


ANÁLISE NUMÉRICA DO ATERRO DE JUTURNAÍBA SOBRE SOLO ORGÂNICO MOLE

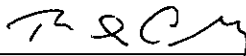
Valdir Antunes Filho

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

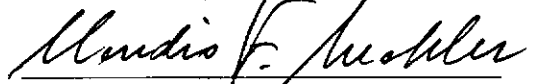
Aprovada por:



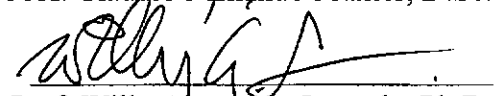
Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.
Presidente



Prof. Roberto Quental Coutinho, D.Sc.



Prof. Claudio Fernando Mahler, D.Sc.



Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
ABRIL DE 1996

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

ANÁLISE NUMÉRICA DO ATERRO DE JUTURNAÍBA SOBRE SOLO ORGÂNICO MOLE

Valdir Antunes Filho

Abril de 1996

Orientadores: Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida e
Prof. Roberto Quental Coutinho

Programa: Engenharia Civil

O Aterro Experimental de Juturnaíba sobre solo orgânico mole teve por objetivo fornecer subsídios para o projeto da Barragem de Juturnaíba construída no período 1981-1983 ao norte do Estado do Rio de Janeiro. A instrumentação bastante detalhada do aterro incluiu medidas de deslocamentos horizontais e verticais e poro-pressões. A tese apresenta análise numérica do Aterro de Juturnaíba com o objetivo de avaliar a adequação da teoria de estados críticos (modelo Cam-Clay Modificado) para a modelagem do solo orgânico local com alta compressibilidade e valores de ϕ' elevados.

A construção do aterro teve duração de um mês, sendo esta simulada através do adensamento acoplado de Biot. A detalhada investigação geotécnica das seis camadas de solo orgânico mole através de ensaios de campo e de laboratório permitiu a definição tanto da história de tensões, como dos quatro parâmetros fundamentais de estados críticos adotados na modelagem. Além destes, admitiu-se o módulo G função da tensão efetiva média p' e o coeficiente de permeabilidade vertical k_v do solo função do índice de vazios.

Análises admitindo o aterro elástico não-linear (modelo hiperbólico) resultaram em boa concordância entre a análise numérica e medições de campo. Resultado menos satisfatório foi obtido utilizando modelo elasto-plástico perfeito para o aterro. Observou-se melhor concordância de deslocamentos horizontais quando se admitiu $k_h = 2.5 k_v$.

De forma a avaliar as hipóteses adotadas foram realizadas outras análises. A análise admitindo módulo cisalhante (G) constante forneceu basicamente os mesmos

resultados da análise com módulo cisalhante variável ($G=f(p')$), indicando também que deformações elásticas são de pequena monta, aspecto este confirmado através do escoamento inicial observado nos diagramas de trajetórias de tensões. A análise admitindo a permeabilidade constante demonstrou ser importante a consideração de $k_v = f(e)$. Finalmente a análise não drenada realizada com os mesmos parâmetros de estados críticos confirmou ser significativo o adensamento ocorrido durante o período construtivo.

Sugestões para trabalhos futuros incluem: implementação de um modelo constitutivo para solo turfoso e de um modelo para solo sobreadensado.

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

Numerical Analysis of the Juturnaíba Embankment Over Soft Organic Soil

Valdir Antunes Filho

April, 1996

Thesis Supervisors: Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida e
Prof. Roberto Quental Coutinho

Department: Civil Engineering

The Juturnaíba trial Embankment over soft organic clay had the objective to supply information for project of Juturnaíba Dam built in the period 1981-1983 at northern of Rio de Janeiro State. The detailed embankment instrumentation included measurements of horizontal and vertical displacements and pore-pressures.

The thesis presents numerical analysis of Juturnaíba Embankment with the objective to assess the adequacy of critical state theory (Cam-Clay Modified model) for the modelling the local high compressible organic soil.

The embankment construction took one month and was simulated through Biot's coupled consolidation theory. The detailed geotechnical investigation of six layers of organic soft soil through field and laboratory tests allowed the definition of stress history and critical state parameters adopted in the modelling. Besides the modulus G was assumed to be dependent of the average effective stress p' and the coefficient of vertical permeability k_v , was also assumed to be a function of void ratio.

Analysis admitting the elastic no linear embankment (hyperbolic model) resulted in good agreement between numerical analysis and field measurements. Results less satisfactory were obtained utilizing the perfect elastic plastic model for the embankment. Best agreement of horizontal displacements was observed for $k_h = 2.5 k_v$.

In way to appraise the adopted hypothesis additional analyses were carry out. The analysis assuming the constant shear modulus (G) supplied basically the same results of the analysis with variable shear modulus ($G=f(p')$), showing also that elastic strains were of little significance. This aspect is corroborated through analysis of the

path stress diagrams. The analysis admitting the constant permeability proved to be important the consideration of $k_v = f(e)$. Finally the undrained analysis carry out with the same critical state parameters confirmed the significant consolidation occurring during the constrution period.

Suggestions for future works include: implementation of a constitutive model for peat soil and a model for preconsolidated soil.

ANTUNES FILHO, VALDIR

Um estudo sobre a utilização do Sistema CRISP a problema de deformação de fundações de aterro sobre solos moles [Rio de Janeiro] 1996.

xix,141 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M. Sc., ENGENHARIA CIVIL, 1996).

TESE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1 - Modelo Constitutivo 2 - Adensamento

3 - Método dos Elementos finitos

AGRADECIMENTOS

Ao Senhor Jesus Cristo por ter alcançado esta vitória.

Ao Programa de Engenharia Civil da COPPE.

Ao CNPQ e a FAPERJ pelo apoio financeiro.

Aos professores do Programa de Engenharia Civil.

Aos professores Dr. Márcio S.S. de Almeida e Dr. Roberto Quental Coutinho pelo apoio, dedicação, incentivo e amizade ao longo de todo o trabalho.

Aos colegas de mestrado Cláudia, Ester, Flávia, André, Alexandre, Paulo, Denise, Vanjo, Eliane pela amizade e companheirismo.

Ao colega de mestrado Sérgio Galvão pelo apoio nos gráficos e amizade.

Ao colega engenheiro David Swan por ter sido o primeiro a estudar este assunto.

Ao colega e amigo Edwin Iturri pelo apoio, companheirismo e amizade.

Aos funcionários técnicos e administrativos.

À minha noiva Dra. Maria Sara Pereira pelo apoio, dedicação e pelo sentimento que nos une.

À minha família.

Lista de Símbolos

Simbologia Latina

C_c - índice de compressão virgem

C_K - coeficiente angular do gráfico e versus $\log k_v$

CR - coeficiente de compressão virgem = $\frac{C_c}{(1+e_0)}$

C_S - índice de compressão da curva descarregamento-recarregamento

c - coesão

c_v - coeficiente de adensamento vertical

1-D-cl - linha de adensamento unidimensional

E - módulo de elasticidade

EMV - Extensômetro Magnético Vertical

e_{CS} - índice de vazios no estado crítico para $p' = 1$ kPa

e_λ - índice de vazios na linha de adensamento unidimensional para $p' = 1$ kPa

e_k - índice de vazios na linha descarregamento-recarregamento para $p' = 1$ kPa

G - módulo cisalhante

G_s - densidade dos grãos

H - altura de aterro

I_p - índice de plasticidade

K - coeficiente de empuxo

K e n - parâmetros adimensionais do modelo hiperbólico

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso

k - coeficiente de permeabilidade

ldr - linha descarregamento-recarregamento

lec - linha de estados críticos

m_v - módulo de compressibilidade volumétrico

OCR - razão de sobreadensamento

p - tensão média

P_a - pressão atmosférica

p'_c - tensão de sobreadensamento isotrópica

q - tensão desviadora

R_f - relação de ruptura

r_k - magnitude de anisotropia de permeabilidade k_h / k_v

SR - índice de expansão = $\frac{c_s}{(1 + e_0)}$

S_u - resistência não-drenada

TMO - Teor de Matéria Orgânica

u - excesso de poro-pressão

v - volume específico

w - umidade

w_1 - peso seco a 150°C

w_2 - peso seco a 400°C

w_L - limite de liquidez

w_p - limite de plasticidade

Simbologia Grega

ε - deformação específica normal

ε_q - deformação cisalhante = $\frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) = e_{ps}$

ε_v - deformação volumétrica = $\varepsilon_a + 2\varepsilon_r$

γ - peso específico

η - q/p'

φ - ângulo de atrito

κ - inclinação da linha de descompressão-recompressão

M - constante de atrito para condição de carregamento por compressão

M^* - constante de atrito para condição de carregamento por extensão

λ - inclinação da linha de compressão isotrópica

ν - coeficiente de Poisson

ρ - massa específica natural

σ - tensão normal total

σ' - tensão normal efetiva

σ_1 - tensão principal maior

σ_3 - tensão principal menor

σ'_{vc} - pressão vertical de consolidação

τ - resistência ao cisalhamento mobilizada

ÍNDICE

	Página
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Preliminares	1
1.2 Objetivo Principal	2
1.3 Relevância do Estudo	2
1.4 Estrutura de Dissertação	3
CAPÍTULO 2 - DESCRIÇÃO GERAL DO ATERRO EXPERIMENTAL	4
2.1 Introdução	4
2.2 Descrição de Depósito de Solo Orgânico	4
2.2.1 Características Básicas	4
2.2.2 Propriedades Geotécnicas	7
2.3 Descrição do Aterro Experimental	7
2.3.1 Construção do Aterro	7
CAPÍTULO 3 - MODELAGEM NUMÉRICA DO ATERRO DE JUTURNAÍBA	19
3.1 Introdução	19
3.2 A Malha de Elementos Finitos	19
3.3 Modelo Cam-Clay	23
3.3.1 Valores de M	23
3.3.2 Valores de λ	26
3.3.3 Valores de κ	26
3.3.4 Valores de e_{CS}	27
3.3.5 Valores de G	31
3.4 Parâmetros Para Análise de Adensamento	34
3.4.1 Permeabilidade Constante	34
3.4.2 Permeabilidade Variável Com o Índice de Vazios	35
3.4.3 Coeficiente de Permeabilidade Horizontal	35
3.5 Aterro:Modelo Elasto-Plástico Perfeito Mohr-Coulomb	36

3.6 Aterro:O Modelo Elástico Não-Linear Hiperbólico	39
3.6.1 Introdução	39
3.6.2 Não Linearidade	39
3.6.3 Interdependência de Tensões	41
3.6.4 Inelasticidade	42
3.6.5 Parâmetros K e n	43
3.7 O Sistema CRISP	44
CAPÍTULO 4 - ANÁLISES REALIZADAS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	46
4.1 Introdução	46
4.2 Estado de Tensões <i>in Situ</i>	47
4.3 Resultados e Discussão	50
4.3.1 Análise 1: Influência da Atualização de Coordenadas	50
4.3.2 Análise 2: $k_h = 2,0$ kv versus $k_h = 2,5$ kv	50
4.3.3 Análise 3: Módulo Cisalhante Variável (G_{var}) versus Módulo Cisalhante Constante (G_{cte})	51
4.3.4 Análise 4: Coeficiente de Permeabilidade Variável (k_{var}) versus Coeficiente de Permeabilidade Constante (k_{cte})	57
4.3.5 Análise 5:Aterro Hiperbólico versus Aterro Mohr-Coulomb	66
4.3.6 Análise 6: CRISP versus PROGEO (Borma(1991))	76
4.3.7 Análise 7: CRISP versus Valores Medidos	81
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	120
5.1 O Comportamento dos solos moles à Luz da Teoria dos Estados Críticos	120
5.2 Sugestões Para Pesquisas Futuras	120
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	121
APÊNDICES:	
Apêndice A: Determinação de M	125
Apêndice B : Obtenção do Módulo Cisalhante	132
Apêndice C : Determinação da Inclinação do Gráfico e versus $\log k_v$	137

Lista de Figuras

CAPÍTULO 2 - DESCRIÇÃO GERAL DO ATERRO EXPERIMENTAL

2.1 - Localização da Barragem de Juturnaíba (Apud COUTINHO, 1986)	10
2.2 - Perfil Geotécnico - Seção Transversal (Apud COUTINHO, 1986)	11
2.3a - Resultados de Ensaios de Caracterização (1) vs. Profundidade (Apud COUTINHO, 1986)	12
2.3b - Resultados de Ensaios de Caracterização (2) vs. Profundidade (Apud COUTINHO, 1986)	13
2.3c - Parâmetros RR, CR e SR vs. Profundidade - Ensaios Oedométricos (Apud COUTINHO, 1986)	14
2.4 - Valores de Su vs. Profundidade (Apud COUTINHO, 1986)	15
2.5 - Projeto - Seções - Aterro Experimental - Barragem de Juturnaíba (Apud COUTINHO, 1986)	16
2.6 - Instrumentação - Planta (Apud COUTINHO, 1986)	17
2.7 - Instrumentação - Elevação (Apud COUTINHO, 1986)	18

CAPÍTULO 3 - MODELAGEM NUMÉRICA DO ATERRO DE JUTURNAÍBA

3.1a - Numeração dos Elementos	20
3.1b - Malha de Elementos Finitos Adotada	21
3.1c - Numeração dos Nós	22
3.2 - Esquema de Carregamento Adotado	23
3.3 - Gráfico Típico de Tensão - Deformação e Poro-Pressão, Amostras Normalmente Adensadas	24
3.4 - Ensaios Oedométricos - Obtenção de Parâmetros de Compressibilidade	28

3.5 - "Yield Locus" - Superfície de Escoamento do Modelo Cam-Clay Modificado	29
3.6 - Determinação do Módulo de Elasticidade	32
3.7 - Determinação do Coeficiente de Permeabilidade Vertical Inicial (k_{vo})	34
3.8 - Superfície de Escoamento de Mohr-Coulomb (ITURRI, 94)	37
3.9 - Modelo Hiperbólico com Eixos Transformados	40
3.10 - Representação Hiperbólica da Curva Tensão-Deformação (Apud WONG e DUNCAN, 1974)	41
3.11 - Variação do Módulo Elástico Inicial Tangente Com a Tensão Confinante (Apud WONG e DUNCAN, 1974)	43

CAPÍTULO 4 - ANÁLISES REALIZADAS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 - Tensões In Situ	48
4.2 - Comparação entre Índice de Vazios	50
4.3 - Deslocamentos Verticais na Base do Aterro	52
4.4 - Inclinômetro I-3 Alt. 6,10 m (CRISP s/ Atual. x CRISP c/ Atual.)	53
4.5 - Extensômetro Magnético Vertical EMV1.1 - Nó 1 (k_{var} : $k_h=2,5 \text{ kv} \times k_h=2,0 \text{ kv}$)	54
4.6 - Ext. Mag. Vert. EMV3.1 Nó 57 (k_{var} : $k_h=2,5 \text{ kv} \times k_h=2,0 \text{ kv}$)	55
4.7 - Inclinômetro I-3 Alt. 6,10 m (k_{var} : $k_h=2,5 \text{ kv} \times k_h=2,0 \text{ kv}$)	56
4.8 - Ext. Mag. Vert. EMV1.1 - Nó 1 ($G_{cte} \times G_{var}$)	58
4.9 - Ext. Mag. Vert. EMV2.1 - Nó 3 ($G_{cte} \times G_{var}$)	59
4.10 - Ext. Mag. Vert. EMV3.1 - Nó 57 ($G_{cte} \times G_{var}$)	60

4.11 - Inclínômetro I-3 Alt. 6,10 m (Gcte x Gvar)	61
4.12 - Ext. Mag. Vert. EMV1.1 - Nó 1 (kvar x kcte x An. N-D)	62
4.13 - Ext. Mag. Vert. EMV1.3 - Nó 19 (kvar x kcte x An. N-D)	63
4.14 - Nó 1 - q x p' e q x eps	64
4.15 - Nó 1 - e x p' e e x eps	64
4.16 - Nó 1 - u x p' e u x eps	64
4.17 - Nó 19 - q x p' e q x eps	67
4.18 - Nó 19 - e x p' e e x eps	67
4.19 - Nó 19 - u x p' e u x eps	67
4.20 - Inclínômetro I-3 (kvar x kcte x An. N-D)	68
4.21 - Isócronas (Eixo Principal) (kvar x kcte x An. N-D) Alt. 1,00 m	69
4.22 - Isócronas (Eixo Principal) (kvar x kcte x An. N-D) Alt. 4,65 m	70
4.23 - Isócronas (Eixo Principal) (kvar x kcte x An. N-D) Alt. 6,10 m	71
4.24 - Piezômetro P-7. y = 3,875 m (kvar x kcte x An. N-D)	72
4.25 - Desl. Vert. x Prof. EMV-1 Alt. 6,10 m	73
4.26a - Desl. Vert. na Base do Aterro (Mohr-Coulomb x Hiperbólico) H=4,65 m	74
4.26b - Desl. Vert. na Base do Aterro (Mohr-Coulomb x Hiperbólico) H=6,10 m	75
4.27 - Inclínômetro I-1 (Mohr-Coulomb x Hiperbólico) H=4,7 m	77

4.28 - Inclinaçãometro I-3 (Mohr-Coulomb x Hiperbólico) H=4,7 m	78
4.29a - Desl. Vert. na Base do Aterro (CRISP x PROGEO) H=4,7 m	79
4.29b - Desl. Vert. na Base do Aterro (CRISP x PROGEO) H=6,1 m	80
4.30 - Inclinaçãometro I-1 (CRISP x PROGEO) H=4,7 m	84
4.31 - Inclinaçãometro I-3 (CRISP x PROGEO) H=4,7 m	85
4.32 - Inclinaçãometro I-3 (CRISP x PROGEO) H=6,1 m	86
4.33 - Desl. Vert. na Base do Aterro (CRISP x Medido)	87
4.34 - Ext. Mag. Vert. EMV1.1 - Nó 1	88
4.35 - Ext. Mag. Vert. EMV1.2 - Nó 7	89
4.36 - Ext. Mag. Vert. EMV1.3 - Nó 19 e 30	90
4.37 - Ext. Mag. Vert. EMV1.4 - Nó 33	91
4.38 - Ext. Mag. Vert. EMV2.1 - Nó 3	92
4.39 - Ext. Mag. Vert. EMV2.2 - Nó 9	93
4.40 - Ext. Mag. Vert. EMV2.3 - Nó 21	94
4.41 - Ext. Mag. Vert. EMV2.4 - Nó 35	95
4.42 - Ext. Mag. Vert. EMV3.1 - Nó 57	96
4.43 - Ext. Mag. Vert. EMV3.2 - Nó 59	97
4.44 - Ext. Mag. Vert. EMV3.3 - Nó 105 e 118	98
4.45 - Ext. Mag. Vert. EMV3.4 - Nó 119	99
4.46 - Inclinaçãometro I-1 1,00 m e 3,00 m	100

4.47 - Inclínômetro I-1 2,35 m e 4,65 m	101
4.48 - Inclínômetro I-1 6,10 m	102
4.49 - Inclínômetro I-1 4,65 m e 6,40 m	103
4.50 - Inclínômetro I-3 1,00 m e 3,00 m	104
4.51 - Inclínômetro I-3 2,35 m e 4,65 m	105
4.52 - Inclínômetro I-3 6,10 m	106
4.53 - Inclínômetro I-3 4,65 m e 6,40 m	107
4.54 - Isócronas (Eixo Principal)	108
4.55 - Piezômetro P-7	109
4.56 - Piezômetro P-8	110
4.57 - Piezômetro P-9	111
4.58 - Avanço da Plastificação H=1,00 m e 2,35 m	112
4.59 - Avanço da Plastificação H=3,00 m e 4,65 m	113
4.60 - Avanço da Plastificação H=6,10 m	114
4.61 - P7: $q \times p'$ e $q \times eps$	117
4.62 - P7: $e \times p'$ e $e \times eps$	117
4.63 - P8: $q \times p'$ e $q \times eps$	118
4.64 - P8: $e \times p'$ e $e \times eps$	118
4.65 - P9: $q \times p'$ e $q \times eps$	119

4.66 - P9: e x p' e e x ϵ s	119
--	-----

Apêndice A: Determinação de M

VI.10 - Curvas Tensão-Deformação e Poro-Pressão Ensaio Triaxiais CIU-C, Amostras Normalmente Adensadas.	126
---	-----

VI.11 - Curvas Tensão-Deformação e Poro-Pressão Ensaio Triaxiais CIU-C, Amostras Normalmente Adensadas.	127
---	-----

VI.12 - Curvas Tensão-Deformação e Poro-Pressão Ensaio Triaxiais CIU-C, Amostras Normalmente Adensadas.	128
---	-----

VI.13 - Curvas Tensão-Deformação e Poro-Pressão Ensaio Triaxiais CIU-C, Amostras Normalmente Adensadas.	129
---	-----

VI.14 - Curvas Tensão-Deformação e Poro-Pressão Ensaio Triaxiais CIU-C, Amostras Normalmente Adensadas.	130
---	-----

VI.15 - Curvas Tensão-Deformação e Poro-Pressão Ensaio Triaxiais CIU-C, Amostras Normalmente Adensadas.	131
---	-----

Apêndice B: Obtenção do Módulo Cisalhante

VI.27 - Relação entre S_u e σ'_c Ensaio Triaxiais CIU-C	133
---	-----

VI.28 - Relação entre S_u e σ'_c Ensaio Triaxiais CIU-C	134
---	-----

VI.29 - Relação entre S_u e σ'_c Ensaio Triaxiais CIU-C	135
XII.1 - Módulos de Deformação Ensaio Triaxiais CIU-C $\sigma'_c \cong \sigma'_{oct}$ de campo	136
Apêndice C: Determinação da Inclinação do Gráfico e versus $\log kv$	
C.1 - Variação do Índice de Vazios em Função da Permeabilidade Camadas 1A e 1B	138
C.2 - Variação do Índice de Vazios em Função da Permeabilidade Camadas 2 e 3	139
C.3 - Variação do Índice de Vazios em Função da Permeabilidade Camadas 4 e 5	140
C.4 - Estudo Detalhado da Relação e - k. Argila de Louseville (Apud TAVENAS e outros, 1983)	141
C.5 - Relação e - $\log kv$ para Argilas do Mar de Champlain (Apud TAVENAS e outros, 1983)	141

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Preliminares

Com a expansão mais rápida das zonas urbanas também aumenta a demanda para a ocupação de regiões com presença de solos problemáticos, entre eles, solos moles orgânicos.

Quando isto ocorre o engenheiro tem várias opções, entre elas:

- (a) evitar o solo mole através da relocação do aterro ou uso de estrutura elevada (viadutos);
- (b) estabilizar o solo física ou quimicamente;
- (c) projetar o aterro de acordo com o solo mole existente;
- (d) retirar parte do solo mole existente e substituí-lo por material adequado.

A solução dependerá de um minucioso estudo custo-benefício. Entretanto, devido à tendência de escassez de terrenos com boa capacidade de suporte tem-se aumentado a importância das duas últimas alternativas.

No campo de projetos de aterros ou até barragens de terra sobre solos compressíveis é necessário fazer uma previsão do comportamento da obra através de modelos de análise utilizando parâmetros de solos obtidos através de ensaios de laboratório e de campo.

Dois tipos de análise são normalmente realizadas: análise de estabilidade e a análise de deformações (ALMEIDA e ORTIGÃO, 1982). O método dos elementos finitos possibilita a análise completa do campo de deformações, já tendo sido utilizado em outros estudos e dissertações (ALMEIDA, 1981 e FONTENELLE, 1987) para aterros sobre argila mole.

Nesta dissertação será utilizado o sistema computacional CRISP (*Critical State Program*) desenvolvido na Universidade de Cambridge, Inglaterra a partir de 1973 (BRITTO e GUNN, 1987) e que utiliza o método dos elementos finitos. O CRISP destaca-se pelo uso da Teoria dos Estados Críticos desenvolvida na mesma universidade nas décadas de 50 e 60.

1.2 Objetivo da Dissertação

O principal objetivo desta dissertação é a avaliação do desempenho do CRISP para o aterro experimental de Juturnaíba (*COUTINHO, 1986*) construído sobre solos moles com alto teor de matéria orgânica. Programas de elementos finitos utilizando estados críticos têm sido aplicados com sucesso a argilas moles naturais (*WROTH, 1979 e ALMEIDA, 1981*) e reconstituídas em laboratório (*ALMEIDA, BRITTO e PARRY, 1986*). Entretanto, foge ao conhecimento deste autor a aplicação de tais programas a solos turfosos ou orgânicos. É o objetivo desta dissertação avaliar a utilização do mesmo para estas condições.

1.3 Relevância do Estudo

O aterro de Juturnaíba, com cuidadosa investigação geotécnica e instrumentação de campo, constitui-se em um caso histórico importante de aterro sobre solo mole orgânico. Considerando que a Teoria dos Estados Críticos já é atualmente bastante difundida em vários livros textos (*SCHOFIELD e WROTH, 1968; ATKINSON e BRANSBY, 1978; BOLTON, 1979; WOOD, 1990 e ORTIGÃO, 1992*), a revisão bibliográfica não será aqui abordada. O mesmo se dá com relação à modelagem por elementos finitos já amplamente difundida (e.g., *ZIENKIEWICZ, 1971*), inclusive quando adota modelos de estados críticos (*BRITTO e GUNN, 1987*). Assim sendo esta dissertação dará ênfase à comparação entre as previsões numéricas e medições de campo.

Esta tese se insere na linha de pesquisa de utilização e desenvolvimento de métodos numéricos a problemas de construção de aterro sobre solo mole em que o adensamento pode ser relevante. O programa CRISP trata o adensamento primário de forma rigorosa ao adotar a teoria bi-dimensional de Biot. Entretanto não considera o adensamento secundário, pouco relevante para o caso presente. O partido utilizado tem sido o de aplicar programas continuamente testados e aprovados, como é o caso do programa CRISP, a vários casos históricos. Outro exemplo é o programa CONMULT, de diferenças finitas, para adensamento unidimensional desenvolvido na França na década de 70 e utilizado por *BORGES (1991)* e *COUTINHO et alli (1994)* para a análise do adensamento da fundação da Barragem de Juturnaíba.

1.4 Estrutura de Dissertação

A dissertação segue uma sequência típica para um projeto de pesquisa em elementos finitos, desde a descrição geral do aterro experimental até as conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

No capítulo 2 discute-se o depósito de solo orgânico, incluindo-se as propriedades geotécnicas, os índices físicos e os parâmetros de resistência, de deformabilidade e de compressibilidade. Descreve-se também o aterro experimental com sua geometria, sequência construtiva e instrumentação adotada. Todas as informações obtidas em *COUTINHO (1986)*.

No capítulo 3 discute-se a modelagem numérica adotada, incluindo-se uma discussão da malha de elementos finitos, do modelo constitutivo adotado para os solos da fundação, e as novas implementações no CRISP como o modelo hiperbólico para o solo do aterro e a permeabilidade variável com o nível de tensões para os solos da fundação. O capítulo 3 apresenta também uma discussão de parâmetros de estados críticos para o solo orgânico e demais parâmetros utilizados no programa. Para cada parâmetro apresentam-se as equações básicas de estados críticos correspondentes.

No capítulo 4 apresentam-se as análises realizadas e a discussão dos resultados. Foram feitas análises comparando-se as seguintes situações: fundação com módulo cisalhante constante e com módulo cisalhante variável com o nível de tensão; aterro elástico-plástico perfeito (ruptura tipo Mohr-Coulomb) com o aterro elástico não-linear (hiperbólico); fundação com permeabilidade constante e com permeabilidade variável com o índice de vazios.

Finalmente, no capítulo 5 apresentam-se as conclusões finais e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2 - DESCRIÇÃO GERAL DO ATERRO EXPERIMENTAL

2.1 Introdução

O local de construção do aterro experimental de Juturnaíba faz parte da área de construção da Barragem de Juturnaíba situada no município de Silva Jardim, ao norte do estado do Rio de Janeiro. O aterro foi construído até a ruptura para se estudar o comportamento do aterro-fundação durante construção com especial atenção à estabilidade e a resistência ao cisalhamento da fundação. Toda a descrição, características básicas e parâmetros geotécnicos apresentados neste capítulo foi retirada de *COUTINHO (1986)* e portanto essa referência bibliográfica não será mais repetida adiante.

O aspecto geológico da região de interesse da Barragem de Juturnaíba distingue-se por dois aspectos: a planície aluvionar e as "ilhas", morros e serras. A planície é formada por sedimentos aluvionares recentes depositados pelo rio São João, seus formadores e seus afluentes. Estes sedimentos chegam a 7.50 metros aproximadamente em profundidade no local do aterro experimental (ver Figuras 2.1 e 2.2).

2.2 Descrição do Depósito de Solo Orgânico

2.2.1 Características Básicas

O depósito de solos moles abrange toda a área da obra, apresentando-se em seis camadas com diferentes teores de matéria orgânica, conforme mostrado na Tabela 2.1. Como primeira idealização nesta dissertação, o depósito foi dividido em cinco camadas conforme mostrado na Tabela 2.2.

Os resultados típicos de ensaios de difração de raio X mostraram que o principal argilo-mineral é a caulinita, contando ainda com a presença de illita, montmorilonita e vermiculita. A matéria orgânica é evidenciada pela coloração marrom escura e preta nas camadas.

PROF. (m)	CAMADA	PERFIL TÍPICO — DESCRIÇÃO TÁTIL - VISUAL	UMIDADE (%)		
			FAIXA TÍPICA	MÉDIA	
0,00	SUPERFICIAL I Ia Ib H H H H H H SOLO ORGÂNICO MOLE	ARGILA SILTOSA CINZA COM VEIOS E MANCHAS (FORTES) DE COR MARROM-AMARELO, COM PRESENÇA DE RAÍZES.	88 a 105	97	
0,50		ARGILA SILTOSA CINZA COM VEIOS CINZA-CLARO, NO INÍCIO ÀS VEZES MANCHAS MARROM-AMARELO. NO FINAL VEIOS CINZA-ESCURO COM ESTRATIFICAÇÃO.	75 a 102	88	
1,50		ARGILA SILTOSA ORGÂNICA CINZA À CINZA-ESCURO, FREQUENTEMENTE C/ VEIOS PRETOS (MATÉRIA ORGÂNICA) E ESTRATIFICADA. OCASIONALMENTE VEIOS CINZA-CLARO, NO FINAL AS VEZES INFLUÊNCIA DA CAMADA TURFOSA ABAIXO.	85 a 150	111	
2,50		ARGILA ORGÂNICA TURFOSA CINZA-MARROM COM PEDAÇOS PEQUENOS E GRANDES DE MADEIRA EM DECOMPOSIÇÃO.	200 a 320	263	
3,25		ARGILA ORGÂNICA CINZA A CINZA-ESCURO (ESVERDEADO) COM PEDAÇOS PEQUENOS DE MADEIRA E FOLHAS EM DECOMPOSIÇÃO AO LONGO DE TODA A AMOSTRA, OCORRENDO ALGUMAS VEZES A PRESENÇA DE PEDAÇOS MAIORES DE MADEIRA EM DECOMPOSIÇÃO.	130 a 190	153	
5,75		TURFA ARGILOSA MARROM-PRETA. MADEIRA EM DECOMPOSIÇÃO COM MATERIAL ARGILOSO.	300 a 435	380	
6,25		ARGILA ORGÂNICA CINZA-ESCURO E PRETA (MAT. ORG.) ÀS VEZES COM MANCHAS CINZA-CLARO.	85 a 200	138	
6,50		ARGILA SILTOSA CINZA-CLARO, BASTANTE PEGAJOSA, COM AREIA.	38,5 a 55	46	
7,50		SOLO RESISTENTE	AREIA FINA À MÉDIA ARGILOSA DE COR CINZA-CLARO.		
9,00			AREIA FINA À GROSSA COM ARGILA DE COR CINZA-CLARO (AMOSTRA OBTIDA NA LAVAGEM). EM 2 FUROS (SP-2 E SP-3) OCORREU EM ALGUMAS PROFUNDIDADES COR ESCURA E PRESENÇA DE RESTOS VEGETAIS.		
1,40					

Tabela 2.1 - Descrição do Perfil Geotécnico Típico
(Apud COUTINHO, 1986)

Tabela 2.2: Denominação das Camadas

Profundidade(m)	Camada		Perfil típico-Descrição Tátil-Visual
	Coutinho(86)	Presente Estudo	
0.00-0.50	Superficial	1A	Argila siltosa cinza com veios e manchas (fortes) de cor marrom-amarela, com presença de raízes.
0.50-1.50	1A	1A	Argila siltosa cinza com veios cinza-claros no início às vezes manchas marrom-amarelo, no final veios cinza-escuro com estratificação
1.50-2.50	1B	1B	Argila siltosa orgânica cinza à cinza-escuro, frequentemente com veios pretos (matéria orgânica)e estratificada. Ocasionalmente veios cinzentos, no final às vezes influência da camada turfosa abaixo.
2.50-3.25	II	2	Argila orgânica turfosa cinza-marrom com pedaços pequenos e grandes de madeira em decomposição.
3.25-5.75	III	3	Argila orgânica cinza a cinza-escuro (esverdeado) com pedaços pequenos de madeira e folhas em decomposição ao longo de toda a amostra, ocorrendo algumas vezes a presença de pedaços maiores de madeira em decomposição.
5.75-6.25	IV	4	Turfa argilosa marrom-preta, madeira em decomposição com material argiloso.
6.25-6.50	V	4	Argila orgânica cinza-escuro e preta (matéria orgânica) às vezes manchas cinzentas.
6.50-7.50	VI	5	Argila siltosa cinza-claro, bastante pegajosa com areia

2.2.2 Propriedades Geotécnicas

Foram realizados ensaios de determinação de umidade w , limite de liquidez w_L , índice de plasticidade I_p , densidade de grãos G_s , e massa específica natural ρ , além de ensaios de determinação do teor de matéria orgânica (TMO). A Tabela 2.3 apresenta um resumo dos índices físicos dos solos das diversas camadas e a Figura 2.3 apresenta um resumo das principais propriedades do depósito de Juturnaíba.

Foram também realizados ensaios de palheta de campo para a determinação das resistências não-drenada S_u do solo indeformado e do solo amolgado, os quais são apresentados na Figura 2.4. Ensaio triaxiais do tipo CIU com medida de poro-pressão permitiram a determinação do ângulo de atrito efetivo ϕ' da coesão efetiva c' os quais variam, respectivamente, entre 25° a 58.8° e entre 0.0 a 15.2 kN/m^2 , dependendo da camada de solo.

2.3 Descrição Do Aterro Experimental

2.3.1 Construção do Aterro

O objetivo da construção do Aterro de Juturnaíba foi o de modelar o comportamento da Barragem de Juturnaíba. Assim as dimensões do aterro foram definidas em função das dimensões da barragem e a altura máxima foi projetada para 6 metros. Como o aterro experimental foi instrumentado para medir o comportamento do mesmo e da fundação até a ruptura, as dimensões foram adotadas de forma a orientar a ruptura para o lado instrumentado do aterro. Assim, as seguintes características geométricas foram estabelecidas (conforme Figura 2.5):

(i) inclinação do talude de ruptura de 1:2 (v:h) e do talude estável de 1:3 (v:h), este incluindo também uma berma de equilíbrio;

Tabela 2.3: Caracterização da Fundação

Camada	Densidade dos Grãos	Limite de Liquidez	Limite de Plasticidade	Índice de Plasticidade	Umidade	Massa específica Natural	Teor de Matéria Orgânica TMO (%)	
Nº	G_s	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	w (%)	ρ (Mg/m ³)	Química ¹	Queimada ²
1A	2.49	89	48	41	88	1.39	7	12
1B	2.40	127	61	66	111	1.39	12	19
2	2.08	262	151	111	263	1.14	55	41
3	2.50	153	83	70	153	1.30	17	25
4	1.97	385	223	162	380	1.16	67	61
5	2.67	57	31	26	46	1.70	1	6

¹ TMO: Porcentagem de carbono x 1.724.

Admitindo que na composição média de humus, o carbono participa com 58 %

Fonte: COUTINHO (1986)

²TMO(%)=1-C[w₂/w₁]

onde:

w₁: Peso seco a 150°C

w₂: Peso seco a 400°C

C: fator de correção=1.014 (Fonte COUTINHO (1986)

(ii) plataforma horizontal do aterro com 30 m de comprimento e 12 m de largura, para a altura máxima inicial prevista de 6 m, de tal forma que a superfície de ruptura não cortasse o talude estável.

(iii) a inclinação dos taludes longitudinais da ordem de 1:3 com berma de equilíbrio.

Inicialmente foi construído uma camada de 1 m de espessura em toda a área do aterro, seguida por camadas de espessura da ordem de 35 cm (sempre tomando os maiores

cuidados possíveis para evitar danos à instrumentação e feito sob controle visual para manter o uso do mesmo material).

Ao se atingir a altura de 4.35 m os taludes foram modificados para 1:1.5 (v:h) tendo em vista que houve indícios de que a ruptura ocorreria para uma altura superior à prevista inicialmente e para que a superfície de ruptura não cortasse o talude estável.

A seção instrumentada do aterro é indicada em planta na Figura 2.6 e em elevação na Figura 2.7. A descrição destes instrumentos estão em *COUTINHO(1986)* e vários destes instrumentos podem ser encontrados em *ORTIGÃO (1980)*.

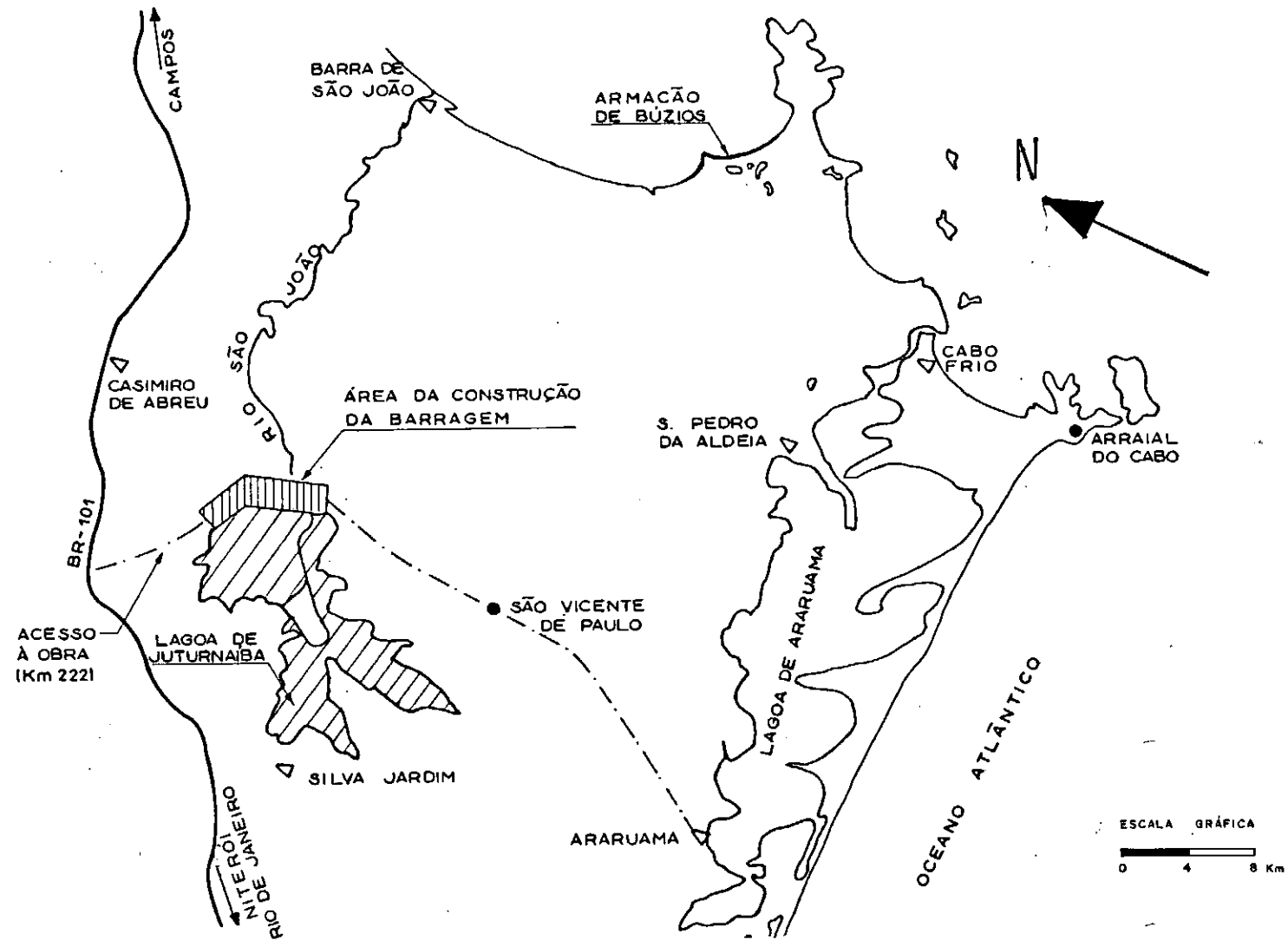


Figura 2.1 - Localização da Barragem de Juturnaíba
(Apud COUTINHO, 1986)

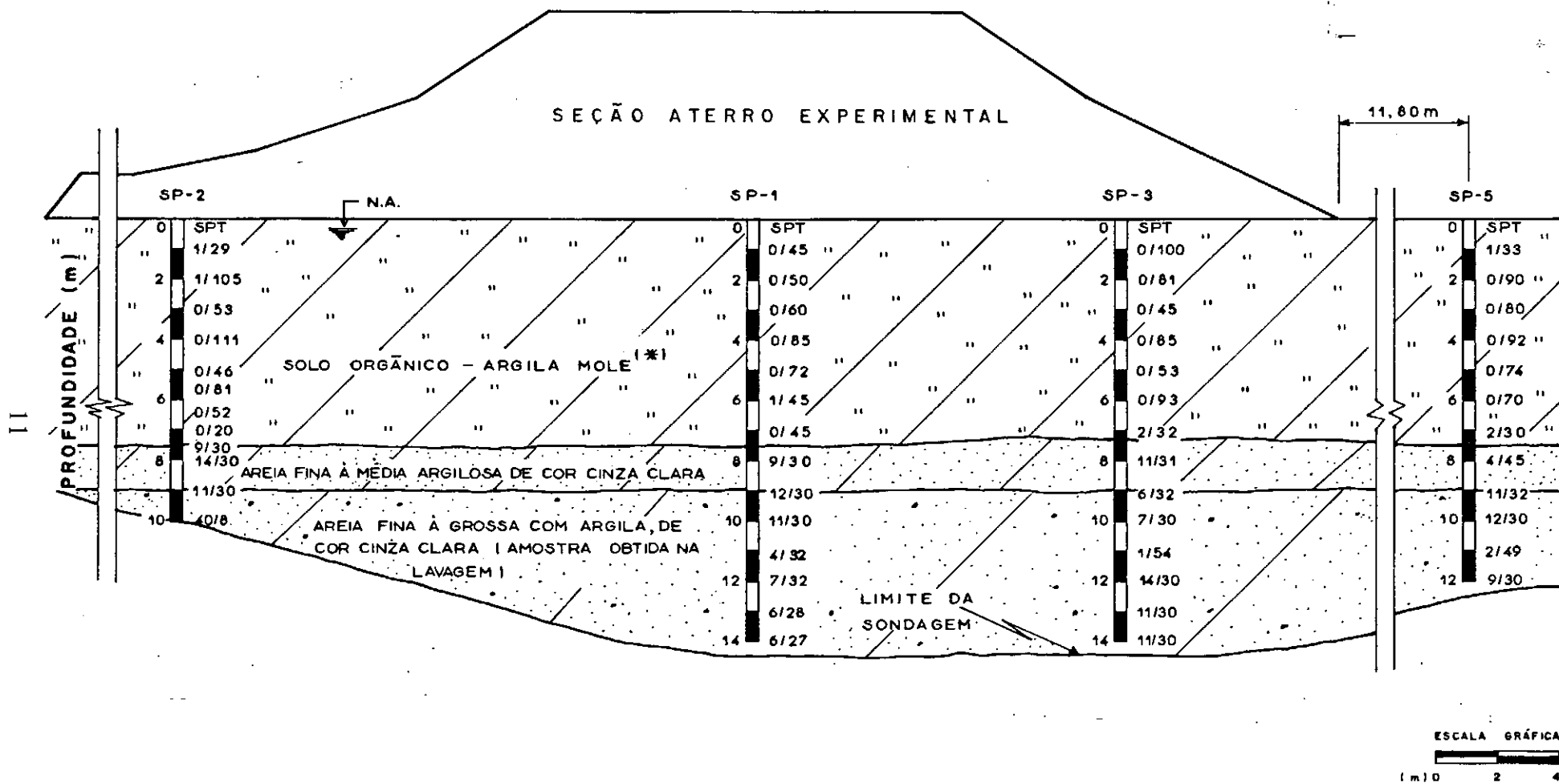
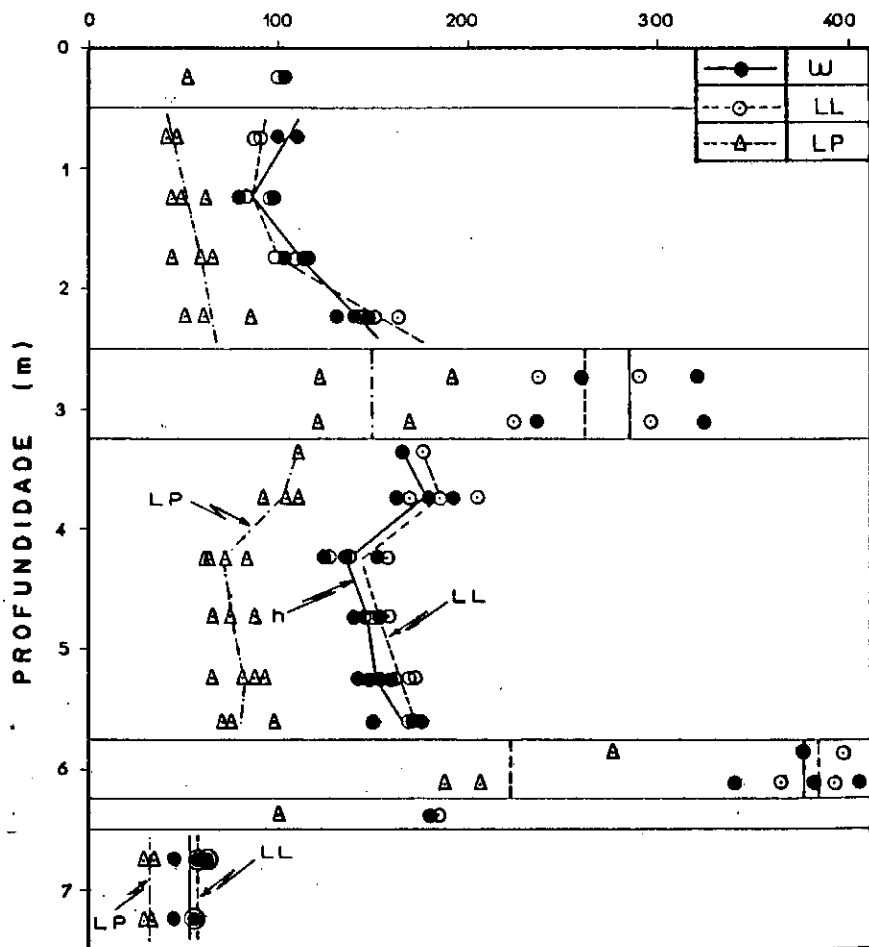
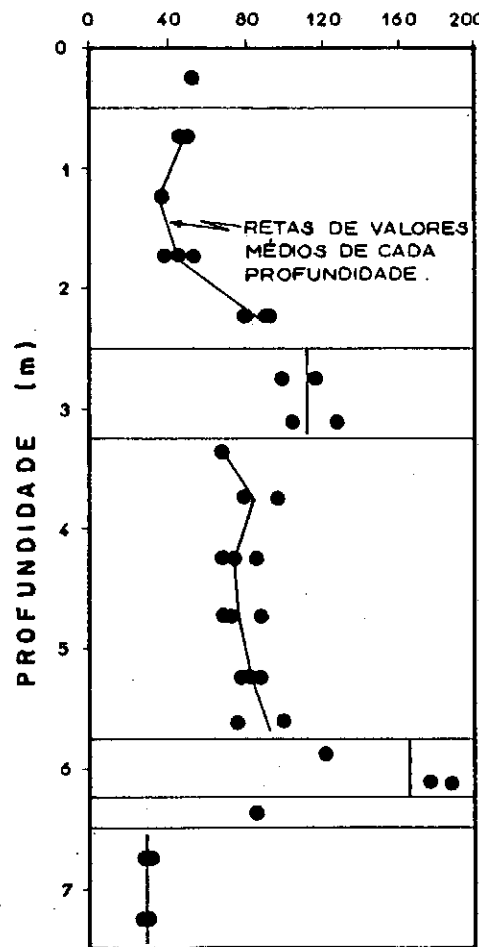


Figura 2.2 - Perfil Geotécnico - Seção Transversal
(Apud COUTINHO, 1986)

UMIDADE E LIMITES DE ATTERBERG (%)



IP (%) = LL - LP



$I_c = \frac{W - LL}{LL - LP}$

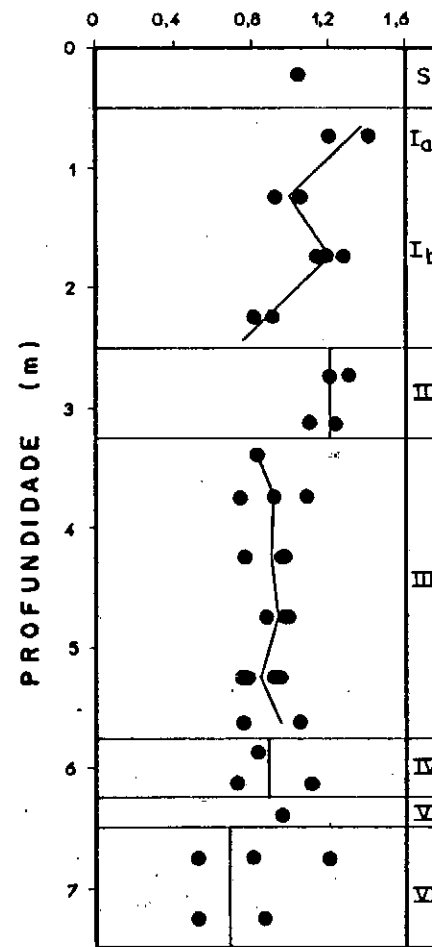


Figura 2.3a - Resultados De Ensaios de Caracterização (1) vs. Profundidade (Apud COUTINHO, 1986)

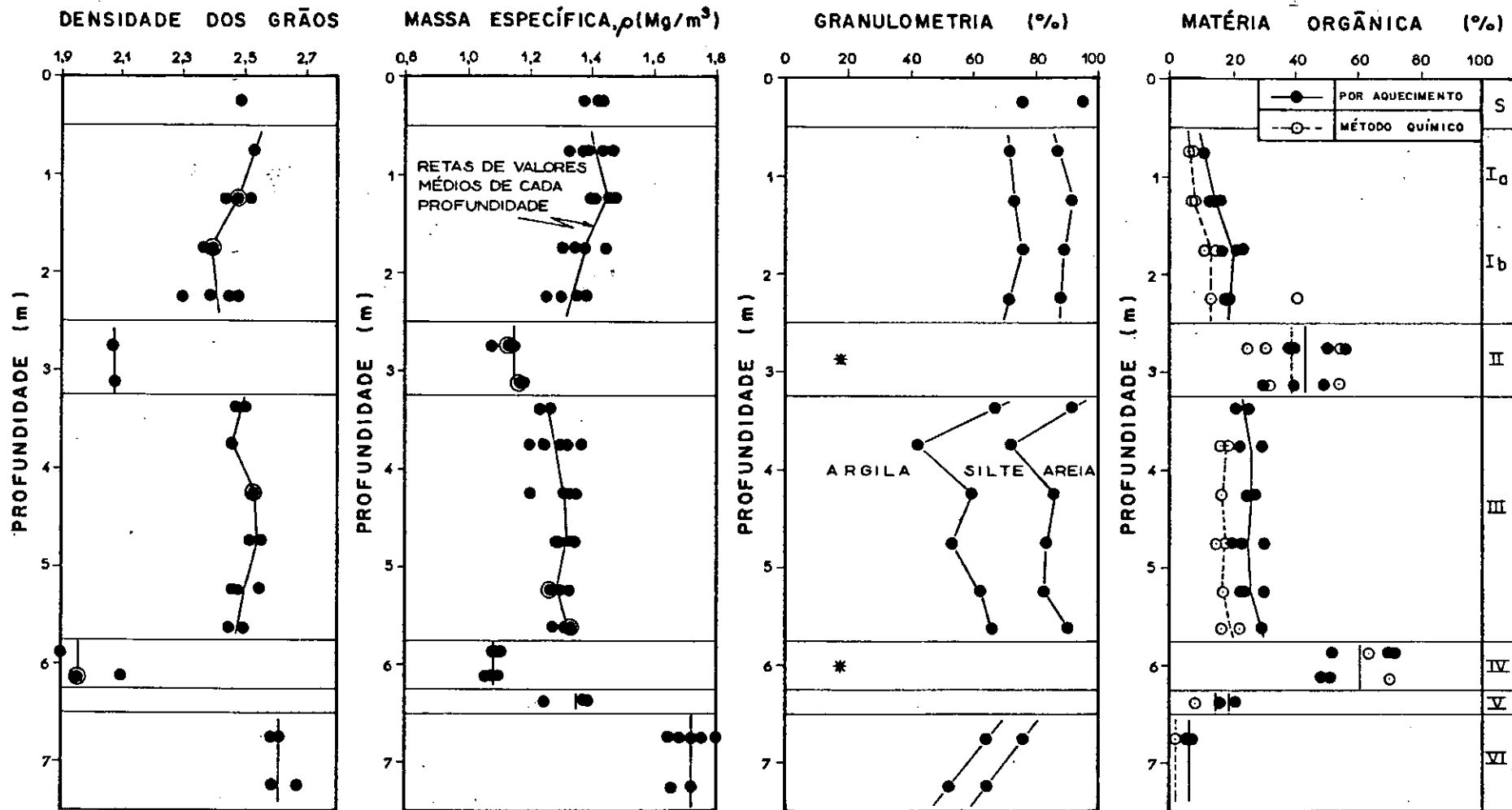


Figura 2.3b - Resultados de Ensaios de Caracterização (2) vs. Profundidade
(Apud COUTINHO, 1986)

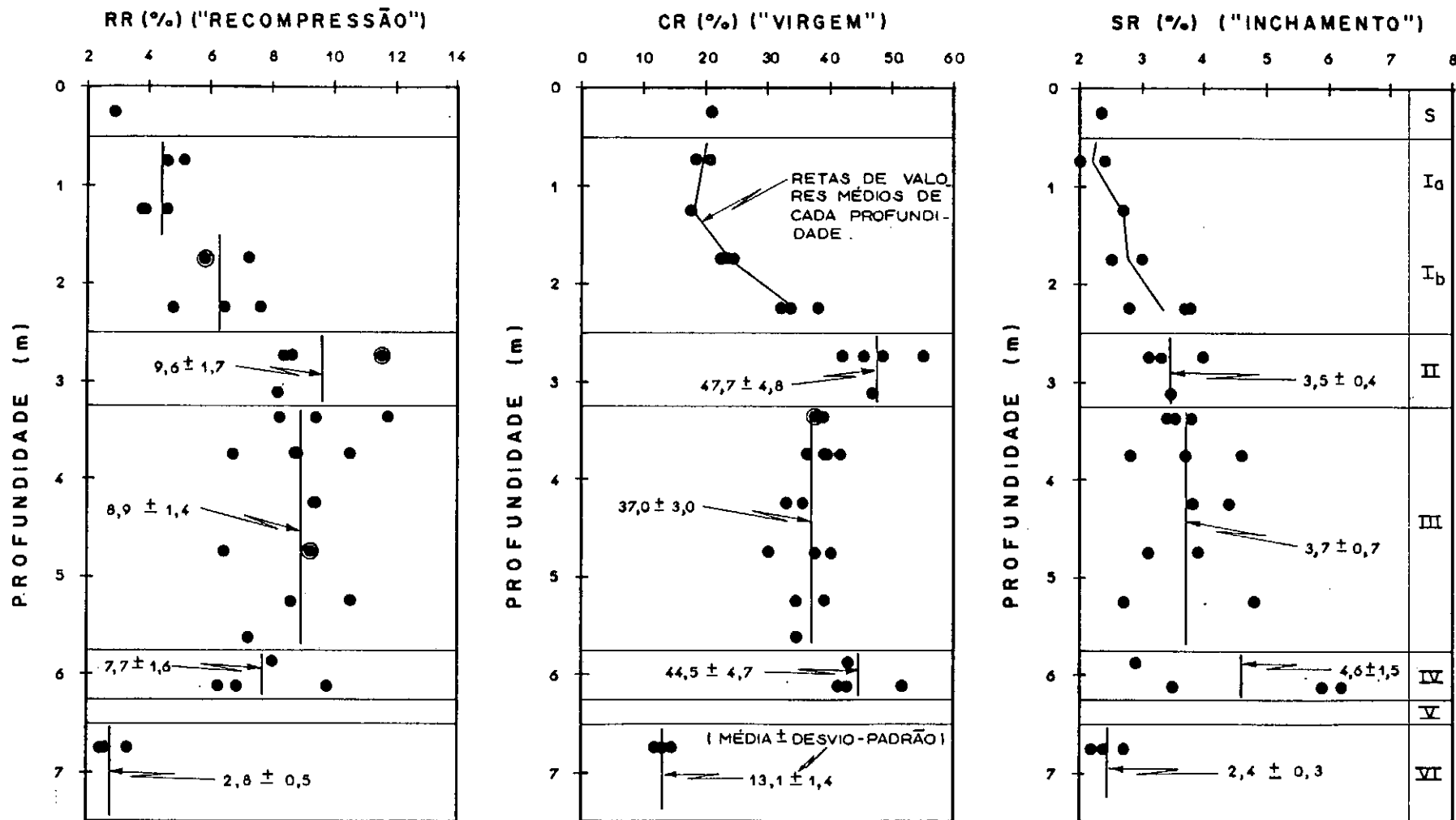
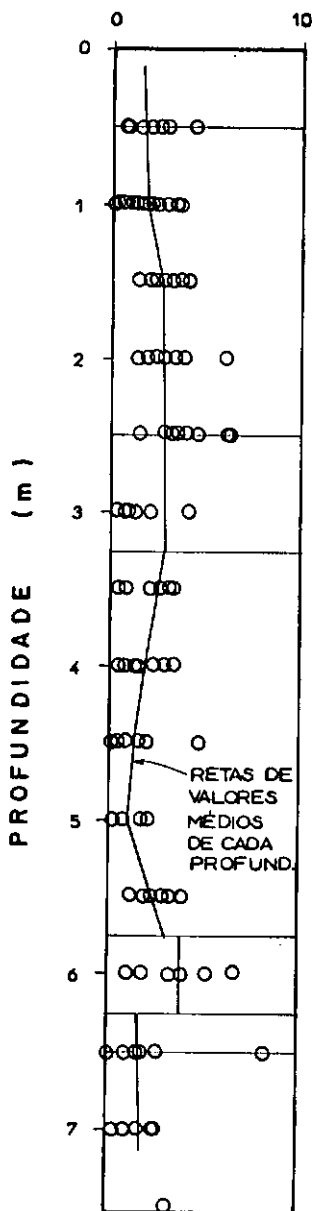


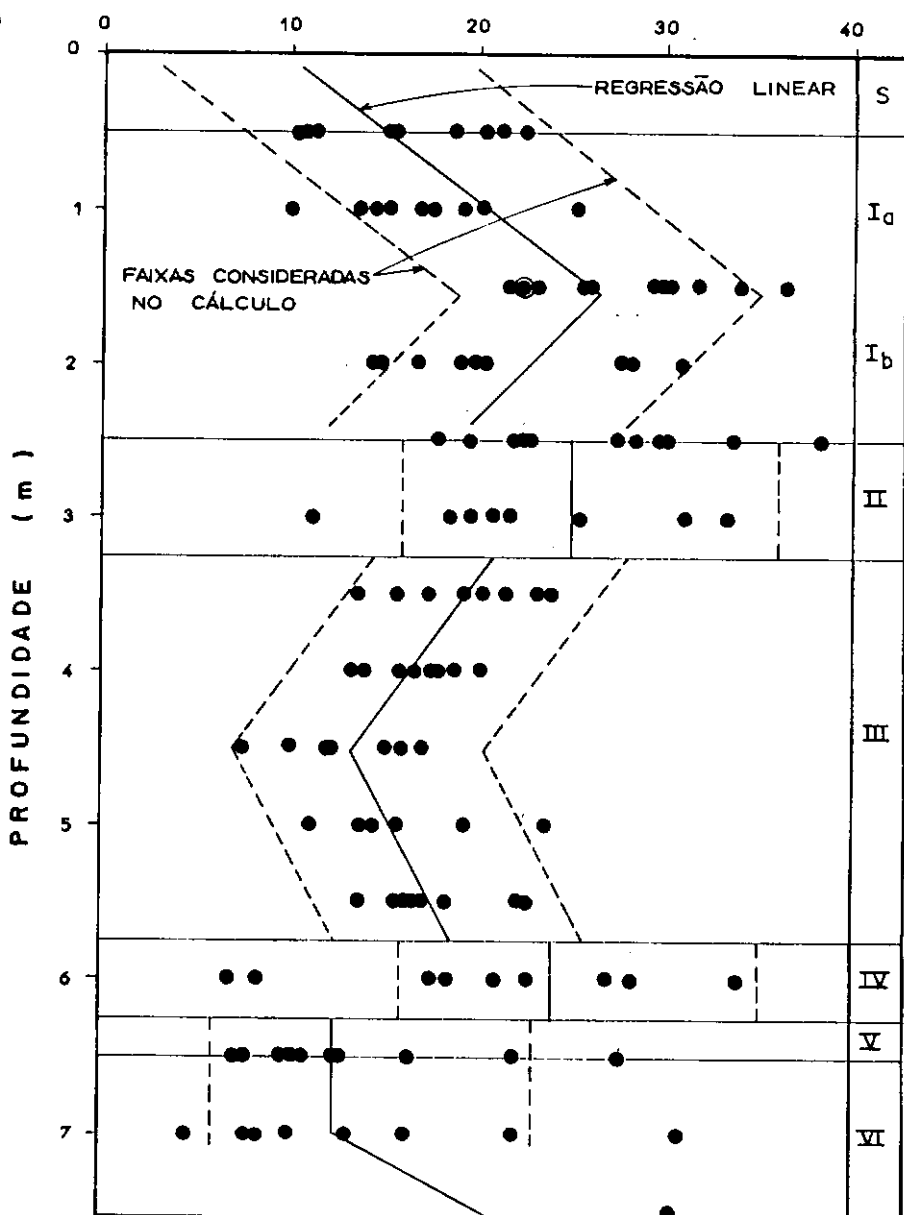
Figura 2.3c - Parâmetros RR, CR e SR vs. Profundidade - Ensaios Oedométricos (Apud COUTINHO, 1986)

S_u (kN/m²)



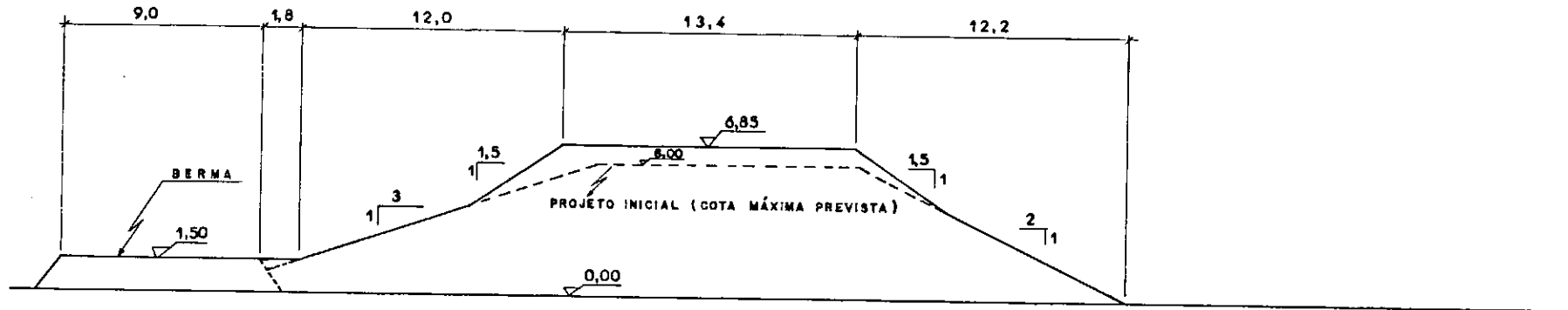
SOLO "AMOLGADO"

S_u (kN/m²)



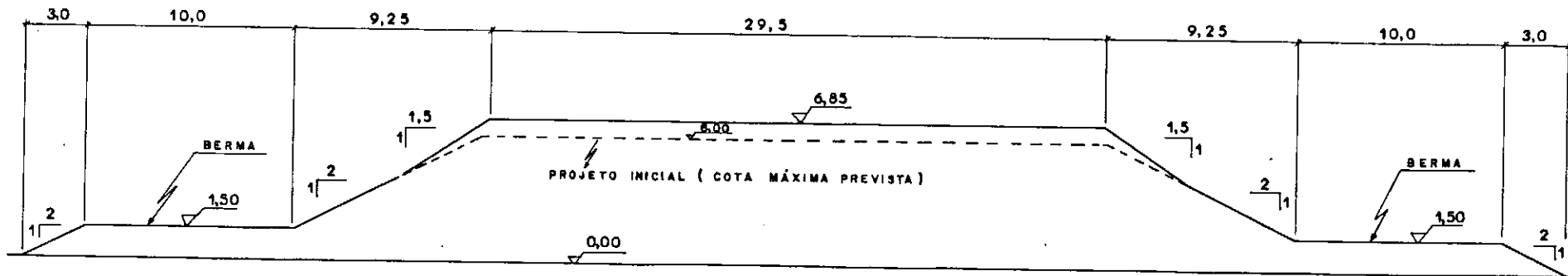
SOLO "INDEFORMADO"

Figura 2.4 - Valores de S_u vs. Profundidade
Ensaio de Palheta de Campo
Aterro Experimental
(Apud COUTINHO, 1986)



SEÇÃO TRANSVERSAL

ESCALA GRÁFICA
0 2 4 m



SEÇÃO LONGITUDINAL

ESCALA GRÁFICA
0 2 4 m

Figura 2.5 - Projeto - Seções-Aterro Experimental-Barragem de Juturnaíba (Apud COUTINHO, 1986)

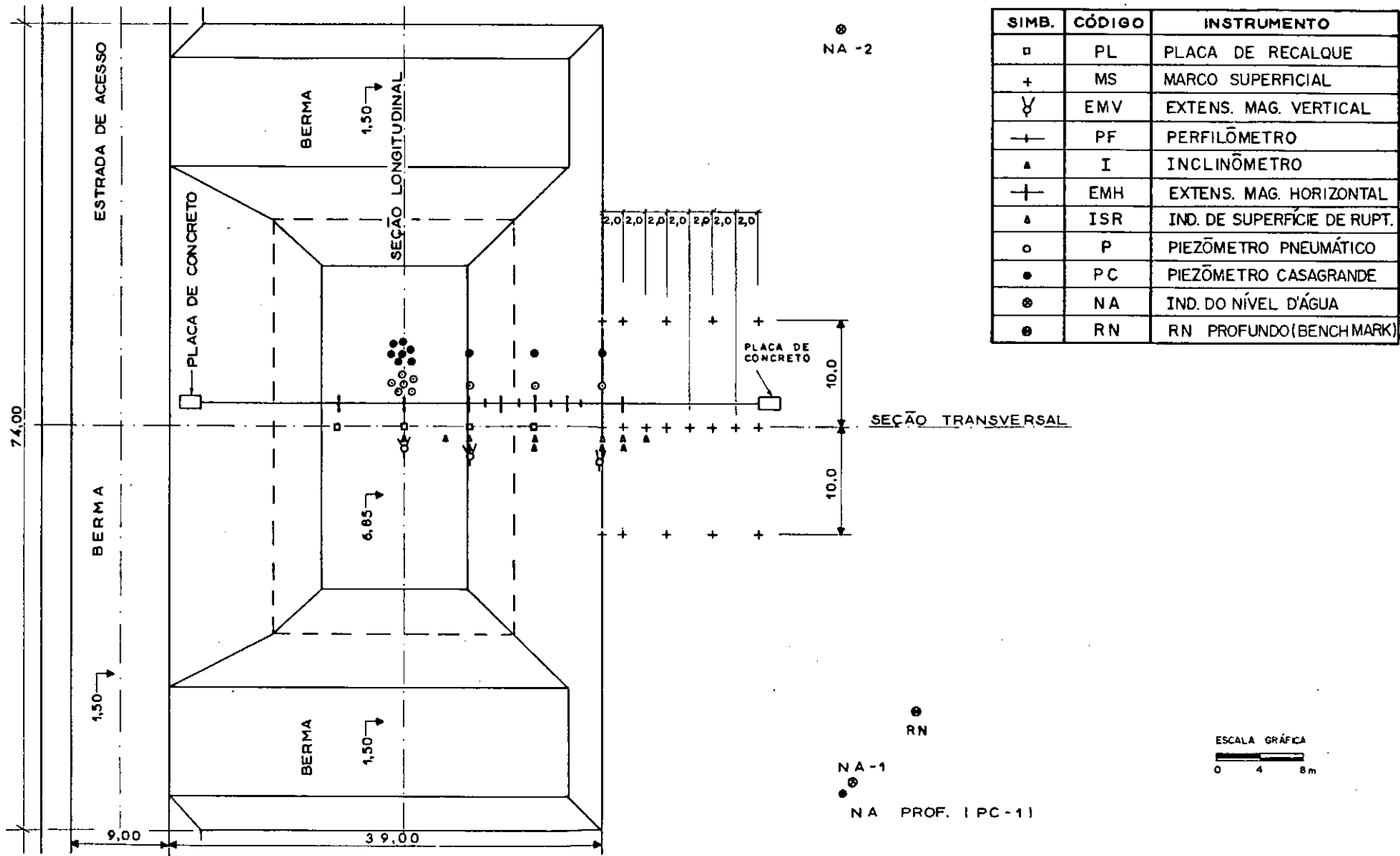


Figura 2.6 - Instrumentação - Planta
(Apud COUTINHO, 1986)

SIMB.	CÓDIGO	INSTRUMENTO
⊥	PL	PLACA DE RECALQUE
△	MS	MARCO SUPERFICIAL
∇	EMV	EXTENS. MAG. VERTICAL
+	PF	PERFILÔMETRO
∕	I	INCLINÔMETRO
⊕	EMH	EXTENS. MAG. HORIZONTAL
⋮	ISR	IND. DE SUPERFÍCIE DE RUPT.
○	P	PIEZÔMETRO PNEUMÁTICO
●	PC	PIEZÔMETRO CASAGRANDE

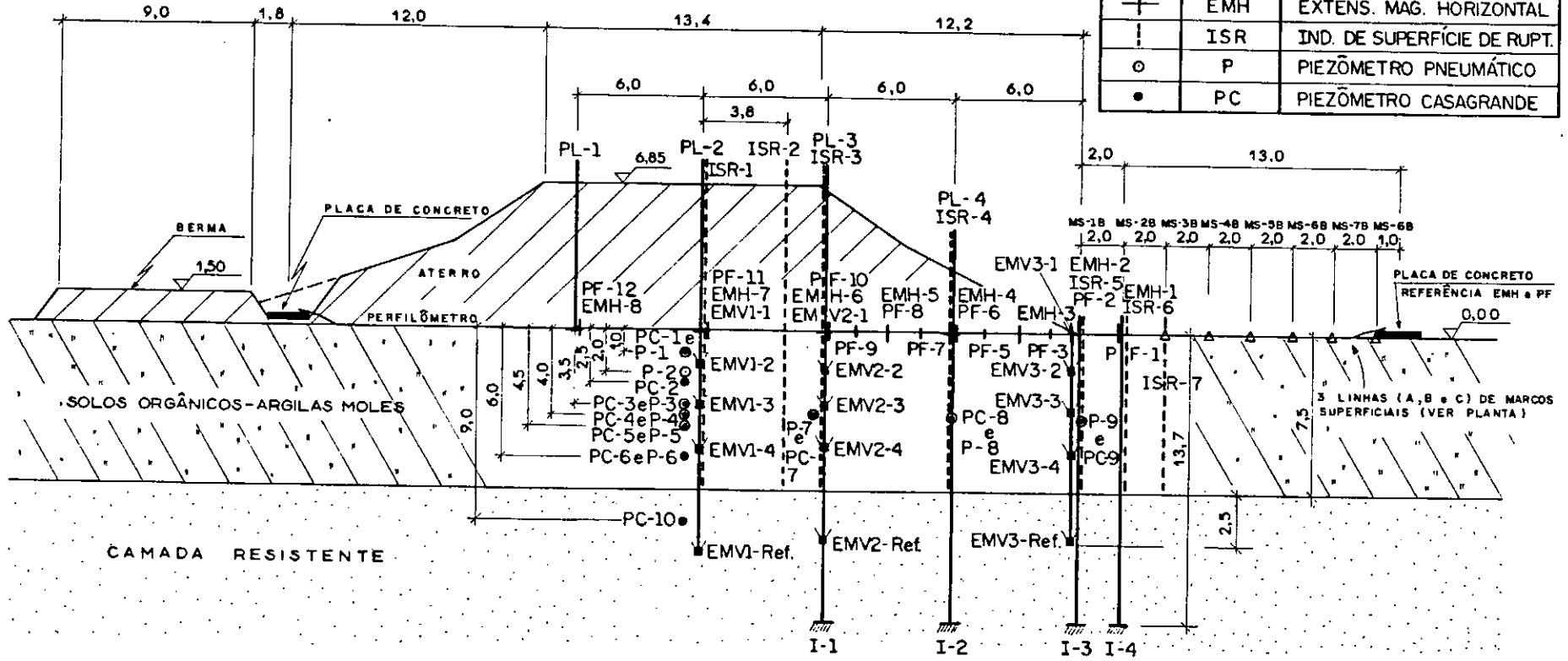


Figura 2.7 - Instrumentação - Elevação
(Apud COUTINHO, 1986)

CAPÍTULO 3 - MODELAGEM NUMÉRICA DO ATERRO DE JUTURNAÍBA

3.1 Introdução

Este capítulo discute a modelagem numérica aqui utilizada, com ênfase nos parâmetros de solo orgânico de Juturnaíba segundo a Teoria dos Estados Críticos.

Nas discussões sobre a determinação de cada parâmetro, estão abordados alguns pontos relevantes da teoria.

3.2 A Malha de Elementos Finitos

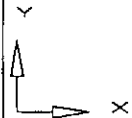
A malha de elementos finitos adotada nas análises é apresentada na Figura 3.1, juntamente com as condições de contorno de poro-pressão prescritas. A malha tem 122 elementos e 148 nós e possui maior refinamento onde se espera que os gradientes de tensão, deformação e poro-pressão atinjam maiores valores. Procurou-se compatibilizar a malha de elementos finitos com a localização real dos instrumentos no aterro experimental, visando, pois, obter melhor representatividade nas comparações com as medidas fornecidas pelos instrumentos de campo.

O aterro é composto por cinco camadas de elementos para simular os primeiros estágios de construção. Pelos resultados da instrumentação constatou-se que a partir da altura de 6,10 m as leituras dos instrumentos passaram a apresentar uma maior taxa de aumento, significando a proximidade da ruptura. Assim foi decidido analisar o aterro até a altura de 6,10 m.

A simulação construtiva consistiu na adição de elementos correspondentes às sucessivas camadas do solo do aterro, especificando-se o número de incrementos na qual as forças de massa devidas ao peso próprio eram divididas. Na Figura 3.2 tem-se o esquema de carregamento do Aterro.

Para o aterro experimental, que por hipótese é considerado drenado, foi usado o elemento tipo 4 (*linear strain quadrilateral* - sem adensamento) e para a fundação foi usado o elemento tipo 5 (*linear strain quadrilateral* - com adensamento) (BRITTO, 1991).

71	72	88									
46	47	70	87								
31	32	45	69	85							
17	18	30	44	67	68						
9	10	16	29	42	43	66					
1	2	7	14	25	26	40	56	57	58	59	60
3	4	8	15	27	28	41	61	62	63	64	65
5	6	13	24	38	39	55	80	81	82	83	84
11	12	23	37	53	54	79	94	95	96	97	98
19	20	35	51	75	76	92	102	103	104	105	106
21	22	36	52	77	78	93	107	108	109	110	111
33	34	50	74	90	91	101	113	114	115	116	117
48	49	73	89	99	100	112	118	119	120	121	122



```

***      EXAMPLE : JUTURNAIBA      ***
FINITE ELEMENT MESH                                PLANE STRAIN
INCREMENT 192
TOTAL TIME    0.297E+07      GEOM SCALE 0  [ ]  0.90E+01 metre
XMIN : 0.000E+00      XMAX : 0.360E+02      YMIN : -0.750E+01      YMAX : 0.640E+01
    
```

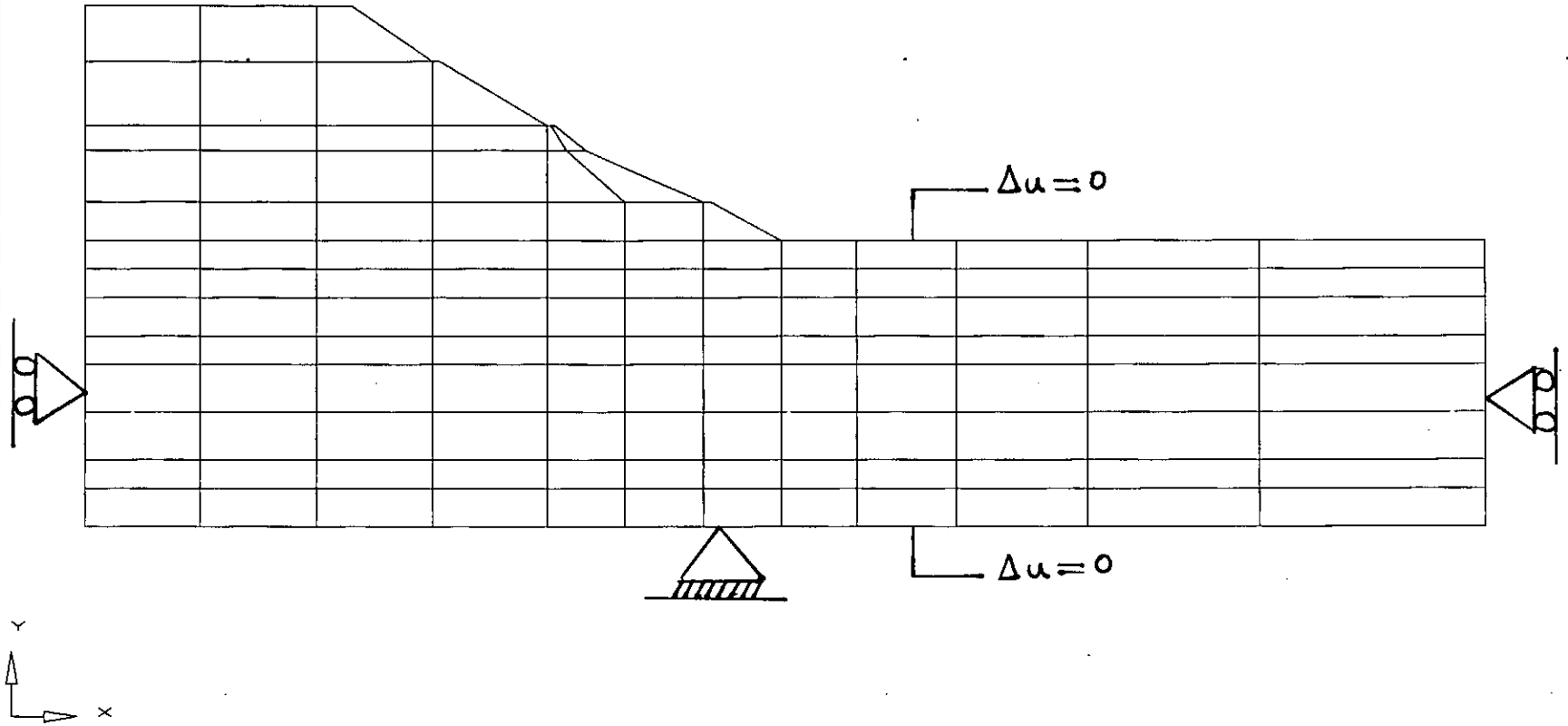
CRISP-90

CUED
TRRL

02/07/96
12:18

COPPE
GEOTECNIA

FIG. 2



*** EXAMPLE : JUTURNAIBA ***

FINITE ELEMENT MESH

PLANE STRAIN

GEOM SCALE 0 0.90E+01 metre

XMIN : 0.000E+00 XMAX : 0.360E+02 YMIN : -0.750E+01 YMAX : 0.610E+01

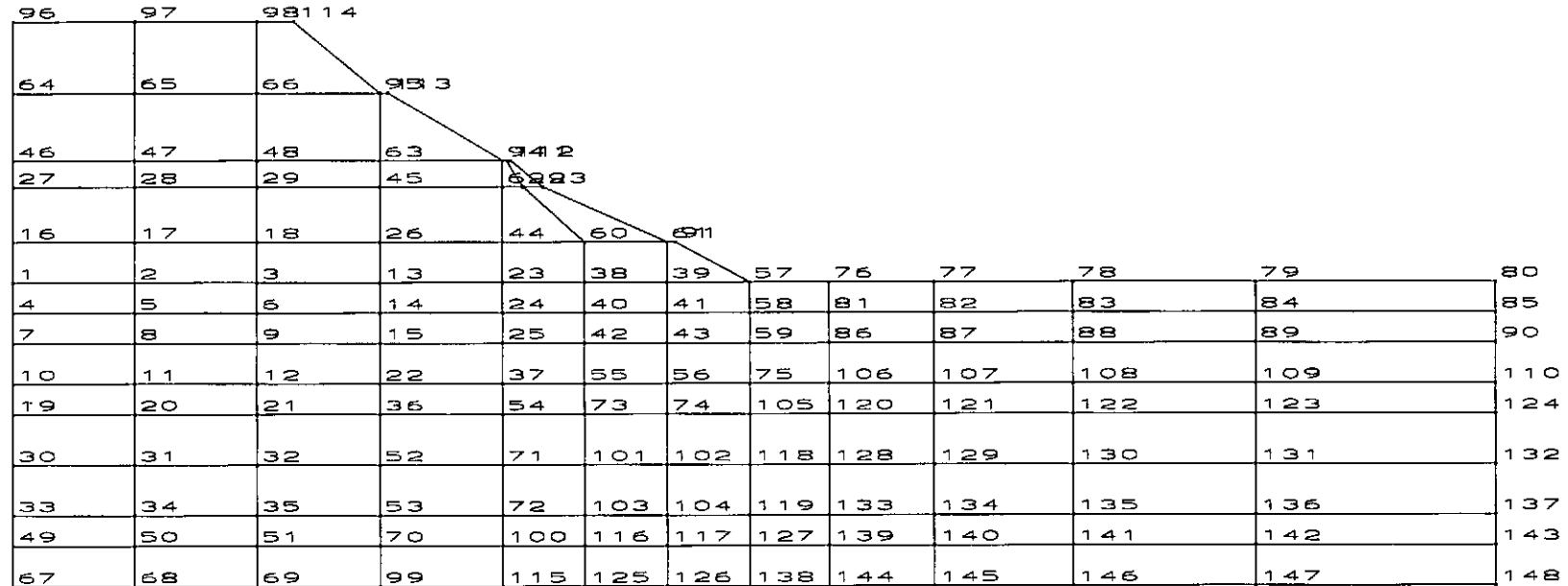
CRISP-90

CUED
TRRL

05/06/96
16:51

COPPE
GEOTECNIA

7/1/96



*** EXAMPLE : JUTURNAIBA ***
 FINITE ELEMENT MESH PLANE STRAIN
 INCREMENT 192
 TOTAL TIME 0.297E+07 GEOM SCALE 0 0.90E+01 metre
 XMIN : 0.000E+00 XMAX : 0.360E+02 YMIN : -0.750E+01 YMAX : 0.640E+01

CRISP-90	CUED TRRL	02/07/96 12:13	COPPE GEOTECNIA	FIG. 2
----------	--------------	-------------------	--------------------	--------

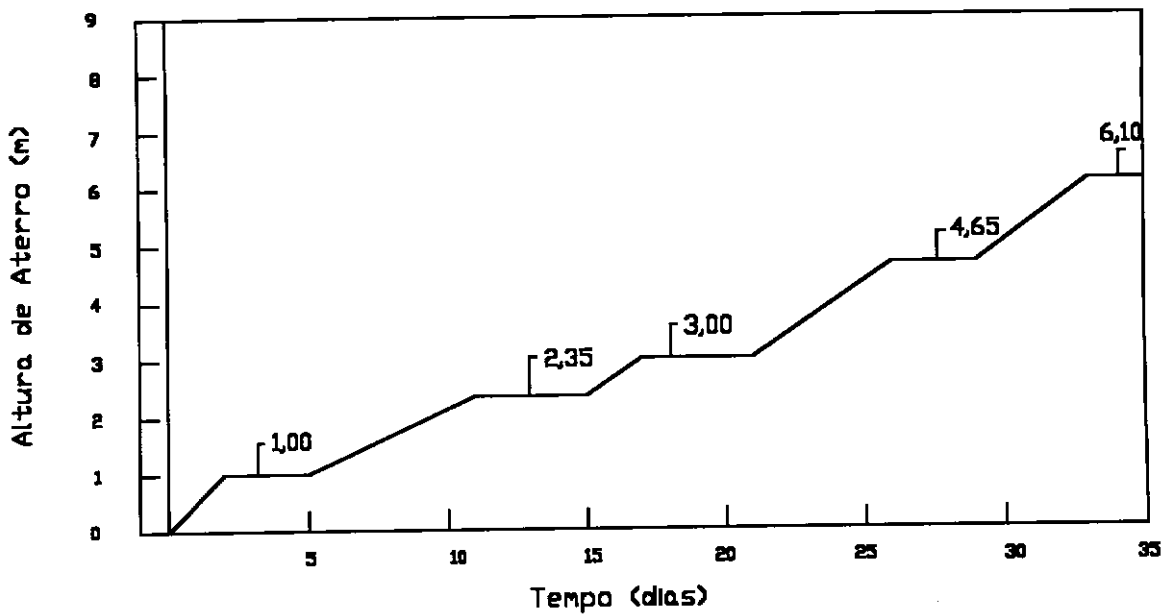


Figura 3.2 - Esquema de Carregamento Adotado

3.3 Modelo Cam-Clay

Optou-se por utilizar para a fundação de argila mole o modelo Cam-Clay Modificado de *ROSCOE e BURLAND (1968)*. Adotou-se tal modelo de comportamento elasto-plástico devido a sua simplicidade e comprovada eficiência, quando comparado a resultados experimentais. O modelo Cam-Clay utiliza quatro parâmetros básicos (λ , κ , e_{CS} e M) e um parâmetro elástico (G ou ν), com estes cinco parâmetros fundamentais do solo são realizadas análises drenada e não-drenada (para maiores detalhes ver *FONTENELLE, 1987 e BRITTO e GUNN, 1987*). Caso se deseje considerar drenagem parcial o Sistema CRISP faz uso da Teoria de Adensamento Acoplado de Biot (*BIOT, 1941*) utilizando coeficientes de adensamento horizontal e vertical (k_h e k_v). As equações básicas são mostradas abaixo.

3.3.1 Valores de M

O parâmetro M , ou constante de atrito, indica a inclinação da linha de estados críticos (lec) no plano q versus p' , onde q é a tensão desviadora ou,

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r = \sigma_a - \sigma_r \dots \dots \dots (3.1)$$

e p' é expresso por:

$$p' = \frac{\sigma'_a + 2\sigma'_r}{3} \dots \dots \dots (3.2)$$

onde σ'_a e σ'_r representam as tensões efetivas axial e radial no ensaio triaxial.

São dois os enfoques possíveis para a definição de M:

(i) O mais rigoroso, através da condição de estado crítico de ensaios triaxiais não-drenados CIU, isto é, contínuo cisalhamento sem variação adicional de tensão ou volume ou seja:

$$\frac{\delta q}{\delta \epsilon_q} = \frac{\delta p'}{\delta \epsilon_q} = \frac{\delta v}{\delta \epsilon_q} = 0 \dots \dots \dots (3.3)$$

Os valores de M determinados nos gráficos de q versus p' são mostrados no Apêndice 1. Para esta dissertação foram consideradas as curvas de tensão-deformação de amostras normalmente adensadas de ensaios triaxiais de adensamento isotrópico não-drenado de compressão CIU-C. Os gráficos são do tipo esquematizado na Figura 3.3 abaixo e reproduzidas no Apêndice A.

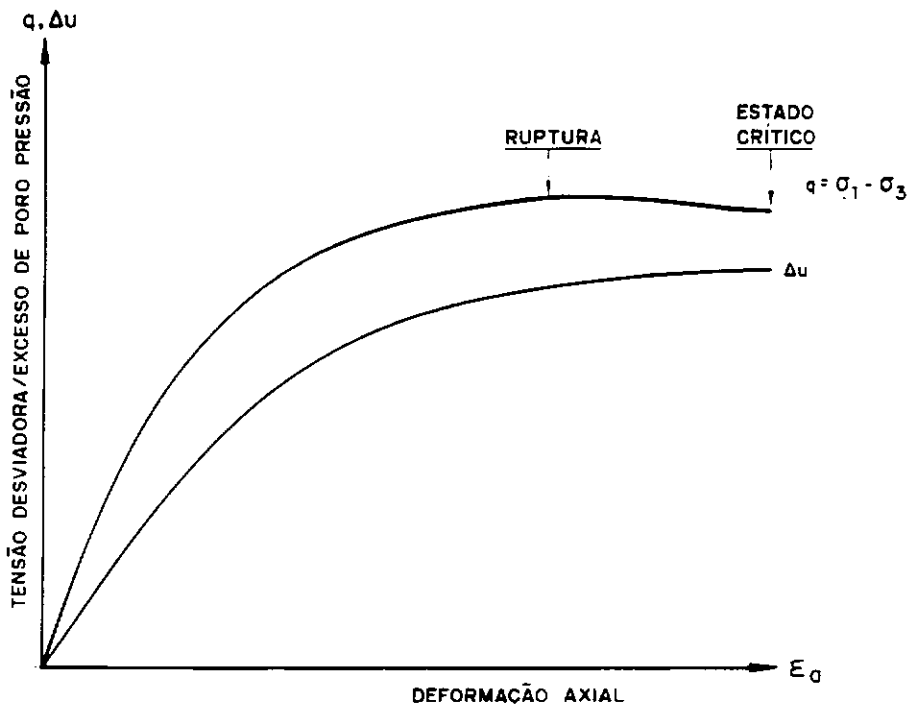


Fig. 3.3 - Gráfico Típico de Tensão-Deformação e Poro-Pressão, Amostras Normalmente Adensada

(ii) O aproximado, através do ângulo de atrito φ' determinado para a condição de ruptura em ensaios CIU-C de amostras normalmente adensadas, sendo M para a condição de carregamento por compressão definido por:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen}\varphi'}{3 - \operatorname{sen}\varphi'} \dots\dots\dots(3.4)$$

Obs: O valor de M para a condição de carregamento por extensão definido (WOOD, 1990) por:

$$M^* = \frac{6 \operatorname{sen}\varphi'}{3 + \operatorname{sen}\varphi'} \dots\dots\dots(3.5)$$

O ângulo φ' para compressão é próximo do φ' de extensão e o correto seria adotar M ou M^* dependendo da condição de carregamento. Como usual, adotou-se um único valor de M igual ao valor de compressão.

Os valores de M utilizando o enfoque (i) são mostrados na Tabela 3.1. Tendo em vista os altos valores obtidos, principalmente nas camadas de solos com Teor de Matéria Orgânica (TMO) elevado, foram também feitos cálculos de M através do enfoque (ii) para servir como confirmação da magnitude dos valores determinados por (i), conforme mostrado na mesma Tabela 3.1.

Entretanto, observa-se que os valores obtidos pelos dois enfoques são próximos. Assim optou-se pela utilização de valores de M dados pelo enfoque (i) mais rigoroso.

Tabela 3.1: Valores de M

Camada	φ'	M (i)	$M = \frac{6 \operatorname{sen}\varphi'}{3 - \operatorname{sen}\varphi'}$ (ii)	Teor de Matéria Orgânica (iii)
1A	40	1.74	1.64	7 - 12
1B	40	1.74	1.64	12 - 19
2	48	2.05	1.98	41 - 55
3	31.6	1.40	1.27	17 - 25
4	58.8	2.15	2.39	61 - 67
5	25	0.96	0.98	1 - 6

OBS.: ⁽ⁱ⁾ Condição de estado crítico a partir dos dados de ensaios \overline{CIU} (COUTINHO, 1986).

- (ii) $M = f(\varphi)$, constante de atrito como função do ângulo de ruptura.
- (iii) Faixa de valores para análises químicas e de queima em forno a $400 \pm 5^\circ\text{C}$.

3.3.2 Valores de λ

O parâmetro λ representa a inclinação da linha de compressão isotrópica ($K_0=1$) virgem no gráfico e versus $\ln p'$, sendo definido por:

$$\lambda = -\frac{\Delta e}{\Delta \ln p'} \dots \dots \dots (3.6)$$

Admitindo que as linhas de compressão virgem isotrópica e as linhas unidimensionais (1-D) são paralelas no plano e versus $\ln p'$, tem-se:

$$\lambda = \frac{C_c}{2.303} \dots \dots \dots (3.7)$$

O índice de compressão virgem (C_c) está relacionado ao coeficiente de compressão virgem (CR) por:

$$C_c = CR(1 + e_0) \dots \dots \dots (3.8)$$

COUTINHO (1986) fornece valores de CR e de C_c (obtidos pela expressão (3.8)) que permitem o cálculo de λ .

CR representa a inclinação do trecho virgem da curva de adensamento expresso por:

$$CR = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log \sigma'_v} \dots \dots \dots (3.9)$$

onde ε_v e σ'_v são respectivamente, a deformação específica vertical e a tensão efetiva vertical.

3.3.3 Valores de κ

O parâmetro κ representa a inclinação da curva de descompressão-recompressão isotrópica no gráfico e versus $\ln p'$, sendo definido por:

$$\kappa = -\frac{\Delta e}{\Delta \ln p'} \dots \dots \dots (3.10)$$

É usual a obtenção de κ a partir de ensaios de adensamento edométricos através da equação

$$\kappa \approx \frac{C_s}{2.303} \dots \dots \dots (3.11)$$

onde C_s é o índice de compressão da curva de descarregamento-recarregamento no gráfico e versus $\log \sigma'_v$.

O sinal de aproximado decorre da variação de K_o na descompressão-recompressão (WOOD,1990).

COUTINHO (1986) fornece valores do coeficiente de expansão ou inchamento (SR) através de:

$$C_s = SR(1 + e_0) \dots \dots \dots (3.12)$$

que permitem o cálculo do índice de expansão ou inchamento (C_s) e portanto o κ .

SR representa a inclinação da reta de expansão da curva de adensamento conforme Figura 3.4 .

Os valores de κ adotados para cada camada são mostrados nas Tabelas 3.2 e 3.4.

De acordo com BRITTO e GUNN (1987) existe uma relação empírica entre λ e κ dada por :

$$\frac{\lambda}{5} \leq \kappa \leq \frac{\lambda}{3} \dots \dots \dots (3.13)$$

Este, porém, é apenas o domínio mais usual para κ e não um limite operacional e portanto não invalida os valores determinados por COUTINHO (1986) e utilizados nesta dissertação de quais todas estão menores que $\lambda/5^1$ - os valores de λ e κ adotados para cada camada são mostrados na Tabela 3.4.

3.3.4 Valores de e_{CS}

O parâmetro e_{CS} representa o índice de vazios no estado crítico para p' unitário. Portanto o parâmetro e_{CS} depende do sistema de unidades adotado.

Uma boa estimativa de e_{CS} pode ser obtida pelo emprego da equação da curva de escoamento, como mostrado abaixo e na Figura 3.5:

Equação da superfície de escoamento(BRITTO e GUNN , 1987):

$$e_\lambda = e_{CS} + (\lambda - \kappa) \left\{ \ln 2 - \ln \left[1 + \left(\frac{\eta}{M} \right)^2 \right] \right\} \dots \dots \dots (3.14)$$

¹ Na realidade o domínio dado pela inequação (3.13) é mais usual para solos compostos por argila rija e reconstituídos em laboratórios; argilas moles estruturadas fogem em geral àquele domínio.

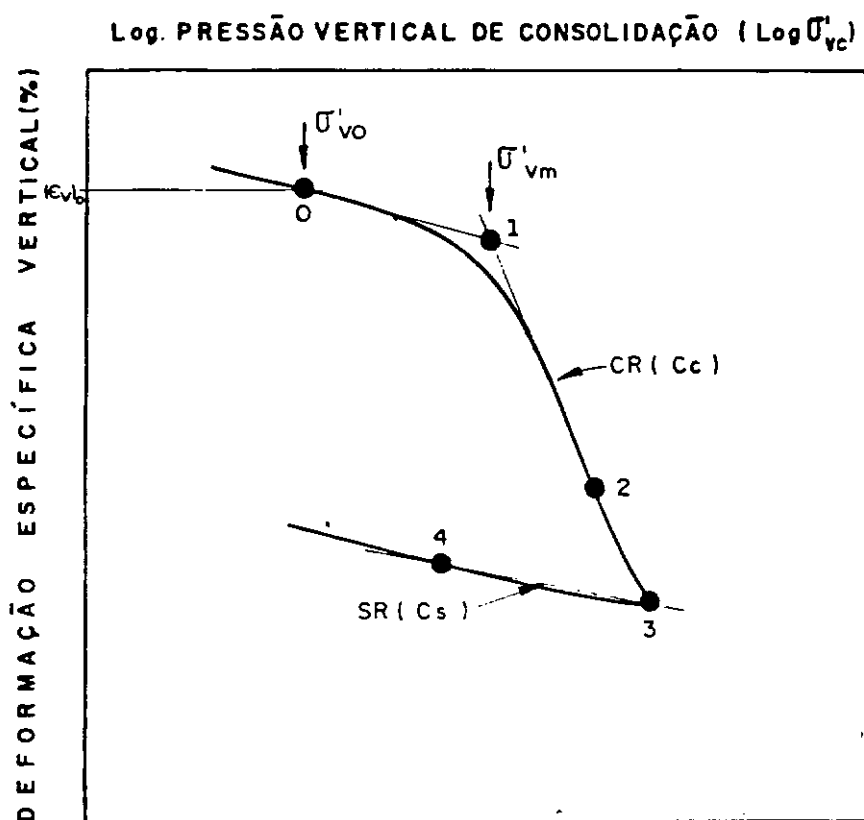


Fig. - 3.4: ENSAIOS OEDOMÉTRICOS - OBTENÇÃO DE PARÂMETROS DE COMPRESSIBILIDADE

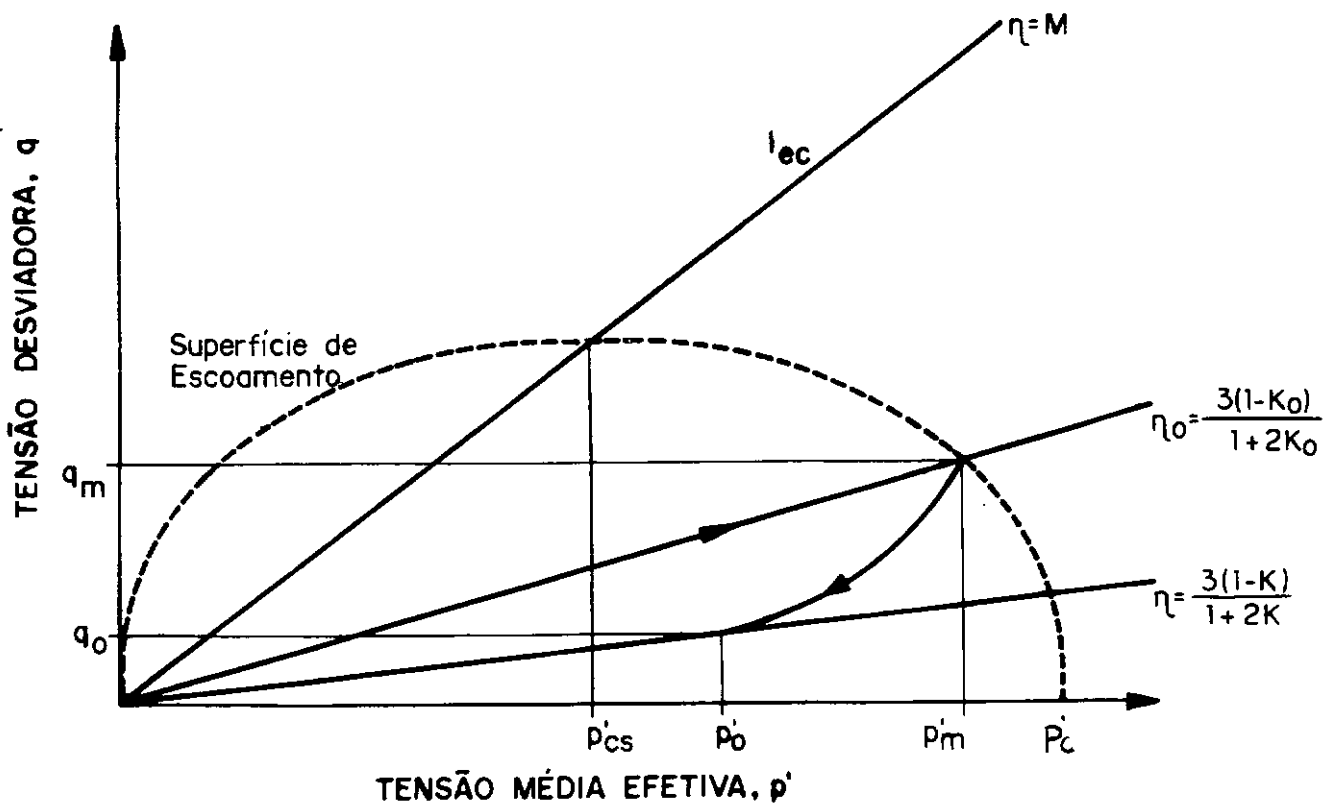
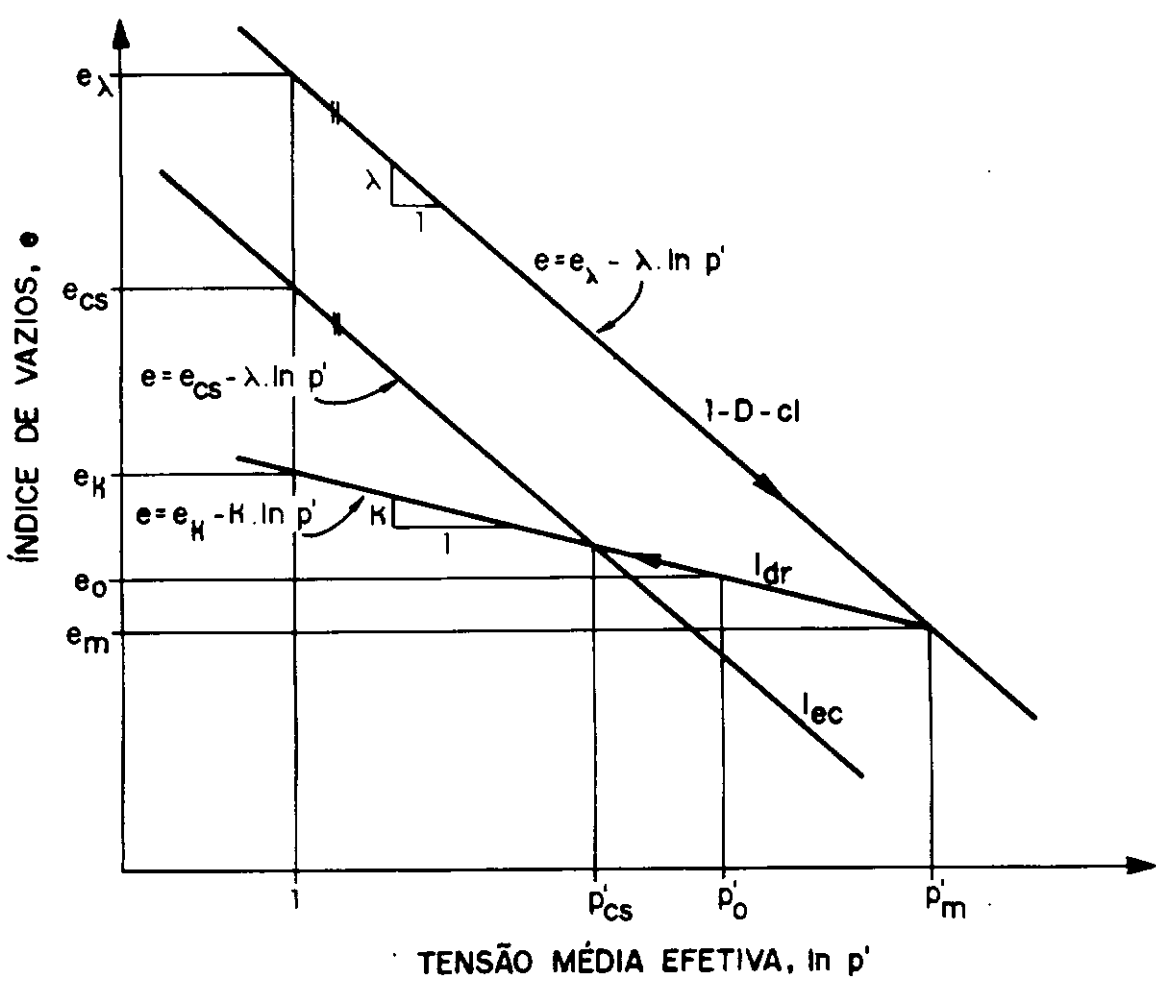


Fig. 3.5 - "Yield locus" - Superfície de Escoamento do Modelo Cam-Clay Modificado

Eq. da curva 1D-cl:

$$e = e_\lambda - \lambda \ln p' \dots\dots (3.15)$$

Eq. da curva Ldr:

$$e = e_\kappa - \kappa \ln p' \dots\dots (3.16)$$

Observando a Figura 3.5, tem-se que na interseção das curvas 1D-cl e Ldr:

$$e_m = e_\lambda - \lambda \ln p'_m \dots\dots (3.17)$$

$$e_m = e_\kappa - \kappa \ln p'_m \dots\dots (3.18)$$

e na curva Ldr:

$$e_0 = e_\kappa - \kappa \ln p'_0 \dots\dots (3.19)$$

Substituindo e_κ da equação (3.18) na equação (3.19), resulta:

$$e_m = e_0 + \ln \left(\frac{p'_0}{p'_m} \right) \dots\dots\dots (3.20)$$

e substituindo a equação (3.20) em (3.17) resulta em:

$$e_\lambda = e_0 + \kappa \ln \left(\frac{p'_0}{p'_m} \right) + \lambda \ln p'_m \dots\dots\dots (3.21)$$

e assim a equação (3.14) fica:

$$e_{CS} = e_0 + \kappa \ln \left(\frac{p'_0}{p'_m} \right) + \lambda \ln p'_m - (\lambda - \kappa) \left\{ \ln 2 - \ln \left[1 + \left(\frac{\eta}{M} \right)^2 \right] \right\} \dots\dots\dots (3.22)$$

Os valores assim calculados de e_{CS} são mostrados na Tabela 3.4.

3.3.5 Valores de G

O parâmetro G representa o módulo cisalhante, que para materiais elásticos isotrópicos, G é expresso como:

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu')} \dots\dots\dots(3.23)$$

Onde E' é o módulo de elasticidade e ν' é o coeficiente de Poisson, ambos em termos de tensões efetivas.

Os valores de G (condição não-drenada) podem ser calculados através de ensaios \overline{CIU} pela equação:

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = \frac{E_u}{3} = \frac{\delta q}{3\delta \epsilon_a} \dots\dots\dots(3.24)$$

Onde $\delta \epsilon_a$ e δq são respectivamente os incrementos de deformação axial e de tensão desviadora da amostra e $\nu_u=0.5$ corresponde ao valor do coeficiente de Poisson devido à condição não-drenada.

A forma mais adequada de determinação de E_u é através de um ciclo de descarregamento-recarregamento, quando se assegura uma fase de deformação puramente elástica, determinando-se então E_{udr} . Todavia, como este procedimento não é correntemente realizado na prática, é comum usar valores de E do carregamento inicial para determinados níveis de tensão.

O módulo mais utilizado em modelos elásticos lineares é o E_{50} que corresponde a 50% da tensão desviadora máxima. Considera-se, porém, E_{50} inadequado para um modelo elasto-plástico, preferindo-se aqui adotar E_{20} , conforme Figura 3.6, que é o mais próximo ao E_{udr} .

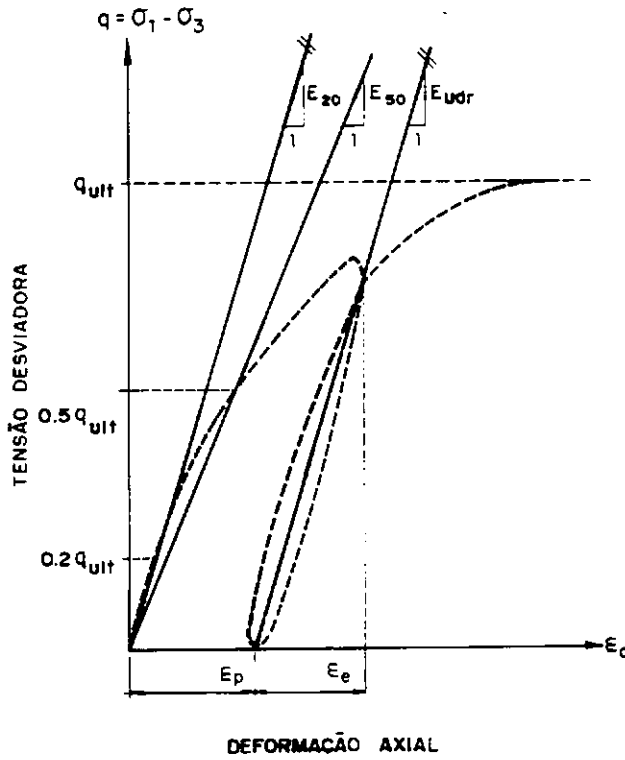


Figura 3.6: Determinação do Módulo de Elasticidade

ATKINSON e BRANBY (1978) apresentam a equação relacionando G com a tensão média p' :

$$G = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \frac{(1+e)}{\kappa} p' \dots\dots (3.25)$$

O programa CRISP permite que o usuário especifique G constante ou G variável conforme eq. 3.25 (no caso ν' constante). Os dois tipos de análise serão realizadas nesse trabalho.

Nas análises com G variável utilizou-se das Figuras VI.28-29 de COUTINHO (1986) de ensaios pré-adensados reproduzidos no Apêndice B para se ter a função $G=f(p')$ e da equação 3.25, onde segundo ALMEIDA (1984), é razoável desprezar a variação do índice de vazios em comparação com a variação da tensão média, p' , então:

$$G = C p'$$

e

$$C = \frac{3(1-2\nu')}{2(1+\nu')} \frac{(1+e_0)}{\kappa}, \text{ onde } C \text{ é uma constante para cada camada.}$$

Os valores de C encontram-se na Tabela 3.2 abaixo:

Tabela 3.2 : G variável com o nível de tensão

Camada	$C=G/p'$	e_0	κ	v'
1A	35	2.50	0.03	0.364
1B	35	2.70	0.05	0.296
2	38	5.63	0.09	0.280
3	31	4.00	0.08	0.287
4	18	8.15	0.17	0.350
5	109	1.21	0.02	0.130

Para as análises com G constante preferiu-se utilizar as estatísticas da Figura XII.1.b de *COUTINHO (1986)* (Apêndice B). Assim, para o nível de tensão de 20 % da tensão de ruptura temos $E_{u20} = 2650 \text{ kN/m}^2$. Como $E_{u50} = 1320 \text{ kN/m}^2$ conclui-se que $E_{u20} = 2 E_{u50}$. Como estão disponíveis valores de E_{u50} para cada camada, admite-se a hipótese bem razoável de que os módulos de elasticidade para cada camada podem ser obtidos multiplicando por 2 os módulos E_{u50} , conforme apresentado abaixo:

Tabela 3.3: Obtenção do G constante para cada camada.

Camada	E_{u50}	$E_{u20} = 2 E_{u50}$	$G = E_{u20}/3$
1A	1480	2960	987
1B	1080	2160	720
2	1660	3320	1107
3	1320	2640	880
4	1320	2640	880
5	5470	10940	3647

Tabela 3.4: Parâmetros dos solos utilizados no CRISP

Camada	λ	κ	M	e_{cs}	$G(\text{kN/m}^2)$
1A(0.00-1.50)	0.27	0.03	1.74	3.22	987
1B(1.50-2.50)	0.50	0.05	1.74	4.26	720
2(2.50-3.25)	1.38	0.09	2.05	9.24	1107
3(3.25-5.75)	0.82	0.08	1.40	6.68	880
4(5.75-6.50)	1.63	0.17	2.15	12.29	880
5(6.50-7.50)	0.12	0.02	0.96	1.56	3647

3.4 Parâmetros Para Análise de Adensamento

No presente trabalho, realizaram-se duas análises: uma com o coeficiente de permeabilidade constante e outra com o coeficiente de permeabilidade variável com o nível de tensões.

3.4.1 Permeabilidade Constante

Os resultados de ensaios edométricos permitem a determinação de k_v através de:

$$k_v = c_v m_v \gamma_w \dots \dots \dots (3.26)$$

Onde c_v é o coeficiente de adensamento, m_v é o módulo de compressibilidade volumétrica e γ_w é o peso específico da água. Os valores de k_v foram calculados por *COUTINHO (1990)* utilizando valores de c_v determinados pelo método de Taylor. Esses valores foram aqui plotados em gráficos de e versus $\ln k_v$ (*SWAN, 1990*) na qual se calcula a melhor reta utilizando a técnica da regressão linear (Apêndice C) para todas as camadas, conforme mostrado na Figura 3.7. Os valores de e_0 (Tabela 3.2) utilizados correspondem ao índice de vazios inicial médio *in situ* de cada camada.

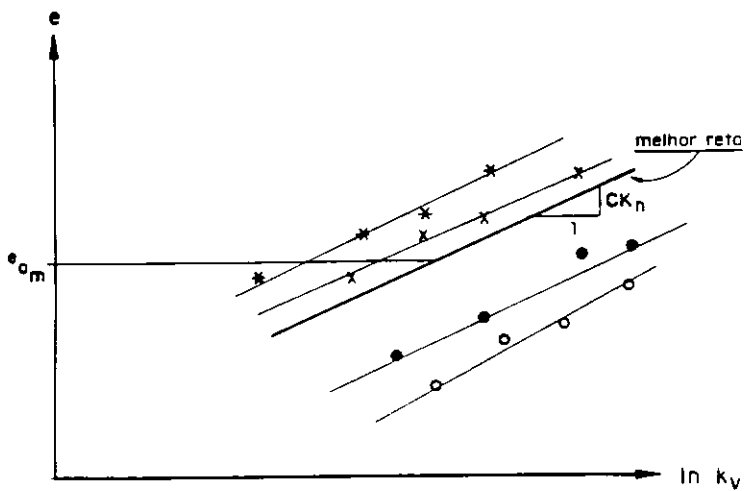


Fig. 3.7: Determinação do Coeficiente de Permeabilidade Vertical Inicial (k_{v0})

3.4.2 Permeabilidade Variável Com o Índice de Vazio

TAYLOR (1948) sugeriu uma relação linear empírica entre o logaritmo da permeabilidade, k_v , e o índice de vazios, e :

$$\log k_v = \log k_{v0} - \left(\frac{e_0 - e}{C_K} \right) \dots \dots \dots (3.27)$$

Onde k_{v0} e e_0 são os valores iniciais da permeabilidade e do índice de vazios, respectivamente, e C_K é o coeficiente angular do gráfico e versus $\log k_v$. TAVENAS et alli (1983) apresentaram uma série de resultados experimentais feitos em amostras de argilas naturais intactas (Figuras C.4 e C.5 do apêndice 3) e concluem que para $0.3 \leq e \leq 2.0$ a equação (3.27) é a que melhor se ajusta aos pontos experimentais. MESRI e ROKHSAR (1974), segundo TAVENAS et alli (1983), observaram que a equação (3.27) é a que melhor se ajusta para representar o comportamento de argilas naturais para níveis de deformações inferiores a 20%. Portanto a equação (3.27), por sua aceitação e simplicidade, é usada neste trabalho.

TAVENAS et alli (1983) também mostraram que C_K pode ser razoavelmente estimado por $C_K = 0.5 e_0$. E sta correlação entretanto não se mostrou aplicável aos solos de Juturnaíba, conforme ilustrado na última coluna da Tabela 3.5.

A Tabela 3.5 compara os valores de C_K calculados no presente estudo com os calculados por BORGES (1991)).

3.4.3 Coeficiente de Permeabilidade Horizontal

A teoria do adensamento bidimensional de Biot, utilizada no CRISP, é formulada em função dos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical, k_h e k_v respectivamente. TAVENAS et alli (1983) realizaram uma série de experimentos na qual utilizaram corpos de prova com até 200 mm de diâmetro e concluíram que a argila de Atchafalaya, depósito orgânico normalmente adensado, apresentou um valor de r_k entre 2.2 e 2.5. Nos trabalhos de AL-TABBA e WOOD (1987) foi constatado, para uma argila caolinítica, que à medida que o adensamento ocorria a permeabilidade horizontal diminuía

menos rapidamente que a vertical. A argila inicialmente foi amolgada com um índice de vazios inicial de $e_0 = 3.1$, neste estado $r_k = 1$. À medida que a argila era adensada a permeabilidade horizontal diminuía menos rapidamente que a vertical. No índice de vazios $e_0 = 1$, correspondente a uma tensão efetiva vertical de 500 kPa, o r_k é igual a três ($k_h = 3.0 k_v$). Eles também concluíram que o fenômeno era independente do OCR. Assim podemos inferir que nos solos de Juturnaíba à medida que o adensamento ocorre devemos ter uma valor médio da magnitude de anisotropia (r_k) igual a 2.5. Foram duas as hipóteses adotadas para a razão r_k entre os coeficientes de permeabilidade nas direções horizontal, k_h , e vertical, k_v : $r_k = 2.0$ e $r_k = 2.5$.

Tabela 3.5: Parâmetros de adensamento

Camada	$k_v(10^{-9} \text{m/s})$	$k_h(10^{-9} \text{m/s})$	VALORES DE C_k		$\frac{C_k(\text{Juturnaíba})}{e_0}$
			PRESENTE ESTUDO	BORGES (1991)	
1A	189	378	0.27	—	0.108
1B	1.46	2.92	0.82	—	0.216
2	18.7	37.5	1.45	1.53	0.258
3	4.36	8.72	1.08	0.98 - 1.13	0.240
4	6.85	13.7	2.27	1.00 - 4.13	0.278
5	4.81	9.62	1.88	—	1.55

Observa-se que os valores de C_k do presente estudo se situam na faixa de valores calculados por BORGES.

3.5 Aterro: Modelo Elasto-Plástico Perfeito Mohr-Coulomb

A resistência ao cisalhamento de solos é comumente descrita pela lei de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma'_n \tan \phi' \dots \dots \dots (3.28)$$

onde: τ = resistência ao cisalhamento mobilizada ;

σ'_n = tensão normal efetiva no plano de falha possível;

c' = coesão efetiva ;

φ' = ângulo de atrito efetivo.

Em ALMEIDA (1978), CHRISTIAN et alli(1977) e ITURRI(1994)), tem-se maiores explicações sobre este modelo o qual para utilização em elementos finitos é escrito em função das três tensões principais $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. A Figura 3.8 mostra a representação tridimensional da superfície de escoamento de Mohr-Coulomb.

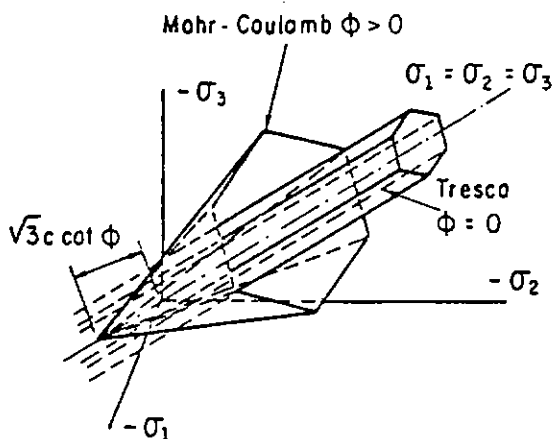


Fig. 3.8 Superfície de Escoamento de Mohr-Coulomb

(ITURRI,1994)

BISHOP (1966), observando os três critérios de escoamento: Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Tresca estendido, concluiu que o primeiro é o que melhor prevê o escoamento e a ruptura do solo.

O aterro foi modelado através do modelo elasto-plástico perfeito de Mohr-Coulomb pela sua conhecida eficiência a resultados experimentais, adotando-se como parâmetros:

E = módulo de Elasticidade;

ν = coeficiente de Poisson;

c = coesão;

φ = ângulo de atrito.

O módulo de Elasticidade e o coeficiente de Poisson adotados são mostrados na Tabela 3.6.

Os parâmetros de resistência para o aterro foram obtidos através de ensaios de cisalhamento direto em amostras coletadas em diversas alturas do aterro e para o peso específico utilizou-se a média dos valores de ensaios de densidade *in situ* realizados para as várias alturas de aterro conforme Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Parâmetros Estimados do Solo do Aterro Utilizados no CRISP

Aterro

Mohr-Coulomb	E(kPa) 40.000	v 0,30	c (kPa) 29,1	$\phi^{(0)}$ 29,0	γ (kN/m³) 16,0	
Hiperbólico¹	Ei(kPa) 40.000	v 0,30	K 500	n 0,20	R_r 1,00	γ (kN/m ³) 16,0

⁽¹⁾ Parâmetros iguais aos utilizados por *BORMA (1991)*

O modelo de Mohr-Coulomb tem sido utilizado em elementos finitos principalmente para a previsão de ruptura e colapso. Ainda que o modelo seja utilizado para a previsão de deformações, inclusive no caso de aterros sobre solos moles (e.g. *SHARMA, 1994*), algumas críticas têm surgido: *PARISEAU et alli (1970)* fazem ressalvas quanto a dilatação excessiva prevista pelo modelo, consequência do princípio da normalidade e da lei de escoamento associada. *CHRISTIAN et alli (1977)* observam que o escoamento realmente ocorre bem abaixo da envoltória de Mohr-Coulomb. Sua deficiência, segundo *ALMEIDA (1981)*, é a de inibir consideravelmente o desenvolvimento dos deslocamentos horizontais, fazendo com que o escoamento do aterro comece nos últimos estágios da construção. Tendo em vista estas limitações optou-se pela implementação de um modelo elástico não-linear no CRISP.

3.6 Aterro :O Modelo Elástico Não-Linear Hiperbólico

3.6.1 Introdução

Tendo em vista o menor interesse aqui com o comportamento do aterro em si mesmo, mas sim com a sua influência na fundação mole instrumentada, acredita-se que a mais importante característica de um modelo para o aterro de solo é a mudança de rigidez com o nível de tensão.

Sabe-se que o modelo elástico não-linear ou hiperbólico foi desenvolvido como uma tentativa de fornecer um instrumento capaz de lidar com as seguintes características importantes do comportamento do solo:

- (i) Não linearidade;
- (ii) Interdependência de tensões;
- (iii) Inelasticidade.

As primeiras propostas no sentido de um modelo hiperbólico foram feitas por *KONDER e ZELASCO (1963)* e aperfeiçoadas por *DUNCAN e CHANG (1970)* e discutido em *WONG e DUNCAN (1974)* e *DUNCAN et alli (1980)* para uso em elementos finitos.

3.6.2 Não Linearidade

O modelo hiperbólico pode ser utilizado em análises incrementais de elementos finitos. O comportamento tensão-deformação em cada incremento é tratado como se fosse linear-elástico de acordo com a lei generalizada de Hooke.

O comportamento real de um solo pode ser modelado por uma curva hiperbólica, a qual pode ser expressa pela equação de *KONDNER e ZELASCO (1963)*:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \dots\dots\dots(3.30)$$

- onde: $q = \sigma_1 - \sigma_3$ é a tensão desviadora;
 $q_{ult} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é a assíntota da curva;
 E_i é o módulo de elasticidade inicial;
 ϵ_a é a deformação axial (principal maior).

Como sugerido por *DUNCAN e CHANG (1970)*, rearranjando os termos da equação 3.30, obtem-se:

$$\frac{\epsilon_a}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \dots \dots \dots (3.31)$$

que é representada pela curva da Figura 3.9, abaixo:

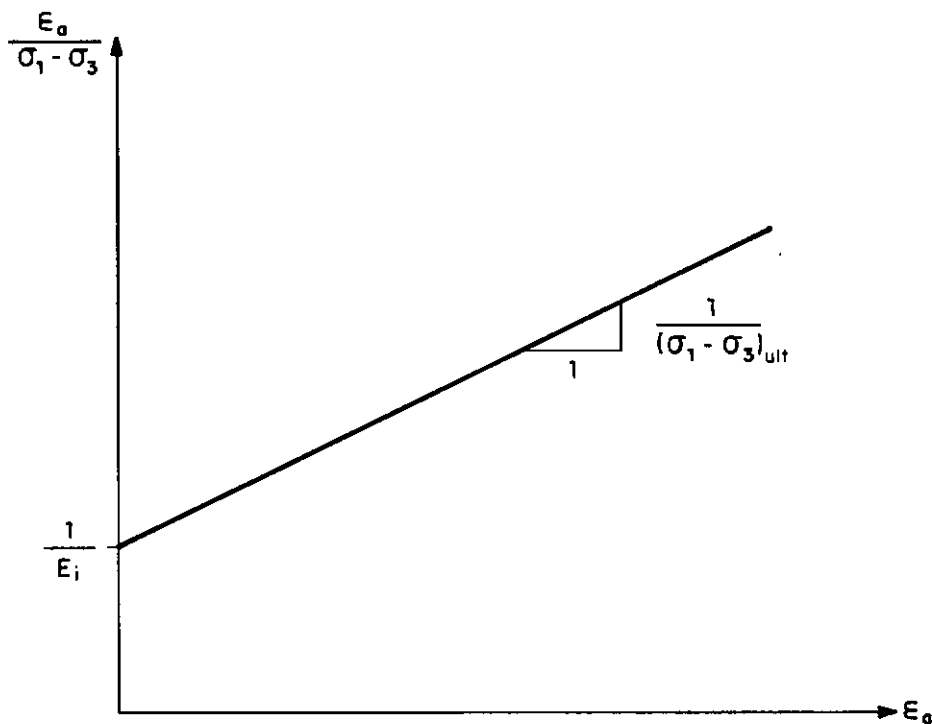


Figura 3.9 - Modelo Hiperbólico com eixos transformados

Vários experimentos demonstram que os solos reais nem sempre se comportam linearmente. *DUNCAN et alli (1980)* concluíram que a melhor reta ajustada passa pelos pontos de 70% a 90% da resistência máxima do solo.

3.6.3 Interdependência de Tensões

A segunda característica está levada em consideração através da equação de JANBU (1963) - Figura 3.10.

$$E_i = K P_a \left[\frac{\sigma'_3}{P_a} \right]^n \dots\dots\dots (3.32)$$

onde K, n : constantes determinadas experimentalmente;
 P_a: pressão atmosférica.

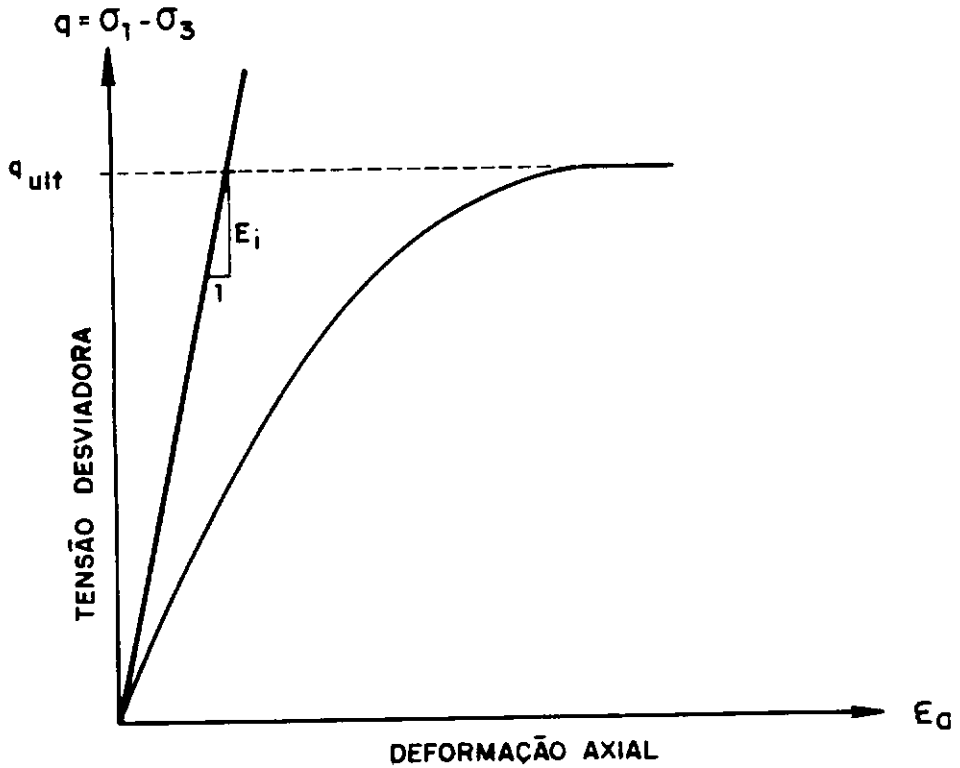


Figura 3.10 - Representação Hiperbólica da Curva Tensão-Deformação (apud WONG e DUNCAN, 1974).

Observando a Figura acima, nota-se que é comum que q_{ult} exceda o pico de falha ou q_f, logo define-se uma constante chamada relação de ruptura (R_r) como sendo:

$$R_f = \frac{q_f}{q_{ult}} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \dots\dots\dots(3.33)$$

Como sugerido por *DUNCAN e CHANG (1970)* diferenciando a equação 3.30 obtem-se:

$$E_t = \frac{\partial(\sigma_1 - \sigma_3)}{\partial \varepsilon_a} = E_i \left[1 - R_f \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \dots\dots\dots(3.34)$$

onde E_t : módulo de elasticidade tangencial.

E utilizando o critério de ruptura Mohr-Coulomb:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2\sigma'_3 \text{sen}\varphi + 2c \text{cos}\varphi'}{1 - \text{sen}\varphi'} \dots\dots\dots(3.35)$$

tem-se o modelo de comportamento denominado Mohr-Coulomb e utilizado no presente trabalho.

3.6.4 Inelasticidade

A característica da inelasticidade está representada pela utilização de valores diferentes do módulo de elasticidade para as fases de carregamento e descarregamento. Há uma expressão para o módulo de descarregamento-recarregamento:

$$E_{UR} = K_{UR} (P_a) \left[\frac{\sigma_3}{P_a} \right]^n \dots\dots\dots(3.36)$$

Onde semelhantemente à equação (3.32), K_{UR} e n são adimensionais determinados experimentalmente.

Para o modelo hiperbólico o n é considerado igual para o carregamento primário e o descarregamento-carregamento.

3.6.5 Parâmetros K e n

Os parâmetros adimensionais K e n são obtidos experimentalmente através do gráfico $\log(E_i/P_a)$ versus $\log(\sigma_3/P_a)$ como pode se observar na Figura 3.11:

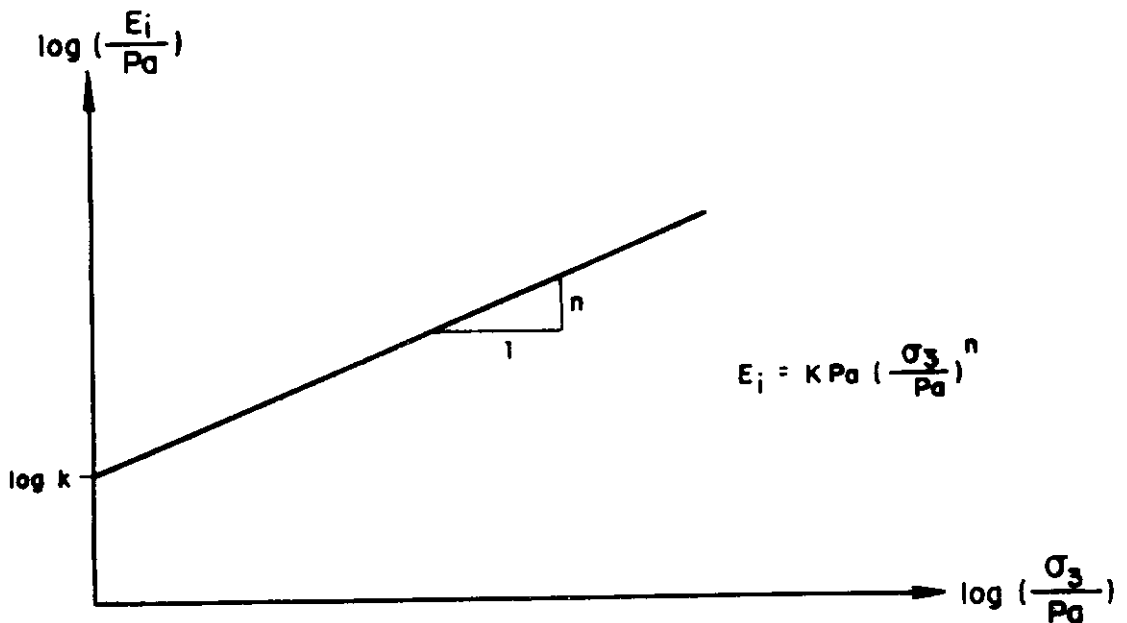


Figura 3.11: Variação do Módulo Elástico Inicial Tangente Com a Tensão Confinante (apud WONG e DUNCAN, 1974).

3.7 O Sistema CRISP

O Sistema CRISP (*BRITTO e GUNN, 1987*) compõe-se de uma série de programas, especialmente desenvolvidos para a análise de problemas geotécnicos através do Método dos Elementos Finitos.

Suas principais características são:

i) Tipo de Análises:

Não-drenada, drenada ou adensamento acoplado de Biot em deformação plana, axissimétrica (com carregamento axissimétrico) ou tridimensional.

ii) Modelos de Solos:

Elástico Linear (com anisotropia), Elástico Não-Homogêneo (propriedades variando com a profundidade), modelos de solos de estados críticos (Cam-Clay e Cam-Clay Modificado), modelos elasto-plásticos perfeitos (Tresca; Drucker-Prager e Mohr-Coulomb) e modelo de Schofield.

iii) Tipos de Elementos:

São disponíveis no CRISP elementos 1-D com e sem rigidez à flexão; 2-D triangulares e quadrangulares com campos de deformação lineares e cúbicos e lineares de poro-pressões e 3-D do tipo tijolo com as mesmas variações do 2-D para deformações e poro-pressões.

iv) Técnicas Não-Lineares:

Aproximação incremental (rigidez-tangente) para não-linearidade física. Opção de atualização de coordenadas com o progresso da análise como aproximação para não-linearidade geométrica.

v) Condições de Contorno:

Podem ser dados valores incrementais de deslocamentos ou excesso de poro-pressões nos lados dos elementos. Cargas aplicadas como cargas nodais ou cargas de pressão nos lados dos elementos. Cálculo automático de cargas simulando excavação ou construção

construção quando os elementos são removidos ou adicionados. Possibilidade de adição de novos materiais simulando, por exemplo, parede diafragma ou revestimentos de túnel.

vi) Técnicas de Resolução:

CRISP usa Método Frontal de resolução de equações. O procedimento *Stop-restart* permite a análise ser continuada após uma prévia execução.

(Referência: *BRITTO e GUN (1987).*)

vii) Adicionais Implementações do CRISP na COPPE

Na COPPE o CRISP tem sido amplamente utilizado (e modificado) nas versões de: a) *ALMEIDA (1981, 1984)* e *ITURRI (1994)*, com o modelo hiperbólico e também com a permeabilidade variável com o índice de vazios no adensamento de Biot; b) *ITURRI(1996)*, que incorporou modelo de compactação de Seed e Duncan; c) *GONÇALVES (1996)*, que incorporou o acoplamento de percolação e adensamento em paralelo. No momento estão em análises o aterro do Quebra-mar do TPS (*BRUGGER, 1996*), a Barragem de Empingham (*ITURRI, 1996*) e estruturas de solo grampeado (*LIMA, 1996*).

O CRISP está disponível desde 1992 com pré e pós-processadores que facilitam muito análises numéricas de elementos finitos. Em 1995 surgiu o CRISP em ambiente windows, denominado de SAGE-CRISP.

CAPÍTULO 4 - ANÁLISES REALIZADAS E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Introdução

Com o objetivo de testar a aplicação da Teoria de Estados Críticos (modelo Cam-Clay Modificado) a solos foi simulada a construção do Aterro experimental de Juturnaíba através do Sistema CRISP. Os parâmetros de estados críticos λ , κ , M , e_{CS} e G dos solos de Juturnaíba foram definidos no Capítulo 3 a partir de detalhado programa de ensaios de laboratório. Considerando serem estes parâmetros fundamentais dos solos, não se considerou oportuno realizar estudo paramétrico. Assim, foram realizadas seis análises visando comparar os resultados experimentais com os resultados fornecidos pelo CRISP, conforme Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Análises numéricas realizadas

Análise	G	k_v	k_h	Aterro	Observação
1	cte	var	$2.5 k_v$	hiperbólico	Influência da atualização de coordenadas
2	cte	var	$2.0 k_v \times 2.5 k_v$	hiperbólico	-
3	cte x var	var	$2.5 k_v$	hiperbólico	-
4	cte	cte x var	$2.5 k_v$	hiperbólico	-
5	cte	var	$2.5 k_v$	hiperbólico x Mohr- Coulomb	-
6	cte	var	$2.5 k_v$	hiperbólico	CRISP x PROGEO
7	cte	var	$2.5 k_v$	hiperbólico	CRISP x Medições

Na análise 1 considera-se a influência da atualização de coordenadas tendo em vista a possibilidade de grandes deformações ocorrerem.

Tendo em vista que o sistema CRISP permite considerações do módulo G constante ou variável foram avaliadas as respostas para essas duas hipóteses (análise 3). Com relação

aos coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical, as análises 2 e 4 avaliaram a influência destes parâmetros.

A análise 5 avaliou a influência da modelagem do aterro na resposta da fundação. A análise 6 avaliou as respostas do Sistema CRISP com as do PROGEO. A análise 7 foi a mais extensiva na comparação com dados da instrumentação.

4.2 Estado de Tensões *in situ*

No CRISP as tensões *in situ* são especificadas juntamente com a história de tensões do solo estudado. No sistema CRISP pode-se especificar as tensões *in situ* em todos os pontos de integração, caso não haja homogeneidade de camadas na direção horizontal, ou, como é mais usual, em determinadas profundidades, com o programa fazendo as interpolações necessárias. Nas análises deste trabalho utilizou-se este último procedimento.

Os valores das tensões *in situ* foram calculados considerando seis camadas e o nível d'água na profundidade de 0,05 m, conforme especificado na Tabela 2.2, capítulo 2.

Os valores de coeficientes de empuxo no repouso foram dados pela relação de *MAYNE e KULHAWY* (1982):

$$K = (1 - \text{sen}\varphi') OCR^{(\text{sen}\varphi')} \dots\dots\dots(4.1)$$

Os valores da razão de sobreadensamento (OCR), peso específico (γ) e o ângulo de ruptura (φ') foram obtidos de *COUTINHO* (1986).

Para os modelos Cam-Clay é também necessário especificar a tensão de sobreadensamento isotrópica p'_c obtida a partir da história de tensões e da teoria do modelo Cam-Clay Modificado para se definir o lugar geométrico da superfície inicial de escoamento, assim:

$$p'_c = \frac{p_m'^2 M^2 + q_m'^2}{M^2 p'_m} \dots\dots\dots(4.2)$$

onde:

$$p'_m = \sigma_{vm} \frac{(1 + 2K_0)}{3} \dots\dots\dots(4.3)$$

$$q_m = \sigma_{vm} (1 - K_0) \dots\dots\dots(4.4)$$

$$\sigma_{vm} = OCR \sigma_{v0} \dots \dots \dots (4.5)$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \varphi' \dots \dots \dots (4.6)$$

O perfil de p'_c juntamente com as demais tensões *in situ* é apresentado na Figura 4.1. Na Tabela 4.2 são apresentados estes valores por camada. Na Figura 4.2 apresentam-se os valores dos índices de vazio *in situ* da argila de Juturnaíba, os quais são comparados com os calculados pelo Sistema CRISP. Observa-se boa concordância entre resultados experimentais e numéricos, o que sugere a consistência global dos parâmetros e estado de tensões adotados.

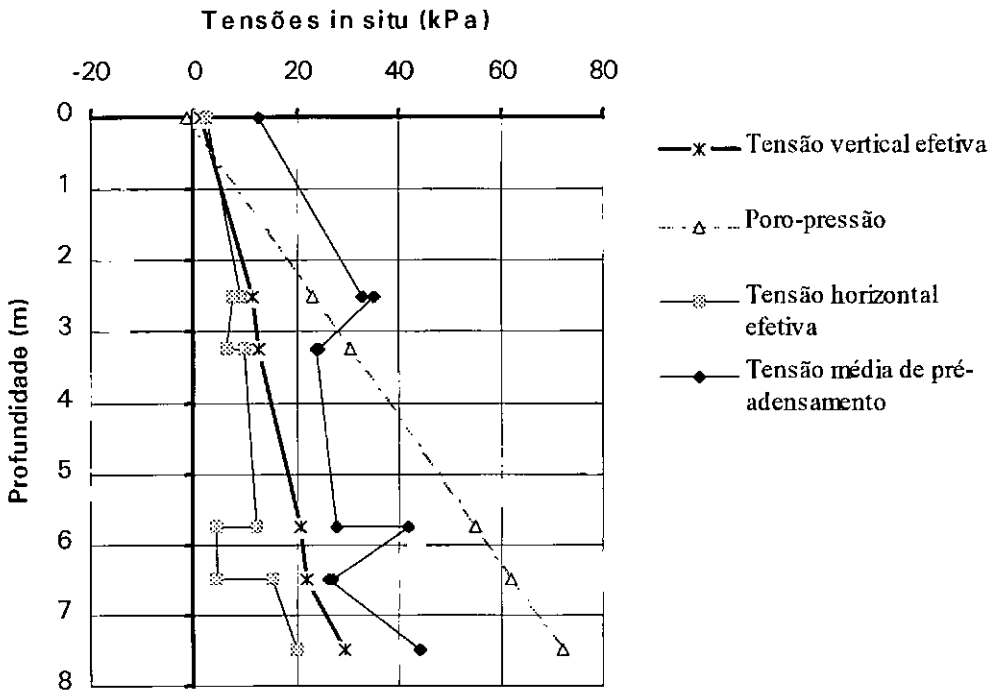


Figura 4.1

Tabela 4.2 : Tensões *in situ*

Camada	y(m)	σ'_{h0}	σ'_{v0}	u	K_0	K	OCR	σ'_{vm}	p'_m	q_m	p'_c	γ
1A	0.00	0.80	0.49	-0.49	0.357	1.64	10.70	5.24	3.00	3.37	4.25	13.86
1A	-2.50	8.50	10.62	24.03	0.357	0.80	3.50	37.17	21.24	23.90	30.12	13.86
1B	-2.50	6.90	10.62	24.03	0.257	0.65	3.50	37.17	18.76	27.62	32.19	13.86
2	-3.25	6.02	11.81	31.39	0.257	0.51	2.50	29.52	14.90	21.94	22.59	11.4
2	-3.25	9.09	11.81	31.39	0.476	0.77	2.50	29.52	19.21	15.47	22.17	11.4
3	-5.75	11.87	19.78	55.92	0.476	0.60	1.55	30.66	19.95	16.07	26.55	13.0
3	-5.75	4.15	19.78	55.92	0.145	0.21	1.55	30.66	13.18	26.21	39.77	13.0
4	-6.50	4.44	21.13	63.27	0.145	0.21	1.53	32.33	13.90	27.64	25.79	11.6
4	-6.50	14.58	21.13	63.27	0.577	0.69	1.53	32.33	23.21	13.67	24.95	11.6
5	-7.50	19.54	28.32	73.08	0.577	0.69	1.53	43.33	31.11	18.33	42.83	17.0

(1) $u = \gamma_w \cdot y_w$, onde $y_w = y - 0.05$

(2) $\sigma_{v0} = \sigma_{v0} - u$; $\sigma_{v0} = \gamma \cdot y$

ÍNDICE DE VAZIOS (e_0)

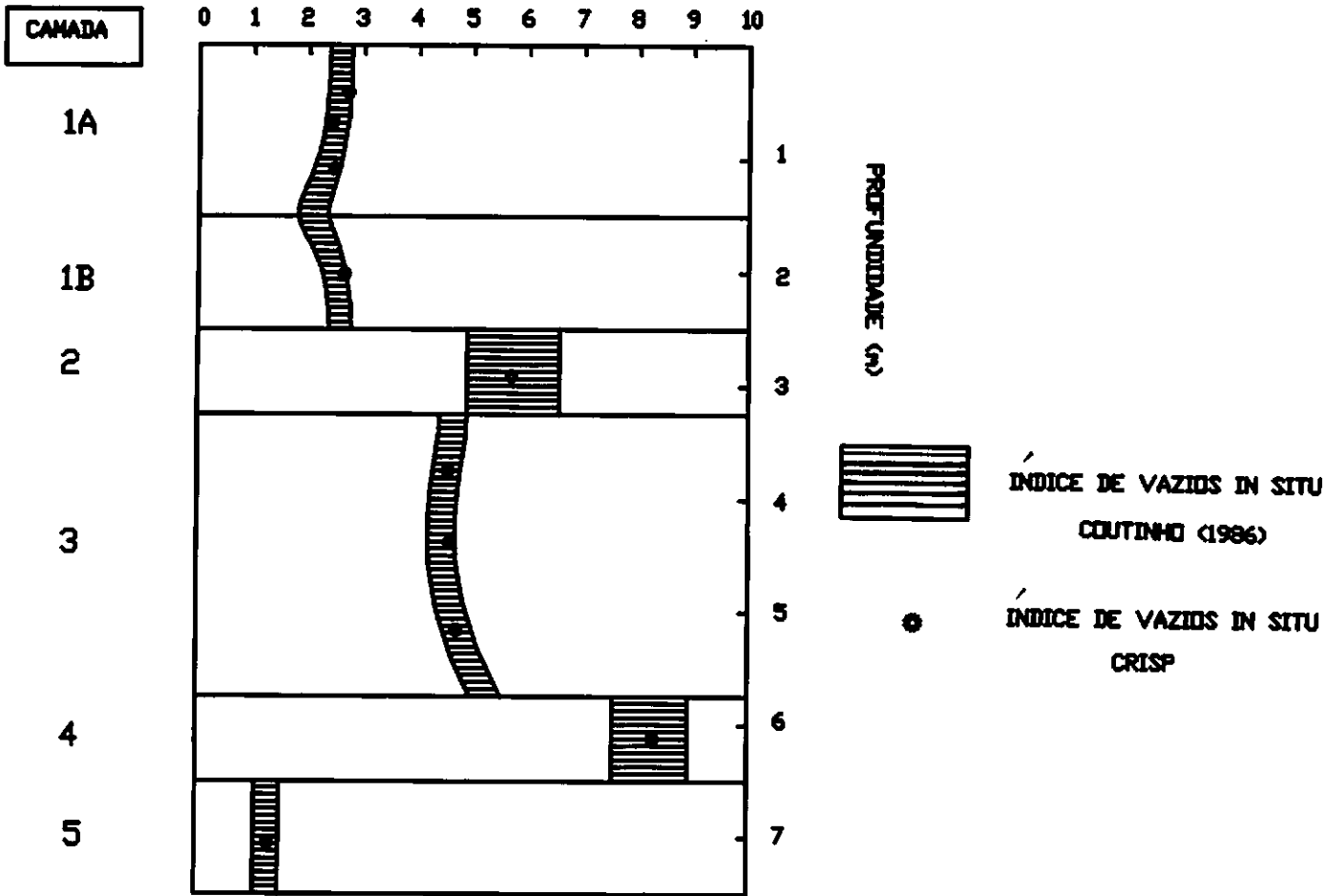


FIGURA 4.2 - COMPARAÇÃO ENTRE ÍNDICE DE VAZIOS

4.3 Resultados e Discussão

4.3.1 Análise 1: Influência da Atualização de Coordenadas

Nesta análise avalia-se o comportamento da fundação quanto à opção de atualização das coordenadas dos nós dos elementos, tendo-se em vista grandes deformações.

A Figura 4.3 mostra os deslocamentos verticais na base do aterro para a altura de construção de aterro de 6,10 m e a Figura 4.4 os deslocamentos horizontais. Em ambas, não há influência da atualização das coordenadas nos resultados, mostrando que a hipótese adotada de pequenas deformações é plenamente satisfatória.

4.3.2 Análise 2: $k_h = 2.0 k_v$ versus $k_h = 2.5 k_v$

Nesta análise, avalia-se a influência da magnitude de anisotropia da permeabilidade (r_k) na resposta da fundação.

TAVENAS et alli (1983) apresentaram valores de r_k para diferentes argilas listadas na Tabela 4.3 abaixo:

Tabela 4.3: Valores da magnitude de anisotropia para diferentes argilas

Solo	r_k	Fonte
argilas marinhas	1.0-1.5	<i>OLSON e DANIEL(1981)</i>
argila de New Liskeard	3.0	<i>CHAN e KENNEY(1973)</i>
argila marinha	1.16	<i>LARSON(1981)</i>
argila de Atchafalaya	2.2-2.5	<i>TAVENAS et alli(1983)</i>

Observa-se que os maiores valores de r_k da Tabela 4.3 são da argila de Atchafalaya que tem um alto teor de matéria orgânica. Outro aspecto a ser considerado é que durante o processo de adensamento, segundo *AL-TABBAA e WOOD (1987)*, a permeabilidade horizontal decresce mais vagarosamente que a permeabilidade vertical, ocasionando um aumento de r_k com o tempo. Estes autores verificaram que para um valor de $r_k=1.0$ no início do adensamento, obteve-se $r_k=3.0$ no final do adensamento. Assim, consideram-se justificados os valores de $r_k=2.0$ ou 2.5 aqui adotados para a argila de Juturnaíba.

Deslocamentos Verticais

As Figuras 4.5 e 4.6 mostram o desenvolvimento dos deslocamentos verticais ao longo do tempo para os extensômetros magnéticos verticais EMV1.1 e EMV3.1. Os pontos analisados situam-se na base do aterro. No EMV1.1 praticamente não há diferença entre as análises. Todavia, o EMV3.1 já mostra uma diferença relativa entre as duas hipóteses com melhor concordância para $r_k = 2.5$.

Deslocamentos Horizontais

A Figura 4.7 mostra o inclinômetro I-3 situado no pé do aterro. Verifica-se nenhuma influência nos resultados. Assim, adota-se $r_k = 2.5$.

4.3.3 Análise 3: Módulo Cisalhante Variável (Gvar) versus Módulo Cisalhante Constante (Gcte)

Nesta análise, apresenta-se a influência do módulo cisalhante nos resultados. Observa-se a variação dos deslocamentos verticais dos extensômetros: EMV1.1, EMV2.1 e EMV3.1

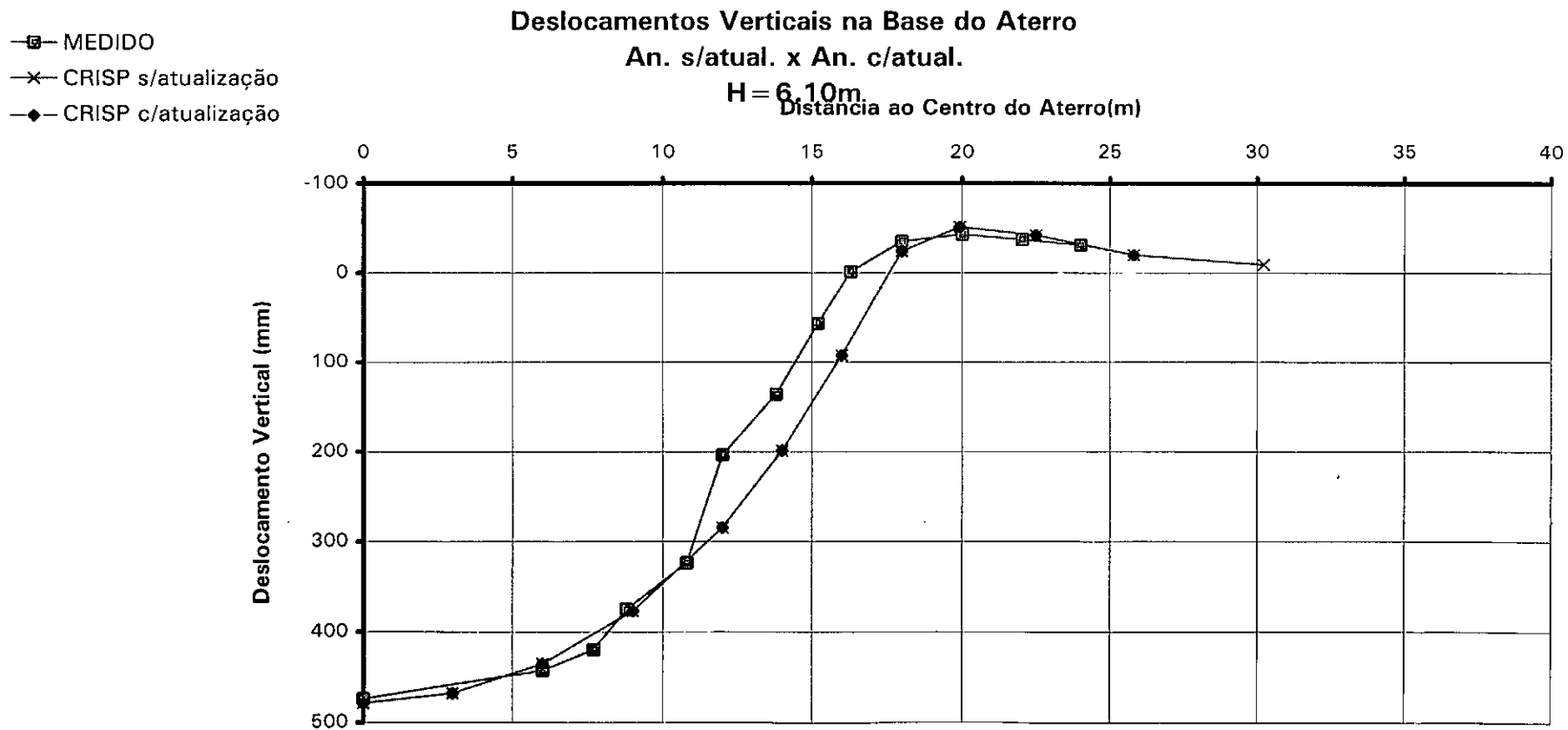
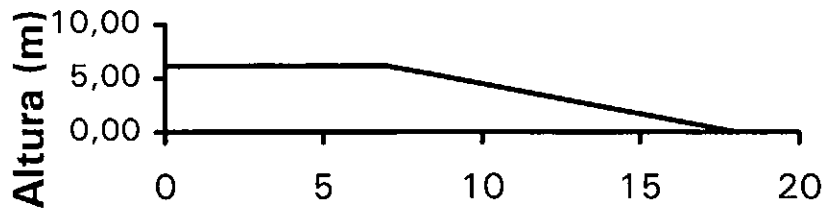


Figura 4.3

22

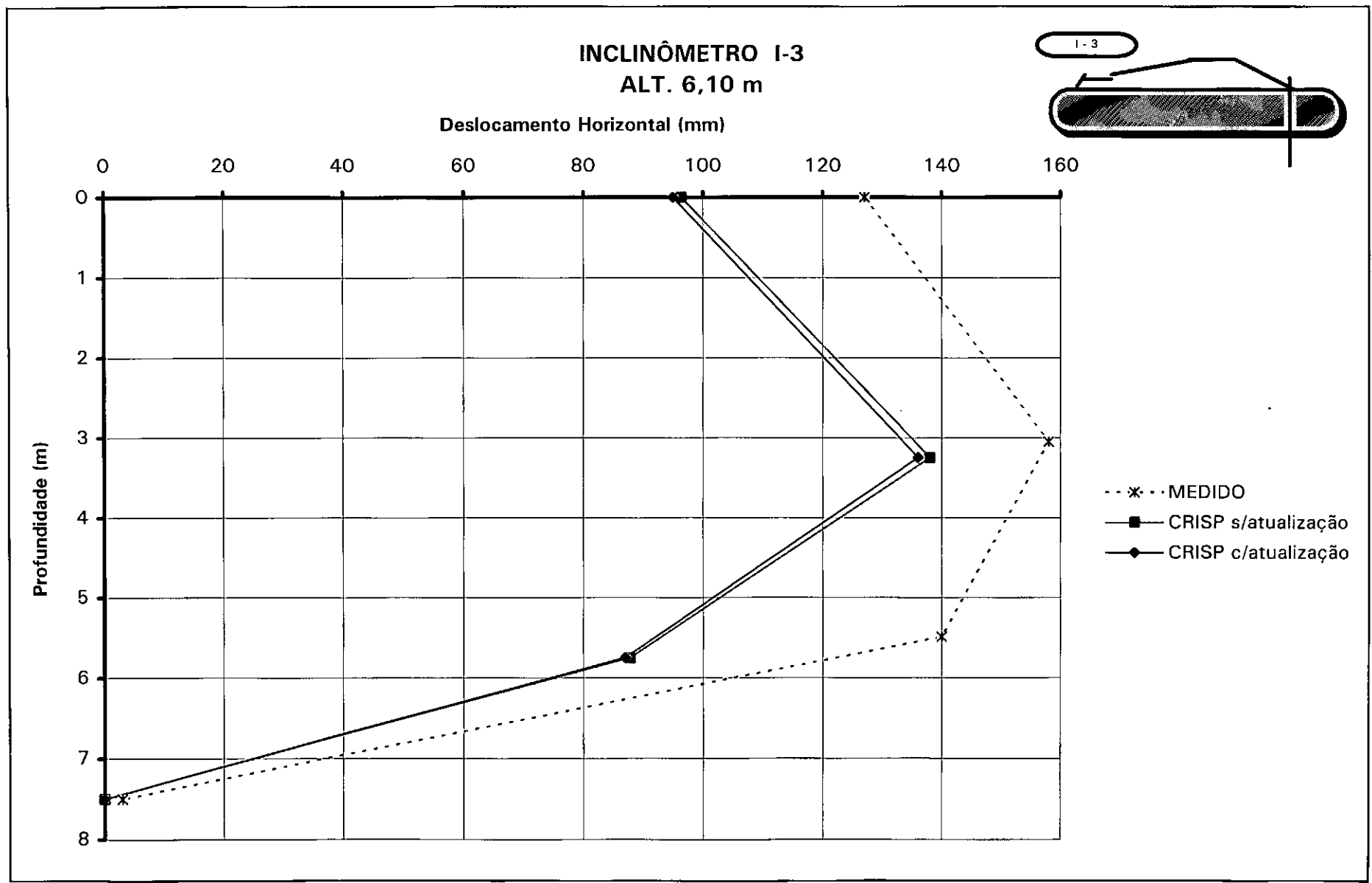


Figura 4.4

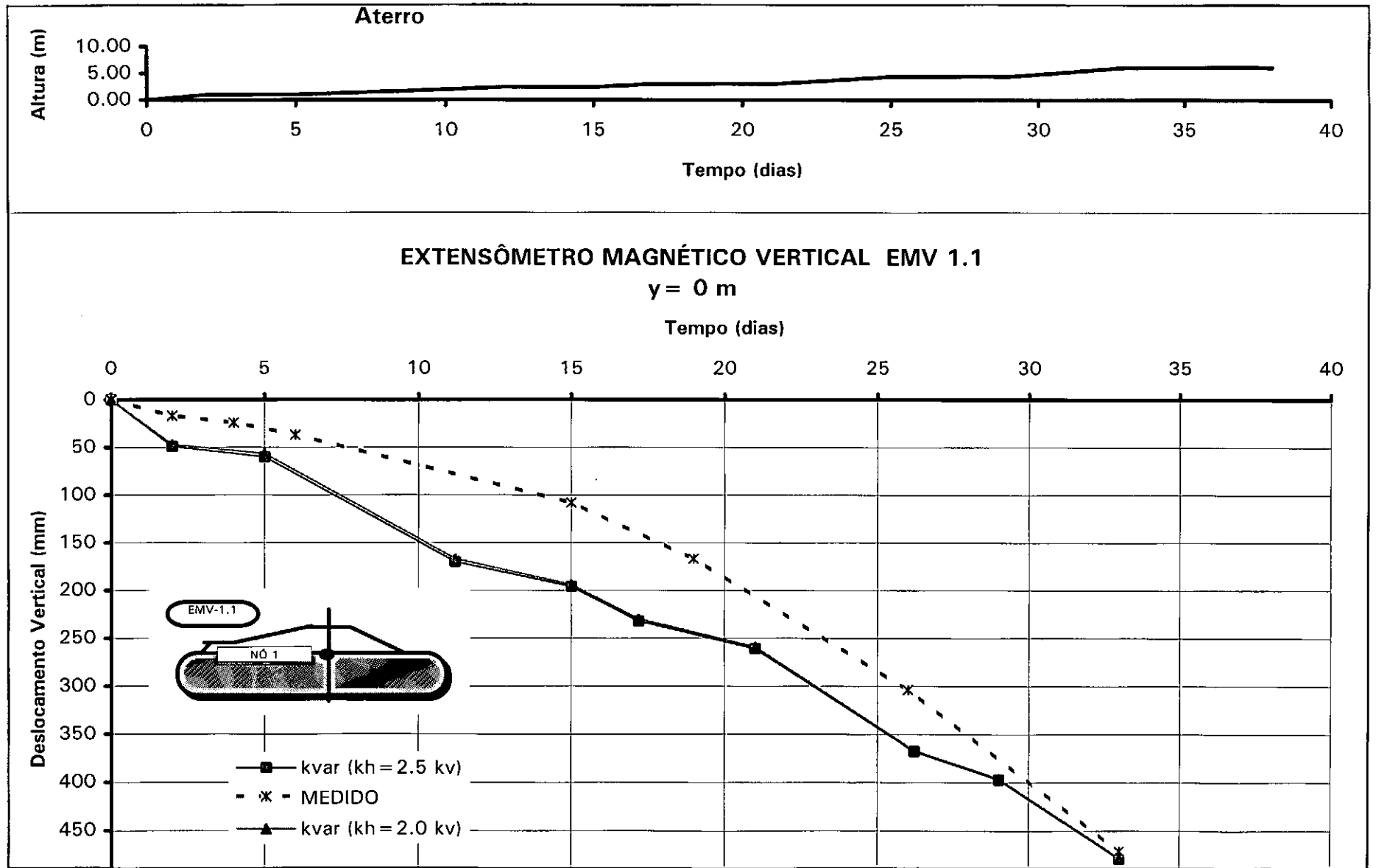


Figura 4.5

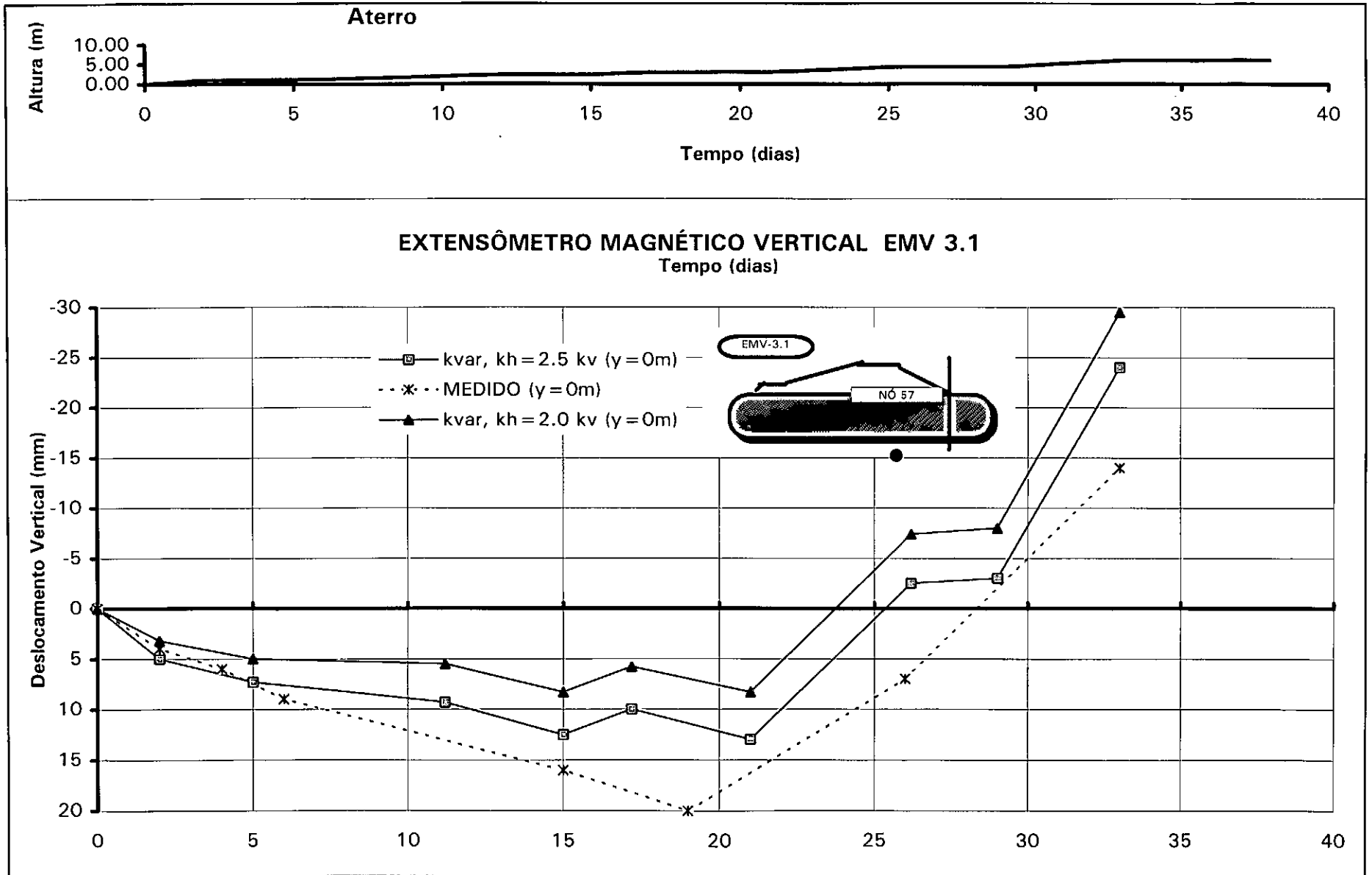
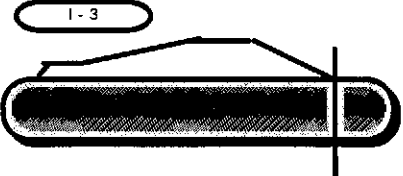


Figura 4.6



INCLINÔMETRO I-3

Alt. 6,10 m

Deslocamento Horizontal (mm)

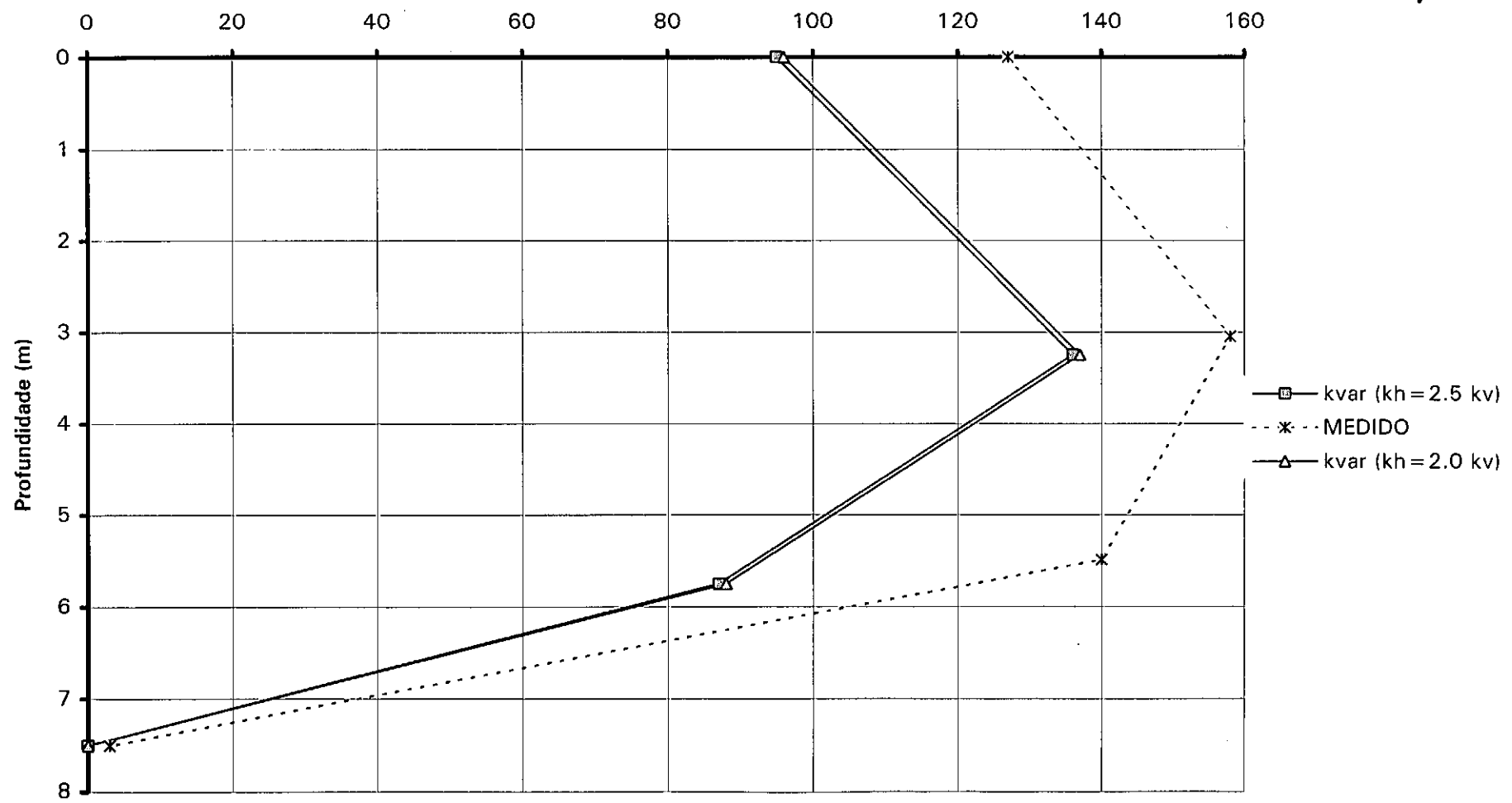


Figura 4.7

(Figuras 4.8 a 4.10) com o tempo e o perfil do deslocamento horizontal do inclinômetro: I-3 (Figura 4.11), na altura de aterro de 6,10 m, com a profundidade.

Observa-se nesses gráficos que os recalques são pouco afetados pela hipótese relativa ao valor para G , com excessão do extensômetro do pé do aterro, Fig. 4.10, submetido à rotação de tensões principais. Neste caso a melhor concordância com as medições ocorre para a hipótese $G=\text{constante}$. No caso de deslocamentos horizontais em profundidade observam-se diferenças significativas dependendo da hipótese adotada.

4.3.4 Análise 4: Coeficiente de Permeabilidade Variável (k_{var}) versus Coeficiente de Permeabilidade Constante (k_{cte}) e Análise Não-Drenada.

Nesta análise será verificada a influência do coeficiente de permeabilidade ser constante (k_{cte}) ou variável (k_{var}) com o nível de tensões. Faz-se também uma comparação entre a análise não-drenada e com adensamento parcial.

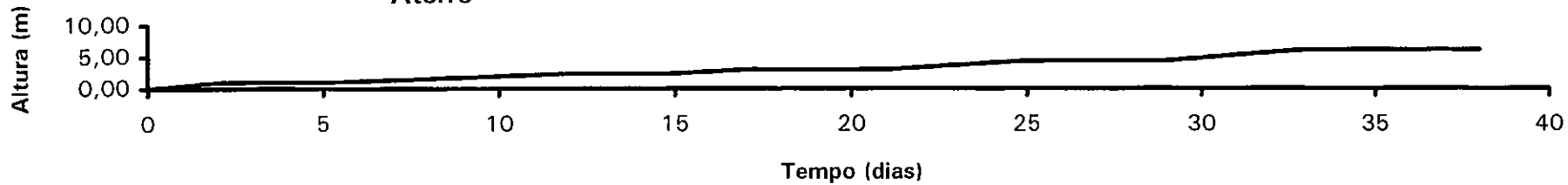
Deslocamentos Verticais

As Figuras 4.12 e 4.13 comparam resultados de extensômetros magnéticos verticais relativos às análises com k_{var} , k_{cte} e análise não-drenada, todos para G constante. Ressalta-se abaixo os pontos mais importantes destas Figuras:

- (a) Observa-se boa concordância das análises k_{cte} e k_{var} com as medições;
- (b) Os resultados da análise não-drenada, como era de se esperar, subestimaram os recalques, indicando ter sido significativo o adensamento da fundação.

(c) As curvas k_{var} e k_{cte} foram semelhantes; aparentemente, estes resultados estão ligeiramente diferentes dos observados normalmente: os deslocamentos verticais dados por k_{var} são maiores que os dados por k_{cte} até o 17º dia de construção (altura de aterro: $h=3,00$ m). Era de se esperar o contrário por causa da maior dissipação de poro-pressões oriundas de se adotar o coeficiente de permeabilidade constante, o que ocorre é que a argila, neste ponto, está muito pré-adensada ($OCR=10.7$) e está sujeita a baixas tensões iniciais ($p'=0,7$ kPa e $q=-0,31$ kPa) o que faz que a trajetória de tensões, no decorrer do carregamento, passe para acima da linha de estados críticos (Figuras: 4.14 e 4.15), acarretando instabilidade numérica. As Figuras 4.14 a 4.16 mostram as trajetórias de tensões, o comportamento tensão-deformação, a variação do índice de vazios e da poro-pressão com tensão média e a deformação cisalhante, todos para análise k_{var} . A análise k_{cte} refere-se à condição $k_{cte}=k_{v0}$ correspondente ao índice de vazios *in situ* e_0 , sendo os valores de k_{v0} e e_0 apresentados nas Tabelas 3.2 e 3.5, respectivamente

Aterro



EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO VERTICAL EMV 1.1

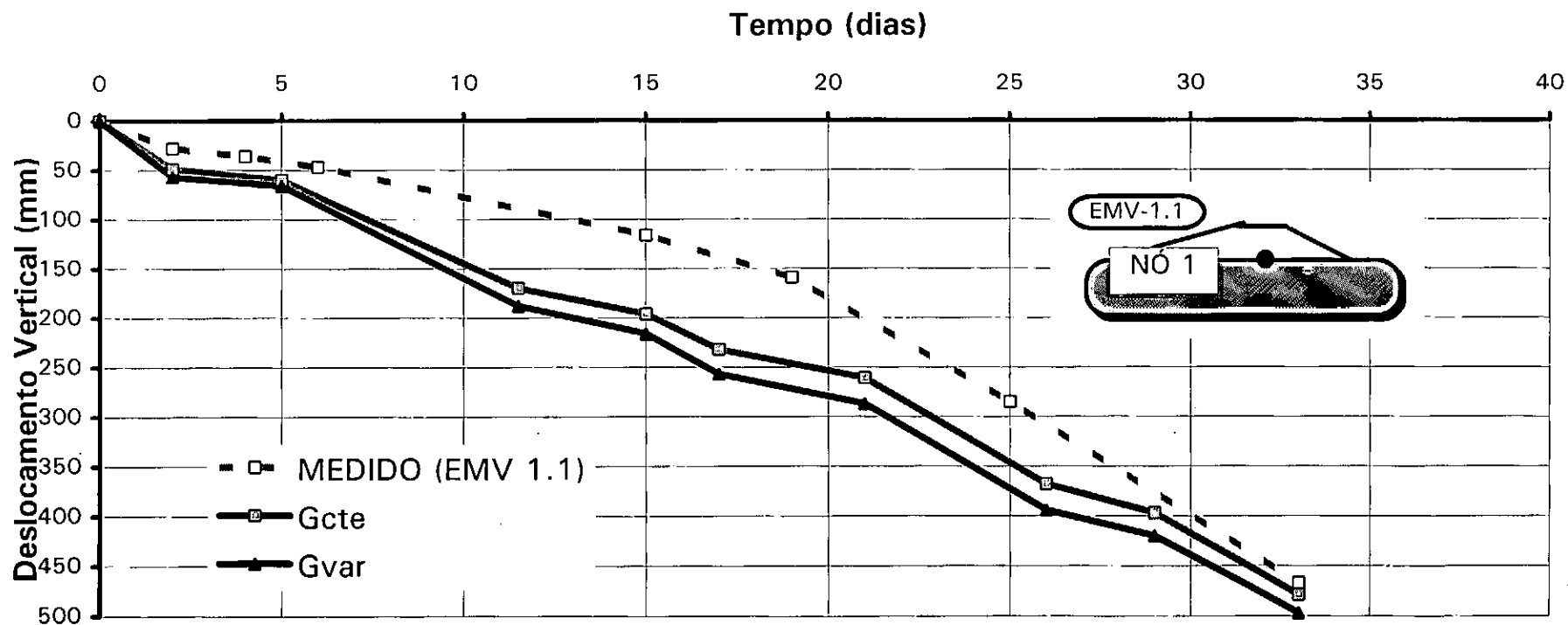


Figura 4.8

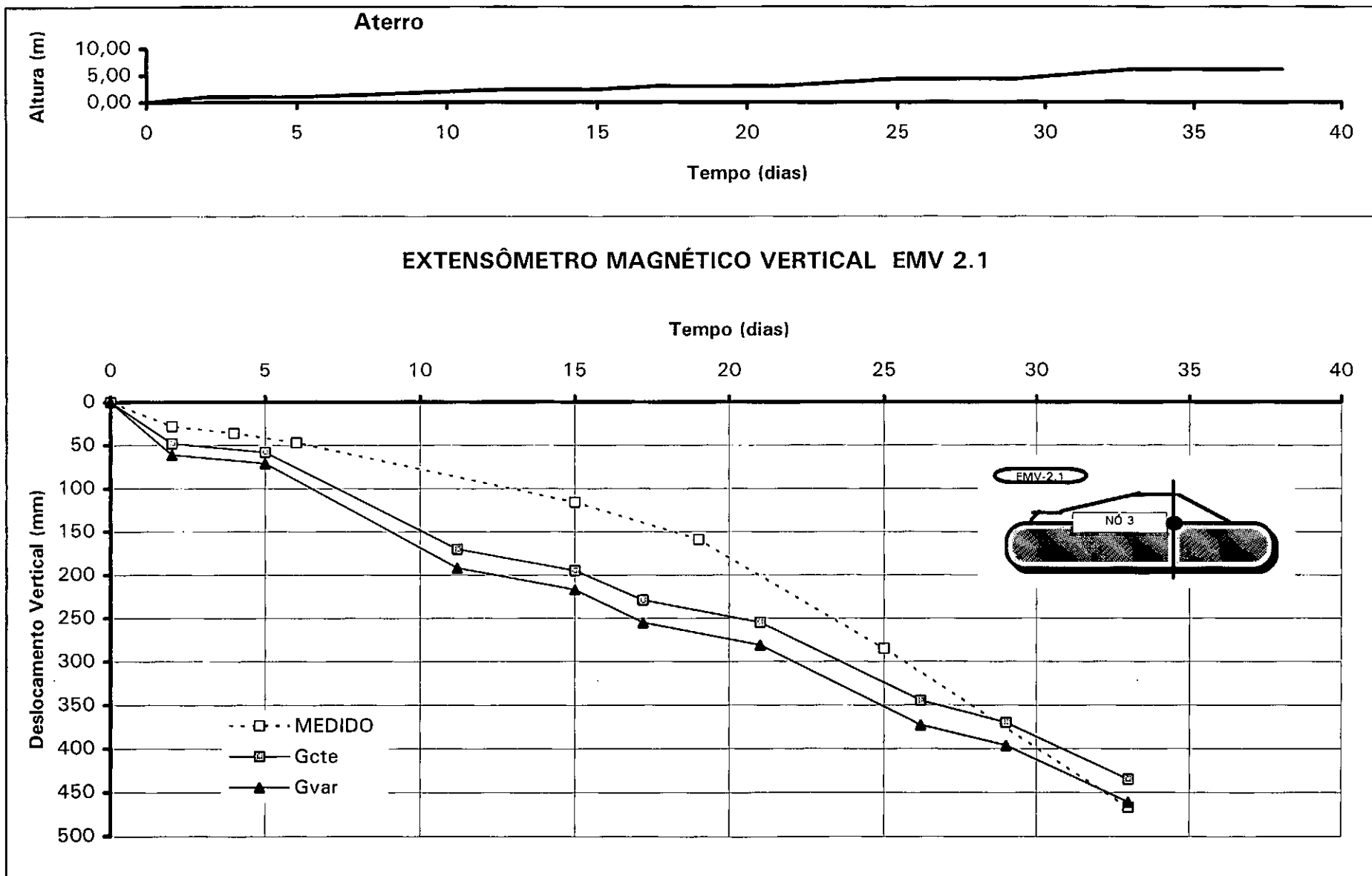


Figura 4.9

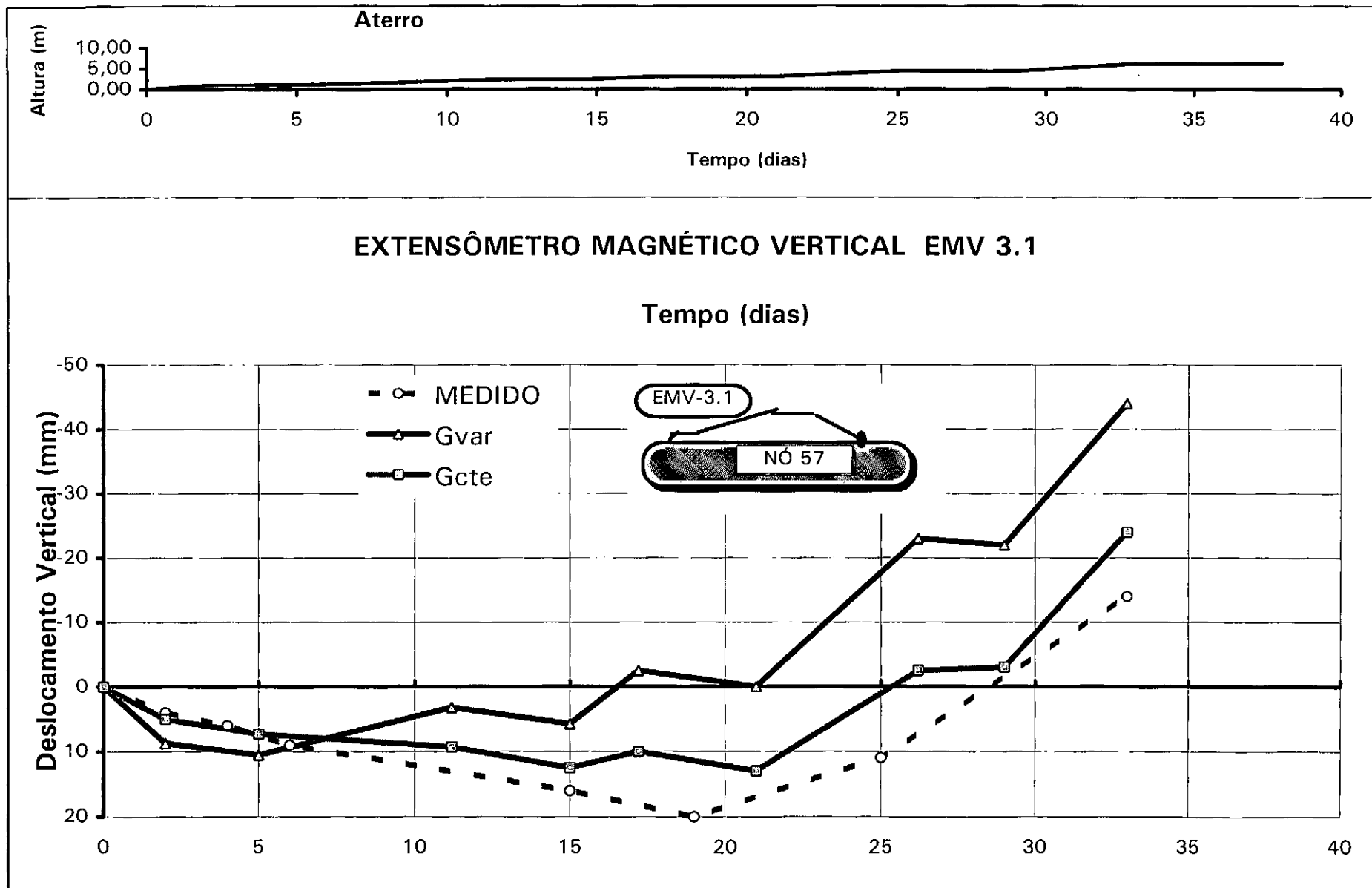
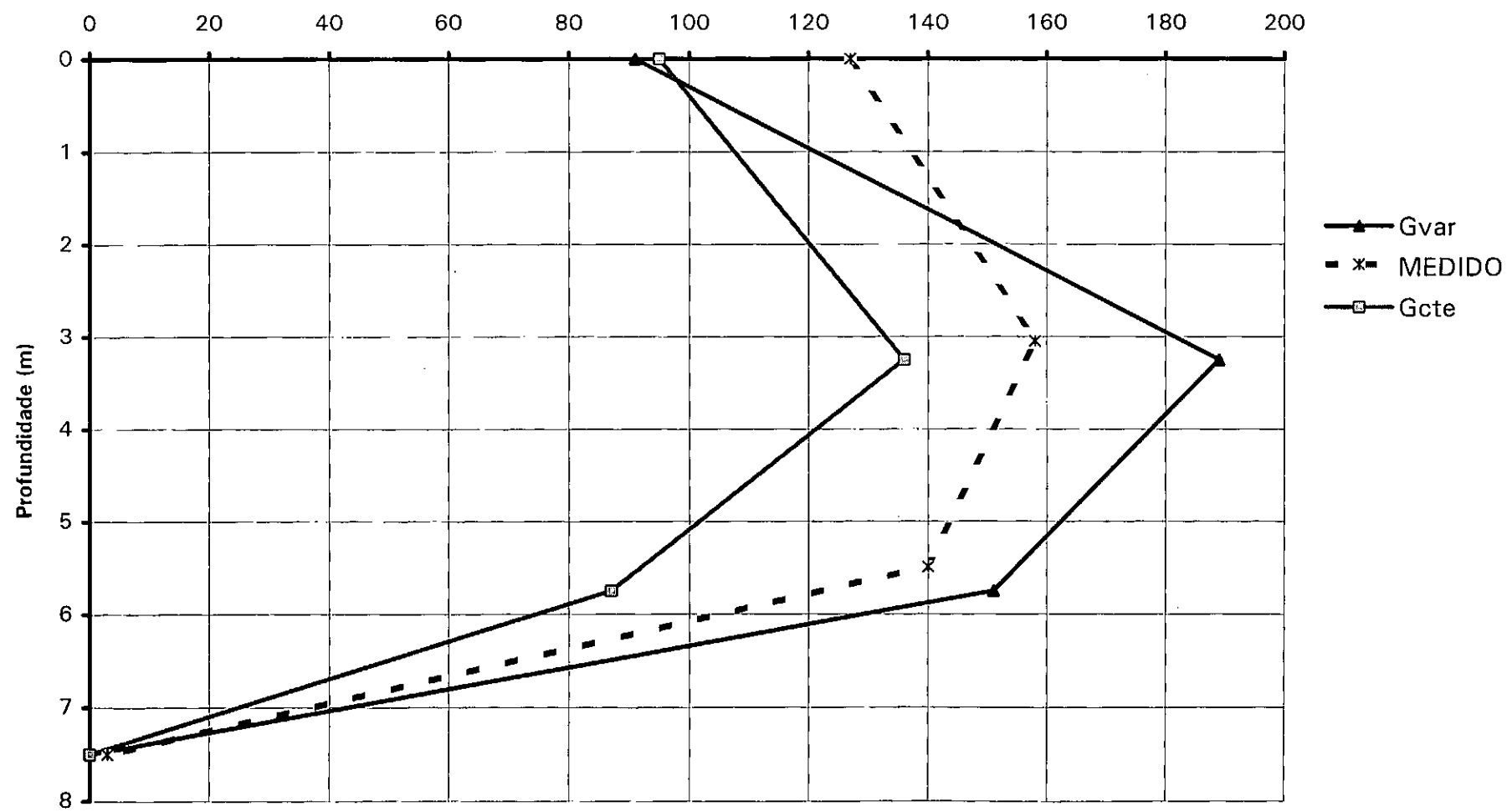


Figura 4.10

INCLINÔMETRO I-3
Alt. 6,10 m



Deslocamento Horizontal (mm)



61

Figura 4.11

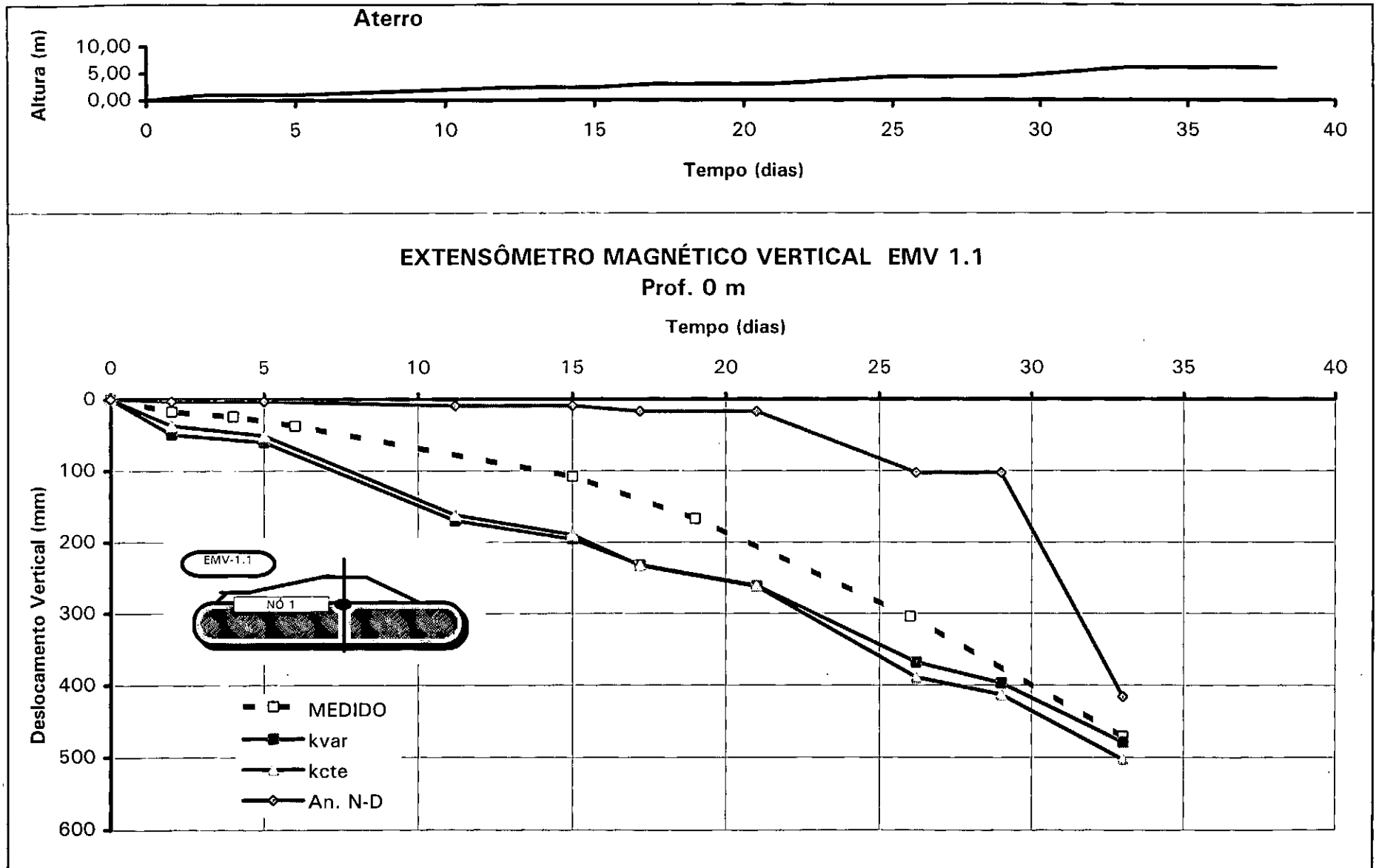


Figura 4.12

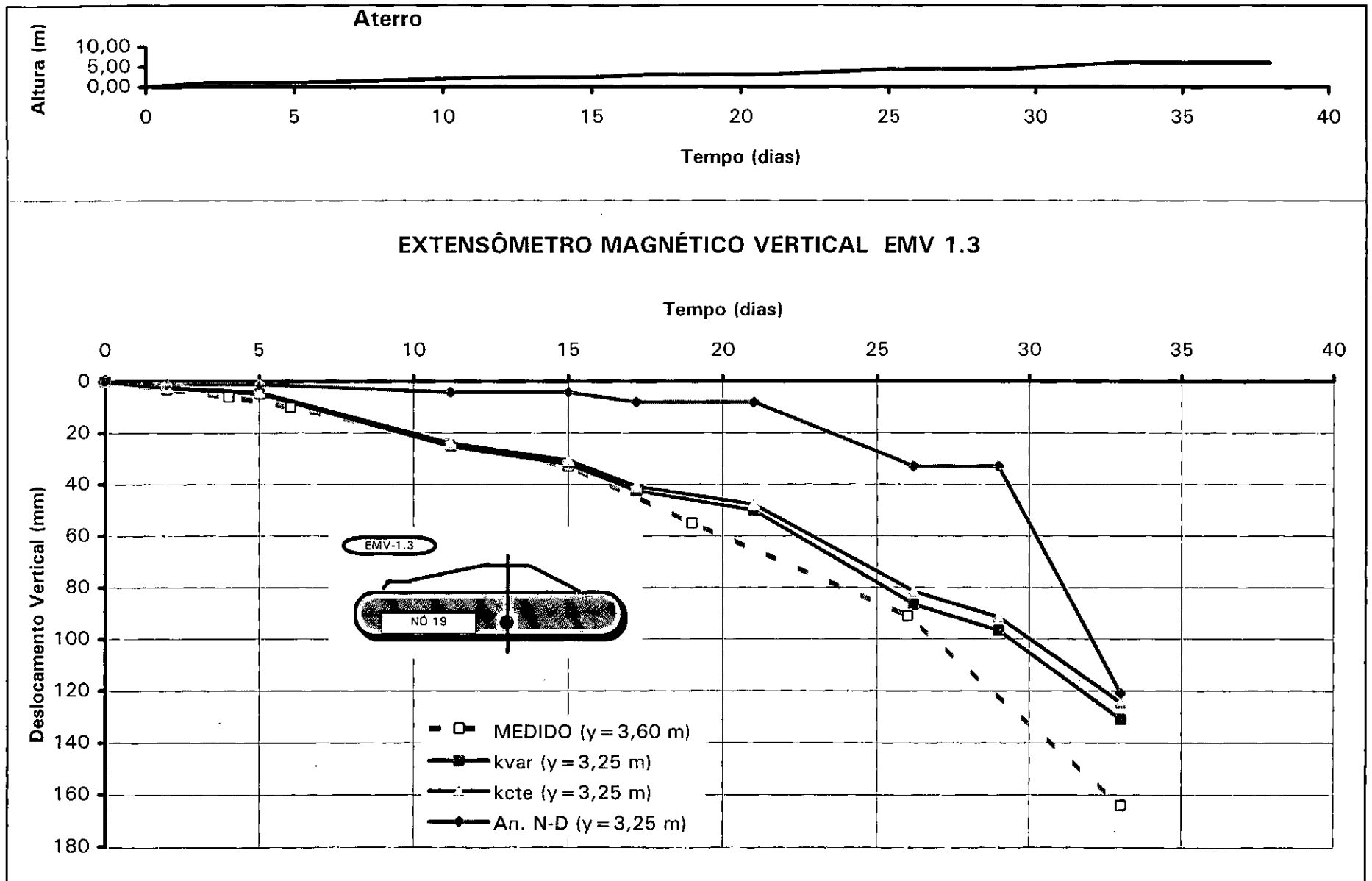


Figura 4.13

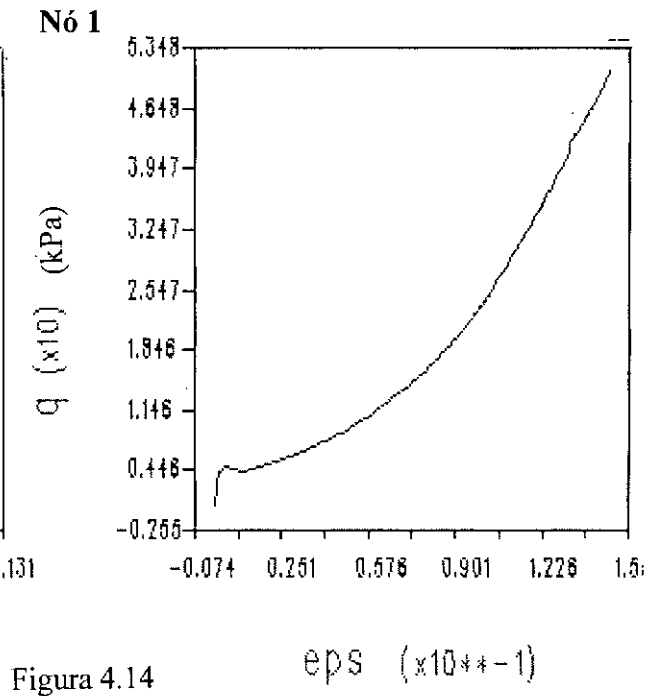
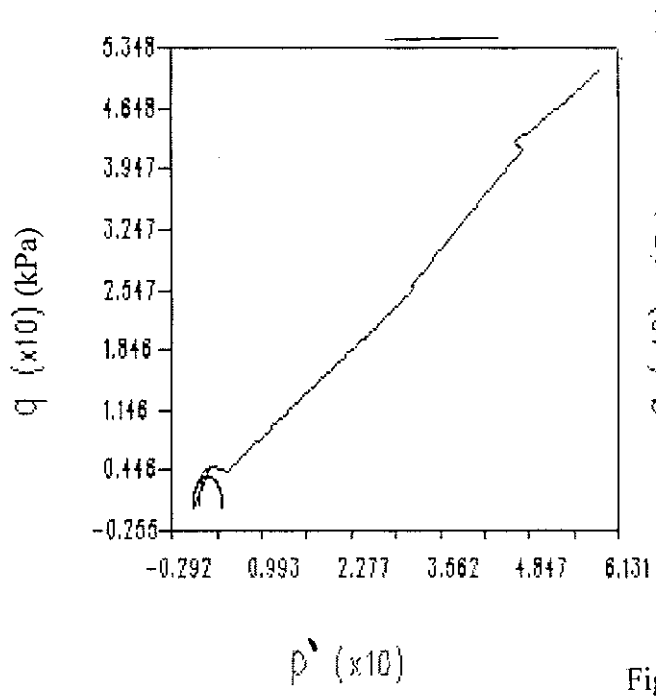


Figura 4.14

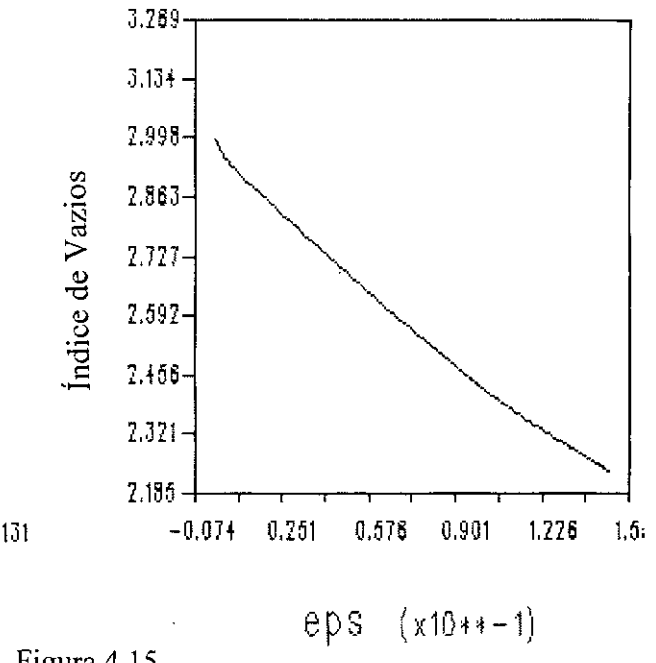
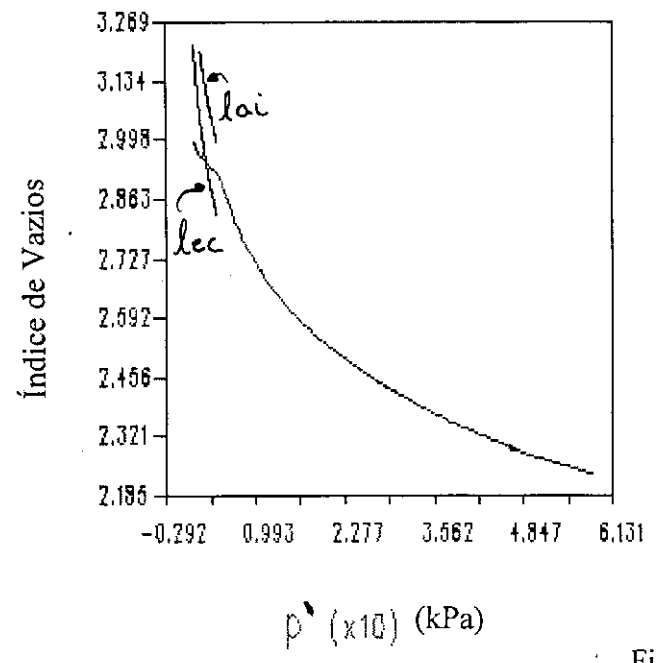


Figura 4.15

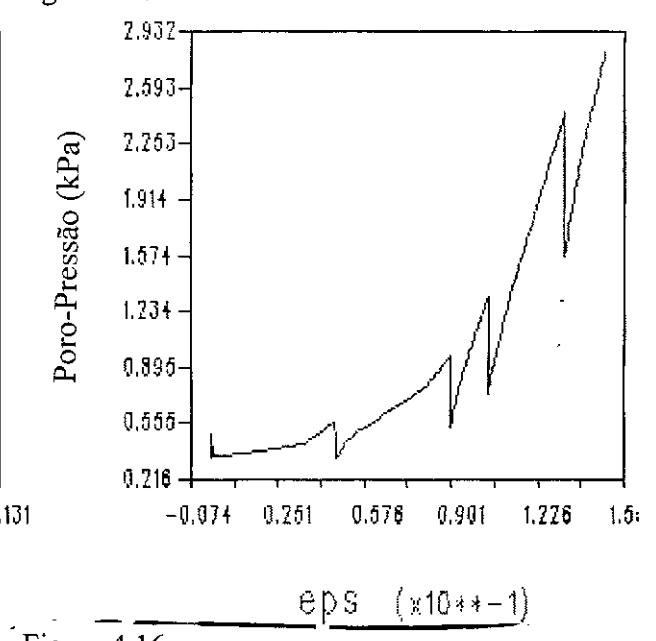
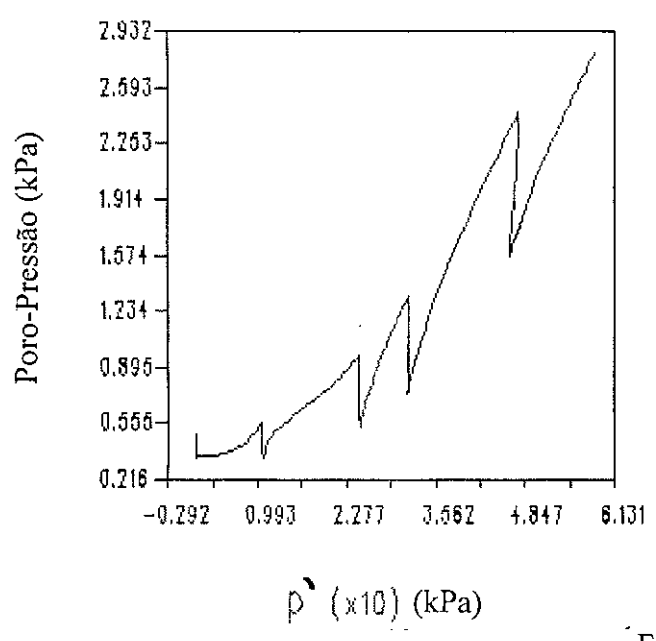


Figura 4.16

(d) As Figuras 4.17 a 4.19 mostram trajetórias de tensões do nó 19 (Figura 4.13), de maneira análoga às Figuras 4.14 a 4.16, para a análise kvar. Observando atentamente as Figuras 4.17 a 4.19, verifica-se que a argila, neste ponto, durante todo o carregamento tem comportamento não-drenado, e no final do carregamento a argila escoou expandindo-se (aumento do índice de vazios).

Na Figura 4.13, esta expansão faz com que a curva com maior dissipação de poro-pressões (kcte) tenha menores recalques.

Deslocamentos Horizontais

A figura 4.20 representa graficamente as comparações entre as previsões numéricas fornecidas pelo CRISP com as curvas experimentais do inclinômetro I-3. Para altura de aterro de 1,00 m as previsões numéricas são praticamente coincidentes, sendo a da análise não-drenada a de maiores valores. Para a altura de aterro de 3,00 m os deslocamentos calculados são menores para a análise não-drenada, maiores para análise com kcte, sendo que a da análise com kvar se situa no meio. Para altura de aterro de 1,00 m, devido às baixas tensões desenvolvidas, ocorrem instabilidades numéricas locais ocorrendo saltos da trajetória de tensões sobre a lec. (linha de estados críticos), ocasionando maiores valores da análise não-drenada.

Poro-Pressões

Análises numéricas e medições de poro-pressões são comparadas nas Figuras 4.21 a 4.24 para as alturas de aterro de 1,00 m, 4,65 m e 6,10 m e o piezômetro P7. Para altura de 1,00 m os resultados mostram, ao contrário do esperado, até a profundidade de 2,40 m maiores valores de poro-pressão para kcte do que para kvar. A análise não-drenada resultou em valores de Δu praticamente constantes com a profundidade, como esperado. Entretanto a expectativa seria que estes valores de Δu fossem maiores que os das análises com adensamento, o que só ocorreu próximo à fronteira drenante superior. Os resultados numéricos e medições sugerem que a metade inferior da camada se comportou de forma não-drenada.

Para as alturas de aterro de 4,65 e 6,10 m observou-se valores semelhantes de Δu nas análises kcte e kvar, a menos das profundidades até 2,40 m. Entretanto o perfil de Δu previsto foi menos satisfatório que para a altura de aterro de 1,00 m.

Os valores de Δu versus tempo para o piezômetro P7 são mostrados na Figura 4.24. Observa-se valores de Δu para a análise k_{var} e análise não-drenada semelhantes, exceto para a etapa final de construção, para a altura de aterro de 6,10 m, onde a análise não-drenada forneceu resultados ligeiramente discordantes, decrescendo bruscamente o valor do excesso de poro-pressão devido à proximidade da ruptura.

Em todos os gráficos (Figuras 4.21 a 4.23) analisados, as camadas 1A e 1B, que se estendem até a profundidade de 2,50 m, têm alta compressibilidade e dissipação do excesso de poro-pressões, principalmente no início do carregamento (altura de aterro: 1,00 m), enquanto que maiores profundidades o comportamento é não-drenado. A conclusão a que se chega é que as camadas 1A e 1B é que efetivamente contribuem para o adensamento de toda a fundação.

A Figura 4.25 mostra os resultados numéricos e medidos do deslocamento vertical com a profundidade para o EMV-1. Os resultados numéricos indicam que o adensamento do terço superior é o mais importante. Ao contrário, os valores medidos indicam que o adensamento da metade superior é o mais importante.

4.3.5 Análise 5: Aterro Hiperbólico versus Aterro Mohr-Coulomb

Nesta análise avalia-se a influência da modelagem do aterro na resposta da fundação.

Deslocamentos Verticais na Base do Aterro

Os deslocamentos verticais dados pelas curvas Mohr-Coulomb e hiperbólico são comparados para as alturas de construção do aterro de 4,65 m e 6,10 m, como pode ser visto na Figura 4.26.

Para a altura de 4,65 m, os resultados dos dois modelos são coincidentes, mas na altura de 6,10 m, os deslocamentos dados pelo aterro Mohr-Coulomb são superiores apresentando inclusive levantamento próximo ao pé do aterro. Explica-se este comportamento pelo fato de que num modelo elasto-plástico perfeito, ao se atingir a tensão de escoamento, a deformação cisalhante aumenta acentuadamente, levando a fundação cujo aterro é o Mohr-Coulomb, a exibir grandes deslocamentos. Todavia, no aterro hiperbólico, a deformação cisalhante cresce suave e monotonicamente com o aumento da tensão, não existindo uma tensão de escoamento determinada resultando em deslocamentos menores e mais próximos do medido.

N6 19

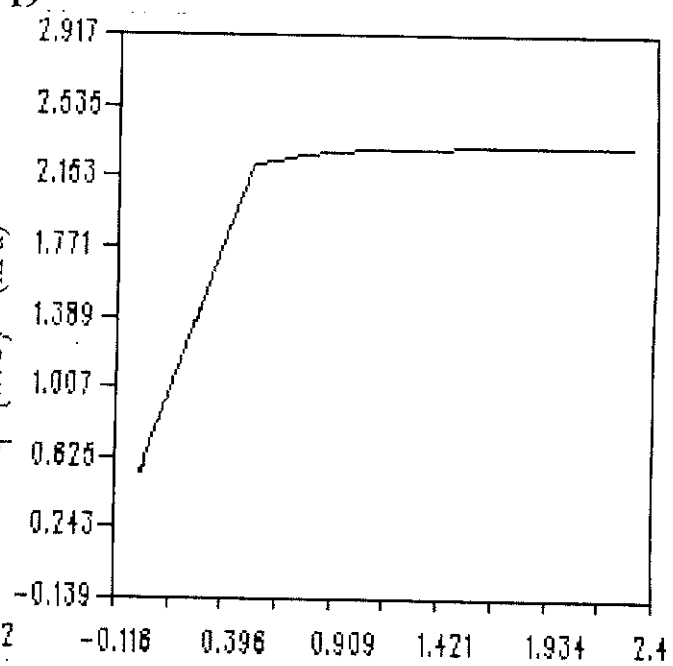
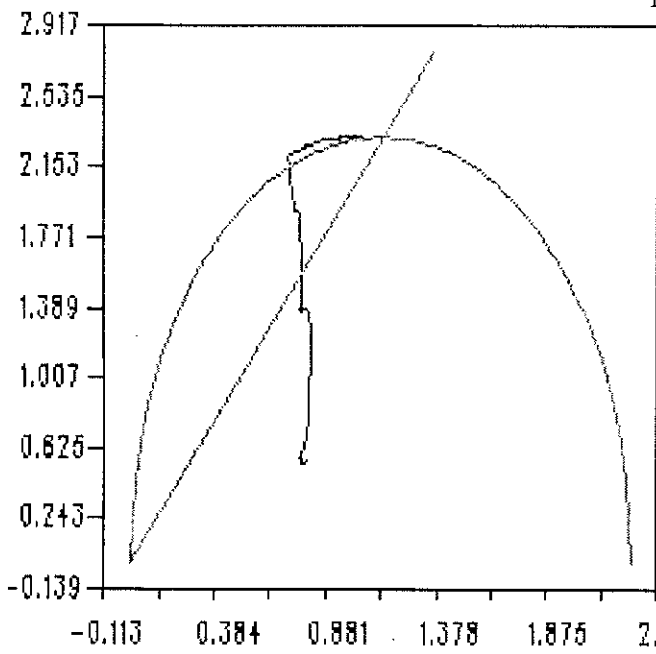


Figura 4.17

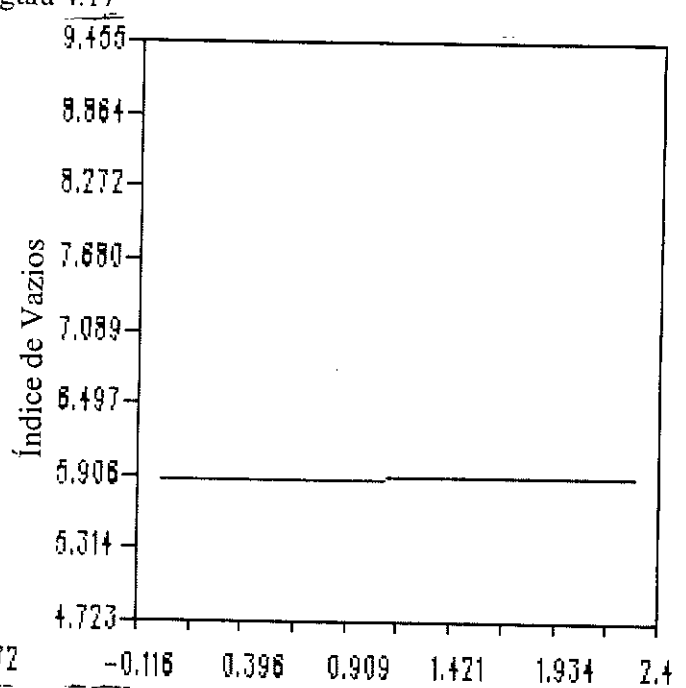
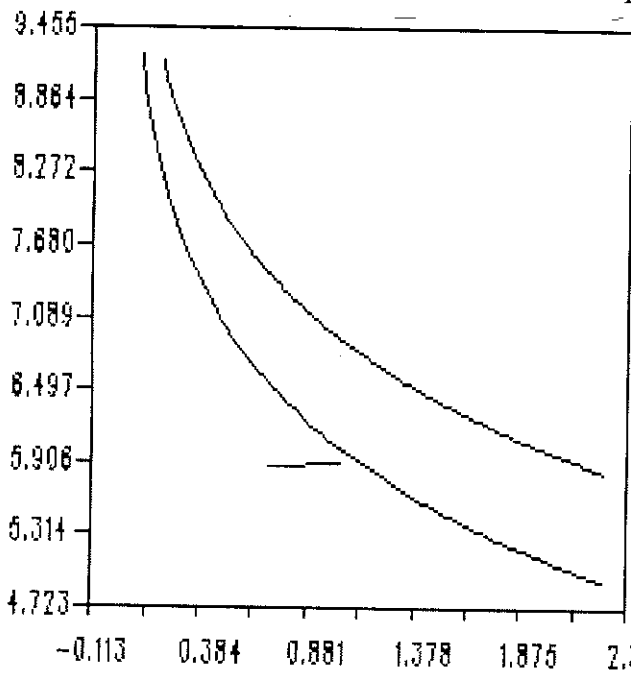
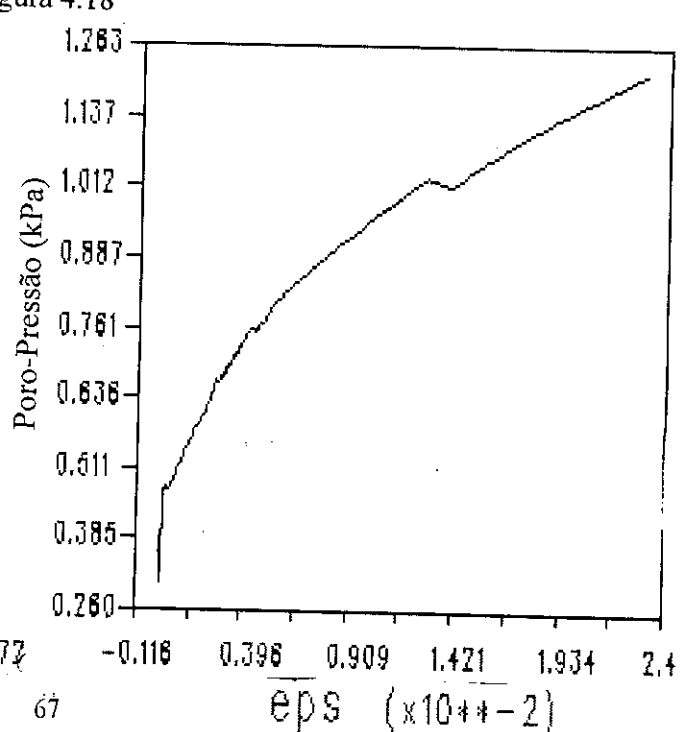
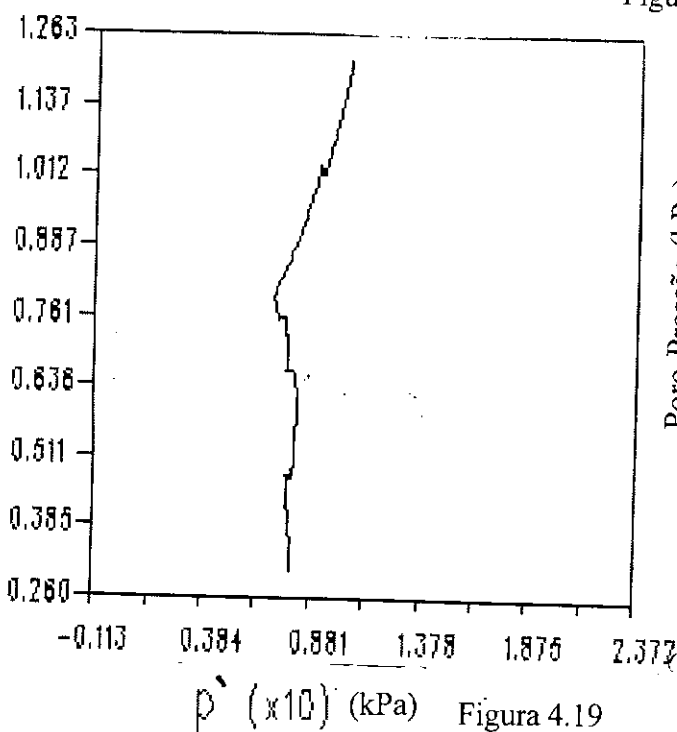


Figura 4.18



τ ($\times 10$) (kPa) Figura 4.19

ϵ_s ($\times 10^{++-2}$)

INCLINÔMETRO I-3

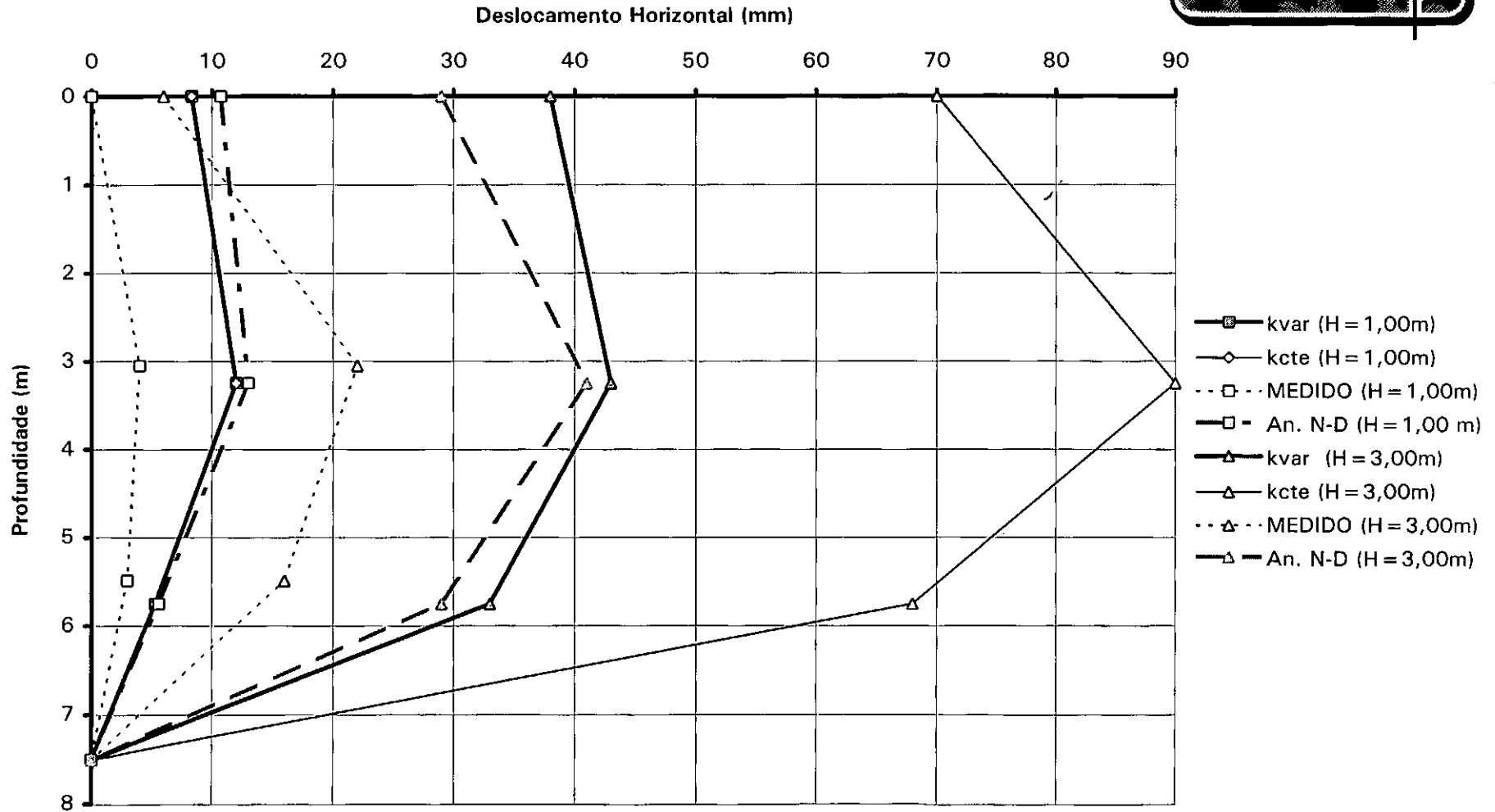
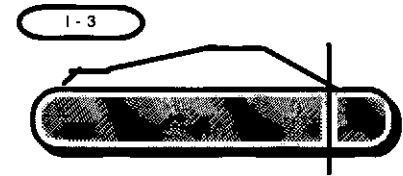


Figura 4.20

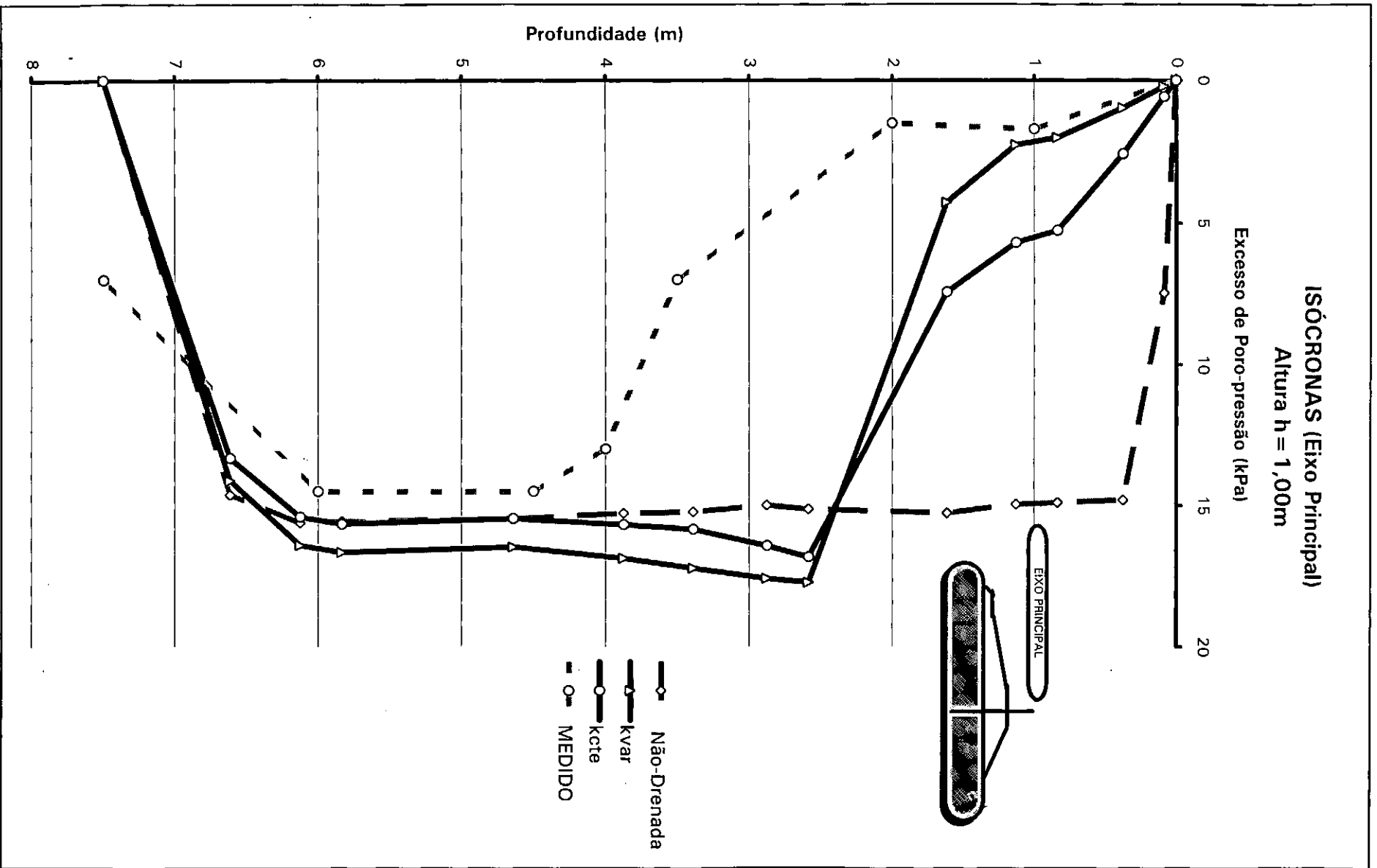


Figura 4.21

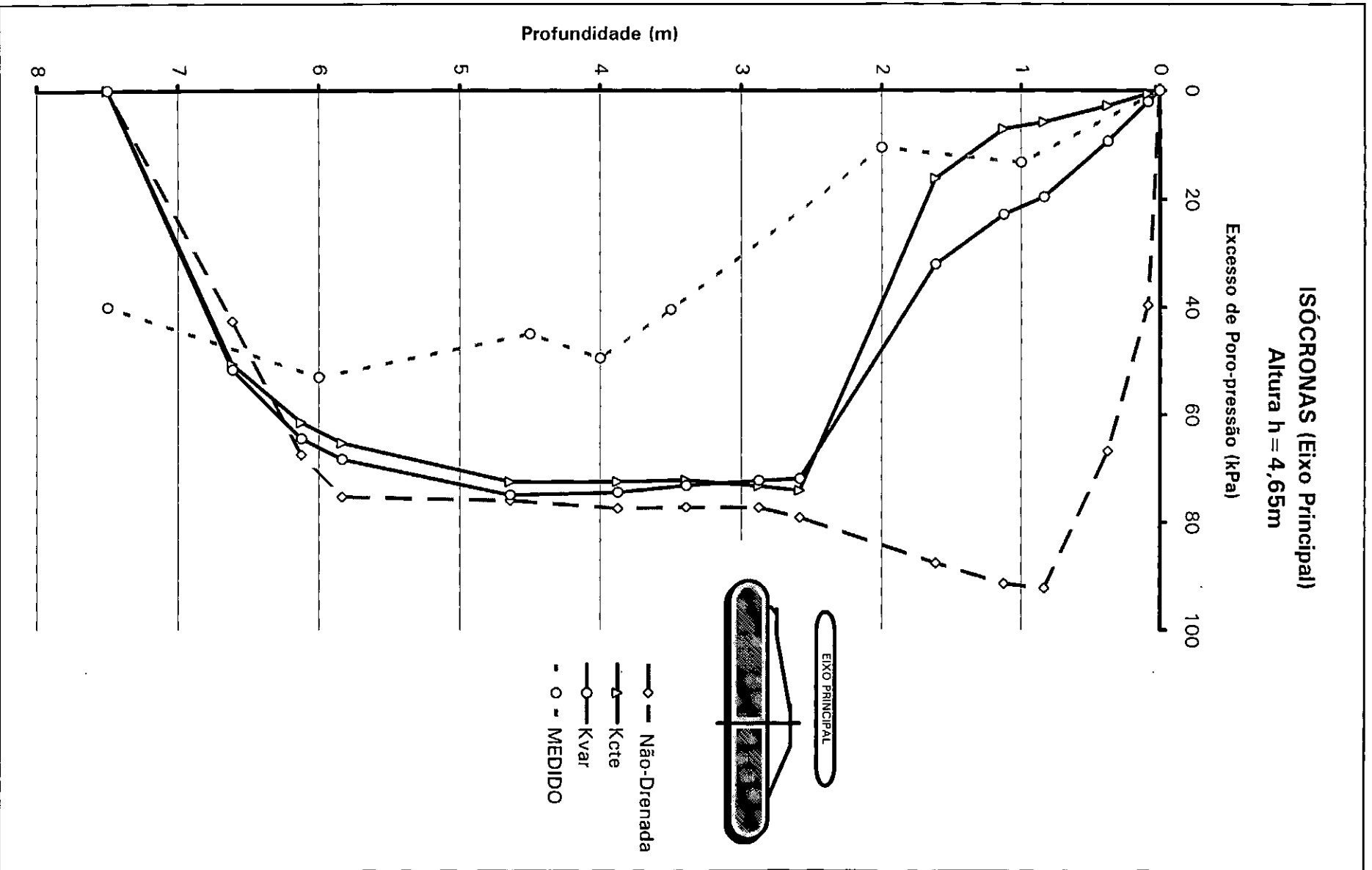


Figura 4.22

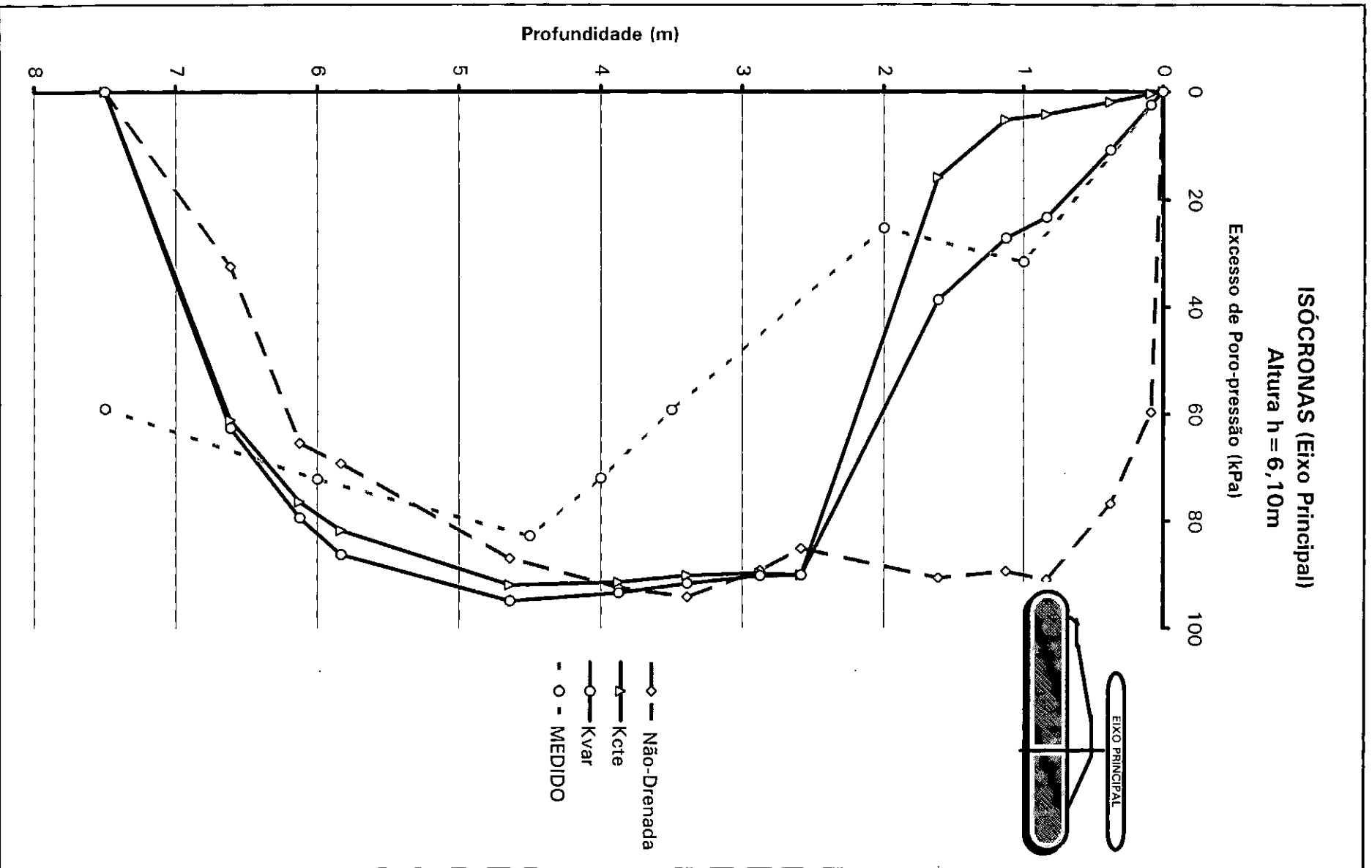


Figura 4.23

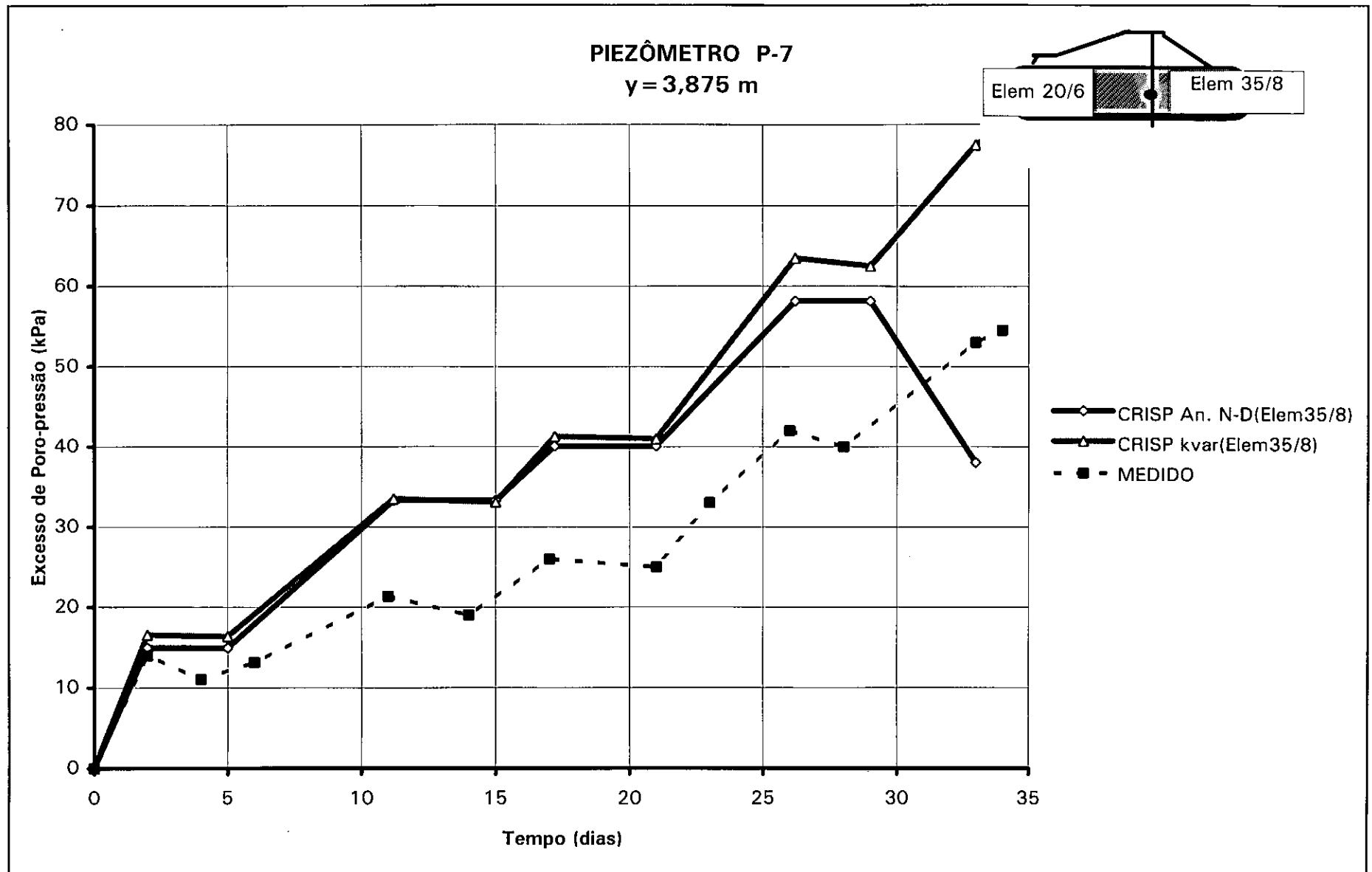


Figura 4.24

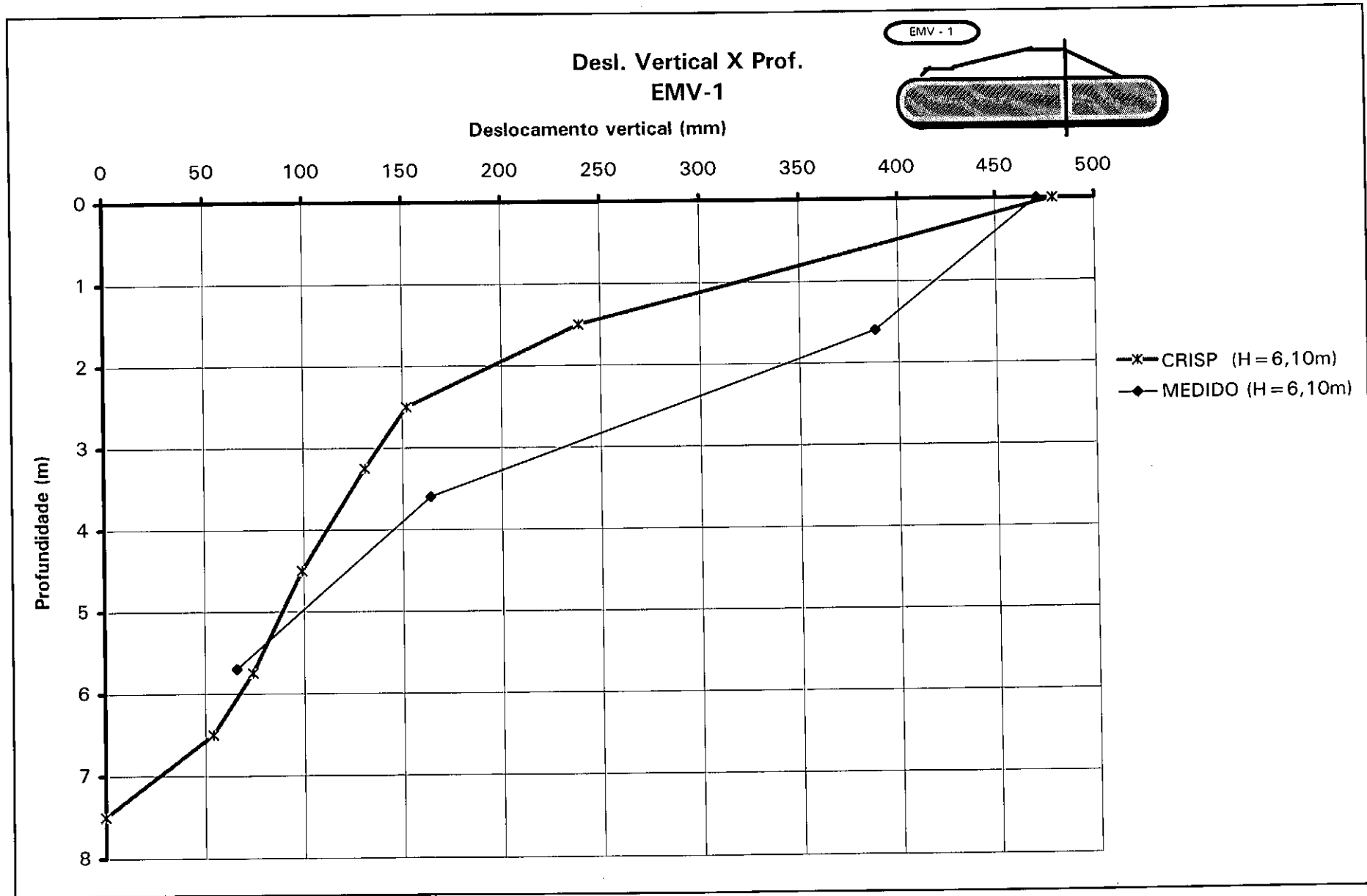
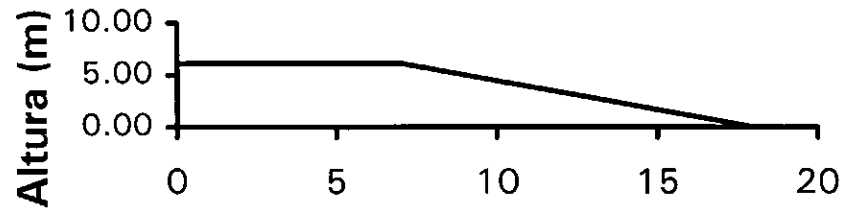


Figura 4.25



Deslocamentos Verticais na Base do Aterro

- ◆ Aterro Mohr-Coul. (H = 4,65m)
- MEDIDO (H = 4.65m)
- Aterro Hip. (H = 4,65m)

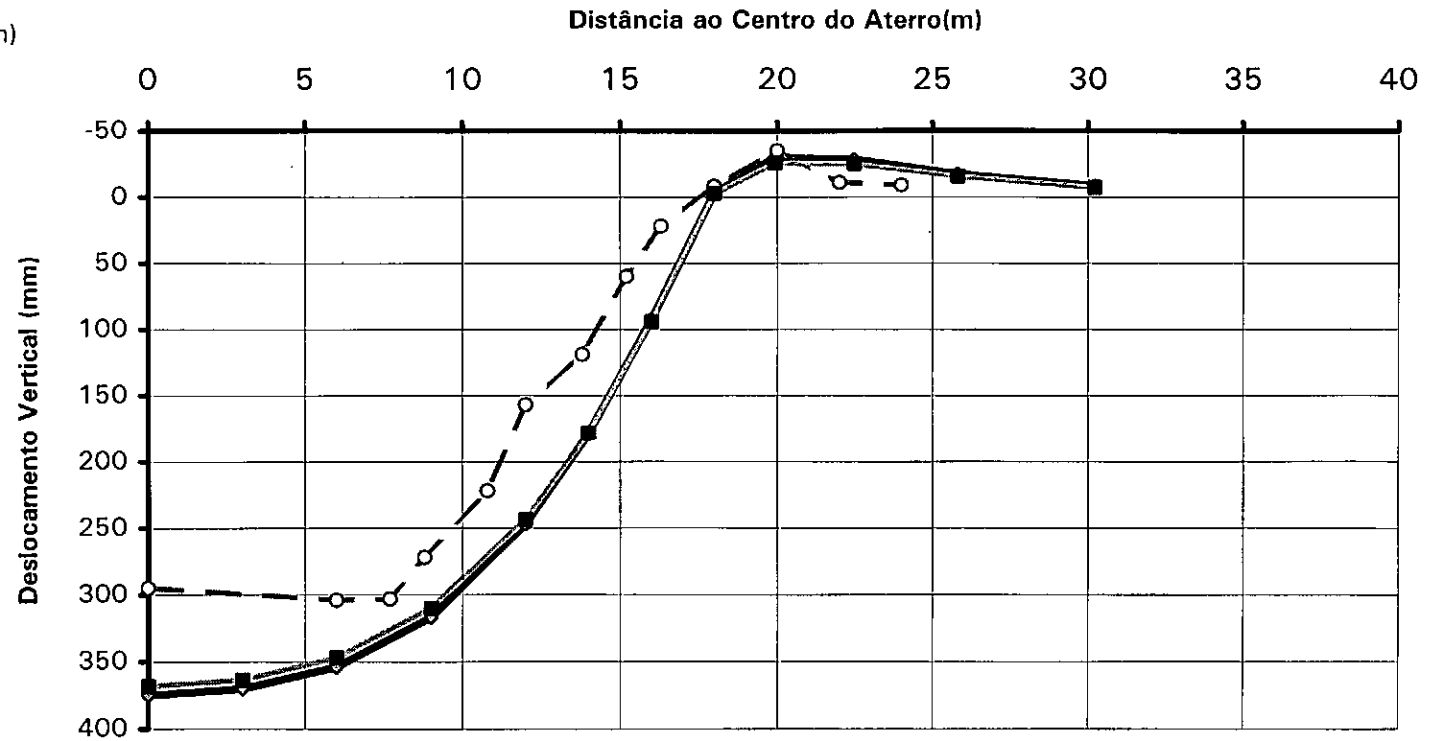
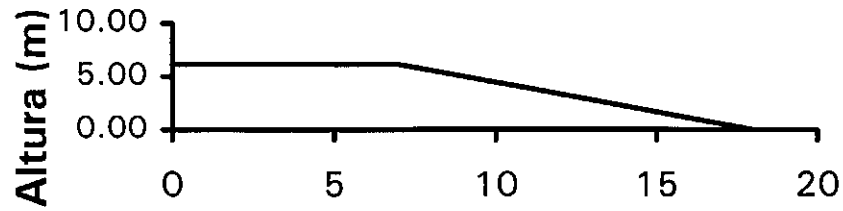


Figura 4.26.a



- Aterro Mohr-Coul. (H = 6,10 m)
- MEDIDO (H = 6,10m)
- Aterro Hip. (H = 6,10m)

Deslocamentos Verticais na Base do Aterro

Distância ao Centro do Aterro(m)

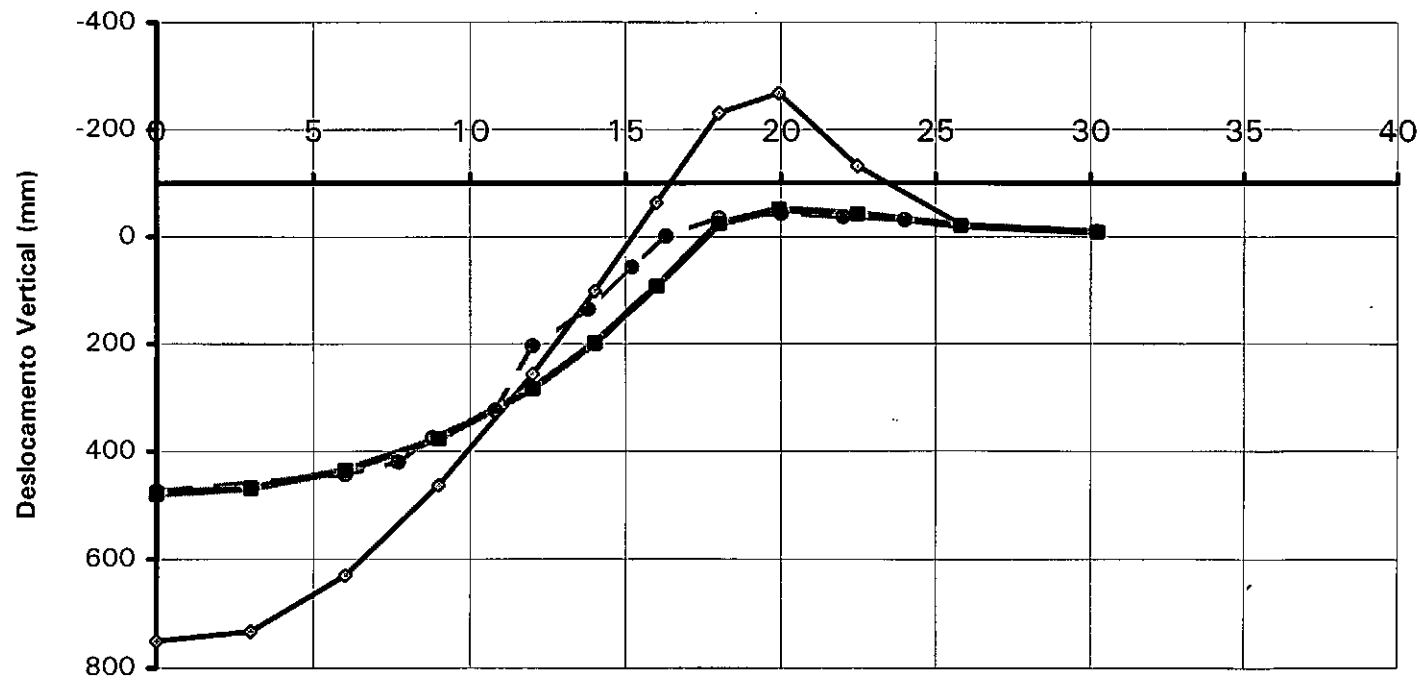


Figura 4.26.b

Deslocamentos Horizontais

Pela observação das Figuras 4.27 e 4.28, para altura de aterro de 4,7 m, conclui-se que as curvas de deslocamentos horizontais δh proporcionadas pelos dois modelos elasto-plásticos são semelhantes com maiores valores de δh para o modelo de Mohr-Coulomb. Observa-se melhor concordância para o inclinômetro I-1 do que para o inclinômetro I-3.

4.3.6) Análise 6: CRISP versus PROGEO(BORMA(1991))

Os resultados aqui calculados pelo CRISP com os parâmetros indicados na Tabela 4.1 são comparados neste item com a análise de *BORMA (1991)* do Aterro de Juturnaíba. Borma utilizou o programa PROGEO e adotou modelos elásticos não lineares em tensões totais (portanto sem previsão de poro-pressões) para o aterro e fundação, admitindo que esta se comportou de forma não-drenada. Os principais interesses de Borma eram o padrão de deformações da fundação e o estado de tensões internamente ao aterro.

Deslocamentos Verticais na Base do Aterro

Comparando-se as curvas da Figura 4.29, observa-se os seguintes aspectos:

(a) Os erros relativos das duas análises são mostrados abaixo:

Erro Relativo (%)				
Modelo	Eixo principal	Patamar	Talude	Pé do Aterro
CRISP (4.7m)	24	16.5	33	0
PROGEO(4.7m)	0	27	0	88
CRISP (6.1m)	0	0	41	0
PROGEO(6.1m)	26	27	41	92

Conclui-se que até a altura de aterro de 4,7 m, exceto a região próxima ao pé do aterro, o PROGEO fornece boas concordâncias. Todavia, em todas as alturas de aterro, o CRISP fornece, em toda a extensão do aterro, melhores concordâncias.

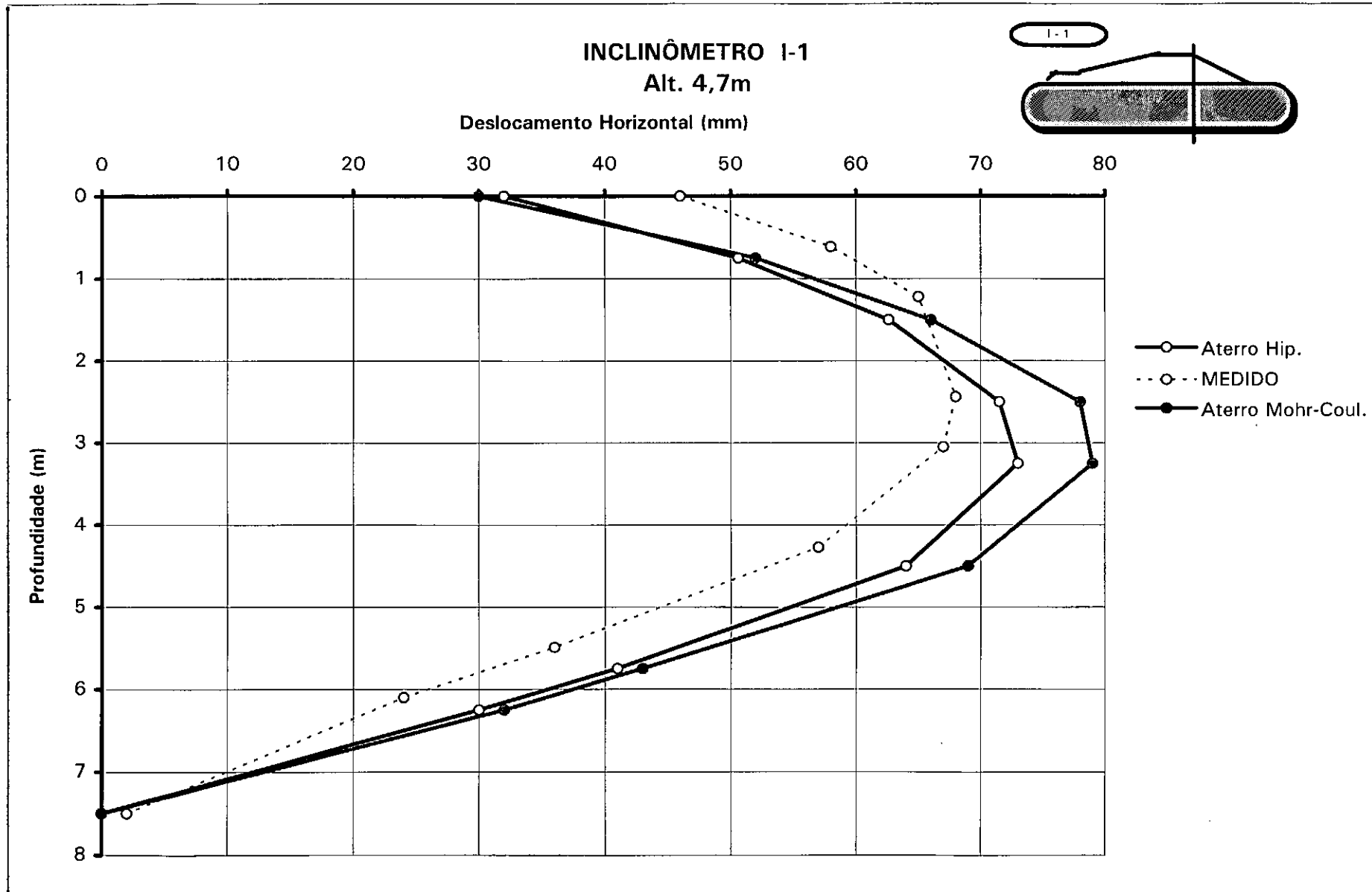


Figura 4.27

INCLINÔMETRO I-3
Alt. 4,7m

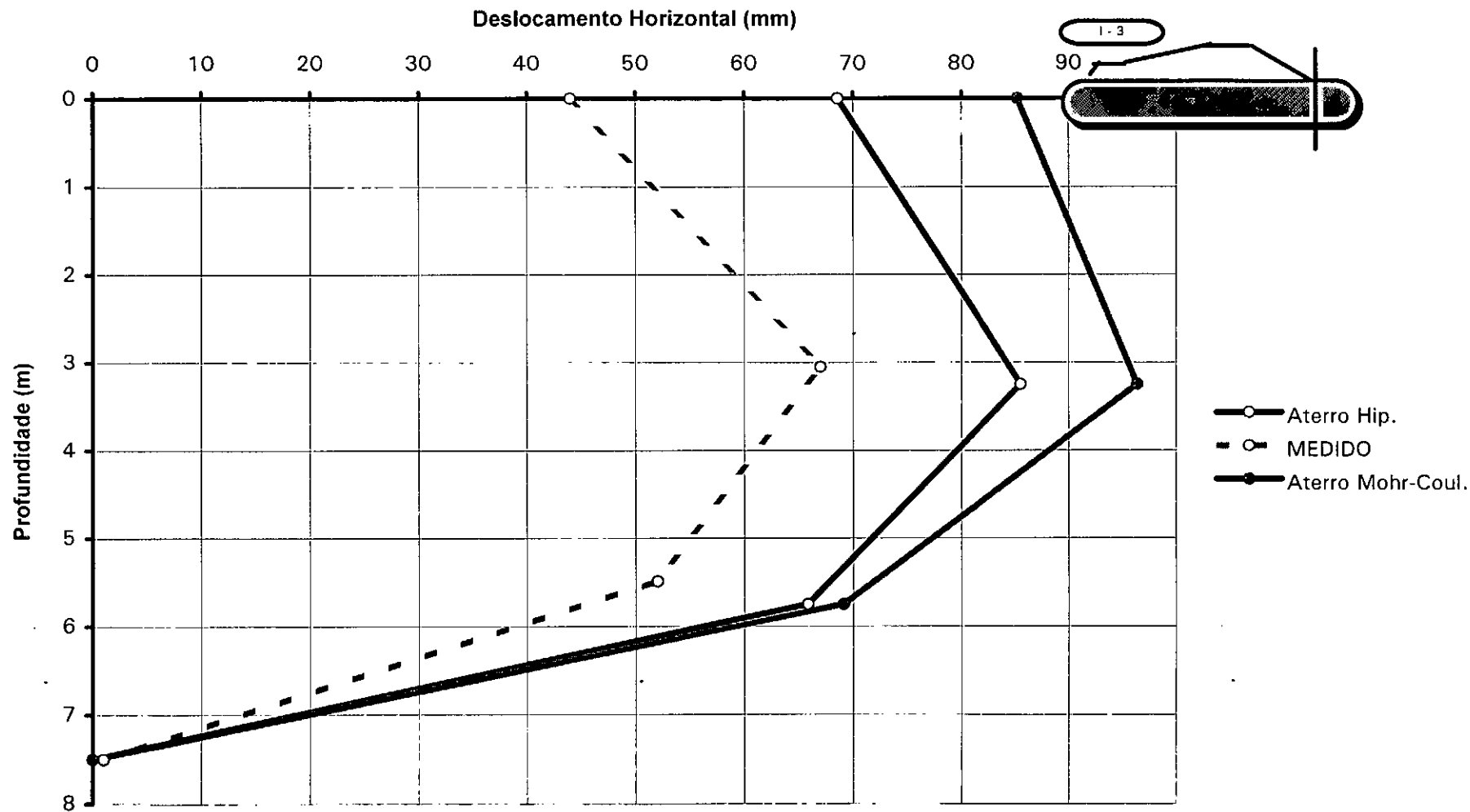
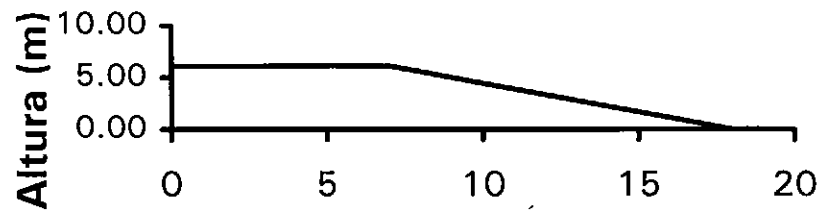


Figura 4.28



Deslocamentos Verticais na Base do Aterro

- ◆ — PROGEO (H = 4,7m)
- — MEDIDO (H = 4.65m)
- — CRISP (H = 4,65m)

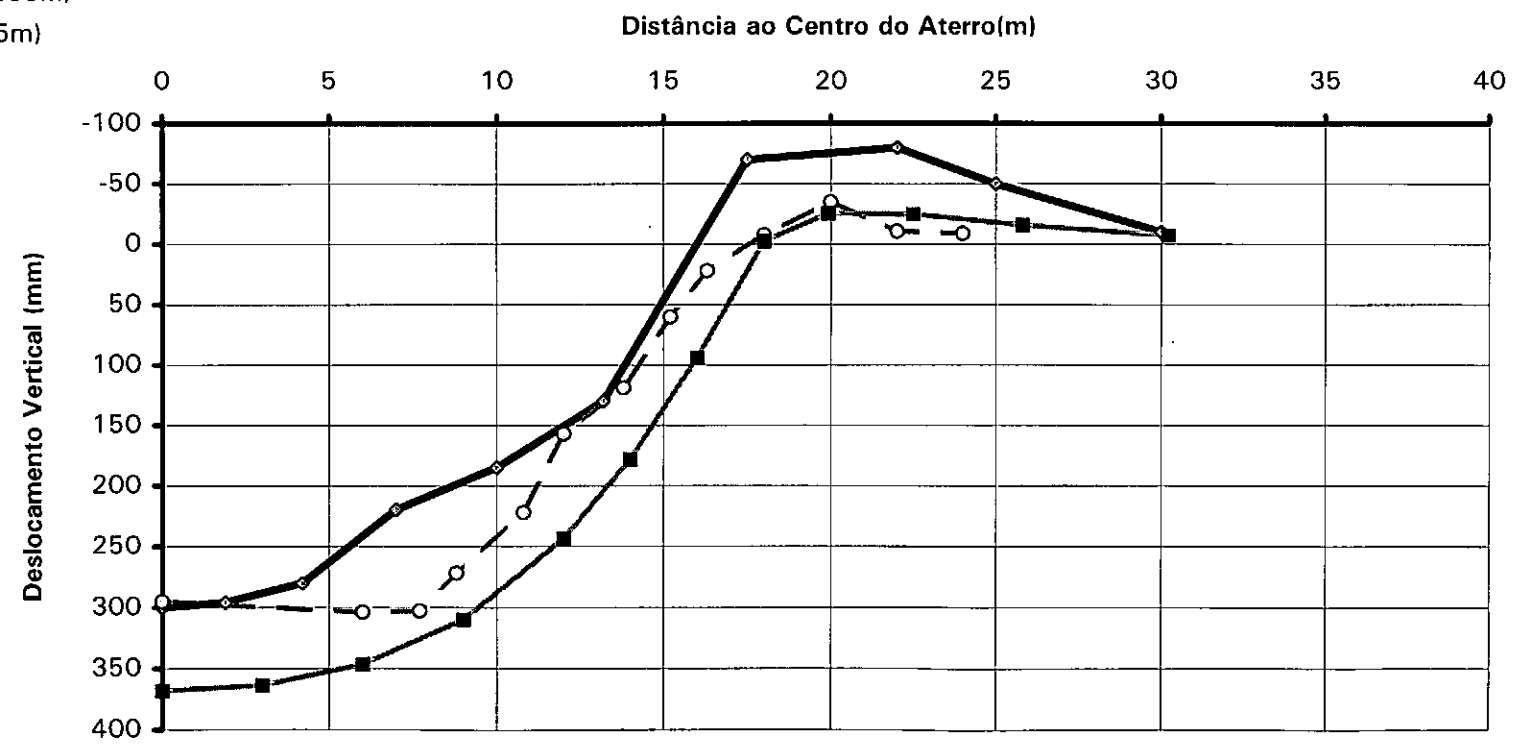
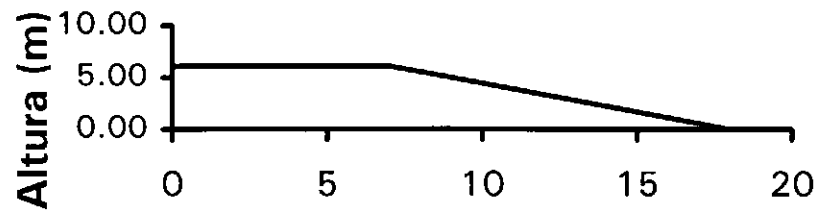


Figura 4.29.a



Deslocamentos Verticais na Base do Aterro

- PROGEO (H = 6,10 m)
- MEDIDO (H = 6.10m)
- CRISP (H = 6,10m)

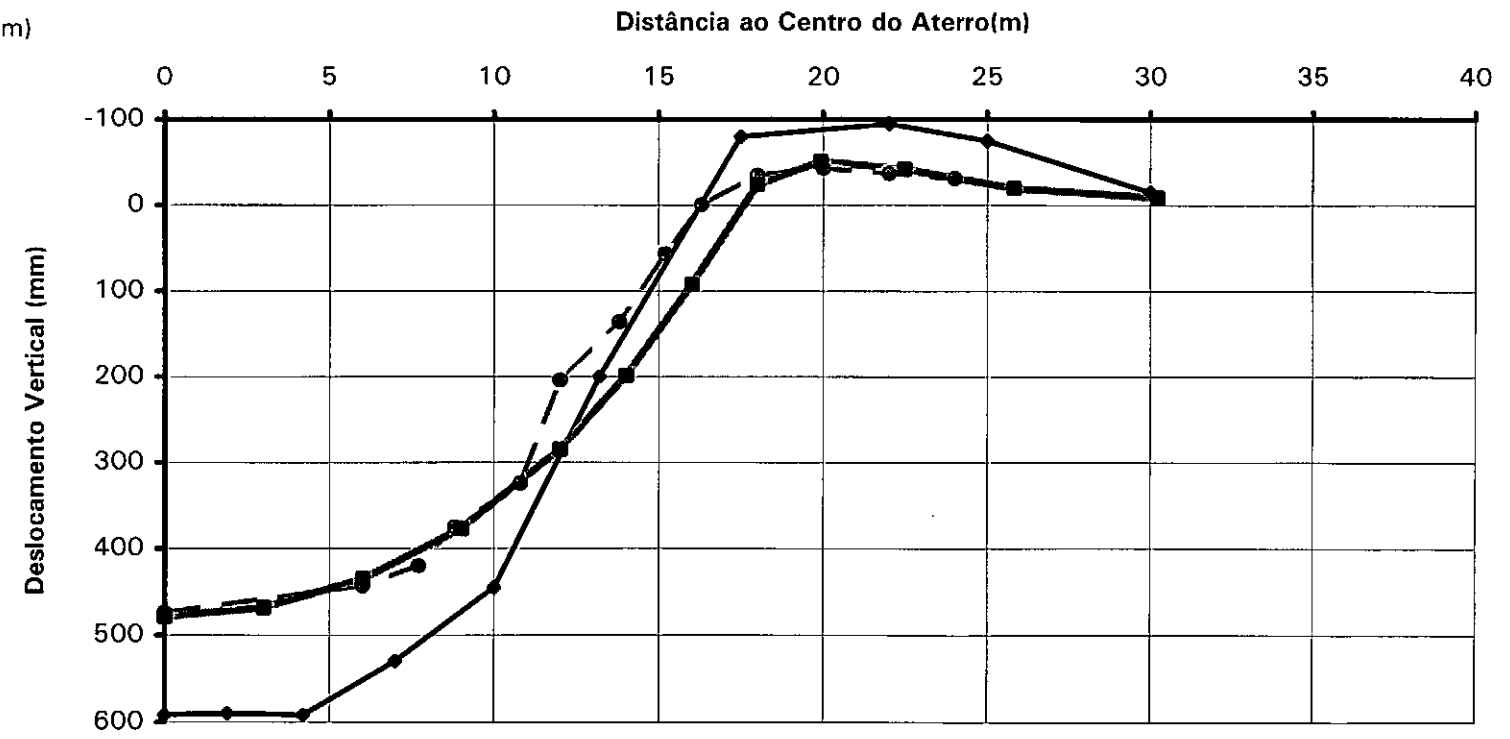


Figura 4.29.b

Deslocamentos Horizontais

Os resultados de deslocamentos horizontais para os inclinômetros I-1 e I-3 fornecidos pelo CRISP são comparados nas Figuras 4.30 a 4.32 com valores equivalentes do PROGEO e medidos. Observa-se que as curvas do CRISP têm a mesma forma das curvas experimentais, valores muito próximos e máximos na profundidade 3,25 m - o mesmo que o experimental, enquanto que o PROGEO fornece curvas com deslocamentos máximos situados na base do aterro e com pior acompanhamento das curvas experimentais.

Até a altura de aterro de 4,70 m os dois tipos de análise fornecem valores muito próximos mas a partir desta altura o CRISP fornece melhores resultados porque modela melhor a plastificação da fundação, o que já era de se esperar visto que o CRISP faz uso do modelo elasto-plástico Cam-Clay. Este modelo em tensões efetivas utiliza parâmetros fundamentais do solo (λ , κ , M , e_{cs} , e G) enquanto o mesmo não ocorre com o modelo hiperbólico (parâmetros E_i , K , n , R_f e ν) utilizado por Borma para a análise em tensões totais. A superioridade do modelo Cam-Clay sobre o modelo elástico não linear já foi constatada anteriormente por *ALMEIDA e ORTIGÃO (1982)* na análise do Aterro I de Sarapuí.

4.3.7 Análise 7: CRISP versus valores medidos

Este item procura apresentar uma comparação completa entre previsões numéricas (ver parâmetros na Tabela 4.1) e medições de campo.

Deslocamentos Verticais

As Figuras 4.33 a 4.45 comparam valores de deslocamentos verticais calculados e medidos na base do aterro e para os extensômetros magnéticos verticais: EMV1, EMV2 e EMV3. Observa-se excelente concordância entre valores teóricos e medidos.

Observa-se boa concordância até mesmo para o EMV3 (pé do aterro), onde há rotação de tensões - havendo, inicialmente, um deslocamento positivo e nos últimos estágios de construção um deslocamento negativo (ou expansão). verifica-se que o adensamento se processa com grande rapidez no início do processo devido, principalmente, ao grande valor da permeabilidade e compressibilidade da camada 1. Como a fundação escoia com endurecimento (Figuras 4.58 a 4.60) nas camadas mais exteriores, ocorre diminuição da permeabilidade ao longo do carregamento, resultando que estas camadas se tornam menos permeáveis principalmente nos últimos estágios de construção e assim o adensamento nas

camadas mais interiores se processa mais vagarosamente, tendo comportamento não-drenado (Figuras 4.21 a 4.23).

Deslocamentos Horizontais

As Figuras 4.46 a 4.53 comparam valores de deslocamentos horizontais calculados e medidos para os inclinômetros I-1 (pé do talude) e I-3 (pé do aterro).

Analisando-se as Figuras 4.46 a 4.49, verifica-se que até a altura de aterro de 4,65 m, os deslocamentos são bem previstos e até a altura de aterro de 3,00 m, os deslocamentos medidos são menores que os calculados. Nas alturas de aterro de 6,10 m e 6,40 m, os deslocamentos calculados na base do aterro são menores que os medidos com erros relativos de 70% e 75% respectivamente.

Analisando as Figuras 4.50 a 4.53, verifica-se que, ao contrário do I-1, os deslocamentos do I-3 não são bem previstos até a altura de aterro de 3,00 m, mas são melhores previstos a partir da altura de 4,65 m.

O erro relativo máximo é de 85% e se encontra na base do aterro, altura de aterro de 3,00 m. Na altura de aterro de 6,40 m, o erro relativo, na base do aterro, é de 37%.

Até a altura de aterro de 4,65 m, os deslocamentos medidos são menores que os calculados, e ao contrário, nas alturas de aterro de 6,10 m e 6,40 m.

Em ambos inclinômetros:

1) Na plastificação generalizada da fundação, há um aumento sensível da velocidade dos deslocamentos horizontais.

2) Os deslocamentos ao longo do tempo, na base do aterro, são muito parecidos.

Esse comportamento pode ser explicado da seguinte forma:

(a) Na região, onde se situa o inclinômetro I-1, ocorre plastificação crescente com a altura de aterro e baixa porcentagem de rotação de tensões principais. Somente a partir da altura de aterro de 4,65 m, é que toda fundação, até o pé do aterro, está plastificada e com grande porcentagem de rotação de tensões principais - este comportamento anisotrópico seria melhor explicado através de um modelo anisotrópico. Assim, está explicado o porquê da concordância dos resultados ser melhor até a altura de aterro de 4,65 m.

(b) Na região, onde se situa o inclinômetro I-3, ao contrário do I-1, ocorre, efetivamente, plastificação somente a partir da altura de aterro de 6,10 m e é uma região de crescimento da porcentagem das rotações das tensões principais ao longo do tempo. Este fato

explica a má concordância dos resultados para alturas inferiores a 6,10 m, porque o modelo Cam-Clay não modela muito bem na região elástica, dentro da superfície de escoamento (“Yield Locus”) (ALMEIDA (1982)). A partir da altura de aterro de 6,10 m há melhor concordância dos resultados porque há maior porcentagem de plastificação e os deslocamentos resultantes são essencialmente horizontais o que favorece a isotropia da fundação.

Em relação ao item 1), pode-se dizer, que a proximidade da ruptura produz o aumento sensível da velocidade de deslocamentos.

Em relação ao item 2), tem-se que como a rigidez do aterro é bem maior que a rigidez da fundação e a magnitude dos deslocamentos é pequena e a força normal sobre o aterro, no inclinômetro I-1, é maior que no inclinômetro I-3 (teoricamente zero), resulta que o atrito, na base do aterro, pode ser considerado constante para o caso prático presente e proporcional à derivada temporal da deformação horizontal (ϵ_h) até um certo limite e é de natureza viscosa.

Excesso de Poro-Pressões

As isócronas para os piezômetros P1 a P6 são apresentadas na Figura 4.54. Observa-se boa concordância geral entre curvas teóricas e experimentais, em particular para as camadas próximas das fronteiras drenantes. Observa-se, na altura de aterro de 6,10 m, que os piezômetros P4 e P5, na altura de aterro de 6,10 m, apresentam aumentos sensíveis, indicando ruptura localizada.

A discrepância observada nos resultados é devida principalmente a fatores tais como: presença de gás decorrente da decomposição de matéria orgânica que retarda o tempo de resposta dos piezômetros, variação do nível do lençol freático e efeito tridimensional devido às extremidades do aterro.

A fim de se avaliar a anisotropia da fundação, foram instalados os piezômetros P7, P8 e P9 (Figuras 4.55 a 4.57) no meio da fundação a 3,875 m de profundidade. Observa-se boas previsões das poro-pressões para os piezômetros fora do eixo principal. O excesso de poro-pressão no piezômetro P9, em duas alturas de aterro (3,00 m e 4,65 m), aumenta mesmo com a carga constante - fato relatado por COUTINHO (1986) - e o CRISP também modela este comportamento para a altura de aterro de 4.65 m - efeito Mandel-Cryer, o que demonstra o potencial do ferramental numérico aqui utilizado.

As Figuras 4.58 a 4.60 apresentam o desenvolvimento da plastificação com o tempo.

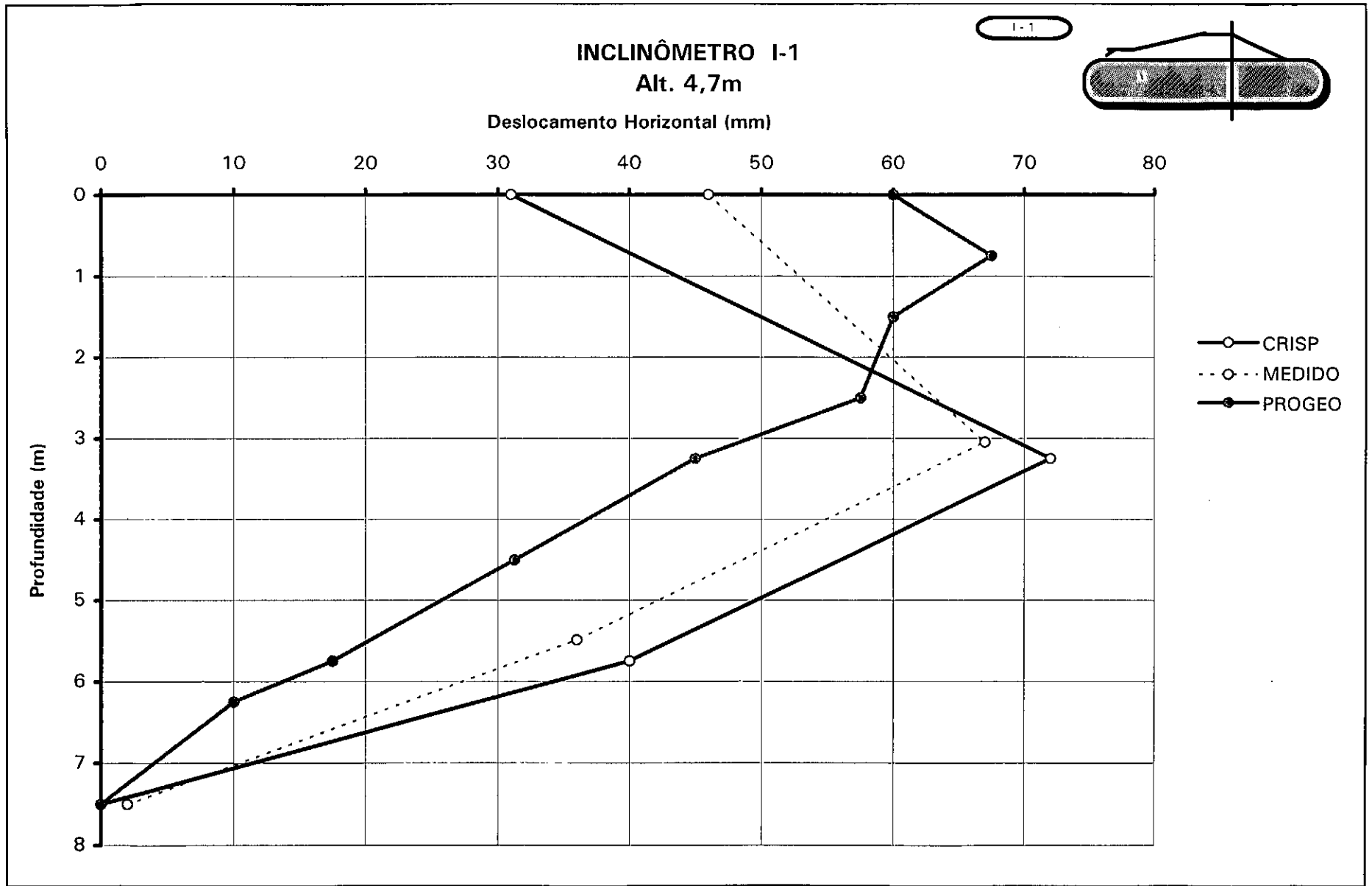
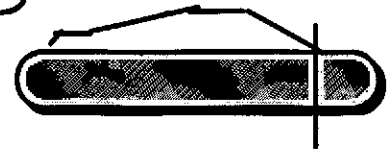


Figura 4.30

INCLINÔMETRO I-3

I-3



Deslocamento Horizontal (mm)

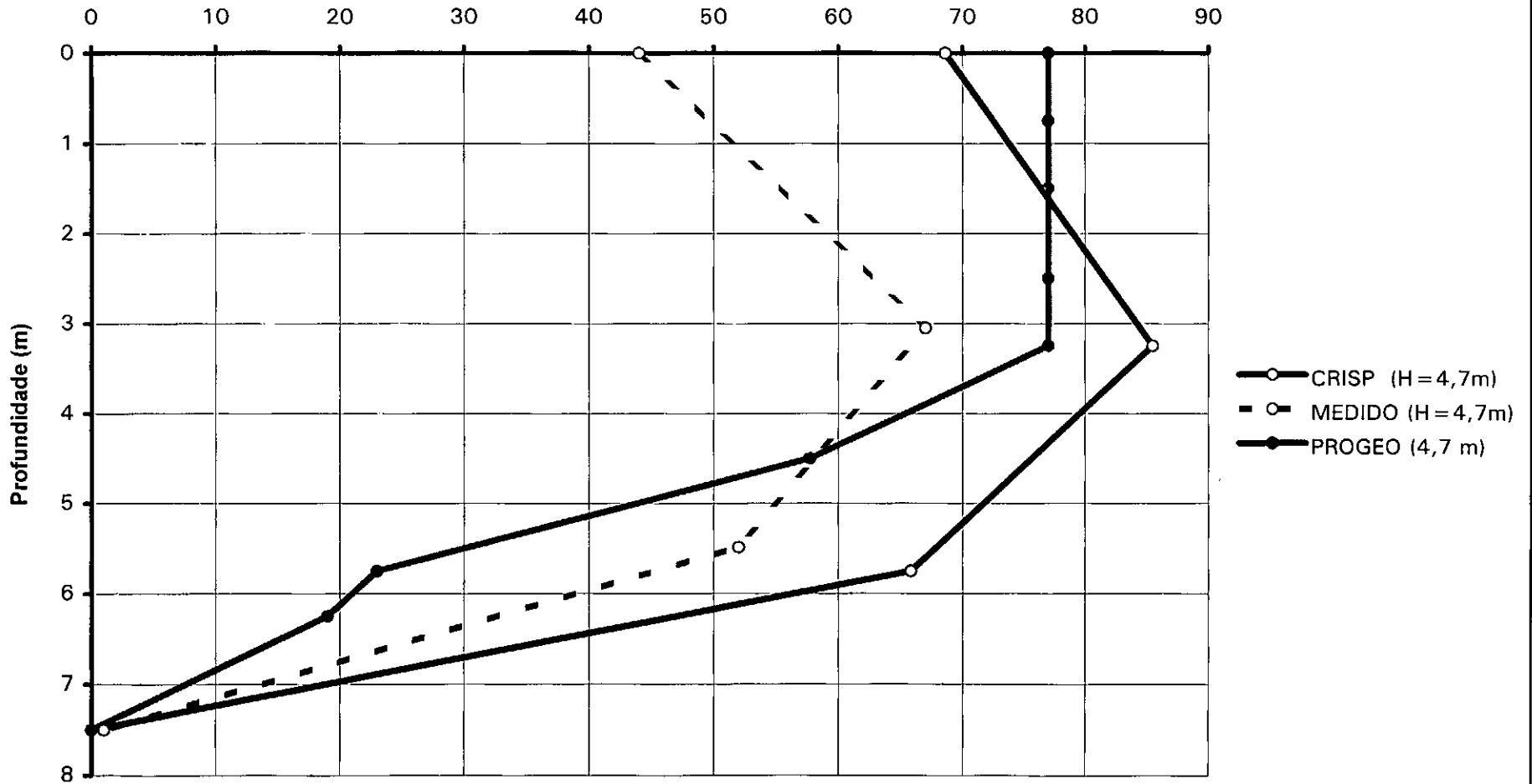


Figura 4.31

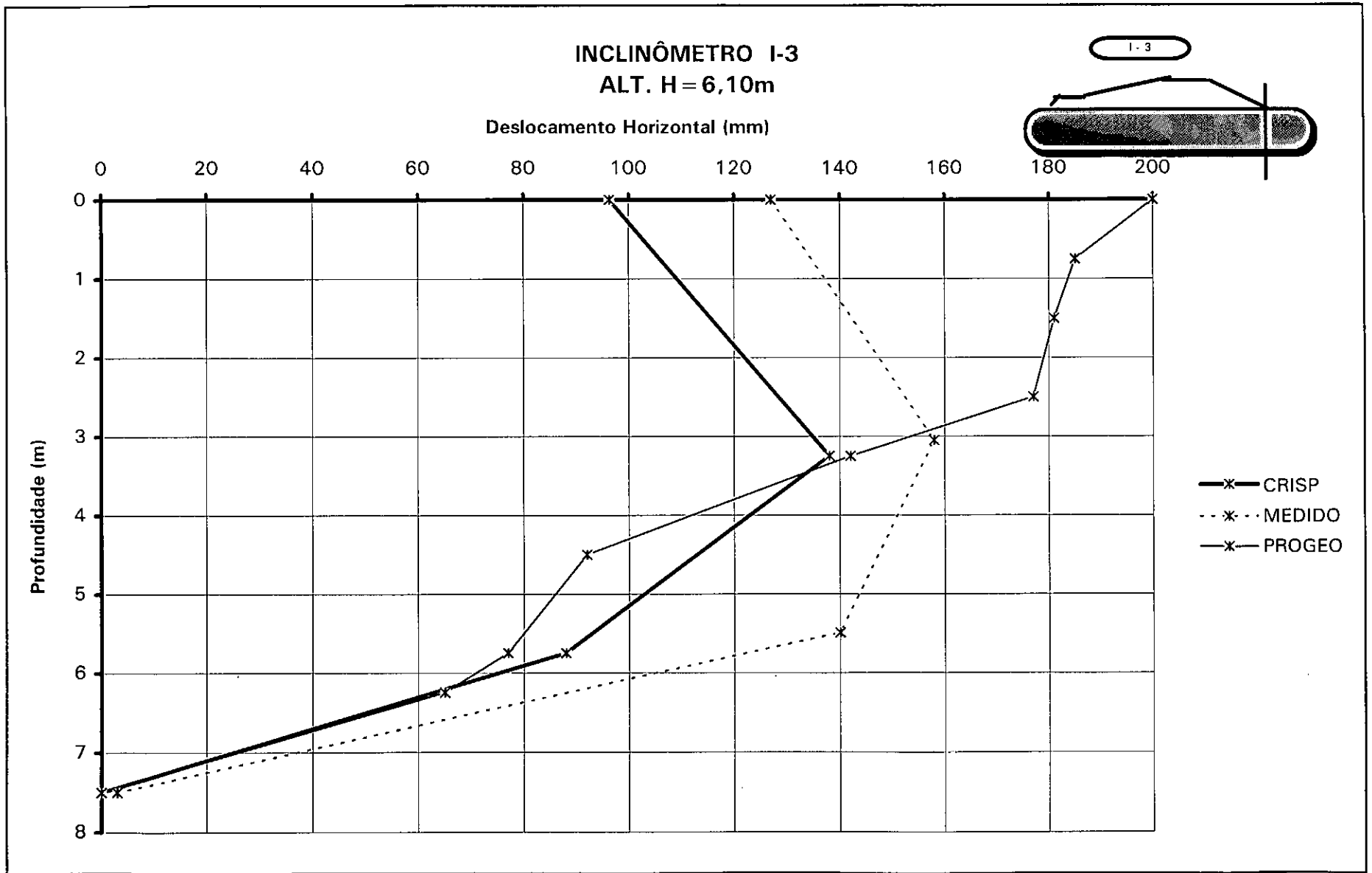
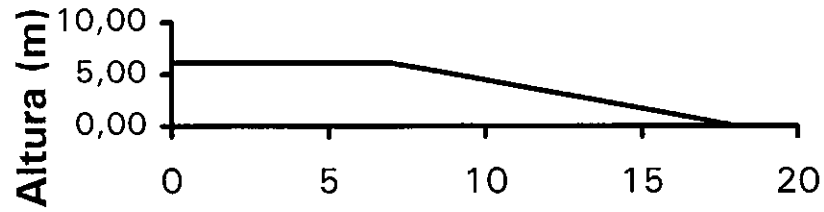


Figura 4.32



Deslocamentos Verticais na Base do Aterro

- x— MEDIDO (H = 4.65m)
- CRISP (H = 4,65m)
- ▲— MEDIDO (H = 6.10m)
- CRISP (H = 6,10m)

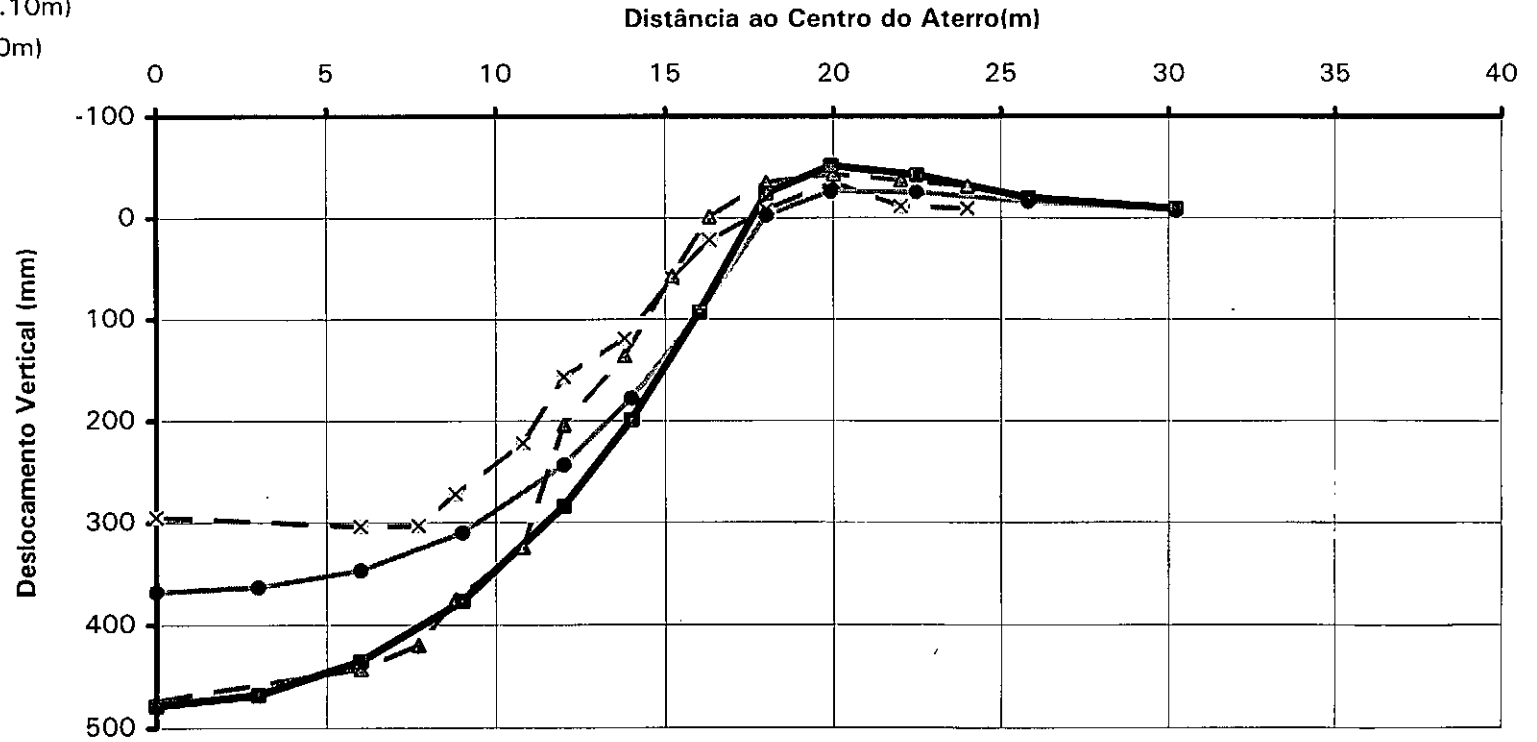


Figura 4.33

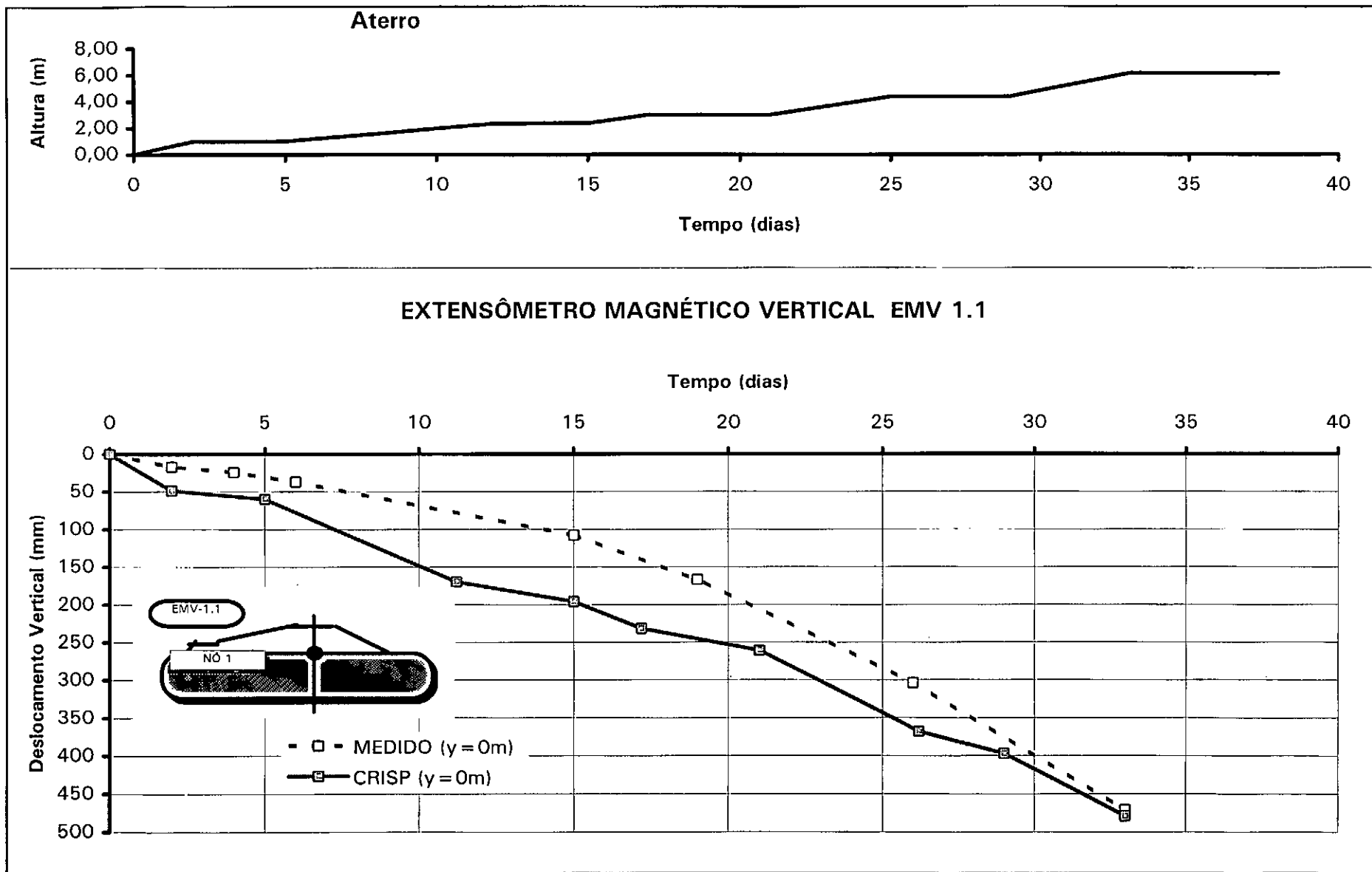
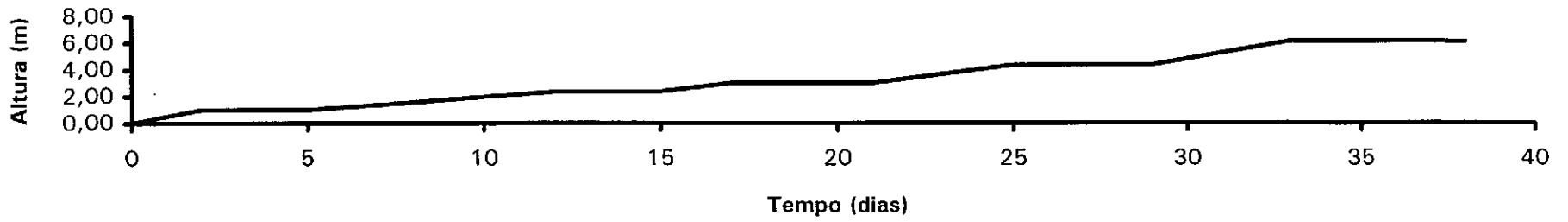


Figura 4.34

Aterro



EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO VERTICAL EMV 1.2

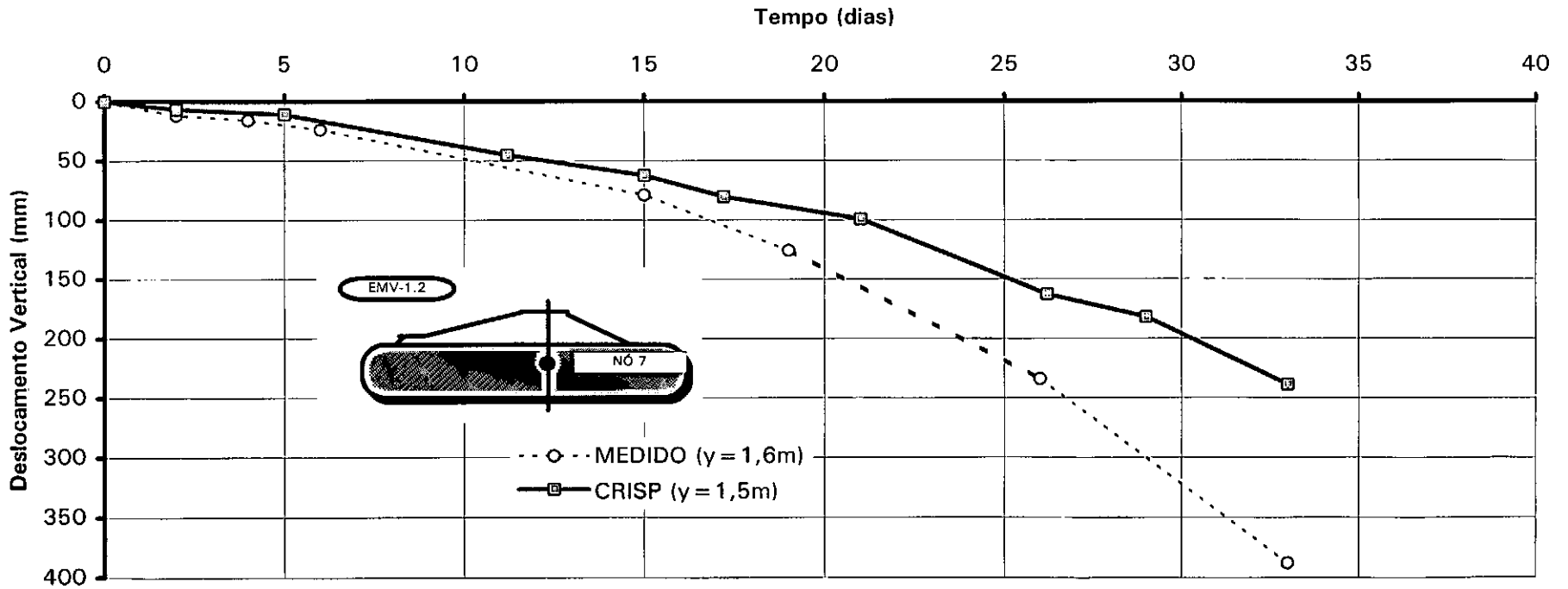


Figura 4.35

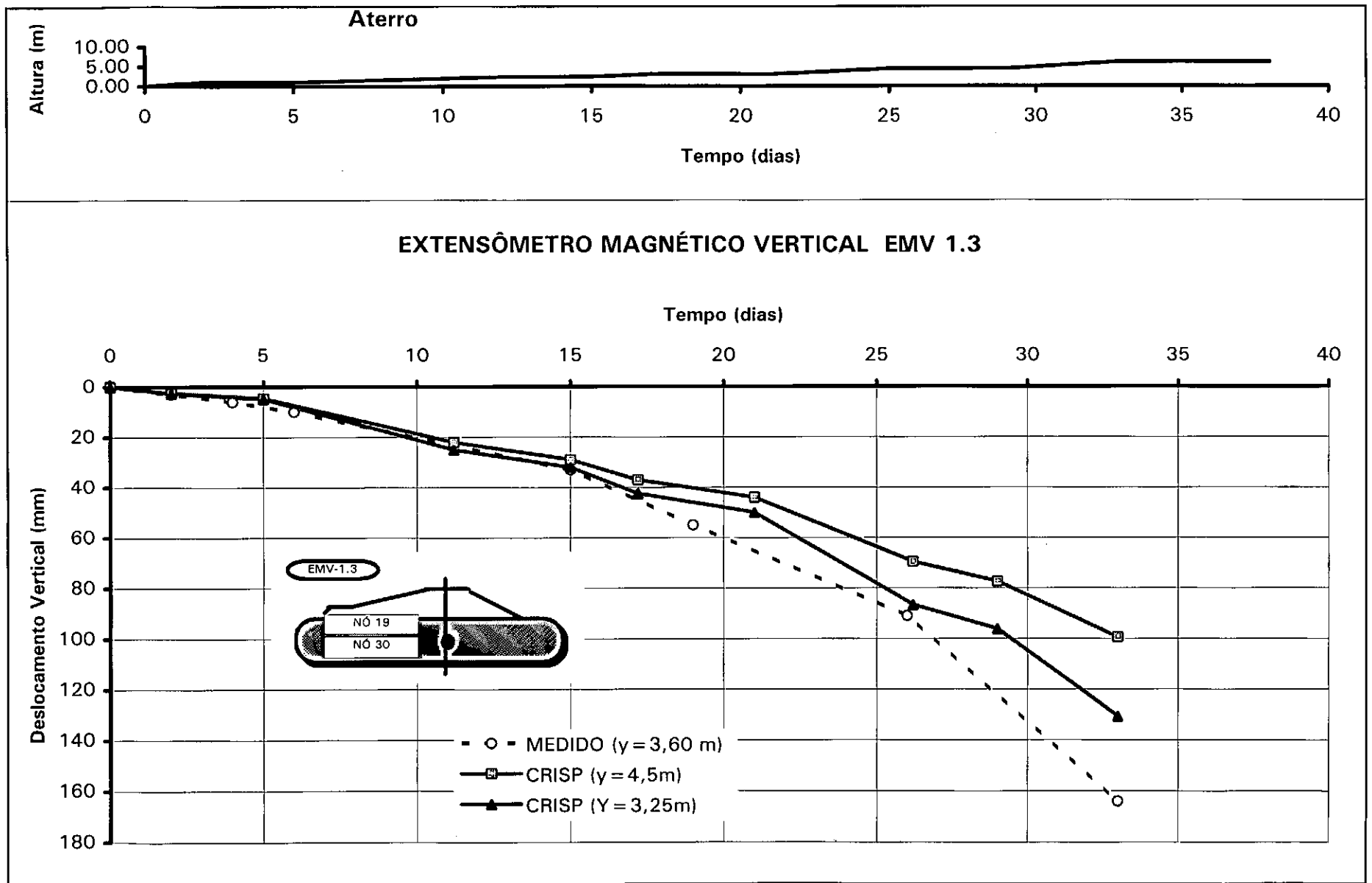


Figura 4.36

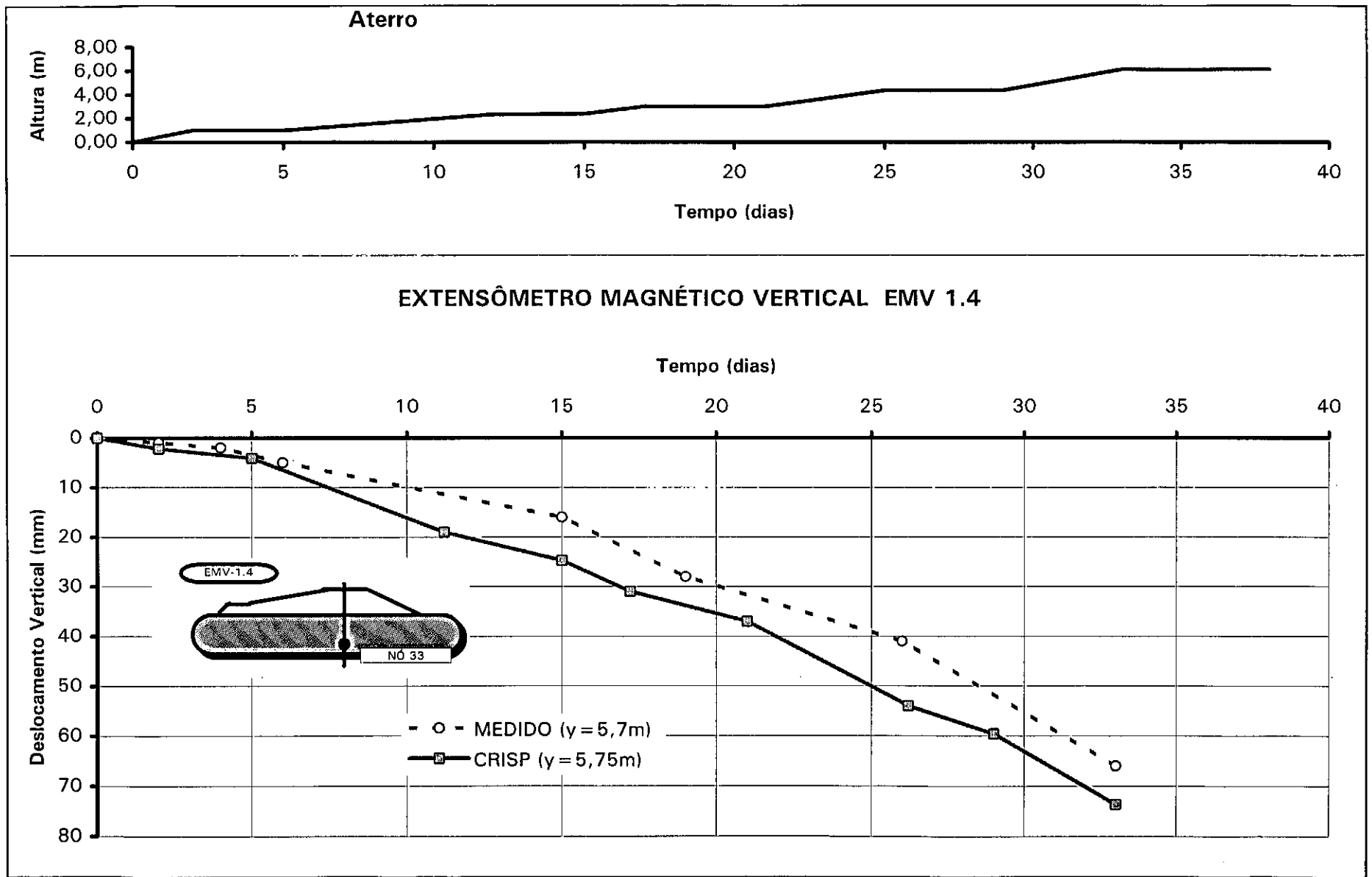


Figura 4.37

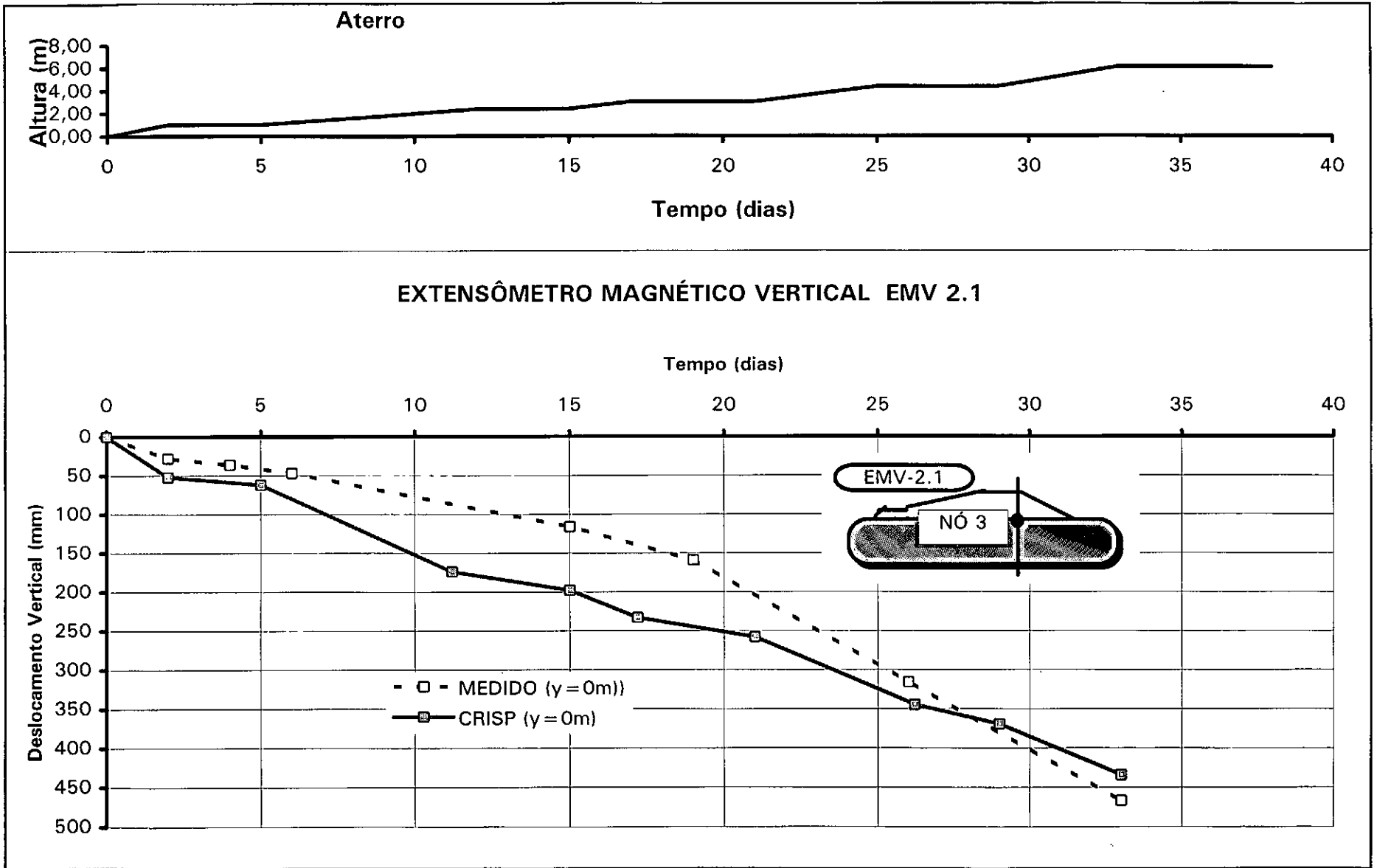


Figura 4.38

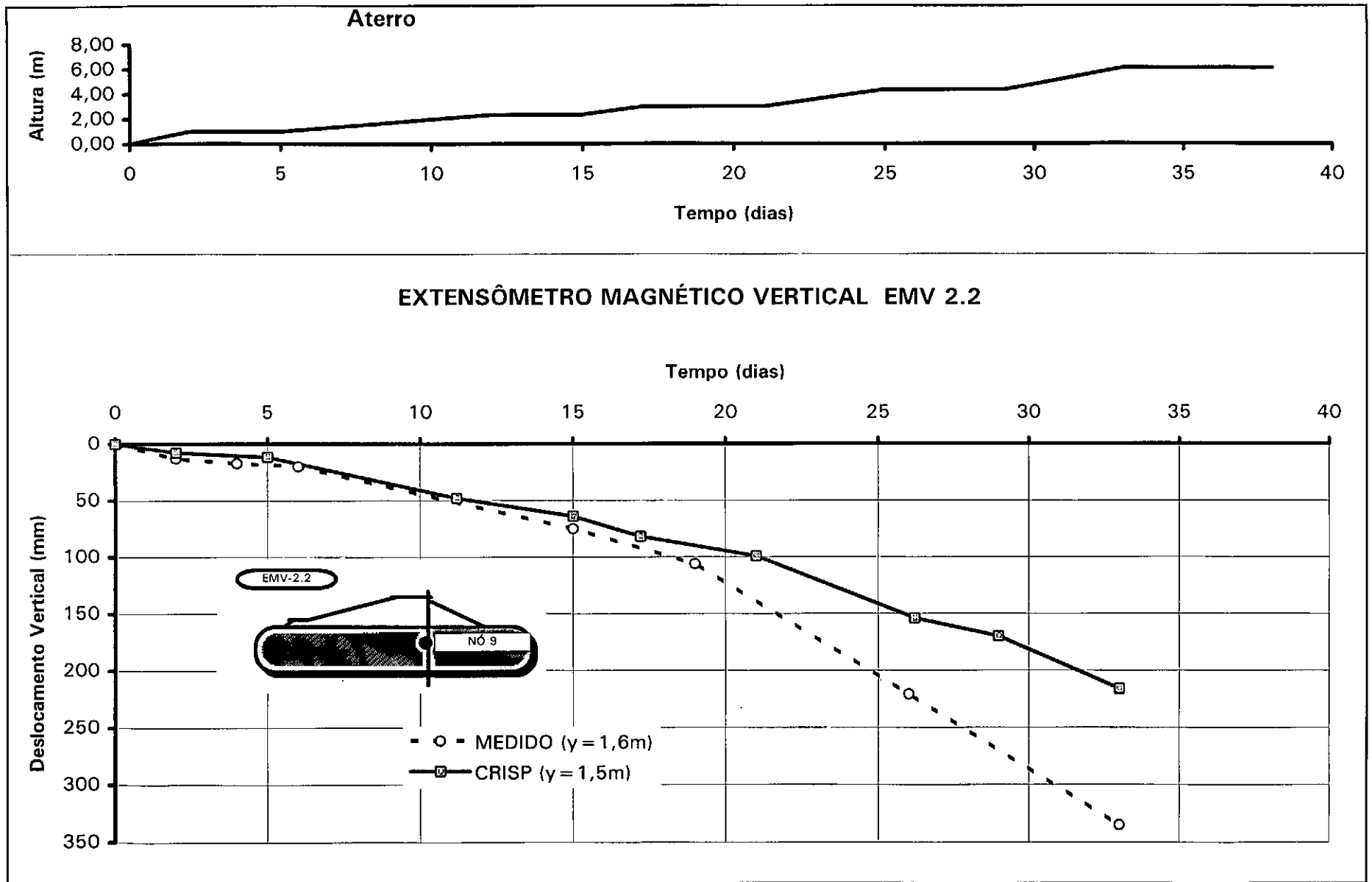


Figura 4.39

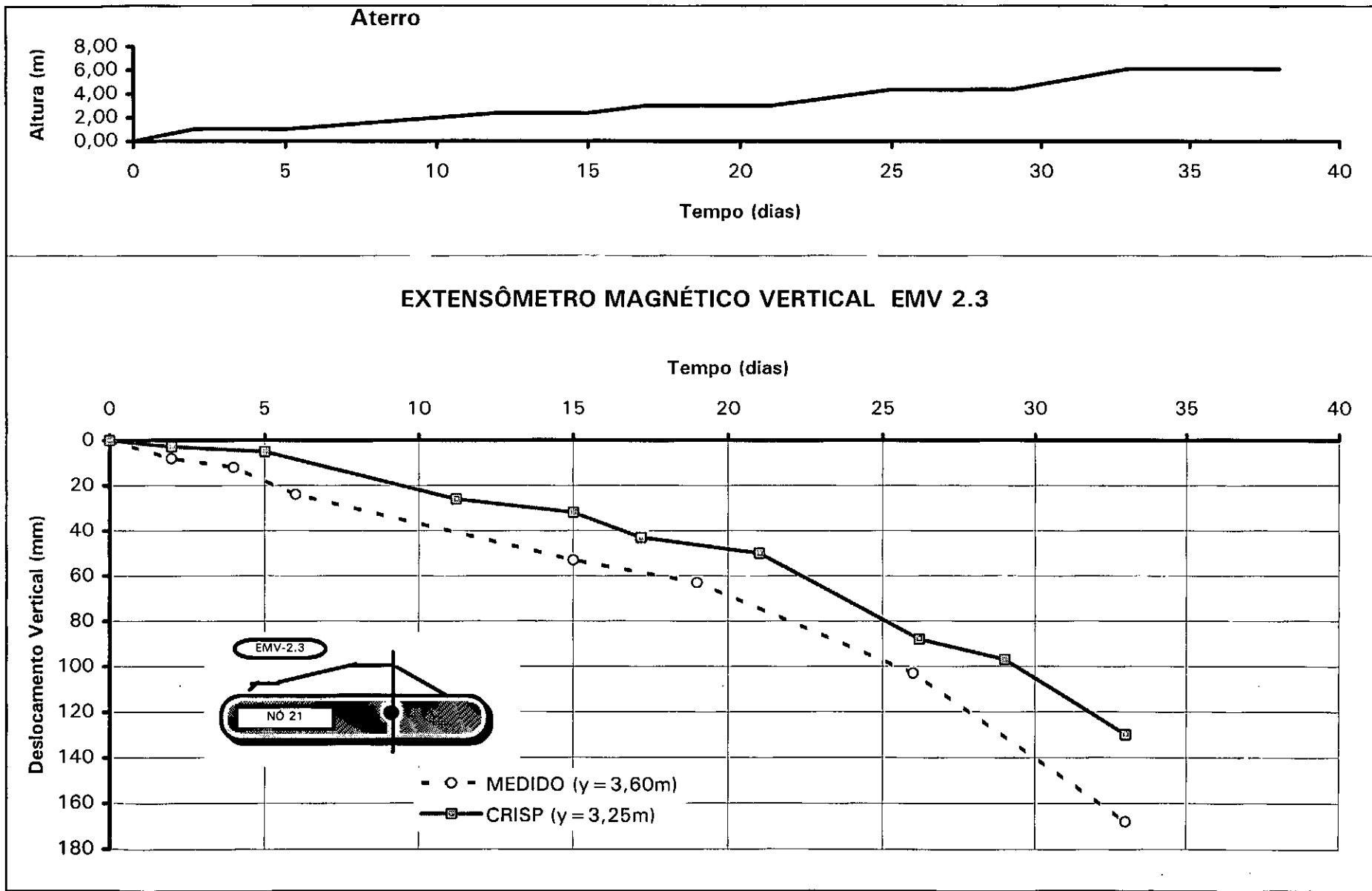


Figura 4.40

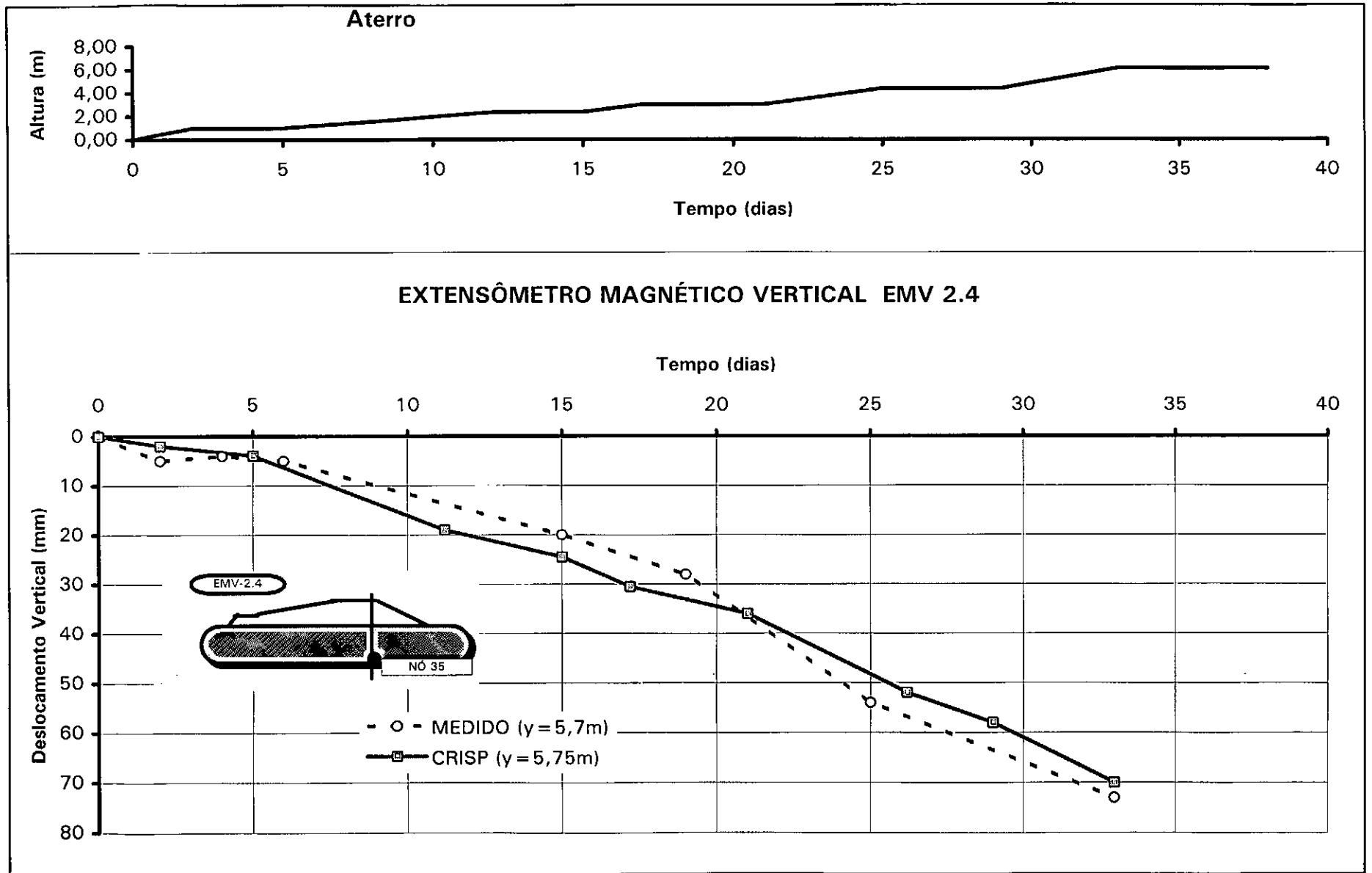


Figura 4.41

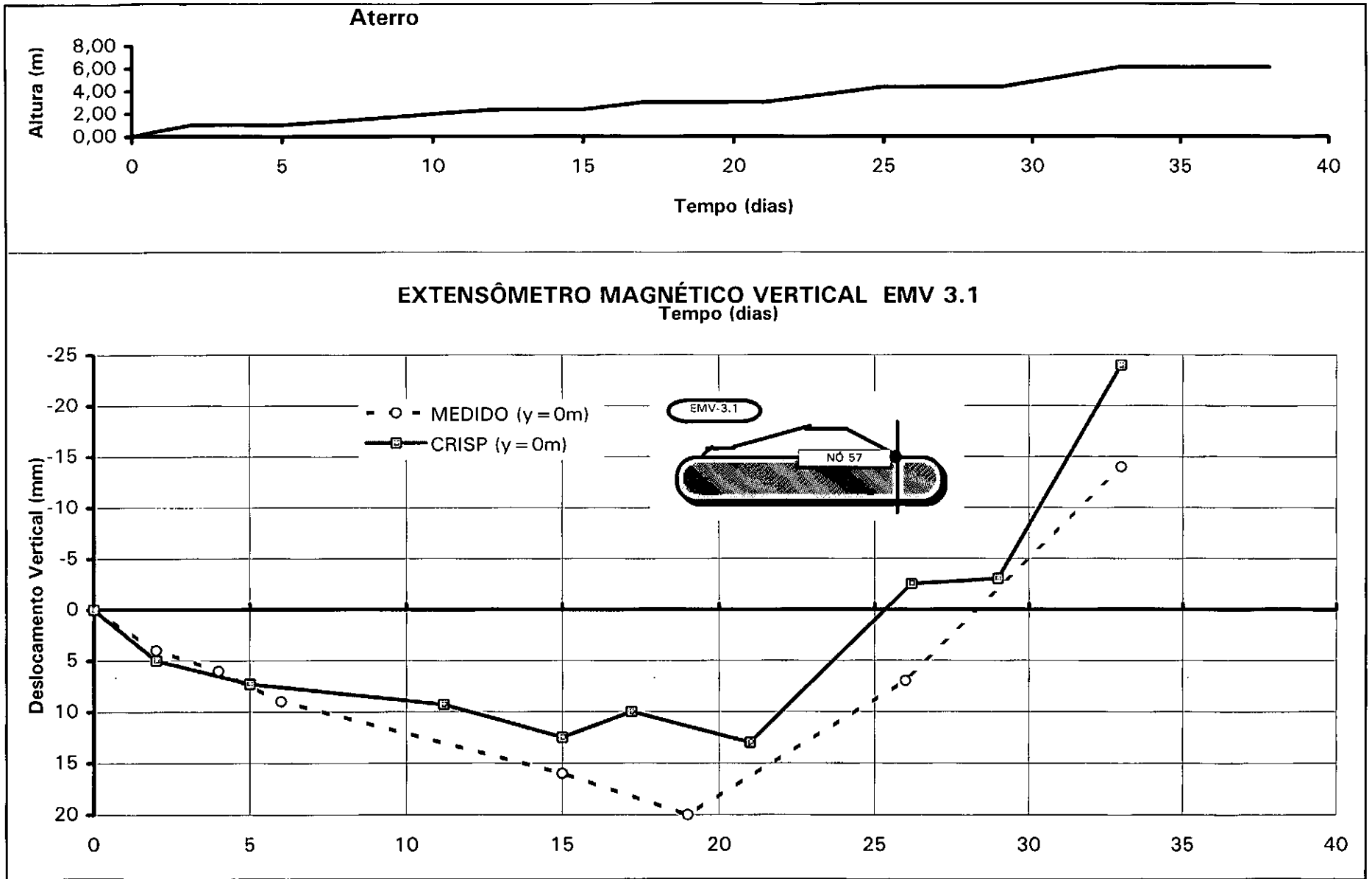
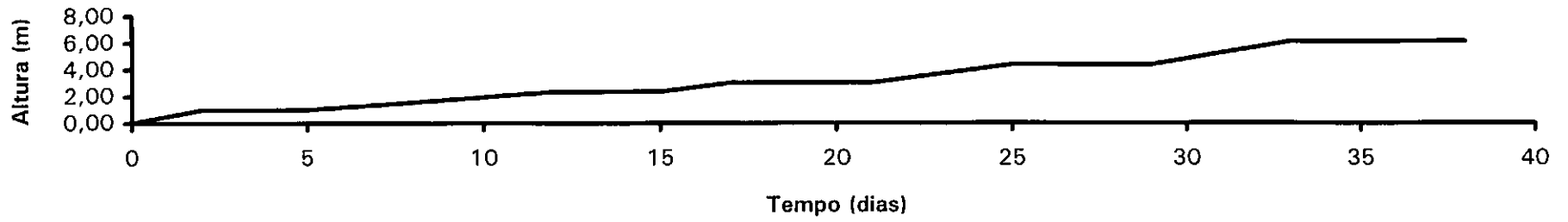


Figura 4.42

Aterro



EXTENSÔMETRO MAGNÉTICO VERTICAL EMV 3.2

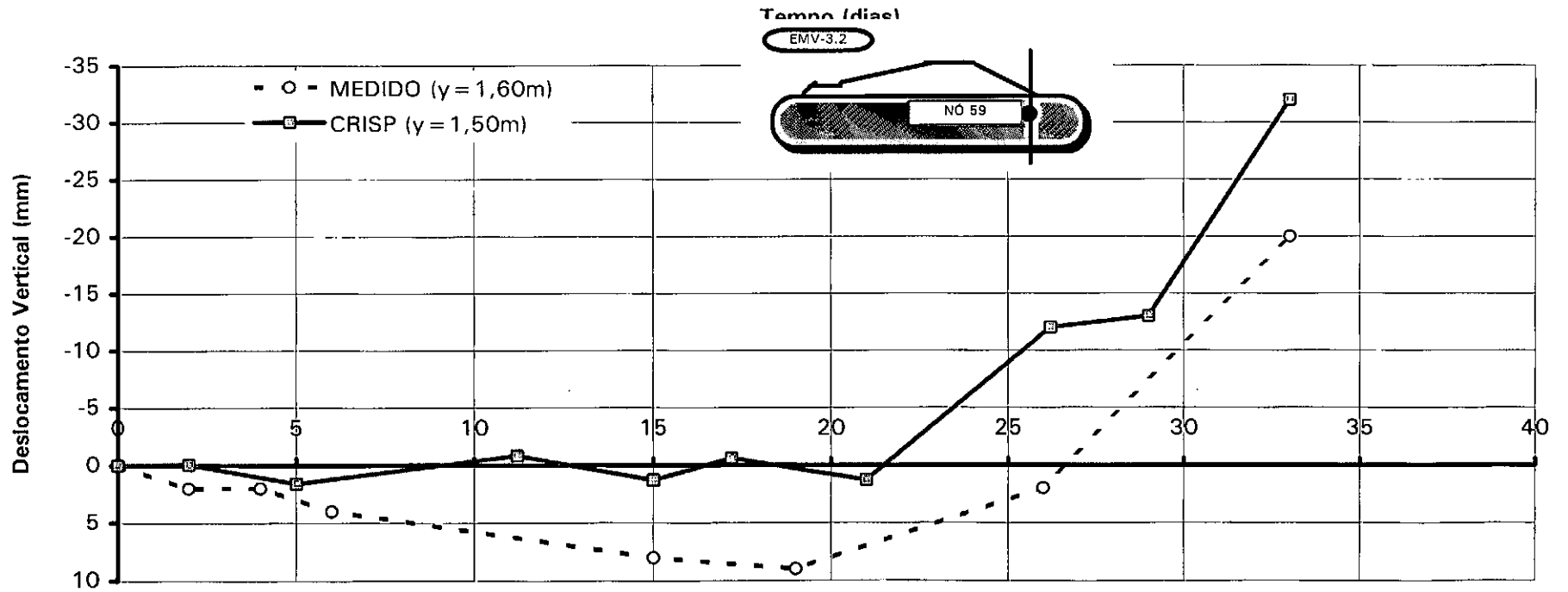


Figura 4.43

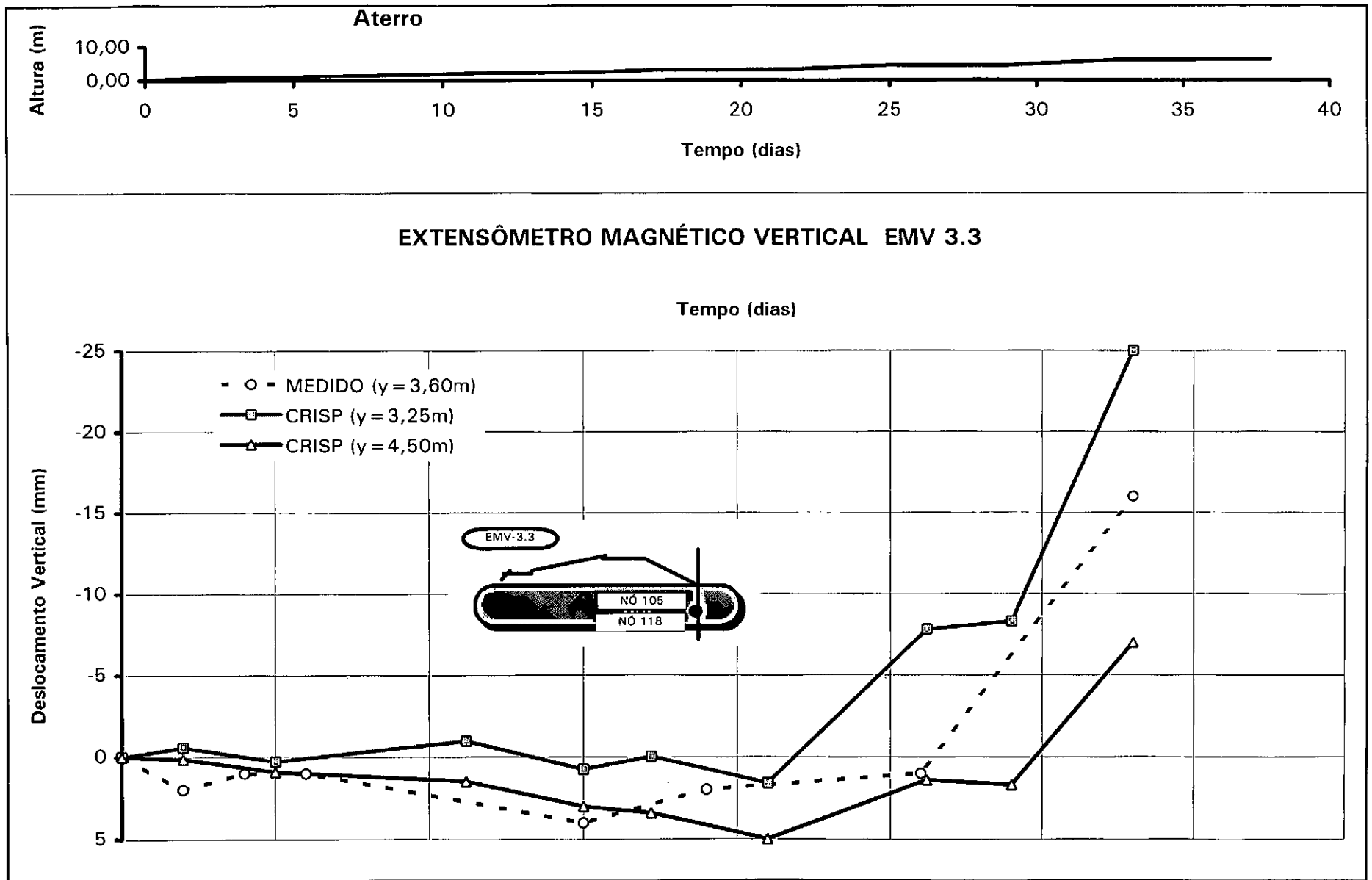


Figura 4.44

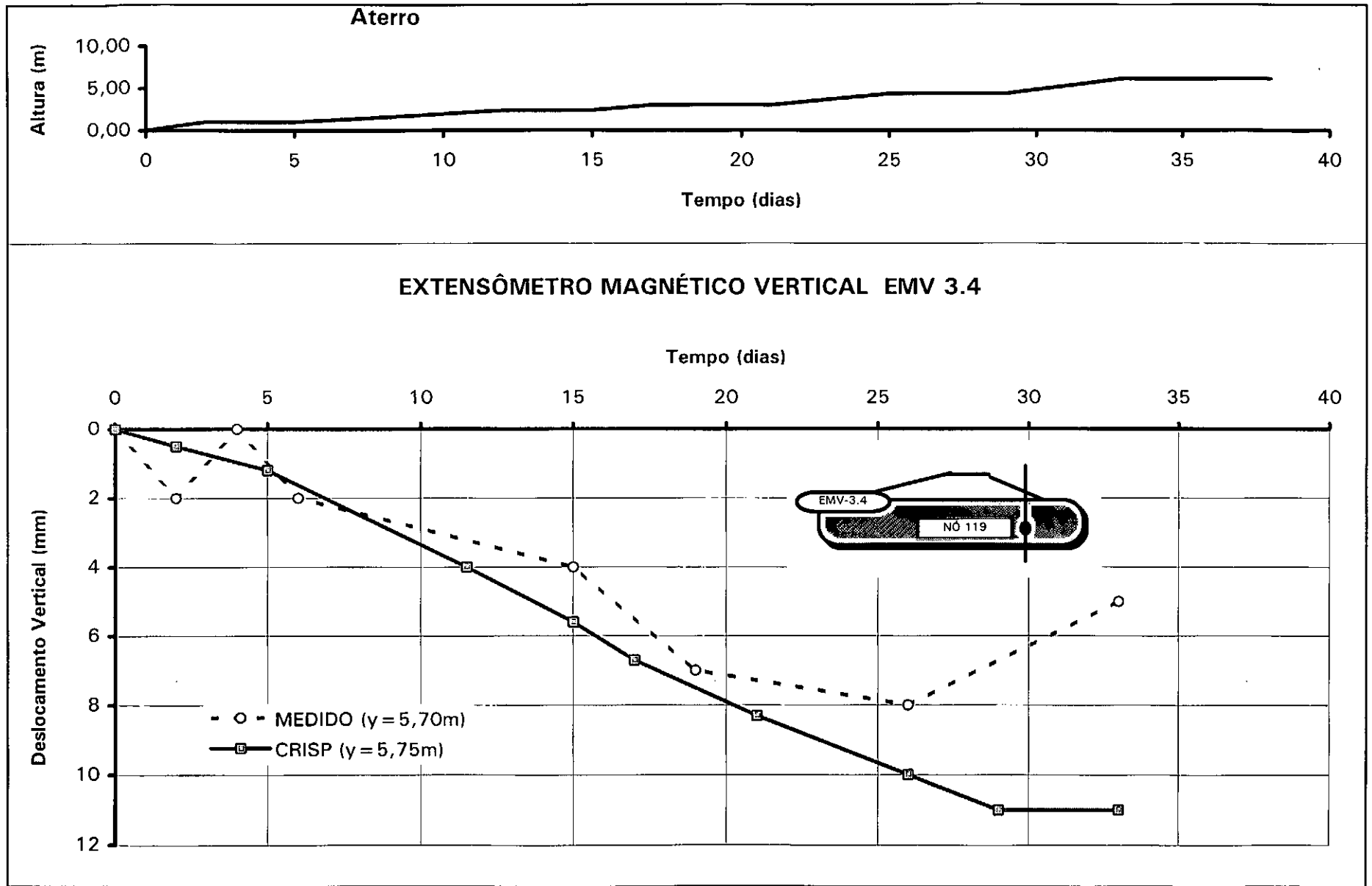


Figura 4.45

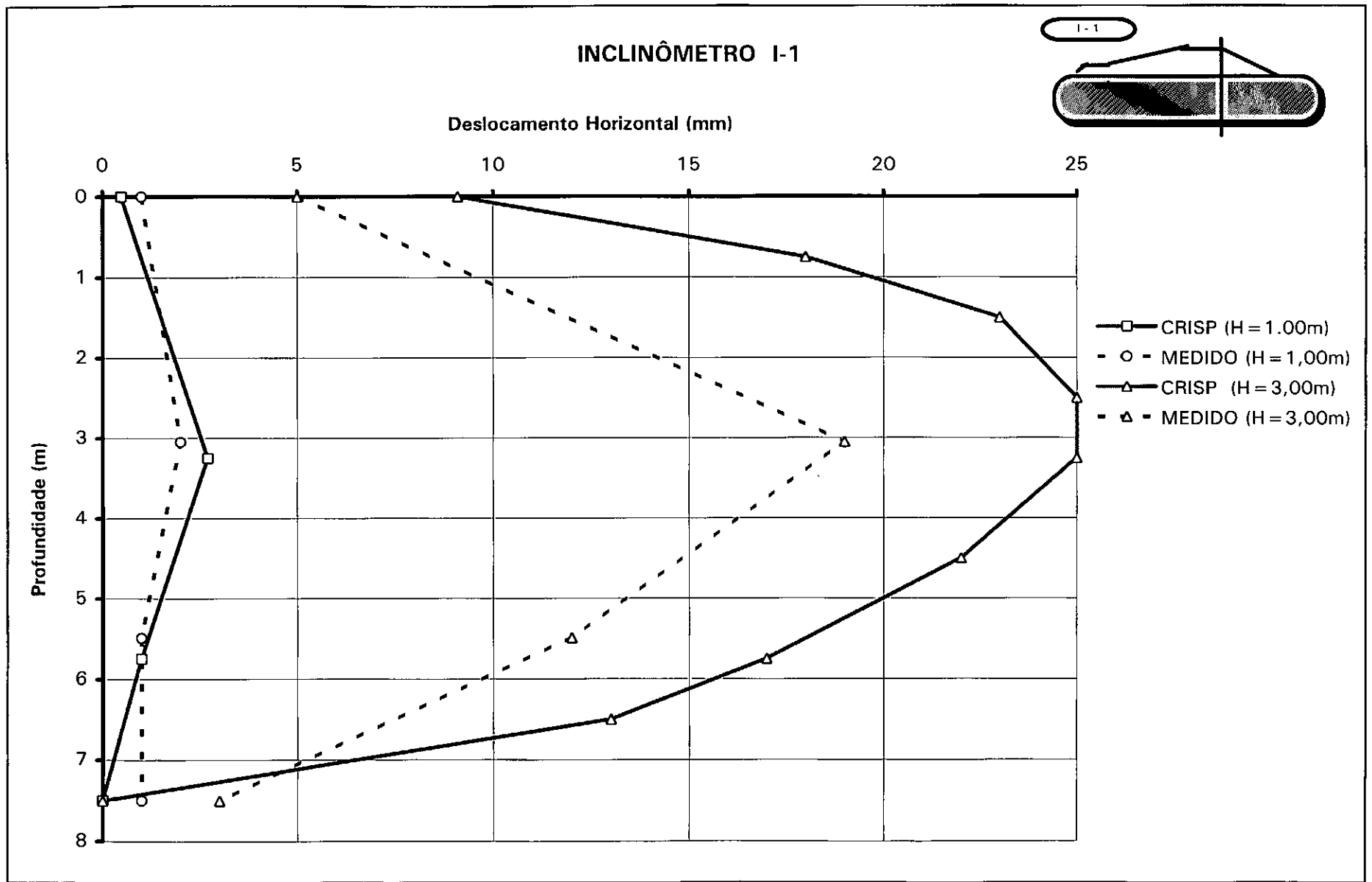


Figura 4.46

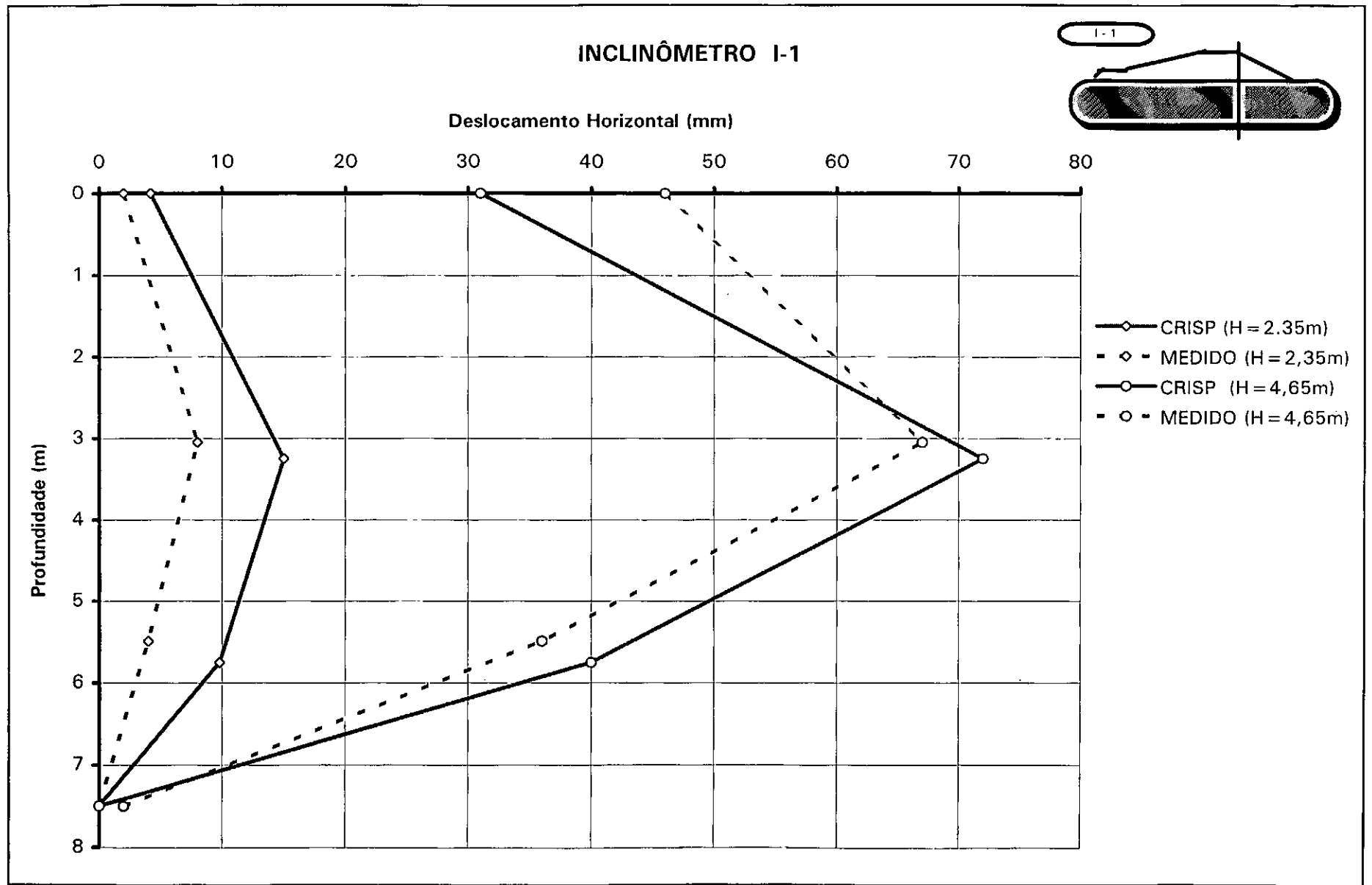
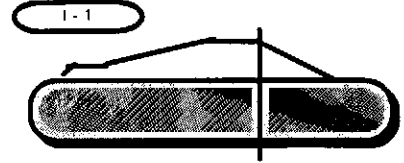


Figura 4.47

INCLINÔMETRO I-1



Deslocamento Horizontal (mm)

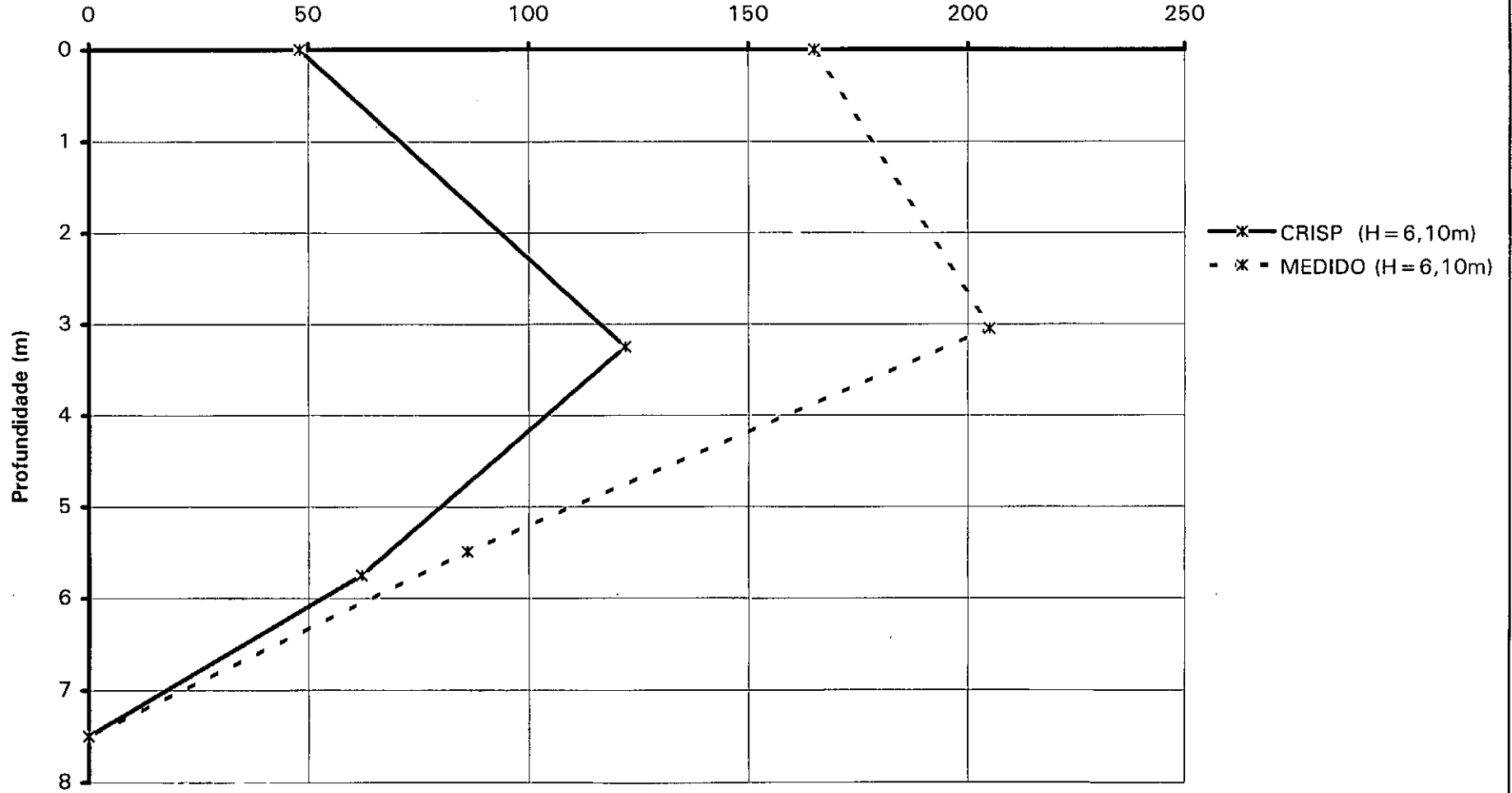


Figura 4.48

INCLINÔMETRO I-1

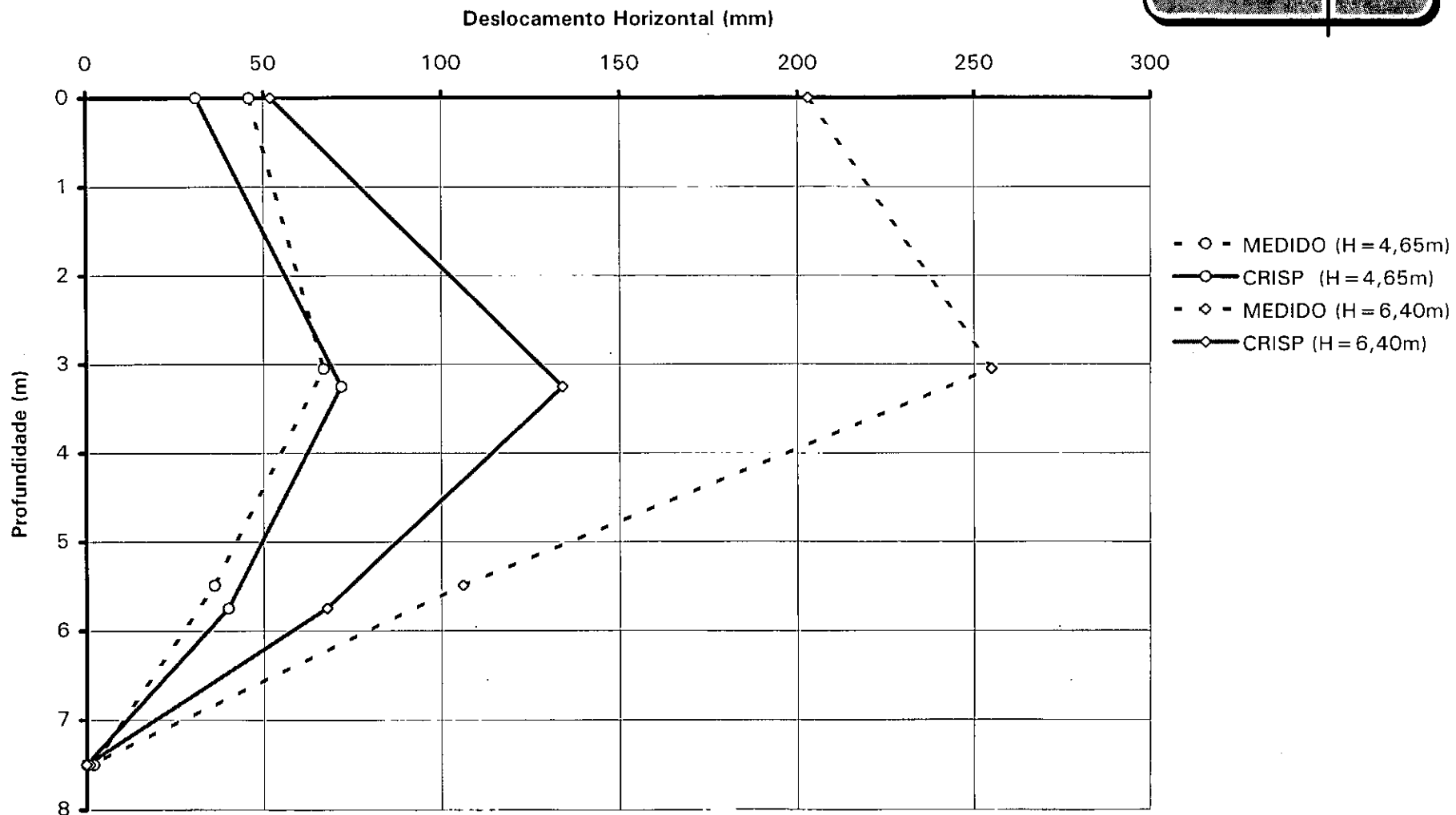
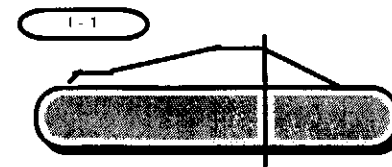


Figura 4.49

INCLINÔMETRO I-3

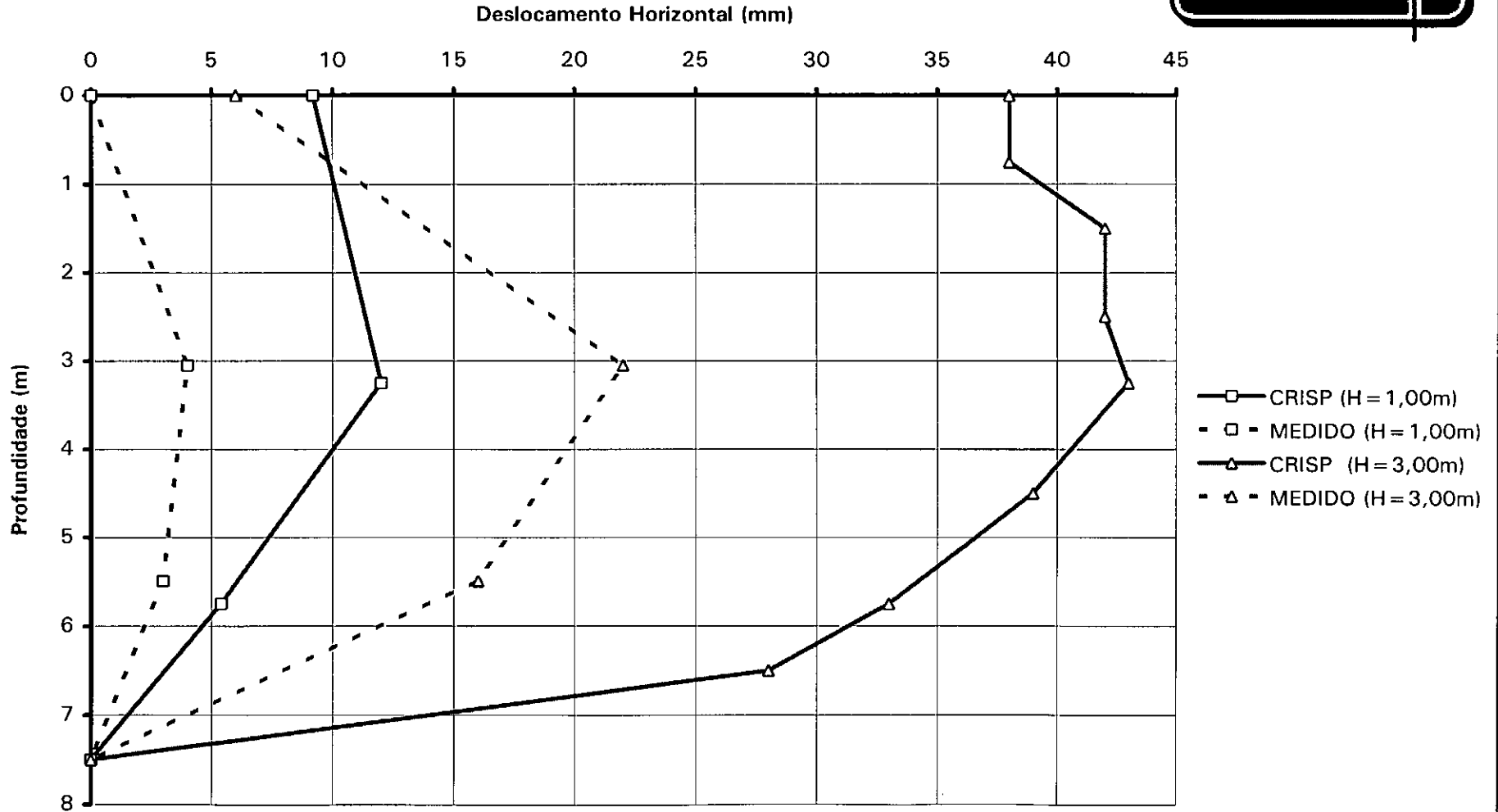


Figura 4.50

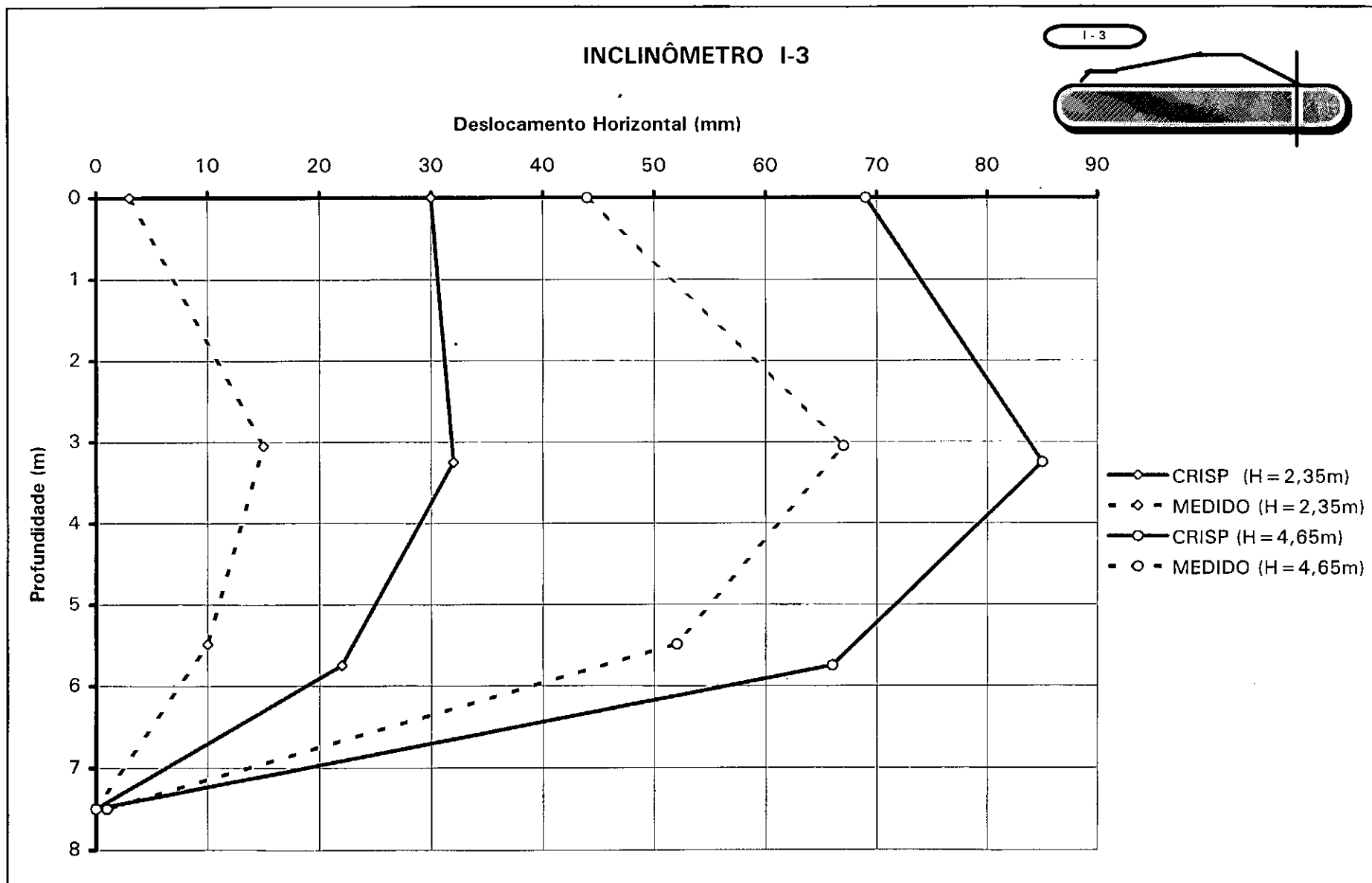


Figura 4.51

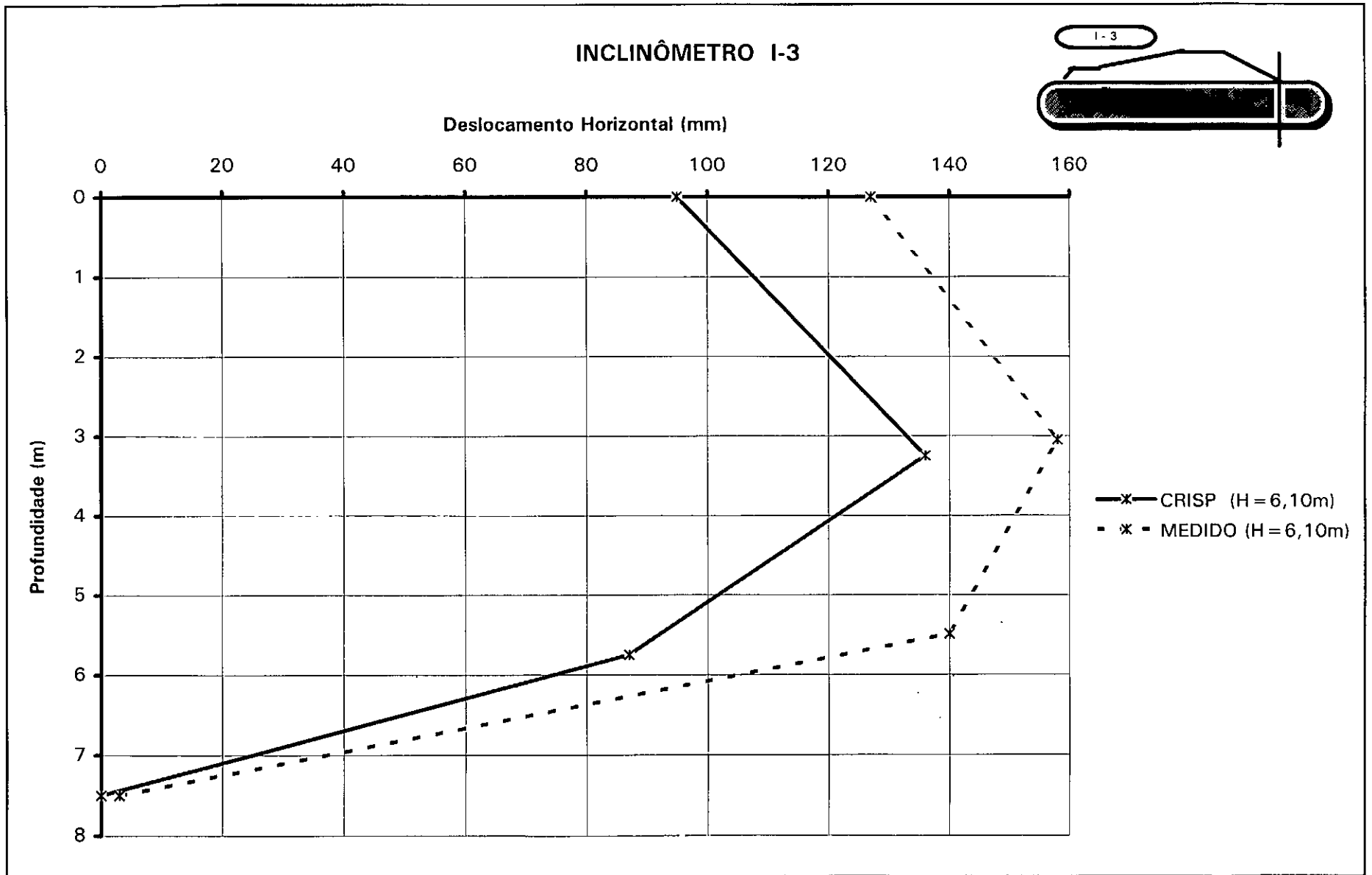


Figura 4.52

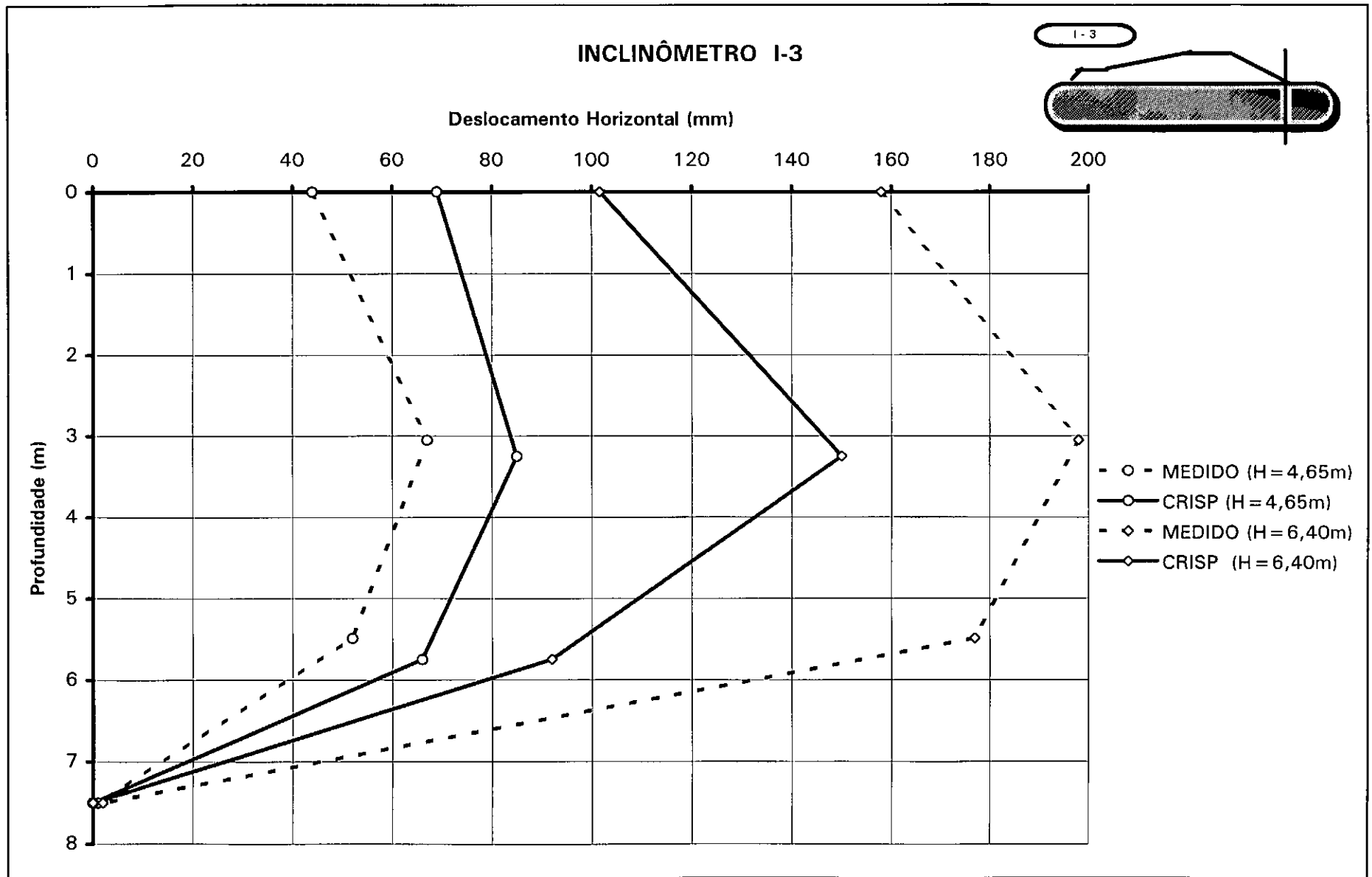


Figura 4.53

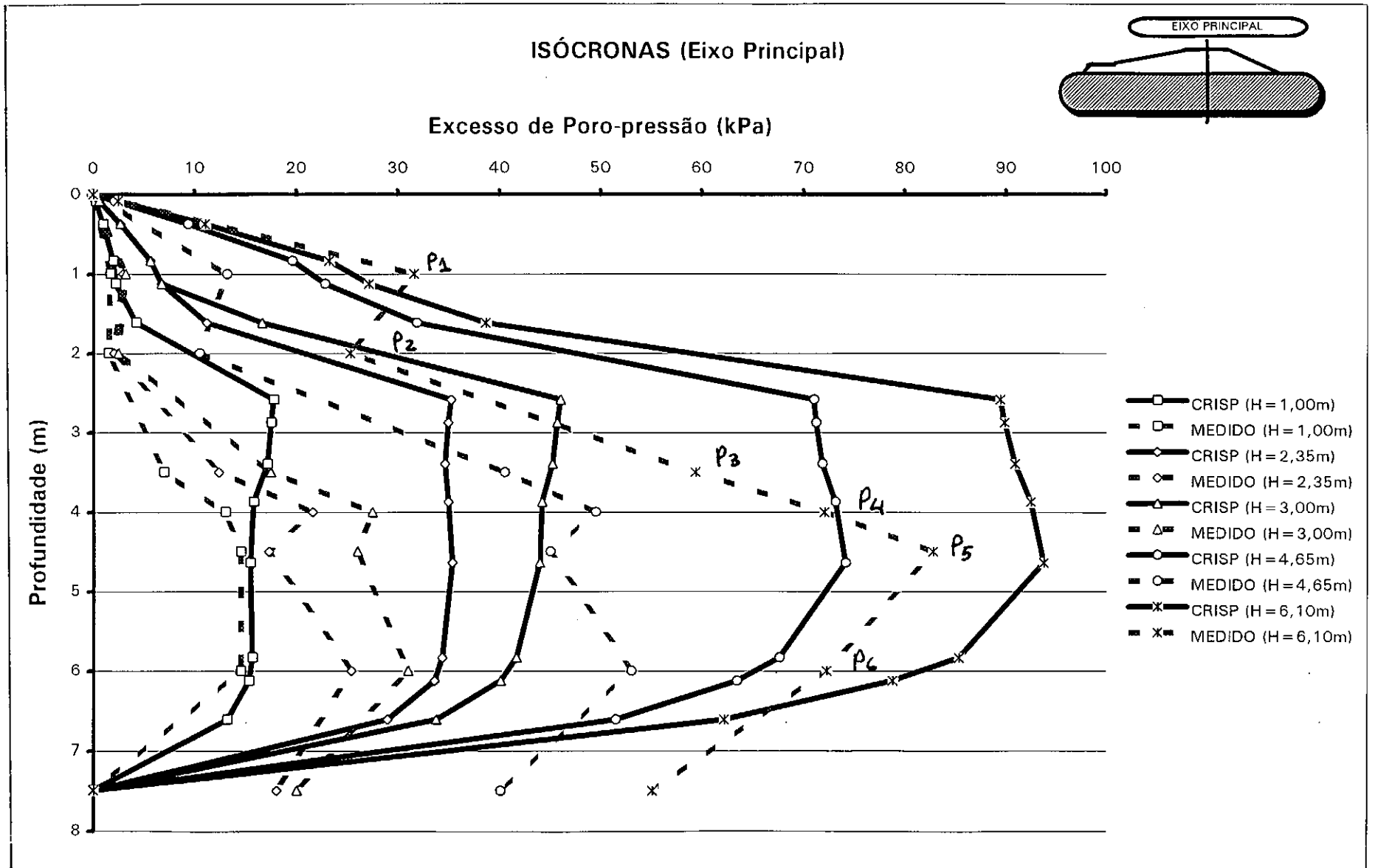


Figura 4.54

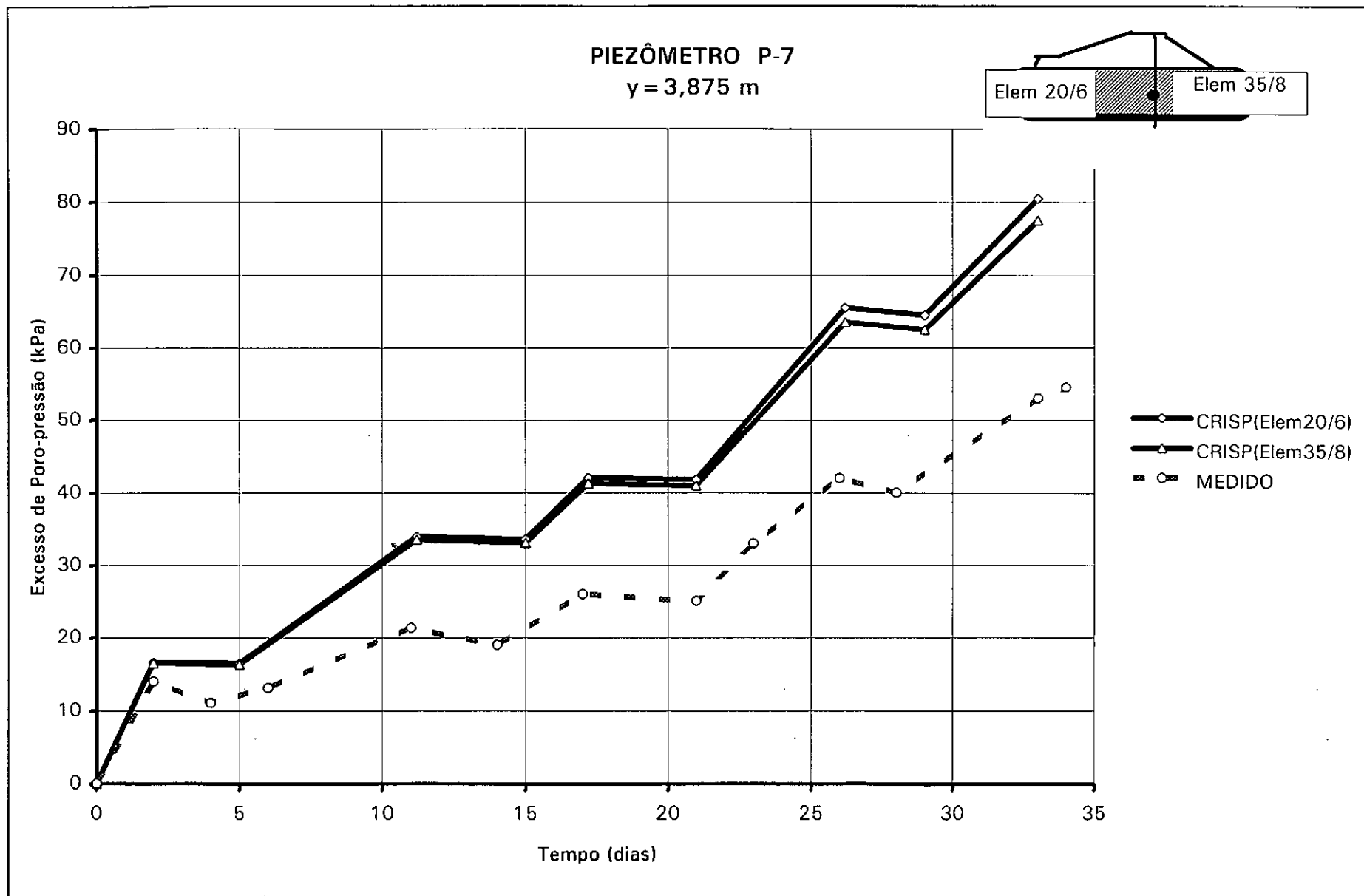


Figura 4.55

CRISP

PIEZÔMETRO P-8
y = 3,875 m

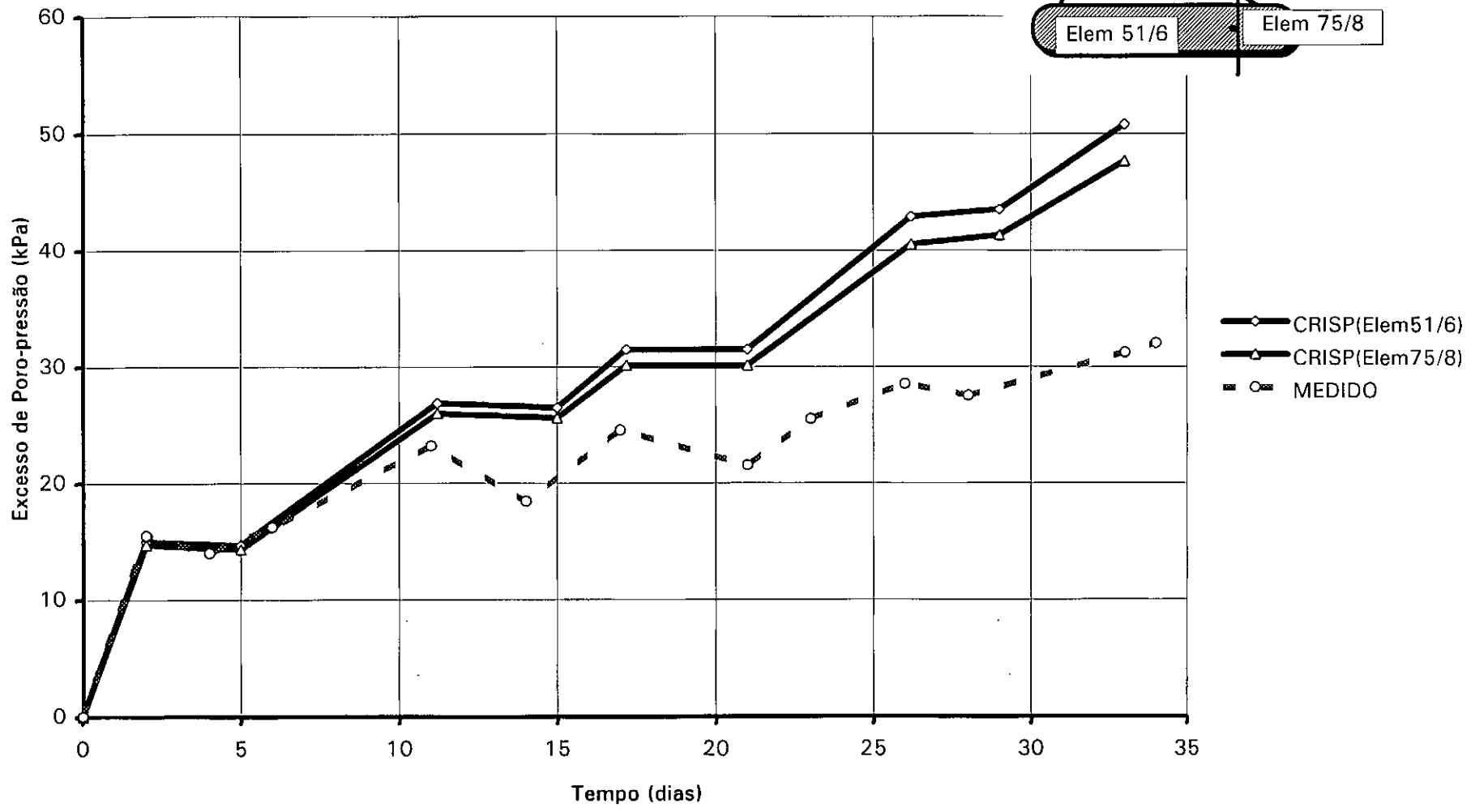
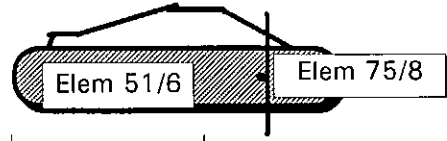


Figura 4.56

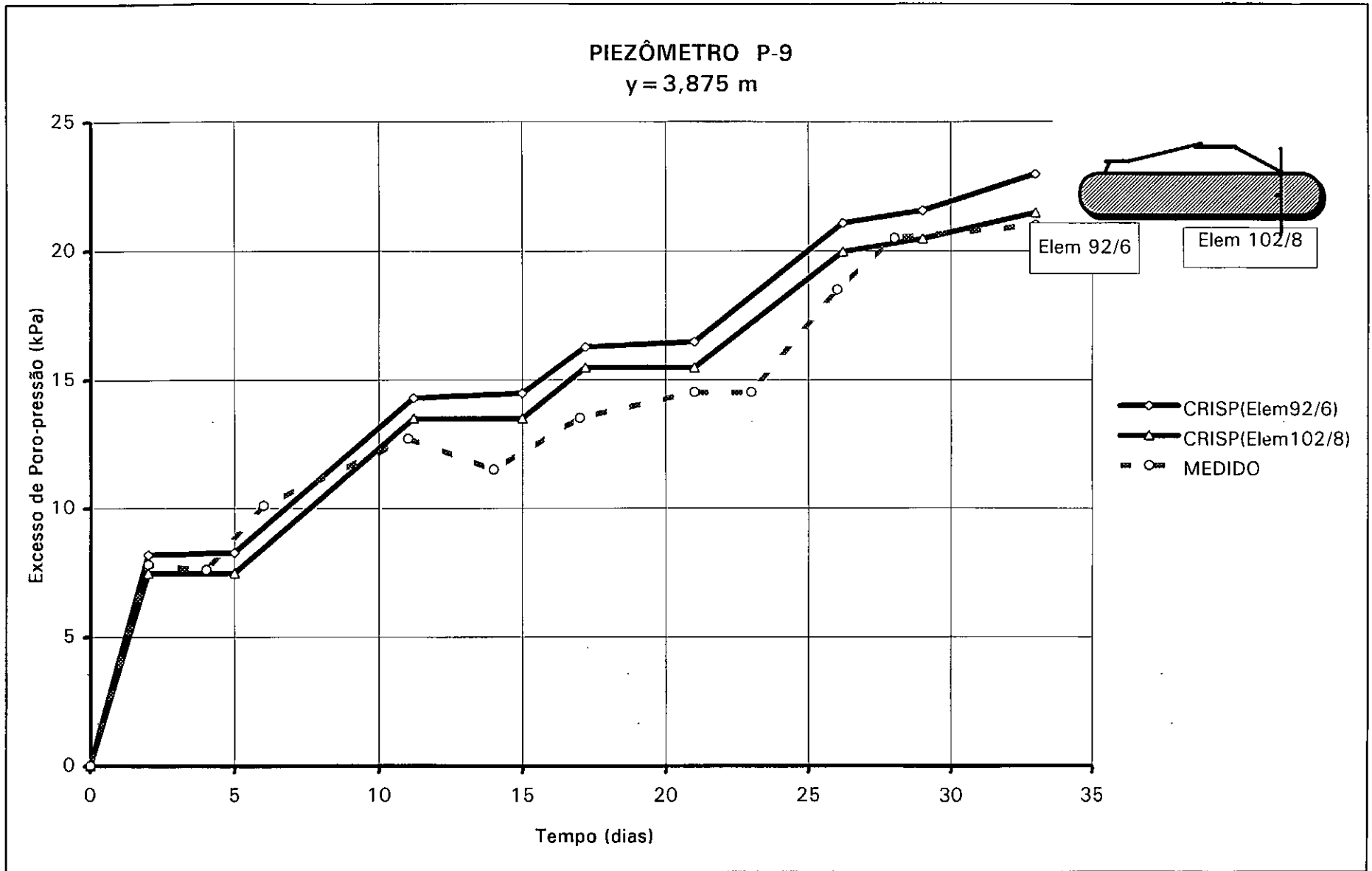


Figura 4.57

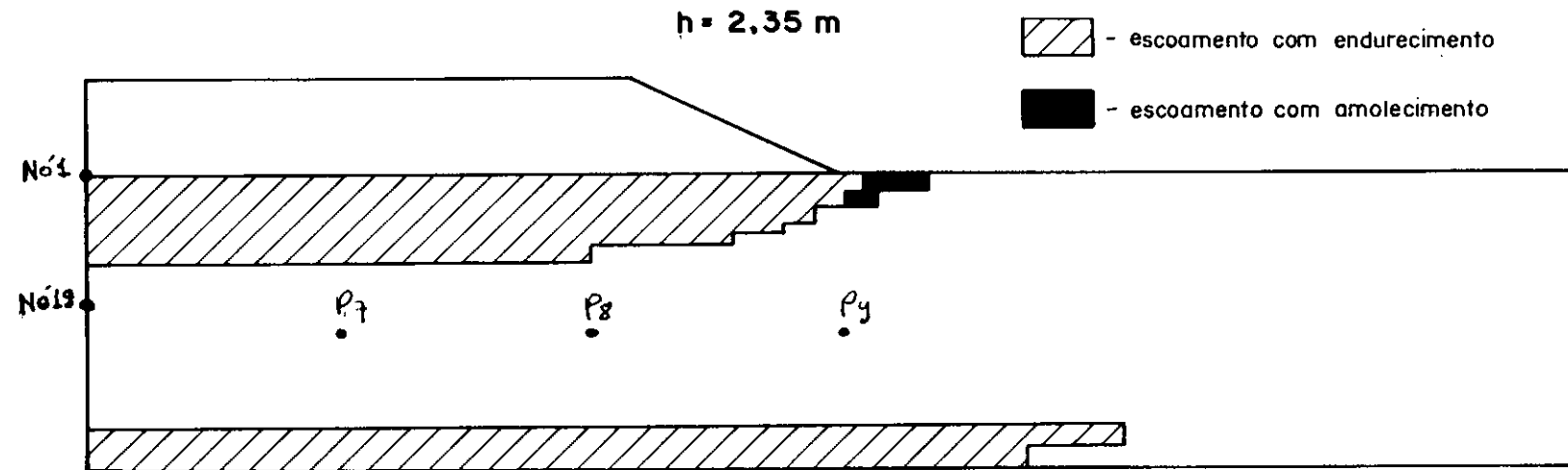
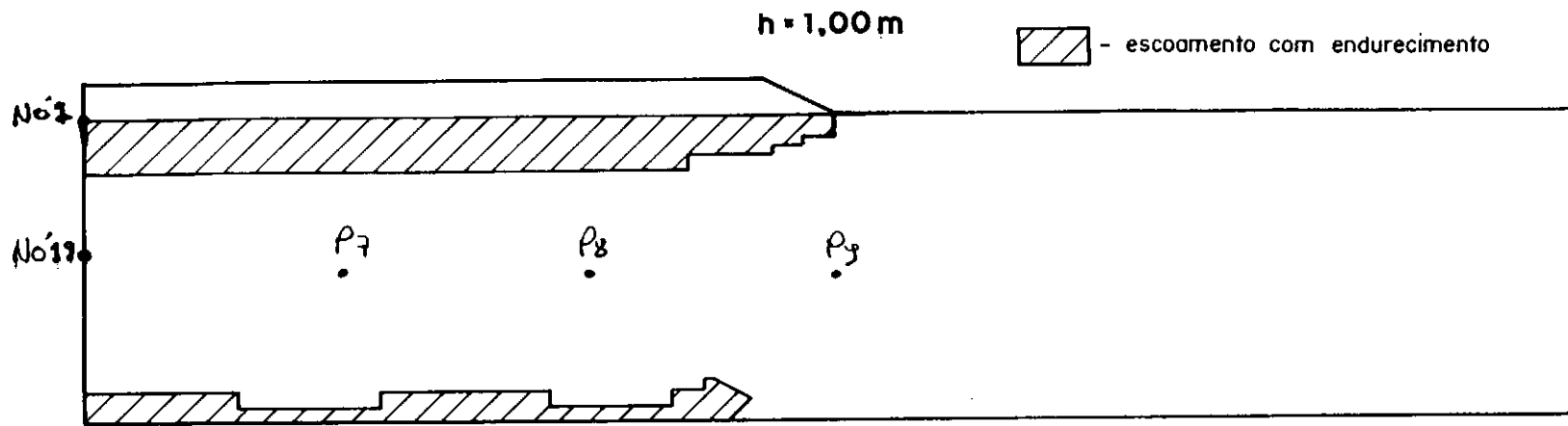


Figura 4.58

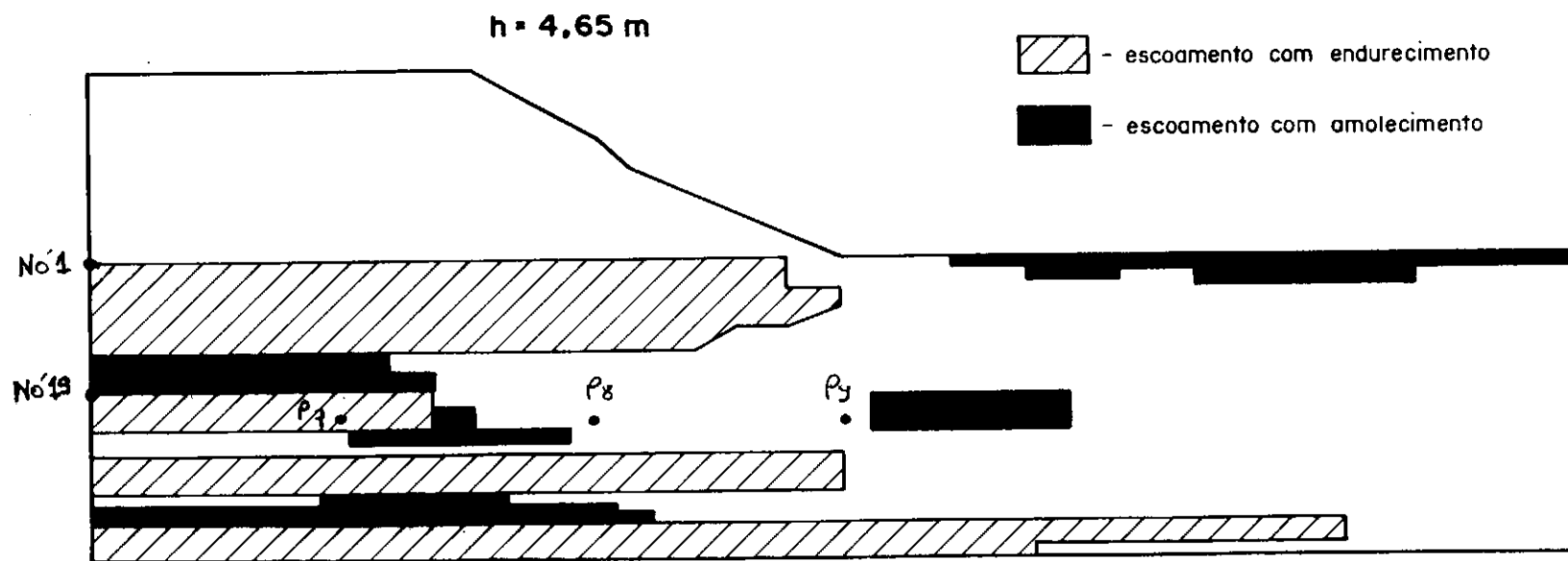
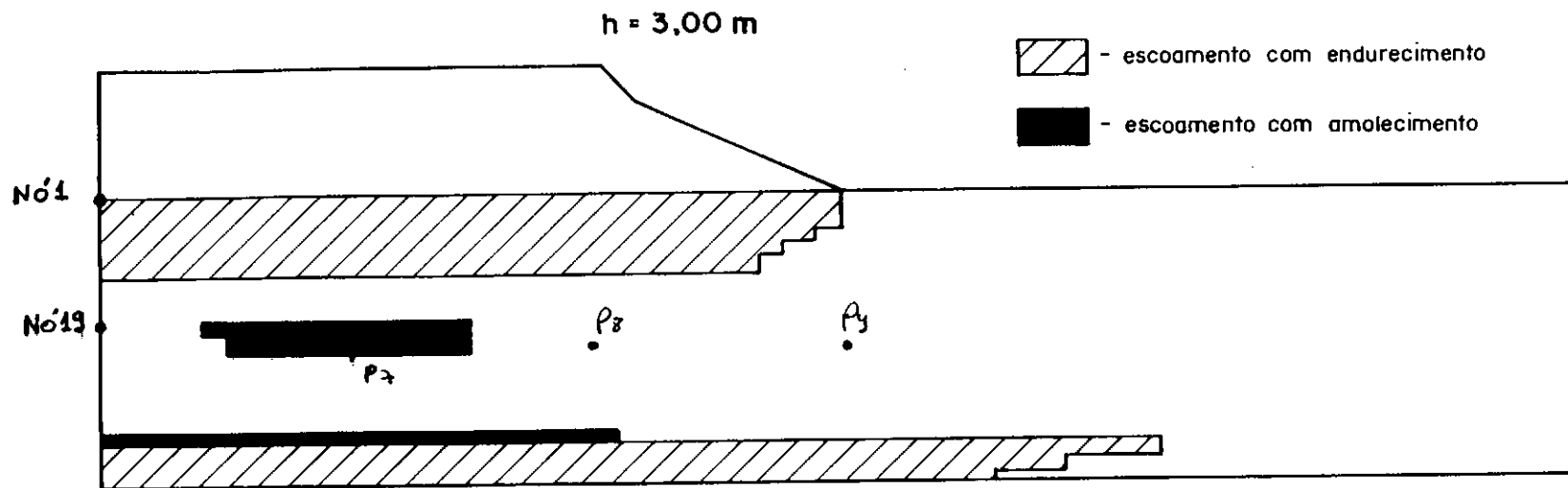
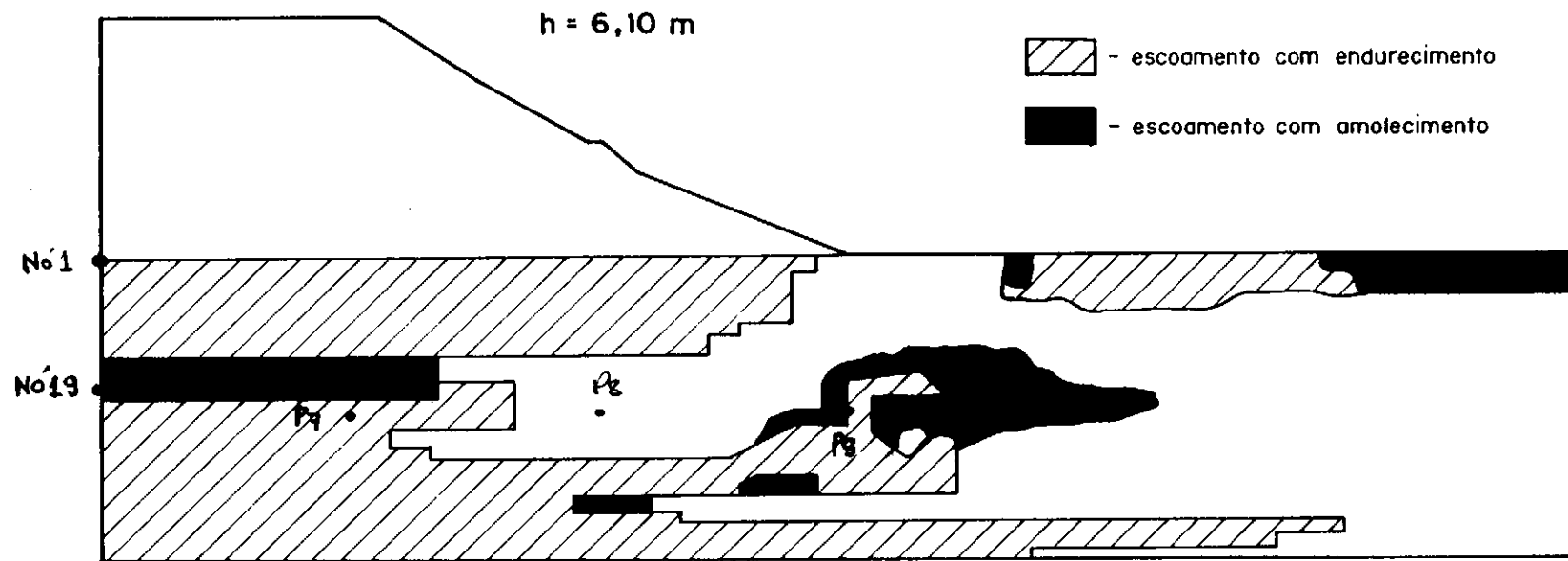


Figura 4.59



Observa-se na Figura 4.58 que ocorre plastificação inicialmente nas camadas mais exteriores e na região em baixo da camada de aterro. Este comportamento é explicado por se considerar as camadas mais exteriores como sendo fronteiras drenantes ($\Delta u=0$), o que favorece o aumento de p' e da plastificação. As Figuras 4.61, 4.63 e 4.65 representam as trajetórias de tensões para P7, P8 e P9 indicados nas Figuras 4.58 a 4.60 respectivamente.

As Figuras 4.61 a 4.66 mostram as trajetórias de tensões, os gráficos tensão-deformação e a variação do índice de vazios com a tensão e a deformação para os piezômetros P7, P8 e P9. Observa-se nos três piezômetros um comportamento praticamente não-drenado.

As Figuras 4.61 e 4.62 mostram o comportamento do piezômetro P7. Observa-se comportamento não-drenado em todo o carregamento com a trajetória de tensões dentro da superfície de escoamento até a altura de aterro de 3,00 m. A partir desta altura, o local onde se situa o piezômetro P7 escoia próximo a linha de estados críticos.

As Figuras 4.63 e 4.64 mostram o comportamento do piezômetro P8. A trajetória de tensões não chega a atingir os estados críticos mas ao se aproximar, começa a diminuir a tensão desvio tendo em vista que o incremento infinitesimal da tensão principal passa a ser maior que o incremento da tensão principal maior e diminuir a deformação cisalhante, o que caracteriza zona de elevada distorção. *COUTINHO (1986)* chamou atenção para o fato de que os valores do piezômetro P8 foram baixos demais, provavelmente pela presença de gás orgânico, variação do lençol freático e efeito tridimensional do aterro.

As Figuras 4.65 e 4.66 mostram o comportamento do piezômetro P9. A trajetória de tensões (Figura 4.65) ao atingir a linha de estados críticos se encurva à medida que a tensão média (p') diminui o que caracteriza zona de expansão no final do carregamento.

O efeito Madel-Cryer é bem modelado onde o gradiente de excesso de poro-pressão é maior, na altura de aterro de 4,65 m. *COUTINHO (1986)* também chamou atenção para o fato de que os valores do piezômetro P9 foram baixos entre os pontos correspondentes ao 12º dia e 26º dia (Figura 4.57). Na Tabela abaixo são comparados os valores das deformações medidas com os das previsões numéricas.

Deformações: vertical, horizontal e cisalhante

Altura de 6,40 m	Coutinho (1986)	CRISP(1996)
	(%)	(%)
$(\epsilon_h)_{\min}$	-3,3	-2,45
$(\epsilon_h)_{\max}$	1,15	2,28
$(\epsilon_v)_{\max}$	11,75	19,2
$(\epsilon_v)_{\min}$	-1,25	-2,5
$(\gamma_{vh})_{\max}$	14,4	20,3

Observa-se que os resultados são semelhantes e mostram boa concordância das deformações considerando que seja próximo da ruptura (6,85 m).

P9

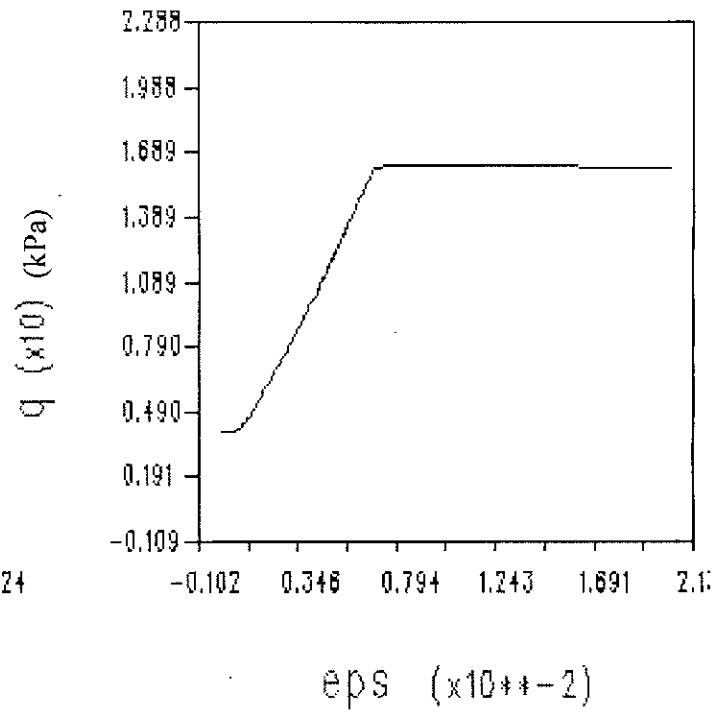
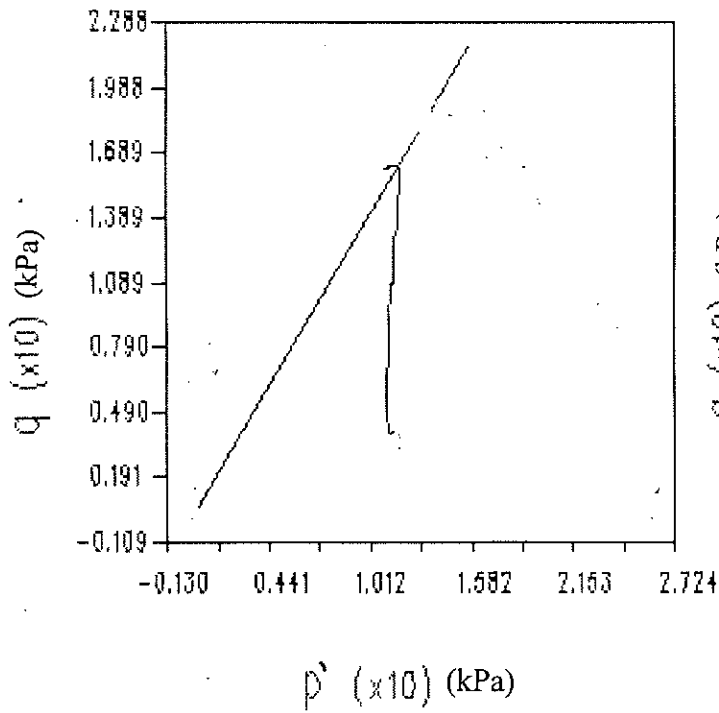


Figura 4.65

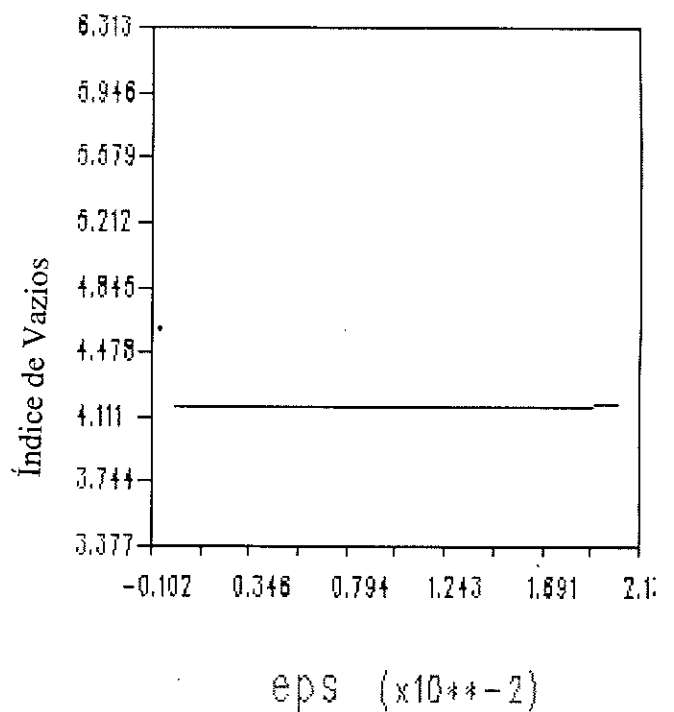
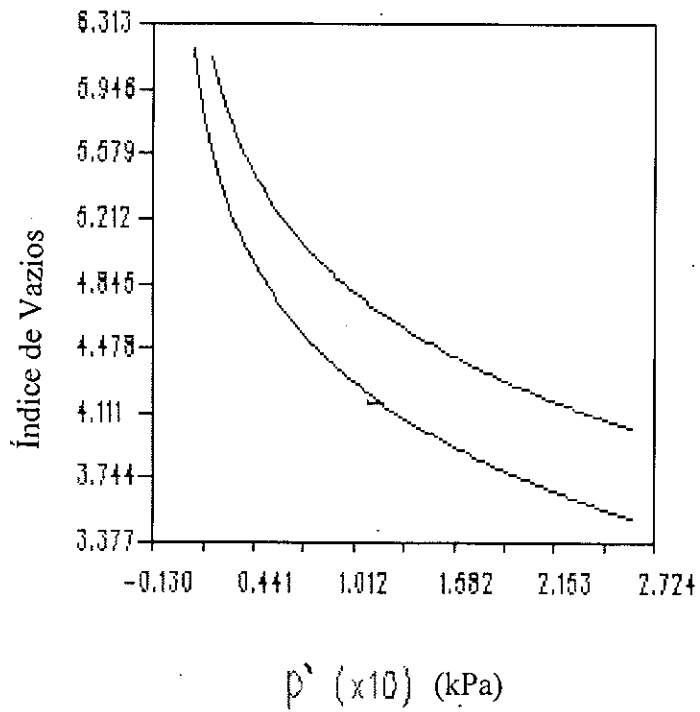


Figura 4.66

P8

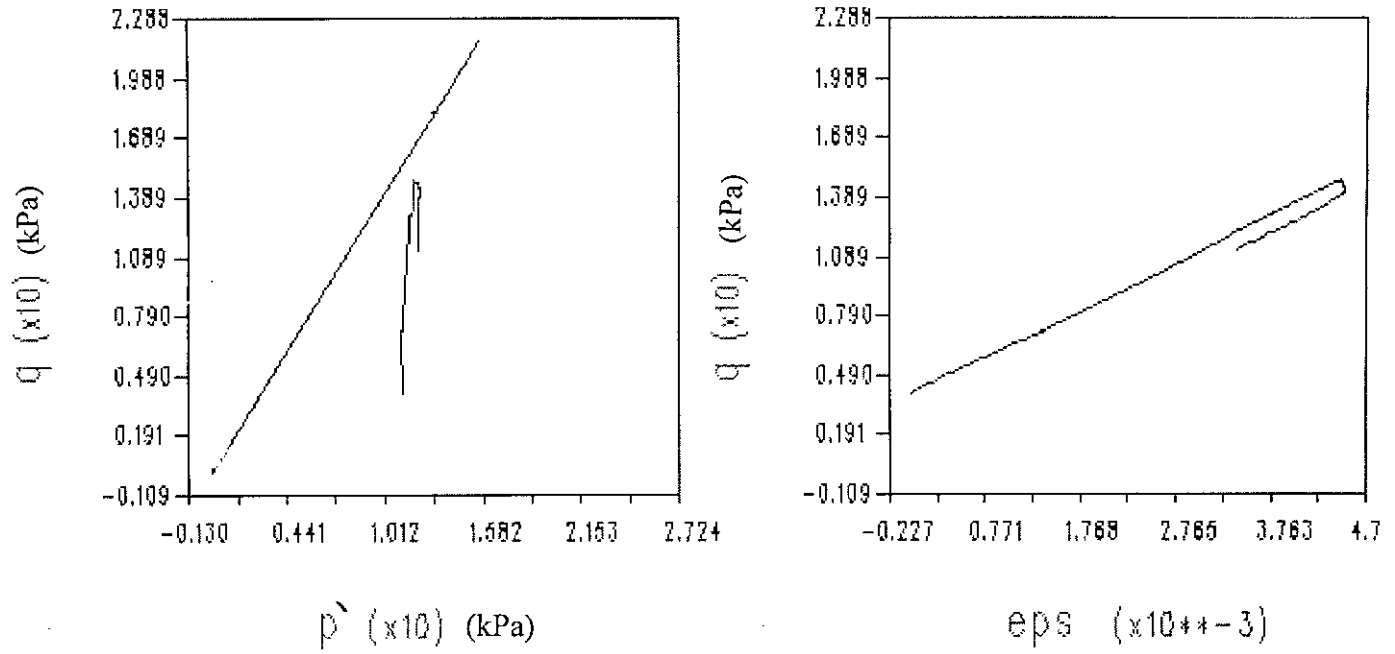


Figura 4.63

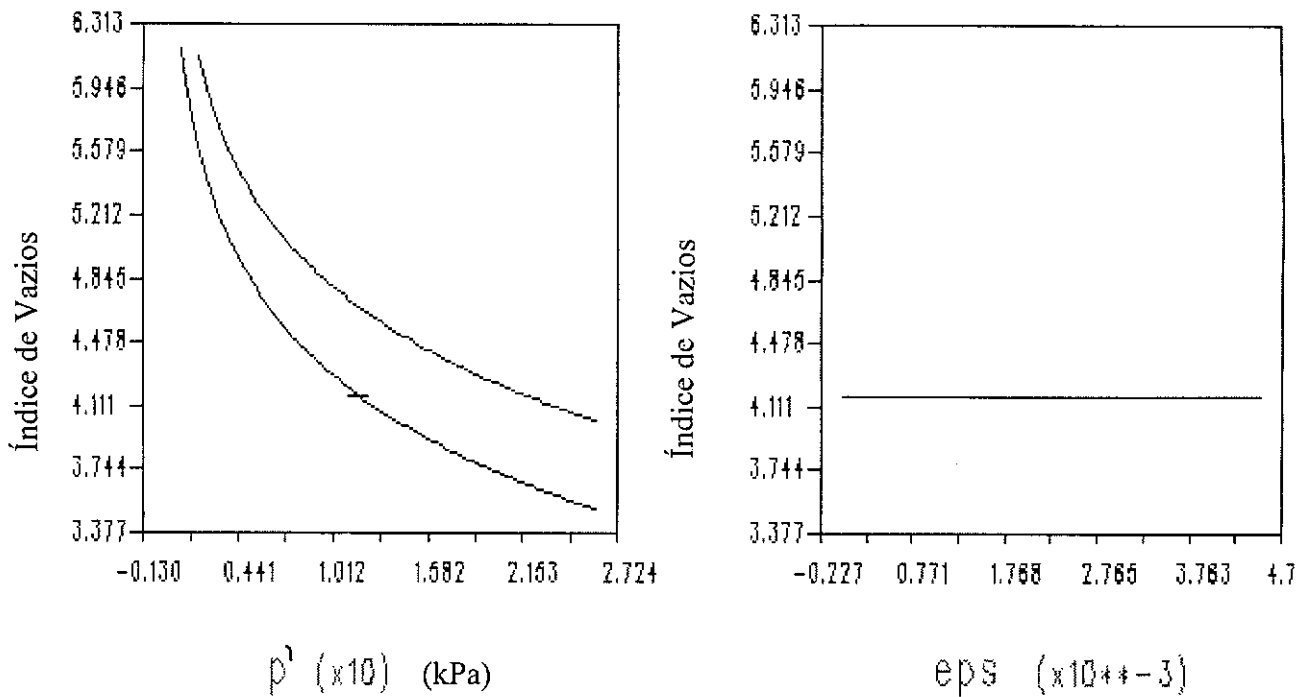


Figura 4.64

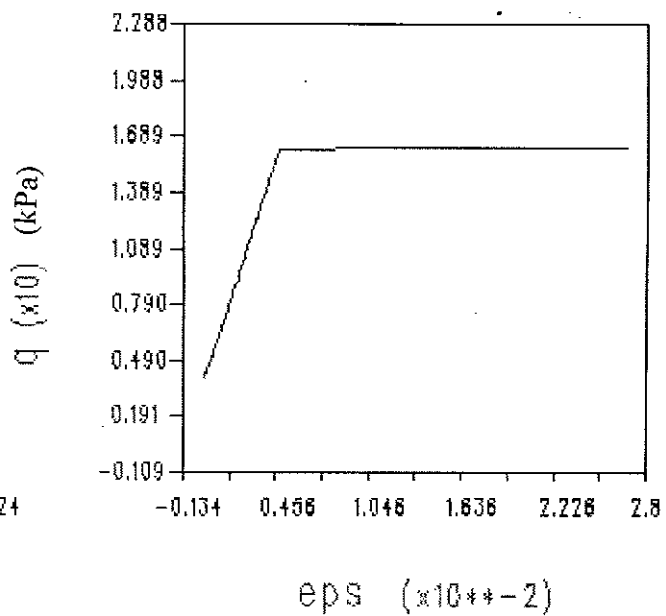
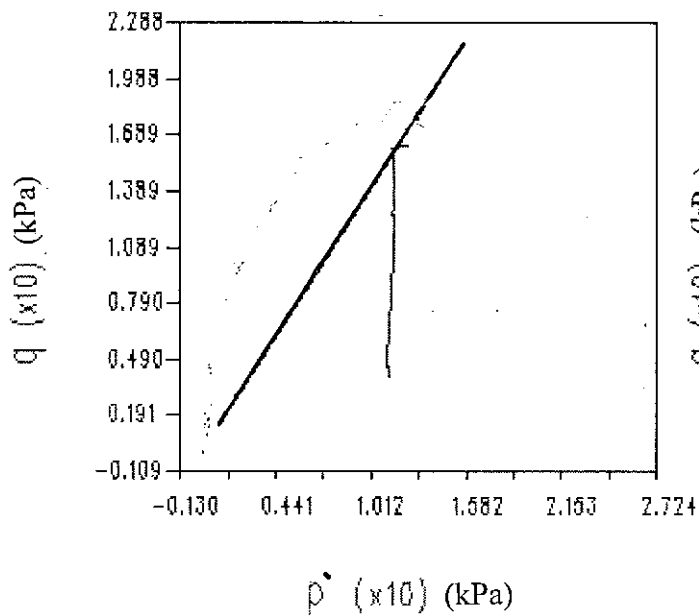


Figura 4.61

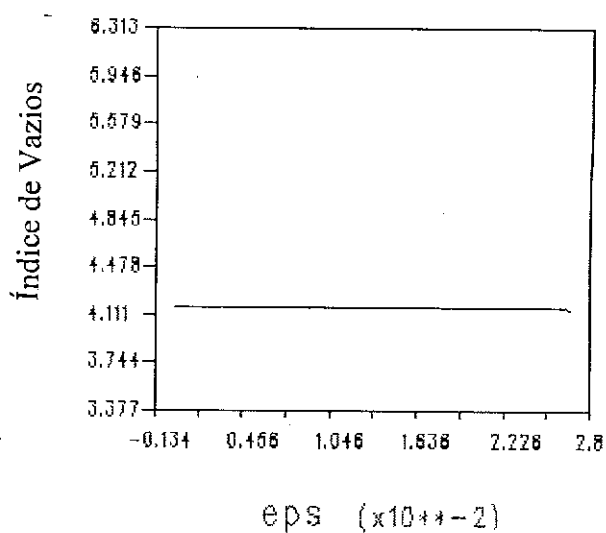
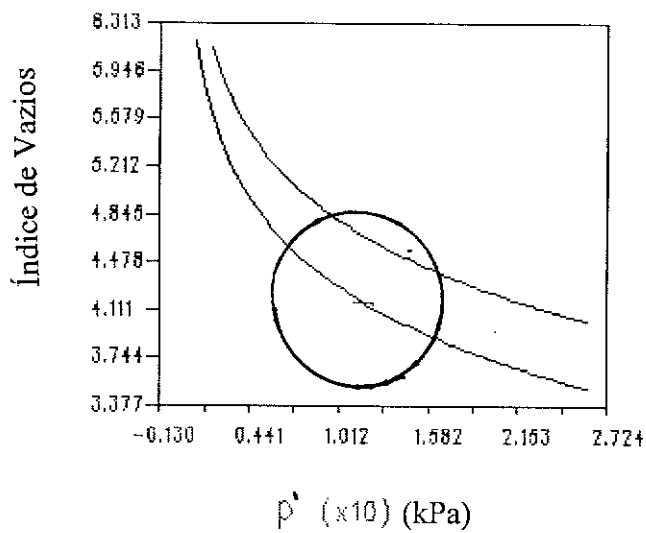
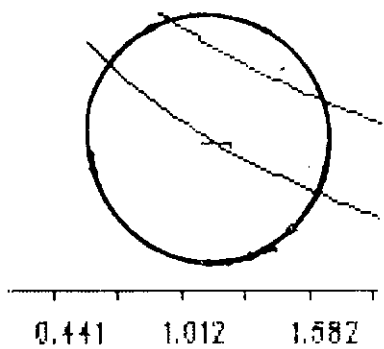


Figura 4.62



CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 O comportamento dos solos moles à Luz da Teoria dos Estados Críticos

Soluções por elementos finitos com modelo elasto-plástico tipo Cam-Clay Modificado isotrópico mostraram ser adequadas apesar da anisotropia e do adensamento secundário. O tempo de construção foi de aproximadamente 1 mês, sendo a influência do adensamento secundário desprezado; a anisotropia é mais fortemente sentida em baixo do pé do aterro próximo ao inclinômetro I-3 e o piezômetro P-9.

A atualização das coordenadas (aproximação de análise de grandes deformações) demonstrou não ser importante para o presente caso, confirmado através dos deslocamentos verticais e horizontais para a altura de aterro de 6,10 m.

Análises confirmaram que o módulo cisalhante (G) tem pouca importância no processo devido a plastificação da fundação, ou seja, as deformações elásticas são desprezíveis frente às deformações plásticas.

O coeficiente de permeabilidade horizontal do solo da fundação se situa entre duas e duas vezes e meia do coeficiente de permeabilidade vertical, fato comprovado em não poucos trabalhos sobre solo mole.

Análises comparativas entre condições não-drenada e parcialmente drenada (adensamento acoplado de Biot) mostraram ser o adensamento relevante especialmente para a camada superior (camada 1), isto é, a camada 1 é que efetivamente contribuiu para o adensamento.

Análises com o coeficiente de permeabilidade variável mostrou melhor concordância com as medições (especialmente para deslocamentos horizontais) do que a análise com o coeficiente de permeabilidade constante.

A hipótese de aterro com modelo hiperbólico mostrou respostas na fundação mais realistas que aterro com modelo Mohr-Coulomb.

A comparação entre modelos elásticos não-lineares (PROGEO) e elasto-plástico Cam-Clay (CRISP) mostrou ser o último o melhor modelo para o comportamento de solos moles.

Análises comparativas entre CRISP e as medições mostrou ser o modelo Cam-Clay Modificado isotrópico adequado para fins práticos na Engenharia.

A maior parte da fundação está plastificada na altura de aterro de 4,65 m.

5.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

Como sugestão para futuras pesquisas, tem-se:

- a) implementação no CRISP do adensamento secundário para análises a médio e longo prazo;
- b) implementação e aperfeiçoamento do modelo de solo sobreadensado do *PENDER(78)*;
- c) implementação do modelo anisotrópico com a elipse referida ao eixo K_0 ;
- d) implementação de modelo de solo não-saturado com três fases.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- ALMEIDA, M.S.S. (1978) “ A Análise Elasto-Plástica Em Problemas Geotécnicos “ - Solos e Rochas, V.1(2), pp.55-75.
- ALMEIDA, M.S.S. (1981) “ Analysis of the Behaviour of an Embankment on Soft Clay Foundation” - M. Phil. Thesis - Cambridge University Engineering Department, Cambridge, 190 p.
- ALMEIDA, M.S.S. (1984) “ Stage Constructed Embankments on Soft Clays “ - PhD Thesis, University of Cambridge.
- ALMEIDA, M.S.S. (1982) “ The Undrained Behaviour of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories”- Solos e Rochas, V.5(2), pp. 3-24.
- ALMEIDA, M.S.S., BRITTO, A.M. e PARRY, R.H.G. (1986) “Numerical Modelling of a Centrifuged Embankment on Soft Clay “ - Canadian Geotechnical Journal, V.23, pp.103-114.
- ALMEIDA, M.S.S. e ORTIGÃO, J.A.R. (1982) “ Perfomance and Finite Element Analysis of a Trial Embankment on Soft Clay “ - Proc., Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics, Zurich.
- AL-TABBAA e WOOD, D.M. (1987) “ Some Measurements of the Permeability of Kaolin”- Géotechnique V.37(4), pp.499-503.
- ATKINSON, J.H. e BRANSBY, P.L. (1978) “ The Mechanics of Soils. An Introduction to Critical State Soil Mechanics” - MacGraw Hill,
- BIOT, M. (1941) “ General Theory of Three - Dimensional Consolidation “ - Journal of Applied Physics, V.12, nº2, pp.155.
- BISHOP, A.W. (1966) “ The Strength of Soils as Engineering Materials “ - 6th Rankine Lecture, Géotechnique, V.16, pp.91-128.
- BOLTON, M.D. (1979) “ A Guide to Soil Mechanics “ - The Macmillan Press Ltd.
- BORGES, J. B. (1991) “Análise do Adensamento da Fundação da Barragem de Juturnaíba” - Tese Msc. - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 173p.
- BORMA, L. S. (1991) “Análise Numérica da distribuição de Tensões em Aterros Sobre Argila Mole” - Tese Msc. - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 173 p.
- BRITTO, A.M. e GUNN, M.J. (1987) “ Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements “ - Ellis Horwood, Chichester, 488p.

- BRITTO, A.M.* (1991) “ CRISP-90 User’s and Programers’s Guide “ - Cambridge University Engineering Department, Cambridge, V.3 PC-386 Version.
- BRUGGER, P.* (1996) “ Análise Numérica do Quebra-Mar do Terminal Portuário de Sergipe” ,Tese Dr. - COPPE/UFRJ, Rio de janeiro, em andamento.
- CHAN, H.T. e KENNEY, T.C.* (1973) “ Laboratory Investigation of permeability ratio of New Liskeard Varved Soil “ - Canadian Geotechnical Journal, V.10(3), pp.453-472.
- CHRISTIAN et alli* (1977) “ Constitutive Laws For Geologic Media “ - Numerical Methods in Geotechnical Engineering, C.S. Desai and J.T. Christian - McGraw Hill, New York.
- COUTINHO, R. Q.* (1986) “Aterro Experimental Instrumentado Levado À Ruptura Sobre Solos Orgânicos-Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba” - Tese Dr.- COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 634 p.
- COUTINHO, R.Q.* (1990) “ Barragem de Juturnaíba “, Correspondência Pessoal.
- COUTINHO, R.Q., ALMEIDA, M.S.S. e BORGES, J.B.* (1994) “ Analysis of the Juturnaíba Embankment Dam Built on an Organic Soft Clay “ - ASCE Specialty Conference Settlement’94, v(1), pp.348-363, Texas.
- DUNCAN, J.M. e CHANG, C.Y.* (1970) “ Non Linear Analysis of Stresses and Strain in Soils “ - ASCE JSMED, V.96, SM5, pp.1629-1653.
- DUNCAN, J.M. et alli* (1980) “ The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis “ S.L.Koh, Mechanics of Landslides and Slope Stability, pp5-17.
- FONTENELLE, A. S.* (1987) “ Análise Numérica de Aterro Sobre Solo Compressível Utilizando as Teorias de Estado Crítico” - Tese Msc. - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 177 p.
- GONÇALVES, A.J.M.* (1996) “ Análise transiente de Escavações em Solos Saturados “ - Tese Dr. COPPE/UFRJ, Rio de janeiro, 369p.
- ITURRI, E.A.Z.* (1994) “ Seminário de Qualificação Acadêmica Para o Doutorado “ - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 36p.
- ITURRI, E.A.Z.* (1996) “ Estudo Numérico da Influência da Compactação no Comportamento de Aterros “, Tese Dr. - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, em andamento.
- JANBU, N.* (1963) “ Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests “ - Proc. European CSMFE, Wiesbaden, V.1, pp.19-25.
- LARSSON, R.* (1981) “ Drained Behaviour of Swedish Clays “ - Swedish geotechnical Institute, Report 12, 157p.

- KONDNER, R.L. e ZELASCO* (1963) “ Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. J. Soil Mech. Fdns. Div. Am. Soc. Civ. Eng. 89, No. SM1, pp. 115-143.
- LIMA, A.M.L.* (1996) “ Efeito da Rigidez dos Grampos em Solos Grampeados “, Tese Msc. - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MESRI, G. e ROKHSAR, A.* (1974) “ Theory of Consolidation for Clays “ - ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 100(GT8), pp. 889-904.
- OLSON, R.E. e DANIEL, D.E.* (1981) “ Measurement of the Hydraulic conductivity of Fine Grained Soils. Permeability and Groundwater Containment Transport “ - American Society for Testing Materials, Special Technical Publication 746, pp.18-64.
- ORTIGÃO, J.A.R.* (1980) “ Aterro Experimental Levado à Ruptura Sobre Argila Cinza do Rio de Janeiro “ - Tese Dr. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ORTIGÃO, J.A.R.* (1992) “ Mecânica dos Solos dos Estados Críticos “
- PARISEAU, W.G. et alli* (1970) “ Finite Element Analysis of Elasto-Plastic Problems in the Mechanics of Geologic Media: an Overview “ - Proc. 2nd Cong. Int. Soc. Rock Mech., Belgrado, pp.311-323.
- PENDER, M.J.* (1978) “ A Model for the Behaviour of Overconsolidated Soil “ Géotechnique, V.28(1), pp.1-25.
- ROSCOE, K.H. e BURLAND, J.B.* (1968) “ On generalised Stress-Strain Behaviour of “Wet” Clay “ - in J. Heyman and F.A. Leckie (eds.), Engineering Plasticity (Cambridge: Cambridge University Press), pp.535-609.
- SCHOFIELD, A.N. e WROTH, C.P.* (1968) “ Critical State Soil Mechanics “ - Mcgraw Hill, London,
- SHARMA* (1994) “ Behaviour of Reinforced Embankments on Soft Clays “ - PhD. thesis Cambridge University Engineering Department.
- SWAN, D.* (1990) “ Coeficientes de Permeabilidade “, Correspondência Pessoal.
- TAYLOR, D.W.* (1948) “ Fundamentals of Soil Mechanics. Pub: McGraw Hill, New York.
- TAVENAS, F. e LEROUEIL, S.* (1977) “ Effects of Stresses and Time on Yielding of Clays “ Proc. 9th ICSMFE, Tóquio, V.1, pp.319-326.
- TAVENAS, F. e LEROUEIL, S.* () “ Pitfalls of Back-Analyses “ - X ICSMFE, Stockolm, V.1, pp.185-190.
- TAVENAS et alli* (1983) “ The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics “ Canadian Geotechnical Journal, V.20, pp.645-659.

WONG, K.S. e DUNCAN, J.M. (1974) “ Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Non-Linear Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses, Research Report TE-74-3, California University, Berkeley.

WOOD, D.M. (1990) “ Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics “ - Cambridge University Press, Cambridge.

WROTH, C.P. et alli (1979) “ A Review of the Engineering Properties of Soils with Particular Reference to the Shear Modulus “ - Cambridge University Engineering Department, Technical Report 75.

ZIENKIEWICZ, O.C. (1971) “ The Finite Element in Engineering Science “ - McGraw Hill.

Apêndice A: Determinação de M

Através das Figuras VI.10-15 reproduzidas de *COUTINHO (86)*, obtem-se os valores de q e p' no estado crítico para cada camada. Estes valores são plotados em gráficos q versus p' e, através de regressão linear, chega-se a melhor reta. O coeficiente angular da reta é o valor M , conforme Tabela A.1 abaixo:

Tabela A.1

Camada	$M=dq/dp'$	R (Coef. de correlação)	N (no. de pontos)
1A	1,74*	-	-
1B	1,74	1,00	3
2	2,05	1,00	6
3	1,40	1,00	3
4	2,15	0,99	7
5	0,96	1,00	6

* Valor estimado

Nota-se excelentes valores dos coeficientes de correlação, mostrando boa estimativa dos parâmetros.

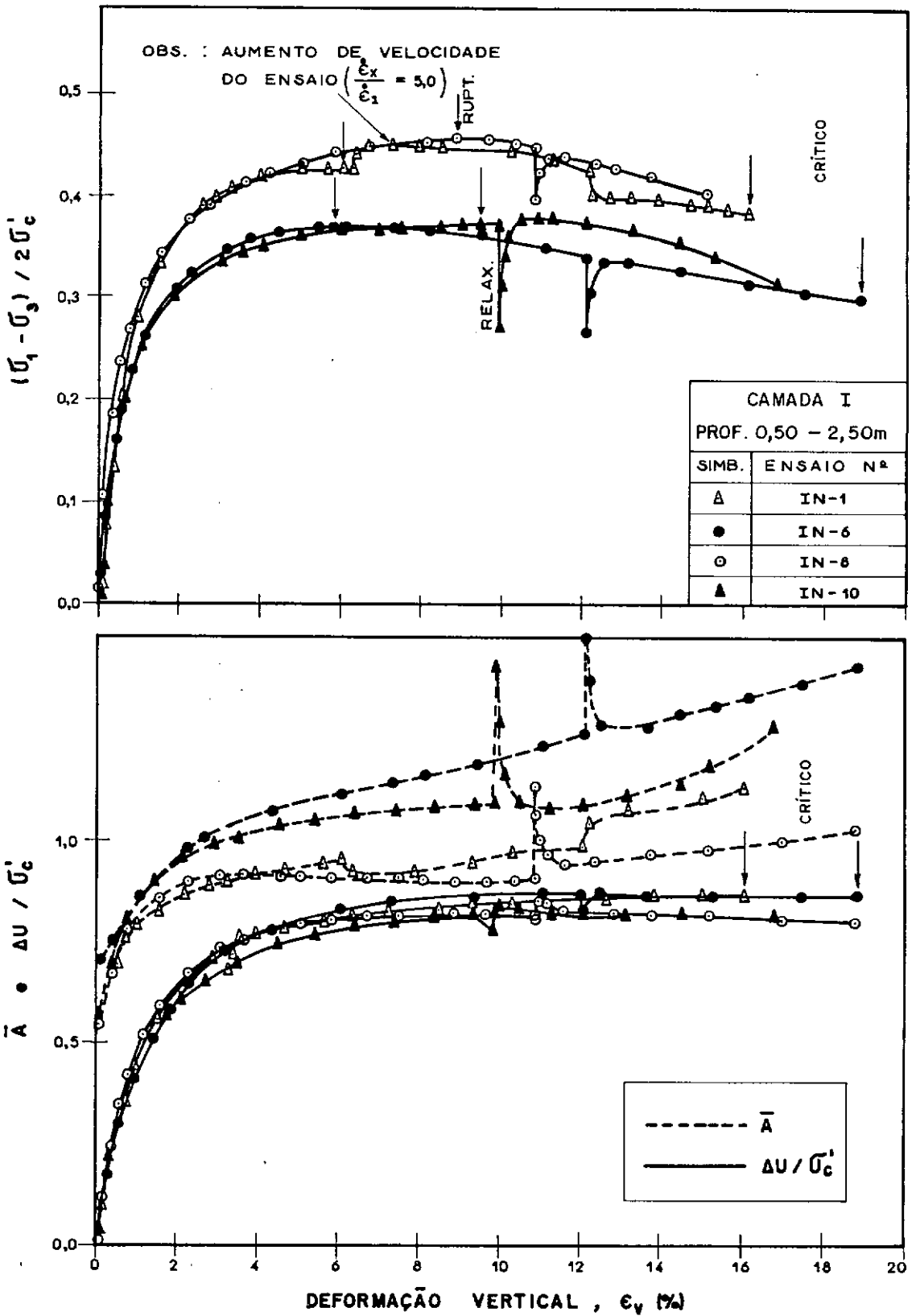


FIG. VI.10 — CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS \bar{c}_1 -C, AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS

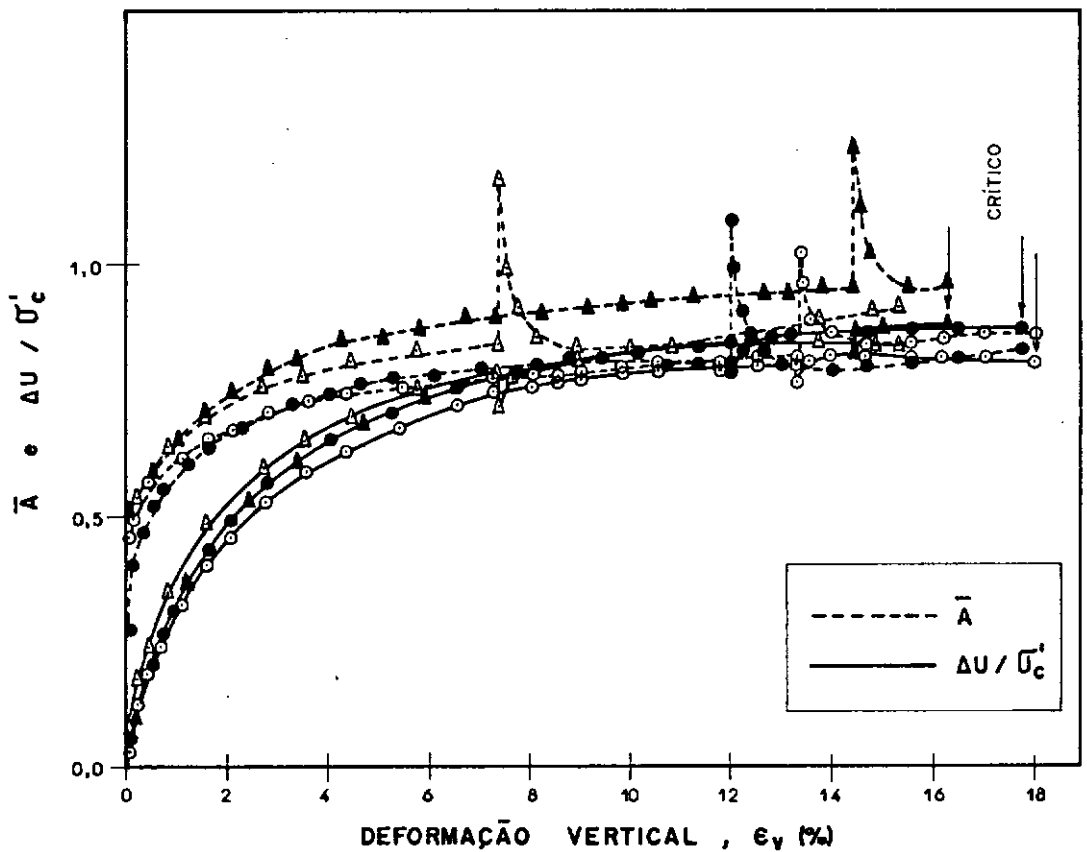
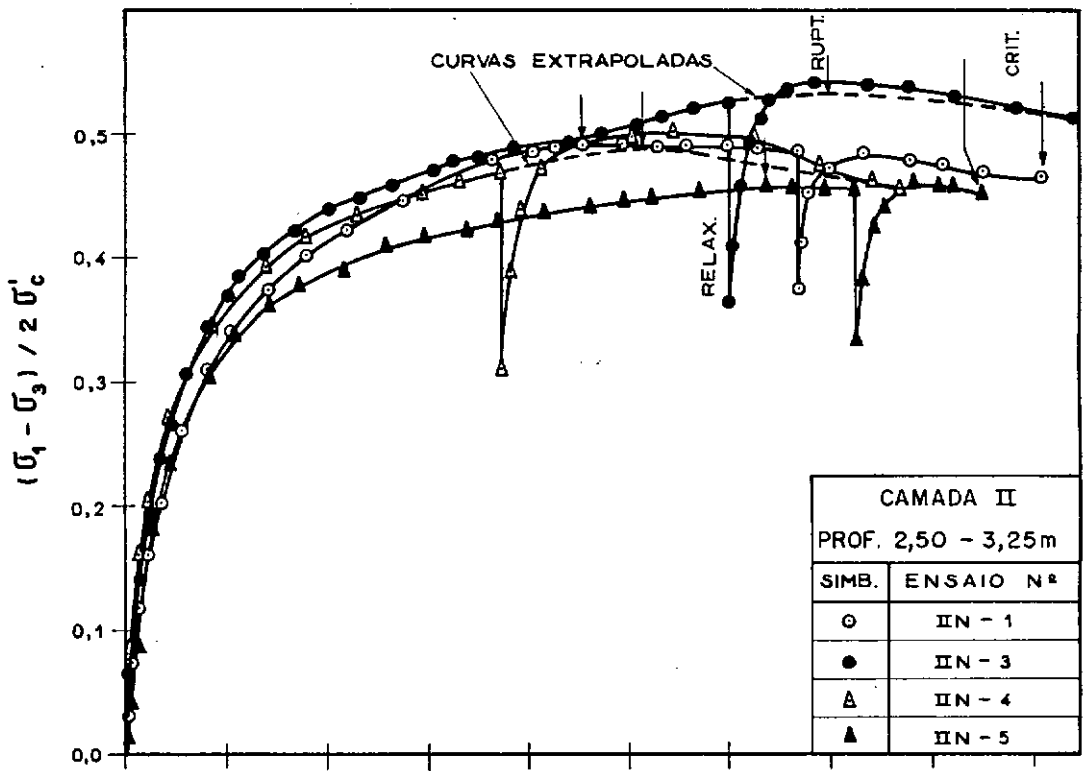


FIG. VI.11 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO
 ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$, AMOSTRAS
 NORMALMENTE ADENSADAS

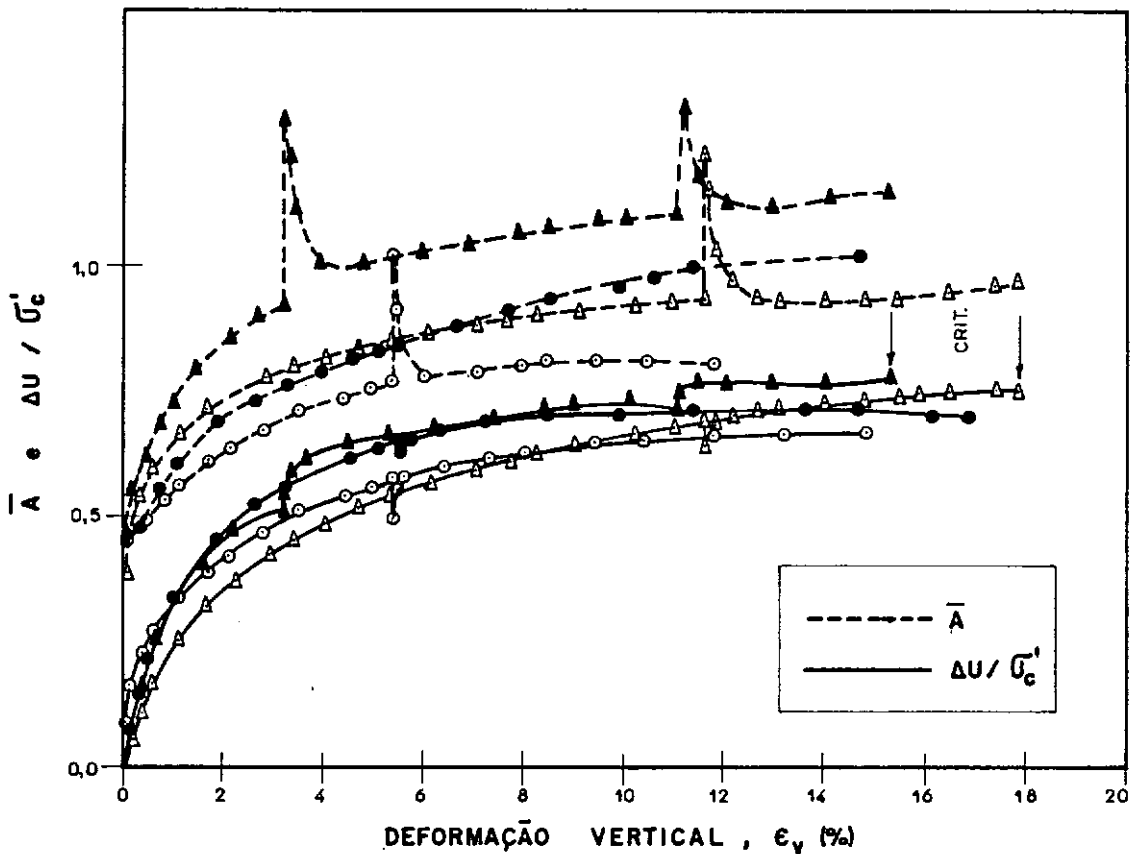
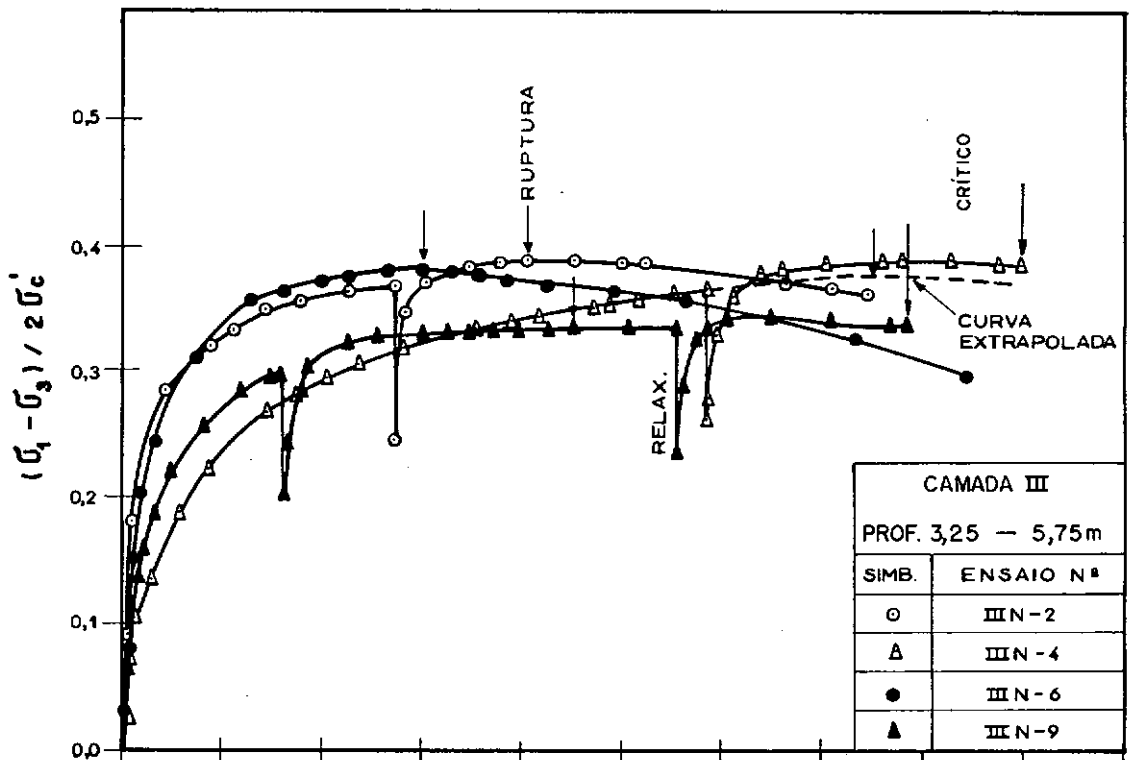


FIG. VI.12 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$, AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS

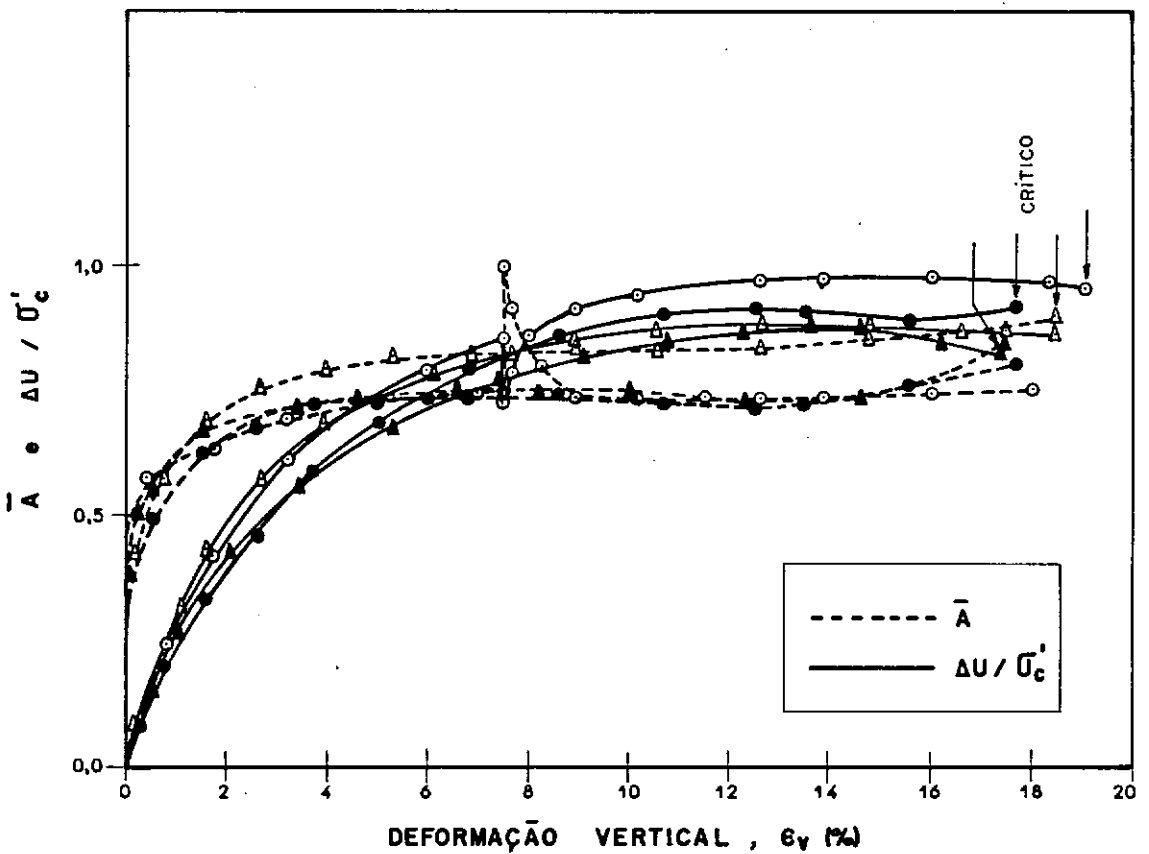
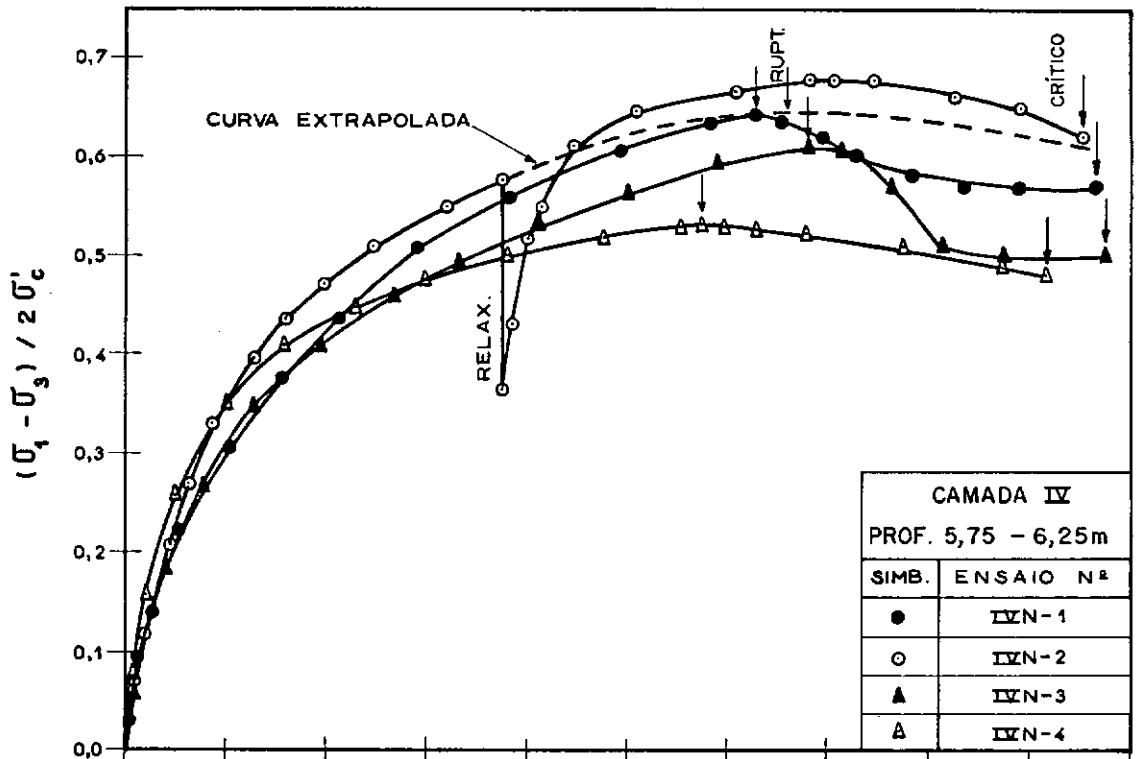


FIG. VI.13 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{C}U-C$, AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS

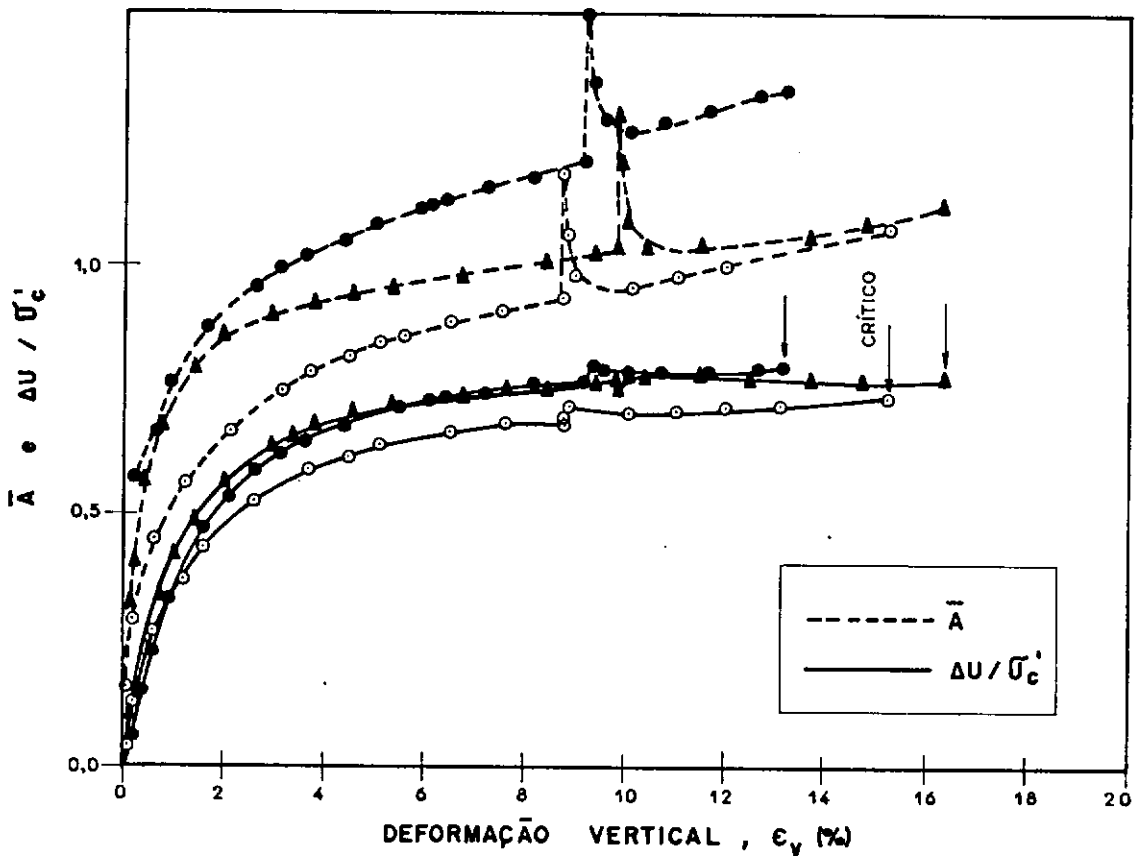
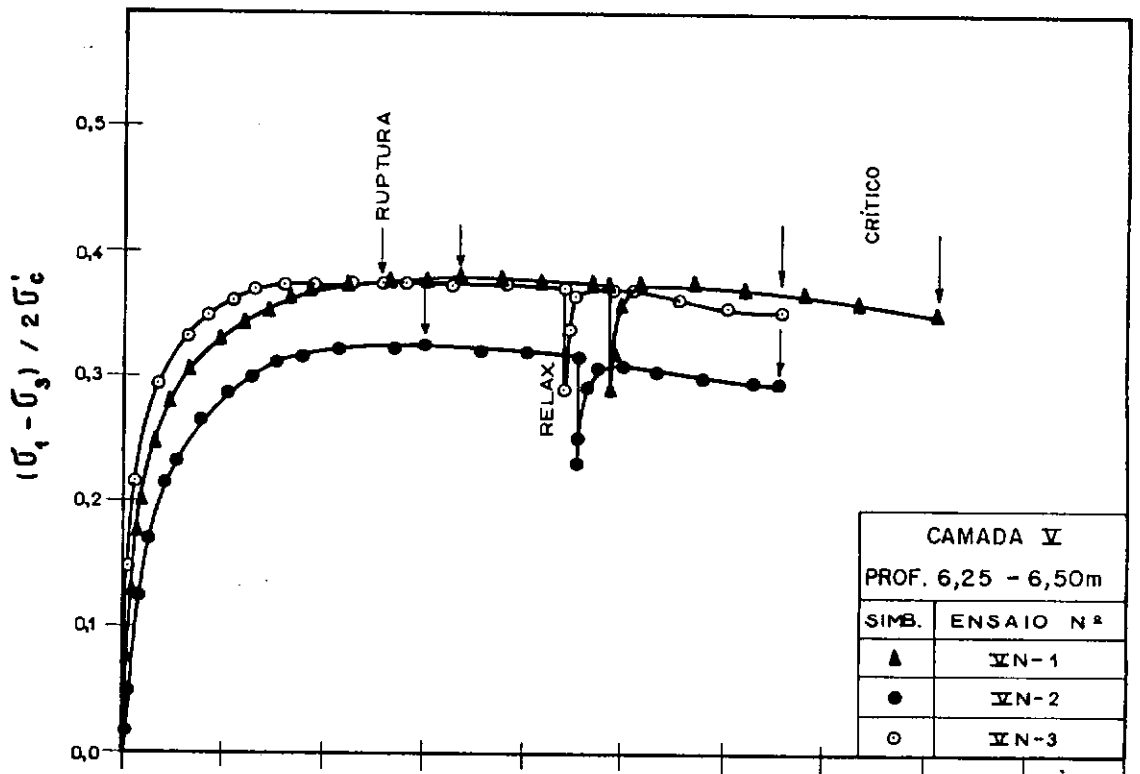


FIG. VI.14 - CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{C}\bar{T}U-C$, AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS

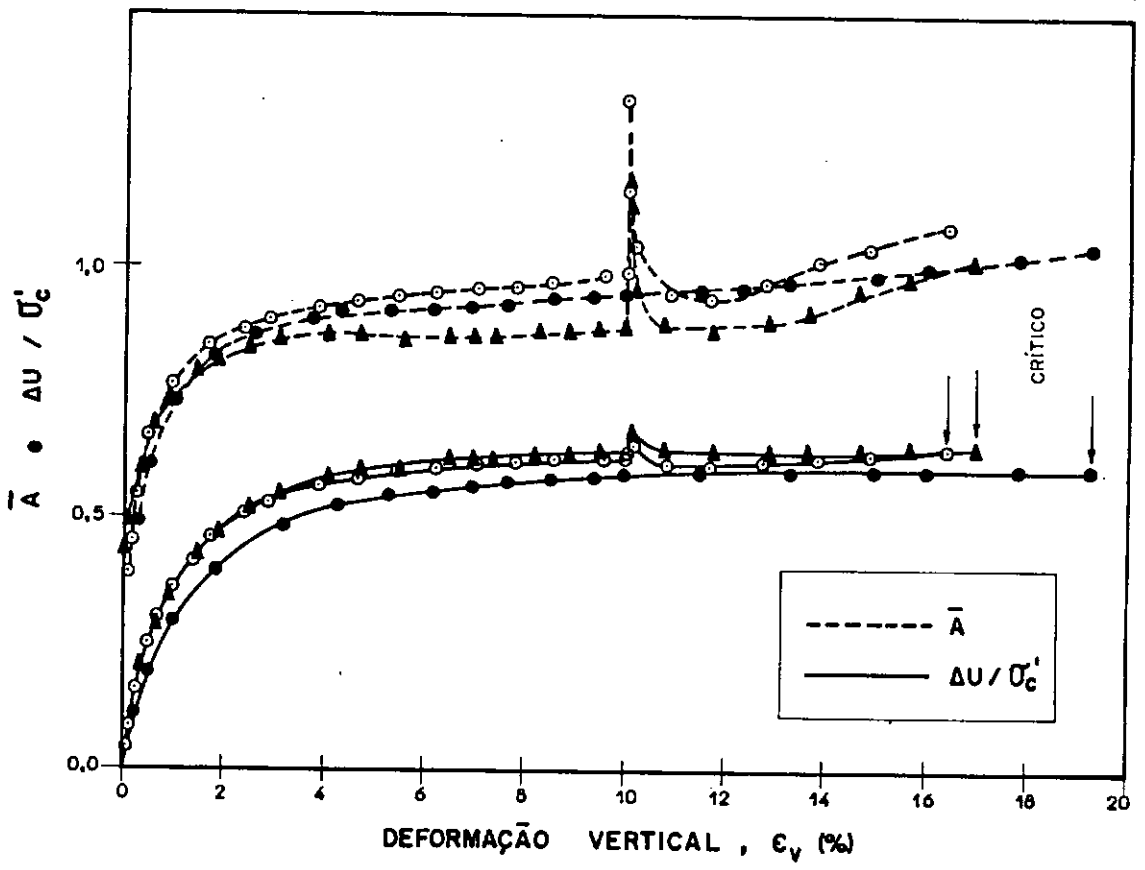
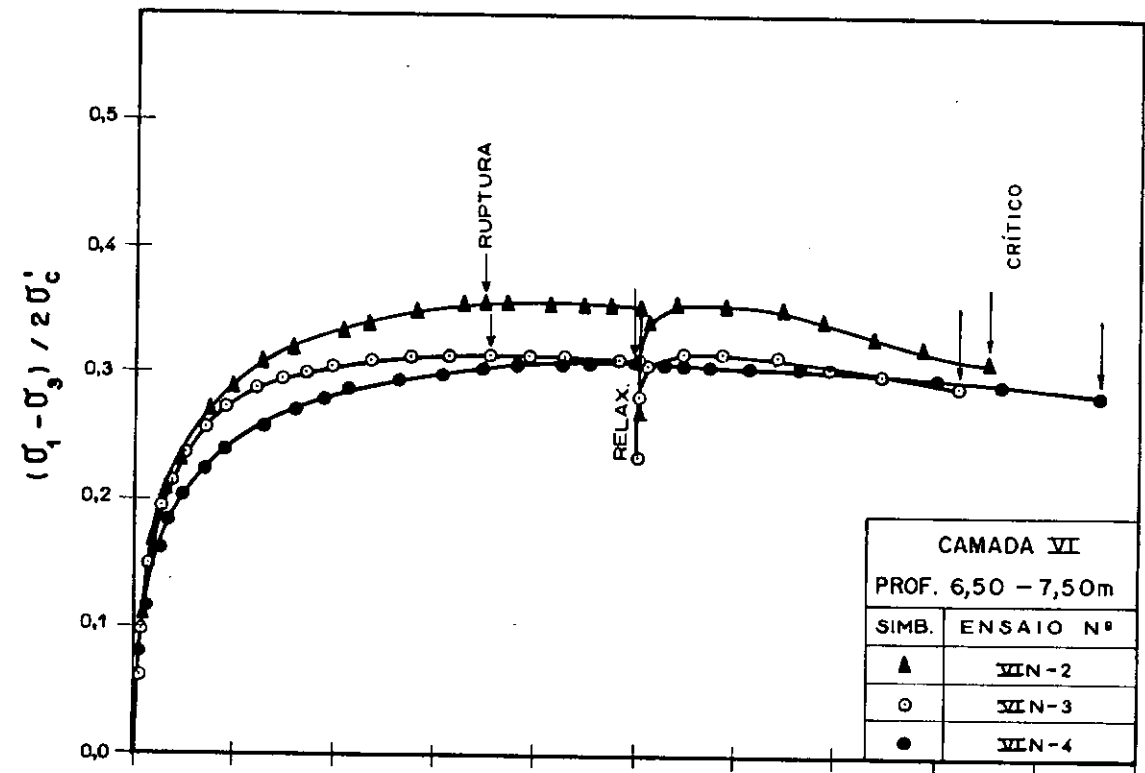


FIG. VI.15 - CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO E PORO-PRESSÃO ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{C}\bar{U}$ -C, AMOSTRAS NORMALMENTE ADENSADAS.

Apêndice B: Obtenção do Módulo Cisalhante

Módulo Cisalhante Variável

As Figuras VI.27-29 de *COUTINHO (86)* mostram a variação da resistência não-drenada (S_u) (Figura VI.27) e do módulo de elasticidade de ensaios não-drenados (E_{u50}) (Figuras VI.28-29) com a pressão de consolidação hidrostática.

Considerando que a faixa de tensões de interesse no modelo Cam-Clay Modificado é até a tensão de escoamento. O trecho pré-adensado dos ensaios é escolhido para a obtenção do módulo cisalhante.

Assim, nas camadas I a IV, traça-se a melhor reta passando pela origem que intercepta os pontos e obtém-se o coeficiente angular.

Considerando que $p' = \sigma'_c$ então para a camada I:

$$\frac{G}{p'} = \frac{1}{3} \frac{E_{u50}}{\sigma'_c} = \frac{106}{3} = 35 \text{ e analogamente para as outras camadas.}$$

A camada VI de *COUTINHO (86)* (camada 5 no presente trabalho) não possui o gráfico E_{u50} versus σ'_c mas o gráfico S_u versus σ'_c .

$$\text{Como: } \frac{S_u}{\sigma'_c} = 0.375 \quad \text{e} \quad G_{20} = 3647 \quad (\text{Tabela } 3.3) \quad \text{e}$$

$$(S_u)_{\text{MÉDIO}} = 12.5 (\text{Figura } 2.2)$$

$$\text{Então: } \frac{G_{20}}{p'} = \frac{S_u}{p'} \frac{G_{20}}{S_u} = \frac{0.375 \times 3647}{12.5} = 109.4$$

Módulo Cisalhante Constante

Através da Figura XII.1.b, observa-se a variação do $(E_{u50})_{\text{MÉDIO}}$ com o nível de tensões. Assim, para o nível de tensão de 20% da tensão de ruptura tem-se $E_{u20} = 2650 \text{ kN/m}^2$ e $E_{u50} = 1320 \text{ kN/m}^2$. Apresentam-se os resultados na Tabela 3.3.

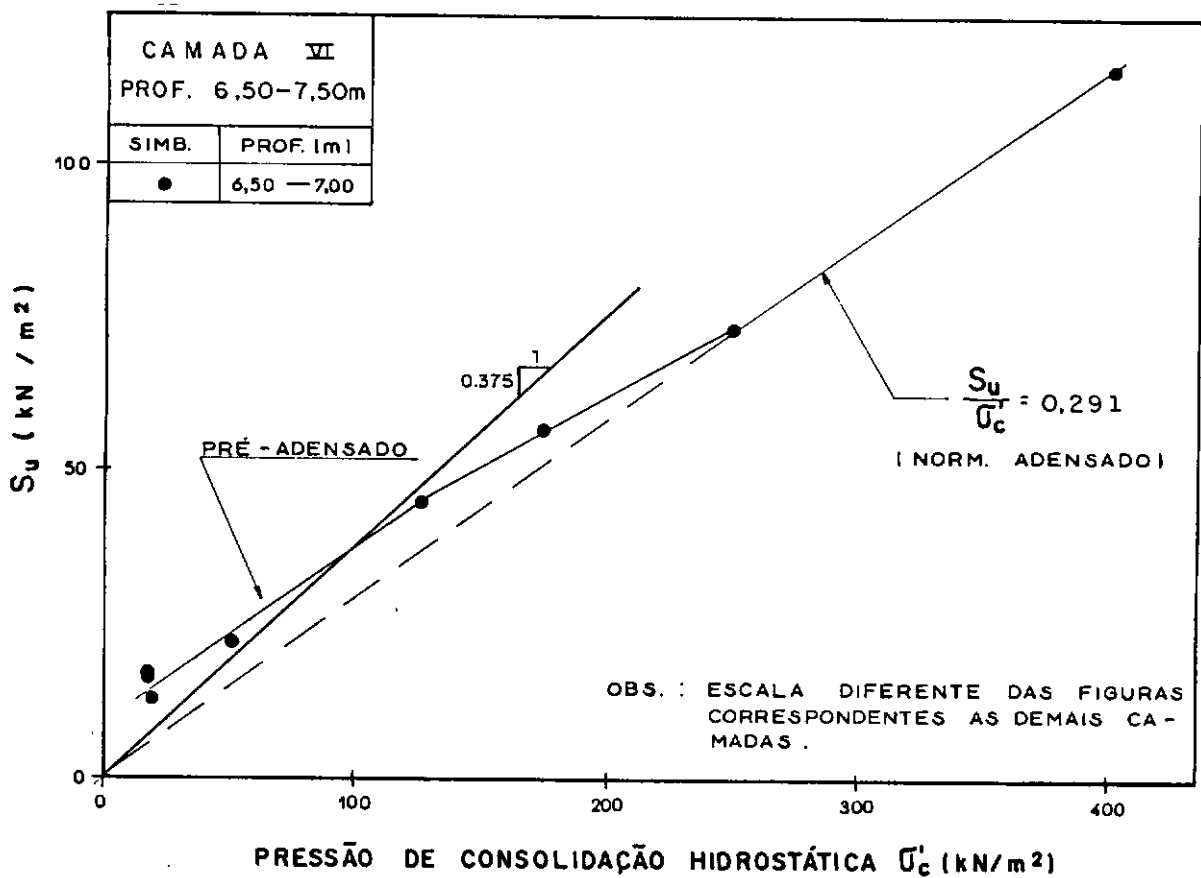
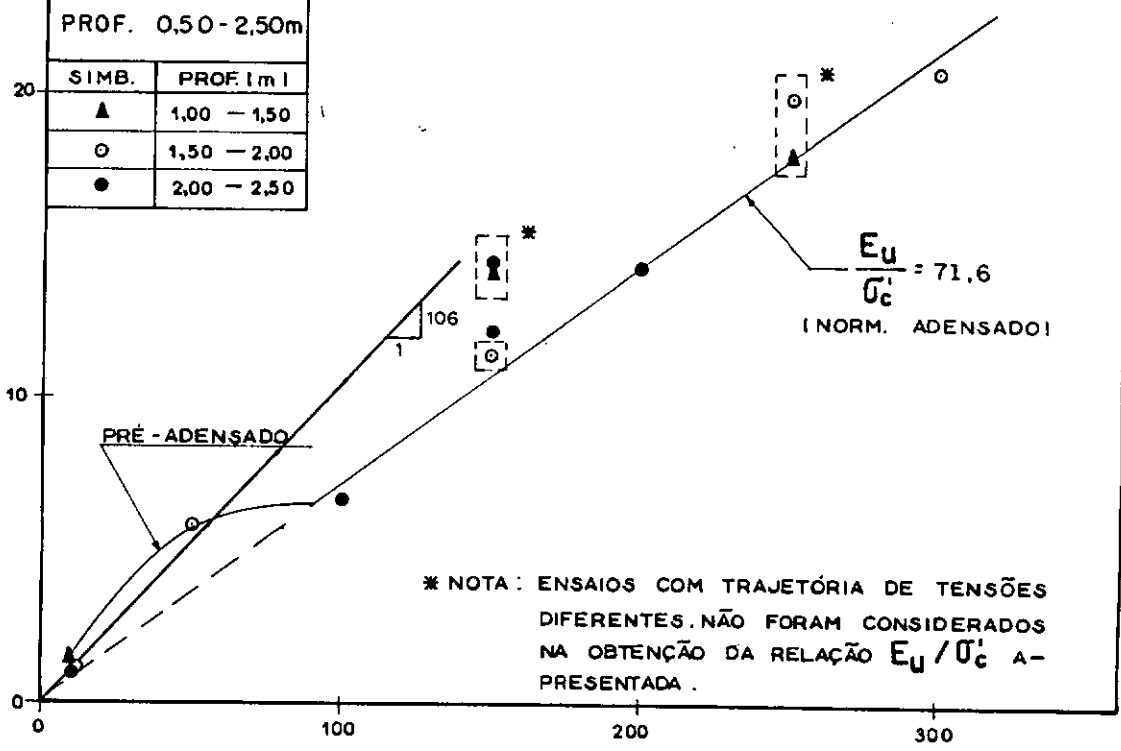


FIG. VI. 27 - RELAÇÃO ENTRE S_u e σ'_c
 ENSAIOS TRIAXIAIS $\overline{CIU} - C$

CAMADA I	
PROF. 0,50-2,50m	
SIMB.	PROF. (m)
▲	1,00 - 1,50
○	1,50 - 2,00
●	2,00 - 2,50

E_U ($\times 10^3$ kN/m²)



CAMADA II	
PROF. 2,50-3,25m	
SIMB.	PROF. (m)
●	2,50 - 3,00
○	3,00 - 3,25

E_U ($\times 10^3$ kN/m²)

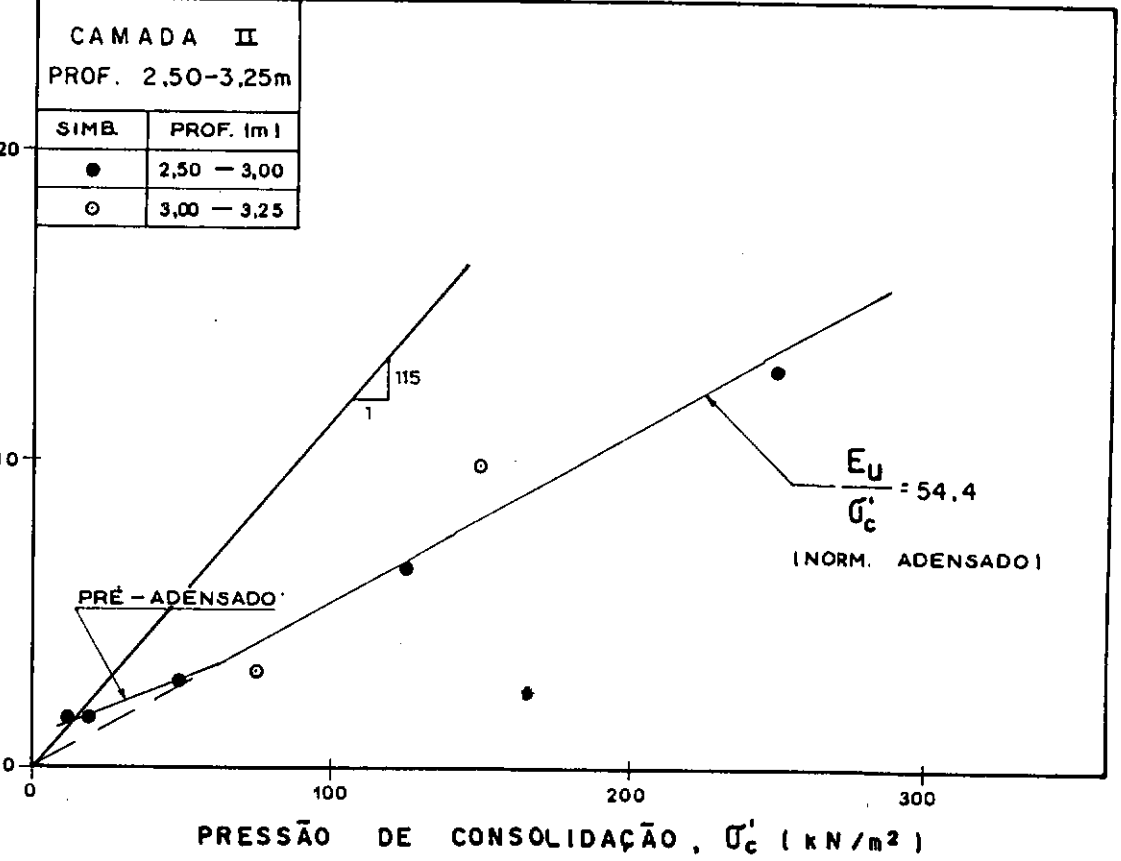
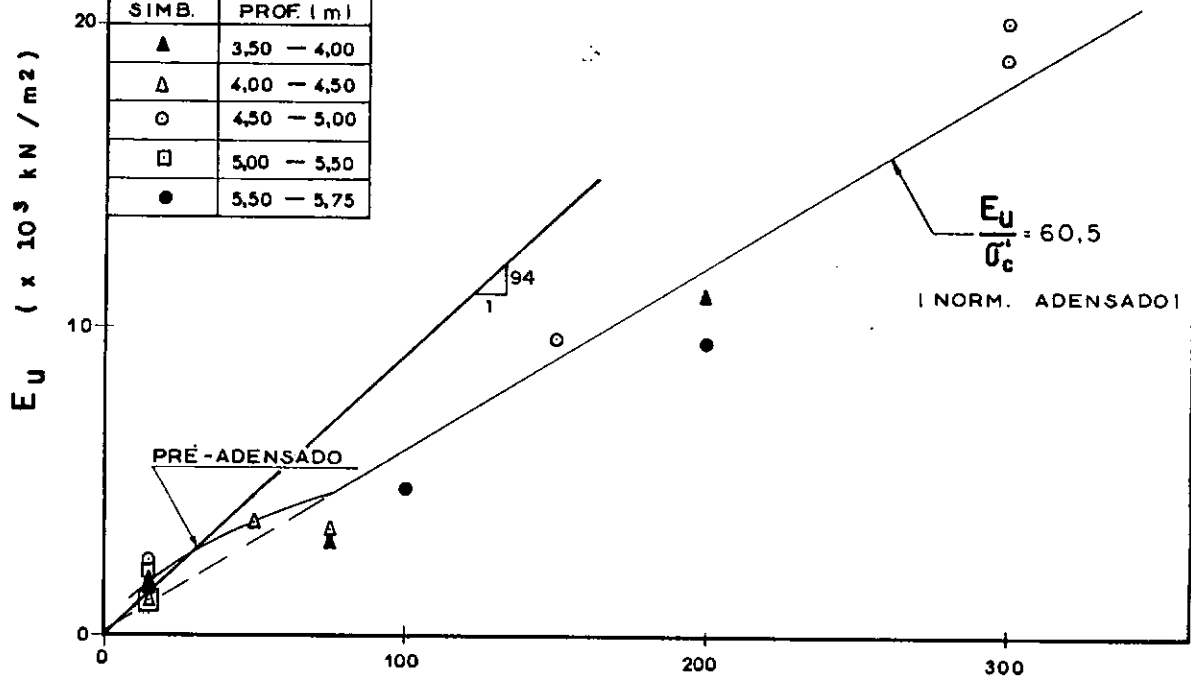


FIG. VI.28 - RELAÇÃO ENTRE E_U e σ'_c
 ENSAIOS TRIAXIAIS $\bar{C}U-C$

CAMADA III
PROF. 3,50 - 5,75m

SIMB.	PROF. (m)
▲	3,50 - 4,00
△	4,00 - 4,50
○	4,50 - 5,00
□	5,00 - 5,50
●	5,50 - 5,75



CAMADA IV
PROF. 5,75 - 6,25m

SIMB.	PROF. (m)
●	5,75 - 6,00
○	6,00 - 6,25

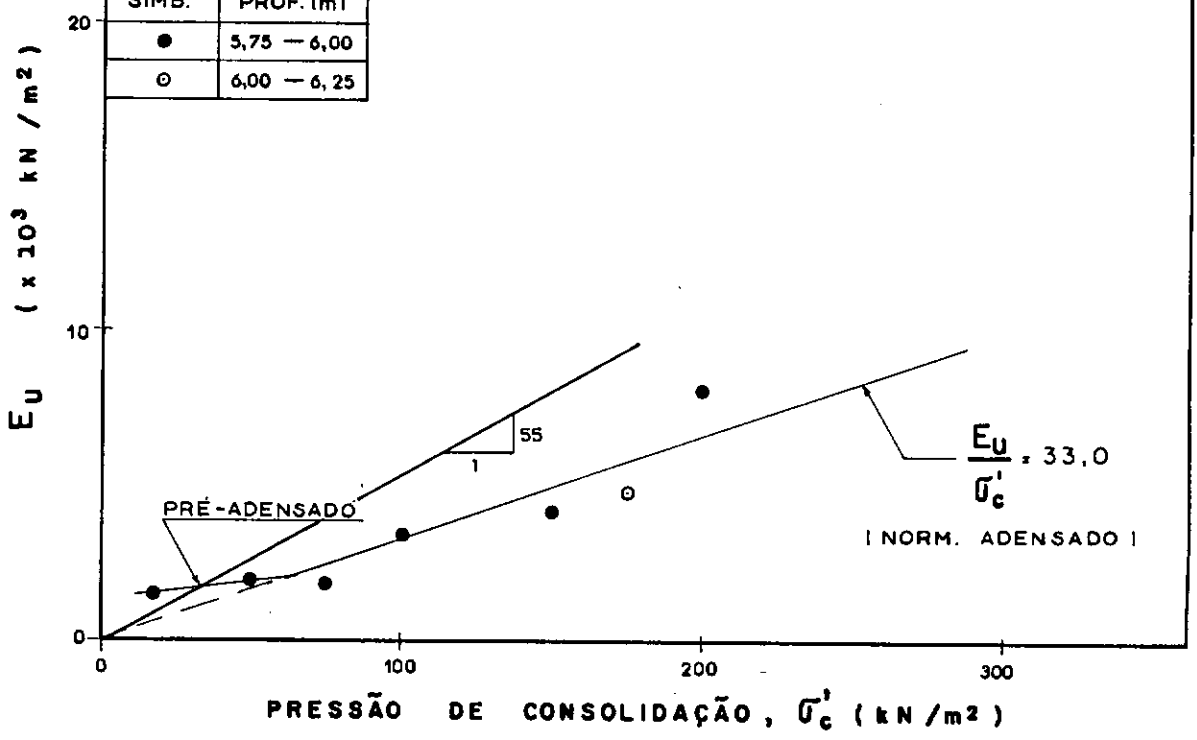
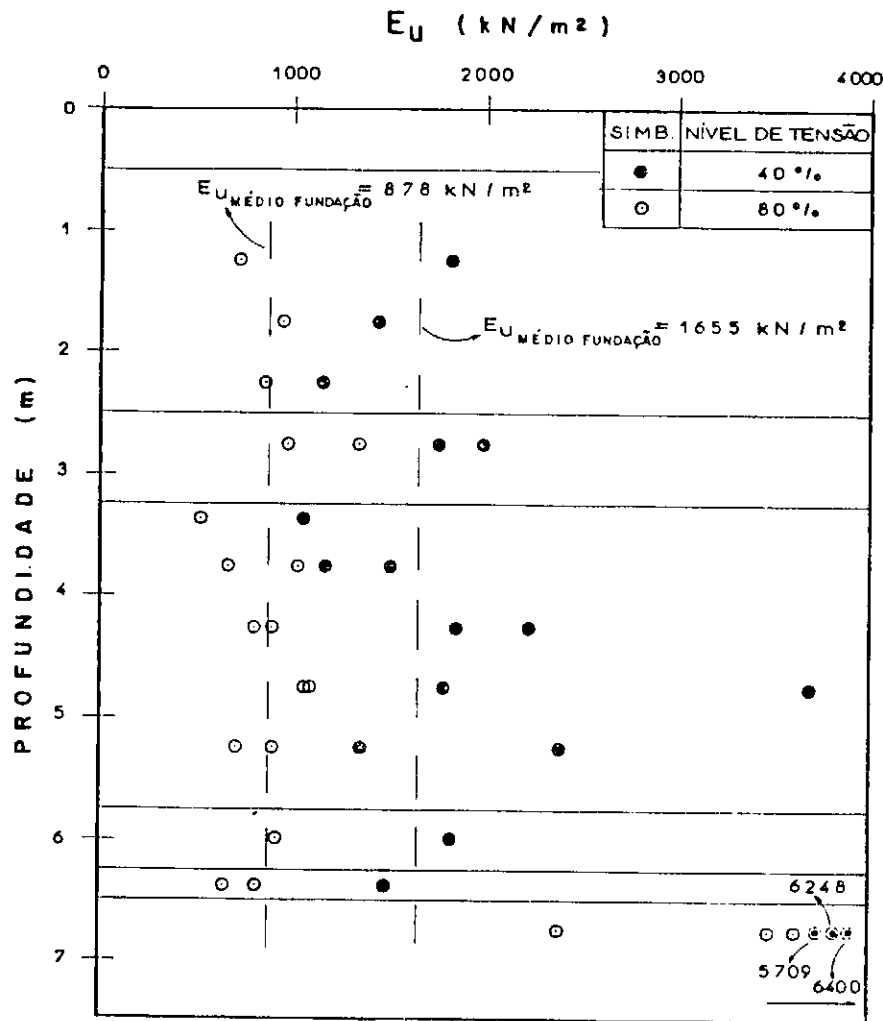
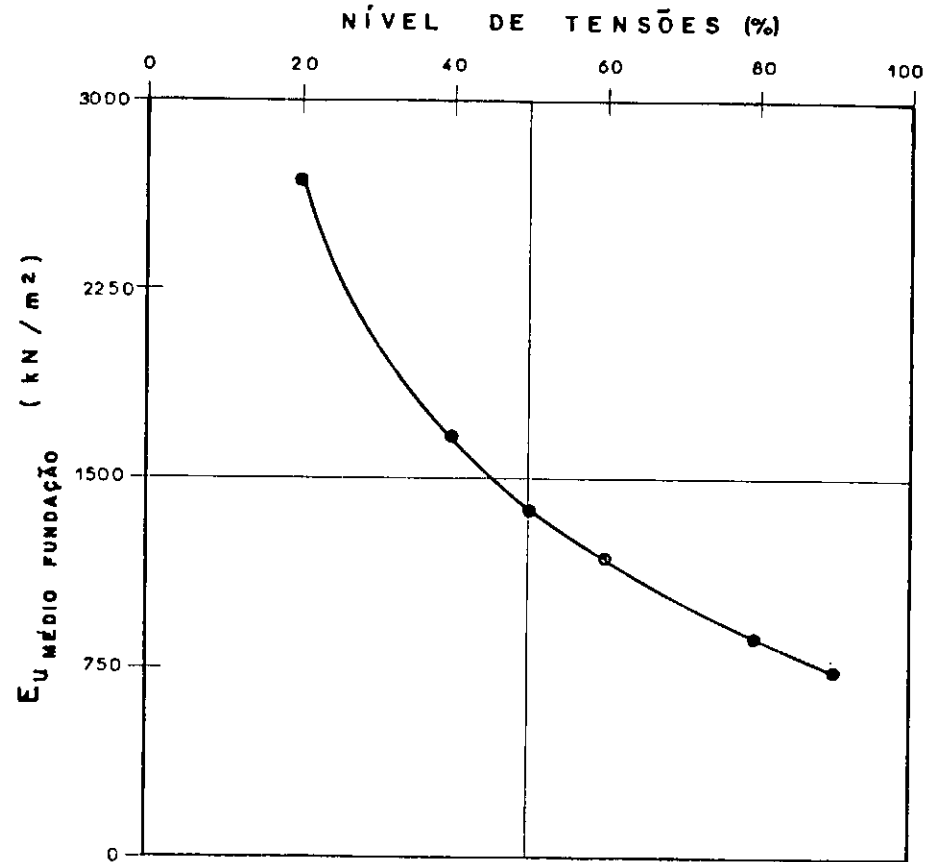


FIG. VI.29 - RELAÇÃO ENTRE E_u e σ'_c ENSAIOS TRIAXIAIS $\overline{CIU-C}$



a) EXEMPLOS DE VARIAÇÃO DE E_U COM A PROFUNDIDADE



b) VARIAÇÃO DE $E_{U \text{ MÉDIO}}$ COM O NÍVEL DE TENSÕES

FIG. XII. 1 — MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO
ENSAIOS TRIAXIAIS CIU-C; $\sigma'_c \sim \sigma'_{oct}$ de campo

Apêndice C: Determinação da Inclinação do Gráfico e versus $\log k_v$

A determinação de C_k para cada camada exige o conhecimento prévio dos coeficientes de permeabilidade vertical e os respectivos índices de vazios. *SWAN (90)*, através da técnica de regressão linear, calculou os valores de C_k para cada camada, conforme mostrado nas Figuras C.1, C.2 e C.3 abaixo:

Equações de regressão:

$$\text{camada 1A : } e=0,115614 \ln(k_v) + 1,89365$$

$$\text{camada 1B : } e=0,356516 \ln(k_v) + 2,56585$$

$$\text{camada 2 : } e=0,629178 \ln(k_v) + 3,78791$$

$$\text{camada 3 : } e=0,470336 \ln(k_v) + 3,3074$$

$$\text{camada 4 : } e=0,985895 \ln(k_v) + 6,39257$$

$$\text{camada 5 : } e=0,081566 \ln(k_v) + 1,08195$$

Através destas equações, calcula-se C_k , por exemplo:

Camada 1A: $C_k = 2,303$ $C_{kn} = 2,303 \times 0,115614 = 0,27$ e analogamente para as outras camadas. Os resultados são apresentados na Tabela 3.5.

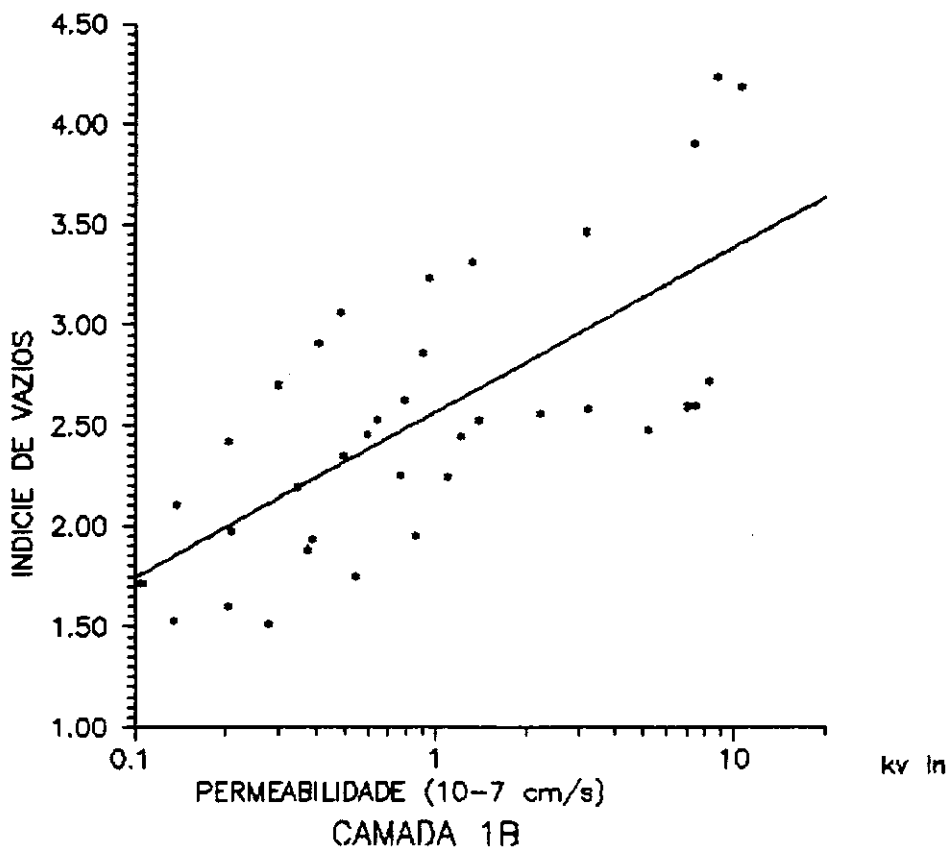
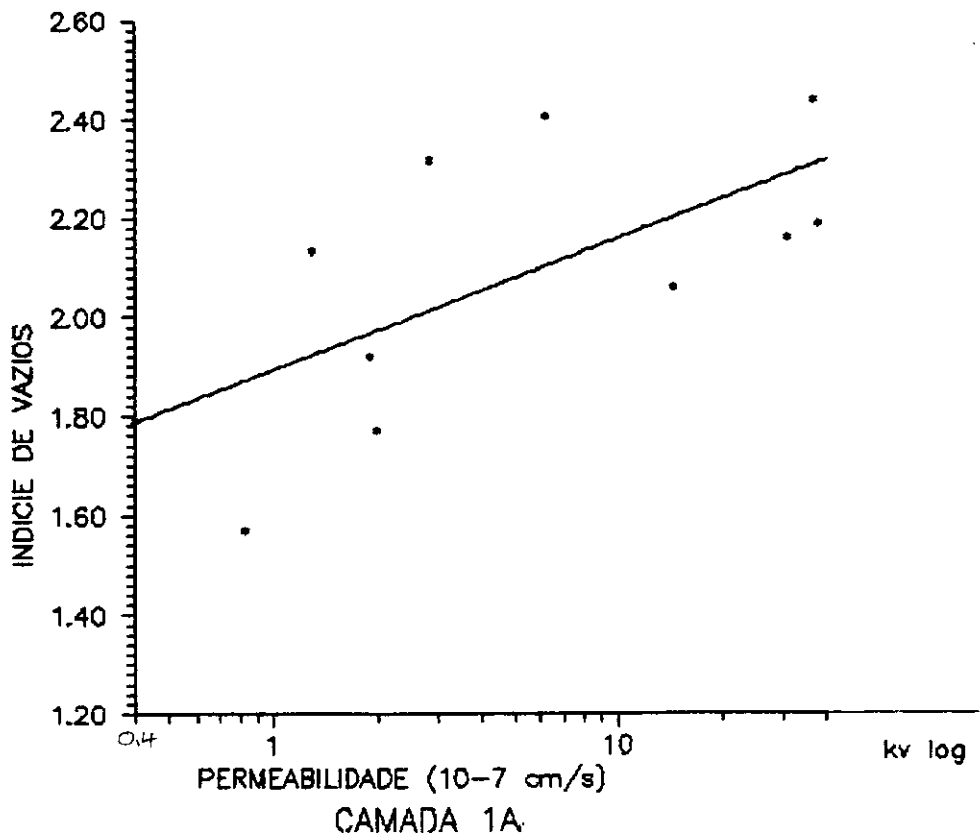


Figura C.1

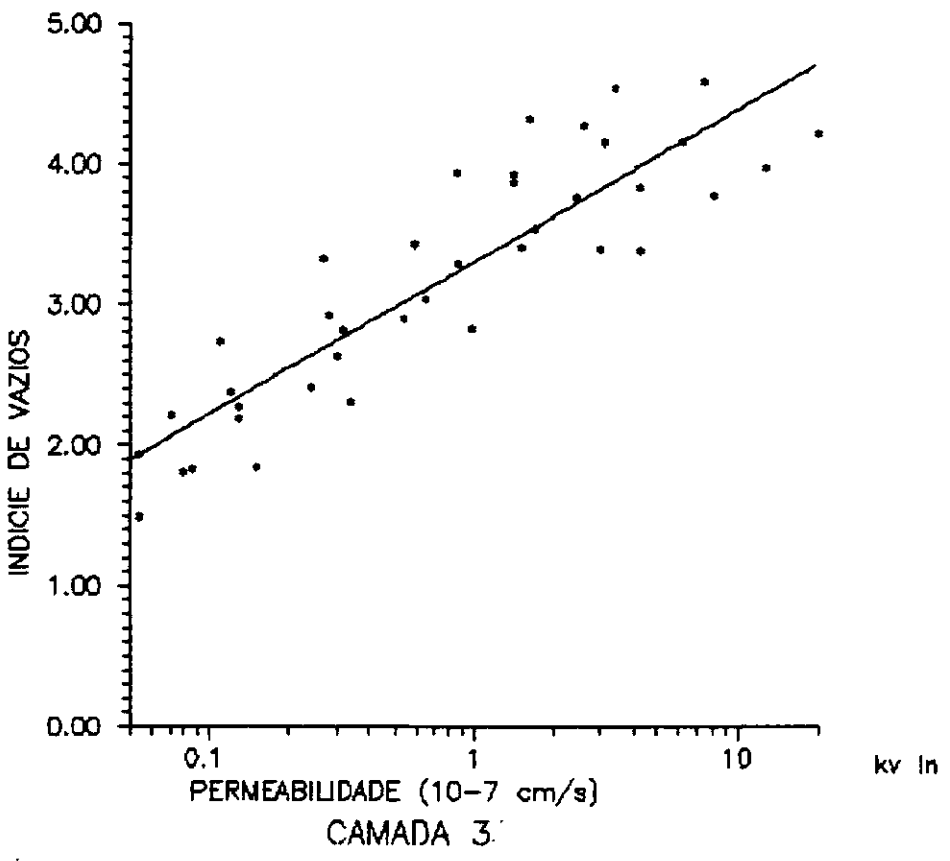
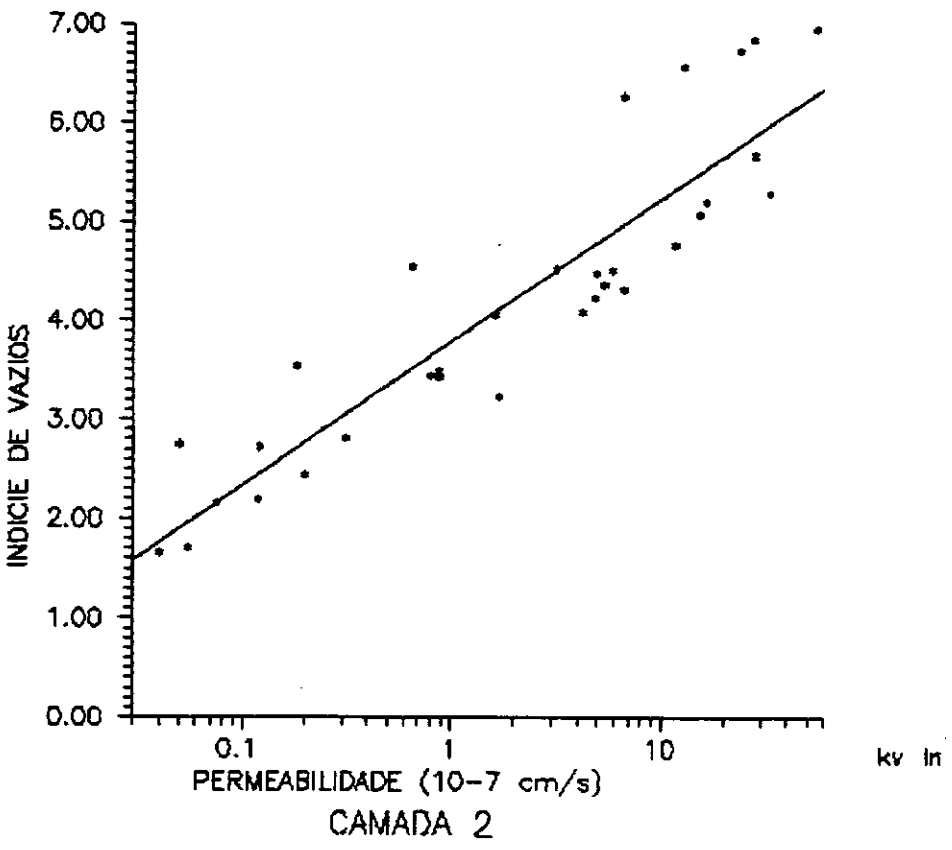


Figura C.2

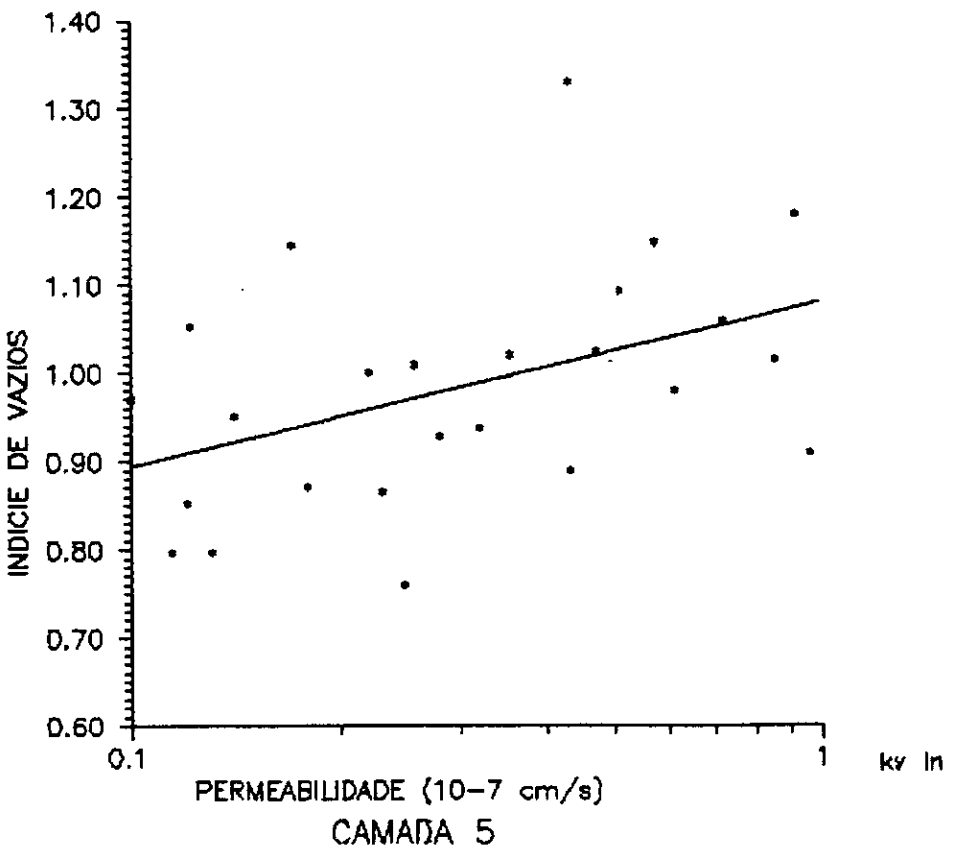
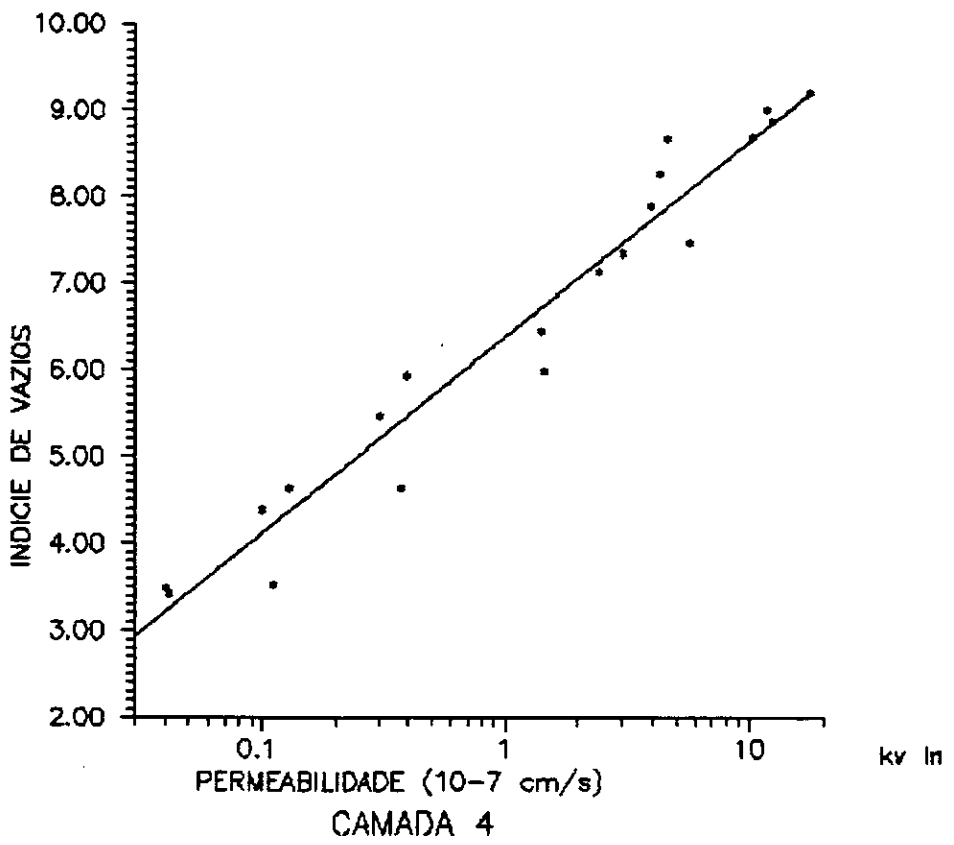


Figura C.3

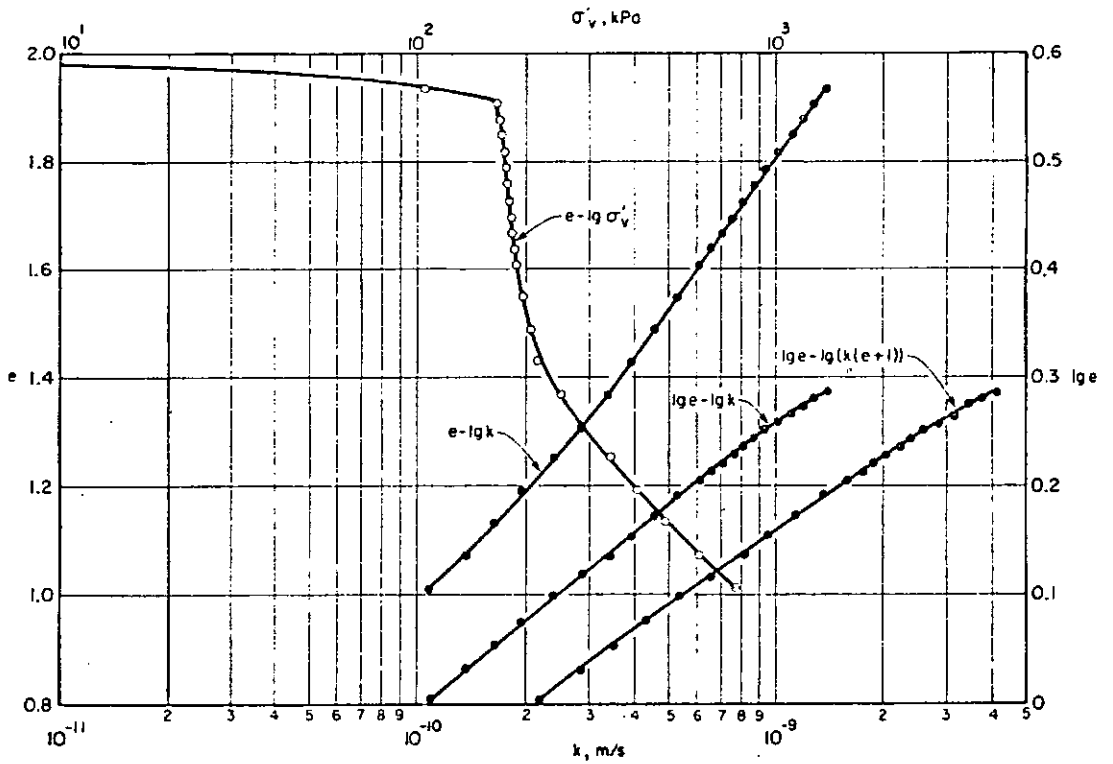


Figura C.4 - Estudo detalhado da relação e-k. Argila de Louiseville Capud TAVENAS e outros, 1983).

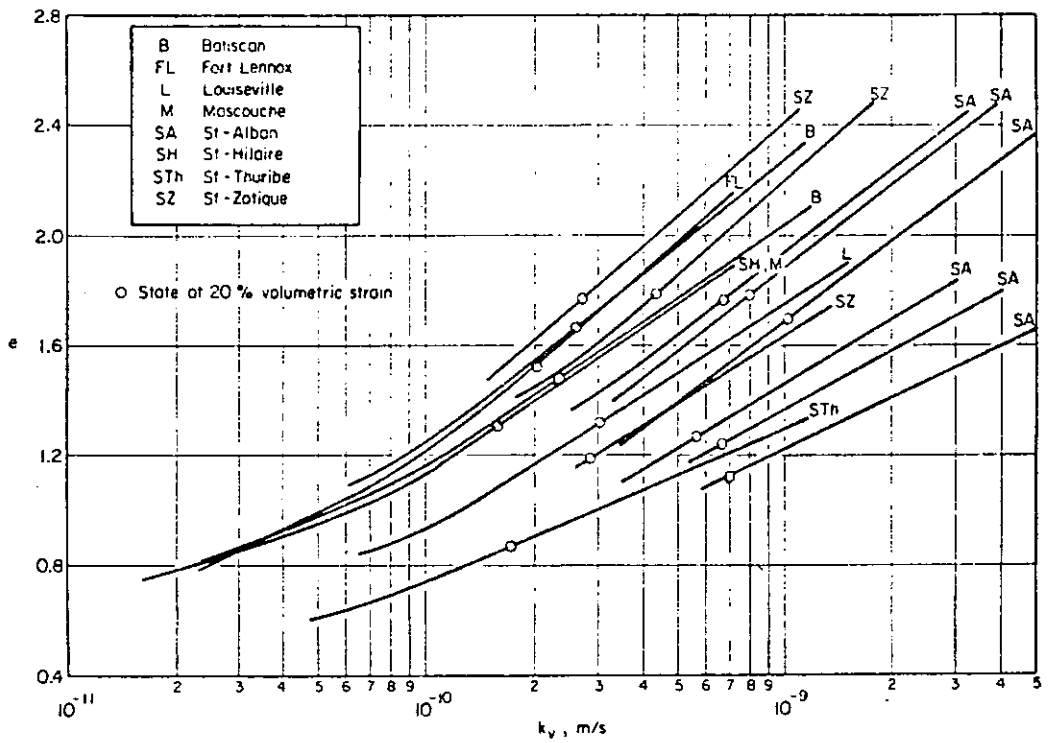


Figura C.5 - Relação e-log(k_v) para argilas do mar de Champlain Capud TAVENAS e outros, 1983).