

MONITORAMENTO DAS ESCAVAÇÕES DE UMA ÁREA DE REJEITO DE BAUXITA

Siney da Motta Rizzo

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE 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^a Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D.

Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão, Ph.D.

Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

SETEMBRO DE 2007

RIZZO, SINEY DA MOTTA

Instrumentação e Monitoramento das
Escavações da Área de Rejeito de Bauxita ARB
8.

[Rio de Janeiro] 2007.

XIV, 158p 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc.,
Engenharia Civil. 2007)

Dissertação-Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE.

1. Instrumentação e Monitoramento; 2. Taludes
de Escavação; 3. Estabilidade

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

*Nada me impedirá de caminhar, embora todos os obstáculos
se antepõem à minha frente; embora as encruzilhadas sejam
confusas e inúmeros os precipícios. Nada, afirmo, poderá me
retardar na caminhada, porque
eu quero e hei de vencer!*

*Hei de vencer todas as armadilhas que, para me porem
em prova, surjam sob todos os aspectos e todos os disfarces.
Quando se quer alguma coisa, os empecilhos são até incentivos,
provações à nossa capacidade, paciência e perseverança.
Só desanima e desiste aquele que não sabe o que quer.*

(Cenyra Pinto)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço ao meu mentor por ter me dado forças e me incentivado nas horas difíceis do longo caminho percorrido até chegar e cumprir com mais uma etapa de vida.

À minha orientadora Professora Anna Laura por ter acreditado na minha capacidade para realização deste trabalho e me incentivado nas horas de baixa auto-estima.

Aos meus filhos Raphael e Gabriel por terem compreendido a minha ausência de casa para elaboração deste trabalho.

Ao meu marido Wagner que neste período fez papel de pai e mãe, cobrindo a minha ausência.

À amiga Engenheira Érica Varanda pela amizade, companheirismo e apoio durante toda a realização do curso e realização deste trabalho, mesmo a distancia.

À amiga Bióloga Juliana Lundgren Rose, companheira na COPPE, por estar sempre disposta a ajudar e auxiliar a qualquer hora.

À amiga Engenheira Maria Clara, minha filha emprestada durante o período que moramos juntas, por me auxiliar nas horas difíceis com o computador.

Aos Engenheiros Marcelo e Janaína, colegas na COPPE pelo pontapé inicial, que foi primordial.

Aos professores e funcionários da Área de Geotecnia do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ.

Ao Prefeito Rubens Bom Tempo, que compreendeu e autorizou a minha ausência no período de acompanhamento da fase de campo deste trabalho.

À ALCOA Alumínio-Poços de Caldas e à LPS Consultoria e Engenharia, pela autorização para utilização de dados e informações.

E, finalmente, a todos aqueles que, de alguma forma, contribuíram e acreditaram na minha competência.

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

MONITORAMENTO DAS ESCAVAÇÕES DE UMA ÁREA DE REJEITO DE BAUXITA

Siney da Motta Rizzo

Setembro/2007

Orientadora: Anna Laura Lopes da Silva Nunes

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta a instrumentação e os resultados do monitoramento das escavações de taludes de 50m de altura, executadas para a implantação de mais uma Área de Depósito de Rejeito de Bauxita (ARB 8) da ALCOA Alumínio S.A. em Poços de Caldas, MG. Através da instalação e monitoramento de 7 inclinômetros e 7 piezômetros nas diferentes seções do lago de rejeito em construção, a pesquisa objetivou o controle e acompanhamento das condições de estabilidade dos taludes ao longo do período de escavações e sobrecargas da encosta. Os resultados de deslocamentos horizontais dos taludes foram correlacionados aos níveis piezométricos medidos e aos níveis de precipitação pluviométrica ocorridos na área durante a construção. Além dos métodos tradicionais de análise, uma adaptação do método gráfico de análise de estabilidade de taludes de escavação em mineração a céu aberto foi empregada para o controle das escavações. Os resultados obtidos demonstram que os deslocamentos ocorridos durante o período de escavações e aterros foram mínimos e situam-se na faixa admitida em projeto.

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

MONITORING EXCAVATIONS OF THE AREA OF REJECT OF BAUXITE

Siney da Motta Rizzo

September/2007

Advisor: Anna Laura da Silva Nunes

Department: Civil Engineering

This work presents the instrumentation and results of the monitoring of the slopes with 50m of height, executed for the implantation of a tailings Desposal Area of Rejects of Bauxite (ARB 8) of ALCOA Alumínio s.a. in Poços de Caldas, MG. The research aimed at monitoring the stability conditions of slopes submitted to excavations and overloads associated to the construction of ARB 8 area. The instrumentation were composed by 7 inclinometers and 7 piezometers in the different sections of the deposit. The results of horizontal displacements of slopes had been correlated to the piezometric levels measured and the rain precipitation levels occurrences in the area during the construction. Traditional methods and an adaptation of the graphical method of analysis of slope stability of open pit mining was used for the control of the conditions. The results demonstrate that the displacements occurred during the period of excavations and overloads had been reduced and adequate to the project's conditions

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 – IMPORTÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 – OBJETIVOS DA PESQUISA.....	2
1.3 – METODOLOGIA DA PESQUISA	3
1.4 – ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDE.....	5
2.2 – FATORES IMPORTANTES EM TALUDES DE ESCAVAÇÃO	8
<i>2.2.1 – Tensões Iniciais.....</i>	<i>8</i>
<i>2.2.2 – Determinação do estado de tensões in situ e de k_o.....</i>	<i>10</i>
<i>2.2.3 – Tensões induzidas</i>	<i>11</i>
<i>2.2.4 – Estrutura geológica e fatores associados.....</i>	<i>13</i>
<i>2.2.5 – Modos e mecanismos de ruptura típicos</i>	<i>13</i>
<i>2.2.6 – Ruptura Progressiva.....</i>	<i>15</i>
2.3 – CINEMÁTICA DOS TALUDES.....	16
<i>2.3.1 – Estágios da ruptura regressiva e progressiva.....</i>	<i>16</i>
<i>2.3.2 – Campo de deslocamentos.....</i>	<i>17</i>
<i>2.3.3 – Campo de velocidades</i>	<i>18</i>
2.4 – INSTRUMENTAÇÃO DE TALUDES.....	21
<i>2.4.1 – Instrumentos</i>	<i>21</i>
<i>2.4.2 – Pluviômetro</i>	<i>21</i>
<i>2.4.3 – Piezômetros</i>	<i>22</i>
<i>2.4.4 – Inclinômetros.....</i>	<i>27</i>
<i>2.4.5 – Medidores de Deslocamentos Superficiais.....</i>	<i>30</i>
2.5 – MONITORAMENTO PARA ANTECIPAÇÃO DE DESLOCAMENTOS EM TALUDES	31
CAPÍTULO 3 – ÁREA DE ESTUDO E INSTRUMENTAÇÃO	35
3.1 – DESCRIÇÃO GERAL DA ÁREA	35
3.2 – DESCRIÇÃO DA OBRA DA ARB 8	37
3.3 – CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO - GEOTÉCNICAS DA ÁREA	40
<i>3.3.1 – Definição das Sub-regiões</i>	<i>40</i>

3.3.2 – <i>Definição das Seções Típicas da Área</i>	43
3.3.3 – <i>Parâmetros Geotécnicos dos Materiais</i>	49
3.4 – INSTRUMENTAÇÃO DA ÁREA	54
3.4.1 – <i>Locação dos Instrumentos</i>	58
3.5 – EXECUÇÃO E CONDIÇÕES DE SEGURANÇA DA ARB 8	61
CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISES	71
4.1 – RESULTADOS PLUVIOMÉTRICOS	71
4.2 – RESULTADOS PIEZOMÉTRICOS	75
4.3 – RESULTADOS DOS INCLINÔMETROS	75
4.4 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DO MONITORAMENTO	95
4.4.1 – <i>Deslocamento em função da variação do nível piezométrico</i>	95
4.4.2 – <i>Deslocamento em função da precipitação</i>	101
4.4.3 – <i>Variação do nível piezométrico em função da precipitação</i>	105
4.4.4 – <i>Análises de Estabilidade</i>	107
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	116
5.1 – CONCLUSÕES	116
5.2 – SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	117
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118
ANEXOS	122
ANEXO A - PERFIS DE SONDAGENS DOS FUROS DE INCLINÔMETROS	123
ANEXO B - RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DA EXECUÇÃO DA OBRA ARB 8	130
ANEXO C - CURVAS DE DISTORÇÃO DOS INCLINÔMETROS	144

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

FIGURA 2.1 – FORÇAS ATUANTES NA LAMELA SEGUNDO O MÉTODO DE BISHOP SIMPLIFICADO.	7
FIGURA 2.2 – DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES HORIZONTAIS: (A) ANTES E (B) DEPOIS DO PROCESSO DE ESCAVAÇÃO (ADAPTAÇÃO DE HUSTRULID & KUCHTA, 1995).....	12
FIGURA 2.3 – ESQUEMA DA VARIAÇÃO DAS TENSÕES NORMAIS E CISALHANTES AO LONGO DA SUPERFÍCIE CRÍTICA DO TALUDE (ADAPTAÇÃO DE FARIAS, 1994).....	14
FIGURA 2.4 – VARIAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS ACUMULADOS AO LONGO DO TEMPO (ADAPTAÇÃO DE SULLIVAN,1993).....	17
FIGURA 2.5 – PREVISÕES DE RUPTURA EM FUNÇÃO DA TAXA DE DESLOCAMENTOS (ZAVODNY & BROADBENT, 1978).....	20
FIGURA 2.6 – PLUVIÔMETRO EMPREGADO PARA MONITORAMENTO DE CHUVAS (GEORIO, 2000).....	22
FIGURA 2.7 – ESQUEMA DO PIEZÔMETRO CASAGRANDE (GEORIO, 2000).....	24
FIGURA 2.8 – FASES DE INSTALAÇÃO DE UM PIEZÔMETRO CASAGRANDE (GEORIO, 2000)....	24
FIGURA 2.9 – INDICADOR DE NÍVEL D'ÁGUA INA (GEORIO, 2000).....	25
FIGURA 2.10 – FASES DE INSTALAÇÃO DE PIEZÔMETRO ELÉTRICO (GEORIO, 2000).....	27
FIGURA 2.11 – COMPONENTES DO INCLINÔMETRO (GEORIO, 2000).....	28
FIGURA 2.12 – FASES DE INSTALAÇÃO DO TUBO DE ACESSO (GEORIO, 2000).....	28
FIGURA 2.13 – DESLOCAMENTOS COM O INCLINÔMETRO (SILVEIRA, 2006).....	29
FIGURA 2.14 – RESULTADOS DE LEITURAS E DESLOCAMENTOS COM O INCLINÔMETRO (GEORIO, 2000).....	30

CAPÍTULO 3

FIGURA 3.1 – VISTA AÉREA DA ÁREA EM ESTUDO (SENTIDO NORTE-SUL).....	35
FIGURA 3.2 – MAPA LITOLÓGICO DO MACIÇO DA REGIÃO DE POÇOS DE CALDAS REGIÃO (MOREIRA, 2001).....	36
FIGURA 3.3 – PLANTA DE SITUAÇÃO DO ARRANJO DE LAGOS (LPS, 2005c).....	39
FIGURA 3.4 – SUB-REGIÕES DO SUBSOLO NA ÁREA DA ARB 8 (LPS, 2005c).....	40
FIGURA 3.5 – LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS E SEÇÕES GEOLÓGICO-GEOTÉCNICAS (ADAPTADO DE LPS, 2005A).....	44

FIGURA 3.6 – SEÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA A-A (ADAPTADO DE LPS, 2005A).....	45
FIGURA 3.7 – SEÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA B-B (ADAPTADO DE LPS, 2005A).	46
FIGURA 3.8 – SEÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA C-C (ADAPTADO DE LPS, 2005A).....	47
FIGURA 3.9 – SEÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA D-D (ADAPTADO DE LPS, 2005A).....	48
FIGURA 3.10 – SEÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA E-E (ADAPTADO DE LPS, 2005A).	49
FIGURA 3.11 – CURVA DE DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO SOLO DA ARB 8 (LPS, 2005).52	
FIGURA 3.12 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DAS AMOSTRAS EM CONDIÇÃO NATURAL OBTIDAS DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO (LPS, 2005A).....	53
FIGURA 3.13 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DAS AMOSTRAS EM CONDIÇÃO SUBMERSA OBTIDAS DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO (LPS, 2005A).....	54
FIGURA 3.14 – PLANTA DE LOCAÇÃO DOS INSTRUMENTOS PARA MONITORAMENTO DA ARB 8 (LPS, 2005D).....	55
FIGURA 3.15 – PLANTA GERAL COM INDICAÇÃO DAS SEÇÕES E ÁREAS DE SOLO MOLE A E B (LPS, 2005D).....	56
FIGURA 3.16 – VISTA AÉREA DA ARB 8 COM A LOCALIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO (SENTIDO OESTE-LESTE).	59
FIGURA 3.17 – LOCALIZAÇÃO DOS INCLINÔMETROS I-01 E I-02 NO DIQUE SUL A JUSANTE DA ARB 7.....	60
FIGURA 3.18 – INCLINÔMETRO I-03 E PIEZÔMETRO PZC-3 NA COTA 1.320,3 DIQUE LESTE. ..	60
FIGURA 3.19 – INCLINÔMETRO I-04 E PIEZÔMETROS PZC-4A E PZC-4B, LOCALIZADOS NA BERMA DA COTA 1.308,4 DIQUE LESTE.	61
FIGURA 3.20 – SEÇÃO INSTRUMENTADA 1 COM PZC1 E PZC2 APÓS ESCAVAÇÃO FINAL EM SITUAÇÃO DE NÍVEL DE ALERTA (LPS, 2005D)	67
FIGURA 3.21 – SEÇÃO INSTRUMENTADA 2 COM PZC3 E PZC4 APÓS ESCAVAÇÃO FINAL EM SITUAÇÃO DE NÍVEL DE ALERTA (LPS, 2005D).....	68
FIGURA 3.22 – SEÇÃO INSTRUMENTADA 3 COM PZC5 APÓS ESCAVAÇÃO FINAL EM SITUAÇÃO DE NÍVEL DE ALERTA (LPS, 2005D).....	69
FIGURA 3.23 – SEÇÃO INSTRUMENTADA 4 COM PZC6 APÓS ESCAVAÇÃO FINAL EM SITUAÇÃO DE NÍVEL DE ALERTA (LPS, 2005D).....	70

CAPÍTULO 4

FIGURA 4.1 – VALORES DE PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICAS PREVISTOS E OCORRIDOS EM 2006.....	74
---	----

FIGURA 4.2 – VALORES DE PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA PREVISTOS E OCORRIDOS EM 2007.	74
FIGURA 4.3 – VARIAÇÃO DOS NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS MEDIDOS AO LONGO DO MONITORAMENTO DE PZC2, PCZ5, PZC6 E PZC7.	78
FIGURA 4.4 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-01 (EIXO A).	81
FIGURA 4.5 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-01 (EIXO B).	82
FIGURA 4.6 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-02 (EIXO A).	83
FIGURA 4.7 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-02 (EIXO B).	84
FIGURA 4.8 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-03 (EIXO A).	85
FIGURA 4.9 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-03 (EIXO B).	86
FIGURA 4.10 - DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-04 (EIXO A).	87
FIGURA 4.11 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-04 (EIXO B).	88
FIGURA 4.12 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-05 (EIXO A).	89
FIGURA 4.13 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-05 (EIXO B).	90
FIGURA 4.14 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-07 (EIXO A).	91
FIGURA 4.15 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-07 (EIXO B).	92
FIGURA 4.16 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-08 (EIXO A).	93
FIGURA 4.17 – DESLOCAMENTO DO INCLINÔMETRO I-08 (EIXO B).	94
FIGURA 4.18 – DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-01 E PIEZÔMETRO PZC-1.	95
FIGURA 4.19 – DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-02 E PIEZÔMETRO PZC-2.	96
FIGURA 4.20 – DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-03 E PIEZÔMETRO PZC-3.	97
FIGURA 4.21 – DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-04 E PIEZÔMETRO PZC-4 A E PZC-4B.	98
FIGURA 4.22 – DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-05 E PIEZÔMETRO PZC-5.	99
FIGURA 4.23 – DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-07 E PIEZÔMETRO PZC-7.	99
FIGURA 4.24 – DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-08 E PIEZÔMETRO PZC-7.	100
FIGURA 4.25 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-01.	101

FIGURA 4.26 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-02.	102
FIGURA 4.27 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-03.	102
FIGURA 4.28 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-04.	103
FIGURA 4.29 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-05.	104
FIGURA 4.30 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-07.	104
FIGURA 4.31 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA AO LONGO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-08.	105
FIGURA 4.32 – VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO - PIEZÔMETRO.	105
FIGURA 4.33 – VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO - PIEZÔMETRO PZC-5.	106
FIGURA 4.34 – VARIAÇÃO DO NÍVEL PIEZOMÉTRICO EM FUNÇÃO DA PRECIPITAÇÃO – PIEZÔMETRO PZC-7.	106
FIGURA 4.35 – VARIAÇÃO DA VELOCIDADE DE DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DO TEMPO - INCLINÔMETRO I-02.	108
FIGURA 4.36 – SUPERFÍCIES CRÍTICAS DETERMINADAS COM VALORES DO SOLO RESIDUAL MADURO – SEÇÃO S1.	111
FIGURA 4.37 – SUPERFÍCIES CRÍTICAS DETERMINADAS COM VALORES DO SOLO RESIDUAL MADURO – SEÇÃO S2.	112
FIGURA 4.38 – SUPERFÍCIES CRÍTICAS DETERMINADAS COM VALORES DO SOLO RESIDUAL MADURO – SEÇÃO S3.	113
FIGURA 4.39 – SUPERFÍCIES CRÍTICAS DETERMINADAS COM VALORES DO SOLO RESIDUAL MADURO – SEÇÃO S4.	114

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

TABELA 2.1 – MÉTODOS PARA MONITORAMENTO DE TALUDES (DUNNICLIFF, 1988).	33
---	----

CAPÍTULO 3

TABELA 3.1 – CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PRINCIPAIS DA ARB 8.	38
TABELA 3.2 – ENSAIOS E LOCALIZAÇÃO DAS AMOSTRAS UTILIZADAS.	50
TABELA 3.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO E ÍNDICES FÍSICOS.	51
TABELA 3.4 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA OBTIDOS DE ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO.	53
TABELA 3.5 – INSTALAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO.	58
TABELA 3.6 – PARÂMETROS ADOTADOS PARA OS MATERIAIS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE.	65
TABELA 3.7 – NÍVEIS DE ATENÇÃO E ALERTA PARA ESCAVAÇÃO FINAL E OPERAÇÃO INICIAL DA ARB 8 (LPS, 2005D)	66

CAPÍTULO 4

TABELA 4.1 – PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA MEDIDA DURANTE O ANO DE 2006.	72
TABELA 4.2 – PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA MEDIDA DURANTE O ANO DE 2007.	73
TABELA 4.3 – ELEVAÇÃO DOS NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS (CB = COTA DA BOCA).	76
TABELA 4.4 - FATORES DE SEGURANÇA DAS SEÇÕES INSTRUMENTADAS EM FUNÇÃO DA REDUÇÃO DOS NÍVEIS PIEZOMÉTRICOS – NÍVEL DE ATENÇÃO.	109
TABELA 4.5 – FATORES DE SEGURANÇA EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS RESIDUAIS ($\sigma = 18,5\text{KN/M}^3$).....	110

LISTA DE SIMBOLOS

E_n, E_{n+1}	forças horizontais na lateral da lamela
FS	fator de segurança do talude
H	altura do talude
Hw	altura do nível d'água no interior do talude
IP	índice de plasticidade do solo
LL	limite de liquidez do solo
LP	limite de plasticidade do solo
N	força normal atuante na base da lamela
Sr	grau de saturação do solo
T	força resistente na base da lamela
U,	resultante das pressões neutras na base da lamela
V_n, V_{n+1}	forças verticais na lateral da lamela
W	peso total da lamela
Zo	profundidade da fenda de tração no topo do talude
b	largura da lamela
c	coesão do solo
e	índice de vazios do solo
h	altura da lamela
hw	altura do nível d'água na face do talude
l	comprimento da base da lamela
o	centro do círculo
r	raio do círculo
u e	pressão neutra
w	umidade do solo
a	ângulo da base da lamela com a horizontal ou ângulo de inclinação do talude com a horizontal
b	ângulo de inclinação da ruptura planar
f	ângulo de atrito do solo.
Fb	ângulo de atrito do solo em relação a sucção
r	massa específica natural do solo
rs	massa específica de sólidos
rd	massa específica seca
s	tensão normal atuante no plano de ruptura
τ	resistência ao cisalhamento

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 – Importância da Pesquisa

A instrumentação geotécnica é uma prática das mais importantes em obras de engenharia de grande porte, que comportam riscos tais como ruptura de taludes e percolação excessiva de água, os quais podem acarretar em prejuízos para o empreendimento ou mesmo ruína total ou parcial da obra. A instrumentação permite o monitoramento, e, portanto, o acompanhamento do comportamento da obra, durante a sua implantação e vida útil.

A instrumentação permite a avaliação das condições de segurança local e a realização de intervenções corretivas, para garantir a integridade da obra, caso sejam detectadas anomalias.

Em obras geotécnicas que envolvem grandes volumes de escavação a céu abertos o monitoramento através da instrumentação ainda auxilia no controle de velocidade da escavação e sobrecarga de aterros de corte, garantindo a estabilidade dos taludes remanescentes.

A presença de água nos taludes, seja de chuva ou do lençol freático é um fator de influência importante na estabilidade de taludes.

A infiltração da água no terreno provoca redução da sucção e aumento de poropressões que, por sua vez, podem causar deslocamentos e grandes movimentos. Por isso, a medição de poropressões e níveis d'água com piezômetros e indicadores de nível d'água também é necessária.

Uma vez instável, a massa de solo ou rocha se desloca. Se este movimento for muito rápido, dificilmente será observado previamente, entretanto, em regiões de escorregamentos antigos, pode haver massas que se deslocam lentamente. Esta observação poderá ser um fator importante na interpretação do comportamento de uma encosta. Neste caso, há grande interesse na medição de deslocamentos superficiais e profundos.

Vários instrumentos podem ser instalados de forma a monitorar os deslocamentos horizontais e verticais dos cortes. As condições de estabilidade dos taludes têm sido freqüentemente avaliadas com inclinômetros. Os piezômetros também são empregados para o monitoramento da variação dos níveis piezométricos no interior do maciço de solo.

A estabilidade dos taludes de escavação pode ser controlada através da medida das velocidades de deslocamento. A literatura reporta valores de cerca de 10mm/dia para nível de atenção e 20mm/dia para nível de alerta, para solos argilosos, porém estes valores são funções de várias características da área. É importante observar que os valores de deslocamentos para as condições de atenção e alerta dependem de diversos fatores a que a encosta está submetida por ocasião do processo de escavação. Dentre os fatores a serem considerados na análise de estabilidade da encosta a ser escavada podem-se citar: o tipo e as características do material, a velocidade das escavações, os níveis piezométricos, a profundidade do deslocamento crítico, a velocidade e a aceleração dos deslocamentos.

Desta forma, a análise das possíveis correlações entre vários dados, principalmente aqueles associados à precipitação pluviométrica, níveis piezométricos e deslocamentos horizontais dos taludes de escavação são essenciais para o controle das condições de estabilidade da área.

1.2 – Objetivos da Pesquisa

O presente trabalho tem como objetivo principal a análise do comportamento e das condições de segurança dos taludes, através dos resultados da instrumentação instalada para a implantação da Área de Deposição de Rejeitos de Bauxita ARB 8 da Alcoa Alumínio Ltda em Poços de Caldas. MG.

Para tanto, esta pesquisa exigiu a instalação e acompanhamento de instrumentação específica nos taludes de escavação e aterro da área. O monitoramento intensivo durante as obras permitiu verificar as condições de segurança dos taludes, principalmente durante as escavações.

1.3 – Metodologia da Pesquisa

A metodologia da pesquisa consistiu no monitoramento do sistema de instrumentação instalado, composto por 7 piezômetros e 7 inclinômetros em quatro seções típicas da área projetada de deposição de rejeito de bauxita, além de pluviôgrafos distribuídos na região de estudo. Com o monitoramento permanente destes instrumentos, as fases de escavação foram controladas e mantidas dentro dos níveis de segurança especificados em projeto.

As medidas de deslocamentos horizontais, intensidades pluviométricas e variações do nível piezométrico foram correlacionadas entre si, de forma a auxiliar o controle dos movimentos dos taludes de escavação da área de depósito de rejeitos.

Também foram realizadas análises de estabilidade considerando os dados do monitoramento, as quais foram comparadas com as previsões especificadas no projeto de implantação da ARB8.

1.4 – Organização da Dissertação

O presente trabalho foi dividido em 5 capítulos, sendo este primeiro um capítulo de apresentação dos objetivos e importância da pesquisa realizada.

O Capítulo 2 apresenta uma breve revisão da literatura sobre mecanismos de ruptura em taludes de escavações, cinemática dos taludes, além dos principais instrumentos empregados para monitoramento das condições de estabilidade de taludes. Apresenta também alguns métodos de controle de estabilidade de taludes de escavação usualmente adotados em minas a céu aberto.

O Capítulo 3 apresenta a descrição geológica-geotécnica da área de estudo, além das características da área de depósito de rejeitos ARB 8. Descreve as etapas de execução da obra e enfoca a instalação da instrumentação nos taludes adotada nesta pesquisa.

O Capítulo 4 apresenta os resultados de todos os instrumentos e as análises dos dados de monitoramento até o dia 26 de junho de 2007. São indicadas as correlações entre os deslocamentos horizontais dos taludes e as variações de níveis piezométricos e

níveis de precipitação ao longo do período de monitoramento. Apresenta-se também o emprego do método de ZAVODNI & BROADBENT (1978) para controle da estabilidade dos taludes de escavação da área, o qual se mostrou pouco sensível e, portanto, inadequado para as condições existentes.

No Capítulo 5 finalmente são apresentadas as conclusões e sugestões de novas pesquisas.

Este documento também contém três anexos. No Anexo A são apresentados os perfis de sondagens correspondentes aos furos de instalação dos inclinômetros. No Anexo B encontra-se um registro fotográfico das diferentes atividades envolvidas na construção da obra. No Anexo C são apresentadas as curvas de distorção ao longo do tempo registradas pelos 7 inclinômetros nas direções principais A e B.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta as principais informações da literatura relativas aos fatores e mecanismos de instabilização típicos de encostas, instrumentação de taludes de escavação e alguns métodos de monitoramento dos deslocamentos de taludes remanescentes de escavações, utilizado em engenharia civil e de minas.

2.1 – Análise de estabilidade de talude

O sucesso da estabilização de taludes naturais, de escavação e de aterros está fundamentado no entendimento fenomenológico do problema a ser analisado. Após esse entendimento são fundamentais: a escolha adequada do método de análise de estabilidade em função das características do problema; a confiabilidade da obtenção dos parâmetros de resistência dos materiais envolvidos; a determinação, a mais fiel possível, das geometrias externa e interna do talude; e a escolha adequada dos recursos computacionais.

A análise de estabilidade de talude envolve um conjunto de procedimentos que visam determinar um índice ou grandeza que possa quantificar o quão próximo da ruptura encontra-se a encosta. A estabilidade de um talude pode ser determinada através de vários métodos de análise, tais como analíticos ou determinísticos, análise limite, experimentais e empíricos. Os métodos analíticos ou determinísticos são atualmente os mais utilizados nas análises de estabilidade de taludes, destacando-se os baseados na teoria do equilíbrio limite, que consistem basicamente na análise do equilíbrio de uma massa de solo ou rocha potencialmente instável a partir de algumas hipóteses simplificadoras.

A estabilidade de um talude ou de uma encosta é expressa pelo seu coeficiente de segurança (CS), também denominado de fator de segurança (FS).

A teoria do equilíbrio limite permite a utilização das equações de equilíbrio da estática para determinar os esforços solicitantes relativos à massa potencialmente instável. O fator de segurança é obtido pelo quociente entre os esforços resistentes disponíveis e os esforços solicitantes. Essa teoria, aplicada na análise de estabilidade de taludes, está

fundamentada nas seguintes hipóteses: o solo comporta-se como um material rígido-plástico, ou seja, rompe-se bruscamente, sem se deformar; e o fator de segurança é constante ao longo de toda a superfície de ruptura.

A literatura apresenta vários métodos de análise de estabilidade de taludes baseados na teoria do equilíbrio limite, tais como Fellenius (1936), Janbu (1954), Bishop Simplificado (1955), Morgenstern-Price (1965), Spencer (1967) e Sarma (1973), os quais se diferenciam uns dos outros em função das hipóteses simplificadoras adotadas.

A aplicação desses métodos exige o conhecimento da resistência do material do talude. As envoltórias de resistência da maioria dos solos podem ser expressas de forma simplificada e aproximada através da equação de Mohr –Coulomb:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

onde:

τ = resistência ao cisalhamento;

c = intercepto coesivo;

σ = tensão normal atuante no plano de ruptura;

ϕ = ângulo de atrito do solo.

Os parâmetros intervenientes na Equação 2,1 podem ser considerados em termos de tensões totais ou em termos de tensões efetivas. Salienta-se que, conforme Vargas (1974), a questão da resistência ao cisalhamento dos solos é muito mais complexa do que a simplificação expressa acima possa sugerir. Esses parâmetros podem ser obtidos através de ensaios de laboratório específicos e ensaios in situ.

O método de Bishop Simplificado (Bishop, 1955) é um dos mais utilizados entre os métodos determinísticos baseados na teoria do equilíbrio limite. Segundo Duncan (1994), esse método tem como restrição o fato de somente poder ser aplicado para superfícies de rupturas circulares, sendo, nesses casos, bastante preciso para todas as situações. Este método está baseado em algumas simplificações, as quais admitem: somente superfície circular; fator de segurança constante ao longo de toda a superfície de ruptura; e que as componentes verticais das forças atuantes nas faces laterais da lamela se anulam. As forças principais envolvidas são representadas na Figura 2.1.

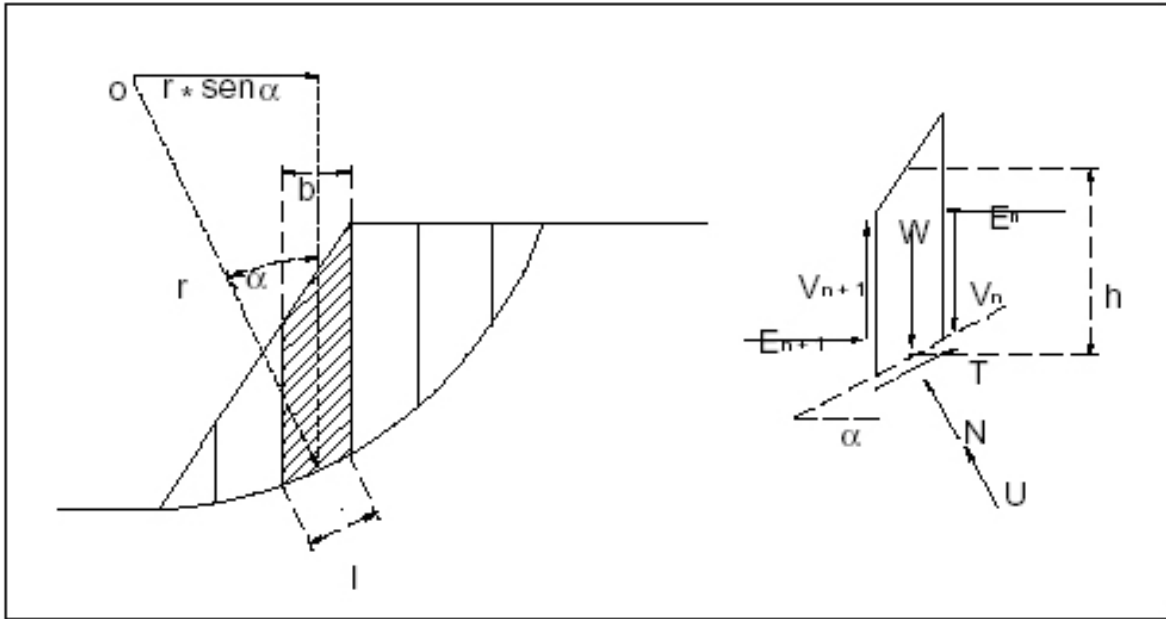


Figura 2.1 – Forças atuantes na lamela segundo o método de Bishop Simplificado.

onde:

W = peso total da lamela;

N = força normal atuante na base da lamela;

U = resultante das poropressões na base da lamela;

T = força resistente na base da lamela;

E_n, E_{n+1} = forças horizontais inter lamelas;

V_n, V_{n+1} = forças verticais inter lamelas;

b = largura da lamela;

h = altura da lamela;

l = comprimento da base da lamela;

r = raio do círculo;

O = centro do círculo;

α = ângulo da base da lamela com a horizontal.

O Método de Bishop Simplificado admite uma superfície de ruptura definida por uma circunferência de centro O e raio r , subdivide a massa passível de escorregamento

em lamelas (fatias) e permite o cálculo do fator de segurança através da comparação entre a somatória dos esforços solicitantes e a somatória dos esforços resistentes atuantes nas lamelas.

2.2 – Fatores Importantes em Taludes de Escavação

O comportamento de taludes de escavação é influenciado por vários fatores, dentre os quais destacam – se o estado de tensões iniciais do maciço, as tensões induzidas pelo processo de corte e a estrutura geológica.

2.2.1 – Tensões Iniciais

Os maciços rochosos e terrosos estão submetidos a tensões de origem natural, encontradas antes da escavação, e tensões induzidas, resultantes do processo de escavação. As tensões naturais são compostas por esforços do tipo gravitacional, tectônico, térmico e residual. Na literatura o termo "tensões *in situ*" é utilizado para denominar as tensões de qualquer natureza presentes no interior do maciço.

i. Tensões gravitacionais

O peso de uma coluna de solo/rocha por unidade de área sobre um ponto gera tensões que são função da altura do material sobrejacente e cuja componente vertical σ_{yy} pode ser calculada como:

$$\sigma_{yy} = \int_0^z \rho g dz = \rho g z \quad (2.2)$$

onde:

ρ : massa específica;

g : aceleração da gravidade;

z : profundidade.

A tensão horizontal σ_{xx} é mais difícil de ser determinada, pois depende da história geológica do material e de outros fatores, tais como, tectonismo, topografia e anisotropia. Considerando um maciço de comportamento linear, elástico e isotrópico, tectonicamente não perturbado e em de regiões de topografia horizontal com deslocamentos horizontais nulos, a tensão horizontal σ_{xx} é calculada através das relações da elasticidade por:

$$\sigma_{xx} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{yy} \quad (2.3)$$

Segundo BRADY & BROWN (1994), esta expressão raramente é satisfeita em profundidades de interesse da engenharia de minas. Na engenharia civil, ela tende a ser usada com mais frequência. Considerando a expressão (2.3), GOODMAN (1989) demonstra que a erosão das camadas superiores tende a aumentar o valor de K_0 e a tensão horizontal torna-se maior que a vertical.

Se, ao longo da história geológica, o maciço não se comporta elasticamente, as tensões horizontais alcançam a magnitude da componente vertical originando um estado de tensões hidrostático, isto é, $\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$ (HERGET, 1988). A igualdade entre tensões verticais e horizontais após longos períodos de tempo e grandes profundidades é conhecida como Lei de Heim (HOEK & BROWN, 1980).

De forma geral, assume-se que a tensão σ_{xx} derivada do carregamento gravitacional é expressa como:

$$\sigma_{xx} = k_0 \sigma_{yy} \quad (2.4)$$

onde k_0 é o denominado coeficiente de empuxo em repouso.

ii. Tensões de origem tectônica

As tensões de origem tectônica estão associadas ao movimento relativo das placas listosféricas e são provenientes das forças motrizes no manto da Terra. A estimativa da orientação e magnitude dessas tensões é uma tarefa difícil e depende de informações

correspondentes aos movimentos tectônicos e atividades sísmicas. Em geral, as tensões tectônicas são determinadas através de técnicas de medidas de tensões *in situ*.

iii. Tensões de origem térmica e residual

As rochas metamórficas, às quais estão associados alguns tipos de jazidas minerais, caracterizam-se pela gênese a grandes profundidades, submetidas a elevadas temperaturas e altas pressões de confinamento, e, em alguns casos associadas, a eventos tectônicos. Ações erosivas ao longo da história geológica do material podem expor o maciço rochoso na superfície do terreno, onde o estado de tensões e a temperatura são diferentes dos de formação. Tal processo gera um alívio parcial de tensões, deixando as restantes "aprisionadas", as quais são chamadas tensões residuais.

As tensões do tipo térmico são devidas às variações da temperatura em áreas próximas à superfície terrestre, expostas às mudanças de temperatura atmosférica.

2.2.2 – Determinação do estado de tensões *in situ* e de k_0

O estado de tensões de um ponto no interior do maciço é representado matematicamente através da magnitude e direção das tensões principais:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

ou por meio do tensor das seis componentes de tensões no sistema de coordenadas x, y e z:

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Para a determinação do estado de tensões, recorre-se a técnicas de medição de deformações e deslocamentos *in situ* e a modelos matemáticos que permitem levar em

consideração a anisotropia do maciço (planos bem definidos, lineações e foliações devido à orientação dos minerais) e a variação de k_0 em maciços heterogêneos constituídos por camadas horizontais homogêneas, isotrópicas ou transversalmente isotrópicas, como mostrado por AMADEI (1984, 1996), AMADEI *et al.* (1987) e NUNES (1998).

PAN *et al.* (1995) e SAVAGE *et al.* (1985) desenvolveram trabalhos analíticos com soluções exatas, que abordam a influência da topografia no cálculo de tensões gravitacionais em maciços rochosos homogêneos, isotrópicos ou anisotrópicos. Os autores mostram que, para extensos vales de relevos simétricos ou assimétricos (admite-se deformação plana), as tensões horizontais compressivas σ_{xx} podem ser maiores que as tensões verticais σ_{yy} nas proximidades das cristas. O desenvolvimento de tensões horizontais trativas nas profundidades dos vales também é evidenciado em observações de campo (KNILL, 1968).

2.2.3 – Tensões induzidas

Após a implementação de uma obra de escavação a céu aberto, o estado de tensões iniciais é alterado, forçando uma redistribuição de tensões ao redor da escavação. A Figura 2.2 mostra a distribuição das tensões horizontais σ_{xx} antes e depois da escavação do talude. Observa-se uma concentração de esforços no pé do talude, além de uma zona de descarregamento nas proximidades da face do maciço, que se torna maior em taludes mais íngremes (HUSTRULID & KUCHTA, 1995). As tensões verticais σ_{yy} também são reduzidas, gerando assim mudanças que afetam o comportamento do material.

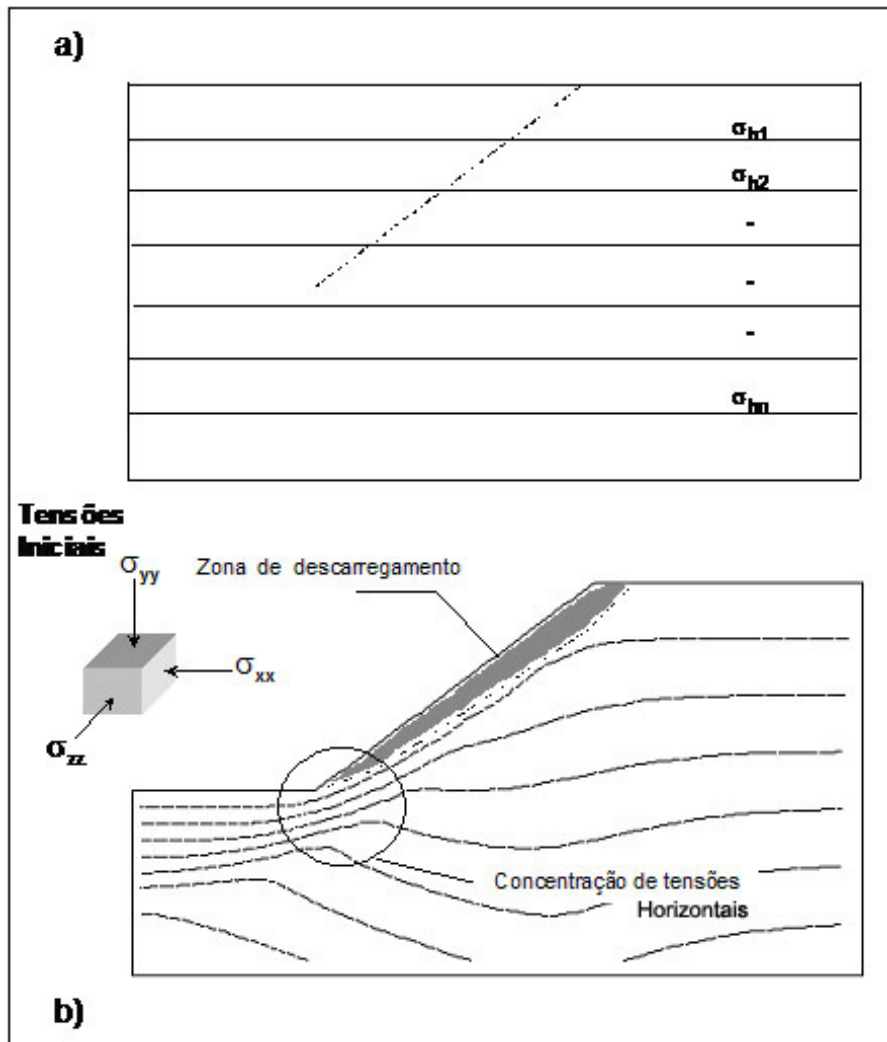


Figura 2.2 – Distribuição das tensões horizontais: (a) antes e (b) depois do processo de escavação (adaptação de HUSTRULID & KUCHTA, 1995).

Nessa zona de descarregamento e de possível instabilidade, as tensões finais são menores que as tensões iniciais, podendo provocar a ruptura por cisalhamento de juntas preexistentes e desenvolvimento de trincas de tração na crista do talude.

A geometria da escavação e o método de lavra originam taludes de forma elíptica em planta e taludes com curvaturas côncavas e convexas. STACEY (1973) analisou alguns desses efeitos por meio de modelagens numéricas tridimensionais. Nestes estudos foram utilizados taludes com diferentes raios de curvatura e diferentes estados de tensões horizontais iniciais, mantendo-se em todos os casos, o ângulo do talude constante. Os resultados obtidos nas seções verticais mostraram que o padrão da redistribuição de tensões é basicamente o mesmo encontrado no caso bidimensional, existindo apenas

diferenças entre os níveis de tensões compressivas no pé do talude, devido, possivelmente, ao confinamento tridimensional.

Entretanto, observa-se que taludes de paredes convexas apresentam maior instabilidade que aqueles de forma côncava, onde o arco formado tende a ocasionar esforços laterais compressivos que incrementam as tensões normais ao longo da superfície potencial de ruptura.

2.2.4 – Estrutura geológica e fatores associados

Dentre os principais fatores que influenciam a estabilidade do talude, tem-se a estrutura geológica do maciço, caracterizada pelo tipo de material e pela presença de descontinuidades. Do ponto de vista da estabilidade, o que mais interessa são a dimensão e a orientação das descontinuidades em relação ao talude. Reconhece-se que tradicionalmente a análise da estabilidade está em correspondência direta com o modo de ruptura.

Desta forma, a presença de planos de fraqueza criticamente orientados em relação aos taludes originam modos de ruptura estruturalmente controlados, tais como a ruptura planar ou em cunha. Essa relação entre estrutura geológica e modo de ruptura é aplicável a taludes de altura reduzida a mediana. Já em taludes de grande altura, é necessário considerar o efeito de escala das descontinuidades em relação à dimensão total do talude.

2.2.5 – Modos e mecanismos de ruptura típicos

A ruptura circular é geralmente produzida em maciços terrosos ou rochosos altamente fraturados com blocos de rocha formados entre as descontinuidades de dimensões pequenas quando comparadas com a altura do talude (HOEK & BRAY, 1981). A superfície de ruptura circular independe da orientação das descontinuidades do talude.

As condições para o desenvolvimento de rupturas por tombamento são, essencialmente, a presença de famílias de descontinuidades de espaçamento moderado, cujas direções sejam sub paralelas ao talude e os mergulhos sejam contrários à direção do talude.

Os mecanismos de ruptura estão associados à forma e localização da superfície de ruptura, à sua profundidade, onde ela vai se iniciar e como vai progredir. Para o caso de rupturas planares, a superfície é determinada basicamente pelas características estruturais da descontinuidade ao longo da qual a resistência ao cisalhamento é mobilizada. Condição similar é encontrada no caso de ruptura em cunha, onde duas descontinuidades se interceptam.

Em superfícies de rupturas curvas ou circulares, a profundidade máxima alcançada dentro do maciço depende da coesão, ângulo de atrito, ângulo do talude e do nível de tensões normais ao longo da superfície (SALCEDO, 1988). Nos pontos de maior medida profundidade, são ainda maiores as tensões normais. Considerando-se os parâmetros de resistência constantes, a resistência ao cisalhamento será baixa na crista, moderada no pé e elevada no interior do talude, como esquematizado na Figura 2.3.

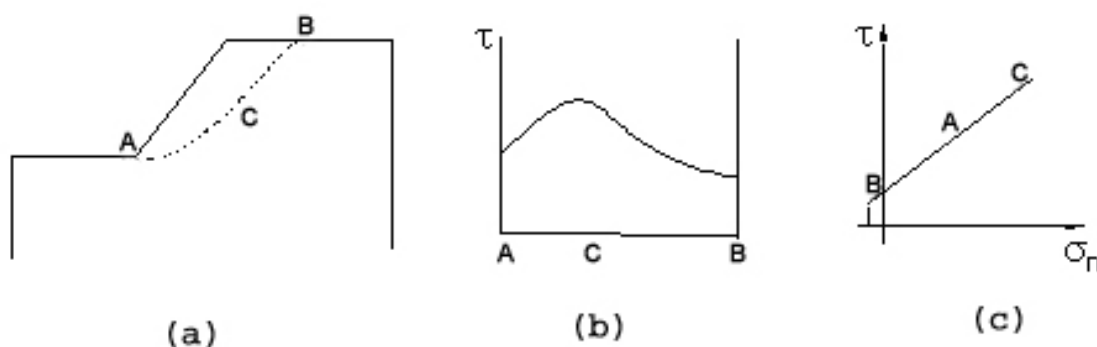


Figura 2.3 – Esquema da variação das tensões normais e cisalhantes ao longo da superfície crítica do talude (adaptação de FARIAS, 1994).

A iniciação e propagação da superfície de ruptura no interior do maciço vêm sendo discutidas por diversos autores, muitos dos quais fazem diferenciações entre condições drenadas e não drenadas. CHOWDHURY (1978), ZAVODNI & BROADBENT (1978) e SJÖBERG (1996) coincidem em afirmar que, se as condições drenadas prevalecem, a ruptura do talude inicia-se na crista pela formação de uma trinca de tração. A partir daí a superfície se propaga, provocando uma “ruptura global”, quando a resistência ao cisalhamento é excedida na parte média do talude. Sob condições não drenadas, a ruptura poderá iniciar-se dentro do maciço e progredir para os extremos.

2.2.6 – Ruptura Progressiva

O fenômeno de ruptura progressiva é definido como um processo sucessivo de formação da superfície de ruptura através da redistribuição de tensões e perda da resistência ao cisalhamento do material (CHOWDHURY, 1978). Desta forma, o mecanismo de ruptura progressiva pode ser iniciado em pontos do talude sujeitos a grandes deformações, dando lugar à plastificação do material. A ampliação da zona plastificada é uma conseqüência da transferência de tensões excessivas a pontos adjacentes, criando condições para a ocorrência de uma ruptura global ou generalizada.

Segundo CAMPOS (1985), os fatores que contribuem para o desenvolvimento de ruptura progressiva são: o comportamento do tipo frágil (strain-softening), intemperismo diferencial e existência de zonas de fraqueza.

HENKEY e SKEMPTON (1955) analisaram o escorregamento ocorrido em um talude de solo argiloso. Com base na geometria da ruptura, a estabilidade da encosta poderia ser analisada utilizando-se a equação para taludes infinitos. Os parâmetros de resistência para este solo, baseados na resistência máxima, conduziram a um fator de segurança igual a 1,45. Este resultado indica que o uso de parâmetros de resistência de pico (resistência máxima) pode levar a estimativa muito otimista do fator de segurança para este tipo de solo, uma vez que houve a ruptura do talude.

SKEMPTON (1964) analisou um número de rupturas em taludes argilosos, comparando a resistência desenvolvida em campo com a máxima resistência medida em ensaios de laboratório. Os resultados mostraram que alguns taludes sofreram escorregamento alguns anos após o corte. A conclusão dos estudos realizados é que, na maioria dos taludes estudados, a resistência de pico do material é perdida ao longo do tempo.

O processo que causa a redução gradual da resistência para o valor de resistência residual é chamado de "Ruptura Progressiva". Bjerrum (1967) analisou este processo e a extensão de como a ruptura progressiva pode se desenvolver em vários solos compactados (LAMBE, 1969).

2.3 – Cinemática dos Taludes

2.3.1 – Estágios da ruptura regressiva e progressiva

A estabilidade do talude pode ser definida pela razão entre as tensões resistentes e as tensões atuantes. Teoricamente, a ruptura dentro do maciço ocorre quando esta relação for igual a 1,0. Todavia, valores inferiores à unidade também podem indicar um rápido processo de plastificação do talude, com taxas de deslocamentos e velocidades maiores, caso ocorra um aumento nas tensões atuantes e uma diminuição na resistência do material.

A partir de medições de deslocamentos em taludes de grande altura, ZAVODNI & BROADBENT (1978) tentam descrever as principais características cinemáticas associadas à forma da superfície de ruptura e sugerem duas fases de ruptura: regressiva e progressiva.

SJÖBERG (1996) substitui esta terminologia por estágios estável e instável, de forma a evitar confusões com o termo ruptura progressiva e que descreve o desenvolvimento da superfície de ruptura. Quando o estágio do movimento é estável (fase regressiva), o talude se desloca com velocidade quase constante e relativamente baixa, uma vez que corresponde ao início do processo de plastificação. A fase regressiva apresentará um decréscimo na velocidade de deslocamento se as causas externas forem removidas. A fase de ruptura instável (progressiva) apresenta um incremento significativo de deslocamentos, os quais tendem a provocar o colapso do talude (CALL *et al.* 1993).

Os termos baixa e alta velocidade de deslocamento são subjetivos e devem ser analisados para cada talude. É importante também distinguir se o talude está na fase de ruptura regressiva ou apresentar ruptura por *creep*. A ruptura por *creep* envolve aumento de deslocamento sem que haja mudança nas condições de carregamento.

A Figura 2.4 ilustra a cinemática dos estágios de ruptura regressiva e progressiva em termos de deslocamentos acumulados ao longo do tempo.

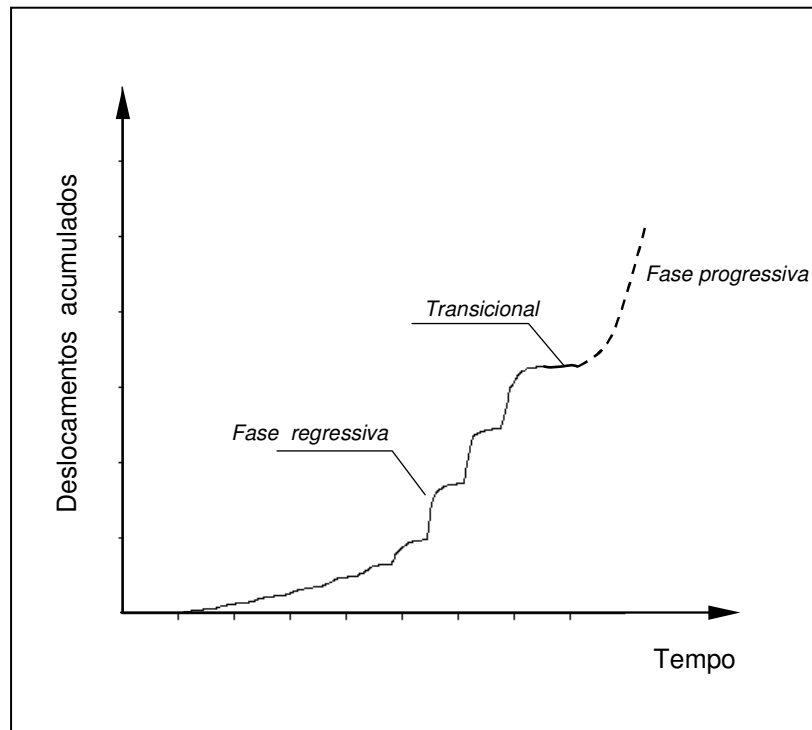


Figura 2.4 – Variação dos deslocamentos acumulados ao longo do tempo (adaptação de SULLIVAN,1993).

SAVELY (1993) e RYAN & CALL (1992) indicam que, em situações típicas de escavações em minas a céu aberto, os deslocamentos acumulados são cíclicos e incorporam uma terceira fase denominada de *steady state* (transicional), intermediária entre as fases regressiva e progressiva. A fase transicional também mostra deslocamentos com velocidade constante.

2.3.2 – Campo de deslocamentos

O projeto de monitoramento de uma escavação exige o conhecimento do tipo de movimento do terreno, ou seja, a determinação da intensidade e da frequência dos deslocamentos. Com estas informações, pode-se prever a fase de ruptura, e, em certas condições, o colapso.

SULLIVAN (1993), baseado em registros de deslocamentos horizontais, propõe uma classificação na qual os deslocamentos no talude podem ser classificados em função do tipo de movimento

- i. Movimentos elásticos: os deslocamentos resultantes deste tipo de movimento são uma reação do maciço ao processo de descarregamento, correspondente à escavação, e não representam uma preocupação no processo de desmonte; a intensidade dos deslocamentos pode variar de poucos milímetros até metros, dependendo da profundidade da escavação;
- ii. Movimentos tipo *creep*: é o resultado da deformação do material ao longo do tempo;
- iii. Movimentos decorrentes de fraturamento, deslizamento e colapso. É interessante observar que termos como fraturamento, deslizamento e colapso muitas vezes são considerados sinônimos de ruptura, sem que sejam bem diferenciados. O termo ruptura deve se aplicar quando as tensões de carregamento excedem a resistência do material. No contexto de taludes de mineração, o termo colapso corresponde à ruptura cuja consequência indica a impossibilidade de se continuar com a lavra do minério, também conhecido como “ruptura econômica” do talude.

Em termos dos modos de ruptura, LANG *et al.* (1993) baseiam-se na diferenciação dos deslocamentos nas direções horizontal δ_x e vertical δ_y através de:

- i. Ruptura planar: $\delta_x < \delta_y$, dependente da geometria;
- ii. Ruptura por tombamento: $\delta_x > \delta_y$;
- iii. Ruptura em cunha $\delta_x \cong \delta_y$;
- iv. Ruptura circular: Topo $\delta_x < \delta_y$, base $\delta_x > \delta_y$.

2.3.3 – Campo de velocidades

SULLIVAN (1993) conclui que uma das melhores formas de estudar o comportamento cinemático dos taludes é através do conhecimento da velocidade na qual o material está deslizando. Taxas que excedam aproximadamente 1m/dia são claros indicadores do possível colapso do talude. A velocidade na qual a massa rochosa se deslocará depende do tipo e complexidade do mecanismo de ruptura.

Considerando o nível da taxa de deslocamentos (velocidades), CALL (1981) distingue dois tipos de rupturas: teórica e operacional. Na primeira existem exemplos

abundantes de minas a céu aberto que, apesar de registrarem tecnicamente a ruptura do talude, apresentam taxas de deslocamentos que permitem ainda continuar com as atividades mineiras.

Se os deslizamentos do talude colocam em risco instalações e equipamentos, considera-se a ruptura como operacional. Neste caso, surgem dúvidas em relação à continuidade dos trabalhos de lavra. SAVELY (1993) indica que essa decisão, baseada na taxa de deslocamentos, deve ser tomada fundamentalmente nas fases regressiva e estacionária (*steady-state*) de movimento do talude, a fim de se poder introduzir ainda medidas de estabilização, tais como, rebaixamento do nível freático, melhoria das técnicas de desmonte e suavização do talude.

Finalmente, existem poucos casos reportados na literatura nos quais se destaca alguma metodologia para prever o momento do colapso em função da taxa de deslocamentos. A mais conhecida é a proposta por ZAVODNI & BROADBENT (1978), pesquisadores que após realizarem medições de deslocamentos em minas situadas em diferentes lugares, registraram os resultados obtidos num gráfico de taxa de deslocamentos (escala logarítmica) em função do tempo (escala linear), como o mostrado na Figura 2.4. A transição entre a fase progressiva (instável) e a regressiva (estável) é chamada de “ponto de início da ruptura”, denominação que nem sempre indica tal situação, devido, principalmente ao fato de que a ruptura pode ter se iniciado muito antes de passar da fase regressiva para a progressiva (SJÖBERG, 1996).

Considerando que $t=0$ (Figura 2.5) é o início da fase progressiva, a equação da linha reta obtida por regressão é:

$$V=V_0e^{Bt} \quad (2.7)$$

onde:

V : velocidade;

V_0 : velocidade em $t=0$ (ponto da interseção);

B : inclinação da reta de regressão;

T : tempo;

E : base logarítmica.

A partir desta equação e de uma relação empírica, a velocidade de colapso (V_{col}) pode ser calculada como:

$$V_{col} = k^2 V_o \quad (2.8)$$

$$k = V_{mp}/V_o \quad (2.9)$$

onde k é uma constante empírica que representa a história de dados e pode ser determinada através da velocidade no meio da fase progressiva (V_{mp}).

RYAN & CALL (1992) estudaram quarenta casos de ruptura em minas a céu aberto, concluindo que, em quase todos os casos, a velocidade correspondente a 48 horas antes do colapso era igual a 5m/dia.

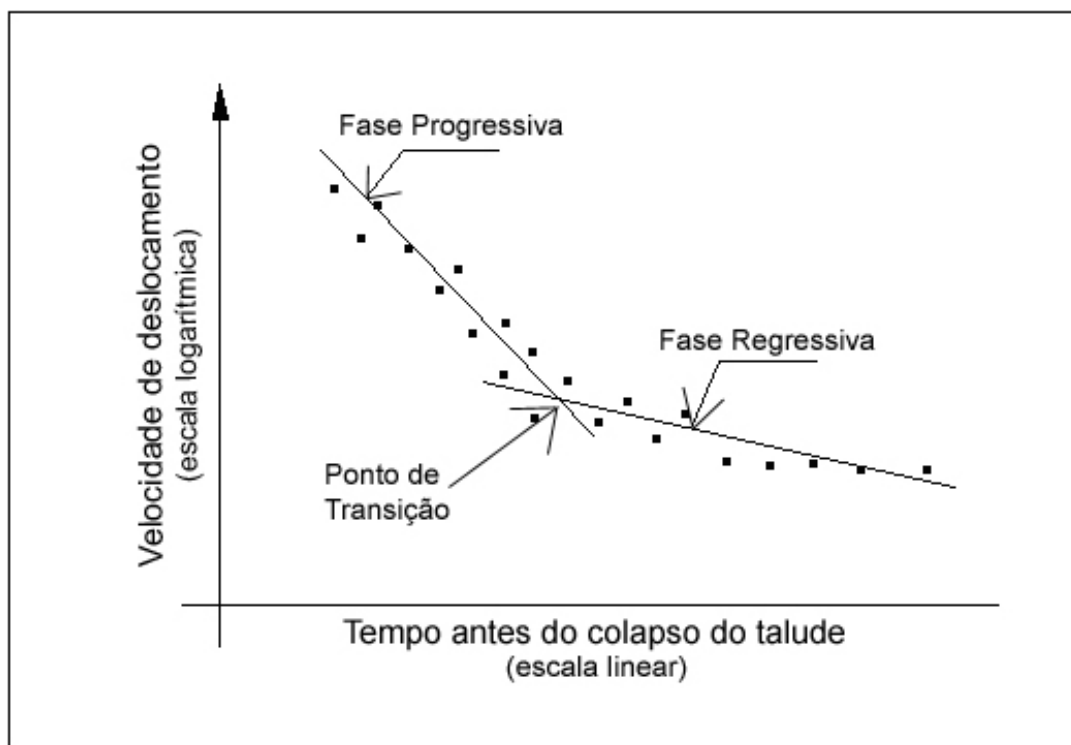


Figura 2.5 – Previsões de ruptura em função da taxa de deslocamentos (ZAVODNY & BROADBENT, 1978).

2.4 – Instrumentação de Taludes

Uma das principais ferramentas nas análises de estabilidade de taludes ao longo do tempo é o acompanhamento de seu desempenho através de instrumentação. A instrumentação é o meio que possibilita a medição do real comportamento da obra e, portanto, deve ser parte integrante do projeto. O projeto assume uma escolha de parâmetros os mais prováveis com base em ensaios prévios de laboratório e investigações de campo, ou na experiência do projetista.

A instrumentação tem o importante papel de fornecer subsídios para uma reavaliação do dimensionamento da obra, podendo trazer economia e aceleração de prazo de construção. É comum e compreensível que o calculista assuma hipóteses e parâmetros mais conservadores na fase de projeto. Através das medidas obtidas através dos instrumentos, o projeto pode ser modificado visando custos menores (Springer).

2.4.1 – Instrumentos

Dentre as grandezas que podem ser medidas no campo, podem ser citados: os deslocamentos verticais, os deslocamentos horizontais, as tensões efetivas e totais, as poropressões, forças e temperatura.

Os principais tipos de instrumentos empregados na monitoração de taludes são os pluviômetros, os piezômetros, os indicadores de nível d'água e os medidores de deslocamento, como os marcos superficiais e os inclinômetros. São empregados também medidores de convergência, medidores de inclinação e células de carga.

Não é o objetivo deste trabalho uma cobertura detalhada de todos os aspectos ligados à instrumentação geotécnica. Maiores detalhes podem ser encontrados em HANNA (1985) e DUNNICLIFF (1988). Este trabalho se concentrará nos instrumentos mais empregados e na experiência atual de instrumentação dos lagos de rejeito de bauxita da ALCOA.

2.4.2 – Pluviômetro

Os pluviômetros mais comuns, denominados de *Ville de Paris* pelos hidrólogos, são do tipo gangorra ou báscula (GEORIO, 2000). A chuva penetra por um funil no topo com

200 mm de diâmetro e atinge um pequeno reservatório. Quando preenchido, este bascula e aciona um contato elétrico que fornece um pulso para o sistema de aquisição de dados. A contagem dos pulsos em um determinado período permite determinar a chuva acumulada e a intensidade da mesma. A acurácia do instrumento é da ordem de 0,5 mm de chuva.

Os instrumentos modernos, como o indicado na Figura 2.6, dispõem de sistema de aquisição de dados e podem ser dotados de um sistema de telemetria automática e painel solar para alimentação das baterias (GEORIO, 2000).



Figura 2.6 – Pluviômetro empregado para monitoramento de chuvas (GEORIO, 2000).

2.4.3 – Piezômetros

Os diversos tipos de piezômetros e as suas aplicações em geotecnia foram revistos por ORTIGÃO (1975). As modificações introduzidas desde então nos sistemas de piezômetros foram poucas, mas os instrumentos elétricos tiveram um avanço enorme graças à eletrônica moderna. Alguns dos tipos mais antigos, como o de corda vibrante, desenvolvido na França nos anos 30, e o de Casagrande, nos EUA nos anos 40, são ainda muito utilizados e bastante confiáveis. O primeiro tipo foi reabilitado com o advento da eletrônica, e é um dos mais empregados nos anos 90 (GEORIO, 2000). Os denominados Casagrande são os mais simples e mais confiáveis e, portanto, muito utilizados.

Existem outros tipos de piezômetro que têm sido menos empregados, como os hidráulicos de dois tubos, e os pneumáticos. Os primeiros foram muito usados em barragens e obras de solo mole até os anos 70 (ORTIGÃO *et al*, 1983, ORTIGÃO, 1988), mas têm instalação e operação complexa. Os instrumentos pneumáticos vêm sendo pouco a pouco substituídos pelos elétricos, que são mais fáceis de instalar, operar e automatizar.

Piezômetro Casagrande

O piezômetro Casagrande (Figura 2.7) consta de um tubo vertical ligado a uma ponta porosa por onde a água pode livremente entrar ou sair. Mede-se a poropressão através da altura de coluna d'água no tubo.

A leitura é realizada com um instrumento indicador de nível d'água que consta de um torpedo contendo uma chave elétrica, um fio graduado e um carretel. Quando o torpedo atinge a água do tubo de acesso, fecha-se um circuito elétrico que toca a buzina no carretel. Com isso determina-se a profundidade do nível d'água no tubo.

A Figura 2.8 esquematiza as fases de instalação do piezômetro. Inicia-se pela execução de um furo por percussão ou rotativa com diâmetro entre 75 a 100mm. Não se utiliza lama de perfuração a fim de eliminar o risco de impermeabilizar as paredes do furo e, desta forma, prejudicar o funcionamento do instrumento. Instala-se um tubo de acesso vertical de PVC com diâmetro entre 12 e 32mm contendo na sua extremidade o elemento poroso, por onde a água entra ou sai do instrumento (Fase 1). Em seguida executa-se o bulbo de areia, em geral com 1m de altura, utilizando-se areia grossa lavada (Fase 2).

A fase 3 consta do selo impermeável com bolas de bentonita com altura de pelo menos 0,5m. Na fase 4 o furo é preenchido até a superfície com calda de bentonitamento na relação 10:1 em volume. Finalmente, na fase 5, executa-se uma caixa de proteção.

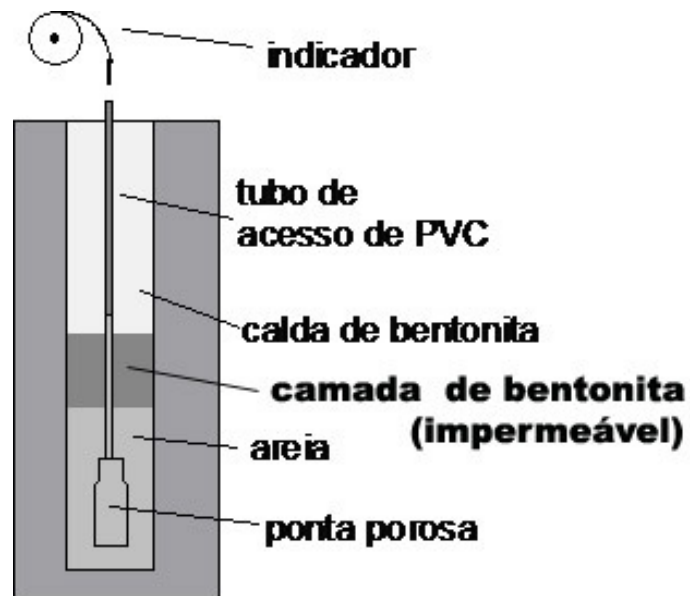


Figura 2.7 – Esquema do Piezômetro Casagrande (GEORIO, 2000).

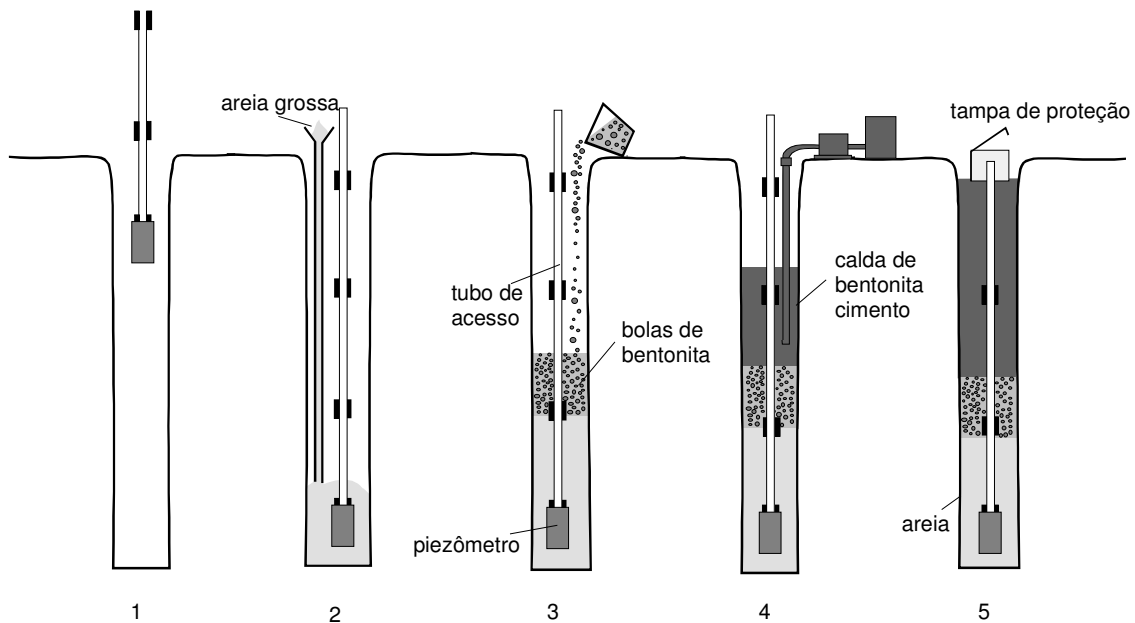


Figura 2.8 – Fases de instalação de um piezômetro Casagrande (GEORIO, 2000).

O piezômetro Casagrande apresenta várias vantagens: (i) Simples; (ii) Baixo custo; (iii) Confiável e (iv) Auto-desaerável. Entretanto, este instrumento apresenta as seguintes limitações: (i) Tubulação vertical pode interferir com a construção e (ii) Tempo de resposta muito grande se instalado em solos de baixa permeabilidade.

O tempo de resposta de um piezômetro (Δt_{res}) é definido como o intervalo de tempo que este instrumento leva para indicar uma variação de poropressão que ocorreu no terreno. Depende do tempo que a água leva para entrar ou sair do sistema. Em solos finos, Δt_{res} pode ser muito grande em certos tipos de piezômetros e isto deve ser considerado na fase de seleção do tipo de instrumento. A indicação de variação de poropressão pelo piezômetro Casagrande exige a entrada ou saída de um grande volume de água pelo tubo de acesso. Por isso, este piezômetro pode ter um tempo de resposta de semanas em solos de baixa permeabilidade, o que é uma desvantagem.

Indicador de nível d'água (INA)

O indicador de nível d'água (INA) é uma variação do piezômetro Casagrande (Figura 2.9). Tem o mesmo princípio de funcionamento, mas com um bulbo de maior comprimento, situado na região de variação do NA.

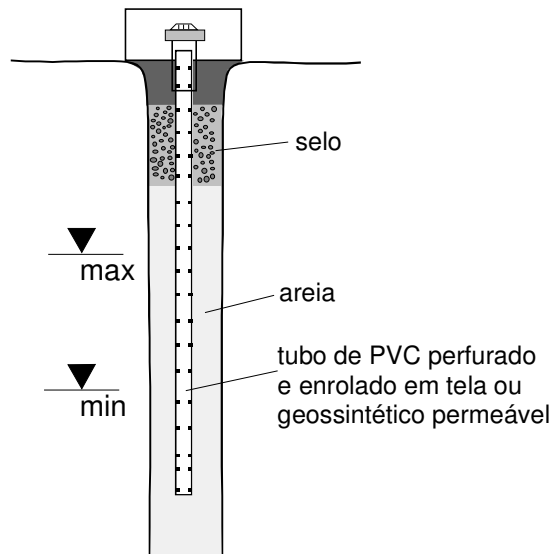


Figura 2.9 – Indicador de nível d'água INA (GEORIO, 2000).

Piezômetro elétrico de corda vibrante

Os piezômetros elétricos de corda vibrante foram desenvolvidos na década de 30 na França. O princípio de funcionamento baseia-se no fato de que a frequência de vibração depende da tensão aplicada na corda. Um fio de invar é fixado em duas extremidades e fica livre para vibrar na sua frequência natural. A frequência varia com a tensão aplicada e isso permite medir movimentos relativos muito pequenos entre as duas extremidades. A medição se dá magneticamente no meio da corda onde está instalada uma bobina elétrica. Uma segunda bobina serve para medir a frequência de vibração.

As principais vantagens do piezômetro elétrico de corda vibrante são:

- (i) Estabilidade com o tempo. A experiência demonstra que os instrumentos elétricos de corda vibrante são muito estáveis com o tempo. Sua calibração permanece inalterada por anos e anos, ao contrário dos instrumentos resistivos que têm maior suscetibilidade à deriva e à perda de acurácia com o tempo (DUNNICLIFF, 1988);
- (ii) Sinal de frequência. Os sinais elétricos podem ser de voltagem, corrente ou frequência. O sinal de frequência, empregado nos instrumentos de corda vibrante, pode ser transmitido por cabo a longas distâncias até 2km, sem perda da qualidade e imune à influência da resistência do cabo. Além disto, o sinal de frequência não é influenciado pela presença de umidade e/ou água em contato com os fios que compõem o cabo;
- (iii) Possibilidade de automação das leituras.

O piezômetro elétrico de corda vibrante é instalado a partir das seguintes fases esquematizadas na Figura 2.10. Insere-se o sensor previamente saturado dentro do furo e, em seguida, executa-se o bulbo de areia grossa lavada com 1m de altura. As bolas de bentonita são lançadas, formando um selo com, no mínimo, 0,50m de altura. Preenche-se todo furo com injeção de calda grossa de bentonita através de bomba com a mangueira de injeção. Finalmente, instala-se o terminal de leituras nas imediações, conectando os cabos.

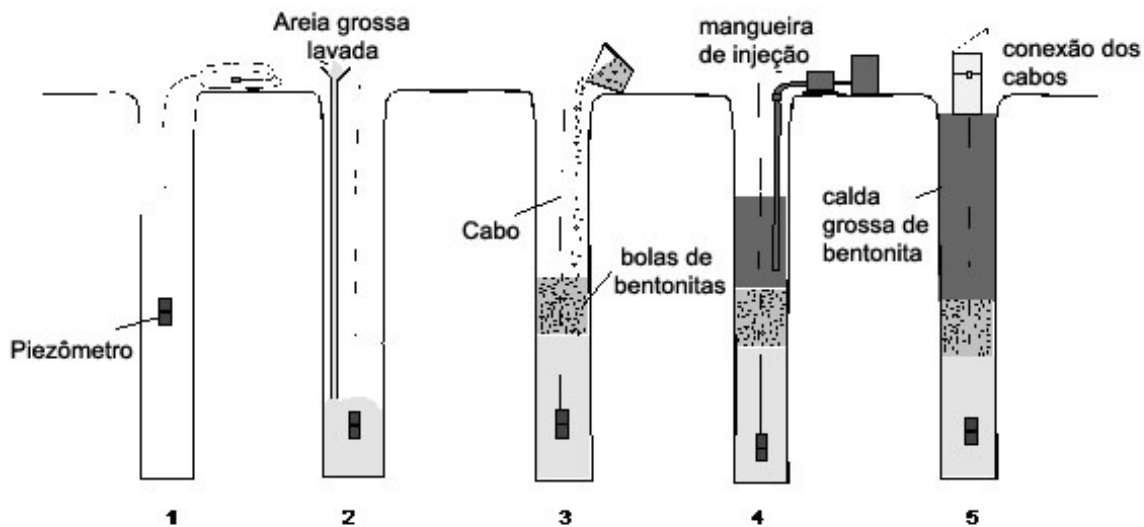


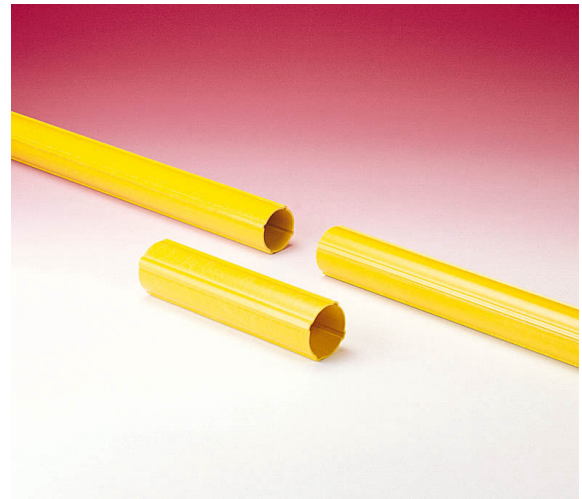
Figura 2.10 – Fases de instalação de piezômetro elétrico (GEORIO, 2000).

2.4.4 – Inclínômetros

O inclinômetro é um instrumento que serve para medir deslocamentos horizontais dentro do terreno. Permite localizar a profundidade da superfície de ruptura e acompanhar a progressão dos movimentos de uma encosta.

É um dos instrumentos mais importantes na maioria das obras geotécnicas. O equipamento apresenta os seguintes componentes: torpedo sensor de inclinação, cabo elétrico, unidade de leitura e tubos de acesso ranhurados (Figura 2.11).

O esquema de instalação do inclinômetro é ilustrado na Figura 2.12. O tubo de acesso é instalado em furo com diâmetro maior ou igual a 100mm até uma profundidade livre da influência do campo de deslocamentos previstos para a obra. A extremidade inferior do tubo é engastada em região do terreno indeslocável. O tubo pode ser em alumínio ou plástico com diâmetro de 80mm e possui quatro ranhuras diametralmente opostas que servem para guiar o instrumento durante as leituras. O tubo é introduzido no furo mantendo o alinhamento das ranhuras conforme os eixos principais de deslocamentos da obra. Uma vez concluído o tubo, preenche-se o espaço anelar entre o tubo e as paredes do furo com calda de cimento-bentonita (1:10) através de mangueira de injeção e adotando-se o método ascendente. Finalmente, instala-se a caixa de proteção.



(a) Torpedo, cabo elétrico e unidade de leitura. (b) Tubos de acesso ranhurados.

Figura 2.11 – Componentes do inclinômetro (GEORIO, 2000).

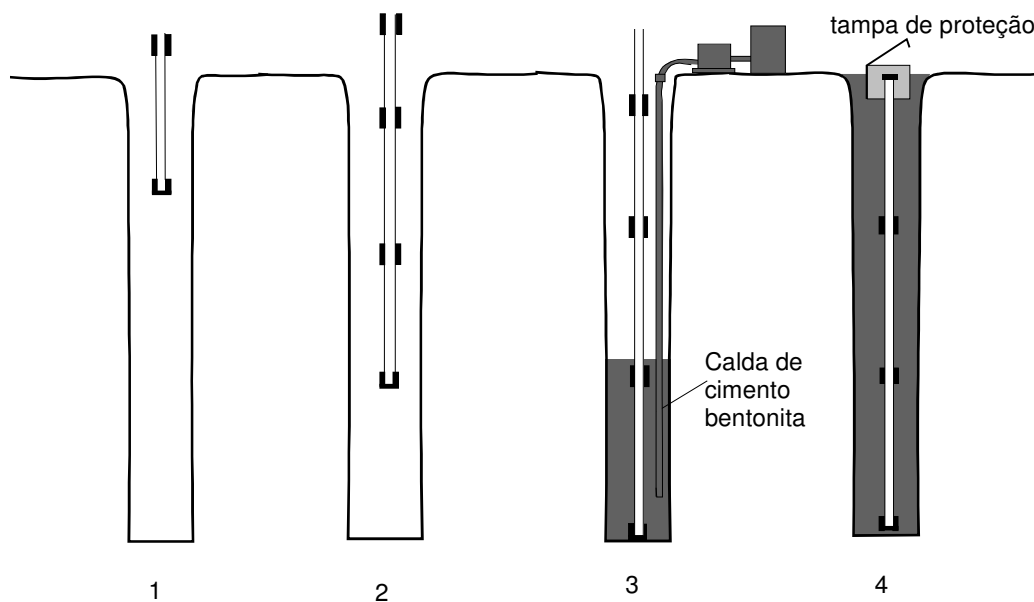


Figura 2.12 – Fases de instalação do tubo de acesso (GEORIO, 2000).

O torpedo padrão tem 25mm de diâmetro e é do tipo deslizante, percorrendo o tubo de baixo para cima. O sensor é guiado por rodinhas auto-alinháveis que mantêm o

instrumento posicionado no centro do tubo. A distância entre rodinhas (L) é, em geral, de 0,5m, correspondente à distância entre duas leituras consecutivas. As unidades de leitura são manuais ou automáticas. Os deslocamentos do maciço são calculados através da expressão (Figura 2.13):

$$\delta_h = L \sum \sin \theta \quad (2.10)$$

Onde θ é o ângulo de inclinação.

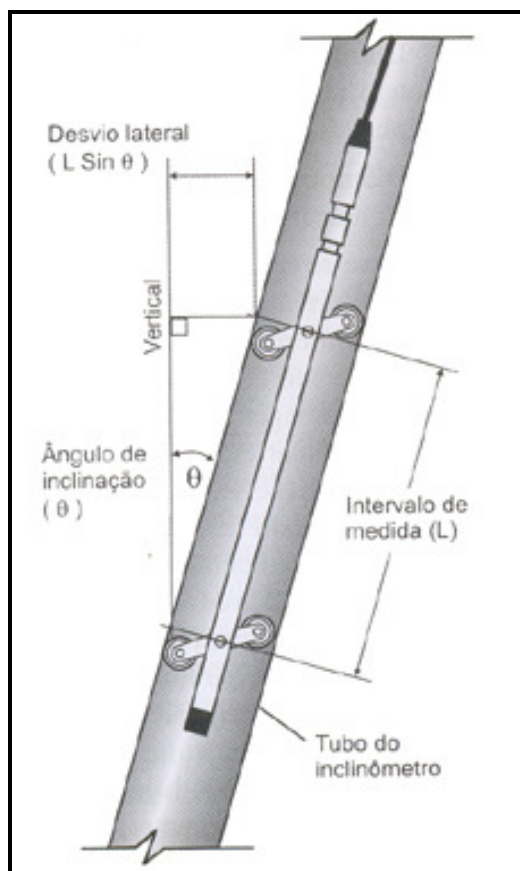


Figura 2.13 – Deslocamentos com o inclinômetro (SILVEIRA, 2006).

A Figura 2.14 apresenta um resultado típico de inclinômetro com a indicação da localização da superfície de ruptura dada pela variação brusca das inclinações medidas.

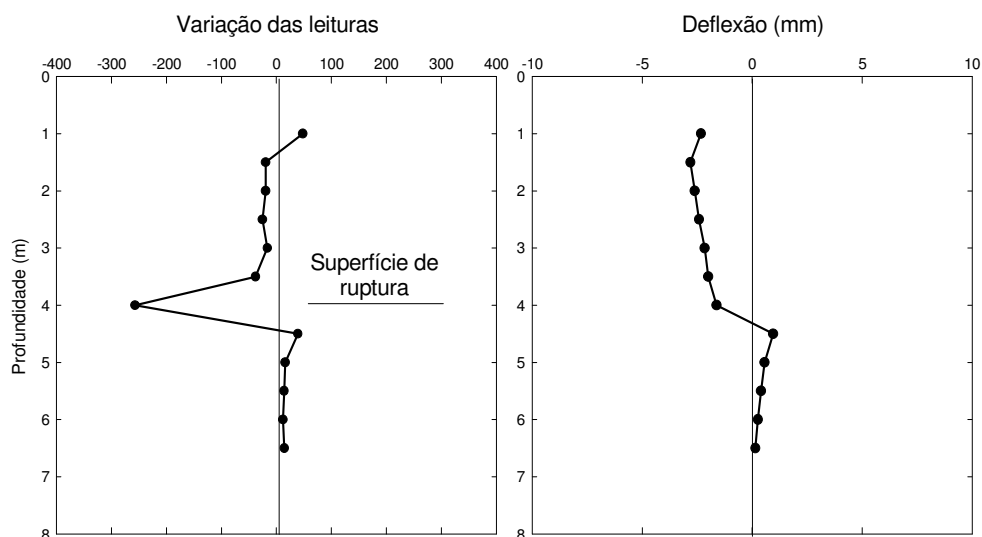


Figura 2.14 – Resultados de leituras e deslocamentos com o inclinômetro (GEORIO, 2000).

2.4.5 – Medidores de Deslocamentos Superficiais

Deslocamentos na superfície do terreno podem ser observados através de marcos topográficos ou superficiais. De maneira geral, todos os deslocamentos de pontos superficiais não inacessíveis da estrutura podem ser monitorados por métodos topográficos. Para tanto, são necessários pontos de referência na estrutura, também chamados de marcos, e pontos de referência fixos, fora da estrutura. Deverá existir perfeita visibilidade entre os pontos de referência.

Os pontos de referência fixos, também chamados *benchmarks*, podem ser localizados em construções próximas, livres de qualquer movimento, como recalques, inclinações, movimentos térmicos, etc. Caso não existam construções assim, pode-se instalar *benchmarks* profundos.

Segundo DUNNICLIF & GREEN (1988), um *benchmark* profundo consiste de uma haste ancorada no subsolo e protegida dos movimentos do solo adjacente por um tubo, com o qual a haste não tem contato. Deve-se tomar especial cuidado para ancorar o *benchmark* em rocha ou solo a uma profundidade onde não ocorram movimentações devido à obra em questão.

Os marcos podem ser, por exemplo, parafusos inoxidáveis de cabeça boleada inseridos na estrutura. No topo do aterro e nos taludes é conveniente que o parafuso seja inserido em um pequeno bloco de concreto. Se o faceamento for realizado com elementos estruturais, como tijolos ou blocos de concreto, tal providência não é necessária. DUNNICLIFF & GREEN (1998) recomendam prestadores de serviços de topografia com experiência em monitoramento.

Deslocamentos da massa de solo também podem ser medidos internamente por meio de *tell tales* ou perfilômetros. Os deslocamentos verticais do faceamento de uma estrutura de solo reforçado, assim como os horizontais, podem ser monitorados por meio de levantamento topográfico.

2.5 – Monitoramento para Antecipação de Deslocamentos em Taludes

O sucesso de um programa de monitoramento depende, entre outros fatores, dos métodos de coleta e processamento de dados. Todo um investimento em instrumentação pode ser prejudicado por um mau planejamento ou procedimentos deficientes de coleta e processamento de dados. Cuidado especial deve ser dispensado às leituras iniciais, pois a maioria dos dados é referenciada a elas. Cada leitura tomada deve ser imediatamente comparada à anterior para assegurar que qualquer mudança significativa no comportamento da estrutura ou defeito nos instrumentos seja rapidamente identificada (GEORIO, 2000).

Deve-se garantir que todos os dados coletados possam ser processados em tempo hábil para tomada de providências, execução de planos de segurança emergenciais, alteração de modelos teóricos de interpretação de resultados, ou o que for necessário.

Planilhas de “Fatos Ocorridos” ou diários de obra e de coleta de dados podem ser muito importantes para explicar medições “estranhas” ou comportamentos anômalos da estrutura. Nestes registros devem constar detalhes da instalação de cada instrumento, detalhes e prazos de construção, atividades próximas à instrumentação, entre outros aspectos. Tais registros devem ser documentados de forma segura e metódica.

As medidas realizadas devem ter suficiente redundância, tanto em número quanto em tipo de instrumentos. Isto significa que um mesmo parâmetro deve ser medido por mais

de um instrumento, e que deve haver, de preferência, mais de um tipo de instrumento para validar a mesma leitura (FHWA,1990).

Segundo CALL & SAVELY (1991), o programa de monitoramento deve ter os seguintes objetivos:

- i. Manter seguras as operações de lavra, equipamentos, instalações e pessoal da obra;
- ii. Fornecer informações que permitam, em caso de ruptura, a análise da estabilidade do talude baseada na interpretação dos deslocamentos em função do tempo.

Por sua vez, HANNA (1985) mostra que a determinação dos deslocamentos superficiais e sub-superficiais pode:

- i. Fornecer dados do padrão de deslocamentos, incluindo magnitude, direção e taxas de deslocamentos;
- ii. Ajudar a compreender o mecanismo de ruptura;
- iii. Permitir definir as áreas de maior risco no interior do talude.

Em resumo, os métodos de monitoramento podem ser superficiais e sub-superficiais, como apresentados na Tabela 2.1, e os principais equipamentos são representados por: (i) Marco superficial para medida de deslocamentos superficiais, (ii) Piezômetros para medição de pressão na água dos poros, e podem ser: tipo Casagrande, elétricos, hidráulicos, pneumáticos; (iii) Medidor de nível d'água; (iv) Placa de recalque para medida dos deslocamentos verticais do maciço; (v) Perfilômetro para medida dos deslocamentos verticais; (vi) Pino de recalque para avaliação de deslocamentos verticais; (vii) Inclinômetro para medida de deslocamentos normais ao eixo do tubo guia; (viii) Transdutor de sucção, (ix) Células de pressão para medida de distribuição de pressão de terra e (x) Células de carga para medida da carga aplicada.

Os métodos superficiais são utilizados para determinar as deformações do terreno, tanto no sentido vertical quanto no sentido horizontal. As medições de superfície devem compreender toda a área instável e se estender aos limites da área estável, a fim de fornecerem uma medida para se referenciar o progresso de instabilidade no terreno. Neste grupo os instrumentos mais empregados são, principalmente, os marcos superficiais, tais

como os distanciômetros, também conhecidos por EDMs e que apresentam precisão da ordem de 1cm no caso de rupturas de porte.

Tabela 2.1 – Métodos para monitoramento de taludes (DUNNICLIFF, 1988).

Medições	Instrumentos	Direção de deslocamento ou deformação			
		H	V	A	R
Deformação Superficial	Métodos de superfície (EDM, GPS, marcos superficiais, fotogrametria)	✓	✓	✓	
	Medidores de fratura	✓	✓	✓	
	Tiltímetros				✓
	Medidores de deformação vertical do tipo <i>multipoint liquid level</i>	✓	✓	✓	
Deformação Sub-superficial	Inclinômetro	✓	✓	✓	✓
	Medidores de deslocamento em furos	✓	✓	✓	
	Extensômetros	✓	✓	✓	
	Indicadores plano de cisalhamento	✓	✓	✓	
	Deflectômetro Múltiplo	✓	✓	✓	
	Monitoramento acústico	✓	✓	✓	
H: horizontal; V: Vertical; A: Axial; R: Rotacional.					

Na presença de trincas de tração, a instalação de *crack gages* (medidores de deformação) pode auxiliar na determinação das características do mecanismo de ruptura. No monitoramento sub-superficial, determinam-se os deslocamentos em profundidade, sobretudo no sentido horizontal. Tanto para taludes em solo como em rocha, os equipamentos mais empregados são os inclinômetros que fornecem informações sobre os deslocamentos relativos com uma precisão entre 1 e 3cm, além dos extensômetros, utilizados nos casos de monitoramento de pequenas deformações e que apresentam a precisão da ordem de 0,1mm.

CAPÍTULO 3 – ÁREA DE ESTUDO E INSTRUMENTAÇÃO

3.1 – Descrição Geral da Área

A Área de Depósito de Resíduos de Bauxita 8 (ARB 8) é parte integrante do sistema de contenção de resíduos da Fábrica de Alumínio da ALCOA, Poços de Caldas, MG. Encontra-se em processo de implantação às margens do córrego do Alcino, localizada ao sul da ARB 5 e a jusante das ARB 6A e ARB 7. Para sua implantação, foram executados taludes de corte com alturas significativas nas interfaces com as ARB 6A e ARB 7, de 50 e 42m, respectivamente (LPS, 2005d). A Figura 3.1 apresenta uma vista aérea da área e estudo durante a execução da ARB 8.



Figura 3.1 – Vista aérea da área em estudo (sentido Norte-Sul).

A área de implantação da ARB 8 fica localizada a 2,2 km ao leste do prédio da refinaria, conforme definido no Plano Diretor da Alcoa, de Janeiro de 2004, cujos estudos indicaram o melhor arranjo da área, considerando os pontos de vista técnico, econômico e ambiental.

Em relação à geologia, a região de Poços de Caldas possui características geológicas diversas, sendo formada por extensa intrusão de rochas alcalinas (Figura 3.2). No subsolo são encontradas reservas de minérios ferrosos, não ferrosos e radioativos.

O solo em geral é argiloso, com pequenas ocorrências de arenito, e intercalado com jazidas consideráveis de bauxita e argila refratárias. A classificação do solo predominante é do tipo Latossolo vermelho-amarelo álico, com grande capacidade de infiltração e permeabilidade, porém com elevado grau de acidez.

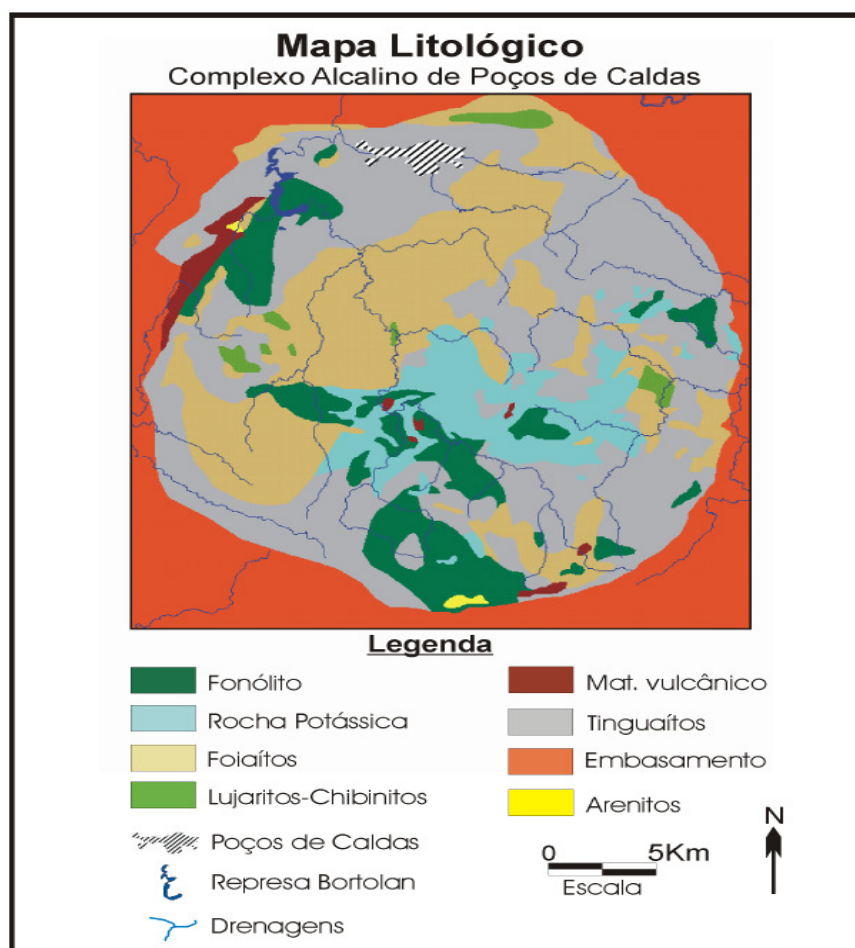


Figura 3.2 – Mapa litológico do maciço da região de Poços de Caldas Região (MOREIRA, 2001).

O município possui o maior depósito de bauxita do Brasil (minério de alumínio), além de tório, zircônio, urânio e outros minérios. Este aspecto justificou a implantação da fábrica de alumínio da Alcoa nesta região.

3.2 – Descrição da Obra da ARB 8

O sistema de contenção de resíduos da ARB 8 é constituído por diques em solo compactado, provenientes de escavações na própria área de implantação da ARB 8 e de jazidas externas localizadas a jusante da ARB 7 e no local da futura implantação da ARB 10, de acordo com o plano diretor .

A ARB 8 tem um arranjo geral otimizado, baseado em alternativa de bombeamento, que representa uma solução inovadora no sistema de contenção de resíduos da Alcoa, Poços de Caldas. Esta alternativa viabilizou a execução de elevações mais baixas para o fundo da área, possibilitando um melhor balanceamento de volumes de corte e aterro. As principais características geométricas da ARB 8 são apresentadas na Tabela 3.1 (LPS, 2005c).

A Figura 3.3 apresenta a planta de situação do arranjo de lagos em relação à área de implantação da ARB 8.

Segundo a projetista (LPS, 2005c), a impermeabilização de fundo e dos taludes internos da ARB 8 será constituída por geomembrana de PVC com espessura de 0,8mm sobrejacente à camada de solo argiloso local compactado com 0,40m de espessura.

A camada de solo compactado a ser executada nos taludes internos de corte e aterro tem como principal função servir de barreira impermeabilizante. Como função secundária, a camada de solo servirá de camada de regularização para implantação da geomembrana de PVC. Esta camada possui grau de compactação diferenciado do corpo do aterro dos diques, dada a sua função de barreira impermeabilizante.

As geomembranas de PVC de fundo e dos taludes serão montadas em painéis soldados. Após a montagem, as emendas serão cuidadosamente executadas e testadas com base nas especificações de projeto.

Tabela 3.1 – Características Geométricas Principais da ARB 8.

Elevação da crista	1.287,4m
Perímetro do dique (medido no eixo)	1.740,0m
Área na elevação 1287,40m	128.801,0m ²
Área do fundo	63.500,0m ²
Inclinação do fundo na direção S-N	0,5%
Largura da crista	7,0m
Altura do aterro de solo reforçado	6,0m
Largura das bermas de aterro	5,0m
- Taludes de aterro Internos	1V: 2,2H
- Taludes de aterro Externos	
• Abaixo da elevação 1.281,40m	1V: 2H
• Acima da elevação 1.281,40m	1V:0,25H (solo reforçado)
- Taludes de corte a montante da ARB 8	
• Entre elevação 1.281,40m e 1298,40m	1V: 2,2H
• Acima da elevação 1.297,40m	1V: 2H
- Taludes de corte Internos	1V: 3H
Largura das bermas de corte	3,0m e 6,0m

A proteção contra danos mecânicos e degradação por ultravioleta da geomembrana de PVC a ser instalada no fundo da área será realizada por camada drenante de solo arenoso com 0,40m de espessura.

A proteção mecânica da geomembrana de PVC nos taludes será garantida com a aplicação de geotêxtil, de gramatura igual a 500 g/m², colado e impregnado com calda de cimento. (LPS, 2005c)

A drenagem superficial é constituída de canaletas retangulares, descidas em degraus e meias canas em concreto. A drenagem das nascentes é constituída de tubos de PVC rígidos e a drenagem das águas subterrâneas é constituída de tubos de PVC perfurados inseridos em valas retangulares preenchidas com brita envoltas em geotêxtil (LPS, 2005c).

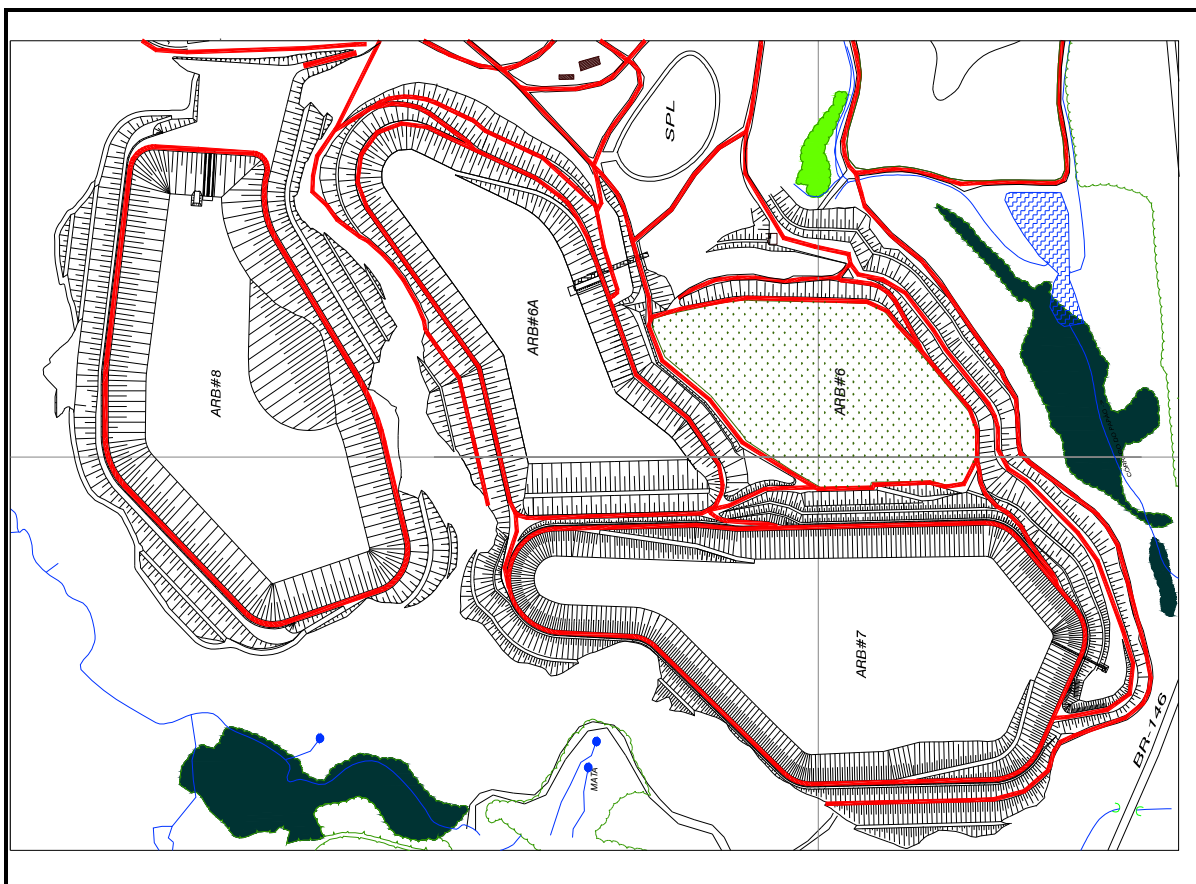


Figura 3.3 – Planta de situação do arranjo de lagos (LPS, 2005c).

O sistema de drenagem de fundo do reservatório tem a função de drenar água retida na polpa de bauxita durante a sua sedimentação, melhorando e acelerando o adensamento do resíduo e, também, a redução da carga hidráulica sobre o sistema de impermeabilização. Compreende a instalação de um colchão drenante com 0,40m de espessura de areia devidamente espalhada sobre a geomembrana de PVC.

Para coletar e drenar a água da camada drenante, será implantado, em seu interior, um sistema coletor em forma de espinha de peixe constituído de subcoletores em tubos perfurados em PEAD, espaçados entre si. Estes tubos descarregarão alternadamente em dois coletores paralelos longitudinais de tubos não perfurados em PEAD. Os tubos coletores serão envoltos com geotêxtil não-tecido de polipropileno com gramatura igual a 200g/m² (LPS, 2005c).

O fundo terá inclinação de 0,5% na direção Sul-Norte, com cotas de elevação de topo da camada drenante variando entre 1.271,0m e 1.268,7m.

O efluente da drenagem de fundo é coletado em reservatório de concreto armado estanque e devidamente impermeabilizado, inserido em conjunto câmara-galeria inclinada, também de concreto armado e impermeabilizado. Nesta câmara serão instalados conjuntos de moto-bombas que realizarão bombeamento do efluente por tubulação ao longo da galeria inclinada (assente no talude interno do lago) até a crista e desta para a tubovia.

3.3 – Características Geológico - Geotécnicas da Área

3.3.1 – Definição das Sub-regiões

A análise dos resultados das diversas sondagens realizadas permite dividir a área de implantação da ARB 8 em 7 sub-regiões com características geológico-geotécnicas distintas (Figura 3.4), denominadas de sub-região A a G (LPS, 2005c).

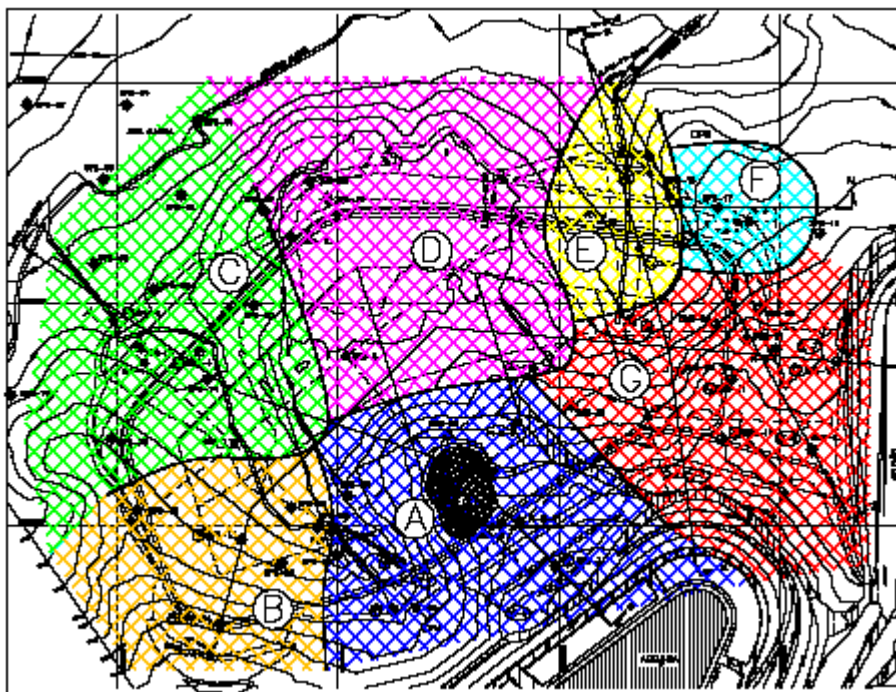


Figura 3.4 – Sub-Regiões do Subsolo na Área da ARB 8 (LPS, 2005c).

Sub-Região A

A sub-região A corresponde à área de corte à jusante da ARB 6A com topo rochoso alto. O subsolo da encosta apresenta uma extensa camada de colúvio que intercala trechos de silte arenoso fofo (SPT 2/31 a 4) com silte argiloso muito mole (SPT 2/35 a 6/32) com espessura média de 18m, sobreposta a camada de solo residual maduro silto arenoso fofo a compacto (SPT 6/31 a 34) com espessura média de 5m. Abaixo desta camada, encontra-se uma camada de cerca de 4m de maciço rochoso fraturado (RQD 40% a 80%), seguido de maciço de sienito são. O nível d'água nesta sub-região se apresenta a profundidade variável de 10,0 a 20,0m em relação ao terreno natural.

Sub-Região B

A sub-região B compreende a área de corte à jusante da ARB 7. O subsolo na encosta apresenta colúvio superficial argilo siltoso muito mole (SPT 1/22 a 2) com espessura média de 3m, sobrejacente a camada de solo residual maduro areno siltoso fofo a mediantemente compacto (SPT 1/45 a 17) com espessura variável de 5 a 17m. Em seguida, encontra-se uma camada de solo residual jovem silto arenoso compacto a muito compacto (SPT 35 a 40/10) com espessura superior a 5m. O maciço rochoso são (sienito) é estimado a 5m de profundidade da camada de rocha fraturada (RQD 40% a 80%), subjacente ao solo residual jovem. O nível d'água nesta sub-região se apresenta variável de 4,0 a 17,0m de profundidade ao longo da encosta.

Sub-Região C

A sub-região C é representada pela área de talvegue à jusante da ARB 7. O subsolo apresenta aluvião superficial argilo siltoso orgânico muito mole a mole (SPT 1/50 a 3) com espessura média de 5m sobreposta a camada de solo residual maduro/colúvio silto argiloso médio a rijo com espessura variável de 3 a 6m. Em seguida as sondagens indicam uma camada de solo residual jovem silto arenoso compacto com espessura superior a 5m. O nível d'água nesta sub-região se apresenta a profundidade média de 1,0m em relação ao terreno natural.

Sub-Região D

A sub-região D corresponde à área de jazida atual. O subsolo apresenta colúvio superficial argilo siltoso mole (SPT 2 a 4) com espessura média de 4m, sobrepondo a camada de solo residual maduro areno siltoso pouco compacto a mediamente compacto (SPT 4 a 10) com espessura média de 6m. Abaixo desta, encontra-se a camada de solo residual jovem silto arenoso compacto (SPT 35 a 38) com espessura média de 5m. Em seguida, encontram-se as camadas de maciço rochoso fraturado (RQD 40% A 80%) de cerca de 6m de espessura e de maciço são de sienito. O nível d'água nesta sub-região se apresenta a profundidade média de 4,0m em relação ao terreno natural.

Sub-Região E

A sub-região E é representada pela área de talvegue à jusante da ARB 5. O subsolo apresenta colúvio/aluvião superficial de solo argilo siltoso orgânico muito mole (SPT 1/49 a 1) com espessura média de 4m, sobreposta a camada de solo residual maduro silto arenoso pouco compacto a compacto (SPT 7 a 28) com espessura média de 3m. Em seguida, encontra-se a camada de solo residual jovem areno siltoso mediamente compacto a compacto (SPT 14 a 40/26) com espessura superior a 8m, até atingir o limite de sondagem. O nível d'água nesta sub-região se apresenta praticamente superficial.

Sub-Região F

A sub-região F corresponde à área do platô à jusante da ARB 5. O subsolo na área à jusante da implantação dos diques da ARB 8 e acima do talvegue apresenta colúvio superficial argilo arenoso e argilo arenoso muito mole (SPT 1) com espessura média de 1m, sobrepondo a camada de solo residual maduro silto arenoso pouco compacto a compacto (SPT 7 a 28) com espessura média de 5m e a camada de solo saprolítico silto argiloso muito mole a mole (SPT 1 a 5) com espessura variável de 6 a 11m.

Entre essas camadas existe uma camada de aluvião argilo siltoso muito mole (SPT 1/49 a 1/18). Abaixo destas, encontra-se uma camada de solo residual jovem silto argiloso médio a rijo (SPT 7 a 11) com espessura média de 8m à montante na seção e de solo residual jovem silto arenoso mediamente compacto a muito compacto (SPT 11 a 46) com

espessura média de 6m à jusante na seção, até atingir o limite de sondagem. O nível d'água nesta sub-região se apresenta variável de 3,0 a 9,0m de profundidade em relação ao terreno natural.

Sub-Região G

A sub-região G compreende a área de corte à jusante da ARB 5/6A. O subsolo na encosta apresenta colúvio superficial silto arenoso fofo a mediantemente compacto (SPT 2 a 17) com variável de 2 a 6m, sobreposta a camada de solo residual maduro areno siltoso mediantemente compacto a compacto (SPT 16 a 31) com espessura variável de 1 a 5m. Abaixo desta, encontra-se a camada de solo residual jovem areno siltoso muito compacto (SPT 42 a 46) com espessura variável de 3m a 8m. Em seguida, encontra-se uma camada de maciço rochoso fraturado (RQD 40% A 80%) com cerca de 4m de espessura e rocha sã. O nível d'água nesta sub-região se apresenta a profundidade média de 6,0m em relação ao terreno natural.

3.3.2 – Definição das Seções Típicas da Área

A Figura 3.5 apresenta a planta da ARB 8 com a localização das sondagens utilizadas para definição das sub regiões. Nesta figura também são apresentadas as localizações das seções geológico-geotécnicas representativas da área: Seção A-A (Figura 3.6), Seção B-B (Figura 3.7), Seção C-C (Figura 3.8), Seção D-D (Figura 3.9), Seção E-E (Figura 3.10). Estas seções foram definidas pela projetista do empreendimento conforme LPS (2005a).

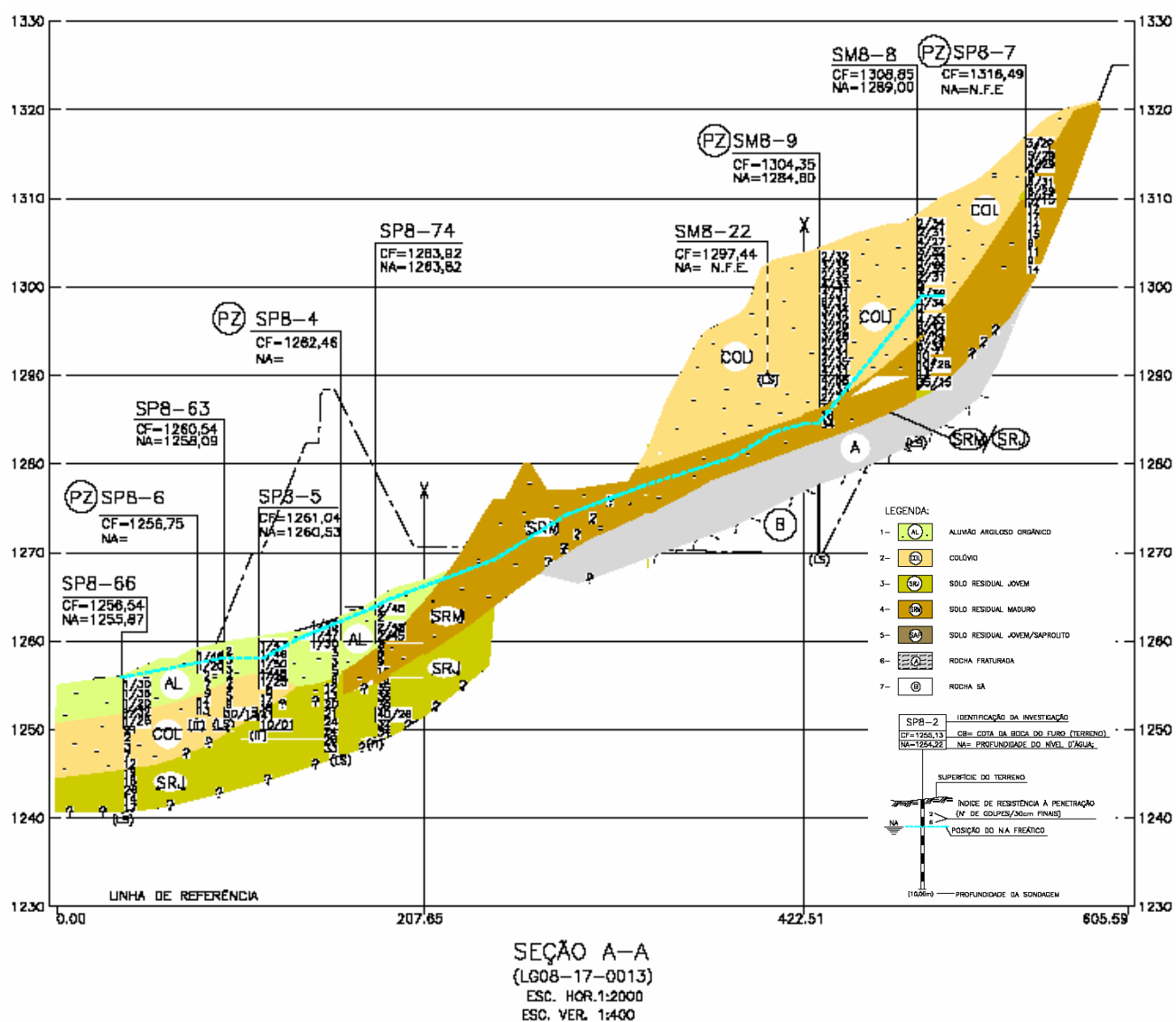


Figura 3.6 – Seção geológica-geotécnica A-A (Adaptado de LPS, 2005a).

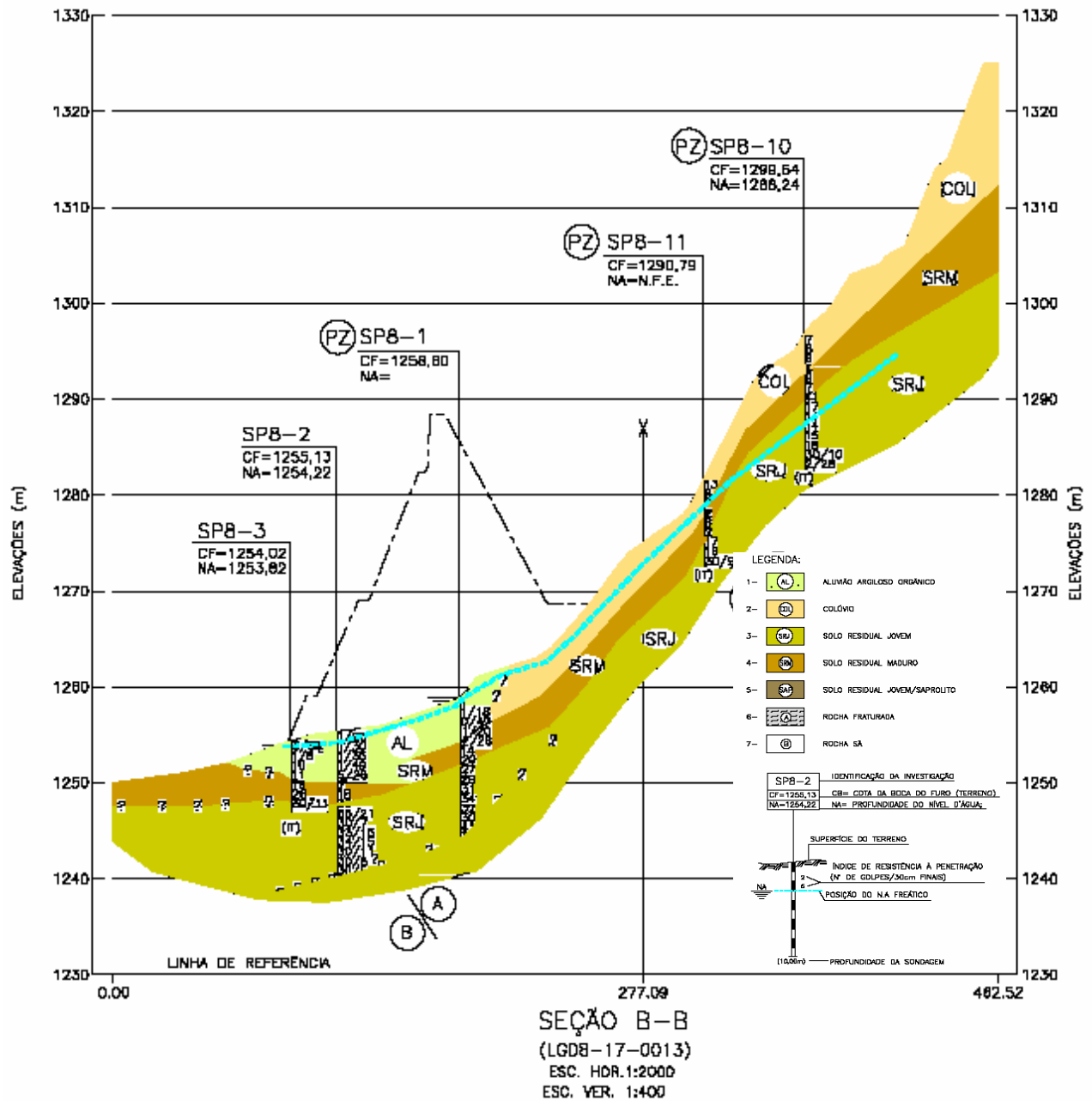


Figura 3.7 – Seção geológica-geotécnica B-B (adaptado de LPS, 2005a).

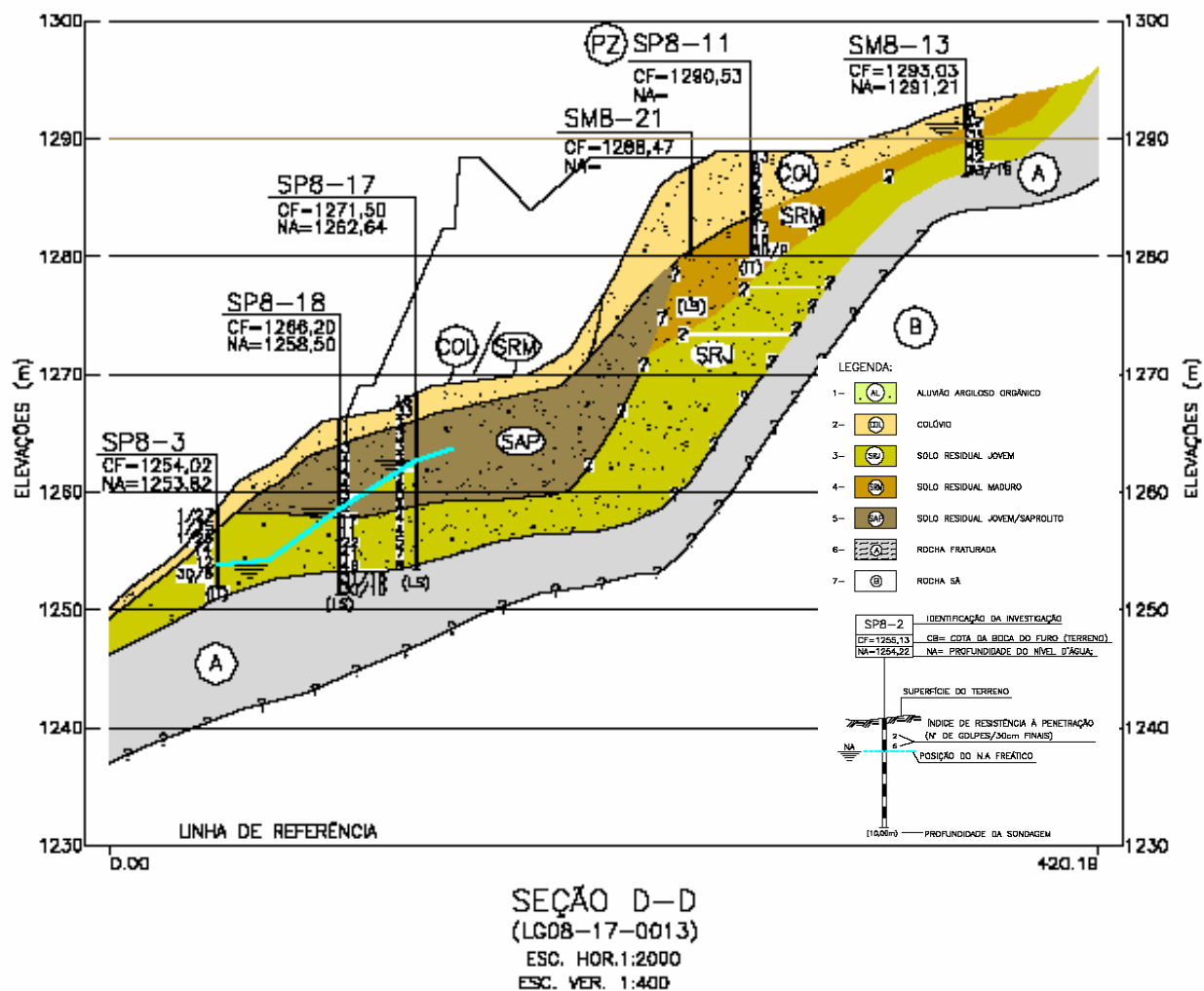


Figura 3.9 – Seção geológica-geotécnica D-D (adaptado de LPS, 2005a).

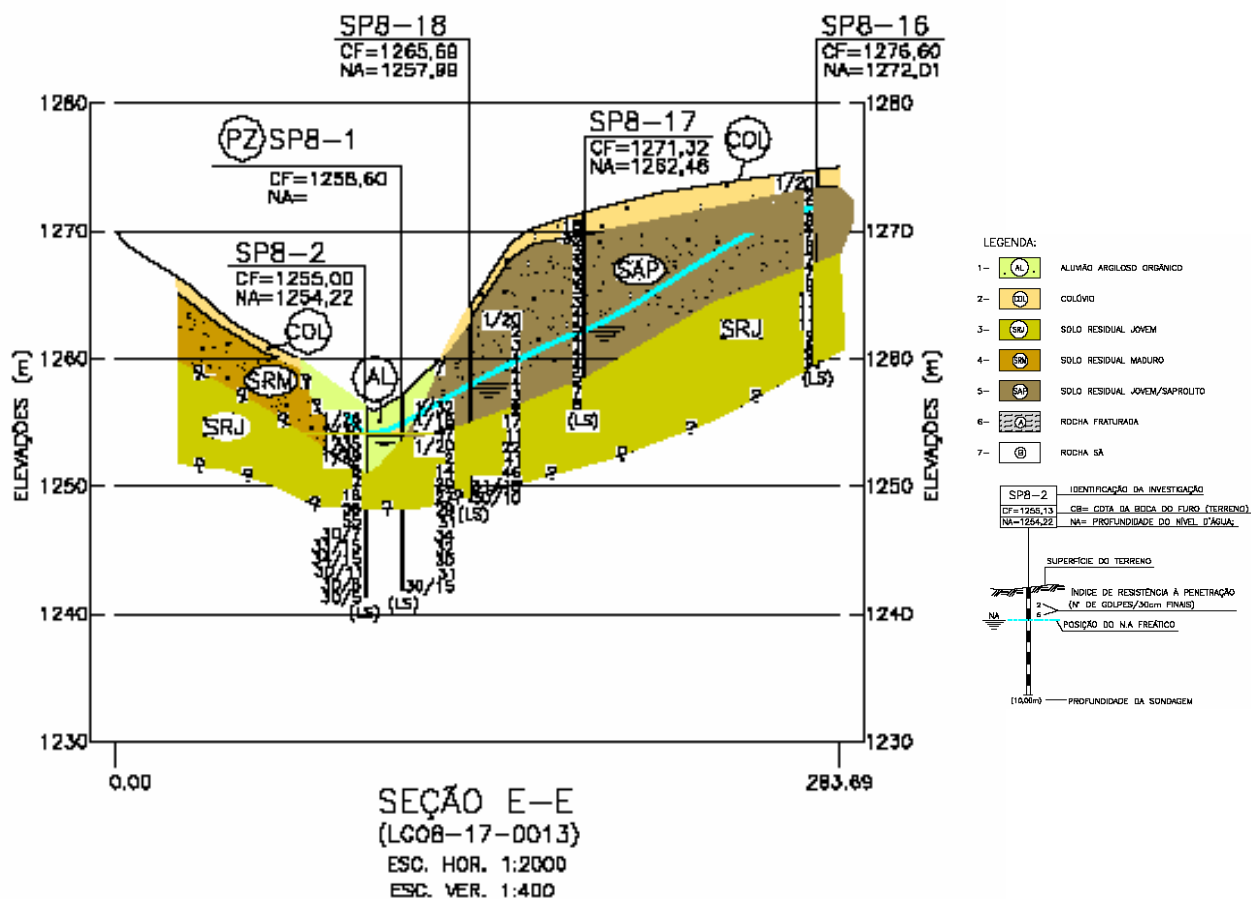


Figura 3.10 – Seção geológica-geotécnica E-E (adaptado de LPS, 2005a).

3.3.3 – Parâmetros Geotécnicos dos Materiais

Os materiais geotécnicos encontrados na área da ARB 8 foram caracterizados segundo os ensaios de campo e laboratório definidos pela projetista (LPS, 2005a). Para retirada das amostras deformadas e indeformadas e inspeções de campo, foram realizados poços de inspeção PI-8-2, PI-8-3, PI-8-4, com profundidade de 2,50m, exceto o PI-8-3 com profundidade de 5m e localização conforme já indicado na Figura 3.5.

A determinação da umidade e densidade natural foi realizada nos poços de inspeção PI-8-2, PI-8-3 e PI-8-4. Os ensaios de permeabilidade foram realizados nos 10 piezômetros instalados nas sondagens realizadas na área. Para cada um deles foi feito um ensaio de permeabilidade totalizando 10 ensaios incluindo teste de recuperação de NA,

medição de NA estabilizado após 24 e 48 horas. Os valores de permeabilidades obtidos variaram entre $0,20 \cdot 10^{-6}$ a $14,30 \cdot 10^{-6}$ cm/s

Os ensaios de laboratório foram realizados em amostras retiradas dos 3 poços de inspeção PI-8-2, PI-8-3, PI-8-4. As investigações de laboratório compreenderam ensaios de caracterização com determinação da curva granulométrica, Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP), de consistência, densidade real dos grãos (G_s), ensaios de compactação Proctor Normal, adensamento, cisalhamento direto e triaxiais em material proveniente dos blocos de amostras retiradas dos poços.

A Tabela 3.2 resume os ensaios utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa, especificando as profundidades de retirada de amostras em cada poço.

Tabela 3.2 – Ensaio e localização das amostras utilizadas.

Retirada de Amostras		Ensaio			
Poço	Profundidade (m)	Índices Físicos	Caracterização (granulometria, IP, LL, LP, G_s)	Cisalhamento Direto	
				Natural	Submersa
PI-8-2	1,0	X	X		
	2,0	X			
	2,5	X	X	X	X
PI-8-3	1,0	X	X		
	2,0	X	X		
	2,5				
	3,0	X			
	4,0	X	X		
	5,0	X	X	X	X
PI-8-4	1,0	X	X		
	2,0	X	X	X	X
Total de ensaios		10	8	9	9

Ensaio de Caracterização e Índices Físicos

Os ensaios de caracterização compreenderam ensaios de granulometria com sedimentação e as determinações dos limites de liquidez e plasticidade. Foram executados 2 ensaios de caracterização nas amostras dos PI-8-2 e PI-8-4 e 4 ensaios nos PI-8-3, totalizando 8 ensaios. A Tabela 3.3 resume os resultados dos ensaios realizados.

Os ensaios de caracterização indicaram a ocorrência de um solo siltoso de alta compressibilidade, em profundidades de até 5,0m. Este solo possui uma elevada porcentagem de finos, entre 63,9 e 91,1% (Figura 3.11) e apresenta, sob condições naturais in situ, um teor de umidade em torno de 36,7% e peso específico médio de 18,5kN/m³.

Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios de caracterização e índices físicos.

Poço	Prof. (m)	Limites de Atterberg			Índices Físicos		
		LL (%)	LP (%)	IP (%)	ω_{nat} (%)	γ_s (kN/m³)	γ_{nat} (kN/m³)
PI-8-2	1,0	55,1	33,9	21,2	35,2	26,5	18,4
	2,0	-	-	-	44,6	-	-
	2,5	62,6	38,5	24,1	43,9	26,9	17,6
PI-8-3	1,0	45,9	31,6	14,3	20,5	27,0	20,8
	2,0	37,4	28,8	8,6	37,9	26,8	18,2
	3,0	-	-	-	25,4	-	-
	4,0	68,5	45,8	22,7	32,9	27,1	18,9
	5,0	49,9	36,0	13,9	33,8	27,0	18,7
PI-8-4	1,0	67,9	41,3	26,6	45,3	28,2	17,8
	2,0	66,0	45,9	20,1	47,9	28,4	17,6
Prof.: profundidade; LL: Limite de Liquidez; LP: Limite de Plasticidade; IP: Índice de Plasticidade; ω_{nat} : Teor de umidade natural; γ_s : Peso específico dos grãos; γ_{nat} : Peso específico natural							

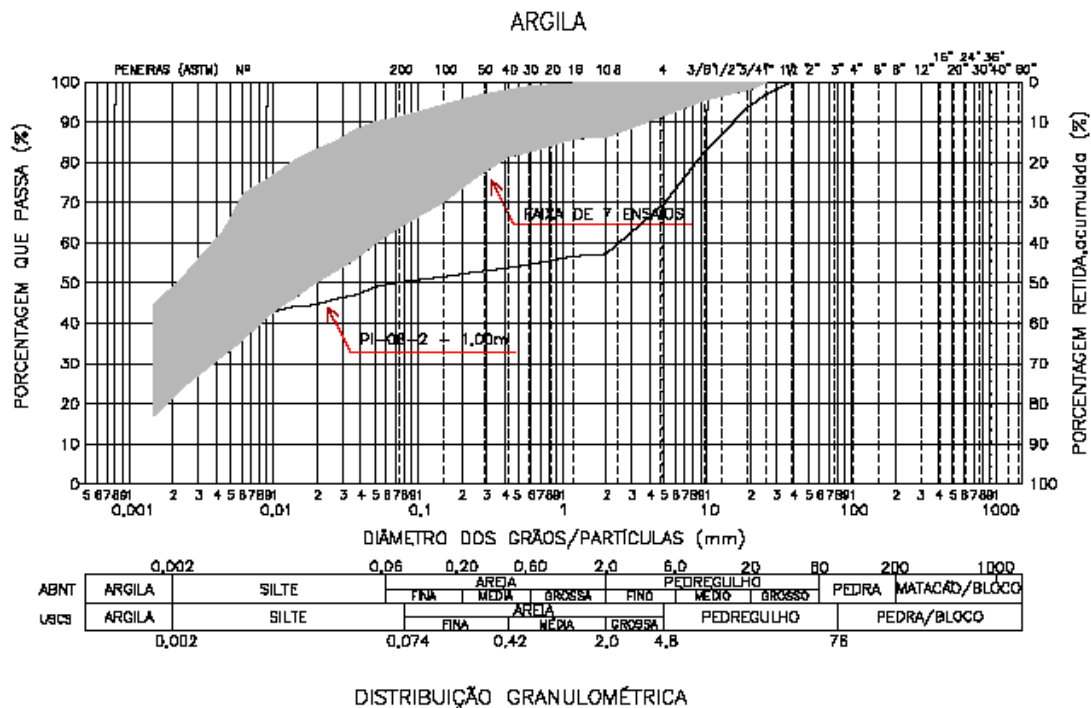


Figura 3.11 – Curva de distribuição granulométrica do solo da ARB 8 (LPS, 2005).

Ensaio de Cisalhamento Direto

Foram executados 18 ensaios de cisalhamento direto em 9 amostras naturais e 9 amostras submersas. As tensões normais foram adotadas iguais a 50, 100 e 200 kPa para cada conjunto de ensaios para determinação da envoltória de resistência. A Tabela 3.4 apresenta os ângulos de atrito e interceptos coesivos obtidos das envoltórias de resistência. As Figuras 3.12 e 3.13 ilustram as envoltórias de resistência das amostras em condição natural e submersa, respectivamente.

Os ensaios executados em amostras retiradas a uma profundidade de 2,5m do Poço PI-8-2 apresentaram interceptos coesivos e ângulos de atrito de 24,0kPa e 18,6kPa e 27,6° e 29,0°, em condições natural e submersa, respectivamente.

Os ensaios executados em amostras retiradas a uma profundidade de 5,0m do Poço PI-8-3 apresentaram interceptos coesivos e ângulos de atrito de 40,5kPa e 37,4kPa e 31,5° e 25,3° em condições natural e submersa, respectivamente.

Tabela 3.4 – Parâmetros de resistência obtidos de ensaios de cisalhamento direto.

Poço	Profundidade (m)	Condição da amostra	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
PI-8-2	2,5	Natural	24,0	27,6
PI-8-3	5,0	Natural	40,5	31,5
PI-8-4	2,5	Natural	35,2	27,0
PI-8-2	2,5	Submersa	18,6	29,0
PI-8-3	5,0	Submersa	37,4	25,3
PI-8-4	2,5	Submersa	13,6	28,5

Os ensaios executados em amostras retiradas a uma profundidade de 2,5m do Poço PI-8-4 apresentaram interceptos coesivos e ângulos de atrito de 35,2kPa e 13,6kPa 29,0° e 28,5° em condições natural e submersa, respectivamente.

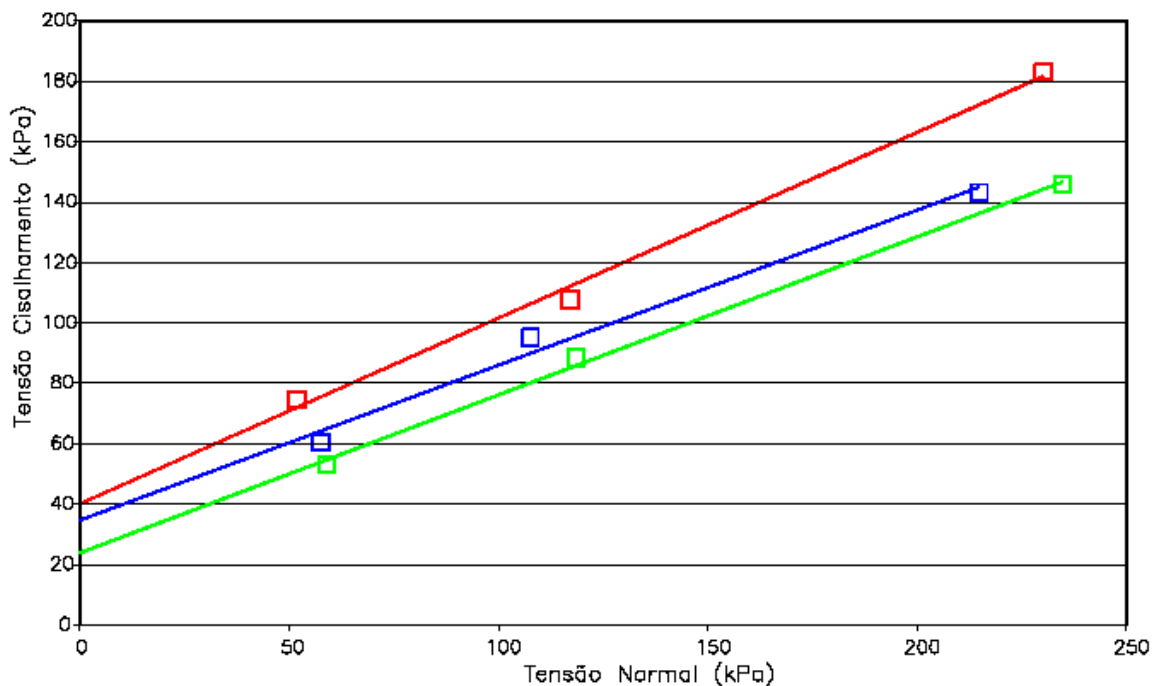


Figura 3.12 – Envoltórias de resistência das amostras em condição natural obtidas de ensaios de cisalhamento direto (LPS, 2005a).

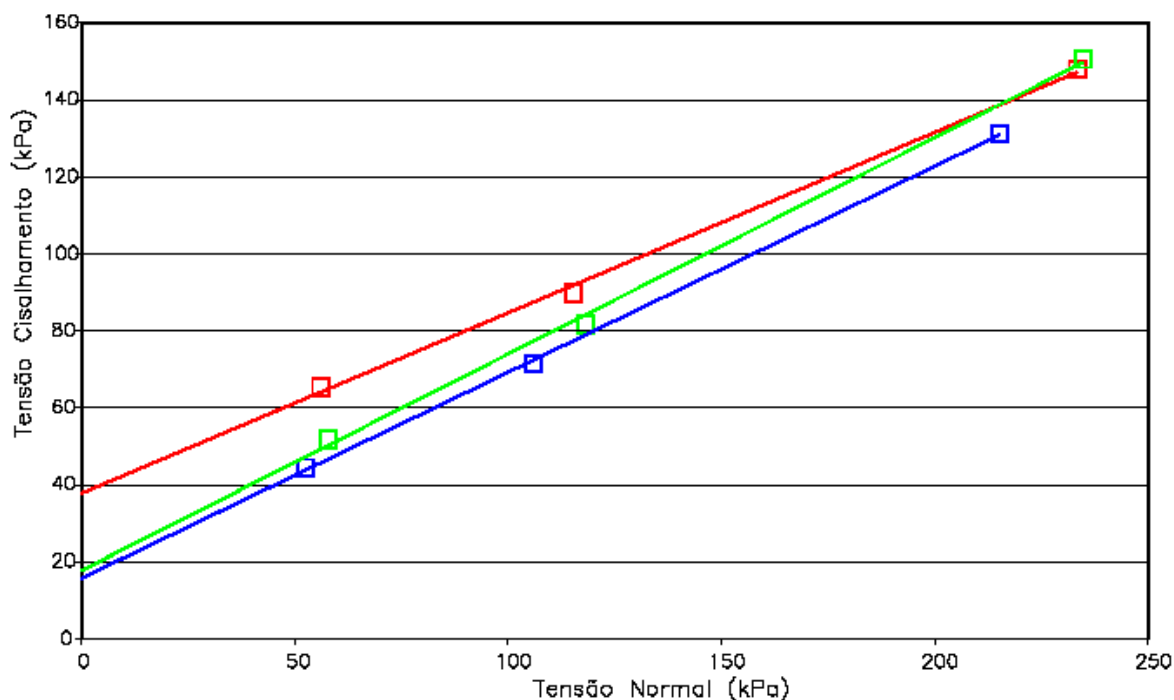


Figura 3.13 – Envoltórias de resistência das amostras em condição submersa obtidas de ensaios de cisalhamento direto (LPS, 2005a).

3.4 – Instrumentação da Área

A Instrumentação tem por objetivo o monitoramento geotécnico de taludes de escavação da área de resíduos da ARB 8, tanto na fase construtiva quanto na fase operacional e de futuro plano de encerramento. Esta instrumentação também será importante no monitoramento geotécnico da execução da cobertura de reabilitação da ARB 6A, que está sendo realizada concomitantemente à construção da ARB 8.

O projeto de instrumentação dos taludes da ARB 8 é composto de 7 inclinômetros e 7 piezômetros. A Figura 3.14 apresenta em planta a localização de todos os instrumentos instalados na ARB 8. A Figura 3.15 apresenta planta geral com a indicação das seções e instrumentos instalados.

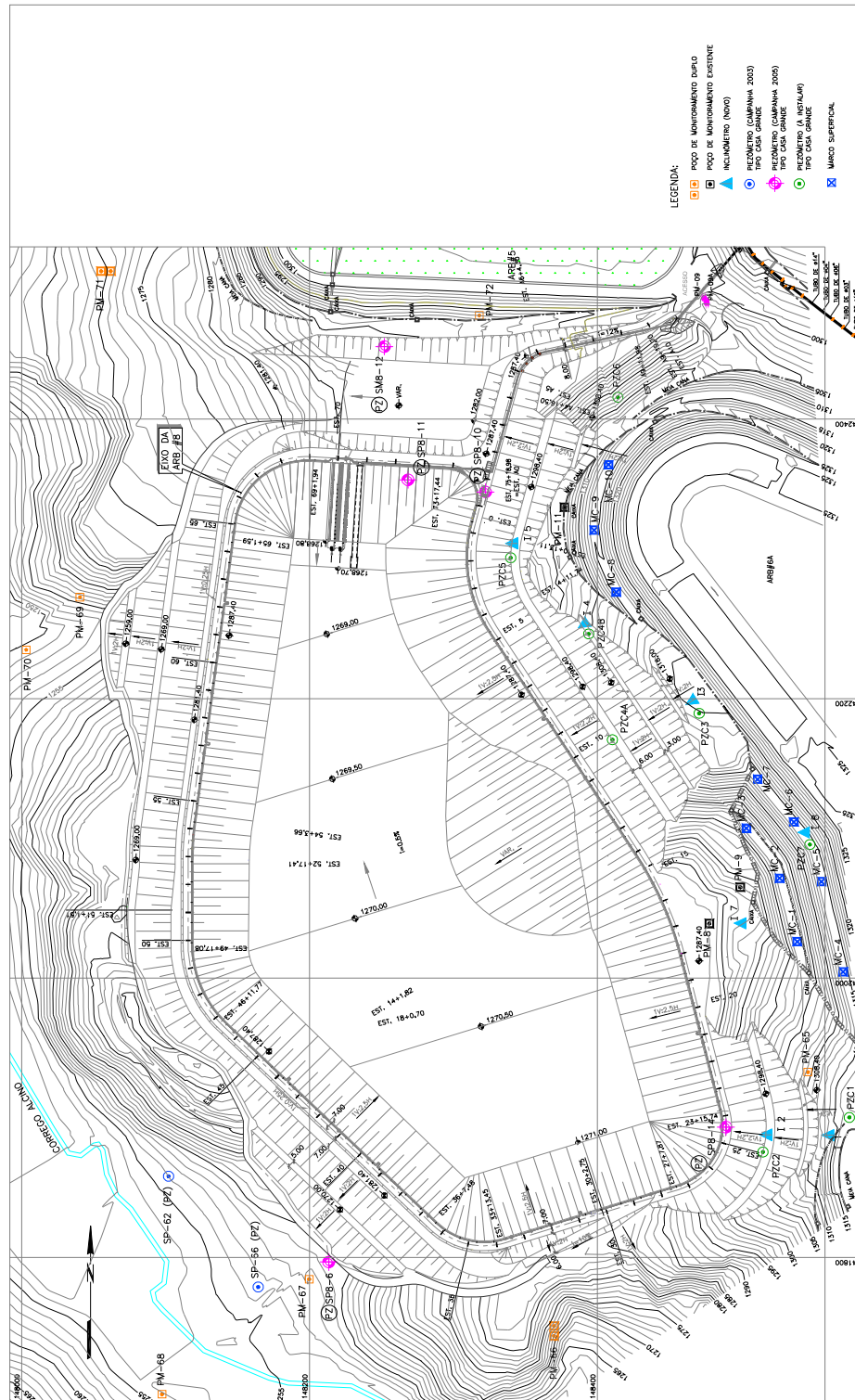


Figura 3.14 – Planta de locação dos instrumentos para monitoramento da ARB 8 (LPS, 2005d).

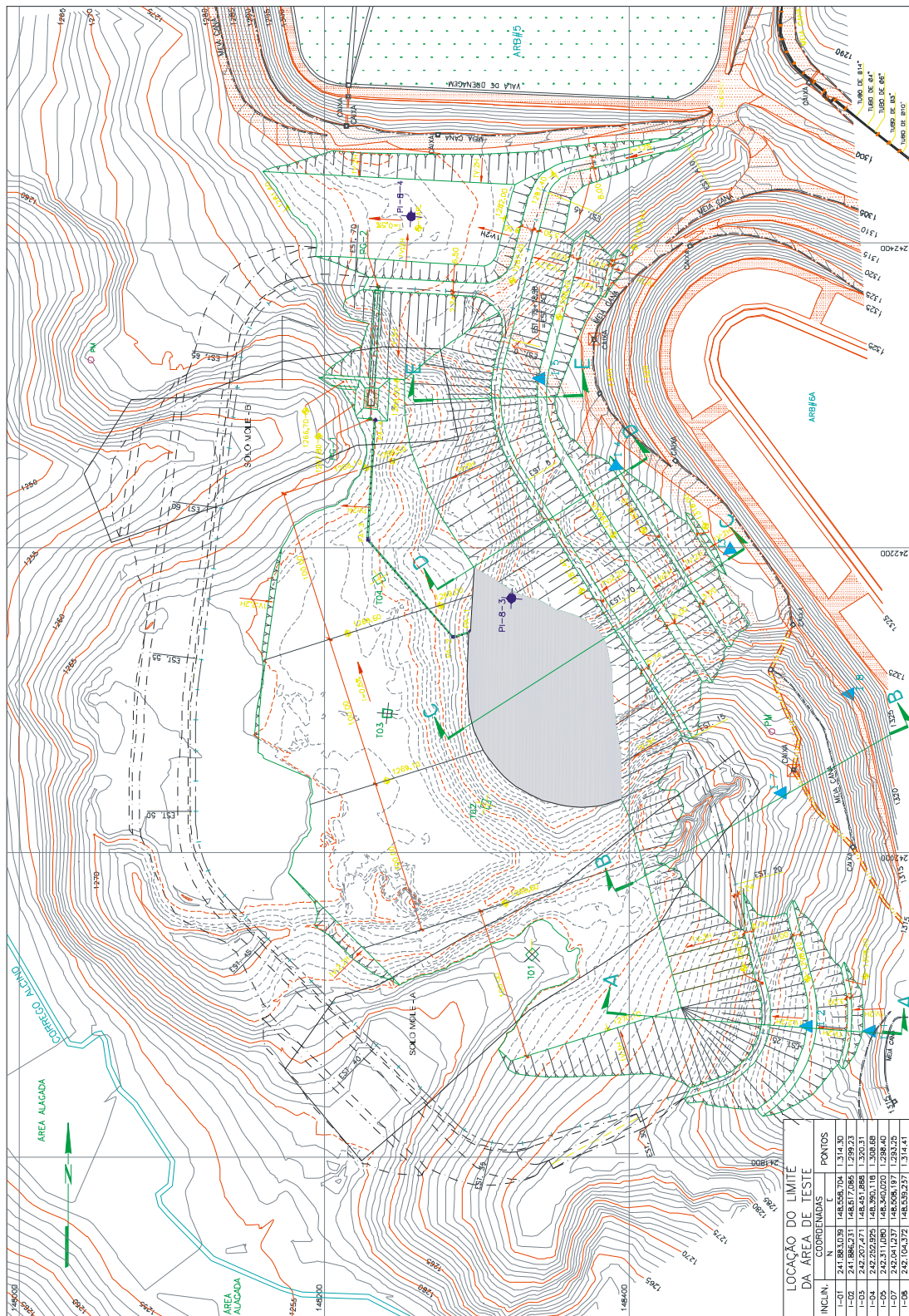


Figura 3.15 – Planta geral com indicação das seções e áreas de solo mole A e B (LPS, 2005d).

A ordem de instalação da instrumentação foi determinada pela Projetista, com base no cronograma de escavações da Construtora. Houve atraso no cronograma de instalação da instrumentação provocado pela ocorrência de chuvas, necessidade de trocas e manutenção periódica dos equipamentos utilizados na perfuração. Devido a este atraso, foi suprimida a instalação do inclinômetro I-06 previsto ser executado à jusante do I-02 na cota 1.287,4m, localizado no Dique Sul.

A instalação dos inclinômetros e piezômetros foi realizada de forma a atender as orientações e recomendações da projetista (LPS, 2005b). Durante a instalação dos inclinômetros, observou-se para que o tubo de acesso fosse orientado de forma que as ranhuras concordassem com as direções principais da obra, sendo A a direção do deslocamento principal, perpendicular ao talude e B a direção secundária, paralela ao talude.

A primeira fase da instalação da instrumentação foi concluída no dia 13/07/06 com a instalação de 3 inclinômetros, I-01, I-03 e I-07, e 3 piezômetros, PZC-01, PZC-03 e PZC-06.

A segunda fase de instalação da instrumentação compreendeu o período entre 10/08/06 e 20/11/06 na qual foram instalados 2 inclinômetros, I-08 e I-05, e 4 piezômetros, PZC-07, PZC-05, PZC-04A e PZC-02.

Devido à formação de trincas na crista da ARB 6A, decidiu-se pela instalação dos instrumentos extras I-08 e PZC-7, com objetivo de monitoramento do talude a jusante das trincas na crista da ARB 6A (Dique Oeste).

As profundidades de 10 e 12m previstas em projeto para I-04 e PZC-4 respectivamente, não foram alcançadas na berma de projeto (cota 1298,4), atingindo a profundidade máxima de 2m somente. Com a aprovação da Projetista foi deslocada a instalação do I-04 desta berma para a berma imediatamente acima (cota 1.298,4).

A terceira fase de instalação da instrumentação compreendeu o período de 21/11/06 a 31/01/07 quando foram instalados 2 inclinômetros, I-02 e I-04, e o piezômetro PZC-4B.

A Tabela 3.5 apresenta as datas de instalação e localização de todos os piezômetros e inclinômetros da área de estudo.

Tabela 3.5 – Instalação e localização da instrumentação.

Instrumento	Data de Instalação	Coordenadas		Cota (m)	Localização
		N	E		
Inclinômetro I-01	26/6/2006	241.883,039	148.558,704	1.314,30	Região sul, a jusante da ARB 7
Inclinômetro I-02	12/12/2006	241.886,231	148.517,085	1299,23	Região sul, a jusante do I-01
Inclinômetro I-03	12/6/2006	242.207,471	148.451,888	1.320,31	Região leste, a jusante da ARB 6A
Inclinômetro I-04	12/1/2007	242.252,925	148.390,118	1308,68	Região leste, a jusante do I-03
Inclinômetro I-05	25/9/2006	242.311,080	148.403,020	1.298,40	Região leste, a montante da área de Solos Moles "B"
Inclinômetro I-07	6/7/2006	242.041,237	148.508,197	1.298,40	Região leste, a montante da área de Solos Moles "A"
Inclinômetro I-08	29/9/2006	242.104,372	148.539,237	1.314,41	Região leste, a montante da área de Solos Moles "A"
Piezômetro PZC-1	7/6/2006	241.881,088	148.558,143	1.314,00	Região sul, a jusante da ARB 7
Piezômetro PZC-2	30/10/2006	241.875,500	148.514,960	1.299,00	Região sul, a jusante do PZC-1
Piezômetro PZC-3	11/6/2006	242.203,000	148.454,484	1.320,33	Região leste, a jusante da ARB 6A
Piezômetro PZC-4A	20/10/2006	242.205,600	14.841,410	1.298,40	Região leste, a jusante do PZC-3
Piezômetro PZC-4B	13/1/2007	242.252,414	148.388,777	1.308,70	Região leste, a jusante do PZC-3
Piezômetro PZC-5	25/9/2006	242.300,760	148.339,790	1.298,40	Região leste, a montante da área de Solos Moles "B"
Piezômetro PZC-6	13/6/2006	242.570,667	148.007,720	1.296,73	Região leste, a montante da área de Solos Moles "A"
Piezômetro PZC-7	3/10/2006	241.110,360	148.558,143	1.314,41	Região leste, a montante da área de Solos Moles "A"

3.4.1 – Locação dos Instrumentos

Os piezômetros PZC1, PZC2 e os inclinômetros I1, I2 situam-se na berma de escavação, respectivamente nas elevações 1.314,3m e 1.299,23m, localizados no corte a jusante da ARB 7 conforme já indicado na Figura 3.14. A Figura 3.16 mostra uma vista geral área da ARB 8 com a localização dos inclinômetros (I1, I2, I3, I4, I5, I7 e I8) e piezômetros (PZC1, PZC2, PZC3, PZC4, PZC5, PZC6 e PZC7). Os piezômetros PZC1 e PZC2 e inclinômetros I1 e I2 são vistos em detalhe na Figura 3.17.



Figura 3.16 – Vista aérea da ARB 8 com a localização da instrumentação (sentido Oeste-Leste).

Os piezômetros PZC3 (elevação 1.320,3m), PZC4A (elevação 1.298,4m) e PZC4B (elevação 1.308,7m) e os inclinômetros I3 e I4 situam-se na berma de escavação, localizados no corte a jusante da ARB 6A e a montante de afloramento rochoso (Figuras 3.18 e 3.19). O piezômetro PZC5 e o inclinômetro I5 situam-se na berma de escavação, na elevação 1.298,4m, localizados em corte a jusante da ARB 6A e a montante da tubovia/estrada de acesso. O piezômetro PZC6 situa-se em terreno natural, na elevação 1.296,7m, localizado na região da tubovia. Os piezômetros PZC7 e os inclinômetros I8 e I7, situam-se respectivamente nas elevações 1.314,7m e 1.298,4m no talude localizado a montante do talvegue e a jusante da ARB 6a.

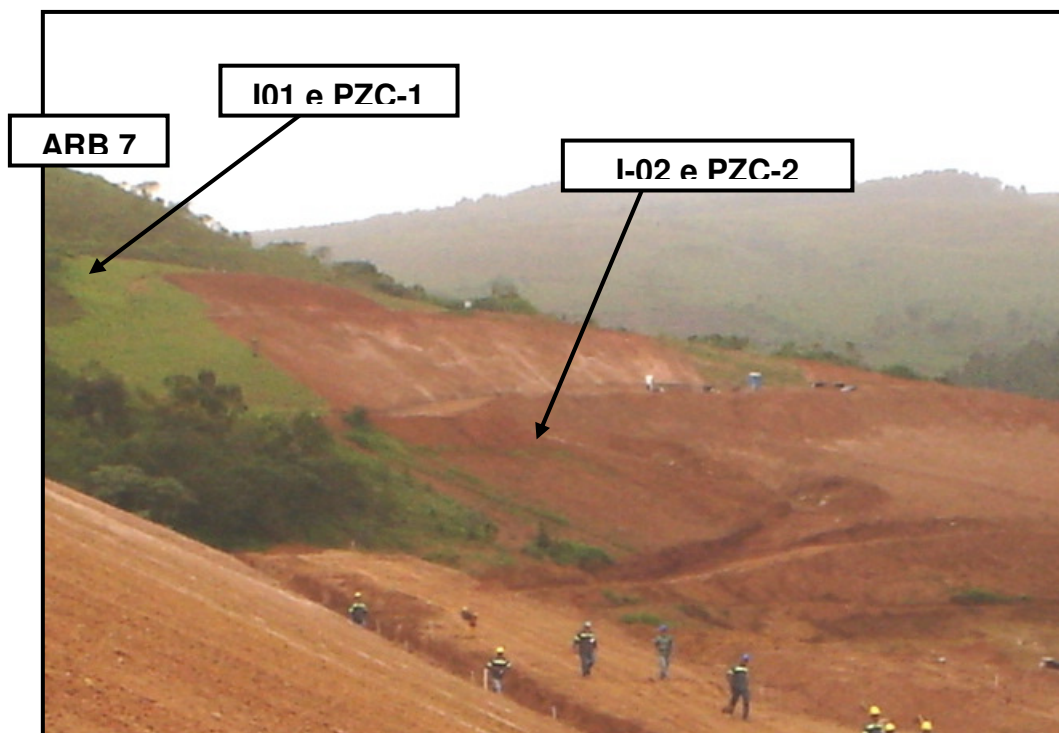


Figura 3.17 – Localização dos Inclínômetros I-01 e I-02 no dique sul a jusante da ARB 7.



Figura 3.18 – Inclínômetro I-03 e piezômetro PZC-3 na cota 1.320,3 dique leste.

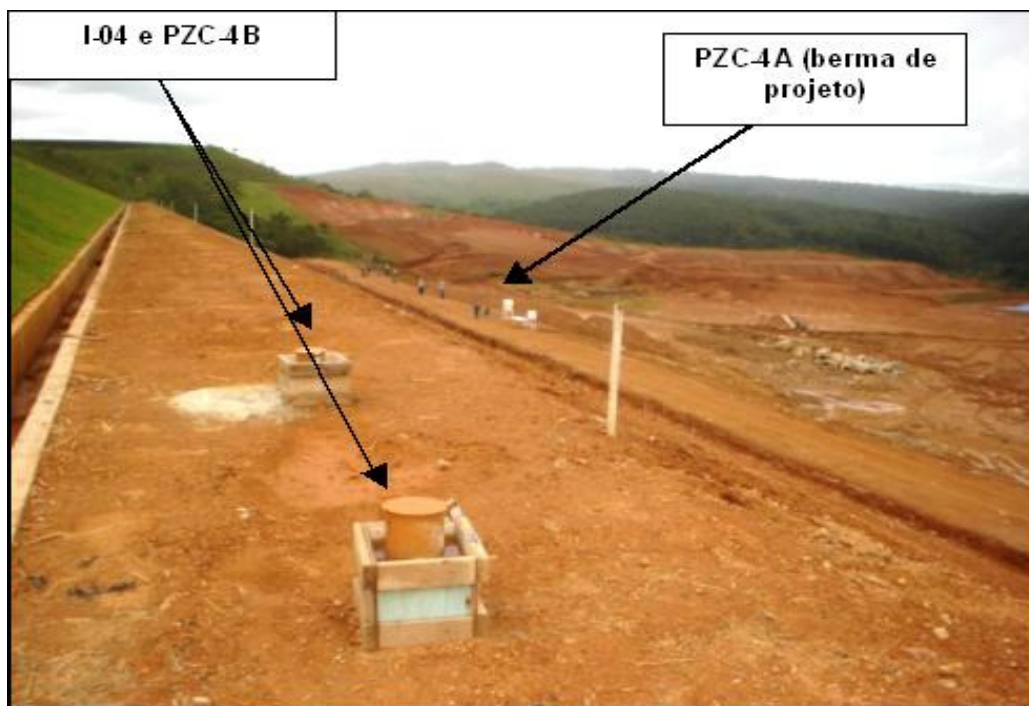


Figura 3.19 – Inclínômetro I-04 e piezômetros PZC-4A e PZC-4B, localizados na berma da cota 1.308,4 dique leste.

O Anexo A apresenta os perfis de sondagem dos furos de inclinômetros, os quais confirmam os materiais encontrados em cada seção instrumentada analisada nesta pesquisa.

3.5 – Execução e Condições de Segurança da ARB 8

A obra para implantação da Área de Rejeito de Bauxita, ARB 8, com previsão de início em março de 2006 e término em dezembro de 2007, será concluída em duas etapas, devido aos atrasos ocorridos, cujos principais motivos foram:

(i) Atraso do início da obra: a implantação da ARB 8 iniciou-se somente em junho de 2006, ou seja, três meses após a data prevista, devido ao atraso na expedição da licença ambiental;

(ii) Alto índice pluviométrico ocorrido no último ano: A intensidade de chuvas foi superior à média dos últimos 10 anos, dificultando as obras de movimento de terra para construção dos diques;

(iii) Volume expressivo de solo mole removido nas áreas “A” e “B”: A previsão de projeto indicava 76.000m³ e foram removidos 126.000m³, principalmente na área “A”.

A primeira etapa consiste na conclusão de todas as obras que viabilizem a operação da ARB 8 em dezembro de 2007. A segunda etapa com previsão de término em meados de 2008, consiste na conclusão da construção do dique oeste, com a construção de paramento em solo reforçado com 6m de altura e 700m de extensão, conclusão da drenagem e revestimento superficial e conclusão da montagem eletro-mecânica das tubulações de lançamento de resíduo e captação do sobrenadante.

Para viabilizar a remoção do solo mole nas áreas “A” e “B” foram executadas inúmeras drenagens adicionais às previstas em projeto para captação e encaminhamento das surgências d’água da região. A escavação e posterior reaterro das áreas para substituição deste material, foi realizada no sentido de montante para jusante.

A implantação da ARB 8 obedeceu a uma seqüência de escavações resumida nas etapas seguintes:

- i. Escavações a jusante do I-01: Pequeno corte em 04/08/06, com escavação contínua a partir de 30/08/06. A escavação na região foi realizada com a utilização de apenas uma escavadeira com produção média de 100m³/h em 9h de trabalho. Face à pequena extensão do corte na região, optou-se pela escavação com conformação direta da berma de projeto;
- ii. Escavações a jusante do I-03: Escavação contínua desde as primeiras leituras cota 1298,40 (I-04) alcançada em 08/09/06. A escavação na região foi realizada com a utilização de duas escavadeiras com produção média de 100m³/h e 9h de trabalho. O método de escavação adotado na região foi o de banquetejamento descontínuo, por tratar-se de área extensa e com volume expressivo de solo escavado, sendo este o primeiro trecho da obra a ser escavado;
- iii. Escavações a jusante do I-05: Escavação contínua no talude a partir de 01/09/06 além da escavação da área de solos moles “B”. Para escavação da região foram utilizadas até três escavadeiras, com produções médias de 100m³/h e 9h de trabalho. Nesta região foram realizadas escavações de montante para jusante e de jusante para montante, com o posicionamento invertido das escavadeiras conforme

as condições de segurança da Alcoa e por tratar-se de região com maior inclinação do talude natural;

- iv. Escavações a jusante do I-07: Escavação contínua da área de solos moles “A”. A escavação da região foi contínua e concluída em meados do mês de junho de 2007. Foram utilizadas até 4 escavadeiras para retirada do solo mole;
- v. Escavações a jusante do I-08: escavação contínua da área de solos moles “A”. Inclínômetro I-08 localizado próximo ao I-07, com as mesmas condições de escavação;
- vi. Escavações a jusante do I-02: pequena raspagem do talude para tratamento do material a partir do início do mês de dezembro/2006. Para escavação na região foram utilizadas até quatro escavadeiras, sendo reduzida para duas escavadeiras no momento em que as leituras do inclínômetro I-02 registraram pequenos deslocamentos horizontais. Por ocasião da escavação para execução de drenagem com cerca de 4,0m de profundidade e 3,0m de largura (na cota 1.287,40 na crista), as leituras do inclínômetro I-02 voltaram a registrar pequenos deslocamentos, que podem ser atribuídos ao desconfinamento do material na região;
- vii. Escavações a jusante do I-04: talude em processo de escavação de acordo com condições de projeto desde o início do mês de outubro/2006. Por tratar-se de área de escavação com maior extensão, a escavação na região foi executada em forma de banquetamento, com a utilização de três escavadeiras.

O Anexo B apresenta um arquivo fotográfico das diferentes etapas previstas para a implantação da ARB 8.

O monitoramento dos taludes da ARB 8 e adjacências tem como objetivo permitir a correta interpretação das condições de estabilidade face às condições instantâneas de solicitação das escavações e de nível piezométrico. A correta, freqüente e coerente coleta e interpretação dos dados assume papel destacado nesta análise. Para definição de ações e controle de monitoramento é usual a definição de patamares de atenção e alerta para cada instrumento, conforme o tipo de grandeza medida.

Os *níveis de atenção*, se alcançados, indicam que os fatores de segurança da obra são inferiores aos fatores admissíveis de projeto, possivelmente causados por mudanças

nas condições de contorno do talude, e poderão determinar monitoramento com maior frequência e, a critério da fiscalização, menor velocidade de escavação.

Os *níveis de alerta*, se alcançados, indicam que os fatores de segurança da obra são muito inferiores aos fatores admissíveis de projeto, podendo ser decorrente de mudanças nas condições de solicitação do talude, e determinam medidas de paralisação de escavações e/ou medidas de drenagem subsuperficial complementares.

Os inclinômetros têm por objetivo a detecção de deslocamentos milimétricos ao longo do perfil onde são instalados. A precisão de leituras pode ser considerada entre 1 a 2mm. Há que se considerar também, que é normal a ocorrência de deslocamentos decorrentes de deformações pelo desconfinamento provocado pelas escavações. Desta forma, torna-se importante a avaliação da grandeza, velocidade e aceleração das deformações.

A Projetista do empreendimento adotou, empirica e conservadoramente, um nível de atenção correspondente à velocidade de deslocamento de 10mm/dia. Para nível de alerta, admitiu deslocamentos de 20mm/dia ou acelerações positivas entre leituras subseqüentes ou indicações de formação de zonas com concentrações de distorções nos tubos (formação de superfície de ruptura). Estas condições são válidas para qualquer dos inclinômetros, independentemente de sua elevação ou posição relativa no talude (LPS, 2005d).

A instalação dos piezômetros teve por objetivo a definição da linha piezométrica instantânea dos taludes escavados. A determinação da poropressão é fundamental nas análises de estabilidade dos taludes. Desta forma, a projetista realizou análises de estabilidade para as diversas fases de escavação. As análises de estabilidade foram realizadas considerando as seções de projeto instrumentadas.

As Figuras 3.20 a 3.24 apresentam os esquemas das seções instrumentadas ao fim de todo o processo de escavação para a implantação da ARB 8. Nestas figuras são indicadas as posições dos piezômetros (os inclinômetros respectivos distam 1,5m dos piezômetros), a composição assumida do perfil geotécnico dos taludes, além das posições das superfícies freáticas correspondentes ao *nível de atenção* dos taludes com Fator de Segurança igual a 1,45 (LPS, 2004d).

Ressalta-se que estas condições de estabilidade foram calculadas pela projetista através de método de equilíbrio limite, usando o programa Slide V.4 (Rocscience). O

método adotado para cálculo correspondeu ao de Bishop Simplificado. Os parâmetros dos materiais presentes em cada uma das seções analisadas foram adotados em função dos resultados das investigações de laboratório. Para fins de análise de estabilidade foram considerados os valores apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Parâmetros adotados para os materiais nas análises de estabilidade.

Material	Peso específico natural (kN/m ³)	Peso específico saturado (kN/m ³)	Intercepto coesivo (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Aterro	19,0	19,0	20,0	29,0
Colúvio	16,0	16,0	10,0	25,0
Solo residual	18,0	18,0	15,0	28,0
Rocha fraturada	26,0	26,0	0,0	38,0
Rocha sã	26,0	26,0	50,0	38,0
Resíduo	21,0	21,0	0,0	30,0

Para definição dos níveis de atenção e alerta piezométricos foram adotados fatores de segurança iguais a 1,45 e 1,25, respectivamente.

A Tabela 3.7 resume os níveis de atenção e alerta em função das cotas piezométricas para as seções instrumentadas para a situação de escavação até a elevação final de escavação de projeto, segundo as condições da projetista da ARB 8.

Tabela 3.7 – Níveis de atenção e alerta para escavação final e operação inicial da ARB 8 (LPS, 2005d)

SEÇÃO INSTRUMENTADA	PIEZÔMETRO	COTA DE BOCA ESTIMADA	NÍVEL DE PROJETO	NÍVEL DE ATENÇÃO F.S. = 1,45	NÍVEL DE ALERTA F.S. = 1,25
1	PZC-1	1314,00	1305,00	1291,00	1300,20
	PZC-2	1298,00	1279,85	1285,75	1291,20
2	PZC-3	1320,00	SECO	1304,25	1310,25
	PZC-4	1298,00	1286,00	1289,50	1294,50
3	PZC-5	1298,00	1289,00	1295,60	Afloramento Rchoso
4	PZC-6	1307,00	1298,00	1299,70	1302,40

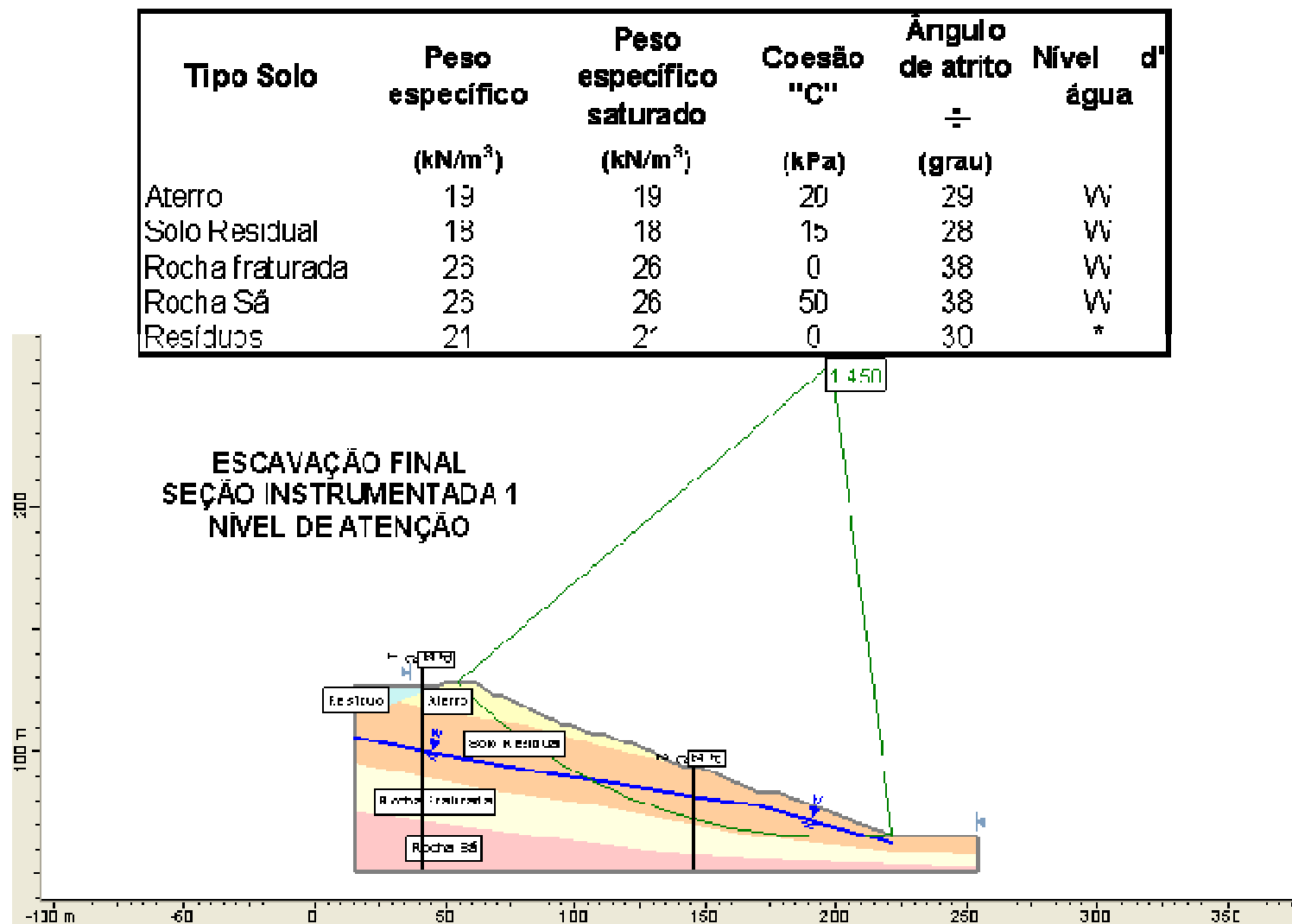


Figura 3.20 – Seção instrumentada 1 com PZC1 e PZC2 após escavação final em situação de nível de alerta (LPS, 2005d) .

Tipo Solo	Peso específico (kN/m^3)	Peso específico saturado (kN/m^3)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (grau)	Nível água	d'
Colúvio	16	16	10	25	W	
Solo Residual	18	18	15	28	W	
Rocha fraturada	26	26	0	38	W	
Rocha Sã	26	26	50	38	W	
Resíduos	21	21	0	30	*	

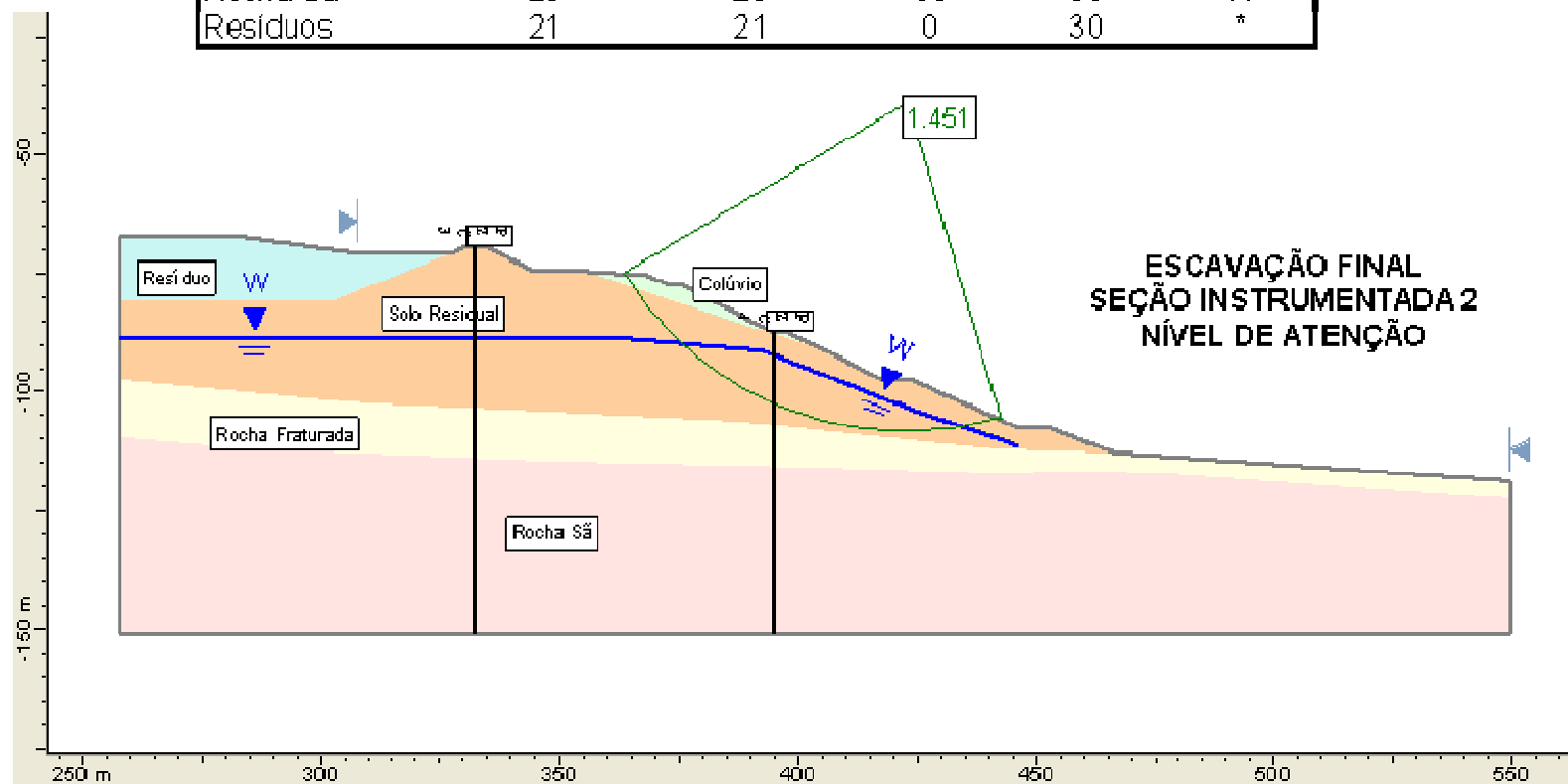


Figura 3.21 – Seção instrumentada 2 com PZC3 e PZC4 após escavação final em situação de nível de alerta (LPS, 2005d).

Tipo Solo	Peso específico (kN/m ³)	Peso específico saturado (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (grau)	Nível d'água
Aterro	19	19	20	29	*
Colúvio	18	18	10	25	W
Solo Residual	18	18	15	28	W
Rocha fraturada	26	26	0	38	W
Rocha Sã	26	26	50	38	W
Resíduos	21	21	0	30	*

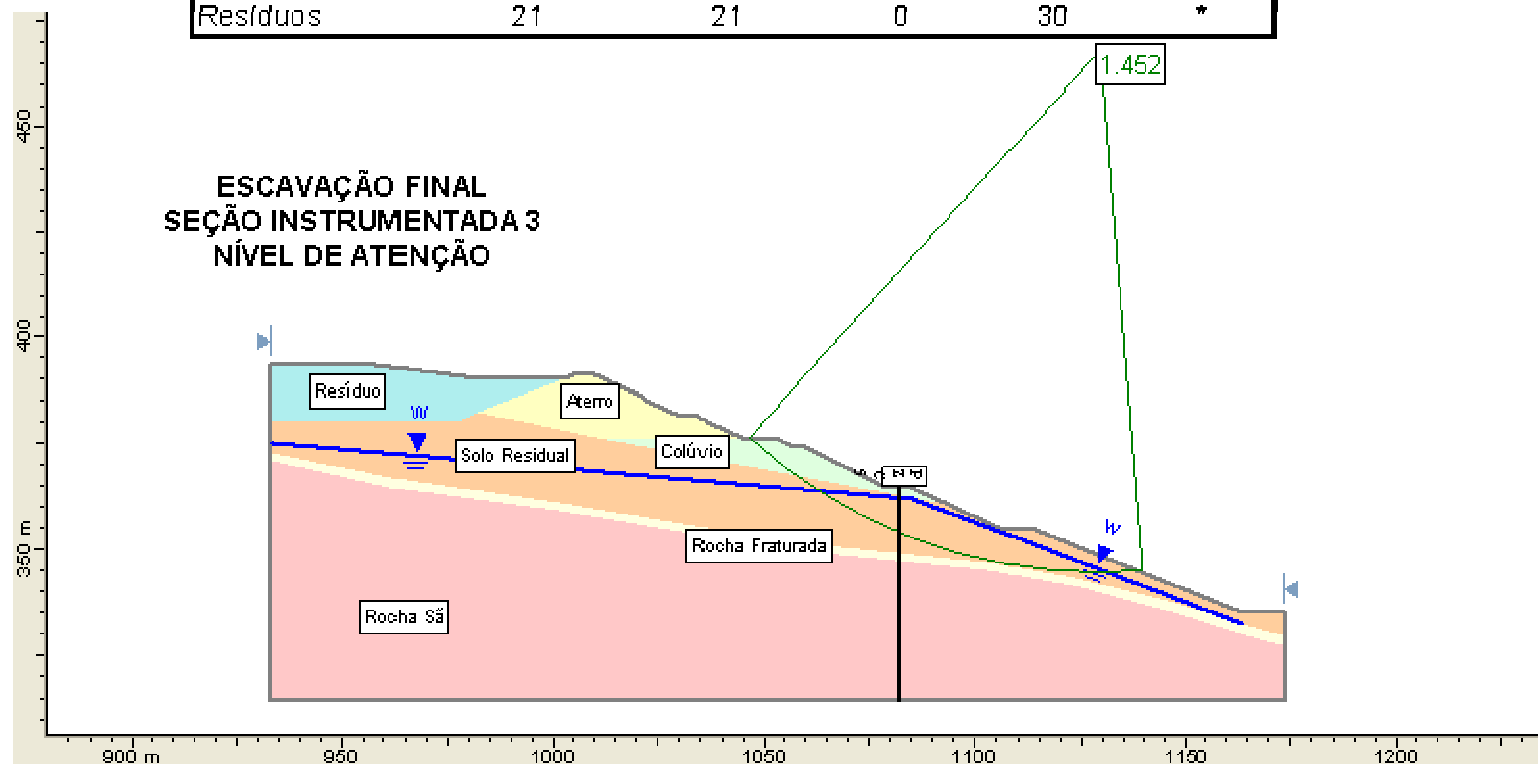


Figura 3.22 – Seção instrumentada 3 com PZC5 após escavação final em situação de nível de alerta (LPS, 2005d).

Tipo Solo	Peso específico (kN/m³)	Peso específico saturado (kN/m³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (grau)	Nível água d'
Aterro	18	19	20	29	*
Colúvio	18	18	10	25	W
Solo Residual	18	18	15	28	W
Rocha fraturada	25	26	0	38	W
Rocha Sã	25	26	60	38	W
Resíduos	21	21	0	30	*

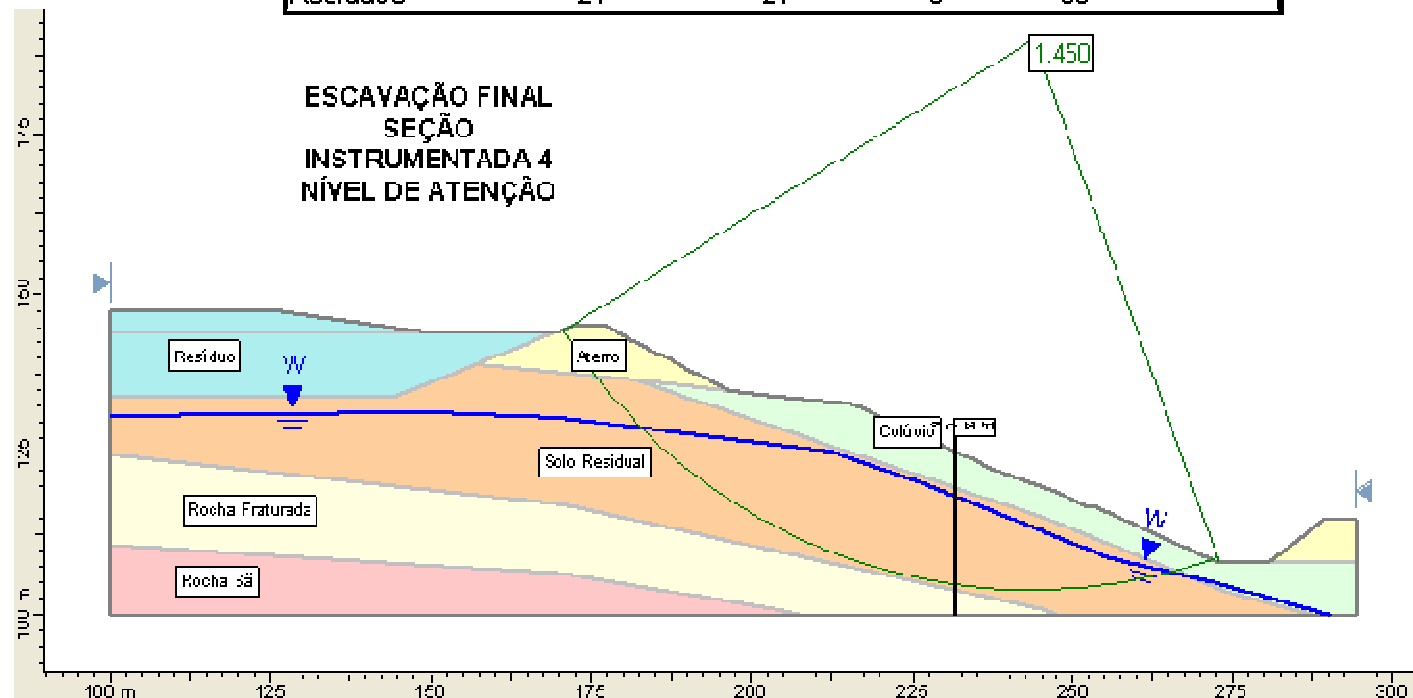


Figura 3.23 – Seção instrumentada 4 com PZC6 após escavação final em situação de nível de alerta (LPS, 2005d).

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISES

O presente capítulo tem por objetivo apresentar os resultados do monitoramento dos taludes da ARB 8, no período de junho de 2006 a junho de 2007, com suas respectivas análises. As leituras foram realizadas a cada 3 dias para os inclinômetros e a cada 5 dias para os piezômetros. Os pluviômetros foram monitorados 2 vezes ao dia, no mínimo.

São analisadas as possíveis influências da precipitação pluviométrica e variação do nível piezométrico nas variações de deslocamentos horizontais de todos os inclinômetros instalados na área de estudo.

Avaliações da estabilidade das seções instrumentadas em função dos níveis piezométricos medidos também são apresentadas e comparadas com as previstas em projeto.

4.1 – Resultados Pluviométricos

Os dados de pluviometria da área em estudo são essenciais para a correlação de variações nas leituras dos instrumentos decorrentes de aumento de poropressão nos taludes causadas por frente de saturação relacionada a chuvas intensas ou prolongadas.

Os pluviômetros instalados na área foram intensamente monitorados, com no mínimo, duas leituras diárias no período de junho de 2006 a junho de 2007.

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam as precipitações pluviométricas ocorridas neste período. Observa-se que o período chuvoso da região compreende os meses de dezembro e janeiro, com 351,9 e 451,1mm de precipitação pluviométrica mensal, respectivamente.

Considerando os índices pluviométricos mensais dos últimos 10 de anos, foi estabelecida uma previsão do índice pluviométrico mensal para o período de construção da ARB 8. As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam os valores de precipitação pluviométrica, previstos e ocorridos durante os anos de 2006 e 2007. Observa-se que, durante a construção da ARB 8, nos meses de outubro de 2006 a fevereiro de 2007, a previsão foi

significativamente ultrapassada pelas intensas chuvas que efetivamente ocorreram na área de estudo.

Tabela 4.1 – Precipitação pluviométrica medida durante o ano de 2006.

Precipitação (mm) – 2006							
Dia	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
1	0,0	0,0	0,0	0,0	8,3	12,0	0,0
2	0,0	3,0	0,0	17,0	15,9	12,0	0,0
3	0,0	0,0	0,0	0,0	3,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	0,0	0,0	9,0	0,0	19,5
5	0,0	0,0	0,0	0,0	32,0	1,0	14,5
6	0,0	0,0	0,0	0,0	33,1	5,0	11,0
7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,0	6,0
10	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	12,0	28,0
11	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
12	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	5,0	0,0
13	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	12,5
14	0,0	0,0	0,0	0,0	29,5	0,0	22,3
15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,5	11,0
16	0,0	0,0	0,0	0,0	13,7	36,0	0,0
17	0,0	0,0	0,0	5,0	0,0	0,0	28,0
18	0,0	0,0	0,0	5,0	2,2	1,2	10,6
19	0,0	0,0	4,0	0,0	1,0	59,0	1,0
20	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,0	7,0
21	0,0	0,0	0,0	18,0	0,0	0,0	20,5
22	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	24,6
23	0,0	0,0	0,0	4,5	0,0	0,0	0,8
24	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	43,7
25	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	33,2	0,5
26	10,0	0,0	7,0	0,0	0,0	20,0	5,0
27	0,0	0,0	20,0	0,0	29,3	7,0	26,2
28	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
29	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,1	0,0
30	0,0	3,0	0,0	0,0	0,0	1,8	6,6
31	-	0,0	0,0	-	0,0	-	52,6
Total	11	6	31	49,5	183,5	229,8	351,9

Tabela 4.2 – Precipitação pluviométrica medida durante o ano de 2007.

Precipitação (mm) - 2007						
Dia	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maiο	Junho
1	17,8	2,6	0,0	0,0	0,0	0
2	4,2	24,7	0,0	0,0	0,0	9,0
3	8,1	14,4	0,0	0,0	0,0	5,0
4	21,5	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	15,0	9,2	0,0	0,0	0,0	0,0
6	24,0	0,0	0,0	6,0	0,0	0,0
7	10,0	24,2	0,0	5,0	0,0	0,0
8	12,2	7,2	0,0	4,0	0,0	0,0
9	3,0	0,0	3,4	26,2	0,0	0,0
10	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
11	0,0	26,2	8,2	0,0	0,0	0,0
12	5,4	1,1	0,0	0,0	0,0	0,0
13	10,0	0,0	0,0	7,0	0,0	0,0
14	32,0	0,3	2,8	0,0	0,0	0,0
15	10,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16	31,2	0,0	0,0	2,5	0,0	0,0
17	42,2	10,0	18,2	0,0	0,0	0,0
18	63,0	15,0	13,4	0,0	0,0	0,0
19	0,0	0,0	18,0	0,0	0,0	0,0
20	2,5	5,0	10,9	10,0	0,0	0,0
21	2,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
22	63,5	0,0	2,6	1,6	23,4	0,0
23	0,2	0,0	8,8	0,0	29,0	0,0
24	1,3	53,0	0,0	0,0	0,0	0,0
25	13,3	3,6	10,0	0,0	0,0	0,0
26	6,5	17,0	45,2	2,4	0,0	0,0
27	12,7	1,2	0,0	0,0	9,0	0,0
28	12,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
29	20,6	-	0,0	0,0	0,0	0,0
30	1,0	-	0,0	0,0	0,0	0,0
31	4,2	-	0,6	-	0,0	-
Total	451,1	224,7	142,1	64,7	61,4	14

Precipitação (mm) – Ano 2006

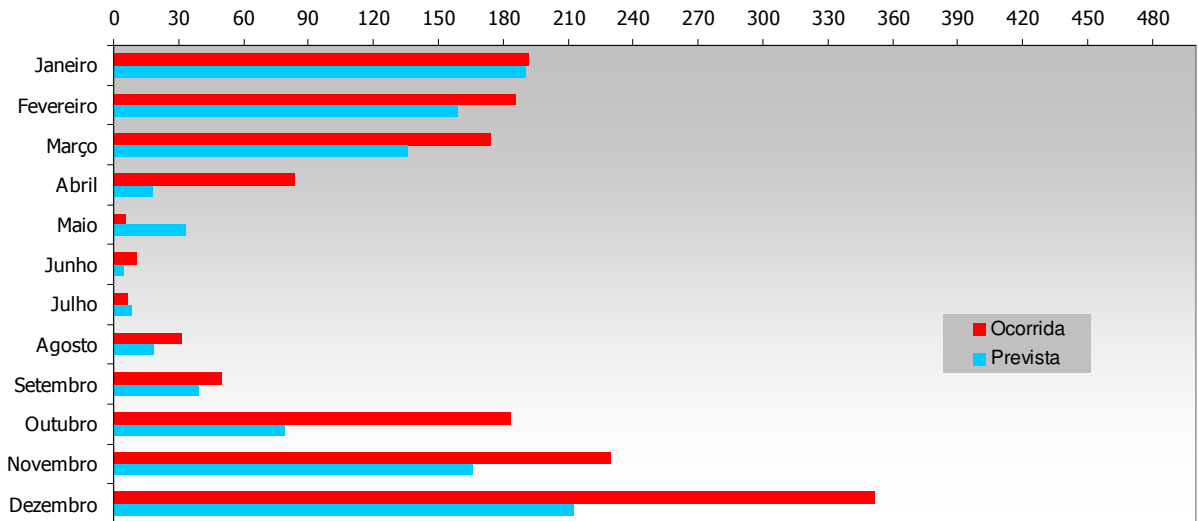


Figura 4.1 – Valores de Precipitação pluviométricas previstos e ocorridos em 2006.

Precipitação (mm) – Ano 2007

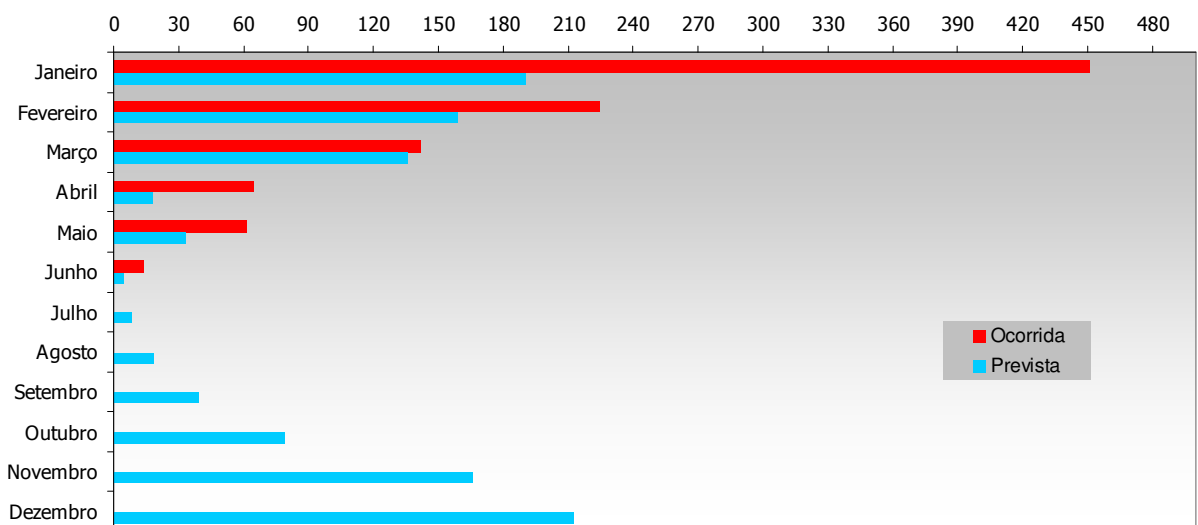


Figura 4.2 – Valores de Precipitação pluviométrica previstos e ocorridos em 2007.

4.2 – Resultados Piezométricos

Os resultados do monitoramento dos níveis piezométricos são apresentados na Tabela 4.3. Ressalta-se que as medidas realizadas são apresentadas desde os primeiros piezômetros instalados na área (PZC-1, PZC-3, PZC-4A e PZC-6). Desta forma, não há valores medidos antes da instalação dos piezômetros PZC-2, PZC-4B, PZC-5 e PZC-7.

Os piezômetros PZC-2, PZC-5, PZC-6 e PZC-7 não mostraram alterações significantes no nível d'água. O PZC-1, PZC-3, PZC-4A e PZC-4B estavam secos no momento da instalação e assim permaneceram até 26 de junho de 2007.

A Figura 4.3 apresenta a variação dos níveis piezométricos durante o período de monitoramento dos piezômetros PZC-2, PZC-5, PZC-6 e PZC-7. Observa-se um aumento do nível piezométrico com o período de chuvas.

Entretanto, apesar do índice pluviométrico acima da média dos últimos 10 anos, verifica-se que os aumentos nos níveis piezométricos com maior significância foram no PZC-06, piezômetro localizado em menor cota (aproximadamente 1296,00m) e PZC-05, ambos localizados no dique norte, a montante da área de solos moles “B”.

4.3 – Resultados dos Inclinômetros

Os inclinômetros utilizados são do tipo DIGITILT, fabricado pela SLOPE INDICATOR e a aquisição de dados modelo DIGITILT Data Mate, com coletor de dados também da SLOPE INDICATOR. A precisão do sistema é de 6,0mm para 25m de profundidade.

O monitoramento dos inclinômetros foi realizado através de leituras periódicas a cada três dias e após período de chuva com índice pluviométrico acima de 10mm. Em alguns momentos especiais da obra, as leituras foram feitas com maior frequência ainda. Nos gráficos apresentados, não foram indicadas todas as leituras realizadas até o momento para permitir uma melhor visualização do conjunto, uma vez que os deslocamentos foram pequenos, com leituras muito próximas umas das outras.

Os resultados das leituras nos inclinômetros são apresentados nas Figuras 4.4 a 4.17.

Tabela 4.3 – Elevação dos Níveis Piezométricos (CB = cota da boca).

Data	Elevação dos Níveis Piezométricos							
	PZC-1	PZC-2	PZC-3	PZC-4A	PZC-4B	PZC-5	PZC-6	PZC-7
	(C.B = 1314,0)	(C.B = 1299,0)	(C.B = 1320,3)	(C.B = 1298,4)	(C.B = 1308,7)	(C.B = 1298,40)	(C.B = 1296,7)	(C.B = 1314,40)
22/8/2006	Seco	-	seco	seco	-	-	1292,06	-
4/9/2006	Seco	-	seco	seco	-	-	1291,98	-
13/9/2006	Seco	-	seco	seco	-	-	1291,90	-
19/9/2006	Seco	-	seco	seco	-	-	1291,75	-
13/10/2006	Seco	-	seco	seco	-	1286,10	1291,70	-
24/10/2006	Seco	-	seco	seco	-	1285,80	1291,95	-
15/11/2006	Seco	-	seco	seco	-	1285,60	1291,90	-
22/11/2006	Seco	1286,90	seco	seco	-	1285,50	1292,20	1289,90
28/11/2006	Seco	1286,60	seco	seco	-	1285,80	1292,40	1290,80
6/12/2006	Seco	1286,50	seco	seco	-	1286,40	1292,20	1290,60
13/12/2006	Seco	1286,40	seco	seco	-	1286,20	1292,55	1291,40
19/12/2006	Seco	1286,40	seco	seco	-	1286,40	1292,70	1291,40
21/12/2006	Seco	1286,40	seco	seco	-	1286,40	1292,90	1290,90
27/12/2006	Seco	1286,90	seco	seco	-	1285,90	1292,85	1291,20
4/1/2007	Seco	1286,90	seco	seco	-	1286,60	1293,60	1291,40
10/1/2007	Seco	1286,80	seco	seco	-	1286,70	1294,20	1291,30
16/1/2007	Seco	1287,00	seco	seco	seco	1286,90	1294,40	1290,90
19/1/2007	Seco	1287,45	seco	seco	seco	1287,30	1295,00	1290,85
23/1/2007	Seco	1287,40	seco	seco	seco	1286,90	1295,10	1290,90
26/1/2007	Seco	1287,30	seco	seco	seco	1286,80	1295,00	1290,65
30/1/2007	Seco	1287,30	seco	seco	seco	1286,80	1295,00	1290,65

Continua...

Continuação

8/2/2007	Seco	1287,90	seco	seco	seco	1287,30	1295,35	1290,70
1/2/2007	Seco	1287,80	seco	seco	seco	1287,20	1295,20	1290,90
5/2/2007	Seco	1287,90	seco	seco	seco	1287,40	1295,10	1290,90
13/2/2007	Seco	1288,10	seco	seco	seco	1287,57	1295,48	1290,90
16/2/2007	Seco	1288,00	seco	seco	seco	1287,60	1295,35	1290,90
22/2/2007	Seco	1288,10	seco	seco	seco	1287,54	1295,22	1290,99
27/2/2007	Seco	1288,30	seco	seco	seco	1288,00	1295,29	1291,16
1/3/2007	Seco	1288,06	seco	seco	seco	1287,50	1295,27	1291,20
6/3/2007	Seco	1288,00	seco	seco	seco	1287,38	1295,03	1291,17
9/3/2007	Seco	1287,97	seco	seco	seco	1287,30	1294,93	1291,17
15/3/2007	Seco	1287,80	seco	seco	seco	1287,50	1295,27	1291,20
21/3/2007	Seco	1287,76	seco	seco	seco	1287,20	1294,72	1291,20
28/3/2007	Seco	1287,70	seco	seco	seco	1287,00	1294,90	1291,02
4/4/2007	Seco	1287,60	seco	seco	seco	1286,90	1294,75	1291,05
11/4/2007	Seco	1287,54	seco	seco	seco	1286,72	1294,43	1291,02
18/4/2007	Seco	1287,43	seco	seco	seco	1286,80	1294,40	1291,00
25/4/2007	Seco	1287,40	seco	seco	seco	1286,80	1294,30	1290,95
2/5/2007	Seco	1287,35	seco	seco	seco	1286,45	1294,15	1290,95
9/5/2007	Seco	1287,30	seco	seco	seco	1286,40	1294,10	1290,90
16/5/2007	Seco	1287,22	seco	seco	seco	1286,33	1293,90	1290,80
23/5/2007	Seco	1287,00	seco	seco	seco	1286,25	1293,90	1290,75
30/5/2007	Seco	1286,95	seco	seco	seco	1286,28	1293,94	1290,70
6/6/2007	Seco	1286,85	seco	seco	seco	1286,25	1293,84	1290,70
13/6/2007	Seco	1286,75	seco	seco	seco	1286,15	1293,80	1290,65
20/6/2007	Seco	1286,65	seco	seco	seco	1286,05	1293,70	1290,65
27/6/2007	Seco	1286,60	seco	seco	seco	1285,90	1293,50	1290,55

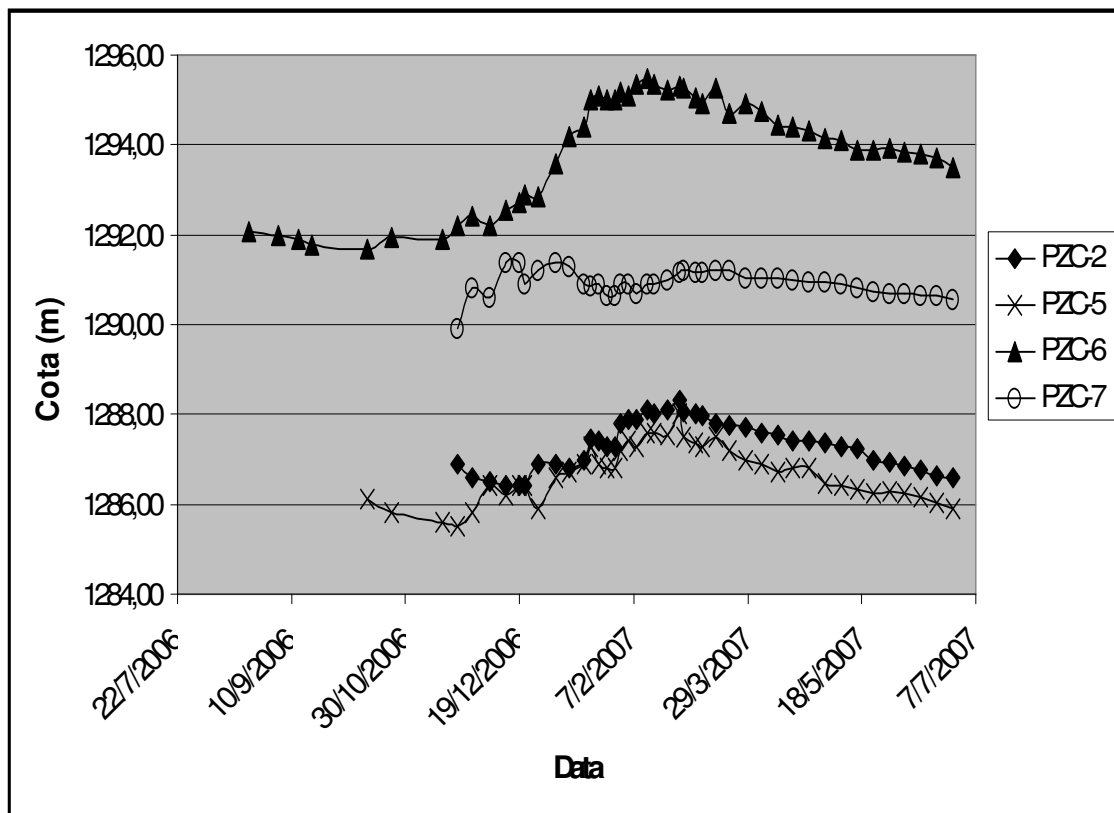


Figura 4.3 – Variação dos níveis piezométricos medidos ao longo do monitoramento de PZC2, PCZ5, PZC6 e PZC7.

Para cada vertical de inclinômetro, foram gerados dois tipos de gráficos: (i) Curvas de deslocamento com a profundidade e (ii) Curvas de distorção com a profundidade.

No primeiro tipo de gráfico observa-se o deslocamento integrado ao longo da profundidade, sendo apresentados neste capítulo.

No segundo tipo de gráfico são mostradas as variações do deslocamento entre pontos consecutivos de observação, ou seja, a diferença de deslocamentos entre duas profundidades consecutivas. Este tipo de gráfico permite uma visualização dos pontos de maior concentração de deslocamentos que, em casos extremos, indicam a formação de superfície provável de ruptura. Todos os gráficos de distorção são apresentados no Anexo C.

As direções designadas por “Eixo A” e “Eixo B” são as direções ortogonal e paralela aos eixos do talude de escavação, respectivamente.

Ressalta-se que as Figuras 4.4 a 4.17 mostram algumas leituras inconsistentes com as demais, podendo tal fato ser atribuído a alguns problemas de falta de contato ou manutenção do torpedo. Tais leituras devem ser desconsideradas nas análises.

É importante reportar que nas leituras dos inclinômetros realizadas entre os dias 4 e 15 de novembro foi utilizado um equipamento diferente daquele que vinha sendo utilizado para todas as leituras anteriores. Além disso, nas leituras realizadas a partir do dia 22 de novembro foi utilizado um terceiro equipamento diferente dos dois anteriores. Verificou-se em alguns dos inclinômetros instalados (especialmente I-01 e I-03) que as leituras apresentaram variações expressivas, provavelmente devidas a alguma diferença de calibração entre os aparelhos. Nas Figuras 4.4, 4.5, 4.8, 4.12, 4.13 e 4.17 são indicados os diferentes torpedos, utilizados para a realização das leituras de deslocamentos horizontais, sendo 1, 2 e 3 correspondentes ao primeiro, segundo e terceiro torpedo, respectivamente.

As leituras do I-01 (Figuras 4.4 e 4.5) mostram que os valores medidos no eixo A (ortogonal ao talude) pelo torpedo 3 alcançam um deslocamento de aproximadamente 10 mm. Entretanto, a tendência de movimento parece ser a mesma medida pelos outros torpedos (1 e 2). Isso pode ser indicativo de diferenças de calibração dos torpedos. Neste caso considerou-se como leitura zero a primeira leitura de cada aparelho. A continuidade das leituras não indica um processo de movimentação. Vale ressaltar que, para o monitoramento de taludes, a continuidade, velocidade e aceleração dos deslocamentos são mais importantes do que o deslocamento real ocorrido. Novamente no eixo B (paralelo ao talude) observa-se uma diferença marcante devido às trocas dos torpedos, mas não há um padrão que indique movimentação do maciço. Os gráficos de distorção não mostram quaisquer indícios de comportamentos típicos de ruptura em nenhuma profundidade (Anexo C).

As leituras realizadas no I-02 (Figuras 4.6 e 4.7) não indicam movimentação expressiva do talude. Os gráficos de distorção também não apresentam nenhuma movimentação inesperada. Observa-se apenas que a partir do dia 15 de maio de 2007, quando os trabalhos de escavação na região foram intensificados, ocorreram pequenos deslocamentos progressivos no talude, que cessaram no momento em foi reduzida a intensidade das escavações na região.

Novamente, a leitura do I-02 no dia 16 de junho de 2007 indicou deslocamento progressivo no talude. Este deslocamento pode ser atribuído à escavação de aproximadamente 3m na cota 1.287,4m para instalação da drenagem. Esta cota coincide com a profundidade na qual o inclinômetro apresentou o maior deslocamento (4,76mm), uma vez que a cota de boca do inclinômetro é 1.298,4m e a maior leitura de deslocamento foi registrada a 14,0m de profundidade. A 17,0m de profundidade também foi observado um deslocamento, porém com valor um pouco menor. O gráfico de distorção indicou as profundidades de 14,0 e 17,0m como prováveis superfícies de ruptura.

As leituras do I-03 (Figuras 4.8 e 4.9) não mostram qualquer indício de ruptura. Entretanto, no eixo B observa-se a diferença das leituras devido à troca dos torpedos. Os gráficos de distorção também não mostram situações de movimentação excessiva (Anexo C).

As leituras do I-04 (Figuras 4.10 e 4.11) não mostram comportamento instável, apesar do pequeno número de leituras, devido a ser o último equipamento instalado.

As leituras do I-05 (Figuras 4.12 e 4.13) também não mostraram deslocamentos significativos.

Os valores obtidos nas leituras do I-07 (Figuras 4.14 e 4.15) mostraram deslocamentos reduzidos bastante semelhantes ao dos inclinômetros anteriores.

Os resultados das leituras do I-08 (Figuras 4.16 e 4.17) mostram deslocamentos diferentes com as trocas dos equipamentos, talvez ocasionados pelas diferenças entre as calibrações dos torpedos. Pode-se observar que os deslocamentos medidos com o mesmo torpedo não são significativos. Os gráficos de distorção também não apresentam comportamento típico de ruptura.

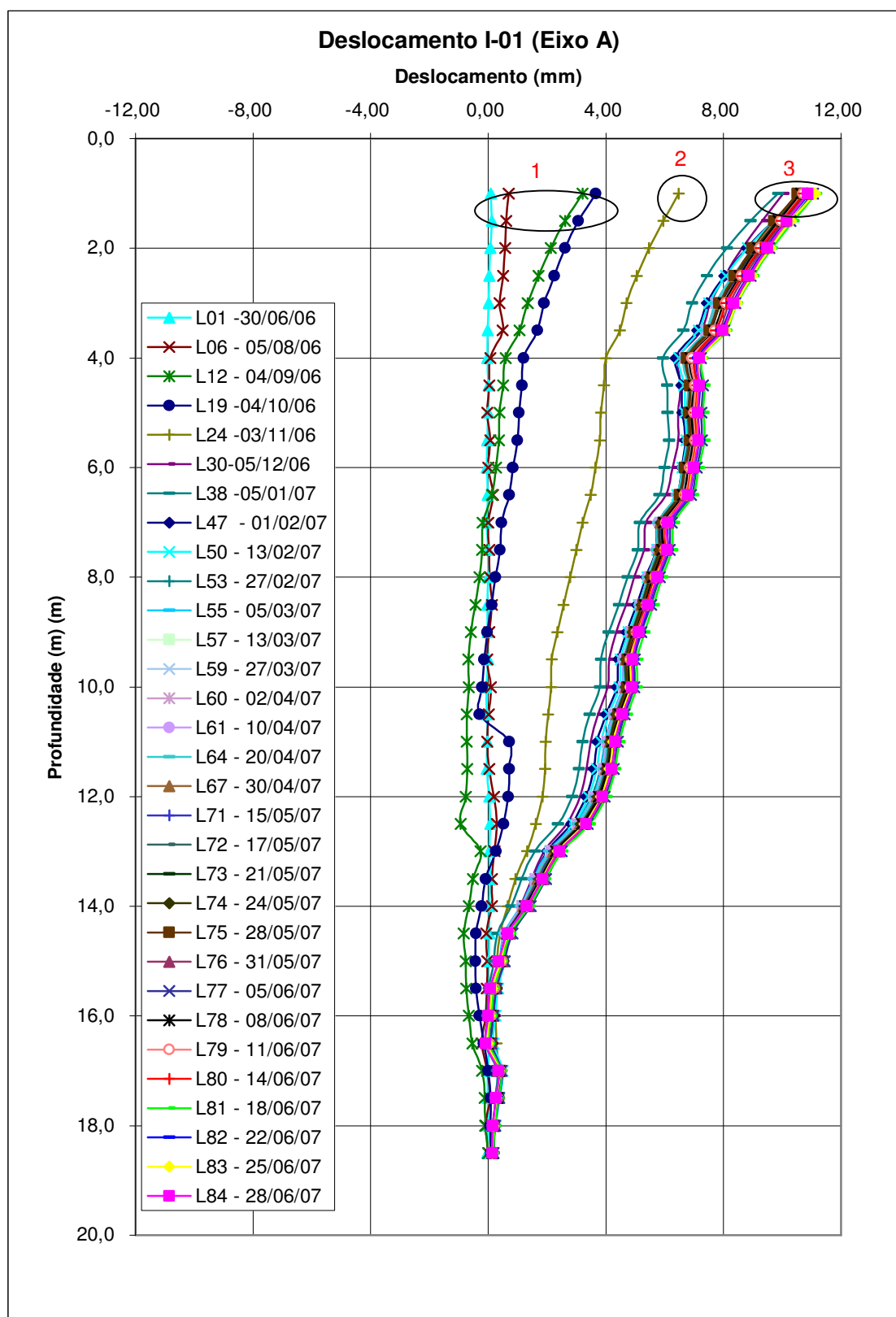


Figura 4.4 – Deslocamento do Inclínômetro I-01 (Eixo A).

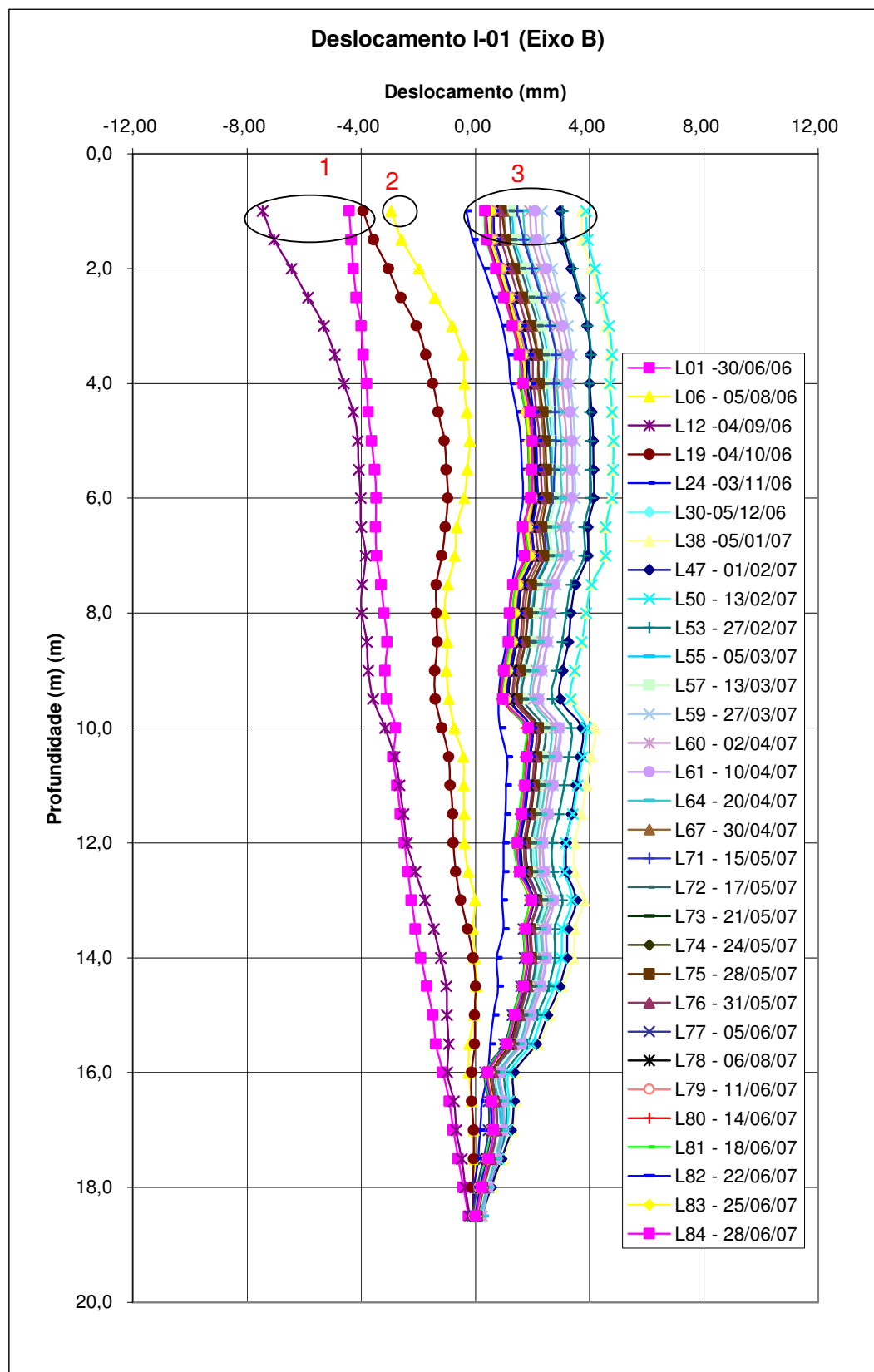


Figura 4.5 – Deslocamento do Inclínômetro I-01 (Eixo B).

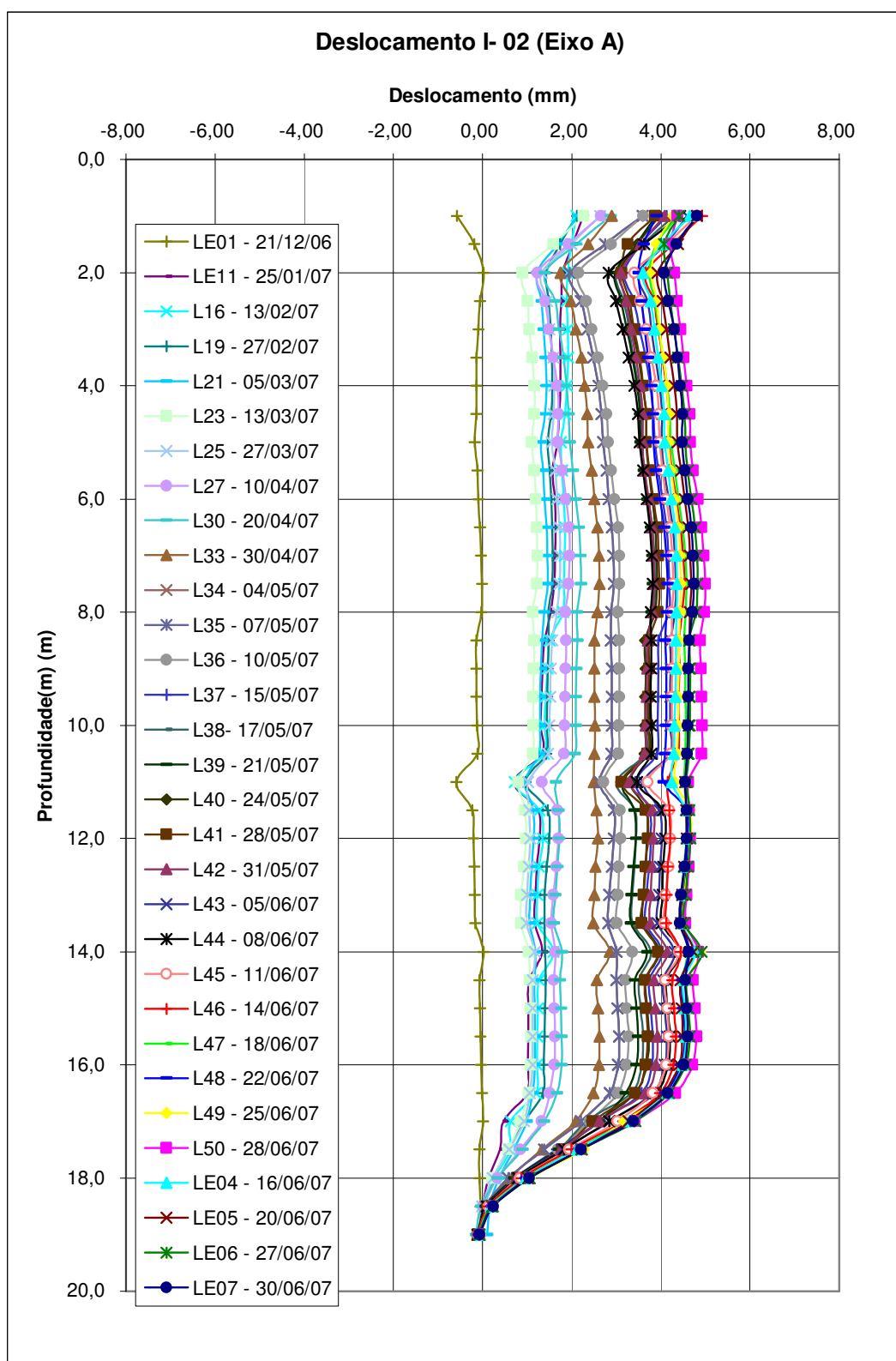


Figura 4.6 – Deslocamento do Inclínômetro I-02 (Eixo A).

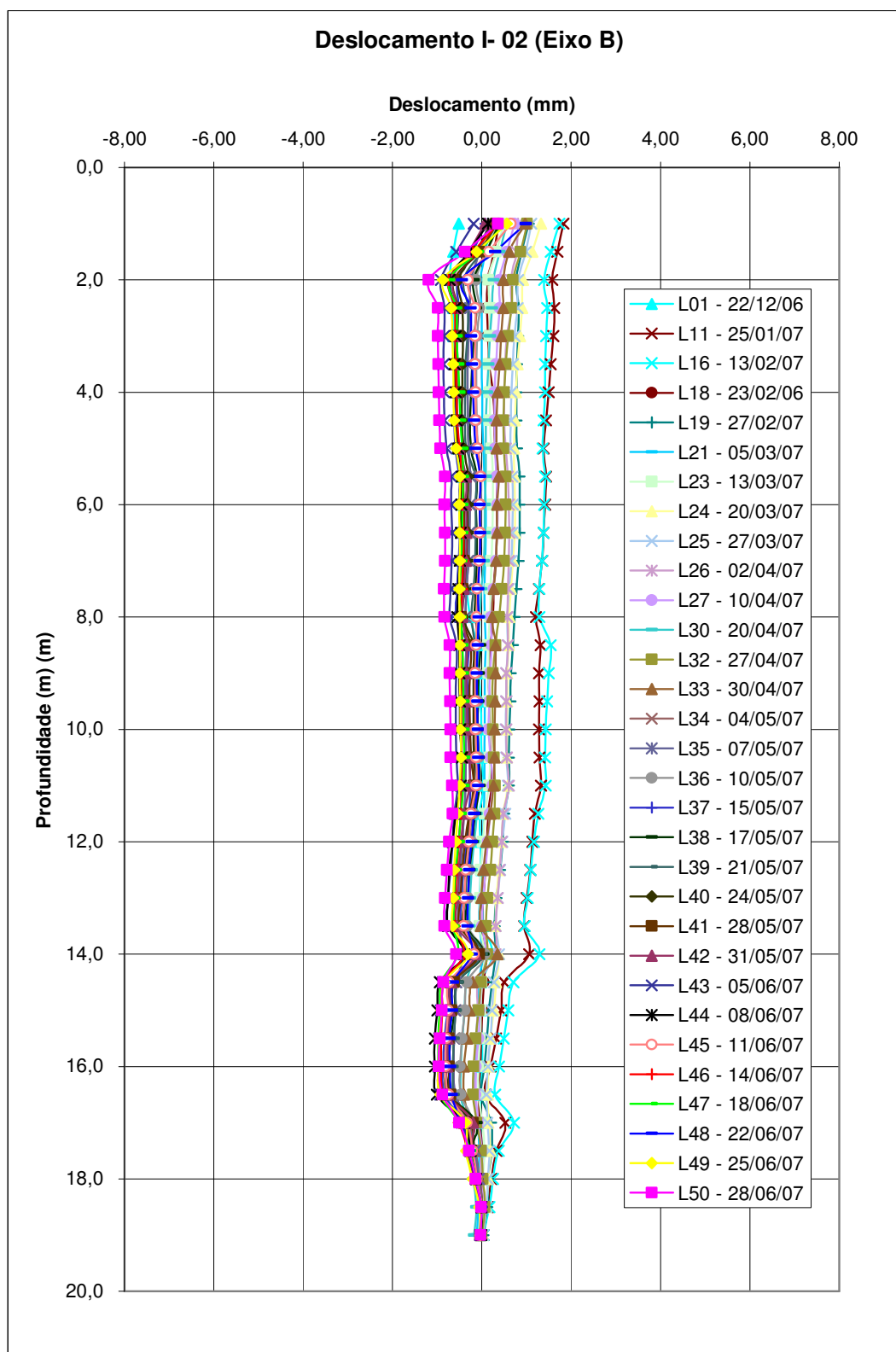


Figura 4.7 – Deslocamento do Inclínômetro I-02 (Eixo B).

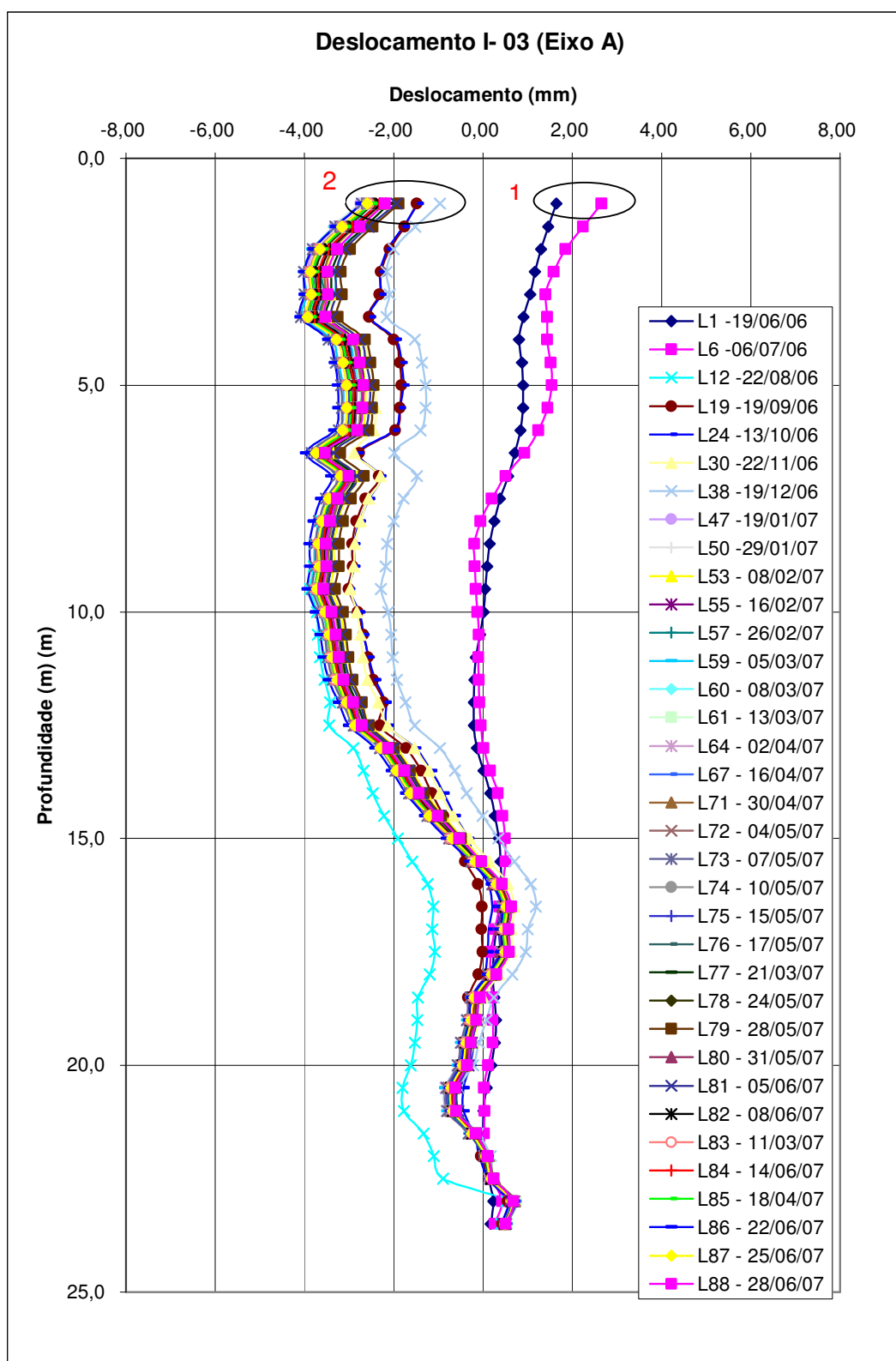


Figura 4.8 – Deslocamento do Inclínômetro I-03 (Eixo A).

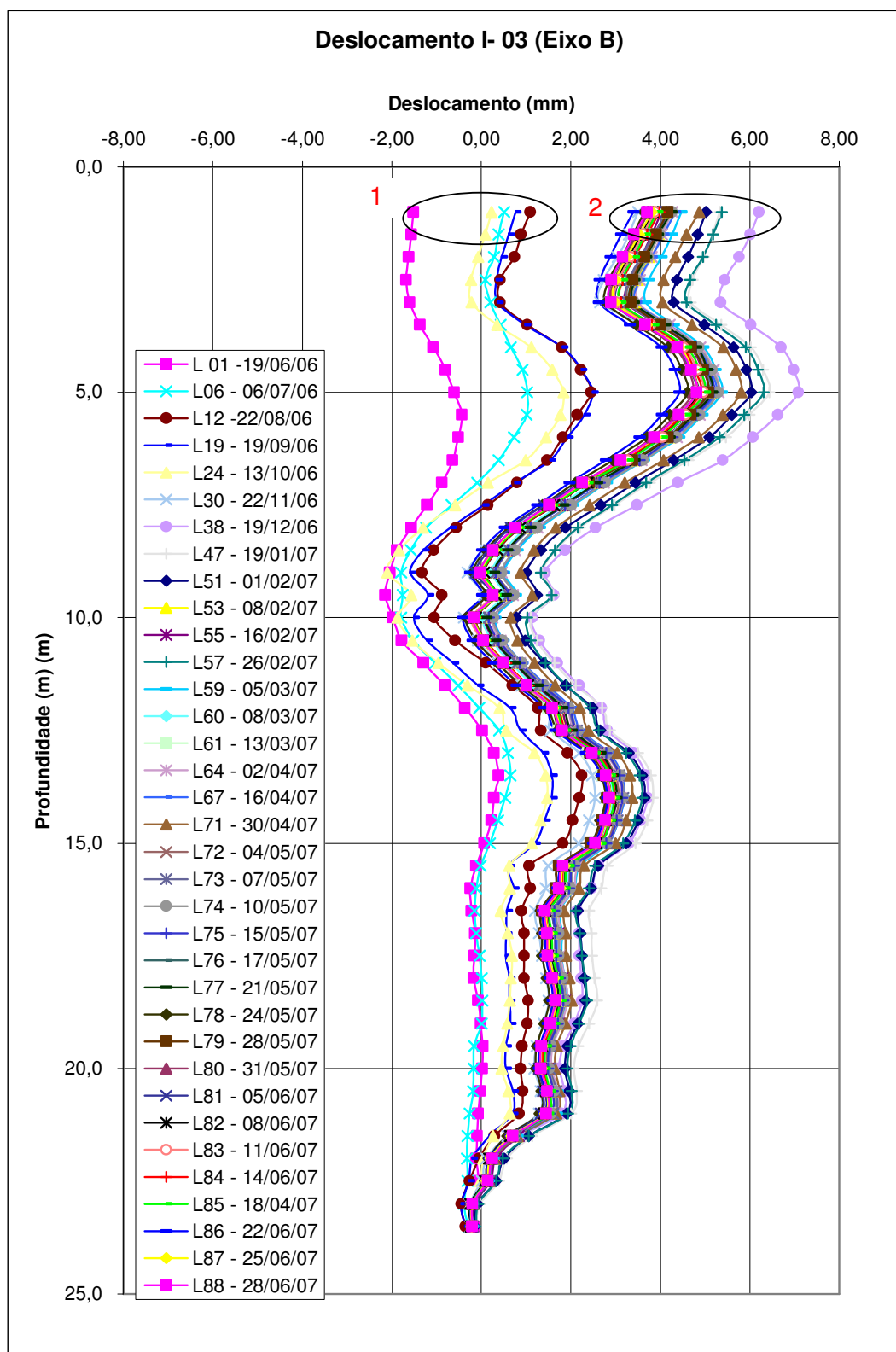


Figura 4.9 – Deslocamento do Inclínômetro I-03 (Eixo B).

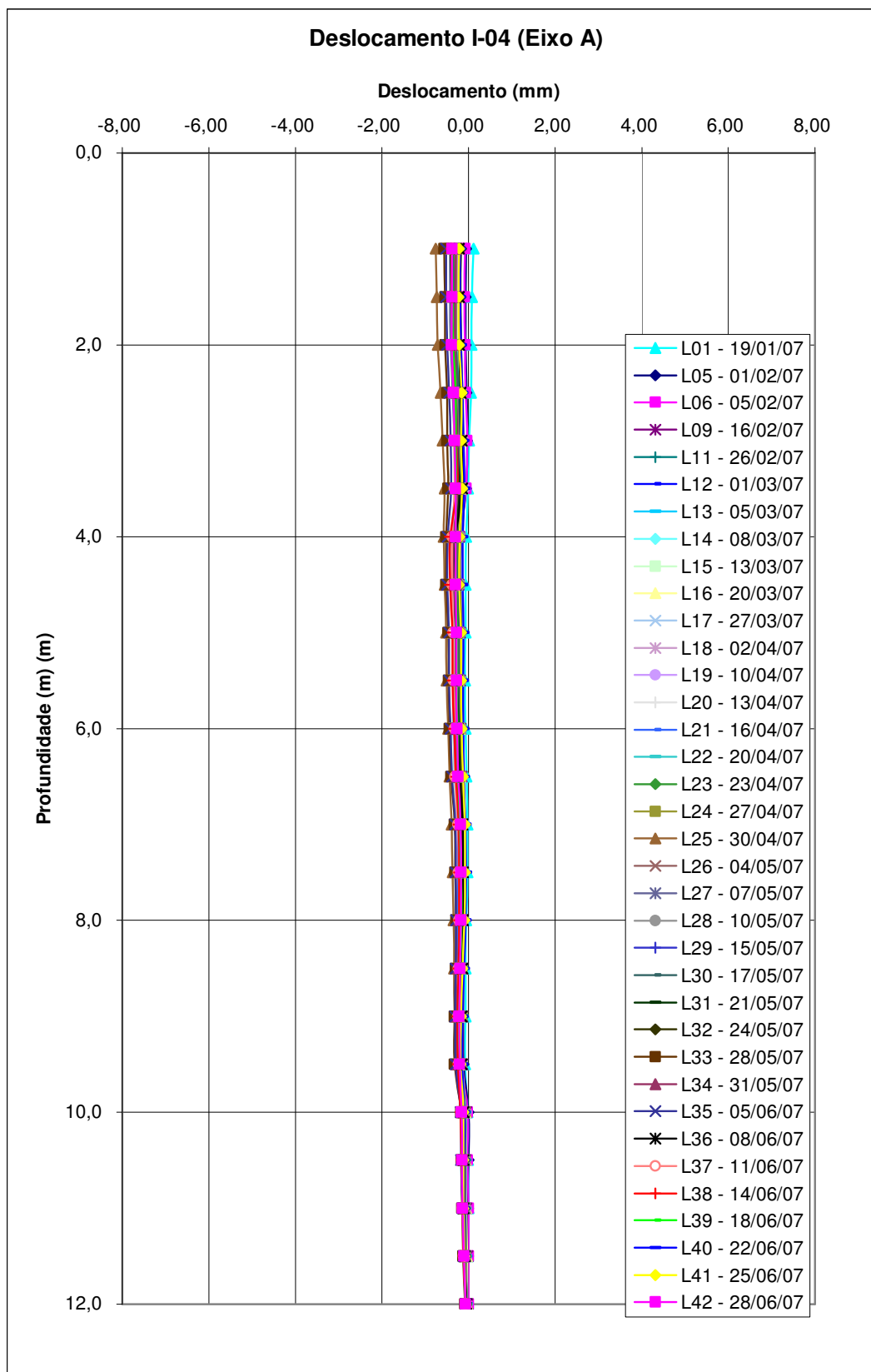


Figura 4.10 - Deslocamento do Inclínômetro I-04 (Eixo A).

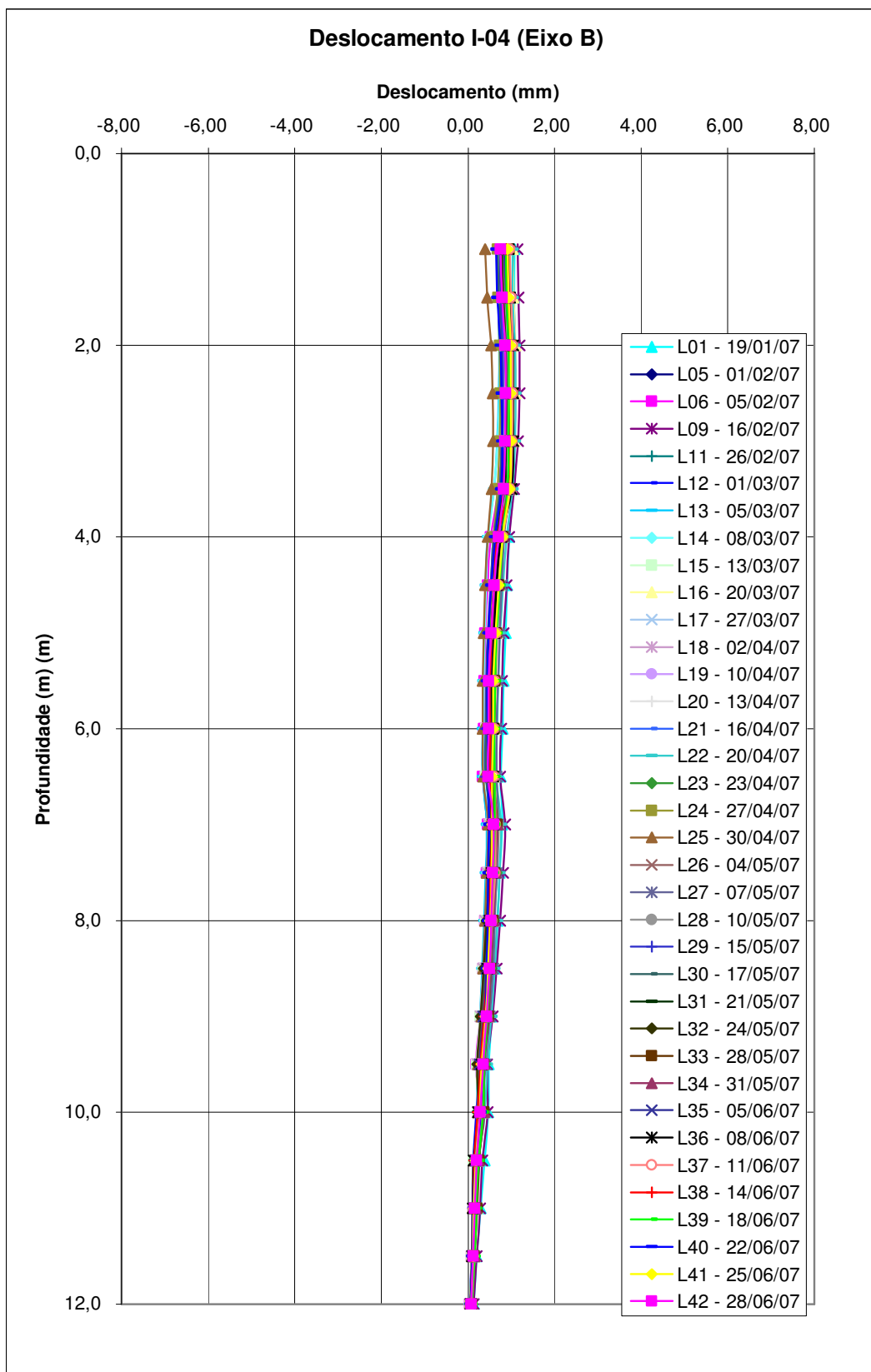


Figura 4.11 – Deslocamento do Inclínômetro I-04 (Eixo B).

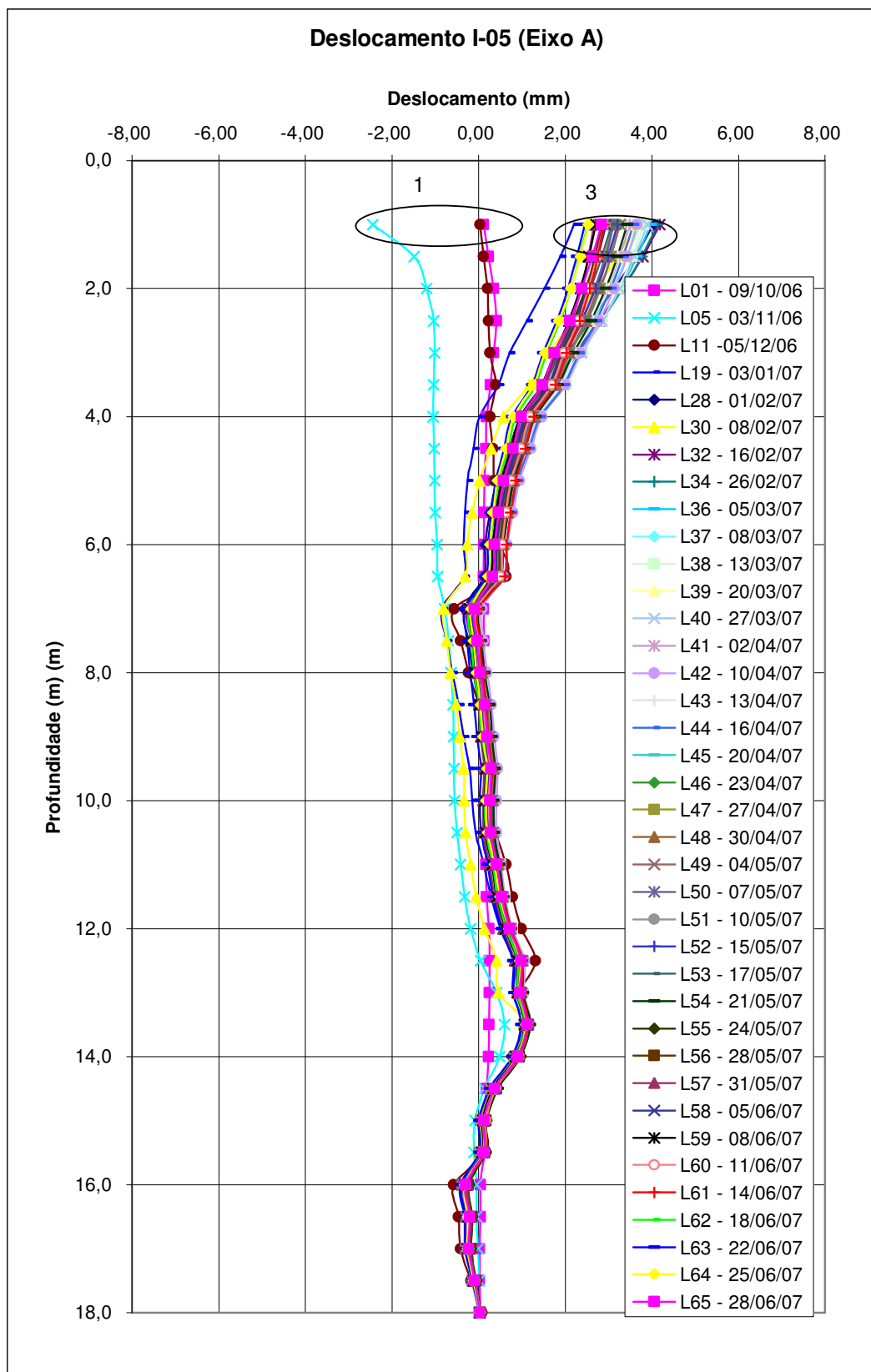


Figura 4.12 – Deslocamento do Inclínômetro I-05 (Eixo A).

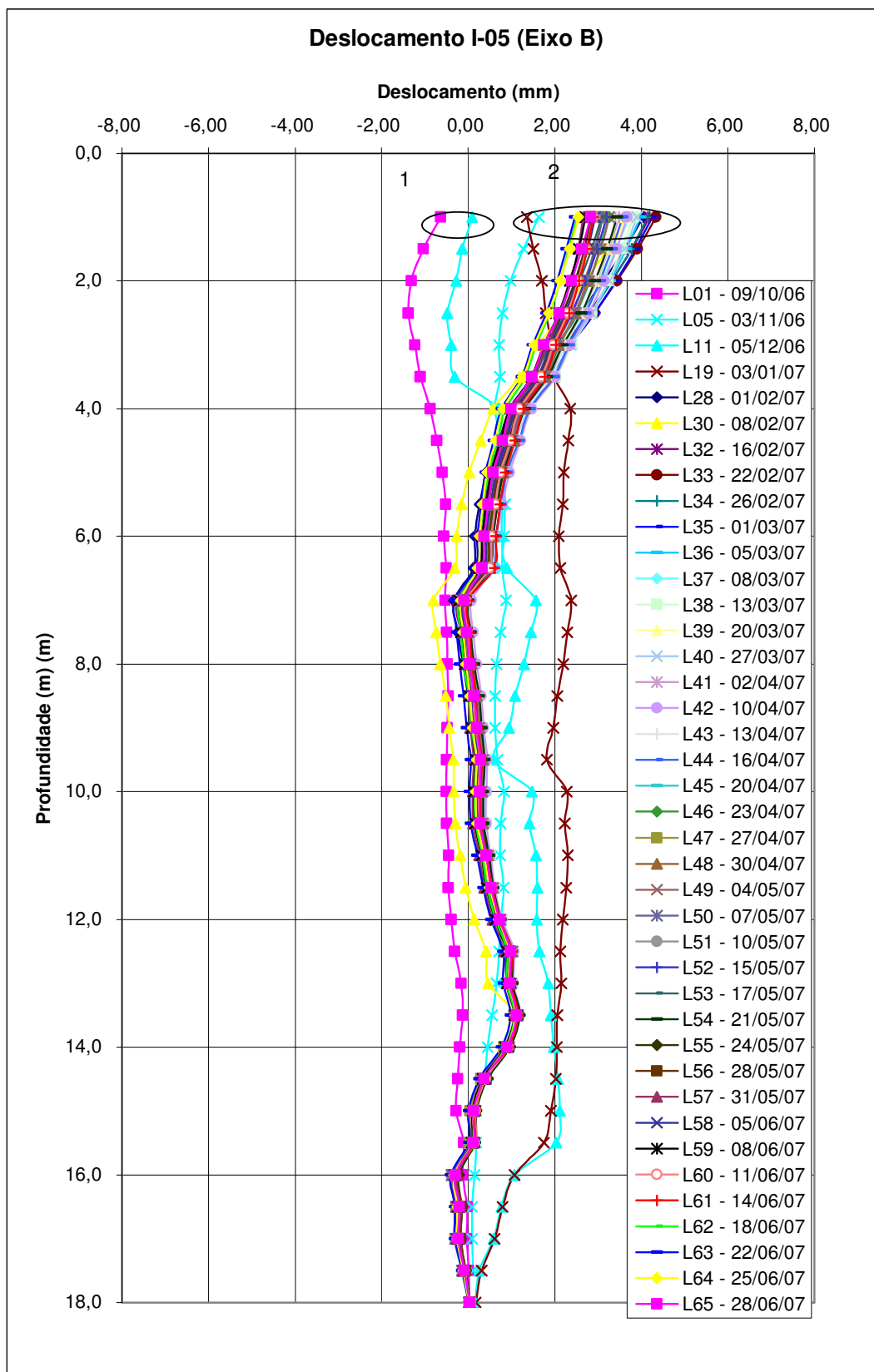


Figura 4.13 – Deslocamento do Inclínômetro I-05 (Eixo B).

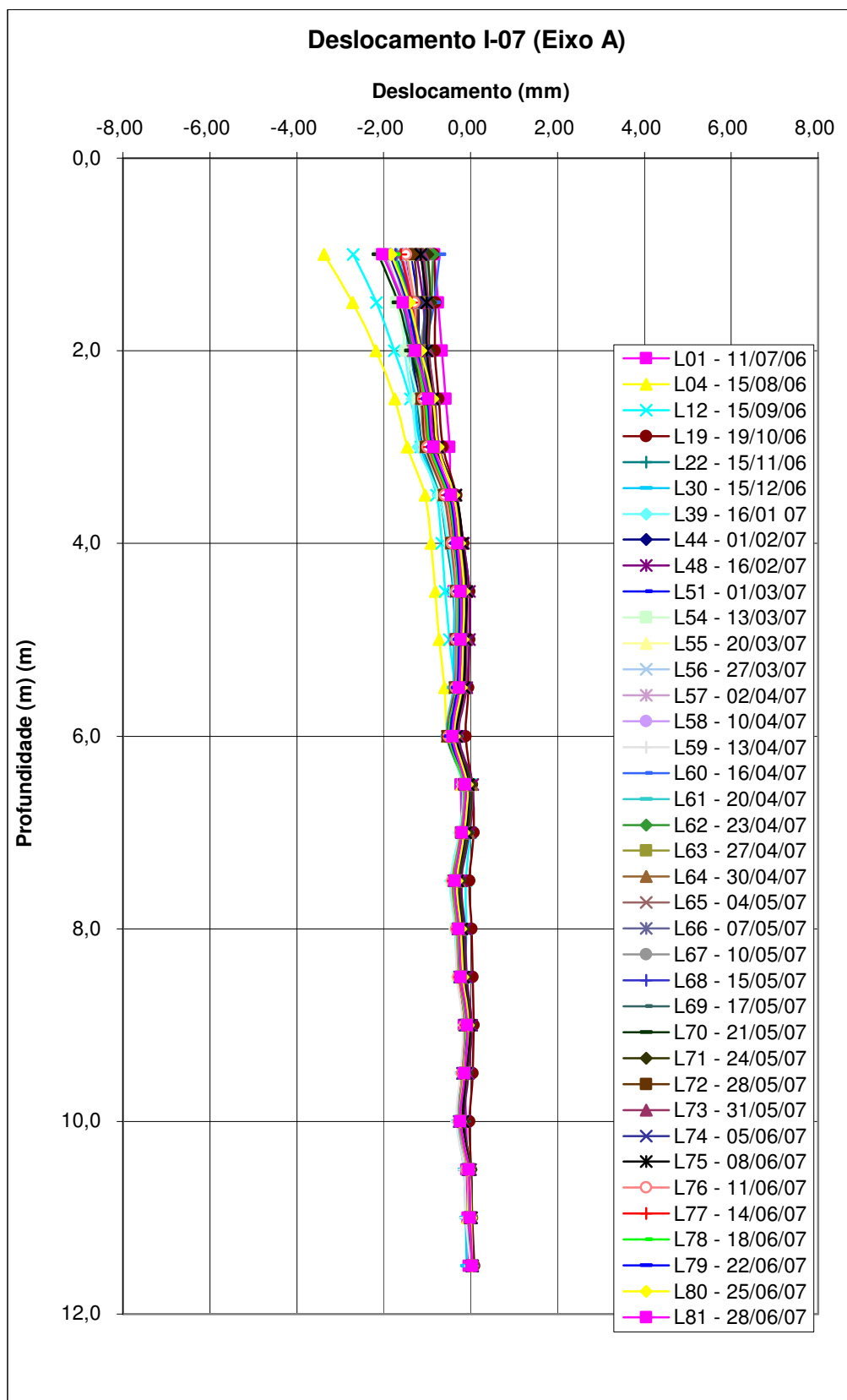


Figura 4.14 – Deslocamento do Inclínômetro I-07 (Eixo A).

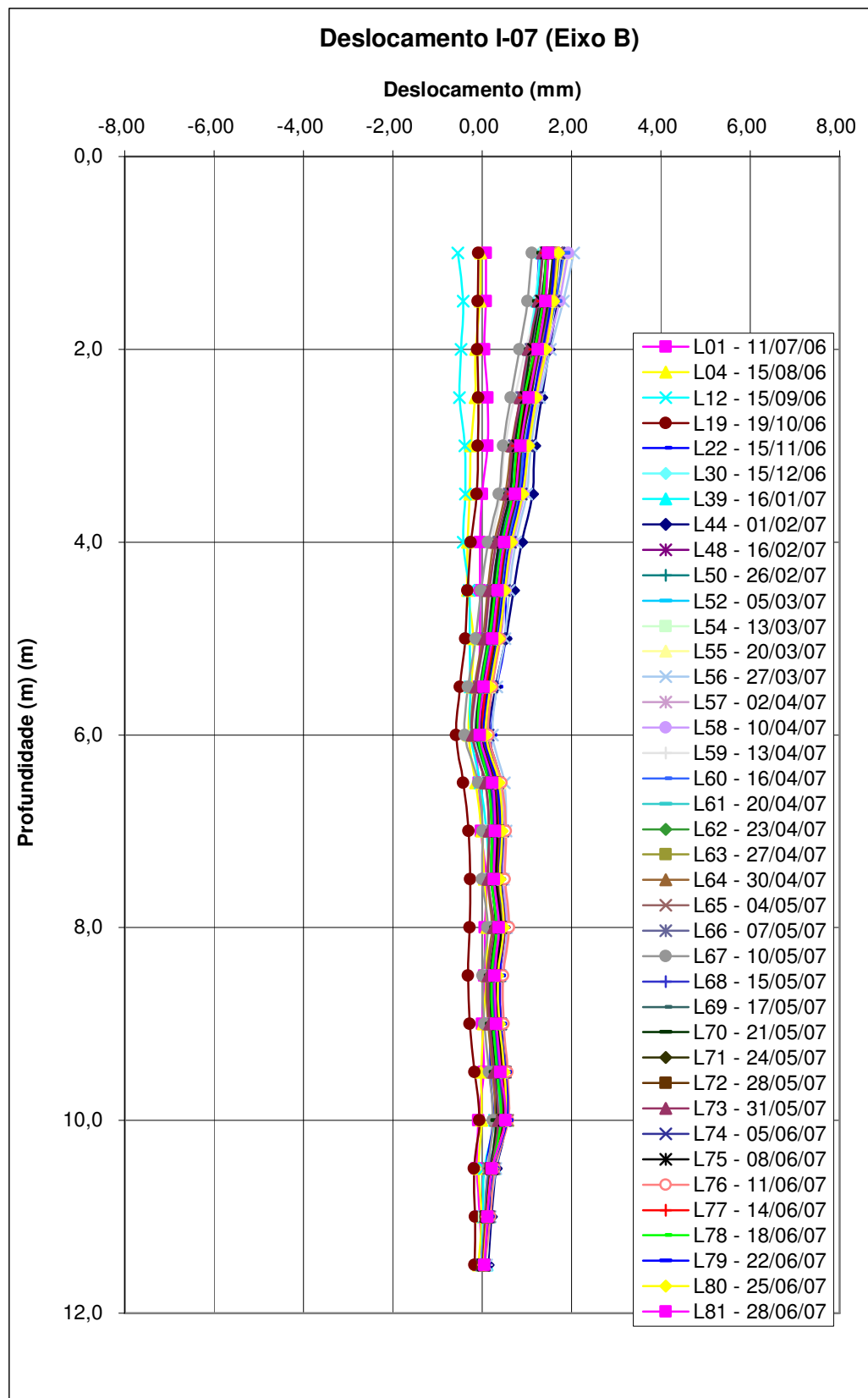


Figura 4.15 – Deslocamento do Inclínômetro I-07 (Eixo B).

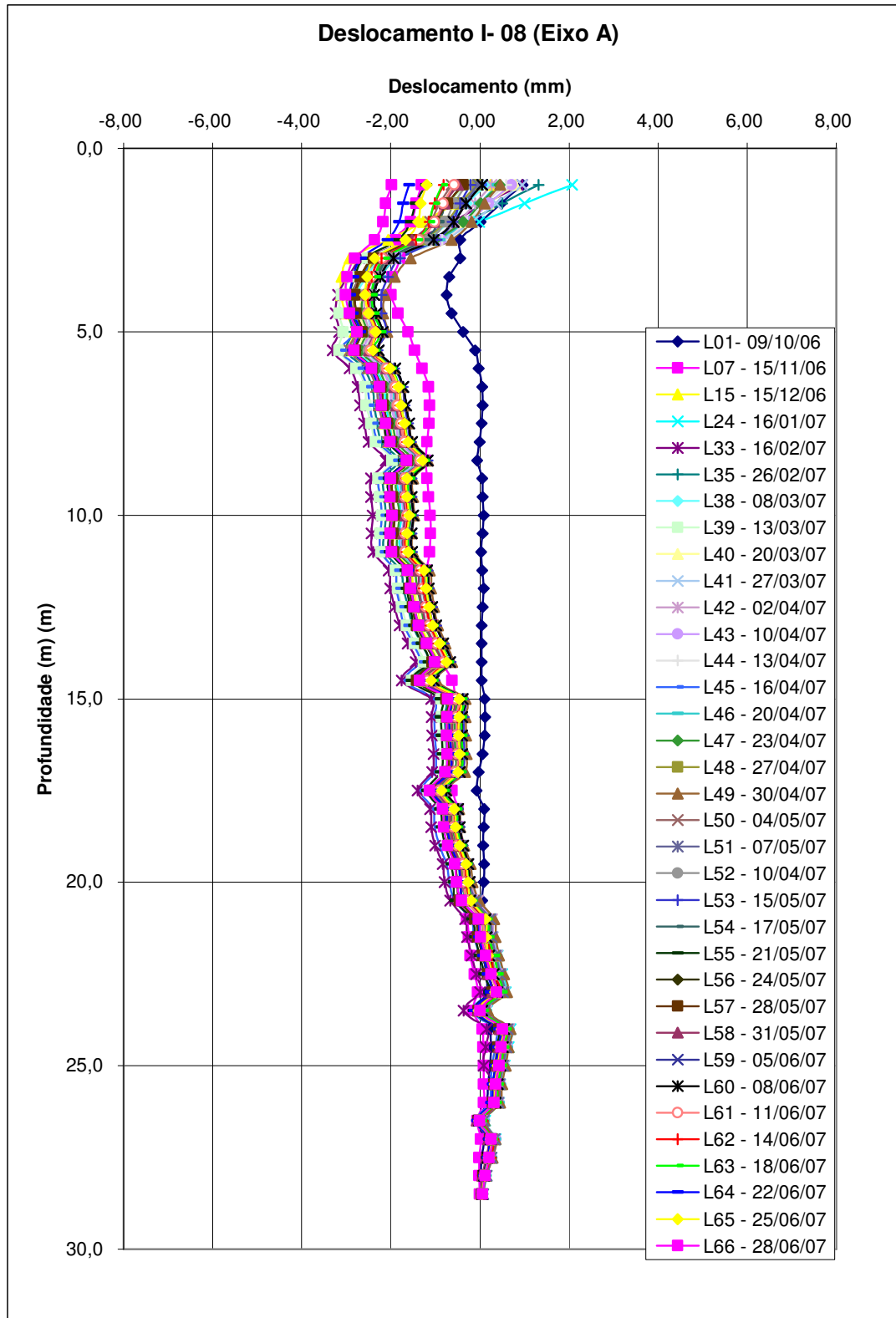


Figura 4.16 – Deslocamento do Inclínômetro I-08 (Eixo A).

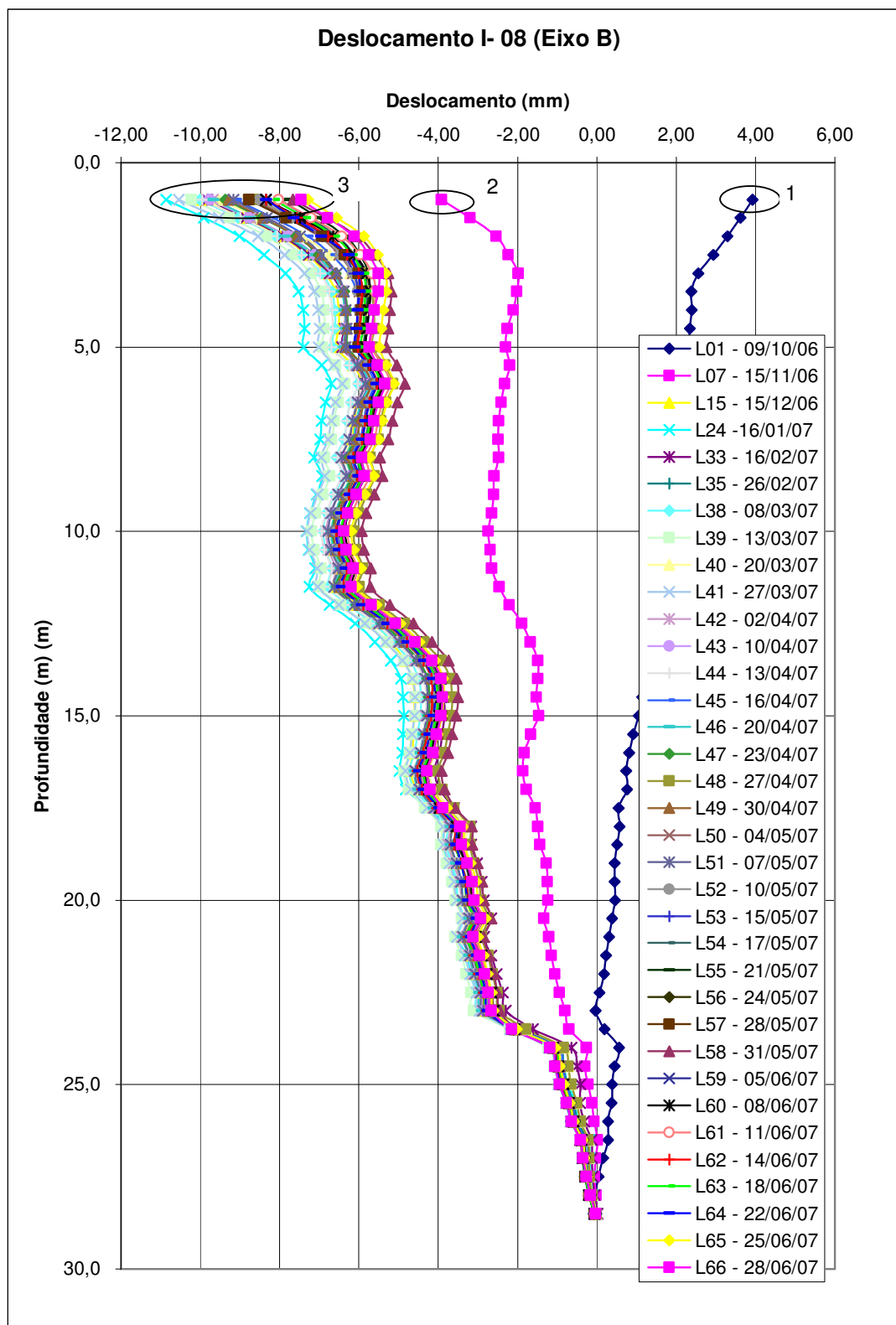


Figura 4.17 – Deslocamento do Inclínômetro I-08 (Eixo B).

4.4 – Análises dos Resultados do Monitoramento

Os resultados do monitoramento das escavações são analisados em função de possíveis correlações dos deslocamentos horizontais observados com a variação do nível piezométrico e precipitação pluviométrica.

4.4.1 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico

A Figura 4.18 apresenta a variação do deslocamento do inclinômetro I-01 em função da variação do nível piezométrico PZC-1. O inclinômetro foi instalado com profundidade de 18,5m e a análise foi realizada a 6,0m, profundidade na qual foi detectado o maior deslocamento.

Conforme mencionado anteriormente, os três torpedos oferecem leituras muito diferentes entre si. Entretanto, analisando-se o conjunto de leituras de cada torpedo isoladamente, elas se mostram bastante semelhantes.

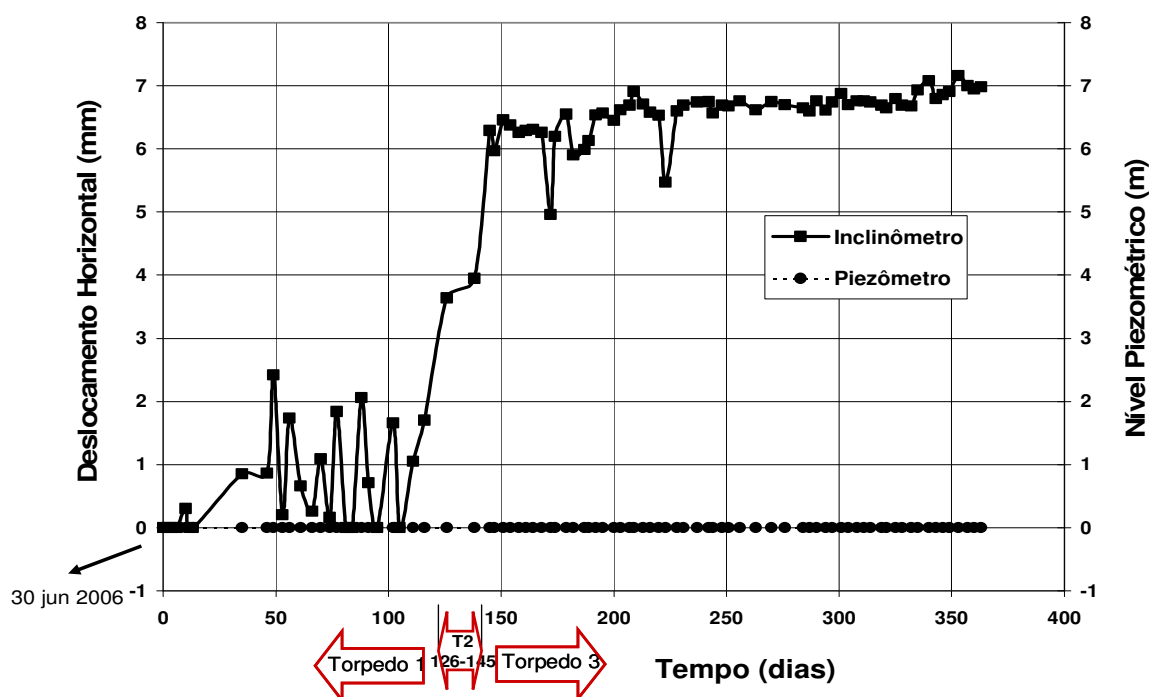


Figura 4.18 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico ao longo do tempo - Inclinômetro I-01 e Piezômetro PZC-1.

O conjunto de leituras do torpedo 3 indica um aumento bastante discreto ao longo do tempo. Considerando os últimos 200 dias de monitoramento, ele acusa somente 1mm. Isto parece concordar com a variação nula do nível piezométrico

acusada pelo PZC-1. Ressalta-se que as escavações na área dos instrumentos foram concluídas em 45 dias.

A Figura 4.19 apresenta a análise do deslocamento do inclinômetro I-02 em função da variação do nível piezométrico PZC-2. O inclinômetro foi instalado com profundidade de 19,0m e a análise foi realizada a 10,5m, na qual apresentou o maior deslocamento.

As escavações na região ainda estão em andamento. A partir do dia 15 de maio (144 dias), quando se intensificou a velocidade e o volume das escavações na região, as leituras do inclinômetro apresentaram pequenos deslocamentos com acelerações positivas entre as leituras. Neste período também foi implantada a drenagem na região, e mesmo com o rebaixamento do nível piezométrico, ocorreram ainda novos deslocamentos, conforme pode se observar na Figura 4.19. Estes, deslocamentos, podem ser atribuídos, ao rápido desconfinamento do material, em função da intensificação das escavações na região.

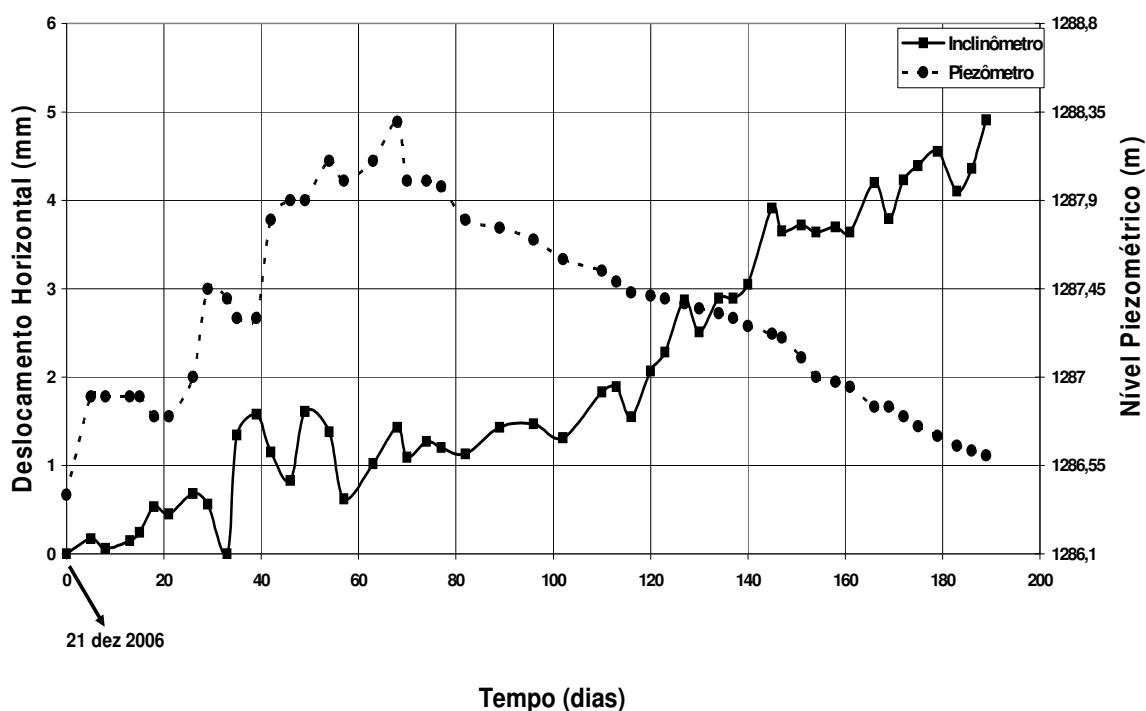


Figura 4.19 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico ao longo do tempo - Inclinômetro I-02 e Piezômetro PZC-2.

A Figura 4.20 apresenta a análise do deslocamento do inclinômetro I-03 em função da variação do nível piezométrico PZC-3. O inclinômetro foi instalado com

profundidade de 23,5m e a análise foi realizada a 16,5m, correspondente ao maior deslocamento registrado. Verifica-se uma variação nas leituras dos inclinômetros em função dos diferentes torpedos utilizados. Entretanto, as leituras do inclinômetro são semelhantes, dentro do conjunto medido por cada torpedo. Constata-se que o piezômetro manteve-se seco desde a sua instalação. As escavações na região estão concluídas.

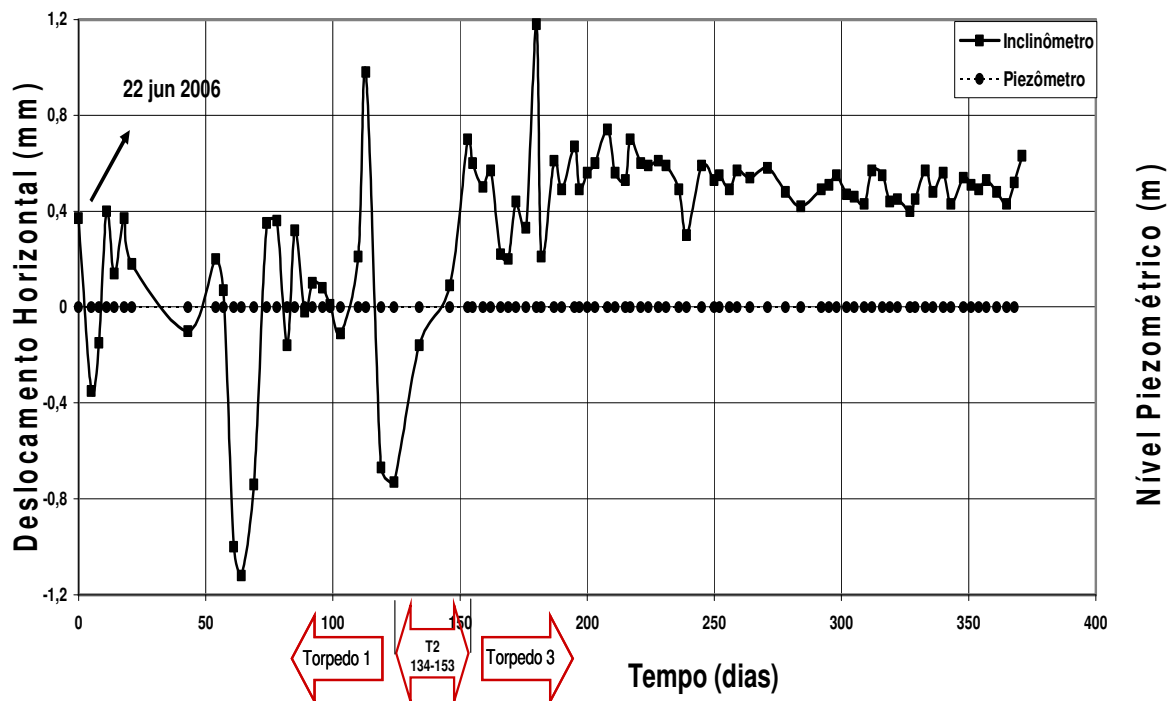


Figura 4.20 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico ao longo do tempo - Inclinômetro I-03 e Piezômetro PZC-3.

A Figura 4.21 apresenta a análise do deslocamento do inclinômetro I-04 em função das variações do nível piezométrico PZC-4A e PZC-4B. O inclinômetro foi instalado com profundidade de 12,0m e a análise foi realizada a 4,0m, profundidade na qual ocorreu o maior deslocamento. As leituras do inclinômetro indicam variações reduzidas ao longo do tempo, compatíveis com a variação nula do piezômetro que permaneceu seco desde a sua instalação. Ainda estão ocorrendo atividades de escavações na região.

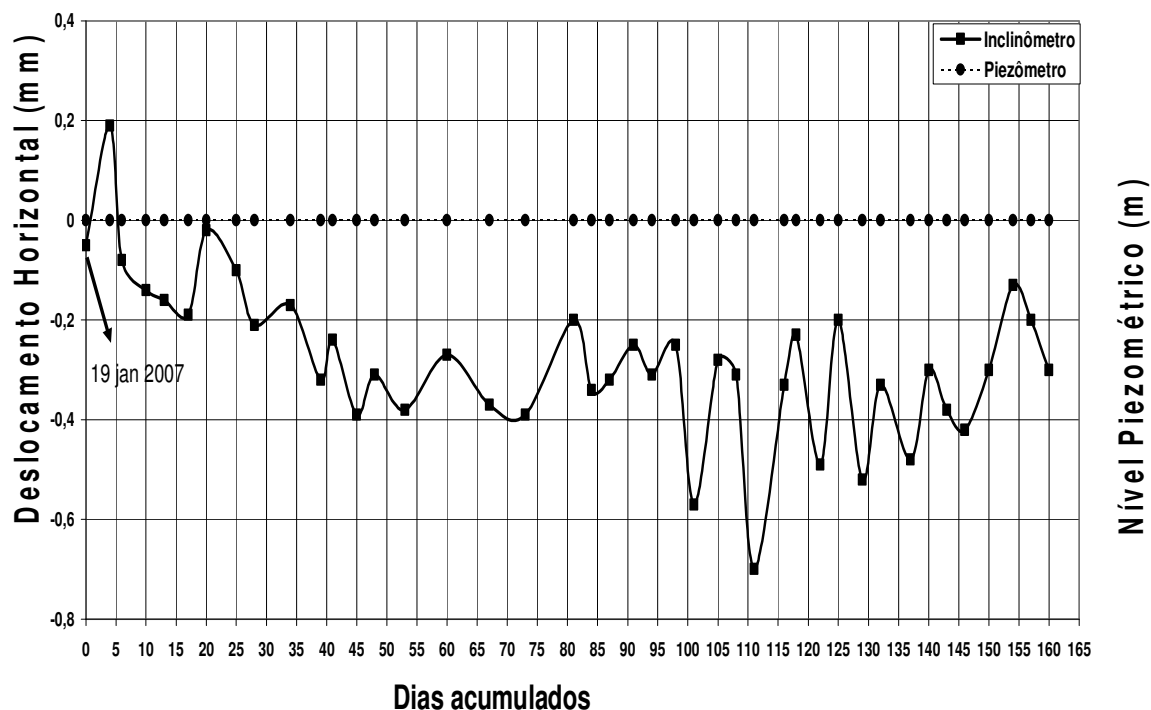


Figura 4.21 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico ao longo do tempo - Inclínômetro I-04 e Piezômetro PZC-4 A e PZC-4B.

A Figura 4.22 apresenta a análise das medidas do inclinômetro I-05 em função da variação do nível piezométrico PZC-5. O inclinômetro foi instalado com profundidade de 18,0m e a análise foi realizada a 13,5m, onde apresentou o maior deslocamento. Verifica-se que há pequenos deslocamentos em função da elevação do nível piezométrico e que à medida que o nível piezométrico diminui, os deslocamentos horizontais medidos pelo inclinômetro tornam-se praticamente constantes, apesar de ainda ocorrerem escavações na região. O maior deslocamento apontado foi em função da troca de torpedos.

A Figura 4.22 apresenta a análise de deslocamentos horizontais do inclinômetro I-07 em função da variação do nível piezométrico PZC-7. O inclinômetro foi instalado com profundidade de 11,5m e a análise foi realizada a 5,5m, profundidade de maior deslocamento horizontal registrado.

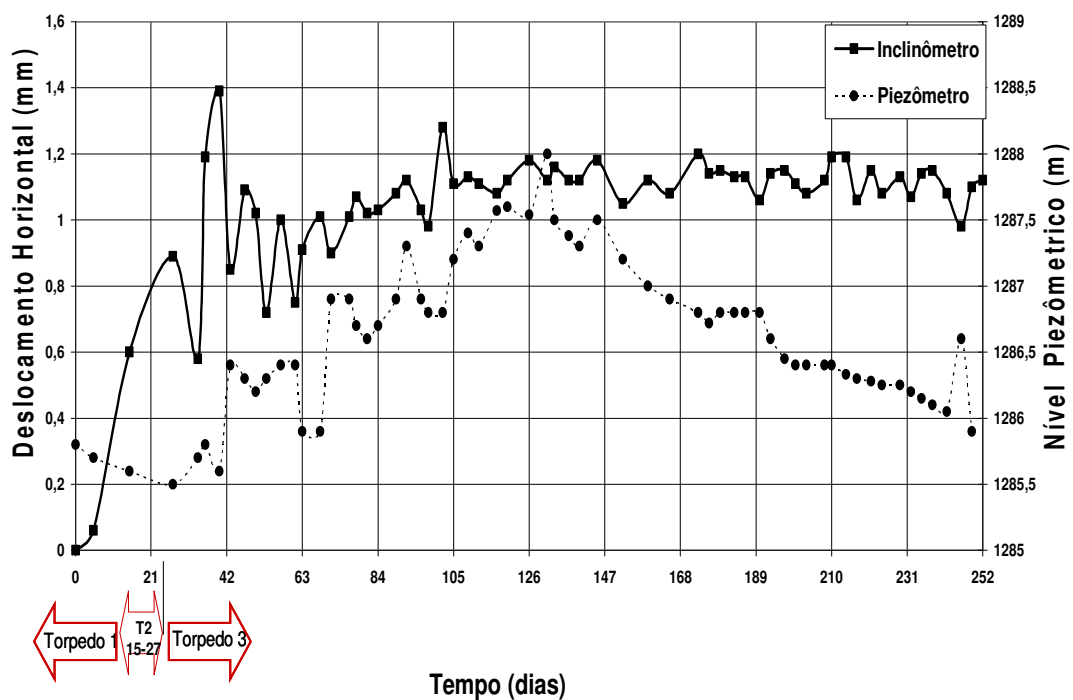


Figura 4.22 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico ao longo do tempo - Inclínômetro I-05 e Piezômetro PZC-5.

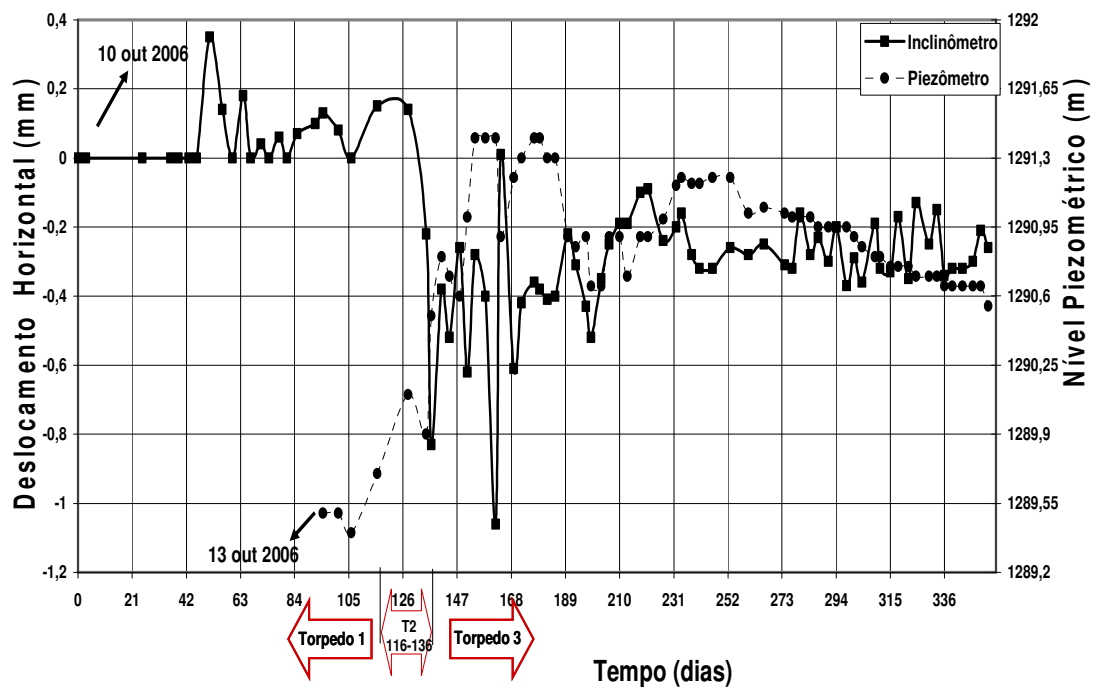


Figura 4.23 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico ao longo do tempo - Inclínômetro I-07 e Piezômetro PZC-7.

Observa-se novamente a alteração do padrão de leituras de deslocamentos horizontais devido à troca dos torpedos. Entretanto, analisando-se as leituras de um único torpedo (3), verifica-se que há um pequeno aumento dos deslocamentos (inferior a 1,0mm) em função da elevação do nível piezométrico e que à medida que o nível piezométrico reduz as leituras do inclinômetro também se tornam estáveis.

A Figura 4.24 apresenta a variação dos deslocamentos horizontais do inclinômetro I-08 em função da variação do nível piezométrico PZC-7. O inclinômetro foi instalado com profundidade de 28,5m e a análise foi realizada a 23,0m, onde foi registrado o maior deslocamento horizontal.

Neste inclinômetro, a troca de torpedos também afeta as medidas de deslocamento horizontal. Porém, para um mesmo torpedo (3), observa-se que a pequena variação do nível piezométrico pouco influencia os deslocamentos horizontais que variaram menos de 1,0mm ao longo de 260 dias de monitoramento.

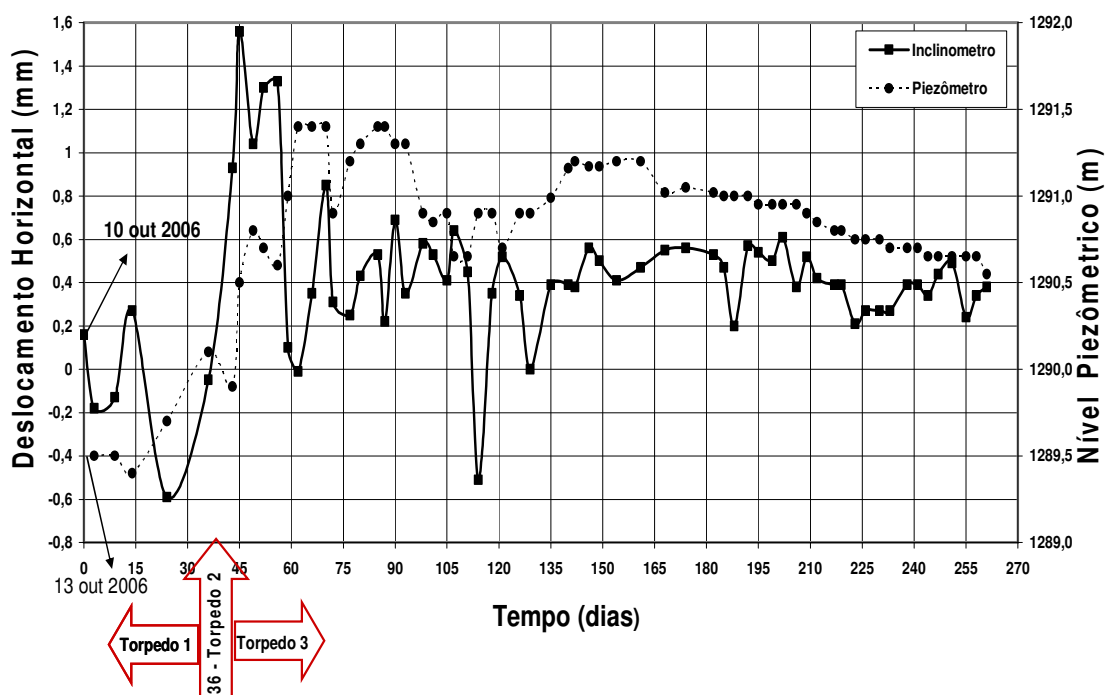


Figura 4.24 – Deslocamento em função da variação do nível piezométrico ao longo do tempo - Inclinômetro I-08 e Piezômetro PZC-7.

4.4.2 – Deslocamento em função da precipitação

A Figura 4.25 apresenta a análise do deslocamento horizontal medido na profundidade de 6,0m pelo inclinômetro I-01 em função da precipitação ocorrida no período. Considerando as medidas realizadas pelo torpedo 3, observa-se que o aumento da precipitação pluviométrica não influencia significativamente os deslocamentos horizontais, uma vez que a máxima variação registrada após chuvas intensas é inferior a 1,0mm.

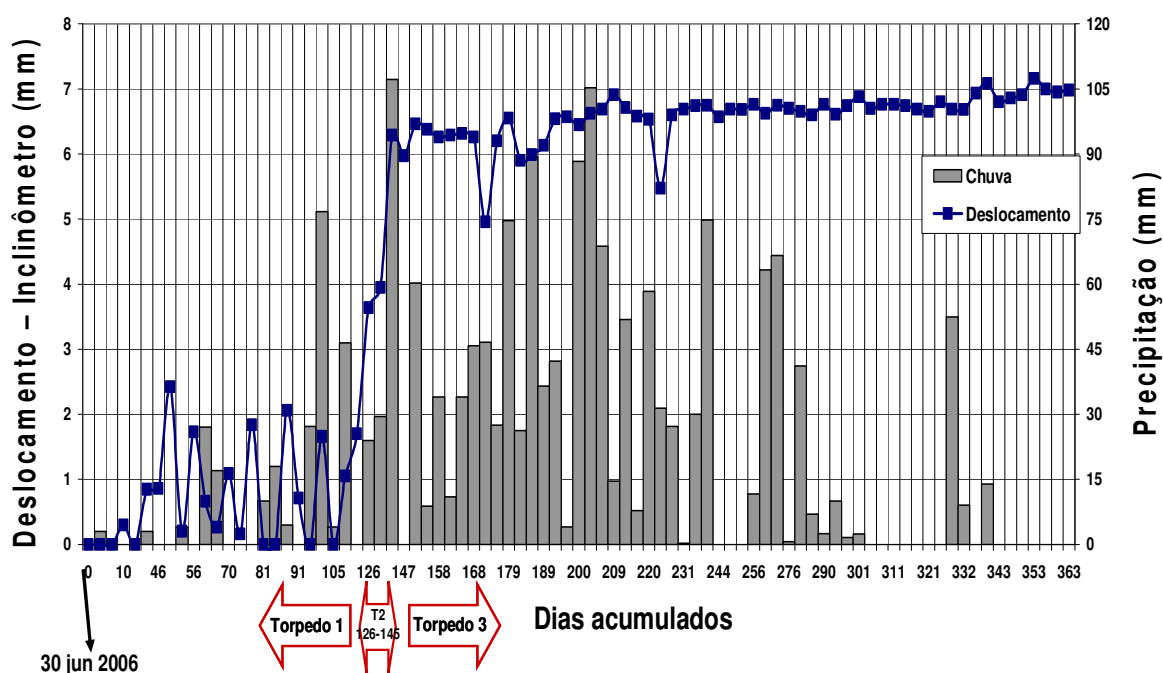


Figura 4.25 – Deslocamento horizontal em função da precipitação pluviométrica ao longo do tempo - Inclinômetro I-01.

A Figura 4.26 apresenta a variação do deslocamento horizontal medido na profundidade de 10,5m pelo inclinômetro I-02 em função da precipitação ocorrida no período. Observa-se que as precipitações ocorridas parecem não influenciar os aumentos dos deslocamentos horizontais da região. Porém, ressalta-se que no período avaliado o volume de escavação não foi significativo.

A Figura 4.27 apresenta a variação do deslocamento horizontal medido na profundidade de 16,5m pelo do inclinômetro I-03 em função da precipitação ocorrida no período. Apesar da variação nas leituras dos inclinômetros realizadas pelos 3 torpedos diferentes, no período de escavação da região, observa-se, por exemplo, a estabilidade das leituras do torpedo 3. Isto indica que a variação de precipitação

pluviométrica não influenciou de forma significativa os deslocamentos horizontais registrados.

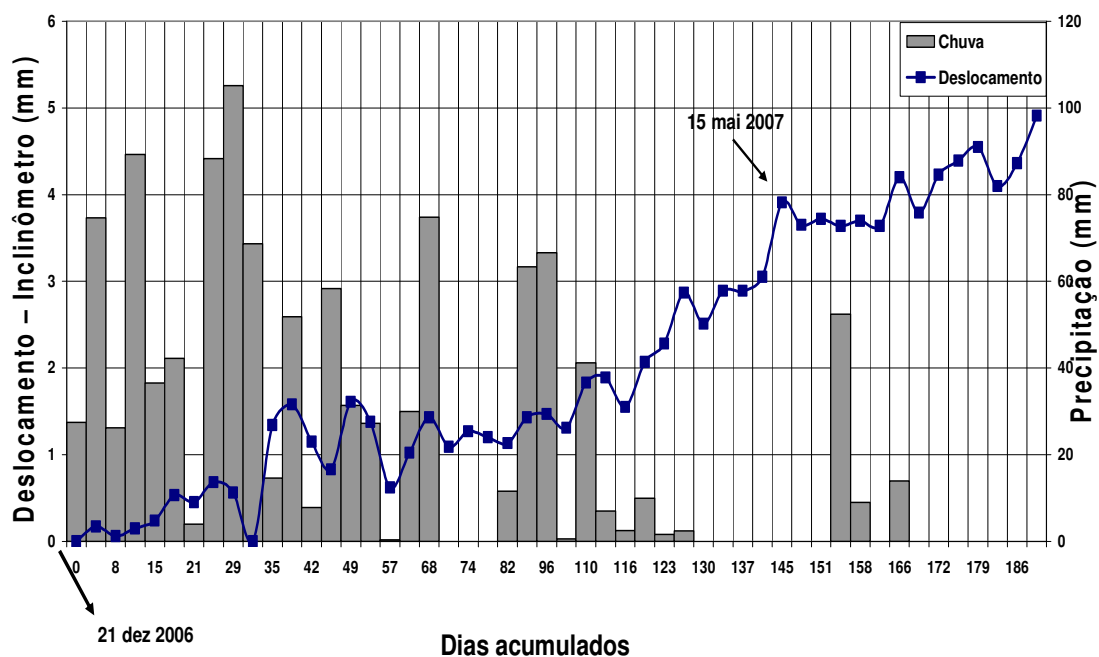


Figura 4.26 – Deslocamento horizontal em função da precipitação pluviométrica ao longo do tempo - Inclínômetro I-02.

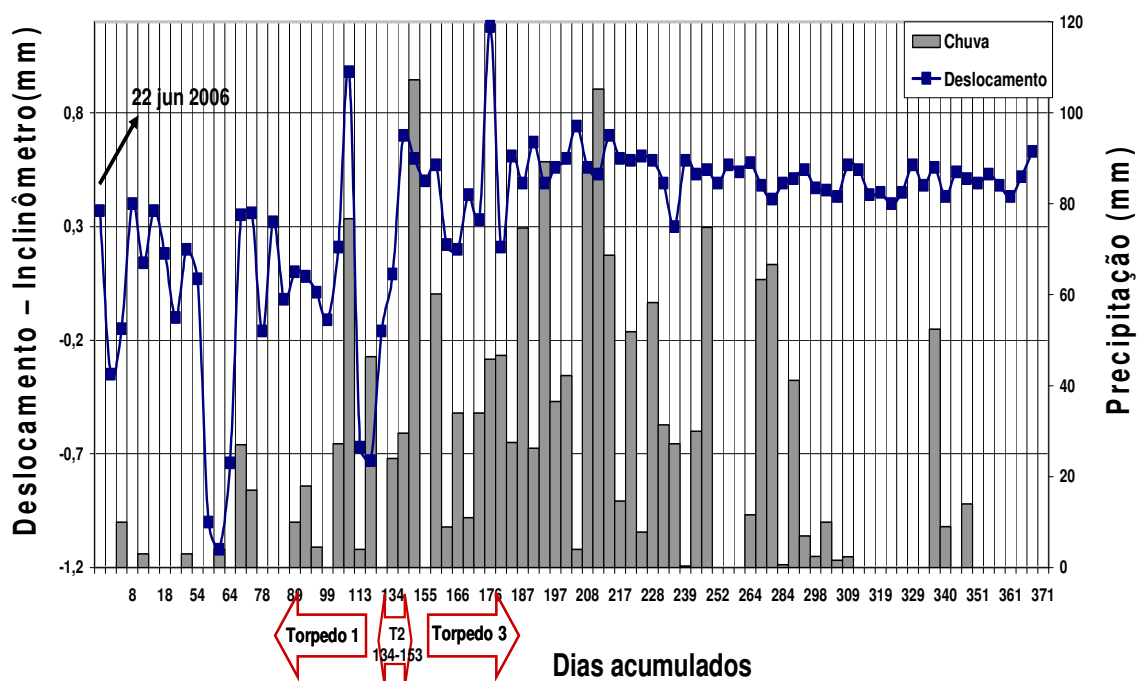


Figura 4.27 – Deslocamento horizontal em função da precipitação pluviométrica ao longo do tempo - Inclínômetro I-03.

A Figura 4.28 apresenta a variação do deslocamento horizontal medido na profundidade de 4,0m pelo inclinômetro I-04 em função da precipitação ocorrida no período. A instalação do I-04 ocorreu ao final do período de maiores precipitações. Da figura verifica-se que há pouca influência das chuvas na variação dos deslocamentos horizontais.

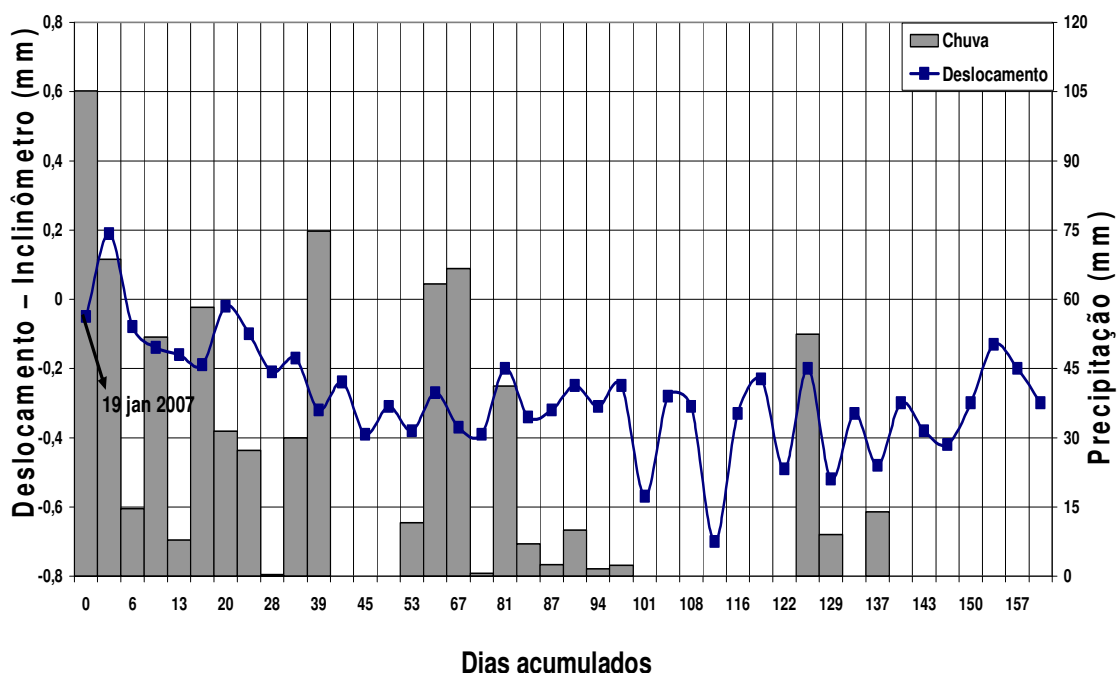


Figura 4.28 – Deslocamento horizontal em função da precipitação pluviométrica ao longo do tempo - Inclinômetro I-04.

A Figura 4.29 apresenta a variação do deslocamento horizontal medida na profundidade de 13,5m pelo inclinômetro I-05 em função da precipitação ocorrida no período. Novamente, a troca de torpedos é a maior responsável pela variação das leituras de deslocamentos horizontais. Porém, para o conjunto de leituras do torpedo 3, a variação da precipitação pouco afeta os deslocamentos medidos.

As Figuras 4.30 e 4.31 apresentam as variações do deslocamento horizontal medido pelo inclinômetro I-07 na profundidade de 5,5m e pelo inclinômetro I-08 na profundidade de 23,0m, respectivamente, ambas em função da precipitação ocorrida no período. As maiores variações observadas resultam da troca de torpedos para a realização das leituras. Verifica-se para o conjunto de leituras do torpedo 3 que a variação dos deslocamentos horizontais é inferior a 1,0mm tanto para o I-07 (Figura 4.30) quanto para o I-08 (Figura 4.31), indicando, portanto, uma influência desprezível da quantidade de chuvas.

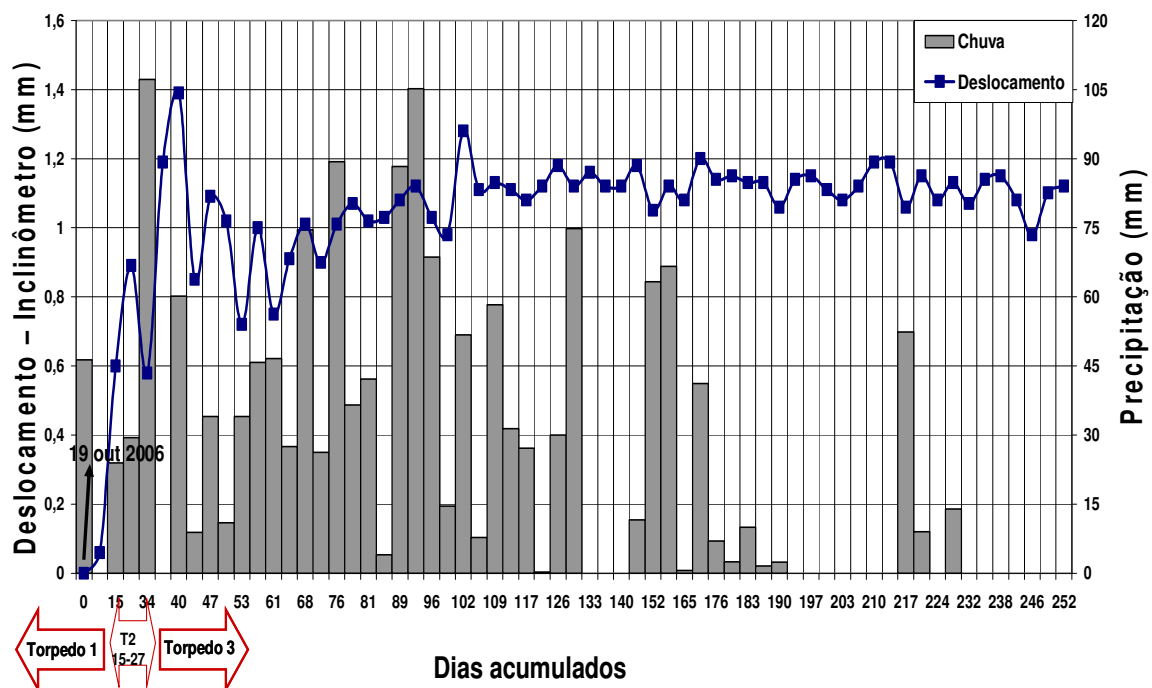


Figura 4.29 – Deslocamento horizontal em função da precipitação pluviométrica ao longo do tempo - Inclínômetro I-05.

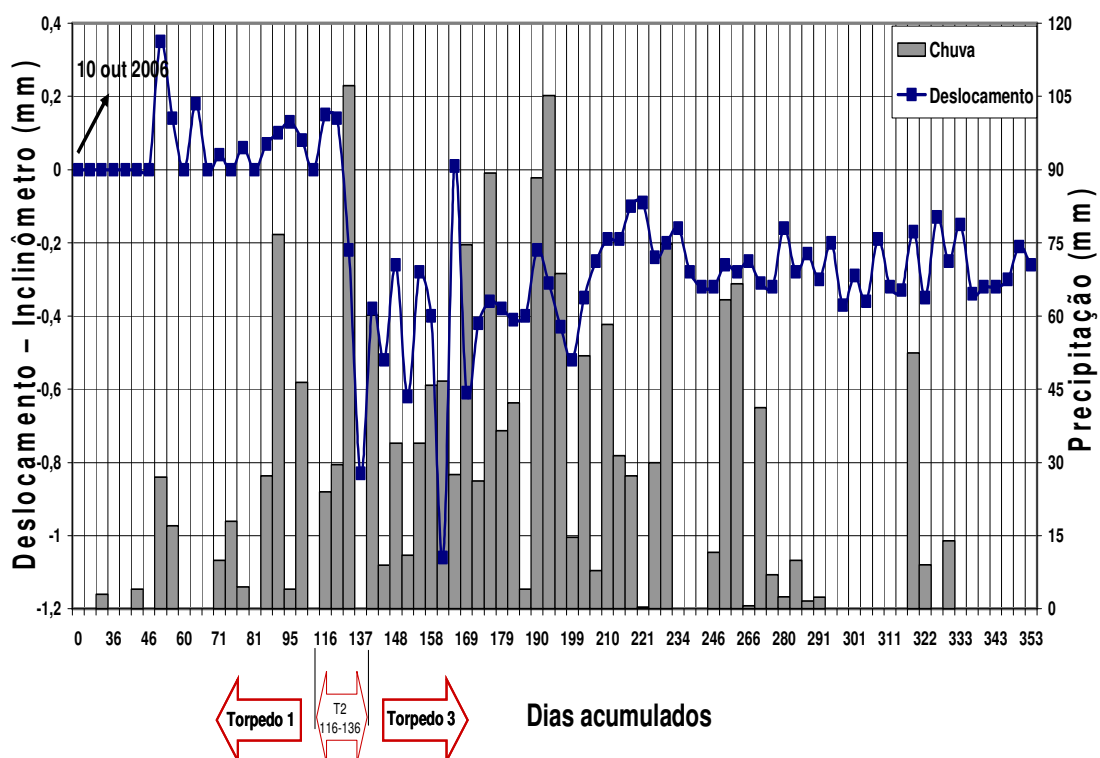


Figura 4.30 – Deslocamento horizontal em função da precipitação pluviométrica ao longo do tempo - Inclínômetro I-07

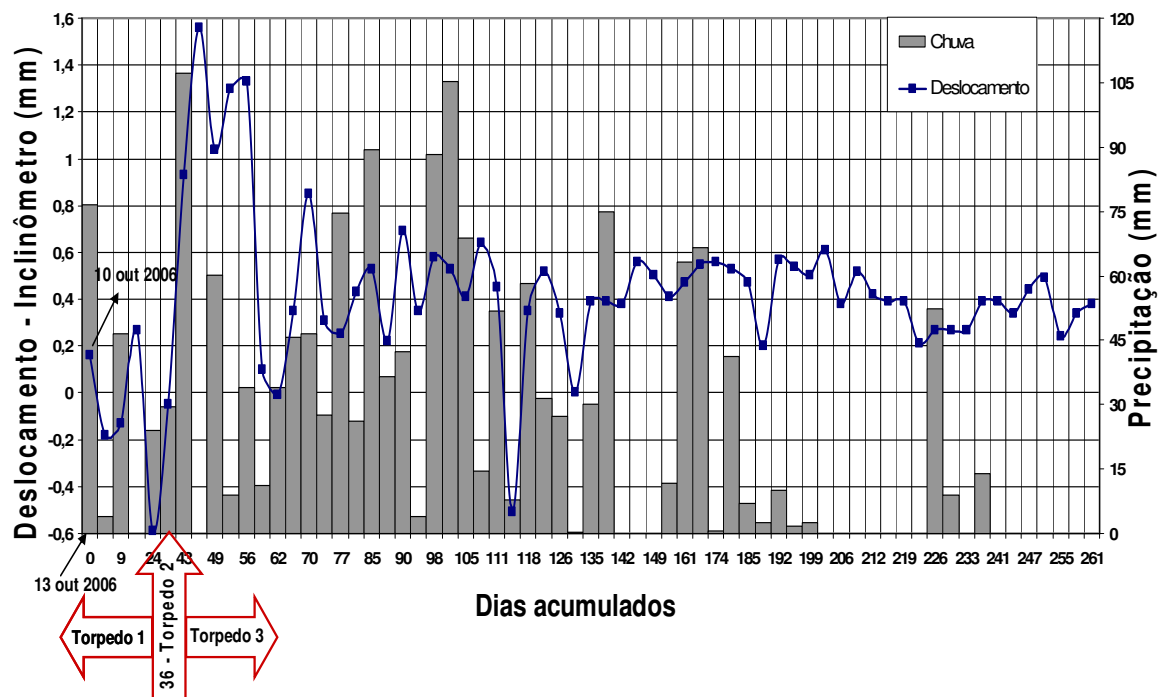


Figura 4.31 – Deslocamento horizontal em função da precipitação pluviométrica ao longo do tempo - Inclínômetro I-08.

4.4.3 – Variação do nível piezométrico em função da precipitação

Nas Figuras 4.32 a 4.34 verifica-se que a elevação máxima do nível piezométrico dá-se cerca de 30 dias após período de chuvas intensas e o rebaixamento do nível piezométrico no período de secas também é lento, possivelmente devido à baixa permeabilidade do material.

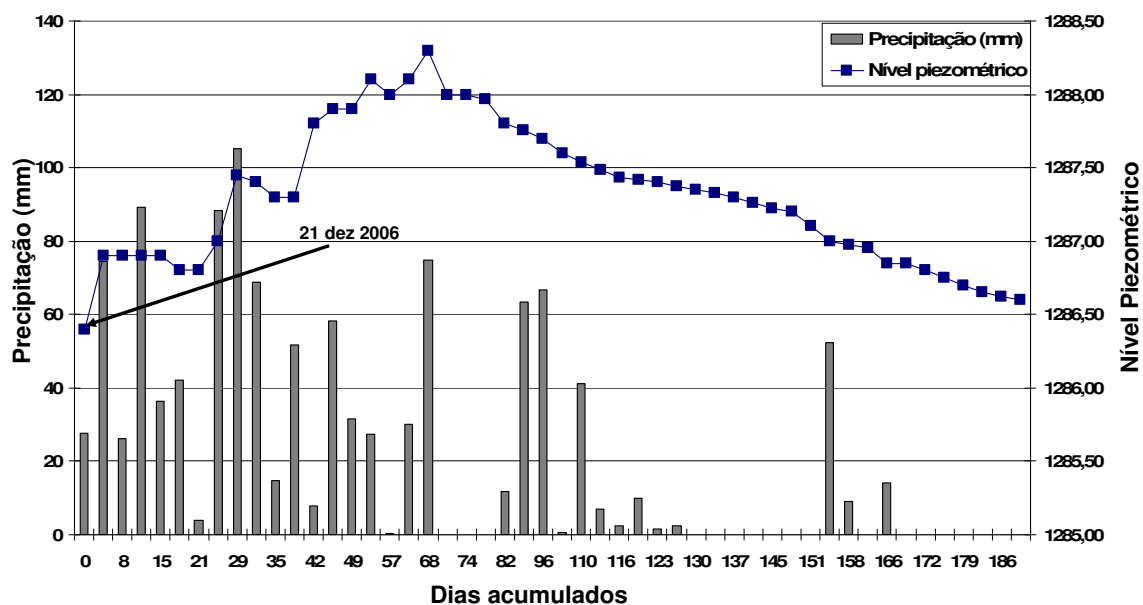


Figura 4.32 – Variação do nível piezométrico em função da precipitação - Piezômetro PZC-2.

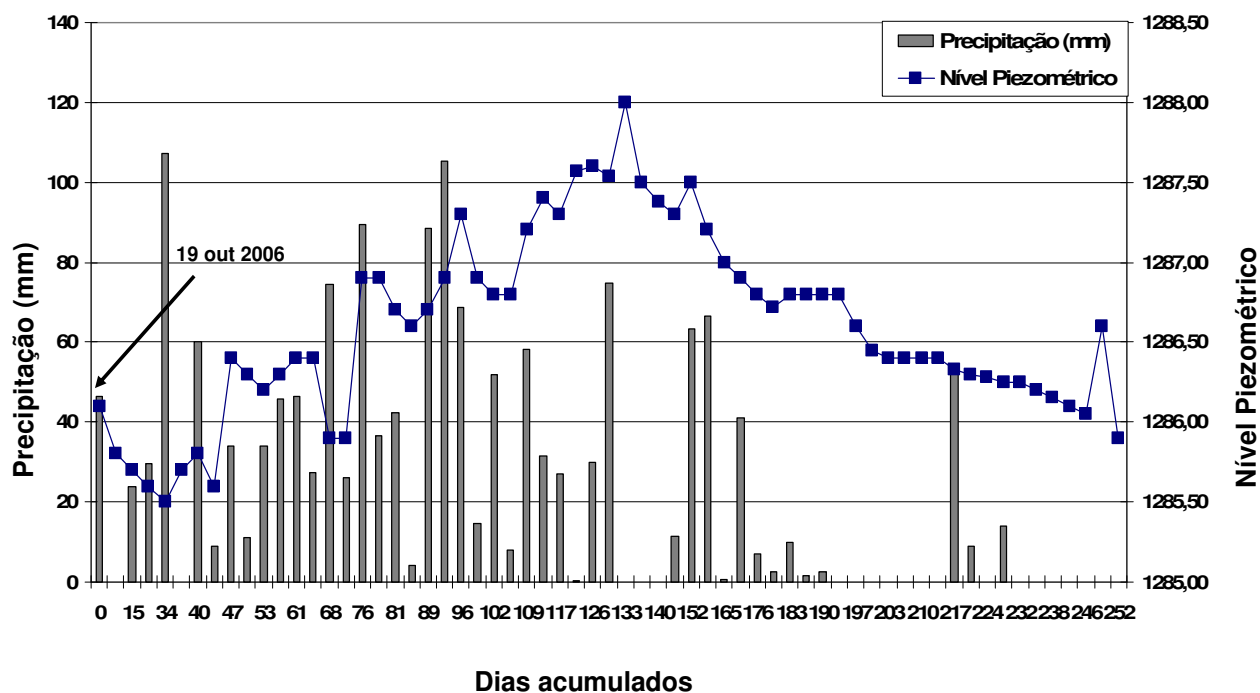


Figura 4.33 – Variação do nível piezométrico em função da precipitação - Piezômetro PZC-5.

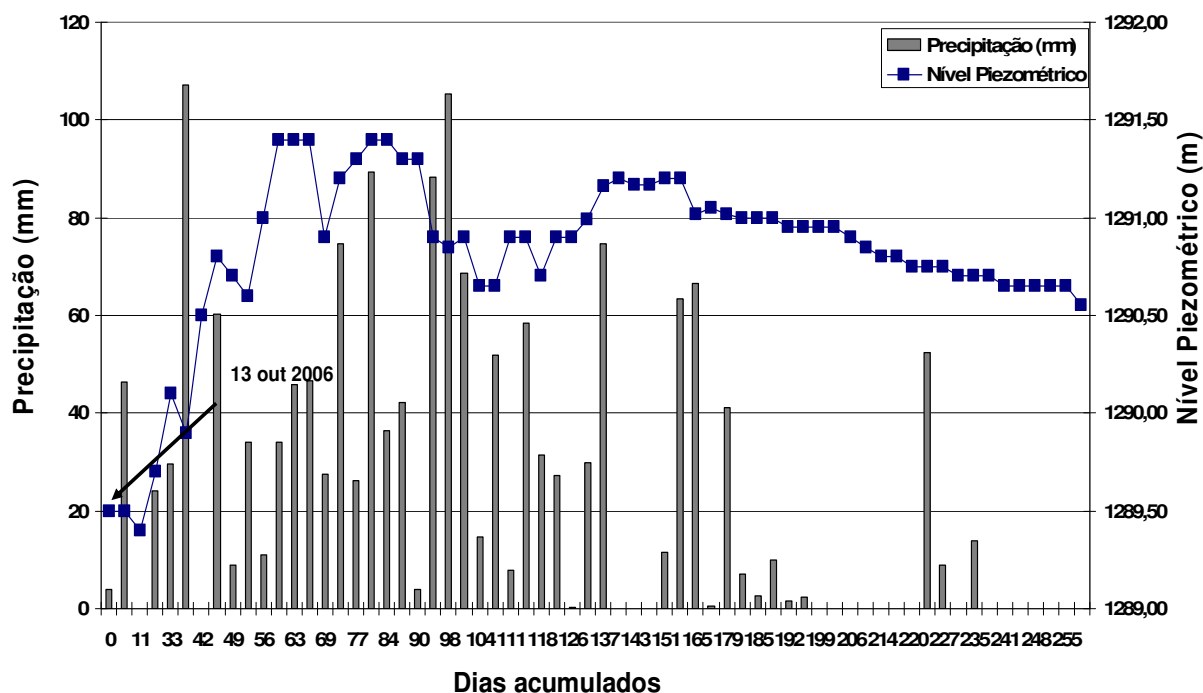


Figura 4.34 – Variação do nível piezométrico em função da precipitação – Piezômetro PZC-7.

4.4.4 – Análises de Estabilidade

Os resultados obtidos através do monitoramento da instrumentação instalada na área da ARB 8 indicam que as escavações dos taludes geraram deslocamentos horizontais reduzidos e que pouco foram influenciados pelas variações de níveis piezométricos e pluviométricos. Isto se deve muito provavelmente aos cuidados imediatos tomados quanto à redução do volume e velocidade de escavação dos taludes. O monitoramento intensivo da área durante a construção foi o maior regulador durante a construção do depósito de rejeitos, tal como havia sido especificado em projeto.

A Figura 4.35 representa a curva de tendência da velocidade dos deslocamentos horizontais no inclinômetro I-02, correspondente ao instrumento que registrou os maiores deslocamentos dentre os 7 instalados na ARB 8. Observa-se que a velocidade nunca atingiu 10mm/dia, valor considerado como indicativo de nível de alerta. Os valores de velocidade de deslocamento horizontal variaram entre 0,7 a 7,6mm/dia durante cerca de 200 dias de monitoramento.

Devido aos resultados obtidos indicarem velocidades de deslocamentos reduzidas, pode-se concluir que o talude permaneceu na fase regressiva, conforme metodologia proposta por Zavodny e Broadvent (1978).

Em relação à variação de nível piezométrico dos instrumentos instalados na área, analisou-se as condições de estabilidade das seções instrumentadas S1, S2, S3 e S4 ao fim da escavação (seções finais). Para tanto foram consideradas as seguintes condições para fins de comparação:

- (i) Nível piezométrico e parâmetros dos materiais adotados pela projetista para nível de atenção, conforme apresentado no item 3.5 (Capítulo 3);
- (ii) Parâmetros dos materiais adotados pela projetista e variação do nível piezométrico (nível de atenção) em função dos valores medidos pelos piezômetros durante o monitoramento nas estações seca e chuvosa;
- (iii) Parâmetros dos materiais determinados através dos ensaios de cisalhamento direto em laboratório e redução de 2,0m do nível piezométrico adotado pela projetista para nível de atenção.

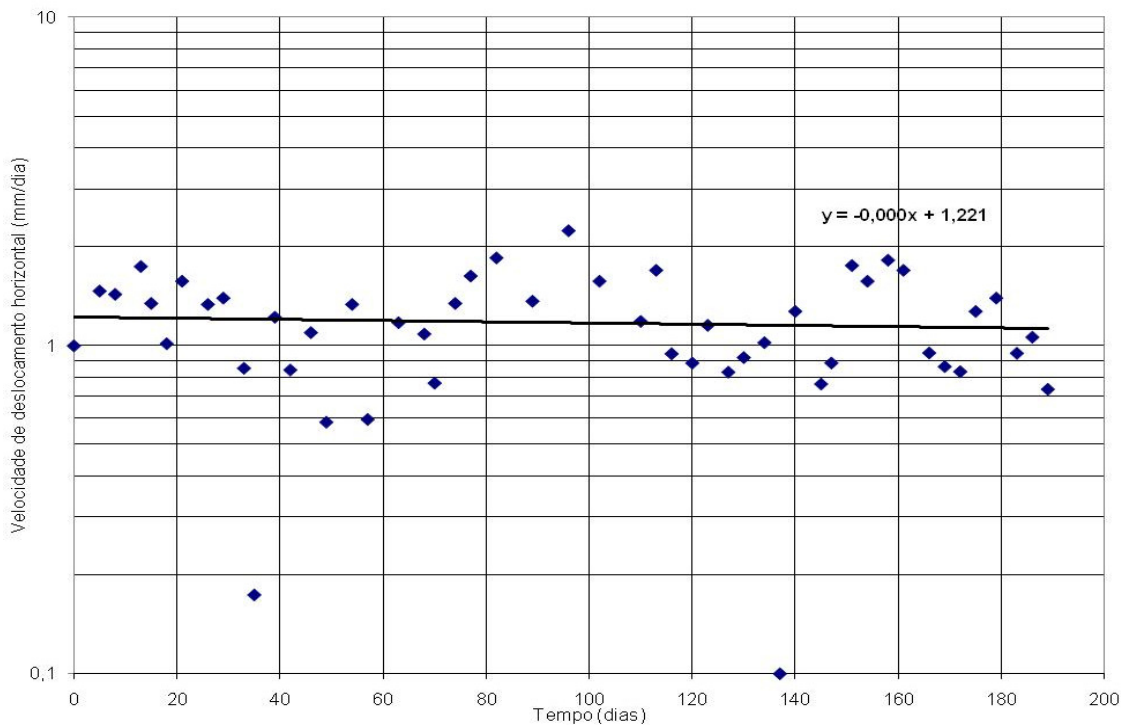


Figura 4.35 – Variação da Velocidade de deslocamento em função do tempo - Inclínômetro I-02.

A variação do nível piezométrico nas diferentes seções instrumentadas foram determinadas a partir da Figura 4.3 e Tabela 4.3, considerando os valores medidos nas estações seca e chuvosa. Os piezômetros PZC-2, PZC-5 e PZC-6 indicaram variações máximas de nível piezométrico iguais a 1,6, 2,5, e 3,8m, respectivamente. Desta forma, foi definido que as análises de estabilidade das 4 seções seriam realizadas considerando níveis piezométricos iguais ao nível piezométrico adotado pela projetista (nível de atenção) reduzido de 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5, 3,0, 3,5 e 4,0m. Esta variação abrangeu, portanto, toda a faixa de valores de nível piezométrico medida pelos instrumentos

Estas análises foram realizadas com os parâmetros dos materiais adotados pela projetista (apresentados na Tabela 3.6) utilizando o programa Slide (V.4). Os fatores de segurança das seções instrumentadas S1 a S4 foram calculados através do método de Bishop Simplificado.

A Tabela 4.4 apresenta os valores dos fatores de segurança em função da redução do nível piezométrico adotado pela projetista para nível de atenção.

Tabela 4.4 - Fatores de segurança das seções instrumentadas em função da redução dos níveis piezométricos – Nível de atenção.

Nível Piezométrico	Fatores de Segurança			
	Seção S1	Seção S2	Seção S3	Seção S4
Projetista	1,45	1,45	1,45	1,45
Projetista - 0,5m	1,47	1,49	1,49	1,47
Projetista - 1,0m	1,49	1,51	1,53	1,50
Projetista - 1,5m	1,51	1,54	1,56	1,53
Projetista - 2,0m	1,52	1,56	1,58	1,55
Projetista - 2,5m	1,54	1,58	1,61	1,58
Projetista - 3,0m	1,55	1,60	1,63	1,61
Projetista - 3,5m	1,57	1,63	1,65	1,63
Projetista - 4,0m	1,58	1,66	1,67	1,66

Observa-se da Tabela 4.4 que com a redução máxima de 4,0m do nível piezométrico adotado pela projetista, os fatores de segurança das seções S1, S2, S3 e S4 aumentaram até 1,58, 1,66, 1,67 e 1,66, respectivamente. Considerando uma redução média de 2,0m do nível piezométrico assumido pela projetista, o fator de segurança variou entre 1,52 a 1,55.

Os fatores de segurança elevados eram esperados tendo em vista o comportamento dos taludes de escavação (com deslocamento horizontais reduzidos) ao longo da execução da ARB 8.

É importante ressaltar que estes fatores de segurança podem ainda ser mais elevados, uma vez que as análises foram realizadas considerando os parâmetros do solo residual adotados pela projetista, inferiores aos obtidos dos ensaios de laboratório.

Em função deste aspecto, foram realizadas análises de estabilidade adicionais, nas quais adotou-se o nível piezométrico da projetista para nível de atenção e o nível

piezométrico médio correspondente ao da projetista reduzido de 2,0m e variou-se os parâmetros de resistência do solo residual.

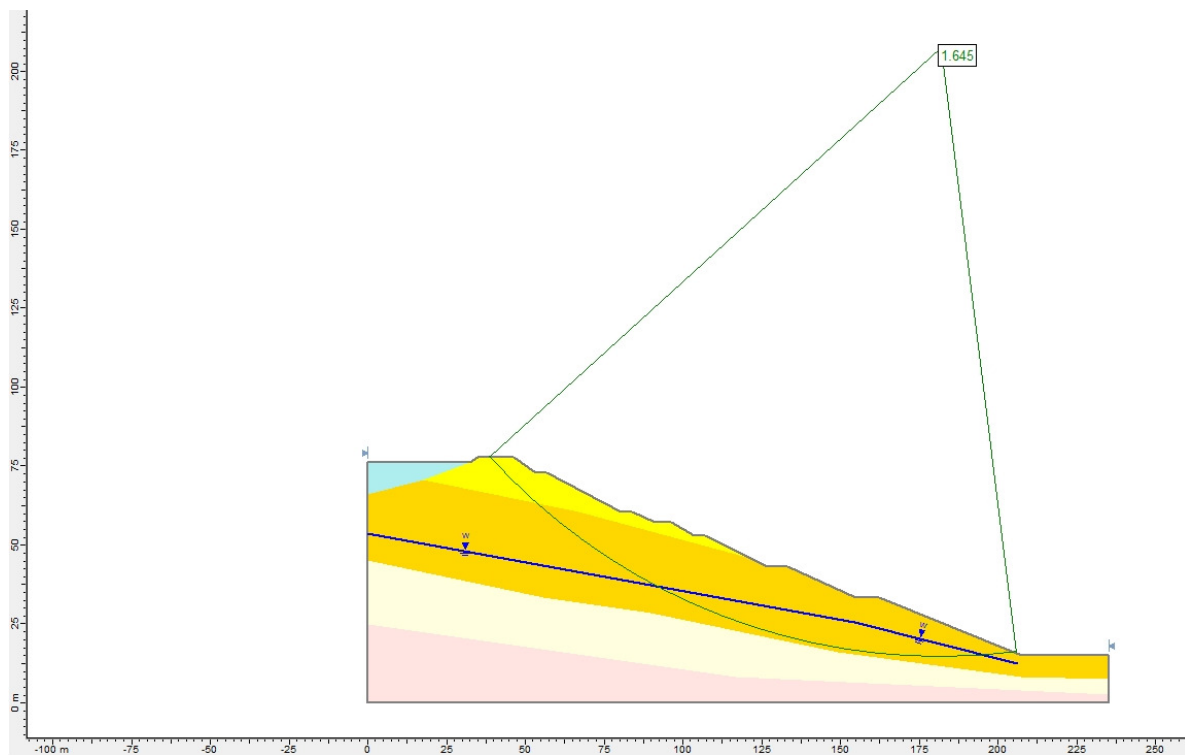
Foram considerados 2 conjuntos de parâmetros: $c = 40,5\text{kPa}$ e $\phi = 31,5^\circ$ (solo residual jovem) e $c = 31,5\text{kPa}$ e $\phi = 27,3^\circ$ (solo residual maduro) com peso específico natural e saturado igual a $18,5\text{kN/m}^3$.

As Figuras 4.36 a 4.39 exemplificam as superfícies críticas determinadas através destas análises para as seções S1 a S4, respectivamente. Compara-se em cada figura as superfícies críticas determinadas com os valores dos parâmetros de resistência do solo residual maduro mantidos constantes e iguais a $c = 31,5\text{kPa}$ e $\phi = 27,3^\circ$ em função da variação do nível piezométrico da projetista e o nível reduzido de 2,0m.

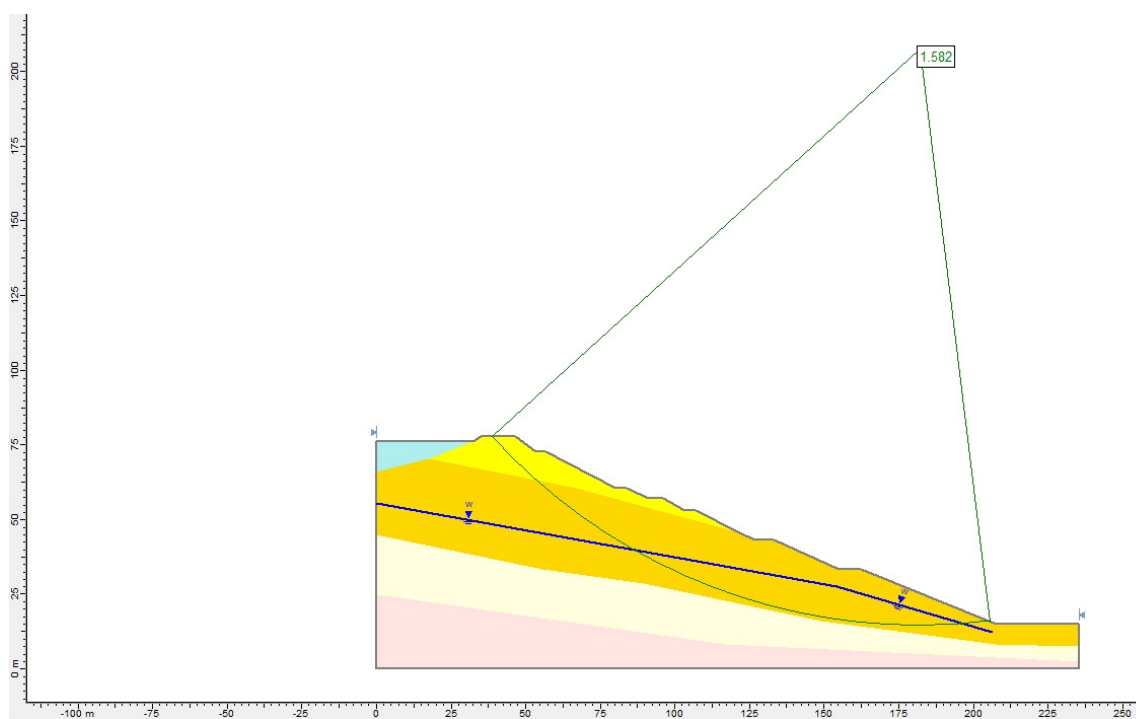
A Tabela 4.5 resume os fatores de segurança determinados através desta análises adicionais.

Tabela 4.5 – Fatores de segurança em função da variação dos parâmetros de resistência dos solos residuais ($\gamma = 18,5\text{kN/m}^3$).

Condição de Análise		Fatores de Segurança			
Nível Piezométrico	Parâmetros do solo	Seção S1	Seção S2	Seção S3	Seção S4
Projetista	$c = 29,6\text{kPa}$ $\phi = 27,3^\circ$	1,58 (9,0%)	1,72 (18,6%)	1,65 (13,8%)	1,60 (10,4%)
	$c = 40,5\text{kPa}$ $\phi = 31,5^\circ$	1,88 (29,6%)	2,08 (43,5%)	1,88 (29,7%)	1,71 (17,9%)
Projetista - 2,0m	$c = 29,6\text{kPa}$ $\phi = 27,3^\circ$	1,65 (13,7%)	1,80 (24,1%)	1,76 (21,4%)	1,70 (17,2%)
	$c = 40,5\text{kPa}$ $\phi = 31,5^\circ$	1,97 (35,9%)	2,19 (51,0%)	2,01 (38,6%)	1,71 (17,9%)
() : aumento percentual do Fator de Segurança em relação ao FS=1,45					

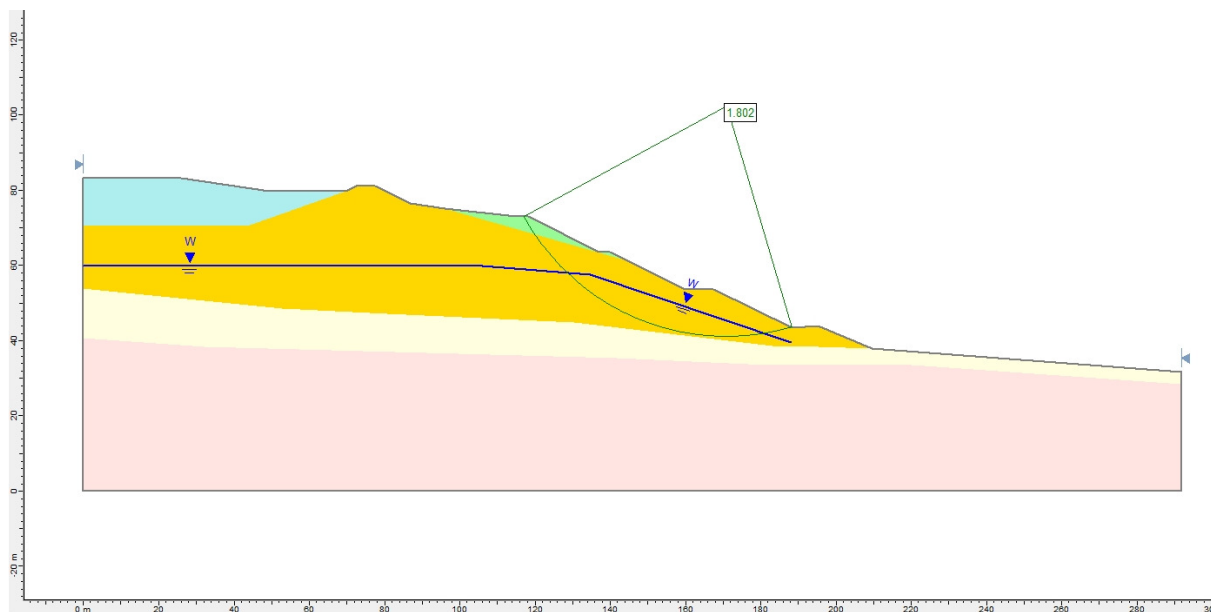


(a) Nível piezométrico da projetista reduzido de 2,0m – FS = 1,65

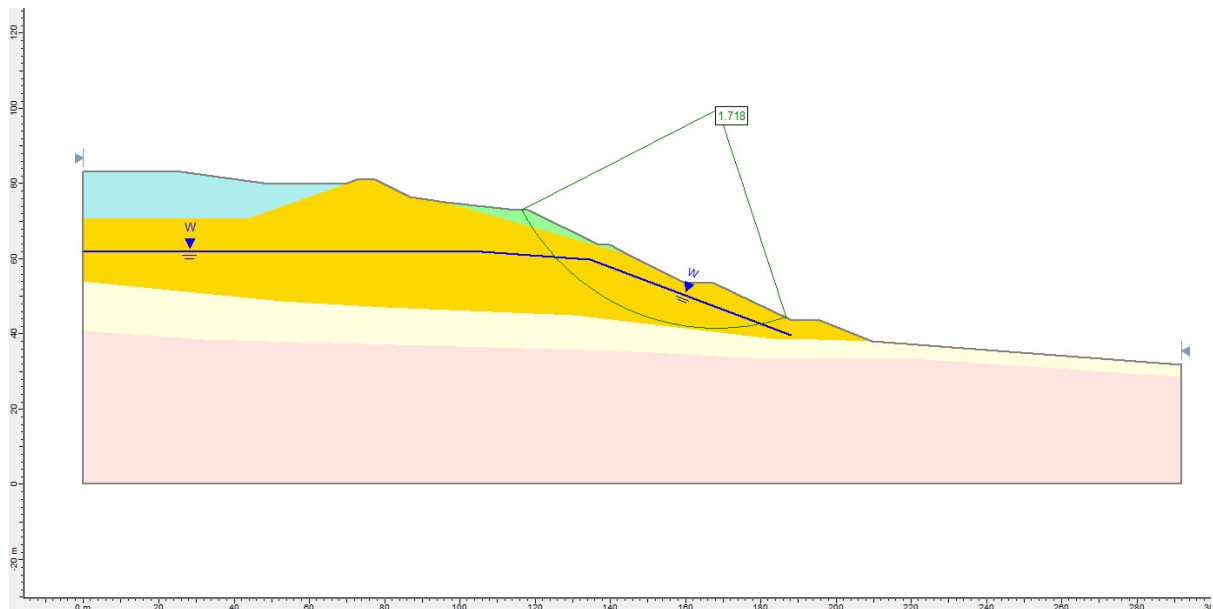


(b) Nível piezométrico da projetista – FS = 1,58

Figura 4.36 – Superfícies críticas determinadas com valores do solo residual maduro – Seção S1.

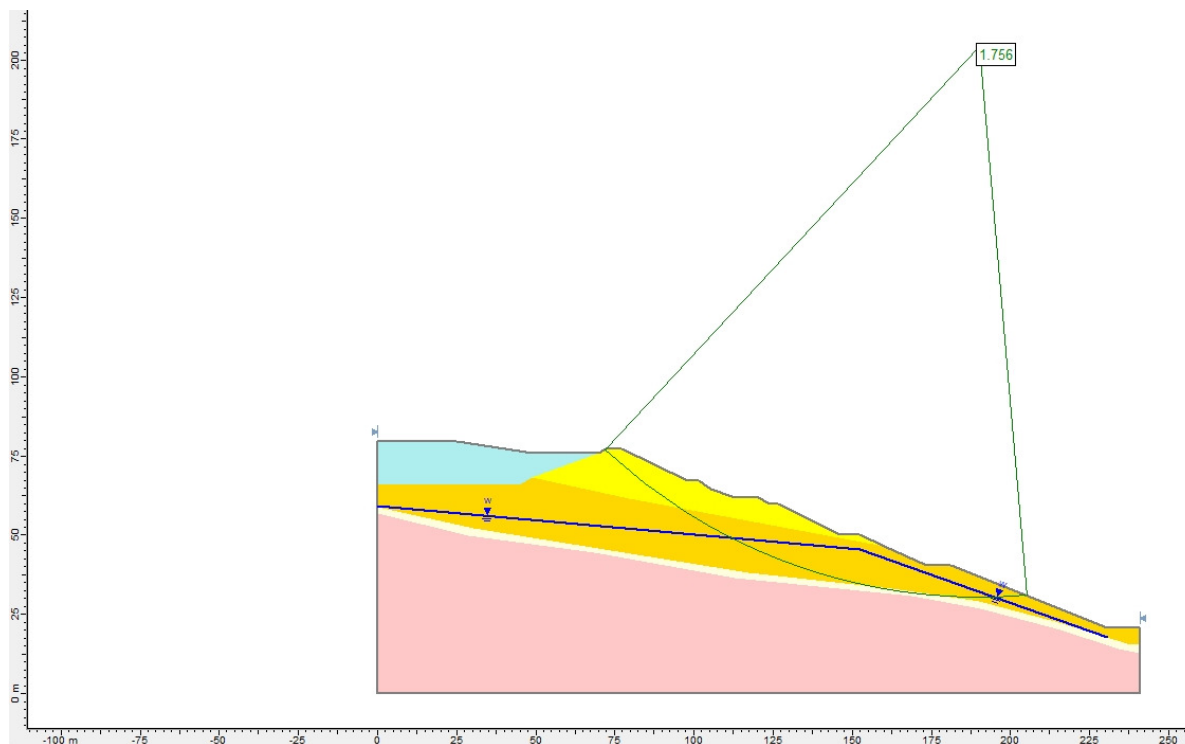


(a) Nível piezométrico da projetista reduzido de 2,0m – FS = 1,80

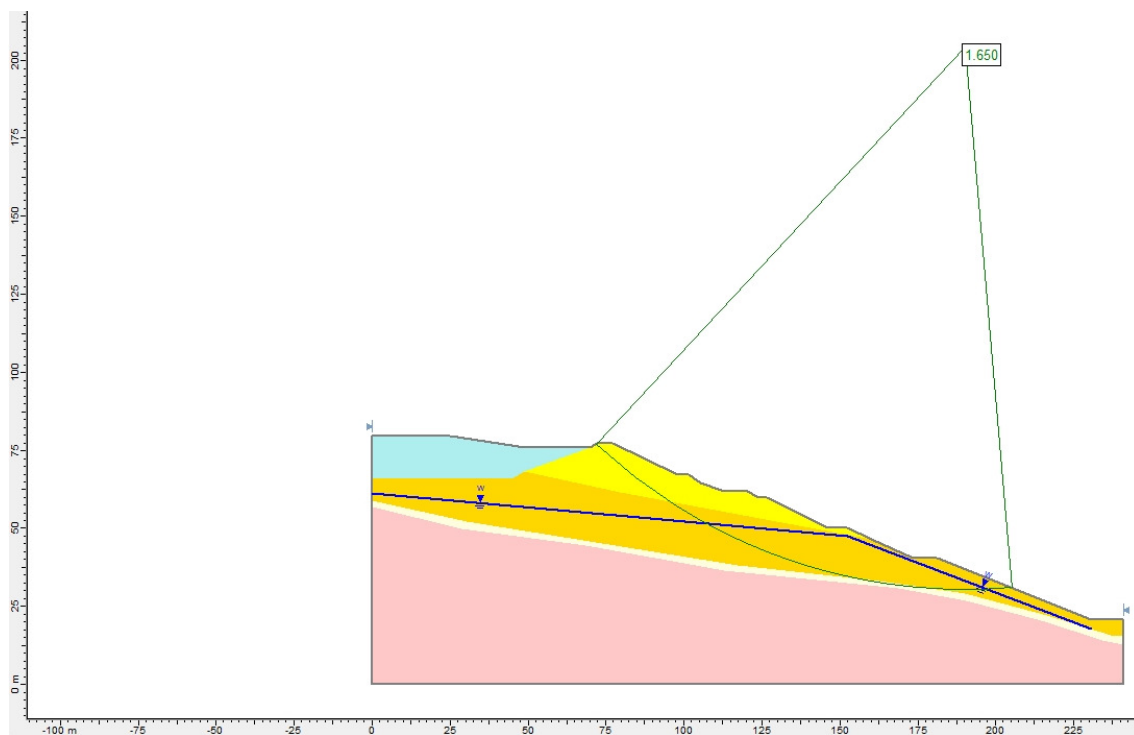


(b) Nível piezométrico da projetista – FS = 1,72

Figura 4.37 – Superfícies críticas determinadas com valores do solo residual maduro – Seção S2.

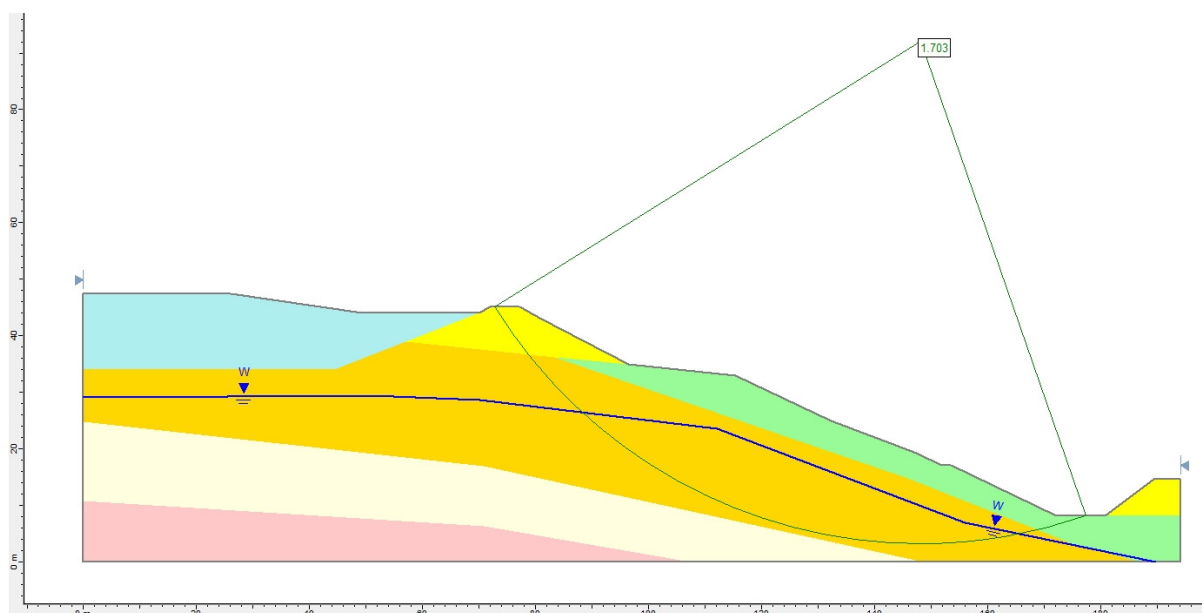


(a) Nível piezométrico da projetista reduzido de 2,0m – FS = 1,76

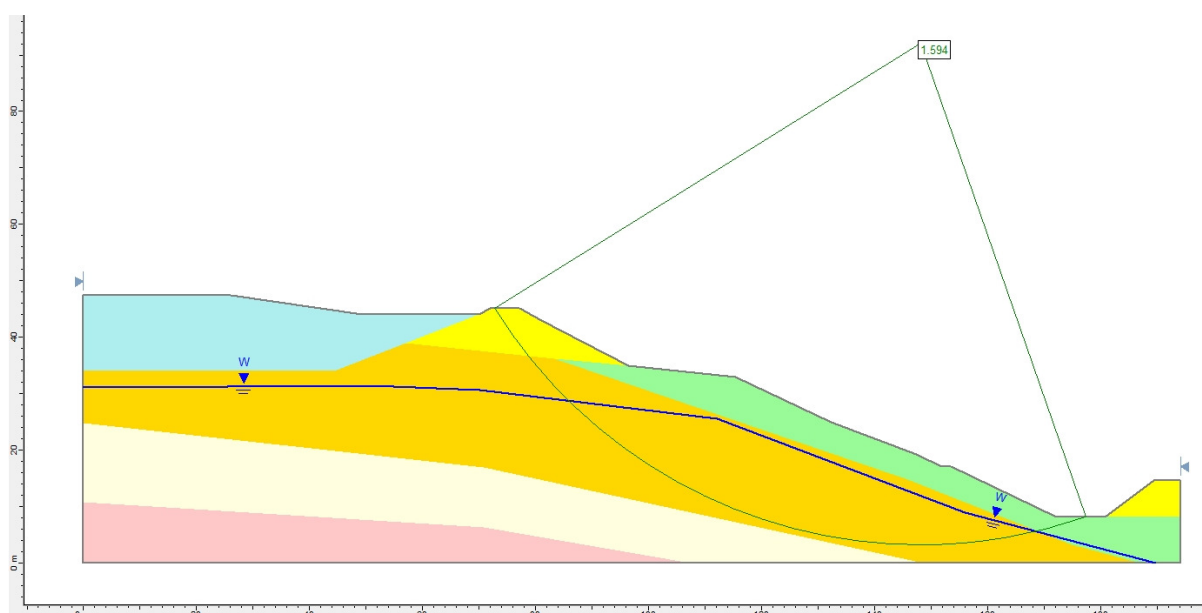


(b) Nível piezométrico da projetista – FS = 1,65

Figura 4.38 – Superfícies críticas determinadas com valores do solo residual maduro – Seção S3.



(a) Nível piezométrico da projetista reduzido de 2,0m – FS = 1,70



(b) Nível piezométrico da projetista – FS = 1,60

Figura 4.39 – Superfícies críticas determinadas com valores do solo residual maduro – Seção S4.

A Tabela 4.5 mostra que os fatores de segurança variaram entre 1,58 e 2,19. Comparando-se os valores desta tabela com os da Tabela 4.4 anterior, constata-se um aumento dos fatores de segurança de, no mínimo, 9,0% podendo atingir 51,0%. Desta forma, confirma-se mais uma vez os elevados fatores de segurança dos taludes finais da ARB 8 e também justifica os deslocamentos horizontais muito reduzidos que foram medidos durante o monitoramento.

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este capítulo reúne as conclusões do estudo e apresenta algumas sugestões para o desenvolvimento de futuras pesquisas sobre o tema.

5.1 – Conclusões

Este trabalho apresentou a instrumentação e resultados do monitoramento das escavações de taludes de 50m de altura, executadas para a implantação da Área de Depósito de Rejeito de Bauxita (ARB 8) da ALCOA Alumínio S.A. em Poços de Caldas, MG. Através da instalação e monitoramento de 7 inclinômetros e 7 piezômetros nas diferentes seções do lago de rejeito em construção, foram controlados e acompanhados as condições de estabilidade dos taludes ao longo do período de escavações e aterros da encosta. Os resultados de deslocamentos horizontais dos taludes foram correlacionados aos níveis piezométricos medidos e aos níveis de precipitação pluviométrica ocorridos na área durante a construção.

Em relação à instrumentação pode-se afirmar que os inclinômetros e piezômetros foram capazes de acompanhar as etapas de construção da ARB 8 e serviram de reguladores para o controle do volume e da velocidade de escavações, mantendo-se a obra com valores de deslocamentos e níveis piezométricos inferiores aos máximos especificados em projeto. A periodicidade da tomada de leituras foi satisfatória e adequada para o controle dos volumes de escavação realizados, mesmo em períodos de chuvas intensas.

Os deslocamentos horizontais registrados pelos inclinômetros foram muito reduzidos e inferiores a 7mm. As velocidades de deslocamento horizontal não atingiram em nenhum momento da construção a taxa de 10mm/dia, especificada como limite para nível de alerta das condições de estabilidade dos taludes escavados.

De forma análoga, a variação dos níveis piezométricos foi inferior ao valor determinado em análises de estabilidade por equilíbrio limite para fator de segurança igual a 1,45, possivelmente devido as drenagens adicionais executadas nas regiões de solos moles, acelerando o rebaixamento lençol freático.

As variações dos níveis piezométricos e de precipitação pluviométrica pouco influenciaram a intensidade de deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros em todas as seções instrumentadas.

Verificou-se que pequenos deslocamentos como os ocorridos durante a construção da ARB 8 tornam a contribuição do método de Zavodny & Broadbent (1978) pouco efetiva, uma vez que em nenhum momento os taludes mostraram comportamento incipiente de ruptura. Desta forma, a indicação de transição do talude de fase regressiva (estável) para progressiva (instável) não foi observada durante a implantação da ARB 8.

As análises de estabilidade das seções instrumentadas indicaram fatores de segurança mais elevados que o estabelecido para nível de atenção quando consideradas as condições de nível d'água medidas pelos piezômetros e os parâmetros de resistência do solo residual determinados através dos ensaios de laboratório.

5.2 – Sugestões para Futuras Pesquisas

O estudo desenvolvido neste trabalho permite a proposição de algumas sugestões para pesquisas futuras:

(i) Continuidade do monitoramento dos instrumentos instalados na ARB 8 durante a fase de operação do depósito de rejeito, a fim de detectar as respostas dos taludes em função do enchimento do reservatório;

(ii) Desenvolvimento de método de controle de volume escavado e velocidade de escavação para correlação destes parâmetros com a variação dos deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros e dos níveis dos piezômetros;

(iii) Acompanhamento de escavações que envolvam maiores volumes e taxas de desmonte através do método de Zavodny e Broadbent (1978), para a determinação real do deslocamento máximo na fase de transição de condição estável para instável do talude escavado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amadei, B. (1984). In situ stress measurements in anisotropic rocks. Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.21, No 6, pp. 327-338.
- Amadei, B. (1996). Importance of anisotropy when estimating and measuring in situ stress in rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech Abstr., Vol.33, No 3, pp. 293-325.
- Amadei, B.; Robison, M. J.; Yassin, Y.Y. (1987). Rock strength and the design of underground excavations. Em: Large Rock Caverns. Ed. por K. H. O. Saari, pp. 1135-1146, Pergamon Press, New York.
- Brady, & Brown (1994). (1992), Rock Mechanics, Chapman & Hall.
- Call, R. D.; (1981). Monitoring pit slope behavior. SME Mine Engineering Handbook, AIME, New York, pp. 860-882.
- Call, R. D.; Savely, J. P. (1991). Open pit rock mechanics. SME Mine Engineering Handbook, AIME, New York, pp.860-882.
- Call, R. D.; Ryan, T. M.; Barkley, R. C. (1993). Geotechnical analyses for open pit mining in areas of large - slope instability, Proc. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam. pp. 41 - 53.
- Chowdhury, R. N. (1978). Slope Analysis, Development in Geotechnical Engineering, Vol.22, Elsevier Scientific Publishing Company.
- Campos, T. M. P. (1985). Análise de Estabilidade: métodos, parâmetros, pressões neutras, Artigo Técnico, Departamento de Engenharia Civil. PUC/RJ.
- Dunnicliff, J.; Green, G. E. (1988). Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, Ed John Wiley & Sons, New York.
- Farias, M.M., (1994). Uso de elementos finitos para cálculo do fator de segurança, Proc. INFOGEO' 94, São Paulo, pp. 113 - 120.
- FHWA (1990). Reinforced Soil Structures: Design and Construction Guidelines, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Virginia, USA, Vol. 1.

GEORIO (2000). Manual Técnico de Encostas. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro. 2ª Edição, Rio de Janeiro – RJ.

GUIDICINI, G. & NIEBLE, C.M. (1976), Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação, Editora da Universidade de São Paulo

Goodman, R. N. (1989). Introduction to Rock Mechanics, New York, John Wiley. 2ed.

Hanna, T. H. (1985). Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, Trans Tech Publication. Germany, pp. 575 – 590.

Herget, G. (1988). Stresses in Rock, Balkema. Rotterdam, pp 1 – 27.

Hoek, E.; Bray, J. W. (1984). Rock Slope Engineering, Institution of Mining and Metallurgy, London.

Hoek, E.; Brown, E.T. (1980). Underground Excavations in Rock, Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p.

Hustrulid, W.; Kuchta, M. (1995). Open Pit Mine Planning and Design - Fundamentals, Balkema, Rotterdam, V. 1, pp. 300 – 309.

Lambe, T. W; Whitman, R. V. (1969) Soil Mechanics – Massachusetts Institute of Technology

Lang. A. M.; Swindells, C. F.; Highman, G.J. (1993). Survey based open pit wall monitoring - Experienced based realities. Proc. Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, Balkema, Rotterdam. pp. 303 - 309.

LPS (2005a); Relatório de análise das investigações Geotécnicas de campo e laboratório, MG-581-005-RT.

LPS (2005b); Projeto de Monitoramento da ARB 8, Instrumentação dos taludes, especificações técnicas de fornecimento e instalação, MG-581-014-ET.

LPS (2005c); Projeto executivo, Planejamento Construtivo, MG-581-018RT.

LPS (2005d); Projeto de Monitoramento, Manual de instrumentação dos taludes, MG-581-019RT.

Moreira, F. R. S. (2001). Uso e avaliação de técnicas de integração e análise espacial de dados em pesquisa mineral aplicadas ao planalto de Poços de Caldas. Dissertação de Mestrado em Sensoriamento Remoto. INPE – São José dos Campos.

Nunes, A. L. L. S. (1998), Medidas de Tensões em Maciços Rochosos, I Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL'98, ABMS, Porto Alegre, V.1, pp. 239 - 266.

Ortigão, J. A. R.; Campanella, R. G.; Crawford, C. B.; Jackson, S. (1993). The UBC Mini-inclinometer and settlement system, Solos e Rochas, V.16, N.2, Agosto, pp 115-121.

Ortigão, J.A.R. (1988). Instrumentação de aterros sobre solos moles: uma revisão de instrumentos e técnicas, Sidequa. Simp. Sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras: Características Geotécnicas e experiência de Obras, ABMS, Rio de Janeiro, pp. 4.73 - 4.109

Ryan, T. M.; Call, R. (1992). Applications of rock mass monitoring for stability assesment of pit slope failure., Proc. 33rd U.S. Symposium of the Rock Mechanics, Balkema, Rotterdam. pp. 221 - 229

Salcedo, D. (1988). Rock Masses Charecterization, Shear Strenght and Failure Machanisms, Caracas, Universidad Central de Venezuela.

Savely, J. P. (1993). Slope management strategies for successful mining, Proc. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterrdam. pp. 25 - 34.

Silveira, J. F. A. (2006). Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrroncamento, Oficina de Textos.

Sjöberg, J. (1996). Large Scale Slope Stability in Open Pit Mining - A Review, Technical Report, Lulea University of Technology.

Skempton, A. W. (1964). Long term Stability of Clay Slopes, Geotechnique, Vol. 14. p. 77.

Springer, F. O. Cálculo e Análise Automatizada de Resultados de Inclínometria, Projeto de Iniciação Científica, UERJ, Rio de Janeiro.

Stacey, T. R. (1973). Three dimensional consideration of stresses surrounding open pit mine slope, Int. J. Rock Mechanics & Mining. Sci., pp. 10.

Sullivan, T. D. (1993). Understanding pit slope movements, Proc. Geotechnical Instrumentation and Monitoring in Open Pit and Underground Mining, Balkema, Rotterdam. pp. 435 - 445.

Zavodni, Z. M.; Broadbent, C. D. (1978). Slope Failure Kinematics; Proc. 19 th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Vol 1, pp. 344-352.

ANEXOS

ANEXO A

Perfis de Sondagens dos Furos de Inclínômetros

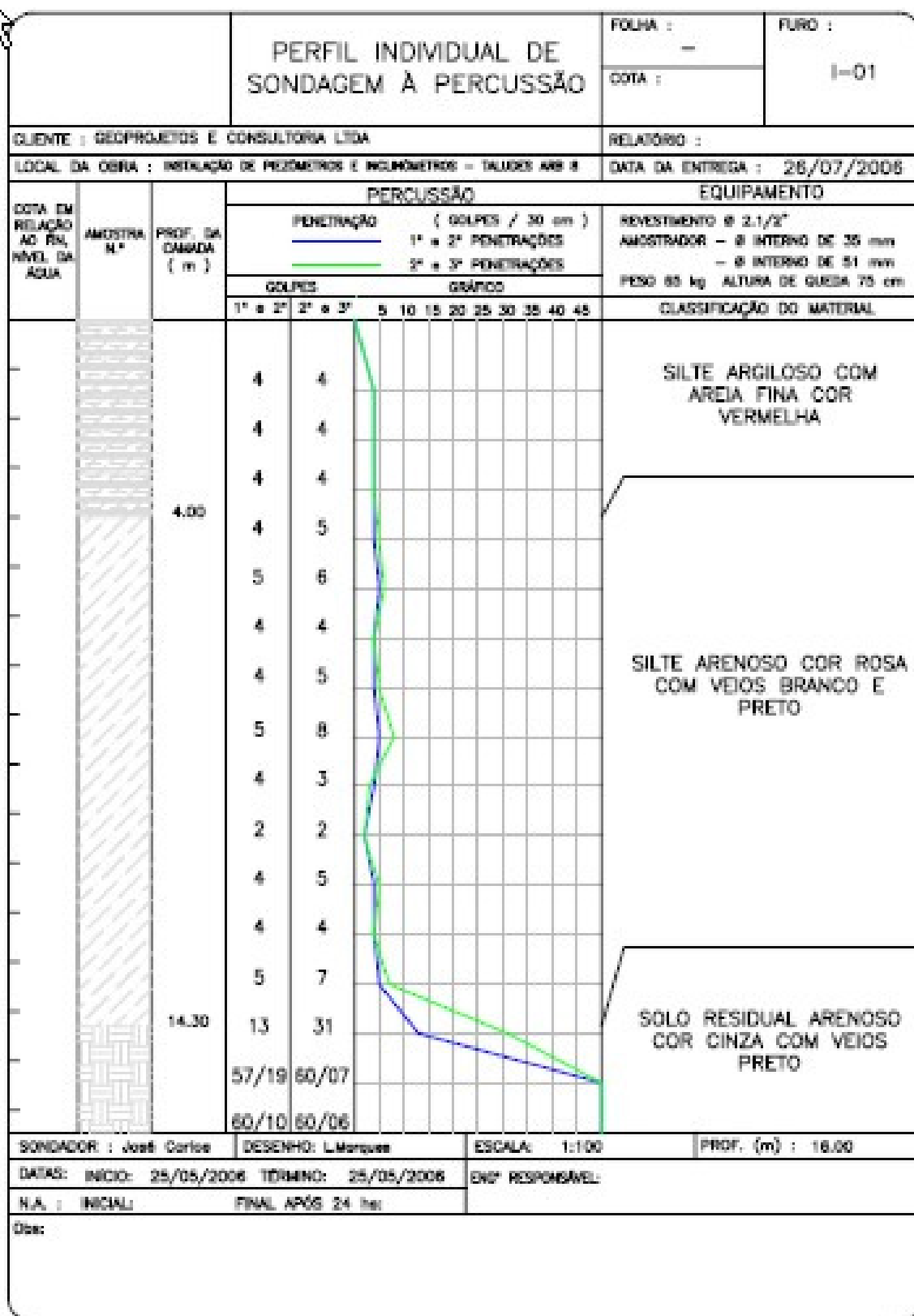


Figura A.1 – Perfil de sondagem do furo do inclinômetro I-1.

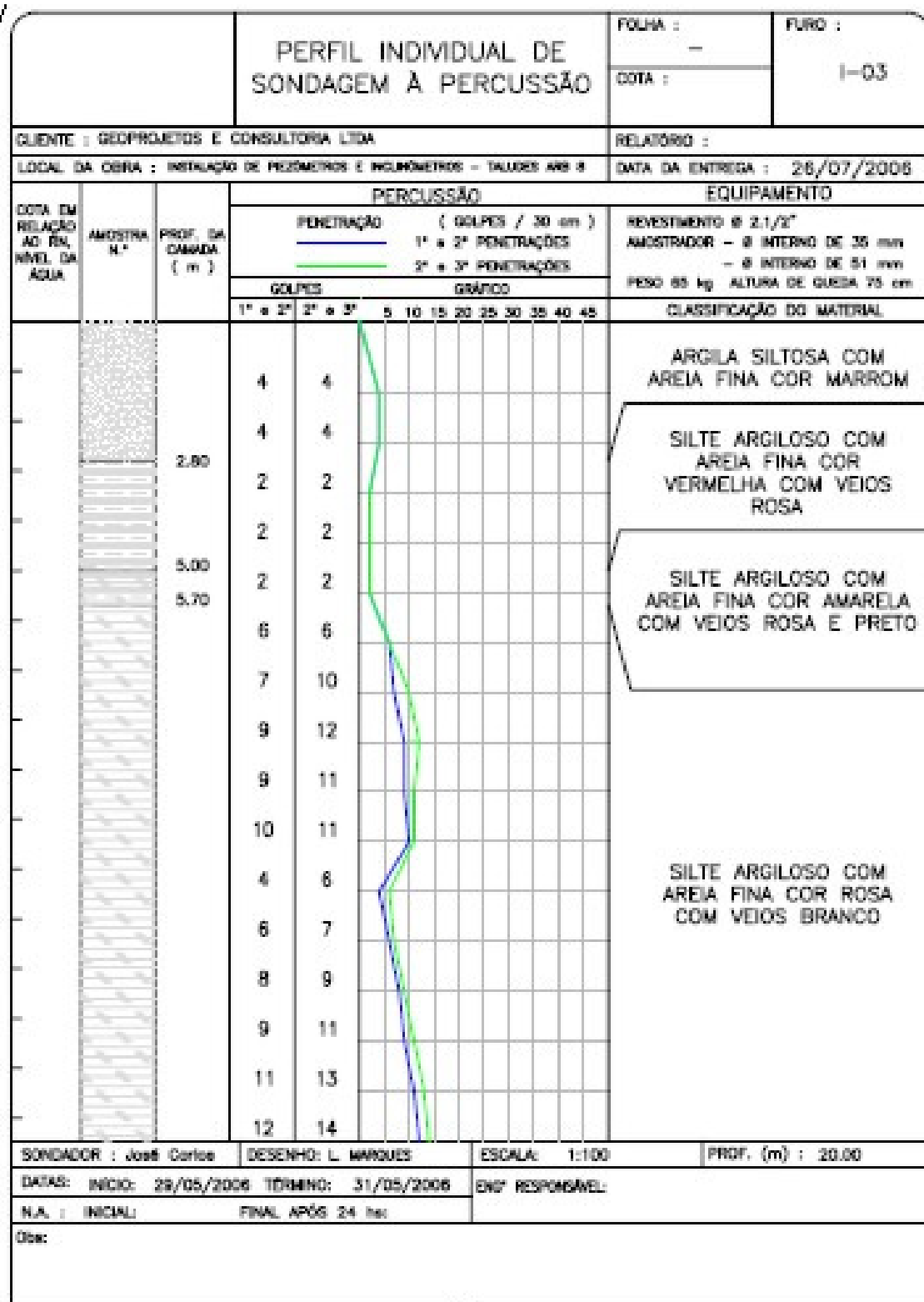


Figura A.2 – Perfil de sondagem do furo do inclinômetro I-3.

		PERFIL INDIVIDUAL DE SONDAGEM À PERCUSSÃO		FOLHA : COTA :		FURTO : 1-04														
CLIENTE : GEDPROJETOS E CONSULTORIA LTDA				RELATÓRIO :																
LOCAL DA OBRA : INSTALAÇÃO DE PIEZÔMETROS E INCLINÔMETROS - TALUDES APO 6				DATA DA ENTREGA : 19/09/2006																
COTA EM RELACÃO AO RN, NÍVEL DA ÁGUA	AMOSTRA Nº	PROF. DA CAMADA (m)	PERCUSSÃO																EQUIPAMENTO	
			PENETRAÇÃO (GOLPES / 30 cm)																REVESTIMENTO Ø 21/2"	
			1ª e 2ª PENETRAÇÕES								2ª e 3ª PENETRAÇÕES								AMOSTRADOR - Ø INTERNO DE 35 mm	
			GOLPES								GRÁFICO								- Ø INTERNO DE 51 mm PESO 65 kg ALTURA DE QUEDA 75 cm	
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	5	10	15	20	25	30	35	40	45	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL						
														ARGILA DE COR VERMELHA						
														ARGILA ARENOSA COMPACTA DE COR AMARELA						
														ALTERAÇÃO DE ROCHA						
														ROCHA						
SONDADOR : Carlo Sersfin			DESENHO : André Freitas			ESCALA : 1/100			PROF. em : 5,03											
DATA : INSCID : 09/09/2006			TERMINO : 14/09/2006			ENQ. RESPONSÁVEL :														
RA : INICIAL :			FINAL : APO 64																	
Obs :																				

Figura A.3 – Perfil de sondagem do furo do inclinômetro I-4.

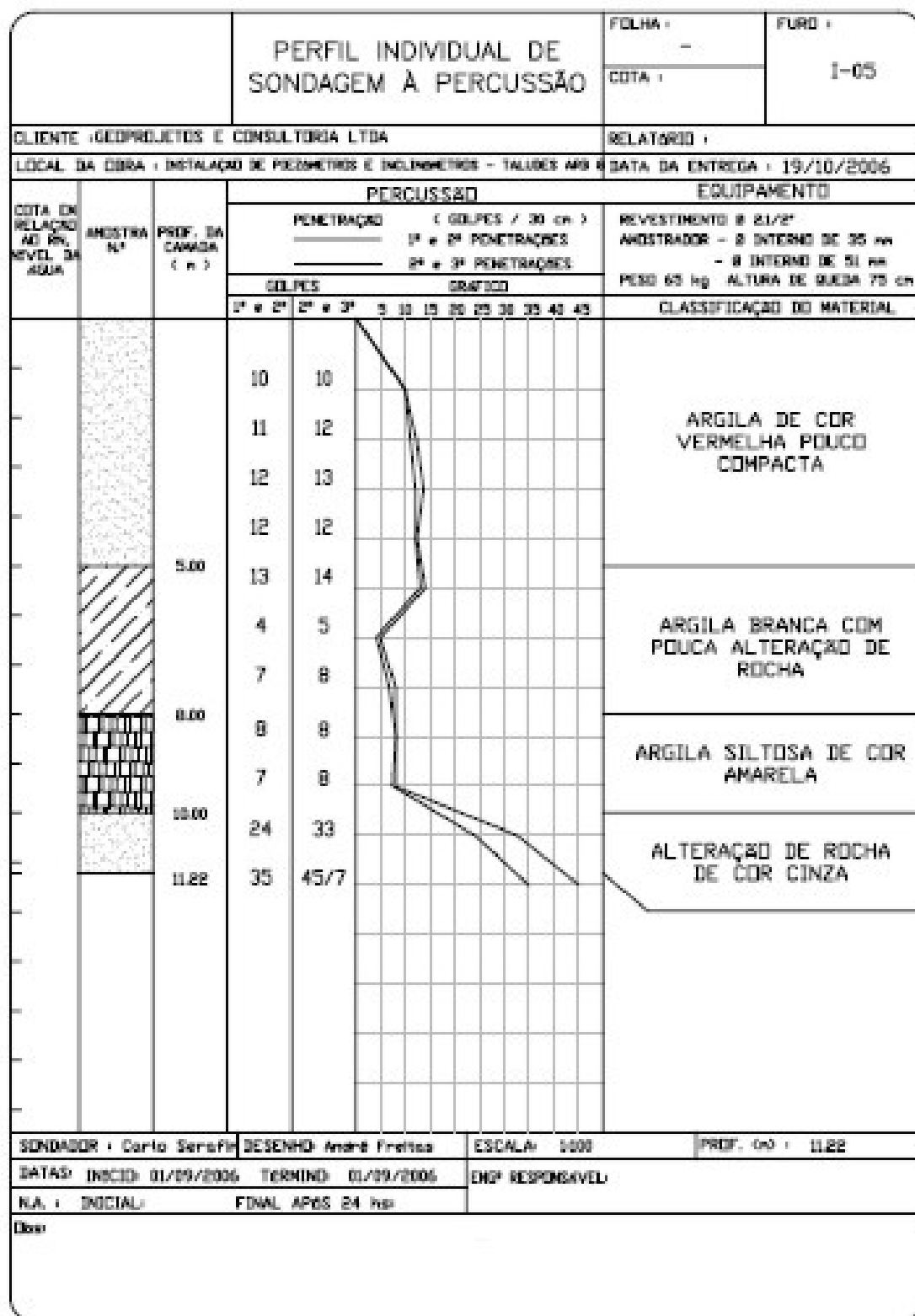


Figura A.4 – Perfil de sondagem do furo do inclinômetro I-5.

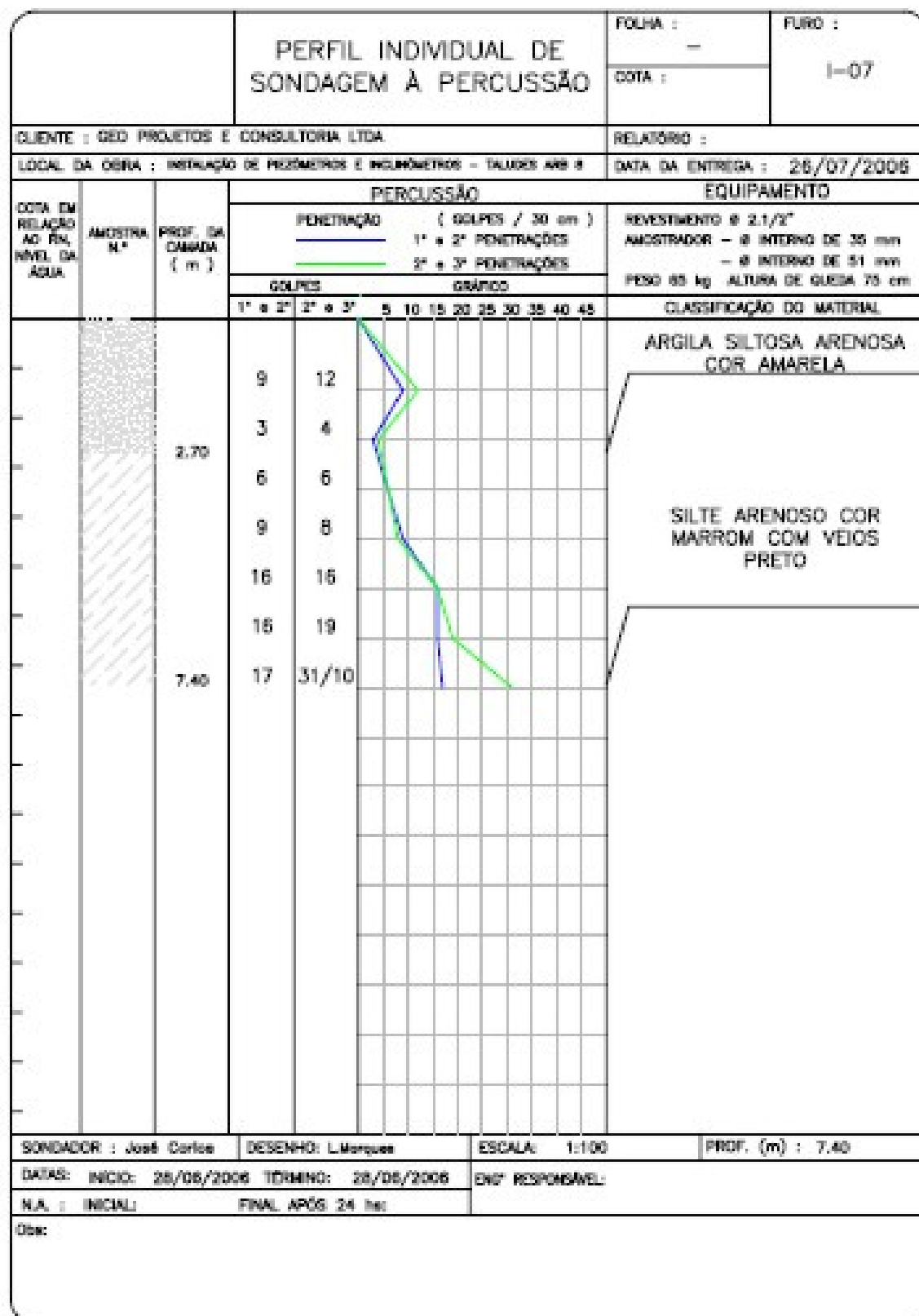


Figura A.5 – Perfil de sondagem do furo do inclinômetro I-7.

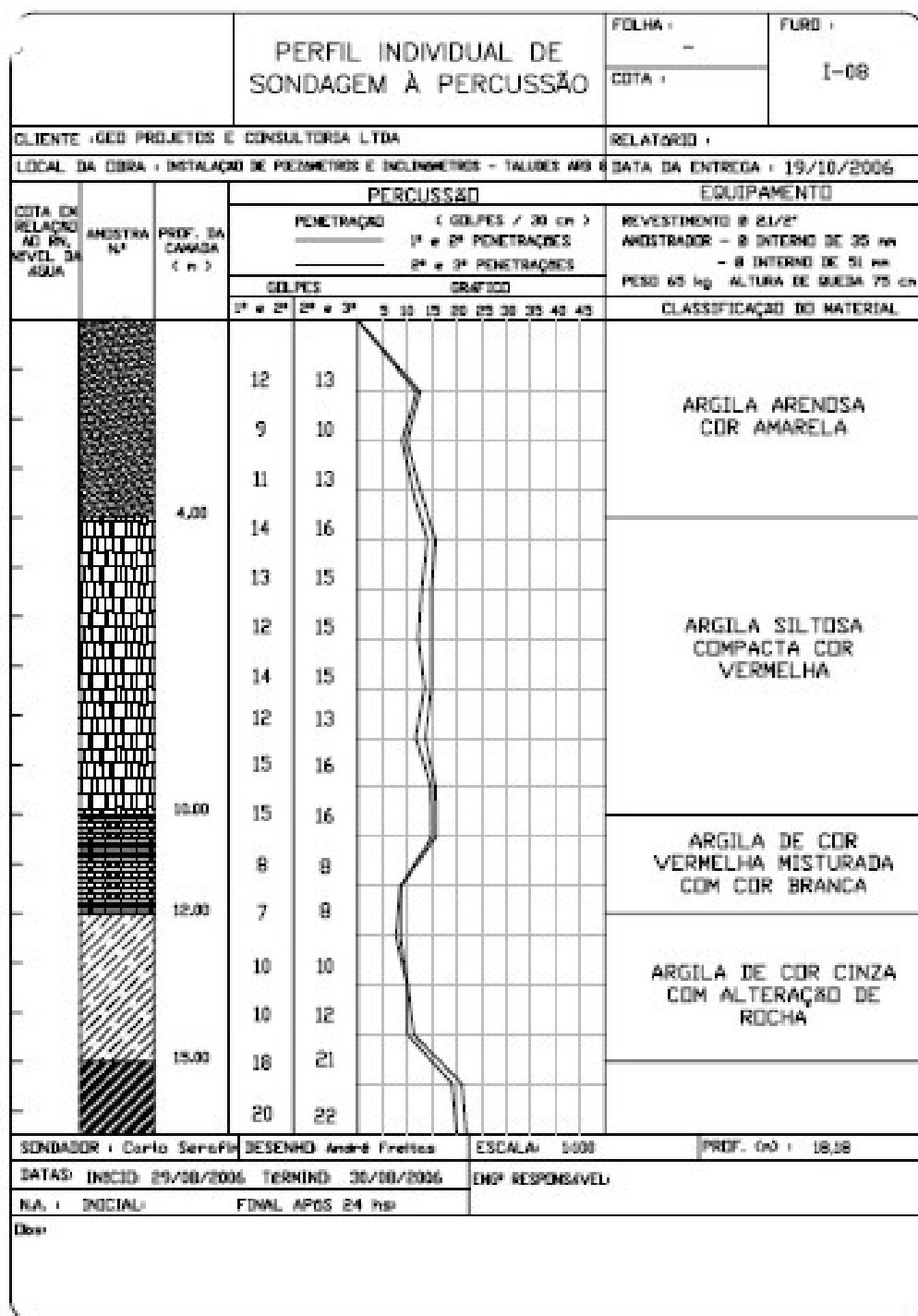


Figura A.6 – Perfil de sondagem do furo do inclinômetro I-8.

ANEXO B

Relatório Fotográfico da Execução da Obra ARB 8



Figura B.1- Mês de junho de 2006- Início da obra, visão da área de solos moles a remover.



Figura B. 2- Mês de junho de 2006- Início da construção do aterro do dique oeste e limpeza da área para instalação do I1 e PZC-1.



Figura B. 3- Mês de julho de 2006- Início da remoção do solo mole na área “A”.



Figura B.4- Mês de julho de 2006- Visão do aterro do dique oeste e área de remoção de solos moles “A” do local de instalação do I1 e PZC-1.



Figura B. 5- Mês de agosto de 2006- Execução de trincheiras drenantes para remoção de solos moles na área “A”, vista do local de implantação do I1 e PZC-1.



Figura B. 6- Mês de agosto de 2006- remoção de solo mole na área “A “de jusante para montante e utilização de camada de suporte.



Figura B. 7- Mês de agosto de 2006- Aterro do dique oeste e remoção de solos moles na área “A” localizada a jusante do I7, I8 e PZC-7.



Figura B. 8- Mês de setembro de 2006- Vista da área de solos moles “B” localizada a jusante do I5 e PZC-5 (instalação da drenagem).



Figura B. 9- Mês de outubro de 2006- Escavações a jusante do I3 e PZC-3.



Figura B. 10- Mês de novembro de 2006- Escavações à jusante do I1 e PZC-1 localizados no dique sul.



Figura B. 11-Mês de novembro de 2006- Vista da área de implantação do I5 e PZC-5 com escavações a jusante, na área .



Figura B. 12 - Mês de novembro de 2006 - Vista das escavações à jusante do I4, PZC-4, I5 e PZC-5.



Figura B. 13- Mês de dezembro de 2006- Vista da berma de instalação do I5 e PZC-5.



Figura B. 14- Mês de janeiro de 2007- Vista do aterro do dique oeste e talude revestido no dique leste.



Figura B. 15- Mês de fevereiro de 2007- Escavação na área de solos moles “B” localizada à jusante do I5 e PZC-5.



Figura B. 16- Mês de fevereiro de 2007- Escavações no dique leste à jusante do I4 e PZC-4 e dique sul à jusante do I2 e PZC-2.



Figura B. 17- Mês de março de 2007- Vista geral do aterro do dique oeste.



Figura B. 18- Mês de março de 2007- Escavações no dique leste à jusante do I4 e PZC-4.



Figura B. 19- Mês de abril de 2007- Escavações à jusante do I2 e PZC-2 e aterro do dique oeste.



Figura B. 20- Mês de maio de 2007- Escavações no dique leste à jusante do I4 e PZC-4.



Figura B. 21- Mês de junho de 2007- Escavações à jusante do I2 e PZC-2, no dique sul.



Figura B. 22- Mês de junho de 2006- Vista do dique sul, com escavações à jusante do I2 e PZC-2.



Figura B. 23- Mês de maio de 2007- Vista aérea sentido oeste/leste da área de implantação da ARB 8.



Figura B. 24- Mês de maio de 2007- Vista aérea sentido sul/norte da área de implantação da ARB 8.



Figura B. 25- Mês de maio de 2007- Vista aérea sentido norte/sul da área de implantação da ARB 8.



Figura B. 26- Mês de maio de 2007- Vista aérea sentido leste/oeste da área de implantação da ARB 8.

ANEXO C

Curvas de Distorção dos Inclinômetros

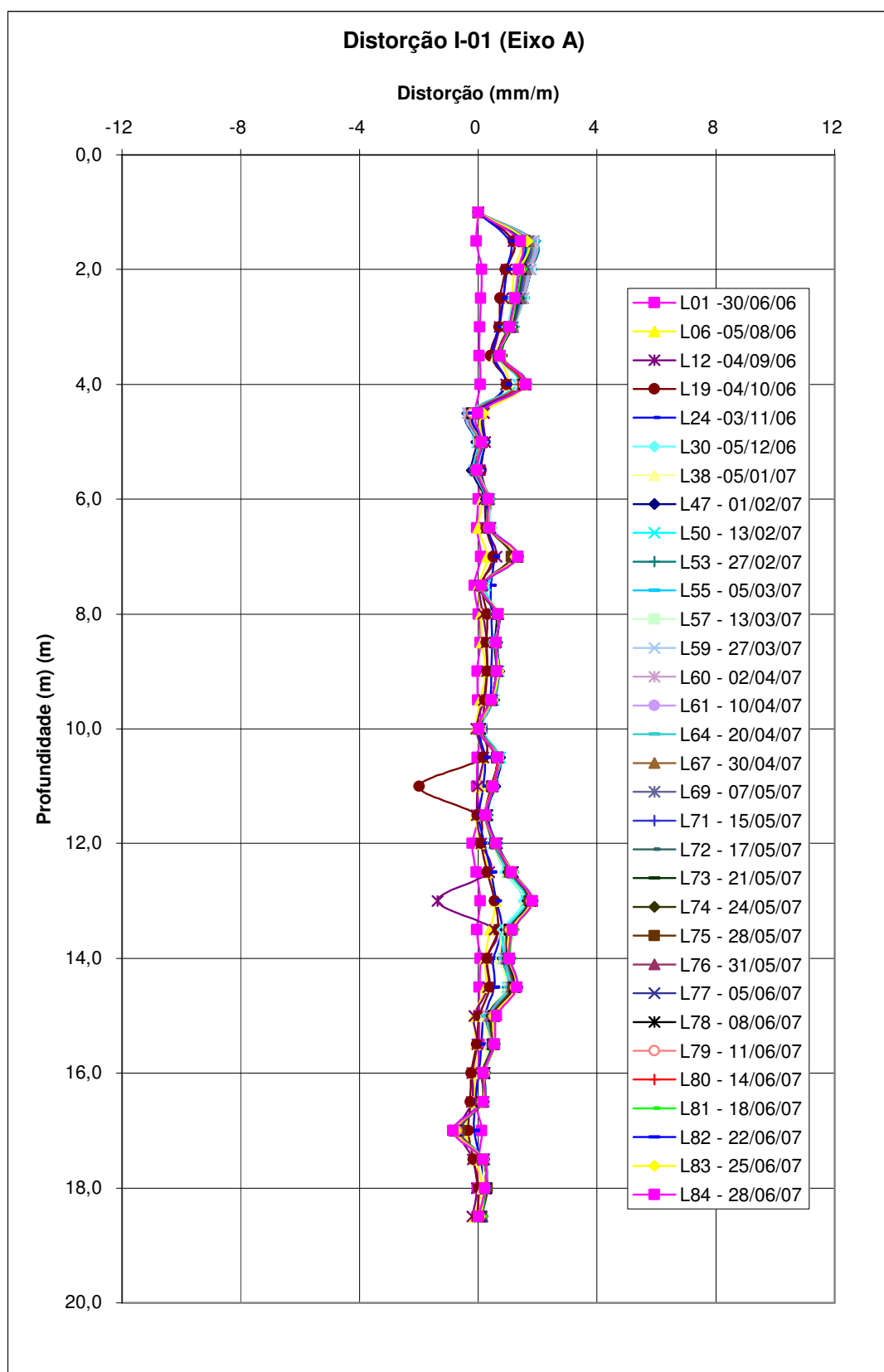


Figura C. 1 – Distorção do Inclínômetro I-01 (Eixo A)

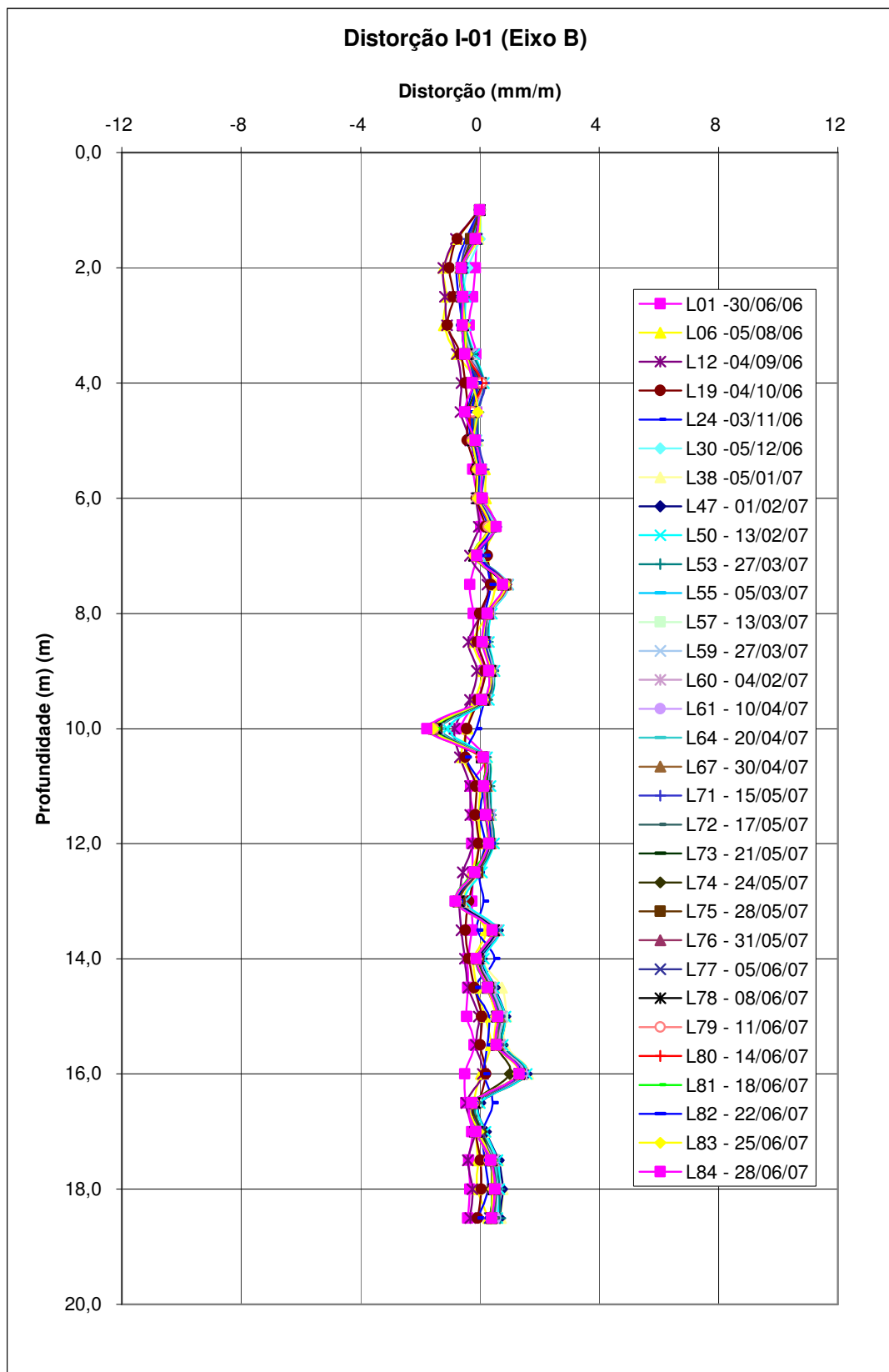


Figura C. 2- Distorção do Inclínômetro I-01 (Eixo B)

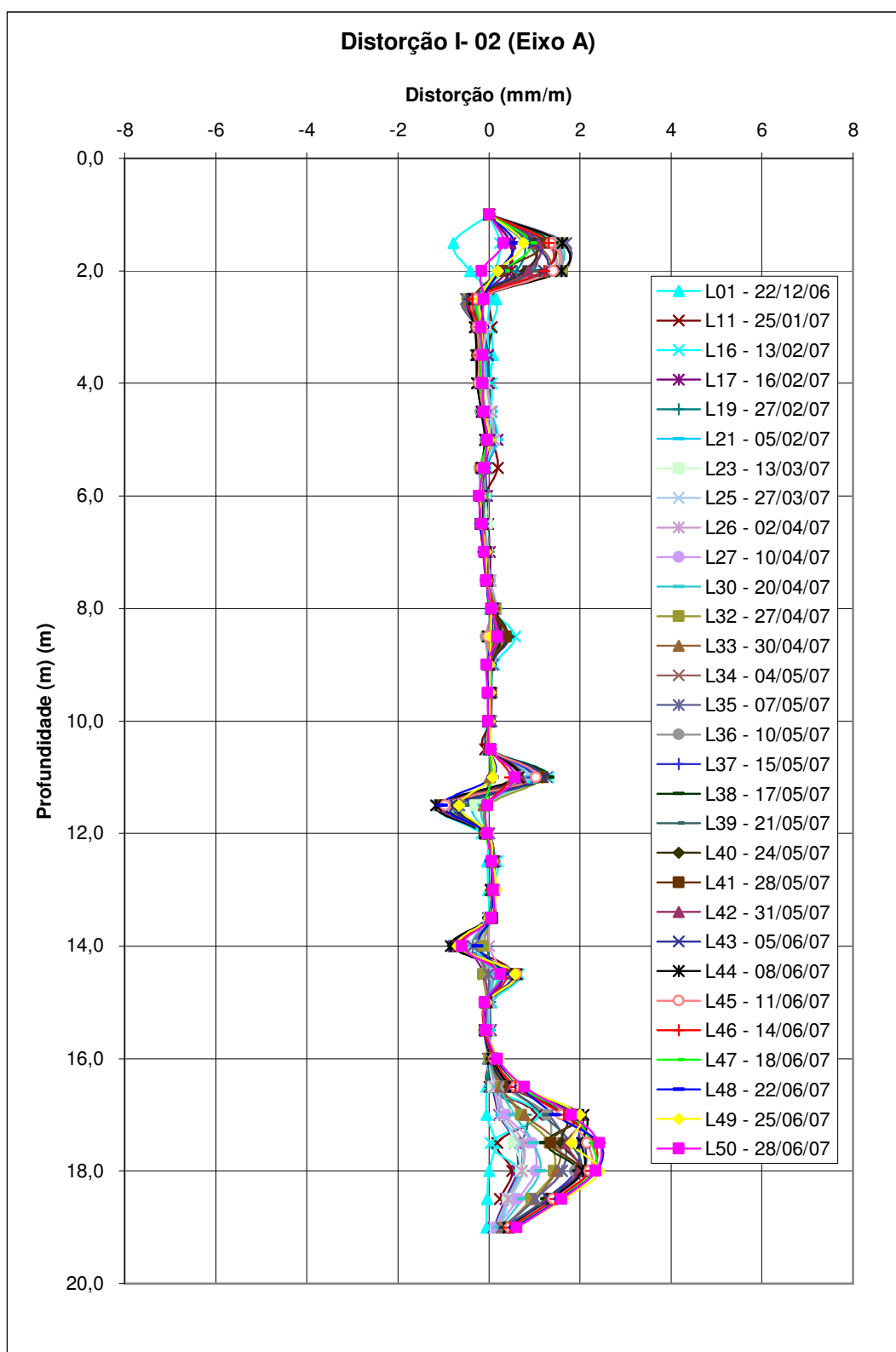


Figura C. 3 – Distorção do Inclínômetro I-02 (Eixo A)

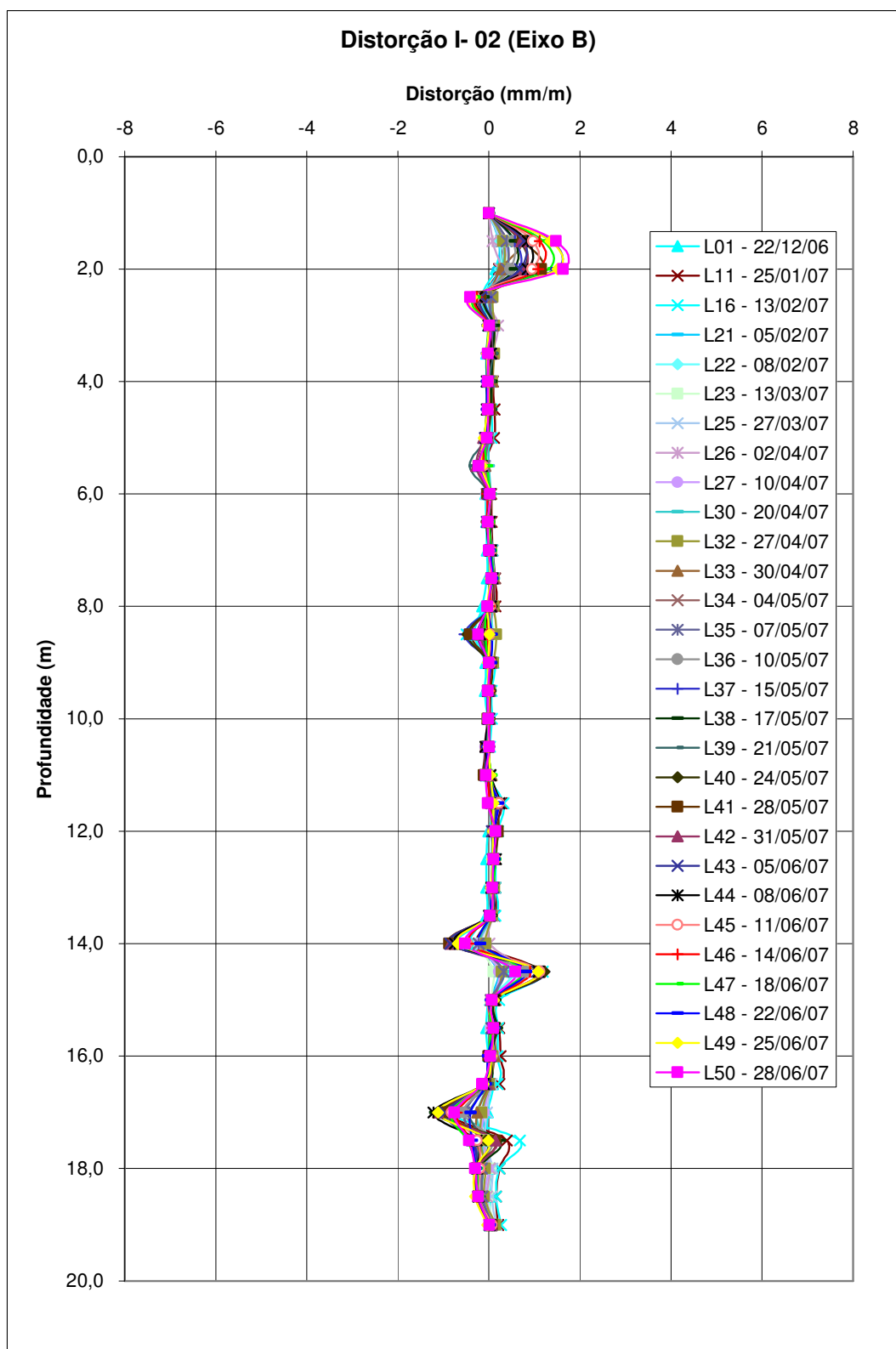


Figura C. 4 – Distorção do Inclínômetro I-02 (Eixo B)

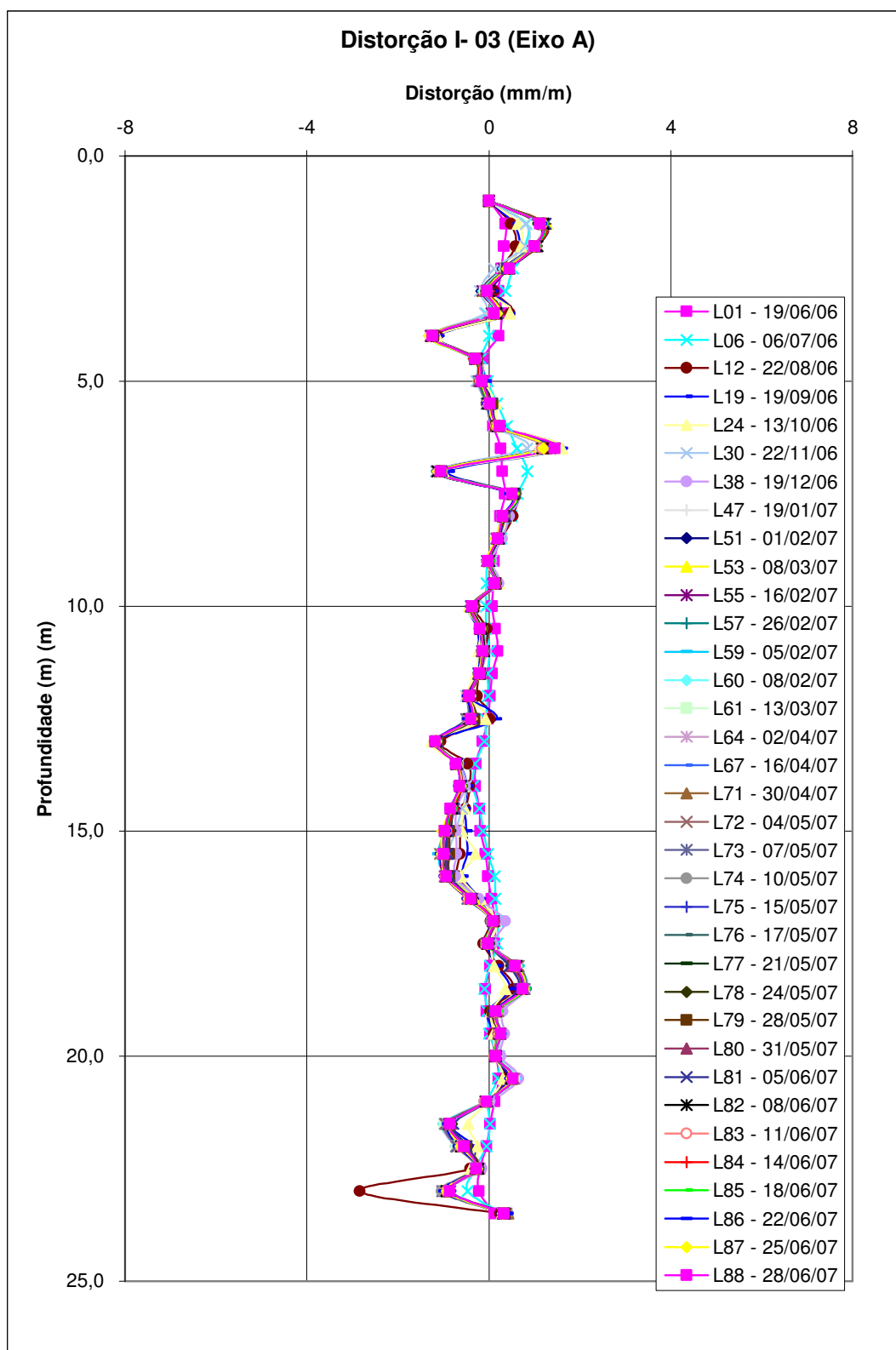


Figura C. 5– Distorção do Inclínômetro I-03 (Eixo A)

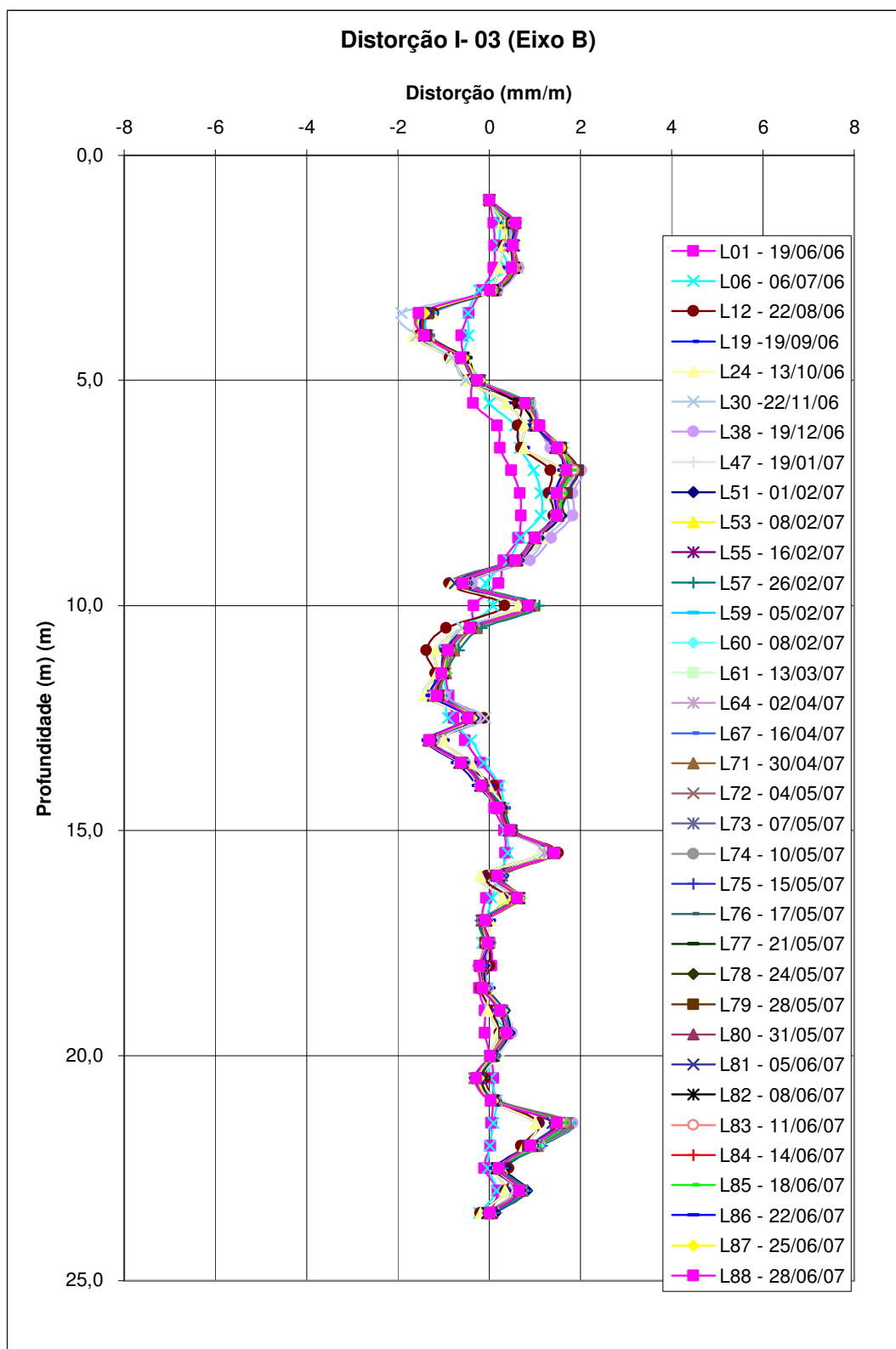


Figura C. 6 – Distorção do Inclínômetro I-03 (Eixo B)

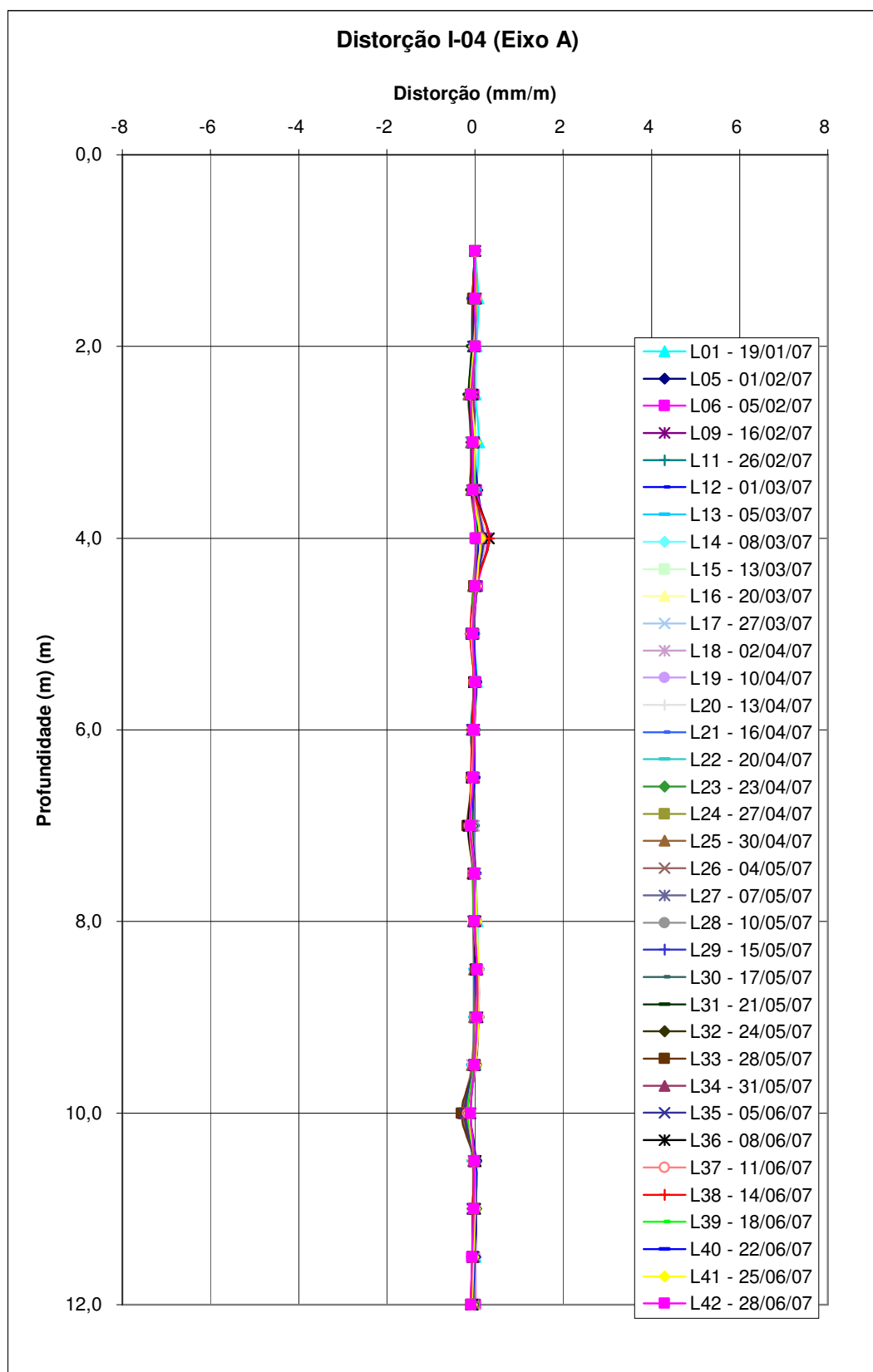


Figura C. 7 – Distorção do Inclínômetro I-04 (Eixo A)

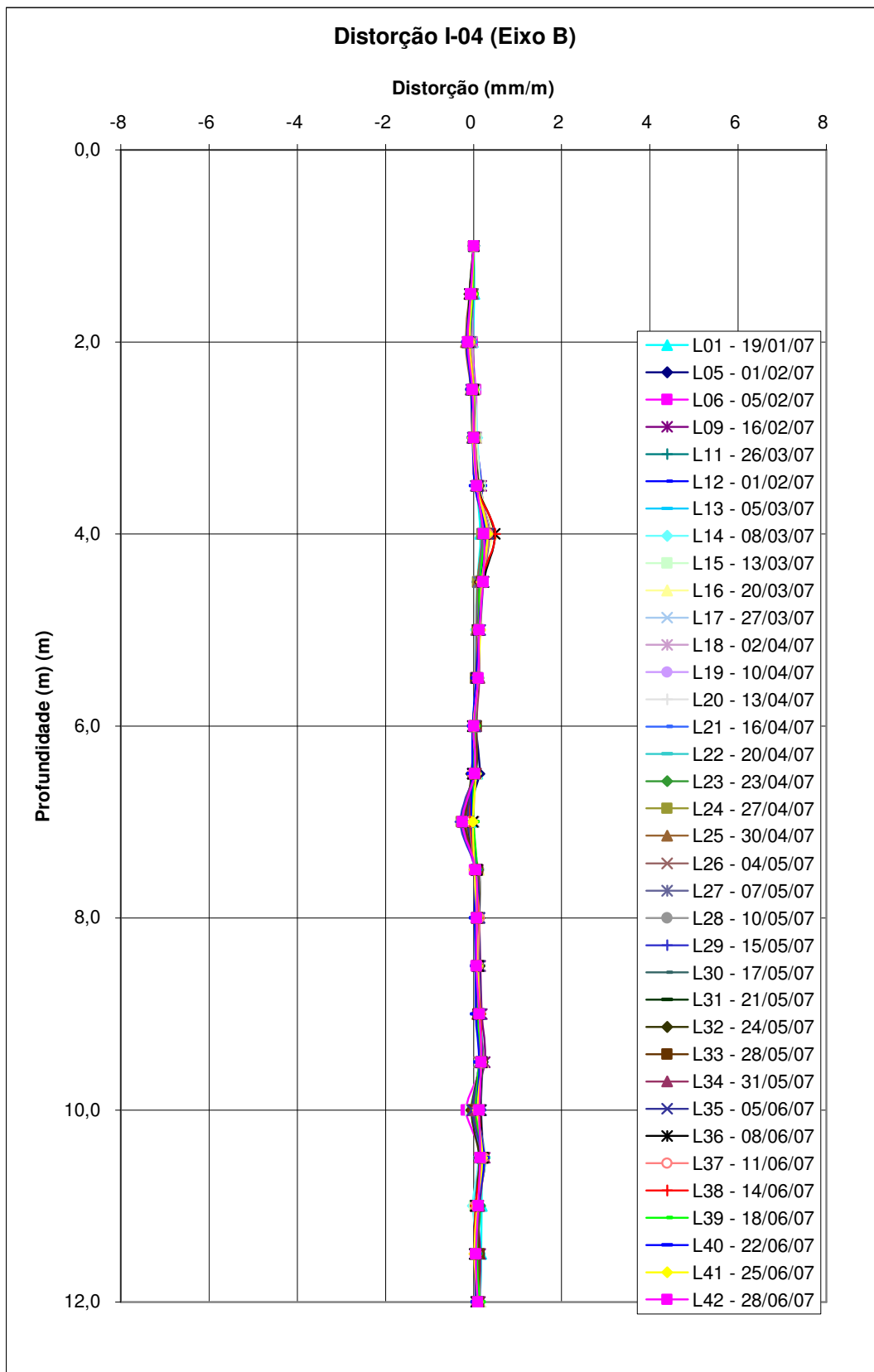


Figura C. 8 - Distorção do Inclínômetro I-04 (Eixo B)

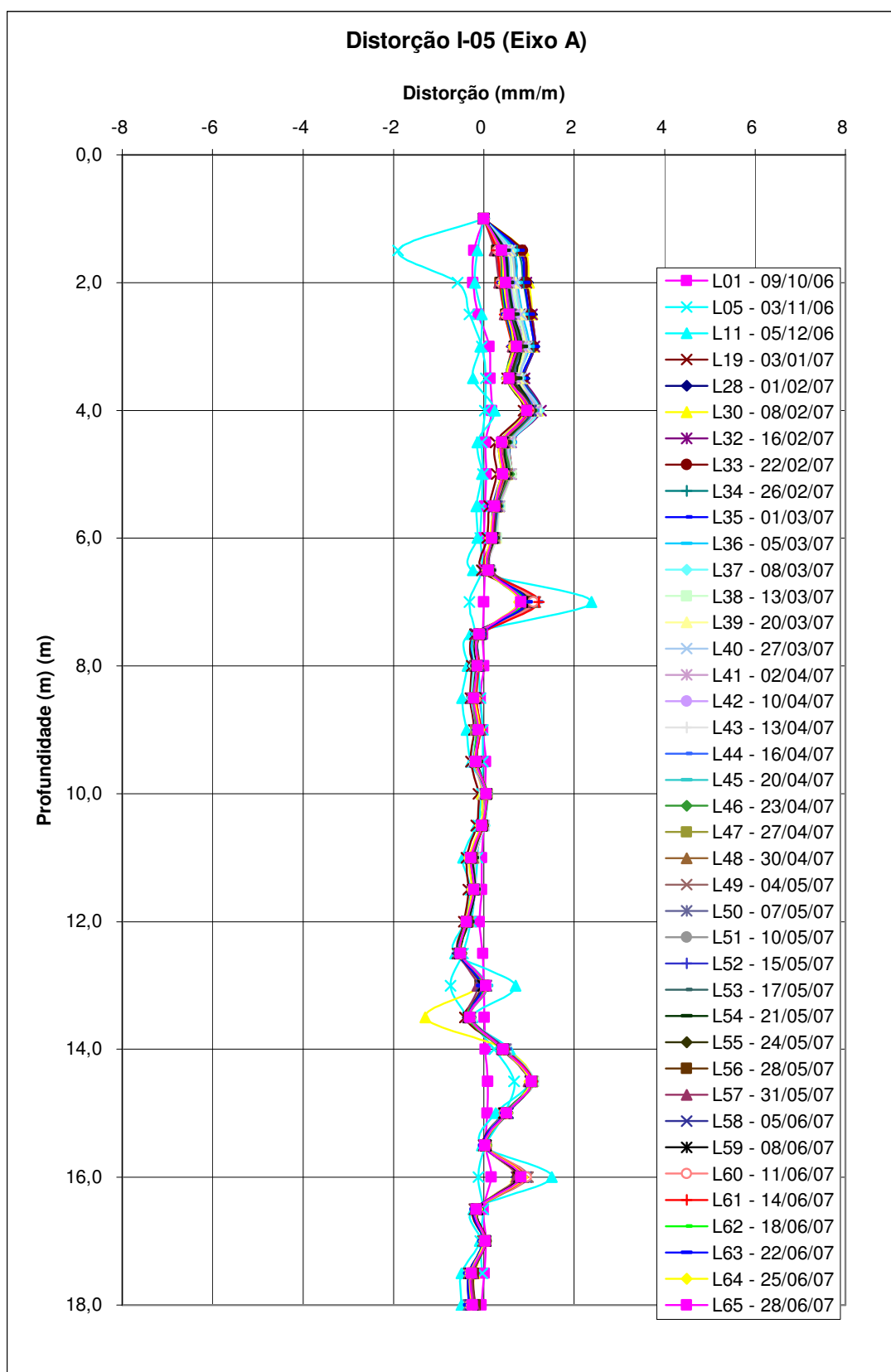


Figura C. 9 – Distorção do Inclínômetro I-05 (Eixo A)

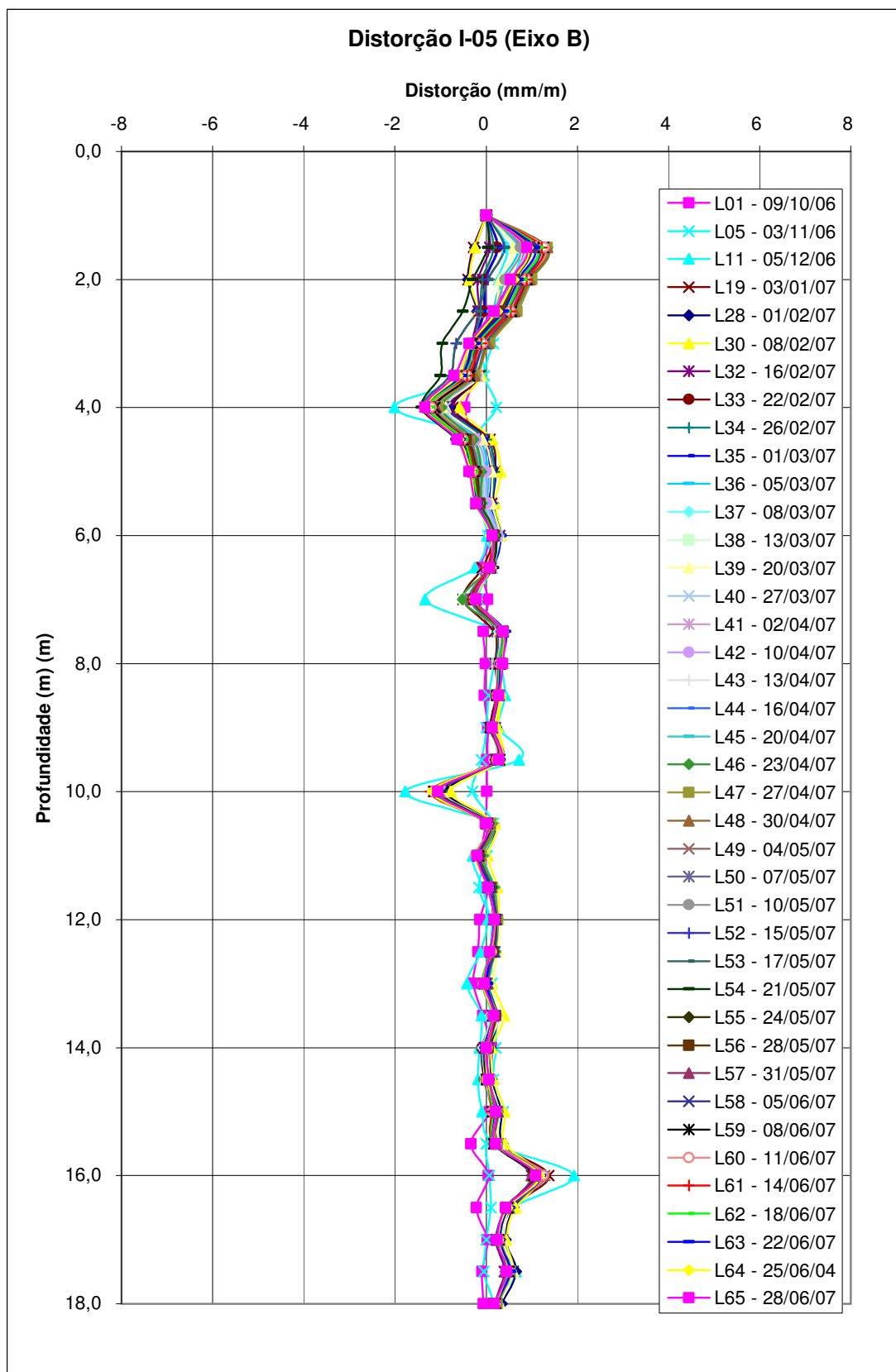


Figura C. 10 – Distorção do Inclínômetro I-05 (Eixo B)

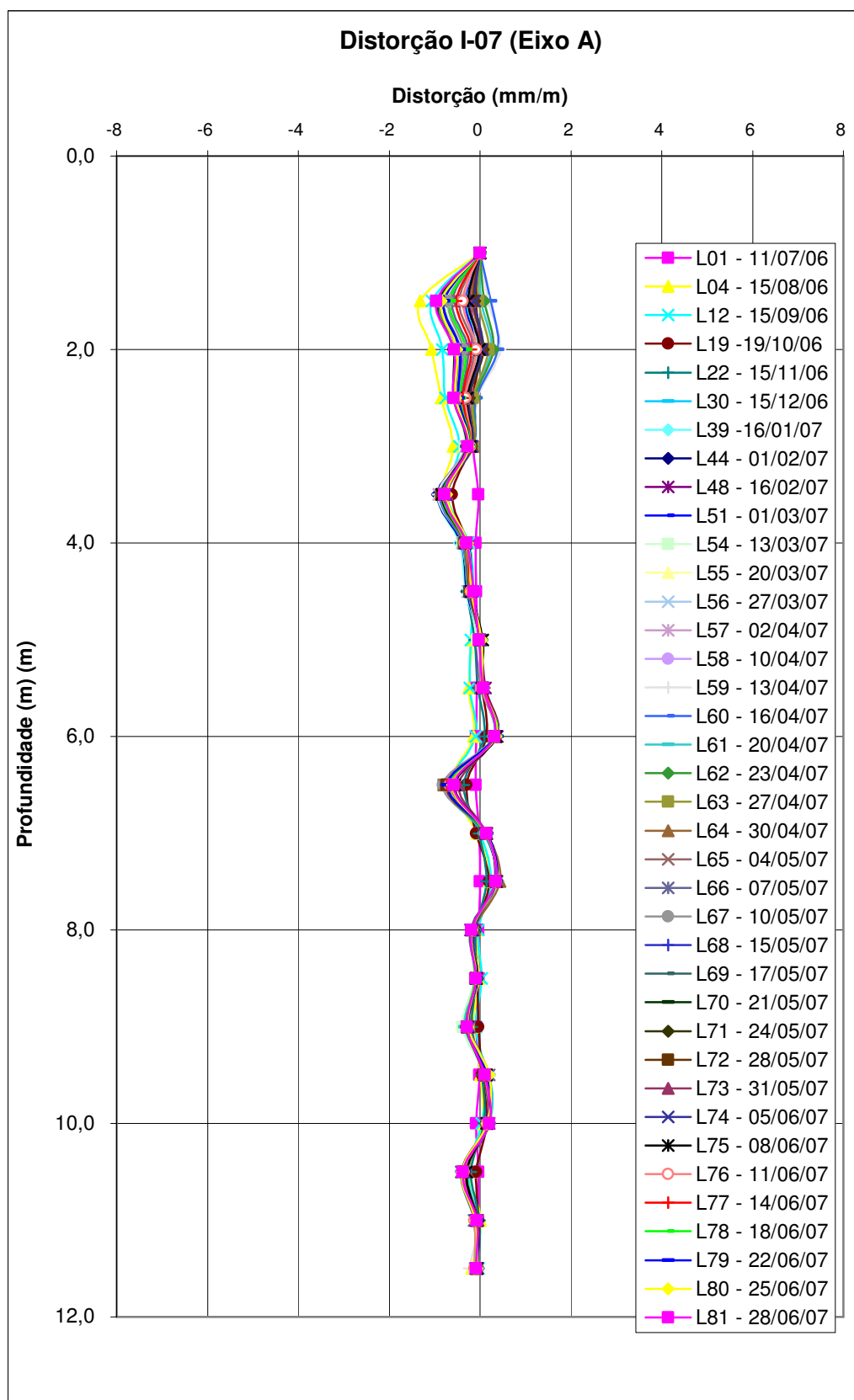


Figura C. 11 – Distorção do Inclínômetro I-07 (Eixo 7)

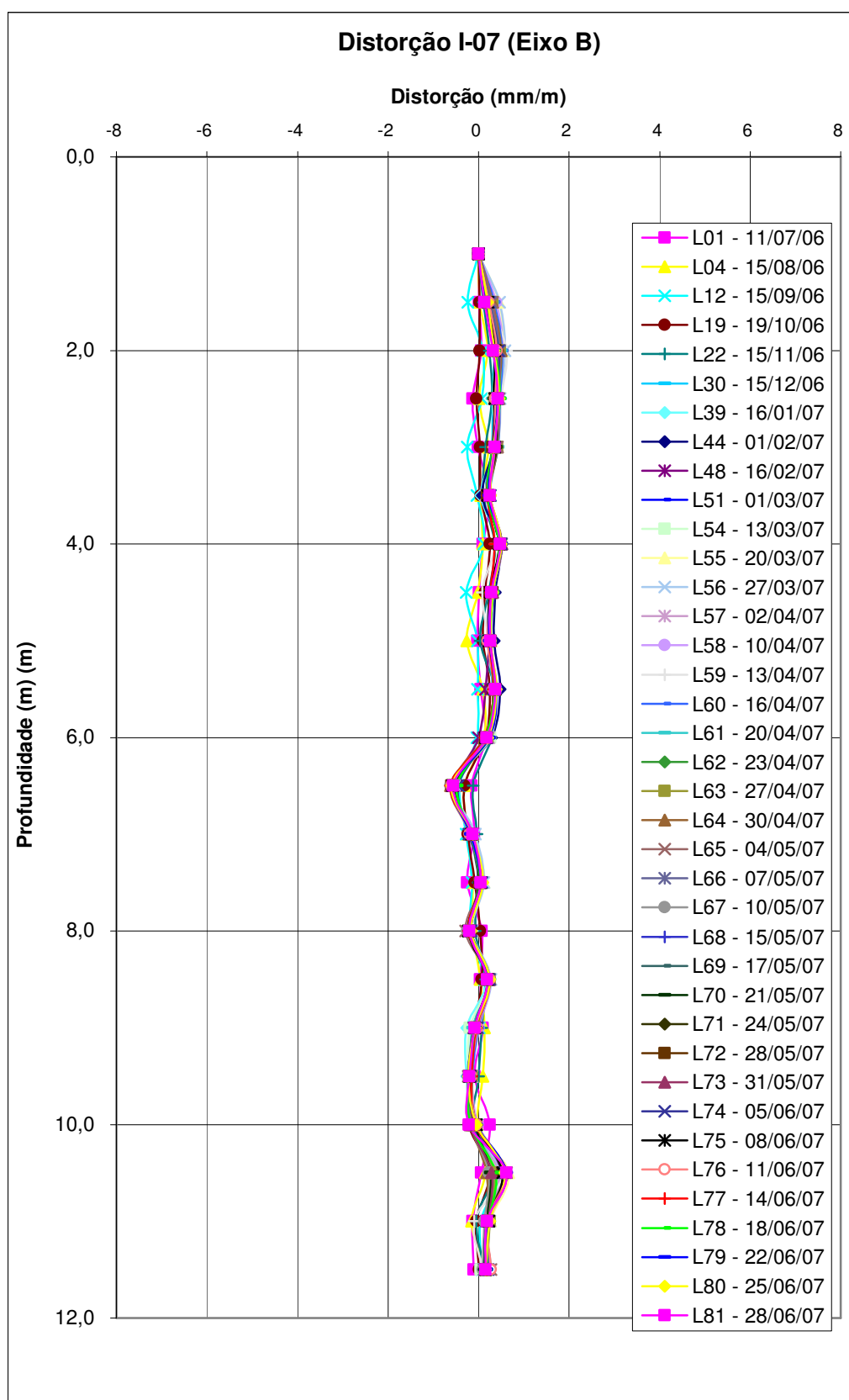


Figura C. 12 – Distorção do Inclínômetro I-07 (Eixo B)

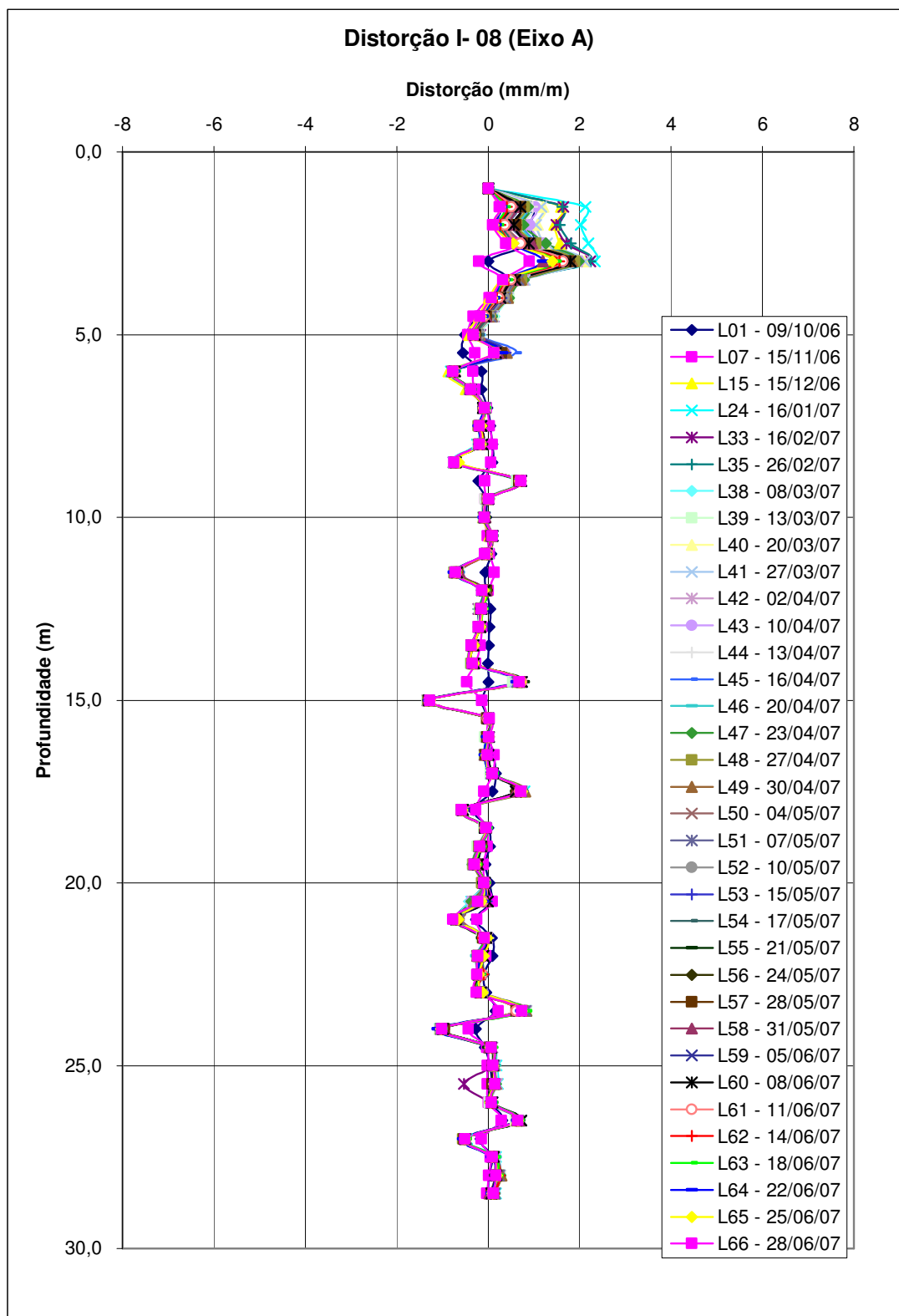


Figura C. 13 – Distorção do Inclínômetro I-08 (Eixo A)

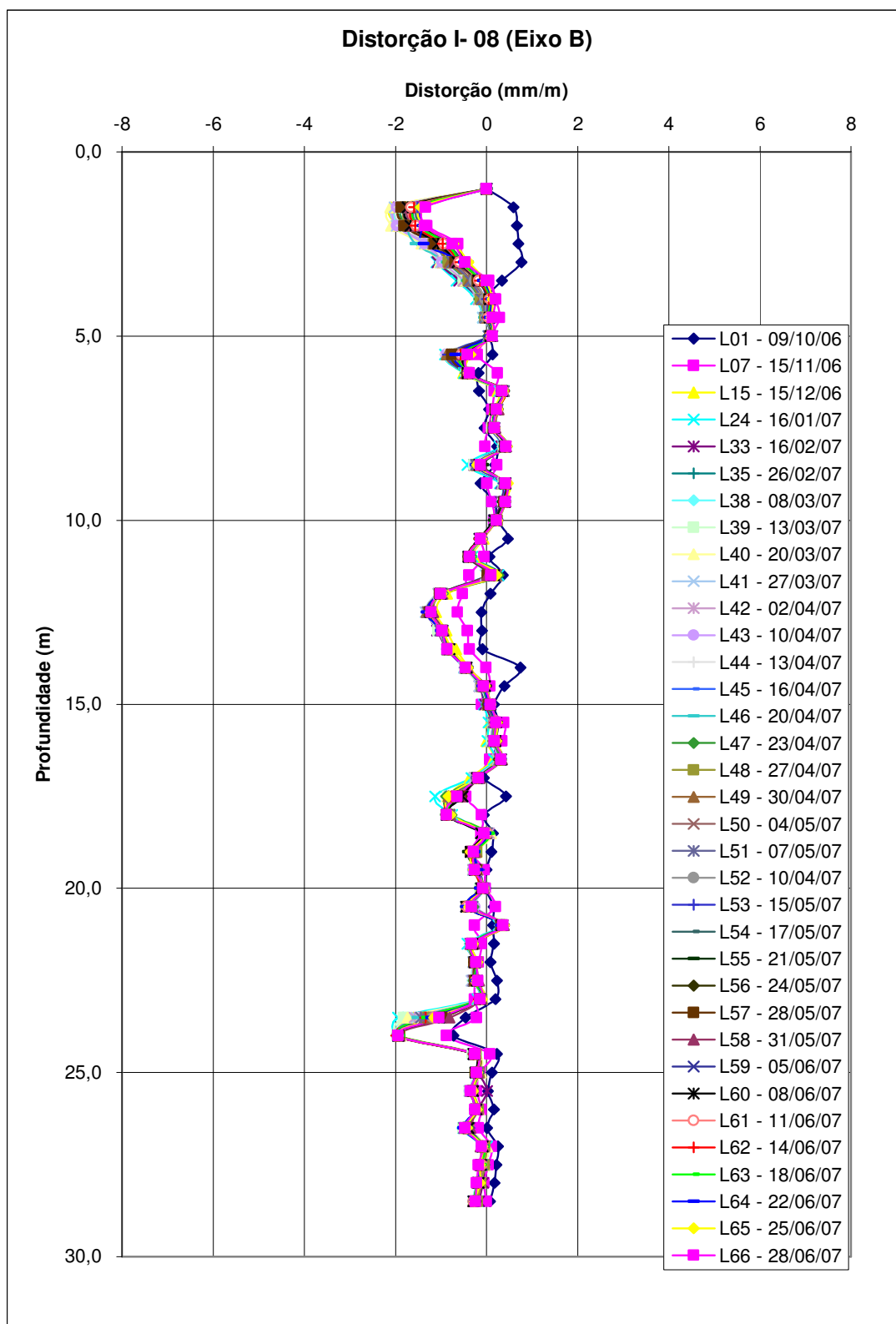


Figura C. 14 - Distorção do Inclínômetro I-08 (Eixo B)