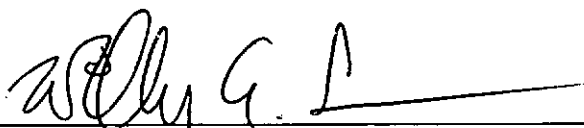


INVESTIGAÇÃO HISTÓRICA E GEOTÉCNICA DO MOVIMENTO DE MASSA DO SOBERBO, RJ.

André de Souza Avelar

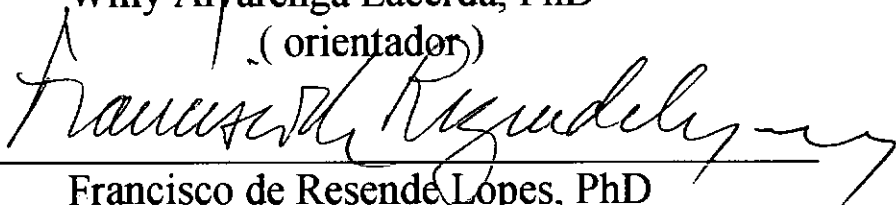
Tese submetida ao corpo docente da Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em Ciências (MSc) em Engenharia Civil.

Aprovada por:

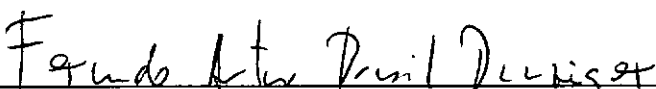


Willy Alyarenga Lacerda, PhD

(orientador)



Francisco de Resende Lopes, PhD



Fernando Artur Brasil Danziger, DSc



Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão, PhD

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

Abril de 1996

AVELAR, ANDRÉ DE SOUZA

Investigação Histórica e Geotécnica do Movimento de Massa
do Soberbo, RJ.

[Rio de Janeiro] 1996

XXV, 122 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1996)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Movimento de massa, ruptura por impacto

I. COPPE/UFRJ

(série)

Dedico esta tese à minha esposa Ana Luiza,
aos meus filhos Guilherme e Tomás e
aos meus pais Ilza e Edson Avelar.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Willy Lacerda pelo incentivo, dedicação e transmissão de sua experiência científica, que contribuíram enormemente para a concretização deste trabalho. Além disso, apesar de minha formação de geólogo, recebeu-me prontamente na Geotecnia da COPPE e sempre esteve bem humorado e solícito durante as etapas mais difíceis, demonstrando sua grande amizade.

Aos integrantes da banca examinadora, Professor Francisco Lopes (COPPE/UFRJ), Professor Fernando Danziger (COPPE/UFRJ) e Professor Alberto Sayão (PUC-RJ), pela atenção e sugestões oferecidas para melhoria da tese.

À minha esposa, e também cientista, Ana L. Coelho Netto pelo apoio, contribuições e companheirismo durante todo o tempo do mestrado, principalmente nas fases de maior concentração onde encontrei sempre sua ajuda.

Aos Engenheiros do Laboratório de Geotecnia, Sérgio Iório, Antônio Jorge Dellê Viana e Ricardo Gil Domingues pela grande colaboração em todas as árduas etapas dos ensaios, aliada a agradável convivência e amizade.

Ao Doutorando e Professor da UFRN Olavo F. dos Santos Jr pela ajuda e proficuas discussões durante os ensaios de laboratório.

Aos demais Professores da área de Geotecnia da COPPE pelos ensinamentos prestados, que elevaram significativamente minha formação profissional. Especialmente aos Professores Sandro Sandroni, Maurício Ehrlich, Márcio Almeida, Paulo Santamaria, Ian Martins, Dirceu Velloso, Laura Motta, Jaques Medina e Francisco Casanova.

Aos demais integrantes do Laboratório de Geotecnia, Hélcio, Álvaro, Carlinhos, Bororó, Glória, Rosângela, Eduardo, Max, França, Ana, Mauro, Demetre e Russo (*in memorium*) pelas diversas ajudas do dia a dia.

Aos meus colegas de mestrado, Cláudia Barbosa, Denise Borda, Estér, Valdir, Alexandre, Flávia, Vanjo, Néilson, Luís Carlos, Fátima, Márcia e Francisca pela troca de apoio e convívio e aos colegas da fase de créditos que muito me ajudaram, Carlos Martins, Wanderson, Paulo Casado, Emanuel Danilo e Cristiane.

Aos meus colegas das geociências, integrantes do Laboratório de Geo-Hidroecologia (GEOHECO/UFRJ), Professores Evaristo Castro Jr. (UFRJ), Reiner Rosas (UFF), André Zaú (UFRJ) e Rogério Oliveira (PUC), assim como a Marcelo Dantas, Luís Guilherme, Ana Valéria, Carla Silveira, Vladmir, Ricardo, Otávio, Marcelo, Nina, Manoel, Fátima, Eduardo e Flávio pelo convívio e debates geomorfológicos.

Aos laboratoristas Wilson e Demo pelo auxílio na trabalhosa coleta de amostras indeformadas em campo e aos técnicos administrativos do GEOHECO/UFRJ, Mônica, Léo e Fernando

Ao geólogo Cláudio Amaral (Geo-Rio) pelo cessão das fotografias aéreas.

À Engenheira Maria do Carmo pelos dois artigos referentes a tratamento teórico de choques em solos.

Às secretárias do Programa de Engenharia Civil da COPPE, Elisabeth e Rita.

Ao CNPq pela concessão da bolsa de mestrado durante dois anos e meio.

RESUMO

O presente trabalho de tese enfoca as causas da iniciação do movimento de massa da encosta do Soberbo (RJ). A ruptura inicial ocorreu na média encosta em janeiro de 1966 e deslocou-se na forma de um fluxo de detritos, que arrastou enorme quantidade de solo com blocos de rocha, provocando destruição da estrada de Furnas, uma fábrica de papéis e inúmeros outros prejuízos. Posteriormente, em fevereiro de 1988, houve nova ativação causando novos prejuízos.

Segundo relatos da literatura, a ruptura inicial foi devida ao impacto da queda de um bloco de rocha no solo saturado, em um ponto logo abaixo da estrada do Soberbo. Objetivando confirmar esta informação foram levantadas as condições ambientais da encosta do Soberbo, antes e após o movimento de massa inicial, e foram realizados ensaios de choque não-drenado em um colúvio e no saprolito existentes nesta encosta.

O levantamento histórico deste movimento de massa foi realizado através das descrições extraídas da literatura e de interpretações de fotografias aéreas tiradas em 1954 e 1967. As fotos de 1954 mostraram principalmente a ocorrência de blocos de rocha propícios à queda, enquanto as de 1967 apresentaram com clareza o local de iniciação da ruptura.

Os ensaios de choque permitiram avaliar que as rupturas nos solos da encosta do Soberbo ocorrem com níveis de carregamentos bem menores que o carregamento estático necessário para a ruptura. Também permitiram a obtenção de parâmetros de ruptura associados ao choque.

Uma análise final relacionando a queda de um bloco identificado nas fotos aéreas e os parâmetros de rupturas ao choque, levou à conclusão de que realmente é geotecnicamente possível que a iniciação do movimento de massa do Soberbo tenha sido causada por impacto da queda deste bloco.

ABSTRACT

This thesis refers to the causes of the Soberbo mass movement initiation in Rio de Janeiro, Brazil. The initial failure occurred at the middle slope in January of 1966 and runned out like a debris flow, dragging large volumes of soil rich in rock blocks causing damage to Furnas road, a paper factory and many others losses. In February of 1988 there was a new event reactivating erosion and causing new damages.

According to the literature, the initial failure was caused by the impact of a rock block against the saturated soil at a point downslope Soberbo road. To confirm that information have been investigated the environmental conditions on Soberbo slope, before and after the initial mass movement. Undrained shock tests in a colluvium and saprolite occurring in the Soberbo slope were also carried out.

The history of the Soberbo mass movement has been reconstructed with data found in the literature and from aerial photographs interpretation taked in 1954 and 1967. The 1954's photos show mainly the occurrence of rock blocks in dropped position and the 1967's indicate the initial point of slope failure.

The shock tests results show that the failure of the Soberbo's soils happen with lower loads comparing to the static failure loads applied in triaxial tests. These tests also provided shock failure parameters.

A final analysis of a rock block ready to drop (identified at 1954's photos) and the shock failure parameters led to the conclusion that it is geotechnically possible that the initiation of the Soberbo mass movement was caused by the impact of this rock block.

ÍNDICE

	Página
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	1
I.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
I.2 - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO	2
I.3 - HISTÓRICO DO MOVIMENTO DE MASSA DO SOBERBO	4
I.3.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	4
I.3.2 - DESCRIÇÃO DA INICIAÇÃO DO MOVIMENTO DE MASSA DO SOBERBO EM 1966	5
I.3.3 - CONSEQUÊNCIAS DO MOVIMENTO DE MASSA DE 1966	9
I.3.4 - DESCRIÇÃO DO AVANÇO DO MOVIMENTO DE MASSA APÓS 1966	9
I.3.5 - ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DA ENCOSTA DO SOBERBO	10
I.3.6 - CARACTERÍSTICAS DAS CHUVAS	12
I.4 - QUESTÕES E OBJETIVOS	13
I.4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	13
I.4.2 - QUESTÕES	13
I.4.3 - OBJETIVOS	14
I.4.4 - ETAPAS DE TRABALHO	14
CAPÍTULO II - MOVIMENTOS DE MASSA GERADOS POR IMPACTO	16
II.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	16
II.2 - MECANISMO DE GERAÇÃO DE MOVIMENTOS DE MASSA POR IMPACTO	17
II.3 - COMPORTAMENTO DOS SOLOS FRENTE A CHOQUES	22
II.4 - PERSPECTIVAS PARA A MODELAGEM EXPERIMENTAL DE CHOQUE PARA AS CONDIÇÕES DO SOBERBO	28
CAPÍTULO III - TÉCNICAS DE FOTOINTERPRETAÇÃO, AMOSTRAGEM DE CAMPO E METODOLOGIA DOS ENSAIOS	29
III.1 - INTRODUÇÃO	29
III.2 - INTERPRETAÇÃO DE FOTOGRAFIAS AÉREAS	30
III.2.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	30
III.2.2 - QUALIDADE DAS FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1954	31
III.2.3 - QUALIDADE DAS FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1966	31
III.3 - COLETA DE AMOSTRAS EM CAMPO	32

III.3.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	32
III.3.2 - LOCALIZAÇÃO DAS AMOSTRAS	32
III.3.3 - TÉCNICA DE EXTRAÇÃO DOS BLOCOS	34
III.3.4- AMOSTRAS DEFORMADAS	34
III.4 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	35
III.4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	35
III.4.2 - PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS	35
III.5 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL	
CONVENCIONAL	35
III.5.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	35
III.5.2 - PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS	36
III.5.3 - MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	37
III.6 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM TAXA DE DEFORMAÇÃO	
CONSTANTE (CRS)	37
III.6.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	37
III.6.2 - PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS	38
III.6.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO	38
III.6.4 - VELOCIDADE DOS ENSAIOS	40
III.6.5 - AQUISIÇÃO DOS DADOS	41
III.7 - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-DRENADOS	42
III.7.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	42
III.7.2 - PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS	42
III.7.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO	43
III.7.4 - MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	43
III.7.4.1 - CORPOS DE PROVA DOS SOLOS DO SOBERBO	43
III.7.4.2 - CORPOS DE PROVA DA AREIA DE SÃO FRANCISCO	44
III.7.5 - MONTAGEM DA CÉLULA TRAXIAL	48
III.7.6 - SATURAÇÃO DO CORPO DE PROVA	49
III.7.7 - ADENSAMENTO ISOTRÓPICO DOS CORPOS DE PROVA	50
III.7.8 - CISALHAMENTO	51
III.7 - ENSAIOS DE CHOQUE NÃO-DRENADO	53
III.8.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	53
III.8.2 - PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS	53

III.8.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO	55
III.8.4 - MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	58
III.8.5 - SATURAÇÃO DO CORPO DE PROVA	58
III.8.6 - ADENSAMENTO ISOTRÓPICO DOS CORPOS DE PROVA	58
III.8.7 - CHOQUE	58
CAPÍTULO IV - RESULTADOS	61
IV.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	61
IV.2 - INTERPRETAÇÃO DAS FOTOGRAFIAS AÉREAS	61
IV.2.1 - FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1954	61
IV.2.2 - FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1967	64
IV.3 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	66
IV.4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL CONVENCIONAL	68
IV.5 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM TAXA DE DEFORMAÇÃO CONSTANTE (CRS)	70
IV.5.1 - ANÁLISE DAS CURVAS DE DEFORMAÇÃO	73
IV.5.2 - ANÁLISE DAS CURVAS DE PORO-PRESSÃO	75
IV.5.3 - MENSURAÇÕES DE K_0	77
IV.6 - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-DRENADOS	78
IV.6.1 - ANÁLISE DOS SOLOS DO SOBERBO	78
IV.6.1.1 - ANÁLISE DO COLÚVIO 1	79
IV.6.1.2 - ANÁLISE DO SAPROLITO	80
IV.6.1.3 - ANÁLISE DO COLÚVIO 2	82
IV.6.2 - ANÁLISE DA AREIA DE SÃO FRANCISCO	85
CAPÍTULO V - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CHOQUE NÃO-DRENADO	87
V.1 - ANÁLISE DA AREIA DE SÃO FRANCISCO	87
V.2 - ANÁLISE DOS SOLOS DO SOBERBO	91
V.2.1 - ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CHOQUE NO SAPROLITO	92
V.2.2 - ANÁLISE DO ENSAIO DE CHOQUE F NO SAPROLITO	97
V.2.3 - ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CHOQUE NO COLÚVIO 2	101
V.2.4 - ANÁLISE DO ENSAIO DE CHOQUE L NO COLÚVIO 2	107

V.3 - MODELAGEM DE CHOQUE PARA AS CONDIÇÕES DA ENCOSTA DO SOBERBO	111
CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	115
VI.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS	115
VI.2 - CONCLUSÕES	116
VI.3 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	117
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118

RELAÇÃO DE FIGURAS

	Página
Figura I.1 - Mapa de localização da encosta do Soberbo	3
Figura I.2 - Contorno do movimento de massa do Soberbo, mostrando as diversas regiões instrumentadas (extraído de Pedrosa <i>et al.</i> 1988)	7
Figura I.3 - Topografia de detalhe da encosta do Soberbo, mostrando o posicionamento da instrumentação (extraído de Schilling, 1993)	8
Figura II.1 - Mecanismo de iniciação de um fluxo detrítico produzido por impacto (extraído de Sassa, 1985)	18
Figura II.2 - Modelo geotécnico de iniciação de fluxos detríticos gerados por impacto (extraído de Bovis & Dagg, 1992)	20
Figura II.3 - Desenho do equipamento para ensaios de choque produzido por carregamento de pêndulo, construído por Casagrande & Shannon (1949)	23
Figura II.4 - Gráficos comparativos entre carregamentos estáticos e dinâmicos realizados na areia de Manchester (A) e no folhelho Cucaracha (B), através de ensaios triaxiais, com respectivas tensões confinantes de 0,3 e 6,0 kgf/cm ² (extraído de Casagrande & Shannon, 1949)	24
Figura II.5 - Equipamento para execução de ensaios de choque desenvolvido por Nishida (1967)	25
Figura II.6 - Trajetória de tensões típicas para cisalhamento de areias. A reta (A) representa a envoltória de ruptura para areias fofas e a (b) para areias compactas. As trajetórias A e B representam areias fofas e compactas em ensaios drenados, enquanto que as trajetórias C e D representam respectivamente estes estados em ensaios não-drenados.	26
Figura II.7 - Liquefação de areias observada em ensaios triaxiais. A areia ensaiada por Castro teve índices de vazios de 0,75 e densidade relativa de 27 %, enquanto que a areia ensaiada por Sassa & Kaibori teve 0,98 e 0,3 % respectivamente (extraído de Sassa, 1985)	27
Figura II.8 - Resultados de ensaios triaxiais executados em solos de depósitos de encosta (Sassa, 1985)	28
Figura III.1 - Topografia de detalhe da cabeceira do movimento de massa do Soberbo, mostrando os pontos de coleta de amostras (extraído de Silveira, 1993)	33
Figura IV.1 - Interpretação das fotografias aéreas de 1954	62
Figura IV.2 - Interpretação das fotografias aéreas de 1967	65
Figura IV.3 - Distribuição granulométrica dos solos do Soberbo	67
Figura IV.4 - Curvas de adensamento dos colúvios do Soberbo	68

Figura IV.5 - Curvas de adensamento do saprolito do Soberbo	69
Figura IV.6 - Curvas de recalque das amostras de solo do Soberbo	70
Figura IV.7 - Curvas de adensamento do colúvio 1	71
Figura IV.8 - Curvas de adensamento do saprolito	71
Figura IV.9 - Curvas de adensamento do colúvio 2	72
Figura IV.10 - Curvas normalizadas de adensamento para o colúvio 1	73
Figura IV.11 - Curvas normalizadas de adensamento para o saprolito	74
Figura IV.12 - Curvas normalizadas de adensamento para o colúvio 2	74
Figura IV.13 - Curvas de poro-pressão na base da amostra para o colúvio 1	75
Figura IV.14 - Curvas de poro-pressão na base da amostra para o saprolito	76
Figura IV.15 - Curvas de poro-pressão na base da amostra para o colúvio 2	76
Figura IV.16 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento do colúvio 1, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU)	80
Figura IV.17 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento do saprolito, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU)	82
Figura IV.18 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento do colúvio 2, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU)	84
Figura IV.19 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento da areia de São Francisco no estado fofo, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU), com tensão confinante de 25 kPa	85
Figura V.1 - Deslocamento axial das amostras de areia nos ensaios de choque	88
Figura V.2 - Deformação axial das amostras de areia nos ensaios de choque	88
Figura V.3 - Variação da poro-pressão das amostras de areia nos ensaios de choque	89
Figura V.4 - Variação da velocidade vertical nos ensaios de choque em areia	90
Figura V.5 - Atuação da energia cinética nas amostras de areia nos ensaios de choque	91
Figura V.6 - Deslocamento axial das amostras do saprolito nos ensaios de choque	93
Figura V.7 - Deformação axial das amostras do saprolito nos ensaios de choque	94
Figura V.8 - Curvas de variação de poro-pressão das amostras do saprolito	95

Figura V.9 - Curvas de variação de poro-pressão e respectivas curvas de variação da tensão horizontal (ou confinante, em linhas finas) de alguns ensaios no saprolito	96
Figura V.10 - Variação da velocidade vertical nos ensaios de choque no saprolito do Soberbo	96
Figura V.11 - Atuação da energia cinética nas amostras de saprolito	97
Figura V.12 - Variação da da força aplicada à amostra durante o ensaio de choque	98
Figura V.13 - Detalhe da variação da da força aplicada à amostra para tempos de ensaio de choque entre 0,5 e 1,5 s.	99
Figura V.14 - Detalhe da variação das tensões e poro-pressões para o saprolito, para tempos de ensaio de choque entre 0,5 e 1,5 s.	100
Figura V.15 - Diagrama P'-Q para o ensaio de choque no saprolito.	101
Figura V.16 - Deslocamento axial das amostras do colúvio 2 nos ensaios de choque	103
Figura V.17 - Deformação axial das amostras do colúvio 2 nos ensaios de choque	104
Figura V.18 - Variação de poro-pressões do colúvio 2 nos ensaios de choque	105
Figura V.19 - Variação da velocidade vertical nos ensaios de choque no colúvio 2	106
Figura V.20 - Variação da energia das amostras do colúvio 2 nos ensaios de choque	107
Figura V.21 - Variação da da força aplicada à amostra do colúvio 2 durante o ensaio de choque L.	108
Figura V.22 - Curva detalhada da variação da da força aplicada à amostra de colúvio 2 durante o primeiro segundo do ensaios de choque L	109
Figura V.23 - Detalhe da variação das tensões e poro-pressões para o colúvio 2 nos tempos de ensaio de choque entre 0 e 1 s.	110
Figura V.24 - Diagrama P'-Q para o ensaio de choque no colúvio 2	111
Figura V.25 - Variação da deformação vertical do solo frente a carregamentos dinâmicos e estáticos. A deformação no carregamento dinâmico é nitidamente mais pronunciada na direção vertical (extraído de Hansbo, 1978)	113

RELAÇÃO DE TABELAS

	Página
Tabela III.1 - Velocidade para execução de ensaios CRS em função do limite de liquidez do solo, segundo ASTM (<i>in</i> Almeida, 1988)	41
Tabela III.2 - Calibrações para determinação das condições iniciais dos corpos de prova de areia, realizadas através do pluvionamento seco.	46
Tabela IV.1 - Síntese dos resultados da caracterização dos solos do Soberbo	67
Tabela IV.2 - Resultado da análise dos valores de K_0 máximos, mínimos e médios atribuídos aos solos do Soberbo	78
Tabela IV.3 - Parâmetros de ruptura dos solos do Soberbo	79

RELAÇÃO DE FOTOGRAFIAS

	Página
Foto III.1 - Célula triaxial adaptada para ensaios CRS. No interior do copo da célula está o transdutor de força interno. Na parte inferior da foto estão a pedra porosa com <i>top cap</i> , o anel de adensamento e a peça de fixação do anel à célula	39
Foto III.2 - Moldagem dos corpos de prova em areia, utilizando a técnica de pluvionamento seco	45
Foto III.3 - Término da moldagem de um corpo de prova de areia, onde pode ser observado o molde desmontado e o sistema de sucção por bureta	48
Foto III.4 - Prensa de cisalhamento com a presença da célula triaxial, em fase de preparação para o início do ensaio CIU. Ao fundo da foto pode ser observada a bancada de sistema de aquisição de dados, com microcomputador, impressora e registrador.	52
Foto III.5 - Célula triaxial com adaptações para realização dos ensaios de choque	54
Foto III.6 - <i>Plotter</i> para aquisição de dados, dotado de três canais de leitura. Ao lado está a fonte de alimentação para os transdutores	56
Foto III.7 - Microcomputador portátil, para recepção e armazenamento em disquete das leituras obtidas pelo <i>plotter</i>	56

I.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

As ocorrências de movimentos de massa nas encostas da cidade do Rio de Janeiro têm trazido diversos prejuízos à população, poder público e instituições privadas. São ocorrências que fazem parte da modificação natural do relevo, mas que podem ser induzidas devido à atividade humana.

Mesmo reconhecendo que boa parte das obras de contenção resolvem o problema satisfatoriamente, até nestes locais, voltam a ocorrer rupturas. Além disso, é importante ser destacado o fraco poder de previsão dos movimentos de massa em mapa, seja qual for a escala. Ainda mais em uma cidade com geologia, relevo, ocupação e situação econômica complexa, como é o caso do Rio de Janeiro.

Pode ser que as rupturas em obras estejam relacionadas à carência de sondagens adequadas, má amostragem, baixa qualidade e quantidade de ensaios, execução incorreta da obra ou algum outro item político-econômico desfavorável qualquer. Contudo é bastante provável que o insucesso de uma obra, ou a dificuldade de previsão dos movimentos de massa, estejam ligados à falta de compreensão científica dos elementos ambientais que compõem a encosta e, principalmente, à dificuldade de conhecer os processos que comandam a interação entre tais elementos.

Sendo assim, só é possível ampliar o nível de conhecimento neste tema, se forem realizados estudos detalhados a respeito dos processos de iniciação destas ocorrências.

É esta a idéia do presente trabalho: contribuir para a ampliação do conhecimento a respeito da iniciação dos movimentos de massas, através de um

enfoque histórico e geotécnico da encosta do Soberbo, utilizando as informações dos trabalhos anteriores, complementando-as e trazendo novas descobertas.

I.2 - LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A encosta do Soberbo está localizada na porção inferior da bacia do Córrego Santo Antônio. É um córrego afluente do Rio da Cachoeira, em seu alto curso, no Maciço da Tijuca, Rio de Janeiro-RJ (Figura I.1)

O acesso a esta área é feito a partir da descida da Estrada de Furnas, no sentido Alto da Boa Vista-Barra da Tijuca. A partir da Praça do Alto da Boa Vista, segue-se 4 km e entra-se à direita, subindo pela Estrada Tijuaçu. Na primeira bifurcação entra-se novamente à direita na Estrada do Soberbo.

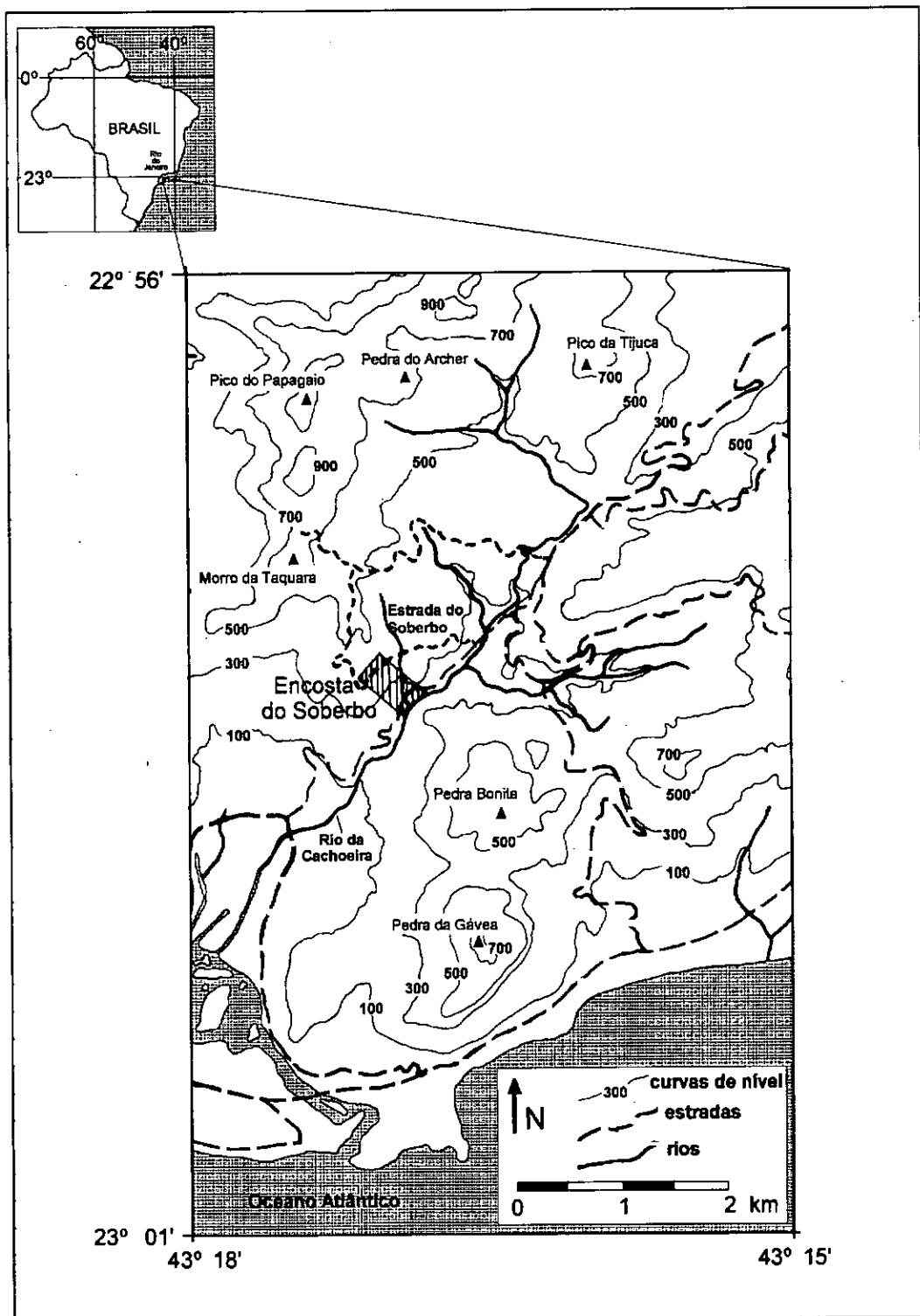


Figura I.1 - Mapa de localização da encosta do Soberbo

I.3 - HISTÓRICO DO MOVIMENTO DE MASSA DO SOBERBO

I.3.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os movimentos de massa de grandes dimensões, causadores de danos na cidade do Rio de Janeiro, começaram a partir de 1962 com o evento de deslizamento do Morro do Querosene (Barata, 1969). A partir desta época a crescente ocupação das encostas, provocada pela expansão da cidade, deu grande efetividade aos movimentos de massa, mais freqüentemente no verão, causando danos materiais e perdas de vida.

Nos verões de 1966 e 1967, a cidade sofreu vários eventos extremamente graves, gerados por chuvas de alta intensidade e longa duração. Barata (1969) ressalta que estas chuvas superaram todas as máximas já registradas na cidade até então, tendo ainda o agravante de serem precedidas por vários dias de chuvas moderadas. Meis & Silva (1968), fazendo uma análise de onze anos das chuvas anteriores, mostram que a precipitação total de janeiro de 1966 atingiu 617,6 mm, sendo que 472,0 mm foram registrados em 72 hs consecutivas, nos dias 11, 12 e 13. Para fevereiro de 1967, estes autores descrevem um total de 432,0 mm, com 299,5 mm concentrados em 48 hs, nos dias 19 e 20.

Durante as chuvas de janeiro de 1966, teve início na encosta do Soberbo um extenso movimento de massa. Este movimento foi descrito primeiramente por Meis & Silva (1968), adotando uma abordagem geomorfológica. Logo em seguida, Fonseca (1969), relata numa visão geotécnica vários detalhes da época, ficando na literatura como o trabalho inicial mais importante. É interessante comentar que estes artigos trazem informações em comum, demonstrando a importância da aproximação entre estes dois campos do conhecimento para o entendimento dos problemas nas encostas.

Bastante tempo depois, no ano de 1983 voltaram a ser observados novos deslocamentos na encosta. Os moradores locais solicitaram aos professores da COPPE uma inspeção de campo, que despertou o interesse na retomada dos estudos naquela encosta, dando início a novas investigações no movimento de massa do Soberbo, que são citadas por Lacerda & Sandroni (1985). Neste artigo, o Soberbo é descrito como um dos “casos não publicados”, revelando a carência de estudos e literatura para esta encosta, desde sua ocorrência inicial de ruptura. No entanto, este é o artigo que dá a partida nos estudos de detalhe no Soberbo. Traz os primeiros esboços e detalhes geotécnicos sobre os problemas desta encosta, incluindo a descrição dos materiais envolvidos, a espessura destes solos, o posicionamento do nível d'água e a resistência ao SPT.

Dando prosseguimento a estes estudos, Pedrosa, Soares & Lacerda (1988) publicam informações geotécnicas detalhadas a respeito do Soberbo, mencionadas mais adiante. São as descobertas mostradas neste artigo que motivam a elaboração de um programa intensivo de estudos de campo e laboratório, resultando na elevada contribuição das teses de mestrado de Schilling (1993) e Silveira (1993). Mesmo antes da apresentação destas teses, já aparece a produção destes trabalhos, publicada nos seguintes artigos: Lacerda & Schilling (1991), Schilling *et al.* (1992), Silveira & Lacerda (1992) e Barros *et al.* (1992).

Basicamente, é o conjunto de informações extraídas destes trabalhos que alimenta as questões levantadas na presente tese de mestrado.

I.3.2 - DESCRIÇÃO DA INICIAÇÃO DO MOVIMENTO DE MASSA DO SOBERBO EM 1966

Segundo Barros *et al.* (1992) o primeiro registro do movimento de massa da encosta do Soberbo foi observado por volta das 18 horas de 14 de janeiro de 1966, sendo descrito como uma avalanche de grandes proporções que percorreu

cerca de 800 m, gerada após grandes chuvas, quando um bloco de rocha se deslocou por gravidade da parte mais alta da encosta, aproximadamente da cota 430 m, a montante da Estrada do Soberbo em frente ao número 499.

De acordo com a figura I.2, este movimento inicial se deu na região A, havendo uma ruptura parcial da Estrada do Soberbo. Barros *et al.* (1992), citando informações obtidas de moradores locais, relatam que 48 horas após a primeira avalanche ocorreram dois novos movimentos de massa de maneiras distintas nas regiões B e C.

Na região B houve movimento translacional de propagação remontante, enquanto que na região C o terreno sofreu abatimentos numa faixa estreita com cerca de 4 m de largura, originado por fuga de material. Estes dois movimentos conjugaram-se em forma de "Y", separados por uma área do terreno que se alarga para montante, onde se situa a casa número 499, que nada sofreu.

Complementando as informações acima, Schilling (1993), descrevendo as informações do artigo de Fonseca (1969), relata que o início do movimento de massa do Soberbo deu-se na madrugada de 15 de janeiro de 1966, após quatro dias de chuvas, ocorrendo uma grande avalanche, que conforme noticiado pelo caseiro da casa 499, começou a partir da queda de um grande bloco de rocha que se deslocou por gravidade da cota 430 m na região A (Figura I.2), passando por um muro de arrimo existente a montante da Estrada do Soberbo e destruindo uma casa próxima do furo PZ2A e outra na zona C (Figura I.3). O mesmo caseiro também noticiou que um ou dois dias depois ocorreu o movimento de massa na região B.

Por outro lado, Pedrosa *et al.* (1988) afirmam que a região do movimento de massa é uma zona de concentração dos fluxos d'água superficial e subsuperficial. Levando-se em conta que houve uma intensidade de chuva de 675 mm em 3 dias antecedentes ao movimento, certamente a saturação da massa

coluvial ocorreu, ocasionando um aumento súbito da poro-pressão ao longo da superfície de ruptura.

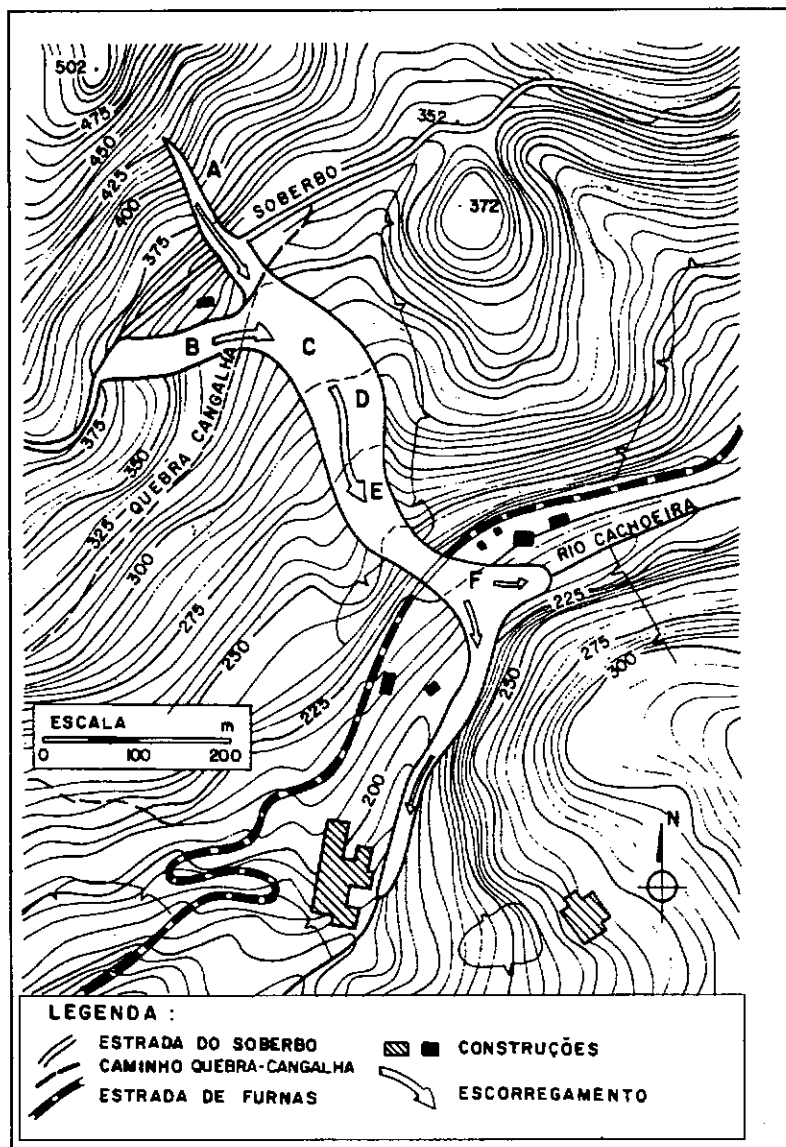


Figura I.2 - Contorno do movimento de massa do Soberbo, mostrando as diversas regiões instrumentadas (extraído de Pedrosa *et al.*, 1988).

I.3.3 - CONSEQÜÊNCIAS DO MOVIMENTO DE MASSA DE 1966

As conseqüências deste grande movimento de massa inicial são descritas de forma semelhante por todos os autores citados anteriormente, tendo sido destruída a fábrica da Companhia Franco-Brasileira de Papéis, localizada às margens do Rio da Cachoeira, que sofreu um represamento elevando seu nível d'água em cerca de 8 ou 10 m, inundando, destruindo e matando pessoas nas residências adjacentes.

A Estrada de Furnas (Figura I.3) foi totalmente obstruída pelo solo depositado. O caminho Quebra-cangalha (ou Santo André) que cruza o eixo principal do movimento de massa, junto ao encontro das regiões A e B, também sofreu um deslocamento para jusante de cerca de 50 m, apresentando desnível da ordem de 5 m. Tubulações de poços e árvores também apresentaram intensos deslocamentos.

A Estrada do Soberbo, danificada parcialmente ou totalmente (permanece a dúvida) junto à região A do movimento de massa, foi reconstruída em 1967 através de uma cortina de concreto ancorada com cerca de 5 m de altura (Pedrosa *et al.*, 1988).

I.3.4 - DESCRIÇÃO DO AVANÇO DO MOVIMENTO DE MASSA APÓS 1966

Após seu início em 1966, Barros *et al.* (1992) descrevem que o movimento de massa se propagou lenta e remontantemente mais de 50 m ao longo da região B, até atingir a Estrada do Soberbo em 1983. Neste ano a Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro (PCRJ) executou uma cortina de concreto ancorada, com cerca de 20 m de comprimento, e ainda canaletas de drenagem superficial que foram destruídas devido à continuidade da movimentação. Após a execução e com o decorrer do movimento, foi observado o afundamento da pista da estrada,

causado pela fuga de material abaixo da fundação da cortina. Para reforço da estrutura e estabilização da estrada, construiu-se mais um painel, de 10 m de comprimento por 4 m de altura.

Porém, segundo Schilling *et al.* (1992) e Schilling (1993), a cortina de concreto ancorada na região B foi construída em 1977, tendo sido parcialmente destruída em 1987 e totalmente em 1988. Além disso, estes autores relatam a destruição das canaletas de drenagem, assim como a completa destruição da instrumentação instalada em 1987.

A instrumentação da região B foi iniciada em 1987 (Pedrosa *et al.*, 1988) e apesar da destruição destes instrumentos em 1988, Schilling (1993) instalou novos instrumentos, ampliando-os para as regiões A, B, C, D e E, e continuou os estudos entre 1990 e 1992.

Com isso, permitiu-se a quantificação da velocidade do movimento de massa, da oscilação do nível d'água subsuperficial, da variação do nível piezométrico e da intensidade da precipitação. Além disso já havia sido iniciado em 1982 e intensificado em 1987 o levantamento geológico-geotécnico da encosta (Pedrosa *et al.*, 1988; Barros *et al.*, 1992).

1.3.5 - ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS DA ENCOSTA DO SOBERBO

O levantamento geológico-geotécnico descrito por Barros *et al.* (1992) mostra uma intrusão circular de meta-gabro envolta por um granito equigranular leucocrático, que tem como encaixante um gnaisse. Todas estas rochas são cortadas por diques de diabásio. Ocorrem ainda, pontualmente, bolsões pegmatíticos.

Do ponto de vista estrutural é destacada também a ocorrência de fraturas orientadas paralelamente ao eixo do movimento de massa na região B.

Já os solos estão descritos de maneira mais adequada em Pedrosa *et al.* (1988) e em Schilling (1993), mostrando a ocorrência de um colúvio silto-arenoso de espessura entre 2 e 10 m, com SPT de 2 a 8, sobrejacente a solos saprolíticos arenosos, tendo espessuras entre 0 e 17 m e SPT acima de 8 golpes.

Cabe ressaltar que o saprolito oriundo do meta-gabro apresenta blocos e matacões, que dão aspecto de tálus, mas se originaram a partir da esfoliação esferoidal provocada pelo intemperismo, fato que é comum nas rochas básicas plutônicas.

Os deslocamentos registrados por Pedrosa *et al.* (1988) por meio de marcos superficiais atingiram magnitudes de 80 mm, na parte mais a montante da região B, até 300 mm, a jusante, no encontro das regiões B e C. Em subsuperfície, por meio de inclinômetros, foram determinados deslocamentos da ordem de 90 mm próximos à profundidade de 9 m, na parte mais à montante, 300 mm a 6 m, na parte central, e 250 mm a 3 m, à jusante do encontro B e C. Estes movimentos foram registrados para o período de março a agosto de 1987 (158 dias).

Os marcos instalados por Schilling (1993) registraram movimentos superficiais variando de 10 mm, na parte mais à montante, até 4.200 mm, no encontro entre as regiões B e C, com leituras de agosto de 1990 a setembro de 1991.

Já os inclinômetros mostraram deslocamentos de até 150 mm em torno de 7 m de profundidade, também no encontro das regiões B e C, assim como outros menores nas regiões A, C e D.

O nível piezométrico observado por Schilling (1993) atingiu condições de artesianismo nas regiões C e D, tanto para piezômetros instalados em solo, como em rocha, sendo explicado pelo efeito de represamento provocado pela presença de diques de diabásio dispostos transversalmente a estas duas regiões.

Ao contrário disso, Schilling (1993) relata que na região B um dique se orienta paralelamente ao eixo do movimento, fazendo com que a água subsuperficial escoe com maior facilidade, evitando o artesianismo.

Ainda de acordo com este último autor, os diversos piezômetros instalados na encosta mostraram uma tendência de resposta às chuvas acumuladas em 25 dias, fato que já tinha sido observado por Pedrosa *et al.* (1988).

1.3.6 - CARACTERÍSTICAS DAS CHUVAS

Os eventos de chuva também são importantes para compreensão do movimento de massa da encosta do Soberbo. Lacerda (1989) reporta que, para o município do Rio de Janeiro, sempre quando é atingido um valor estabelecido através da combinação de condições antecedentes ou acumuladas a um evento de chuva, consideradas a partir do inverno, pode ocorrer um movimento de massa. A relação entre os valores das chuvas e a probabilidade de ocorrência dos movimentos de massa está expressa graficamente em Guidicini & Iwasa (1977).

Para o período de 1986 a 1990, Schilling *et al.* (1992) e Schilling (1993) analisaram as probabilidades de novas rupturas na encosta do Soberbo, por meio do gráfico de Guidicini & Iwasa (1977). Mostram que a partir de julho de 1990 a tendência à ruptura atingiu a faixa de 50 a 100 %. Para evitar tal ruptura foi encaminhado à Diretoria de Geotécnica-PCRJ ofício alertando para necessidade da implementação de obras de drenagem sub-horizontal profunda. Tais obras foram realmente implementadas, causando o rebaixamento do nível piezométrico e diminuindo a movimentação da massa de solo eficientemente, permitindo a estabilização da encosta.

I.4 - QUESTÕES E OBJETIVOS

I.4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

As informações a respeito da encosta do Soberbo que foram extraídas da literatura, apresentadas nos itens anteriores, oferecem uma descrição histórica detalhada do evento e mostram algumas de suas características geotécnicas. Porém as informações não deixam clara a causa da ruptura inicial ocorrida em janeiro de 1966.

Como foi a partir deste evento que se desencadearam os movimentos posteriores, torna-se importante avaliar criteriosamente, e não apenas através de relatos, quais poderiam ter sido as causas desta ruptura inicial.

I.4.2 - QUESTÕES

A causa da ruptura inicial da encosta do Soberbo não é totalmente esclarecedora:

1) Pode ter sido iniciada pelo choque de um bloco de rocha na massa de solo saturada, gerando aumento de poro-pressão (Barros *et al.*, 1992 ; Schilling, 1993),

ou

2) Somente por saturação e súbito aumento de poro-pressão (Pedrosa *et al.*, 1988).

Além destas dúvidas a respeito da iniciação do movimento, também existem dúvidas quanto à extensão da ruptura na região A, isto é:

3) A ruptura destruiu ou não a Estrada do Soberbo na região A em janeiro de 1966 ?

I.4.3 - OBJETIVOS

Visando esclarecer as questões levantadas e dando continuidade aos estudos da encosta do Soberbo, o Prof^o Willy Alvarenga Lacerda implementou na Área de Geotecnia da COPPE/UFRJ duas linhas de pesquisa.

Resumidamente, estas duas linhas de pesquisa têm a finalidade de estudar o comportamento dos solos do Soberbo frente à variação da poro-pressão e frente ao impacto. A variação de poro-pressão está sendo estudada na tese de doutorado do Prof^o Olavo Santos Jr, a ser defendida em breve. Já o comportamento dos solos frente ao impacto é o tema desenvolvido neste trabalho.

Deste modo, os objetivos desta tese são :

- 1) Reconhecer as condições ambientais da encosta do Soberbo antes e após a ruptura de janeiro de 1966;
- 2) Estabelecer experimentalmente quais as condições possíveis de ruptura por impacto nos solos do Soberbo, utilizando ensaios de choque; e
- 3) Verificar se os modelos gerados são compatíveis com as condições de campo de 1966.

I.4.4 - ETAPAS DE TRABALHO

Inicialmente foi feito um levantamento da existência de fotos aéreas anteriores e posteriores ao movimento de massa de 1966, para que se pudesse observar as condições de ocupação antrópica, vegetação, topografia, aspectos erosivos, disposição de blocos de rochas e canais de drenagem.

Para análise das condições anteriores ao movimento foram selecionadas fotos aéreas de 1954 na escala de 1:3.500, enquanto que para as condições posteriores, conseguiu-se o empréstimo de fotos na Fundação GEORIO-PCRJ, executadas em agosto de 1967, na escala de 1:5.000.

A segunda etapa foi a escolha dos locais de coleta de amostras dos solos coluvionares e saprolítico, de modo a corresponder à localização das amostras já ensaiadas nas teses anteriores e possibilitar correlação de parâmetros.

A terceira etapa, em laboratório, consistiu na realização de ensaios de adensamento nos solos coletados, com a finalidade de obter as tensões de pré-adensamento vertical e horizontal e permitir calcular o parâmetro K_0 (coeficiente de empuxo no repouso) a partir da técnica descrita em Mesri & Castro (1987). Foi feito primeiramente uma série de ensaios convencionais e em seguida uma série de ensaios do tipo CRS (*constant rate strain*).

A quarta etapa foi referente à realização de ensaios triaxiais do tipo CIU, executados de acordo com as condições de tensão de campo e tensões já ensaiadas nas teses anteriores, destinados à obtenção dos parâmetros de ruptura e definição do caminho de tensões percorrido até a ruptura. Também serviram para comparação com os resultados encontrados nas teses anteriores. Além disso forneceram valores para a modelagem dos ensaios de ruptura por impacto (ensaios de choque).

A última etapa foi a realização dos ensaios de choque, executados em célula triaxial com aplicação instantânea de carga (choque) e medição da tensão aplicada, deformação, poro-pressão e energia de choque. Os resultados destes ensaios permitiram avaliar a compatibilidade da iniciação de movimentos de massa por impacto na encosta do Soberbo.

CAPÍTULO II

MOVIMENTOS DE MASSA GERADOS POR IMPACTO

II.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

As pesquisas de movimentos de massa produzidos por impacto ainda são pouco difundidas na literatura, sendo relacionados principalmente aos trabalhos de estudiosos sobre a geração de fluxos detriticos (*debris flows*). Bovis & Dagg (1992) destacam que os fluxos detriticos são ocorrências comuns nas regiões montanhosas do mundo, especialmente em pequenas bacias de drenagem com encostas íngremes. Comentam ainda que o material mobilizado como fluxo detritico é inicializado por acontecimentos à montante do local de iniciação, tais como: queda de rochas, deslizamento de rochas, avalanche de neve ou deslizamento de solos.

O estudo dos movimentos de massa gerados por impacto traz consigo o estudo do comportamento dos solos neles envolvidos. Apesar disso, o enfoque relativo ao comportamento dos solos submetidos a choques é também pouco difundido nos estudos de fluxos detriticos, com exceção do trabalho de Sassa (1985), que relata informações importantes entre a geração do evento e comportamento dos solos envolvidos.

Devido a esta carência de artigos no assunto, buscou-se levantar os trabalhos relativos aos estudos de choque em engenharia.

Segundo Casagrande & Shannon (1949), a compreensão do comportamento dos solos submetidos a choque e carregamentos dinâmicos está ligada aos estudos de efeito de bombas na estabilidade de encostas, efeito de terremotos em barragens e efeito de carregamentos transientes em aeroportos e estradas.

Outro artigo interessante a respeito de ensaios de choque na engenharia foi produzido por Nishida (1967), fazendo ensaios de choque em células triaxiais, num aparato semelhante ao utilizado nesta tese. Contudo tal artigo foi pouco comentado na presente tese por ter sido encontrado somente após a defesa oral.

Hansbo (1978) destaca o efeito de choques no solo para compactação a profundidades maiores, indicando ter sido uma técnica modernizada pelo engenheiro francês Louis Ménard.

Além destes citados acima, alguns outros autores trazem informações a respeito de choques no solo, com destaque para: Zebarth *et al.* (1984), Locat & Beauséjour (1987), Lefebvre *et al.* (1989), Van Gassen & Cruden (1989), Diaz-Rodriguez (1989), Evans & Hungr (1993), Bolton *et al.* (1994) e Roesset *et al.* (1994).

II.2 - MECANISMO DE GERAÇÃO DE MOVIMENTOS DE MASSA POR IMPACTO

O trabalho de Bovis & Dagg (1992) menciona os fluxos de detritos ocorridos a partir da ruptura do material depositado ao longo de canais de drenagem. Nestas condições os movimentos de massa com características de fluxo de detritos requerem um evento detonador (*triggering event*) para iniciação do movimento, que podem se apresentar de duas maneiras.

Um primeiro tipo de detonador atua devido a vazões críticas instabilizadoras, causadas pelo efeito cisalhante da corrente de água associada ao aumento de poro-pressão no interior do depósito do canal. Tais vazões decorrem de intensas chuvas, derretimento de neve ou rompimento de barragens.

O segundo tipo se dá através da ruptura na encosta adjacente ao canal, que causa um significativo impacto ao atingir o material saturado do depósito de canal. Este tipo de detonador também já havia sido descrito por Reneau &

Dietrich (1987) como um fator importante na geração dos movimentos de massa em encostas não-canalizadas estudadas em Marin County, Califórnia.

Sassa (1985) propôs um modelo semelhante, no qual a partir da ruptura na parte alta da encosta, a massa rompida choca-se sobre um depósito arenoso e fofo na base da encosta, causando liquefação e produzindo um fluxo detrítico (figura II.1).

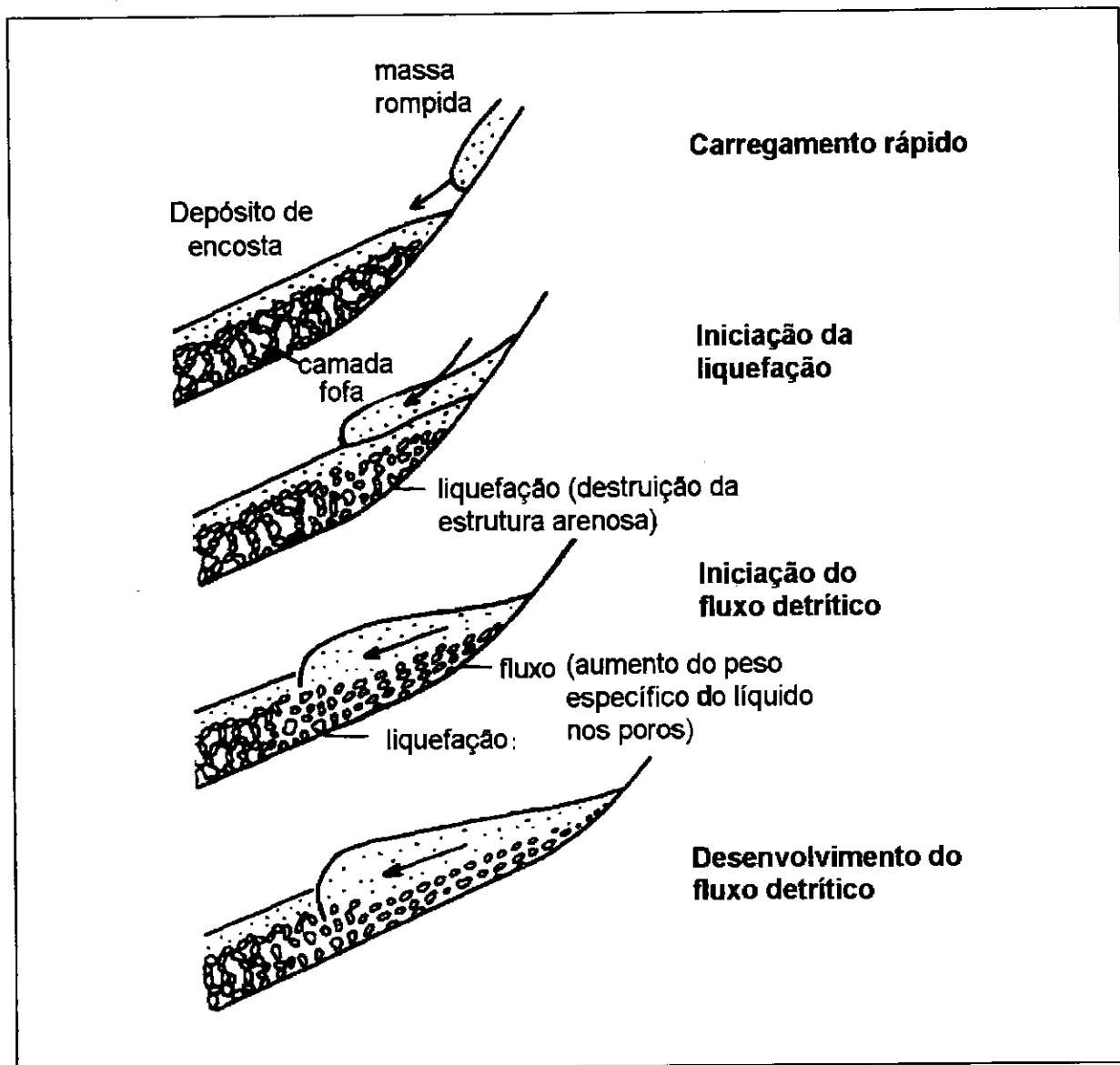


Figura II.1 - Mecanismo de iniciação de um fluxo detrítico produzido por impacto (extraído de Sassa, 1985).

No caso dos depósitos estudados pelo autor, o ângulo de atrito do material intacto é de 32°, porém, após iniciado o fluxo, o material tem sua resistência extremamente diminuída, para 5,2 a 8,5°, permitindo seu deslocamento por longas distâncias e criando novos depósitos de baixíssima inclinação, entre 4 e 10°.

Bovis & Dagg (1992) comentam que, embora o conhecimento deste tipo de detonador tenha sido observado descritivamente por outros autores, pouca atenção na sua análise havia sido dada, em comparação às análises das causas hidroclimáticas.

Innes (1983, *in* Bovis & Dagg, 1992) menciona este tipo de detonador dizendo: "quando o início do movimento de massa detrítico de encosta é localizado na base de uma escarpa, é possível que a iniciação tenha sido causada por carregamento não-drenado devido a queda de rocha da escarpa".

Baseado no esquema da figura II.2, Bovis & Dagg (1992) deduzem que a velocidade terminal (v_t) da massa rompida é dada por:

$$v_t = (2aL)^{0,5} \quad (\text{Eq. II.1})$$

onde:

L - é a distancia entre o centro de massa e o fundo de vale;

a - é a aceleração da massa.

A aceleração da massa rompida é, por sua vez, expressa de acordo com a seguinte equação:

$$a = g (\text{sen } \beta - \text{cos } \beta \text{ tg } \phi_s) \quad (\text{Eq. II.2})$$

onde:

g - é a aceleração da gravidade;

ϕ_s - é a resistência ao atrito mobilizada.

Neste modelo a massa rompida é tratada como um corpo rígido e a força de colisão (F) é calculada através da multiplicação da massa rompida (M) pela velocidade terminal, dividida pelo tempo (t) de transferência do momento na área

de impacto (A) do canal. Segundo os autores, estimativas de t podem ser feitas através da largura do canal e da velocidade terminal do movimento de massa.

Deste modo, a equação da força de colisão pode ser escrita como:

$$F = M[2Lg (\text{sen}\beta - \text{cos}\beta \text{tg}\phi_s)]^{0,5} / t \quad (\text{Eq. II.3})$$

A força F pode ser decomposta em um sistema de forças tridimensional: duas forças ortogonais F_d e F_n , que agem num plano vertical paralelo ao eixo do canal de drenagem, e uma força transversal (F_t) agindo normal ao plano, mas que não influencia na estabilidade do depósito, pelo fato de sua energia ser consumida completamente pela reação ao impacto ou subida na margem oposta do canal.

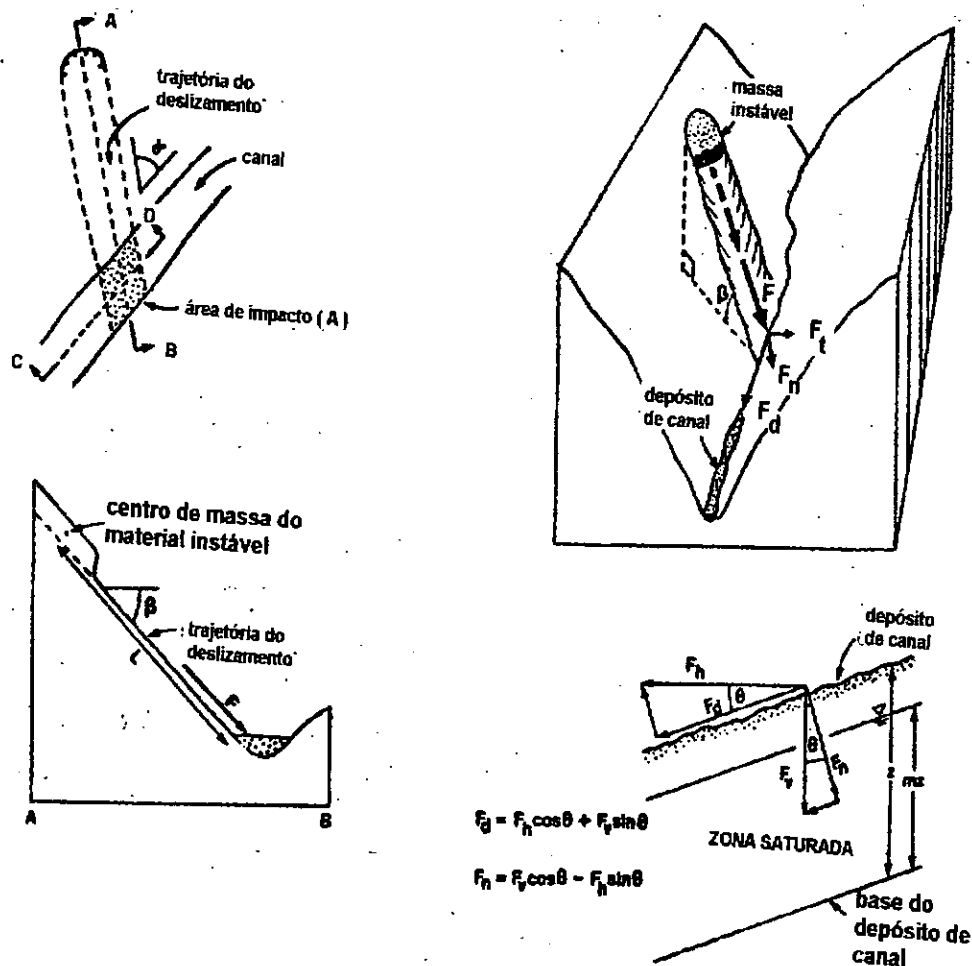


Figura II.2 - Modelo geotécnico de iniciação de fluxos detríticos gerados por impacto (extraído de Bovis & Dagg, 1992).

As equações da força cisalhante para jusante (F_d) e da força normal que age no fundo do canal (F_n), para uma declividade (θ) qualquer do canal, são:

$$F_d = F(\cos\alpha \operatorname{sen}\beta \cos\theta + \operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta) \quad (\text{Eq. II.4})$$

$$F_n = F(\operatorname{sen}\beta \cos\theta - \cos\alpha \operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\theta) \quad (\text{Eq. II.5})$$

Segundo os autores o impacto pode ocorrer sob condições drenadas ou não-drenadas, sendo possível determinar o fator de segurança (FS) para os dois casos, admitindo que o material depositado seja não-coesivo e tenha as seguintes propriedades: peso específico seco (γ_d), peso específico saturado (γ_{sat}), declividade (θ), espessura total (z) e espessura saturada (m).

A partir disso, os autores relatam que, para o caso drenado, a equação que define o fator de segurança é expressa por:

$$FS = \frac{[(1-m)\gamma_d + m(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)]z \cos^2\theta + [(F_n \cos\theta)/A] \operatorname{tg} \phi'}{[(1-m)\gamma_d + m\gamma_{\text{sat}}] z \operatorname{sen}\theta \cos\theta + [(F_d \cos\theta)/A]} \quad (\text{Eq. II.6})$$

onde:

γ_w - é o peso específico da água;

ϕ' - é o ângulo de atrito na ruptura para o solo do depósito.

A Eq.II.6 é a equação convencional do fator de segurança para taludes infinitos, acrescida das componentes da força cisalhante (F_d) e da força normal (F_n). O termo $\cos\theta/A$ entra na equação porque as tensões F_n/A e F_d/A devem ser projetadas do plano do mapa para um plano paralelo ao eixo do canal de drenagem. Quando a carga de impacto produzida pelo deslizamento inicial é muito maior de que a carga relativa ao peso próprio do depósito, a Eq.II.6 se reduz à seguinte equação:

$$FS = [F_n/F_d] \operatorname{tg}\phi_s \quad (\text{Eq. II.7})$$

É importante destacar que ϕ_s assume o lugar de ϕ' , porque a resistência ao cisalhamento da associação entre o fluxo detrítico e preenchimento do canal, é dominada por ϕ_s , nestas condições.

Quando a carga de impacto é grande, as condições não-drenadas tornam-se mais prováveis de ocorrer. Sob esta condição, para intervalos de tempo curtos, não há aumento na resistência ao cisalhamento e devido a isto, a equação do fator de segurança passa a ser escrita por:

$$FS = \frac{[(1-m)\gamma_d + m(\gamma_{sat} - \gamma_w)]z \cos^2\theta}{[(1-m)\gamma_d + m\gamma_{sat}]z \sin\theta \cos\theta + [(F_d \cos\theta)/A]} \text{tg } \phi' \quad (\text{Eq. II.8})$$

II.3 - COMPORTAMENTO DOS SOLOS FRENTE A CHOQUES

Provavelmente o primeiro estudo a respeito do comportamento dos solos submetidos a choques foi feito por Casagrande & Shannon (1949).

O trabalho destes autores analisa a compressão triaxial e simples associada com carregamento transiente aplicado em amostras de areia, argila, argila orgânica e rochas brandas. Estas amostras são submetidas a rápido carregamento e descarregamento, variando de 0,01 a 300 s, de modo a simular o efeito da primeira onda de tensão provocada por uma explosão.

Dentre os três equipamentos montados pelos autores, destaca-se o equipamento de carregamento por pêndulo, esquematicamente mostrado na figura II.3 .

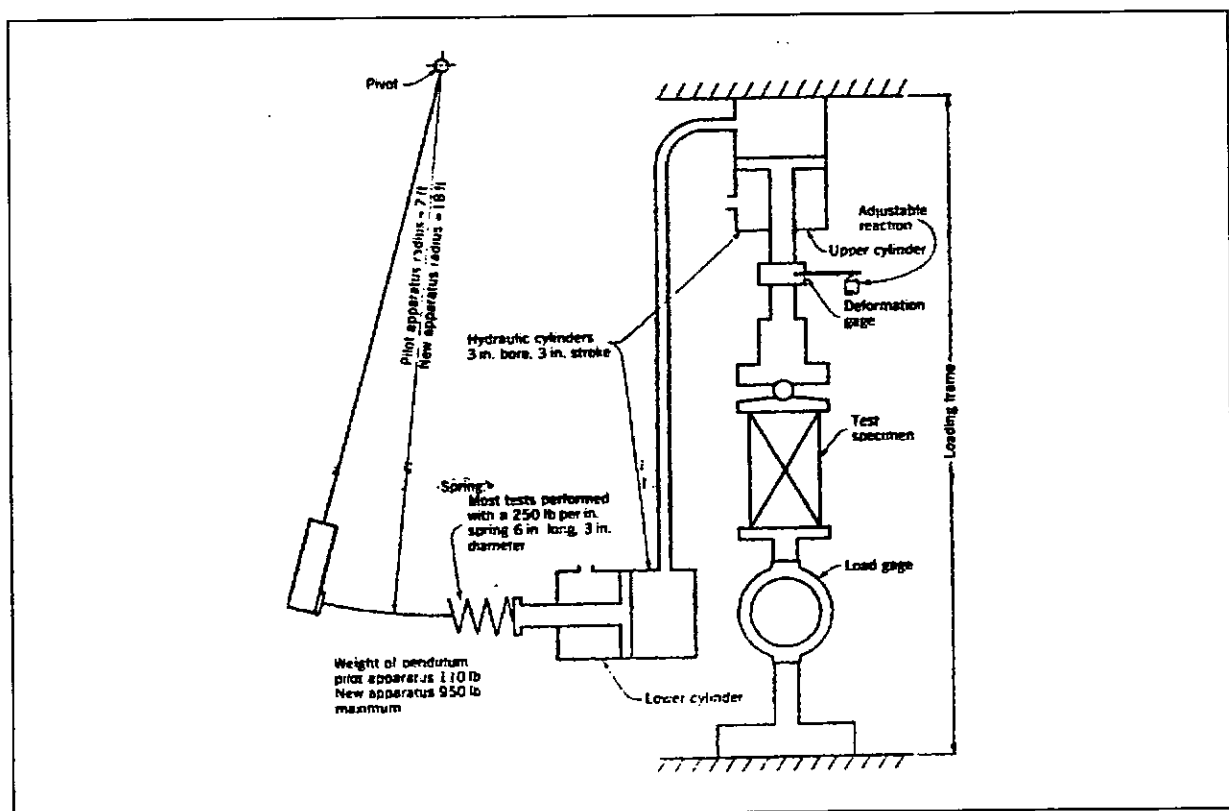
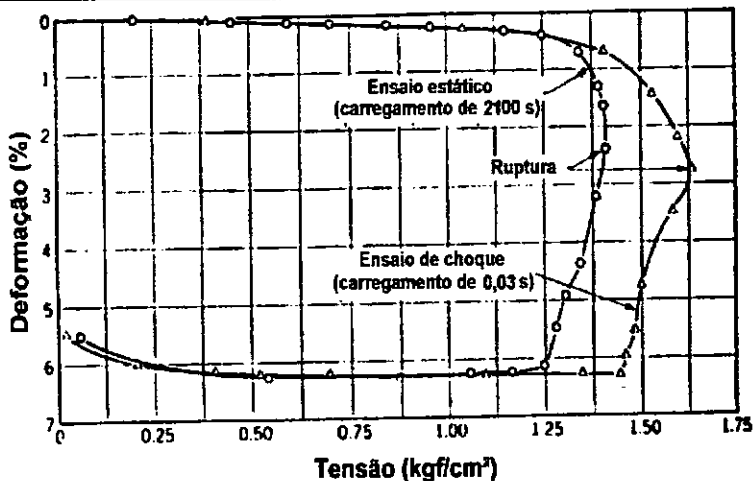
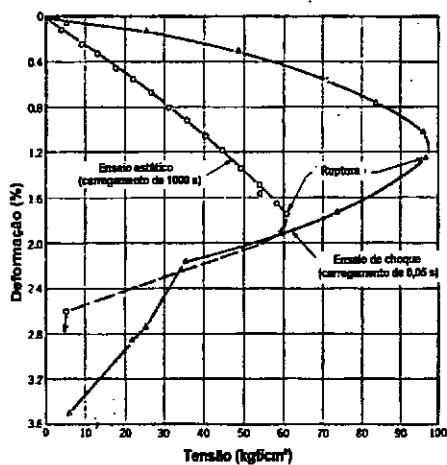


Figura II.3 - Desenho do equipamento para ensaios de choque produzido por carregamento de pêndulo, construído por Casagrande & Shannon (1949).

Os resultados obtidos pelos autores indicam que a resistência das amostras para os ensaios de carregamento rápido é sempre maior que a resistência obtida nos ensaios convencionais, onde o carregamento leva no mínimo alguns minutos. Nas areias a resistência foi apenas 10% mais elevada, enquanto que na rocha branda alcançou 150%. A figura II.4 mostra as comparações entre estes ensaios, para carregamentos estático e transiente.



(A)



(B)

Figura II.4 - Gráficos comparativos entre carregamentos estáticos e dinâmicos realizados na areia de Manchester (A) e no folhelho Cucaracha (B), através de ensaios triaxiais, com respectivas tensões confinantes de 0,3 e 6,0 kgf/cm² (extraído de Casagrande & Shannon, 1949).

Nishida (1967) realizou ensaios de choque em solos compactados não-saturados, utilizando quedas de pesos e células triaxiais, medindo a força e a deformação axial das amostras. A figura II.5 mostra o equipamento usado pelo autor, sendo muito semelhante ao equipamento desenvolvido no presente trabalho, apresentado na foto III.5.

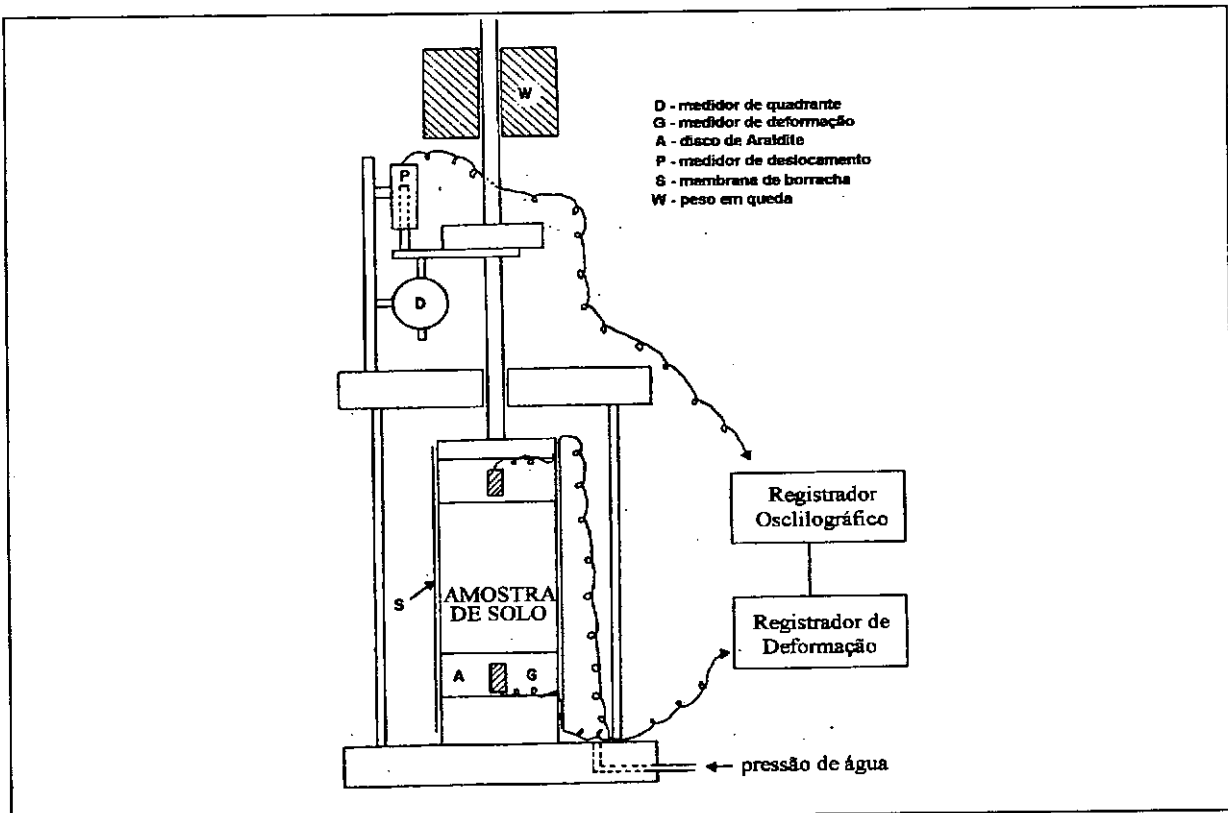


Figura II.5 - Equipamento para execução de ensaios de choque desenvolvido por Nishida (1967).

De acordo com Sassa (1985), as rupturas em areias fofas e compactas devem seguir uma das quatro trajetórias de tensão (A, B, C ou D) mostradas na figura II.6. Os casos A e B são relativos ao cisalhamento drenado de areias nos estados fofo e compacto, respectivamente, enquanto as curvas C e D representam estes estados no cisalhamento não-drenado.

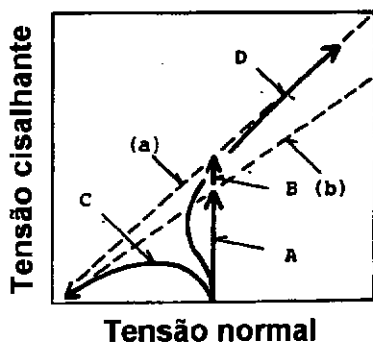


Figura II.6 - Trajetória de tensões típicas para cisalhamento de areias. A reta (a) representa a envoltória de ruptura para areias compactas e a (b) para areias fofas. As trajetórias A e B representam areias fofas e compactas em ensaios drenados, enquanto que as trajetórias C e D representam respectivamente estes estados em ensaios não-drenados.

O cisalhamento triaxial não-drenado de areias fofas submetidas a choque, conduzidos por Castro (1969 *in* Sassa, 1985), mostrado na figura II.7, aponta que há uma súbita ruptura da amostra para deformação axial menor que 1%, caracterizando um estado de liquefação e rápida queda de resistência.

Sassa (1985) comenta que esta abrupta queda de resistência é provavelmente devida ao efeito provocado pela continuidade da aceleração da massa de carregamento, após o pico de ruptura. Nos ensaios do mesmo tipo, apresentados na mesma figura II.7, executados na areia de Toyura por Sassa & Kaibori (sem data, *in* Sassa, 1985), o referido autor comenta que, se o efeito da aceleração for suspenso, a resistência residual não é diminuída.

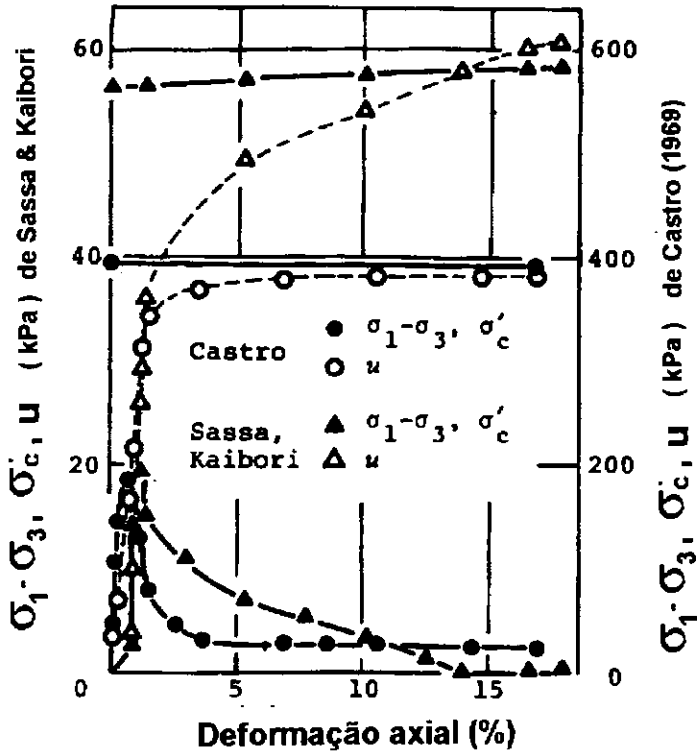


Figura II.7 - Liquefação de areias observada em ensaios triaxiais. A areia ensaiada por Castro teve índice de vazios de 0,75 e densidade relativa de 27 %, enquanto que a areia ensaiada por Sassa & Kaibori teve 0,98 e 0,3 % respectivamente, (extraído de Sassa, 1985).

Outros ensaios triaxiais executados também por Sassa (1985) em material de depósito de fluxo detrítico, ilustrado na figura II.8, mostram comportamentos similares aos das condições C e D da figura II.6. A curva T_1 é o resultado da liquefação do material saturado, com índice de vazios de 0,74, representante do intervalo de valores para o depósito, situado entre 0,61 e 0,77. A curva T_3 refere-se a um ensaio realizado para avaliação do comportamento de amostras não-saturadas, com grau de saturação em torno de 85 %, indicando também a ocorrência de liquefação. Quanto as curvas T_2 e T_4 nada é mencionado detalhadamente.

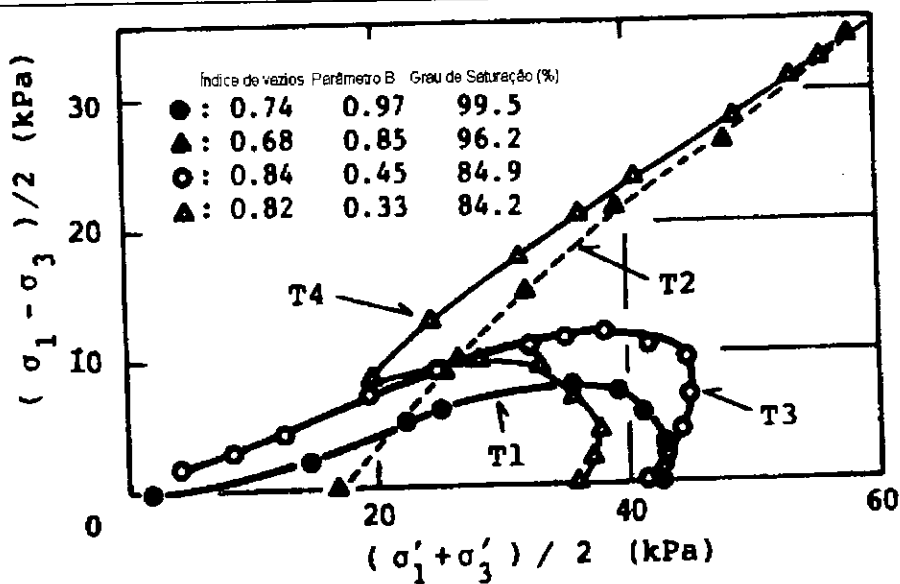


Figura II.8 - Resultados de ensaios triaxiais executados em solos de depósitos de encosta (Sassa, 1985).

II.4 - PERSPECTIVAS PARA MODELAGEM EXPERIMENTAL DE CHOQUE PARA AS CONDIÇÕES DO SOBERBO

Sabendo que o movimento de massa do Soberbo em 1966 foi precedido por vários dias chuvosos e inferindo que a ruptura se deu próxima à superfície do terreno, optou-se pela execução de ensaios de choque triaxiais não-drenados, com tensão efetiva de confinamento baixa, de 25 kPa.

Observando as deformações características para a queda de cada bloco de rocha visualizado nas fotos aéreas e associando estas informações com as deformações axiais de ruptura, torna-se viável uma análise quantitativa, ainda que preliminar, capaz de responder à questão central deste trabalho.

Esta análise está mostrada mais adiante, no item V.3 da tese.

CAPÍTULO III

TÉCNICAS DE FOTOINTERPRETAÇÃO, AMOSTRAGEM DE CAMPO
E METODOLOGIA DOS ENSAIOS

III.1 - INTRODUÇÃO

Objetivando complementar e certificar a realidade das informações históricas descritas na literatura, buscou-se levantar as condições ambientais da região do Soberbo através da interpretação de fotografias aéreas, tiradas antes e logo depois do movimento de massa de 1966.

Além disso, para investigar a possibilidade de ruptura por queda de blocos era necessário obter os parâmetros geotécnicos dos solos do Soberbo. Visando atender esta necessidade, foram feitos ensaios de adensamento, triaxial e de choque. A intenção dos ensaios de choque foi de que se adequassem à modelagem experimental da geração de movimentos de massa por impacto.

Partindo do princípio de que, em todos os estudos de geotecnia é fundamental estar atento aos critérios de qualidade da amostragem e da metodologia empregada, procurou-se utilizar normas e experiências de trabalho antecedentes, a fim de diminuir as dificuldades e ao mesmo tempo obter êxito. Ao longo do trabalho foi feito um grande esforço para que esta premissa fosse sempre utilizada nas atividades de campo e de laboratório.

Como o estudo da encosta do Soberbo já possuía duas teses antecedentes e vários outros artigos, as etapas de coleta e metodologia de ensaios foram realizadas com base em critérios já testados e que trouxeram bons resultados, conforme serão comentados a seguir.

III.2 - INTERPRETAÇÃO DE FOTOGRAFIAS AÉREAS

III.2.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A interpretação aerofotográfica das condições ambientais da encosta do Soberbo foi realizada para duas épocas distintas, uma anterior a 1966 e outra posterior, visando obter informações que permitissem reconstituir o ambiente pré e pós movimento de massa.

A observação tridimensional das fotografias aéreas foi feita por um estereoscópio de espelho e um estereoscópio de bolso, que atuando em conjunto facilitaram enormemente a percepção dos elementos fotografados.

O estereoscópio de espelho é mais adequado para uma visão tridimensional mais ampla e mais próxima da topografia real, permitindo uma caracterização global da área fotografada. Além disso, este tipo de estereoscópio possui também uma binocular com aumento de 10 vezes, com a qual se realizam observações de detalhe num foco restrito (efeito *zoom*).

Já o estereoscópio de bolso é mais adequado a visualizações tridimensionais com exagero vertical, utilizadas para realçar detalhes em áreas do terreno com desnivelamento muito parecidos.

Após a observação dos elementos característicos das condições ambientais, fazia-se a marcação destes elementos diretamente em cópias coloridas das fotografias aéreas. Esta técnica se revelou mais adequada que as técnicas usuais de marcação em papéis transparentes (*over lays*), pois preserva a informação das fotos e traz os elementos destacados com maior realismo.

Cabe ressaltar que apesar das fotos serem em preto e branco, as máquinas copiadoras coloridas atuais são as que permitem melhor reprodução deste material, pois as fotografias aéreas possuem altíssima resolução e não ficam nítidas em copiadoras em preto e branco comuns.

III.2.2 - QUALIDADE DAS FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1954

As fotografias aéreas de 1954 (n^{os} 400, 401 e 402 & 459,460 e 461) são de uma coleção sem título, na escala aproximada de 1:3.500, comercializada pela Aerofoto Cruzeiro S.A.. Segundo informações do vendedor técnico da empresa, esta coleção faz parte de um dos primeiros trabalhos de levantamentos aerofotográficos realizados no país, tendo um caráter de “vôo experimental”.

Devido à sua relativa precariedade, estas fotos não permitem que sejam utilizadas técnicas modernas de mensuração de distâncias e restituição para cartas topográficas. Além disso, como a área do Soberbo tem relevo acentuado, as distorções das imagem são muito expressivas, dificultando ainda mais as restituições.

Apesar destas limitações, as fotografias se mostraram adequadas para a análise das condições de ocupação antrópica, vegetação, topografia, aspectos erosivos, posicionamento de blocos de rocha e canais de drenagem.

III.2.3 - QUALIDADE DAS FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1967

As fotografias aéreas posteriores ao movimento de massa inicial do Soberbo foram tiradas em agosto de 1967 e fazem parte da obra 297, na escala de 1:5.000, realizada pela PROSPEC S.A..

Após o levantamento de material aerofotográfico em várias instituições, esta coleção foi a de data mais próxima do movimento de massa ocorrido em janeiro de 1966, tendo sido executadas para o então, recém criado, Serviço Geotécnico do Rio de Janeiro, por ocasião dos acidentes de 1966 e 67.

No presente trabalho foi admitido que estas fotos apresentam as imagens referentes às condições ambientais do início do movimento de massa do Soberbo, ainda que tenham sido tiradas cerca de um ano e meio depois.

As fotos utilizadas na interpretação foram as de nºs 1323, 1324 e 1325 & 1290, 1291 e 1292, adquiridas por empréstimo na Fundação GEORIO (PCRJ).

São fotografias oriundas de voês de melhor qualidade técnica, mas devido ao relevo acentuado do Soberbo também dificultam uma correta restituição. Todavia, da mesma forma que as anteriores, se prestaram adequadamente para interpretação das condições ambientais da encostas do Soberbo após o movimentos de massa inicial.

III.3 - COLETAS DE AMOSTRAS EM CAMPO

III.3.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Foram coletadas amostras de solo deformado e indeformado no Soberbo e uma amostra deformada da areia da praia de São Francisco, Niterói, RJ.

As amostras de solo indeformadas foram coletadas em três pontos distintos na encosta do Soberbo, o mais próximo possível dos locais anteriormente coletados por Silveira (1993), visando obter similaridades das propriedades físicas e comportamento mecânico entre os solos utilizados e os já ensaiados por aquele autor.

III.3.2 - LOCALIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

Foram coletados seis blocos de solo, destinados à realização dos ensaios de adensamento, triaxiais e de choque. Os blocos tiveram dimensões de 25 x 25 x 25 cm e foram orientados quanto ao topo e base. Dos seis blocos extraídos, dois

eram de um colúvio situado no ponto AD-01 (figura III.1), dois do saprolito situado no ponto AD-02 e dois de um outro colúvio, situado no ponto AD-03.

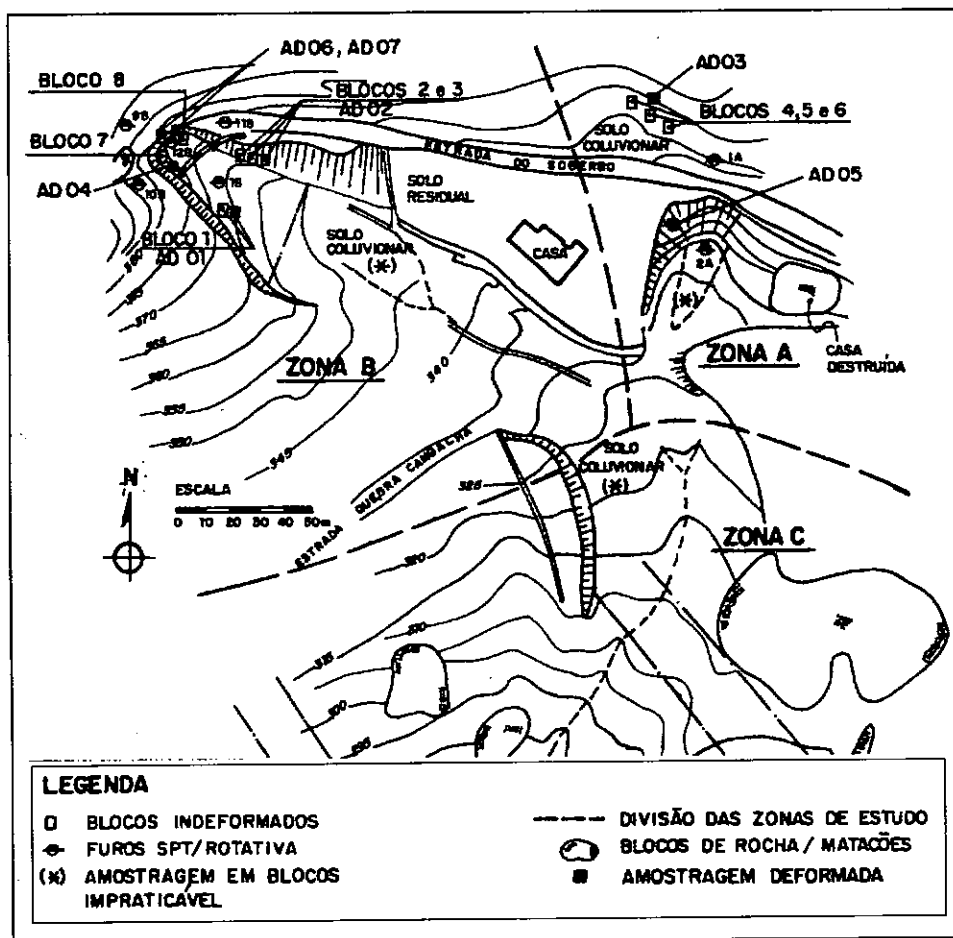


Figura III.1 - Topografia de detalhe da cabeceira do movimento de massa do Soberbo, mostrando os pontos de coleta de amostras (extraído de Silveira, 1993).

Na presente tese os solos coletados nos pontos AD-01, AD-02 e AD-03 foram respectivamente chamados de colúvio 1, saprolito e colúvio 2.

A obtenção de dois blocos de cada tipo de solo foi utilizada posteriormente em laboratório para rotação de um bloco de cada tipo, de modo a permitir ensaios orientados vertical ou horizontalmente em relação à superfície do terreno. Este artifício já havia sido sugerido por Mesri & Castro (1987) e Almeida (1988),

como uma forma válida de fornecer amostras para ensaios edométricos verticais e horizontais.

III.3.3 - TÉCNICA DE EXTRAÇÃO DOS BLOCOS

O procedimento para retirada das amostras inicia-se com a individualização do bloco cúbico de solo, através de sua esculturação cuidadosa no terreno, com o auxílio de enxada, martelo pedológico e espátula. A partir do momento em que a esculturação atinge a forma cúbica, o solo é envolvido por uma caixa de madeira, sem tampa e sem fundo, deixando um espaçamento de cerca de 0,5 cm de cada lado, por onde derrama-se parafina derretida. Após a secagem desta parafina, o topo do bloco de solo é rasado, derrama-se parafina até cobrir totalmente esta face rasada e tampa-se delicadamente com madeira, aparafusando-a nas paredes da caixa, previamente furadas. Por último, corta-se a parte de solo bem abaixo da base, rotaciona-se o fundo para cima, tornando a rasar. Derrama-se parafina e fecha-se a caixa aparafusando a tampa.

Cada dia de trabalho permitiu a extração de dois blocos, que eram levados bem protegidos da trepidação excessiva, forrando-se a mala do carro com jornais amassados e panos, para serem estocados na câmara úmida do Laboratório de Geotecnia.

III.3.4 - AMOSTRAS DEFORMADAS

Nos mesmos pontos de coletas de blocos, foram retirados cerca de 5 kg de amostra deformada de cada tipo de solo, acondicionados em sacos plásticos limpos. Tais amostras foram destinadas aos ensaios de caracterização e adensamento com material amolgado.

Na praia de São Francisco, coletou-se cerca de 15 kg de areia, para ser posteriormente tratada no laboratório e destinada aos ensaios triaxiais e de choque.

III.4 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

III.4.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os três tipos de amostras deformadas do Soberbo destinaram-se à determinação da densidade real dos grãos, limites de Atterberg e da curva de distribuição granulométrica.

As areias já haviam sido exaustivamente ensaiadas por Oliveira Filho (1987), dispensando novos ensaios nesta tese.

III.4.2 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

O método do picnômetro foi utilizado para determinação da densidade real dos grãos, de acordo com o procedimento usual do Laboratório de Geotecnia, que segue as normas NBR 6508/84 e NBR 6457/86. A determinação dos limites de Atterberg obedeceu as normas NBR 6459/84, NBR 6457/86 e NBR 7180/84, enquanto que a granulometria foi realizada de acordo com as normas NBR 7181/84, NBR 5734/84 e NBR 6457/86.

III.5 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL CONVENCIONAIS

III.5.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os ensaios de adensamento convencional foram feitos com o objetivo de determinar as características de compressibilidade das amostras, a fim de compará-las aos ensaios de Silveira (1993) e também verificar as adequações necessárias para montagem do equipamento de execução dos ensaios CRS, que foram realizados em seguida.

III.5.2 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

Os ensaios foram direcionados conforme as orientações definidas pela NBR 12007/90 e se realizaram em prensas fabricadas pela Ronald Top S.A., com relação de braço 1:10 e sistema de colocação de carga através de pesos no pendural.

Os estágios de carregamento seguiram a ordem de 6,25 , 12, 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa, com exceção de um ensaio que, ao invés de 800 kPa, atingiu 920 kPa.

Cada estágio de carregamento foi lido durante 30 minutos, tempo este recomendado por Silveira (1993) como adequado ao término do adensamento primário e dissipação de poro-pressões, que posteriormente foi verificado como adequado através das análises das curvas de altura da amostra em relação à raiz quadrada do tempo.

As células de adensamento contêm uma pedra porosa na base e outra colada ao *top cap*, permitindo a drenagem da amostra de solo no topo e na base. Estas células permitem a utilização de anéis rígidos metálicos com 7,15 cm de diâmetro e 2,00 cm de altura, configurando uma relação altura/diâmetro para a amostra de 1:3,575.

III.5.3 - MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

A partir dos blocos de solos indeformados, já posicionados nas direções verticais e horizontais, retirava-se do topo do bloco uma camada com cerca de 1 cm e iniciava-se a cravação do anel de adensamento, previamente pesado e lubrificado internamente com uma fina película de vaselina. O decorrer da cravação era ajudado pela remoção do solo ao redor do anel até que a extremidade superior do anel ultrapassasse cerca de 0,5 cm abaixo do nível inicial de cravação. Depois disso, fazia-se o rasamento do topo e da base do anel, pesando o conjunto.

Pedaços restantes do solo durante a moldagem eram separados em duas cápsulas de alumínio para posterior obtenção da umidade das amostras.

Também foram moldadas nestes anéis amostras amolgadas, com umidade 1,2 vezes equivalente à umidade no limite de liquidez do colúvio 1.

As amostras já montadas nas células de adensamento permaneciam sob embebição por cerca de 24 hs, de modo a atingirem condição próxima à saturação ou saturada. Embora reconhecendo esta limitação, as amostras foram consideradas como saturadas.

Desta forma, realizou-se um total de três ensaios na direção vertical, três na horizontal e três do solo amolgado, para cada um dos três tipos de solo coletados no Soberbo.

III.6 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM TAXA DE DEFORMAÇÃO CONSTANTE (CRS)

III.6.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os ensaios de adensamento com taxa de deformação constante foram feitos com o objetivo de melhor definir a curva de compressibilidade das amostras, aliado ao fato de que neste tipo de ensaio é possível a obtenção do monitoramento contínuo da tensão vertical total e poro-pressão, de onde se calcula a tensão efetiva. Além disso, cabe ressaltar que são ensaios realizados em tempo reduzido e monitorados automaticamente por sistema de aquisição de dados via computador, facilitando a realização de maior número de ensaios em menor intervalo de tempo (Almeida, 1988).

III.6.2 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

A execução dos ensaios seguiu as recomendações de Carvalho (1989) e Almeida (1988), já que ainda não foi implantada uma norma nacional a respeito.

III.6.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO

O equipamento utilizado consistiu de uma prensa e uma célula do tipo usado para ensaios triaxiais, fabricadas pela Ronald Top S.A.. Tal prensa é acionada por um sistema de motor elétrico e engrenagens, com ajuste para vários padrões de velocidade. Na plataforma desta prensa é colocada a célula triaxial, especialmente adaptada para a realização dos ensaios CRS (foto III.1).

Além disso, utilizou-se para registro dos dados um transdutor de força interno, com capacidade nominal de 500 kgf, confeccionado no Laboratório de Geotecnia, um transdutor de pressão da marca Druck com capacidade nominal de 1000 kPa e um transdutor de deslocamento da Wykeham Farrance Ltd., com extensão máxima de 3 cm.

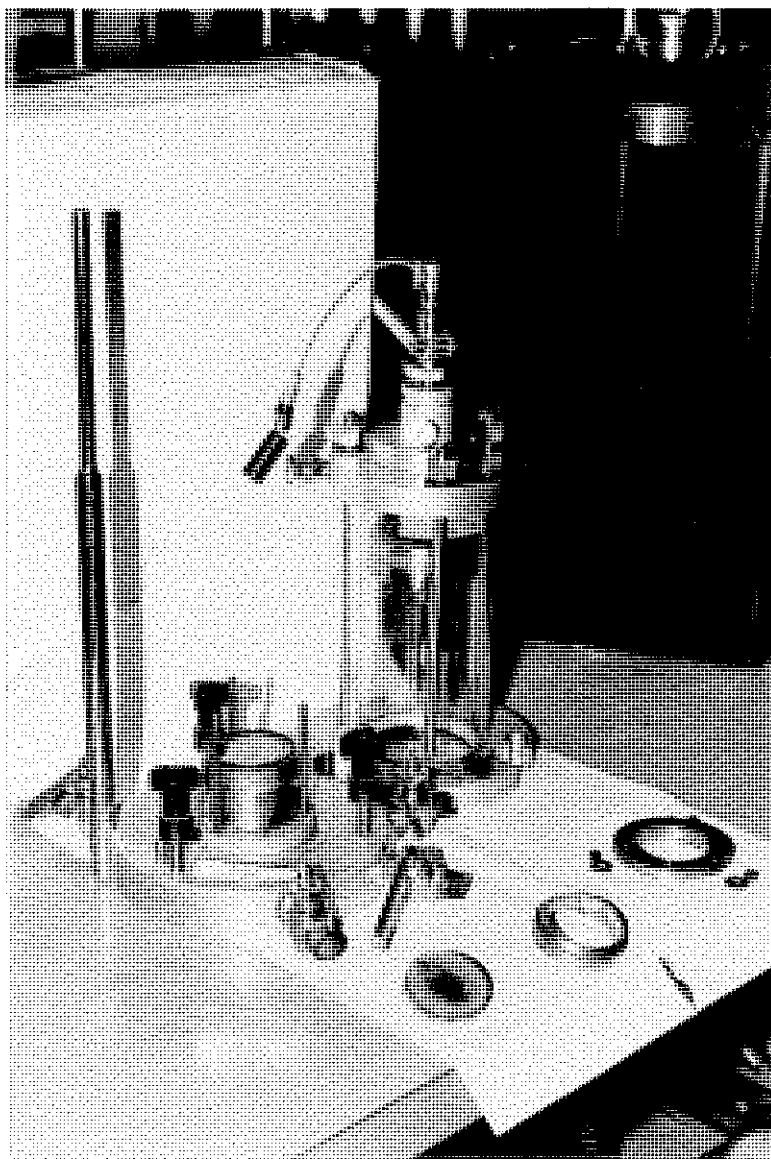


Foto III.1 - Célula triaxial adaptada para ensaios CRS. No interior do copo da célula está o transdutor de força interno. Na parte inferior da foto estão a pedra porosa com *top cap*, o anel de adensamento e a peça de fixação do anel à célula.

Na base desta célula adaptada o pedestal tem uma pedra de 4,0 cm de diâmetro acima da qual se assenta o anel de adensamento de 4,80 cm de diâmetro e 1,40 cm de altura, especialmente desenhado para que seja encaixado e fixado por meio de parafuso e porca. A relação altura/diâmetro neste caso fica 1:3,438 , mantendo-se portanto próxima à relação das amostras ensaiadas conforme o ensaio convencional.

Acima da amostra é colocado o *top cap* com pedra porosa, por onde é permitida somente a drenagem superior. A pedra porosa da base não permite drenagem, pois fica ligada a uma das torneiras da célula onde se encaixa o transdutor de pressão, que irá registrar as variações de poro-pressão no decorrer do ensaio.

Após a montagem do corpo de prova na base da célula, prende-se o copo superior da célula triaxial e deixa-se repousar suavemente a extremidade do pistão sobre o *top cap*. Esta extremidade do pistão apresenta uma sapata de 3,8 cm de diâmetro e 5,8 cm de haste, que fica acoplada ao transdutor de força interno. Na extremidade superior do pistão coloca-se uma bilha de aço e faz-se o ajuste manual do curso da prensa para solidarizar o conjunto à barra superior da prensa.

Como o conjunto pistão-transdutor de força pesa 1,070 kgf, o ensaio já se inicia com uma tensão vertical total de 5,80 kPa.

III.6.4 - VELOCIDADE DOS ENSAIOS

A velocidade de deslocamento da prensa foi sempre de 0,0366 mm/min, sendo que o ensaio era dado como finalizado quando a tensão vertical atingia cerca de 1600 kPa, o que, em geral, produziu ensaios com duração de uma hora e meia a duas horas.

Segundo a ASTM (1982 *in* Almeida, 1988) para ensaios em argilas, uma maneira simples de estipular a velocidade da prensa é relacionar o limite de liquidez do solo com a taxa de deformação da amostra, tal como indica a Tabela III.1. Além disso, Almeida (1988) ressalta que a velocidade do ensaio está relacionada à máxima relação u_v/σ_v permitida, que deve estar entre 3 e 20%.

Tabela III.1- Velocidade para execução de ensaios CRS em função do limite de liquidez do solo, segundo ASTM (1982 *in* Almeida, 1988)

LL (%)	Velocidade de deformação (%/min)
até 40	0,04
40 a 60	0,01
60 a 80	0,004
80 a 100	0,001
100 a 120	0,0004
120 a 140	0,00001

Apesar da velocidade adotada nos ensaios deste trabalho, de 0,26 %/min, superar esta indicação, foi verificado que a relação u_v/σ_v é bastante baixa para os solos do Soberbo, mostrando que a velocidade utilizada foi adequada.

III.6.5 - AQUISIÇÃO DOS DADOS

As leituras de força, poro-pressão e deslocamento axial foram tomadas por uma unidade de aquisição de dados, modelo HP 3457 A, fabricada pela Hewlett-Packard, que envia dados para um microcomputador PC-XT comum, dotado de uma placa de conversão de sinais analógico-digitais.

Esta passagem e armazenamento de dados para o computador foi feita através de um programa desenvolvido no Laboratório de Geotecnia, chamado TRIAXM3.EXE, instalado no disco rígido ou em disquete flexível. Além disso, há uma saída de dados para a impressora imediatamente após a aquisição, auxiliando o acompanhamento das tensões verticais necessárias para o encerramento do ensaio.

Este programa permite a leitura de dados a cada 10 s durante o primeiro minuto, a cada 1 min nos dez minutos posteriores e a cada 5 min até o final do

ensaio. Contudo é possível fazer adaptações para outros intervalos de leitura, mas que neste trabalho não foram necessárias.

Quando a montagem da célula na prensa fica terminada, liga-se a prensa e inicia-se o programa de aquisição simultaneamente. Neste momento a prensa começa a funcionar e são registradas a força axial, a poro-pressão na base da amostra e o deslocamento axial.

III.7 - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-DRENADOS

III.7.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os ensaios triaxiais foram todos do tipo CIU, feitos com o objetivo de verificar se os parâmetros de resistência à ruptura dos solos coletados se assemelhavam aos parâmetros que já haviam sido descritos detalhadamente na tese de Silveira (1993). Também foram realizados ensaios na areia da praia de São Francisco com o objetivo de determinar os parâmetros de ruptura não drenada para condição fofa e tensão confinante de 25 kPa, de modo a serem utilizados posteriormente no aprendizado de execução e na análise de seu comportamento nos ensaios de choque pilotos.

III.7.2 - PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS

Devido à carência de norma nacional, os ensaios de solo do Soberbo seguiram as recomendações de Bishop & Henkel (1962), Head (1986) e a metodologia de ensaio aplicada nestes solos citada em Silveira (1993). Já os ensaios em areia contaram com estas recomendações, acrescidas da metodologia de construção de corpos de prova em areia, desenvolvida na tese de Oliveira Filho (1987).

III.7.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO

Em todos os ensaios CIU foram utilizadas prensas de deformação controlada e células triaxiais, fabricadas pelas empresas Ronald Top S.A. e Wykeham Farrance Ltd., ligadas ao sistema de aquisição automática para registro de força axial, poro-pressão e deslocamento axial, tal como nos ensaios CRS anteriormente descritos.

Exclusivamente para os ensaios em areia foram utilizadas células triaxiais com base alargada, especialmente adaptadas para montagem de corpos de prova de areia, construídos com a técnica de pluvionamento seco, desenvolvida por Oliveira Filho (1987). Os detalhes desta técnica serão mencionados adiante.

A mensuração da força aplicada ao corpo de prova foi feita através de transdutores de força externos, fabricados no próprio Laboratório de Geotecnia, com capacidades de carga máxima de 100, 300 e 500 kgf. A poro-pressão foi medida com transdutores de pressão fabricados pela Druck e Wykeham Farrance Ltd., todos com capacidade máxima de 1000 kPa. O deslocamento axial contou com registros feitos por meio de transdutores de deslocamento da Wykeham Farrance Ltd., tendo extensão máxima de 3 e 5 cm.

III.7.4 - MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

III.7.4.1. - CORPOS DE PROVA DOS SOLOS DO SOBERBO

Inicialmente as amostras de solo eram extraídas dos blocos através de cortes cuidadosos com faca afiada, até que se desprendessem em forma de paralelepípedos com cerca de 6 x 6 x 12 cm. Logo em seguida eram levados para o torno de moldagem, onde iam sendo desbastados cuidadosamente com uma faca pequena afiada e *trimmer* até alcançarem diâmetro muito próximo de 5,0 cm. Depois desta fase, retirava-se o corpo de prova do torno e, com o auxílio de um

aparelho metálico em forma de calha circular com 5,0 cm de diâmetro e 9,0 cm de comprimento, desbastava-se e nivelava-se as faces de topo e base, de modo a ficarem ortogonais ao eixo.

A altura e diâmetro do corpo de prova pronto eram medidos em cinco trechos, através de paquímetro com 0,01 mm de sensibilidade, para posteriormente calcular-se a altura e diâmetro médios finais da amostra. A partir disso pesava-se o corpo de prova úmido.

Durante a moldagem da amostra, os restos de solo eram colocados em duas cápsulas de alumínio, pesadas e levadas para a estufa a 105 °C por 24 horas, para futura determinação da umidade média.

Devido à presença de cascalhos, raízes, vazios grandes e descontinuidades texturais, a moldagem dos colúvios foi bastante trabalhosa, ocasionando muitas vezes a perda total dos corpos de prova. No saprolito, a dificuldade maior recaiu na presença de descontinuidades herdadas da rocha e nódulos resistentes, formados por óxidos de ferro.

III.7.4.2 - CORPOS DE PROVA DA AREIA DE SÃO FRANCISCO

A confecção dos corpos de prova utilizou apenas a fração areia fina, passada na peneira nº 50 e retida na nº 100, mantendo o tamanho dos grãos entre 0,279 e 0,149 mm. Esta faixa de valores foi usada por ter sido o intervalo granulométrico utilizado por Oliveira Filho (1987), evitando portanto, gasto de tempo na realização de testes e calibrações.

A preparação de amostras de areia é feita através de pluvionamento seco, que consiste basicamente na passagem da areia num conjunto de peneiras. A areia é colocada num funil com diâmetro da desembocadura conhecido e tapado com a mão. Tira-se a mão e deixa-se a areia cair num conjunto de cinco peneiras, a primeira nº 10 as demais nº 4, suspensas a uma determinada altura em relação à boca do molde que dá forma ao corpo de prova (foto III.2).

Este molde é de acrílico, composto de quatro partes desmontáveis, tendo a base circular alargada para encaixe na célula triaxial modificada e continuidade interna na forma de um cilindro com 5,0 cm de diâmetro e 10,0 cm de altura. Ao final desta altura, fica encaixada uma extensão cilíndrica de mesmo diâmetro interno, chamada de “colarinho”. Uma membrana de látex é presa na base alargada através de elásticos dobrados e fica aderida à parede interna do molde, por meio de sucção lateral mantida por uma bomba de vácuo. Estando este conjunto montado, faz-se o pluvionamento da areia até ultrapassar o colarinho.

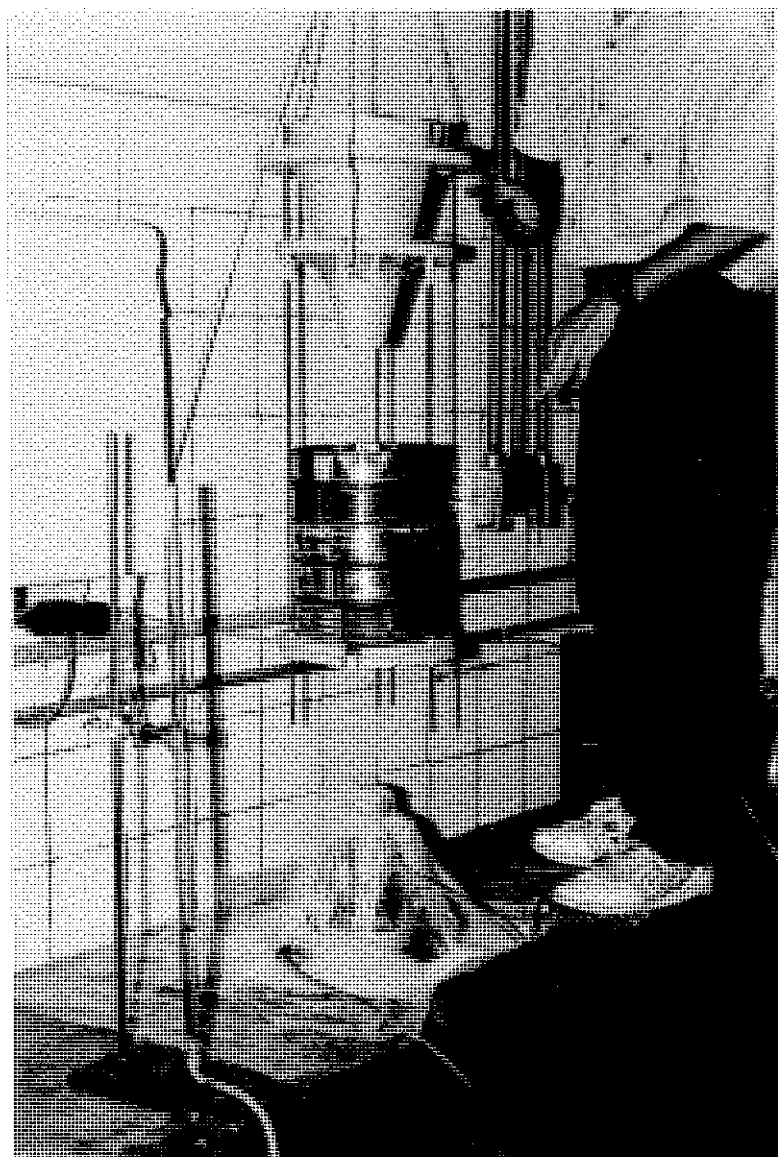


Foto III.2 - Moldagem de corpos de prova de areia, utilizando a técnica de pluvionamento seco.

Segundo Oliveira Filho (1987), para obtenção de amostras fofas da areia de São Francisco, isto é, amostras com $e = 0,746$, é necessária uma abertura de funil de 55 mm. Utilizando um funil com este diâmetro, foram feitas algumas calibrações, chegando-se aos resultados da Tabela III.2.

Tabela III.2 - Calibrações para determinação das condições iniciais dos corpos de prova de areia, realizadas através do pluvionamento seco.

Teste	Altura do molde (cm)	Diâmetro do molde (cm)	Volume do molde (cm ³)	Peso do conjunto sem areia (gf)	Peso do conjunto com areia (gf)	Peso da areia (gf)	Peso específico seco (gf/cm ³)	Índice de vazios
1	9,95	4,91	188,40	4.793,0	5.062,0	269,0	1,4278	0,843
2	9,93	4,95	191,10	4.797,0	5.066,0	269,0	1,4076	0,870
3	9,87	4,97	191,49	4.794,0	5.062,0	268,0	1,3996	0,881
4	9,87	4,92	187,65	4.794,0	5.064,0	270,0	1,4388	0,829
5	9,90	4,93	188,98	4.794,0	5.064,0	270,0	1,4287	0,842
médias ⇨	9,90	4,94	189,78	4.794,4	5.063,6	269,2	1,4205	0,853
CÉLULA WYKEHAM FARRANCE Nº 3								
1	9,84	4,95	189,36	4.648,0	4.917,0	269,0	1,4206	0,853
2	9,83	4,94	188,41	4.648,0	4.915,0	267,0	1,4171	0,857
3	9,86	4,93	188,23	4.647,0	4.916,0	269,0	1,4291	0,842
4	9,88	4,94	189,37	4.648,0	4.917,0	269,0	1,4205	0,853
5	9,87	4,94	189,17	4.647,0	4.916,0	269,0	1,4220	0,851
médias ⇨	9,86	4,94	188,98	4647,6	4.916,2	268,6	1,4219	0,853
CÉLULA WYKEHAM FARRANCE Nº 4								

Após o pluvionamento seco fazia-se a percolação de água deaerada, através de um sistema de bureta graduada ligada à torneira de drenagem da célula triaxial. Esta percolação tem que ser feita com gradientes hidráulicos bastante baixos, de preferência menores que 3 cm de coluna d'água em relação ao nível inferior da amostra, de modo que não ocorra adensamento excessivo da areia

fofa. A cada entrada do volume d'água percolado, enchia-se novamente mais um trecho de 3 cm da bureta com o auxílio de uma pisseta até que a água de molhamento da areia aflorasse junto ao nível superior do colarinho.

Terminado este molhamento, removia-se delicadamente o colarinho, rasando e limpando o excesso de areia do topo do corpo de prova. Colocava-se o *top cap* suavemente no topo e, logo em seguida, prendia-se com elástico a extremidade superior da membrana. Após esta etapa, desligava-se a bomba de vácuo.

Depois da bomba de vácuo desligada, abaixava-se a bureta do nível da bancada de trabalho até o chão, medindo a diferença de nível entre o centro da amostra e o topo da coluna d'água da bureta. Esta diferença de nível indicava os valores de sucção da água dos poros conforme descrito por Bishop e Henkel (1962). Em geral esta diferença de nível situou-se entre 60 e 80 cm, indicando a atuação de sucção de 6 a 8 kPa. Implementada a sucção, fazia-se a desmontagem do molde de acrílico, suavemente, terminando a construção do corpo de prova (foto III.3).

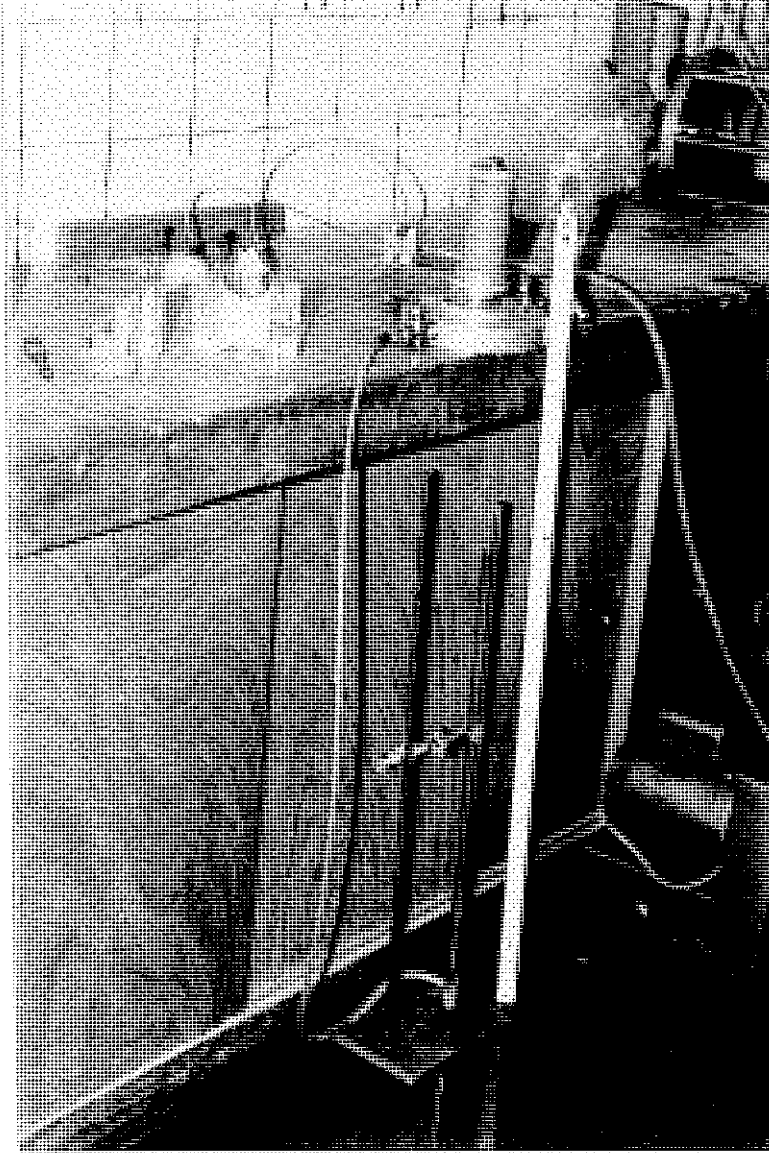


Foto III.3 - Término da moldagem de um corpo de prova de areia, onde pode ser observado o molde desmontado e o sistema de sucção por bureta.

III.7.5 - MONTAGEM DA CÉLULA TRIAXIAL

No caso dos solos do Soberbo, na maioria das vezes, logo após a preparação dos corpos de prova, iniciava-se a colocação dos mesmos na base da célula triaxial com o sistema de torneiras já saturado de água. Acima do pedestal da base colocava-se uma pedra porosa com cerca de 3 mm de espessura, coberta

com papel filtro. Em seguida colocava-se o corpo de prova, um outro papel filtro no topo e, por fim, o *top cap* de acrílico.

Depois das amostras do Soberbo estarem posicionadas sobre o pedestal da base, iniciava-se a colocação da membrana de látex. Para facilitar a colocação, a membrana ficava aderida por sucção na parede interna de um tubo com cerca de 6 cm de diâmetro. Através de uma abertura lateral do tubo permitia-se a entrada de ar e a membrana se desprendia e envolvia o pedestal da célula, o corpo de prova e a lateral do *top cap*. Todas as membranas eram testadas para certificação de ausência de furos. Feita a colocação da membrana, colocava-se dois ou três elásticos dobrados para prendê-la no pedestal e no *top cap*, finalizando a montagem do corpo de prova na base da célula de ensaio.

Estando os corpos de prova adequadamente preparados, inseria-se o copo da célula triaxial, tomando o cuidado de encaixar suavemente o pistão da célula na extremidade do *top cap*, atarraxava-se as presilhas do copo à base, enchia-se de água deaerada por uma das torneiras da base até saturar o interior da célula.

III.7.6 - SATURAÇÃO DO CORPO DE PROVA

As amostras do Soberbo e de areia foram saturadas com o mesmo procedimento. A partir da montagem da célula triaxial, conectava-se o transdutor de pressão a uma das torneiras que dão acesso à base do corpo de prova, conectava-se um tubo de aplicação de pressão na outra torneira diametralmente oposta e outro tubo de acesso à água da célula triaxial.

Estes tubos pertencem ao sistema de aplicação de pressão por potes de mercúrio e ficam ligados a um quadro de torneiras, dotado de um transdutor de pressão ligado a um registrador da marca Vishay Instruments. O tubo conectado à torneira de acesso ao interior da amostra fica conectado a uma bureta graduada,

que permite a leitura da água que entra (durante a saturação) ou sai (no adensamento) do corpo de prova.

A técnica de saturação utilizada foi a de contra-pressão em estágios, onde se aplica a pressão confinante simultaneamente à injeção de água sob pressão no corpo de prova. Para maior segurança e integridade da amostra, a tensão confinante aplicada em cada estágio superava a pressão de injeção d'água em 5 kPa. Os estágios de pressão de injeção d'água adotados foram 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 e 200 kPa, com intervalos de tempo de no mínimo 30 minutos, de um para o outro. Em cada estágio lia-se também na bureta o volume de água que havia entrado no corpo de prova.

A fim de verificar a ocorrência da saturação, media-se o parâmetro de poro-pressão B nos três estágios finais da saturação. Isto se fazia através do acréscimo de 25 kPa de pressão confinante e medição, logo em seguida, da proro-pressão gerada, registrada no transdutor de poro-pressão da amostra, lida através do Vishay.

Sendo $B = (\Delta u / \Delta \sigma_3)$, para um solo perfeitamente saturado, o valor de B tem que ser igual a 1. Para os ensaios realizados, no estágio final de acréscimo de pressão os valores de B eram sempre superiores a 0,95, valores estes, considerados aceitáveis para os solos do Soberbo, segundo Silveira (1993). Em geral, para finalização da etapa de saturação levava-se um ou dois dias.

III.7.7 - ADENSAMENTO ISOTRÓPICO DOS CORPOS DE PROVA

O adensamento isotrópico dos corpos de prova foi feito com tensões confinantes efetivas de 25, 200 e 600 kPa. Para isto, após a saturação fechava-se a torneira de acesso ao interior da amostra e aumentava-se a tensão confinante até um dos valores desejados.

A partir daí, abria-se a torneira para permitir a drenagem da água da amostra e lia-se a variação do volume na bureta graduada, para intervalos de tempo de 6, 15, 30 e 60 segundos; 1, 1^{1/2}, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 15 e 30 minutos.

A duração desta fase de adensamento mostrou-se sempre satisfatória para a dissipação do excesso de poro-pressão gerado, corroborando as afirmações de Silveira (1993) e Oliveira Filho (1987).

III.7.8 - CISALHAMENTO

Logo após o término do adensamento isotrópico, fechava-se a torneira de drenagem e iniciava-se o ajuste da célula triaxial à prensa. Fazia-se o ajuste da bilha colocada entre o pistão e o transdutor de força, liberando em seguida a garra de fixação do pistão. Depois disso, ajustava-se o curso do transdutor de deslocamento na base da célula.

Para dar início à fase de cisalhamento ligava-se a prensa simultaneamente com o sistema de aquisição do microcomputador, acompanhando algumas vezes as leituras na impressora (foto III.4)

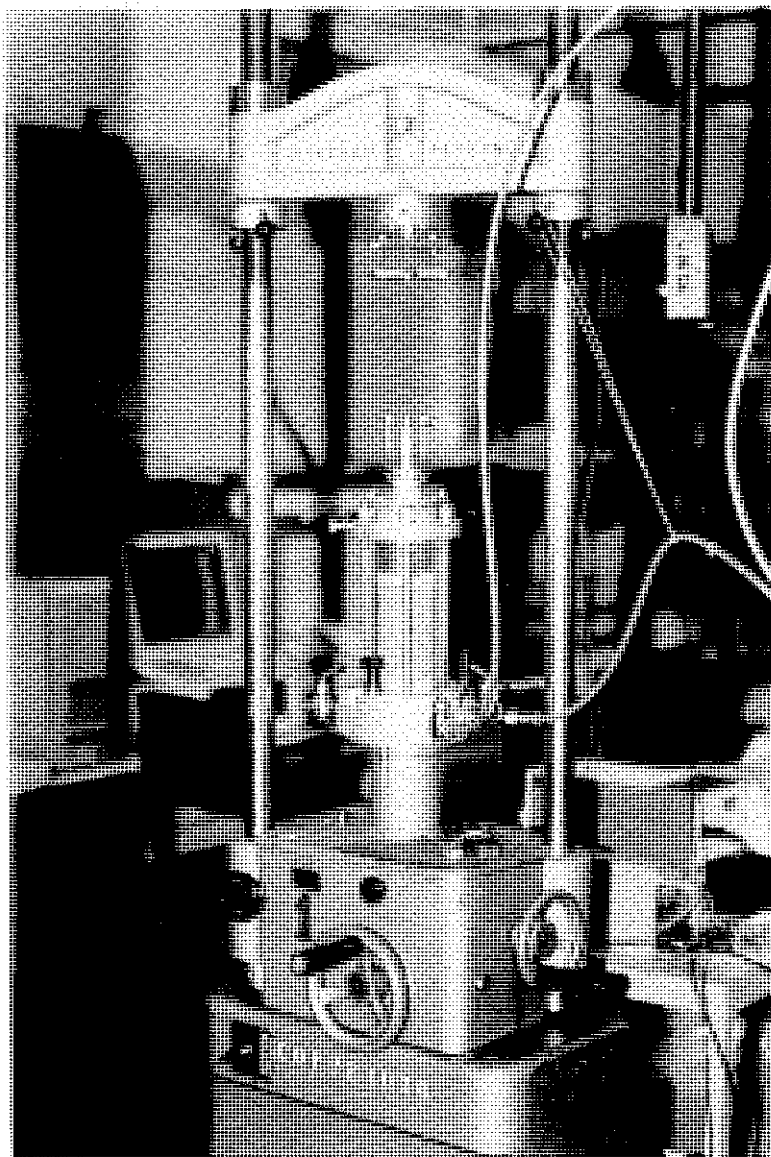


Foto III.4 - Prensa de cisalhamento com a presença da célula triaxial, em fase de preparação para o início do ensaio CIU. Ao fundo da foto pode ser observada a bancada de sistema de aquisição de dados, com microcomputador, impressora e registrador.

Todos os ensaios foram executados com velocidade de 0,08 mm/min, de modo a repetir a velocidade utilizada por Silveira (1993), o qual adotou, por sua vez, os valores indicados por Head (1986). Esta velocidade permite a equalização das poro-pressões geradas durante o cisalhamento. Como um dos objetivos era

comparar o comportamento mecânico entre os solos coletados e aqueles já ensaiados anteriormente, não foi conveniente alterar esta velocidade.

Os ensaios eram dados como finalizados quando as leituras de força axial apresentavam valores próximos, associados a deformações axiais do corpo de prova em torno de 15 %, pois a experiência anterior de Silveira (1993) sugeria picos de ruptura por volta de 5 % de deformação. Mais tarde tais valores mostraram-se realmente adequados à confirmação da ruptura.

III.8 - ENSAIOS DE CHOQUE NÃO-DRENADO

III.8.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os ensaios de choque realizados neste trabalho não foram similares a nenhum outro encontrado na literatura geotécnica, tendo portanto um caráter inovador e, ao mesmo tempo, surpreendente.

III.8.2 - PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS

Simplificadamente é possível descrevê-lo como um ensaio em que uma massa conhecida é deixada cair em queda livre, a partir de uma determinada altura, sobre uma plataforma circular de alumínio, solidária ao pistão de uma célula triaxial (foto III.5).

Com o equipamento disponível no Laboratório de Geotecnia, para cada ensaio realizado, é possível registrar automaticamente somente três dos quatro parâmetros descritos abaixo:

- deslocamento axial da amostra
- poro-pressão na base do corpo da amostra
- força aplicada à amostra
- pressão confinante

Isto ocorre devido à presença de apenas três canais de leitura na unidade de registro automático (*plotter*), como será comentado no próximo tópico. Apesar disto, na maioria dos ensaios foram mensurados apenas o deslocamento e a poro-pressão, exclusivamente pelo desconhecimento da variação da tensão confinante durante a rápida penetração do pistão na célula.

Alguns ensaios finais contaram com a mensuração do deslocamento, poro-pressão e tensão confinante. Porém só em dois ensaios foram medidos automaticamente a força, a poro-pressão e a tensão confinante, ficando o deslocamento a cargo de um extensômetro mecânico.

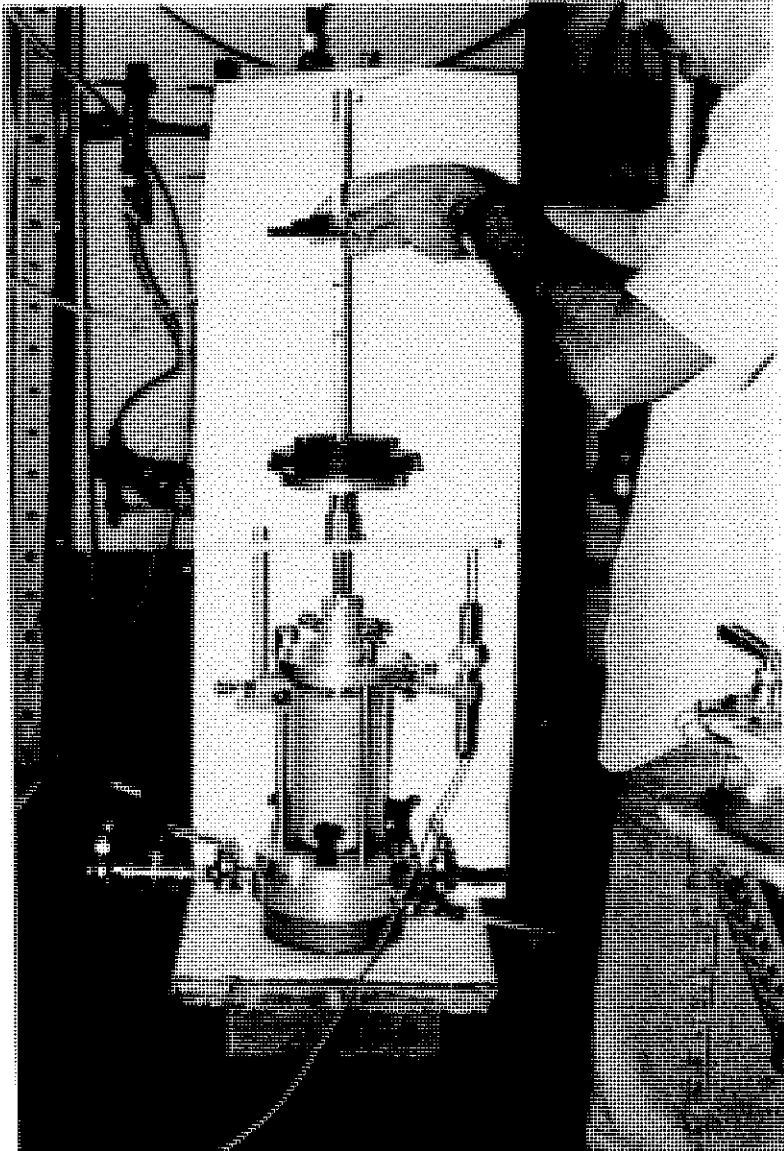


Foto III.5 - Célula triaxial com adaptações para realização dos ensaios de choque.

III.8.3 - EQUIPAMENTO UTILIZADO

As amostras de areia utilizaram as células triaxiais Wykeham Farrance Ltd.. com base expandida, enquanto que para os solos do Soberbo foram utilizadas somente células Ronald Top S.A. .

As medições de poro-pressão e pressão confinante foram realizadas por transdutores de pressão da marca Druck e Wykeham Farrance Ltd... Já o deslocamento axial sempre foi medido através de um transdutor de deslocamento da Wykeham Farrance Ltd...

Nos dois ensaios com mensuração da força, foi preciso utilizar o copo da célula triaxial do ensaio de adensamento CRS. Nestes dois casos, utilizou-se o mesmo transdutor de força interno do ensaio CRS, confeccionado no Laboratório de Geotecnia.

A aquisição de dados foi executada através de um *plotter* de três canais, modelo HP7090 A, fabricado pela Hewllet-Packard, que acumula as leituras em seu espaço de memória (*buffer*) e permite a gravação em disquete, quando ligado por cabo a um microcomputador (fotos III.6 e III.7).

Além disso, logo após a aquisição dos dados o equipamento traça as curvas de variação de voltagem durante o tempo de aquisição. Todos os ensaios tiveram tempo de aquisição de 10 s, revelando-se posteriormente como um tempo de duração satisfatória.

No presente trabalho foi utilizado um microcomputador PC-AT 286, portátil, onde inseria-se um disquete para transferência e armazenamento dos dados, que eram lidos através de um programa de leitura chamado HP7090.EXE, proveniente da própria fabricante do *plotter*.

As massas utilizadas para o choque eram os discos de ferro das prensas de adensamento convencional, colados entre si com adesivo Super Bonder.

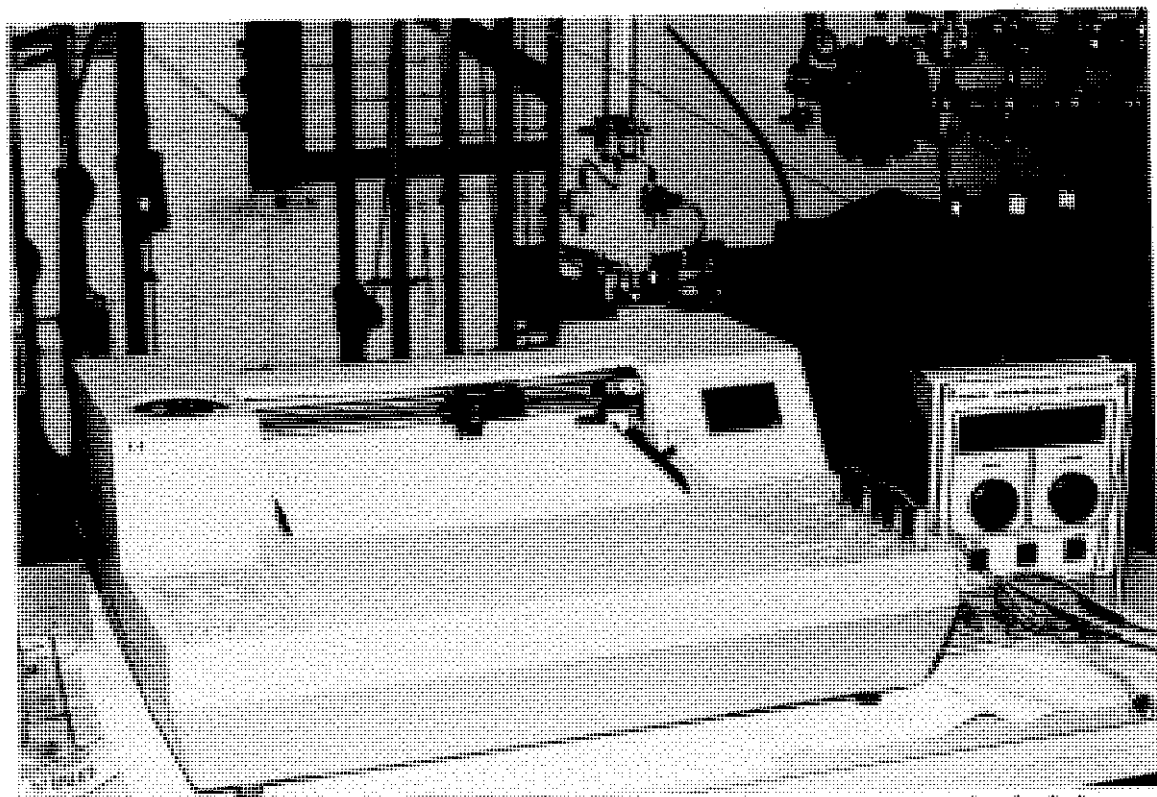


Foto III.6 - *Plotter* para aquisição do dados, dotado de três canais de leitura. Ao lado está a fonte de alimentação para os transdutores.



Foto III.7 - Microcomputador portátil, para recepção e armazenamento em disquete das leituras obtidas pelo *plotter*.

A plataforma circular de alumínio em que os discos caíam, com 1 cm de espessura e diâmetro de 12 cm, possui uma haste no centro, também de alumínio, com 0,5 cm, de diâmetro e 50 cm de comprimento, que serve de guia para orientar a queda e evitar o tombamento dos discos de ferro.

A haste atravessa o centro do disco e é rosqueada na parte superior de uma peça de latão, fixando completamente o conjunto haste-plataforma-peça de latão. A parte inferior desta peça, por sua vez, encaixa-se 2 cm no topo do pistão, sendo fixada ao pistão lateralmente por um parafuso que comprime ortogonalmente a parede do pistão. O peso deste conjunto, sem o pistão, era de 0,574 kgf.

Como a pressão confinante total no início do ensaio era de 225 kPa, foi sempre necessária a permanência de discos de ferro sobre a plataforma circular de alumínio, de modo a equilibrar a tendência de subida do pistão provocada por este empuxo. Os pistões utilizados tinham 1,25 e 1,60 cm de diâmetro, necessitando a colocação de contra-pesos de 2,331 e 4,035 kgf, respectivamente.

Abaixo da peça de latão, era solidarizada ao pistão uma barra transversal de alumínio, com 30 cm de comprimento, 2,5 cm de largura e 0,5 cm de espessura. Esta barra é furada ao centro e presa ao pistão através de um parafuso lateral; a barra tinha a finalidade de permitir que o transdutor de deslocamento, em contato próximo a uma de suas extremidades, registrasse o deslocamento axial durante o choque.

Na extremidade oposta da barra também havia um furo de 0,5 cm de diâmetro para permitir a movimentação vertical em torno de uma pequena haste-guia presa na célula. Esta haste evita que ocorram rotações do conjunto pistão-plataforma durante o ensaio, e serve de fixação do pistão quando removidas as garras de fixação anti-empuxo.

Embora aparentemente complexo, o equipamento usado no ensaio era de simples operação e foi em grande parte adquirido a partir de adaptações de peças disponíveis no próprio Laboratório de Geotecnia a custo zero.

III.8.4 - MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

O processo de moldagem dos corpos de prova foi o mesmo realizado para os ensaios CIU, tal como descrito no item III.7.4, tendo em vista que os ensaios de choque se realizam em células triaxiais adequadas à areia ou aos solos do Soberbo.

III.8.5 - SATURAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

O procedimento para saturação também foi idêntico ao realizado para os ensaios CIU, conforme foi descrito no item III.7.6.

III.8.6 - ADENSAMENTO ISOTRÓPICO DOS CORPOS DE PROVA

Nos ensaios de choque o adensamento isotrópico dos corpos de prova foi sempre feito com tensão confinante efetiva de 25 kPa, lidas nos mesmos intervalos de tempo adotados nos ensaios CIU. Esta tensão confinante provocou pequenas variações de volume, entre 2 e 5 cm³, mas reproduziu o mesmo formato das curvas de variação de volume em função do tempo obtidas nos ensaios CIU.

III.8.7 - CHOQUE

Terminada a fase de adensamento, a torneira de drenagem era fechada e iniciava-se a colocação da plataforma. Esta fase do ensaio precisava ser feita de forma que, ao liberar a garra de fixação do pistão, o mesmo não se deslocasse devido ao empuxo, levando à necessidade de fixação do pistão por meio da barra transversal de alumínio.

Feita a colocação da plataforma e equilibrado o empuxo, reajustava-se a posição da barra transversal, adequando-se o curso do transdutor de deslocamento. Ligavam-se os transdutores de deslocamento, pressão (poro-pressão e/ou pressão confinante) e, em alguns casos, o transdutor de força no *plotter*, para uma primeira aquisição das condições iniciais dos ensaios.

A partir disso, um operador mantinha os discos de ferro (massa) a uma altura conhecida, enquanto que uma outra pessoa estava preparada para disparar o botão do *plotter* para iniciar a aquisição. Logo em seguida ao início da aquisição do *plotter*, deixava-se cair a massa.

As alturas de queda da massa foram sempre de 10, 15 ou 20 cm, medidas em relação ao nível superior dos discos utilizados como contra-peso da plataforma.

Em todos os ensaios as massas foram variadas, mas correspondiam à massa para o carregamento estático necessária para uma determinada tensão desvio de ruptura, determinadas nos ensaios CIU em cada um dos tipos de solo: areia, colúvio e saprolito.

No caso das areias as massas utilizadas foram de 11 kg (6 ensaios) e 22 kg (1 ensaio), correspondentes respectivamente a 6 e 12 % do pico de tensão desvio necessária para ruptura estática.

Nos ensaios de colúvio foram usadas massa de 0,620 kg (3 ensaios), 1,300 kg (1 ensaio), 2,580 kg (3 ensaios) e 5,160 kg (5 ensaios), correspondentes respectivamente a 6, 12, 25 e 50 % do pico de tensão desvio necessária para ruptura estática.

Para os ensaios no saprolito foram usadas massa de 2,050 kg (1 ensaio), 4,100 kg (4 ensaios) e 8,550 kg (1 ensaio), correspondentes respectivamente a 6, 12 e 25 % do pico de tensão desvio (estática) necessária para ruptura.

Cabe ressaltar que o *plotter* HP7090A faz sempre aquisição de 1000 (mil) pontos para um determinado tempo estipulado pelo usuário. Como os ensaios

foram todos realizados para aquisição de dados durante 10 s, cada leitura do *plotter* foi feita a cada 10 ms, mostrando ser uma duração de ensaio satisfatória em todos os casos.

CAPÍTULO IV RESULTADOS

IV.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

De um modo geral os resultados obtidos nas análises das fotografias aéreas permitiram a caracterização ambiental da encosta do Soberbo antes e após o movimento de massa inicial.

Os parâmetros geotécnicos dos solos do Soberbo assemelharam-se bastante aos parâmetros anteriormente descritos por Silveira (1993) e Shilling (1993), conforme será comentado no decorrer dos tópicos abaixo.

IV.2 - INTERPRETAÇÃO DAS FOTOGRAFIAS AÉREAS






IV.2.1 - FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1954






A interpretação das fotos aéreas de 1954, mostrada na figura IV.1, permitiu uma visualização detalhada das condições ambientais presentes na encosta do Soberbo antes do movimento de massa inicial.

Além das feições descritas na legenda da figura, foram numerados alguns itens dentro das fotografias para facilitar a descrição do que representam. Foi também marcado o contorno aproximado do movimento de massa de 1966.

De um modo geral, a interpretação mostrou um uso do solo bastante presente em toda a área, destacando-se pelo uso agrícola, mineração, intenso arruamento e elevado número de residências de diversos portes. Entremeadado a isto, percebeu-se o afloramento de vários blocos de rocha, algumas paredes de cicatrizes de erosão (ou cortes antigos) e a existência de dois tipos de cobertura vegetal: floresta e gramíneas.

LEGENDA

-  mineração
-  cultivos
-  arruamento
-  blocos de rocha
-  residências

-  canais de drenagem
-  lagos
-  divisor da bacia do Córrego Santo Antônio
-  divisor da bacia do Soberbo
-  contorno aproximado do movimento de massa de 1966

B



A



No trecho central da fotografia A, o número 1 indica a casa de nº 499, que permaneceu intacta ao longo dos anos, após os sucessivos movimentos. É considerada portanto uma referência importante na análise histórica, pois além de um ponto fixo, serve como escala aproximada para outros elementos. Bem próximo a esta casa existe um enorme bloco de rocha, de cerca de 5 m de diâmetro, que até os dias de hoje permanece na mesma posição.

A mancha amarela em forma de “U” é uma mineração para extração de rocha ornamental (comercialmente chamada de Granito Preto Tijuca), que progrediu de jusante para montante, ao longo do fundo de dois vales bastante íngremes, marcados com os números 2 e 3.

É importante destacar que na base da mineração 2 estão expostos três enormes blocos de rocha, da ordem de 3 m de diâmetro cada um, que podem ter sido os responsáveis pela detonação da ruptura inicial do Soberbo.

O fundo de vale 2 tem a direção de seu eixo coincidente com o eixo principal por onde se deu o movimento de massa de 1966, podendo também ter sido um forte elemento de convergência de fluxos d’água superficiais. A erosão provocada por estes fluxos ao redor dos blocos, pode tê-los desestabilizado e levado-os à queda. Esta é a principal observação extraída da interpretação destas fotos.

A marcação do contorno aproximado do movimento de massa de 1966 mostrou que o mesmo se deu inteiramente no fundo de vale e que destruiu no mínimo quatro casas. Houve também a destruição de um grande trecho do caminho Quebra-cangalha e arruamentos de acesso às residências circundantes.

A fotografia B tem as características gerais iguais às da foto A, não apresentando nenhum detalhe importante para a compreensão da iniciação do movimento de massa. Está colocada no trabalho para facilitar a comparação com as fotos de 1967.

IV.2.2 - FOTOGRAFIAS AÉREAS DE 1967

A interpretação das fotos aéreas de agosto de 1967, mostrada na figura IV.2, não trouxe a mesma riqueza de detalhes da análise anterior, principalmente devido à escala, mas possibilitou uma clara definição do contorno do movimento de massa iniciado em janeiro de 1966.

Comparando de um modo geral, as fotos de 1967 mostram que houve uma forte retração das atividades de cultivo e ainda o deslocamento das áreas de mineração da bacia do Soberbo para outros locais vizinhos. O abandono da exploração permitiu a retomada da vegetação no vale 1 e algum avanço da vegetação no vale 2, deixando neste local apenas a cicatriz erosiva da atividade.








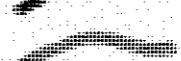

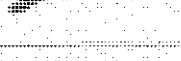
Outro aspecto geral interessante é a não observação ampla dos blocos de rocha aflorantes, por um lado, devido à retomada da vegetação, por outro, devido à escala de menor detalhe das fotos.

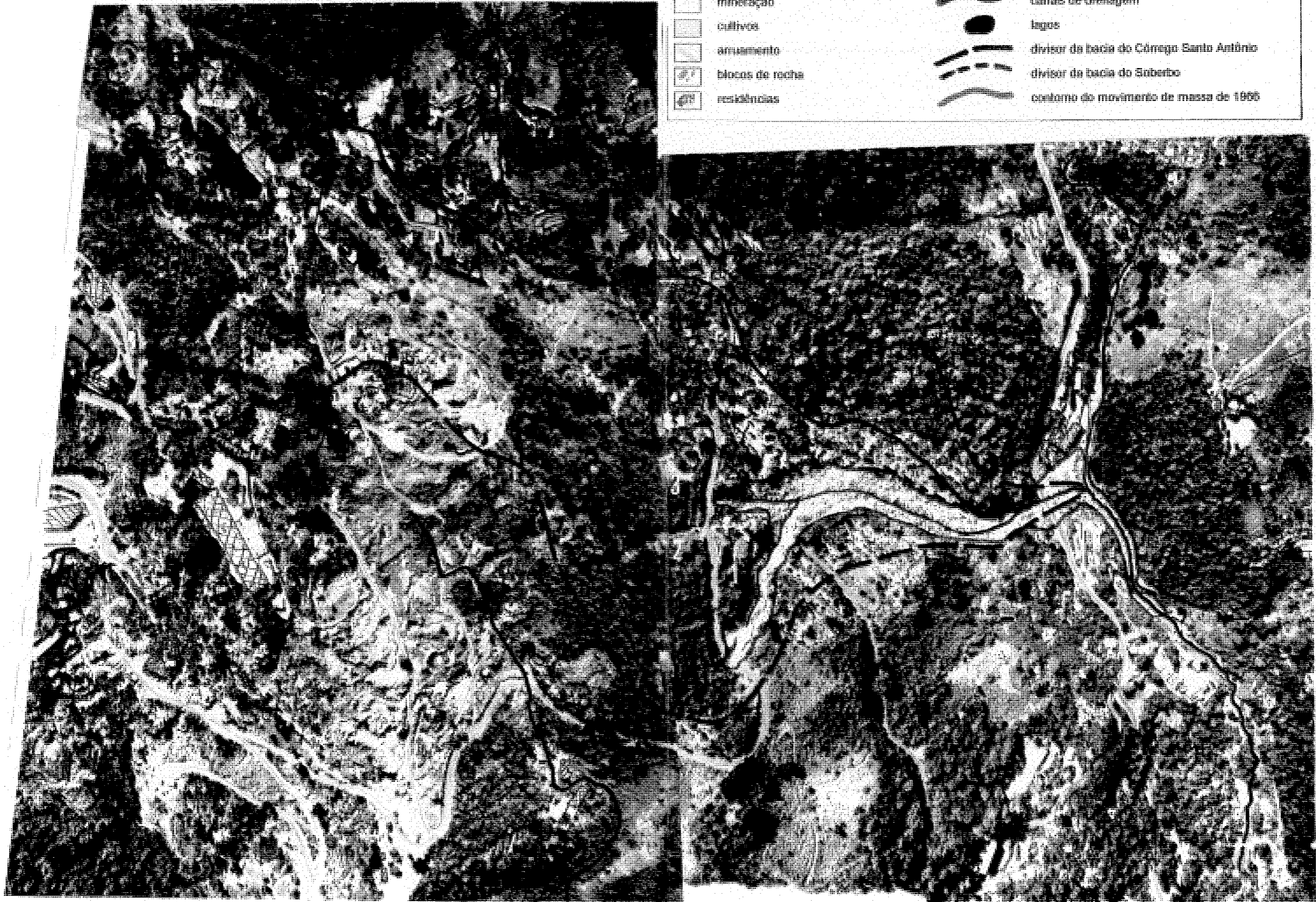
A delimitação do movimento de massa mostra que na região A não houve a destruição da estrada do Soberbo em 1966 (e 1967), esclarecendo a dúvida levantada na literatura, isto é, esta observação se opõe à delimitação descrita na figura I.2, em que Pedrosa *et al.* (1988) coloca a total destruição da estrada. Certamente naquele artigo atribuiu-se que a cicatriz da mineração era a extremidade do movimento de massa. Provavelmente esta incorreção foi feita devido à falta de conhecimento das condições ambientais pretéritas.

Por outro lado, na região B observa-se nitidamente que o movimento de massa destruiu por completo a estrada do Soberbo. Mais a jusante, observa-se também a completa destruição de uma rua de acesso e do caminho Quebracangalha.

Entre as zonas A e B vê-se intacta a casa nº 499, tal como está hoje. No encontro destas duas zonas, junto ao canal de drenagem desenvolvido no interior do movimento de massa, observa-se uma concentração de blocos de vários

LEGENDA

- | | | | |
|---|-----------------|---|---|
|  | mirrecação |  | canais de drenagem |
|  | cultivos |  | lagoa |
|  | arruamento |  | divisor da bacia do Córrego Santo Antônio |
|  | blocos de rocha |  | divisor da bacia do Sobrado |
|  | residências |  | contorno do movimento de massa de 1965 |



tamanhos, que vão aumentando em quantidade para jusante até se espalhar pelo rio da Cachoeira. Como não se apresentam com individualização nítida, não foram marcados nas fotos.

IV.3 - CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

A caracterização das amostras deformadas dos solos do Soberbo foi realizada para obtenção da densidade real dos grãos (δ), limites de Atterberg e curva de distribuição granulométrica. Os resultados obtidos encontram-se resumidos na tabela IV.1 e a distribuição está mostrada na figura IV.3.

A densidade real dos grãos para o saprolito foi de 2,884, aproximando-se muito do valor médio de 2,848 descrito por Silveira (1993). No caso dos colúvios os valores foram de 2,882 e 2,829, também circundaram o valor médio de 2,845 encontrado por aquele autor.

Os limites de Atterberg só foram obtidos no colúvio 1, mesmo assim com valores baixos, caracterizando um solo de baixa plasticidade. Estes resultados se mostraram ligeiramente mais elevados do que os resultados obtidos por Pedrosa *et al.* (1988), que encontraram $LL = 38 \%$ e $IP = 8 \%$, e Silveira (1993), que definiu para a amostra coletada no ponto AD 01 os valores de $LL = 36 \%$, $LP = 30 \%$ e $IP = 6 \%$.

A não plasticidade do saprolito e do colúvio 2 revelam o caráter arenoso destas amostras, fato que também já havia sido observado por Silveira (1993).

Tabela IV.1 - Síntese dos resultados da caracterização dos solos do Soberbo

AMOSTRA	δ	LL (%)	LP (%)	IP (%)	pedregulho (%)	areia (%)	silte (%)	argila (%)
Colúvio 1 (ponto AD 01)	2,882	47	33	14	0,5	34,5	16,0	49,0
Saprolito (ponto AD 02)	2,884	-	-	-	0,2	40,8	31,0	28,0
Colúvio 2 (ponto AD 03)	2,829	-	-	-	1,5	44,5	21,0	33,0

As curvas de distribuição granulométrica se mostraram muito próximas daquelas obtidas por Silveira (1993), revelando a forte similaridade entre os solos estudados, ratificando que se tratam dos mesmos solos.

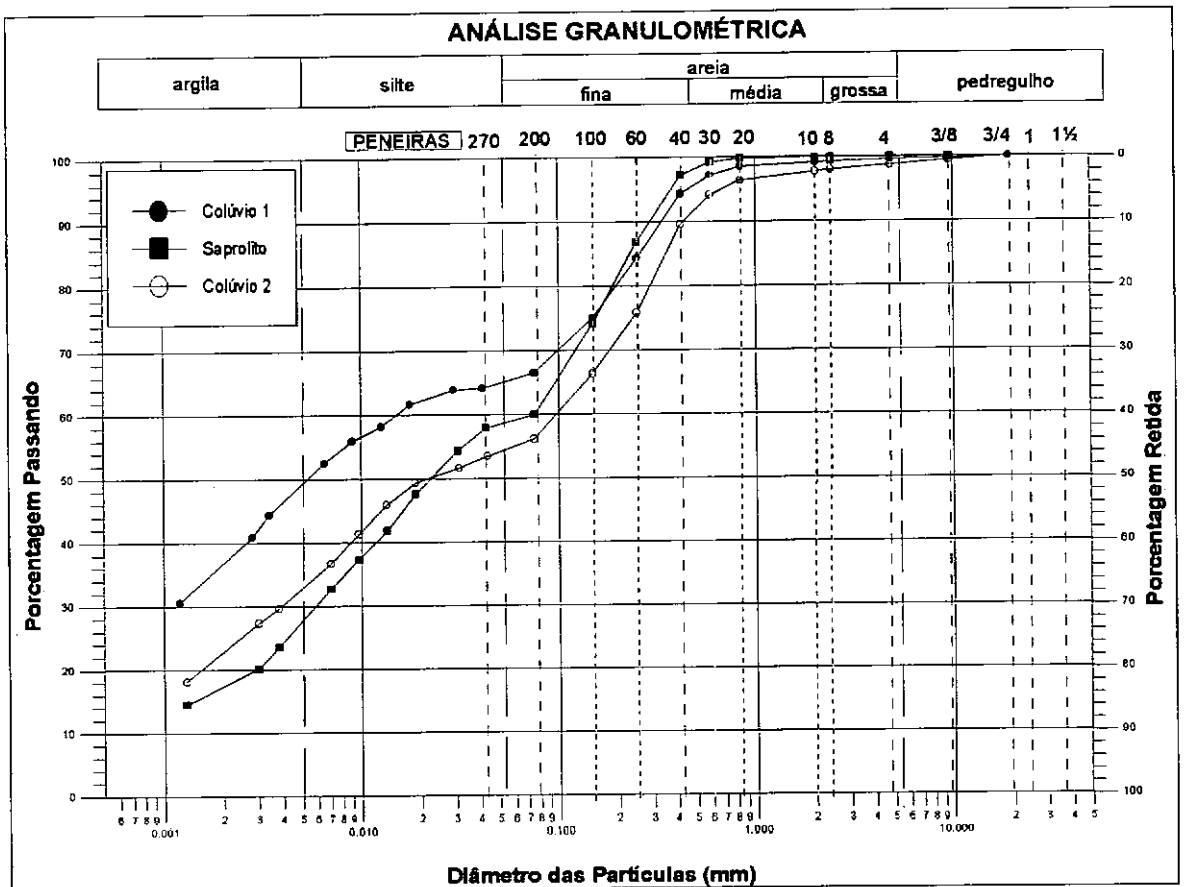


Figura IV.3 - Distribuição granulométrica dos solos do Soberbo.

IV.4 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL CONVENCIONAL

Os ensaios de adensamento convencional realizados nas amostras verticais, horizontais e amolgadas dos colúvios e do saprolito, figuras IV.4 e IV.5, indicam comportamento semelhante para os casos amolgados e indeformados quando submetidos a um mesmo nível de carga. Cabe ressaltar que os ensaios nestes solos se caracterizaram pela fraca definição dos trechos de recompressão e compressão virgem. Esta falta de definição impediu uma clara determinação das tensões de sobreadensamento, reforçando a necessidade da execução dos ensaios CRS.

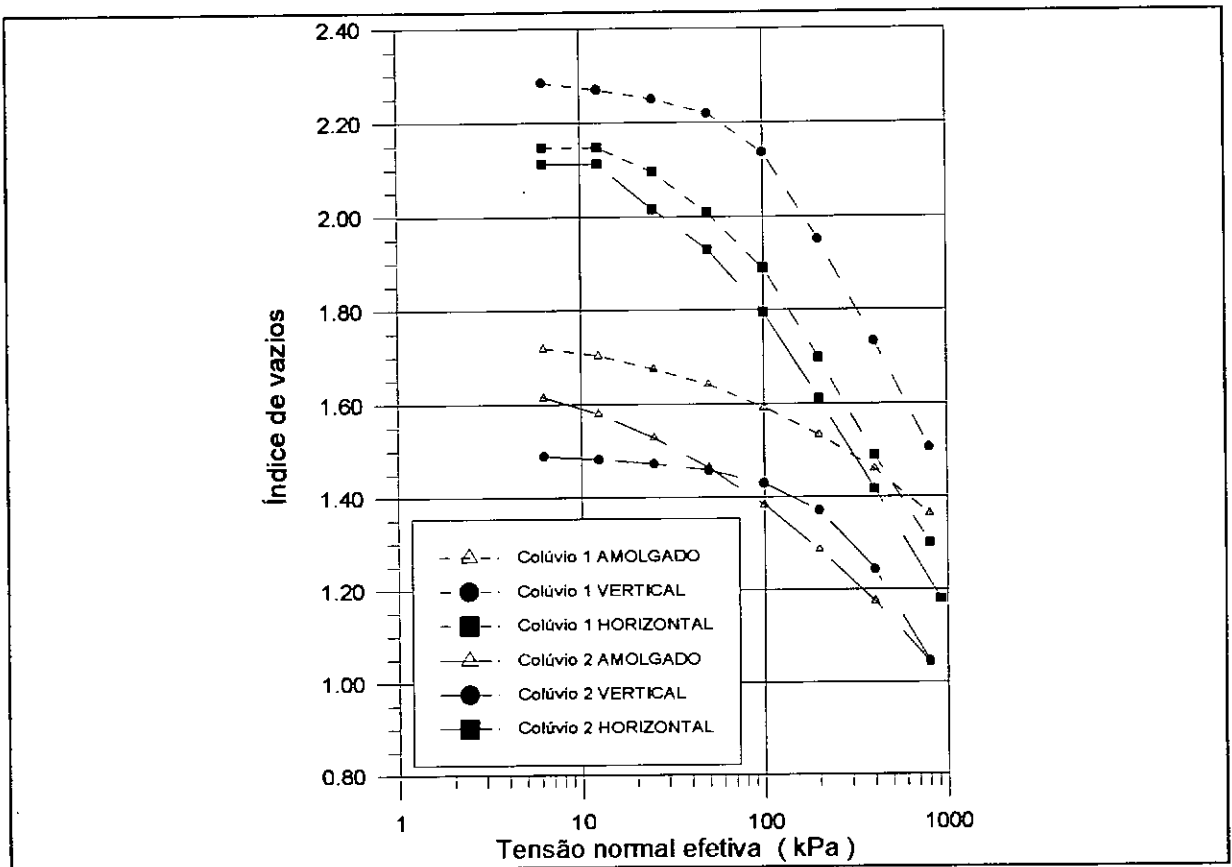


Figura IV.4 - Curvas de adensamento dos colúvios do Soberbo.

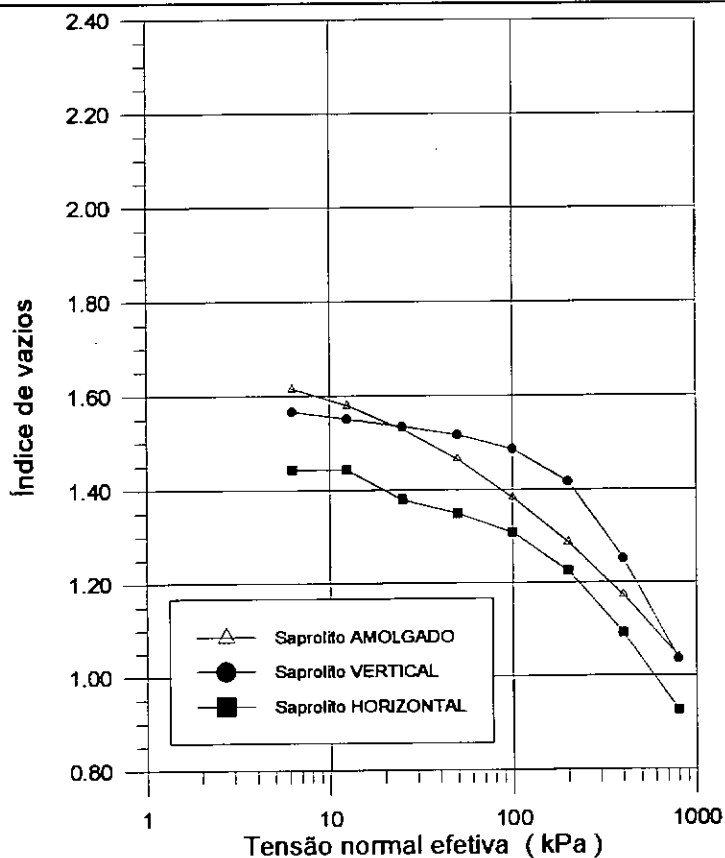


Figura IV.5 - Curvas de adensamento do saprolito do Soberbo.

Em geral as curvas das amostras amolgadas apresentaram baixa curvatura, mostrando a destruição da estrutura original dos solos, conforme esperado.

Um fato de destaque foi que nestes ensaios observou-se que, em alguns casos, a amostra indeformada apresentou índice de vazios inicial menor que os da amostra amolgada. Por exemplo, na figura IV.4, o ensaio do colúvio 2 na direção vertical foi realizado com uma amostra de baixíssimo índice de vazios, o que não é comum para os colúvios da encosta do Soberbo. No entanto este aspecto deve ser analisado como um fato real, que reflete a precária homogeneidade destes colúvios, que deve estar relacionada, principalmente, aos processos deposicionais gerados por movimentos de massa.

A figura IV.6 mostra uma curva típica de recalque, onde está plotada a variação da altura do corpo de prova em relação à raiz quadrada do tempo, no estágio de carga de 200 kPa. Estas curvas mostram que o adensamento primário

se processa logo no primeiro minuto de carregamento, tal como já havia sido observado por Silveira (1993).

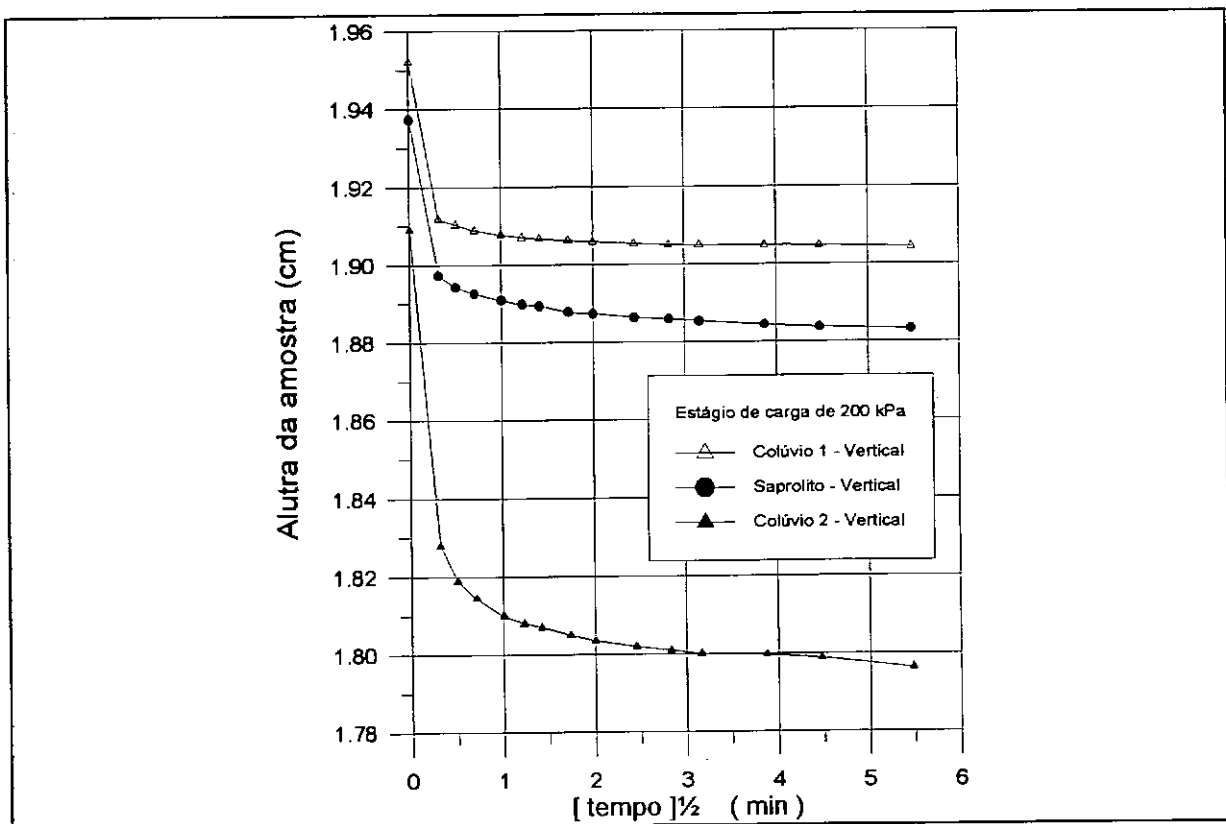


Figura IV.6 - Curvas de recalque das amostras de solo do Soberbo.

IV.5 - ENSAIOS DE ADENSAMENTO COM TAXA DE DEFORMAÇÃO CONSTANTE (CRS)

Os resultados dos ensaios CRS foram lançados individualmente para o colúvio 1, o saprolito e o colúvio 2, respectivamente apresentados nas figuras IV.7, IV.8 e IV.9. Estes ensaios forneceram curvas de adensamento bastante detalhadas, permitindo a obtenção das tensões de sobre-adensamento vertical e horizontal, necessárias para o cálculo dos valores de $K_0 = (\sigma_h'/\sigma_v')$, tal como sugerem Mesri & Castro (1987). As tensões de sobreadensamento foram extraídas pelo método de Pacheco Silva.

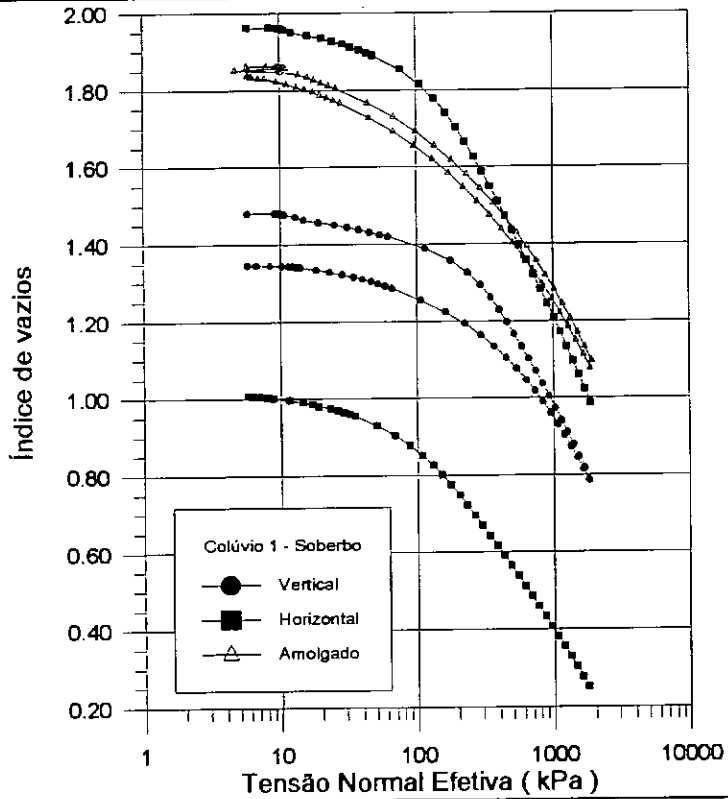


Figura IV.7 - Curvas de adensamento do colúvio 1.

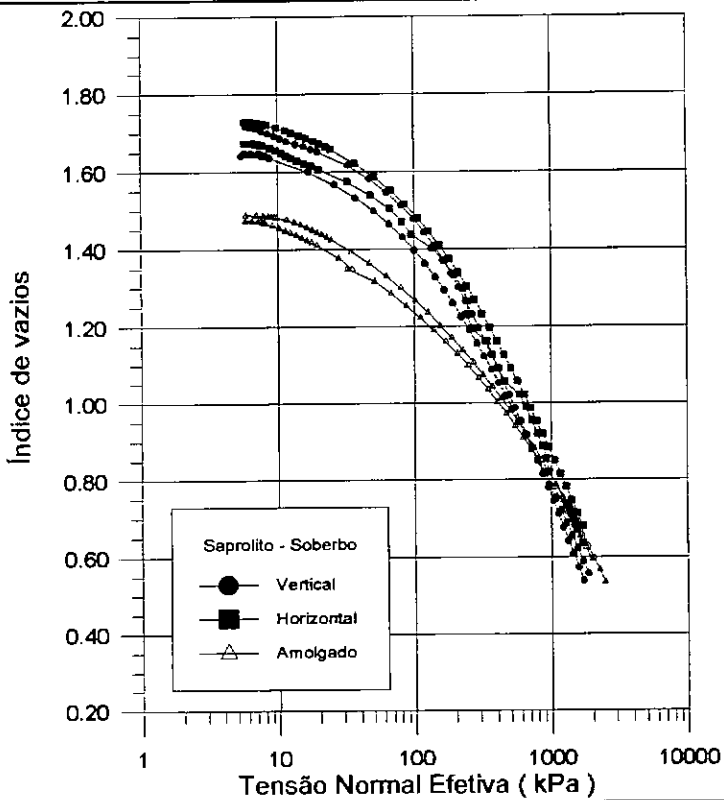


Figura IV.8 - Curvas de adensamento do saprolito.

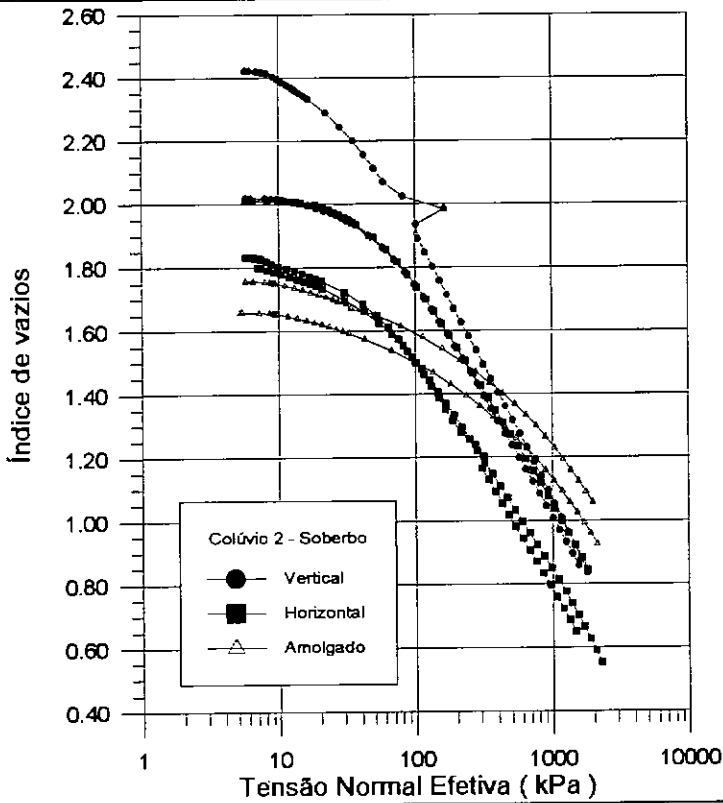


Figura IV.9 - Curvas de adensamento do colúvio 2.

A figura IV.7 mostra que o índice de vazios do colúvio 1 pode ser bastante variável, podendo ficar acima ou abaixo do índice de vazios das amostras amolgadas, revelando novamente a fraca homogeneidade da estrutura deste solo. Apesar disso as formas das curvas são bastante semelhantes para as situações amolgada, vertical e horizontal, indicando comportamentos à compressão relativamente parecidos.

No caso do saprolito, mostrado na figura IV.8, pode ser observada uma maior homogeneidade da estrutura do material, além do comportamento praticamente idêntico nas situações horizontal e vertical.

No caso do colúvio 2, figura IV.9, observa-se que o índice de vazios inicial é também variável, mas fica sempre mais elevado nas situações de estrutura intacta do que na condição amolgada. O comportamento à compressão é também muito semelhante para as condições vertical e horizontal, embora em uma das curvas verticais verifica-se uma irregularidade acentuada. Tal irregularidade é

atribuída à presença de pedregulhos do solo, que dificultam por vezes a compressão e depois se ajustam, retornando ao comportamento geral do solo.

IV.5.1 - ANÁLISE DAS CURVAS DE DEFORMAÇÃO

As curvas normalizadas de adensamento, figuras IV.10, IV.11 e IV.12, mostradas através da variação das deformações em relação à tensão normal efetiva, indicaram basicamente o mesmo comportamento de compressibilidade anteriormente comentados.

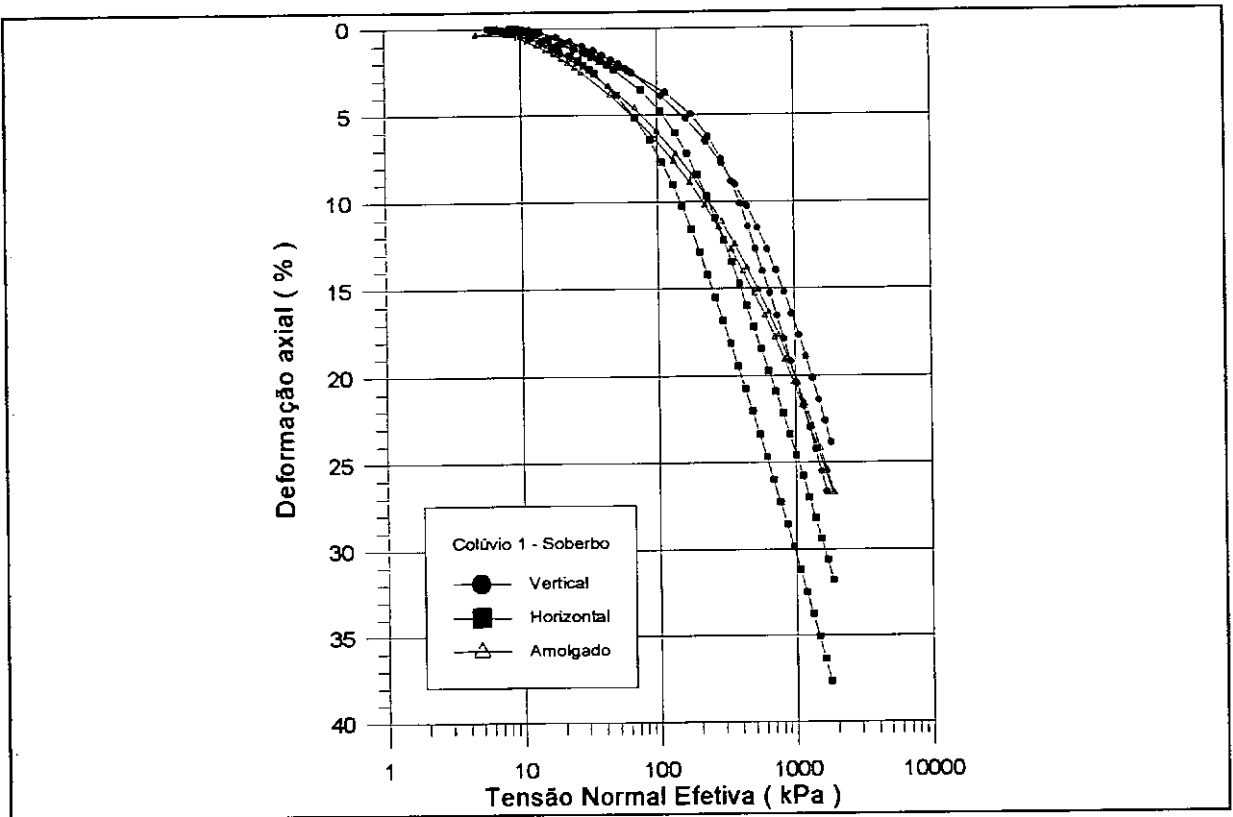


Figura IV.10 - Curvas normalizadas de adensamento para o colúvio 1.

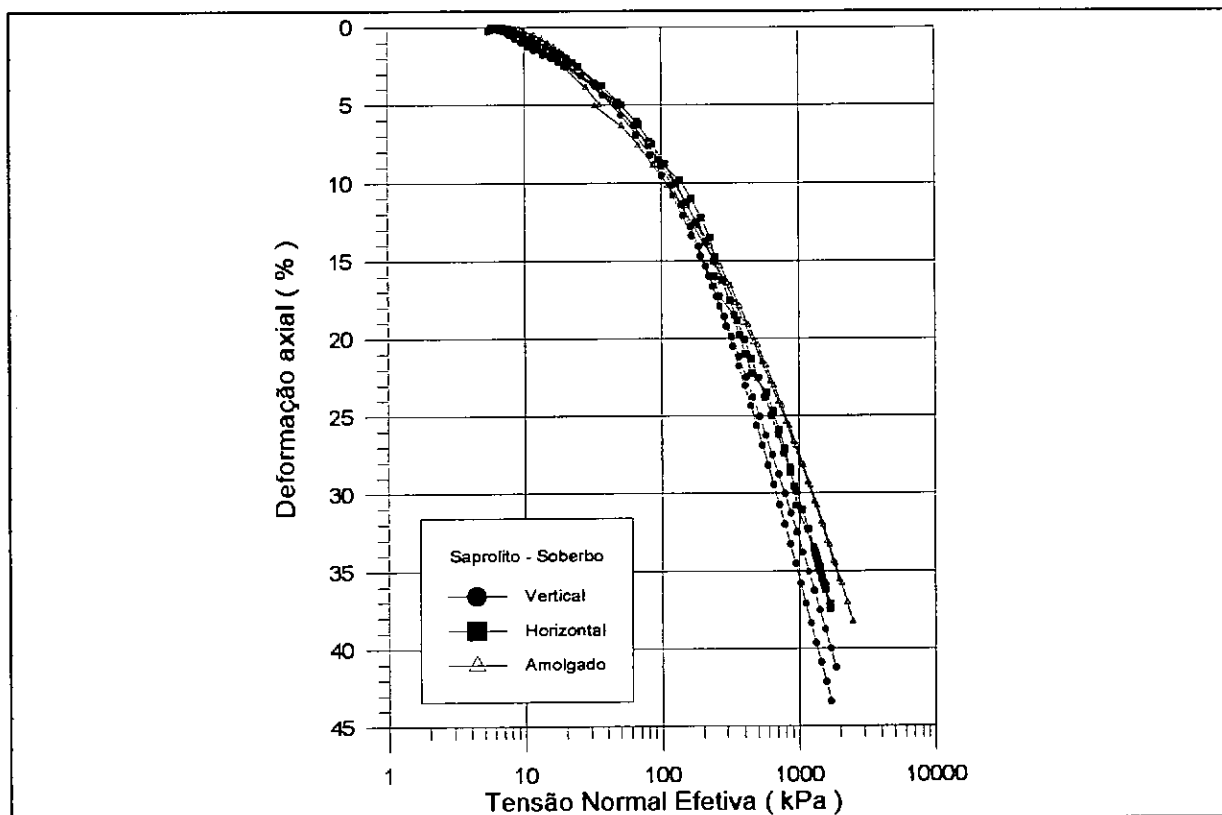


Figura IV.11 - Curvas normalizadas de adensamento para o saprolito.

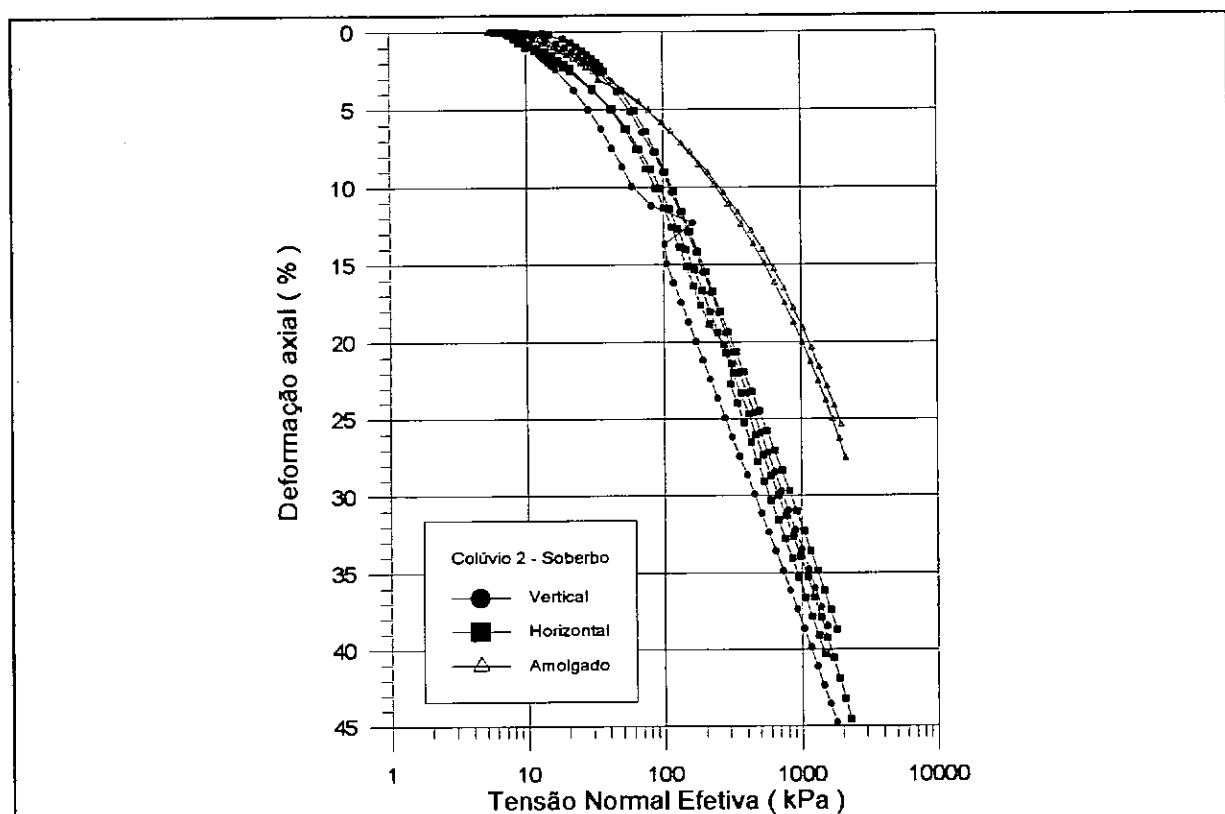


Figura IV.12 - Curvas normalizadas de adensamento para o colúvio 2.

Para o saprolito e o colúvio 2 foi observado que os solos indeformados iniciaram sua compressão acima das curvas amolgadas, até que perderam sua estruturação e comportaram-se como materiais adensados, caminhando abaixo das curvas das amostras amolgadas.

No caso do colúvio 1, a comparação de deformação do material natural e amolgado não é nítida, caracterizando a dificuldade de compreensão do comportamento deste colúvio.

IV.5.2 - ANÁLISE DAS CURVAS DE PORO-PRESSÃO

A mensuração da poro-pressão na base das amostras foi feita para alguns dos ensaios CRS, tal como mostrado nas figuras IV.13, IV.14 e IV.15. De um forma geral o comportamento é bastante irregular, apontando que as poro-pressões são baixas em relação às tensões normais aplicadas, atingindo no máximo 10 kPa.

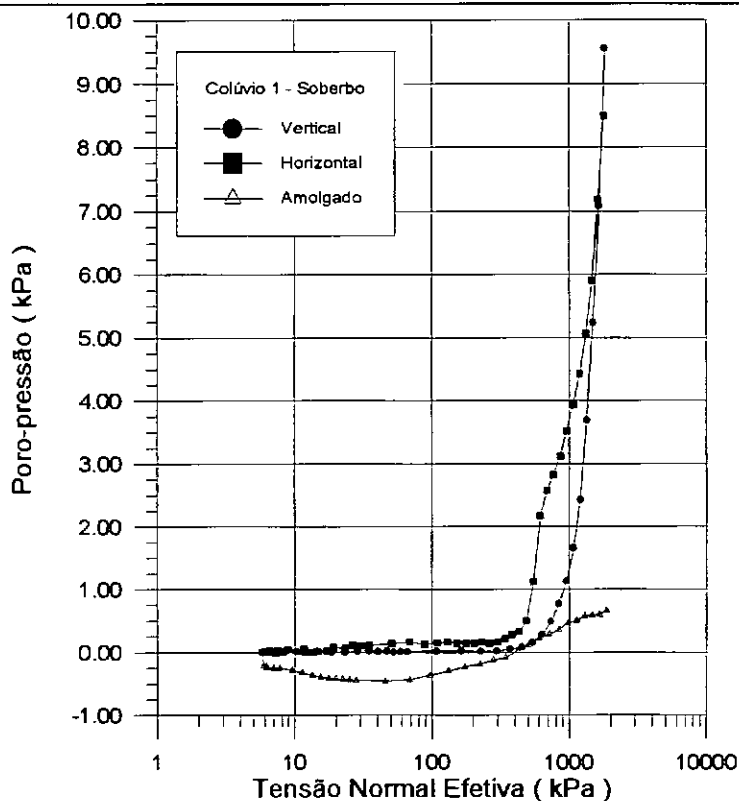


Figura IV.13 - Curvas de poro-pressão na base da amostra para o colúvio 1.

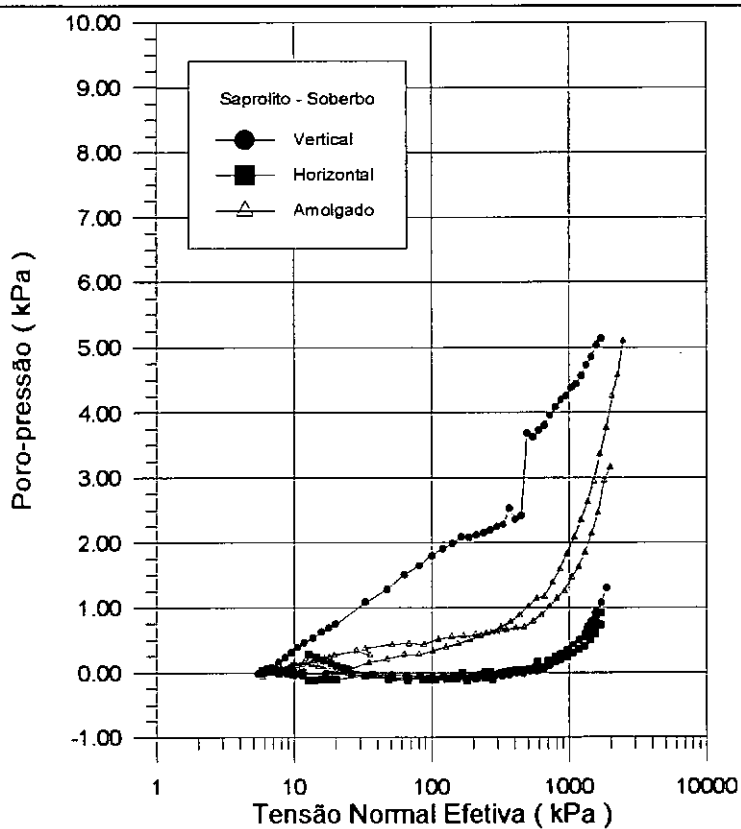


Figura IV.14 - Curvas de poro-pressão na base da amostra para o sapolito.

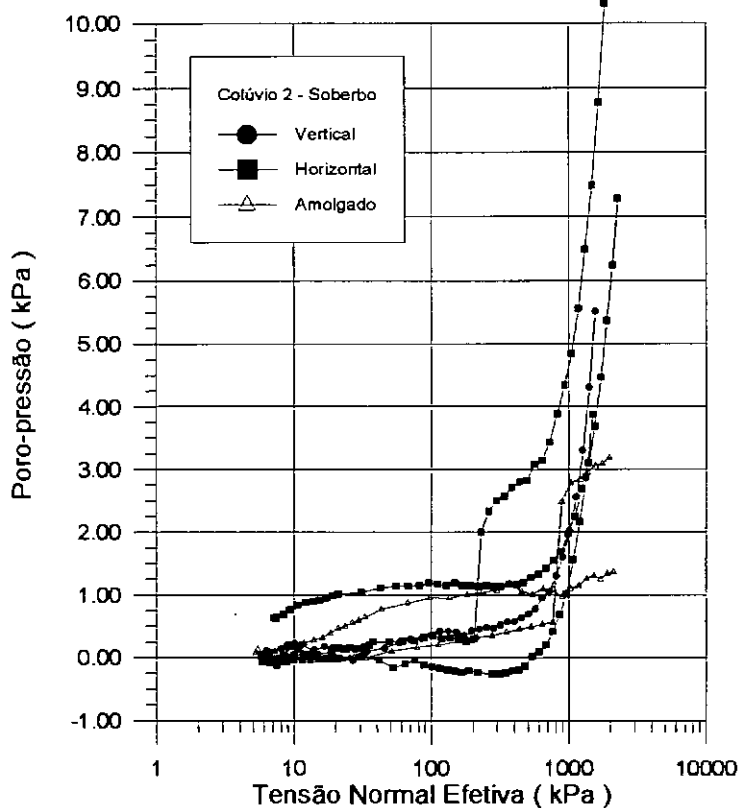


Figura IV.15 - Curvas de poro-pressão na base da amostra para o colúvio 2.

IV.5.3 - MENSURAÇÕES DE K_0

Como foram realizados dois ensaios CRS para cada tipo de solo do Soberbo, foi possível obter dois valores de tensão de sobreadensamento para cada tipo de solo, resultando em valores de K_0 máximo, K_0 médio e K_0 mínimo, tal como mostrado na tabela IV.2.

Os valores de K_0 mínimo foram calculados pela divisão do maior valor da tensão horizontal pelo menor valor da vertical, enquanto K_0 máximo foi ao contrário.

Através da análise dos valores de K_0 médios para o saprolito e o colúvio 2, com valores próximos de 1, é possível afirmar que estes solos são levemente sobreadensados. Talvez isto seja explicado pela erosão do solo nos pontos em que estes materiais se encontram.

O eixo principal da encosta do Soberbo, onde se localiza o ponto de retirada das amostras do colúvio 2, deve ter sofrido eventos antigos de erosão, que aliviaram a tensão vertical ao longo do tempo.

O ponto de coleta do saprolito se localiza na base da zona B do movimento de massa, onde certamente houve alívio da tensão vertical.

É importante destacar que esta constatação deixa claro que o uso destes blocos de solo, na vertical ou horizontal, são propícios ao carregamento hidrostático para os ensaios triaxiais e de choque, facilitando enormemente a execução dos mesmos.

Já o colúvio 1, com K_0 em torno de 0,5, indica uma condição de material normalmente adensado. Esta condição pode significar que naquele ponto de ocorrência do colúvio, o divisor da bacia do córrego Santo Antônio deve ter ficado estável ao longo do tempo geológico recente.

Tabela IV.2 - Resultado da análise dos valores de K_0 máximos, mínimos e médios atribuídos aos solos do Soberbo.

Solos	σ_h' (kPa)	σ_v' (kPa)	$K_0 = (\sigma_h' / \sigma_v')$
Colúvio 1	máx. = 160 mín. = 112 média = 136	máx. = 283 mín. = 268 média = 276	MÁX. = 0,60 MÍN. = 0,39 MÉDIA = 0,49
Saprolito	máx. = 145 mín. = 118 média = 132	máx. = 112 mín. = 100 média = 106	MÁX. = 1,44 MÍN. = 0,82 MÉDIA = 1,10
Colúvio 2	máx. = 57 mín. = 72 média = 65	máx. = 50 mín. = 70 média = 60	MÁX. = 1,45 MÍN. = 1,06 MÉDIA = 1,24

IV.6. - ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO-DRENADOS

IV.6.1 - ANÁLISE DOS SOLOS DO SOBERBO

Os ensaios triaxiais CIU dos solos do Soberbo mostraram-se eficientes para obtenção dos parâmetros de ruptura e se aproximaram muito dos resultados anteriormente obtidos por Silveira (1993). A tensão confinante efetiva (σ'_c), tensão desvio de ruptura (σ_{dr}), a deformação axial de ruptura (ϵ_a), o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e a coesão verdadeira (c') para estes solos estão resumidos na tabela IV.3.

Os valores de σ_{dr} encontrados para o saprolito e o colúvio 2, quando submetidos à tensão confinante de 25 kPa, foram utilizados para definição da carga de ruptura estática que balizou os ensaios de choque não-drenado, discutidos mais adiante.

Tabela IV.3 - Parâmetros de ruptura dos solos do Soberbo

Solo	σ'_c (kPa)	σ_{dr} (kPa)	ϵ_a (%)	ϕ' (graus)	c' (kPa)
colúvio 1	200	220	1,5	32,1°	23,6
colúvio 1	600	470	3,0		
saprolito	25	160	6,0	26,4°	22,3
saprolito	200	150	5,0		
saprolito	600	350	7,0		
colúvio 2	25	50	2,0	29,9°	9,2
colúvio 2	200	100	3,0		
colúvio 2	600	350	4,0		

IV.6.1.1 - ANÁLISE DO COLÚVIO 1

O comportamento relativo ao cisalhamento do colúvio 1 está expresso no conjunto de gráficos da figura IV.16.

A envoltória de ruptura traçada no diagrama P' - Q apresentou valores de $\alpha' = 28^\circ$ e $A = 20$ kPa, que após as transformações utilizando as equações $\text{sen}\phi' = \text{tg}\alpha'$ e $c' = A/\text{cos}\phi'$, resultou em valores de $\phi' = 32,1^\circ$ e $c' = 23,6$ kPa. As tensões desvio de ruptura, para tensões confinantes efetivas de 200 e 600 kPa, foram observadas para deformações axiais variando entre 1,5 e 3 %, fornecendo valores de tensão de 220 e 470 kPa.

Durante o decorrer do cisalhamento foram geradas somente excesso de poro-pressões positivas, com valores máximos de 150 e 440 kPa, significando comportamento não-dilatante neste colúvio. Já o comportamento normalizado, mostrado pela relação tensão desvio/tensão confinante, mostrou baixa dispersão de valores, indicando similaridade na resistência ao cisalhamento para estas duas amostras do colúvio 1.

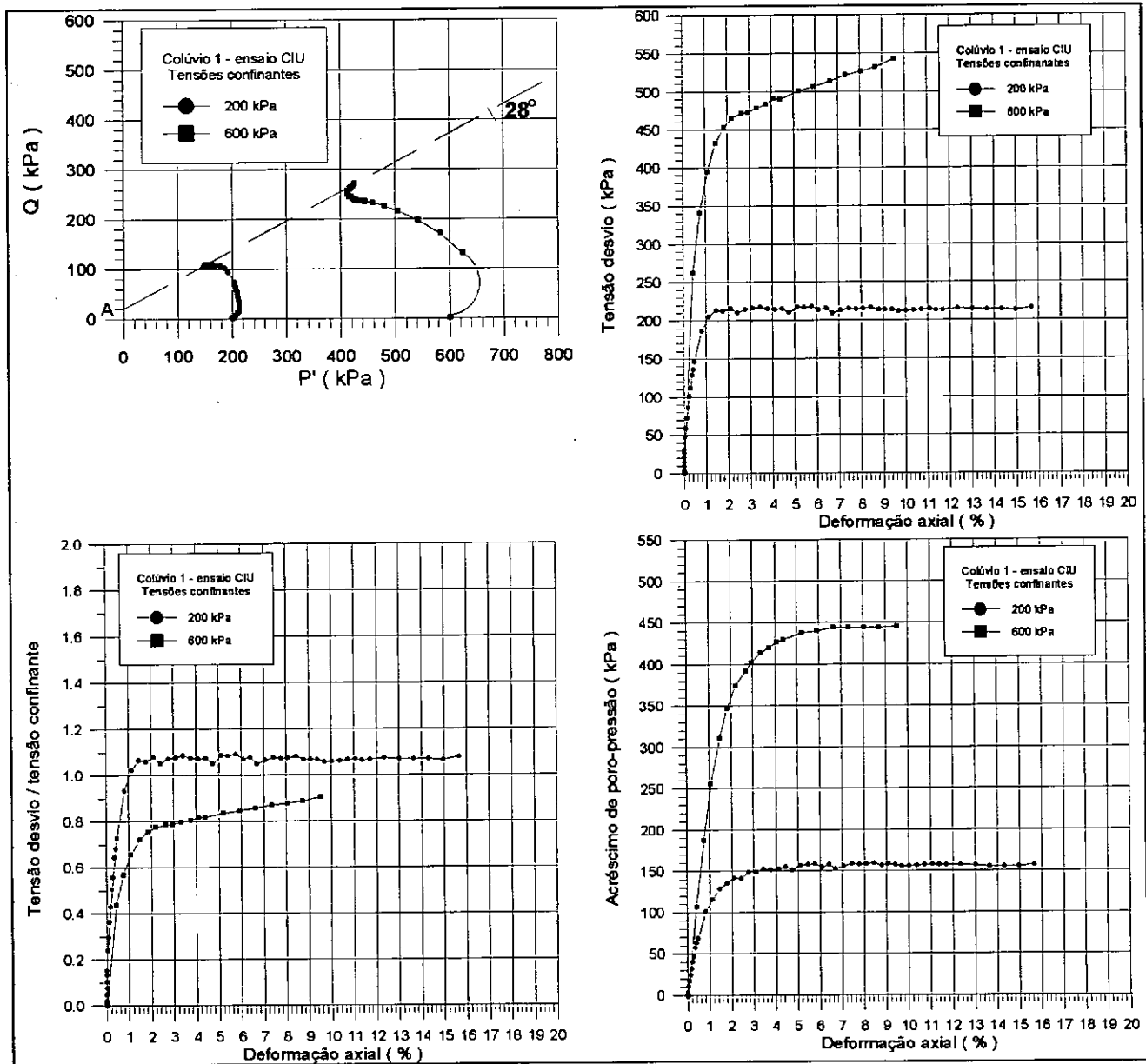


Figura IV.16 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento do colúvio 1, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU).

IV.6.1.2 - ANÁLISE DO SAPROLITO

O comportamento ao cisalhamento referente ao saprolito, submetido a tensões confinantes efetivas de 25, 200 e 600 kPa, está exposto graficamente na figura IV.17.

O traçado da envoltória de ruptura no diagrama P^2 - Q apresentou valores de $\alpha^2 = 24^\circ$ e $A = 20$ kPa, que após transformação forneceu os seguintes parâmetros de ruptura: $\phi^2 = 26,4^\circ$ e $c^2 = 22,3$ kPa. As tensões desviatórias máximas registradas na ruptura, correspondentes às tensões confinantes citadas, ficaram em torno de 160, 150 e 350 kPa respectivamente, acontecendo para deformações axiais entre 5 e 7 %.

As poro-pressões geradas durante o cisalhamento foram bastante distintas. Na amostra confinada a 25 kPa observou-se um pequeno acréscimo de pressão até 1,5 % de deformação, sendo logo em seguida alterada para um contínuo decréscimo de pressão, atingindo cerca de 35 kPa abaixo da poro-pressão inicial de 200 kPa. Este desempenho mostra que, para baixas tensões de confinamento, o saprolito apresenta alguma dilatância, ao contrário do que foi observado nos confinamentos de 200 e 600 kPa.

As curvas normalizadas indicam comportamento ao cisalhamento muito semelhante entre estas amostras de saprolito, comprovando novamente a forte homogeneidade deste solo.

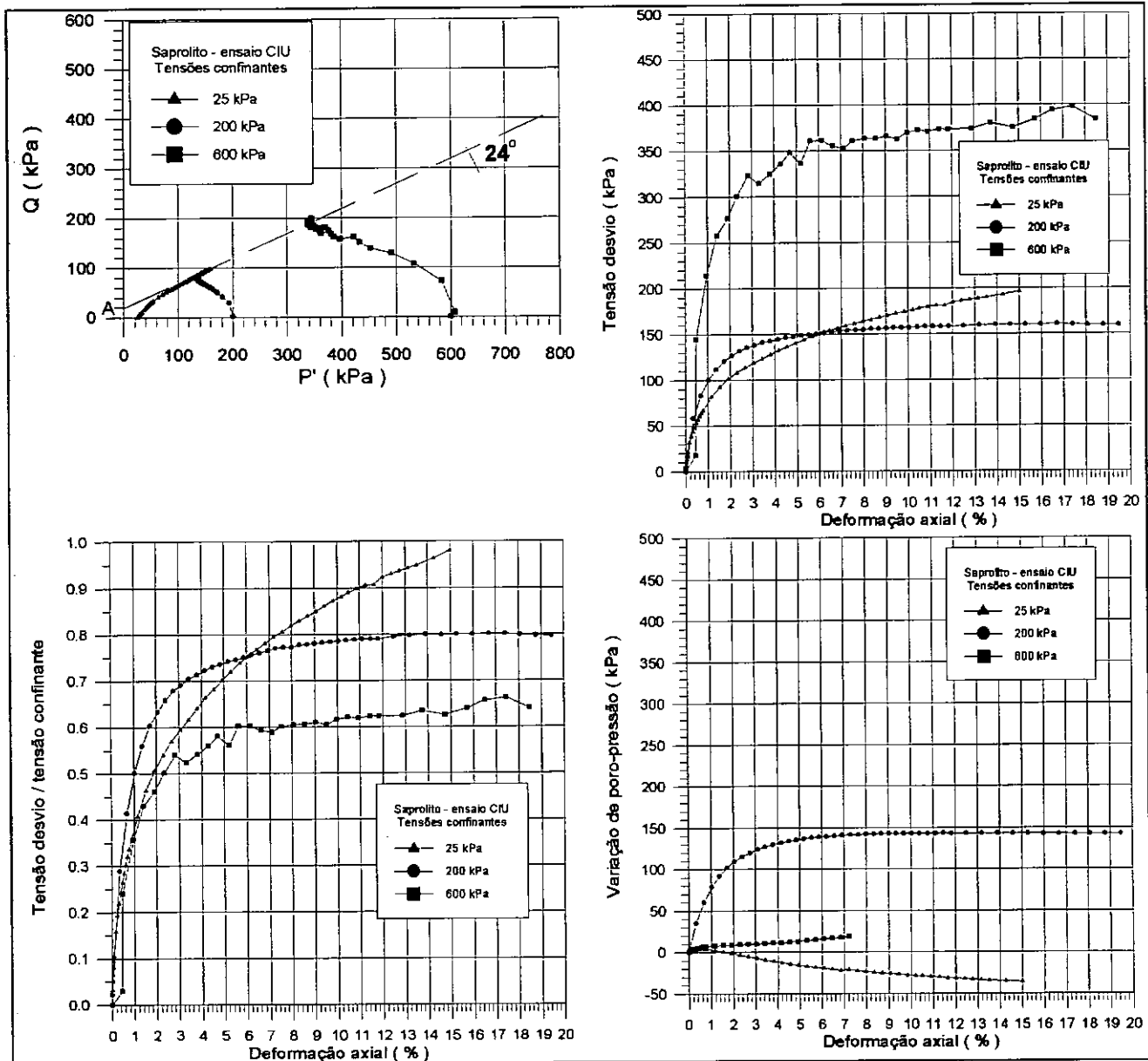


Figura IV.17 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento do saprolito, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU).

IV.6.1.3 - ANÁLISE DO COLÚVIO 2

O comportamento do colúvio 2, também submetido a tensões confinantes efetivas de 25, 200 e 600 kPa, está apresentado nos gráficos da figura IV.18.

Através da envoltória de ruptura traçada no diagrama P' - Q foram extraídos $\alpha' = 26,5^\circ$ e $A = 8$ kPa, resultando no cálculo de $\phi' = 29,9^\circ$ e $c' = 9,2$ kPa. As

tensões desviatórias de ruptura ocorreram para deformações axiais variando de 2 a 4 %, revelando valores de 50, 100 e 350 kPa correspondentes às tensões confinantes mencionadas.

As curvas de poro-pressão mostraram que houve um acompanhamento da geração de pressão ao longo do desenvolvimento de tensões desviatórias, porém indicam que não houve comportamento dilatante durante o cisalhamento, tendo as poro-pressões atingido valores máximos de 10, 140 e 510 kPa.

As curvas normalizadas mostram-se dispersas, revelando a baixa homogeneidade no comportamento cisalhante deste colúvio 2.

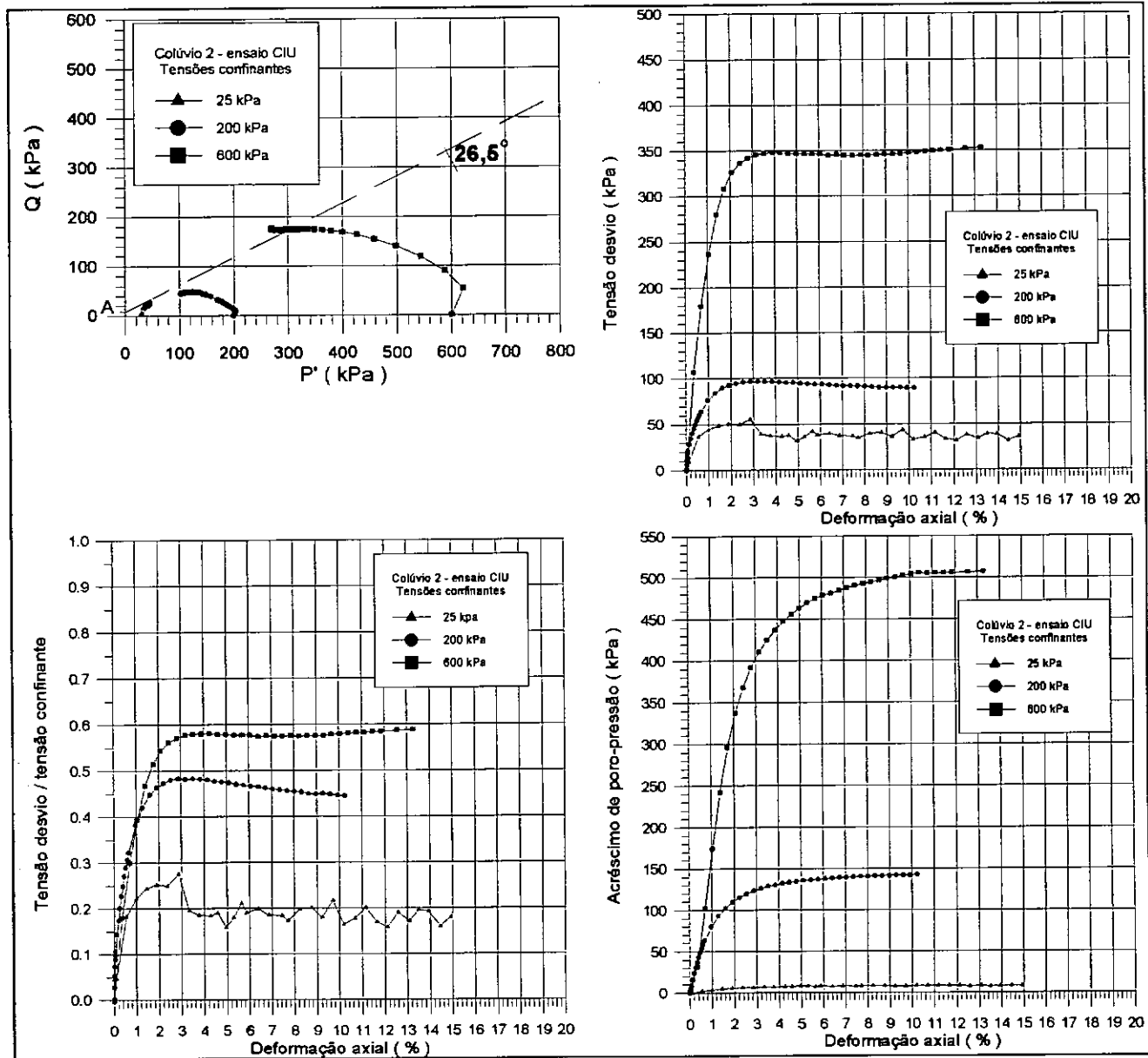


Figura IV.18 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento do colúvio 2, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU).

IV.6.2 - ANÁLISE DA AREIA DE SÃO FRANCISCO

O comportamento ao cisalhamento da areia de São Francisco, no estado fofo e submetida à tensão confinante efetiva de 25 kPa, foi definido através da realização de dois ensaios, conforme está apresentado nos gráficos da figura IV.19.

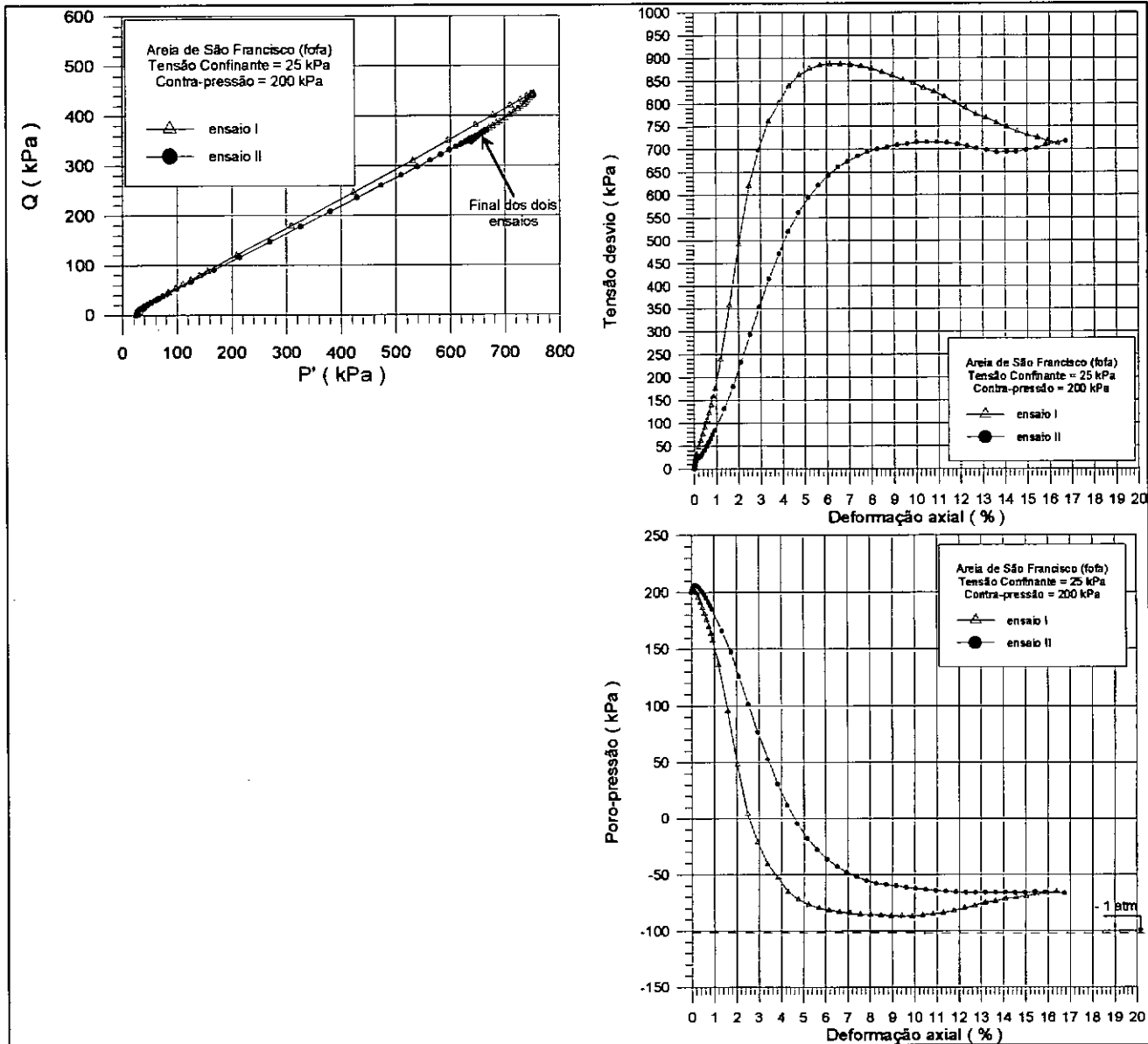


Figura IV.19 - Gráficos demonstrativos do comportamento ao cisalhamento da areia de São Francisco no estado fofo, para ensaios triaxiais não-drenados (CIU) com tensão confinante de 25 kPa.

A envoltória de ruptura traçada a partir do diagrama P' - Q ficou praticamente superposta à trajetória de tensões delineadas pelos ensaios, resultando em valores de $\alpha' = 27^\circ$ e $A = 0$ kPa, que, após transformações, forneceram valores de $\phi' = 30,6^\circ$ e $c' = 0$ kPa.

Este valor de ϕ' de ruptura revelou-se menor do que o valor médio de $41,5^\circ$ obtido por Oliveira Filho (1987), após uma série de ensaios triaxiais drenados desta mesma areia fofa ($e = 0,76$), com tensão confinante de 24,5 kPa. No entanto, para outros ensaios do autor, com areias também no estado fofo, confinados entre 50 e 650 kPa e acima de 650 kPa, foram obtidos ângulos de atrito efetivo de $35,5^\circ$ e $32,0^\circ$, mais próximos do valor obtido neste trabalho.

A tensão desvio de ruptura foi melhor definida no ensaio I, com valor de 890 kPa alcançado na deformação axial de 6 %. Apesar dos ensaios deste trabalho terem sido não-drenados e os de Oliveira Filho (1987) drenados, a forma das curvas de tensão desvio em função da deformação axial são muitíssimo parecidas.

As curvas de poro-pressão mostraram um leve acréscimo no início do ensaio, mas decresceram acentuadamente até atingirem a ruptura, mostrando a forte ocorrência de dilatância nestas amostras. Este fato também havia sido observado por Oliveira Filho (1987), quando verificou que ocorria uma leve contração volumétrica dos corpos de prova, no início dos ensaios, logo seguida de acentuada expansão até a ruptura e daí em diante baixa variação de volume.

Apesar destas observações contradizerem a literatura, no que se refere ao comportamento dilatante de areias fofas, Oliveira Filho (1987) explica este comportamento dizendo: “a amostra ‘fofa’ não é tão ‘fofa’, pois pequenos desvios de densidade relativa podem fazer diferença” e “a mineralogia quartzosa da areia e a baixa tensão confinante justificam este comportamento, conforme observado por Lee e Seed (1967) em ensaios drenados da areia quartzosa de Ottawa”.

CAPÍTULO V

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CHOQUE NÃO DRENADO

V.1 - ANÁLISE DA AREIA DE SÃO FRANCISCO

Os ensaios de choque realizados na areia de São Francisco tiveram um caráter de ensaios piloto, pois serviram para aprimoramento da execução e familiarização com o equipamento utilizado. Apesar disso, foi possível extrair algumas descobertas a respeito do comportamento das areias fofas quando submetidas ao choque.

Os ensaios de choque foram realizados com dois níveis de cargas, 11 e 22 kgf, que são equivalentes a 6 e 12 % da tensão de ruptura estática.

O cálculo para se chegar a estas cargas foi feito da seguinte maneira: adotou-se como tensão de ruptura ao cisalhamento a tensão pico obtida nos ensaios CIU, de 890 kPa. Passando este valor para kgf/cm^2 , encontrou-se $9,072 \text{ kgf/cm}^2$. Multiplicando esta tensão pela área das amostras de areia com 6% de deformação ($20,07 \text{ cm}^2$), que é a deformação de ruptura, tem-se a carga de ruptura de 182 kgf. Esta força equivale a 100 % da força necessária para a ruptura estática.

Os valores de 11 e 22 kgf foram utilizados a fim de facilitar a soltura manual destas massas para execução dos ensaios. As alturas de queda nos ensaios de 11 kg de massa foram de 10, 15 e 20 cm. Apenas um ensaio foi feito com massa de 22 kg, tendo altura de queda de 10 cm.

As alturas de queda também foram escolhidas de modo a facilitar a execução e evitar danos aos equipamentos, mas se revelaram adequadas para todos os ensaios, conforme será mostrado a seguir.

As figuras V.1 e V.2 mostram o deslocamento e a deformação axial das amostras de areia submetidas ao choque, ao longo do tempo de aquisição de 10 s.

A deformação se processa totalmente em cerca de 30 ms, tendo algumas oscilações durante este tempo.

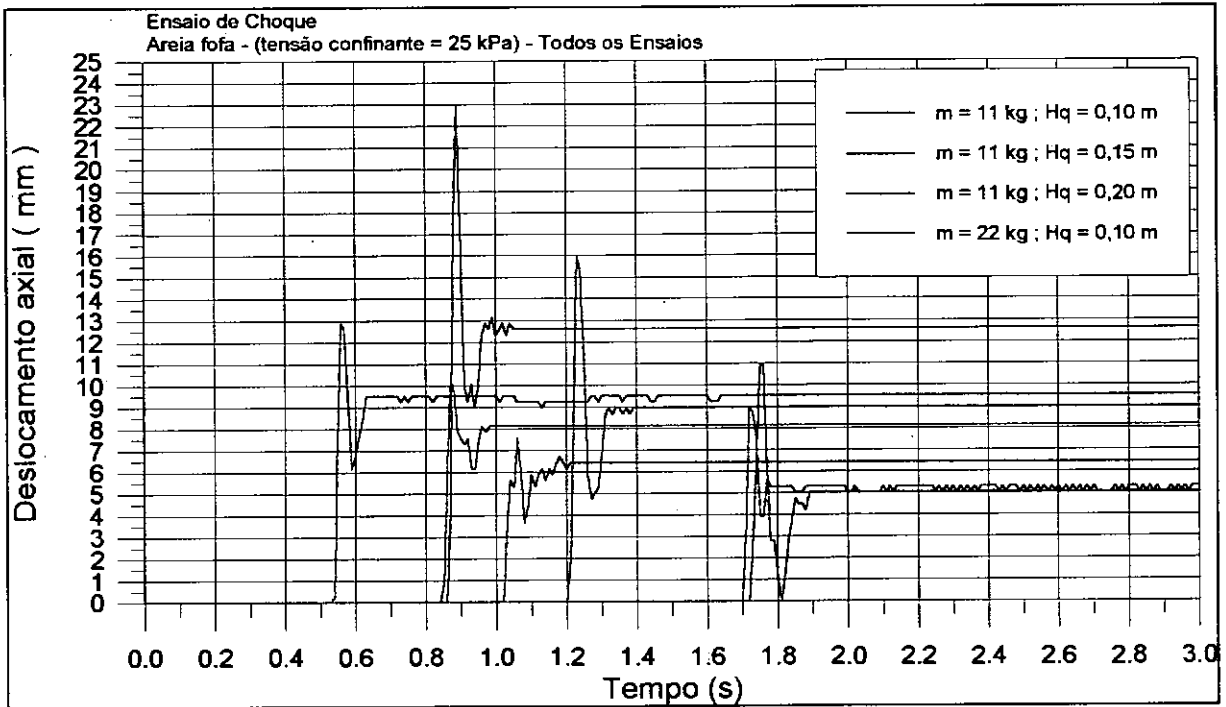


Figura V.1 - Deslocamento axial das amostras de areia nos ensaios de choque.

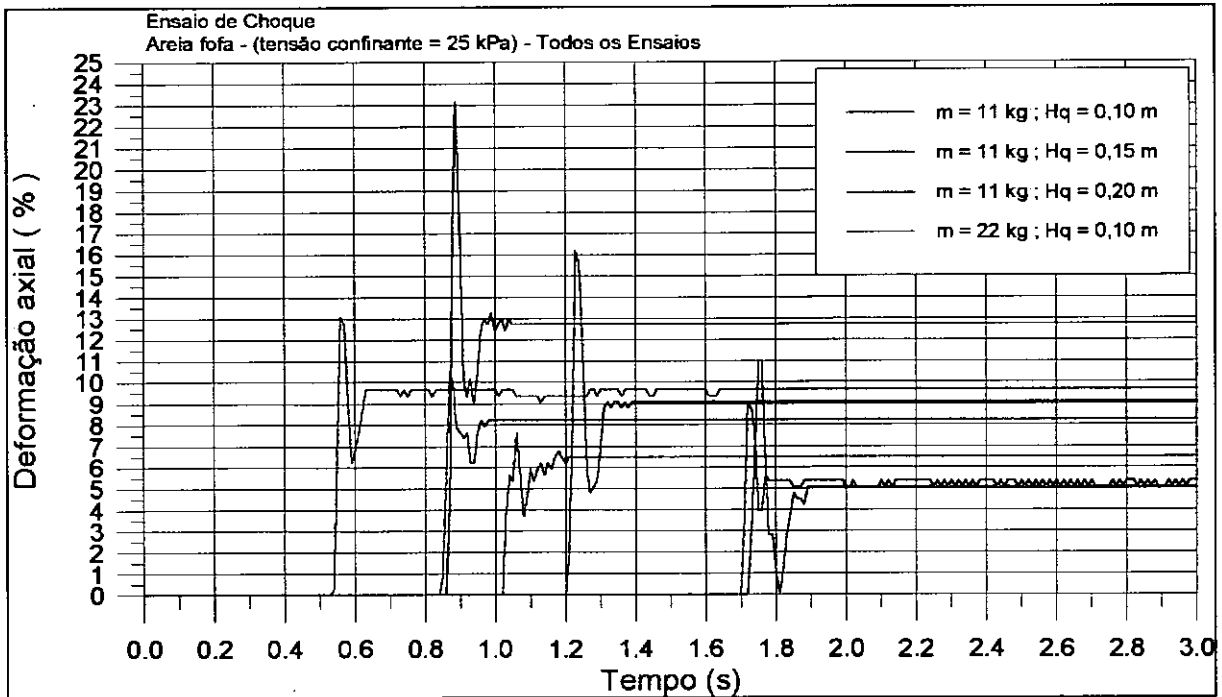


Figura V.2 - Deformação axial das amostras de areia nos ensaios de choque.

Pode ser observado que mesmo para carga de 11 kg e altura de queda de 10 ou 15 cm, ocorrem deformações entre 5 e 9 %, que são muito próximas e até superiores à deformação de ruptura estática, que é de 6%.

Além disso, quando dobra-se a carga de 11 para 22 kg, mas mantém-se a altura de queda em 10 cm, atinge-se deformações mais elevadas do aquelas com carga de 11 kg e 20 cm de queda. Isto mostra que mesmo tendo igual energia potencial, o comportamento das amostras é diferente.

Na figura V.3 observa-se que quando há o choque pode haver um rápido aumento de poro-pressão, mas logo em seguida se dá uma forte queda, atingindo poro-pressões negativas com valores diversos, que tendem a se estabilizar após 4 ou 5 s. Este comportamento é bastante similar ao comportamento observado nos ensaios CIU, estando ligado à rápida dilatância sofrida pelas amostras durante a ruptura.

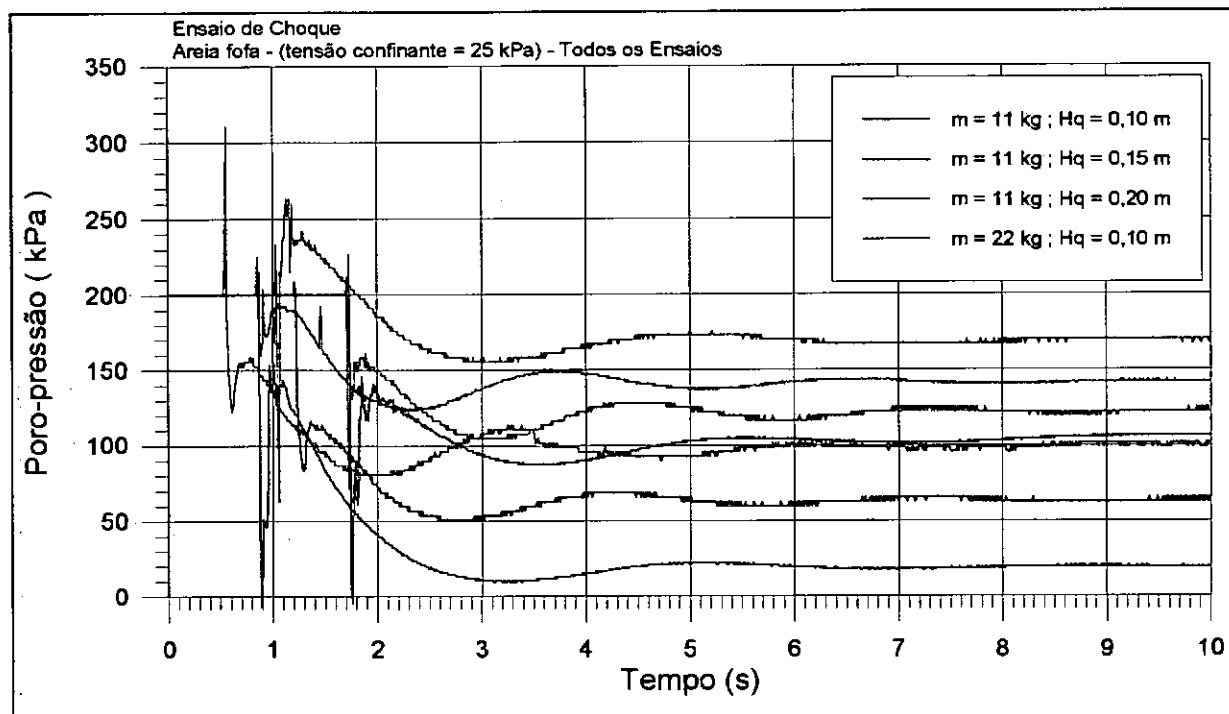


Figura V.3 - Variação da poro-pressão das amostras de areia nos ensaios de choque.

Os gráficos das figuras V.4 e V.5 mostram a variação de velocidade axial e energia cinética durante o ensaio. O cálculo desta velocidade foi feito pela divisão da variação do deslocamento a cada intervalo mínimo de aquisição, que era de 10 ms. Já a energia cinética advém da multiplicação da metade da massa pela velocidade ao quadrado.

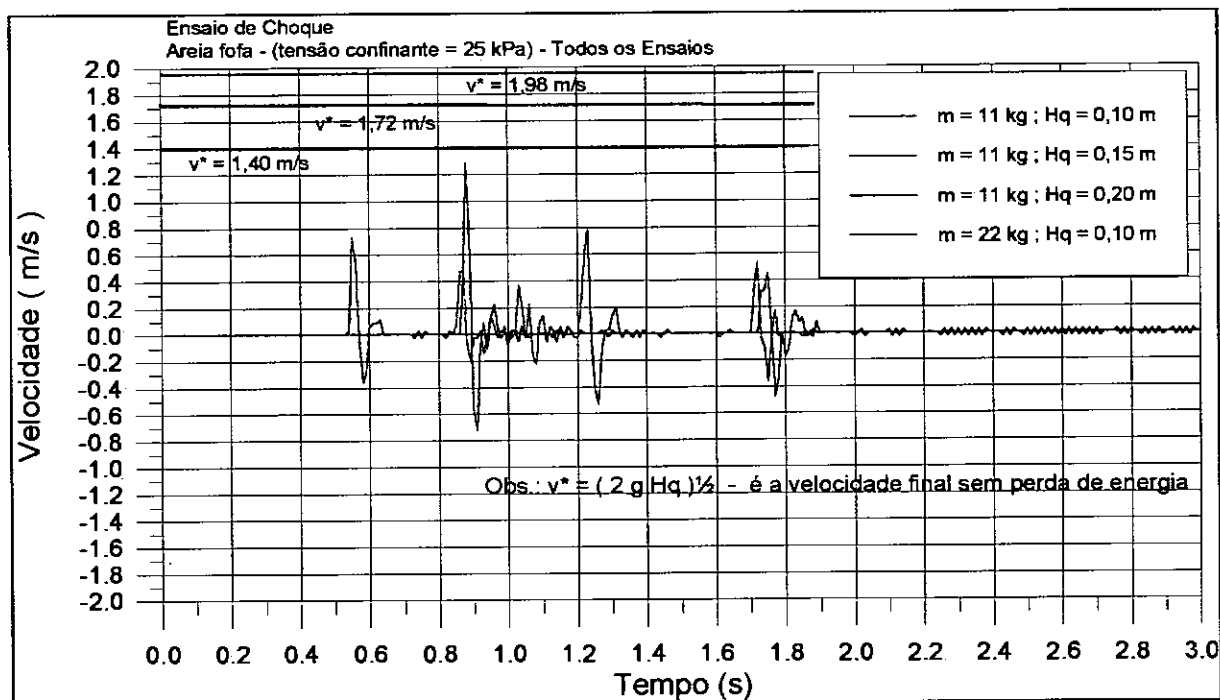


Figura V.4 - Variação da velocidade vertical nos ensaios de choque em areia.

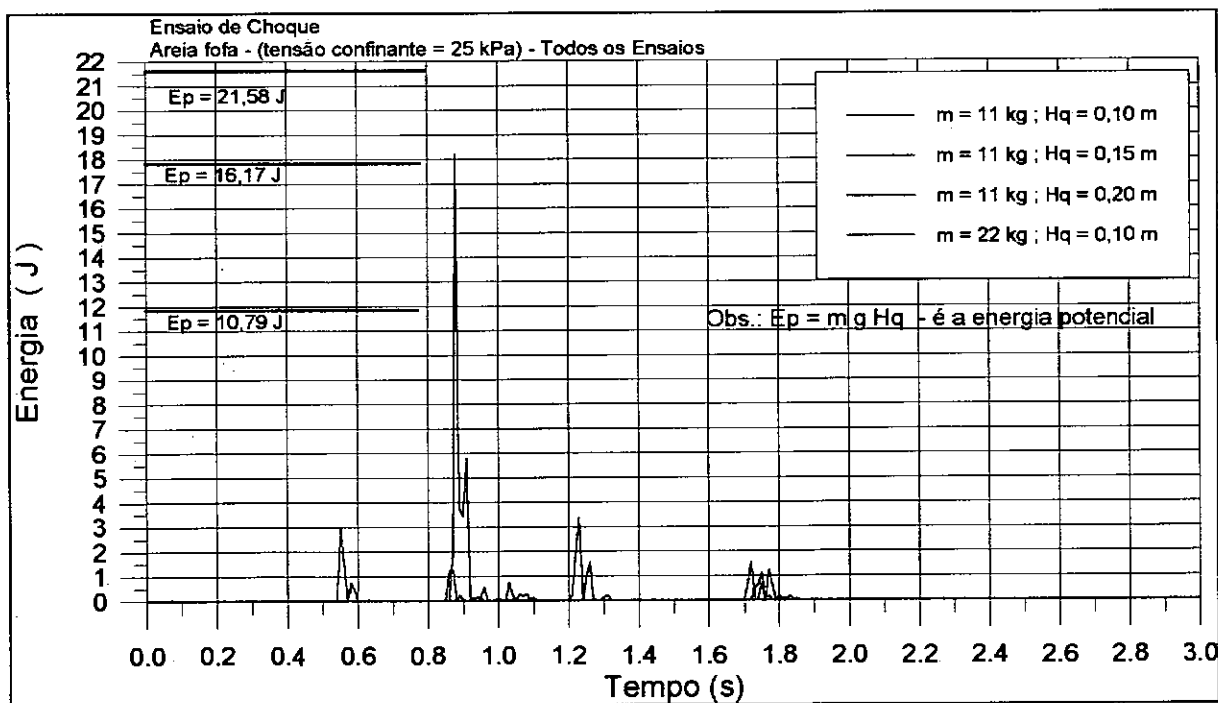


Figura V.5 - Atuação da energia cinética nas amostras de areia nos ensaios de choque.

Os gráficos mostram que há uma certa similaridade de velocidade para cada condição de massa e queda ensaiadas e que há um “quique” do pistão. Possivelmente este “quique” do pistão é devido à vibração da barra transversal de alumínio, a qual está em contato com a ponta do transdutor de deslocamento.

A variação de energia com o tempo mostra que realmente não há transformação da energia potencial em cinética, pois os ensaios com carga de 11 kg e queda de 20 cm são bem diferentes dos ensaios de 22 kg e 10 cm.

V.2 - ANÁLISE DOS SOLOS DO SOBERBO

O estudo do comportamento ao choque para os solos do Soberbo contou apenas com a realização de ensaios no saprolito e no colúvio 2. A escolha destes dois solos foi devida às suas ocorrências na região A do movimento de massa, onde, segundo a literatura, houve a queda do bloco de rocha responsável pela iniciação do movimento. Além disso, com a aproximação do término do prazo

para finalização desta tese, não havia muito mais tempo para realização de muitos ensaios, sendo então priorizados os estudos destes dois solos.

Os ensaios de choque nestes dois solos do Soberbo foram executados com tensão confinante efetiva inicial de 25 kPa, de tal forma que simulasse a tensão de confinamento de campo, para o comportamento do choque na superfície do solo.

V.2.1 - ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CHOQUE NO SAPROLITO

Os ensaios no saprolito foram feitos com cargas de 2,050 , 4,100 e 8,550 kgf, equivalentes respectivamente a 6, 12 e 25 % da carga necessária para ruptura estática. Os valores dos pesos de carregamento foram calculados a partir da tensão de ruptura de 160 kPa, obtida para 6% de deformação axial, no ensaio CIU com tensão confinante efetiva de 25 kPa. Mudando a unidade da tensão de ruptura, encontrou-se o valor de 1,631 kgf/cm², que, multiplicado pela área do corpo de prova, deformado axialmente em 6 % (28,97 cm²), resultou na carga de 34,200 kgf.

Nos ensaios iniciais A e B, foram medidos somente a poro-pressão e o deslocamento axial, através do uso de transdutores. Depois foi verificado que a tensão confinante variava ao longo do ensaio. Isto se dá à medida em que o pistão entra rapidamente na célula durante o choque, não havendo tempo para a saída de água da célula para o pote de mercúrio que mantém a pressão confinante. Deste modo é necessário que ocorra o acréscimo de pressão na água da célula.

Visando analisar este fenômeno, e melhor avaliar o comportamento do solo durante o choque, os ensaios C, D e E foram realizados com medição da poro-pressão, da pressão confinante e do deslocamento axial.

Porém, após analisar alguns gráficos dos ensaios A, B, C, D e E, foi observado que o carregamento aplicado à amostra durante o choque deveria ser mais elevado do que o valor correspondente ao do peso utilizado. Decidiu-se

então mensurar a variação da força aplicada à amostra durante o choque, ou seja, avaliar a atuação da carga dinâmica.

Para abordar este fenômeno, foram mensurados no ensaio F, através dos transdutores, a poro-pressão, a pressão confinante e a força aplicada à amostra (com transdutor interno). Também foi medido neste ensaio o deslocamento final da amostra, através de um extensômetro mecânico. Obviamente este deslocamento não permitiu o cálculo da velocidade de penetração do pistão, nem a energia.

Os detalhes do ensaio F, que foi o mais completo, serão discutidos mais adiante, por enquanto será analisado o comportamento do saprolito em conjunto.

Nas figura V.6 e V.7 estão mostrados o deslocamento e a deformação axial das amostras de saprolito, em relação ao tempo de aquisição de 10 s.

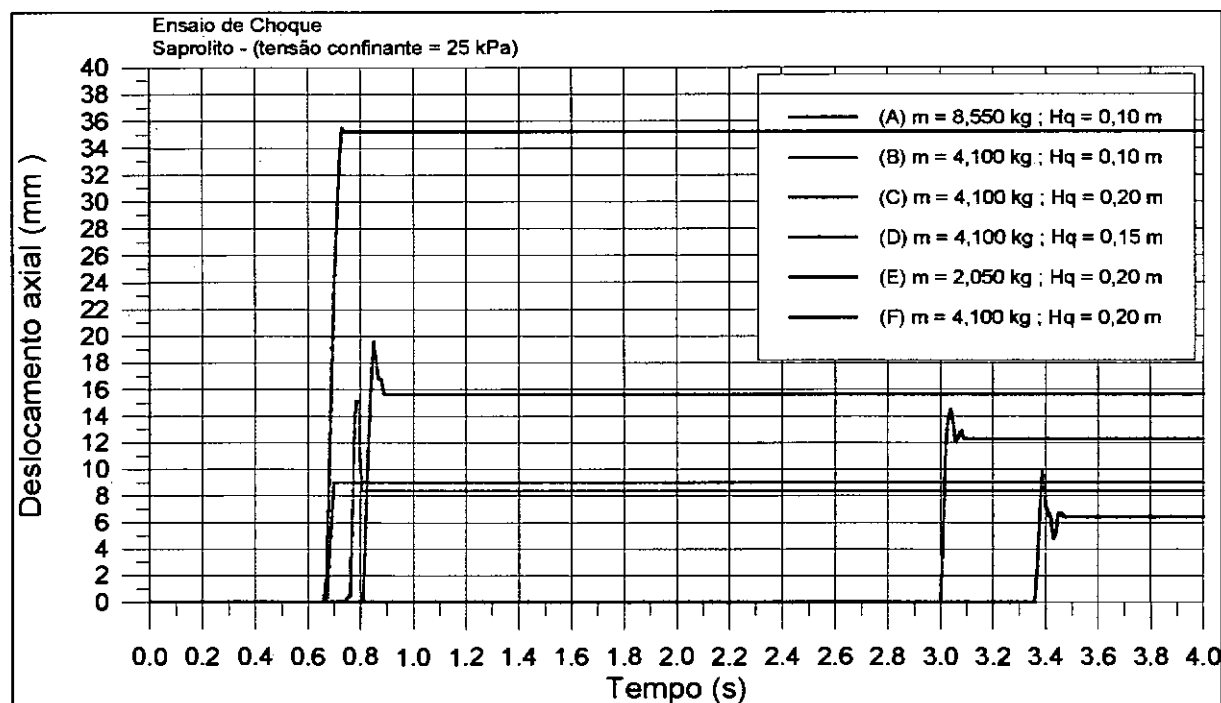


Figura V.6 - Deslocamento axial das amostras do saprolito nos ensaios de choque.

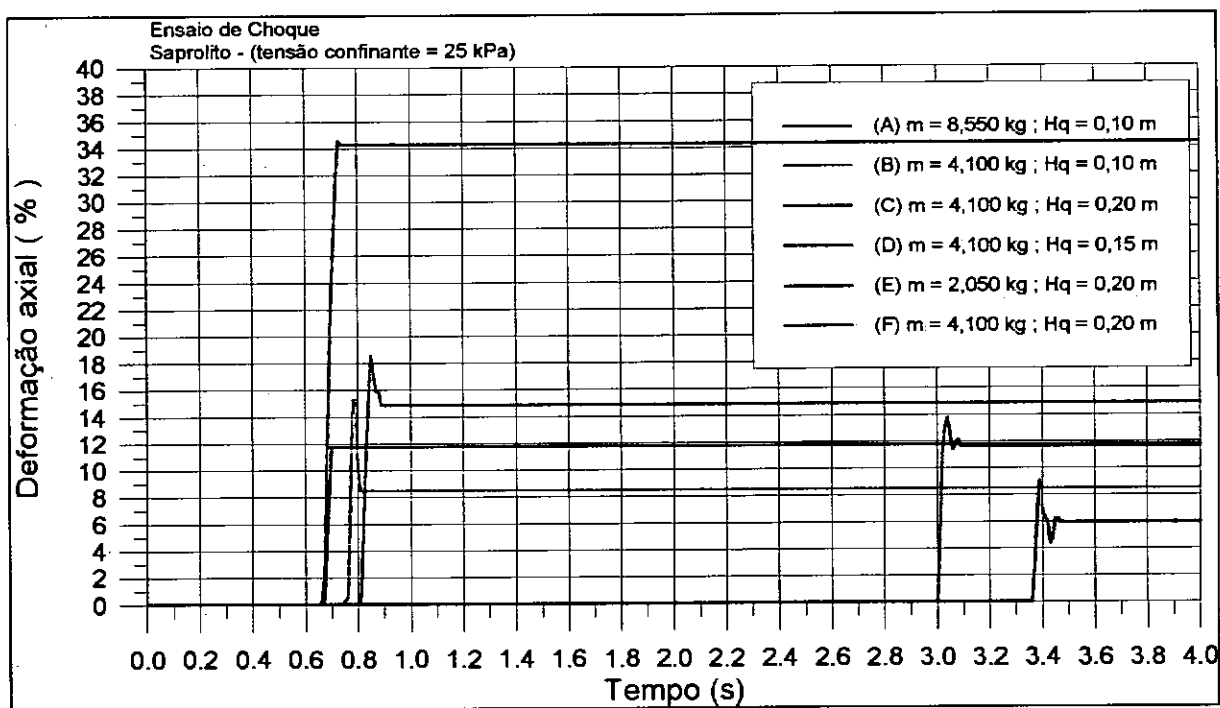


Figura V.7 - Deformação axial das amostras do saprolito nos ensaios de choque.

O ensaio E apresentou deformação axial de 6%, igual à deformação de ruptura observada no ensaio estático CIU, apesar de ter sido utilizada uma carga equivalente a apenas 6 % da carga para ruptura estática. Isto mostra que a eficiência do carregamento no choque é bem maior que a do carregamento estático.

Os demais ensaios, com cargas superiores a 6 % da carga para ruptura, apresentaram sempre deformações superiores às de ruptura estática, confirmando as observações do parágrafo anterior.

Os ensaios C, D e F mostraram deformações axiais próximas, revelando que, para a queda de uma massa de igual valor, as alturas de queda de 15 e 20 cm provocam efeitos de deformação parecidos.

Novamente foi observado, através da comparação dos ensaios A e C e B e E, que, ao se dobrar o valor de uma carga e reduzir a altura de queda pela metade, o efeito é diferente. As maiores deformações são verificadas para maiores massas.

A figura V.8 está relacionada à variação de poro-pressões no decorrer dos ensaios de choque. Neste saprolito as poro-pressões desenvolvidas durante a ruptura são sempre positivas, isto é, maiores que 200 kPa. Este comportamento diferencia-se daquele observado no ensaio CIU confinado a 25 kPa. A explicação parece estar ligada ao aumento da tensão confinante no decorrer do ensaio de choque.

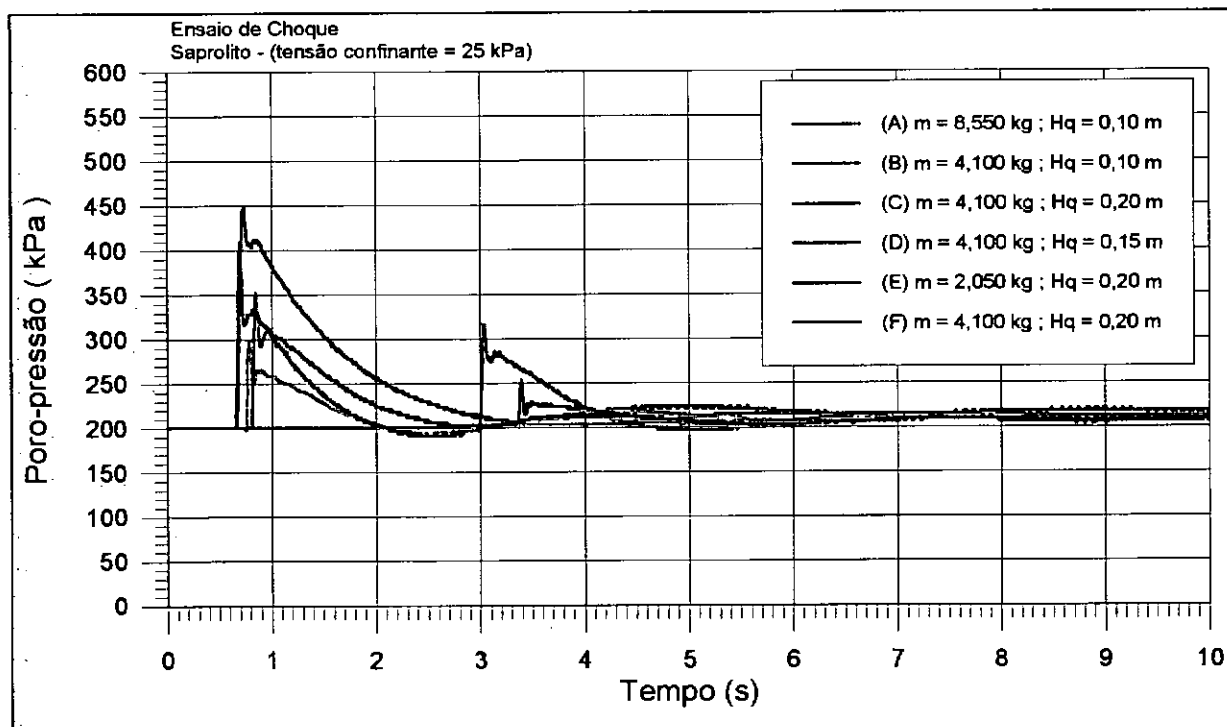


Figura V.8 - Curvas de variação de poro-pressão nas amostras de saprolito.

Na figura V.9 pode ser observado que a tensão confinante (marcada pelas linhas mais finas) aumenta no decorrer do ensaio de choque, acompanhando e situando-se acima da variação de poro-pressão. Portanto, a poro-pressão acaba por responder como se fosse um ensaio CIU com tensões confinantes mais elevadas que 25 kPa, tal como foi observado nos ensaios CIU confinados a 200 e 600 kPa.

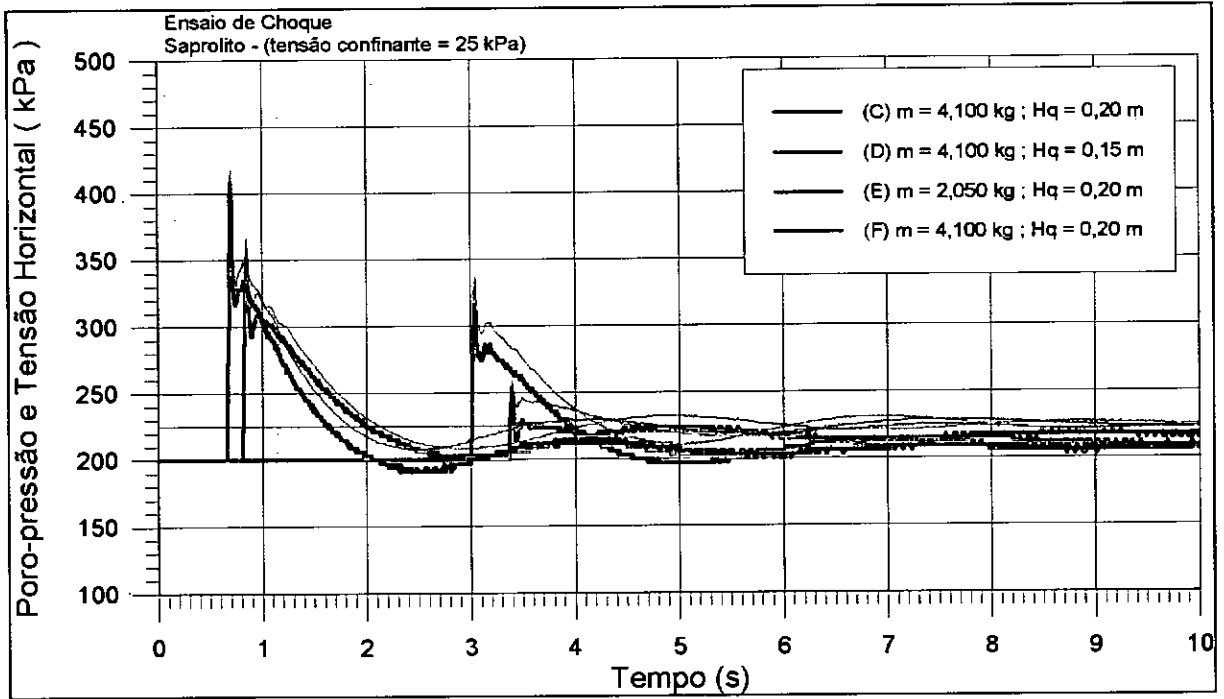


Figura V.9 - Curvas de variação de poro-pressão e respectivas curvas de variação da tensão horizontal (ou confinante, em linhas finas) de alguns ensaios no saprolito.

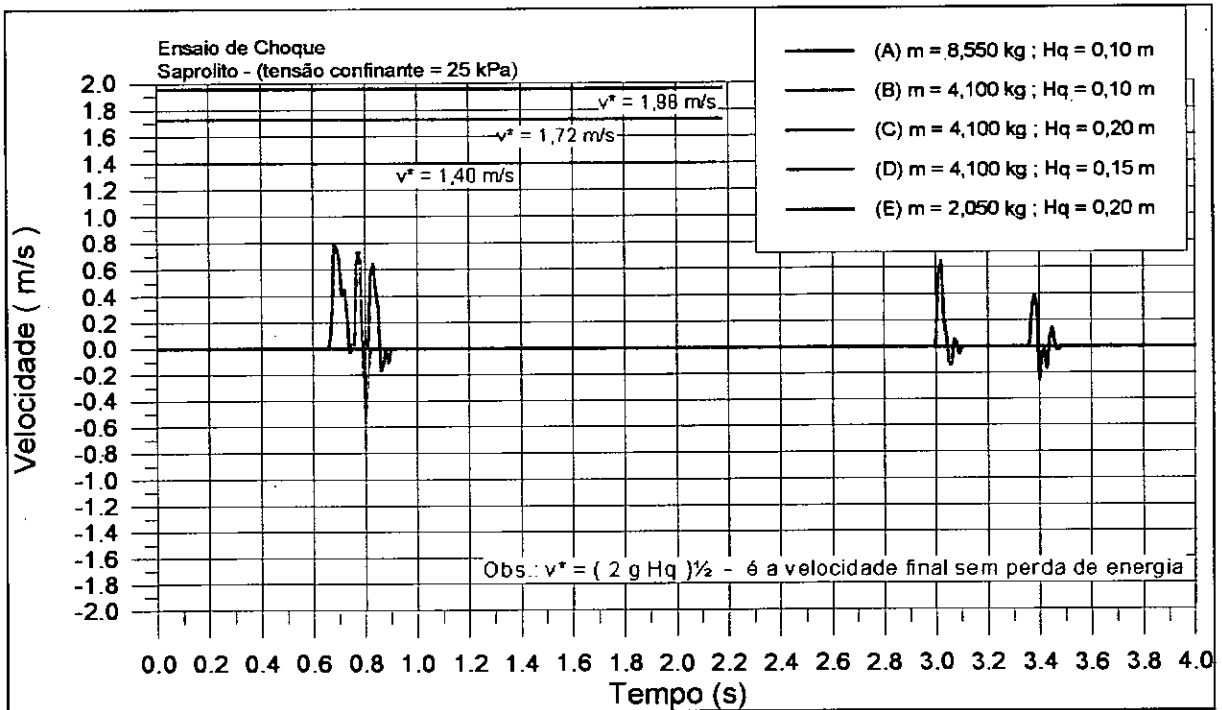


Figura V.10 - Variação da velocidade vertical nos ensaios de choque no saprolito do Soberbo.

Na figura V.10 pode ser observada que a velocidade de penetração do pistão é muito semelhante para todos os ensaios de mesma massa.

Quanto à energia, a figura V.11 mostra que as variações se dão devido às variações das massas, pois as velocidades são muito semelhantes.

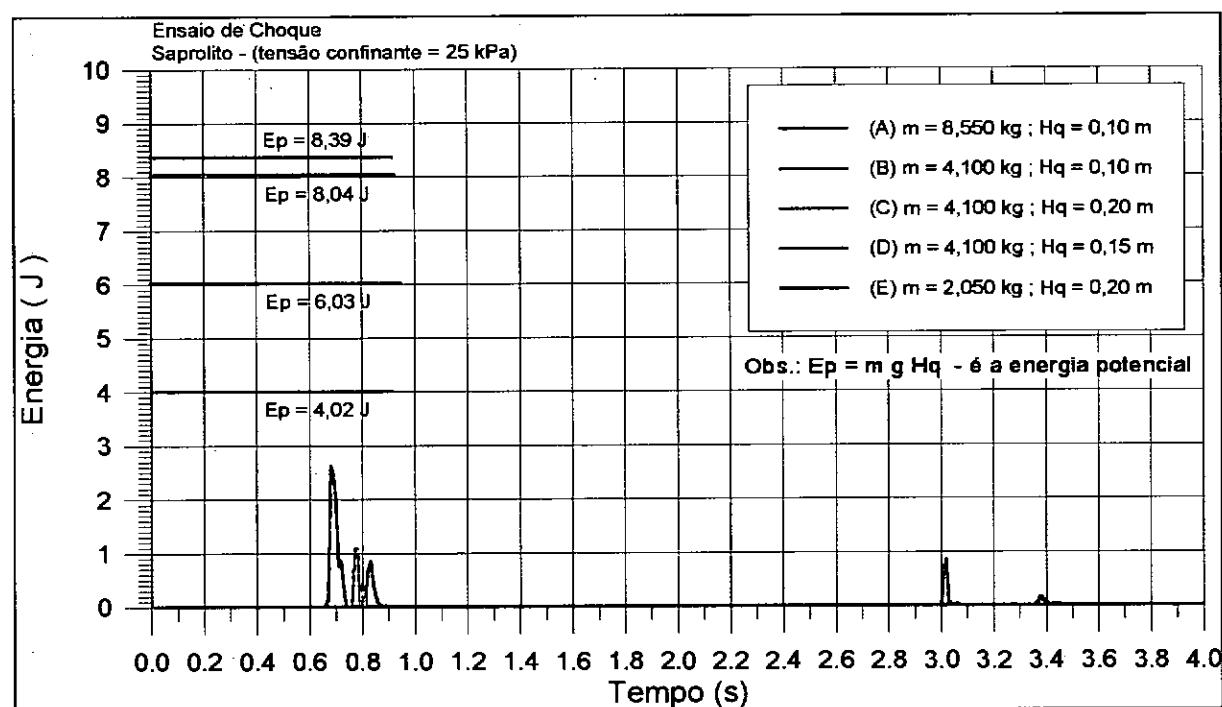


Figura V.11 - Atuação da energia cinética nas amostras de saprolito.

V.2.2 - ANÁLISE DO ENSAIO DE CHOQUE F NO SAPROLITO

Como foi dito anteriormente, o ensaio de choque F foi o mais completo, contando com a mensuração da poro-pressão, da tensão confinante e da força aplicada à amostra. Estas medições permitiram fazer uma análise mais adequada da trajetória de tensões durante o choque.

A figura V.12 apresenta a variação da força aplicada à amostra durante o ensaio. Foi observado que a força gerada pela queda da massa de 4,100 kg logo após o choque atingiu 0,2782 kN, ou seja, 28,36 kgf. Esta carga é 6,9 vezes maior que a carga estática de 0,0402 kN, representada pelo peso de 4,100 kgf no

repouso. Este valor da força de pico aproxima-se muito da carga de 34,200 kgf necessária para a ruptura estática.

Dividindo-se a carga de 28,36 kgf pela área do corpo de prova rompido ($22,70 \text{ cm}^2$) com 11,75 % de deformação axial, encontra-se a tensão desvio de ruptura de $1,25 \text{ kgf/cm}^2$ (ou $122,6 \text{ kPa}$). Esta tensão se aproxima da tensão desvio de ruptura estática e além disso, nos instantes de atuação do pico de força há uma significativa queda da tensão confinante efetiva. Esta queda está mostrada na figura V.14 que será descrita mais à frente.

Esta atuação conjunta de tensão desvio de pico e queda de tensão confinante efetiva pode explicar porque o carregamento provocado pelo choque de 4,100 kgf caindo de 20 cm, assim como outros menores, são suficientes para levar a amostra à ruptura.

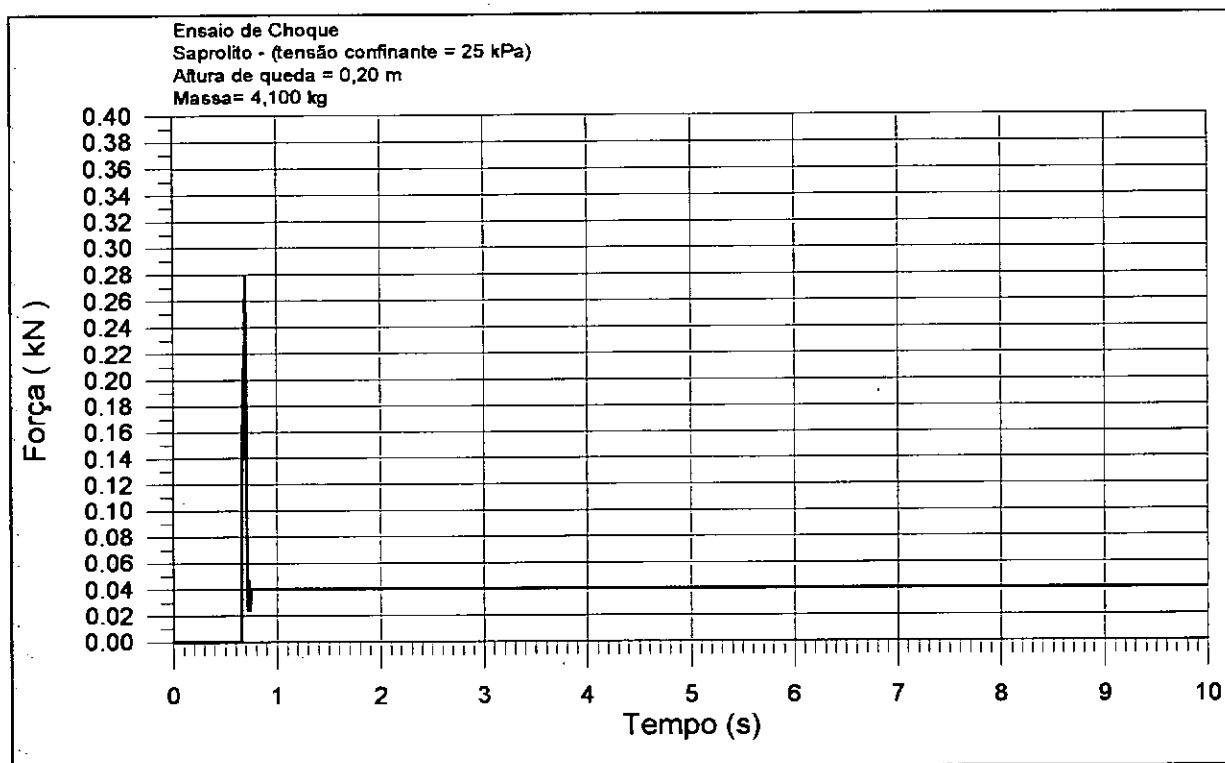


Figura V.12 - Variação da força aplicada à amostra durante o ensaio de choque.

A análise detalhada da variação da força para tempos de ensaio entre 0,5 e 1,5 s, apresentada na figura V.13, mostra que existem “ruídos” de leitura de

força, apontados pelos picos descendentes da figura. Estes ‘ruídos’ são provavelmente devidos às variações de voltagem durante o choque, mostrando-se como uma das limitações do equipamento.

Para uma correta interpretação dos registros obtidos, admitiu-se como válidos os trechos completados com as linhas finas da curva variação da força apresentada na figura V.13 .

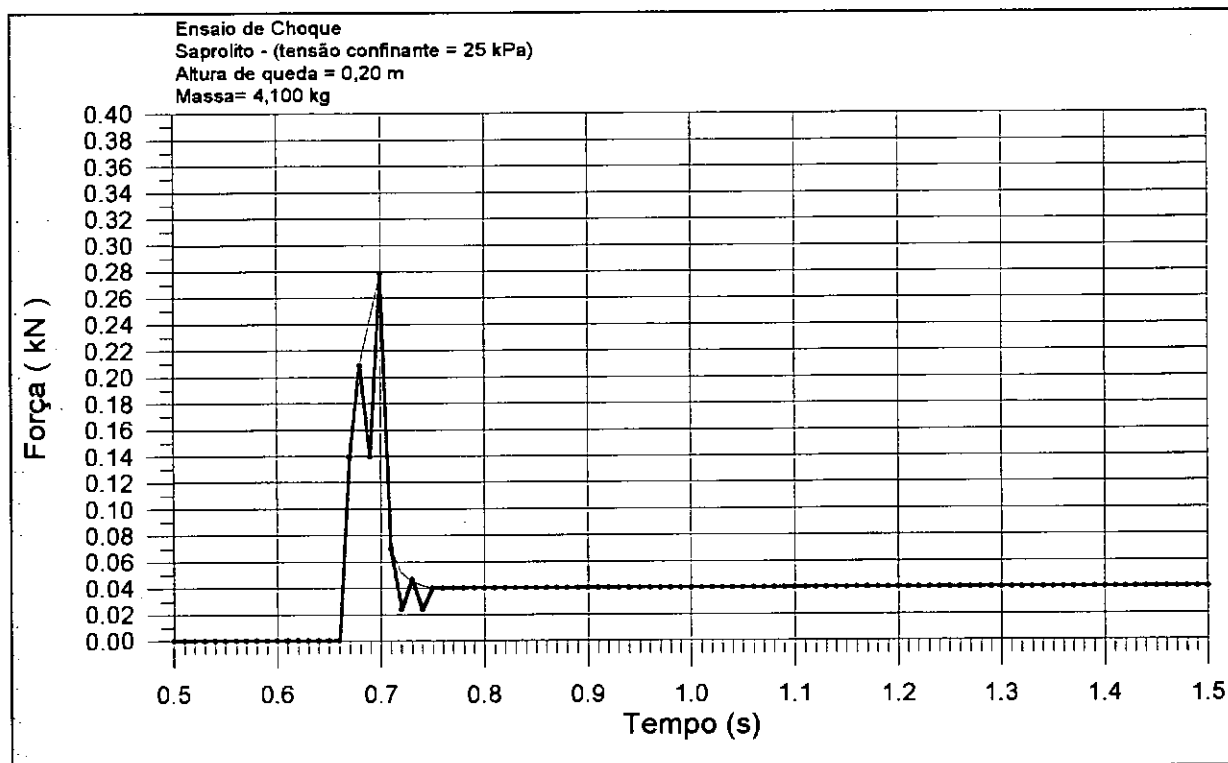


Figura V.13 - Detalhe da variação da força aplicada à amostra para tempos de ensaio de choque entre 0,5 e 1,5 s.

A partir da correção da curva de variação de força, foram calculadas as tensões atuantes no decorrer do ensaio, como mostrada na figura V.33, no detalhe para o tempo de ensaios de 0,5 a 1,5 s.

Na figura V.14 observa-se que a tensão confinante, a tensão vertical e a poro-pressão têm um comportamento bastante semelhante. Ao mesmo tempo, a tensão desviadora é bem mais elevada do que a tensão confinante efetiva, gerando as condições propícias para a ruptura.

A figura V.15 apresenta o diagrama P'Q para todo o tempo do ensaio. Pode ser observado que a trajetória de tensões inicia-se em $P' = 25$ kPa e segue em linha reta vertical até atingir a envoltória de ruptura, sobre a qual prossegue até atingir o ponto máximo de tensões. Deste ponto retorna para valores de Q em torno de 10 kPa, com aumento gradativo dos valores de P' , até finalizar em $P' = 30$ e $Q = 10$ kPa.

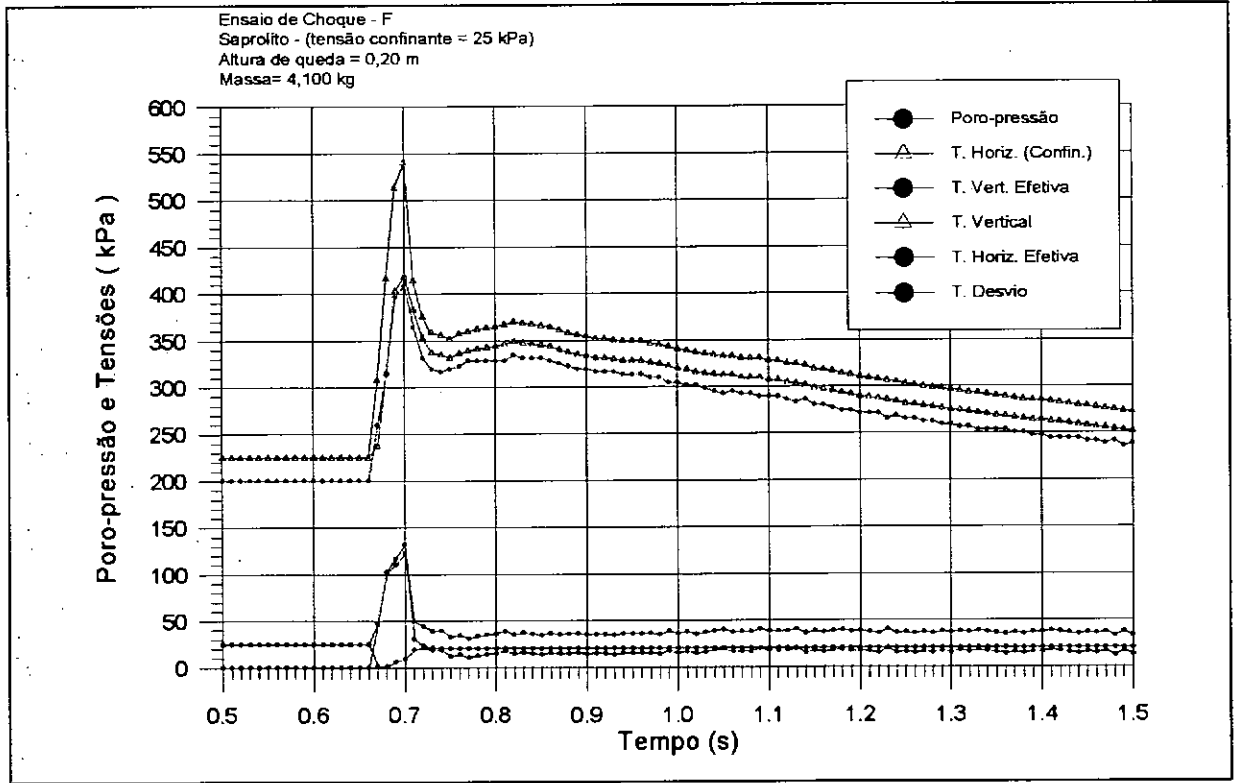


Figura V.14 - Detalhe da variação das tensões e poro-pressões para o saprolito, nos tempos de ensaio de choque entre 0,5 e 1,5 s.

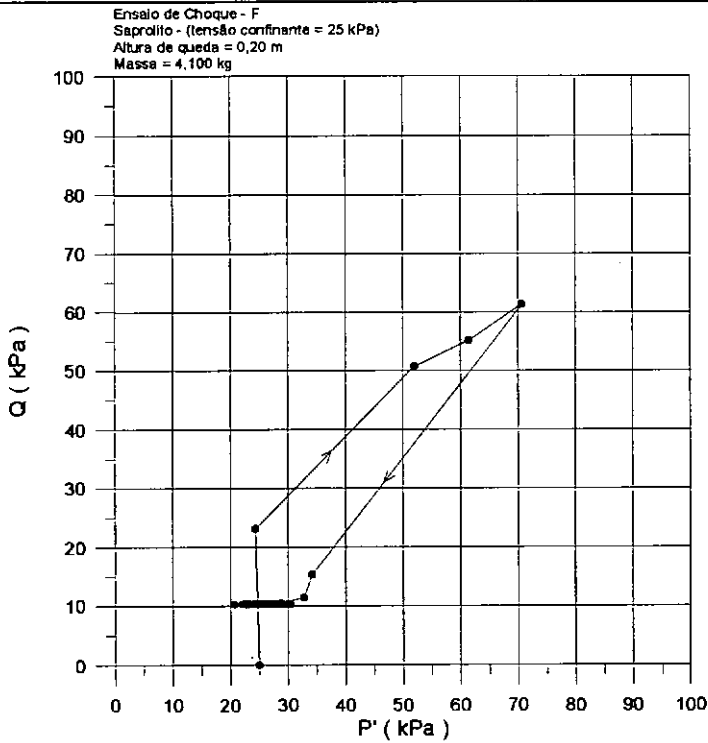


Figura V.15 - Diagrama P'- Q para o ensaio de choque no saprolito.

V.2.3 - ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CHOQUE NO COLÚVIO 2

Os ensaios no colúvio 2 foram feitos com cargas de 0,620 , 1,300 , 2,580 e 5,160 kgf, equivalentes respectivamente a 6,0 , 12,6 , 25,0 e 50 % da carga necessária para ruptura estática. Os valores dos pesos de carregamento foram calculados a partir da tensão de ruptura de 50 kPa, obtida para 2% de deformação axial, no ensaio CIU com tensão confinante efetiva de 25 kPa. Mudando a unidade da tensão de ruptura, encontrou-se o valor de 0,51 kgf/cm², que multiplicado pela área do corpo de prova, deformado axialmente em 2 % (20,24 cm²), resultou na carga de 10,31 kgf.

Os ensaios de choque no colúvio 2 foram designados com as letras G, H, I, J, K, L, M, N, O, P, Q e R. Estes ensaios foram executados antes dos ensaios no saprolito e como até então não havia sido verificado que a tensão confinante era

variável ao longo do choque, foram mensuradas apenas a poro-pressão e o deslocamento axial.

Contudo, tal qual o ensaio F do saprolito, somente o ensaio L do colúvio 2 foi um ensaio mais completo, que contou com a medição da poro-pressão, da variação da tensão confinante, da força aplicada à amostra e do deslocamento axial final. O equipamento utilizado neste ensaio L foi o mesmo do ensaio F, ou seja, transdutores elétricos de pressão e força (interno) e extensômetro mecânico.

O ensaio G foi o primeiro ensaio realizado, tendo sido utilizada uma massa de 0,620 kg e altura de queda de 10 cm (figuras V.16, V.17 e V.18). Como foi observada apenas uma leve deformação axial (menor que 1 %) e praticamente nenhum acréscimo de poro-pressão, decidiu-se utilizar novamente o corpo de prova para outro choque.

Os ensaios H, I e J representam os sucessivos choques aplicados a este único corpo de prova, mostrando que as deformações só ultrapassaram os 2% de deformação de ruptura no ensaio J, com carga de 12,6 % da carga de ruptura estática e altura de queda de 20 cm. Logicamente que a deformação acumulada alterou o comportamento do solo, porém esta sucessão de ensaios serviu para mostrar que, ao contrário do saprolito, a carga de 6 % da carga de ruptura estática não foi suficiente para gerar ruptura, mesmo com deformações acumuladas.

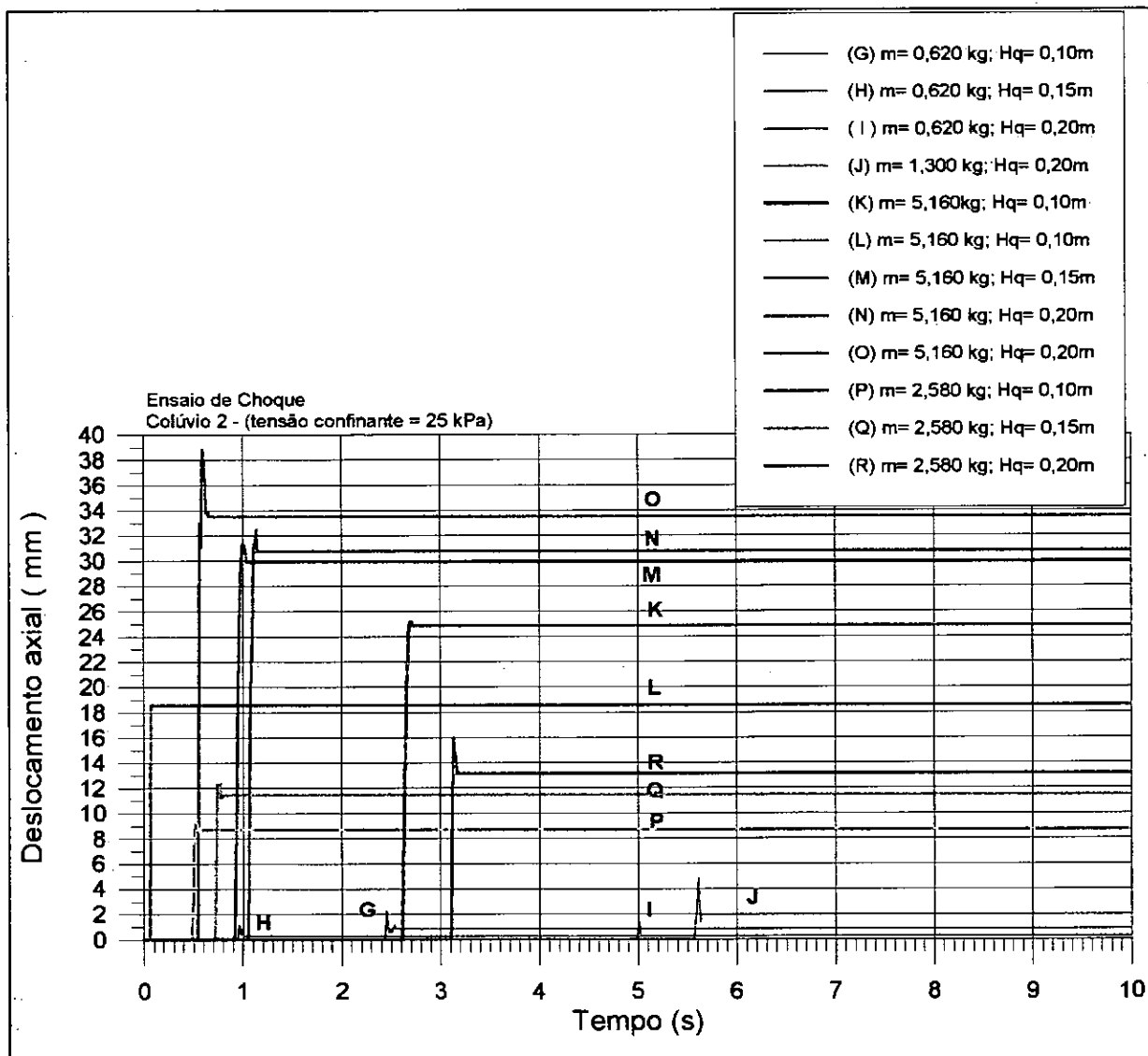


Figura V.16 - Deslocamento axial das amostras do colúvio 2 nos ensaios de choque.

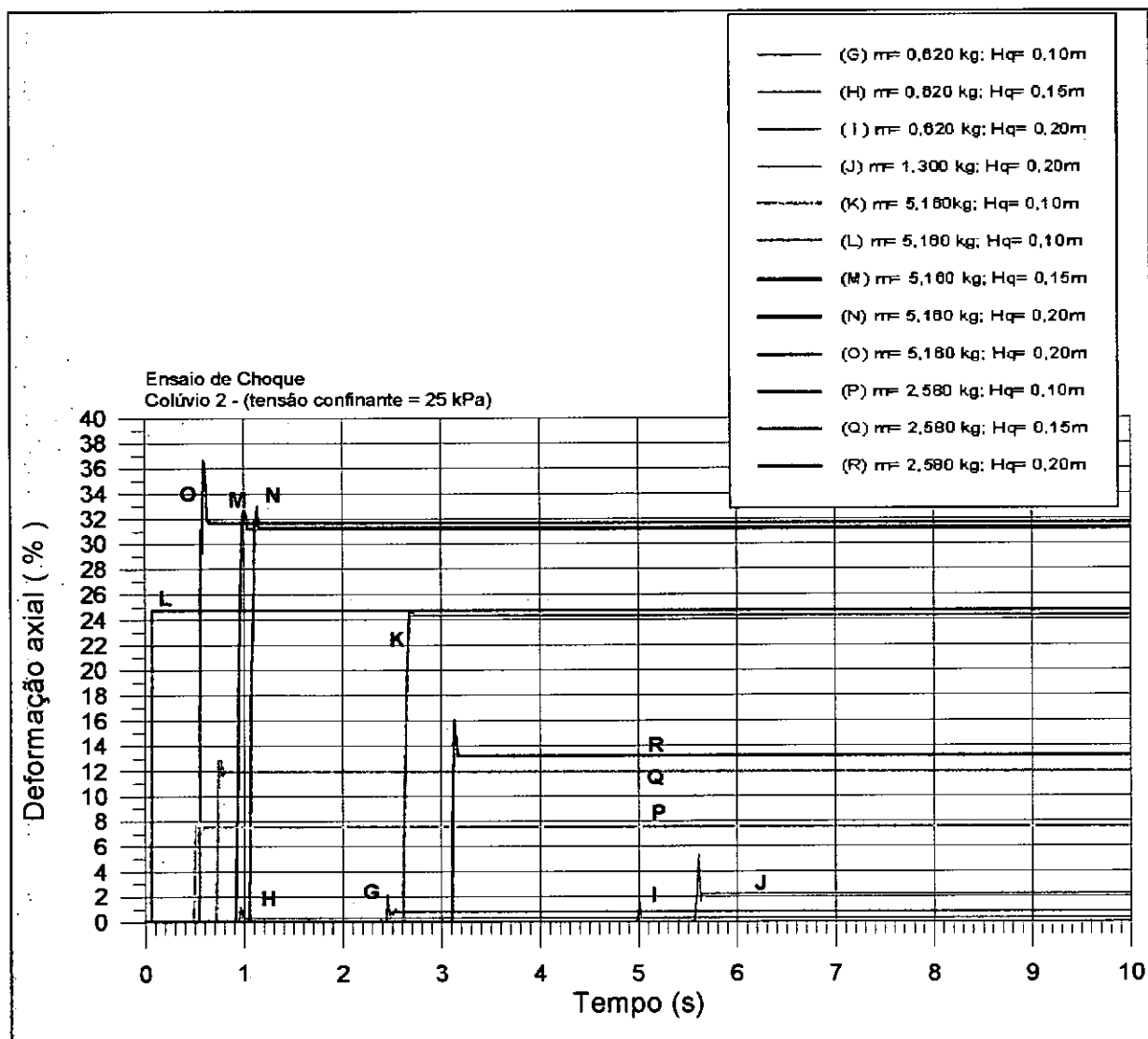


Figura V.17 - Deformação axial das amostras do colúvio 2 nos ensaios de choque.

Os ensaios K e L mostraram praticamente o mesmo nível de deformação axial, por volta de 25 %, indicando que com 50 % de carga de ruptura e altura de queda de 10 cm atingiu-se deformações bastante superiores à ruptura.

Os ensaios M, N e O mostraram novamente que, para uma mesma massa (5,160 kg), as alturas de queda de 15 e 20 cm produzem deformações axiais muito parecidas, que nestes ensaios ficou entre 31 e 32 %.

Os ensaios P, Q e R, com 25 % da carga equivalente à carga de ruptura estática e altura de queda de 10, 15 e 20 cm respectivamente, mostraram-se também eficientes para levar o solo à ruptura, com deformações axiais de 7,5 , 12

e 13,5 %. Novamente repetiram o fenômeno descrito no parágrafo anterior, isto é, os ensaios com massa de 2,580 kg e alturas de queda de 15 e 20 cm produziram valores de deformações muito próximos, entre 12 e 13,5 %.

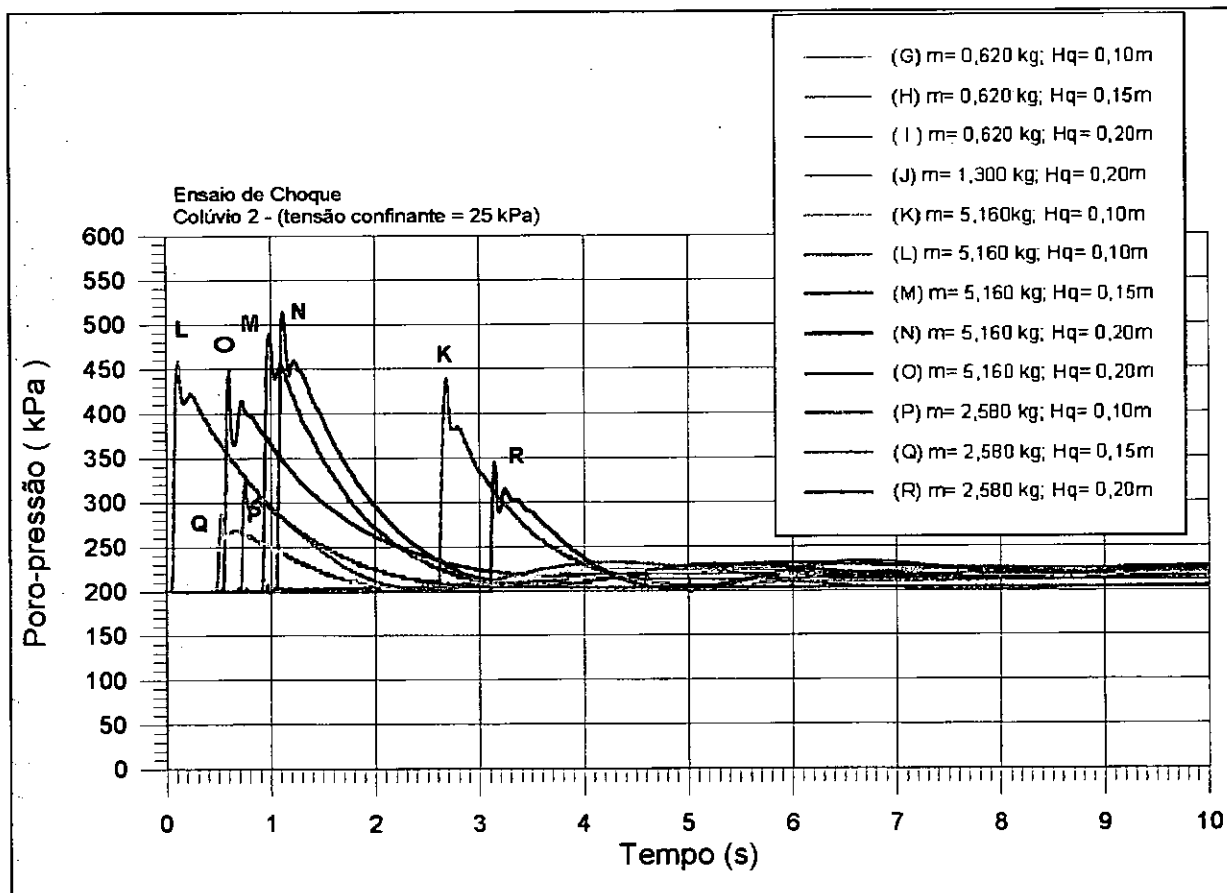


Figura V.18 - Variação de poro-pressões do colúvio 2 nos ensaios de choque.

Analisando a variação das poro-pressões para os ensaios do colúvio 2, apresentada na figura V.18, observa-se que todos os ensaios desenvolvem acréscimo de poro-pressões durante o choque, ratificando a observação feita para o saprolito de que há um acompanhamento do aumento de tensão confinante durante o ensaio.

Os picos de poro-pressão se dão próximos ao instante do choque e decrescem gradativamente, até voltarem praticamente à poro-pressão inicial de 200 kPa. Os picos indicam que provavelmente nestes momentos há um forte acréscimo da tensão desviatória.

Para melhor discutir estes temas, será abordado em detalhe o ensaio L, onde foram tomadas as medições mais completas.

A figura V.19 apresenta a variação de velocidade para os ensaios do colúvio 2, indicando que as velocidades são bastante diferenciadas entre si. Os ensaios da classe K, M, O e N e da classe P, Q e R mostraram velocidades respectivamente crescentes. Esta observação pode ter ocorrido devido à menor rigidez do solo coluvionar, que, ao apresentar menor reação ao impacto, apresenta velocidades de penetração do pistão crescentes de acordo com o valor da massa e da altura de queda.

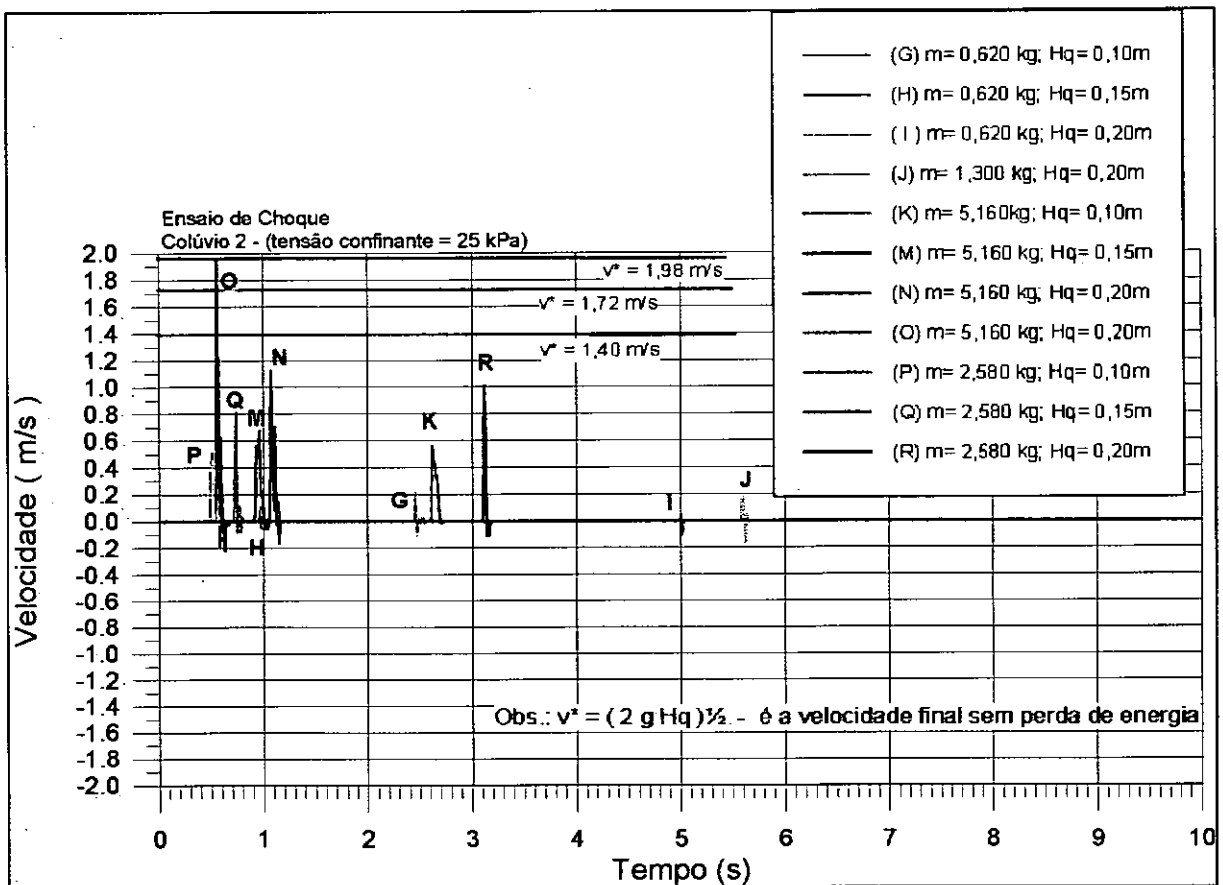


Figura V.19 - Variação da velocidade vertical nos ensaios de choque do colúvio 2.

A figura V.20 traz as variações de energia das amostras do colúvio 2. Como o cálculo da energia é função das massas e das velocidades de penetração do pistão, os resultados refletem a própria variação das velocidades.

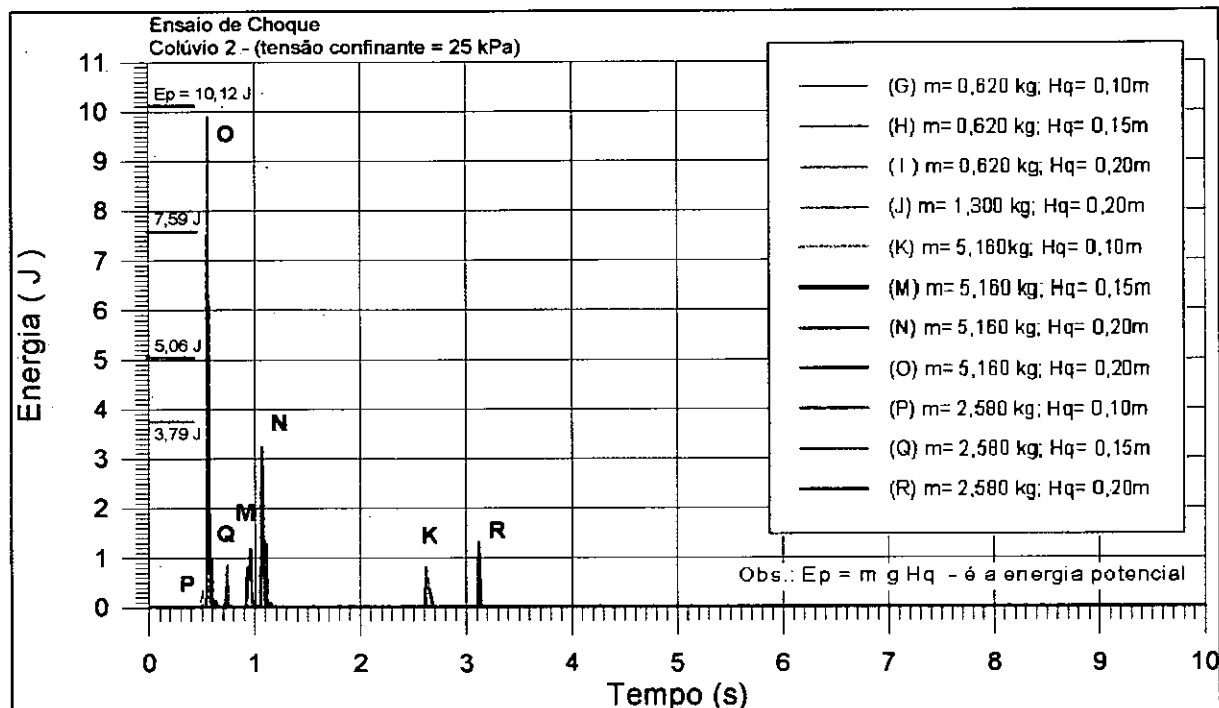


Figura V.20 - Variação de energia das amostras do colúvio 2 para os ensaios de choque.

V.2.4 - ANÁLISE DO ENSAIO DE CHOQUE L NO COLÚVIO 2

O ensaio de choque L foi executado com massa de 5,160 kg e altura de queda de 10 cm, contando com a medição contínua da poro-pressão, pressão confinante e força aplicada ao corpo de prova. Além disso, foi medido o deslocamento axial final, através de extensômetro mecânico. Tal como no ensaio F realizado no saprolito, este ensaio do colúvio 2 permitiu ampliar o conhecimento do comportamento das tensões durante o choque e estabelecer as trajetórias de tensões.

A figura V.21 apresenta a variação da força aplicada à amostra durante os 10 s de duração do ensaio. Novamente foi observado um acentuado acréscimo de força logo após o choque e rápida estabilização da força de carregamento. O pico

de força atingiu 0,1428 kN (14,56 kgf), que significou um aumento de 1,84 vezes em relação à força de 0,0502 kN gerada pelo peso de 5,160 kgf no repouso, após o choque.

Este ensaio de choque do colúvio 2 mostrou que a carga de pico de 14,56 kgf superou a carga de 10,31 kgf, necessária para ruptura estática estabelecida a partir do ensaio CIU.

Dividindo esta carga de pico pela área do corpo de prova com deformação axial final de 18,5 %, igual a 26,51 cm², foi obtida a tensão desvio de ruptura de 0,55 kgf/cm², ou 53,96 kPa. Desta forma verificou-se que neste ensaio a tensão desvio foi maior que a tensão desvio estática de 50 kPa.

Este resultado permite dizer que o carregamento de 5,160 kgf, equivalente a 50 % da carga de ruptura estática, é suficiente para geração de ruptura, confirmando o que também havia sido observado no ensaio F do saprolito.

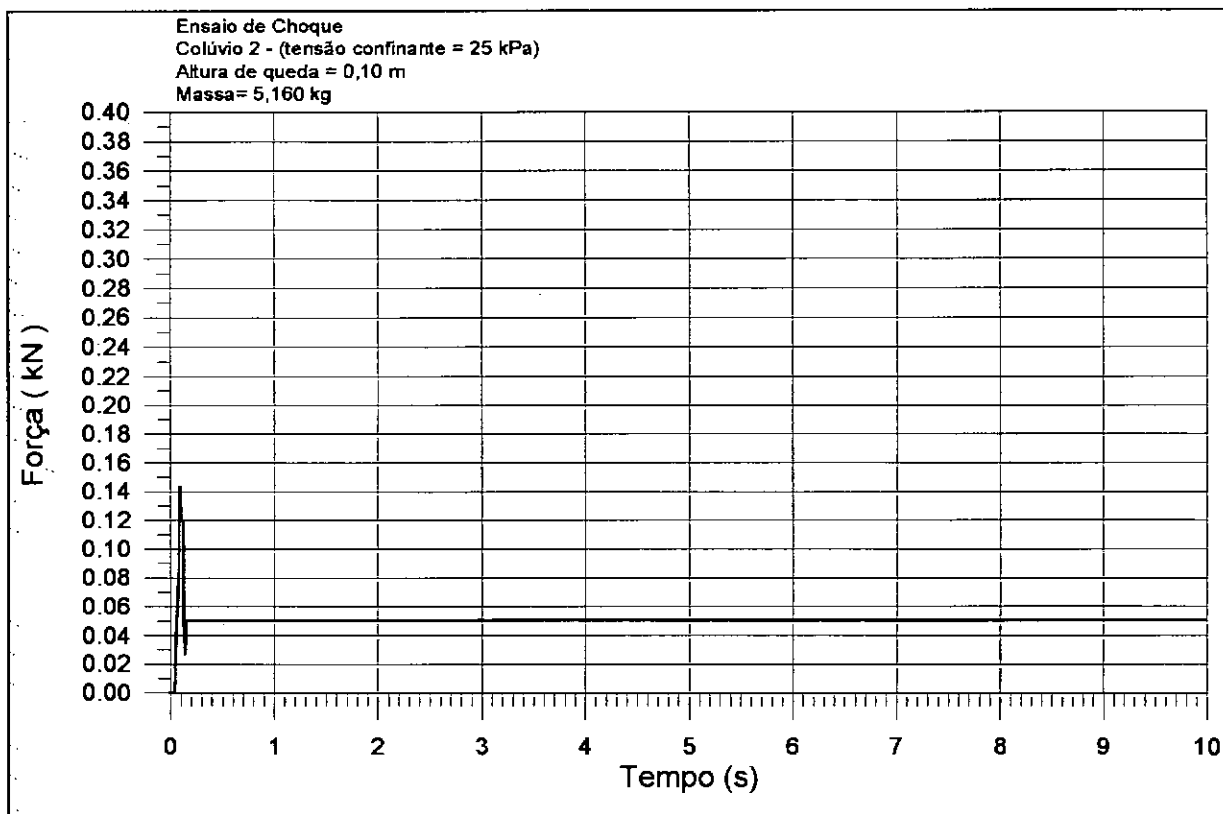


Figura V.21 - Variação da força aplicada à amostra do colúvio 2 durante o ensaio de choque L.

A figura V.22 mostra em detalhe a variação da força durante o primeiro segundo do ensaio de choque L. A fim de corrigir os “ruídos” apresentados, foram traçadas, com as linhas mais finas, as prováveis variações ocorridas. A partir dos valores extraídos desta interpretação da curva, foram calculadas as tensões atuantes na amostra durante o choque, conforme exposto na figura V.23.

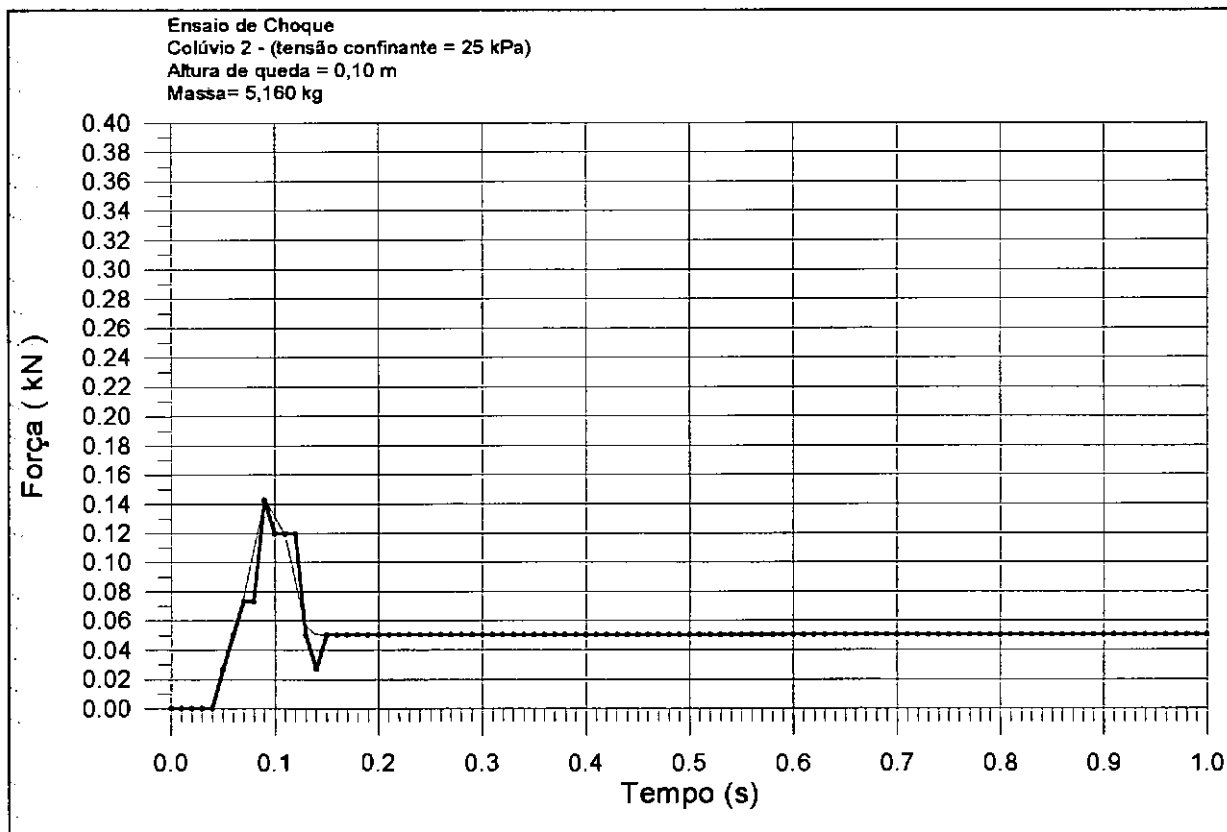


Figura V.22 - Curva detalhada da variação da força aplicada à amostra de colúvio 2 durante o primeiro segundo do ensaio de choque L.

A figura V.23 traz em detalhe as variações das tensões confinantes, tensões verticais, tensão desvio e poro-pressão durante o choque. Observa-se um nítido acompanhamento da poro-pressão pela tensão confinante total, porém verifica-se que a diferença entre elas torna-se bem pequena no ápice da curva, que é também o momento de pico de tensão desvio.

Devido a esta atuação conjunta, novamente se observa que a tensão confinante efetiva torna-se menor que a tensão confinante inicial de 25 kPa, ao

mesmo tempo em que ocorre um aumento de tensão desvio, denotada pelo pico de carregamento. É nesta circunstância que a amostra alcança a ruptura.

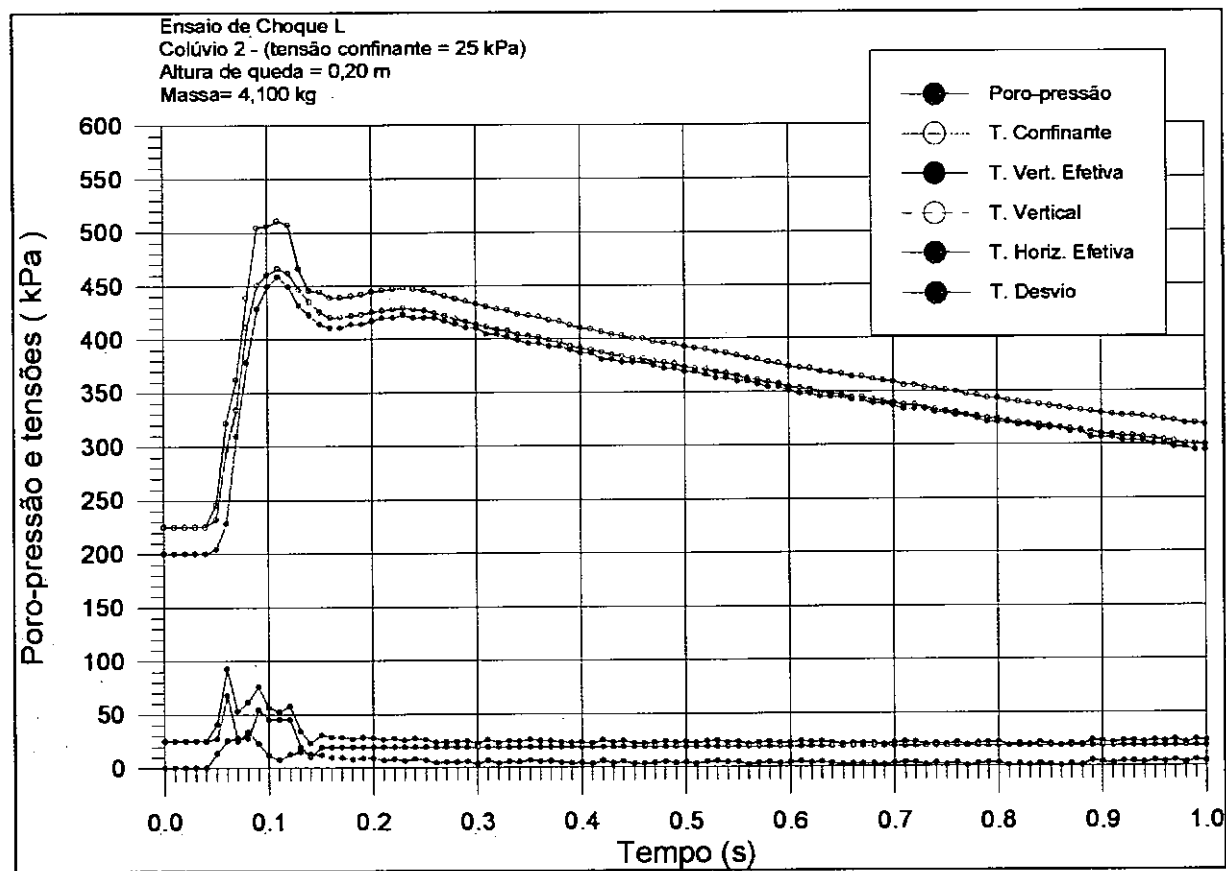


Figura V.23 - Detalhe da variação das tensões e poro-pressões para o colúvio 2, nos tempos de ensaio de choque entre 0 e 1 s.

A trajetória de tensões estabelecida para este ensaio de choque está apresentada na figura V.24. O caminho de tensões assemelha-se ao caminho de tensões de areias fofas submetida a ensaio de choque não-drenado, tal como indica a curva C da figura II.6.

Este comportamento é explicado pelo elevado índice de vazios inicial associado à baixa coesão efetiva do colúvio 2, conferindo ao material um caráter de material não-coesivo com estrutura sensível, tal qual as areias fofas.

Outra comparação pode ser feita com as curvas T_1 e T_3 da figura II.8, que mostra trajetórias de tensões semelhantes, verificadas em amostras de depósitos de encosta no Japão.

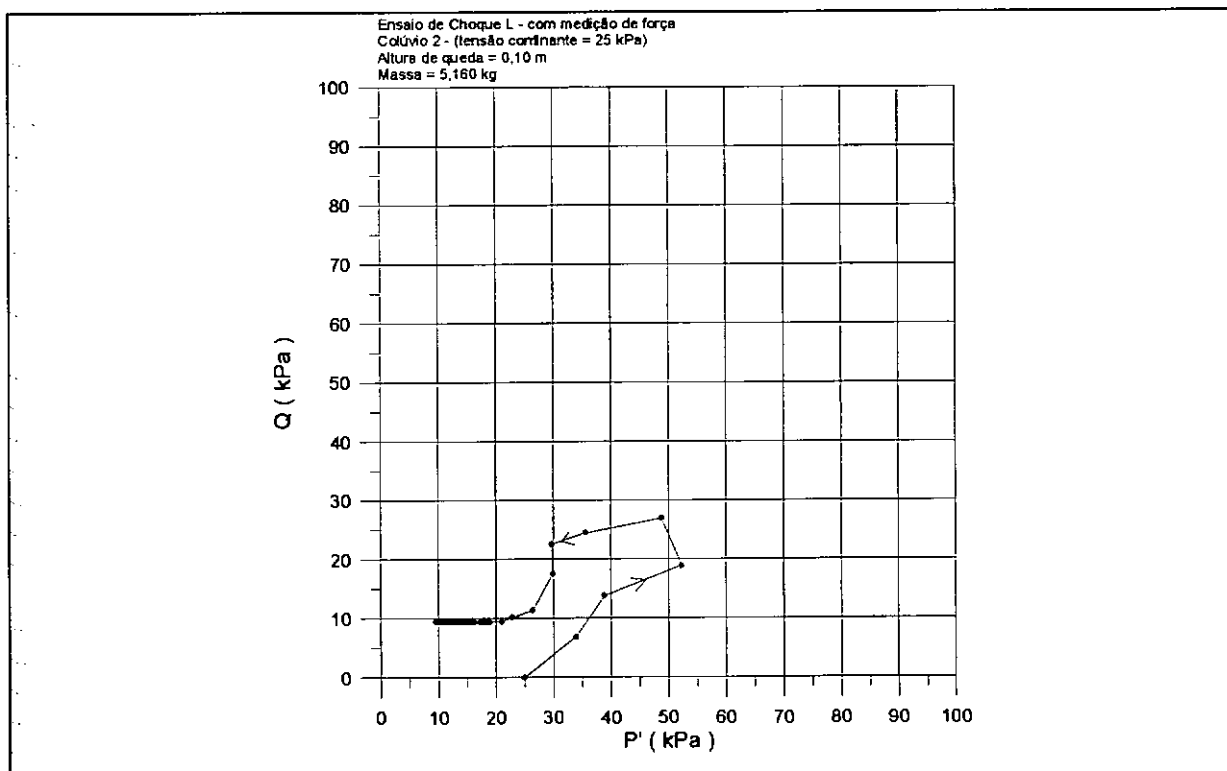


Figura V.24 - Diagrama P' - Q para o ensaio de choque no colúvio2.

V.3 - MODELAGEM DE CHOQUE PARA AS CONDIÇÕES DA ENCOSTA DO SOBERBO

De acordo com as informações extraídas da literatura e com os resultados obtidos dos ensaios de choque nos solos do Soberbo, decidiu-se analisar as possíveis condições de ruptura na encosta do Soberbo devido à queda de bloco.

Para simplificar a análise, adotou-se a hipótese de que o bloco tenha caído em queda livre, chocando-se com o solo sem quicar e permanecendo no local da queda até o início da ruptura.

Simplificando ainda mais a situação, também foi admitido que os três blocos de rocha visualizados na interpretação das fotos de 1954, próximos à região A do movimento de massa, tenham formato esférico e diâmetro de 3 m.

Como o peso específico do diorito, que é a rocha destes blocos, situa-se entre 27,47 e 28,45 kN/m³ (Gorshkov & Yakushova, 1967), o peso específico atribuído a estas esferas de rocha do Soberbo foi a média destes valores (27,96 kN/m³), que arredondando e expressando em toneladas por metro cúbico fornece o valor de 2,8 t/m³. Sabendo que o volume dos blocos é de 14,14 m³ e utilizando o peso específico de 2,8 t/m³, verifica-se que o peso de um bloco é de 39,59 t.

Para caracterizar as condições de carregamento foi utilizado o trabalho de Hansbo (1978), que menciona que o bulbo de deformação obtido em um carregamento de choque tem a forma elíptica mais pronunciada do que o bulbo estático. A relação entre a deformação vertical e a influência de profundidade do carregamento estático e dinâmico pode ser avaliada tal como mostra a figura V.25. Ainda de acordo com este autor, a profundidade (d) de influência da queda de um peso para compactação de terrenos foi experimentalmente verificada por Louis Ménard, sendo dada pela seguinte equação:

$$d \approx (M H_q)^{0,5} \quad (\text{Eq. V.1})$$

onde:

M - é a massa do peso em toneladas;

H_q - é a altura de queda em metros.

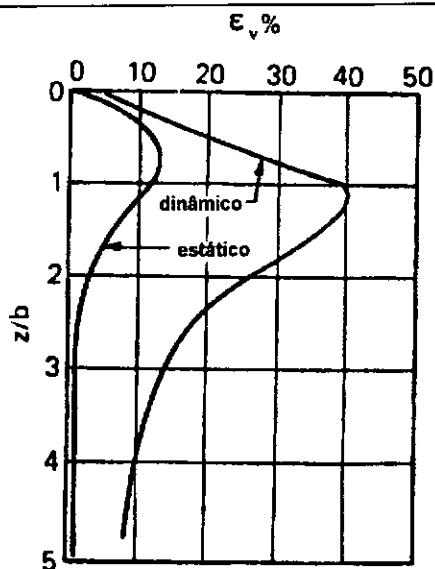


Figura V.25 - Variação da deformação vertical do solo frente a carregamentos dinâmicos e estáticos. A deformação no carregamento dinâmico é nitidamente mais pronunciada na direção vertical (extraído de Hansbo, 1978).

No caso do Soberbo, comparando a topografia mostrada na figura I.2 com a interpretação das fotos aéreas de 1954, foi determinado que a posição dos blocos situa-se na cota de 400 m e o ponto aproximado de impacto, logo a jusante da estrada, na região A do movimento de massa, situa-se na cota 350 m. Isto indica portanto que a altura de queda do bloco é de 50 m.

Sabendo que o peso do bloco de rocha é de 39,59 t e que a altura de queda é de 50 m, substitui-se estes valores na equação V.1 e encontra-se a profundidade de influência do choque de 44,5 m. Sem dúvida esta profundidade de influência é extremamente elevada, pois foram feitas considerações bastante incomuns, tais como a queda livre e o volume esférico do bloco.

Mesmo assim, considerando que apenas a metade da profundidade de 44,5 m tenha sido influente na atuação de tensões, ainda tem-se um valor de profundidade superior à espessura das camadas de solo na região A do movimento de massa, que, a partir das observações de sondagens realizadas por Schilling (1993), tinha cerca de 10 m antes da ruptura inicial de 1966.

Com relação a este assunto, Hansbo (1978) relata que um peso de 14 t caindo de uma altura de 25 m sobre uma argila altamente plástica coberta por uma camada de 2 m de aterro de cascalho apresentou profundidade de influência de 10 m, ao invés dos 18 m indicados através do cálculo pela equação V.1 .

Adotando a idéia de que o bloco ao se chocar com o solo tem uma projeção da área circular de contato com diâmetro equivalente a apenas 1/3 do diâmetro do bloco, pode-se sugerir valores para as condições de carregamento e utilizar o gráfico da figura V.25 para definir as deformações verticais correlatas.

Atribuindo ao raio da projeção da área circular de contato, que representa a incógnita b mostrada no eixo vertical do gráfico, o valor de 0,5 m e a z o valor de 10 m, temos que a relação $z/b = 20$. Correlacionando este resultado com a curva dinâmica da figura V.25, define-se a deformação vertical deve ser baixa nesta profundidade de 10 m, mas relativamente mais elevada para profundidades mais próximas da superfície da encosta. Para uma profundidade de 2 m, por exemplo, tem-se que a relação $z/b = 4$, que colocada no gráfico resulta numa deformação vertical de 10 %.

Considerando que o peso específico do colúvio 2 é de $14,49 \text{ kN/m}^3$, nesta profundidade de 2 m a tensão vertical atuante fica em torno de 29 kPa. Como o coeficiente k_0 obtido para este colúvio tem valor próximo de 1, é possível considerar que a tensão confinante nesta profundidade situa-se em torno de 25 kPa, que foi também a tensão confinante imposta nos ensaios de choque realizados.

Como foi visto que nos ensaios triaxiais dos colúvios do Soberbo os valores de deformação axial acima de 3 % levam à ruptura, é possível afirmar que a queda de um dos blocos observados nas fotos aéreas de 1954 produziu deformações propícias à ruptura e causou a iniciação do movimento de massa do Soberbo em 14 de janeiro de 1966.

VI.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

A finalização deste trabalho contribuiu para o início de uma nova linha de pesquisa na área de Geotecnia da COPPE/UFRJ, voltada à compreensão dos fenômenos de rupturas em encostas provocados por impactos de blocos de rocha ou massas rompidas. Certamente ainda há muito a ser estudado neste tema, mas ao menos um primeiro passo foi dado.

A princípio acredita-se ser uma abordagem ainda sem precedentes no Brasil e que conta apenas com alguns trabalhos no resto do mundo, principalmente no Canadá, EUA e Japão.

Esta situação pode numa primeira visão destacar o possível mérito e caráter precursor deste trabalho. Apesar disso, traz simultaneamente uma enorme responsabilidade e preocupação quanto à realização de um trabalho bem feito, que tenha realmente valor para a comunidade científica interessada e que sirva de apoio a solução dos problemas de instabilidade de encostas.

Esta preocupação se refere principalmente aos problemas de encostas ocorridos neste mês de fevereiro de 1996, no momento de escrita desta tese, onde foram observados inúmeros casos de fluxo de detritos, provocando imensos prejuízos e vitimando mais de 70 pessoas. De acordo com observações de campo, possivelmente alguns destes fluxos tenham sido iniciados por impactos, mostrando a necessidade da continuidade de investigações mais detalhadas a este respeito.

VI.2 - CONCLUSÕES

A análise da queda do bloco de rocha, apresentada no item III.8, em associação com os resultados dos ensaios de choque dos solos do Soberbo, permitem afirmar que é possível que a iniciação do movimento de massa da encosta do Soberbo em janeiro de 1966 tenha sido causada pela queda de um bloco de rocha, conforme descreve a literatura.

As interpretações aerofotográficas se mostraram bastante eficientes na caracterização ambiental da encosta do Soberbo, tanto antes como após o movimento de massa. A utilização deste método de interpretação revelou-se capaz de fornecer uma abordagem histórica importante e que pode ser utilizada em outros locais, desde que se tenham fotografias de escala e idade adequadas.

Os solos estudados no presente trabalho apresentaram parâmetros geotécnicos muito semelhantes aos anteriormente estudados por Silveira (1993), demonstrando que poderão ser utilizados em pesquisas futuras, dispensando novos ensaios de adensamento e triaxiais. O mesmo foi verificado com relação à areia de São Francisco, que mostrou parâmetros bastante similares com os descritos por Oliveira Filho (1987).

Os ensaios de choque não-drenado mostraram-se eficazes para a determinação das condições de ruptura, sobretudo para os solos do Soberbo. Quanto ao comportamento de areias, há necessidade de melhores observações para melhor entendimento das condições que levam à liquefação.

Os diagramas P^2 - Q para os ensaios no saprolito e colúvio 2 só se mostraram possíveis de serem obtidos após a aquisição de força (via transdutor interno), poro-pressão e tensão confinante da célula. São necessárias maiores quantidades de ensaios e melhorias no equipamento de choque. O que parece mais indicado é a aquisição de força, poro-pressão, tensão confinante e deslocamento axial em intervalos de tempo de até 2 s. Isto traz a necessidade da

utilização de dois *plotters* que disparem a aquisição simultâneamente e de um sistema de queda de pesos automático.

O carregamento dinâmico necessário para levar os solos à ruptura foi demonstrado como sendo menor que o carregamento estático, tal como observado por Casagrande & Shannon (1949), Sassa (1985) e Hansbo (1978), em diversos tipos de ensaios de choque.

VI.3 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Um primeiro aspecto bastante importante é o aprimoramento dos equipamentos utilizados na execução dos ensaios de choque, já que neste trabalho o equipamento foi construído a partir de adaptações de peças existentes no Laboratório de Geotecnia. Faz-se necessário a preparação de uma bancada rígida, exclusiva para realização dos ensaios de choque, a fim de que possam ser evitadas vibrações e perdas de energia durante o choque.

Parece ser importante a realização de ensaios de choque em amostras não-saturadas, com diferentes graus de saturação, e talvez em ensaios com possibilidade de drenagem, para verificação da possibilidade da geração de acréscimos de poro-pressão no instante do choque. A comparação de ensaios nestas condições com os atuais e futuros ensaios de choque não-drenado permitirão melhores adequações às condições reais de campo.

Por fim, sugere-se a execução destes tipos de ensaios de choque em solos de outras encostas do Rio de Janeiro, onde tenham sido observadas rupturas por impacto, para definir com maior clareza o fenômeno de ruptura por choque.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, M.M.S., (1988), "Ensaio especiais de adensamento", Anais do Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaio de Campo e de Laboratório em Geotecnia, Rio de Janeiro, v.1, p 1-28.
- ASTM, (1982), "Standard test method for one dimensional consolidation properties of soils using controlled strain loading", ASTM D 4186-82, Am. Soc. of Testing Materials, Philadelphia.
- BARATA, F.E., (1969), "Landslides in the Tropical Region of Rio de Janeiro", Proc. of the 7th ICSMFE, México, v.2, p 507-516.
- BARROS, W.T.; BOGOSSIAN, F. & LOPES, P.C.C., (1992), "O escorregamento do Soberbo", Publicação especial da 1^a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas-COBRAE, Rio de Janeiro, 14 p.
- BISHOP, A.W & HENKEL, D.J., (1962), "The measurement of soil properties in the triaxial tests", Edward Arnold Publishers Ltd., 2nd Ed., London, 228 p.
- BOLTON, J.M.; DURNFORD, D.S. & CHARLIE, W.A., (1994), "One-Dimensional Shock and Quasi-Static Liquefaction of Silt and Sand", Journ. of Geotech. Engineering - ASCE, v. 120, n.10, p 1874-1889.
- BOVIS, M.J. & DAGG, B.R., (1992), "Debris flow triggering by impulsive loading: mechanical modelling and case studies", Canadian Geotech. Journ., v.29, p 345-352.

- CARVALHO, S.R.L., (1989), "Ensaio de adensamento edométrico com taxa constante de deformação específica relacionada ao tempo na argila do Sarapuí", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 224 p. .
- CASAGRANDE, A. & SHANNON, W.L., (1949), "Strength of soil under dynamic loads", Trans. of the Am. Soc. of Civil Engineering, v. 114, p755-772.
- DIAZ-RODRIGUEZ, J.A., (1989), "Behavior of Mexico City clay subjected to undrained repeated loading", Canadian Geotech. Journ., v.26, p 159-162.
- EVANS, S.G & HUNGR, O., (1993), "The assessment of rockfall hazard at the base of talus slope", Canadian Geotech. Journ., v.30, p 620-636.
- FONSECA, A.M.M.C.C., (1969), "Relato sobre causas e problemas das encostas da Guanabara", Anais da 1ª Semana Paulista de Geologia Aplicada, São Paulo, v.1, p.1-10.
- GORSHKOV, G. & YAKUSHOVA, A., (1967), "Physical Geology", Mir Publishers, Moscow, 596 p.
- GUIDICINI, G. & IWASA, O.Y., (1977), "Tentative correlation between rainfall and landslides in a humid tropical environment"- Symp. on Landslides & Other Mass Movement, Praga, IAEG Bulletin, v. 16, p. 13-20.
- HANSBO, S., (1978) "Dynamic consolidation of soil by a falling weight", Ground engineering, v.II, n.5, p. 27-36.

- HEAD, K.H., (1986), "Manual of soil laboratory testing", Pentech Press Ltd., London, v. 3, 324 p.
- INNES, J.L., (1983), "Debris flows", *Progress in Physical Geography*, v.7, p. 353-358.
- LACERDA, W.A., (1989), "Rain induced accidents in Rio de Janeiro - Causes and prevention", *Proc. 12th ICSMFE*, Rio de Janeiro, v.4, p. 3066-3068.
- LACERDA, W.A. & SANDRONI, S.S, (1985), "Movimentos de massa coluviais", *Mesa Redonda: Aspectos Geotécnicos de Encostas*, Clube de Eng^a, Rio de Janeiro, tema III, p. 1-19.
- LACERDA, W.A. & SCHILLING, G.H., (1991), "Rain induced creep-rupture of soberbo road landslide", *Proc. of the 6th Intern. Symp. on Landslides*, New Zealand, v.1, p 145-152.
- LEE, K.L & SEED, H.B., (1967), "Drained strength characteristics of sands", *Journ. of the Soil Mechanics and Foundation Eng., ASCE*, v. 93, n. 6, p. 117-141.
- LEFEBVRE, G.; LEBOEUF & DEMERS, B., (1989), "Stability threshold for cyclic loading of saturated clay", *Canadian Geotech. Journ.*, v.26, p 122-131.
- LOCAT, J. & BEAUSÉJOUR, N., (1987), "Corrélations entre des propriétés mécaniques dynamiques et statiques de sols argileux intacts st traités à la chaux", *Canadian Geotech. Journ.*, v.24, p 327-334.

- MEIS, M.R.M & SILVA, J.X., (1968), "Considerações geomorfológicas a propósito dos movimentos de massa ocorridos no Rio de Janeiro", Rev. Bras. de Geografia, ano 30, nº 1, p 55-73.
- MESRI, G & CASTRO,A., (1987), "Ca/Cc Concept and K_0 during secondary compression", Journ. of Geotch. Engineering - ASCE, v. 113, n.3, p 230-247.
- NISHIDA, Y., (1967), "Deformacion y resistencia de un suelo sometido al choque de un peso en caída libre vertical", Bol. Soc. Venezolana de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones, n. 24, p. 15-25.
- OLIVEIRA FILHO, W.L., (1987), "Considerações sobre ensaios triaxiais em areias", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 266 p.
- PEDROSA, M.G.A.; SOARES, M.M. & LACERDA,W.A., (1988), "Mechanism of movements in colluvial slopes in Rio de Janeiro", Proc. 5th Intern.Symp. on Landslides, Lausanne, v.2 , p. 1211-1216.
- RENEAU, S.L. & DIETRICH, W.E., (1987), "The importance of hollows in debris flow studies; Examples from Marin Couty, California", Reviews in Eng. Geology volume VII - Debris flows/Avalanches : Process, Recognition and Mitigation, Geol. Soc. of Am., p. 165-180.
- ROESSET, J.M; KAUSEL, E.; CUELLAR, V.; MONTE, J. & VALERIO, J., (1994), "Impact of weigth falling into the ground", Journ. of Geotch. Engineering - ASCE, v. 120, n.8, p 1394-1412.

- SASSA, K., (1985), "The mechanism of debris flow", Proc. of the 11th ICSMFE, San Francisco, v.3, p. 1173-1176.
- SCHILLING, G.H., (1993), "Instrumentação e análise dos movimentos da encosta do Soberbo - Alto da Boa Vista, R.J.", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 237 p.
- SCHILLING, G.H.; LACERDA, W.A. & BARROS, W.T., (1992), "Instrumentação da encosta do Soberbo", 1^a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas- COBRAE, Rio de Janeiro, v. 1, p. 307-325.
- SILVEIRA, G.C., (1993), "Características geomecânicas dos solos residuais e coluvionares do escorregamento na estrada do Soberbo, Alto da Boa Vista, Rio de Janeiro", Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 295 p. .
- SILVEIRA, G.C., & LACERDA, W.A., (1992), "Caracterização mineralógica dos solos residuais e coluvionares do escorregamento da encosta do Soberbo", 1^a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas- COBRAE, Rio de Janeiro, v. 1, p. 479-490.
- VAN GASSEN, W. & CRUDEN, D.M, (1989), "Momentum transfer and friction in the debris of rock avalanches", Canadian Geotech. Journ., v.26, p 623-628.
- ZEBARTH, B.J.; LEE, D. & KAY, B.D., (1984), "Impact resistance of three soils under varying moisture and subzero temperature conditions", Canadian Geotech. Journ., v.21, p 449-455.