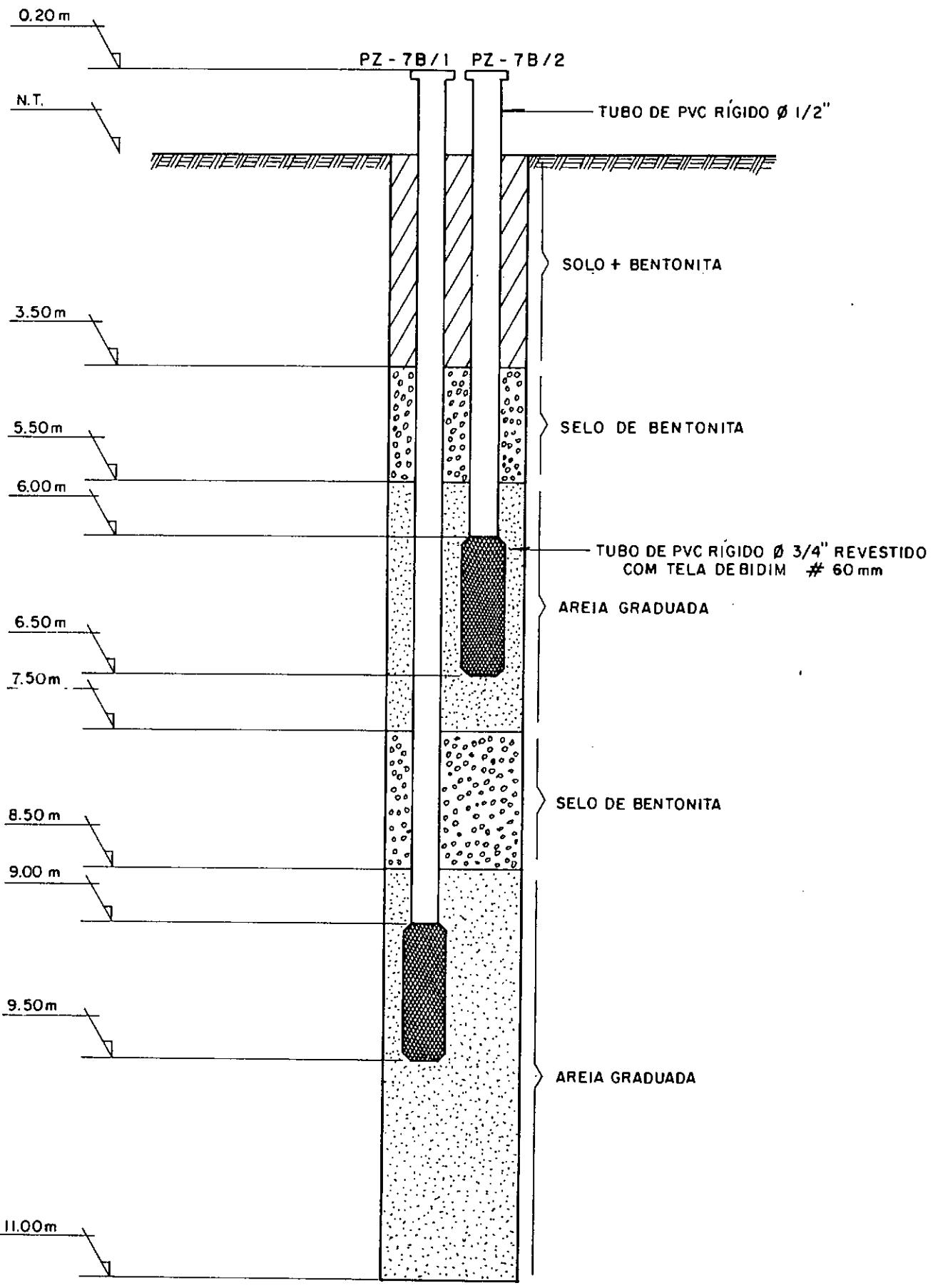


SONDAGEM: SM - 6B

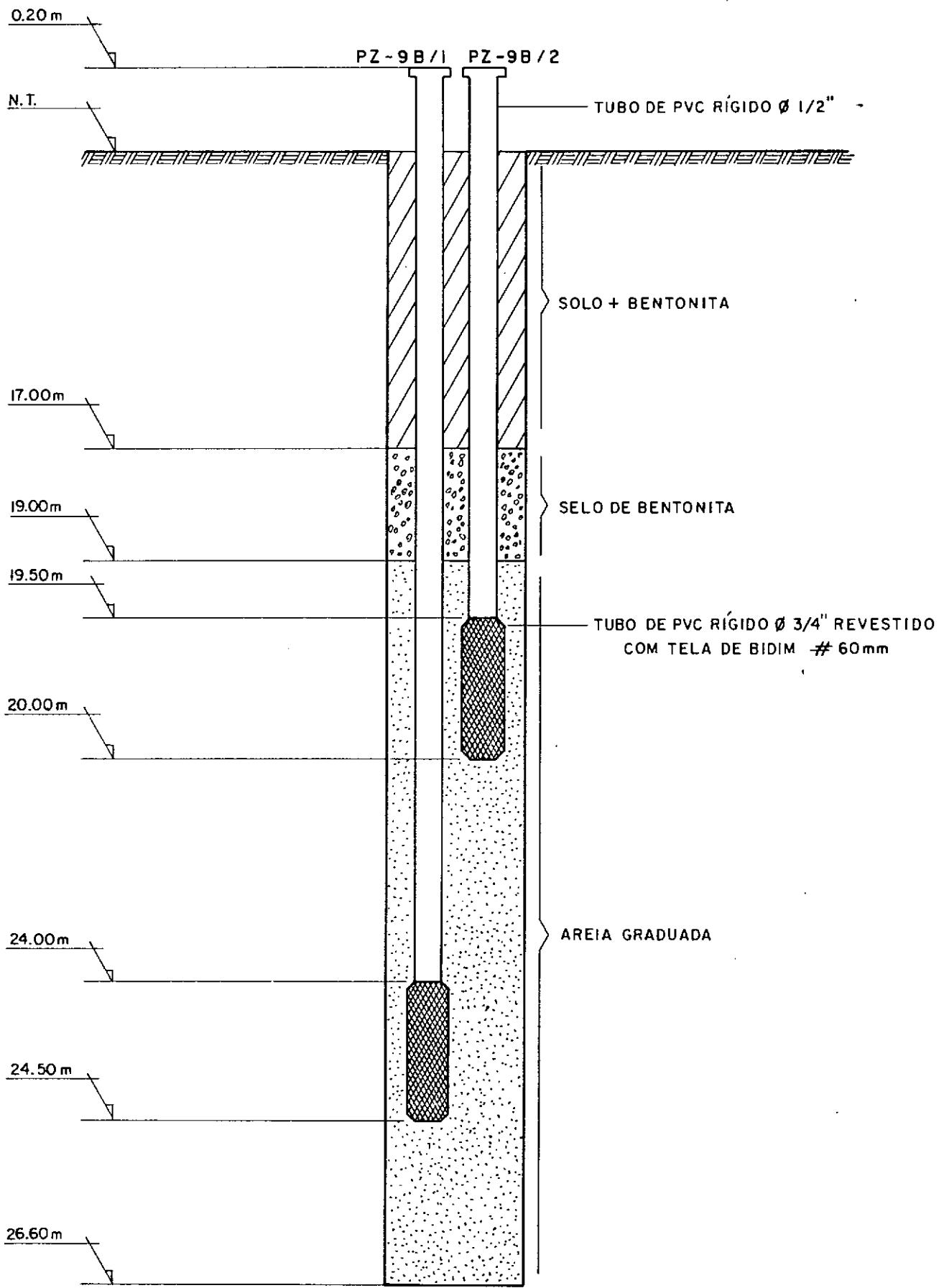


43

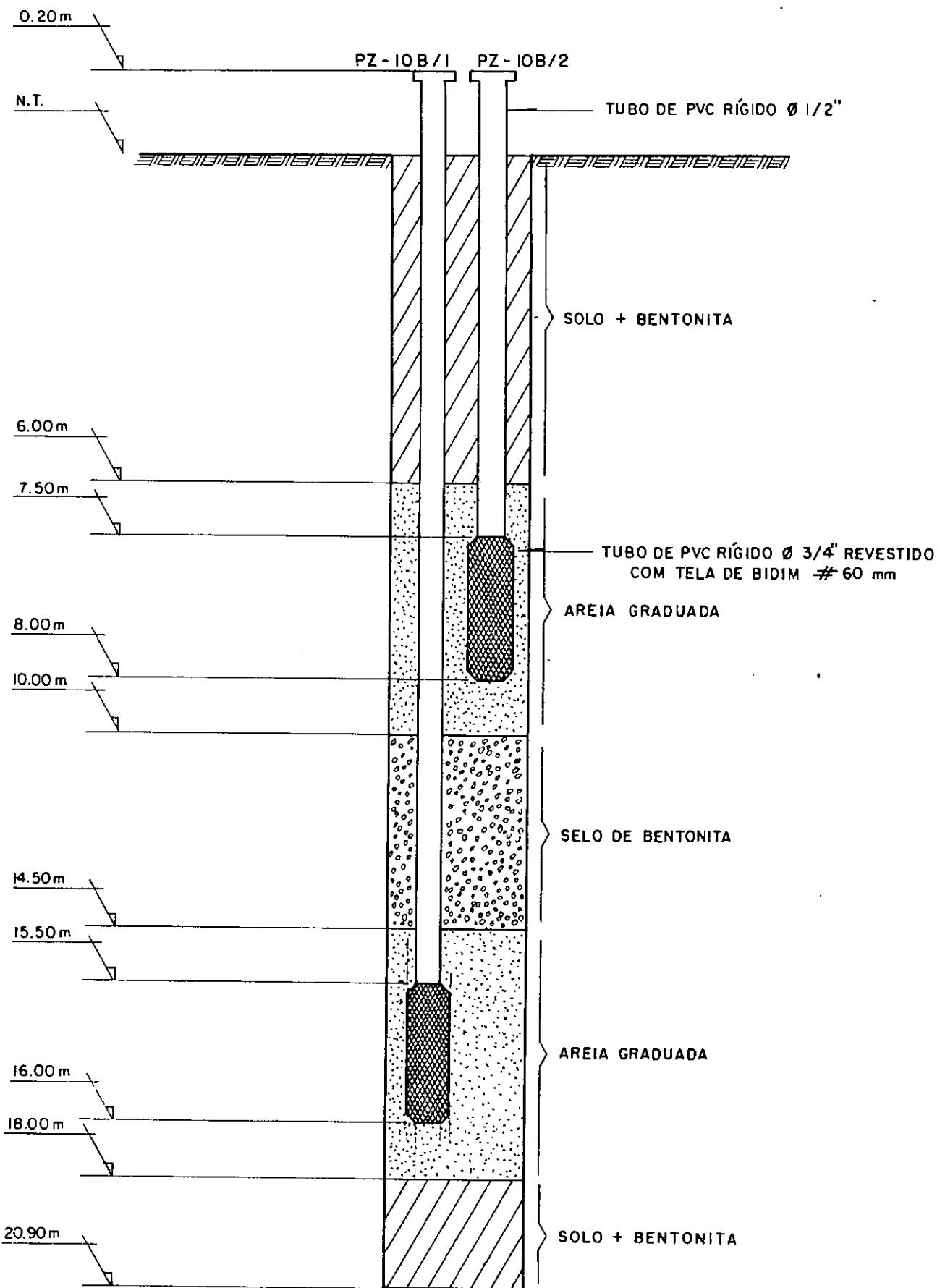
SONDAGEM: SM - 7B



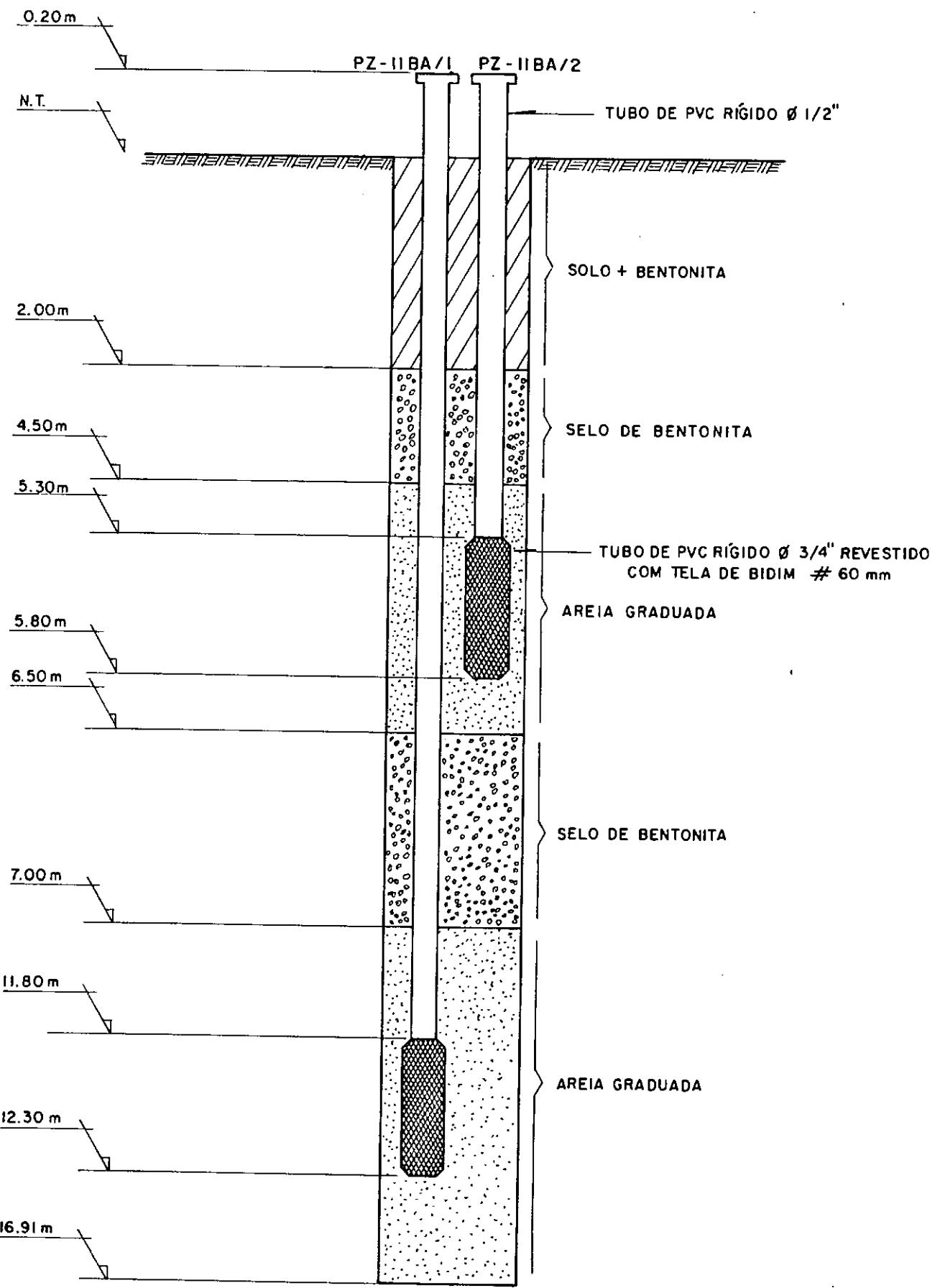
SONDAGEM: SM - 9B



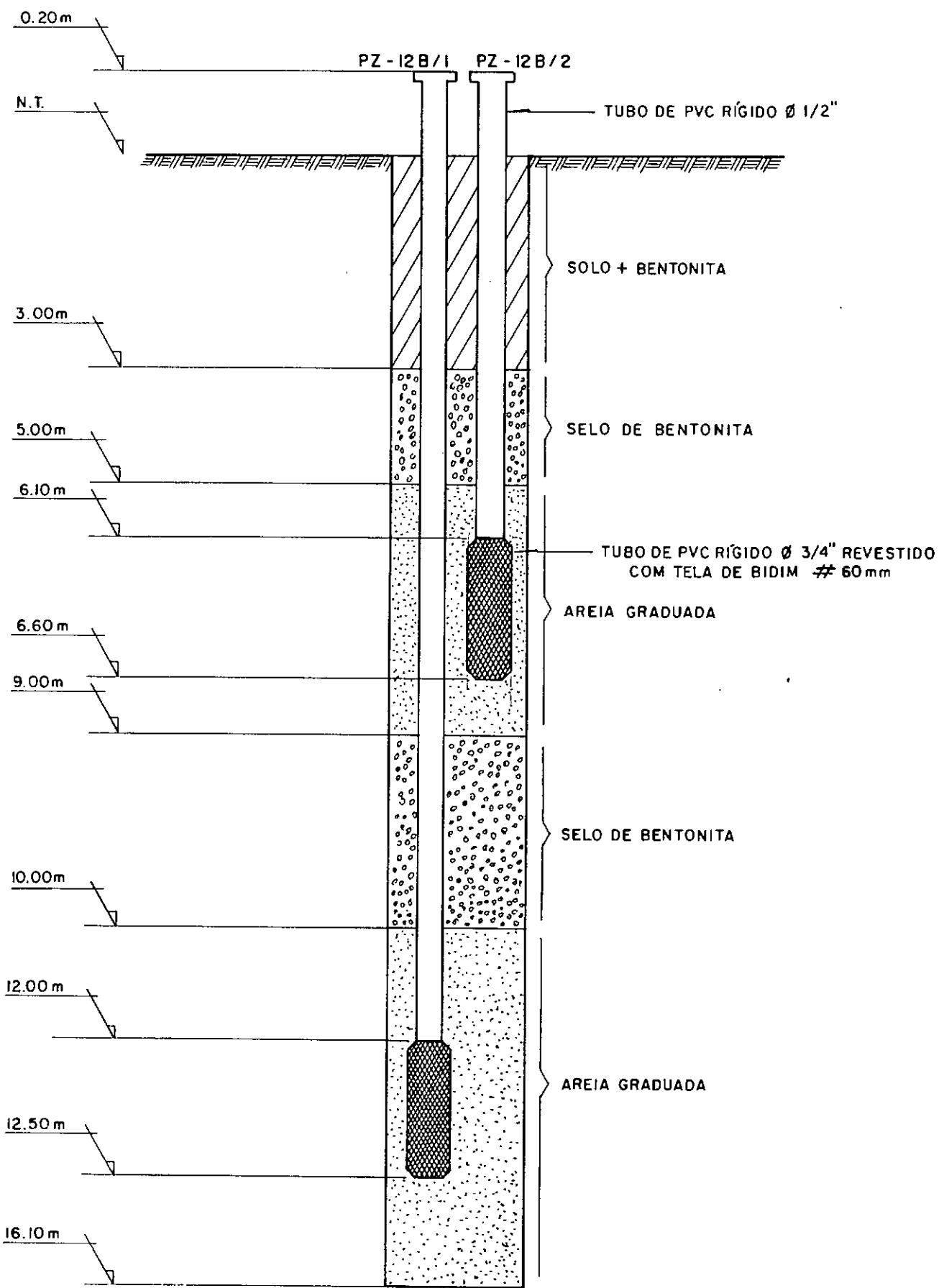
SONDAGEM : SM - 10B



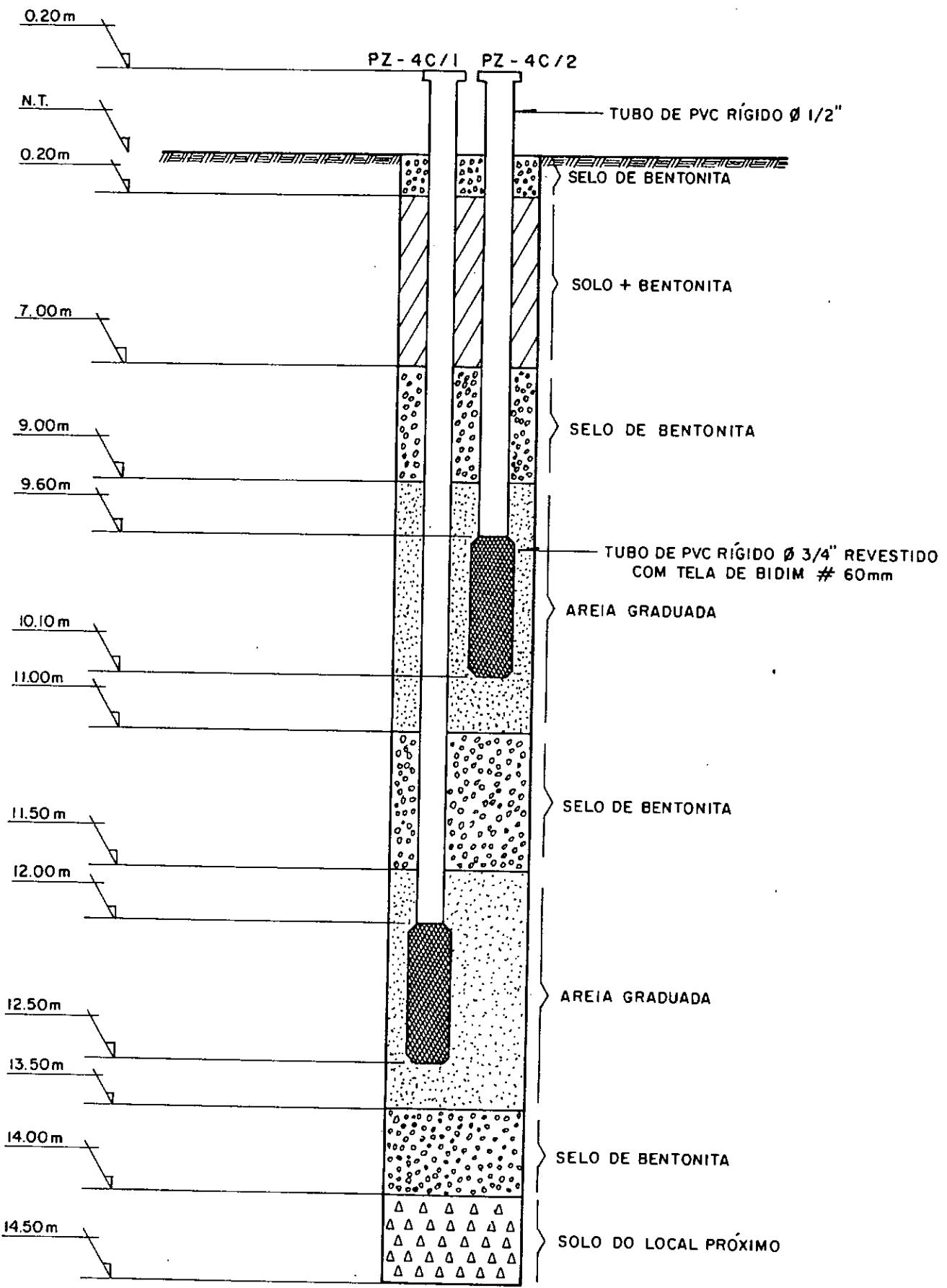
SONDAGEM: SM - II B



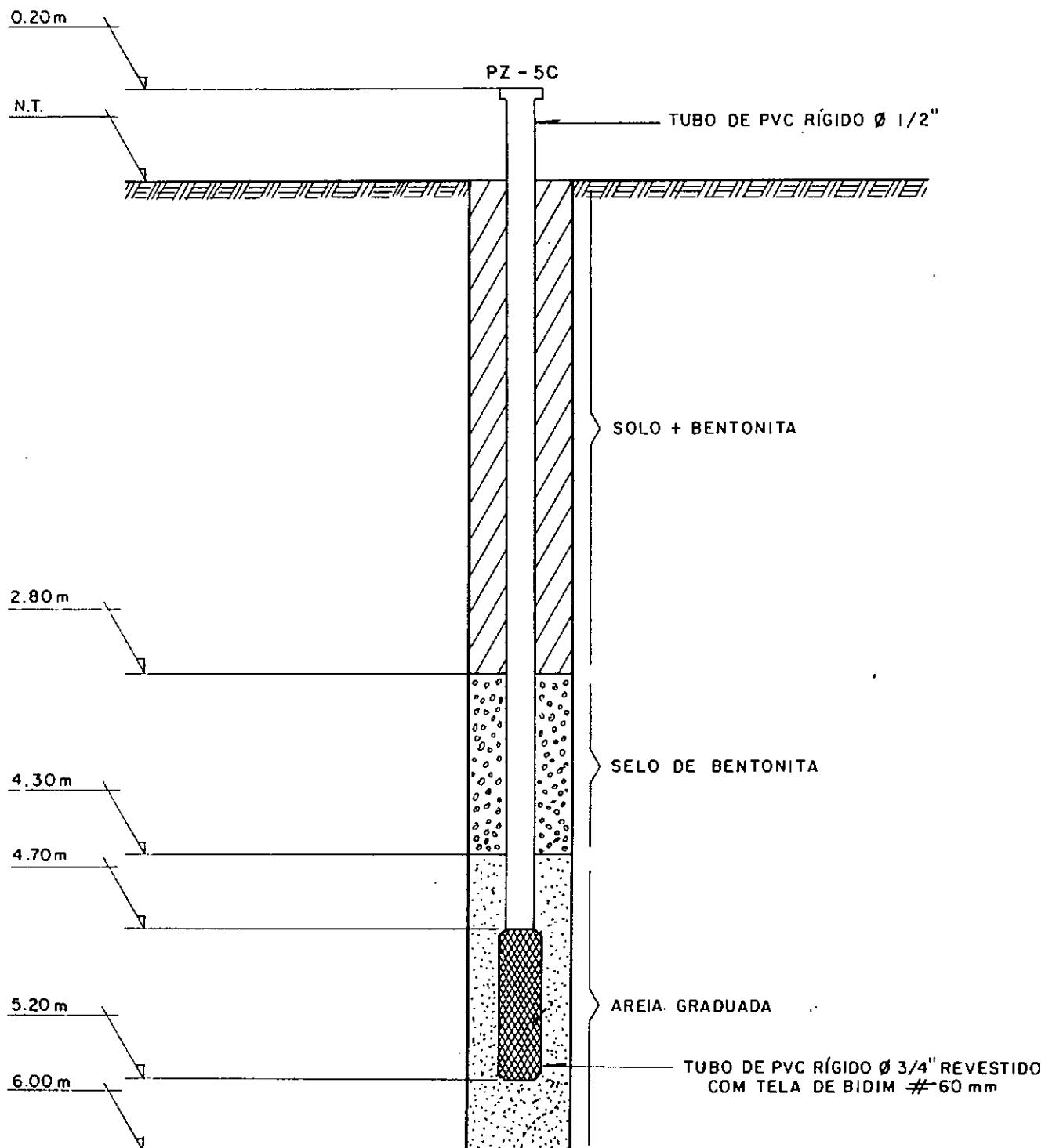
SONDAGEM: SM - I2B



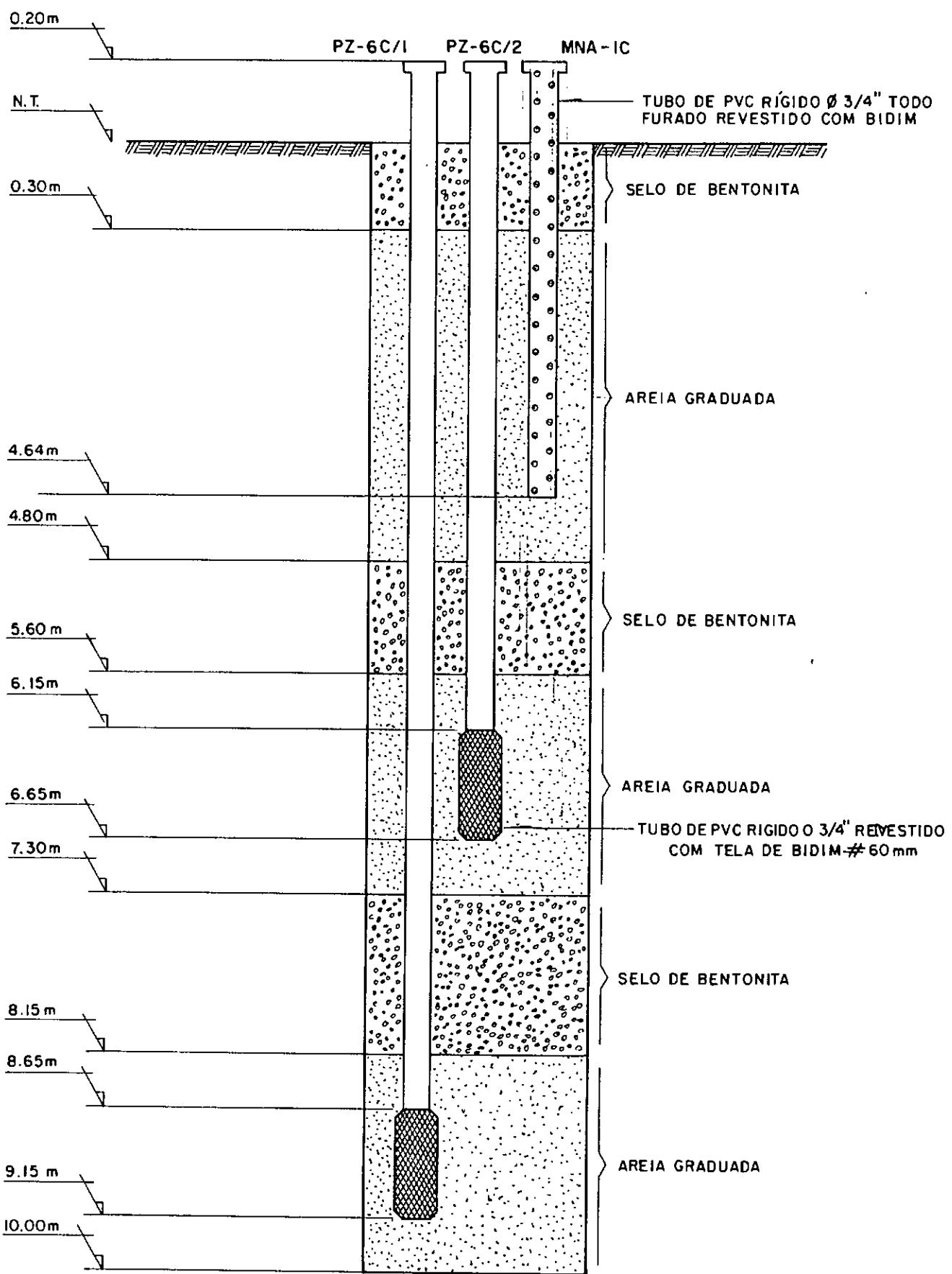
SONDAGEM: SM - 4C



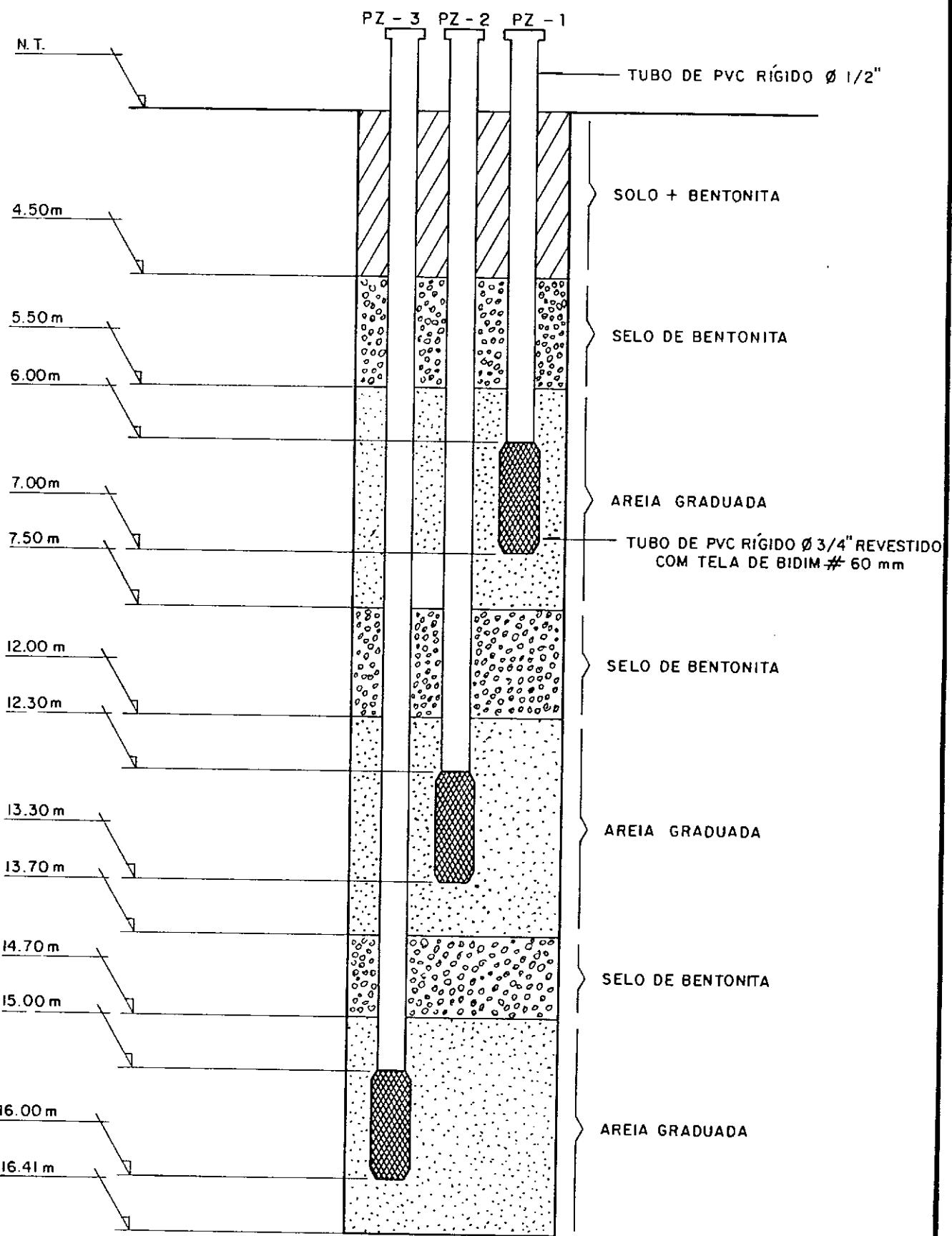
SONDAGEM: SM - 5C



SONDAGEM: SM - 6 C



SONDAGEM: SMG - 4



ANEXO 3**OFÍCIO ENVIADO A DIRETORIA DE GEOTÉCNICA**



COPPE Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia
Universidade Federal do Rio de Janeiro
EC/MS-082/91

Rio de Janeiro, 23 de setembro de 1991

A Diretoria de Geotécnica
Secretaria de Obras
Prefeitura do Rio de Janeiro
R. Fonseca Teles, 121 - 10º
Rio de Janeiro, RJ.

At.: Sr. Diretor, Engº Aldo da Cunha Rosa

Prezados Senhores,

Estamos enviando, em anexo, nosso RELATÓRIO Nº 1 sobre estudos geotécnicos que vimos desenvolvendo sobre a encosta da Estrada do Soberbo.

Atenciosamente,

FRANCISCO DE REZENDE LOPEZ
Chefe da Área de Geotecnia
Programa de Engenharia Civil
COPPE-UFRJ

23 9 91

12/01355-7

3.7) DRENAGEM PROFUNDA:

A drenagem da encosta do Soberbo foi feita através de drenos sub-horizontais, com comprimentos variando de 30m a 95m. A drenagem iniciou-se pelas zona C, onde movimento era acentuado, os inclinômetros e piezômetros já tinham rompido e havia um grande acúmulo de água na superfície do terreno. A idéia de iniciar-se a drenagem profunda pela zona C justifica-se também pelo fato de se querer estabilizar o pé da encosta que deslocava-se intensamente. Utilizaram-se inicialmente drenos de 40m de comprimento, e só então, com o pé da encosta parcialmente estabilizado, foram executados drenos de até 95m de comprimento. A partir daí iniciou-se a drenagem da zona B.

Os primeiros drenos atingiram vazões de 3 a 12 l/min na zona C, e à medida que novos drenos iam sendo instalados, tanto ao lado dos primeiros como a jusante, essas vazões iam diminuindo.

Com os drenos sendo feitos em pontos de cota mais baixa, conseguiu-se atingir e atravessar um dique de diabásio em vários locais e em várias profundidades chegando-se à vazão máxima de 40 l/min num dreno com 95m de comprimento.

4) CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES:

Em função do exposto neste relatório, pode-se verificar a importância da instrumentação precedendo uma obra de engenharia deste porte, onde as informações fornecidas pela mesma direcionaram e influenciaram na solução adotada para controlar o movimento da encosta.

Vale acrescentar que os resultados obtidos pela instrumentação após o início das obras de drenagem profunda assumem uma grande importância, pois comprovam a eficiência da solução adotada até a presente data. Justifica-se daí a re-implantação de novos instrumentos, em locais onde houve quebra de aparelhos, para uma verificação de possível aceleração dos movimentos na encosta.

Deverão ser estudadas a seguir, medidas adicionais de drenagem da encosta, tais como:

- poços com bombeamento profundo (bombas submersas);

55

- trincheiras drenantes instaladas longitudinalmente ao longo dos talvegues, com contribuições laterais ("espinha de peixe");

- túnel profundo em rocha ao longo do talvegue, partindo da estrada de Furnas, com drenos verticais em leque a partir do teto do túnel, para a captação da água subterrânea;

A nosso ver, a solução em túnel profundo traria uma solução definitiva ao problema, embora de elevado custo. Este custo poderia ser reduzido pelo aproveitamento das águas captadas, certamente com grande vazão, para o abastecimento público da região.

Todas estas soluções deverão ter sua relação custo/benefício bem estudadas. Paralelamente dever-se-á executar um projeto de drenagem superficial da área, bem como continuar a estabilização das duas raízes do escorregamento, na altura da estrada do Soberbo, já iniciada pela Dir. de Geotécnica. A drenagem das estruturas de contenção deve ser feita imediatamente, pois as mesmas se localizam nos talvegues, regiões de concentração das águas superficiais e subterrâneas; a proximidade do verão, época do ano onde ocorrem as maiores precipitações pluviométricas, coloca em risco as obras de contenção.

APÊNDICE 1: Relatório enviado a Diretoria de Geotécnica em 18/10/90.



APENDICE 1

56

COPPE Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia
Universidade Federal do Rio de Janeiro
EC/MS-120/90

Rio de Janeiro, 19 de outubro de 1990.

A
Diretoria da Geotécnica
Secretaria de Obras
Prefeitura do Rio de Janeiro
Rua Fonseca Teles, 121 - 10º andar
Nesta

a/c Sr. Diretor, Aldo da Cunha Rosa

Ref.: Estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista

Ass.: Relatório sobre a situação atual da encosta

S.M.O. G/DGE
ENTRADA 25/10/90
MATR.: 12601375-7

(Signature)
Aldo da Cunha Rosa

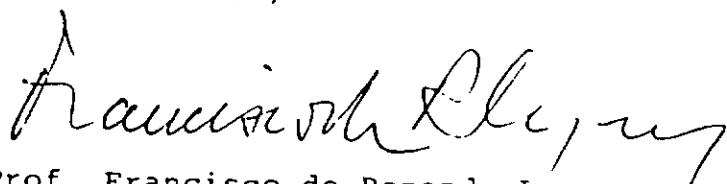
Prezados Senhores,

1. A presente tem por objetivo alertar V.Sas. sobre a situação atual da encosta da Estrada do Soberbo, na qual a COPPE, em convênio com esta Prefeitura, vem realizando estudos desde janeiro do corrente ano, sob a orientação do Prof. Willy A. Lacerda e com o curso principal do Engenheiro e Mestrando da COPPE Guilherme Schilling. Temos feito observações de movimentos (superficiais e em profundidade), pressões da água nos poros e de precipitação pluviométrica, além de ensaios especiais de laboratório (a cargo do Mestrando Glauber Candia).
2. Os resultados dessas observações mostram que existe um movimento constante da encosta ao longo das linguas coluviais que preenchem os talvegues naturais. A velocidade deste movimento é de cerca de até 0,30 m ao longo de um período de 50 dias, nas zonas B e A mostradas na Figura 1. Na zona C a velocidade é maior, atingindo até 52 mm/dia, acumulando movimentos totais de até 1,60 m no mesmo período de 50 dias de observação.
3. Nota-se um aumento inquietante no número de fissuras e fendas que surgem na encosta. Ao longo da zona C existem desniveis de cerca de 1 metro entre as principais fendas, o que indica um processo

de constante estado de ruptura. Nesta região observa-se pronunciado artesianismo, com os níveis d'água dos piezômetros mais profundos situados acima do nível do terreno (cerca de 0,80 m).

4. Os inclinômetros das regiões B e C já romperam todos, em profundidades variando entre 6 e 8 metros.
5. Na cabeceira da zona B continuam, agora (setembro e outubro de 90) com maior violência, os desmoronamentos do talude quase vertical existente no que era anteriormente a estrada do Soberbo. A integridade do caminho situado a montante da estrada já está ameaçada devido a estes constantes desmoronamentos, cuja posição está indicada na Figura 1.
6. As casas situadas na Zona C (cota 300, aproximadamente) correm risco de destruição, caso o movimento venha a acelerar de modo incontrolável, bastando para isto a ocorrência de chuvas de maior intensidade que as que vem caindo ultimamente. Note-se que a jusante da zona C existe um trecho de cerca de 200 metros, até a estrada de Furnas, que não está sendo ainda estudado (programado para o próximo ano). É de se esperar que movimentos semelhantes estejam também aí ocorrendo. Nesta região existem casas, as quais, a nosso ver, estariam também comprometidas caso viesse a ocorrer um deslizamento de grandes proporções.
7. Com a proximidade das chuvas de verão, opinamos que esta área seja de alto risco, e que sejam tomadas as providências urgentes que o caso requer. A área da cabeceira da zona B, assim como a zona C, requerem obras de contenção e drenagem, simultaneamente.
8. Sem mais para o momento, subscrivemo-nos,

Ateuiciosaamente,



Prof. Francisco de Rezende Lopes
Chefe da Área de Geotecnica

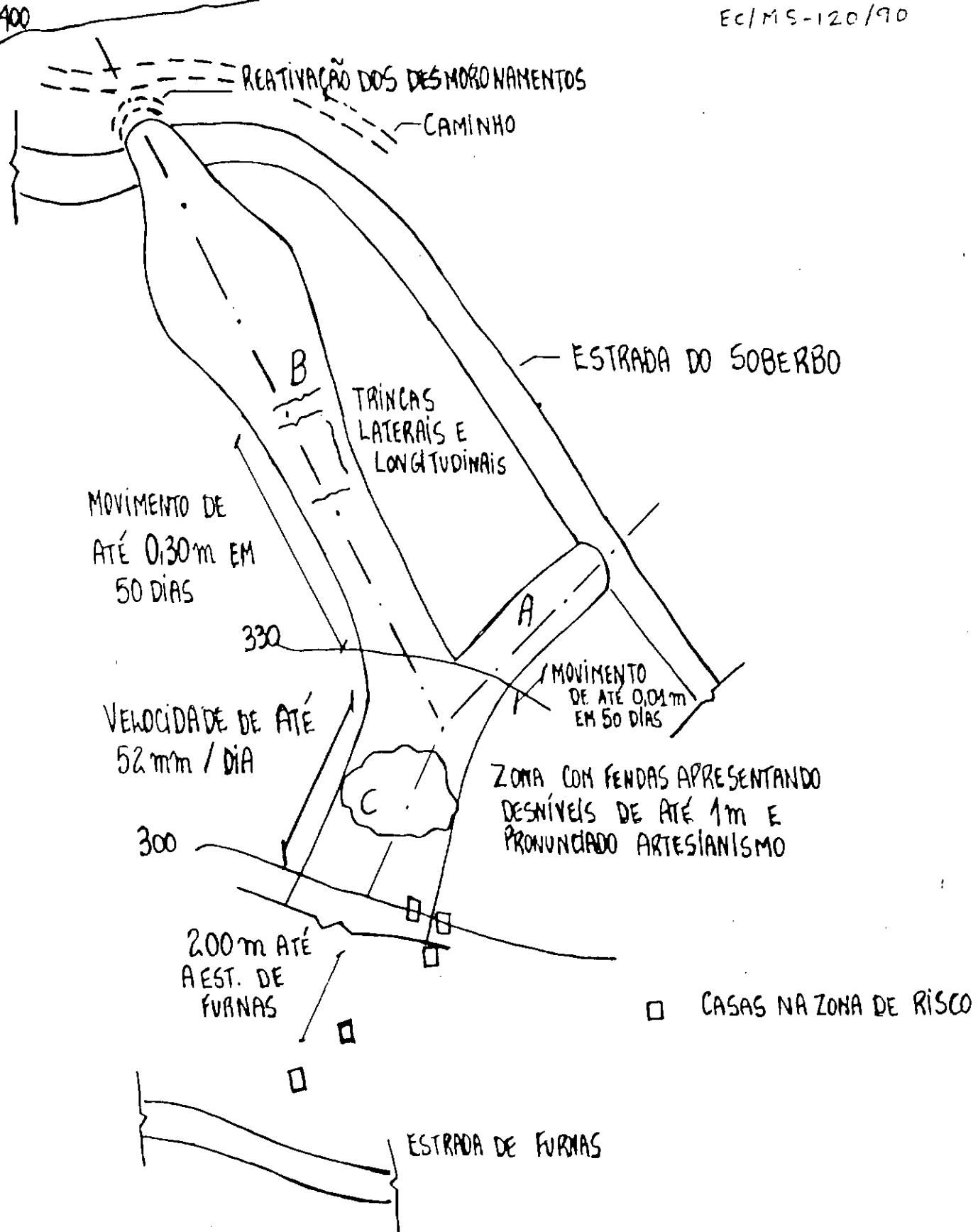


FIG. 1 - SITUAÇÃO DO ESCORREGAMENTO
LA ESTRADA DO SOBERBO
CUTUERO, 1990

ANEXO 4

DADOS PLUVIOMÉTRICOS DA SERLA (CAPELA MAYRINK)

PRODERJ/SERLA

SUPERINTENDENCIA ESTADUAL DE RIOS E LAGOAS - SERLA
 DIRETORIA DE ESTUDOS E PROJETOS - DEP
 DIVISAO DE HIDROLOGIA - EH

15-03-93

ALTURAS PLUVIOMETRICAS MENSais (MM)

PERIODO 1976 A 1992

ESTACAO CAPELA MAYRINK

CODIGO 79939480EP

\ MES	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	TOTAL
\ ANO \													
76				111.6	412.4	147.3	208.6	347.2	166.7	270.6	127.2	249.9	
77	97.9	0.0	91.3	562.9	240.8	77.4	80.0	150.7	241.9	160.7	182.8	154.3	2040.7
78	128.2	263.7	71.3	189.4	194.6	79.9	33.6	154.1	92.8	49.5	196.3	167.5	1620.9
79	412.5	127.8	153.3	211.4	136.8	224.8	172.4	190.2	244.7	54.5	290.7	358.1	2577.2
80	290.0	140.2	76.0	269.8	41.9	150.5	111.9	245.4	184.3	275.3	356.8	156.7	2386.8
81	177.8	8.7	253.1	208.5	63.6	19.0	137.6	102.2	64.6	195.7	184.4	507.3	1942.5
82	306.0	152.4	182.1	200.8	163.6	45.3	134.1	314.5	90.0	178.0	126.2	344.2	2179.2
83	144.1	51.6	458.9	125.7	184.1	244.5	93.0	82.0	293.8	316.5	181.7	229.1	2504.3
84	86.4	1.4	161.7	217.9	81.4	69.9	113.8	193.2	86.6	141.2	148.6	170.8	1472.3
85	355.5	177.1	268.3	271.6	155.3	126.8	61.2	91.2			136.9	242.6	
86	44.0	162.9	246.0	213.1	97.7	25.4	262.8	88.4	174.3	86.4	156.3	320.0	1877.3
87	197.8	241.9	158.0	261.6	257.7	325.0		121.2	242.5	206.6	104.1	217.1	
88	160.2	967.7	168.1	272.1	252.3	228.8	203.0	25.8	150.2	299.3	263.3	132.9	3121.7
89	124.3	142.6	98.6	108.9	186.1	324.8	281.2	75.3		153.4	137.2	154.9	
90	95.9	20.2	78.4	467.2	177.7	87.7	309.6	178.9	336.5	195.6	79.1	175.4	2202.2
91	187.0	214.7	341.4	180.6	217.0	141.1	126.0	142.0	154.5		165.2	177.7	
92	389.8	65.3	64.7	149.7	83.1	21.4					544.5		

ALTURAS PLUVIOMETRICAS DIARIAS (MM)

ANO 1986

ESTACAO CAPELA MAYRINK

CODIGO 79989480EP

\ MES \ DIA \	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.7	0.0	33.2	6.2	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	14.9	0.0	0.0	0.4	0.0	0.1	0.4	0.0	0.0	0.5
3	2.2	1.1	0.9	0.0	0.0	0.2	27.3	0.0	0.0	0.0	0.0	10.2
4	0.0	9.3	32.4	0.0	0.0	10.1	2.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.0	3.3	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	12.6	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	1.5	0.0	0.4	0.0
7	0.0	9.0	39.5	0.0	0.0	0.0	96.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.5	17.8	90.9	0.0	0.0	0.0	12.0	0.0	0.0	0.0	23.6	15.3
9	0.6	2.6	6.2	0.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0
10	0.0	6.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1
11	5.3	3.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	36.7	0.0
12	8.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	72.1	2.8
13	0.0	21.2	0.0	0.0	11.3	0.0	0.0	12.7	0.0	0.0	15.5	1.5
14	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0	0.3	0.0
15	0.0	0.0	0.0	0.0	26.7	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
16	0.0	0.6	0.0	132.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
17	0.0	0.0	0.0	25.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
18	0.0	12.2	0.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	0.0	17.0	0.0	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	27.3	19.7	0.0	30.1
20	0.0	10.7	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.2	11.6	0.0	51.4
21	0.0	4.9	26.2	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	37.6	1.0	0.0	11.4
22	3.9	9.0	0.0	0.0	14.4	0.0	102.6	3.4	45.5	5.9	0.0	0.0
23	0.0	0.0	0.0	47.9	1.1	0.0	7.9	0.0	1.3	20.1	0.0	7.0
24	0.0	0.0	1.1	1.9	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	17.4	0.2	13.2
25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
27	0.0	0.0	8.3	0.0	23.2	2.8	0.0	1.7	47.6	0.0	0.0	28.0
28	0.0	0.0	1.4	2.7	0.0	0.2	4.7	0.0	1.8	0.0	0.0	16.0
29	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	13.3
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	42.00
31	0.0	0.0	17.9	0.0	8.4	0.0	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	3.00
TOTAL	44.0	162.9	246.0	213.1	97.7	25.4	262.8	88.4	174.3	86.4	156.3	320.0

ALTURAS PLUVIOMETRICAS DIARIAS (MM)

ANO 1987

ESTACAO CAPELA MAYRINK

CODIGO 79999400EP

\ MES \ DIA \	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		14.0	17.5	0.0	0.0	0.0
2	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		8.0	4.9	0.3	0.0	0.0
3	30.1	0.0	0.0	37.6	0.0	0.0		0.0	0.0	54.8	0.0	0.0
4	17.5	6.4	0.0	60.4	0.0	0.0		0.0	13.6	2.1	0.0	0.0
5	0.0	5.2	0.0	62.2	7.1	0.0		0.0	0.1	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	17.7	7.1	0.0		0.0	25.5	15.5	0.0	4.6
7	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0	69.2		1.2	10.5	1.5	0.0	36.4
8	0.0	0.0	0.0	5.5	0.0	12.1		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.2	14.0	1.7	6.5	32.2		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	152.2	9.9	0.6	11.2	0.6		0.0	0.0	0.0	12.2	18.2
11	0.0	9.8	30.1	20.7	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	19.0	9.0
12	5.5	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	35.2	0.0	20.0	0.0
13	35.0	0.0	17.1	0.8	0.0	0.0		0.0	0.4	0.0	1.1	0.0
14	0.5	0.3	7.9	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	3.5	0.0
16	0.0	0.7	3.4	0.0	24.6	20.0		0.0	0.0	0.0	12.0	0.0
17	1.0	58.2	11.2	0.0	7.2	12.3		0.0	5.7	0.0	0.0	0.0
18	0.5	1.6	3.0	0.0	0.0	0.8		44.1	14.0	7.6	0.0	0.0
19	2.5	3.3	0.4	0.0	0.0	0.0		6.6	0.5	1.1	0.0	17.1
20	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		4.1	50.9	21.2	0.0	7.2
21	0.0	0.0	0.0	0.0	15.8	0.0		11.2	0.9	56.6	0.0	6.9
22	0.0	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0		12.7	22.1	9.6	9.5	11.7
23	6.1	0.0	0.0	0.0	0.0	4.8		11.0	0.0	5.7	3.8	7.8
24	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	103.4		0.0	5.7	0.0	3.0	11.7
25	60.5	0.0	0.4	16.3	80.7	30.6		0.0	0.0	2.8	0.0	0.0
26	0.0	0.0	0.0	2.0	18.0	0.0		0.0	1.7	0.0	0.0	0.0
27	5.5	0.0	0.0	14.2	2.7	0.0		0.0	0.0	0.0	16.0	0.0
28	2.9	0.0	0.0	19.4	0.0	0.0		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	23.2	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0		0.0	7.3	10.0	0.0	1.3
30	3.2	0.0	0.2	9.4	0.0	0.0		0.0	0.0	16.5	0.0	0.0
31	0.5	0.0			20.2		12.2	5.1		0.0		
TOTAL	197.8	241.9	158.0	261.6	257.7	325.6		121.2	242.5	206.6	104.1	217.1

ALTURAS PLUVIOMETRICAS DIARIAS (MM)

ESTACAO CAPELA MAYRINK

ANO 1988
CODIGO 799B9480EP

\ MES \ DIA \	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	13.0	0.0	0.0	0.0	0.6	19.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	0.0
2	2.4	18.3	18.8	27.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	62.0	0.0
3	0.0	92.8	0.0	21.1	0.0	0.0	0.0	0.0	18.7	0.0	3.8	0.0
4	0.0	8.0	20.2	0.0	0.0	0.3	0.0	0.0	6.3	0.0	6.9	0.0
5	0.0	74.0	1.2	1.0	3.2	4.7	0.0	0.0	0.0	0.7	16.4	0.0
6	0.0	57.6	0.0	0.8	55.7	0.0	0.0	0.0	1.3	2.4	61.9	0.0
7	32.1	3.2	10.0	0.9	14.0	0.0	0.0	0.0	0.0	11.9	1.2	0.0
8	0.0	9.4	1.6	0.3	0.0	0.0	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	3.2	48.2	89.6	3.0	0.0	22.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	18.0	41.9	3.2	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	0.0	0.0
11	0.0	49.3	0.0	0.0	0.0	57.4	26.0	24.1	0.0	0.6	0.0	0.0
12	1.9	81.3	1.0	0.0	0.0	3.7	68.4	1.7	0.0	3.2	0.0	0.0
13	26.7	49.3	0.0	0.0	0.0	0.0	59.1	0.0	0.0	26.6	0.0	0.0
14	0.0	9.8	0.6	15.4	31.6	7.4	21.6	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0
15	0.0	3.5	0.0	1.9	0.0	42.1	1.9	0.0	28.3	0.0	0.0	0.0
16	0.0	6.0	6.0	6.6	6.0	10.0	0.1	0.0	33.0	0.0	9.1	0.2
17	0.0	1.0	0.6	1.0	0.1	4.2	0.0	0.0	5.5	8.4	24.0	13.1
18	0.0	6.5	1.2	2.3	9.8	6.0	0.0	0.0	15.2	88.6	0.0	0.0
19	0.0	82.4	59.5	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	9.4	0.0	0.0	0.0
20	0.0	177.6	4.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1	3.8	0.0	0.0
21	0.0	95.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	42.0
22	0.0	94.4	0.0	0.0	13.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.1	23.2
23	0.0	16.0	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	46.7	0.0
24	0.0	0.0	0.0	15.0	1.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.0	13.3
25	1.2	0.0	0.0	0.4	59.7	21.0	31.1	0.0	0.0	0.0	1.9	0.3
26	0.0	0.0	0.0	0.0	21.1	39.9	0.0	0.0	0.0	69.3	0.0	20.5
27	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	10.4	15.0	0.0	0.0	29.7	0.2	3.1
28	0.4	0.0	0.0	42.4	0.0	0.0	1.2	0.0	1.5	35.2	7.5	0.0
29	0.0	0.0	0.0	35.3	0.0	0.0	0.0	0.0	27.0	9.5	0.0	0.0
30	0.0	0.0	0.0	21.6	19.8	0.0	0.0	0.0	4.4	0.4	0.0	1.4
31	0.2	0.0	0.0	0.0	8.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.9
TOTAL	100.2	967.7	169.1	272.1	252.3	228.8	253.0	25.0	153.2	299.3	262.2	132.7

ALTURAS PLUVIOMETRICAS DIARIAS (MM)

ANO 1989

ESTACAO CAPELA MAYRINK

CODIGO 79989480EP

\ MES	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
\ DIA \												
1	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	0.0	10.0	15.6	2.2
2	0.8	0.0	4.6	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	1.9
3	0.0	0.1	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.4	0.0	0.9	0.0	0.0	67.2	0.0	0.0	2.9	9.7	0.0
5	4.1	15.5	0.0	0.9	3.5	1.9	0.0	0.0	0.0	8.5	0.0	0.0
6	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0	124.8	18.6	0.0	0.3	0.0	6.0
7	0.1	0.2	1.0	0.2	37.7	0.0	23.3	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0
8	1.0	1.0	0.0	0.0	74.5	0.0	13.9	0.0	7.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	11.1	2.2	0.0	10.1	0.0	4.0	0.0	11.7	2.8	0.0	0.0
10	26.3	9.4	35.5	0.0	1.3	0.0	10.5	0.0	0.0	3.3	0.0	0.0
11	1.4	16.7	0.0	0.9	4.8	150.9	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	2.8
12	6.6	0.3	0.6	2.7	0.0	144.6	0.0	12.5	0.0	8.1	0.0	0.0
13	3.3	0.0	0.0	0.0	0.1	5.5	0.0	8.7	5.2	3.5	1.1	0.0
14	13.7	3.0	31.5	14.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.5	0.0	0.0
15	23.0	0.0	22.5	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0	6.1	2.9	0.0	0.0
16	5.7	10.1	3.3	14.2	0.0	0.0	0.2	1.8	15.9	3.3	0.0	0.0
17	0.0	0.0	0.2	3.1	0.0	0.0	0.0	0.0	19.1	0.5	0.0	0.0
18	4.8	0.0	0.0	0.0	2.5	0.0	0.0	0.0	2.1	12.1	0.0	0.0
19	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	7.6	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0
20	2.3	0.0	0.0	47.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.8	0.0	77.8
21	0.9	0.0	0.0	12.7	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.2	0.0	0.0
22	0.0	31.0	6.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	0.6	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0
24	32.2	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0
25	0.0	0.9	0.0	2.9	0.0	5.0	0.0	0.0	3.5	0.0	29.0	0.0
26	0.0	34.2	0.0	0.0	4.5	1.3	0.0	0.0	46.0	0.0	0.0	0.0
27	0.0	0.0	0.0	0.0	25.8	0.0	1.0	0.0	38.5	0.0	0.0	4.9
28	0.0	0.0	0.4	0.0	8.5	0.0	5.9	7.7	1.3	76.7	0.0	0.0
29	0.0	0.0	0.0	0.0	17.1	0.0	9.3	23.5	1.0	0.6	22.4	0.0
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	21.9	0.0	45.2	0.0	0.0
31	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	124.3	142.6	88.6	108.9	183.1	324.8	281.2	75.3	153.4	137.2	154.9	

ALTURAS PLUVIOMETRICAS DIARIAS (MM)

ANO 1990

ESTACAO CAPELA MAYRINK

CODIGO 79989430EP

\ MES \ DIA \	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	28.8	0.0	0.0	0.0	56.4	0.0	0.8	2.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2	2.6	0.0	0.0	0.0	25.6	0.0	0.0	0.0	12.4	0.0	3.1	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7	0.0	0.0	0.0	0.5	6.8	0.0	0.0
4	23.5	6.0	0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0	0.0	0.0
5	8.2	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	1.0	7.3	0.0	0.0	7.2	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	45.8	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	35.3	0.0	0.3	0.0	3.6	0.0
8	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	13.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	18.1
9	0.0	0.0	0.0	3.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.7
10	0.0	0.0	0.0	2.2	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	17.1	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	0.0	0.0	73.5	10.5	110.0	0.0	0.0	28.5	0.0	0.6
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	90.0	0.0	0.0	0.0
15	0.0	0.2	0.0	3.6	0.0	0.0	0.1	0.0	75.0	0.0	0.0	10.8
16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	43.3	0.0	7.1
17	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	37.0	0.0	11.1
18	0.0	0.4	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
19	0.0	0.6	0.0	246.4	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
20	0.0	3.0	16.9	84.3	0.0	0.0	7.2	5.6	0.0	5.0	0.0	0.0
21	0.0	0.0	29.0	126.1	0.0	0.0	7.6	0.0	0.0	9.3	0.0	0.0
22	0.5	0.3	28.1	1.6	7.2	2.0	1.0	5.6	0.0	1.7	0.0	0.0
23	32.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	41.1	42.9	0.0	0.0	0.0	0.0
24	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	17.6	82.1	0.0	10.6	0.0
25	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	58.0	0.0	0.0	0.0
26	0.0	4.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	7.0	5.0	0.0	9.3
27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	27.8
28	0.0	10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	44.2	1.4	0.0	0.0	7.2	0.0
29	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7	72.4	0.0	0.0	0.0	19.6
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.6	0.0	0.0	0.0	55.4
31	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	95.9	20.2	78.4	467.2	177.7	87.7	399.6	178.9	335.5	195.6	79.1	175.4

ALTURAS PLUVIOMETRICAS DIARIAS (MM)

ANO 1991

ESTACAO CAPELA MAYRINK

CODIGO 79989480EP

\ MES	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
\ DIA \												
1	0.0	0.0	0.0	0.4	0.8	0.0	15.1	0.0	2.5	10.3	1.5	3.2
2	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	1.2	49.2	0.0	1.7	0.7
3	0.0	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0	0.0	105.1	0.0	19.1	35.2	0.0
4	1.1	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	6.9	0.0	20.5	3.3	0.0
5	15.3	0.0	1.6	1.7	0.0	0.0	18.5	0.0	0.0	110.6	7.3	0.0
6	0.2	0.0	1.5	13.6	3.6	0.0	0.5	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0	178.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.0	1.0	0.0	0.0	10.0	1.8	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
9	0.0	18.5	0.5	0.0	16.9	14.6	0.0	0.1	0.0	30.0	6.0	
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	59.1	0.0	0.0	0.0	0.0	3.0	0.0
11	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0
12	14.8	2.2	0.6	0.0	0.0	0.0	17.9	19.0	0.0	0.0	0.0	0.0
13	22.0	5.2	0.0	0.2	0.0	0.0	1.9	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0
14	2.8	0.0	3.9	0.6	0.0	0.0	33.5	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0
15	0.1	0.0	0.8	0.0	0.0	0.0	25.7	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0
16	12.5	10.9	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	2.4	5.8	0.0	0.0	1.1
17	2.1	87.9	3.7	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	10.0
18	55.7	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.4
19	0.6	67.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.2
20	0.0	7.0	0.0	107.2	1.4	0.0	0.0	0.0	13.7	0.0	0.0	18.7
21	0.0	0.2	0.0	0.0	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
22	0.0	0.0	38.6	0.6	0.0	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	0.0	0.1	33.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24	0.1	5.5	4.4	0.0	0.0	18.0	0.1	0.0	6.3	0.0	0.0	0.0
25	0.9	0.0	12.4	0.0	0.2	0.1	0.0	0.0	3.2	0.0	0.0	0.0
26	3.4	0.0	17.7	7.2	0.0	0.0	0.0	0.0	14.3	0.0	1.1	41.5
27	26.8	0.0	94.0	17.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.2	0.0	5.9	5.1
28	4.8	0.0	64.0	10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6	0.0	5.1	24.3
29	0.0	30.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	7.1	0.0	0.0	3.6
30	26.3	25.9	21.1	0.0	38.3	0.0	0.0	0.0	6.2	0.0	0.0	0.0
31	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
TOTAL	187.0	214.7	341.4	180.6	217.0	141.1	126.0	142.0	154.5	105.2	177.7	

ALTURAS PLUVIOMETRICAS DIARIAS (MM)

ANO 1992

ESTACAO CAPELA MAYRINK

CODIGO 79989480EP

\ MES \ DIA \	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	11.1					6.9	
2	0.0	0.0	11.0	0.0	12.2	1.6					3.2	
3	0.0	0.0	3.3	0.0	0.9	0.0					3.1	
4	0.0	0.0	0.0	0.0	2.2	0.0					0.2	
5	144.5	2.2	30.1	0.0	0.0	0.0					153.0	
6	22.6	6.0	0.0	0.0	0.0	6.0					71.8	
7	5.6	0.0	0.0	0.0	3.9	0.0					30.8	
8	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0					0.0	
9	0.0	0.0	0.0	21.4	0.9	0.0					6.6	
10	2.3	0.4	0.0	0.2	1.6	0.0					0.0	
11	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0					0.0	
12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.7					0.0	
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					0.0	
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.9	0.0					0.0	
15	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	1.5					0.0	
16	0.0	6.0	0.0	0.0	0.0	0.0					0.0	
17	23.9	0.1	11.0	0.2	0.3	0.2					53.1	
18	84.3	0.6	2.8	0.0	0.0	0.2					9.1	
19	7.7	0.0	0.0	0.0	2.7	0.0					2.0	
20	5.3	0.0	0.8	0.0	35.0	1.0					0.0	
21	2.1	0.0	0.0	0.0	2.4	0.0					0.9	
22	8.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					0.6	
23	22.6	0.0	0.0	1.3	0.9	0.0					0.0	
24	15.4	0.0	0.0	0.0	13.4	0.0					47.5	
25	27.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0					2.6	
26	0.0	13.6	4.4	31.0	0.0	0.0					17.7	
27	0.0	1.5	0.4	56.5	0.0	0.0					105.8	
28	0.0	29.3	0.0	36.4	0.0	0.0					35.9	
29	0.0	9.5	0.0	1.6	0.0	0.0					0.0	
30	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0					0.0	
31	17.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0						
TOTAL	309.8	65.3	64.7	149.7	83.1	21.4					544.5	

ANEXO 5

**PLUVIOMETRIA DIÁRIA E ACUMULADA EM 25 DIAS NO
SOBERBO E CAPELA MAYRINK (SERLA)**

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
FEV/90	23	1	2,4	0,0	2,4	4,5
	24	2	0,0	0,0	2,4	4,5
	25	3	2,0	0,0	4,4	4,5
	26	4	1,8	4,3	6,2	8,8
	27	5	2,3	0,8	8,5	9,6
	28	6	0,0	11,3	8,5	20,9
MAR/90	1	7	0,0	0,0	8,5	20,9
	2	8	0,0	0,0	8,5	20,9
	3	9	0,0	0,0	8,5	20,9
	4	10	0,0	0,0	8,5	20,9
	5	11	0,0	0,0	8,5	20,9
	6	12	0,0	0,0	8,5	20,9
	7	13	0,0	0,0	8,5	20,9
	8	14	0,0	0,0	8,5	20,9
	9	15	0,0	0,0	8,5	20,9
	10	16	0,0	0,0	8,5	20,9
	11	17	0,0	0,0	8,5	20,9
	12	18	0,0	0,0	8,5	20,7
	13	19	0,0	0,0	8,5	20,7
	14	20	0,0	0,0	8,5	20,7
	15	21	0,0	0,0	8,5	20,3
	16	22	0,0	0,0	8,5	19,7
	17	23	0,0	0,0	8,5	16,7
	18	24	0,0	0,2	8,5	16,9
	19	25	0,0	0,0	8,5	16,6
	20	26	14,5	18,5	20,6	35,1
	21	27	0,1	34,1	20,7	69,2
	22	28	0,0	31,4	18,8	100,6
	23	29	0,0	0,6	17,0	96,9
	24	30	0,5	1,2	15,1	97,3
	25	31	1,9	1,2	17,0	87,2
	26	32	0,6	1,3	17,6	88,5
	27	33	0,0	0,0	17,6	88,5
	28	34	0,0	0,0	17,6	88,5
	29	35	0,0	0,0	17,6	88,5
	30	36	0,0	0,0	17,6	88,5
	31	37	0,0	0,0	17,6	88,5
ABRIL/90	1	38	0,0	0,0	17,6	88,5
	2	39	0,0	0,0	17,6	88,5
	3	40	0,0	0,0	17,6	88,5
	4	41	0,0	0,0	17,6	88,5
	5	42	0,0	0,0	17,6	88,5
	6	43	0,0	0,0	17,6	88,5
	7	44	0,0	0,0	17,6	88,5
	8	45	0,0	0,0	17,6	88,5
	9	46	0,0	3,6	17,6	92,1
	10	47	11,0	2,2	28,6	94,3
	11	48	0,0	0,0	28,6	94,3
	12	49	0,0	0,0	28,6	94,1
	13	50	0,0	0,0	28,6	94,1
	14	51	0,0	0,0	14,1	75,6
	15	52	3,5	0,0	17,5	41,5
	16	53	0,0	3,6	17,5	13,7
	17	54	0,0	0,0	17,5	13,1
	18	55	0,0	0,0	17,0	11,9
	19	56	218,0	262,0	233,1	272,7

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	20	57	95,0	107,9	327,5	379,3
	21	58	94,0	178,0	421,5	557,3
	22	59	7,3	0,0	428,8	557,3
	23	60	0,0	0,0	428,8	557,3
	24	61	0,0	0,0	428,8	557,3
	25	62	0,0	0,0	428,8	557,3
	26	63	0,0	0,0	428,8	557,3
	27	64	0,0	0,0	428,8	557,3
	28	65	0,0	0,0	428,8	557,3
	29	66	0,0	0,0	428,8	557,3
	30	67	0,0	0,0	428,8	557,3
MAIO/90	1	68	61,0	56,4	489,8	613,7
	2	69	29,0	16,8	518,8	630,5
	3	70	0,0	14,8	518,8	645,3
	4	71	0,0	2,9	518,8	644,6
	5	72	0,0	0,0	507,8	642,4
	6	73	0,0	0,0	507,8	642,4
	7	74	0,0	0,0	507,8	642,4
	8	75	0,0	0,0	507,8	642,4
	9	76	0,0	0,0	507,8	642,4
	10	77	0,0	0,0	504,3	642,4
	11	78	0,0	0,0	504,3	638,8
	12	79	79,2	74,6	583,5	713,4
	13	80	0,0	13,4	583,5	726,8
	14	81	0,0	0,0	365,5	464,8
	15	82	0,0	0,0	270,5	356,9
	16	83	0,0	0,0	176,5	178,9
	17	84	0,0	6,5	169,2	185,4
	18	85	4,5	3,0	173,7	188,4
	19	86	0,0	0,5	173,7	188,9
	20	87	0,0	0,0	173,7	188,9
	21	88	0,0	0,0	173,7	188,9
	22	89	0,0	0,0	173,7	188,9
	23	90	4,0	8,0	177,7	196,9
	24	91	0,0	0,0	177,7	196,9
	25	92	0,0	0,0	177,7	196,9
	26	93	0,0	0,0	116,7	140,5
	27	94	0,0	0,0	87,7	123,7
	28	95	0,0	0,0	87,7	108,9
	29	96	0,0	0,0	87,7	106,0
	30	97	0,0	0,0	87,7	106,0
	31	98	0,0	0,0	87,7	106,0
JUN/90	1	99	0,0	0,0	87,7	106,0
	2	100	0,0	0,0	87,7	106,0
	3	101	0,0	0,0	87,7	106,0
	4	102	0,0	0,0	87,7	106,0
	5	103	0,0	0,0	87,7	106,0
	6	104	0,0	0,0	8,5	31,4
	7	105	0,0	0,0	8,5	18,0
	8	106	28,2	0,2	36,7	18,2
	9	107	0,0	14,1	36,7	32,3
	10	108	0,0	0,0	36,7	32,3
	11	109	0,0	42,2	36,7	68,0
	12	110	0,0	22,8	32,2	87,8
	13	111	23,8	0,0	56,0	87,3
	14	112	0,0	0,0	56,0	87,3

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	15	113	0,0	0,0	56,0	87,3
	16	114	0,0	0,0	56,0	87,3
	17	115	0,0	1,0	52,0	80,3
	18	116	11,5	11,3	63,5	91,6
	19	117	0,0	0,0	63,5	91,6
	20	118	0,0	0,0	63,5	91,6
	21	119	0,0	0,0	63,5	91,6
	22	120	0,0	2,0	63,5	93,6
	23	121	0,0	0,0	63,5	93,6
	24	122	0,0	0,0	63,5	93,6
	25	123	0,0	0,0	63,5	93,6
	26	124	0,0	0,0	63,5	93,6
	27	125	0,0	0,0	63,5	93,6
	28	126	0,1	0,0	63,6	93,6
	29	127	0,0	0,0	63,6	93,6
	30	128	0,0	0,0	63,6	93,6
JUL/90	1	129	0,0	0,8	63,6	94,4
	2	130	0,0	0,0	63,6	94,4
	3	131	0,0	0,0	35,4	94,2
	4	132	0,0	0,0	35,4	80,1
	5	133	0,0	1,0	35,4	81,1
	6	134	0,0	0,6	35,4	39,5
	7	135	25,0	37,5	60,4	54,2
	8	136	0,0	0,7	36,6	54,9
	9	137	0,0	0,0	36,6	54,9
	10	138	0,0	0,0	36,6	54,9
	11	139	55,0	43,2	91,6	98,1
	12	140	96,0	121,4	187,6	218,5
	13	141	3,0	0,8	179,1	208,0
	14	142	0,0	0,4	179,1	208,4
	15	143	0,0	0,0	179,1	208,4
	16	144	0,0	0,0	179,1	208,4
	17	145	0,0	0,0	179,1	206,4
	18	146	0,0	0,0	179,1	206,4
	19	147	0,0	0,0	179,1	206,4
	20	148	0,0	12,7	179,1	219,1
	21	149	3,0	7,2	182,1	226,3
	22	150	30,0	5,3	212,1	231,6
	23	151	23,0	41,4	235,0	273,0
	24	152	9,0	0,5	244,0	273,5
	25	153	0,0	0,0	244,0	273,5
	26	154	0,0	0,4	244,0	273,1
	27	155	0,0	0,0	244,0	273,1
	28	156	10,0	38,7	254,0	311,8
	29	157	3,0	11,1	257,0	322,9
	30	158	0,0	0,0	257,0	321,9
	31	159	0,0	0,2	257,0	321,5
AGO/90	1	160	0,0	2,7	232,0	286,7
	2	161	0,0	0,0	232,0	286,0
	3	162	0,0	0,0	232,0	286,0
	4	163	0,0	0,0	232,0	286,0
	5	164	5,0	7,3	182,0	250,1
	6	165	0,0	2,0	86,0	130,7
	7	166	0,0	0,0	83,0	129,9
	8	167	0,0	0,0	83,0	129,5
	9	168	0,0	0,0	83,0	129,5

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	10	169	0,0	0,0	83,0	129,5
	11	170	0,0	0,0	83,0	129,5
	12	171	0,0	0,0	83,0	129,5
	13	172	0,0	0,0	83,0	129,5
	14	173	0,0	0,0	83,0	116,8
	15	174	0,0	0,0	80,0	109,6
	16	175	0,0	0,0	50,0	104,3
	17	176	6,0	4,0	33,0	66,9
	18	177	29,6	14,4	53,6	80,8
	19	178	3,0	2,0	56,6	82,8
	20	179	0,0	3,8	56,6	88,2
	21	180	0,0	0,0	56,6	88,2
	22	181	6,0	3,5	52,6	53,0
	23	182	14,0	43,8	63,6	85,7
	24	183	59,0	25,3	122,6	111,0
	25	184	0,0	0,0	122,6	110,8
	26	185	0,0	0,0	122,6	108,1
	27	186	0,0	0,0	122,6	108,1
	28	187	0,0	1,4	122,6	109,5
	29	188	29,0	66,4	151,6	175,9
	30	189	65,0	3,0	211,6	171,6
	31	190	0,0	0,0	211,6	169,6
SET/90	1	191	0,0	0,0	211,6	169,6
	2	192	35,0	12,8	246,6	182,4
	3	193	46,0	8,8	292,6	191,2
	4	194	16,0	2,3	308,6	193,5
	5	195	0,0	0,0	308,6	193,5
	6	196	0,0	0,0	308,6	193,5
	7	197	8,0	0,3	316,6	193,8
	8	198	0,0	0,0	316,6	193,8
	9	199	0,0	0,0	316,6	193,8
	10	200	0,0	0,0	316,6	193,8
	11	201	0,0	0,0	310,6	189,8
	12	202	0,0	0,0	281,0	175,4
	13	203	0,0	0,0	278,0	173,4
	14	204	45,0	73,4	323,0	241,0
	15	205	67,0	74,1	390,0	315,1
	16	206	0,0	23,0	384,0	334,6
	17	207	0,0	0,0	370,0	290,8
	18	208	0,0	0,0	311,0	265,5
	19	209	0,0	0,0	311,0	265,5
	20	210	0,0	0,0	311,0	265,5
	21	211	20,0	0,0	331,0	265,5
	22	212	0,0	0,0	331,0	264,1
	23	213	0,0	0,0	302,0	197,7
	24	214	36,0	72,3	273,0	267,0
	25	215	33,0	76,8	306,0	343,8
	26	216	40,0	8,2	346,0	352,0
	27	217	0,0	0,0	311,0	339,2
	28	218	0,0	0,0	265,0	330,4
	29	219	0,0	0,0	249,0	328,1
	30	220	0,0	0,0	249,0	328,1
OUT/90	1	221	0,0	0,0	249,0	328,1
	2	222	0,0	0,0	241,0	327,8
	3	223	6,0	5,8	247,0	333,6
	4	224	4,0	0,2	251,0	333,8

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIARIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	5	225	0,0	0,0	251,0	333,8
	6	226	0,0	0,0	251,0	333,8
	7	227	0,0	0,0	251,0	333,8
	8	228	0,0	0,0	251,0	333,8
	9	229	0,0	0,0	206,0	260,4
	10	230	0,0	0,0	139,0	186,3
	11	231	0,0	0,0	139,0	163,3
	12	232	0,0	4,4	139,0	167,7
	13	233	14,0	28,4	153,0	196,1
	14	234	8,0	0,0	161,0	196,1
	15	235	0,0	0,0	161,0	196,1
	16	236	22,6	36,4	163,6	232,5
	17	237	25,2	52,2	188,8	284,7
	18	238	18,0	3,9	206,8	288,6
	19	239	13,0	0,0	183,8	216,3
	20	240	11,0	5,4	161,8	144,9
	21	241	21,0	9,1	142,8	145,8
	22	242	0,0	2,2	142,8	148,0
	23	243	0,0	0,0	142,8	148,0
	24	244	0,0	0,0	142,8	148,0
	25	245	23,0	16,2	165,8	164,2
	26	246	16,0	38,8	181,8	203,0
	27	247	0,0	0,2	181,8	203,2
	28	248	0,0	0,0	175,8	197,4
	29	249	0,0	0,0	171,8	197,2
	30	250	0,0	0,0	171,8	197,2
	31	251	0,0	0,0	171,8	197,2
NOV/90	1	252	34,0	0,0	205,8	197,2
	2	253	0,0	3,0	205,8	200,2
	3	254	0,0	0,0	205,8	200,2
	4	255	0,0	0,0	205,8	200,2
	5	256	22,0	7,2	227,8	207,4
	6	257	28,0	34,6	255,8	237,6
	7	258	25,0	4,4	266,8	213,6
	8	259	0,0	0,0	258,8	213,6
	9	260	0,0	0,0	258,8	213,6
	10	261	0,0	0,0	236,2	177,2
	11	262	0,0	0,0	211,0	125,0
	12	263	0,0	0,0	193,0	121,1
	13	264	0,0	0,0	180,0	121,1
	14	265	0,0	0,0	169,0	115,7
	15	266	0,0	0,0	148,0	106,6
	16	267	0,0	0,0	148,0	104,4
	17	268	0,0	1,0	148,0	105,4
	18	269	0,0	0,0	148,0	105,4
	19	270	0,0	0,0	125,0	89,2
	20	271	0,0	0,0	109,0	50,4
	21	272	0,0	0,0	109,0	50,2
	22	273	0,0	0,0	109,0	50,2
	23	274	0,0	0,0	109,0	50,2
	24	275	17,0	10,5	126,0	60,7
	25	276	6,0	0,5	132,0	61,2
	26	277	0,0	0,0	98,0	61,2
	27	278	0,0	0,0	98,0	58,2
	28	279	20,0	6,9	118,0	65,1
	29	280	0,0	0,0	118,0	65,1

74

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	30	281	0,0	0,0	96,0	57,9
DEZ/90	1	282	0,0	0,0	68,0	23,3
	2	283	0,0	0,0	43,0	18,9
	3	284	0,0	0,0	43,0	18,9
	4	285	0,0	0,0	43,0	18,9
	5	286	0,0	0,0	43,0	18,9
	6	287	0,0	0,0	43,0	18,9
	7	288	0,0	0,0	43,0	18,9
	8	289	18,0	9,9	61,0	28,8
	9	290	11,0	0,0	72,0	28,8
	10	291	0,0	0,0	72,0	28,8
	11	292	0,0	0,0	72,0	28,8
	12	293	32,0	0,0	104,0	27,8
	13	294	0,0	0,8	104,0	28,6
	14	295	0,0	0,2	104,0	28,8
	15	296	15,0	11,2	119,0	40,0
	16	297	6,0	7,5	125,0	47,5
	17	298	20,0	11,6	145,0	59,1
	18	299	0,0	0,3	145,0	59,4
	19	300	0,0	0,0	128,0	48,9
	20	301	0,0	0,0	122,0	48,4
	21	302	0,0	0,0	122,0	48,4
	22	303	0,0	0,0	122,0	48,4
	23	304	0,0	0,0	102,0	41,5
	24	305	0,0	0,0	102,0	41,5
	25	306	0,0	0,3	102,0	41,8
	26	307	8,0	8,9	110,0	50,7
	27	308	10,0	22,8	120,0	73,5
	28	309	0,0	0,4	120,0	73,9
	29	310	0,0	0,0	120,0	73,9
	30	311	15,0	74,9	135,0	148,8
	31	312	0,0	0,0	135,0	148,8
JAN/91	1	313	0,0	0,0	135,0	148,8
	2	314	0,0	0,0	117,0	138,9
	3	315	0,0	0,0	106,0	138,9
	4	316	3,0	0,9	109,0	139,8
	5	317	11,0	15,3	120,0	155,1
	6	318	0,0	0,2	88,0	155,3
	7	319	0,0	0,0	88,0	154,5
	8	320	0,0	0,0	88,0	154,3
	9	321	0,0	0,0	73,0	143,1
	10	322	0,0	0,0	67,0	135,6
	11	323	0,0	0,0	47,0	124,0
	12	324	17,0	14,3	64,0	138,0
	13	325	24,0	24,8	88,0	162,8
	14	326	9,4	2,7	97,4	165,5
	15	327	6,0	3,6	103,4	169,1
	16	328	0,0	12,8	103,4	181,9
	17	329	0,0	3,4	103,4	185,3
	18	330	17,0	70,0	120,4	255,3
	19	331	0,0	0,8	120,4	255,8
	20	332	0,0	0,0	112,4	246,9
	21	333	0,0	0,0	102,4	224,1
	22	334	0,0	0,0	102,4	223,7
	23	335	0,0	0,0	102,4	223,7
	24	336	0,0	0,0	87,4	148,8

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	25	337	0,0	2,3	87,4	151,1
	26	338	10,0	3,2	97,4	154,3
	27	339	22,6	11,3	120,0	165,6
	28	340	20,0	11,2	140,0	176,8
	29	341	0,0	0,0	137,0	175,9
	30	342	20,0	21,2	146,0	181,8
	31	343	0,0	0,0	146,0	181,6
FEV/91	1	344	0,0	0,0	146,0	181,6
	2	345	0,0	0,0	146,0	181,6
	3	346	0,0	0,0	146,0	181,6
	4	347	17,0	0,5	163,0	182,1
	5	348	22,6	0,0	183,6	182,1
	6	349	0,0	0,0	168,6	167,8
	7	350	0,0	0,0	144,6	143,0
	8	351	0,0	0,2	135,2	140,5
	9	352	40,0	18,5	169,2	155,4
	10	353	0,0	0,0	169,2	142,6
	11	354	0,0	0,0	169,2	139,2
	12	355	0,0	2,9	152,2	72,1
	13	356	29,0	5,2	181,2	76,5
	14	357	18,0	0,0	199,2	76,5
	15	358	0,0	0,0	199,2	76,5
	16	359	29,0	8,7	228,2	85,2
	17	360	17,0	108,8	245,2	194,0
	18	361	20,0	0,0	265,2	194,0
	19	362	69,0	61,1	334,2	252,8
	20	363	23,0	14,0	347,2	263,6
	21	364	0,0	0,0	324,6	252,3
	22	365	12,0	0,2	316,6	241,3
	23	366	3,0	0,0	319,6	241,3
	24	367	0,0	5,5	299,6	225,6
	25	368	7,0	0,0	306,6	225,6
	26	369	0,0	0,0	306,6	225,6
	27	370	0,0	0,0	306,6	225,6
	28	371	0,0	0,0	306,6	225,6
MAR/91	1	372	0,0	0,0	289,6	225,1
	2	373	0,0	0,0	267,0	225,1
	3	374	15,0	0,0	282,0	225,1
	4	375	36,0	7,8	318,0	232,9
	5	376	13,0	1,7	331,0	234,4
	6	377	28,0	1,5	319,0	217,4
	7	378	0,0	0,0	319,0	217,4
	8	379	0,0	0,0	319,0	217,4
	9	380	0,0	0,0	319,0	214,5
	10	381	0,0	0,0	290,0	209,3
	11	382	0,0	0,0	272,0	209,3
	12	383	0,0	0,0	272,0	209,3
	13	384	0,0	0,0	243,0	200,6
	14	385	0,0	1,5	226,0	93,3
	15	386	36,0	3,0	242,0	96,3
	16	387	0,0	1,0	173,0	36,2
	17	388	0,0	3,7	150,0	25,9
	18	389	0,0	0,0	150,0	25,9
	19	390	0,0	0,0	138,0	25,7
	20	391	0,0	0,0	135,0	25,7
	21	392	0,0	0,0	135,0	20,2

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	22	393	14,0	37,8	142,0	58,0
	23	394	33,0	30,3	175,0	88,3
	24	395	23,0	7,6	198,0	95,9
	25	396	37,0	13,4	235,0	109,3
	26	397	21,0	18,1	256,0	127,4
	27	398	24,4	106,5	280,4	233,9
	28	399	45,0	68,2	310,4	302,1
	29	400	20,0	32,6	294,4	326,9
	30	401	15,0	27,8	296,4	353,0
	31	402	3,0	0,4	271,4	351,9
ABRIL/91	1	403	7,0	0,8	278,4	352,7
	2	404	12,0	0,6	290,4	353,3
	3	405	0,0	1,2	290,4	354,5
	4	406	0,0	0,0	290,4	354,5
	5	407	0,0	0,0	290,4	354,5
	6	408	17,0	13,8	307,4	368,3
	7	409	0,0	0,0	307,4	368,3
	8	410	0,0	0,0	307,4	366,8
	9	411	0,0	0,0	271,4	363,8
	10	412	0,0	0,0	271,4	362,8
	11	413	0,0	0,0	271,4	359,1
	12	414	0,0	0,0	271,4	359,1
	13	415	0,0	0,0	271,4	359,1
	14	416	0,0	0,0	271,4	359,1
	15	417	0,0	0,0	271,4	359,1
	16	418	0,0	0,0	257,4	321,3
	17	419	0,0	0,0	224,4	291,0
	18	420	0,0	0,0	201,4	283,4
	19	421	0,0	0,0	164,4	270,0
	20	422	22,0	94,8	165,4	346,7
	21	423	0,0	1,8	141,0	242,0
	22	424	0,0	0,2	96,0	174,0
	23	425	0,0	0,0	76,0	141,4
	24	426	0,0	0,0	61,0	113,6
	25	427	0,0	0,0	58,0	113,2
	26	428	0,0	7,2	51,0	119,6
	27	429	37,0	17,1	76,0	136,1
	28	430	42,0	7,3	118,0	142,2
	29	431	14,0	21,8	132,0	164,0
	30	432	23,0	0,0	155,0	164,0
MAIO/91	1	433	16,6	0,8	154,6	151,0
	2	434	0,0	0,0	154,6	151,0
	3	435	0,0	0,0	154,6	151,0
	4	436	0,0	0,0	154,6	151,0
	5	437	0,0	0,0	154,6	151,0
	6	438	17,0	2,3	171,6	153,3
	7	439	50,4	178,7	222,0	332,0
	8	440	46,0	10,2	268,0	342,2
	9	441	24,0	16,8	292,0	359,0
	10	442	0,0	0,0	292,0	359,0
	11	443	0,0	0,0	292,0	359,0
	12	444	0,0	0,0	292,0	359,0
	13	445	0,0	0,0	292,0	359,0
	14	446	0,0	0,0	292,0	359,0
	15	447	0,0	0,0	270,0	264,2
	16	448	0,0	0,0	270,0	262,4

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	17	449	20,0	1,4	290,0	263,6
	18	450	0,0	0,2	290,0	263,8
	19	451	0,0	0,0	290,0	263,8
	20	452	19,6	0,0	309,6	263,8
	21	453	0,0	1,8	309,6	258,4
	22	454	0,0	3,0	272,6	244,3
	23	455	15,0	0,5	245,6	237,5
	24	456	0,0	0,0	231,6	215,7
	25	457	0,0	0,0	208,6	215,7
	26	458	0,0	0,0	192,0	214,9
	27	459	0,0	0,0	192,0	214,9
	28	460	0,0	0,0	192,0	214,9
	29	461	0,0	0,0	192,0	214,9
	30	462	0,0	0,0	192,0	214,9
	31	463	0,0	0,0	192,0	214,9
JUNHO/91	1	464	0,0	0,0	192,0	214,9
	2	465	0,0	0,0	175,0	212,6
	3	466	0,0	0,0	124,6	33,9
	4	467	0,0	0,0	78,6	23,7
	5	468	0,0	0,0	54,6	6,9
	6	469	0,0	0,0	54,6	6,9
	7	470	0,0	0,0	54,6	6,9
	8	471	20,0	2,5	74,6	9,4
	9	472	28,4	12,9	103,0	22,3
	10	473	56,0	61,3	159,0	83,6
	11	474	15,0	0,2	174,0	83,8
	12	475	0,0	0,9	174,0	84,7
	13	476	0,0	0,0	154,0	83,3
	14	477	0,0	0,0	154,0	83,1
	15	478	0,0	0,0	154,0	83,1
	16	479	0,0	0,0	134,4	83,1
	17	480	0,0	0,0	134,4	81,3
	18	481	0,0	0,0	134,4	78,3
	19	482	0,0	0,0	119,4	77,8
	20	483	0,0	0,0	119,4	77,8
	21	484	0,0	0,0	119,4	77,8
	22	485	0,0	0,4	119,4	78,2
	23	486	19,0	0,0	138,4	78,2
	24	487	28,0	18,7	166,4	96,9
	25	488	40,0	8,5	206,4	105,4
	26	489	0,0	0,0	206,4	105,4
	27	490	0,0	0,0	206,4	105,4
	28	491	0,0	0,0	206,4	105,4
	29	492	0,0	35,7	206,4	141,1
	30	493	62,0	16,2	268,4	157,3
JULHO/91	1	494	46,0	16,2	314,4	173,5
	2	495	6,0	0,0	320,4	173,5
	3	496	0,0	0,0	300,4	171,0
	4	497	0,0	0,0	272,0	158,1
	5	498	30,4	22,1	246,4	118,9
	6	499	19,0	0,5	250,4	119,2
	7	500	0,0	0,0	250,4	118,3
	8	501	0,0	0,0	250,4	118,3
	9	502	0,0	0,0	250,4	118,3

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	10	503	0,0	0,0	250,4	118,3
	11	504	0,0	0,0	250,4	118,3
	12	505	43,0	18,8	293,4	137,1
	13	506	45,6	1,9	339,0	139,0
	14	507	65,4	32,2	404,4	171,2
	15	508	48,0	31,6	452,4	202,8
	16	509	22,0	6,8	474,4	209,6
	17	510	0,0	0,0	474,4	209,2
	18	511	0,0	0,0	455,4	209,2
	19	512	0,0	0,0	427,4	190,5
	20	513	0,0	0,0	387,4	182,0
	21	514	0,0	0,0	387,4	182,0
	22	515	0,0	0,0	387,4	182,0
	23	516	0,0	0,0	387,4	182,0
	24	517	0,0	0,2	387,4	146,5
	25	518	0,0	0,0	325,4	130,3
	26	519	0,0	0,0	279,4	114,1
	27	520	0,0	0,0	273,4	114,1
	28	521	0,0	0,0	273,4	114,1
	29	522	0,0	0,0	273,4	114,1
	30	523	0,0	0,0	243,0	92,0
	31	524	0,0	0,0	224,0	91,5
AGOS/91	1	525	0,0	0,0	224,0	91,5
	2	526	0,0	0,0	224,0	91,5
	3	527	42,4	116,8	266,4	208,3
	4	528	61,6	7,3	328,0	215,6
	5	529	0,0	0,0	328,0	215,6
	6	530	0,0	0,0	285,0	196,8
	7	531	0,0	0,0	239,4	194,9
	8	532	23,6	0,0	197,6	162,7
	9	533	7,0	0,4	156,6	131,5
	10	534	0,0	0,0	134,6	124,7
	11	535	0,0	0,0	134,6	124,7
	12	536	25,6	20,8	160,2	145,5
	13	537	60,0	4,6	220,2	150,1
	14	538	20,4	0,0	240,6	150,1
	15	539	0,0	0,0	240,6	150,1
	16	540	9,0	3,3	249,6	153,4
	17	541	0,0	0,0	249,6	153,4
	18	542	0,0	0,0	249,6	153,2
	19	543	0,0	0,0	249,6	153,2
	20	544	0,0	0,0	249,6	153,2
	21	545	0,0	0,0	249,6	153,2
	22	546	0,0	0,0	249,6	153,2
	23	547	0,0	0,0	249,6	153,2
	24	548	0,0	0,0	249,6	153,2
	25	549	0,0	0,0	249,6	153,2
	26	550	0,0	0,0	249,6	153,2
	27	551	0,0	0,0	249,6	153,2
	28	552	0,0	0,0	207,2	36,4
	29	553	0,0	0,0	145,6	29,1
	30	554	0,0	0,0	145,6	29,1
	31	555	0,0	0,0	145,6	29,1
SET/91	1	556	45,6	1,6	191,2	30,7

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	2	557	21,0	51,9	188,6	82,6
	3	558	0,0	0,0	181,6	82,2
	4	559	0,0	0,0	181,6	82,2
	5	560	0,0	0,0	181,6	82,2
	6	561	0,0	0,0	156,0	61,4
	7	562	0,0	0,0	96,0	56,8
	8	563	0,0	0,0	75,6	56,8
	9	564	0,0	0,0	75,6	56,8
	10	565	0,0	0,0	66,6	53,5
	11	566	0,0	0,0	66,6	53,5
	12	567	0,0	0,0	66,6	53,5
	13	568	0,0	0,0	66,6	53,5
	14	569	0,0	0,0	66,6	53,5
	15	570	0,0	0,0	66,6	53,5
	16	571	18,0	9,8	84,6	63,3
	17	572	0,0	0,0	84,6	63,3
	18	573	0,0	0,0	84,6	63,3
	19	574	0,0	0,0	84,6	63,3
	20	575	50,4	43,7	135,0	107,0
	21	576	0,0	0,0	135,0	107,0
	22	577	0,0	0,0	135,0	107,0
	23	578	0,0	0,0	135,0	107,0
	24	579	38,0	6,3	173,0	113,3
	25	580	33,0	3,2	206,0	116,5
	26	581	50,0	14,3	210,4	129,2
	27	582	43,0	12,2	232,4	89,5
	28	583	0,0	0,0	232,4	89,5
	29	584	35,6	7,1	268,0	96,6
	30	585	20,0	6,2	288,0	102,8
OUT/91	1	586	47,0	10,8	335,0	113,6
	2	587	19,0	0,0	354,0	113,6
	3	588	50,6	18,1	404,6	131,7
	4	589	0,0	0,0	404,6	131,7
	5	590	0,0	0,0	404,6	131,7
	6	591	0,0	0,0	404,6	131,7
	7	592	65,0	0,0	469,6	131,7
	8	593	35,6	64,0	505,2	195,7
	9	594	25,0	27,0	530,2	222,7
	10	595	18,0	25,0	548,2	247,7
	11	596	21,0	20,0	551,2	257,9
	12	597	0,0	20,0	551,2	277,9
	13	598	0,0	0,0	551,2	277,9
	14	599	0,0	0,0	551,2	277,9
	15	600	0,0	0,0	500,8	234,2
	16	601	0,0	0,0	500,8	234,2
	17	602	0,0	0,0	500,8	234,2
	18	603	0,0	0,0	500,8	234,2
	19	604	0,0	0,0	462,8	227,9
	20	605	0,0	0,0	429,8	224,7
	21	606	0,0	0,0	379,8	210,4
	22	607	0,0	0,0	336,8	198,2
	23	608	0,0	0,0	336,8	198,2
	24	609	0,0	0,0	301,2	191,1
	25	610	0,0	0,0	281,2	184,9

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	26	611	0,0	0,0	234,2	174,1
	27	612	0,0	0,0	215,2	174,1
	28	613	0,0	0,0	164,6	156,0
	29	614	0,0	0,0	164,6	156,0
	30	615	0,0	0,0	164,6	156,0
	31	616	0,0	0,0	164,6	156,0
NOV/91	1	617	5,0	2,6	104,6	158,6
	2	618	18,0	1,5	87,0	96,1
	3	619	63,0	31,6	125,0	100,7
	4	620	43,0	2,5	150,0	78,2
	5	621	45,0	9,1	174,0	67,3
	6	622	26,0	3,9	200,0	51,2
	7	623	11,0	0,0	211,0	51,2
	8	624	0,0	0,0	211,0	51,2
	9	625	27,0	0,2	238,0	51,4
	10	626	60,0	45,8	298,0	97,2
	11	627	39,0	9,5	337,0	106,7
	12	628	0,0	0,5	337,0	107,2
	13	629	10,0	0,0	347,0	107,2
	14	630	0,0	0,0	347,0	107,2
	15	631	0,0	0,5	347,0	107,7
	16	632	0,0	0,0	347,0	107,7
	17	633	0,0	0,7	347,0	108,4
	18	634	0,0	18,0	347,0	126,4
	19	635	0,0	0,0	347,0	126,4
	20	636	0,0	0,0	347,0	126,4
	21	637	0,0	0,0	347,0	126,4
	22	638	0,0	0,0	347,0	126,4
	23	639	0,0	0,0	347,0	126,4
	24	640	0,0	0,0	347,0	126,4
	25	641	0,0	0,0	347,0	126,4
	26	642	16,0	0,0	358,0	123,8
	27	643	0,0	0,0	340,0	122,3
	28	644	37,0	6,8	314,0	97,5
	29	645	0,0	0,0	271,0	95,0
	30	646	0,0	0,0	226,0	85,9
DEZ/91	1	647	0,0	3,1	200,0	85,1
	2	648	0,0	1,4	189,0	86,5
	3	649	0,0	0,7	189,0	87,2
	4	650	0,0	0,0	162,0	87,0
	5	651	0,0	0,0	102,0	41,2
	6	652	0,0	0,0	63,0	31,7
	7	653	0,0	0,0	63,0	31,2
	8	654	17,0	0,0	70,0	31,2
	9	655	25,0	7,2	95,0	38,4
	10	656	0,0	0,0	95,0	37,9
	11	657	0,0	0,0	95,0	37,9
	12	658	0,0	0,0	95,0	37,2
	13	659	0,0	0,0	95,0	19,2
	14	660	0,0	0,0	95,0	19,2
	15	661	0,0	0,0	95,0	19,2
	16	662	25,0	19,2	120,0	38,4
	17	663	36,0	10,9	156,0	49,3
	18	664	64,0	45,7	220,0	95,0

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
	19	665	30,0	8,9	250,0	103,9
	20	666	27,0	19,7	277,0	123,6
	21	667	0,0	0,0	261,0	123,6
	22	668	0,0	0,0	261,0	123,6
	23	669	0,0	0,0	224,0	116,8
	24	670	0,0	0,0	224,0	116,8
	25	671	0,0	0,0	224,0	116,8
	26	672	67,0	49,8	291,0	163,5
	27	673	43,0	6,4	334,0	168,5
	28	674	20,0	12,5	354,0	180,3
	29	675	28,0	3,4	382,0	183,7
	30	676	0,0	0,0	382,0	183,7
	31	677	0,0	0,0	382,0	183,7
JAN/92	1	678	0,0	0,0	382,0	183,7
	2	679	0,0	0,0	365,0	183,7
	3	680	0,0	0,0	340,0	176,5
	4	681	0,0	0,0	340,0	176,5
	5	682	35,0	165,3	375,0	341,8
	6	683	30,0	12,9	405,0	354,7
	7	684	21,0	5,7	426,0	360,4
	8	685	0,0	0,0	426,0	360,4
	9	686	0,0	0,0	426,0	360,4
	10	687	14,0	2,7	415,0	343,9
	11	688	0,0	0,0	379,0	333,0
	12	689	0,0	0,0	315,0	287,3
	13	690	0,0	0,0	285,0	278,4
	14	691	4,0	0,0	262,0	258,7
	15	692	0,0	0,0	262,0	258,7
	16	693	0,0	0,0	262,0	258,7
	17	694	25,0	24,6	287,0	283,3
	18	695	49,0	84,3	336,0	367,6
	19	696	29,0	7,7	365,0	375,3
	20	697	20,0	5,4	318,0	330,9
	21	698	15,0	2,2	290,0	326,7
	22	699	19,0	6,9	289,0	321,1
	23	700	33,0	24,3	294,0	342,0
	24	701	20,0	12,2	314,0	354,2
	25	702	16,0	33,9	330,0	388,1
	26	703	0,0	0,0	330,0	388,1
	27	704	0,0	0,0	330,0	388,1
	28	705	0,0	0,0	330,0	388,1
	29	706	0,0	0,0	330,0	388,1
	30	707	0,0	0,0	295,0	222,8
	31	708	0,0	0,0	265,0	209,9
FEV/92	1	709	0,0	0,0	244,0	204,2
	2	710	0,0	0,0	244,0	204,2
	3	711	0,0	0,0	244,0	204,2
	4	712	0,0	0,0	230,0	201,5
	5	713	0,0	2,4	230,0	203,9
	6	714	0,0	0,0	230,0	203,9
	7	715	0,0	0,0	230,0	203,9
	8	716	0,0	0,0	226,0	203,9
	9	717	0,0	0,0	226,0	203,9
	10	718	20,0	8,4	246,0	212,3

MÊS	DATA	TEMPO (dias)	CHUVA (mm)			
			DIÁRIA		25 DIAS	
			SOBERBO	MAYRINK	SOBERBO	MAYRINK
11	719	21,0	0,4		242,0	188,1
12	720	0,0	0,0		193,0	103,8
13	721	0,0	0,0		164,0	96,1
14	722	0,0	0,0		144,0	90,7
15	723	0,0	0,0		129,0	88,5
16	724	0,0	0,0		110,0	81,6
17	725	0,0	0,0		77,0	57,3
18	726	0,0	0,0		57,0	45,1
19	727	0,0	0,0		41,0	11,2
20	728	0,0	0,0		41,0	11,2
21	729	0,0	0,0		41,0	11,2
22	730	0,0	0,0		41,0	11,2
23	731	0,0	0,0		41,0	11,2