

EDGARD DE ANDRADE ROCHA NETO

**UTILIZAÇÃO DE UM EQUIPAMENTO TRIAXIAL CÍCLICO PARA ESTUDO
DA LIQUEFAÇÃO DE UMA MISTURA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE
GRANULOMETRIA FINA**

**Dissertação apresentada à
Universidade Federal de
Viçosa, como parte das
exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia
Civil, para obtenção do título
de *Magister Scientiae***

**VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2006**

EDGARD DE ANDRADE ROCHA NETO

**UTILIZAÇÃO DE UM EQUIPAMENTO TRIAXIAL CÍCLICO PARA ESTUDO
DA LIQUEFAÇÃO DE UMA MISTURA DE REJEITOS DE MINÉRIO DE
GRANULOMETRIA FINA**

**Dissertação apresentada à
Universidade Federal de
Viçosa, como parte das
exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia
Civil, para obtenção do título
de *Magister Scientiae***

APROVADA: 11 de agosto de 2006

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Co-orientador)

Prof. Carlos Alexandre B. de
Carvalho (Co-orientador)

Prof. Maria Lucia Calijuri

Dr. Paulo Roberto Costa Cella

Prof. Cláudio Henrique de C. Silva
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que sempre nos dá força e nos guia nas horas mais difíceis, à minha mãe, meu espelho como educadora, à minha esposa Andreza e minha filha Iasmim, minhas companheiras de todos os dias, a meus irmãos, Neto e Júlia, pelo apoio de sempre.

Agradeço também a todos meus mestres pelos ensinamentos, especialmente Prof. Cláudio Henrique e Prof. Paulo Sérgio, pelo apoio sempre dado e pela atenção com a qual fui tratado em todos os momentos.

Deixo um grande abraço a todos os colegas: Marcelo, Gersonito, Flávio, Leandro, Rafa, Gisele, Danilo, pessoal do Geoprocessamento, enfim, todos, e outro bem forte para os técnicos Julinho, Paulo P3 e Toninho.

Agradeço ao grande colega de república, pessoa muito especial, Fernando (Gyngybre), pelo companheirismo em meus primeiros meses de Viçosa.

Agradeço à galera da MICRÓBIUS, grandes meninos, pela amizade e carinho.

Agradeço também ao povo de Viçosa, pelo acolhimento e, por fim, peço desculpas aos que esqueci de citar neste texto, mas que estarão sempre na memória.

Não poderia deixar de esquecer à Universidade Federal de Viçosa e à CAPES por conceder a bolsa de mestrado.

BIOGRAFIA

EDGARD DE ANDRADE ROCHA NETO, filho de Celso Guimarães e Mariza Rocha Guimarães, nasceu em 03 de Janeiro de 1978, na cidade de Patrocínio, Minas Gerais.

Em Janeiro de 2004, graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade de Uberaba – UNIUBE.

Em Março de 2004, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil na UFV, concentrando seus estudos na área de Geotecnia com ênfase em barragens de rejeito de mineração.

SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS	VII
RESUMO	IX
ABSTRACT	x
1. Introdução	1
1.1. Abordagem geral e justificativa	1
1.2. Objetivos	3
1.3. Organização do Trabalho	3
2. Revisão bibliográfica	5
2.1. Introdução	5
2.2. O fenômeno da liquefação	5
2.2.1. Fluxo por liquefação	8
2.2.2. Mobilidade Cíclica	9
2.2.3. Resistência à liquefação	9
2.3. Mecanismos causadores da liquefação	10
2.3.1. Fatores que influenciam a liquefação	11
2.4. Comportamento das areias em ensaios triaxiais monotônicos CID, CIU e CIU _{cíclico}	16
2.4.1. Comportamento das areias em condições drenadas	16
2.4.2. Comportamento das areias em condições não-drenadas	17
2.5. Índice de vazios crítico	21
2.6. A mineração e o processo de liquefação	23
2.7. Avaliação do potencial de liquefação	27
2.7.1. Avaliação do potencial de liquefação através de análise granulométrica	27
2.7.2. Avaliação do potencial de liquefação através de correlações com ensaios de campo	28
2.7.3. Avaliação do potencial de liquefação através de ensaios triaxiais convencionais	29

2.7.4. Avaliação do potencial de liquefação através de ensaios triaxiais cíclicos	30
2.8. Ensaio triaxial monotônico e ensaio triaxial cíclico	31
2.8.1. Ensaio triaxial monotônicos	31
2.8.2. Ensaio triaxial cíclicos	33
3. Materiais e Métodos	40
3.1. Introdução	40
3.2. Material	41
3.3. Metodologia	41
3.3.1. Amostragem	41
3.3.2. Moldagem dos corpos-de-prova	41
3.3.3. Ensaio de caracterização	42
3.3.4. Ensaio de adensamento hidrostático	43
3.3.5. Ensaio triaxial monotônicos, tipo CKU	44
3.3.6. Ensaio triaxial cíclicos com tensão controlada	45
3.3.7. Equipamento	46
3.3.8. Montagem e execução do ensaio	51
4. Resultados e Discussões	53
4.1. Ensaio de caracterização do solo	53
4.1.1. Granulometria conjunta	53
4.1.2. Limites de Atterberg	54
4.1.3. Peso específico dos sólidos	54
4.2. Estudo da compressibilidade do solo	55
4.2.1. Adensamento hidrostático	55
4.3. Estudo do potencial de liquefação do solo	55
4.3.1. Ensaio triaxial monotônicos do tipo CKU com tensão controlada	56
4.3.2. Ensaio triaxial cíclicos	58
4.4. Comentários sobre a metodologia de ensaio	64
4.4.1. Análise do comportamento tensão – deformação	65
4.4.2. Comentários sobre o carregamento cíclico	68
4.5. Considerações finais	71
5. Conclusões e Recomendações	73
5.1. Conclusões	73
5.2. Sugestões para futuras pesquisas	74
Referências bibliográficas	75

ANEXO - Manual de Procedimentos Para a Utilização do Triaxial de carregamento Cíclico	84
Introdução	84
Entrando com os dados e entendendo como o programa realiza o teste:	94

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Minúsculas

- e- índice de vazios
- e_0 - índice de vazios inicial
- e_c - índice de vazios crítico
- t_c - duração da carga de compressão
- u – Poro pressão

Letras Maiúsculas

- C- coesão
- CID- ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado
- CIU- ensaio triaxial consolidado isotropicamente não drenado
- CIU_{cíclico}- ensaio triaxial cíclico consolidado isotropicamente não drenado
- CKD- ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado com K constante
- CKU- ensaio triaxial consolidado isotropicamente não drenado com K constante
- CRR - razão de resistência cíclica
- CSR - razão de tensão cíclica
- FS- fator de segurança
- FT- flow Trac
- IP- índice de plasticidade
- K- coeficiente de empuxo
- Ko – Coeficiente de empuxo de repouso
- LL- limite de liquidez
- LP- limite de plasticidade
- N- nº de ciclos necessários para levar o corpo-de-prova à liquefação

N.A.- nível d'água

PC- Carga de compressão

R- ângulo de atrito

RD- a resistência dinâmica do solo

RD- resistência dinâmica de pico à liquefação

RM- resistência monotônica de pico à liquefação

RR- resistência residual cíclica à liquefação

T – duração da carga de extensão

W- teor de umidade

V- volume

Letras do Alfabeto Grego

Δ - variação

γ_d - peso específico seco

σ – Tensão total

σ' – Tensão efetiva

σ'_{vo} – Tensão vertical

σ'_1 – tensão efetiva principal maior

σ'_3 – tensão efetiva principal menor

σ'_D – tensão desviadora

σ'_C – tensão confinante

σ'_{3C} - tensão confinante efetiva

$\sigma_{d, cíclica}$ -tensão desviadora cíclica

$\tau_{d, cíclica}$ -tensão desviadora

RESUMO

ROCHA NETO, Edgard de Andrade, M. Sc. Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2006. **Utilização de um equipamento triaxial cíclico para estudo da liquefação de uma mistura de rejeitos de minério de granulometria fina** Orientador: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co-Orientadores: Dario Cardoso de Lima e Carlos Alexandre Braz de Carvalho.

Este trabalho tem por objetivo analisar o comportamento de um material silto-arenoso quando submetido a carregamentos dinâmicos. Durante o ensaio triaxial cíclico são aplicados ciclos de tensões cisalhantes em uma amostra que elevam os níveis da poro pressão e induz o solo a se liquefazer. Os estudos para determinar o potencial de liquefação de uma mistura de rejeitos de mineração foram realizados ensaios triaxiais do tipo consolidados anisotropicamente não-drenados (CKU), ensaios estes já consagrados no estudo do potencial de liquefação de areias e siltes, e também ensaios triaxiais cíclicos, que apesar de ainda não serem difundidos no Brasil, já tiveram sua eficácia comprovada através de diversos estudos realizados por todo o mundo. Os resultados obtidos dos ensaios realizados com carregamentos estáticos e cíclicos mostraram que a presença de silte inibiu a liquefação dos rejeitos ensaiados. Considerando a complexidade envolvendo a realização de ensaios triaxiais cíclicos, o equipamento triaxial cíclico do Laboratório de Engenharia Civil (LEC/UFV) mostrou-se eficaz para a realização de ensaios com carregamentos dinâmicos, no entanto a técnica de ensaio necessita certos ajustes tanto no que concerne ao equipamento quanto às técnicas de moldagem de amostras.

ABSTRACT

ROCHA NETO, Edgard de Andrade, M. Sc. Universidade Federal de Viçosa, August, 2006. **Use of an equipment cyclic triaxial for study of the liquefaction of fine grained tailings a mixture** Adviser: Cláudio Henrique de Carvalho Silva. Co- Advisers: Dario Cardoso de Lima and Carlos Alexandre Braz de Carvalho.

This work was intended to verify the behavior of a silt sandy tailings sample subjected to dynamic loadings. Shear stress cycles are applied during cyclic triaxial tests over a soil specimen which leads to liquefaction by the increase of generated porepressure. The studies to determine the liquefaction potential of a tailings sample from a typical mining plant was carried out by a series of undrained isotropically consolidated triaxial tests (CKU), of common use for liquefaction potential evaluation of silts and sands, as well as cyclic triaxial tests, which have not yet much used in Brazil although they are recognized around the world by geotechnical community for such liquefaction potential study. Test results obtained from performed tests with static and dynamic loading have shown that the presence of silt somehow inhibited the liquefaction of tested tailings sample. Taking into account the complexity of performing cyclic triaxial tests, the cyclic triaxial device of Civil Engineering Laboratory (LEC/UFV) has proved to be very efficient for tests under dynamic loading, nevertheless test techniques needs some improvements and adaptations concerning testing device and specially regarding specimen preparation.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Abordagem geral e justificativa

No Brasil, desde o século XVIII, vêm sendo desenvolvidos vários tipos de atividades de mineração. Essas atividades mineradoras sempre desempenharam um papel de grande importância na economia brasileira. O Estado de Minas Gerais, atualmente, se destaca no cenário nacional da mineração, principalmente pela produção de minério de ferro na região denominada de quadrilátero ferrífero. Além do minério de ferro, hoje, esse estado produz também outros tipos de minério como, por exemplo, ouro, manganês, alumínio, zinco e níquel.

Toda atividade mineradora gera grandes volumes de rejeito, principalmente quando a relação estéril/minério da lavra é alta. O armazenamento desse rejeito é feito sob a forma de aterros hidráulicos ou barragens e o transporte do mesmo até seu local de armazenamento, geralmente, é feito por via hidráulica, na forma de lama.

A construção de barragens de rejeito tem como base a técnica construtiva de uma barragem de terra, porém, quando se dá o esgotamento de sua capacidade de armazenamento, um novo talude é erguido sobre o corpo da barragem existente, ficando esta estrutura de alteamento, dependendo da técnica utilizada em sua construção, parcialmente apoiada na praia de rejeito. Esse processo de alteamento do corpo da barragem é feito repetidas vezes, de acordo com a produção de cada mina.

Esses reservatórios de rejeito, em certos casos, são grandes volumes de lama e seu colapso resultaria em danos ecológicos significativos. Visto que a segurança das barragens de rejeito e a preocupação com o meio ambiente não eram de interesse das mineradoras, uma vez que os gastos nessa área não trazem qualquer retorno financeiro, e diante de vários incidentes de ruptura

de barragens de rejeito no Brasil e no exterior, surgiu, então, a necessidade de serem feitas leis que regulamentassem a atividade mineradora no Brasil. Segundo GUMIERE (1995), as primeiras leis que visavam à regulamentação das atividades mineradoras no Brasil foram aprovadas no Congresso Nacional em 1967 (Decreto Lei Nº 227 – Código de Mineração).

Como o rejeito lançado na barragem pode servir de terreno de fundação para o dique de alteamento, é necessário o conhecimento das características geotécnicas deste material. Sabendo-se que esse solo é formado pela secagem e adensamento da lama, há uma tendência de se formarem perfis de solo com baixa compacidade nos aterros hidráulicos. RIBEIRO (2000) cita que um grande problema relacionado às estruturas construídas hidraulicamente tem sido a formação de depósitos com baixas densidades e, conseqüentemente, susceptíveis ao processo de liquefação.

Historicamente, sabe-se que muitas das rupturas ocorridas em barragens, edifícios ou taludes naturais que sofrem compactação com sob solicitações dinâmicas de abalos sísmicos ou outros carregamentos dinâmicos podem ser atribuídas ao fenômeno da liquefação de solos arenosos. Em nossa história recente, existem vários estudos identificando a ocorrência de desastres causados pelo fenômeno da liquefação durante terremotos por todo o mundo, como por exemplo, os estudos de SEED (1975), HAMADA (1992), Devenport *et al.* (1996), BOULANGER *et al.* (1997), KAYEN & Mitchell (1997), TOKIMATSU *et al.* (1997), MADABHUSHI *et al.* (2001), BHATTACHARYA *et al.* (2003), dentre vários outros.

A ruptura por liquefação ocorre em solos predominantemente granulares, com elevado grau de saturação, de média a baixa compacidade. Esse fenômeno ocorre, quando a água exerce uma pressão nas partículas sólidas e influencia a forma com que estas são pressionadas umas contra as outras, diminuindo o atrito entre as mesmas, chegando-se ao ponto em que uma pode se mover em relação à outra.

O processo de liquefação de solos necessita de uma energia inicial de ativação que, historicamente, está ligada a terremotos, porém outros tipos de energia podem desencadear o processo como, por exemplo, explosão, grandes vibrações, o alteamento rápido de um dique, o enchimento de uma represa ou eventos de chuva intensa que causam inundações.

Tradicionalmente, o potencial de liquefação de solos vem sendo estudado, no Brasil, através de metodologias que lançam mão de resultados de ensaios convencionais, como por exemplo, granulometria, ensaios triaxiais e correlações com ensaios de campo e, mais recentemente, os ensaios triaxiais cíclicos.

O Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil (LMS-DEC) da Universidade Federal de Viçosa (UFV) dispõe de equipamento capaz de realizar ensaios cíclicos com carregamentos estáticos e dinâmicos nos corpos-de-prova. Neste trabalho, estes ensaios serão empregados no estudo do potencial de liquefação de uma mistura de rejeitos de minério.

1.2. Objetivos

Podem ser listados como objetivos deste estudo, os seguintes itens:

- i) apresentar um procedimento para a realização de ensaios triaxiais cíclicos no equipamento dinâmico do LEC/UFV;
- ii) elaborar um manual de procedimentos para utilização do equipamento, com a finalidade de auxiliar as próximas pesquisas que dependerão de sua utilização;
- iii) analisar o potencial de liquefação de uma mistura de rejeitos de minério através de resultados de ensaios triaxiais do tipo CKU e ensaios triaxiais cíclicos.

1.3. Organização do Trabalho

Este trabalho apresenta-se dividido em cinco capítulos e um anexo. No Capítulo 1, está apresentada uma visão geral do trabalho, bem como seus objetivos e organização geral.

No Capítulo 2, é feita uma revisão bibliográfica dos principais conceitos relativos à liquefação de solos granulares, tensões atuantes em um maciço durante um terremoto, ensaios laboratoriais, metodologias para análise do potencial de liquefação de solos e rejeitos de mineração e sua estocagem.

O Capítulo 3 versa sobre as metodologias utilizadas em todas as etapas do presente estudo e também sobre os procedimentos de cada ensaio realizado.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados obtidos dos ensaios: caracterização (limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e granulometria conjunta), compressão hidrostática, triaxiais convencionais do tipo CKU com medida de poro pressão e tensões controladas e triaxiais cíclicos com tensões controladas, bem como as ponderações e análises feitas a partir desses resultados.

No Capítulo 5, são apresentadas, de forma sintética, algumas conclusões e observações realizadas neste trabalho e também sugestões para futuras pesquisas. Nesse capítulo, são apresentadas também medidas para a otimização do uso do equipamento triaxial cíclico do LEC/UFV.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introdução

O estudo do potencial de liquefação de um solo de granulometria predominantemente arenosa objetiva a determinação de suas características geotécnicas visando a identificação de susceptibilidade ao fenômeno da liquefação, bem como identificar os fatores que podem iniciar este processo.

Para análise do potencial de liquefação serão realizados, dentre outros, ensaios triaxiais cíclicos, utilizando o equipamento triaxial dinâmico do DEC-UFV, adquirido via o projeto de pesquisa financiado pela FAPEMIG-MG, sob nº 2431/97. A motivação inicial para esta pesquisa é o fato de existir um limitado número de trabalhos voltados para o estudo do potencial de liquefação de solos oriundos do processo de extração de minério de ferro e ouro, típicos do estado de Minas Gerais, através de metodologias que empreguem ensaios triaxiais cíclicos.

Para a realização deste estudo foi utilizada uma mistura de rejeitos típicos de mineração que apresentou características granulométricas distintas das comumente encontradas na literatura, visando o entendimento das técnicas de ensaio e metodologias de análise dos resultados para a previsão do potencial de liquefação.

2.2. O fenômeno da liquefação

As técnicas para a determinação da segurança de estruturas de barragens de rejeito sujeitas à rupturas catastróficas em consequência de solicitações estáticas ou dinâmicas requerem a avaliação da resistência dinâmica dos solos, ou classicamente, do potencial de liquefação. Segundo

CASTRO (1969), a liquefação de solos arenosos saturados está associada à diminuição da resistência em consequência do desenvolvimento de elevadas poro pressões induzidas por deformações aplicadas monotonicamente ou dinamicamente. A ocorrência da liquefação não necessariamente está relacionada à condição de tensão efetiva nula, mas sim a uma queda das tensões efetivas suficiente para reduzir a resistência ao cisalhamento do solo a valores inferiores àqueles das tensões cisalhantes existentes nos maciços.

A liquefação ocorre sob condições específicas de maciço com elevado grau de saturação, constituído de solo não-coesivo, de média a baixa compacidade, e associada a estas condições ainda existe a possibilidade de um evento ou fator externo que faça as tensões efetivas decrescerem. Os fatores que levam um solo a se liquefazer serão tratados mais adiante, em um tópico específico, mas pode-se afirmar que o fenômeno da liquefação ocorre quando, por ação de carregamentos externos, a água presente nos interstícios do solo exerce uma pressão nas partículas sólidas e altera o atrito entre as mesmas, afetando também as tensões efetivas atuantes no maciço.

Na Mecânica dos Solos Clássica, a resistência dos solos é definida em função das tensões efetivas atuantes no maciço. Quanto menor a tensão efetiva atuante na massa de solo, menor será a sua resistência ao cisalhamento. Como o aumento da poro pressão é inversamente proporcional ao ganho de resistência, um brusco aumento da poro pressão pode levar um maciço ao colapso. Estando a massa de solo em equilíbrio estático, a poro pressão é sempre menor que as tensões totais atuantes no maciço. No entanto, os efeitos de carregamentos monotônicos ou cíclicos, podem gerar um incremento súbito de poro pressão, implicando em uma redução proporcional da tensão efetiva, até ao ponto extremo em que as partículas sólidas podem mover-se uma em relação à outra. A equação abaixo define o princípio das tensões efetivas de TERZAGHI.

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

Na expressão acima, σ é a tensão total, σ' é a tensão efetiva e u é a poro pressão atuante na água intersticial.

Quando a resistência do solo decresce, pode ocorrer a liquefação, e, conseqüentemente, uma redução da capacidade da massa de solo de suportar

carregamentos externos transmitidos por aterros, fundações de edifícios, pontes, etc. Os efeitos da liquefação, também, afetam estruturas de contenção, causando a sua movimentação e inclinação. O aumento da poro pressão pode, também, iniciar o processo de escorregamento de taludes e causar a ruptura de barragens, diques e aterros.

O termo liquefação decorre do fato de que, neste tipo de ruptura, o comportamento do solo se assemelha ao comportamento de um líquido, em que a resistência ao cisalhamento decresce significativamente. Um fato interessante a se destacar é que este fenômeno ocorre devido à substancial perda de resistência em regiões da massa de solo e não apenas ao longo de determinada superfície de ruptura.

A Figura 1 mostra alguns exemplos de danos causados pela liquefação de solos.

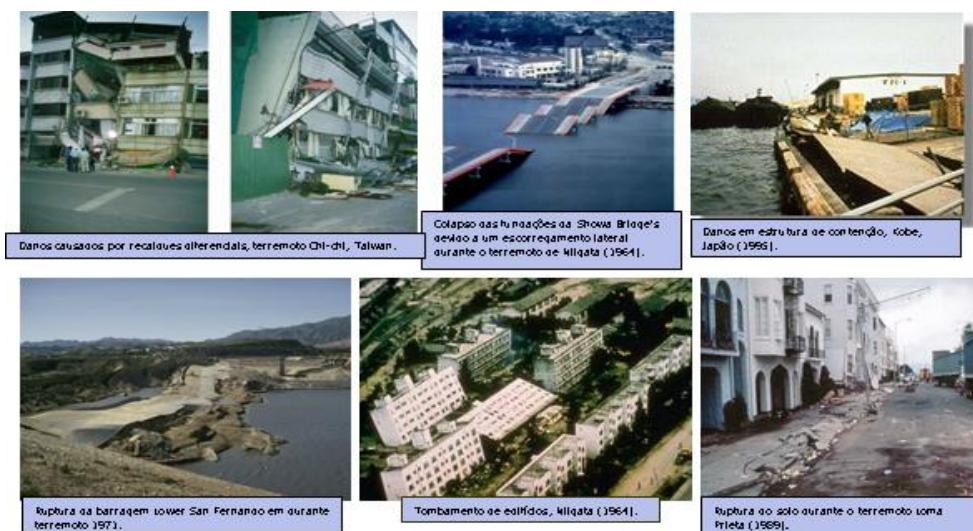


Figura 1 - Exemplos de danos causados pela liquefação de solos (Adaptado de SLW, 2006).

A Figura 2, adaptada de TERZAGHI et al.(1996), apresenta uma análise das tensões atuantes em um maciço de solo antes e durante a ocorrência de um terremoto. No repouso, um elemento de solo, a uma profundidade qualquer no maciço, se encontra sujeito a tensões verticais e horizontais definidas por σ'_{vo} e $K_0 \cdot \sigma'_{vo}$, respectivamente. Essa condição é ilustrada na situação (a) da Figura 2 Durante um terremoto, surgem tensões cisalhantes, devido às movimentações do maciço, e o elemento de solo assume a condição (b) da Figura 2.

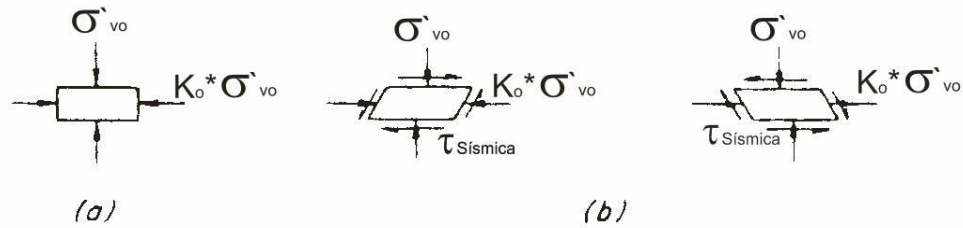


Figura 2 - Estado de tensões no subsolo antes (a) e durante um terremoto (b) (Adaptado de TERZAGHI *et al*, 1996).

Os fenômenos da liquefação são classificados em duas categorias distintas: liquefação propriamente dita e mobilidade cíclica, que serão descritas a seguir.

2.2.1. Fluxo por liquefação

CASTRO e POULOS (1977) definem liquefação como um fenômeno no qual uma massa saturada de areia perde grande porcentagem de sua resistência ao cisalhamento e flui de maneira semelhante a um líquido, até que as tensões cisalhantes atuantes na massa de solo se igualem à sua resistência residual.

Esta definição pode ser entendida como o fenômeno causado pela ação de uma carga externa estática ou dinâmica que destrói o equilíbrio estático de uma massa de solo que apresenta baixa resistência dinâmica (SLW, 2006).

Segundo TERZAGHI *et al.*(1996), a liquefação é o fenômeno causador da queda repentina da resistência ao cisalhamento de um solo sob condições não drenadas, onde o nível dessa resistência decresce, passando dos valores atuantes *in situ*, para um valor que atinja o estado crítico de resistência.

As rupturas causadas pela liquefação são caracterizadas por grandes e rápidas movimentações de massa fluida que acontecem de forma repentina e que podem causar enormes desastres tanto materiais como ambientais. Citam-se os grandes desastres ocorridos em consequência de terremotos, causados pela liquefação e consequente fluxo da massa de solo liquefeita bem como das estruturas existentes.

Ao longo deste trabalho será entendido como liquefação ao processo de fluxo por liquefação.

2.2.2. Mobilidade Cíclica

Segundo CASTRO e POULOS (1977), mobilidade cíclica ocorre em consequência do amolecimento progressivo de uma massa de solo arenoso quando submetida a carregamentos cíclicos, sendo o teor de umidade mantido constante durante o processo. Diferentemente do que ocorre no processo de liquefação, as deformações provenientes do fenômeno de mobilidade cíclica ocorrem de forma lenta e progressiva.

2.2.3. Resistência à liquefação

Existem diferentes termos para a resistência à liquefação que estão associadas a metodologias de ensaios e interpretação de resultados de ensaios. Nos parágrafos seguintes serão descritas as definições de resistência dinâmica de pico à liquefação (RD), resistência monotônica de pico à liquefação (RM) e resistência residual cíclica à liquefação (RR).

Ao se aplicar um carregamento dinâmico a uma amostra de solo, esta pode ser induzida à liquefação. Dá-se o nome de resistência dinâmica de pico à liquefação ou simplesmente resistência dinâmica à metade da tensão cisalhante gerada pela aplicação de cada ciclo de tensão (TERZAGHI *et al.*, 1996).

No processo de liquefação de uma amostra de solo causado pela aplicação de um carregamento monotônico, dá-se o nome de resistência monotônica de pico à liquefação ou resistência monotônica à diferença entre o valor da tensão cisalhante atuante na amostra antes da aplicação do carregamento e o valor máximo de tensão cisalhante registrado durante a ruptura da amostra.

Após a ruptura por liquefação, o solo retornará a um estado de equilíbrio somente quando as tensões cisalhantes nele atuantes forem tão reduzidas, que se igualem à sua resistência ao cisalhamento depois de liquefeito. A esse reduzido valor de resistência ao cisalhamento, dá-se o nome de resistência residual cíclica à liquefação ou somente resistência residual

(CASTRO & POULOS, 1977). Em termos práticos, pode-se dizer que a resistência residual cíclica de um solo é a resistência de um solo liquefeito. A resistência residual cíclica das areias e siltes, neste estudo, será tratada somente como resistência residual.

A Figura 3 esclarece as três definições descritas acima.

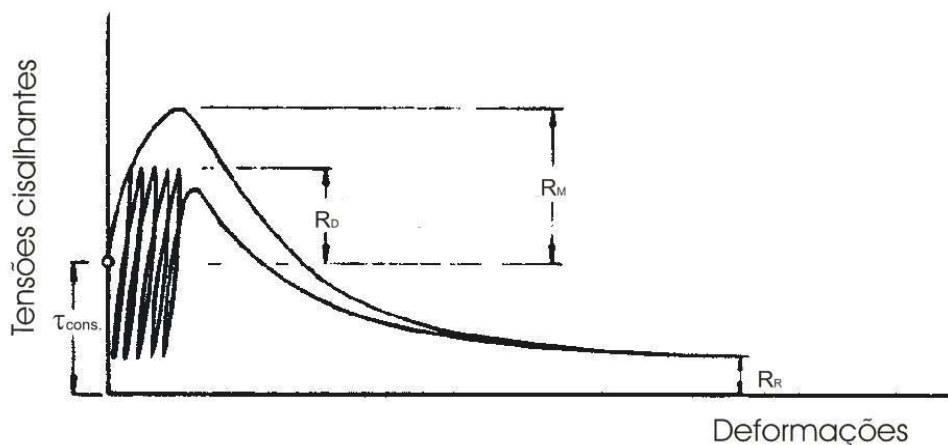


Figura 3 - Definições de resistência à liquefação nas condições de pico e residual (Adaptado de TERZAGHI, 1996).

Pela análise da figura acima, pode-se verificar que a aplicação de ciclos de tensões menores que a resistência monotônica, porém maiores que a resistência residual, pode levar a estrutura da areia a se romper e disparar o processo de liquefação. Daí a importância de serem analisados carregamentos estáticos e dinâmicos no estudo de liquefação de um solo.

2.3. Mecanismos causadores da liquefação

Segundo TERZAGHI *et al.* (1996), o processo de liquefação pode ser iniciado pela aplicação de um único e expressivo incremento de tensão cisalhante, pela ruptura repentina no pé de um talude, pela aplicação repetida de ciclos de tensão cisalhante, dentre outros. Obras de engenharia como edifícios, taludes de barragens e pontes são exemplos de carregamentos estáticos; já terremotos, explosões e cravação de estacas são exemplos de carregamentos dinâmicos que podem disparar um processo de liquefação.

É interessante salientar que, para que ocorra o processo de liquefação em um maciço, é necessário somente um evento que desencadeie o processo, pois, quando uma camada superficial se liquefaz (camada sob menor tensão confinante), esta passa a se comportar como lama, diminuindo o valor das tensões totais e aumentando o valor das poro pressões atuantes no maciço, podendo causar também a liquefação das camadas subjacentes.

2.3.1. Fatores que influenciam a liquefação

A liquefação de solos é um fenômeno regido por inúmeras variáveis, como o tipo de solo, tensões confinantes, densidade relativa e frequência das solicitações cíclicas.

CASTRO e POULOS (1977) discutem com propriedade a maneira que o tipo de solo e a tensão de consolidação afetam tanto a liquefação quanto a mobilidade cíclica e TERZAGHI *et al.* (1996) citam que a susceptibilidade à liquefação de um solo é determinada pelo tamanho, graduação, forma, característica da superfície e arranjo dos grãos e, também, pelo processo de deposição, idade geológica e o histórico de tensões do maciço.

Notoriamente, sabe-se que o potencial de liquefação dos solos arenosos depende da densidade, nível de tensões atuantes, tensão cisalhante cíclica aplicada, histórico de tensões, procedimentos adotados na preparação dos corpos-de-prova e uniformidade e aspecto da forma da onda cíclica. Estes fatores serão tratados com mais detalhes nos parágrafos a seguir.

➤ Tipo de solo

A susceptibilidade à liquefação depende diretamente do tipo de solo em questão. Solos arenosos são potencialmente susceptíveis à liquefação, enquanto solos argilosos não se liquefazem. Solos argilosos contam com a coesão como uma parcela importante em sua resistência, fator que impede esse tipo de solo de se liquefazer. Apesar de as areias serem reconhecidas como potencialmente susceptíveis à liquefação, existem vários relatos de casos de liquefação em siltes como, por exemplo, nos estudos realizados por LAUE e BUCHHEISTER (2004), GUO e PRAKASH (1999) e POLITO (1999).

➤ **Tamanho, graduação, forma, característica da superfície e arranjo dos grãos na susceptibilidade à liquefação dos solos**

TERZAGHI *et al.* (1996) relatam que areias grossas e pedregulhos apresentam elevada permeabilidade e, portanto, são considerados com baixo potencial de liquefação; porém citam também que SEED (1988) observaram liquefação no campo, em locais onde os solos eram compostos basicamente por pedregulhos. Esses autores destacam também que depósitos de areia com granulometria uniforme são mais susceptíveis à liquefação que depósitos de areias bem graduadas, porque aqueles tendem a entrar em equilíbrio em uma condição mais fofa e depósitos bem graduados tendem a formar uma estrutura mais estável devido ao melhor entrosamento entre os grãos.

Solos de granulometria uniforme são mais susceptíveis à liquefação que solos bem graduados, pois nestes, as partículas menores preenchem os seus vazios, diminuindo a tendência de densificação do maciço durante a ruptura e, portanto, o acréscimo de poro pressão.

Por outro lado, TERZAGHI *et al.* (1996) relatam que depósitos de areia com grãos redondos e arredondados são mais susceptíveis à liquefação que aqueles com partículas angulares, porque a contração em areias de grãos arredondados é devida ao rearranjo das partículas, enquanto que em areias com grãos angulares esta se dá, parcialmente, pelo esmagamento dos grãos.

➤ **A origem geológica**

GUILLÉN (2004) cita que o tipo de processo geológico que forma um depósito de solo tem grande influência em sua susceptibilidade à liquefação e que depósitos de solos formados por sedimentação como em rios e lagos (depósitos fluviais e aluviais), pela deposição de material erodido (depósitos coluvionais) ou pela ação do vento (depósitos eólicos) podem ser potencialmente liquefáveis. Segundo o *Soil Liquefaction Web Site* (2006), este fato se dá devido aos processos de formação de solos citados acima originarem depósitos com granulometria uniforme e de baixa compacidade, e, portanto, altamente susceptíveis à liquefação.

TERZAGHI *et al.* (1996) citam que depósitos mais antigos tendem a ser mais densos que depósitos mais recentes, portanto mais resistentes à liquefação, devido ao efeito do envelhecimento e também pela possibilidade

destes maciços, dependendo da região, já terem enfrentado terremotos severos.

FINN (1981) *apud* TERZAGHI *et al.* (1996) relata que em depósitos naturais jovens ou aterros hidráulicos as partículas finas aparecem separadas dos grãos de areia, o que leva à formação de depósitos mais instáveis, muito susceptíveis à contrações durante um terremoto.

➤ **O estado inicial do solo**

O "estado inicial" de um maciço de solo é definido pela densidade e tensão efetiva em que ele se encontra no momento em que é submetido a um carregamento rápido. Sob tensões confinantes constantes, a resistência à liquefação de um solo aumenta com o aumento da densidade relativa, e, sob um valor constante de densidade relativa, a resistência à liquefação de um solo aumenta com o aumento das tensões confinantes.

➤ **Tensões cisalhantes pré-existent**

Nos trabalhos de CASTRO (1969), Geotechnical Engineers Inc. (1982) e KRAMER e SEED (1988) é relatado que as tensões cisalhantes pré-existent no solo influenciam a sua susceptibilidade à liquefação, e que, quanto maior forem as tensões cisalhantes iniciais, maior é o potencial de liquefação do solo e menores são os distúrbios necessários para desencadear o seu processo de liquefação.

Também, estudando o efeito das tensões cisalhantes pré-existent no solo sob o processo de liquefação, VAID *et al.* (2001) citam que LEE e SEED (1967), LEE *et al.* (1975), SEED *et al.* (1975) e SEED (1983) concluem que a presença de tensões cisalhantes estáticas aumenta a resistência à liquefação das areias; no entanto, citam também que CASTRO (1969,1975), CASAGRANDE (1975), CASTRO & POULOS (1977) e CASTRO *et al.* (1982) chegam à conclusão de que a presença de tensões cisalhantes estáticas diminui a resistência à liquefação das areias.

Já segundo TERZAGHI *et al.* (1996), a presença de tensões cisalhantes estáticas geralmente aumenta a resistência à liquefação das areias e que a resistência residual é, praticamente, independente das tensões cisalhantes estáticas.

➤ Tipo, intensidade e número de ciclos de carregamento

Como já foi afirmado anteriormente, o processo de liquefação de um maciço pode ser disparado por carregamentos cíclicos ou monotônicos. HANZAWA *et al.* (1980), citado por TERZAGHI *et al.* (1996), discutem a influência do tipo, da intensidade e do número de ciclos de carregamento no processo de liquefação (Figura 4).

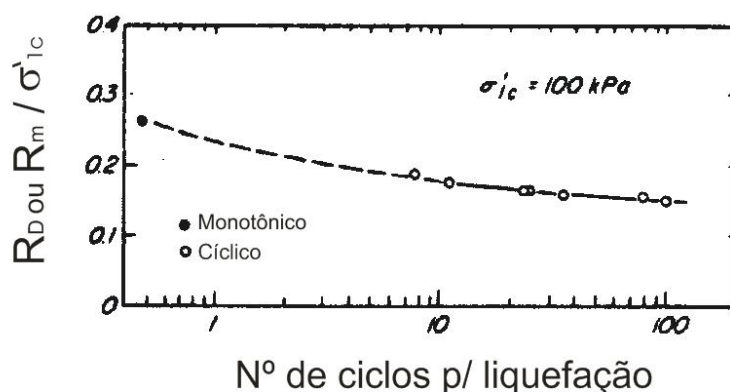


Figura 4 - Decréscimo nas tensões cisalhantes requeridas para gerar liquefação com o aumento do número de ciclos (Adaptado de TERZAGHI *et al.*, 1996).

Ainda segundo estes autores, a resistência dinâmica é influenciada, dentre outros fatores, pelo tipo de ciclo de carregamento que é aplicado (i.e., ciclos de carregamentos somente de compressão ou ciclos de carregamentos de compressão e tração).

➤ Teor de finos

Nos estudos de POLITO (1999) e POLITO e MARTIN II (2001) é mostrado que solos arenosos contendo partículas de silte têm sua resistência à liquefação controlada pela densidade relativa e que essa é independente da porcentagem de finos no solo. Para solos cuja estrutura é composta por partículas de areia suspensas em matriz argilosa, a resistência à liquefação do solo é novamente controlada pela densidade relativa; porém, essa resistência é menor que em solos com dominância de matriz arenosa para um dado valor de densidade relativa. Nesses estudos, a resistência à liquefação do solo se

mostrou independente do tipo de areia e da porcentagem de finos existentes na mesma.

Segundo TERZAGHI *et al.* (1996), o potencial de liquefação de areias com teor de finos maior que 5%, depende da quantidade e da plasticidade dos finos.

➤ **Efeito da preparação das amostras**

MULILIS *et. al* (1977) destacam que os resultados de ensaios triaxiais cíclicos com tensão controlada indicam que a resistência dinâmica de areias saturadas, moldadas na mesma densidade, porém com a utilização de técnicas distintas, são significativamente diferentes. Citam ainda que, amostras preparadas por compactação com ou sem vibração apresentam valores de resistência à liquefação até 45% menores que os valores obtidos para amostras indeformadas.

HYDE *et al.* (2006) adotaram técnicas distintas de moldagem ao estudar amostras de um solo siltoso. Na primeira, as amostras eram consolidadas uniaxialmente a partir de lama, em um molde de consolidação de 100 mm de diâmetro, sob tensão confinante de 80 kPa. Depois, essas amostras eram extraídas com tubos de diâmetro 38 mm e paredes delgadas e montadas nas células triaxiais. A outra técnica consistia em montar um molde bipartido na célula triaxial, revestido por uma membrana de látex com uma pedra porosa na parte inferior do molde, em seguida lançava-se a lama (composta de silte e água deaerada) que ficou submetida a uma tensão de 10 kPa pelo período de uma hora. A Figura 5 traz os resultados obtidos com os dois tipos de amostras.

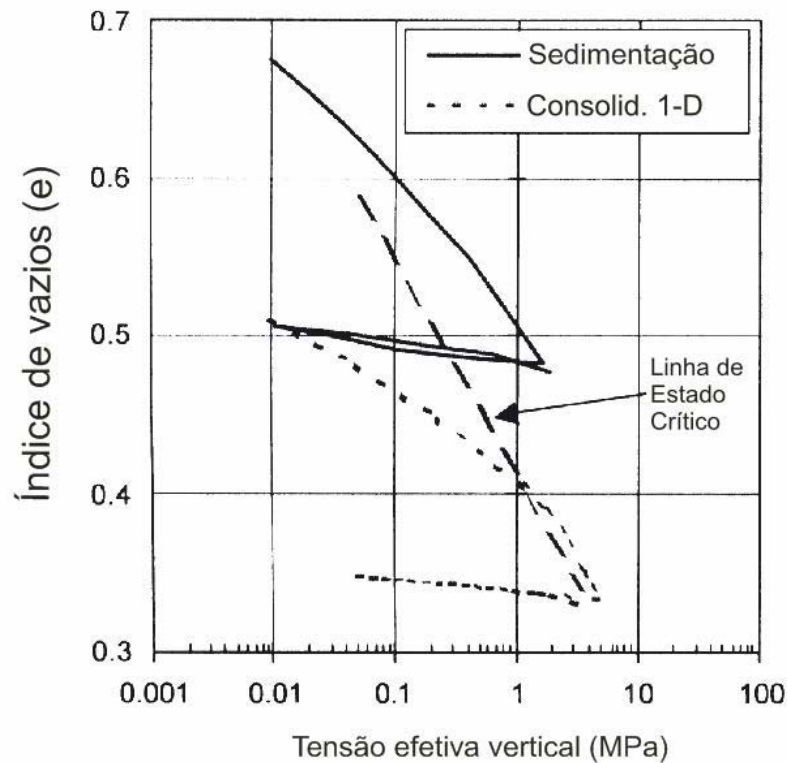


Figura 5 - – Curvas de consolidação isotrópica e linha de estado crítico.

Técnicas alternativas incluindo o congelamento das amostras têm sido utilizadas com o objetivo de manter intactas as características e arranjos da estrutura granular do solo.

2.4. Comportamento das areias em ensaios triaxiais monotônicos CID, CIU e CIU_{cíclico}

Através da análise do comportamento tensão X deformação e deformação X variação de poro pressão de areias nos distintos tipos de ensaio citados acima, obtém-se elementos para início do entendimento dos fenômenos da liquefação.

2.4.1. Comportamento das areias em condições drenadas

CORNFORTH (1961) apud TERZAGHI *et al.* (1996) fez uma análise do comportamento de uma areia média, coletada em Brasted, Inglaterra. Os resultados foram obtidos através de ensaios triaxiais do tipo consolidado

isotropicamente drenado (CID), em amostras moldadas com índices de vazios diferentes. As amostras fofas e densas foram moldadas com porosidade igual a 0,366 e 0,430, respectivamente. Esses valores se aproximam muito dos valores de porosidade mínima e máxima dessa areia, valores estes que são 0,322 e 0,442 respectivamente. Analisando as curvas tensão-deformação e variação de volume-deformação apresentadas na Figura 6, pode-se notar que ambas as amostras apresentaram uma resistência de pico que, depois, decresce a um nível de resistência última. Nota-se, também, que a amostra fofa apresentou uma grande compressão, ocorrendo um decréscimo em seu volume em relação ao volume inicial. Ao mesmo tempo, a amostra densa apresentou um pequeno decréscimo inicial de volume, seguido de uma fase de grande dilatação, acarretando um aumento em seu volume inicial.

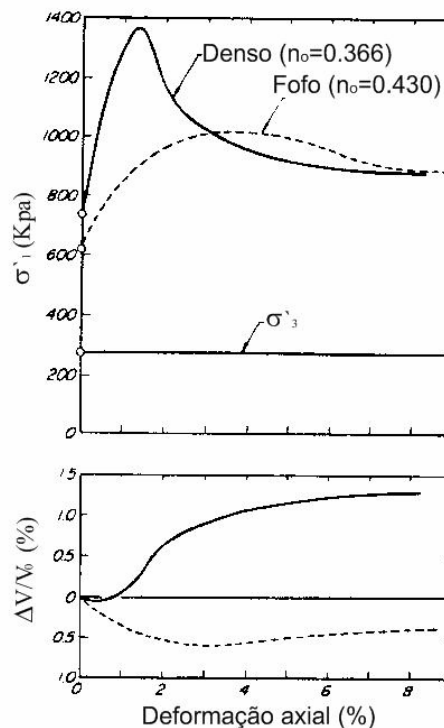


Figura 6 - Curvas tensão-deformação e variação de volume de uma areia de Brasted, obtidas em ensaios triaxiais do tipo CID (Adaptado de CORNFORTH,1961).

2.4.2. Comportamento das areias em condições não-drenadas

A Figura 7 apresenta resultados de ensaios triaxiais CIU realizados em amostras de areia fina, variando-se o índice de vazios.

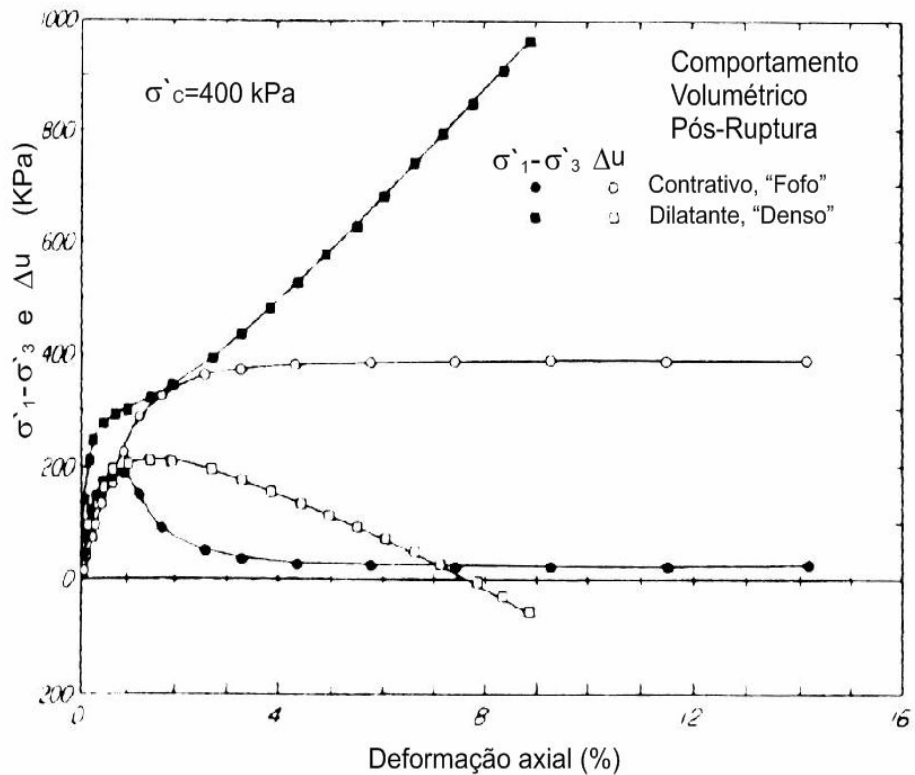


Figura 7 - Comportamento típico de areias em ensaios triaxiais do tipo CIU (Adaptado de TERZAGHI *et al.*, 1996).

Na amostra fofa, nota-se um aumento contínuo da poro pressão e, conseqüentemente, uma perda de resistência. Nos solos compactos, verifica-se um ganho de resistência com o aumento das deformações, concomitantemente com uma queda nos valores de poro pressão. TERZAGHI *et al.* (1996) atribuem essas variações de poro pressão e da resistência ao cisalhamento, ao comportamento dilatante ou contrativo das amostras após a ruptura.

A Figura 8 apresenta resultados típicos de ensaios triaxiais cíclicos não-drenados com tensão controlada, realizados em solos arenosos. Nota-se que após uma série de ciclos uniformes de carregamento, há uma nítida tendência de aumento da poro pressão, caracterizando a ruptura por liquefação (grandes deformações que surgem de forma repentina).

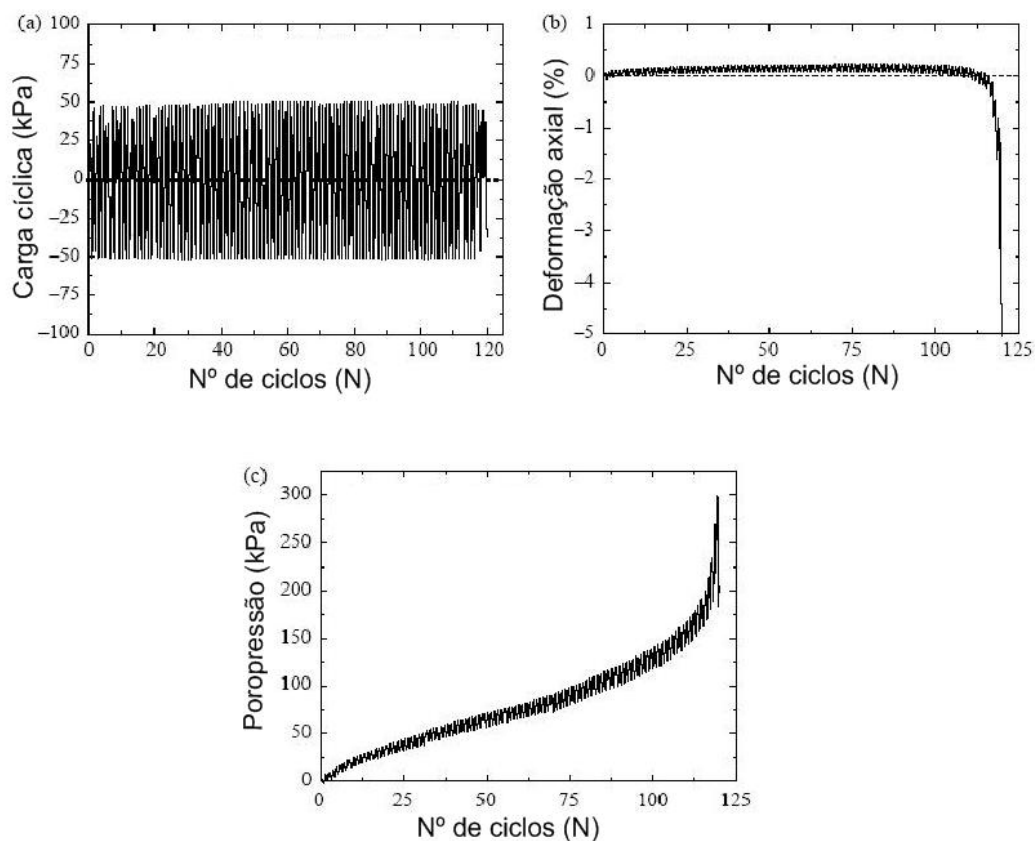


Figura 8 - Comportamento típico de areias em ensaio triaxial cíclico com tensão controlada (Adaptado de ZHOU & CHEN, 2005).

CASTRO (1969) apresenta na Figura 9 resultados de ensaios triaxiais dos tipos CID e CIU realizados em amostras de areia que exemplificam a influência da condição de drenagem e da densidade relativa das amostras no comportamento das areias e a na sua resistência ao cisalhamento.

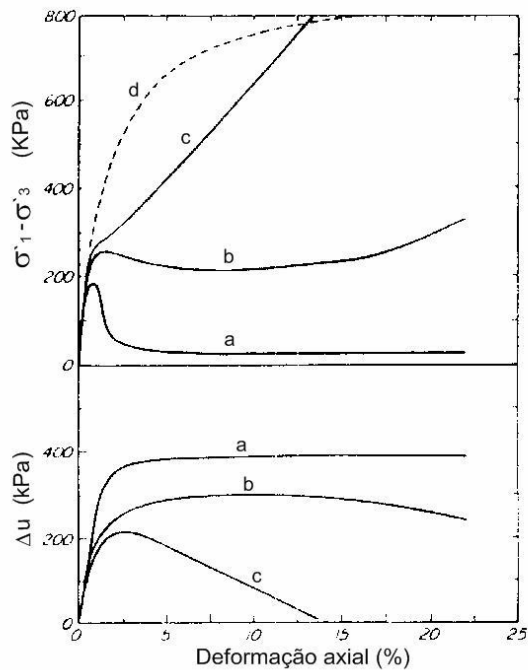


Figura 9 - Curvas tensão-deformação e poro pressão gerada em ensaios do tipo CIU. As curvas *a*, *b* e *c* se referem às amostras fofa, de compactidade mediana e densa, respectivamente. A curva *d* representa o resultado de um ensaio do tipo CID executado com amostra idêntica à representada por *a*. (Adaptado de CASTRO, 1969).

A Figura 10 mostra resultados de um ensaio triaxial cíclico realizado em uma amostra idêntica à amostra fofa citada acima (curva *a*), que também foi consolidada a 400 kPa. Essa figura demonstra a influência do tipo de carregamento na resistência ao cisalhamento das areias, pois a amostra foi levada à ruptura, com tensão cíclica desviadora igual a 75 kPa, valor esse bem menor que a resistência apresentada no ensaio tipo CIU (i.e., em torno de 185 kPa).

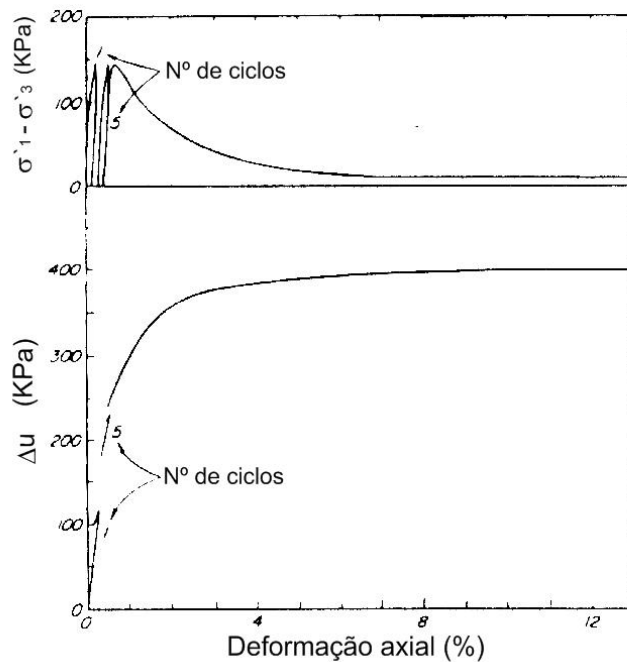


Figura 10 -- Curvas tensão-deformação e poro pressão gerada - deformação da areia "Banding" em ensaios triaxiais cíclicos. (Adaptado de CASTRO, 1969).

2.5. Índice de vazios crítico

CASAGRANDE (1936), realizando uma série de ensaios triaxiais drenados com deformação controlada, percebeu que amostras de areia inicialmente fofas e densas, rompidas sob a mesma tensão de confinamento, se aproximavam da mesma densidade, quando submetidas a grandes deformações. Ao índice de vazios correspondente a essa densidade final deu-se o nome de Índice de Vazios Crítico (e_c).

Realizando ensaios em amostras com diferentes índices de vazio, sob uma tensão de confinamento constante, pode-se determinar o e_c daquele solo para aquela tensão confinante (σ_c). Repetindo essa rotina para diferentes tensões confinantes, obtêm-se vários pares de valores ($e_c; \sigma_c$) para um determinado solo. A Figura 11 ilustra a determinação do e_c , empregando ensaios triaxiais do tipo CID, com tensões confinantes constantes.

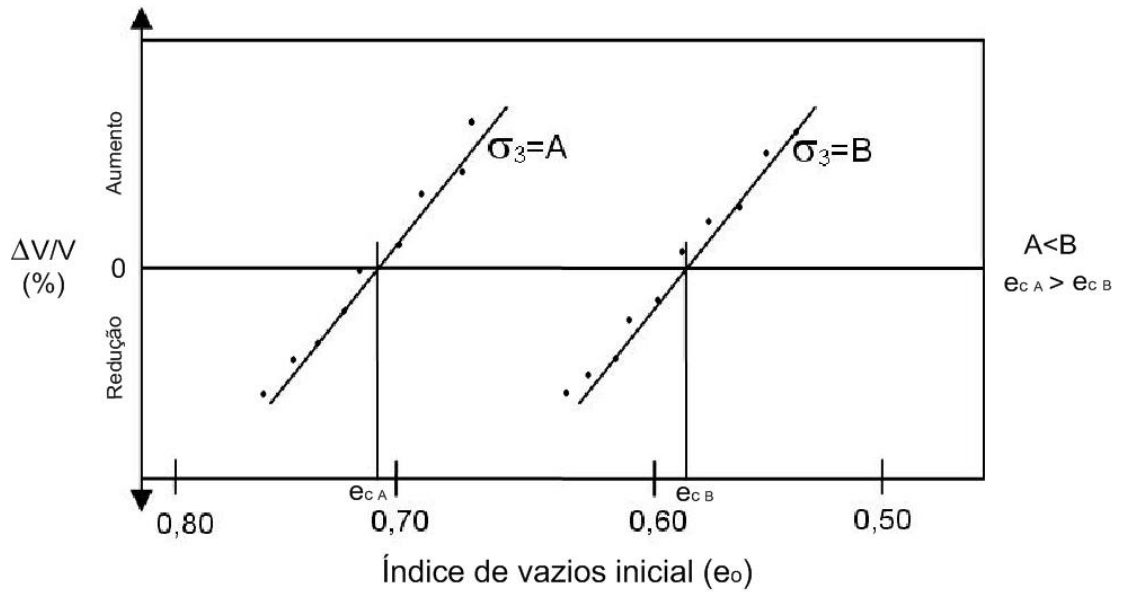


Figura 11 - Procedimento para a determinação do índice de vazios crítico empregando ensaios triaxiais com tensões confinantes, σ_3 , constantes.

A Figura 12, apresentada por KRAMER (1996) *apud* (Soil Liq Web Site, 2006), mostra o comportamento de solos densos e fofos em ensaios triaxiais do tipo CID e correlaciona a curva tensão-deformação com a curva tensão-índice de vazios.

Plotando esses pontos (e_c, σ_c) em um gráfico do tipo índice de vazios (e_c) – tensão efetiva confinante (σ'_{3c}) tem-se, então, a definição de uma curva denominada linha de índice de vazios críticos ou linha de estado permanente. Essa linha representa uma trajetória de estados em que o solo se rompe sem tendência de contrair ou dilatar, ou seja, a fronteira entre os comportamentos dilatante e contrativo dos solos. A Figura 13 traz esse gráfico plotado de duas formas: a primeira com os valores de σ'_{3c} em escala aritmética e a segunda com os valores de σ'_{3c} em escala logarítmica.

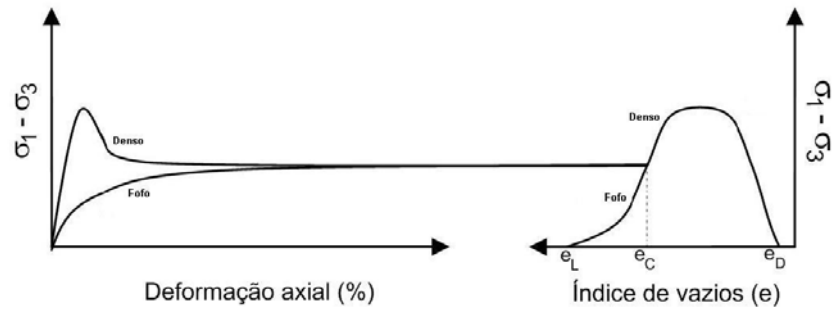


Figura 12 - Comportamento de solos densos e fofos em ensaios triaxiais do tipo CID, com deformações controladas (Adaptado de KRAMER, 1996).

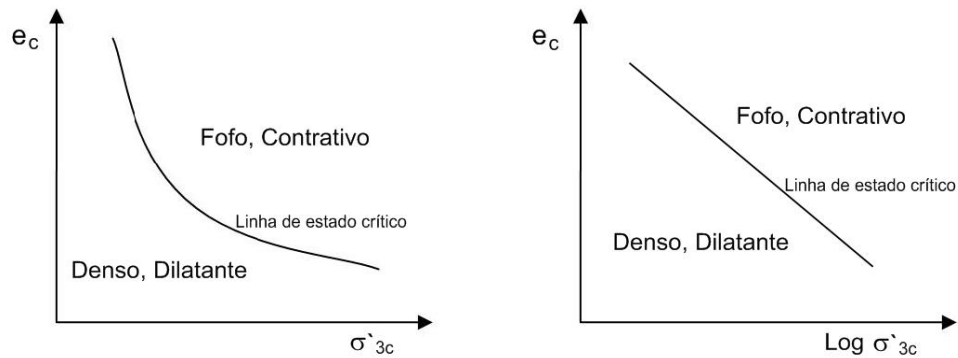


Figura 13 - Linha de estado crítico para tensão confinante plotada em escalas aritmética e logarítmica (Adaptado de Soil Liquefaction Web Site, 2006).

Fazendo uma analogia com ensaios triaxiais do tipo CIU, pode-se obter o e_c observando as variações na poro pressão durante a fase de ruptura do ensaio. Para uma determinada tensão confinante, o índice de vazios que propiciar uma ruptura sem variação na poro pressão, representa o e_c .

2.6. A mineração e o processo de liquefação

Após o processo de extração do minério bruto na lavra, este é moído e, em seguida, ocorre a separação do minério ali existente, para posterior processamento por processos físicos e/ou químicos. À parte que sobra desse processo, dá-se o nome de rejeito, enquanto que a parte que é retirada da

cobertura natural ou manto é denominada estéril, não sofre processo de beneficiamento e é geralmente lançada em pilhas de estéril.

Segundo a CPRM (1992), rejeitos são partículas sólidas remanescentes do processo de beneficiamento e concentração de minérios em instalações industriais. Essa porção de rejeito tem que ser devidamente armazenada, pois, como os volumes, em certos casos, são de dimensões gigantescas, a ruptura de um destes depósitos pode causar um acidente ecológico de enormes proporções.

É corrente, na prática da mineração no Brasil, que o transporte do rejeito de minério seja feito por via hidráulica, visto que na imensa maioria das lavras o rejeito produzido é úmido e essa se mostra a forma mais econômica de transporte, sendo o mesmo transportado da lavra até seu local de deposição sob a forma de lama. Seu lançamento no local de estocagem é feito por cima da crista do barramento, através de canhões (*spigots*) ou hidro-ciclones, em um ponto único ou em uma linha ao longo da praia de rejeito. Sua estocagem é feita em barragens previamente construídas ou esse é somente lançado em local de topografia favorável. A Figura 14, apresentada por ESPÓSITO (2000), mostra um canhão lançando rejeito em uma barragem típica de contenção de rejeitos.



Figura 14 - Lançamento de rejeito feito por canhões (spigots) (Adaptado de ESPÓSITO, 2000).

Informações detalhadas sobre as barragens de rejeito no estado de Minas Gerais pode ser encontrada em BAPTISTA (1997) que apresenta um

trabalho extensivo sobre o cadastro de barragens de rejeito com as principais características de projeto de cada uma delas.

Os métodos de alteamento de barragens de rejeito pela técnica de aterro hidráulico são de três tipos, a seguir:

- Método de Montante: esse é o mais tradicional e econômico dos métodos de construção. Consiste em construir um novo dique sobre a praia de rejeito. A grande desvantagem desse método é que o novo dique fica todo ou quase todo em cima de um solo potencialmente liquefável, quando saturado.
- Método de Jusante: esse método começou a ser mais utilizado após a ruptura de barragens e o surgimento de pressões por parte de autoridades para haver maior segurança nas barragens de rejeito. Consiste em aumentar a barragem, continuando o talude de montante, e construindo um novo dique sobre o talude de jusante. Apesar de gerar custos mais elevados, esse método tem a grande vantagem de que a barragem não é alteada sobre o rejeito lançado previamente, existindo, assim, um controle de compactação em todo o corpo da barragem.
- Método da Linha de Centro: é uma variação do Método de Jusante, porém o alteamento da crista segue verticalmente e não para jusante.

A Figura 15 apresentada por RIBEIRO (2000) ilustra os três métodos de alteamento de barragens de contenção de rejeitos. Esse autor aponta como um grande problema relacionado às estruturas construídas hidráulicamente, a formação de depósitos com baixas densidades e conseqüentemente susceptíveis ao processo de liquefação. TERZAGHI *et al.* (1996) relatam que rejeito de minério composto por rocha moída, dá origem a depósitos de solo altamente susceptíveis à liquefação.

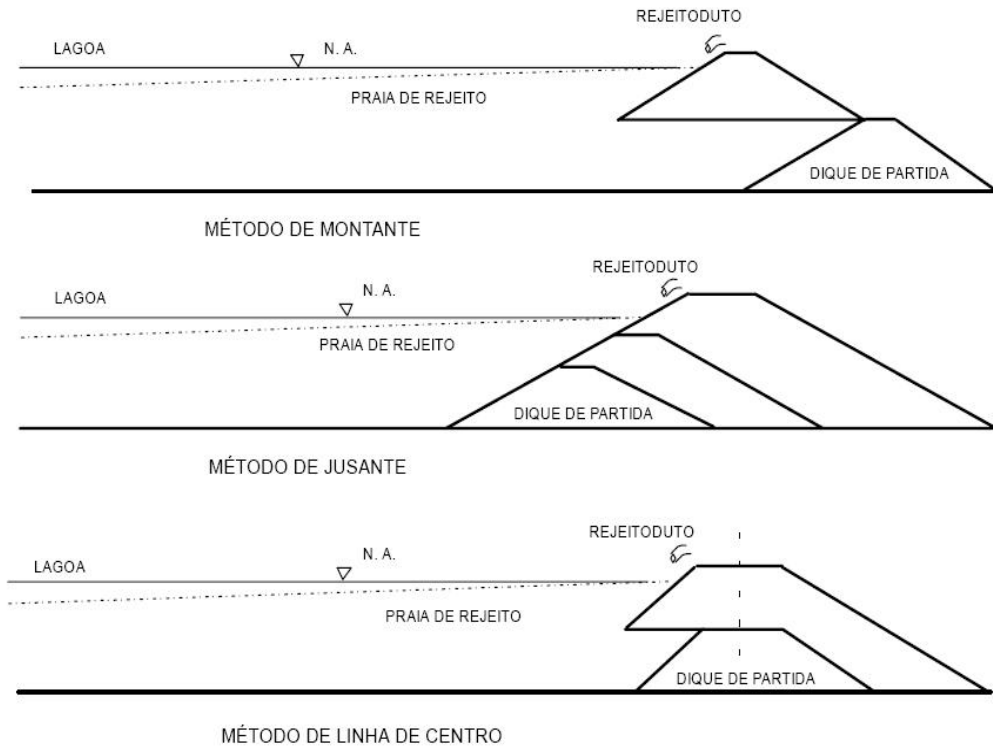


Figura 15 - Técnicas construtivas de barragens de rejeito (RIBEIRO, 2000).

Como as estruturas de alteamento construídas pelas técnicas de montante e de linha de centro ficam total ou parcialmente apoiadas no rejeito previamente lançado, em ocasião que esse solo se encontra saturado, pode-se atribuir ao conjunto um elevado potencial de liquefação.

Em todos esses métodos, o material utilizado para a construção dos diques pode ou não ser o próprio rejeito. Quando isso ocorre, é usual na prática da engenharia dar-se preferência à fração mais grossa do material.

No Brasil, até os anos 70, não era de grande interesse das empresas mineradoras fazer estruturas de contenção dispendiosas, devido ao fato de que acreditava-se que esse tipo de investimento não dava retorno financeiro. Mas, com o surgimento de leis ambientais cada vez mais severas, as empresas começaram a investir nesse tipo de estruturas. A Tabela 1, apresentada por ESPÓSITO (2000), traz uma relação de algumas barragens que se romperam após serem alteadas pela técnica de montante.

Tabela 1 - Rupturas de algumas barragens de rejeito alteadas pelo método de montante.

BARRAGEM	LOCAL	ANO	CONSEQ.DARUPTURA
Barahona	Chile	1928	54 mortes
Fort Peck	Estados Unidos	1938	Danos ambientais
Old El Cobre	Chile	1965	210 mortes
New El Cobre	Chile	1965	Danos ambientais
Hierro Viejo	Chile	1965	Danos ambientais
Los Maguis	Chile	1965	Danos ambientais
La Patagua	Chile	1965	Danos ambientais
Cerro Negro	Chile	1965	Danos ambientais
Bella Vista	Chile	1965	Danos ambientais
Rumayana	Chile	1965	Danos ambientais
Gypsum	Estados Unidos	1966	Danos ambientais
Bafokeng	África do Sul	1974	12 mortes
Mochikoshi	Japão	1978	Danos ambientais
Arcturus	Zimbabwe	1978	1 morte
Stava	Itália	1985	268 mortes
Mina de Fernadinho	Brasil	1986	Danos ambientais
Mina do Pico São Luis	Brasil	1986	Danos ambientais

2.7. Avaliação do potencial de liquefação

O potencial de liquefação de um solo arenoso é avaliado comparando-se os carregamentos gerados por um carregamento dinâmico ou monotônico que possa disparar o processo de liquefação com a resistência à liquefação do solo.

2.7.1. Avaliação do potencial de liquefação através de análise granulométrica

Segundo TSUCHIDA (1970) *apud* TERZAGHI *et al.* (1996), existem faixas granulométricas aparentemente bem definidas para a identificação de solos com alta capacidade de liquefação conforme se apresentado na Figura 16 (a). Nessa figura, a faixa central define os solos com alta capacidade de liquefação e a faixa externa os solos menos susceptíveis à liquefação. A Figura 16 (b) apresenta uma região sobreposta a essa faixa granulométrica, segundo proposição de ISHIHARA (1985), que demarca uma área que define a

granulometria de amostras coletadas em barragens de rejeito de mineração que apresentavam baixa resistência à liquefação. Nota-se que, nas barragens de rejeito, existe uma grande porcentagem de fração silte, fração a qual não está incluída nos limites propostos por TSUCHIDA (1970) apud ISHIHARA (1985).

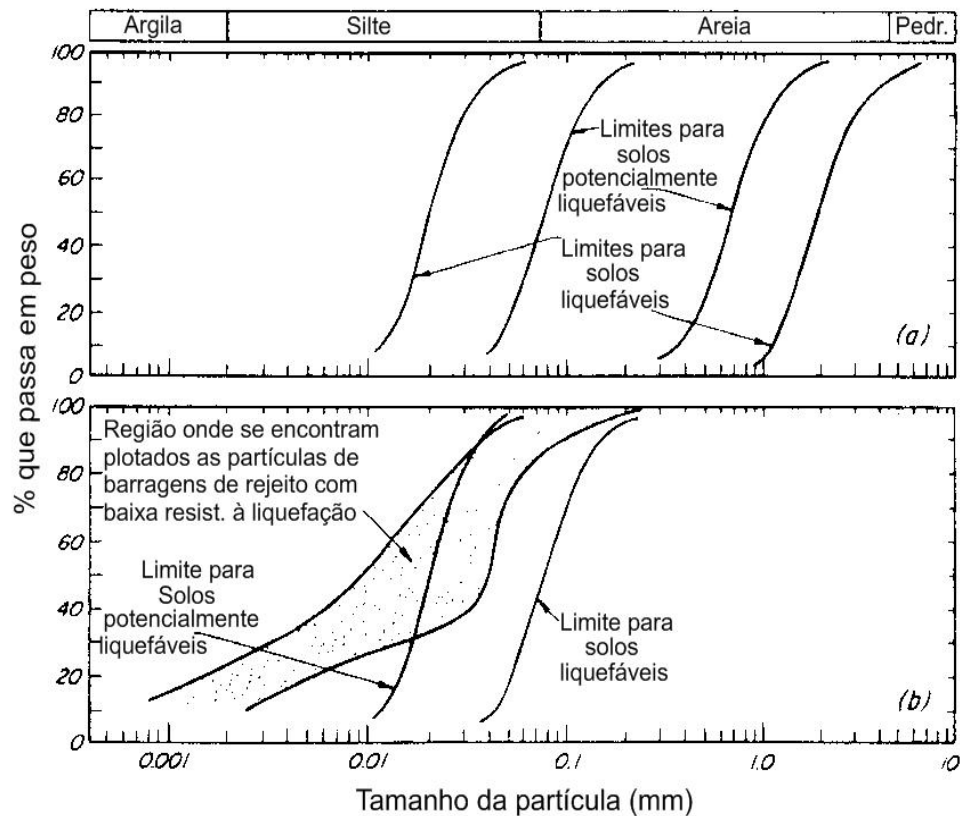


Figura 16 - (a) Curva de graduação definindo limites entre solos sujeitos à liquefação ou não sujeitos à liquefação. (b) Região granulométrica definida por amostras de barragens de rejeito com baixa resistência à liquefação (Adaptado de TERZAGHI et al., 1996).

2.7.2. Avaliação do potencial de liquefação através de correlações com ensaios de campo

A resistência à liquefação é comumente caracterizada através de observações de campo. Investigações detalhadas de áreas atingidas por terremotos, feitas antes e depois de ocorridos os abalos, permitiram uma determinação da combinação das propriedades *in-situ* dos solos, geralmente obtidas através de ensaios do tipo Cone Penetration Test, Standard

Penetration Test ou Dilatometer Test, e da resistência à liquefação observada em vários casos onde ocorreu ou não liquefação no solo.

Várias tabelas, gráficos e ábacos são encontrados na literatura com correlações entre propriedades *in-situ* do solo e potencial de liquefação. Como exemplos de estudos feitos utilizando o SPT podem-se citar SEED *et al.* (1983), SEED *et al.* (2004), IDRISSE e BOULANGER (2004). Como estudos baseados nos dados do CPT podem-se citar SEED *et al.* (1983), ROBERTSON e CAMPANELLA (1985), SEED *et al.* (1988), BOULANGER *et al.* (1997), ROBERTSON e WRIDE (1998), CARRARO *et al.* (2003), IDRISSE e BOULANGER (2004). MARCHETTI (1997) apresenta estudos que correlacionam os dados obtidos através do DMT, com resistência à liquefação de solos arenosos; e por fim RIBEIRO e ALBUQUERQUE FILHO (2004) apresentam um estudo baseado nos resultados do *penetrologger*.

2.7.3. Avaliação do potencial de liquefação através de ensaios triaxiais convencionais

A metodologia mais difundida para análise do potencial de liquefação através de ensaios triaxiais convencionais é através da linha de estado permanente. KRAMER e SEED (1988), TERZAGHI *et al.* (1996), GUMIERE (1994) e GUILLEN (2004) citam esse método como o mais difundido para análise do potencial de liquefação através de ensaios triaxiais convencionais.

Como já foi citado acima, sabe-se que a chamada linha de estado permanente pode ser definida através de ensaios triaxiais do tipo CID ou CIU. A análise do potencial de liquefação de uma areia pode ser feita determinando-se a linha de estados críticos do solo e, posteriormente, plotando os pares de valores (e_c, σ_c) observados *in-situ*. Os valores plotados acima da linha de estado crítico indicam solos susceptíveis à liquefação e os valores plotados abaixo indicam solos não liquefáveis. Quanto mais afastado da linha de estado crítico estiver o ponto que representa o solo, tanto maior será o potencial de liquefação, caso esse ponto esteja acima da linha, ou tanto maior será a resistência à liquefação, se esse ponto estiver abaixo da linha. Outro modo de identificar se um solo é susceptível ou não à liquefação, é observar a variação de volume ou de poro pressão ocorrida na amostra durante a fase de ruptura. Caso ocorra contração ou geração de poro pressão positiva, o solo é

considerado liquefável, pois esse estará situado acima da linha de estado crítico. Caso haja geração de poro pressão negativa ou dilatação, o solo é considerado não-liquefável, pois esse estará localizado abaixo da linha de estado crítico.

TERZAGHI *et al.* (1996) apresenta uma metodologia alternativa para a determinação da resistência à liquefação residual através de formulações que englobam, dentre outros fatores, o ângulo de atrito do solo.

2.7.4. Avaliação do potencial de liquefação através de ensaios triaxiais cíclicos

A avaliação do potencial de liquefação de solos arenosos e siltosos através do emprego de ensaios triaxiais cíclicos tem sido realizada por diversos autores, podendo-se referir a YUNMIN *et al.* (2005), ROBERTSON e WRIDE (1998), ANDRUS *et al.* (2004), SEED *et al.* (1988), THEVANAYAGAM e MARTIN (2002), CARRARO *et al.* (2005), KAMADA e HUANG (2002), CARRARO *et al.* (2003), STIBANA (1997), SEED e HARDER (1990), VAID *et al.* (2001).

No presente estudo será dado ênfase à metodologia de ensaio descrita na norma EM 1110-2-1906 (ENGINEERING MANUAL EM 1110-2-1906,1980), com abordagem da razão de tensão cíclica (CSR) e da razão de resistência cíclica (CRR).

➤ Razão de Tensão Cíclica (CSR) e Razão de Resistência Cíclica (CRR)

O método mais apropriado de caracterização dos carregamentos dinâmicos é através das tensões cisalhantes cíclicas. A razão de tensão cíclica, CSR, e razão de resistência cíclica, CRR, são definidas pelas expressões abaixo (2) e (3):

$$CSR = \frac{\tau_{d, \text{cíclica}}}{2 \sigma_3'} \quad (2)$$

$$CRR = \frac{RD}{\sigma_3'} \quad (3)$$

em que $\tau_{d, \text{cíclica}}$ é a tensão desviadora cíclica e σ'_3 é a tensão confinante efetiva, bem como RD é a resistência dinâmica do solo.

Existem diferentes maneiras de se avaliar as tensões cisalhantes cíclicas, como, por exemplo, através de detalhadas análises de sismos em campo ou via métodos simplificados que estimam a CSR em função da aceleração máxima medida na superfície do terreno.

O potencial de liquefação pode ser avaliado comparando as tensões cisalhantes geradas pelo carregamento dinâmico (CSR) com a resistência à liquefação do solo e é, geralmente expresso por um fator de segurança contra a liquefação:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad (4)$$

2.8. Ensaio triaxial monotônico e ensaio triaxial cíclico

2.8.1. Ensaio triaxiais monotônicos

Os ensaios triaxiais monotônicos ou apenas ensaios triaxiais são utilizados para se obter parâmetros de resistência dos solos e são realizados em equipamentos triaxiais convencionais. Esses ensaios são constituídos por quatro fases distintas:

- Percolação: essa fase consiste em percolar água deaerada sob baixas tensões para se retirar da amostra grandes bolhas de ar.
- Saturação por contra-pressão: na intenção de se obter a dissolução total das bolhas de ar ainda existentes no interior da membrana após a fase de percolação, são aplicados pequenos incrementos de tensão (σ_1 e σ_3) e contra-pressão na amostra, de modo que as tensões efetivas são mantidas sempre constantes. O corpo-de-prova é considerado saturado, quando o parâmetro B de Skempton atinge o valor mínimo de 0,96.
- Consolidação: nessa fase são aplicados incrementos de tensão (σ_1 e σ_3) sob condição drenada, situação essa mantida até que já tenha ocorrido todo o adensamento do corpo-de-prova. Nessa fase, as

tensões podem ser aplicadas de forma isotrópica ($\sigma_1 = \sigma_3$) ou anisotrópica ($\sigma_1 \neq \sigma_3$).

- Ruptura: na fase de ruptura é aplicada uma tensão axial crescente até a ruptura do corpo-de-prova. Essa fase pode ser conduzida de duas formas distintas: sob tensões controladas ou sob deformações controladas. Outro fator que varia nesta fase é a condição de drenagem da amostra. Ensaio ditos lentos são executados sob condições drenadas ($\Delta V \neq 0$ - ensaios do tipo CID ou CKD) tendo como característica uma baixa velocidade de aplicação da carga. Ensaio ditos rápidos são realizados sob condições não-drenadas e, geralmente, com um dispositivo que permite a leitura das poro pressões ($\Delta V = 0$ - ensaios do tipo CIU ou CKU).

Nos ensaios triaxiais do tipo consolidado anisotropicamente (CKU, CKD), as tensões aplicadas na fase de consolidação obedecem à seguinte relação:

$$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} \quad (5)$$

A Figura 17 traz o esquema de uma célula utilizada em ensaios triaxiais.

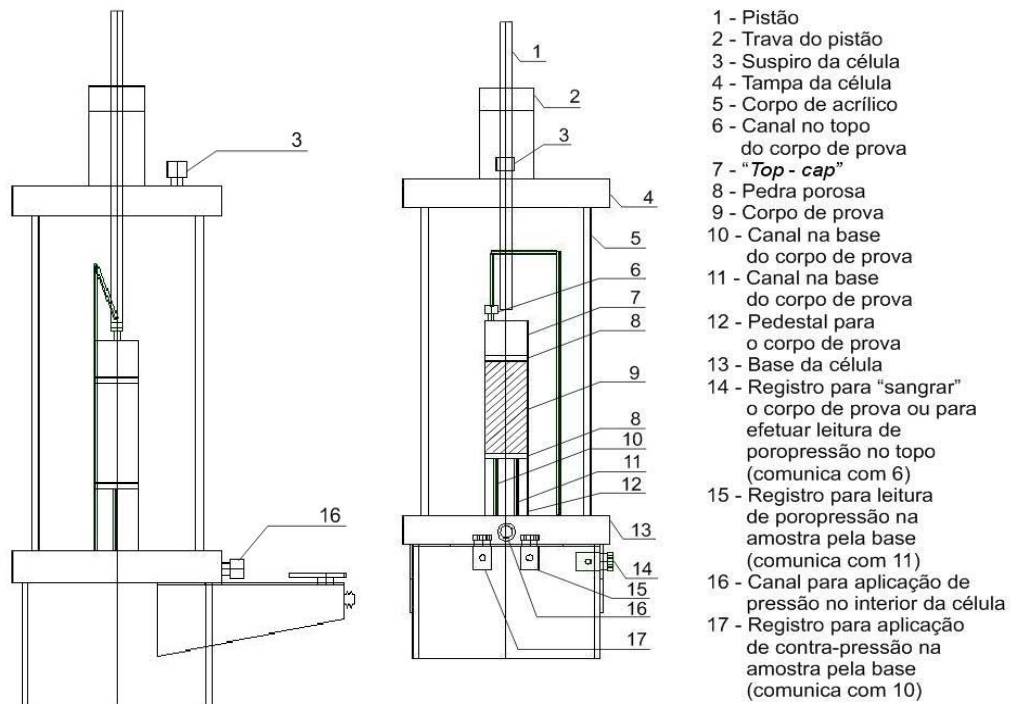


Figura 17 - Célula utilizada em ensaios triaxiais.

2.8.2. Ensaios triaxiais cíclicos

O ensaio triaxial cíclico com tensão controlada é utilizado para avaliar o potencial de liquefação e a resistência dos solos sob tensões cisalhantes representativas de tensões induzidas por carregamentos dinâmicos. Como não existem normas brasileiras que regulamentem esse tipo de ensaio, neste estudo será adotada a Norma EM 1110-2-1906 (1980). Essa norma recomenda que, para análises em depósitos de solo com camadas horizontais, o corpo-de-prova deve ser consolidado isotropicamente e, para análise de taludes, o corpo-de-prova deve ser consolidado anisotropicamente. Os procedimentos desse tipo de ensaio são idênticos aos adotados em ensaios triaxiais convencionais, até o final da fase de consolidação. A diferença na fase de ruptura é que a carga é aplicada em ciclos ao corpo-de-prova, sendo este submetido a ciclos alternados de compressão e extensão verticais, sob determinado estado de tensões.

Os ciclos de carregamento aplicados em corpos-de-prova consolidados isotropicamente produzem tensões cisalhantes cíclicas, como ilustrado na Figura 18 Tensões cisalhantes cíclicas, geradas em corpos-de-prova consolidados anisotropicamente, são mostradas na Figura 19.

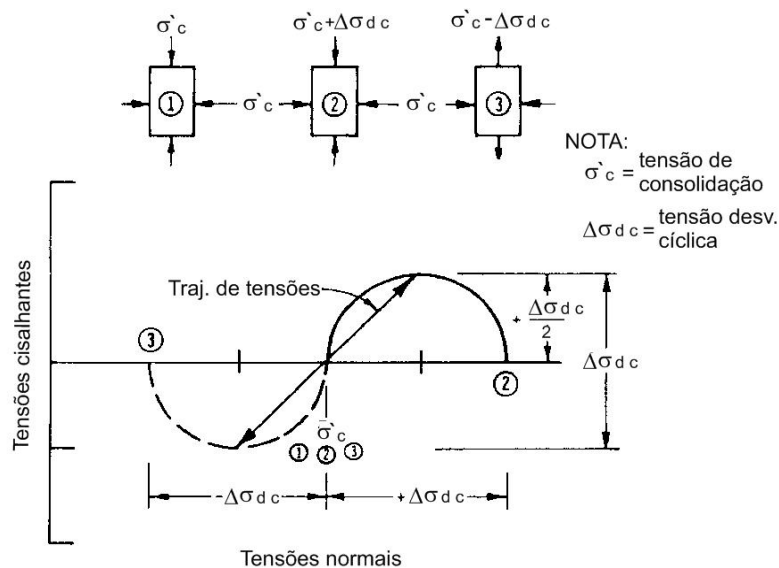


Figura 18 - Representação do Círculo de Mohr em termos de tensões totais para amostras consolidadas isotropicamente (Adaptado de EM 1110-2-1906, 1980).

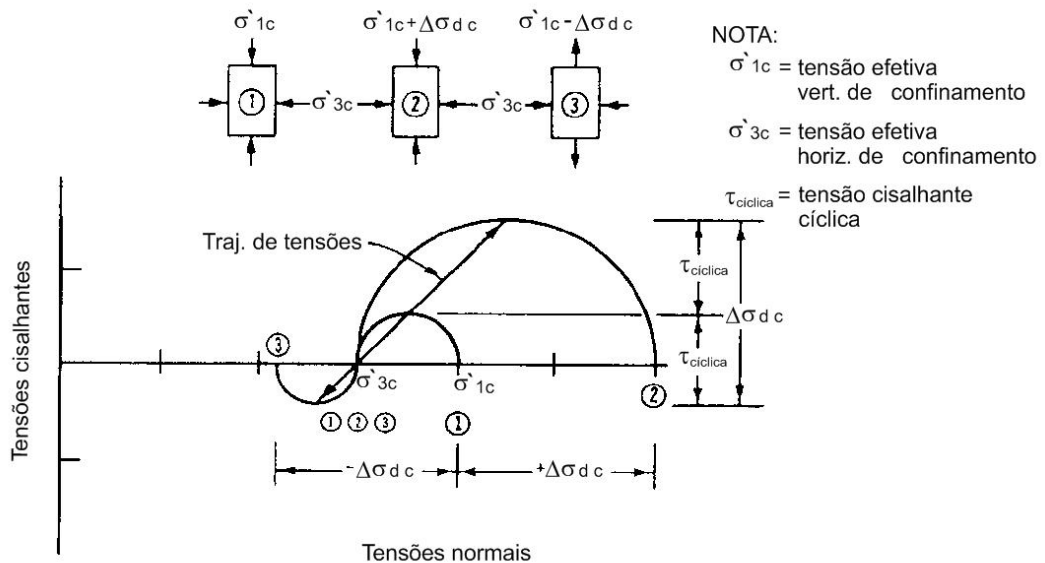


Figura 19 - Representação do Círculo de Mohr em termos de tensões totais para amostras consolidadas anisotropicamente (Adaptado de EM 1110-2-1906, 1980).

A norma acima citada prescreve que a liquefação inicial de uma amostra é definida no primeiro instante em que a poro pressão se iguala às tensões confinantes, condição em que as tensões efetivas tendem a zero, com

a ruptura definida em termos de uma deformação cíclica limite, ou seja, quando os extremos das deformações pico-a-pico atingirem o valor máximo especificado. Deformação pico-a-pico é usualmente referida como o dobro da amplitude da deformação e é a deformação total que ocorre na amostra entre picos consecutivos nas curvas deformação versus tempo. Para amostras consolidadas isotropicamente, essas deformações sempre vão ser de contração e extensão, entretanto, no caso de amostras consolidadas anisotropicamente, as deformações podem ser de contração e extensão ou somente ocorrer deformações de contração.

A tensão axial cíclica ($\sigma'_{1c} - \sigma'_{1c}$) é denominada tensão desviadora cíclica ($\sigma_{d, \text{cíclica}}$) e assume alternadamente valores positivos e negativos, sob um determinado estado de tensões. Para consolidação isotrópica, os resultados do ensaio são expressos em termos da razão de tensão cíclica (CSR), que é a amplitude da tensão cisalhante cíclica ($\sigma_{d, \text{cíclica}}/2$), normalizada pela tensão confinante efetiva (σ'_{3c}).

➤ **Equipamento**

Para realização do ensaio triaxial cíclico são necessários todos os equipamentos utilizados para realização de um ensaio triaxial com medida de poro pressão e, ainda, um equipamento capaz de aplicar o carregamento cíclico, um sistema de aquisição de dados de alta velocidade e uma junção que una o *top-cap* ao pistão da célula.

A Figura 20 mostra um esquema de um equipamento utilizado em ensaios triaxiais cíclicos.



Figura 20 - Equipamento utilizado em ensaios triaxiais cíclicos.

➤ **Dispositivo de carregamento dinâmico**

Os equipamentos de carregamento dinâmico utilizados em ensaios triaxiais cíclicos com tensão controlada são, basicamente, sistemas de pressurização de um fluido (óleo ou ar) com uma unidade controladora, que ativa um atuador. Esse sistema deve ser capaz de manter a carga desviadora cíclica constante durante todo o teste e fornecer fluido suficiente para o atuador seguir as rápidas e repentinas deformações durante a liquefação.

Picos e pulsos assimétricos de cargas de compressão-extensão, não-uniformidade da duração dos pulsos, "ringing" e "overshoot" não devem exceder às tolerâncias mostradas na Figura 21.

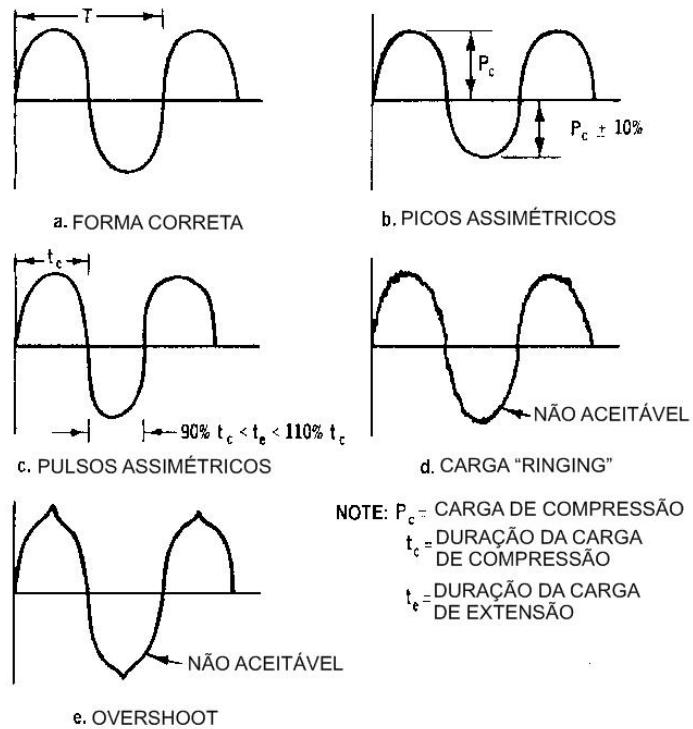


Figura 21 -Exemplos de formas de ondas aceitáveis e não-aceitáveis em ensaios triaxiais cíclicos (Adaptado de EM 1110-2-1906, 1980).

➤ **Top cap**

O *top cap* a ser utilizado em ensaios triaxiais cíclicos deve ser feito de metal leve e, conjuntamente, deve existir uma junção que o conecte ao pistão.

➤ **Célula de compressão triaxial**

A câmara de compressão triaxial consiste em uma base e uma tampa, separadas por um cilindro plástico transparente. A Figura 22 traz a foto de uma célula triaxial utilizada em ensaios triaxiais cíclicos.



Figura 22 - Célula triaxial utilizada em ensaios triaxiais cíclicos.

➤ **Conector entre o pistão e o atuador**

A norma EM 1110-2-1906 (1980) relata que o conector ideal é aquele que é fácil de ser montado, não permite deslocamentos durante a aplicação do carregamento cíclico, não abala o corpo-de-prova durante a montagem e elimina os efeitos de alguma excentricidade entre a linha de ação da carga cíclica e o pistão.

➤ **Sistema de aquisição de dados**

O comportamento das amostras é avaliado através de dados gravados continuamente da carga aplicada, deformação e variação na poro pressão. A Figura 23 apresentada pela Norma EM 1110 2 - 1906 (1980) mostra alguns resultados típicos de ensaios triaxiais cíclicos.

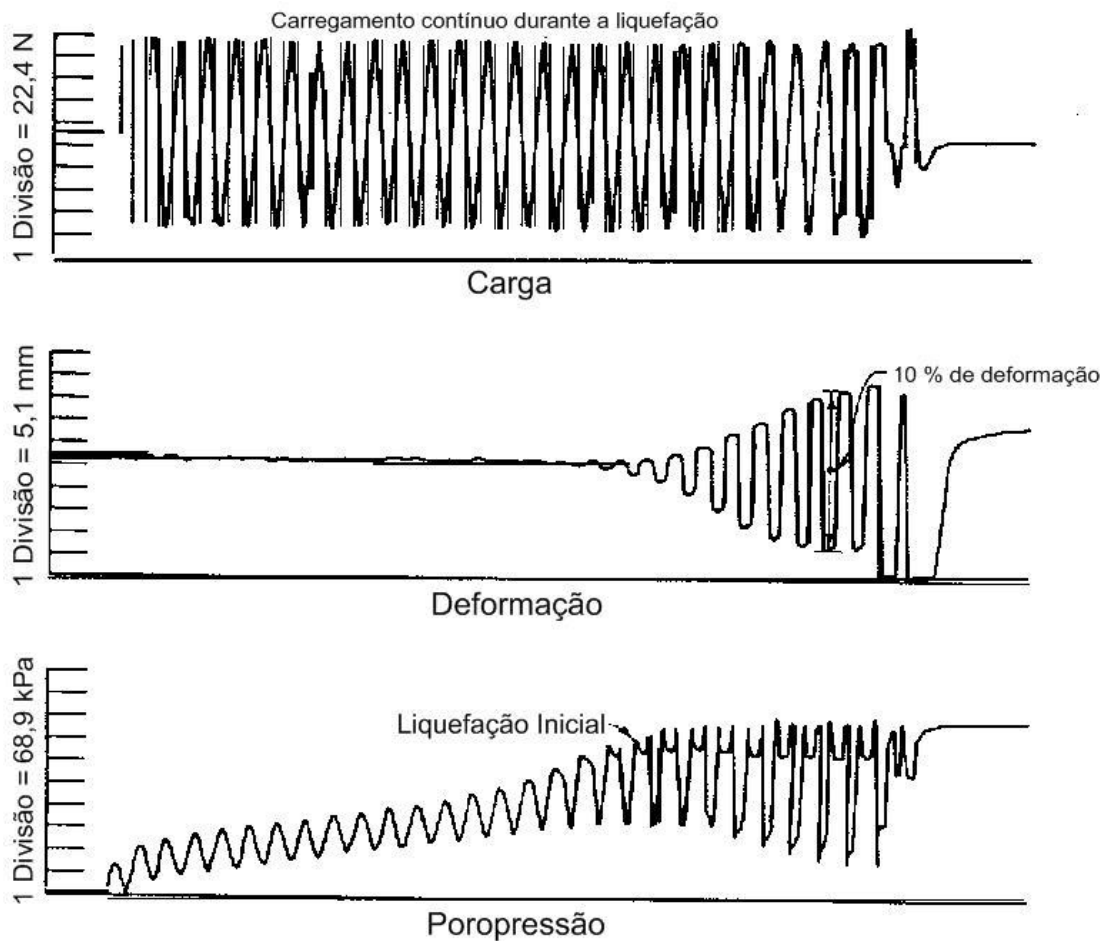


Figura 23 - Gráficos típicos de resultados de ensaios triaxiais cíclicos com tensão controlada (Adaptado de EM 1110 2 – 1906, 1980).

➤ Transdutores

Transdutores de carga, deslocamento e poro pressão são requeridos para monitorar o comportamento do corpo-de-prova durante o ensaio triaxial cíclico com tensões controladas. Estes transdutores devem ser escolhidos de forma a possibilitar a aquisição de dados dinamicamente de acordo com as freqüências cíclicas dos carregamentos aplicados.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Introdução

Neste capítulo, serão descritos o material e o método de ensaio adotados no presente estudo, incluindo os ensaios e procedimentos de cada fase do trabalho, bem como as normas utilizadas em cada ensaio.

O solo utilizado neste trabalho de pesquisa é um rejeito de mineração cuja caracterização geotécnica envolveu a realização de ensaios laboratoriais para determinar suas propriedades físicas, compressibilidade e comportamento tensão-deformação. Os ensaios de caracterização realizados foram os ensaios de granulometria conjunta, peso específico dos sólidos e limites de Atterberg (LL e LP). O ensaio de compressibilidade realizado foi o adensamento hidrostático, que consistiu principalmente, na determinação experimental das características de compressibilidade do solo que são de interesse na determinação das variações volumétricas provocadas por carregamentos externos. Em seguida, foram realizados ensaios de resistência via ensaios triaxiais do tipo CKU (consolidados anisotropicamente, não-drenados), com tensão controlada.

Finalmente, realizaram-se ensaios de resistência do tipo triaxial cíclico com tensão controlada, para avaliação do potencial de liquefação do solo.

Para realização dos ensaios citados acima foram utilizados corpos-de-prova de 35 e 71 mm, variando-se o peso específico de cada um deles.

3.2. Material

O material utilizado neste trabalho foi uma mistura de rejeitos de minério, caracterizada através de exame visual-tátil como um silte com pouca areia fina.

3.3. Metodologia

3.3.1. Amostragem

A mistura de rejeitos foi feita de forma aleatória, utilizando alguns rejeitos de granulometria tendendo a fina já existentes no LEC/UFV.

3.3.2. Moldagem dos corpos-de-prova

A Tabela 2 mostra as dimensões dos dois tipos de corpos-de-prova utilizados neste trabalho.

Tabela 2 - Dimensões e volumes dos corpos-de-prova.

CP	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Volume (cm ³)
01	35	80	76,97
02	71	150	593,88

Com o molde de 35 mm de diâmetro foram moldados corpos-de-prova com γ_d igual a 12,7, 13,7 e 14,7 kN / m³ e com o molde de 71 mm de diâmetro foram moldados corpos-de-prova com γ_d igual a 10,8, 11,8, 12,7 e 13,7 kN / m³.

O solo utilizado foi colocado em estufa a 110 °C, por 24 horas, destorroado, passado na peneira nº 10 e armazenado em recipiente adequado. Os corpos-de-prova foram moldados por camadas em moldes bipartidos revestidos com membranas de látex na parte interna. O ar existente entre a membrana de borracha e o molde foi retirado através de uma bomba de vácuo acoplada a um regulador de vácuo, mantendo assim a membrana colada às paredes internas do molde, evitando a interferência da membrana na moldagem das camadas. Esse equipamento gerador de vácuo deve ser mantido em funcionamento até o final da moldagem dos corpos-de-prova para assegurar-se a qualidade dos mesmos.

O material de cada corpo-de-prova foi pesado previamente e colocado em camadas com o auxílio de um soquete que determina a altura da camada que está sendo compactada através de anéis existentes em seu corpo. Os corpos-de-prova com diâmetro de 35 e 71 mm foram moldados em 4 e 5 camadas, respectivamente. A moldagem foi feita na própria célula triaxial, na tentativa de se obter uma boa qualidade dos corpos-de-prova, visto que esses se apresentaram bastante frágeis. Esse procedimento evitou possíveis fissuras ou mesmo uma desestruturação dos corpos-de-prova durante as movimentações que seriam necessárias caso eles fossem moldados em outra base. A Figura 24 mostra os moldes e a prensa utilizada na moldagem.



(a)



(b)

Figura 24 - (a) Moldes e soquetes utilizados na moldagem dos corpos-de-prova; (b) Prensa utilizada na compactação das camadas.

3.3.3. Ensaio de caracterização

Para caracterização do material, foram realizados os seguintes ensaios: determinação de massa específica dos sólidos, limite de liquidez, limite de plasticidade e granulometria conjunta. A Tabela 3 traz a relação dos ensaios de caracterização realizados, juntamente com as normas seguidas para realização dos mesmos.

Tabela 3 - Relação de ensaios de caracterização e respectivas normas utilizadas

Tipo de Ensaio	Norma
Massa Específica dos Sólidos	NBR 6508/82
Granulometria Conjunta	NBR 7181/82
Limite de Liquidez	NBR 6459/82
Limite de Plasticidade	NBR 7180/80

3.3.4. Ensaios de adensamento hidrostático

Os parâmetros de compressibilidade foram obtidos em ensaios de adensamento hidrostático realizados em corpos-de-prova de 35 mm de diâmetro, moldados com os seguintes valores de peso específico seco (γ_d): 11,8, 12,7, 13,7 e 14,7 kN / m³.

Os corpos-de-prova foram percolados por água deaerada sob valores de tensão confinante (σ_c) e contrapressão igual a 10 e 5 kPa, respectivamente, durante um intervalo de 24 horas. Na fase de saturação por contrapressão, a tensão efetiva foi mantida constante e igual a 5 kPa, e feito incrementos de pressões iguais a 25 kPa a cada três horas, até serem atingidos valores de tensão confinante (σ_c) e contrapressão de 305 e 300 kPa, respectivamente. Foi medido o parâmetro B de Skempton em todos os corpos-de-prova, e todos eles apresentaram valor de B maior que 0,96.

Na fase de adensamento, foram feitos incrementos de tensão de modo a duplicar a tensão confinante atuante nos corpos-de-prova. Cada incremento de tensão foi mantido constante até que as poro pressões se estabilizassem, quando do fechamento da válvula de drenagem. A Figura 25 mostra um corpo-de-prova sendo ensaiado.



Figura 25 - Ensaio de adensamento hidrostático em andamento.

3.3.5. Ensaio triaxiais monotônicos, tipo CKU

Para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do material, foram realizados ensaios triaxiais do tipo CKU com medida de poro pressão. Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova de 35 mm de diâmetro, moldados com os seguintes valores de peso específico seco (γ_d): 10,8; 11,8; 12,7 e 13,7 kN/m³.

Os corpos-de-prova foram percolados e saturados por contrapressão, da mesma forma que no ensaio de adensamento hidrostático.

Como a consolidação dos corpos-de-prova foi feita de forma anisotrópica, utilizou-se um pendural onde foram colocados pesos para que se conseguisse a proporção desejada entre σ_1 e σ_3 (valor de K). Nestes ensaios foi adotado um valor de K igual a 0,7 ($\sigma_3 = 0,7 \cdot \sigma_1$). A Figura 26 ilustra o esquema de montagem de um ensaio triaxial do tipo CKU.

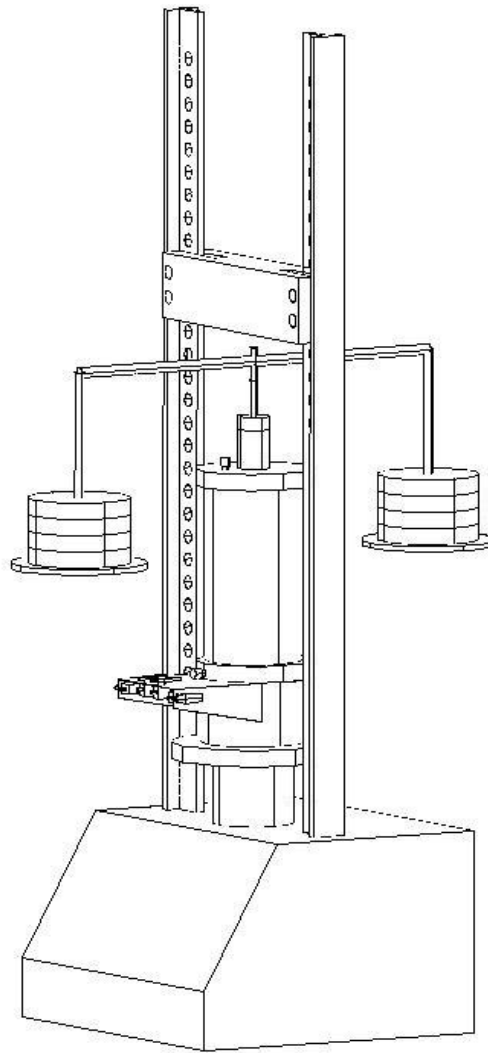


Figura 26 - Esquema da montagem de um ensaio triaxial do tipo CKU.

Para cada peso específico utilizado, foram ensaiados corpos-de-prova sob tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa. Os resultados estão apresentados através das trajetórias de tensão efetiva obtidas em cada amostra.

3.3.6. Ensaio triaxiais cíclicos com tensão controlada

Para análise do potencial de liquefação do material, foram realizados ensaios triaxiais cíclicos com tensão controlada. Os ensaios foram realizados com corpos-de-prova de 35 e 71 mm de diâmetro, moldados com valores de peso específico seco (γ_d) igual a 12,7; 13,7 e 14,7 kN / m³, para o molde de 35 mm, e 10,8; 11,8; 12,7 e 13,7 kN/m³, para o molde de 71 mm.

3.3.7. Equipamento

O equipamento que realiza os ensaios triaxiais cíclicos no LEC/UFV foi fabricado pela GEOCOMP CORPORATION, Boxborough, MA, U.S.A.. Esse equipamento é constituído por uma prensa, um sistema hidráulico de aplicação de carregamento dinâmico, duas unidades controladoras de pressão, um sistema de aquisição de dados e um microcomputador, além de instrumentos de medição. Esse sistema é automatizado e controlado, durante os ensaios triaxiais cíclicos, pelo software CYCLIC que foi desenvolvido pelo fabricante.

Devido à necessidade de se criar um colchão de ar no topo do interior da célula durante a fase cíclica do ensaio, um sistema de aplicação de pressão através de ar comprimido e uma célula de pressão independentes foram utilizados na realização dos ensaios triaxiais cíclicos. Esse colchão de ar auxilia no controle das variações de σ_3 durante a fase de ruptura, variações estas que são bruscas e repentinas. A Figura 27 mostra o equipamento triaxial dinâmico do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.



Figura 27 - Equipamento triaxial dinâmico do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

A prensa é responsável pela aplicação de cargas nas fases de percolação, saturação e consolidação do corpo-de-prova. Como o pistão da célula é preso ao *top-cap*, o líquido no interior da célula não tem contato com toda a parte de cima do corpo-de-prova, daí é necessário que a prensa exerça uma força tal que, quando dividida pela área de seção transversal do pistão, gere uma tensão igual a σ_1 . Essa prensa possui um LVDT instalado em sua base para quantificação dos deslocamentos do prato. As leituras das cargas são feitas através de uma célula de carga que fica acoplada entre o atuador e o pistão da célula.

A Figura 28 mostra um detalhe da montagem da parte do equipamento que fica acima da tampa da célula.

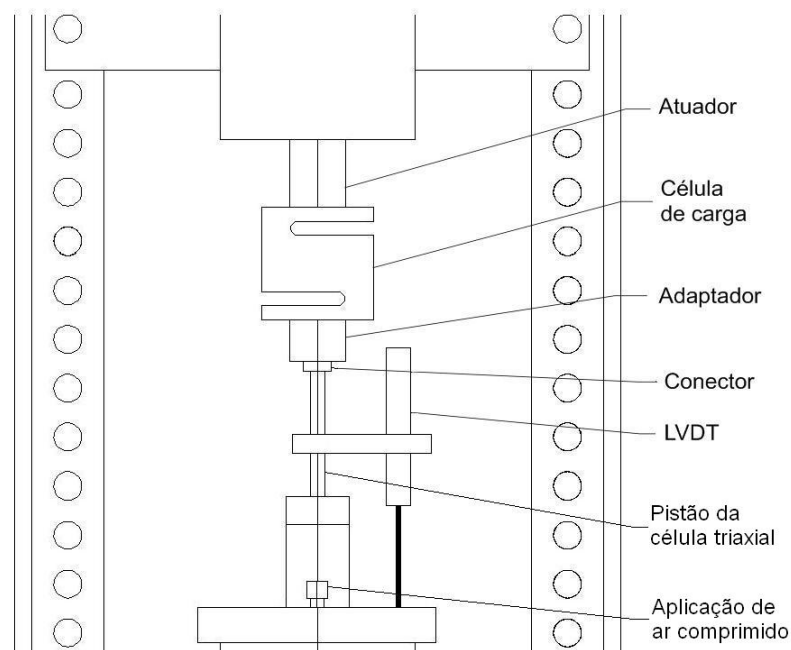


Figura 28 - Detalhes da montagem do equipamento que realiza o ensaio triaxial cíclico – parte superior da tampa da célula.

Acoplado ao pistão da célula triaxial, existe um LVDT que mensura as deformações do corpo-de-prova durante a fase cíclica do ensaio.

Na parte inferior da célula de carga, há um adaptador onde é encaixado o conector que faz a união do pistão com o atuador. A Figura 29 mostra em detalhes o conector que foi utilizado neste estudo.



Figura 29 - Detalhe do conector utilizado para fazer a união entre o pistão e o atuador.

Como já foi citada anteriormente, a célula triaxial utilizada neste tipo de ensaio é semelhante àquela utilizada nos ensaios triaxiais convencionais, porém deve existir uma maneira de se fixar a célula ao prato da prensa. A Figura 30 mostra, com detalhes, a célula triaxial utilizada neste trabalho.

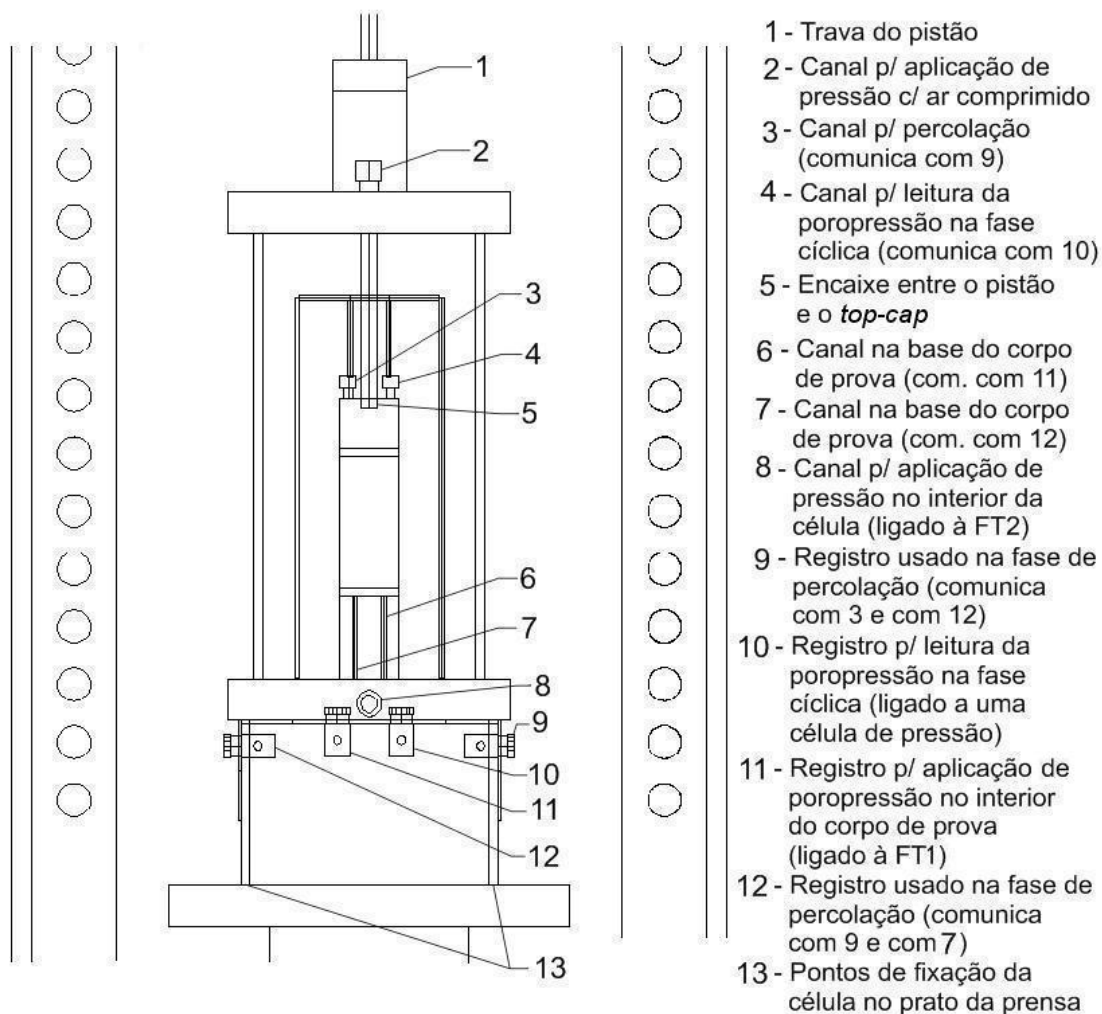


Figura 30 - Detalhes da célula triaxial utilizada nos ensaios triaxiais cíclicos.

As unidades controladoras de pressão ou Flow Trac (FTSample controla a contrapressão e FTCell controla a pressão na célula) são os equipamentos responsáveis pela aplicação de pressão no corpo-de-prova até o final da fase de consolidação. No interior de cada uma delas existe um reservatório que é abastecido com água deaerada e duas saídas, uma por onde elas são conectadas à célula triaxial e outra para fazer o abastecimento dos reservatórios. Essas FTs controlam a pressão através da injeção e sucção de água no sistema. Na parte frontal de cada uma dessas FTs, existe um painel de comando para acionamento manual, quando necessário. A Figura 31 mostra uma dessas unidades Flow Trac.



Figura 31 - Unidade controladora de pressão (Flow Trac).

Terminada a fase de consolidação do corpo-de-prova, dá-se início à fase de aplicação do carregamento cíclico através do atuador que é movimentado por um sistema hidráulico. O sistema utiliza uma só célula de carga para realizar leituras de carga durante todo o ensaio; portanto, durante a fase cíclica, as leituras são feitas através da já citada célula de carga que fica entre o atuador e o pistão da célula.

Existe a necessidade de ser criado um colchão de ar no topo do interior da célula antes do início da fase cíclica, pois durante a aplicação do carregamento cíclico não pode haver oscilação das pressões na célula. Isso se dá devido à baixa mobilidade da água em comparação com a do ar, além do fato da água ser menos compressível que o ar, e também em função de o sistema não ter velocidade suficiente para succionar e injetar água na célula de modo a manter constante a tensão de confinamento, durante a fase cíclica do ensaio. Esse colchão é criado através de um sistema que injeta ar comprimido pelo topo da célula, enquanto ocorre a drenagem parcial dessa água feita pela

FTCell através da base da célula. A partir desse momento, as pressões no interior da célula passam a ser controladas pelo sistema de ar comprimido. Neste estudo, a pressão no interior da célula, durante a fase cíclica, foi controlada manualmente através de um regulador de pressão e de uma célula de pressão ligada a um display digital.

3.3.8. Montagem e execução do ensaio

Com o corpo-de-prova devidamente moldado na célula, conecta-se a FTCell em seu respectivo canal para dar início à fase de percolação. Para execução dessa fase, foi montado um reservatório para água deaerada externo ao sistema, de modo que a altura entre a lâmina d'água e o corpo-de-prova ficasse sempre em torno de 50 cm. Esse reservatório é conectado à célula triaxial pelo canal de aplicação de contrapressão (i.e.:mesmo canal onde é conectada a FTSample). Com a FTCell confinando os corpos-de-prova a uma tensão de 10 kPa, esses foram mantidos sob percolação por 24 horas.

Depois de terminada a fase de percolação, desconecta-se o reservatório e conecta-se a FTSample à célula. Desse momento em diante, o equipamento satura e consolida os corpos-de-prova sem necessidade de nenhuma intervenção. Um problema da rotina de ensaio que não foi solucionado é a leitura do parâmetro B de Skempton. O programa CYCLIC faz leituras desse parâmetro a cada incremento de tensão da fase de saturação e os valores encontrados sempre foram abaixo de 0,96. Como os corpos-de-prova são de material siltoso e as tensões de saturação já estavam em torno de 400 kPa, chegou-se à conclusão de que estava ocorrendo algum erro. Foram feitas, então, leituras manuais do parâmetro B de Skempton e foram verificados valores maiores que 0,96. A decisão tomada foi a de moldar corpos-de-prova com a máxima densidade que seria utilizada em cada tipo de corpo-de-prova, achar uma rotina que saturasse esses corpos-de-prova, tomá-la como satisfatória e utilizá-la para a saturação dos corpos-de-prova moldados em densidades menores. Isso teve que ser feito, pois, quando o ensaio era interrompido, para que pudesse ser feita a leitura de B, não mais era possível retomar o ensaio sob as mesmas condições de tensão a que o corpo-de-prova estava submetido antes da interrupção do ensaio. Isso acontece porque as janelas de comando do CYCLIC para controle manual das FTs devem ser

fechadas antes do reinício do teste, e, no intervalo entre o fechamento dessas janelas e o reinício do teste (aproximadamente 4 segundos), há uma alteração nos valores das tensões atuantes.

Foram feitas leituras de B com valor maior que 0,96 em quatro corpos-de-prova antes que se tomasse uma rotina de saturação como satisfatória.

Terminada a fase de consolidação, é necessário que sejam feitos alguns ajustes na montagem do equipamento para dar início à fase cíclica do ensaio. Esses ajustes são:

- posicionar o LVDT que fica acoplado ao pistão da célula triaxial;
- substituir o sistema de aplicação de pressão no interior da célula por um sistema que injete ar comprimido;
- fazer a drenagem parcial da água contida no interior da célula para criar o colchão de ar;
- posicionar a célula e o atuador de modo que esse tenha curso para aplicar as tensões de compressão e extensão.

Para cada valor de densidade dos corpos-de-prova, foram realizados ensaios sob tensões confinantes de 40, 80 e 160 kPa. Todos os ensaios realizados utilizaram um valor de CSR igual a 0,1 e amplitude máxima de deformação igual a 10 %.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Aqui apresentam-se os resultados obtidos neste estudo. Este capítulo traz uma caracterização do solo estudado, bem como uma análise de seu potencial de liquefação através dos resultados de ensaios realizados com carregamentos cíclicos e monotônicos.

Após a apresentação dos resultados e análises, apresentam-se gráficos que trazem resultados obtidos nos ensaios triaxiais cíclicos dispostos de modo a permitir a análise da adequação desses resultados com as recomendações da Norma EM 1110-2-1906 (1980). Através dessas análises finais, levantam-se pontos para que sejam feitos reajustes e adaptações no equipamento, a fim de se atender todas as exigências dessa norma.

4.1. Ensaio de caracterização do solo

4.1.1. Granulometria conjunta

A Figura 32 traz a curva granulométrica do solo estudado. Esse solo é formado por 56 % de silte, 27 % de areia fina e 17 % de argila. O solo é formado, predominantemente, por partículas finas, sendo que, cerca de 90 % dos grãos possuem diâmetro menor que 0,1 mm.

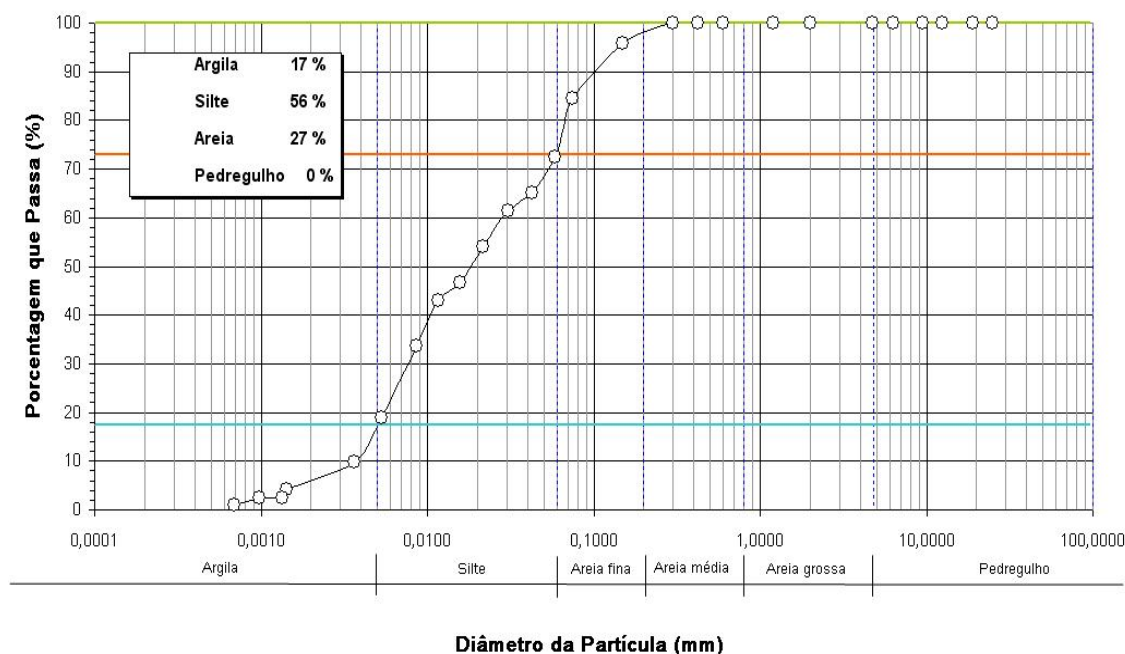


Figura 32 - Curva granulométrica do solo.

4.1.2. Limites de Atterberg

Foram realizados ensaios de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) e, através destes, obteve-se o índice de plasticidade (IP) do solo. A Tabela 4 apresenta os resultados desses ensaios.

Tabela 4 - Resultados dos ensaios de limites de Atterberg.

ÍNDICE	w (%)
LL	33
LP	19
IP	14

4.1.3. Peso específico dos sólidos

Através do procedimento descrito pela NBR 6508/82, determinou-se o peso específico dos sólidos do solo estudado, obtendo-se um valor de 27,62 kN/m³.

4.2. Estudo da compressibilidade do solo

4.2.1. Adensamento hidrostático

Para análise das propriedades de adensamento do solo, realizou-se ensaios de adensamento hidrostático com o solo amostrado. A Figura 33 mostra as curvas tensão-deformação obtidas nesses ensaios. Como pode ser visto nesta figura, todas as amostras experimentaram grandes variações de volume, apresentando curvas tensão-deformação com formas homogêneas.

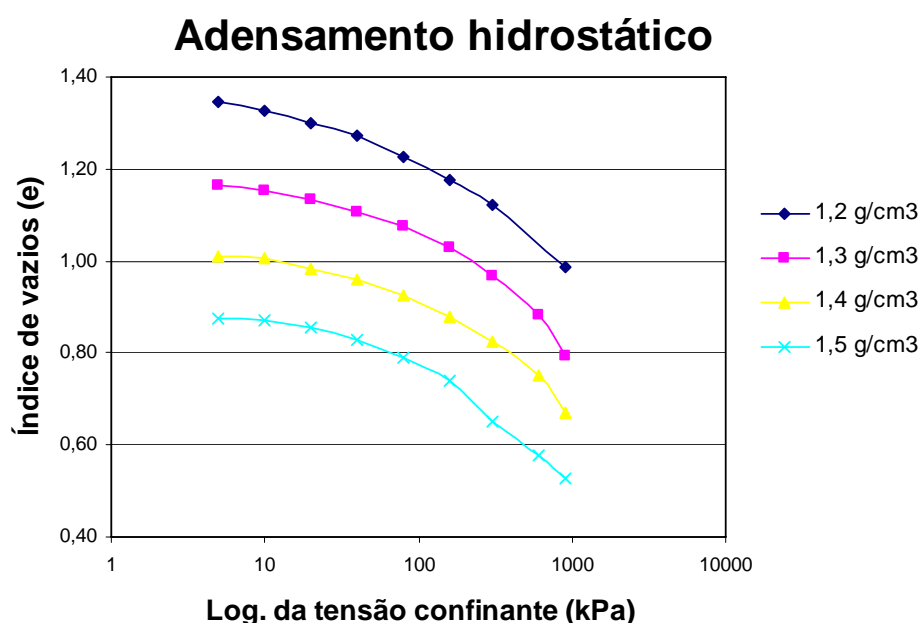


Figura 33 - Curvas índices de vazios versus log da tensão obtidas em ensaios de adensamento hidrostático.

4.3. Estudo do potencial de liquefação do solo

O estudo do potencial de liquefação do solo foi feito através de ensaios triaxiais monotônicos do tipo CKU com tensão controlada e de ensaios triaxiais cíclicos com tensão controlada. Primeiro, apresentam-se os resultados dos ensaios CKU e, em seguida, os resultados obtidos através dos ensaios triaxiais cíclicos.

Considerou-se que os corpos-de-prova apresentaram liquefação no primeiro instante em que a tensão efetiva se igualou a zero.

4.3.1. Ensaios triaxiais monotônicos do tipo CKU com tensão controlada

A Figura 34 mostra as trajetórias de tensão obtidas com esses ensaios. Nota-se, na fase de ruptura, que todas as amostras desenvolvem poro pressões positivas, portanto, todas as amostras podem ser consideradas potencialmente liquefáveis, visto que as suas condições de tensão confinante e índice de vazios estão plotadas acima da linha de estado crítico desse solo. Esses ensaios foram realizados segundo metodologia descrita por GUMIERE (1995).

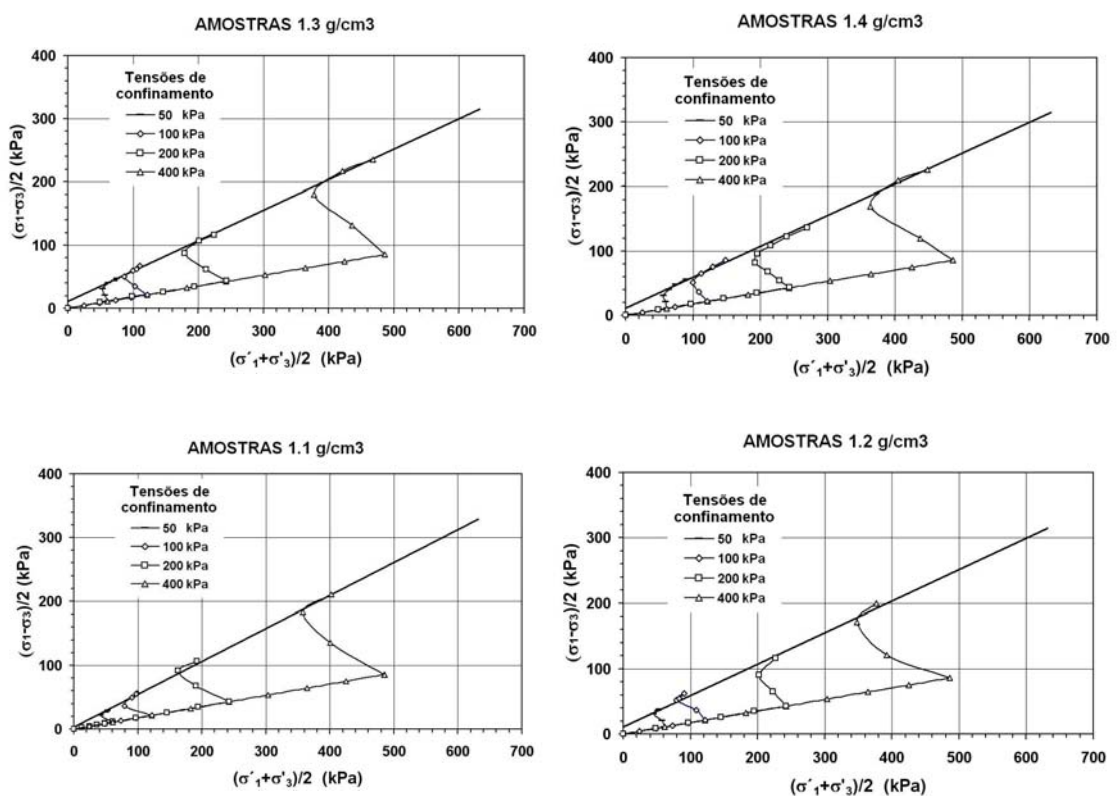


Figura 34 - Trajetórias de tensão efetiva obtidas nos ensaios triaxiais monotônicos do tipo CKU.

Os valores de ângulo de atrito e coesão apresentados pelas amostras estão na Tabela 5

Tabela 5 - Valores de ângulo de atrito e coesão apresentados pelas amostras nos ensaios triaxiais do tipo CKU.

Massa Esp. Aparente (g/cm ³)	Ø (°)	Coesão (kPa)
1.1	31,1	4
1.2	28,8	13
1.3	28,8	13
1.4	28,8	13

Através da análise da parte final das curvas apresentadas na Figura 35, conclui-se que as amostras são consideradas como liquefáveis pelo método da linha de estado crítico visto que houve um aumento das poro pressões durante a ruptura, no entanto, elas não se liquefizeram durante os ensaios. A Figura 36 mostra as variações de poro pressão nas amostras durante a fase de ruptura e, como pode ser observado, em nenhum ensaio a poro pressão gerada atingiu o valor de tensão confinante das amostras. Nota-se também, que a densidade dos corpos-de-prova não afetou a geração de poro pressão durante a fase de ruptura, visto que os valores desenvolvidos em todos os ensaios são muito parecidos.

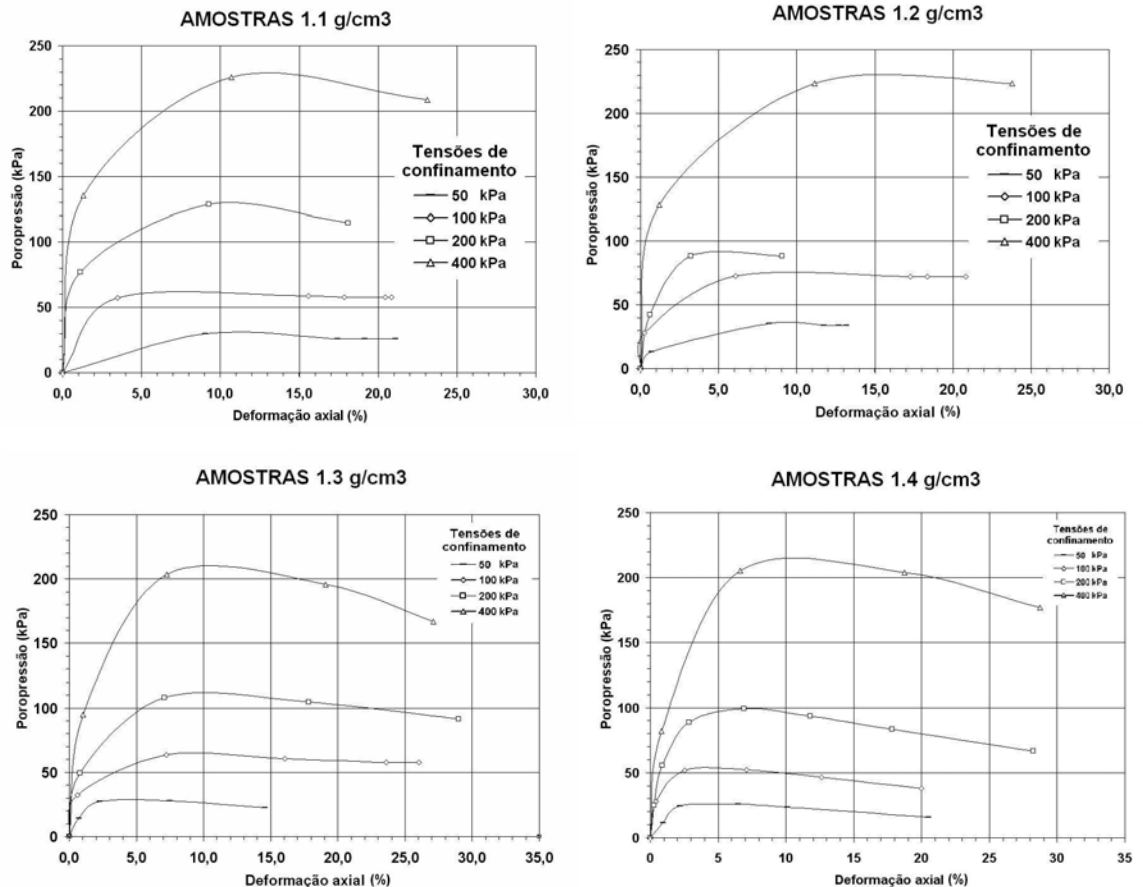


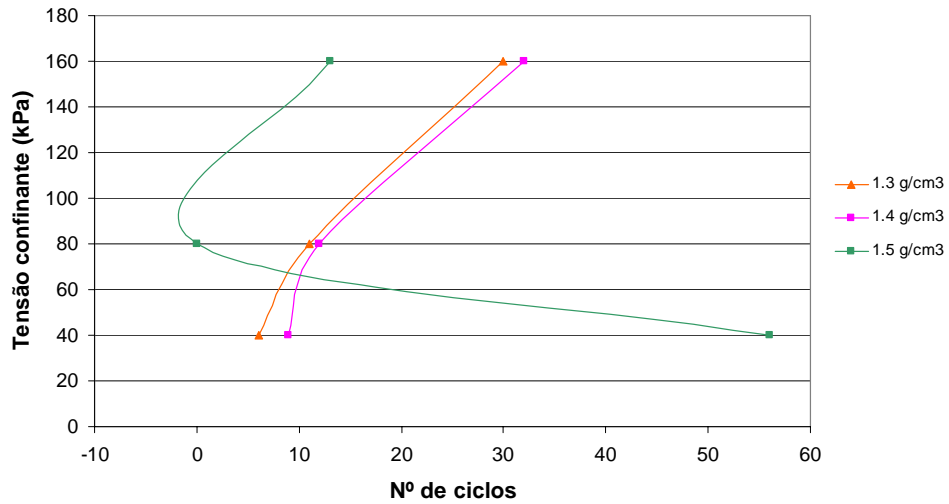
Figura 35 - Variação da poro pressão com as deformações resultante da fase de ruptura dos corpos-de-prova nos ensaios triaxiais monotônicos do tipo CKU.

4.3.2. Ensaios triaxiais cíclicos

Realizou-se ensaios triaxiais cíclicos com tensão controlada em corpos-de-prova de dois diâmetros diferentes, 35 e 71 mm, apesar o manual EM 1110-2-1906 (1980) recomendar que esse tipo de ensaio não deva ser feito com amostras de diâmetro inferior a 71 mm. Porém, por motivos de facilidade de aquisição de material, foi feita uma bateria inicial de ensaios com corpos-de-prova de 35 mm de diâmetro.

Como não houve variação do CSR (i.e.: tensão desviadora) e da máxima amplitude dos ciclos, os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos foram expressos pelo parâmetro N, que representa o nº de ciclos necessários para levar o corpo-de-prova à liquefação. Quanto maior o valor N, menor o potencial de liquefação da amostra. A Figura 36 mostra os resultados obtidos nesses ensaios.

Resistência à liquefação - Diâmetro 35 mm



Resistência à liquefação - Diâmetro 71 mm

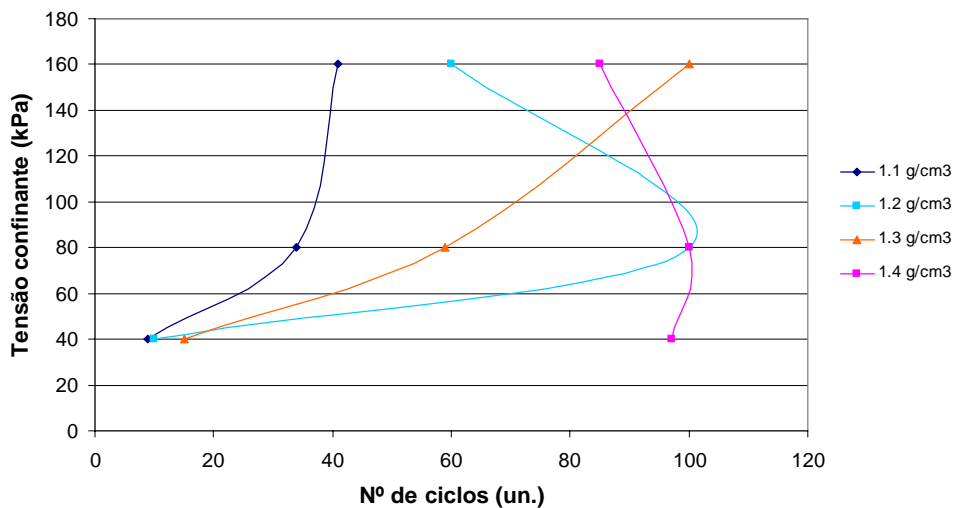


Figura 36 - Análise do potencial de liquefação das amostras através do ensaio triaxial cíclico.

Com a análise desses gráficos, fica clara a tendência de diminuição do potencial de liquefação das amostras com o aumento da tensão confinante. Analisando os resultados obtidos com as amostras de densidades 1,3 e 1,4 g/cm³, nota-se que existe uma diferença significativa entre os valores N apresentados pelas amostras de 35 e 71 mm de diâmetro.

A Figura 36 mostra que quatro dos 21 ensaios realizados não expressam resultados consistentes. Dois deles são os ensaios realizados com amostras de 35 mm de diâmetro e densidade igual a 1.5 g/cm³, confinadas a 80 e 160 kPa, e os outros dois são os ensaios realizados com amostras de

71 mm de diâmetro e densidade 1.2 g/cm^3 confinada a 80 kPa e 1.4 g/cm^3 confinada a 160 kPa.

As diferenças observadas foram atribuídas, principalmente, a dois fatores: à queda da tensão efetiva no intervalo entre o fechamento da válvula da FTSample e o início do teste propriamente dito, e à integridade dos corpos-de-prova.

Como pode ser observado na Tabela 6, nenhum dos ensaios iniciou a fase cíclica com o valor de tensão efetiva cujo corpo-de-prova estava submetido ao final da fase de consolidação.

Tabela 6 - Tensão de confinamento ao final da fase de consolidação e tensão efetiva inicial da fase cíclica.

Diâmetro (mm)	Massa esp. aparente (g/cm^3)	Tensão confinante (kPa)	Tensão efetiva inicial (kPa)	Queda (%)
71,35	1,1	40	28,25	29,375
		80	67,67	15,4125
		160	157,32	1,675
	1,2	40	35,42	11,45
		80	71,14	11,075
		160	151,68	5,2
	1,3	40	34,37	14,075
		80	77,06	3,675
		160	156,08	2,45
	1,4	40	36,3	9,25
		80	72,5	9,375
		160	154,44	3,475
35	1,3	40	7	82,5
		80	38	52,5
		160	90	43,75
	1,4	40	11	72,5
		80	45	43,75
		160	130	18,75
	1,5	40	17	57,5
		80	-2	102,5
		160	130	18,75

A análise dos resultados apresentados na Tabela 6 indica que os ensaios feitos com amostras de 71 mm de diâmetro, a queda da tensão efetiva ficou dentro de valores toleráveis ($\pm 10 \%$), com exceção de um teste. Por outro lado, nos testes realizados com amostras de 35 mm de diâmetro houve, predominantemente, uma significativa queda da tensão confinante.

Esse problema pode ser resolvido deixando-se aberta a válvula que está ligada à FTSample até o final do primeiro ciclo de carregamento. Como consequência, o excesso de poro pressão gerado pelo carregamento cíclico será afetado no primeiro ciclo, porém essa interferência é desprezível, pois o excesso de poro pressão gerado neste primeiro ciclo é irrelevante. Isso pode ser visualizado na Figura 37, que mostra alguns gráficos com os resultados da variação da tensão efetiva e do excesso de poro pressão em função do número de ciclos de carregamento.

Em relação aos quatro testes que tiveram seus resultados questionados anteriormente, em um deles, o teste realizado em uma amostra de 35 mm de diâmetro com densidade igual a 1.5 g/cm^3 e confinada a 80 kPa, fica óbvio que o problema foi a queda da tensão efetiva inicial, visto que a fase cíclica do ensaio foi iniciada com um valor de tensão efetiva negativo. Entretanto, os outros três testes questionados tiveram uma perda de tensão efetiva inicial relativamente pequena (3,475; 11,075 e 18,75 %).

Fica clara a influência de outros fatores nestes resultados quando se analisam os testes realizados com amostras de 71 mm de diâmetro e densidade igual a $1,4 \text{ g/cm}^3$ confinadas a 40 e 160 kPa. Esses testes apresentaram valores N iguais a 97 e 85, respectivamente, e sofreram uma queda da tensão efetiva inicial da fase cíclica de 9,25 e 3,475 %, também respectivamente. Era de se esperar que a amostra confinada a um nível mais baixo de tensão fosse apresentar um valor N menor que a amostra confinada a tensões mais elevadas, mas isto não aconteceu. Com a análise da queda de tensão efetiva inicial desses ensaios, nota-se que este não foi o fator responsável pela distorção ocorrida nos resultados.

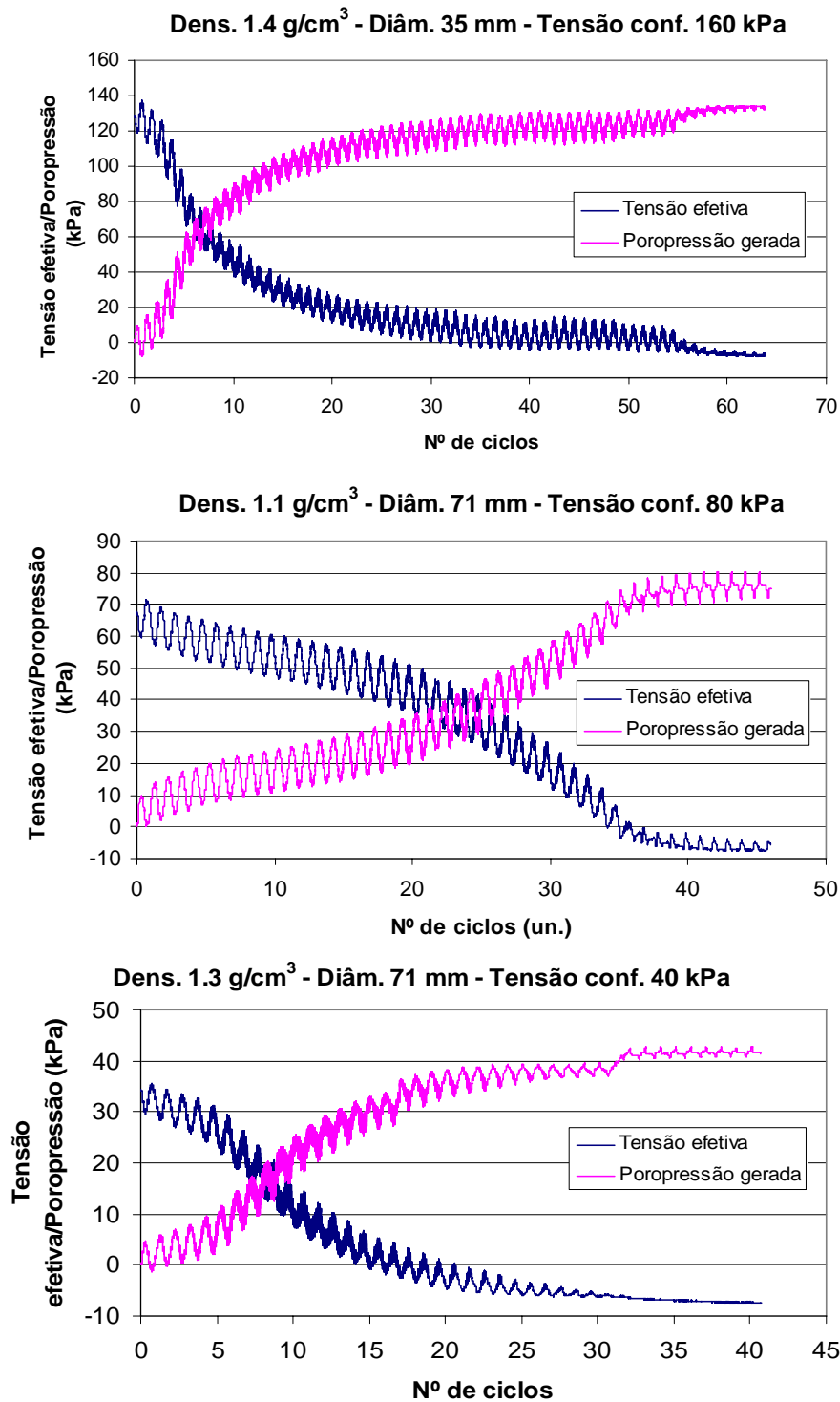


Figura 37 - Variação da tensão efetiva e poro pressão com o nº de ciclos

No tocante à qualidade dos corpos-de-prova, é necessário frisar a extrema necessidade destes serem moldados com a base da célula já fixada ao prato da prensa. Com essa medida não mais seria necessário o transporte da célula já montada com os corpos-de-prova, evitando assim as pequenas perturbações sofridas durante esse transporte. Como no estudo da liquefação

não se tem interesse em analisar amostras com altas densidades, todos os corpos-de-prova utilizados são frágeis, mais ainda, aqueles moldados nas menores densidades a serem estudadas, como, por exemplo, o valor adotado neste estudo, que foi $10,8 \text{ kN/m}^3$ ($1,1 \text{ g/cm}^3$).

A Figura 38 mostra que três ensaios não se liquefizeram com os 100 ciclos de carregamento. Nota-se que, em todos os três casos, o excesso de poro pressão gerado foi muito aquém do necessário para gerar a liquefação das amostras. Um ponto a ser destacado é que, como já foi citado no Capítulo 3, o programa CYCLIC não está realizando a leitura do parâmetro B de Skempton corretamente e que, nesse estudo, foi adotada uma rotina de saturação. Visto isso, não pode ser descartada a hipótese de uma não-saturação da amostra ser a causa de alguns ensaios não se liquefazem com o número de ciclos previsto.

Segue algumas recomendações para a realização de ensaios cíclicos baseadas nas lições aprendidas com este trabalho:

- o número máximo de ciclos dos ensaios pode ser maior que o adotado neste estudo (100 ciclos);
- fechar a válvula da FTSample somente após o CYCLIC registrar o primeiro ciclo na janela de visualização da fase cíclica;
- moldar os corpos-de-prova com a base da célula já fixada na prensa do equipamento.

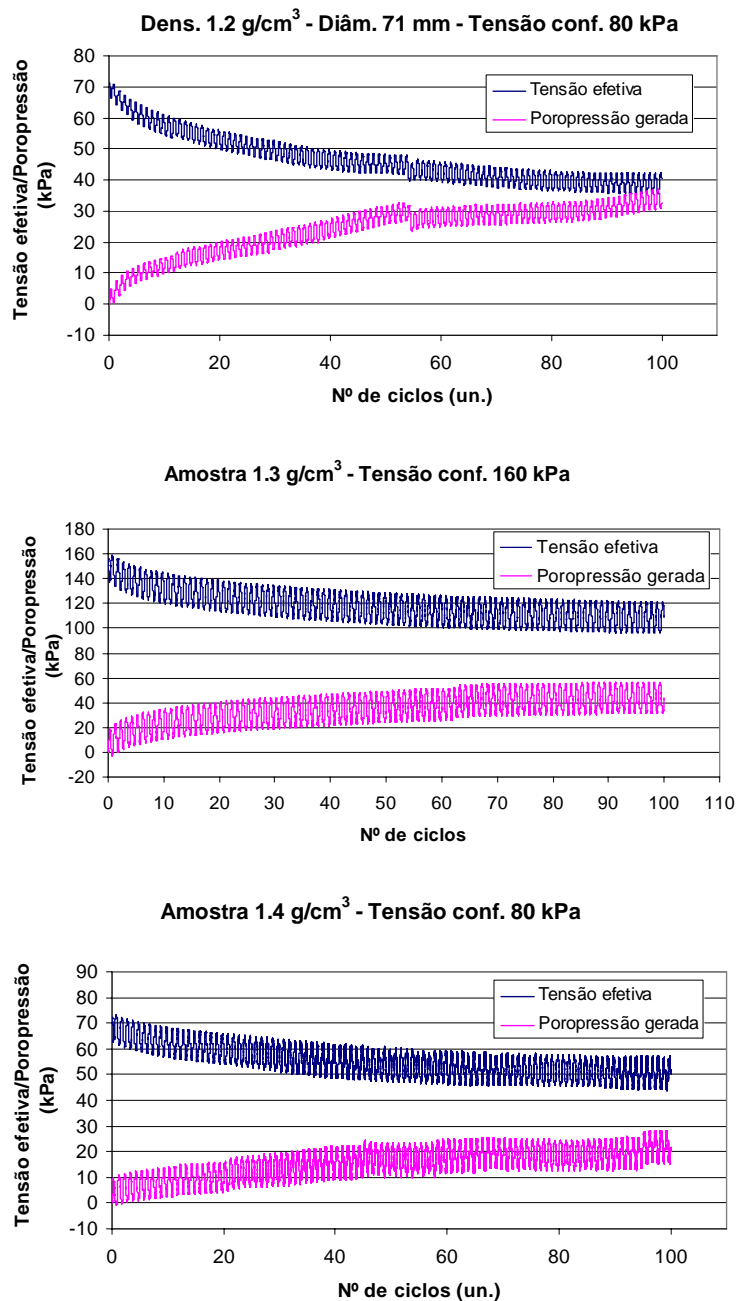


Figura 38 - Curvas tensão efetiva e poro pressão versus nº de ciclos (ensaios em que não houve liquefação).

4.4. Comentários sobre a metodologia de ensaio

Nessa última parte do trabalho será feita uma série de análises visando confrontar os resultados obtidos no estudo com os curvas típicas e tolerâncias recomendadas pelo manual EM 1110-2-1906 (1980). A Figura 40 mostra estas curvas típicas e tolerâncias.

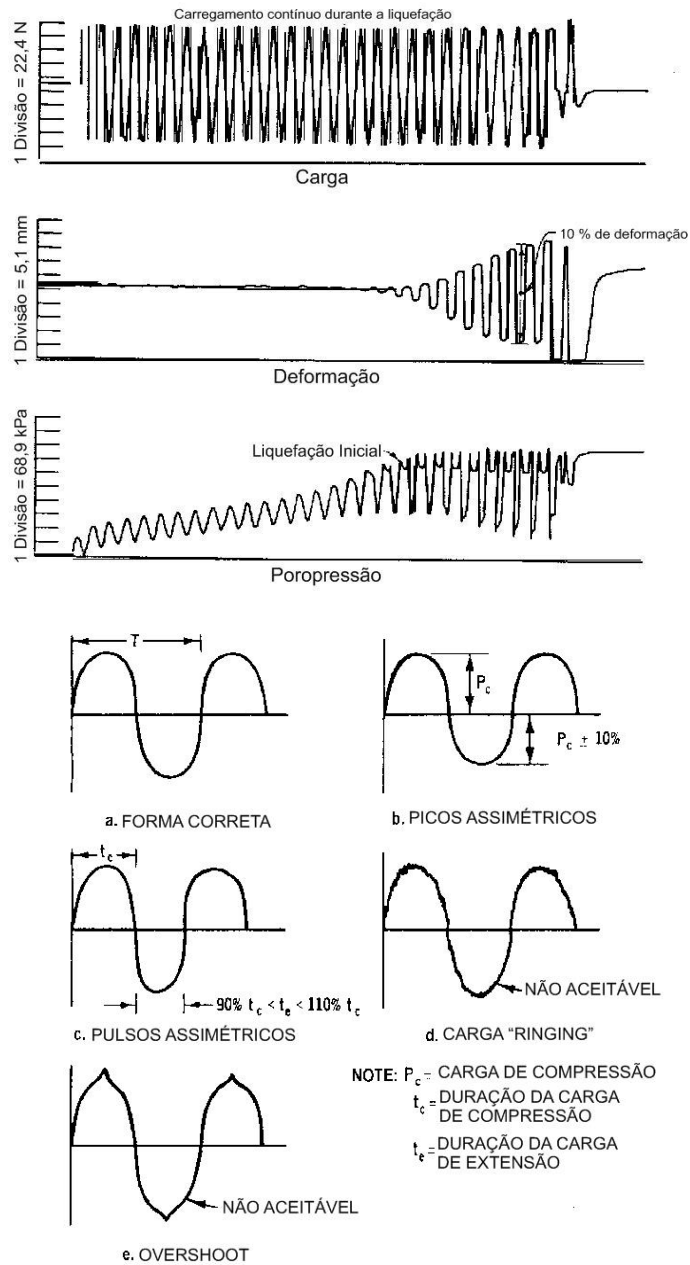
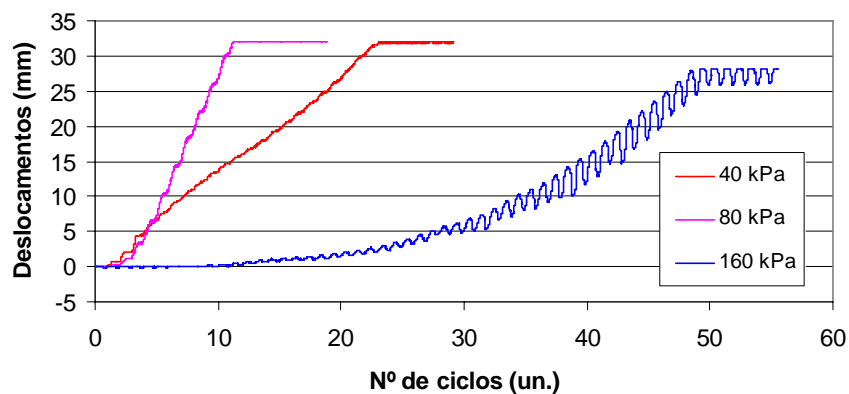


Figura 39 - Tipo e tolerâncias recomendados pelo manual EM 1110-2-1906 (1980).

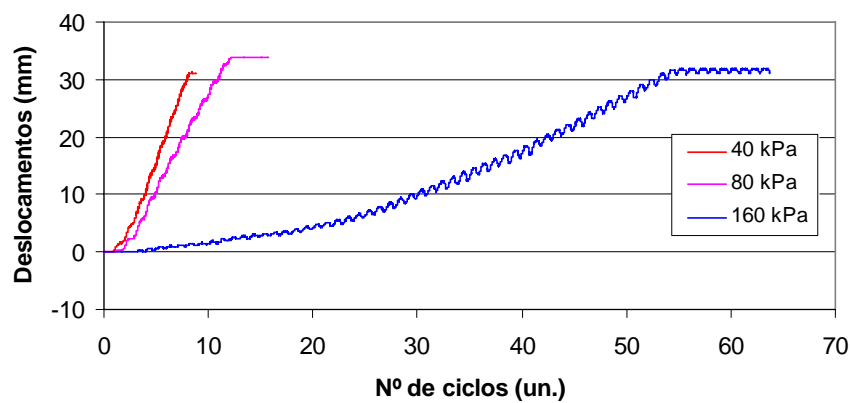
4.4.1. Análise do comportamento tensão – deformação

A Figura 40 e a Figura 41 apresentam gráficos do tipo deslocamento versus nº de ciclos obtidos com amostras de 35 e 71 mm de diâmetro, respectivamente.

Amostras 1.3 g/cm³ - Diâmetro = 35 mm



Amostras 1.4 g/cm³ - Diâmetro = 35 mm



Amostras 1.5 g/cm³ - Diâmetro = 35 mm

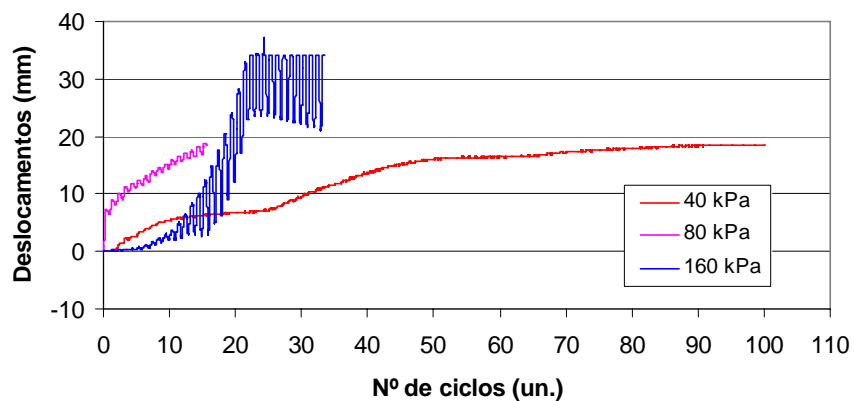


Figura 40 - Deslocamento versus nº de ciclos de amostras de 35 mm de diâmetro, obtidos em ensaios triaxiais cíclicos.

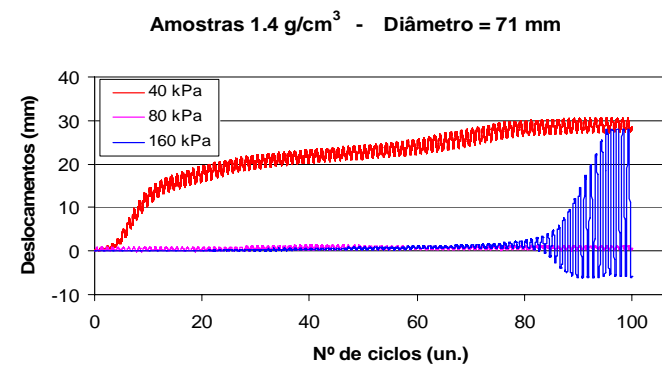
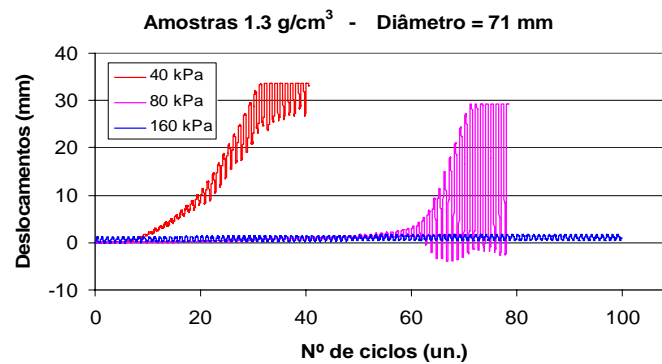
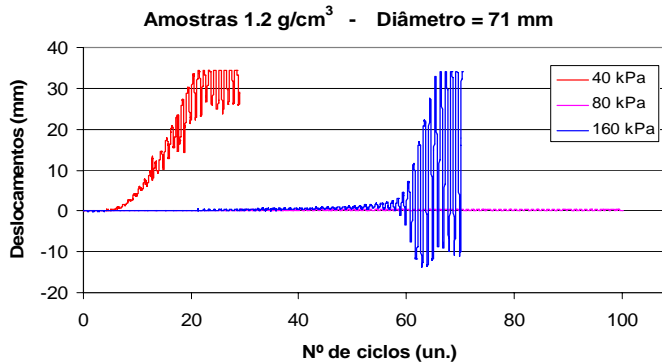
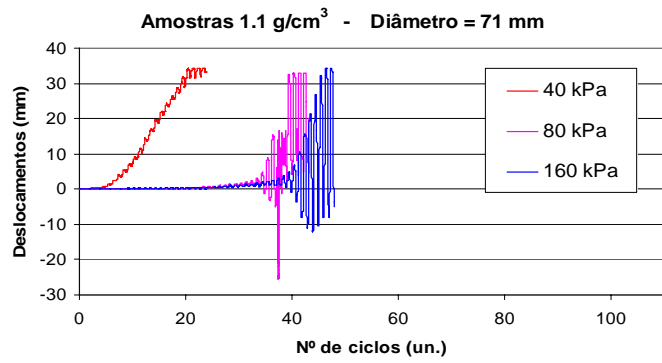


Figura 41 - Deslocamento versus nº de ciclos de amostras de 71 mm de diâmetro, obtidos em ensaios triaxiais cíclicos.

A Figura 40 deixa claro que os gráficos deslocamentos versus nº de ciclos obtidos com amostras de 35 mm não se assemelham ao gráfico-tipo da Figura 39. Já os gráficos obtidos com amostras

de 71 mm (Figura 41) possuem formas bem semelhante ao gráfico-tipo da Figura 39, com exceção das amostras confinadas a 40 kPa.

4.4.2. Comentários sobre o carregamento cíclico

O manual EM 1110 - 2 - 1906 (1980) menciona que o equipamento que aplica o carregamento cíclico deve ser capaz de manter a carga cíclica desviadora constante durante todo o teste, até mesmo depois que a amostra se liquefizer. A Figura 42 traz alguns gráficos do tipo carga versus nº de ciclos, onde pode ser visualizado que não está existindo essa constância na carga cíclica. Foi detectado que há uma pequena variação da carga cíclica desviadora em todos os testes realizados.

A manutenção da carga cíclica aplicada é função exclusiva da sensibilidade do equipamento e pequenas variações são inevitáveis em função das características dinâmicas do carregamento. Estas variações têm o seu efeito majorado para corpos-de-prova de pequeno diâmetro (como o de 35 mm utilizado na fase inicial neste trabalho) e são de menor importância quando se utilizam corpos-de-prova de maior diâmetro (como o diâmetro de 71 mm recomendado pela GEOCOMP).

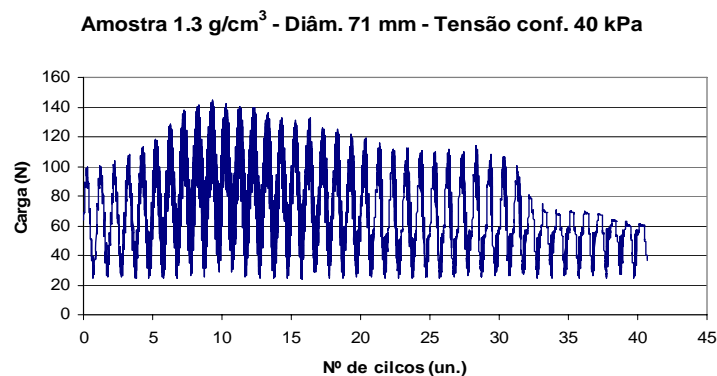
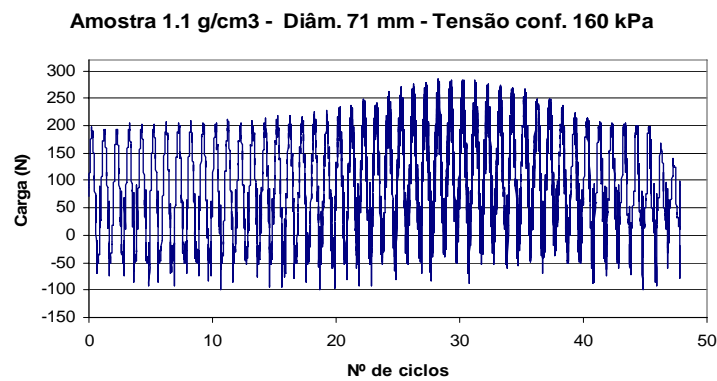
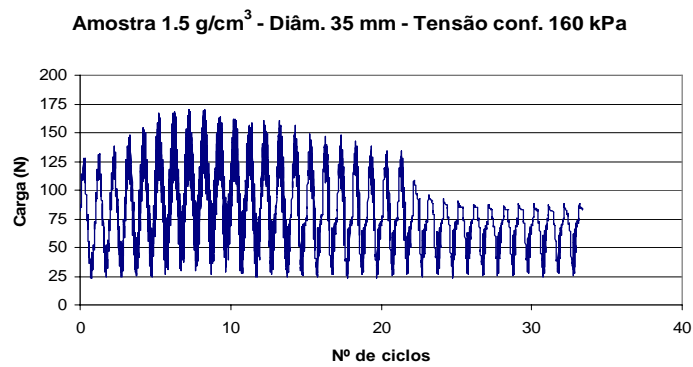
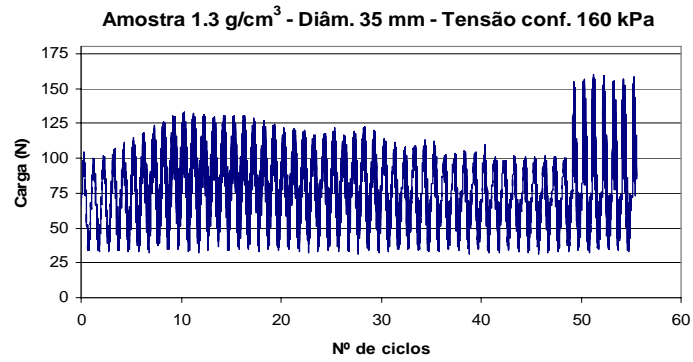


Figura 42 - Carga versus nº de ciclos obtidos em ensaios triaxiais cíclicos.

Analisando os resultados mostrados na Figura 42, nota-se que ocorreram picos assimétricos (exemplo (b), Figura 39) nos gráficos obtidos. Nota-se também que nos carregamentos de tração, as cargas se comportam

de forma quase linear, e que as grandes distorções ocorrem nos carregamentos de compressão.

A Figura 43 e a Figura 44 mostram gráficos semelhantes aos apresentados acima, porém numa escala ampliada, para possibilitar uma análise mais detalhada da forma da onda gerada nos gráficos.

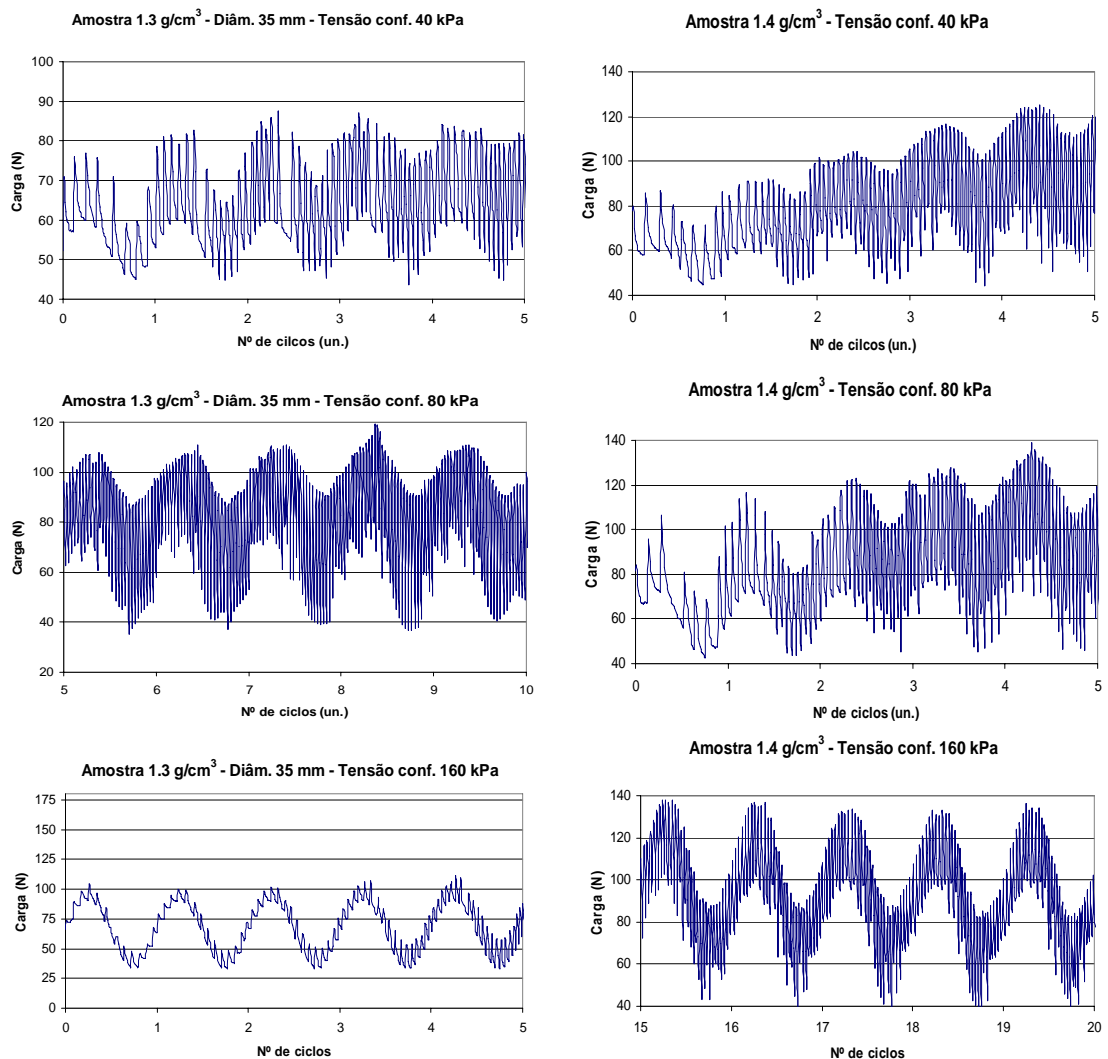


Figura 43 - Gráficos do tipo carga – nº de ciclos obtidos em ensaios triaxiais cíclicos com amostras de 35 mm.

Analisando a Figura 43, que apresenta resultados de testes realizados em amostras de 35 mm, nota-se que a carga está se comportando como no exemplo (d) da Figura 39 ("ringing"). Esse comportamento é considerado como não aceitável e, como pode ser observado, os testes realizados com a tensão de confinamento igual a 160 kPa o efeito "ringing" é minorado.

A Figura 44 mostra que acontece o mesmo com os testes realizados em amostras de 71 mm, com uma tendência de melhora na qualidade dos resultados, como por exemplo, no teste realizado com a amostra de densidade igual a 1.3 g/cm^3 confinada a 160 kPa.

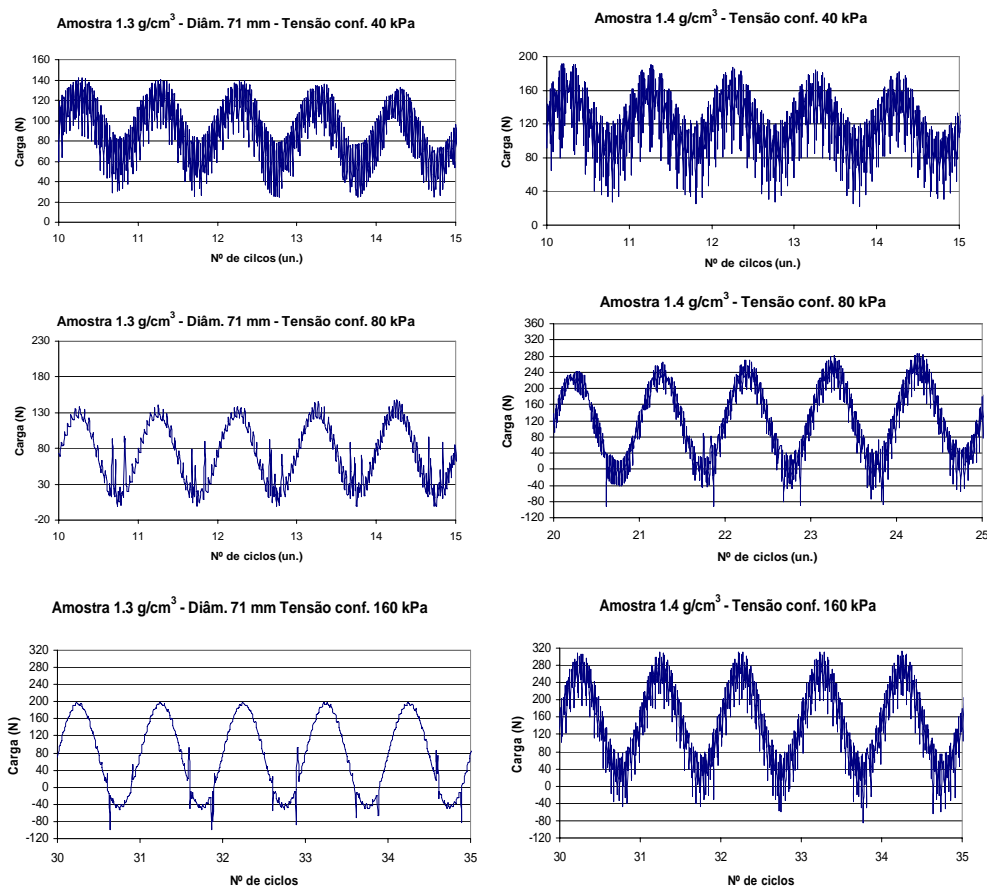


Figura 44 - Gráficos do tipo carga – nº de ciclos obtidos em ensaios triaxiais cíclicos com amostras de 71 mm.

4.5. Considerações finais

O presente trabalho abordou o estudo do potencial de liquefação de um rejeito de mineração de ouro via ensaios triaxiais cíclicos realizados em equipamento triaxial dinâmico, sendo o primeiro a ser desenvolvido nesta linha de pesquisa no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. Esse trabalho, desde o início, foi visto pelos seus idealizadores como uma pesquisa que poderia abrir uma nova linha de pesquisa dentro do LEC/UFV dirigida à caracterização geotécnica dinâmica de materiais, objetivo esse alcançado com a ampla revisão de literatura realizada

e também com a confecção do manual de operação do equipamento triaxial cíclico, que certamente serão de grande valia para as próximas pesquisas voltadas para análise do potencial de liquefação de rejeitos que serão realizadas dentro do LEC/UFV.

Em relação ao equipamento, conclui-se que este é uma excelente ferramenta no estudo do potencial de liquefação de rejeitos de mineração e que esta técnica é bastante difundida em vários outros países. Foi visto, também, que tanto o equipamento quanto a metodologia utilizados nos ensaios, apesar de provarem ser capazes de realizar os ensaios, ainda necessitam de alguns ajustes para que os resultados obtidos se enquadrem nas recomendações de norma técnica.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1. Conclusões

A análise dos resultados obtidos permite concluir que:

- dos diâmetros analisados, o de 71 mm se mostrou o mais apropriado para realização dos ensaios triaxiais cíclicos no LECUFV;
- constatou-se neste trabalho que, com o aumento da tensão confinante, para uma dada densidade, reduz-se o potencial de liquefação do solo;
- igualmente, confirmou-se experimentalmente que, para um dado nível de tensão confinante, o potencial de liquefação do solo diminui com o aumento da densidade das amostras;
- a natureza siltosa do material estudado (rejeito com 56 % de silte, 27 % de areia e 16 % de argila), possivelmente, inibiu ou mascarou o desenvolvimento de poro pressões elevadas, i.e., inibiu o potencial de liquefação do solo, exceção feita para as amostras de baixa densidade (moldadas com $\gamma =$ de 1,1 g/cm³);
- o efeito "*ringing*" (pequena oscilação do carregamento cíclico) é mais acentuado para amostras de pequeno diâmetro (diâmetro igual a 35 mm). Em amostras de 71 mm de diâmetro este efeito tendeu a ser minorado, satisfatoriamente;
- amostras de baixa densidade são difíceis de serem moldadas pelo procedimento descrito no Capítulo 3, e devem ser estudadas outras técnicas de moldagem como, por exemplo, o congelamento das amostras.

Quanto ao equipamento e técnicas do ensaio, notou-se que o programa CYCLIC da GEOCOMP necessita de alguns refinamentos relativos à

fase de saturação da amostra. Neste trabalho, utilizou-se o processo de saturação por percolação, seguida de aplicação de contrapressão até cerca de 300 kPa, fazendo-se então o controle do parâmetro B de Skempton não inferior a 0,95.

5.2. Sugestões para futuras pesquisas

Como sugestão para novas pesquisas pode-se destacar:

- o controle de qualquer um dos tipos de fatores que influenciam a liquefação citados no Capítulo 2;
- avaliação da influência da CSR (tensão desviadora) e da máxima amplitude dos ciclos no potencial de liquefação de rejeitos;
- análise comparativa entre resultados de amostras com diferentes teores de silte, uma vez que se observa que a presença do mesmo inibe o surgimento do potencial de liquefação;
- verificar a influência do carregamento no nº de ciclos necessários para liquefazer a amostra;
- variar o grau de saturação dos corpos-de-prova.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDRUS, RONALD D.; PIRATHEEPAN, PARAMANANTHAN; ELLIS, BRIAN S.; JIANFENG ZHANG; JUANG, C. HSEIN (2004). “**Comparing liquefaction evaluation methods using penetration-vs relationships**”, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 24, nº 9-10, pp. 713-721.
- BAPTISTA, E. I. (1997). “**Cadastro de Barragens de Rejeito de Minas Gerais**”. Dissertação de Mestrado, UFV, 56p.
- BHATTACHARYA, SUBHAMOY; MADABHUSHI, S. P. G.; BOLTON, MALCOLM (2003). “**Pile instability during earthquake liquefaction**”, Anais: ASCE Engineering Mechanics Conference, Seattle, USA.
- BOULANGER, ROSS W.; MEJIA, LELIO H.; IDRIS, IZZAT M. (1997). “**Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake**”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, Nº 5, pp. 453-467.
- BUENO, B. S. & VILAR, O. M. (1980). “**Apostila Mecânica dos Solos**”, Imprensa Universitária da Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, Brasil, 130 p.
- BUENO, B. S. E VILAR, O. M. (1985). “**Mecânica dos Solos V**”. II, Publicação 005/85, EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil, 219 p.
- CARRARO, J. A. H.; BANDINI, P.; SALGADO R. (2003). “**Liquefaction resistance of clean and nonplastic silty sands based on cone penetration resistance**”, Vol. 129, Nº 11, pp. 965-976.
- CARRARO, J.A.H.; P. BANDINI; R. SALGADO (2005) “**Liquefaction Resistance of Clean and Non-Plastic Silty Sands from Cone**

Penetration Resistance."Proc. Geo-Frontiers 2005, Geotechnical Special Publication No. 133, ASCE, Austin.

CASAGRANDE, A. (1936). "**Characteristics of cohesionless soil affecting the stability of slopes and earth fills**", Journal of Boston Society of Civil Engineering, pp 13-32.

CASAGRANDE, A. (1975). "**Liquefaction and cyclic deformation of sands, a critical review**", Anais: 5th American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, BUENOs Aires, Argentina, Vol. 5, pp. 79-123.

CASTRO, G. (1969). "**Liquefaction of Sands**", Ph.D. Thesis, Harvard University, Cambridge, MA, USA., 231 p.

CASTRO, G. (1975)."**Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands**", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, n° GT6, pp. 551-569.

CASTRO, G. & POULOS, S. J. (1977). "**Factors affecting liquefaction and cyclic mobility**", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 103, n° 6, pp. 501-506.

CASTRO, G.; POULOS, S.J.; FRANCE, J. W.; ENOS, J. L. (1982). "**Liquefaction induced by cyclic loading**", por Geotechnical Engineers Inc., para National Science Foundation, Washington, D. C., USA, n° de acesso PB 82-235508.

CHEN, Y.C. & CHUANG, J. (2001). "**Effects of fabric on steady state and liquefaction resistance**", Anais: 11th International Offshore and Polar Engineering Conference, Stavenger, Norway, Vol 2, pp. 524-529.

CLOUG, G. W.; IWABUCHI, J.; RAD, N. S.; KUPUSSAMY, T. (1989)."**Influence of cementation on liquefaction of sands**". Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 15, n° 8, pp. 1102-1117.

CORNFORTH D. H. (1961). "**Plane strain failure characteristics of a saturated sand**". Ph. D. Tesis, University of London, London, UK, 155 p.

- DAVENPORT, C. A.; LAP, J. M. J.; MAURENBRECHER, P.M.; PRICE, D.G. (1996). **“Liquefaction potential and dewatering injection structures at Herkenbosch: field investigations of the effects of the 1992 Roermond earthquake, the Netherlands”**, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Vol. 33, nº 1, pp. 6A(1).
- ENGINEERING MANUAL – **“EM 1110-2-1906”** (1980). Laboratory Soil Testing, Department of the Army, US Corp of Engineers, Washington D.C., 407 p.
- ESPÓSITO, T; ASSIS, A.; GIOVANNINI, M. (2002). **“Influence of the variability of geotechnical parameters on the liquefaction potential of tailing dams”**, International Journal of Surface and Mining, Reclamation and Environment, Vol. 16, nº 4, pp. 304-313.
- FINN, W. D. L. (1981). **“Liquefaction potential: development since 1976”**, Anais da International Conference On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Rolla, MO, pp. 655-681.
- GARGA, V. K. & TRONCOSO, J. H. (1990). **“Design and evaluation of behavior of tailing dams”**, Anais da IX Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, ISSMGE, Viña del Mar, Chile, pp. 2027-2093.
- GUILLÉN, J. L. C. (2004). **“Estudo de modelos constitutivos para a previsão da liquefação em solos sob carregamento monotônico”**, Dissertação de M.Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 137 p.
- GUMIERE, A. G. (1995). **“Estudo do adensamento e liquefação sob carregamento estático de dois rejeitos de mineração”**. Dissertação de Mestrado, UFV, 1995, 76 p.
- GUO, TIANQIANG & PRAKASH, SHAMSHER (1999). **“Liquefaction of Silts and Silt-Clay Mixtures”**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, nº 8, pp. 706-710.
- HAMADA, M. (1992). **“Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 Niigata earthquake. Case studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake”**, Technical Report

NCEER-92-0001, Vol. 1, Japanese case studies, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

HANZAWA, H. (1980) "**Undrained strength and stability analysis for a quick sand**", Soils and Foundations, Vol 20, pp 17-29.

HYDE, A. F. L., HIGUCHI, T., YASUHARA, K. (2006), "**Liquefaction, Cyclic Mobility, and Failure of Silt**", J. Geotech. and Geoenviron. Engineering. Vol 132, pp 716.

IDRISS, I.M. & BOULANGER, R.W. (2004). "**Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes**", Anais: 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering and The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, California, USA, pp. 32-56.

ISHIHARA, K. (1985), "**Stability of natural soils during earthquakes**", Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, A.A. Balkema, Rotterdam/Boston, Vol 1, pp. 321-376.

KAYEN, R. E., MITCHELL, J. K. (1997), "**Arias intensity assessment of liquefaction test sites on the east side of San Francisco Bay affected by the Loma Prieta, California**", earthquake of 17 October 1989, Natural Hazards, Editora Springer Netherlands, Vol. 16, n^o 2-3, pp. 243-265.

KRAMER, S.L., AND H.B. SEED. (1988), "**INITIATION OF SOIL LIQUEFACTION UNDER STATIC LOADING CONDITIONS**". J. GEOTECH. ENG., VOL 114:PP 412-430

KRAMER, S. L. (1996). "**Geotechnical earthquake engineering**", Editora Prentice Hall, 653 p.

KULASINGAM, R.; BOULANGER, R. W.; IDRISS, I. M. (1999) "**Evaluation of CPT liquefaction analysis methods against inclinometer data from Moss Landing.**" Proceedings, 7th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against

Liquefaction, Technical Report MCEER-99-0019, MCEER, SUNY, Buffalo, 35-54.

LAUE, J., BUCHHEISTER, J (2004) “**Condition indicators for liquefaction susceptibility with focus on silty soils**” International Conference on Cyclic Behavior of Soils and Liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, 6 p.

LEE, K. L. E SEED, H. B. (1967). “**Drained characteristics of sands**”, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, n° 6, pp. 117-141.

LEE, K. L. E SEED, H. B. (1967a). “**Dynamic strength of anisotropically consolidated sand**”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, n° SM5, pp. 169-190.

LEE, K. L.; MAKDISI, F. I.; IDRIS, I. M.; SEED, H. B. (1975). “**Properties of soil in the San Fernando hydraulic fill dams**”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 101, n° 8, pp. 801-821.

MARCHETTI, S. (1997) “**The flat dilatometer desing application**”. In: Geotechnical Engineering Conference, PROCEEDINGS..., CAIRO: CAIRO UNIVERSITY, pp 299-321.

MADABHUSHI, S.P.G., HAIGH, S.K., PATEL, D. (2001), “**Geotechnical aspect of the Bhuj earthquake of 26th**”, EEFIT Report, Institution of Structural Engineers, London.

MADABHUSHI, S.P.G., TEYMUR, B., HAIGH, S.K., BRENNAN, A.J., (2001), “**Modelling of liquefaction and lateral spreading**”, Intl Workshop on Earthquake Simulation in Geotechnical Engineering, 8-10 November, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

MARACHI, N.D.; CHAN, C.K.; SEED, H.B. (1972). “**Evaluation of the properties of rockfill materials**”, ASCE Soil Mechanics Journal, Vol. 1, pp. 95-114.

MULILIS, J. P., SEED, H. B., CHAN, C. K., MITCHELL, J. K. AND ARULANANDAN, K., (1977): “**Effects of sample preparation on sand**

liquefaction”, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol.103(2), pp. 91-108.

NEMAT-NASSER, S; TOBITA, Y (1982). “**Influence of fabric on liquefaction and densification potential of cohesion less sand**”, Mechanics of Materials, Vol. 1, nº 1, pp. 43-62.

PENMAN, A. D. M. (1994). “**Tailing dams – some aspects of their design and construction**”, Geotechnical engineering: emerging trends in design and practice, Editora K. R. Saxena, Balkema, pp. 247-277.

POLITO, C. P. (1999). “**The effects of non-plastic and plastic fines on the liquefaction of sandy soils**”, Ph.D. Thesis, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, USA, 288 p.

POLITO, C. P., MARTIN, II (2001). “**Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands**”, Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, Vol. 127, nº 5, pp. 408-415.

RIBEIRO, L. F. M. (2000). “**Simulação física do processo de formação de aterros hidráulicos aplicados a barragens de rejeitos**”. Tese de DR, UNB, Brasília, DF, Brasil, 2000, 233 pág.

RIBEIRO, L. F. M., FILHO, L. H. A. (2004). “**Avaliação da densidade in situ de barragens de rejeitos com o penetrológico**”, Revista Escola de Minas, Vol.57, nº4, Ouro Preto, MG, Brasil.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G. (1985). “**Liquefaction potential of sand using the cpt**”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, nº 3, pp. 384-403.

ROBERTSON, P. K, WRIDE, C. E. (1998). “**Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, nº 3, pp. 442-459.

SEED, R.B., K.O. CETIN, A. DER KIUREGHIAN, K. TOKIMATSU, L.F. HARDER, R.E. KAYEN AND R.E.S. MOSS (2004). “**Standard penetration test-based on probabilistic and deterministic assessment of seismic**

soil liquefaction potential”, Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, Vol. 130, nº 12, pp.1314-1340.

SEED, R. B. & HARDER, L. F. (1990). “**SPT-Based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength**”, Anais: SEED Memorial Symposium, BiTech Publishers, Vancouver, B. C. pp. 351-376.

SEED, R.B.; LEE, S.R.; JONG, H. (1988). “**Penetration and liquefaction resistances: prior seismic history effects**”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, nº 6, pp. 691-697.

SEED, H. B. (1983). “**Earthquake resistant design of earth dams**”, Anais: Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns, ASCE, Philadelphia, Pa., USA, pp. 41-64.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M.; ARANGO, I. (1983). “**Evaluation of Liquefaction potential using field performance data**”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, nº 3, pp. 458-482.

SEED, H. B.; MORI, K.; CHAN, C. K. (1975). “**Influences of the seismic history on the liquefaction characteristics of sands**”, Report EERC, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, USA.

SHARMA, S. S. & FAHEY, M. (2003). “**Evaluation of cyclic shear strength of two cemented calcareous soils**”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, nº 7, pp. 608-618.

Soil Liquefaction Web Site, (2006), (<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>, 2006. Acesso em 01/2006.)

STIBANA, S. T (2002), “**Desenvolvimento de uma célula servo controlada e estudo da susceptibilidade a liquefação de um resíduo da lavra de mineração de ferro**”, Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-RIO, 157 p.

- THEVANAYAGAM, S. & MARTIN, G.R. (2002). **“Liquefaction in silty soils - screening and remediations”**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, nº 9, pp. 1035-1042.
- TERZAGHI, KARL; PECK, RALPH B.; MESRI, GHOLAMREZA (1996) **“Soil mechanics in engineering practice”**, 3ª ed., New York, John Wiley & Sons Inc, 549 pág.
- TOKIMATSU, K.; OH-OKA, H.; SATAKE, K.; SHAMOTO, Y.; ASAKA, Y. (1997). **“Failure and deformation modes of piles due to liquefaction-induced lateral spreading in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake”**, Journal of Structural Engineering, AIJ, Japan, nº 495, pp 95-100.
- TRIANAFYLLIDIS, T.; WICHTMANN, T.; NIEMUNIS, A. (2004). **“On the determination of cyclic strain history”**, Anais: International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Fenomena, Bochum, Balkema, pp.
- VAID, Y.P.; STEDMAN, J.D.; SIVATHAYALAN, S. (2001). **“Confining stress and static shear effects in cyclic liquefaction”**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 38, nº 3, pp. 580-591.
- WICHTMANN, T.; NIEMUNIS, A.; TRIANAFYLLIDIS, TH.; POBLETE, M. (2005). **“Correlation of cyclic preloading with the liquefaction resistance”**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, nº 12, pp. 923-932.
- XENAKI, V. C. & ATHANASOPOULOS, G. A. (2002). **“Liquefaction resistance of sand – silt mixtures: an experimental investigation of the effects of fines”**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 23, pp. 183-194.
- YUNMIN, CHEN; HAN, KE; REN-PENG, CHEN (2005). **“Correlation of shear wave velocity with liquefaction resistance based on laboratory tests”**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, nº 6, pp. 461-469.

ZHOU, Y., CHEN, Y. (2005). **“Influence of seismic cyclic loading history on small strain shear modulus of saturated sands”**, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 25, pp. 341-353.

ANEXO - MANUAL DE PROCEDIMENTOS PARA A UTILIZAÇÃO DO TRIAXIAL DE CARREGAMENTO CÍCLICO

INTRODUÇÃO

Este manual tem como objetivo elucidar os procedimentos necessários para execução de ensaios triaxiais cíclicos, utilizando o equipamento fabricado pela GEOCOMP Corporation, Massachussets, USA, disponível na sala de Mecânica dos Pavimentos do LEC/UFV. Nele são destacados os principais pontos do manual do usuário que acompanha o equipamento. Para esclarecimento de quaisquer outras dúvidas, o manual fornecido pelo fabricante deverá ser consultado.

É interessante destacar que o equipamento acima citado realiza também outros tipos de ensaios, porém aqui somente serão abordados os procedimentos relativos ao ensaio triaxial cíclico com adensamento hidrostático ($K = 1$). Visto que o equipamento é todo automatizado, é necessário um software que controle todas as fases do ensaio. O programa que executa esse tipo ensaio neste equipamento chama-se CYCLIC. Esse manual prevê que o programa já esteja devidamente instalado no computador e o usuário saiba abrir o programa pelo seu ícone na área de trabalho do Windows.

➤ **Conhecendo o equipamento**

O equipamento que é utilizado para realização dos ensaios triaxiais cíclicos é composto por uma prensa (*Load Trac II*), duas unidades controladoras de pressão (*Flow Trac II*), um atuador e um sistema de aquisição de dados (*SCU Box*). As duas torres (*Flow Trac II*) são responsáveis pela aplicação de pressão no interior da amostra e no interior da célula, já a *Load Trac II* aplica carga vertical sob tensão controlada e o atuador é utilizado para a aplicação dos carregamentos cíclicos, também sob tensões controladas. Esse

sistema é todo automatizado e o usuário terá que, praticamente, somente entrar com os dados iniciais para realização dos ensaios. A Figura 45 traz uma foto do equipamento.



Figura 45 -Foto do equipamento utilizado para realização de ensaios triaxiais cíclicos no LEC/UFV.

Neste manual, serão adotadas as seguintes abreviações para os nomes dos equipamentos:

- Torre que aplica pressão na amostra (Sample Pressure): FTSample.
- Torre que aplica pressão na célula (Cell Pressure): FTCell.
- Prensa: LT.
- Sistema de aquisição de dados: SCU

Os procedimentos descritos neste manual prevêem saturação e adensamento com tensões aplicadas isotropicamente no corpo de prova e, portanto, toda vez que for mencionada uma variação de σ_3 fica subentendida uma variação proporcional de σ_1 . É muito importante lembrar que, como o

pistão é fixado ao top-cap, há a necessidade de que a LT exerça uma força vertical no corpo de prova para manter $\sigma_1 = \sigma_3$.

➤ O *Cyclic* e seus comandos

A tela inicial do programa é mostrada na Figura 46.

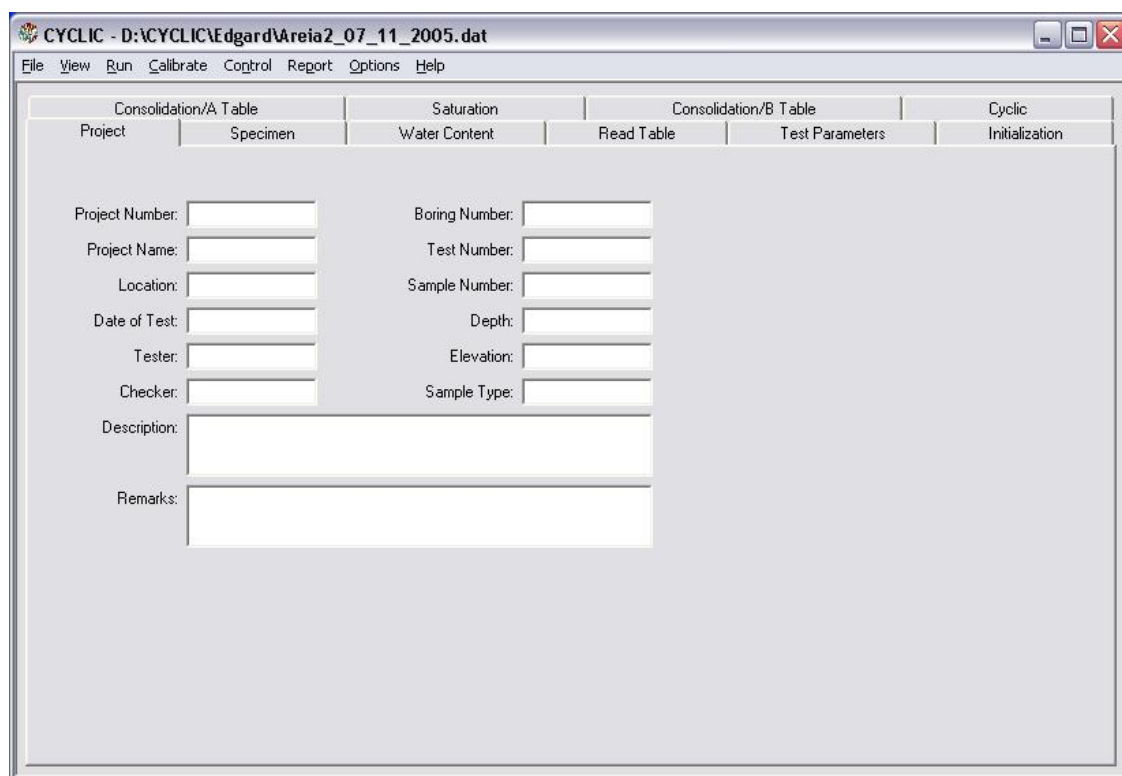


Figura 46 - Tela inicial do CYCLIC

Na barra de comandos principal existem as seguintes opções:

- File: são comandos relativos ao arquivo.
- View: são comandos para visualização do andamento dos testes.
- Run: são comandos para realização dos testes.
- Calibrate: são os comandos para fazer a calibração dos equipamentos.
- Control: são os comandos que controlam manualmente os equipamentos.
- Report: são os comandos onde se obtém a visualização dos resultados dos ensaios.
- Options: são os comandos onde se alteram as configurações dos equipamentos.

- Help: são os comandos de ajuda do CYCLIC.

Cada opção na barra de comandos principal leva a sub-comandos, podendo esses ter outros sub-comandos e assim por diante. A seguir serão explicados todos os comandos e sub-comandos existentes no programa CYCLIC.

- **Comando File**

São comandos relativos ao arquivo e à geração de dados.

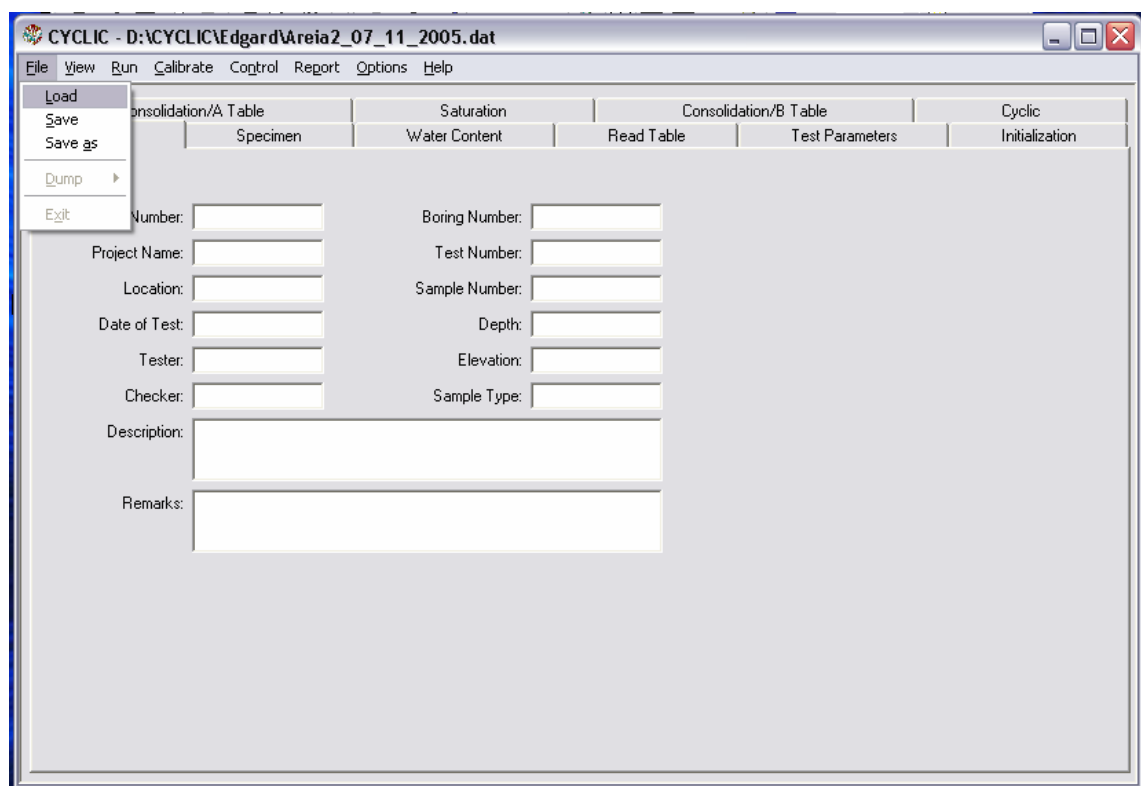


Figura 47 - Tela com os sub-comandos contidos em *File*.

- Load: lê um projeto já existente.
- Save: salva um projeto com o mesmo nome.
- Save as: salva um projeto com outro nome.
- Dump: fornece todas as leituras realizadas em todas as fases dos ensaios.
- Exit: fecha o CYCLIC.

➤ **Comando View**

São comandos utilizados na visualização do andamento dos testes.

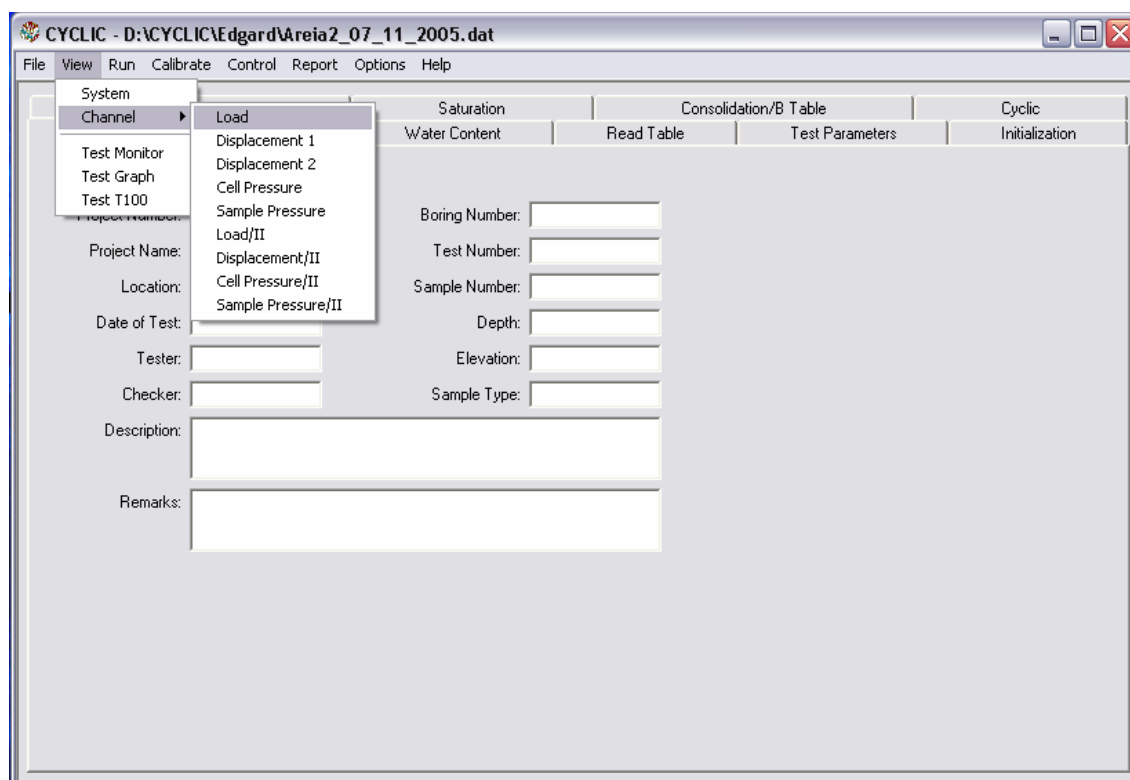


Figura 48 - Tela com os sub-comandos contidos em *View*.

- System: visualiza o estado atual de todo o sistema.
- Channel: exibe um gráfico leitura X tempo de cada canal, que são eles:
 - Load: leitura de força, proveniente da SCU.
 - Displacement 1: leitura de deslocamento, proveniente do LVDT1 (SCU).
 - Displacement 2: leitura de deslocamento, proveniente do LVDT2 (SCU).
 - Cell Pressure: leitura de σ_3 , proveniente da SCU.
 - Sample Pressure: leitura da poro pressão na amostra, proveniente da SCU (cyclic cell).
 - Load/II: leitura de força, proveniente da LT.
 - Displacement/II: leitura de deslocamento, proveniente do LVDT localizado abaixo do prato da LT.

- Cell Pressure/II: leitura de σ_3 , proveniente da FTCell.
 - Sample Pressure/II: leitura da poro pressão na amostra, proveniente da FTSample.
- Test Monitor: exibe um monitor com a situação atual de cada fase do teste.
 - Test Graph: exibe um gráfico de cada fase do teste.
 - Test T100: exibe, na fase de consolidação, o gráfico onde o programa calcula T100. T100 é tempo necessário para que ocorra 100% do adensamento primário na amostra.
- **Comando Run**

São comandos que controlam a realização dos testes.

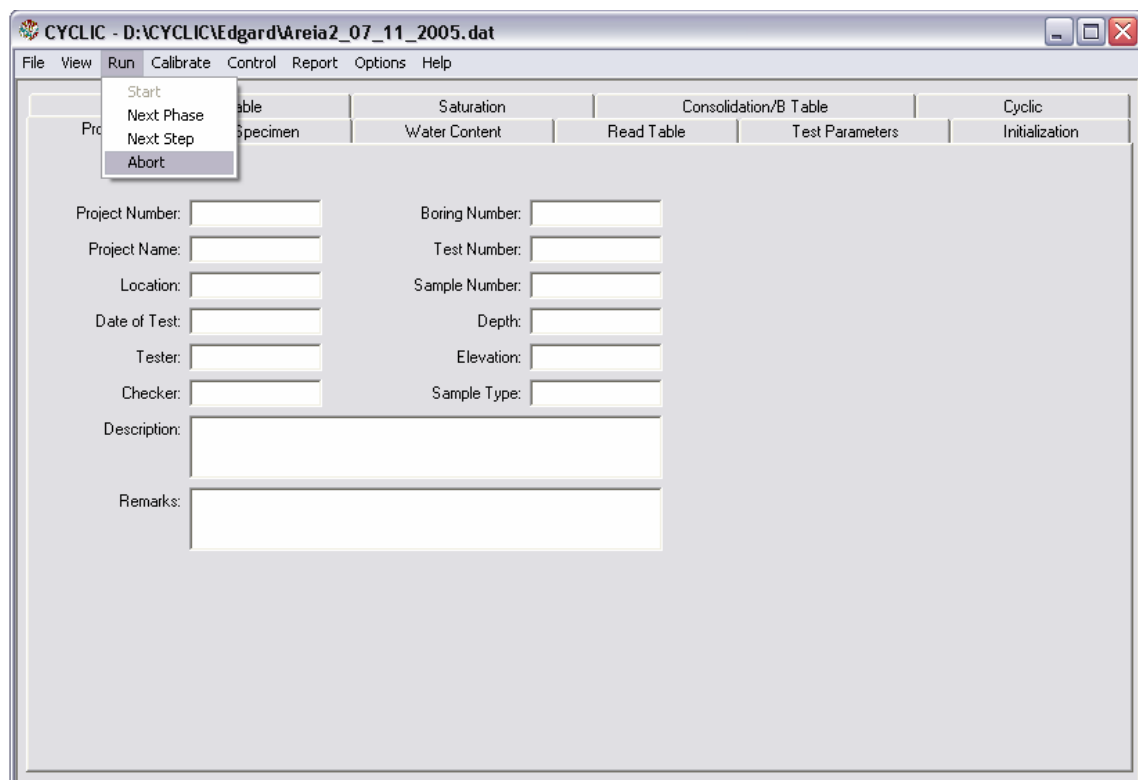


Figura 49 - Tela com os sub-comandos contidos em *Run*.

- Start: inicializa o teste.
- Next Phase: passa para a próxima fase do teste.
- Next Step: passa para o próximo passo, dentro da mesma fase do teste.
- Abort: interrompe um ensaio em andamento.

➤ **Comando Calibrate**

São os comandos utilizados para fazer as calibrações dos equipamentos.

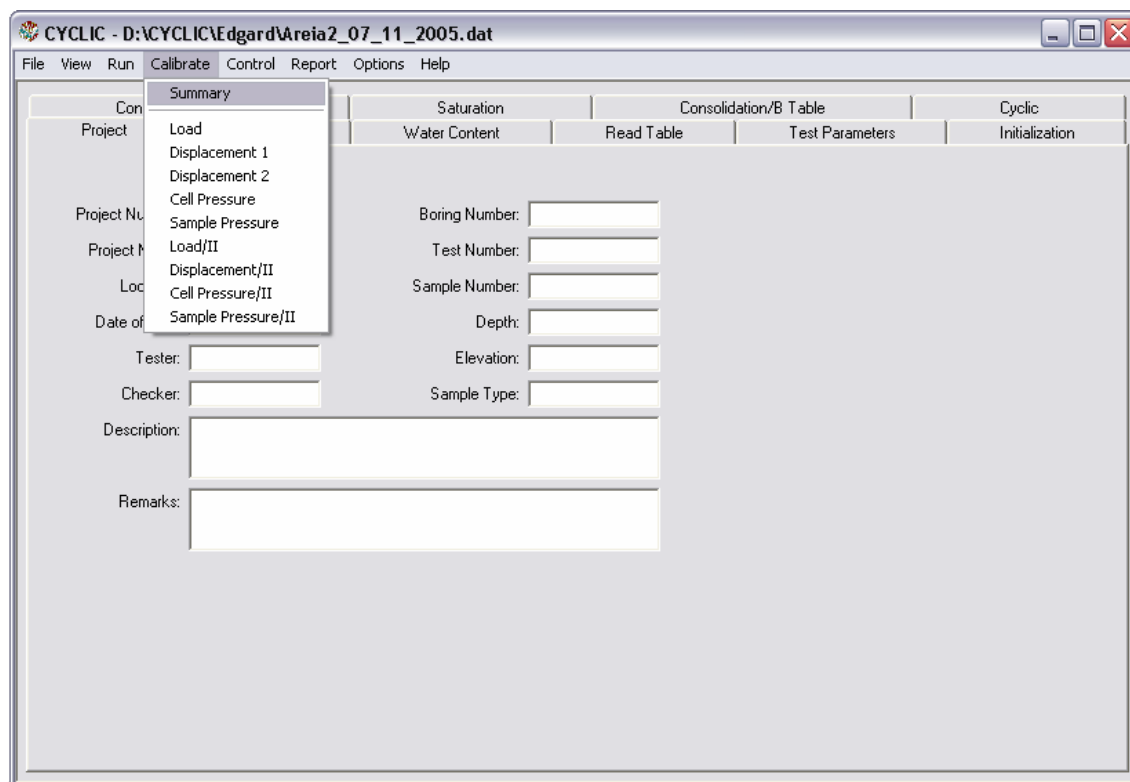


Figura 50 - Tela com os sub-comandos contidos em *Calibrate*.

- **Summary**: exibe uma janela onde são armazenados a constante e o offset de cada canal.
- Todos os outros: abre uma janela onde é feita a calibração e obtidos a constante e o offset de cada canal.

➤ **Comando Control**

São os comandos pelos quais é feito o controle manual dos equipamentos.

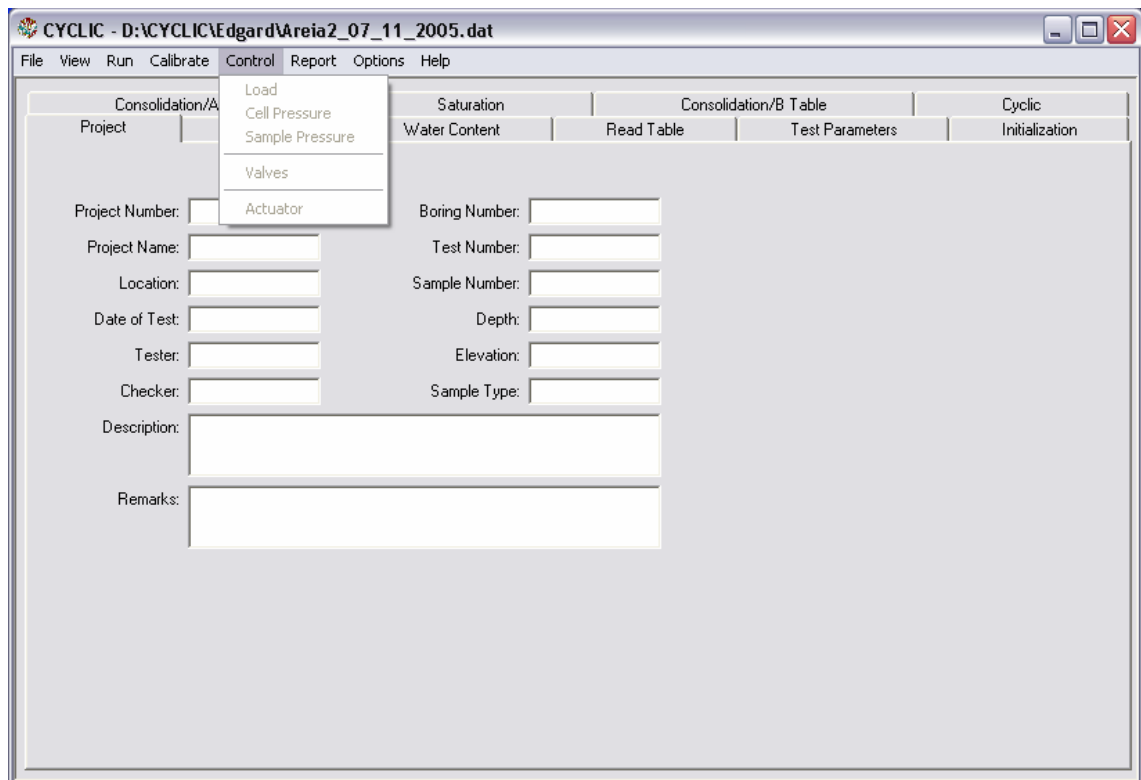


Figura 51 - Tela com os sub-comandos contidos em *Control*.

- Load: abre uma janela onde se estabelece um valor de força para a LT aplicar na amostra.
- Cell Pressure: abre uma janela onde se estabelece um valor de pressão para a FTCell aplicar no interior da célula (σ_3).
- Sample Pressure: abre uma janela onde se estabelece um valor de pressão para a FTSample aplicar na amostra (contra-pressão).
- Valves: abre uma janela onde se controla a abertura e fechamento das válvulas das FTSample e FTCell.
- Actuator: abre uma janela onde se estabelece um valor de força para o atuador aplicar na amostra.

➤ **Comando Report:**

São os comandos onde se obtém a visualização dos resultados dos ensaios. Os comandos encontrados são

- Graph: no qual são dispostos os resultados dos ensaios realizados em forma de gráfico.
- Settings: onde é feita a configuração dos dados de saída.
- Edit: permite a edição dos dados do ensaio.

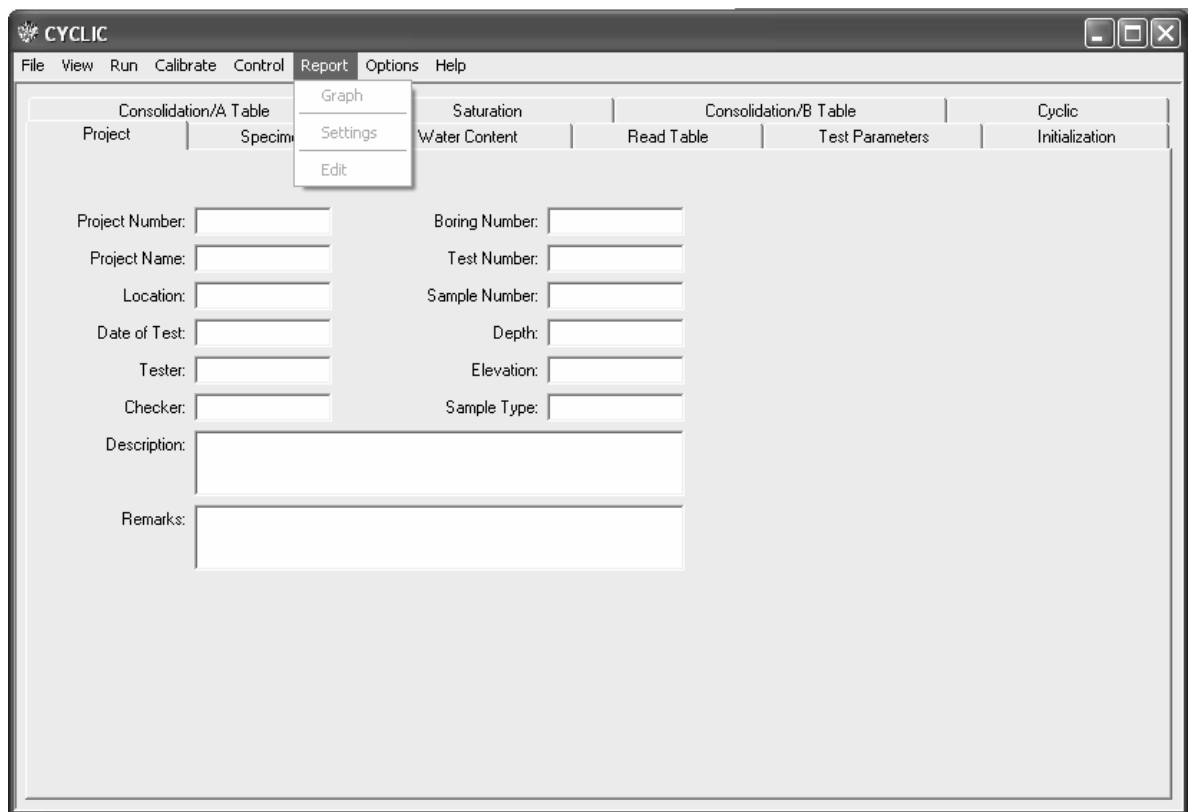


Figura 52 - Tela com os sub-comandos contidos em *Report*.

➤ **Comando *Options***

São os comandos onde se alteram as configurações dos equipamentos.

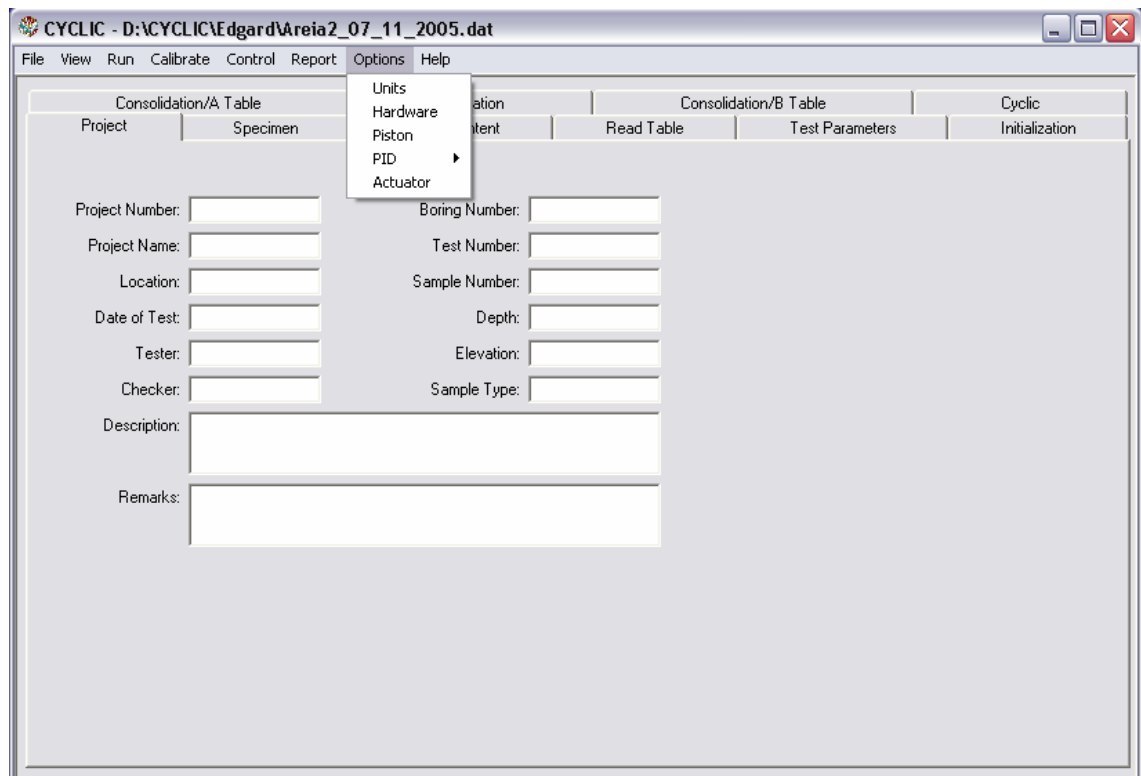


Figura 53 - Tela com os sub-comandos contidos em *Options*.

- Units: configuração das unidades utilizadas.
- Hardware: configuração de algumas opções de hardware (não é aconselhada a mudança desses fatores, salvo sob orientação dos professores).
- Piston: dados do pistão como área, peso, atrito.
- PID: não alterar esses parâmetros, salvo sob orientação do pessoal da GEOCOMP.
- Actuator: configurações do atuador (não é aconselhada a mudança desses parâmetros, salvo sob orientação dos professores).

IMPORTANTE! Antes de se passar para a fase de testes, é necessário que o usuário calibre e confira a calibração dos equipamentos, e também preencha corretamente todas as configurações disponíveis no comando *Options*.

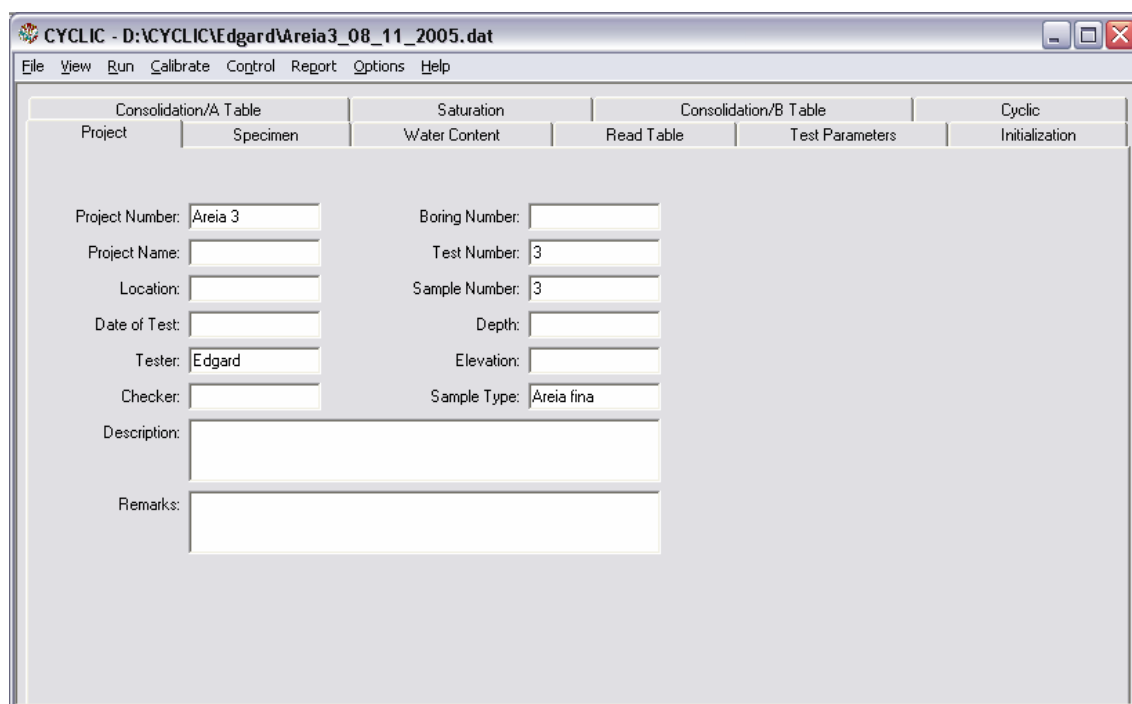
ENTRANDO COM OS DADOS E ENTENDENDO COMO O PROGRAMA REALIZA O TESTE:

As tabelas de entrada de dados se dividem em dois grupos: um onde são fornecidas informações referentes ao projeto e ao corpo de prova e um segundo onde são fornecidos os dados que realizarão o ensaio. Nota-se que a ordem de apresentação das tabelas é a mesma ordem na qual elas devem ser preenchidas para a realização dos ensaios.

➤ **Entrada das informações referentes ao projeto e corpo de prova**

➤ **Tabela *Project***

A primeira tabela a ser preenchida é a tabela *Project* (Figura 54).



The screenshot shows a software window titled "CYCLIC - D:\CYCLIC\Edgard\Areia3_08_11_2005.dat". The window has a menu bar with "File", "View", "Run", "Calibrate", "Control", "Report", "Options", and "Help". Below the menu bar is a tabbed interface with four tabs: "Consolidation/A Table", "Saturation", "Consolidation/B Table", and "Cyclic". The "Consolidation/A Table" tab is active and contains a sub-tabbed interface with "Project" and "Specimen" tabs. The "Project" sub-tab is selected and contains the following data entry fields:

Project Number:	Areia 3	Boring Number:	
Project Name:		Test Number:	3
Location:		Sample Number:	3
Date of Test:		Depth:	
Tester:	Edgard	Elevation:	
Checker:		Sample Type:	Areia fina
Description:			
Remarks:			

Figura 54 - Tabela *Project*.

Nessa tabela são preenchidos dados do projeto como nome, localização, data, tipo de amostra e outros dados desse tipo. Pela simplicidade da tabela, não aprofundaremos em seu conteúdo.

A segunda tabela a ser preenchida é a tabela *Specimen* (Figura 55).

Figura 55 - Tabela *Specimen*.

➤ **Tabela Water Content**

Depois, a tabela *Water Content*, é a próxima a ser preenchida (Figura 55).

Figura 56 - Tabela *Water Content*.

Nessa tabela são preenchidos dados relativos ao teor de umidade do corpo de prova.

➤ **Tabela Read Table**

Logo após vem a tabela *Read Table* (Figura 57).

	Time (sec)	Strain (%)	Displacement (mm)	Volume (cc)
1	0.	0.	0.	0.
2	5.	0.1	2.54e-002	1.e-002
3	10.	0.	0.	0.
4	20.	0.	0.	0.
5	0.	0.	0.	0.
6	0.	0.	0.	0.
7	0.	0.	0.	0.
8	0.	0.	0.	0.
9	0.	0.	0.	0.
10	0.	0.	0.	0.

Figura 57 - Tabela *Read Table*.

Aqui o usuário determina várias possibilidades de intervalos para o sistema de aquisição de dados fazer as leituras. Existem quatro parâmetros pelos quais os intervalos entre as leituras podem ser determinados: variações de tempo, deformações, deslocamentos ou volume. Nas janelas de entrada de dados de cada fase do ensaio, o usuário poderá escolher qual parâmetro será utilizado para determinar os intervalos entre as leituras feitas naquela fase. Um ponto que deve ser ressaltado é o fato de que o programa utiliza o intervalo entre os dois últimos valores de cada coluna para continuar fazendo as leituras após o atingir os valores mais elevados existentes nas colunas.

➤ **Tabela Test Parameters**

A próxima tabela a ser preenchida é a tabela *Test Parameters* (Figura 58).

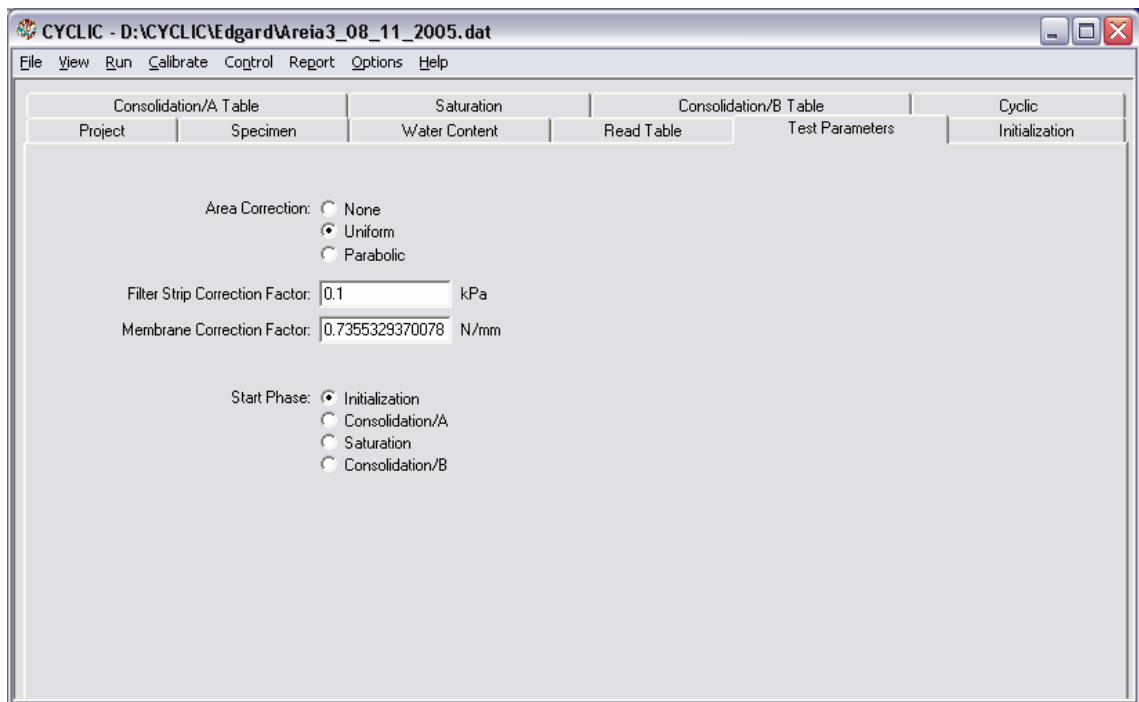


Figura 58 - Tabela *Test Parameters*.

Nessa tabela são determinados alguns parâmetros para a realização dos testes. Com exceção da *Start Phase*, o autor recomenda que sejam utilizados os mesmos valores e opções que estão na tabela acima. Nas opções do comando *Start Phase*, o usuário pode escolher em qual fase o ensaio irá iniciar.

➤ **Entrada dos dados para realização do ensaio**

Para a realização do ensaio é necessário que exista uma fase de percolação de água deaerada pelo corpo de prova antes de iniciar-se o ensaio propriamente dito. Essa percolação é feita com o auxílio de um reservatório existente na parede ao lado da prensa. A saída do reservatório deve ser ligada ao canal por onde se aplica contrapressão e uma das saídas ligadas ao topo do corpo de prova deve ser aberta para “sangrar” o mesmo.

Para evitar danos ao corpo de prova, os autores recomendam que seja aplicado, manualmente, uma pressão na célula no valor de 15 kPa durante toda a fase de percolação. Essa fase deve durar um intervalo não menor que 12 horas.

As tabelas que serão apresentadas a seguir comandam as fases do ensaio. Visto que, além de saber preencher essas tabelas, é necessário

também que o usuário entenda como o programa realiza cada passo de cada etapa do ensaio, portanto aqui serão mescladas explicações e tabelas na tentativa de tornar mais fácil o entendimento do processo como um todo. Começemos então com algumas explicações.

O programa CYCLYC realiza o ensaio triaxial cíclico em cinco etapas distintas:

- Initialization;
 - Consolidation/A
 - Saturation
 - Consolidation/B
 - Cyclic Phase
-
- **Fase de Inicialização (*Initialization*)**

Na fase *Initialization* o programa aplica um estado de tensões inicial gerando um pré-confinamento que possibilita ser feita uma conferência geral do equipamento. Esse estado de tensões define a tensão efetiva que vai ser mantida na amostra durante a fase de saturação. A tabela de entrada de dados da fase *Initialization* está apresentada na Figura 59, e vem preenchida com os valores recomendados pelos autores deste manual.

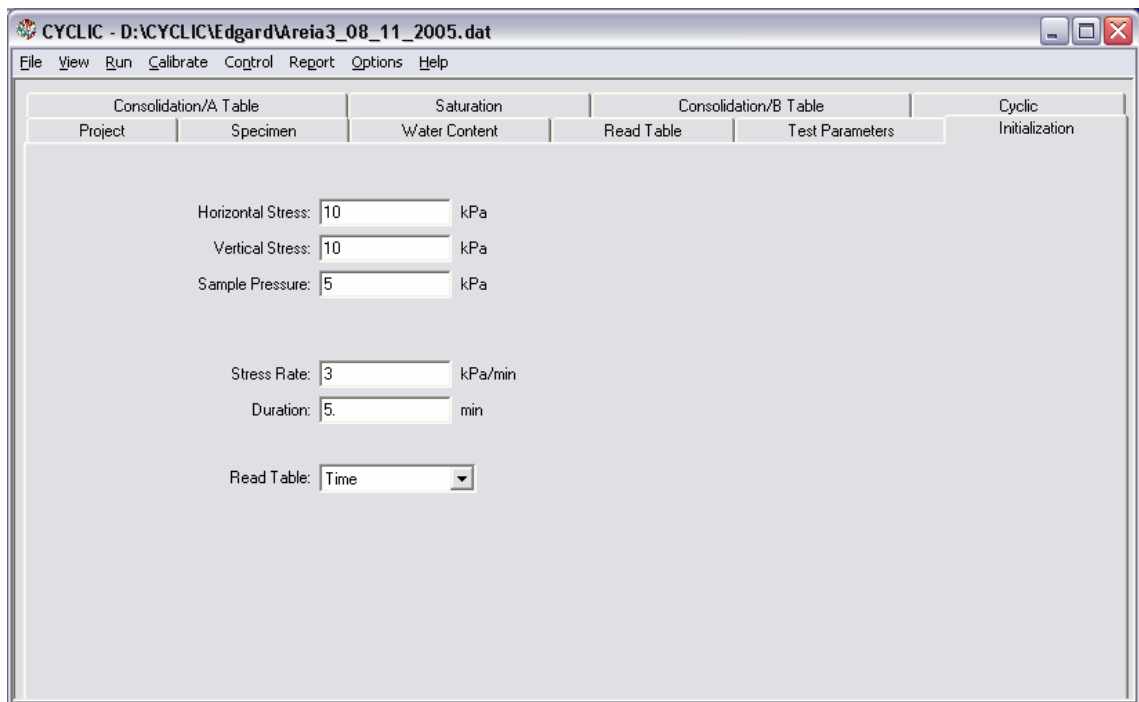


Figura 59 - Tabela da fase de inicialização.

- Horizontal Stress: valor de σ_3 que será aplicado no corpo de prova durante essa fase.
- Vertical Stress: valor de σ_1 que será aplicado no corpo de prova durante essa fase.
- Sample Pressure: valor de contrapressão que será aplicado no corpo de prova durante essa fase.
- Stress Rate: razão de aplicação das tensões.
- Duration: tempo que as tensões definidas acima serão mantidas na amostra antes do início da fase Consolidation/A.
- Read Table: parâmetro pelo qual o programa irá determinar o intervalo entre as leituras.

Nesta fase não há nenhum ponto relevante a ser mencionado, o programa somente eleva as tensões ao nível estabelecido, na razão ordenada e mantém esse nível de tensões por um determinado intervalo de tempo (*Duration*). Antes de iniciar o ensaio, o usuário deve, manualmente, levar as tensões e a carga vertical para valores inferiores aos que foram determinados na tabela acima, pois nessa fase o equipamento não diminui o valor das tensões e, caso alguma das tensões atuantes no corpo de prova seja maior que as especificadas na janela *Inicialization*, o programa CYCLIC trava e não

procede com o ensaio. Lembrar de corrigir a carga através do peso do pistão e força de atrito. Essa correção deve ser feita porque o programa CYCLIC determina a carga aplicada no corpo de prova através da seguinte equação:

$$P_{\text{aplicado}} = P_{\text{calculado}} - (P_{\text{pistão}} + P_{\text{top-cap}}) + P_{\text{atrito}} \quad (5)$$

➤ **Fase de Consolidação/A (Consolidation/A)**

O programa CYCLIC dá ao usuário a opção de consolidar o corpo de prova antes da fase de saturação, mas como isso não interessa no ensaio em questão, a tabela correspondente à fase *Consolidation/A* deve ter todos seus valores preenchidos com zero, como é mostrado abaixo.

	Effective Horizontal Stress (kPa)	Effective Vertical Stress (kPa)	Stress Rate (kPa/min)	Duration Type	Maximum Duration (min)	Minimum Duration (min)	T100 Offset (min)	Read Table
1	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
2	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
3	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
4	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
5	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
6	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
7	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
8	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
9	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
10	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time

Figura 60 - Tabela *Consolidation/A*.

➤ **Fase de Saturação (Saturation)**

A fase que segue é a fase de saturação. Nessa fase o CYCLIC aumenta o estado de tensões em que está submetido o corpo de prova, mantendo sempre constante a tensão efetiva, de modo a atingir a saturação a amostra. A tabela que comanda a fase de saturação é apresentada abaixo (Figura 61).

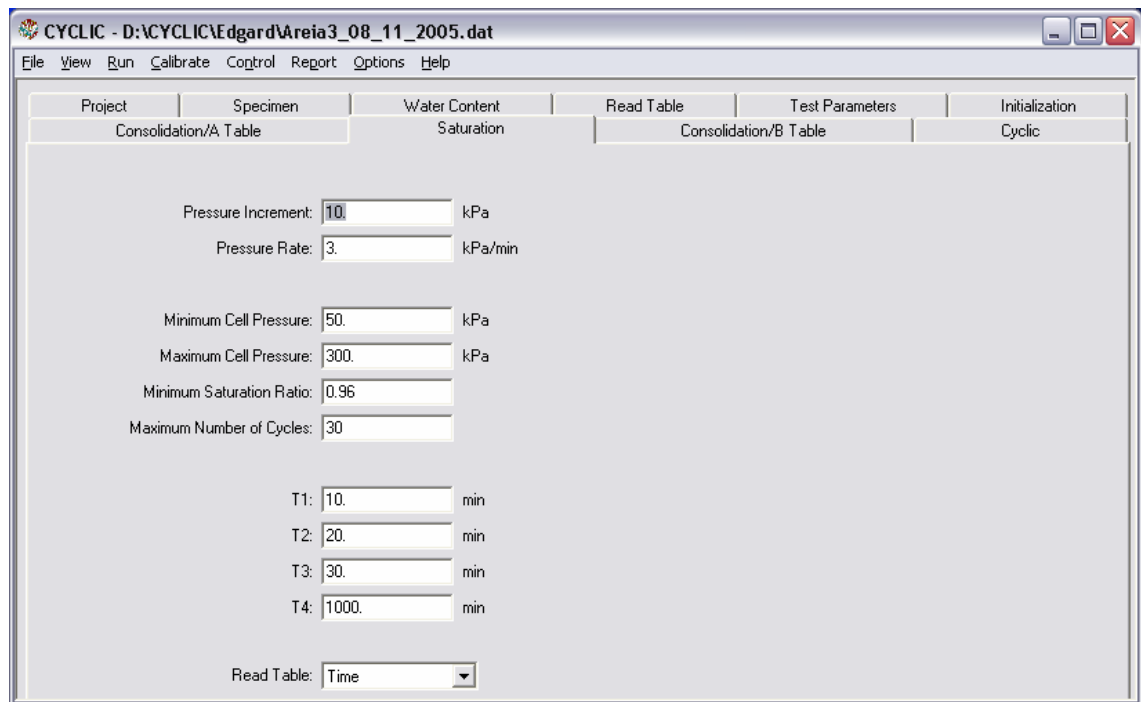


Figura 61 - Tabela *Saturation*.

- Pressure Increment: valor que σ_3 será aumentado em cada passo.
- Pressure Rate: razão na qual as tensões serão alteradas.
- Minimum Cell Pressure: valor mínimo de σ_3 que o ensaio passará para a próxima fase, mesmo se B atingir o valor desejado.
- Maximum Cell Pressure: valor máximo que σ_3 irá atingir na saturação. A partir desse valor o CYCLIC irá iniciar os ciclos de descarregamento/carregamento.
- Minimum Saturation Ratio: valor mínimo desejado para o parâmetro B de Skempton.
- Maximum Number of Cycles: número máximo de ciclos de carregamento/d Descarregamento que o programa irá realizar antes de entrar em T4.
- T1: intervalo no qual as tensões efetivas ficam desviadas de seu estado inicial.
- T2: intervalo no qual as tensões efetivas ficam mantidas em seu estado inicial, após uma leitura insatisfatória do parâmetro B e a aplicação de contrapressão.
- T3: intervalo no qual as tensões totais são diminuídas no início de cada ciclo de descarregamento/carregamento.

- T4: intervalo que o programa espera entre o momento que Maximum Number of Cycles é atingido e o início da próxima fase.
- Read Table: parâmetro pelo qual o programa irá determinar o intervalo entre as leituras.

A fase de saturação é conduzida da seguinte maneira:

1) É aumentado o valor de σ_3 (*Pressure Increment*), mantendo o volume da FTSample constante (portanto não há influência da FTSample na variação da poro pressão) e é registrada a variação da poro pressão nesse intervalo. Esse incremento de σ_3 gera uma variação na tensão efetiva que o corpo de prova está submetido.

2) Este novo estado de tensões é mantido por um tempo (T1).

3) Simultaneamente à fase final da aplicação de σ_3 e o intervalo T1, é calculado pelo CYCLIC o valor do parâmetro B de Skempton, para se saber o grau de saturação do corpo de prova.

4) Caso o valor calculado do parâmetro B seja satisfatório, o programa inicia a fase de consolidação do corpo de prova. Caso contrário, o CYCLIC aumenta a contrapressão no corpo de prova até o valor de tensão efetiva retornar ao seu estado inicial (valor definido na inicialização). Esses valores de tensão são mantidos por um intervalo de tempo (T2).

5) Após o término de T2, é aplicado mais um incremento de σ_3 ocorrendo a repetição de todo o procedimento descrito acima. Caso o parâmetro B não atinja um valor satisfatório, o CYCLIC repete esse procedimento até que σ_3 atinja certo valor (*Maximum Cell Pressure*).

6) Caso o valor *Maximum Cell Pressure* seja atingido e o valor de B não seja satisfatório, o programa abaixa as tensões (T3) no valor de 1 passo (*Pressure Increment*) e sobe novamente lendo o valor de B, na tentativa de atingir a saturação. O programa faz esse ciclo de diminuir e aumentar as tensões um certo número de vezes (*Maximum Number of Cycles*).

7) Se o valor do *Maximum Number of Cycles* for atingido e o valor de B continuar insatisfatório, o CYCLIC espera um intervalo de tempo (T4) até passar para a próxima fase (*Consolidation/B*).

➤ **Fase Consolidação/B (Consolidation/B)**

Quando é atingido o valor especificado de B ou ao final de T4, o CYCLIC avança o ensaio para a fase *Consolidation/B*. Nessa fase o programa mantém constante a poro pressão no corpo de prova e imprime incrementos de σ_3 (*Effective Horizontal Stress*), sob condição drenada, e mantém essa condição até que ocorra 100% do adensamento primário da amostra (até que seja atingido T100). O CYCLIC repete esse passo até que seja atingida a tensão de confinamento desejada.

O programa utiliza o Método da Raiz Quadrada do Tempo para calcular T100, após atingir T100, o programa espera um intervalo (*T100 Offset*) até avançar para o próximo passo. A Figura 62 traz a tabela que comanda a fase *Consolidation/B*.

	Effective Horizontal Stress (kPa)	Effective Vertical Stress (kPa)	Stress Rate (kPa/min)	Duration Type	Maximum Duration (min)	Minimum Duration (min)	T100 Offset (min)	Read Table
9	90.	90.	2.	Volume	10.	2.	1.	Time
10	100.	100.	2.	Volume	10.	2.	1.	Time
11	110.	110.	2.	Volume	10.	2.	1.	Time
12	120.	120.	2.	Volume	10.	2.	1.	Time
13	130.	130.	2.	Volume	10.	2.	1.	Time
14	140.	140.	2.	Volume	10.	2.	1.	Time
15	150.	150.	2.	Volume	10.	2.	1.	Time
16	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
17	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time
18	0.	0.	0.	Displacement	0.	0.	0.	Time

Ko Consolidation
 Ko Gain: 0. kPa/min
 Ko Pressure Limit: 0. kPa

Figura 62 - Tabela Consolidation/B.

- 1ª Coluna (sem nome): número do passo.
- Effective Horizontal Stress: valor de tensão efetiva horizontal que será submetido o corpo de prova naquele passo (nota-se que no exemplo a evolução é de 10 em 10 KPa).

- Effective Vertical Stress: valor de tensão efetiva vertical que será submetido o corpo de prova naquele passo (nota-se que no exemplo a evolução é de 10 em 10 KPa).
 - Stress Rate: razão pela qual as tensões serão aumentadas.
 - Duration Type: parâmetro pelo qual o programa irá medir as variações do corpo de prova (sempre se deve usar a variação volumétrica, exceto nos casos de consolidação K_0 , onde o mais indicado é usar a variação de deslocamento).
 - Maximum Duration: duração máxima de cada passo.
 - Minimum Duration: duração mínima de cada passo.
 - T100 Offset: intervalo que o programa espera entre o momento que T100 é atingido e o início do próximo passo.
 - Read Table: parâmetro pelo qual o programa irá fazer as leituras.
- **Fase Cíclica (*Cyclic*)**

Depois de finalizada a fase *Consolidation/B*, o programa inicia a fase de aplicação do carregamento cíclico. A janela que comanda essa fase está apresentada na Figura 63.

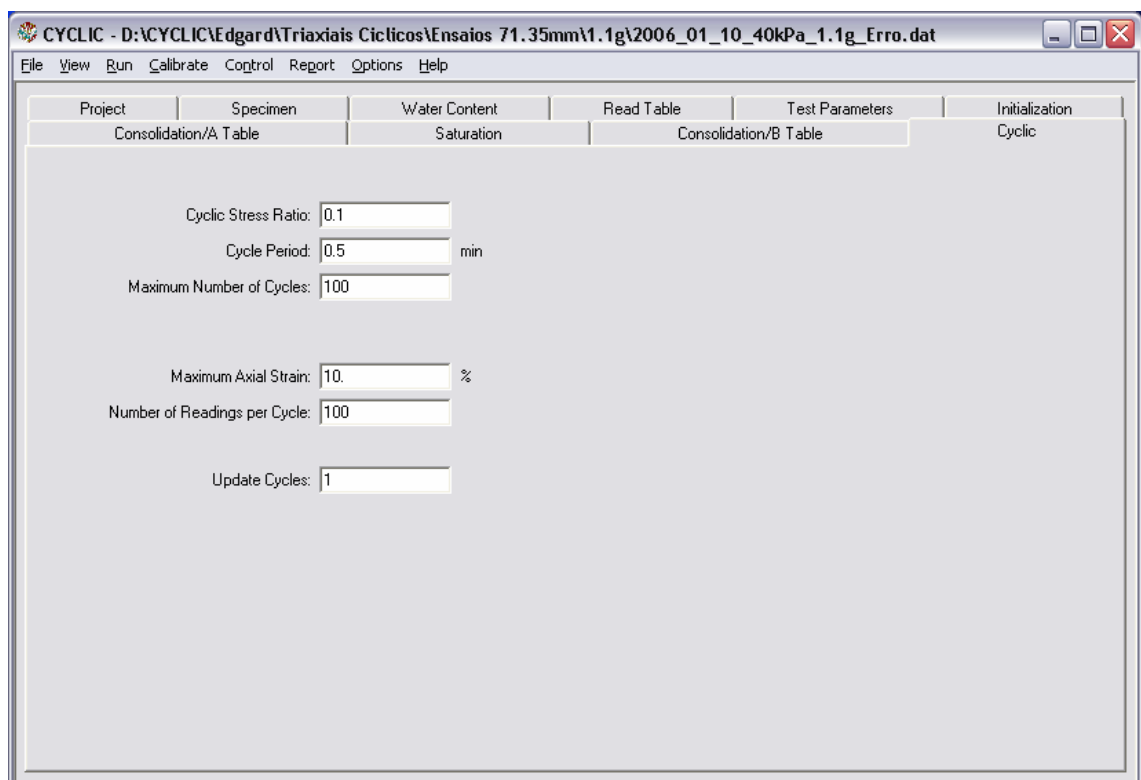


Figura 63 - Tabela Cyclic.

- Cyclic Stress Ratio (CSR): é a razão entre a metade da tensão desviadora pela tensão efetiva de confinamento. A norma EM 1110-2-1906 (1980) da ASTM define CSR com a seguinte expressão:

$$CSR = \pm \frac{\sigma_{d_{cyclic}}}{2 * \sigma'_{3c}} \quad (6)$$

- Cycle Period: período do ciclo.
- Maximum Number of Cycles: máximo número de ciclos do ensaio.
- Maximum Axial Strain: é a máxima deformação axial em um ciclo. O sistema desligará quando a deformação de pico-a-pico de um ciclo exceder esse valor.
- Number of Readings per Cycle: número de leituras por ciclo.
- Update Cycles: período em que as informações serão atualizadas na tela durante a fase cíclica do ensaio.

Quando vai ser iniciada a fase cíclica, o usuário deve realizar uma série de alterações no sistema para o bom andamento do ensaio. O usuário deverá ligar a bomba hidráulica. Deverá substituir o sistema de aplicação de σ_3 por um sistema de ar comprimido para prevenir oscilações durante a fase cíclica. Fechar a válvula da FTSample, para evitar influências no excesso de poro pressão e na variação de volume. O sistema irá criar um colchão de ar no topo do interior da célula para ajudar a absorver as oscilações de σ_3 . O sistema irá abaixar, simultaneamente, o pistão do atuador e o prato da LT até posicionar o pistão, quando isso acontecer o teste se inicia automaticamente.