

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
PROGRAMA DE MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES**

**VERIFICAÇÃO DA ANISOTROPIA EM SOLOS DO SUBLEITO DA REGIÃO
METROPOLITANA DE FORTALEZA PERTENCENTES À FORMAÇÃO
BARREIRAS**

Bartolomeu Pessoa Cabral

**Dissertação submetida ao Programa de
Mestrado em Engenharia de Transportes da
Universidade Federal do Ceará, como parte
dos requisitos para a obtenção do título de
Mestre em Ciências (M.Sc) em Engenharia de
Transportes**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Lucas Tadeu Barroso de Melo

Fortaleza/CE

2005

FICHA CATALOGRÁFICA

PESSOA CABRAL, BARTOLOMEU

Verificação da Anisotropia em Solos do Subleito da Região Metropolitana de Fortaleza Pertencentes à Formação Barreiras. Fortaleza, 2005

126 fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

1 – Transportes

2 – Solos

3 – Subleito

4 – Pavimentação

5 – Anisotropia

6 – Formação Barreiras

CDD 388

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PESSOA CABRAL, B. (2005) Verificação da Anisotropia em Solos do Subleito da Região Metropolitana de Fortaleza Pertencentes à Formação Barreiras, Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará - Fortaleza. CE, 126 fl

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Bartolomeu Pessoa Cabral

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Verificação da Anisotropia em Solos do Subleito da Região Metropolitana de Fortaleza Pertencentes à Formação Barreiras,

É concedida à Universidade Federal do Ceará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Bartolomeu Pessoa Cabral

Rua Marechal Deodoro, 421, Apto.103/A – Bairro Benfica

CEP: 60.020-060 – Fortaleza /CE – Brasil

VERIFICAÇÃO DA ANISOTROPIA EM SOLOS DO SUBLEITO DA REGIÃO
METROPOLITANA DE FORTALEZA PERTENCENTES À FORMAÇÃO
BARREIRAS

Bartolomeu Pessoa Cabral

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE
MESTRADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO CEARÁ COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA
A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES

Aprovado por:

Prof. Lucas Tadeu Barroso de Melo, PhD

(Orientador)

Prof. Jorge Barbosa Soares, PhD

(Examinador Interno)

Profª. Suelly Helena de Araújo Barroso, D Sc

(Examinador Interno)

Prof. Roberto Francisco de Azevedo, PhD

(Examinador Externo)

Prof. Ivaldo Dário da Silva Pontes Filho, D.Sc

(Examinador Externo)

DEDICATÓRIA

Como tem sempre acontecido, é ela, Regina Stella a primeira a quem dedico tudo o que tenho feito durante todos estes anos em que temos lutado juntos para o nosso bem e dos nossos filhos.

Dedico também este trabalho aos meus filhos, Eduardo, Pedro e Danielle, que procuraram me incentivar a fazer este mestrado, justamente nos momentos em que me mostrava estar assim meio sem vontade.

Cabe aqui também uma dedicação carinhosa a minha mãe, um esteio da família, e que esteve aqui conosco, nesta dimensão, até poucos meses atrás.

AGRADECIMENTOS

Tenho muito a agradecer:

Primeiramente a Deus, nosso protetor em todos os momentos, por me conservar o vigor físico e vontade permanente na realização de metas propostas;

Ao Prof. Lucas Melo, que como orientador me mostrou caminhos a seguir durante a pesquisa e se mostrou incansável quanto a indicar diretrizes para que este trabalho atendesse à expectativa dele e minha;

Ao Prof. Jorge Barbosa, com quem conversei primeiramente acerca do assunto que escolhi para dissertação e de quem encontrei incentivo permanente, fazendo correções repetidas do projeto, orientando na formatação da dissertação e colocando o Laboratório de Mecânica dos Pavimentos a meu dispor, inclusive com o apoio financeiro para a realização dos ensaios;

Ao pessoal do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos, pela ajuda permanente que me deram durante a execução dos ensaios na prensa triaxial dinâmica;

Ao Germano, ao Roberto e à Aninha, do Laboratório de Mecânica dos Solos, pela inestimável ajuda durante os ensaios com a prensa triaxial estática;

Às Prof^{as} Carisia e Sarita pelas várias conversas de caráter técnico que mantivemos e que muito esclareceram sobre dificuldades nos ensaios triaxiais estáticos que estavam sendo realizados para esta dissertação;

À Annie, secretária do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos, sempre prestativa quando a procurei para resolver problemas relacionados com os ensaios ou na busca de referências bibliográficas;

Aos meus colegas de mestrado, que me ajudaram sempre que lhes procurava para solucionar problemas de informática ou para discussão de dúvidas sobre assuntos técnicos;

Ao Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco pela inestimável ajuda ao executar ensaio triaxiais estáticos CD em corpos de prova indeformados deste estudo;

Aos Gerentes da Área de Construção Civil do Cefet-Ce, que foram compreensivos quanto à distribuição das aulas, a fim de que me sobrasse tempo para cuidar do mestrado com a maior dedicação possível.

Resumo da Dissertação submetida ao PETRAN/UFC como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências (M. Sc.) em Engenharia de Transportes

VERIFICAÇÃO DA ANISOTROPIA EM SOLOS DO SUBLEITO DA REGIÃO
METROPOLITANA DE FORTALEZA PERTENCENTES À FORMAÇÃO
BARREIRAS

Bartolomeu Pessoa Cabral

Junho / 2005

Orientador: Lucas Tadeu Barroso de Melo

Verificação da Anisotropia em Solos do Subleito da Região Metropolitana de Fortaleza pertencentes à Formação Barreiras é um estudo experimental para verificar o comportamento tensão \times deformação em corpos de prova indeformados, preparados nas direções vertical e horizontal, a partir de blocos coletados em cinco locais diferentes da Região Metropolitana de Fortaleza, com o objetivo de verificar a anisotropia por meio da análise de seus módulos resilientes, elásticos e parâmetros de ruptura. Com o material investigado foram realizados ensaios de caracterização, de cisalhamento direto e triaxiais estático e dinâmico. Os resultados apontaram um comportamento anisotrópico desses solos, o que ressalta a importância da escolha de modelos constitutivos capazes de simular esta realidade quando do dimensionamento de pavimentos pelo método mecanístico.

Abstract of Thesis submitted to PETRAN/UFC as a partial fulfillment of the requirement for the degree of Master of Science (M. Sc.) in Transportation Engineering

ANISOTROPY VERIFICATION OF SOILS FROM BARREIRAS FORMATION AT THE FORTALEZA METROPOLITAN AREA

Bartolomeu Pessoa Cabral

Junho / 2005

Advisor: Lucas Tadeu Barroso de Melo

This experimental study aims in verifying the stress-strain behavior of undisturbed samples, prepared from soil blocks collected in five different locations in the Fortaleza Metropolitan Area. After characterizing the material, anisotropy was verified by analyzing the results of direct shear, static and dynamic triaxial tests. The results showed that the investigated material presents anisotropy and therefore the selection of constitutive models to simulate the material stress-strain behavior must take that into account.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO	1
1.1 PROBLEMA DA PESQUISA.....	4
1.2 HIPÓTESE.....	4
1.3 OBJETIVOS GERAIS.....	4
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	5

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	6
2.2 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS NA ANÁLISE DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES.....	7
2.3 ANISOTROPIA.....	9
2.4 O ESTADO DA ARTE.....	12

CAPÍTULO 3

COLETA DAS AMOSTRAS E PREPARO DOS CORPOS DE PROVA PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAL DINÂMICO E TRIAXIAL ESTÁTICO	23
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	23
3.2 COLETA DAS AMOSTRAS.....	23
3.3 PREPARO DOS CORPOS DE PROVA PARA O ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO.....	27
3.4 PREPARO DOS CORPOS DE PROVA PARA O ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO.....	29

CAPÍTULO 4

CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS	31
4.1 ENSAIOS DE GRANULOMETRIA.....	31

4.2 ENSAIOS DE LIMITE DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE.....	32
4.3 CLASSIFICAÇÃO HRB.....	33
4.4 DETERMINAÇÃO DO FATOR DE FORMA MÉDIO DAS PARTÍCULAS.....	34
4.5 VISUALIZAÇÃO DO FECHAMENTO DOS VAZIOS NAS DUAS DIREÇÕES.....	36
 CAPÍTULO 5	
APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	39
5.1 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	39
5.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	40
5.3 ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO.....	41
5.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO.....	42
5.5 ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO.....	45
5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO.....	49
 CAPÍTULO 6	
CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	71
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73
 ANEXOS I	
PLANILHAS DOS ENSAIOS TRIAXIAL DINÂMICO.....	77
 ANEXOS II	
PLANILHAS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA DOS SOLOS DOS BLOCOS	89
 ANEXOS III	
PLANILHAS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	95
 ANEXOS IV	
PLANILHAS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS ESTATICOS CD	113
 ANEXOS V	
RELATÓRIO EMITIDO PELO LAB. SOLOS E INSTRUMENTAÇÃO	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1	Identificação dos blocos indeformados e corpos de prova do ensaio triaxial dinâmico.....	28
Tabela 3.2	Umidade natural e no rompimento dos corpos de prova – ensaio triaxial dinâmico.....	29
Tabela 4.1	Distribuição granulométrica dos solos dos pontos coletados.....	31
Tabela 4.2	Valores dos LL e LP encontrados nos solos.....	33
Tabela 4.3	Classificação dos solos dos blocos conforme HRB.....	33
Tabela 4.4	Valores dos “n” encontrados para cada bloco.....	35
Tabela 5.1	Tensões cisalhantes para cps verticais e horizontais.....	40
Tabela 5.2	Valores dos ângulos de atrito interno obtidos no ensaio triaxial estático CD.....	45
Tabela 5.3	Seqüência de cargas dinâmicas aplicadas no condicionamento dos cps.....	48
Tabela 5.4	Tensões confinante e desvio do Método ME – 131/96.....	48
Tabela 5.5	Médias das deformações plásticas, elásticas e dos módulos de resiliência.....	51
Tabela 5.6	Bloco 01 – Modelos resilientes e os valores dos K.....	52
Tabela 5.7	Bloco 02 – Modelos resilientes e os valores dos K.....	53
Tabela 5.8	Bloco 03 – Modelos resilientes e os valores dos K.....	54
Tabela 5.9	Bloco 04 – Modelos resilientes e os valores dos K.....	55
Tabela 5.10	Bloco 05 – Modelos resilientes e os valores dos K.....	56
Tabela 5.11	K do melhor modelo vertical	62
Tabela 5.12	K do melhor modelo horizontal.....	63
Tabela 5.13	Médias dos K para os blocos 01,02,03 nas direções vertical e horizontal.....	63
Tabela 5.14	K do bloco 04 e modelos vertical e horizontal.....	66
Tabela 5.15	K do bloco 05 e modelos vertical e horizontal.....	68

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Camadas do pavimento em forma esquemática	1
Figura 1.2	Mapa do estado do Ceará mostrando a incidência do solo Formação Barreiras.....	2
Figura 1.3	Mapa atualizado da Região Metropolitana de Fortaleza.....	3
Figura 2.1	Coluna de pressões, partícula a partícula.....	6
Figura 2.2	Variação do ε com o ângulo de deposição da areia.....	14
Figura 2.3	Formato do diagrama mostrando a orientação das partículas.....	17
Figura 2.4	Estrutura interna numérica das argilas (Anandarajah, 2000).....	21
Figura 3.1	Serra-copo com navalhas.....	25
Figura 3.2	Mapa da RMF mostrando a localização dos blocos.....	26
Figura 3.3	Bloco indeformado em extração.....	26
Figura 3.4	Detalhe de um prisma indeformado e isopor com prismas indeformados	27
Figura 3.5	Preparo dos corpos de prova a partir dos prismas.....	28
Figura 3.6	Preparo de corpo de prova para ensaio triaxial estático e cp pronto	30
Figura 4.1	Gráfico de granulometrias dos blocos.....	32
Figura 4.2	Fotos das partículas de solos dos blocos.....	34
Figura 4.3	Molde de aço para injeção de resina.....	36
Figura 4.4	Corpo de prova mostrando as duas faces visualizadas após cp ser serrado.....	37
Figura 4.5	Foto do fechamento dos vazios na direção vertical e horizontal.....	37
Figura 5.1	Prensa para ensaio de cisalhamento direto.....	39
Figura 5.2	Linhas de tendência par cps verticais e horizontais.....	41
Figura 5.3	Ensaio triaxial CD – Bloco 02 cps verticais – tensão \times deformação.....	43
Figura 5.4	Ensaio triaxial CD – Bloco 02 cps verticais – trajetória de tensões.....	43
Figura 5.5	Ensaio triaxial CD – Bloco 02 cps horizontais – tensão \times deformação.....	44
Figura 5.6	Ensaio triaxial CD – Bloco 03 cps horiz. – trajetória de tensões.....	44

Figura 5.7	Câmara da prensa triaxial dinâmica.....	47
Figura 5.8	Deformações com forma trapezoidal da carga aplicada.....	47
Figura 5.9	Deposição das partículas de areia com a ação da gravidade.....	49
Figura 5.10	Módulos resilientes esperado e calculado.....	57
Figura 5.11	Blocos 01,02,03 – Variação dos módulos resilientes verticais e horizontais com a tensão confinante.....	64
Figura 5.12	Blocos 01,02,03 – Variação dos módulos resilientes verticais horizontais com a tensão desvio.....	64
Figura 5.13	Blocos 01,02,03 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante.....	65
Figura 5.14	Blocos 01,02,03 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão desvio.....	65
Figura 5.15	Bloco 04 – Variação dos módulos resilientes verticais e horizontais com a tensão confinante.....	66
Figura 5.16	Bloco 04 – Variação dos módulos resilientes verticais e horizontais com a tensão desvio.....	67
Figura 5.17	Bloco 04 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante.....	67
Figura 5.18	Bloco 04 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante.....	68
Figura 5.19	Bloco 05 – Variação dos módulos resilientes verticais e horizontais com a tensão confinante.....	69
Figura 5.20	Bloco 05 – Variação dos módulos resilientes verticais e horizontais com a tensão desvio	69
Figura 5.21	Bloco 05 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante.....	70
Figura 5.22	Bloco 05 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão desvio.....	70

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AASHO Road Test* – Pista de testes da *American Association of State Highway Officials*
- CEFET-CE – Centro Federal de Educação Tecnológica do Ceará
- CD – Consolidado Drenado
- COPPE / UFRJ – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro
- CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
- CP-V – corpo de prova vertical
- CP-H – corpo de prova horizontal
- cp – corpo de prova
- cps – corpos de prova
- DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
- DET – Departamento de Engenharia de Transportes
- in situ* – no campo
- HRB – *Highway Research Board*
- IPECE – Instituto de Pesquisas Econômicas do Estado do Ceará
- LMP – Laboratório de Mecânica dos Pavimentos
- LVDT – *linear variable differential transducer* (transdutor diferencial com variável linear)
- Lat – Latitude Geográfica
- Long – Longitude Geográfica
- Mr – módulo resiliente
- Mrh – módulo resiliente horizontal
- Mrv – módulo resiliente vertical
- ME – método de ensaio
- NBR – Norma Brasileira Registrada
- NUTEC – Fundação Núcleo de Tecnologia Industrial
- Pici – Bairro da cidade de Fortaleza - Ce
- RMF – Região Metropolitana de Fortaleza
- Sigma d - σ_d – tensão desvio
- UFC – Universidade Federal do Ceará

UTEP – Universidade do Texas – *El Paso*

σ_d – tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

σ_1 – tensão principal ($\sigma_3 + \sigma_d$)

θ – primeira invariante de pressões ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

σ_3 – tensão confinante

ε_a – deformação específica axial resiliente

ε_v – deformação específica volumétrica

n – relação entre um mesmo modelo resiliente no sentido horizontal e vertical $\frac{M_{rh}}{M_{rv}}$

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Os pavimentos das rodovias são estruturas construídas em camadas. A Figura 1.1 apresenta a camada asfáltica de revestimento superior apoiada sobre duas camadas de solos chamadas tecnicamente de base e subbase, admitindo-se, no exemplo, não ser necessária a camada de reforço do subleito. Geralmente estas duas camadas são construídas com material transportado e compactado durante a execução. Há ainda uma camada de solo natural que é considerada parte da estrutura da via, conhecida como subleito e que comumente não é considerada parte do pavimento. As camadas de base e subbase recebem os esforços que são transmitidos pelos pneus dos veículos e transferem parte desses esforços para o subleito. O comportamento tensão \times deformação do subleito é o objeto de estudo desta dissertação.

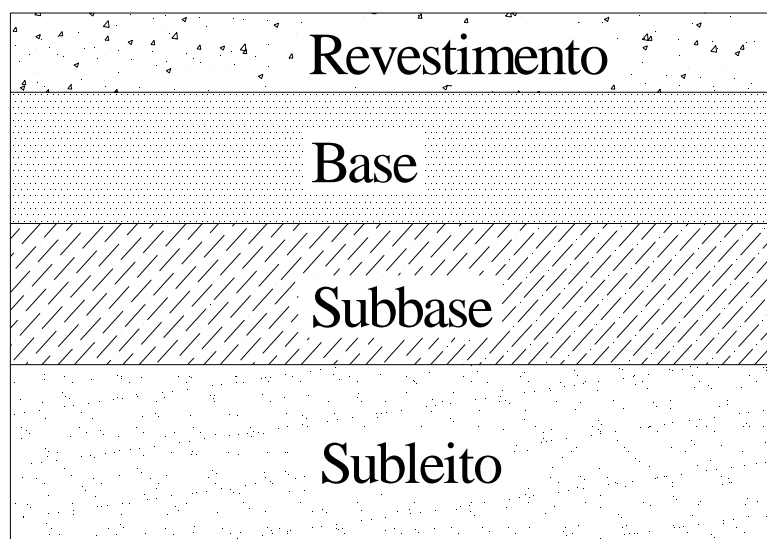


Figura 1.1 – Camadas do pavimento em forma esquemática

Supondo que o solo do subleito não é alterado pelas máquinas durante a execução das camadas do pavimento é importante que os ensaios nesses solos sejam feitos com amostras indeformadas. Particularmente, Fortaleza apresenta uma grande área com solo de subleito pertencente à Formação Barreiras. Decidiu-se, então que solos provenientes desta Formação seriam utilizados no estudo de caso.

A Formação Barreiras se estende ao longo de todo litoral do Estado do Ceará, desde Chaval, divisa com o Estado do Piauí até a cidade de Icapuí, divisa com o Estado do Rio Grande do Norte (Chaves, 2000) (Figura 1.2).

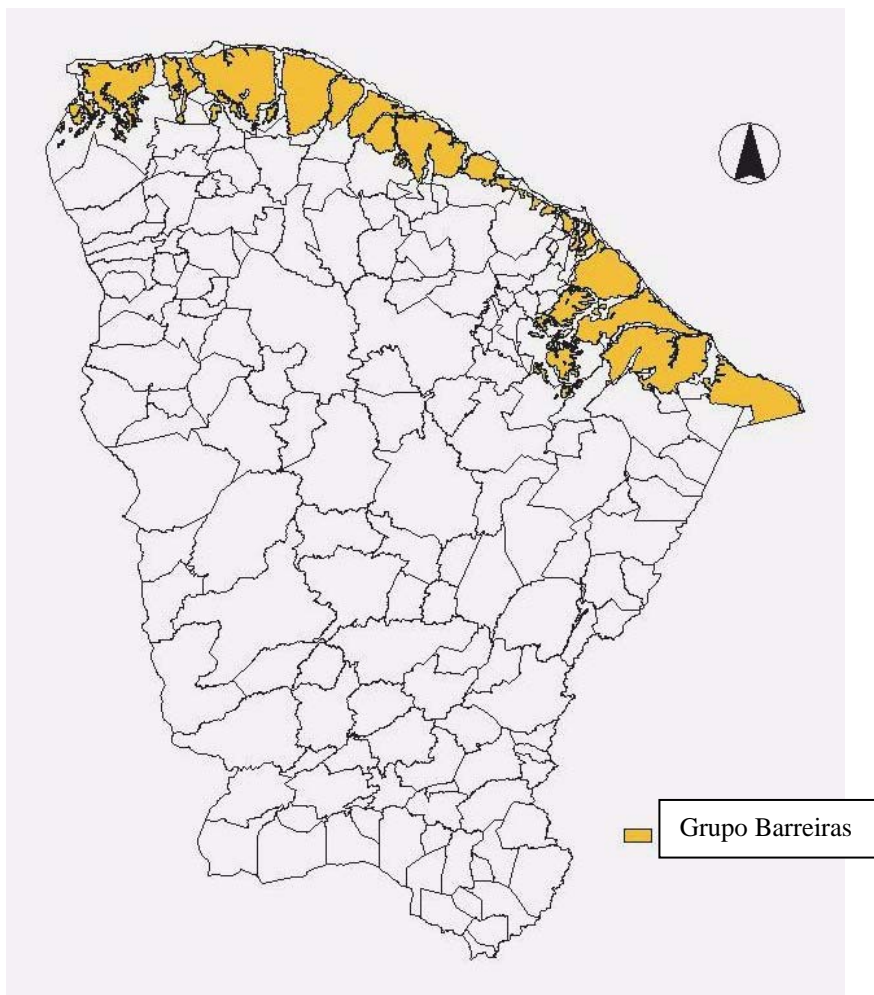


Figura 1.2 – Mapa do Estado do Ceará mostrando a incidência do solo Formação Barreiras (CPRM 2005)

Esta Formação caracteriza-se pelo acúmulo de detritos areno-argilosos, com granulometria de média a fina, abrangendo largura variável a partir do litoral e profundidade irregular em grande área da Região Metropolitana de Fortaleza (RMF) de acordo com Brandão (1995). Na RMF, estende-se irregularmente a partir de alguns quilômetros do mar, em direção aos maciços de Baturité e Guaramiranga, alcançando muitos bairros da cidade de Fortaleza, praticamente todo o município de Caucaia e todo o município de Eusébio. Em alguns pontos pode se aproximar do mar, chegando a formar falésias, como acontece nas praias de Iparana.

A RMF estava inscrita em um polígono regular (DNPM, 1998) comportando nove municípios. No decorrer da elaboração deste trabalho houve um acréscimo na área da RMF, dos municípios de Pacajús, Horizonte e São Gonçalo do Amarante, passando a conter doze municípios, conforme mostrado na Figura 1.3 (IPECE, 2005).

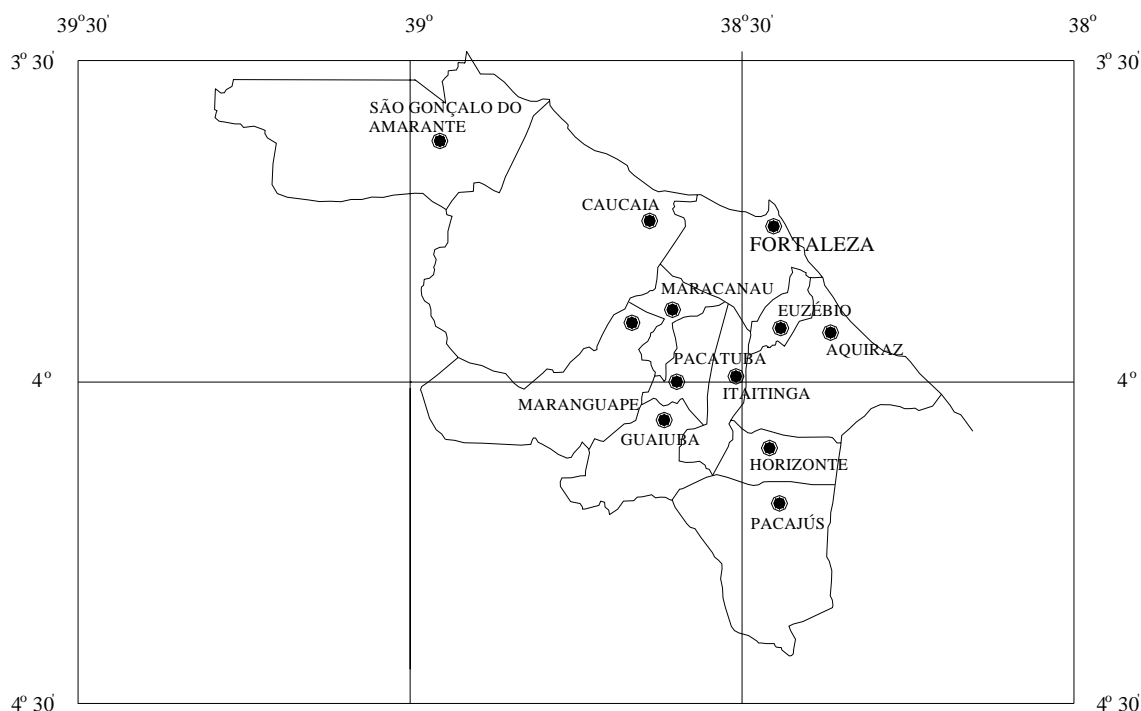


Figura 1.3 – Mapa atualizado da Região Metropolitana de Fortaleza (IPECE-2005)

Na RMF a Formação Barreiras já foi caracterizada geológica e geotecnicamente por estudos anteriores (Brandão, 1995; Chaves, 2000; Barroso, 2002), porém ainda não foi verificado se a sua estrutura interna apresenta anisotropia quanto às propriedades elásticas.

Muitas amostras deformadas de solos de Formação Barreiras foram coletadas por Chaves (2000) e Barroso (2002) dentro da RMF, tendo suas análises granulométricas mostrado um solo com partículas de tamanhos variando de 2,00 mm a 0,003 mm e densidades máximas secas do proctor normal variando entre 1,820 e 1,970. Espera-se que este trabalho ajude na compreensão dos fenômenos que ocorrem no subleito das ruas de bairros da Região Metropolitana de Fortaleza, pois há uma grande presença de irregularidades na superfície asfáltica, as quais podem ser consequência de deformações no subleito.

1.1 – Problema da Pesquisa

O problema desta pesquisa resume-se em investigar a existência da anisotropia quanto às tensões e deformações nos solos do subleito da Região Metropolitana de Fortaleza que apresenta perfil geológico Formação Barreiras, ou seja, constatar se as deformações são diferentes no sentido horizontal e vertical, para uma mesma tensão aplicada.

1.2 – Hipótese

Os solos da Formação Barreiras, pelo formato sub-arredondado das suas partículas (Figura 4.2), indica ter sido transportado. A hipótese admitida neste trabalho é que a estrutura interna formada na deposição das partículas deste solo, na época da sua formação, obedeceu a uma direção preferencial do eixo maior, tendo provocado um acamamento das partículas com o seu eixo maior tomando a direção horizontal.

1.3 – Objetivos Gerais

Verificar a anisotropia dos solos em estudo por meio da análise de seus módulos resilientes, elásticos e parâmetros de ruptura.

1.4 – Objetivos Específicos

Realizar ensaios de caracterização em amostras obtidas em locais de afloramento da Formação Barreiras. Com os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos, calibrar modelos resilientes geralmente usados em programas computacionais e verificar qual o melhor, ou seja, aquele que melhor descreve o comportamento do material quanto às tensões e deformações.

Com os ensaios triaxiais estático e de cisalhamento direto, verificar também a existência de um comportamento anisotrópico nos parâmetros de ruptura.

1.5 – Organização da Dissertação

O corpo desta dissertação foi montado obedecendo a uma seqüência de capítulos que relatam as fontes bibliográficas consultadas, as dificuldades para a decisão de como se obter as amostras indeformadas necessárias, os critérios de coleta e preparo dos corpos de prova, até os ensaios com todos os seus procedimentos, análise dos resultados e conclusão. Nos anexos estão as planilhas dos ensaios triaxiais dinâmicos, triaxiais estáticos e cisalhamento direto.

No Capítulo 2 mostra-se como as tensões são induzidas no interior do solo, as providências tomadas até agora pela Engenharia para diluir pressões com a utilização de camadas de pavimentos e investigações de pesquisadores quanto a este assunto. Comenta-se ainda sobre os vários programas computacionais usados no Brasil na análise ou dimensionamento de pavimentos pelo método mecanístico. Descreve-se os tipos de anisotropia dos solos e são mostrados os sistemas de equações relativos a um meio totalmente anisotrópico, transversalmente anisotrópico e isotrópico. Também neste Capítulo é feita a revisão bibliográfica, onde fica definida a anisotropia inerente, a anisotropia induzida e as conclusões de vários pesquisadores.

Os procedimentos para a coleta dos blocos indeformados, os cuidados com o transporte para o laboratório, os métodos de preparação dos corpos de prova para os ensaios triaxiais dinâmicos e triaxiais estáticos são descritos na Capítulo 3.

Estão contidos no Capítulo 4 todos os resultados dos ensaios de caracterização dos solos da Formação Barreiras que são importantes para este estudo.

No Capítulo 5 são descritos os ensaios de cisalhamento direto e seus resultados, os ensaios triaxiais estáticos e seus resultados, os ensaios triaxiais dinâmicos e a análise dos resultados, bem como a determinação dos parâmetros para os modelos resilientes analisados e a escolha do melhor modelo para descrição da anisotropia dos solos em estudo.

Finalmente, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões e as recomendações para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Considerações Iniciais

Nas camadas do pavimento, atuam cargas transmitidas pelos pneus dos veículos, as quais são transferidas ao interior das mesmas por uma combinação de compressão e cisalhamento, partícula a partícula. Esforços de tração não podem ser transferidos partícula a partícula no interior do solo, pois esta ligação seria feita pela coesão a qual praticamente não suporta tensões de tração. As camadas do pavimento diluem os esforços recebidos dos pneus dos veículos e induzem uma pressão no subleito, o qual deverá ter uma estrutura natural capaz de suportá-la.

Estudos experimentais de pesquisadores citados por Tutumluer e Thompson (1998) indicam que quando se aplicam esforços na superfície de um solo, as tensões nas partículas, apesar de distribuídas uniformemente pela superfície, não se interiorizam da mesma forma. O mecanismo de transferência de tensões é formado por “colunas de tensões” agindo partícula a partícula que se formam na direção de aplicação do esforço (Figura 2.1). As partículas entre colunas apenas fornecem suporte lateral. Quando a carga se torna crítica, as colunas entram em colapso e as partículas se rearranjam formando novas colunas, caso haja condições favoráveis.

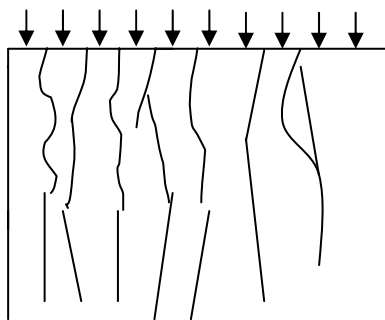


Figura 2.1 – Colunas de pressões partícula a partícula (Tutumluer e Thompson, 1998)

As fórmulas teóricas de Boussinesq (Yoder e Witczak, 1975), para a determinação das tensões e deformações em uma única camada de solo admitem que o solo seja homogêneo, isotrópico e elástico. Muitos programas computacionais que ainda consideram o solo como homogêneo e isotrópico são utilizados na análise de pavimentos (Silva, 1995). Estes programas se baseiam no método da resiliência, que

utiliza valores das tensões e deformações encontradas nas camadas do pavimento ou no subleito para o cálculo da espessura ideal de cada camada. O cálculo é geralmente feito utilizando-se bases teóricas que consideram os valores dos módulos iguais nas direções vertical e horizontal.

Há uma tendência atual dos órgãos rodoviários em usar o método da resiliência para o dimensionamento de pavimentos (Medina e Preussler, 1980; Motta, 1991; Benevides, 2000). A utilização deste método requer o conhecimento das tensões e deformações induzidas no interior do solo quando se aplicam cargas na superfície. Como as camadas de pavimento, incluindo o revestimento, têm geralmente maior rigidez que o subleito, a grande responsabilidade pelas deformações que se apresentam na superfície, principalmente nas trilhas das rodas, são originadas no subleito (Rodrigues e Felex, 1995). Elliott e Thornton (1970) advertem que na AASHO Road Test (1962) verificou-se que entre 60 e 80% das deflexões medidas na superfície foram consideradas como originadas no subleito. As tensões na superfície do subleito originam deformações que são transferidas para a superfície de rolamento causando deformações de tração na base da camada asfáltica, provocando aceleração da fadiga nesta camada (Pinto, 1991). O subleito deve ser, portanto, objeto de um estudo cuidadoso no seu comportamento quanto às tensões que são aí aplicadas pelas cargas dos veículos.

2.2 – Programas Computacionais para Análise das Tensões e Deformações

O módulo de resiliência é definido como a relação entre a tensão desvio e a deformação resiliente na direção de aplicação da tensão, e é usado nos projetos de pavimentos flexíveis por meio de programas computacionais. Como o módulo de resiliência depende dos dados obtidos nos ensaios, é importante que os resultados obtidos nos solos ensaiados dêem origem a um modelo que reflita a realidade *in situ*. Se o modelo tem baixa correlação é porque nos ensaios não são reproduzidas as mesmas condições do campo, ou seja, existem características do solo que não estão sendo consideradas.

A demanda por modelos constitutivos que representem a realidade com maior rigor exige que o fenômeno da anisotropia seja estudado e incorporado aos modelos matemáticos usados para projetos de engenharia.

Os programas mais conhecidos pelos pesquisadores, como o Fepave desenvolvido em 1962; o Elsym 5 em 1985; o Illipave em 1980; o Kenlayer em 1993 e o Michipave em 1990, são usados nos meios acadêmicos brasileiros, destacando-se entre estes, o Fepave que é largamente utilizado nas pesquisas e projetos desenvolvidos pela COPPE/UFRJ (Silva, 1995).

O programa Fepave, o qual utiliza o método dos elementos finitos, foi concebido na Universidade de Berkeley, em 1965, sendo modificado em 1966 com a finalidade de se adequar à análise de pavimentos flexíveis. Foi doado à COPPE/UFRJ em 1973 e desde então tem sido utilizado pelo alunos de mestrado e doutorado bem como pelos professores com uma grande difusão dentro do país. Em 1991, Motta fez implementações com a finalidade do mesmo ser utilizado em microcomputadores pessoais tipo PC-AT ou PC-XT, facilitando seu acesso aos profissionais da área. É um programa usado para materiais de comportamento elástico, isotrópico linear ou não linear (Silva, 1995). Na análise das camadas de pavimento supõe-se uma distribuição axissimétrica das deformações em duas dimensões e são admitidas até doze camadas para cada pavimento estudado.

O programa Illipave, que também utiliza o método dos elementos finitos, foi desenvolvido na Universidade de Illinois, tendo características semelhantes ao Fepave (Benevides, 2000), faz análise axissimétrica em duas dimensões, de materiais com comportamento linear e não linear.

O programa de análise Elsym 5, foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, teve sua versão modificada para uso em microcomputadores em 1985, analisa até cinco camadas superpostas do pavimento pelas equações de Burmister e os materiais são considerados homogêneos, isótropos e elásticos lineares. O programa fornece as tensões e deformações horizontais e verticais em qualquer ponto do sistema.

O programa Kenlayer, desenvolvido por Huang, na Universidade de Kentucky utiliza a teoria das camadas de Burmister, a subdivisão das camadas do pavimento e analisa os danos causados por fadiga ou deformação permanente. A análise é tridimensional e considera os materiais com comportamento linear, não linear e viscoelásticos.

O programa Michpave, faz análise axissimétrica tridimensional e considera comportamento não linear dos materiais, incorporando o critério da ruptura de Mohr-Coulomb.

Aedo *et al.* (1996) apresentaram um programa intitulado RIOPAVE, em elementos finitos, que permite realizar uma análise tridimensional dos pavimentos flexíveis em materiais com comportamento linear e não linear.

2.3 – Anisotropia

Os materiais podem ter uma estrutura interna em que as partículas são dispostas de tal forma que o número de contatos partícula a partícula numa direção seja diferente do número de contatos noutra direção e nesta situação diz-se que a sua estrutura tem anisotropia inerente, neste caso, sendo uma propriedade do material. Pode acontecer que ao se aplicar cargas no material provoque uma reorganização das partículas, ou seja, a estrutura adquiriu uma anisotropia devido a aplicação da carga, ou uma anisotropia induzida.

Devido a organização interna das partículas, ao se aplicar cargas nos materiais pode-se ter diferentes valores de deformações quando se muda a direção de aplicação da mesma carga.. Nesta situação pode-se ter a anisotropia geral, e a anisotropia transversa.

Nos solos, além da anisotropia inerente, quando são aplicadas cargas surge nos mesmos a anisotropia induzida. Pode, portanto, ocorrer anisotropia inerente seguida da induzida. Este fato pode ocorrer em maior ou menor escala dependendo do formato das partículas constituintes do solo.

Os depósitos de materiais granulares naturais e artificiais usados na engenharia apresentam algum grau de anisotropia (Oda, 1978; Miura e Toki, 1984; Adu-Osei *et al.*, 2000). Materiais granulares como os solos, geralmente apresentam anisotropia inerente proveniente da sua estrutura de formação inicial.

Pesquisadores já verificaram que nos solos granulares como as areias, que se sedimentam em água ou no ar, as partículas se depositam com uma direção preferencial do eixo maior perpendicular ao sentido da deposição. Abelev (2001) chama a atenção que os solos formados sob a ação da gravidade geralmente tem anisotropia transversa, isto é, tem propriedades similares no plano de deposição e propriedades diferentes no eixo perpendicular a este plano. A anisotropia transversa pode ser considerada como uma anisotropia inerente, isto é, aquela que é uma característica física do solo, pois depende da sua estrutura interna.

Os solos que tiveram sua estrutura destruída por escavações e foram posteriormente compactados em camadas também estão sendo estudados há bastante tempo (Pickering, 1970; Tutumluer e Thompson; 1996; Farias, 2000). Constatou-se que os solos compactados têm rigidez e módulo de resiliência maiores na direção vertical que na direção horizontal, fatos que precisam ser incorporados aos programas computacionais aplicados ao dimensionamento de pavimentos.

No estudo dos materiais granulares quanto à distribuição das tensões e deformações, pode-se ter as seguintes situações:

(a) Uma situação de anisotropia geral, na qual considerando um único corpo de prova, quando se aplica uma tensão na direção do eixo “x” se obtém uma deformação ε_x ; ao se aplicar a mesma tensão na direção do eixo “y” se obtém uma deformação ε_y ; ao se aplicar a mesma tensão na direção do eixo “z” se obtém a deformação ε_z e as três deformações têm valores diferentes. Nesta situação tem-se um material totalmente anisotrópico, cuja relação $\sigma \times \varepsilon$ se expressa por um sistema de equações lineares ao qual se dá o nome de Lei de Hooke Generalizada (Boresi, 1965):

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= C_{11} \varepsilon_x + C_{12} \varepsilon_y + C_{13} \varepsilon_z + C_{14} \gamma_{xy} + C_{15} \gamma_{xz} + C_{16} \gamma_{yz} \\
 \sigma_y &= C_{21} \varepsilon_x + C_{22} \varepsilon_y + C_{23} \varepsilon_z + C_{24} \gamma_{xy} + C_{25} \gamma_{xz} + C_{26} \gamma_{yz} \\
 \sigma_z &= C_{31} \varepsilon_x + C_{32} \varepsilon_y + C_{33} \varepsilon_z + C_{34} \gamma_{xy} + C_{35} \gamma_{xz} + C_{36} \gamma_{yz} \\
 \tau_{xy} &= C_{41} \varepsilon_x + C_{42} \varepsilon_y + C_{43} \varepsilon_z + C_{44} \gamma_{xy} + C_{45} \gamma_{xz} + C_{46} \gamma_{yz} \\
 \tau_{xz} &= C_{51} \varepsilon_x + C_{52} \varepsilon_y + C_{53} \varepsilon_z + C_{54} \gamma_{xy} + C_{55} \gamma_{xz} + C_{56} \gamma_{yz} \\
 \tau_{yz} &= C_{61} \varepsilon_x + C_{62} \varepsilon_y + C_{63} \varepsilon_z + C_{64} \gamma_{xy} + C_{65} \gamma_{xz} + C_{66} \gamma_{yz}
 \end{aligned} \tag{2.1}$$

Onde $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ – tensões de compressão na direção x, y e z

τ_{xy} – tensão de cisalhamento no plano onde a normal é x e a direção é y

τ_{xz} – tensão de cisalhamento no plano onde a normal é x e a direção é z

τ_{yz} – tensões de cisalhamento no plano onde a normal é y e a direção é z

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ – deformações nas direções x, y e z

$\gamma_{xy}, \gamma_{xz}, \gamma_{yz}$ – deformações das tensões τ_{xy}, τ_{xz} e τ_{yz} , respectivamente

C – constantes elásticas do material

Devido a simetrias, quando as deformações são pequenas e ao balanço dos momentos, demonstra-se que no sistema de equações (2.1) há igualdades nas

constantes elásticas $C_{12} = C_{21}$, $C_{13} = C_{31}$,..... $C_{56} = C_{65}$ fazendo com que o sistema de 36 constantes elásticas passe a conter apenas 21 constantes, independentes originando o sistema de equações (2,2). Observa-se que as simplificações feitas até neste ponto não usaram qualquer propriedade do material.

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= C_{11} \varepsilon_x + C_{12} \varepsilon_y + C_{13} \varepsilon_z + C_{14} \gamma_{xy} + C_{15} \gamma_{xz} + C_{16} \gamma_{yz} \\
 \sigma_y &= C_{12} \varepsilon_x + C_{22} \varepsilon_y + C_{23} \varepsilon_z + C_{24} \gamma_{xy} + C_{25} \gamma_{xz} + C_{26} \gamma_{yz} \\
 \sigma_z &= C_{13} \varepsilon_x + C_{23} \varepsilon_y + C_{33} \varepsilon_z + C_{34} \gamma_{xy} + C_{35} \gamma_{xz} + C_{36} \gamma_{yz} \\
 \tau_{xy} &= C_{14} \varepsilon_x + C_{24} \varepsilon_y + C_{34} \varepsilon_z + C_{44} \gamma_{xy} + C_{45} \gamma_{xz} + C_{46} \gamma_{yz} \\
 \tau_{xz} &= C_{15} \varepsilon_x + C_{25} \varepsilon_y + C_{35} \varepsilon_z + C_{45} \gamma_{xy} + C_{55} \gamma_{xz} + C_{56} \gamma_{yz} \\
 \tau_{yz} &= C_{16} \varepsilon_x + C_{26} \varepsilon_y + C_{36} \varepsilon_z + C_{46} \gamma_{xy} + C_{56} \gamma_{xz} + C_{66} \gamma_{yz}
 \end{aligned} \tag{2.2}$$

(b) Uma situação chamada anisotropia transversa, na qual considerando um mesmo corpo de prova, ao se aplicar uma tensão vertical, na direção do eixo dos “z”, obtém-se a deformação ε_z ; ao se aplicar a mesma tensão em duas direções horizontais ortogonais “x” e “y” quaisquer, obtém-se o mesmo valor para ε_x e ε_y e esses dois valores são diferentes do obtido na direção “z” vertical.

Com as simplificações obtidas na anisotropia transversa, o sistema de equações (2.2) passa a ser escrito conforme (2.3).

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= C_{11} \varepsilon_x + C_{12} \varepsilon_y + C_{13} \varepsilon_z \\
 \sigma_y &= C_{12} \varepsilon_x + C_{11} \varepsilon_y + C_{13} \varepsilon_z \\
 \sigma_z &= C_{13} \varepsilon_x + C_{13} \varepsilon_y + C_{33} \varepsilon_z \\
 \tau_{xy} &= C_{44} \gamma_{xy} \\
 \tau_{xz} &= C_{44} \gamma_{xz} \\
 \tau_{yz} &= (C_{11}-C_{12}) \gamma_{yz}
 \end{aligned} \tag{2.3}$$

No sistema (2.3) precisa-se, portanto, de somente 5 constantes elásticas para a caracterização da relação tensão \times deformação na anisotropia transversa.

(c) Uma situação em que não existe anisotropia, ou isotrópica, em que para um mesmo corpo de prova, aplicando-se uma mesma tensão em qualquer dos eixos coordenados, a

deformação obtida tem os mesmos valores. O sistema de equações (2.3) é simplificado para o sistema (2.4).

$$\begin{aligned}\sigma_z &= E \varepsilon_z \\ \varepsilon_x &= \varepsilon_y = -\mu \varepsilon_z \\ \tau_{xy} &= \tau_{xz} = \tau_{yz} = \frac{E}{2(1+\mu)} \cdot \mu\end{aligned}\quad (2.4)$$

Neste caso, ao se aplicar uma tensão numa direção, precisa-se somente determinar a deformação naquela direção e o coeficiente de Poisson μ na direção perpendicular.

2.4 – O estado da arte

Alguns pesquisadores no Brasil e da comunidade internacional têm se preocupado com a anisotropia nos materiais granulares. Estes estudos têm se concentrado principalmente nas areias de rios, praias e dunas, contendo partículas arredondadas ou angulares e em todos eles têm sido encontrado algum grau de anisotropia. Outros pesquisadores estudaram solos compactados de camadas de pavimentos, onde também foi detectada anisotropia.

Casagrande e Carrilho (1944) apud Arthur *et al.* (1977) foram os primeiros a distinguir dois tipos de anisotropia nos materiais granulares; uma inerente, que independe das tensões aplicadas, sendo uma característica do material e outra induzida que depende das tensões aplicadas.

Silveira e Souto Silveira (1970), em seu trabalho sobre anisotropia transversa apresentam o sistema de equações (2.5), com as constantes elásticas tendo como variável independente a deformação específica:

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E_h} \cdot \sigma_x - \frac{\mu_{hh}}{E_h} \cdot \sigma_y - \frac{\mu_{hv}}{E_v} \cdot \sigma_z \\ \varepsilon_y &= -\frac{\mu_{hh}}{E_h} \cdot \sigma_x + \frac{1}{E_h} \cdot \sigma_y - \frac{\mu_{hv}}{E_v} \cdot \sigma_z \\ \varepsilon_z &= -\frac{\mu_{vh}}{E_v} \cdot \sigma_x - \frac{\mu_{vh}}{E_v} \cdot \sigma_y + \frac{1}{E_v} \cdot \sigma_z \\ \gamma_{yz} &= \frac{1}{G_v} \cdot \tau_{yz}\end{aligned}\quad (2.5)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{1}{G_v} \cdot \tau_{xz}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G_h} = \frac{2(1 - \mu_{hh})}{E_h} \cdot \tau_{xy}$$

Onde: E_v – módulo elástico vertical

E_h – módulo elástico horizontal

G_h – módulo de cisalhamento horizontal

G_v – módulo de cisalhamento vertical

μ_{hh} , μ_{vh} e μ_{hv} – coeficientes de Poisson, onde o primeiro índice indica a direção da aplicação da tensão e o segundo índice indica a direção da variação transversal. O grau de anisotropia é expresso pela relação mostrada na equação (2.6).

$$n = \frac{E_h}{E_v} = \frac{\mu_{hv}}{\mu_{vh}} \quad (2.6)$$

Utilizando-se um conjunto triaxial estático que possa medir a deformação horizontal no momento do ensaio e fazer medidas que possam determinar o módulo de elasticidade E no trecho da trajetória de tensões onde o comportamento é quase elástico e ensaiando-se corpos de prova moldados na direção vertical e horizontal em quantidade suficientes que permita uma análise estatística, pode-se determinar todos os coeficientes elásticos anisotrópicos de um solo, porque todos são expressos em função do E_h , E_v , μ_{hh} e μ_{vh} com exceção do G_v que é determinado de forma aproximada pela expressão:

$$\frac{1}{G_v} = \frac{\left(1 + \frac{1}{n} + 2\mu_{vh}\right)}{E_v} \quad (2.7)$$

Conforme Barden (1972), há um crescente reconhecimento que um solo argiloso é formado por feixes ou domínios das partículas achatadas de argila, formando grãos maiores que se aglutinam entre si e se espalham no interior do solo conferindo ao mesmo uma característica granular. Esta característica permite que essas partículas possam ter uma preferência direcional do eixo maior, o que causa um comportamento anisotrópico na maioria das argilas. Entretanto, quando se considera a resistência

efetiva, parâmetros como o coeficiente de atrito e coesão apresentam resultados isotrópicos.

Pesquisas de Oda (1972) já mostravam com resultados de ensaios, que há uma evolução na anisotropia inerente das areias analisadas, quando estas são postas sob várias condições de carregamento, o que é atribuído a mudança direcional da distribuição das partículas, provocando um aumento do número de contatos partícula a partícula na direção da carga aplicada.

Também naquele ano a anisotropia inerente em areias com partículas arredondadas foi estudada por Arthur e Menzies (1972), tendo sido construídas em laboratório amostras cúbicas com os moldes posicionados de tal forma que uma lateral de referência fazia ângulo de $0^\circ - 20^\circ - 30^\circ - 40^\circ - 90^\circ$ com a horizontal, tendo planos de deposição das partículas com ângulos de $90^\circ - 70^\circ - 60^\circ - 50^\circ$ e 0° , respectivamente. Ensaando cada corpo de prova em um aparelho triaxial cúbico, variando o σ_1 (tensão vertical) e conservando o $\sigma_2 = \sigma_3 = 55 \text{ KN/m}^2$ (σ_2 e σ_3 tensões horizontais ortogonais), os autores obtiveram resultados que mostram que para uma mesma razão σ_1/σ_3 , o valor de ε_1 (deformação vertical unitária) cresce com o crescimento dos ângulos de deposição (Figura 2.2).

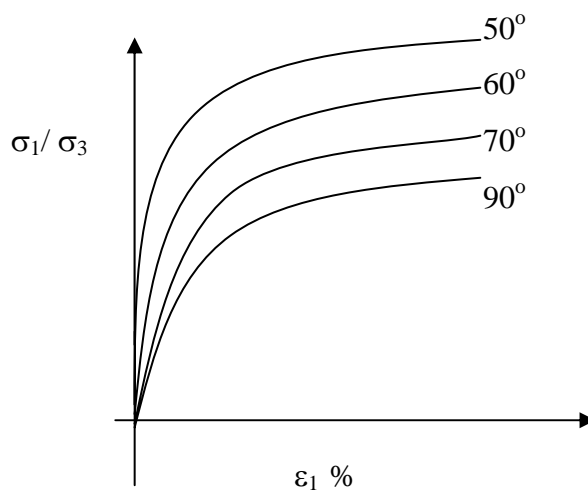


Figura 2.2 – Variação do ε com o ângulo de deposição da areia (Arthur e Menzies, 1972)

Tratando também sobre a anisotropia inerente El-Sohby e Andrews (1973) *apud* Abelev e Lade (2003) fizeram um estudo sistemático da anisotropia nas areias e concluíram que as areias naturais dos rios, praias e dunas com partículas esféricas ou não, que se depositaram pelo efeito da gravidade, tinham uma seção transversal com

estrutura anisotrópica. A maior razão é a distribuição dos contatos entre as partículas que obedecem a uma orientação na deposição.

A fim de comparar resultados obtidos com amostras indeformadas de campo com os resultados de amostras produzidas no laboratório a partir do mesmo material, Oda *et al.* (1978) fizeram estudos experimentais em amostras de areias de rios, praias e dunas, e em amostras moldadas em laboratório. As amostras indeformadas foram coletadas com amostrador de paredes finas (7,5 cm de diâmetro interno e 20 cm de altura). Depois de secas, foram infiltradas com resina de poliéster para preenchimento dos vazios. Foram posteriormente serradas finas lâminas no sentido vertical e horizontal, para se verificar a orientação do eixo maior das partículas, tendo sido constatado que a orientação preferida das partículas de areia nos depósitos naturais tinha uma inclinação de 30° em relação a horizontal, enquanto nas amostras dos depósitos artificiais (laboratório) esta inclinação era praticamente zero, ou seja, paralela à horizontal. As amostras artificiais foram preparadas em laboratório, usando uma técnica em que as partículas adquiriam um direcionamento com inclinação pre-determinada, entre 0° e 90° com a horizontal. Os corpos de prova assim preparados eram submetidos a ensaios de cisalhamento direto e compressão triaxial. As conclusões foram que a anisotropia (ângulo de deposição em relação a horizontal) influi fortemente no coeficiente de atrito interno e, para uma mesma pressão confinante, as relações tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e deformação unitária vertical (ϵ_1) são maiores quanto maior for a anisotropia.

Haruyama (1981) utilizou um conjunto triaxial cúbico tendo a célula dimensões 10×10×10 cm para pesquisar a anisotropia inerente de partículas esféricas de vidro com diâmetro variando de 0,125 mm a 0,420 mm e massa específica 2,476 g/cm³. Os corpos de prova foram preparados deixando-se as partículas cair em queda livre sob a ação da gravidade. Constatou que (i) os corpos de prova mostravam anisotropia inerente; (ii) as deformações durante o processo de carga, descarga e recarga numa compressão isotrópica exibem um comportamento anisotrópico e, (iii) a compressibilidade na direção da deposição é menor que na direção ortogonal. O pesquisador cita o trabalho de Kallstenius e Bergan (1961) que depositaram esferas de vidro com diâmetros iguais criando uma estrutura totalmente aleatória e constataram que no interior deste volume o número de contatos numa unidade de área vertical era menor que numa unidade de área horizontal, caracterizando anisotropia quanto à quantidade de contatos nas duas

direções. Este pesquisador relata também que resultados similares foram encontrados no estudo de Borowicka (1973) que trabalhando com areia grossa, constatou o mesmo comportamento anisotrópico.

Miura e Toki (1984) pesquisaram o comportamento mecânico anisotrópico em três tipos de areia. Retiraram blocos de amostra dos depósitos naturais, e de cada bloco foram extraídos corpos de prova, tendo uma direção axial coincidindo com a vertical *in situ*, chamados corpos de prova verticais e a direção axial do outro corpo de prova coincidindo com a horizontal *in situ*, chamados corpos de prova horizontais. Com as mesmas areias foram moldados corpos de prova com direção axial vertical e horizontal utilizando um processo citado como pluviação em ar, que consiste em deixar cair a areia totalmente seca, através de um funil com abertura regulável. Em queda, antes de a areia alcançar o molde, ela passa por uma bateria de peneiras de malhas quadradas superpostas, sendo cinco superiores com abertura de 1,41 mm e sete inferiores com abertura de 3,66 mm. Mudanças na altura de queda e na abertura do funil dão origem a densidades diferentes.

Verificou-se que os corpos de prova verticais resistem mais a compressão e apresentam deformação menor e os corpos de prova horizontais resistem menos a compressão e apresentam deformação maior. Admitiu-se que este fato devia-se à anisotropia existente nas duas direções devido à deposição das partículas. Verificou-se também que os corpos de prova moldados pelo processo da pluviação em ar apresentaram resultados coincidentes com os corpos de prova indeformados, mostrando que o processo de moldagem reproduz a anisotropia natural, desde que a areia utilizada neste processo não contenha porções granulométricas com tamanho inferior a 0,1 mm.

A estrutura característica da disposição das partículas dos corpos de prova horizontal e vertical foi examinada com fotografias microscópicas das seções horizontais e verticais. Foi medida a orientação de 250 partículas em cada seção, sendo consideradas as partículas contidas em cada setor de 15°. A distância da linha de fechamento de cada setor de 15° ao centro do círculo representa a quantidade de partículas encontradas com a orientação procurada. O fechamento de todos os setores circulares forma a “Rose Diagram”, ou diagrama em forma de rosa, o qual mostra o direcionamento das partículas, tendo-se uma visualização da anisotropia. O formato mostrado na Figura 2.3 indica que a seção analisada que deu origem a este diagrama tem uma distribuição das partículas de forma tal que existe uma quantidade superior de

eixos maiores na direção horizontal que na direção vertical, dando à figura um formato mais alongado na direção horizontal.

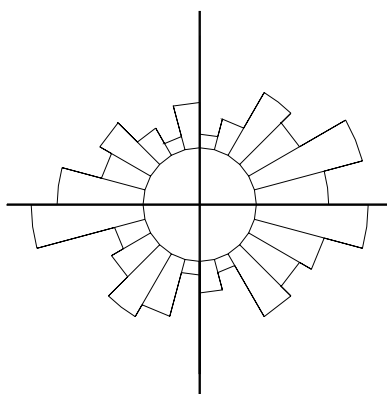


Figura 2.3 – Formato do diagrama mostrando a orientação das partículas

Conforme Cowin (1992), as propriedades elásticas dos materiais anisotrópicos porosos são dependentes do seu índice de vazios (fração volume das partículas) e da organização da microestrutura. O citado autor fez medidas estereológicas (com visão tridimensional) da microestrutura, onde finas lâminas são fotografadas e analisadas por computador, mostrando a direção predominante de todos os vetores originados pelo contato partícula a partícula, criando parâmetros que caracterizam um tensor chamado tensor textural, ou quarto tensor. No material granular o tensor textural é construído a partir da orientação dos chamados contatos normais, isto é, das normais aos pontos de contato entre partículas contados numa dada direção. A contagem dos contatos obedecendo este critério define a direção predominante do eixo maior das partículas.

Anandarajah e Kuganenthira (1995) usaram um método, o qual, segundo esses mesmos pesquisadores foi baseado no trabalho de (Mousseau e Trump 1967) para medir a variação da estrutura anisotrópica de areias e argilas durante uma consolidação unidimensional. Os pesquisadores apresentaram os detalhes deste método não destrutivo de medição da evolução da anisotropia em um corpo de prova de solo com medidas da condutividade elétrica em variadas direções. Utilizou-se um corpo de prova cúbico saturado com água. Sendo colocado dois eletrodos paralelos conectados a uma fonte elétrica, uma corrente flui entre os eletrodos através do corpo de prova. Como o esqueleto sólido não é condutor, a eletricidade flui através dos interstícios. Assim, a condutividade medida no corpo de prova pode ser calculada pela fórmula $\rho = L/RA$, onde L é a distância entre os eletrodos, R a resistência elétrica naquela direção e A representa

a área de cada eletrodo. Se a maioria das partículas está deitada horizontalmente, então haverá maior obstrução na direção vertical do que na horizontal e a condutividade ρ_v será menor que a ρ_h . Como o valor da condutividade depende também de fatores como o fluido dos poros, do índice de vazios, definiu-se o coeficiente elétrico de anisotropia pela expressão $A_e = \sqrt{\rho_h / \rho_v}$ cujo valor independe dos fatores citados. Quando o corpo de prova tem uma distribuição aleatória de partículas, $A_e = 1,0$, quando tem preferência de orientação das partículas, será diferente de 1,0. O valor de A_e não só reflete a estrutura anisotrópica de solos com partículas alongadas, como as argilas, mas também solos com partículas relativamente redondas, como as areias.

Os pesquisadores adaptaram 4 eletrodos na câmara triaxial, sendo 3 na base inferior e um na base superior e fizeram medidas independentes de ρ_v e ρ_h utilizando fonte de corrente alternada para evitar acúmulo de energia nos eletrodos enquanto fazia-se compressão unidirecional. Foram ensaiados corpos de prova de argila e areia. Os corpos de prova de argila mostraram aumento do A_e com o aumento da carga. Para as areias, A_e tem valor próximo a unidade no início da carga, reduzindo com o aumento da carga.

Tutumluer e Thompson (1996), no seu trabalho Modelagem Anisotrópica de Bases Granulares para Pavimento Flexível, mostram que as propriedades anisotrópicas podem ser tiradas do ensaio triaxial dinâmico. Para tanto, deverão ser medidas as deformações vertical e horizontal, obtendo-se:

$$M_r^z = \sigma_d / \varepsilon_z \quad (2.8)$$

$$M_r^r = \sigma_3 / \varepsilon_r \quad (2.9)$$

Onde: M_r^z – módulo de resiliência na direção vertical

σ_d – tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

ε_z – deformação unitária na direção vertical

M_r^r – módulo de resiliência na direção horizontal

σ_3 – tensão confinante

ε_r – deformação unitária no sentido radial

Com os valores obtidos para cada um dos módulos acima, constroi-se o modelo de Uzan (Adu-Osei e Little 2000), conforme a equação (2.10).

$$M_R = K_a \left(\frac{\theta}{P_o} \right)^{K_b} \left(\frac{\sigma_d}{P_o} \right)^{K_c} \quad (2.10)$$

Onde: θ – soma das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

P_o – unidade de referência de pressão (1 kPa ou 1 psi)

K_a , K_b , K_c – constantes do material obtidas a partir de ensaios triaxial dinâmico feitos sobre materiais granulares

Determinando-se os valores de K_a , K_b e K_c encontra-se a razão “n”, conforme equação (2.11).

$$n = \frac{M_R^r}{M_R^z} \quad (2.11)$$

Neste mesmo trabalho, Tutumluer e Tompson (1996) observam que Desai *et al.* (1983) fazendo estudos sobre a anisotropia em agregados com três tamanhos de partículas diferentes, e utilizando corpos de prova com dimensões 10×10×10 cm, verificaram que a anisotropia permanecia, independentemente do tamanho das partículas. Esses autores também citam que Lo e Lee (1990) fizeram pesquisas com solos granulares e com os seus resultados propuseram um modelo no qual a resposta elástica era anisotrópica e o grau de anisotropia crescia com o crescimento da tensão principal σ_1 .

Farias (2000) fez uma análise do comportamento de um pavimento admitindo que o carregamento dos pneus dos veículos fosse uma carga vertical distribuída sobre uma área circular provocando um estado de tensão axissimétrico. Admitindo que as camadas formam um solo estratificado anisotrópico, então seu comportamento quanto às tensões e deformações pode ser determinado com apenas cinco constantes elásticas, E_v (módulo elástico vertical), E_h (módulo elástico horizontal), ν_1 (efeito da deformação horizontal na deformação horizontal), ν_2 (efeito da deformação horizontal na deformação vertical) e ν_3 (efeito da deformação vertical na deformação horizontal). Considerando este tipo de anisotropia transversa o autor fez uma análise numérica de um pavimento com 5 cm de revestimento CBUQ, 27 cm de base e 20 cm de sub-base, admitindo a condição de tensão axissimétrica e os módulos elásticos iguais aos módulos

de resiliência. Sua análise considerou três graus de anisotropia $n = \frac{E_h}{E_v}$ iguais a 0,25, 1,0 e 4,0. Foi observado que quando há uma aumento do valor do módulo horizontal em relação ao vertical, ou seja, quando o grau de anisotropia diminui, há uma redução acentuada nos deslocamentos verticais recuperáveis (bacias) e também uma redução drástica da tração horizontal.

Adu-Osei *et al.* (2000) estudaram a influência da compactação sobre as propriedades elásticas anisotrópicas de materiais granulares sem coesão. Foram utilizados dois materiais diferentes, um cascalho silicoso e um calcário britado. Ficou demonstrado que uma aparente anisotropia é induzida numa camada de material durante a compactação, dando mais rigidez à camada no sentido vertical do que no sentido horizontal, antes que o tráfego acrescente mais anisotropia à camada. A pesquisa fez compactação de amostras em laboratório usando os métodos do impacto, no qual deixa-se cair um peso conhecido de uma altura predefinida sobre o material dentro de um molde cilíndrico rígido; o estático, que comprime estaticamente o material dentro de um molde cilíndrico rígido; o amassamento, que utiliza um equipamento desenvolvido pela *California Highway Department* o qual simula a compactação de campo com o rolo pé de carneiro e o rolo de pneu; o vibratório, que utilizou um mecanismo que vibra enquanto aplica uma sobrecarga, e o giratório, no qual o material é colocado em um molde rígido e aplica-se uma pressão conhecida enquanto o molde gira com pequeno ângulo até ser alcançada a densidade esperada. De todos os métodos usados constatou-se que no cascalho silicoso a compactação por impacto confere pouca ou nenhuma anisotropia, enquanto os outros tipos de compactação conferem ao material anisotropia. Todos os métodos de compactação utilizados deram ao calcário britado acentuada anisotropia. Observou-se também que o compactador giratório confere aos dois tipos de material a maior densidade e também a maior anisotropia.

Anandarajah (2000) pesquisou a anisotropia nas argilas. Martin e Ladd (1978), citados por este pesquisador, usaram a técnica da difração por raios X para quantificar a anisotropia da estrutura interna da argila e verificaram que apesar da argila ter uma estrutura interna fortemente anisotrópica, o seu comportamento quanto à tensão e deformação é isotrópico. Anandarajah pesquisou então qual medida da estrutura interna da argila é responsável pela anisotropia em relação a tensão e deformação. Como a resposta não pode ser dada por ensaios de laboratório, este pesquisador usou uma

simulação numérica da estrutura, cuja técnica é chamada *Discret Element Method* (DEM). Fazendo compressão isotrópica bidimensional com valores crescentes (4 kPa a 600 kPa) verificou que os corpos de prova permaneciam anisotrópicos em relação à orientação das partículas. A explicação para este comportamento é que a microestrutura da argila pode ser considerada como um conjunto de feixes (Figura 2.4). Então, os contatos entre feixes são feitos apenas pelas partículas externas e que suportam as cargas. Portanto, apenas as partículas externas sofrem reorientação com a aplicação das cargas, afetando pouco a orientação da maioria das partículas.

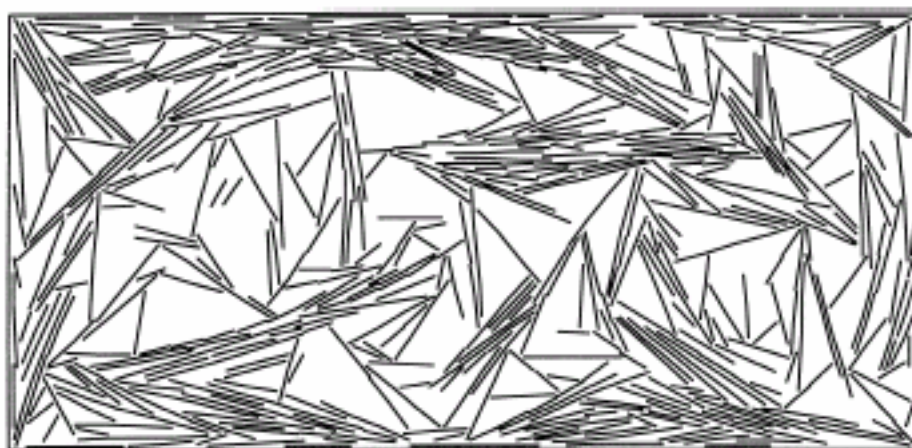


Figura 2.4 – Estrutura interna numérica da argila (Anandarajah, 2000)

Reis *et al.* (2000) pesquisaram os solos residuais, saprolíticos de gnaiss, da região de Viçosa, retirando amostras indeformadas nas direções vertical, paralela e inclinada quanto ao bandamento, isto é, a alternância de leitos claros e escuros da rocha mãe. Tratava-se de um silte arenoso que, caso apresentasse anisotropia, teria a ver com a rocha mãe, por ser um produto da decomposição *in loco*. Os ensaios apresentaram comportamento isotrópico quanto à resistência e levemente anisotrópico quanto à deformação. Foram feitos ensaios de compressão triaxial drenado em amostras saturadas com tensão confinante (σ_3) variando de valor entre 50 – 400 kPa. Os corpos de prova retirados na direção vertical, para uma tensão desvio (σ_d) aplicada variando entre 0 – 650 kPa, a deformação axial chegou a 25% e deformação volumétrica a 4%. Os corpos de prova retirados na direção paralela, para uma tensão desvio (σ_d) variando entre 0 – 800 kPa, a deformação axial chegou a 25% e a deformação volumétrica a 4,3%. Os corpos de prova retirados na direção perpendicular, para uma tensão desvio

(σ_d) variando entre 0 – 800 kPa, a deformação axial chegou a 25% e a deformação volumétrica a 4,1%.

Dai e Zollars (2002) extraíram amostras indeformadas do subleito em seis diferentes pavimentos das rodovias do Estado de Minnesota (EUA) utilizando amostradores de paredes finas com 7,1 cm de diâmetro interno e 15,2 cm de altura, fazendo a penetração com a pressão do amostrador contra o solo do subleito. Após a retirada do amostrador, suas extremidades eram seladas com parafina para garantir a umidade natural.

Tratava-se de um solo com um intervalo de 57% a 65% passando na peneira 200, densidade seca variando de 1,754 a 1,878, limite de liquidez variando de 34,8% a 45,4% e índice de plasticidade variando de 11,2 a 27,7%. Observa-se que se trata de um solo bem mais fino do que o solo objeto deste estudo.

Após o rompimento dos corpos de prova na prensa triaxial dinâmica, os resultados foram analisados utilizando os modelos:

$$M_R = A\sigma_d^N \quad (2.12)$$

$$M_R = K_1\theta^{K_2} \tau_{oct}^{K_3} = K_1\theta^{K_2} \sigma_d^{K_4} \quad (2.13)$$

Onde: M_R – módulo de resiliência

σ_d – tensão desvio

θ – soma das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

τ_{oct} – tensão de cisalhamento octaédrica

A, N, K_1 , K_2 , K_3 , K_4 – constantes que dependem do material

A igualdade acima mostrada na equação (2.13) é proveniente da relação seguinte, considerando-se $\sigma_2 = \sigma_3$

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2} = \frac{\sqrt{2}}{3} \sigma_d \quad (2.14)$$

Os resultados mostraram que os R^2 obtidos na análise de regressão do modelo (2.12) são menores que os obtidos na análise de regressão do modelo (2.13), mostrando que o modelo (2.13) descreve os módulos de resiliência com maior precisão. Neste caso os gráficos obtidos mostraram também que os módulos de resiliência decrescem com a tensão desvio e crescem com a tensão confinante.

CAPÍTULO 3

COLETA DAS AMOSTRAS E PREPARO DOS CORPOS DE PROVA PARA EXECUÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAL DINÂMICO E TRIAXIAL ESTÁTICO

3.1 – Considerações Iniciais

Este capítulo tem como objetivo mostrar as dificuldades enfrentadas durante o processo da coleta das amostras indeformadas, bem como no preparo dos corpos de prova para os ensaios triaxial dinâmico e estático. Apresenta também todo o método que foi desenvolvido para realizar os procedimentos de coleta e preparo dos corpos de prova.

Teve-se que vencer várias dificuldades para a coleta dos corpos de prova indeformados destinados aos ensaios triaxiais dinâmicos e estáticos, pois não se tinha no Departamento de Engenharia de Transportes nenhuma experiência anterior sobre qual a técnica adequada para se extrair amostras indeformadas além de não se dispor dos equipamentos para a execução da coleta. Por isto o trabalho inicial consumiu bastante tempo ao se procurar seguir as indicações da literatura, bem como as de profissionais de geotecnia.

Seed *et al.* (1982) chamam a atenção que as deformações que atingem as amostras de solo natural tem três origens: (i) pela redução da pressão confinante o que pode causar uma leve expansão, reduzindo o peso do solo; (ii) deformações devido à amostragem de campo em si; (iii) deformações devidas ao manuseio em laboratório. Os pesquisadores observam também que a amostragem feita com o tubo amostrador de parede fina pode resultar em pequeno aumento da densidade da amostra em relação à densidade *in situ*, sendo, portanto, os blocos indeformados que fornecem amostras de melhor qualidade.

3.2 – Coleta das amostras

A primeira tentativa para a retirada de corpos de prova indeformados em solos da Formação Barreiras foi feita utilizando os procedimentos constantes da norma ABNT NBR 9813/87. Como se tratava de um solo com características arenosas e os golpes para penetração do cilindro provocava muita vibração, considerou-se que a vibração era

um fator prejudicial, pois se queria uma amostra o menos deformada possível. Este caminho foi, portanto, abandonado após testes feitos no campo.

O passo seguinte foi retirar blocos indeformados, os quais foram levados para o Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) do Departamento de Engenharia de Transportes (DET), e tentar extrair corpos de prova indeformados, utilizando-se um serra-copo de ferro com diâmetro 10 cm e altura 25 cm, acoplado a uma furadeira. Caso este caminho apresentasse bom resultado poderia ser estendido para o campo, fazendo-se a coleta dos corpos de prova *in situ* para as duas direções. Com os testes constatou-se que não seria conveniente seguir este procedimento por dois motivos: a) os grãos do solo ao serem removidos pela serra e arrastados sulcavam as laterais do corpo de prova, com profundidade conforme o diâmetro do grão e este problema era piorado pelo acúmulo de argila nas laterais internas e externas do serra-copo dificultando a rotação e provocando redução localizada no diâmetro do corpo de prova e b) se precisaria de um guia rígido para que a furadeira mantivesse a direção correta.

Ainda com o intuito de facilitar a coleta, foi fabricado um equipamento constando de um serra-copo de ferro com diâmetro interno variável, sendo 10 cm na base inferior e 10,5 cm na base superior, e altura de 25 cm, no qual foram adaptadas navalhas laterais helicoidais externas para que o corte fosse feito com retirada simultânea de todo o solo lateral externo cortado pelas navalhas enquanto era feita a penetração, (Figura 3.1), a qual, para garantir a verticalidade, era guiada por uma torre de ferro na qual era fixada uma furadeira. A finalidade das navalhas externas era deixar o serra-copo livre durante a penetração no solo. Verificou-se que manualmente era impossível manter a torre perfeitamente vertical durante a penetração e que somente seria possível se a mesma fosse fixada em alguma máquina ou ter um servomecanismo de controle. Como não se dispunha desta máquina e a fabricação de um servomecanismo de controle seria oneroso, abandonou-se este procedimento.

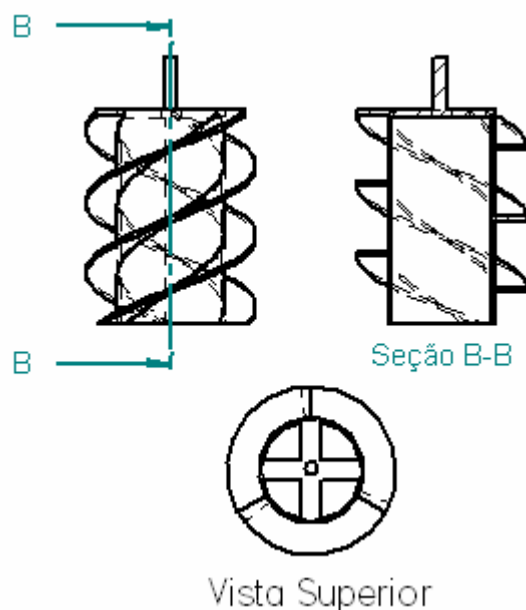


Figura 3.1 – Serra-copo com navalhas

Por fim foi decidido fazer a coleta de um bloco indeformado e ainda em campo retirar prismas que seriam enviados ao LMP/DET. Foi desenvolvida uma prensa manual para facilitar a preparação dos corpos de prova a partir destes prismas. Essa prensa tinha a finalidade de seguir os mesmos procedimentos adotados por (Seed *et al.*, 1982) no preparo de corpos de prova provenientes de blocos indeformados.

Foram coletados cinco blocos indeformados do subleito, com dimensões de $40 \times 70 \times 40$ cm, todos na Região Metropolitana de Fortaleza, em local cujo subleito tinha o perfil geológico caracterizado como Formação Barreiras. A Figura 3.2 mostra a localização dos pontos de coleta no Mapa da Região Metropolitana de Fortaleza, (Chaves 2000). Os blocos 01,02 e 03 foram coletados no Bairro Pici a uma profundidade de 0,50 m. O bloco 04 foi coletado no Bairro Bela Vista a uma profundidade de 1,50 m. O bloco 05 foi coletado no município do Eusébio a uma profundidade de 0,50 m.

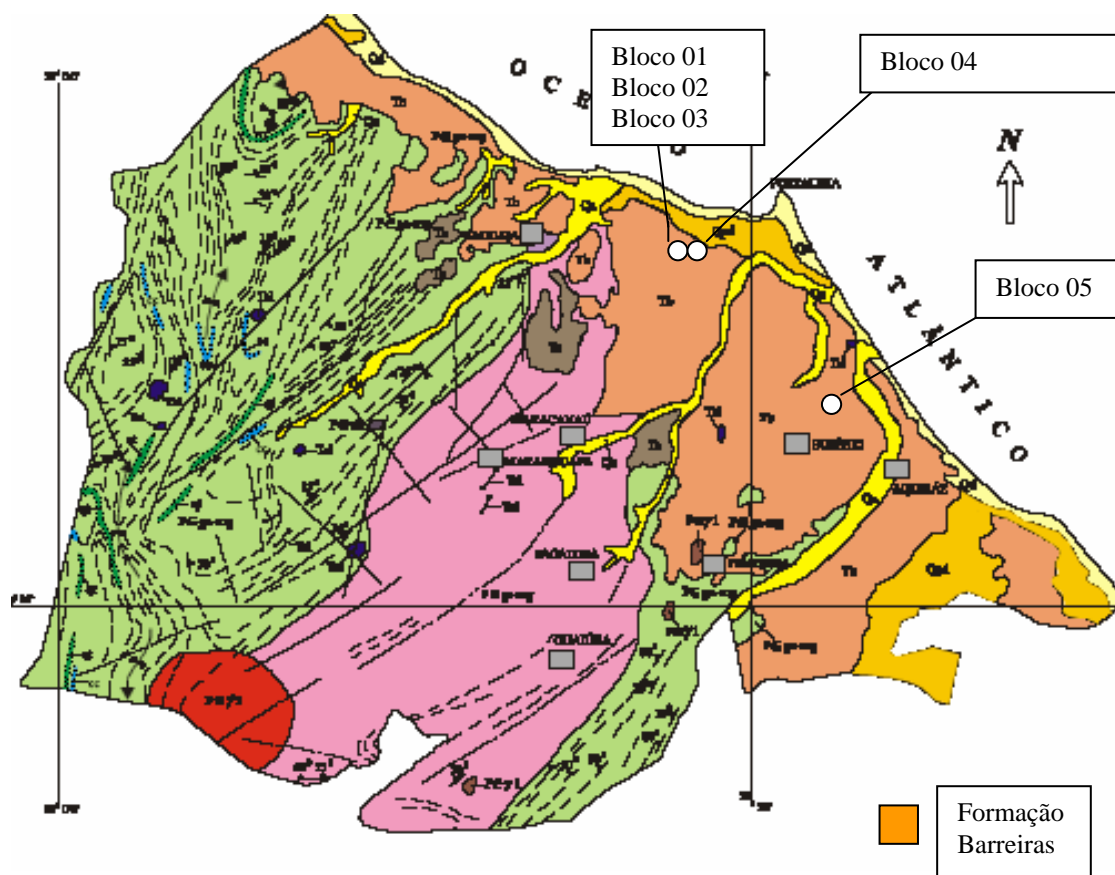


Figura 3.2 – Mapa da RMF (Chaves, 2000) mostrando a localização dos blocos

A Figura 3.3 mostra a foto de um bloco indeformado sendo extraído. Todas as coletas foram feitas abaixo da camada de solo orgânico e de uma camada de areia superficial, sempre presente em todos os locais de coleta.

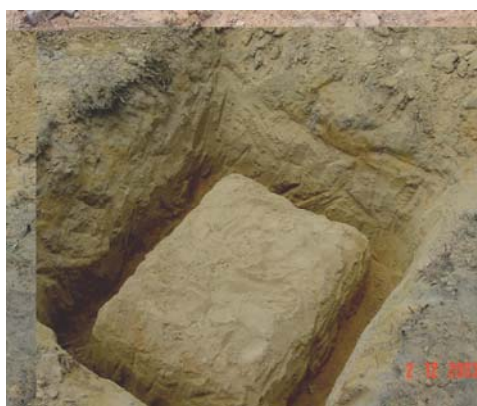


Figura 3.3 – Bloco indeformado em extração

De cada bloco, ainda no campo, foram retiradas três amostras indeformadas em forma de prisma na direção vertical e três amostras na direção horizontal, todas com dimensões aproximadas de 20×20×35 cm (Figura 3.4a) destinados aos corpos de prova

do ensaio triaxial dinâmico. Simultaneamente eram também retiradas três prismas horizontais e três prismas verticais com dimensões aproximadas de 10×10×25 cm para os corpos de provas do ensaio triaxial estático as quais foram trazidas para o LMP/DET, dentro de uma caixa de poliestireno expandido – EPS, popularmente conhecido como isopor. (Figura 3.4b). No laboratório os prismas eram mantidos dentro da caixa de isopor enquanto os corpos de prova foram preparados.



Figura 3.4 – Detalhe de um prisma indeformado e isopor com prismas indeformados

3.3 – Preparo dos Corpos de Prova para o Ensaio Triaxial Dinâmico

No laboratório, a partir dos prismas, foram obtidos corpos de prova cilíndricos com dimensões 10×20 cm. O preparo dos corpos de prova foi realizado por meio de um processo desenvolvido especialmente para este estudo. Foi fabricada uma prensa manual (Figura 3.5a), na qual foi preso na sua base superior um cilindro com as dimensões do corpo de prova a ser preparado. O prisma de solo indeformado era posicionado na base móvel intermediária da prensa (Figura 3.5b) e enquanto se fazia um cuidadoso desbaste lateral, arredondando o corpo de prova até atingir um diâmetro um pouco superior a 10 cm, era feita uma penetração milimétrica para que o corpo de prova adquirisse as dimensões exigidas pela norma do ensaio (Figura 3.5 c).

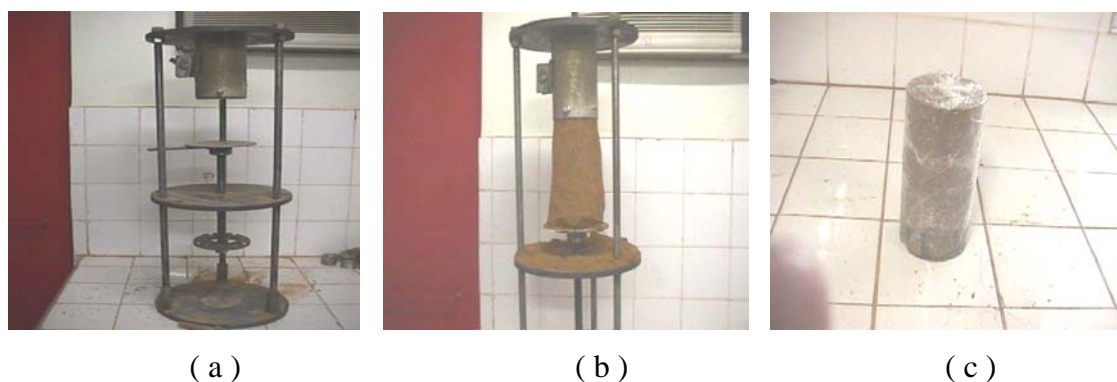


Figura 3.5 – Preparo dos corpos de prova a partir dos prismas

Os prismas trazidos na caixa de isopor deram origem a corpos de prova verticais (CP-V) e corpos de prova horizontais (CP-H) (Tabela 3.1). A inexistência de algum corpo de prova na Tabela 3.1 significa uma das seguintes situações: (i) quebra com redução das dimensões do prisma no momento do manuseio para o preparo do corpo de prova; (ii) não suportou ao condicionamento ou apresentou resultados com valores muito diferenciados dos demais já encontrados. Os locais de coleta estão identificados pelas suas coordenadas geográficas. Logo após o preparo, os corpos de prova foram pesados para determinar a densidade úmida e verificadas suas umidades para determinar a densidade aparente seca natural.

Tabela 3.1: Identificação dos blocos indeformados e corpos de prova (cps) – ensaio triaxial dinâmico

Bloco	Localização Geográfica	CPs Verticais		CPs Horizontais	
		Designação	Dens. Seca Natural	Designação	Dens. Seca Natural
01	Lat 3° 44' 39"S Long 38° 34' 40"W	CP 03 V	1,635	CP 01 H	1,605
		CP 04 V	1,747	CP 05 H	1,755
		CP 05 V	1,670	–	–
02	Lat 3° 44' 40"S Long 38° 34' 41"W	CP 21 V	1,717	CP 21 H	1,639
		CP 22 V	1,783	CP 22 H	1,709
		–	–	CP 23 H	1,777
03	Lat 3° 44' 41"S Long 38° 34' 40"W	CP 31 V	1,879	CP 31 H	1,727
		CP 32 V	1,895	CP 32 H	1,702
		CP 33 V	1,829	–	–
04	Lat 3° 44' 29" S Long 38° 34' 02" W	–	–	CP 41 H	1,576
		CP42 V	1,644	CP 42 H	1,618
		–	–	–	–
05	Lat 3° 50' 30" S Long 38° 28' 50" W	–	–	CP 51 H	1,614
		CP 52 V	1,635	CP 52 H	1,613
		CP 53 V	1,619	CP 53 H	1,605

Como o laboratório não dispunha de câmara úmida, após os corpos de prova serem preparados, estes foram envolvidos em filme de policloreto de vinila, popularmente conhecido por “pvc” e guardados no interior de caixas de isopor em ambiente refrigerado para que a perda de umidade do campo fosse a menor possível. Mesmo assim, até o momento do ensaio na prensa triaxial dinâmica, houve perdas de umidade em todos os corpos de provas, como está mostrado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Umidade natural e no rompimento dos corpos de prova – ensaio triaxial dinâmico

Bloco	CP	Umidade Natural (%)	Umidade no Ensaio (%)	Bloco	CP	Umidade Natural (%)	Umidade no Ensaio (%)
01	03V	12,3	9,0	02	21V	9,5	6,1
	04V	12,3	8,7		22V	9,5	5,6
	05V	12,3	8,6		21H	9,5	8,3
	01H	12,3	8,0		22H	9,5	7,8
	05H	12,3	8,1		23H	9,5	5,6
03	31V	9,3	6,5	04			
	32V	9,3	6,8		42V	14,0	10,3
	33V	9,3	6,2		41H	14,0	10,3
	31H	9,3	7,5		42H	14,0	10,3
	32H	9,3	7,4				
05	52V	15,8	10,0				
	53V	15,8	10,0				
	51H	15,8	12,5				
	52H	15,8	11,5				
	53H	15,8	12,0				

3.4 – Preparo dos Corpos de Prova para os Ensaio Triaxiais Estáticos

De cada bloco também foram retirados pequenos prismas indeformados com os quais foram preparados (Figura 3.6a) três corpos de prova verticais e três horizontais, com dimensões 5×10 cm (Figura 3.6b) para os ensaios triaxiais estáticos. O preparo do corpo de prova foi feito no LMP/DET, sobre bancada. O prisma era desbastado até obter uma forma cilíndrica de diâmetro medindo 7 ou 8 cm. Então, um molde biselado e bipartido era posicionado no topo do prisma, começando-se um desbaste lateral até um diâmetro poucos milímetros superior ao diâmetro do molde. Terminado o desbaste,

lançava-se um *spray* de água em todo o contorno da linha de corte do molde e com uma das mãos forçava-se o molde para baixo, cortando-se facilmente a área umedecida pelo *spray*. Observando-se resistência, por pequena que fosse, parava-se a penetração e fazia-se novo desbaste seguido de novo *spray* e novo esforço com uma das mãos. Seguia-se com a repetição deste procedimento até se conseguir a penetração de todo o molde. Após um corte nos solos que sobraram nos dois topos, superior e inferior do molde, tem-se o corpo de prova pronto.

Os ensaios triaxiais estáticos foram realizados como uma forma de se verificar os valores da coesão devido à presença da argila detectada no ensaio de granulometria e também a variação do ângulo de atrito nas duas direções, pois valores diferentes do ângulo de atrito também podem representar anisotropia. Todos os corpos de provas foram envolvidos em filme de “pvc” e guardados na caixa de isopor para posterior ensaio. Os ensaios não foram feitos de imediato porque a prensa para o ensaio triaxial estático do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC estava na ocasião ocupada em atividades acadêmicas curriculares. Posteriormente decidiu-se enviar estes corpos de prova para ensaio no Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco.



(a)



(b)

Figura 3.6 – Preparo de corpo de prova para ensaio triaxial estático e cp pronto

CAPÍTULO 4

CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS

Para se ter uma caracterização do solo de cada bloco coletado, foram retiradas amostras deformadas para os ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidades e para identificação do formato dos grãos. Tentou-se também uma visualização dos vazios com uma amostra indeformada do bloco 01.

4.1 – Ensaios de Granulometria

Os ensaios de granulometria foram feitos seguindo o método de ensaio ME – 51/64 do DNER. Os solos dos blocos coletados mostraram ser compostos com grãos inferiores a 4,8 mm, pequena porcentagem de silte e uma porcentagem maior de argila, conforme consta na Tabela 4.1 e na Figura 4.1.

Tabela 4.1: Distribuição granulométrica dos solos dos pontos coletados

Peneiras (mm)	Bloco 01	Bloco 02	Bloco 03	Bloco 04	Bloco 05
	Pici	Pici	Pici	Bela Vista	Eusébio
	Porcentagem passando				
4,8	100	100	100	100	100
2,0	98	99	99	100	100
1,2	96	97	97	98	97
0,60	91	92	91	94	92
0,42	88	88	88	90	87
0,30	77	77	76	80	80
0,15	42	40	42	55	60
0,074	28	27	28	40	42
0,050	22,6	24,4	25,4	32,0	35,0
0,005	18,6	20,4	20,7	23,0	23,0
0,001	17,3	19,0	17,5	17,0	12,0

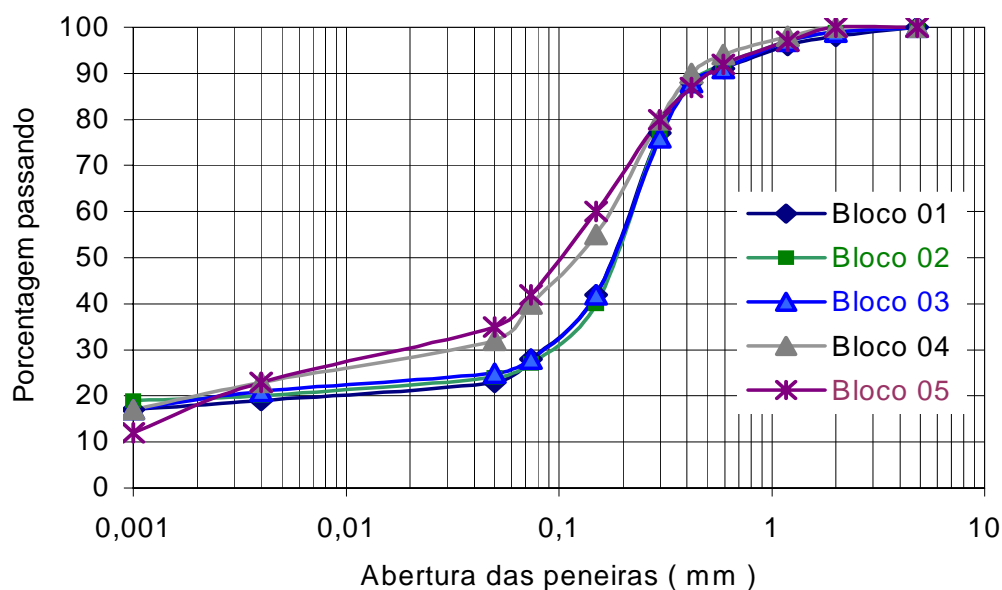


Figura 4.1 – Gráfico de granulometria dos blocos

A análise granulométrica dos solos dos pontos de coleta dos blocos indeformados, mostrou uma composição na qual as partículas tem diâmetro máximo de 4,8 mm e uma composição média:

Areia	72%
Silte	7%
Argila	21%

A peneira 200 separa, no ensaio de granulometria, os processos de peneiramento e sedimentação. Os valores das porcentagens passando das planilhas dos ensaios de granulometria dão origem a um gráfico de distribuição granulométrica, no qual a porcentagem passando referente à peneira 200 é um ponto que está um pouco fora da seqüência da linha esperada do gráfico. Para corrigir esta distorção os valores de porcentagem passando referente a peneira 200 que constam na Tabela 4.1 e que foram usadas para compor os gráficos da Figura 4.1, estão reduzidos de 6% a 8%.

4.2 – Ensaio de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade

A coesão depende da quantidade e do tipo de argila existente no solo e os ensaios de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) poderão dar uma

indicação dos tipos de argilas. Os ensaios foram feitos conforme métodos de ensaio DNER – ME 44/71 para o LL e DNER – ME 82/63 para o LP. Os resultados encontrados para os blocos estão relacionados na Tabela 4.2. Os resultados mostram que os blocos 04 e 05 apresentaram LL e IP bem superiores aos blocos 01, 02 e 03, demonstrando que embora se trate de um solo pertencente ao mesmo grupo geológico, existem variações nos tipos de argilas presentes, dando ao material comportamento diferenciado dependendo do local de coleta.

Tabela 4.2: Valores dos LL e LP encontrados nos solos

Bloco	LL	LP	IP
01	19,0	13,7	5,3
02	20,0	13,4	6,6
03	18,0	14,0	4,0
04	28,5	19,9	8,6
05	27,5	19,5	8,0

4.3 – Classificação HRB

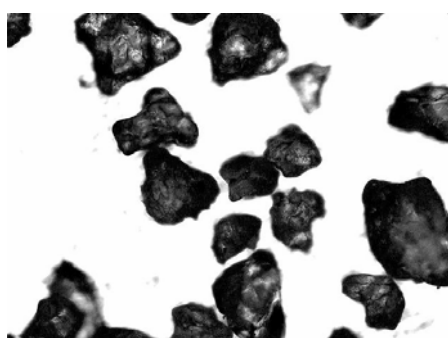
Observando-se os resultados que constam nas Tabelas 4.1 e 4.2 pode-se fazer a classificação dos solos dos blocos conforme o Sistema de Classificação do HRB, conforme Tabela 4.3. que mostra os solos dos blocos 01,02 e 03 como pertencentes ao grupo A-2-4 e os blocos 04 e 05 sendo classificados como A-4. Observa-se que a pequena redução nos valores das porcentagens passando da peneira 200 para o ajuste da curva de granulometria, não altera a classificação HRB.

Tabela 4.3: Classificação dos solos dos blocos conforme HRB

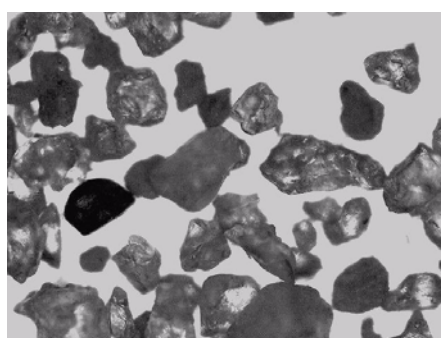
Bloco	% Pass #	LL	IP	IG	Classificação HRB
	200				
01	28,0	19,0	5,3	0	A-2-4
02	27,0	20,0	6,6	0	A-2-4
03	28,0	18,0	4,0	0	A-2-4
04	40,0	28,3	8,6	1,0	A-4
05	42,0	27,5	8,0	1,4	A-4

4.4 – Determinação do Fator de Forma Médio das Partículas

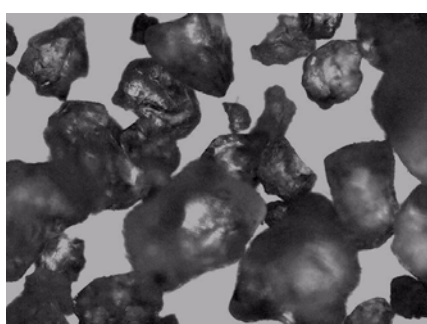
As partículas de pedregulho, areias e siltes podem ter formato angular ou arredondado. A forma dessas partículas influencia o comportamento elástico do solo. Pequenas amostras de aproximadamente 100 g foram retiradas de cada bloco, lavadas na peneira 200 e secas em estufa. As partículas de cada amostra foram observadas no microscópio óptico digital modelo *Olimpus DX 51M*, do Laboratório de Caracterização dos Materiais, pertencente ao Departamento de Engenharia Mecânica e de Produção da UFC. O resultado mostra partículas de quartzo, com formato angular de arestas levemente arredondadas, o que pode significar material transportado por pequenas distâncias. As Figuras 4.2(a), 4.2(b), 4.2(c), 4.2(d), 4.2(e) representam as fotos das partículas dos blocos 01, 02, 03, 04 e 05, respectivamente.



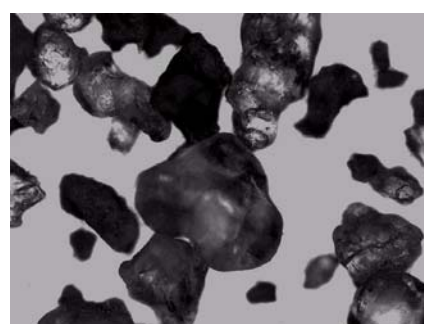
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.2 – Bloco 01 - Foto feita em microscópio óptico com aumento 50 ×

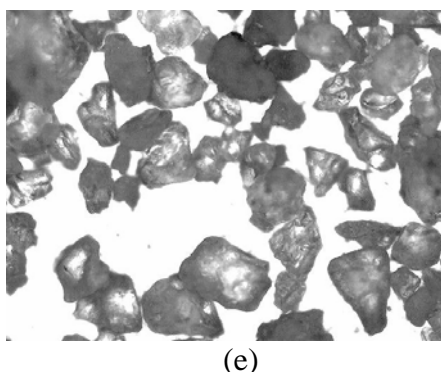


Figura 4.2 – Bloco 01 - Foto feita em microscópio óptico com aumento 50 ×

Observa-se que existem semelhanças entre elas: as superfícies são levemente lisas e o formato aproxima-se de sub-arredondado (Mitchell, 1976), o que contribui para que o material adquira anisotropia inerente com a deposição das partículas.

Utilizando-se as fotos feitas com o microscópio óptico com aumento de 50 ×, de todos os blocos, foram determinados os fatores de forma das partículas conforme Oda (1972), obedecendo-se a seqüência: (i) mediu-se os comprimentos aparentes dos eixos maiores L_1 e eixos menores L_2 das partículas (ii) calculou-se a razão dos eixos L_2/L_1 e pela fórmula abaixo determinou-se o fator de forma média de cada bloco.

$$\bar{n} = \frac{1}{f} \sum_1^f \left(\frac{L_2}{L_1} \right) \quad (4.1)$$

onde f é a quantidade de partículas medidas. Quando \bar{n} tende para 1,00, as fotos projetadas das partículas tendem para o círculo. Os valores de \bar{n} encontrados para cada bloco constam da Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Valores de \bar{n} encontrados para cada bloco

Bloco	Quant. partículas medidas	\bar{n}
01	12	0,81
02	22	0,70
03	12	0,72
04	17	0,68
05	26	0,72

Como o fator de forma encontrado para todos os blocos tem valores variando entre 0,68 e 0,81, conclui-se que as partículas tem forma levemente alongadas.

4.5 – Visualização do Fechamento dos Vazios nas Duas Direções

Foi retirado do bloco 01 um corpo de prova vertical cilíndrico medindo 10 cm de diâmetro por 15 cm de altura, o qual após estar totalmente seco em estufa, foi colocado dentro de um molde de aço de dimensões maiores (Figura 4.3).



Figura 4.3 – Molde de aço para injeção de resina (a) aberto (b) fechado

Com o corpo de prova no seu interior, o molde teve seu volume completado com resina acrílica líquida *Rheomix 104*. Diariamente era verificada a altura do nível da resina acrílica líquida. Devido à absorção o desnível foi maior nas primeiras vinte e quatro horas, diminuindo após o segundo dia, tendo sido considerado que a falta de desnível no início do terceiro dia, indicava não ter havido mais absorção. Então o corpo de prova foi retirado da imersão e deixado em temperatura ambiente por quarenta e oito horas. Após este período foi levado à estufa e mantido no seu interior durante vinte e quatro horas numa temperatura de 100° C. Então o corpo de prova foi levado ao laboratório do NUTEC e serrado de tal forma a obter uma face na direção vertical (ABEG) e uma face na direção horizontal (EFG), conforme mostrado na Figura 4.4

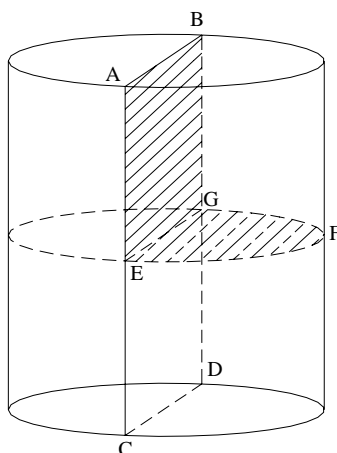
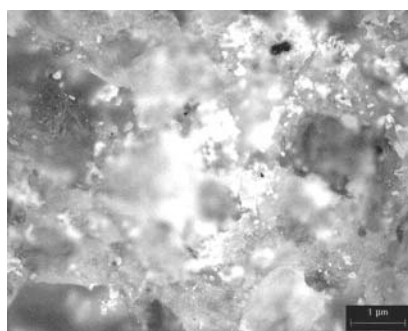
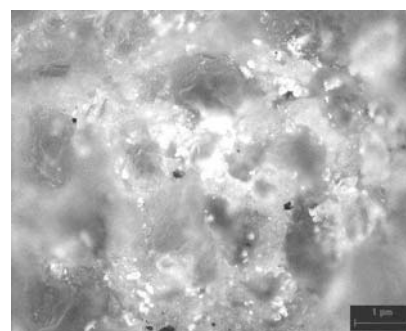


Figura 4.4 – Corpo de prova mostrando as duas faces visualizadas após ser serrado

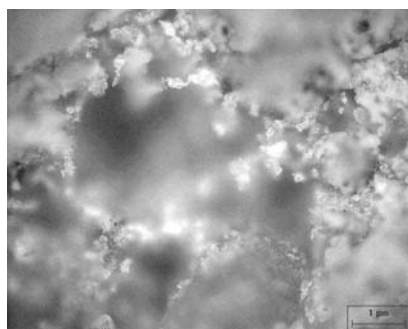
Essas faces foram analisadas e fotografadas com o auxílio do mesmo microscópio ótico digital modelo *Olimpus DX 51M*, do Laboratório de Caracterização dos Materiais com que foram feitas as fotos das partículas da seção secundária 4.4. A Figura 4.5 (a) e (b) apresenta fotografias feitas das face vertical e (c) e (d) são fotografias feitas com o mesmo microscópio da face horizontal do mesmo corpo de prova .Estas fotografias dão uma idéia do fechamento.



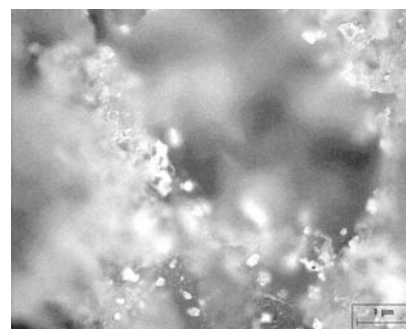
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.5 – Fechamento dos vazios na direção vertical (a) e (b) e na direção horizontal (c) e (d)

As fotografias foram feitas com aumento de 200 × e apresentam aspectos diferentes nas duas faces, tendo a face horizontal um aspecto com vazios maiores que a face vertical. Entretanto, não se pode afirmar se existe uma predominância de vazios maiores na direção horizontal, sendo necessário um estudo mais aprofundado do assunto.

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 – Ensaio de Cisalhamento Direto

No local de onde foi extraído o bloco 01 extraiu-se posteriormente um pequeno bloco indeformado com dimensões 30×30×30 cm, o qual foi acondicionado em caixa de madeira e guardado no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFC. Considerou-se que se deveria verificar se existia também anisotropia quanto aos resultados do ensaio de cisalhamento direto, em pelo menos 01 bloco indeformado.

Logo a seguir, deste pequeno bloco foram preparados nove corpos de prova indeformados na direção vertical e nove corpos de prova na direção horizontal *in situ*, isto é, em relação a superfície do terreno. Todos os corpos de prova foram rompidos na prensa de ensaio cisalhamento direto saturado, do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFC (Figura 5.1).



Figura 5.1 – Prensa usada no ensaio de cisalhamento direto

O grupo dos nove corpos de prova verticais foram ensaiados obedecendo o seguinte critério: três corpos de prova foram ensaiados com pressão normal de 0,25 kgf/cm², (0,025 MPa) outros três com pressão normal de 0,50 kgf/cm² (0,050 MPa) e os três restantes com pressão normal de 1,00 kgf/cm² (0,10 MPa). O grupo dos nove corpos de prova horizontais foi ensaiado obedecendo ao mesmo critério adotado para os corpos de prova verticais.

5.2 – Análise dos Resultados do Ensaio de Cisalhamento Direto

Os resultados de planilha de cada ensaio deram origem a um gráfico tensão de cisalhamento \times deformação horizontal, obtendo-se a tensão de cisalhamento máxima para cada tensão normal. Os resultados obtidos estão relacionados na Tabela 5.1, na qual se observa para cada par tensão normal \times tensão confinante valores menores obtidos para os corpos de prova horizontais.

Tabela 5.1: **Tensões cisalhantes para cps verticais e horizontais**

Bloco 01 – Ensaio de Cisalhamento Direto Saturado							
Cps Verticais				Cps Horizontais			
Tensão Normal MPa	Tensão Cisalhante MPa	Tensão Normal MPa	Médias das Tens. Cisalh. MPa	Tensão Normal MPa	Tensão Cisalhante MPa	Tensão Normal MPa	Médias das Tens. Cisalh. MPa
0,025	0,0066	0,025	0,0066	0,025	0,0059	0,025	0,0052
0,025	0,0050			0,025	0,0045		
0,025	0,0082			0,025			
0,050	0,0114	0,050	0,0116	0,050	0,0082	0,050	0,0094
0,050	0,0095			0,050	0,0115		
0,050	0,0138			0,050	0,0084		
0,100	0,0393	0,100	0,0383	0,100	0,0334	0,100	0,0318
0,100	0,0421			0,100	0,0406		
0,100	0,0339			0,100	0,0214		

Com os pares coordenados tensão normal e tensão de cisalhamento máxima para cada direção foram obtidas as linhas de tendência com as médias de cada grupo de dados. A inclinação dessas linhas representa o coeficiente de atrito ϕ de cada direção, conforme mostrado na Figura 5.2.

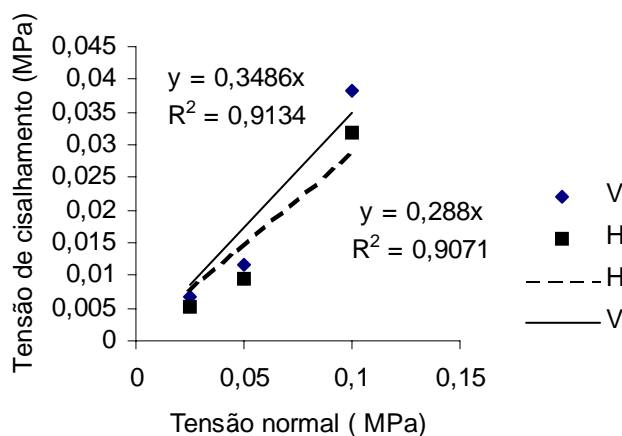


Figura 5.2 – Linhas de tendência para cps verticais e horizontais

A linha de tendência superior com inclinação de $19^{\circ} 13'$ foi obtida com os corpos de prova verticais, e a inferior com inclinação de $16^{\circ} 3'$ foi obtida com os corpos de prova horizontais, mostrando uma diferença de $3^{\circ} 10'$, o que representa uma anisotropia quanto ao coeficiente de atrito nas duas direções. Supõe-se que a coesão foi anulada devido ao ensaio ter sido executado com a amostra inundada.

5.3 – Ensaio Triaxial Estático

Dos corpos de prova preparados para o ensaio triaxial estático foram separados doze unidades do Bloco 02 e remetidos para o Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco a fim de serem rompidos na metodologia consolidado drenado, para melhor simular a situação de campo:

a) a saturação foi alcançada por contra-pressão de $1,0 \text{ kgf/cm}^2$ (0,10 MPa), aplicada em estágios de $0,5 \text{ kgf/cm}^2$ (0,05 MPa) em períodos de 04 horas, de cada estágio. Ao atingir-se o valor de $1,0 \text{ kgf/cm}^2$ (0,10 MPa), mantinha-se a contra-pressão constante até um valor do parâmetro $B = \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma_3}$ igual ou superior a 0,98, sendo: $\Delta\mu$ – a variação da poro pressão e $\Delta\sigma_3$ – a variação da pressão confinante.

b) os corpos de prova foram submetidos a pressões confinantes de $1,0 \text{ kgf/cm}^2$ (0,10 MPa); $2,0 \text{ kgf/cm}^2$ (0,20 MPa) e $3,5 \text{ kgf/cm}^2$ (0,35 MPa). Para o adensamento

isotrópico foram utilizados papel filtro lateral e pedra porosa na base, conforme recomendação de Bishop e Henkel, (1962).

c) o cálculo do tempo de ruptura, para uma equalização de poro pressão mínima de 95%, foi feita de acordo com Blight (1963), sendo o tempo de ruptura $T_r = 8 t_{50}$ (sendo t_{50} o tempo necessário para ocorrer 50% do adensamento primário). Utilizou-se, então uma velocidade de deformação constante igual a 0,072 mm/min;

d) a força vertical aplicada e a deformação dos corpos de prova foram medidas através de um anel dinamométrico com capacidade de 300 kgf e extensômetro mecânico com sensibilidade de 0,01 mm, respectivamente

5.4 – Análise dos Resultados dos Ensaios Triaxiais Estáticos

Os ensaios triaxiais realizados em três corpos de prova horizontais e três corpos de prova verticais deram origem aos gráficos tensão × deformação conforme mostrados na Figura 5.3 referente aos cps verticais e Figura 5.5 referente aos cps horizontais, onde no eixo vertical são marcados os valores da tensão cisalhante $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ e no eixo horizontal a deformação específica horizontal.

Foram originados também os diagramas de Mohr nas Figuras 5.4 e 5.6 referentes aos cps verticais e horizontais respectivamente, nos quais, no eixo vertical foram marcados as tensões de cisalhamento $\Gamma = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$ e na horizontal **os valores**

$S' = \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}$. Os gráficos que relacionam a deformação específica volumétrica ×

deformação específica horizontal, bem como as planilhas dos ensaios estão nos Anexos.

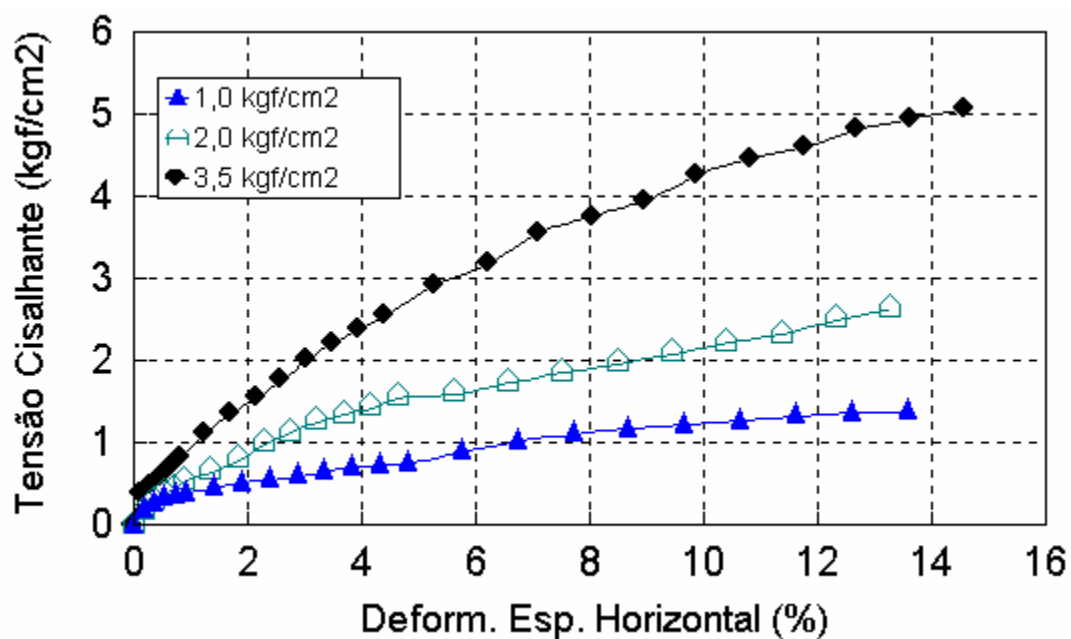


Figura 5.3 – Bloco 02 – Ensaio Triaxial CD – tensão × deformação cps verticais

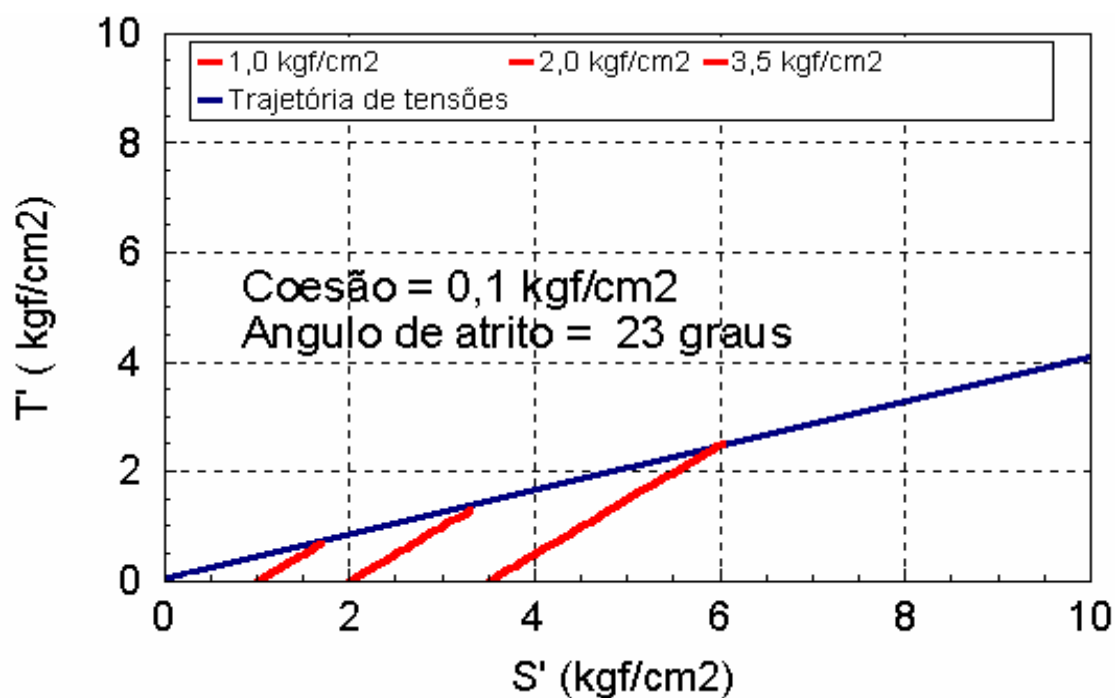


Figura 5.4 – Bloco 02 – Ensaio Triaxial CD – trajetória de tensões cps verticais

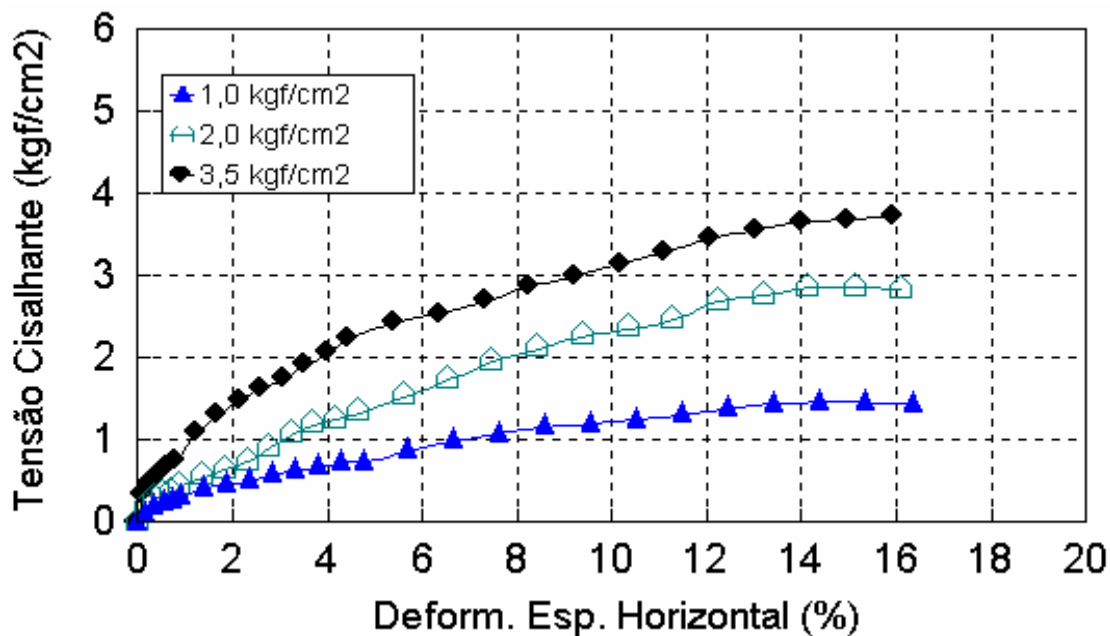


Figura 5.5 – Bloco 02 – Ensaio Triaxial CD – tensão x deformação cps horizontais

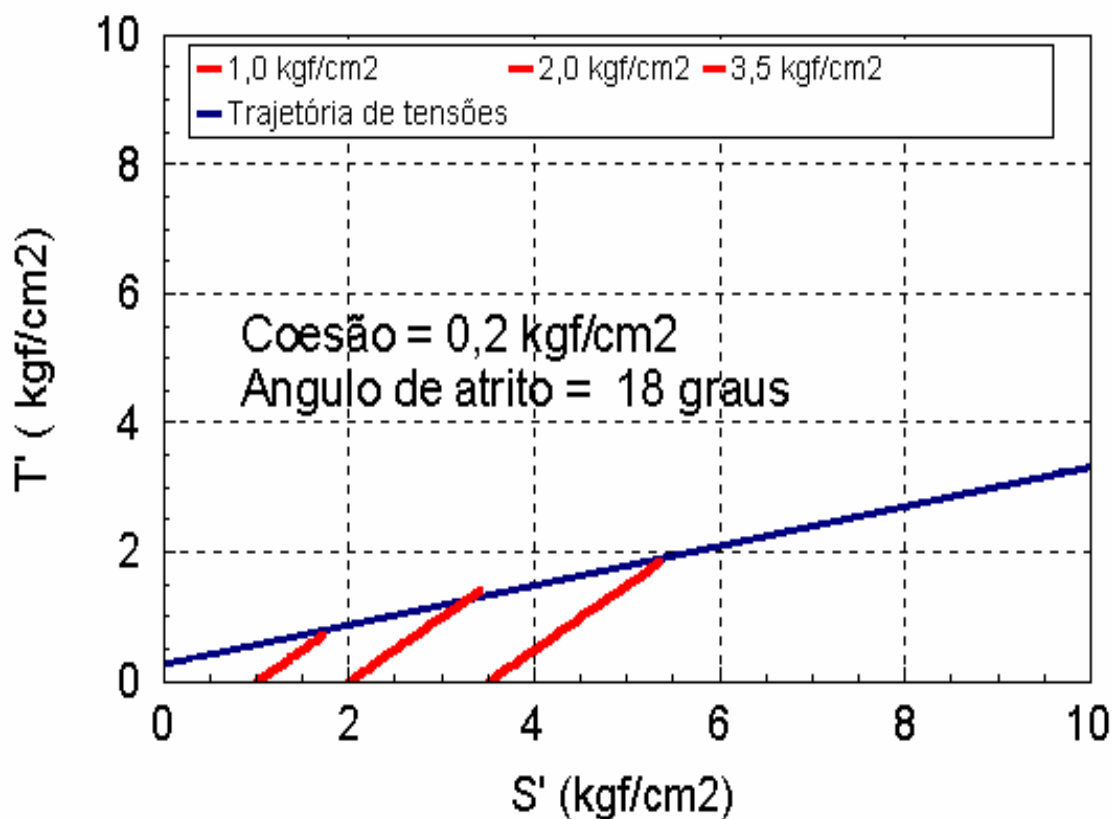


Figura 5.6 – Bloco 02 – Ensaio Triaxial CD – trajetória de tensões cps horizontais

Os resultados do ângulo de atrito interno mostrado na Tabela 5.2 tem uma diferença de 5° , o qual representa uma variação bem acentuada. Entretanto, esse valor é

apenas um indicativo de valor, pois somente com uma quantidade maior de corpos de prova se poderia determinar o desvio padrão e se ter uma precisão maior.

Tabela 5.2: Valores do ângulo de atrito interno obtidos no ensaio triaxial **estático CD**

Amostra	Corpo de prova	Coesão efetiva MPa	Angulo de atrito efetivo (graus)
Bloco 2 CPV	1	0,01	23
	2		
	3		
Bloco 2 CPH	1	0,02	18
	2		
	3		

Diferença do ângulo de atrito interno com valores variando entre 1° e 3° foram encontrados por pesquisadores utilizando o ensaio triaxial estático tipo CD em corpos de prova preparados por pluviação com areias de rios (Oda, 1972; Arthur e Menzies, 1972; Arthur e Philips, 1975 *apud* Ladd, 1977). Os maiores ângulos de atrito interno encontrados foram determinados quando o ensaio triaxial CD foi aplicado em corpos de prova cujo eixo coincidia com a direção de deposição das areias e os menores valores, quando a direção do eixo do corpos de prova fazia 90° com a direção de deposição das areias. As maiores diferenças encontradas pelos pesquisadores chegaram a aproximadamente 4°, portanto, um pouco menor do valor encontrado neste estudo.

5.5 – Ensaio Triaxial Dinâmico

O módulo de resiliência obtido do ensaio triaxial dinâmico é um modulo elástico obtido com a deformação elástica ou resiliente ao se aplicar cargas repetidas. No início da aplicação de cargas os incrementos de deformação permanente são maiores que a deformação resiliente. Após as primeiras aplicações há uma inversão de comportamento, os incrementos das deformações resilientes ou elásticas são maiores que os incrementos das deformações permanentes. Devido a este fato (Uzan, 1992), pode-se admitir que a trajetória de tensão que se desenvolve com a aplicação de carga tem um comportamento resiliente. Como a análise que será feita refere-se apenas ao

comportamento elástico ou resiliente, não se considera a parcela da deformação plástica ou permanente que ocorre durante o ensaio apesar das deformações permanentes serem também registradas.

Por definição, módulo de resiliência é a relação entre a tensão desvio aplicada no corpo de prova e a deformação resiliente registrada, conforme a relação:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (5.1)$$

Onde: σ_d – tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

ε_r – deformação específica resiliente na direção da tensão aplicada

No ensaio triaxial, caso se tenham transdutores mecânicos eletromagnéticos (LVDT) que meçam a deformação vertical e radial a meia altura do corpo de prova, pode-se determinar com o mesmo corpo de prova o módulo resiliente vertical (M_{Rv}) e o módulo resiliente horizontal (M_{Rh}) pelas fórmulas seguintes (Tutumluer e Thompson, 1996):

$$M_{rv} = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_{vertical}} \quad (5.2)$$

$$M_{rh} = \frac{\sigma_3}{\varepsilon_{radial}} \quad (5.3)$$

Onde: $\varepsilon_{vertical}$ – deformação vertical na direção da tensão aplicada

ε_{radial} – deformação radial ao corpo de prova

σ_3 – tensão confinante

Neste trabalho, como o equipamento utilizado não dispunha do LVDT que mede a deformação radial, optou-se por retirar corpos de prova nas duas direções a fim de se calcular os módulos horizontal e vertical.

Os ensaios triaxiais dinâmicos foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) do Departamento de Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará. O equipamento é composto de uma prensa constituída por uma câmara triaxial (Figura 5.7), um dispositivo pneumático para aplicação de cargas capaz de aplicar carga repetida, com forma trapezoidal, e frequência de 60 ciclos e um computador para aquisição de dados. A Figura 5.8 mostra as deformações elásticas (ε_r)

e as deformações plásticas (ϵ_p) mostrando a forma da carga aplicada., a qual tem duração de 0,10 s e repouso de 0,90 s. Os deslocamentos verticais são registrados por LVDTs. Todos os dados são registrados no sistema de aquisição da prensa, que emite relatório após o término do ensaio. O programa instalado segue o Método de Ensaio ME-131/94 do DNER.



Figura 5.7 – Câmara da prensa triaxial dinâmica

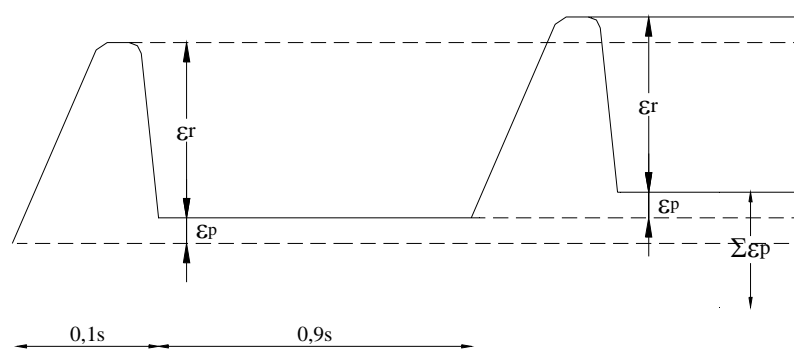


Figura 5.8 – Deformações com a forma trapezoidal da carga aplicada

Após a instalação do corpo de prova na câmara, o ensaio segue duas fases. A primeira fase consta do condicionamento, que é uma série de carregamentos dinâmicos com a finalidade de eliminar deformações excessivas na aplicação da tensão desvio Preussler *et al.* (1981). No condicionamento, apenas a deformação permanente é registrada pelos LVDTs. São aplicadas 1500 cargas dinâmicas obedecendo a seqüência da Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Seqüência de cargas dinâmicas aplicadas no condicionamento dos cps

Tensão confinante σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	n° de aplicações
0,070	0,070	500
0,070	0,210	500
0,070	0,315	500

A segunda fase do ensaio consta de uma seqüência de aplicação de tensão confinante (σ_3) e tensão desvio (σ_d), e os registros das deformações permanentes que ainda irão acontecer após o condicionamento e as deformações elásticas com as quais são calculadas os módulos de resiliência. A aplicação de carga desta segunda fase consta de seis etapas obedecendo sempre a uma relação σ_1 / σ_3 igual a 2, 3 e 4, conforme Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Tensões confinante e desvio – Método ME –131/96

Tensão confinante σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	Relação σ_1 / σ_3
0,021	0,021	2
	0,042	3
	0,063	4
0,035	0,035	2
	0,070	3
	0,105	4
0,052	0,052	2
	0,105	3
	0,158	4
0,070	0,070	2
	0,140	3
	0,210	4
0,105	0,105	2
	0,210	3
	0,315	4
0,140	0,140	2
	0,280	3
	0,420	4

5.6 – Análises dos Resultados do Ensaio Triaxial Dinâmico

A hipótese admitida neste trabalho é que a estrutura interna formada na deposição das partículas do solo Formação Barreiras obedeceu a uma direção preferencial do eixo maior das partículas, tendo provocado uma sedimentação das partículas com o seu eixo maior tomando a direção horizontal quando aconteceu a formação geológica, (Figura 5.9).

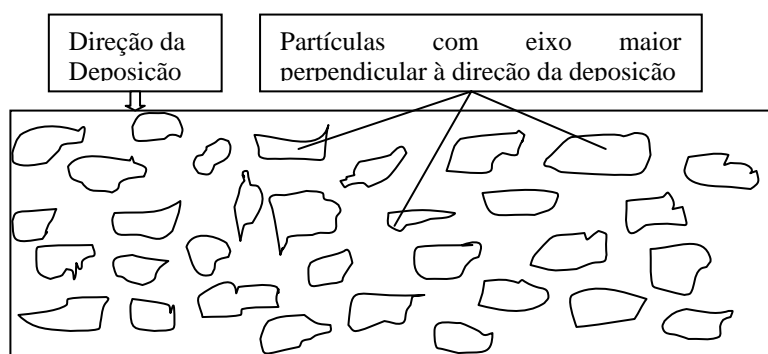


Figura 5.9 – Deposição das partículas de areia com a ação da gravidade na formação da camada

Caso a hipótese seja verdadeira, quando da aplicação de cargas pelos pneus dos veículos, deverá haver distribuição diferenciada de deformações nas direções vertical e horizontal em relação a superfície do terreno.

Todos os corpos de prova horizontais e verticais foram ensaiados individualmente, tendo sido emitido pela prensa um relatório para cada ensaio. Com os resultados do relatório de cada corpo de prova foram calculados a média aritmética e o desvio padrão dos módulos de resiliência e com eles determinados os valores:

$$X_m + 3 \times S_x \quad (5.4)$$

$$X_m - 3 \times S_x \quad (5.5)$$

Onde:

X_m – média dos valores dos módulos de resiliência

S_x – desvio padrão dos valores dos módulos de resiliência

Os valores determinados com (5.4) e (5.5) foram considerados valores extremos e excluídos da planilha.

Conforme Mohammad (1999), se um solo é tipicamente arenoso então seu módulo de resiliência deverá depender fortemente da tensão confinante pois a coesão é

mínima. Se o solo é tipicamente argiloso, então o módulo de resiliência deverá depender fortemente da tensão desvio, visto que neste caso o efeito da coesão será maior.

Tratando-se de Formação Barreiras que contem areia, silte e argila na sua composição, será conveniente que se analise vários modelos simples, isto é, com uma só variável independente e compostos com mais de uma variável independente. Portanto, analisou-se para todos os blocos tanto na direção vertical quanto na horizontal os modelos resilientes a seguir relacionados de (5.6) a (5.11) a fim de se verificar qual variável ou quais variáveis teriam correlação maior com o módulo de resiliência.

Conforme Ferreira (2002), os modelos (5.6), (5.7), (5.9), e (5.11) são atribuídos aos pesquisadores relacionados a seguir, enquanto segundo Barksdale (1997) o modelo (5.10) é atribuído a Universidade do Texas-El Paso.

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (\text{Hicks, 1970}) \quad (5.6)$$

$$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2} \quad (\text{Svenson, 1980}) \quad (5.7)$$

$$M_R = K_1 \theta^{K_2} \quad (5.8)$$

$$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3} \quad (\text{Uzan, 1985}) \quad (5.9)$$

$$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3} \quad (\text{UTEP, 1997}) \quad (5.10)$$

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3} \quad (\text{Macêdo, 1996}) \quad (5.11)$$

Onde :

M_R – módulo de resiliência do material

θ – soma das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

ε_a – deformação axial resiliente

K_1, K_2, K_3 – constantes do material obtidas a partir de ensaios triaxial dinâmico feitos sobre materiais granulares.

Ao se fazer a análise dos modelos acima para cada corpo de prova foram determinados os valores dos K para cada modelo resiliente. O valor de K_1, K_2 e K_3 utilizado como valor final para cada modelo resiliente de uma direção é a média aritmética dos K dos corpos de prova naquela direção.

Para todos os blocos foram determinadas as médias das deformações plásticas ou permanentes, das deformações específicas resilientes e dos módulos de resiliência. Verificou-se que, em todos os blocos, as deformações permanentes na direção vertical são menores que na direção horizontal e que os módulos de resiliência da direção vertical são maiores que na direção horizontal, conforme mostrado na Tabela 5.5. Este fato deverá acontecer devido haver maior rigidez na direção vertical que na direção horizontal, isto é, há um número maior de contatos entre as partículas na direção vertical que na direção horizontal.

Tabela 5.5: Médias das deformações plásticas, elásticas e dos módulos de resiliência

Bloco	Direção	Def. plástica média (mm)	Def. elástica média (mm)	Módulos de resiliência (MPa)
01	V	0,520	$1,8 \times 10^{-4}$	846,6
	H	1,090	$3,0 \times 10^{-4}$	651,9
02	V	0,340	$1,6 \times 10^{-4}$	926,1
	H	2,150	$1,9 \times 10^{-4}$	783,8
03	V	0,590	$1,4 \times 10^{-4}$	993,0
	H	2,390	$1,9 \times 10^{-4}$	878,0
04	V	0,280	$1,9 \times 10^{-4}$	1593,2
	H	0,370	$1,1 \times 10^{-4}$	1369,0
05	V	0,370	$1,3 \times 10^{-4}$	1121,0
	H	0,580	$1,7 \times 10^{-4}$	846,0

A correlação entre o módulo de resiliência e uma variável simples se mostrou em geral muito fraca ou quase inexistente, com um valor de R^2 muito baixo, com exceção dos corpos de prova horizontais do bloco 01, conforme mostram as Tabelas 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, e 5.10 referentes aos blocos 01, 02, 03, 04 e 05 respectivamente.

Na coluna da identificação dos modelos, estes são identificados por números e letras. Quando é representado por dois algarismos e uma letra, essa letra sozinha quer dizer um modelo simples de uma só variável independente, no qual o primeiro algarismo refere-se ao número do bloco que está sendo analisado, o segundo algarismo refere-se ao número do modelo e a letra “v” e “h” representam as direções vertical e horizontal dos cps. Assim, o modelo nº 2.3v, representa o modelo número 3 vertical do bloco 02. Se o número que identifica o modelo contém a letra “c”, quer dizer que aquele modelo é composto, isto é, contém mais de uma variável independente. Portanto, o número 2.3vc refere-se ao modelo número 3 vertical composto do bloco 02.

Tabela 5.6: Modelos resilientes e os valores dos K

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	R ²
01	Vertical	$M_R = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2}$	1.1v	968,1	0,041	0,049
		$M_R = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2}$	1.2v	677,3	-0,109	0,126
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	1.3v	820,9	-0,026	0,032
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	1.1h	320,1	-0,225	0,221
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	1.2h	278,5	-0,376	0,618
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	1.3h	420,2	-0,320	0,389

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
01	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	1.1vc	1155,7	0,374	-0,347	0,536
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	1.2vc	512,5	0,598	-0,568	0,546
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	1.3vc	34,5	0,454	-0,428	0,806
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	1.1hc	420,7	0,245	-0,483	0,671
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	1.2hc	252,4	0,392	-0,630	0,675
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	1.3hc	21,0	0,312	-0,444	0,890

Tabela 5.7: Modelos resilientes e os valores dos K

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	R ²
02	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	2.1v	1396,1	0,147	0,269
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	2.2v	928,0	-0,001	0,007
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	2.3v	1033,4	0,096	0,117
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	2.1h	818,4	0,002	0,017
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	2.2h	541,9	-0,183	0,243
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	2.3h	724,3	-0,090	0,051

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
02	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	2.1vc	1741,9	0,466	-0,310	0,872
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	2.2vc	630,1	0,736	-0,584	0,874
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	2.3vc	53,2	0,478	-0,382	0,952
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	2.1hc	1117,2	0,506	-0,498	0,727
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	2.2hc	373,0	0,798	-0,790	0,728
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	2.3hc	21,1	0,490	-0,479	0,918

Tabela 5.8: Modelos resilientes e os valores dos K

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	R ²
03	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	3.1v	1624,5	0,178	0,302
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	3.2v	989,8	0,004	0,045
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	3.3v	1120,2	0,115	0,154
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	3.1h	785,4	-0,016	0,003
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	3.2h	519,7	-0,215	0,330
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	3.3h	722,2	-0,111	0,070

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
03	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	3.1vc	1966,5	0,474	-0,289	0,753
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	3.2vc	692,3	0,754	-0,568	0,767
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	3.3vc	50,3	0,509	-0,394	0,910
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	3.1hc	980,0	0,452	-0,503	0,755
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	3.2hc	366,5	0,718	-0,767	0,759
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	3.3hc	22,0	0,445	-0,467	0,927

Tabela 5.9: Modelos resilientes e os valores dos K

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	R ²
04	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	4.1v	2699,5	0,201	0,271
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	4.2v	1569,7	0,006	0,000
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	4.3v	1813,2	0,137	0,121
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	4.1h	2016,7	0,168	0,233
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	4.2h	1305,3	0,013	0,011
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	4.3h	1449,5	0,121	0,122

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
04	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	4.1vc	3343,5	0,528	-0,320	0,724
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	4.2vc	1056,6	0,843	-0,632	0,739
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	4.3vc	50,6	0,548	-0,427	0,909
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	4.1hc	2531,9	0,451	-0,253	0,581
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	4.2hc	948,5	0,719	-0,520	0,592
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	4.3hc	55,4	0,499	-0,406	0,808

Tabela 5.10: Modelos resilientes e os valores dos K

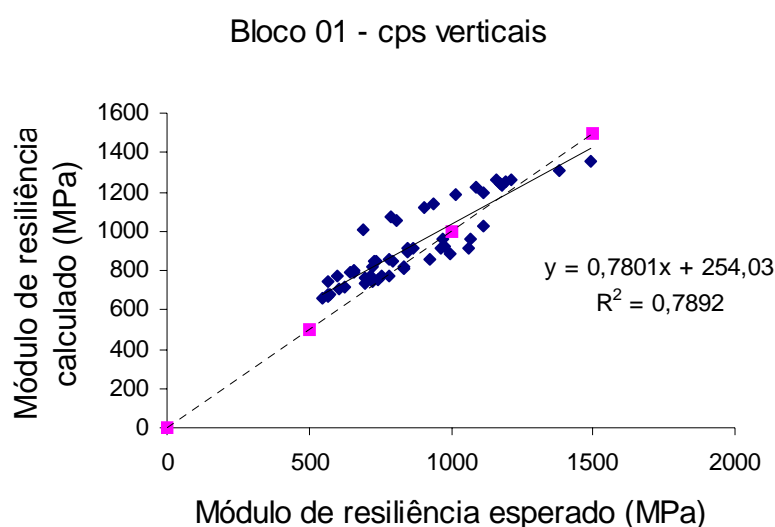
Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	R ²
05	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	5.1v	1613,1	0,129	0,209
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	5.2v	1138,7	0,002	0,016
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	5.3v	1239,9	0,082	0,096
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	5.1h	1178,3	0,116	0,187
		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	5.2h	760,4	0,035	0,075
		$M_R = K_1 \theta^{K_2}$	5.3h	884,0	0,048	0,091

Bloco		Modelo Resiliente	Modelo n°	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
05	Vertical	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	5.1vc	2053,4	0,393	-0,217	0,753
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	5.2vc	902,9	0,623	-0,447	0,759
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	5.3vc	103,1	0,455	-0,337	0,887
	Horizontal	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	5.1hc	1507,9	0,468	-0,327	0,732
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	5.2hc	539,6	0,741	-0,601	0,744
		$M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$	5.3hc	39,4	0,498	-0,411	0,905

Os modelos resilientes 1.3vc, 1.3hc, 2.3vc, 2.3hc, 3.3vc, 3.3hc, 4.3vc, 4.3hc, 5.3vc, e 5.3hc, das tabelas anteriores foram considerados os melhores por apresentarem maiores R^2 e serão tomados para a análise a que se propõe este trabalho.

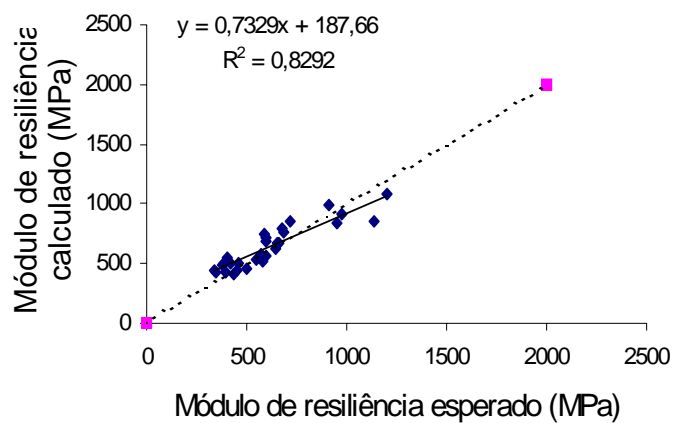
Para se verificar o ajuste dos K dos modelos resilientes calculados foram construídos gráficos nos quais em um dos eixos coordenados são lançados os valores dos módulos de resiliência esperados, isto é, que constam do relatório de ensaio para os pares tensão \times deformação. No outro eixo coordenado, são lançados os valores dos módulos de resiliência calculados utilizando o modelo em estudo para os mesmos pares tensão \times deformação. Na situação ideal, os pontos originados se situam em cima da reta que faz 45° com a horizontal. Nos gráficos, os pontos darão origem a uma linha que tenderá a se ajustar melhor a reta de 45° pontilhada quanto melhores forem os valores dos K determinados.

Na Figura 5.8 são mostrados os gráficos dos módulos esperados em relação aos módulos calculados para todos os blocos estudados, onde 5.10(a) refere-se aos cps verticais do bloco 01; 5.10(b) aos cps horizontais do bloco 01; 5.10(c) aos cps verticais do bloco 02; 5.10(d) aos cps horizontais do bloco 02; 5.10(e) aos cps verticais do bloco 03; 5.10(f) aos cps horizontais do bloco 03; 5.10(g) aos cps verticais do bloco 04; 5.10(h) aos cps horizontais do bloco 04; 5.10(i) aos cps verticais do bloco 05; 5.10(j) aos cps horizontais do bloco 05.



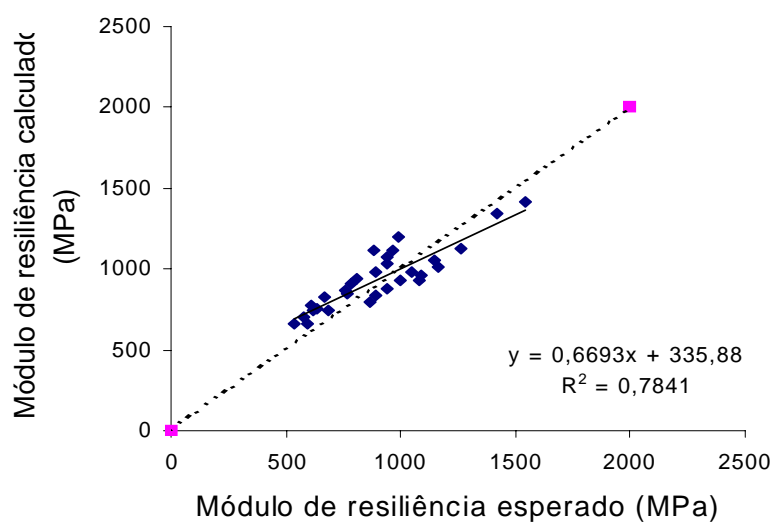
5.10(a)

Bloco 01 - cps horizontais



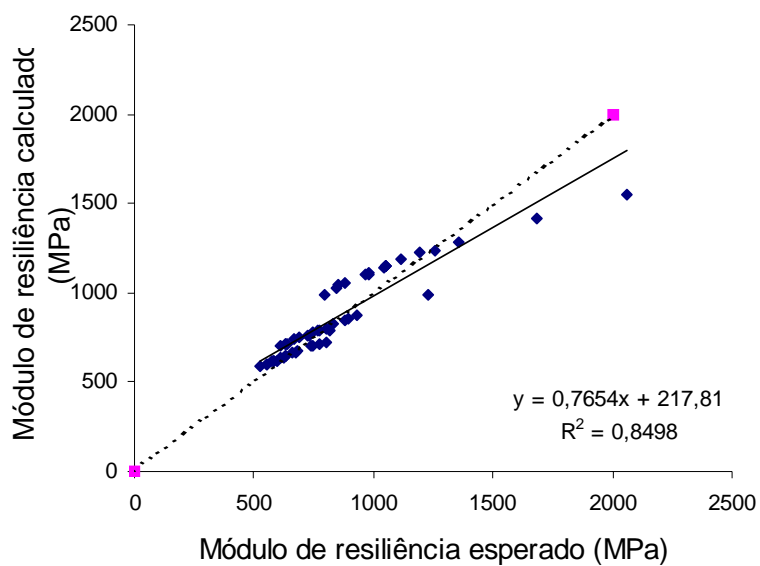
5.10(b)

Bloco 02 - cps verticais



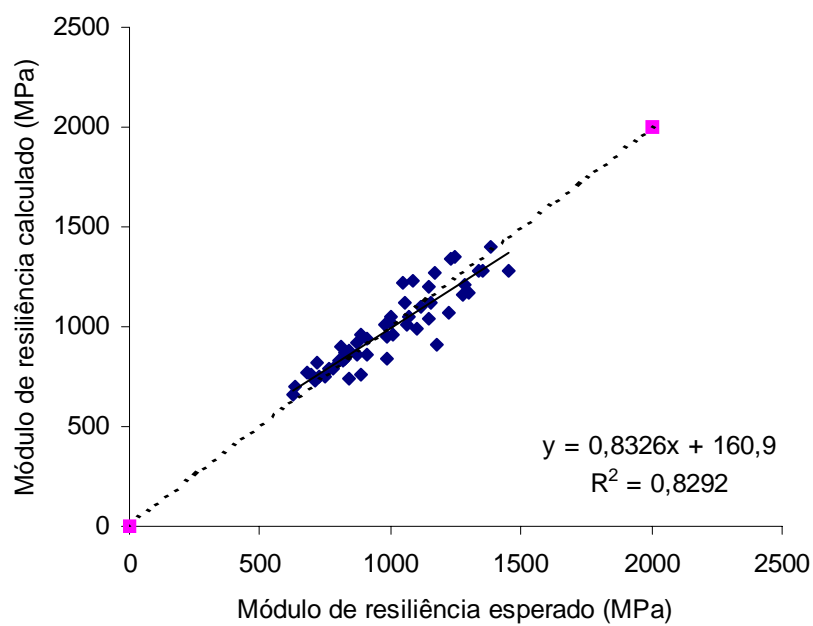
5.10(c)

Bloco 02 - cps horizontais



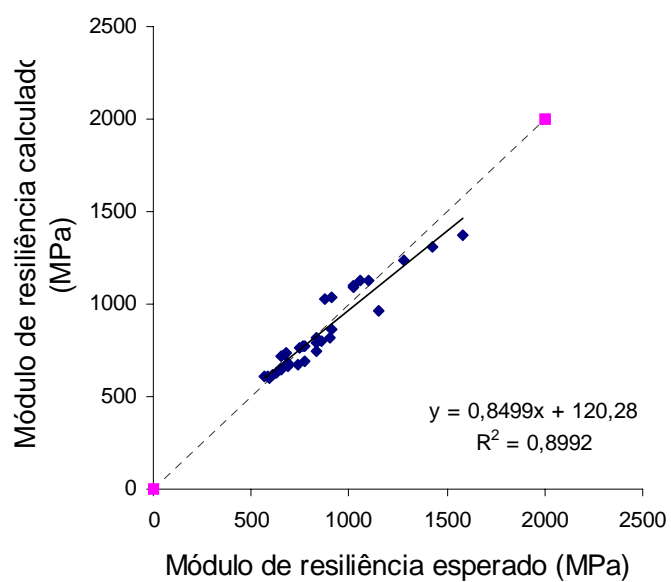
5.10(d)

Bloco 03 - cps verticais



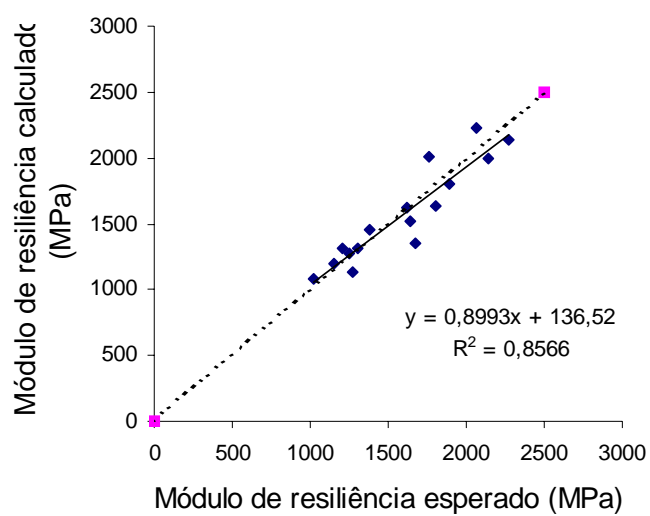
5.10(e)

Bloco 03 - cps horizontais



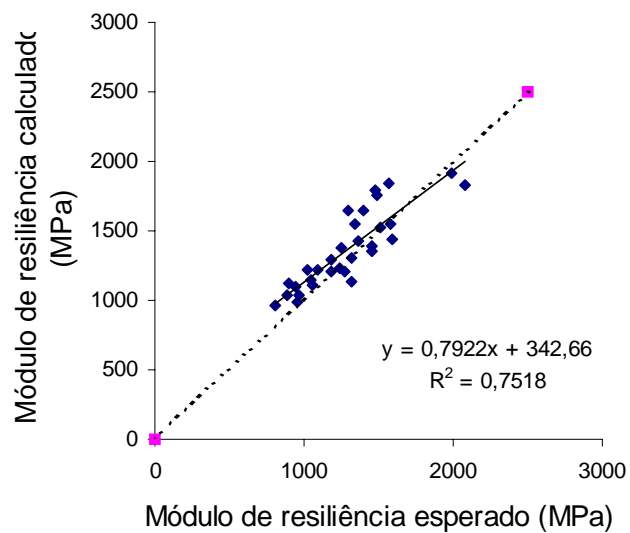
5.10(f)

Bloco 04 - cps verticais



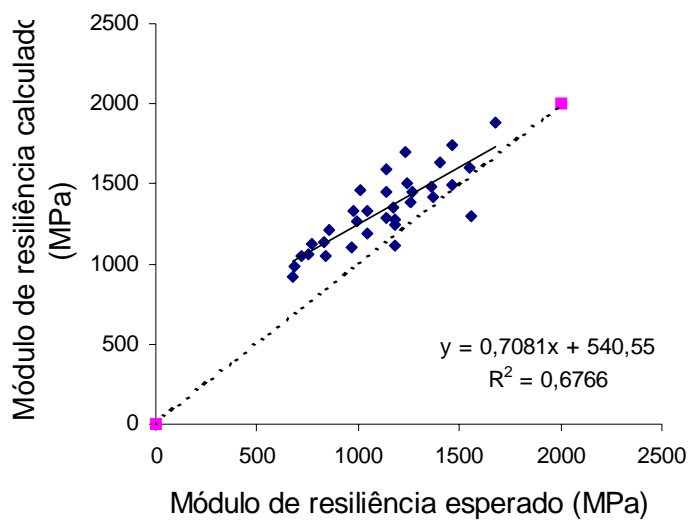
5.10(g)

Bloco 04 - cps horizontais

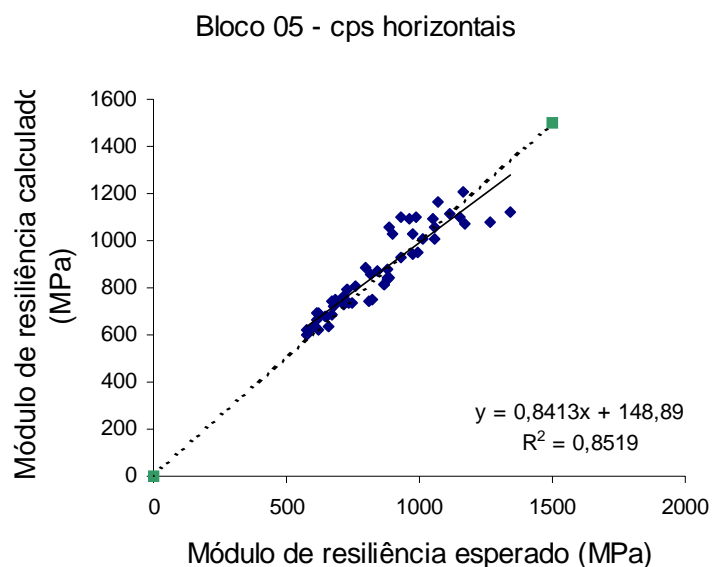


5.10(h)

Bloco 05 - cps verticais



5.10(i)



5.10(j)

Figura 5.10 – Módulo de resiliência esperado × calculado

Considerou-se o modelo $M_R = K_1 \theta^{K_2} \varepsilon_a^{K_3}$, como o melhor na análise feita, devido ter apresentado as melhores correlações, com os maiores valores de R^2 , diferentemente de Daí e Zollar (2002) que ao analisar o solo do subleito de algumas rodovias encontrou boas correlações com o modelo $M_R = K_1 \theta^{K_2} \sigma_d^{K_3}$. Todos os K do modelo considerado como o melhor deste estudo estão relacionados nas Tabelas 5.11 e 5.12, para as direções vertical e horizontal respectivamente.

Tabela 5.11: K do melhor modelo vertical

Blocos	Modelo N ^o	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
01	1.3vc	34,5	0,454	-0,428	0,806
02	2.3vc	53,2	0,478	-0,382	0,952
03	3.3vc	50,3	0,509	-0,394	0,910
04	4.3vc	50,6	0,548	-0,427	0,909
05	5.3vc	103,1	0,453	-0,337	0,887

Tabela 5.12: K do melhor modelo horizontal

Blocos	Modelo N°	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
01	1.3hc	21,0	0,312	-0,444	0,890
02	2.3hc	21,1	0,490	-0,479	0,918
03	3.3hc	22,0	0,445	-0,467	0,927
04	4.3hc	55,4	0,499	-0,406	0,808
05	5.3hc	39,4	0,498	-0,411	0,905

Observando-se os resultados dos LL e IP relacionados na Tabela 4.2, a classificação HRB da Tabela 4.3 e os resultados das deformações permanentes e dos módulos resilientes médios relacionados na Tabela 5.5 conclui-se que os blocos 01, 02 e 03 tem solos com comportamento similar e podem ser agrupado numa mesma média, dando origem a Tabela 5.13. Com as médias dos K pode-se construir os novos modelos (5.12) e (5.13) que descrevem os valores dos módulos de resiliência nas direções vertical e horizontal para os solos dos blocos 01,02 e 03.

$$Mrv = 46,0\theta^{0,480} \varepsilon_a^{-0,401} \quad (5.12)$$

$$Mrh = 21,3\theta^{0,415} \varepsilon_a^{-0,463} \quad (5.13)$$

Tabela 5.13: Médias dos K para o bloco 01,02 e 03 nas direções vertical e horizontal e seus modelos

Blocos	Modelo	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
01	1.3vc	34,5	0,454	-0,428	0,806
02	2.3vc	53,2	0,478	-0,382	0,952
03	3.3vc	50,3	0,509	-0,394	0,910
Médias dos K		46,0	0,480	-0,401	
Modelo Vertical		$Mrv = 46,0\theta^{0,480} \varepsilon_a^{-0,401}$			
01	1.3hc	21,0	0,312	-0,444	0,890
02	2.3hc	21,1	0,490	-0,479	0,918
03	3.3hc	22,0	0,445	-0,467	0,927
Médias		21,3	0,415	-0,463	
Modelo Horizontal		$Mrh = 21,3\theta^{0,415} \varepsilon_a^{-0,463}$			

Com os modelos (5.12) e (5.13) pode-se verificar a variação do módulo resiliente vertical e horizontal com a tensão confinante, e tensão desvio, conforme gráficos das Figuras 5.11 e 5.12.

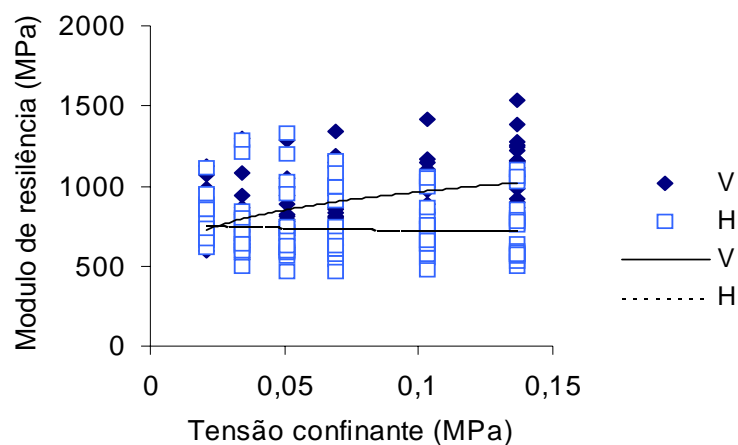


Figura 5.11 – Blocos 01,02,03 – Variação dos módulos de resiliência verticais e horizontais com a tensão confinante

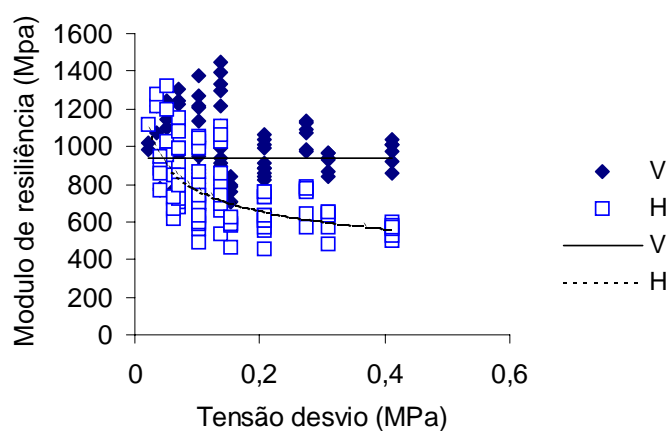


Figura 5.12 – Blocos 01,02,03 – Variação dos módulos de resiliência verticais e horizontais com a tensão desvio

Observa-se que à proporção que as tensões confinante e desvio aumentam de valor, há um acréscimo na diferença entre os valores dos módulos de resiliência verticais e horizontais calculados.

Com (5.12) e (5.13), determina-se a expressão (5.14) que descreve o grau de anisotropia “n” em função das tensões totais e da deformação específica vertical.

$$n = \frac{M_{rh}}{M_{rv}} = \frac{21,3\theta^{0,415} \varepsilon_a^{-0,463}}{46,0\theta^{0,48} \varepsilon_a^{-0,401}} = 0,463\theta^{-0,065} \varepsilon_a^{-0,062} \quad (5.14)$$

Tomando-se (5.14) e construindo-se gráficos que mostrem a variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante e tensão desvio, observa-se na Figura 5.13 e 5.14 que “n” diminui com o aumento da tensão confinante e da tensão desvio e que os valores dos dois módulos tendem a se igualar quando a tensão confinante ou desvio têm valores menores que 0,05 MPa.

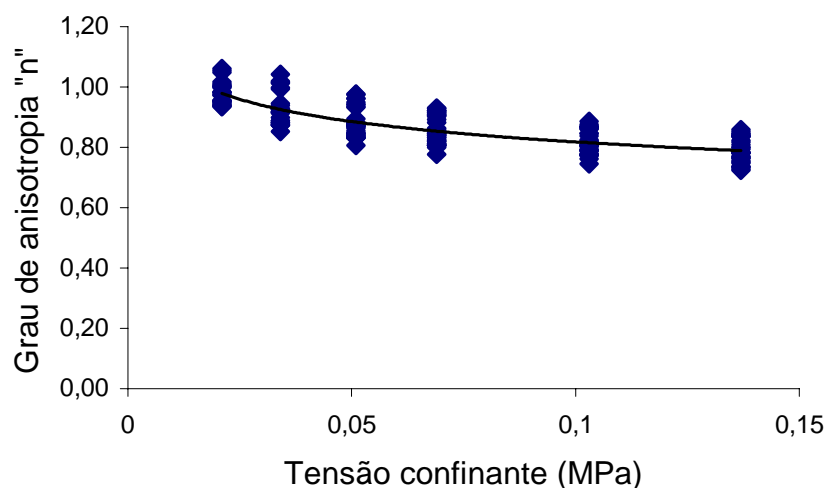


Figura 5.13 – Blocos 01,02,03 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante

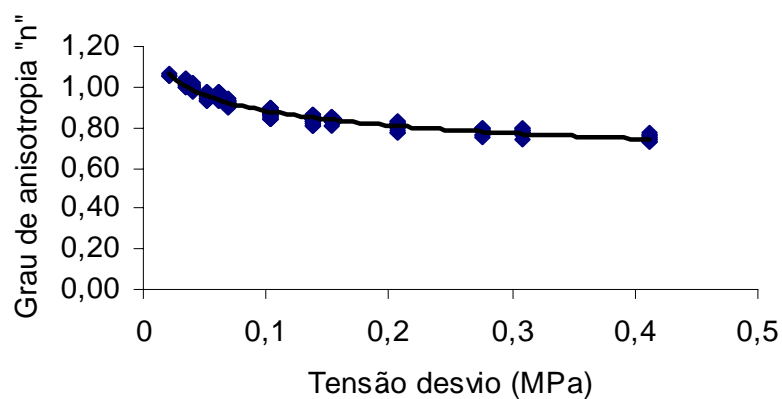


Figura 5.14 – Blocos 01,02,03 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão desvio

Da mesma forma que foi analisado para os blocos 01,02,03 observando-se as Tabelas 4.2, 4.3, 5.11 e 5.12 conclui-se que os solos dos blocos 04 e 05 tem características semelhantes e tem a mesma classificação HRB. Porém como os K determinados tem valores divergentes para os dois blocos, decidiu-se fazer análises separadas.

Para o bloco 04 constroem-se os modelos (5.15) e (5.16) que descrevem os valores dos módulos de resiliência nas direções vertical e horizontal, Tabela 5.14.

$$M_{rv} = 50,6\theta^{0,548} \varepsilon_a^{-0,427} \quad (5.15)$$

$$M_{rh} = 55,4\theta^{0,499} \varepsilon_a^{-0,406} \quad (5.16)$$

Tabela 5.14: K dos blocos 04 e modelos vertical e horizontal

Blocos	Modelo	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
04	4.3vc	50,6	0,548	-0,427	0,909
Modelo Vertical			$M_{rv} = 50,6\theta^{0,548} \varepsilon_a^{-0,427}$		
04	4.3hc	55,4	0,499	-0,406	0,808
Modelo Horizontal			$M_{rh} = 55,4\theta^{0,499} \varepsilon_a^{-0,406}$		

Para os solos do bloco 04 a variação dos módulos de resiliência nas direções vertical e horizontal, conforme (5.15) e (5.16) originam os gráficos das Figuras 5.15 e 5.16, os quais mostram que a diferença entre os módulos resilientes verticais e horizontais praticamente permanece constante à proporção que variam as tensões confinante e desvio.

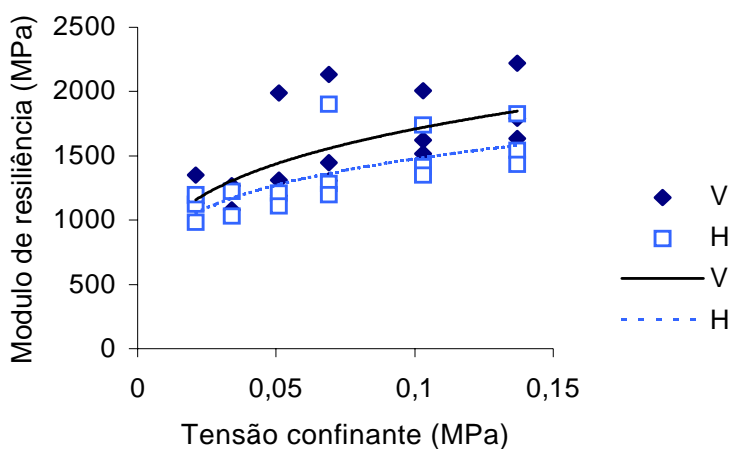


Figura 5.15 – Bloco 04 – Variação dos módulos de resiliência verticais e horizontais com a tensão confinante

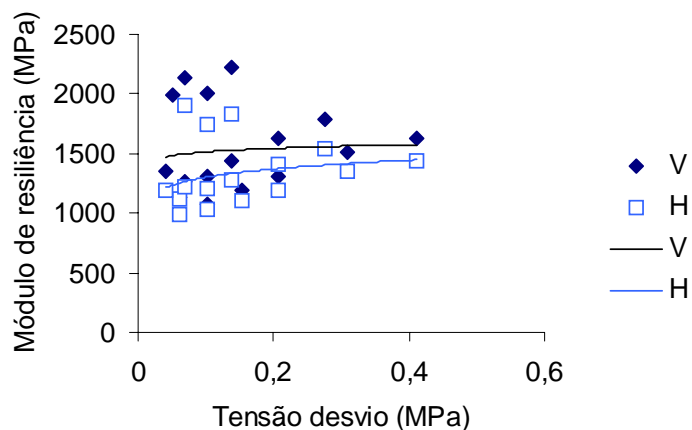


Figura 5.16 –Bloco 04 - Variação dos módulos resilientes verticais e horizontais com a tensão desvio

Igualmente, com (5.15) e (5.16) pode-se determinar o grau de anisotropia para o bloco 04, conforme (5.17):

$$n = \frac{M_{rh}}{M_{rv}} = \frac{55,4\theta^{0,499} \varepsilon_a^{-0,406}}{50,6\theta^{0,548} \varepsilon_a^{-0,427}} = 1,049\theta^{-0,049} \varepsilon_a^{0,021} \quad (5.17)$$

Tomando-se (5.17) e construindo-se gráficos que mostrem a variação do grau de anisotropia “n” com as tensões confinante e tensão desvio, observa-se na Figura 5.17 e 5.18 que o grau de anisotropia “n” diminui com aumento da tensão confinante e da tensão desvio, tendendo para 1,0 quando as tensões confinante e desvio tendem para valores pequenos.

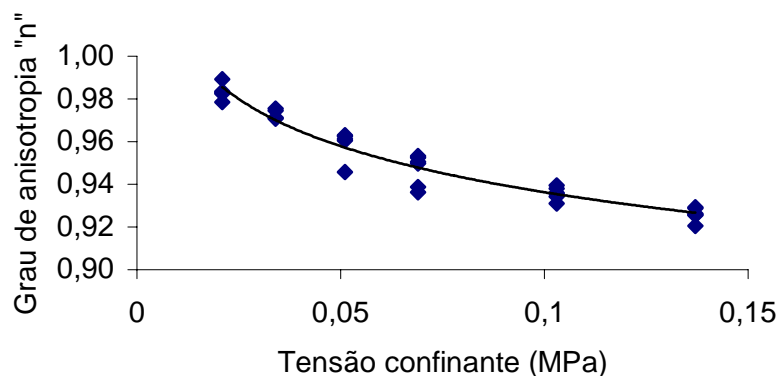


Figura 5.17 – Bloco 04 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante

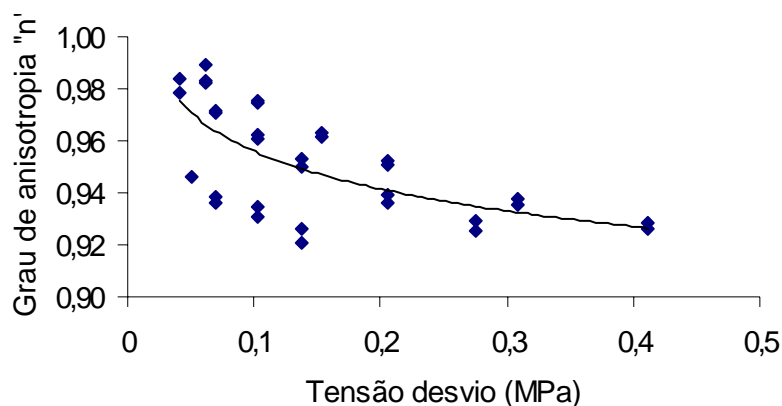


Figura 5.18 – Bloco 04 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão desvio

Para o bloco 05 constroem-se os modelos (5.18) e (5.19) que descrevem os valores dos módulos de resiliência nas direções vertical e horizontal, conforme Tabela 5.15.

$$Mrv = 103,1\theta^{0,455} \varepsilon_a^{-0,337} \quad (5.18)$$

$$Mrh = 39,4\theta^{0,498} \varepsilon_a^{-0,411} \quad (5.19)$$

Tabela 5.15: K dos blocos 05 e modelos vertical e horizontal

Blocos	Modelo	K ₁	K ₂	K ₃	R ²
05	5.3vc	103,1	0,455	-0,337	0,887
Modelo Vertical		$Mrv = 103,1\theta^{0,455} \varepsilon_a^{-0,337}$			
05	5.3hc	39,4	0,498	-0,411	0,905
Modelo Horizontal		$Mrh = 39,4\theta^{0,498} \varepsilon_a^{-0,411}$			

Com (5.18) e (5.19) constroem-se os gráficos das Figuras 5.19 e 5.20, os quais mostram a variação dos módulos de resiliência vertical e horizontal do bloco 05 com as tensões confinante e desvio, observando-se uma variação maior do que as já obtidas.

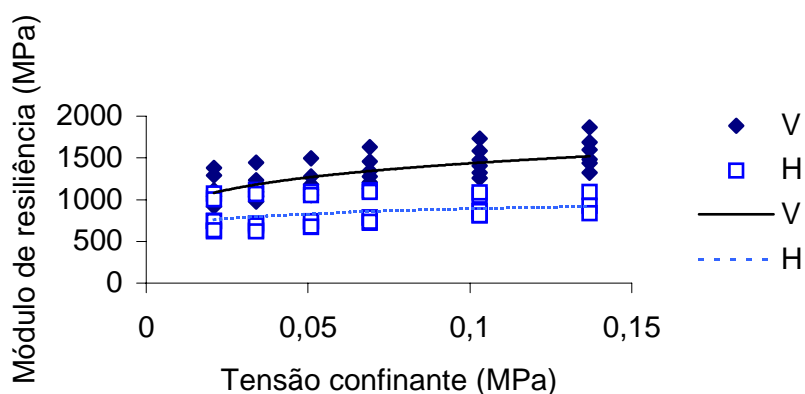


Figura 5.19 – Bloco 05 - Variação dos módulos de resiliência verticais e horizontais com a tensão confinante

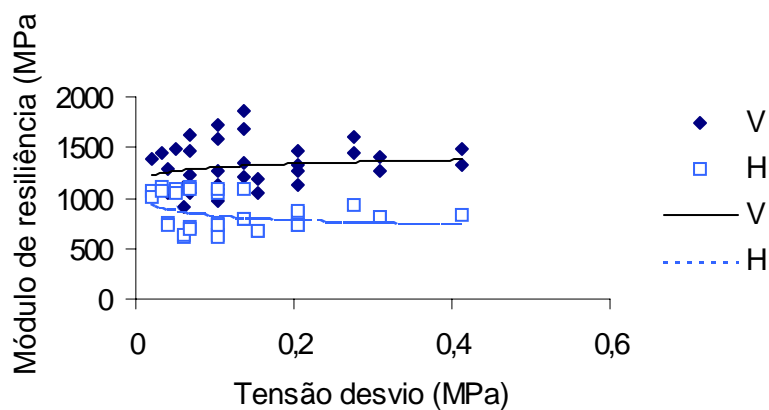


Figura 5.20 – Bloco 05 – Variação dos módulos resilientes verticais e horizontais com a tensão desvio

Também com (5.18) e (5.19) determina-se o grau de anisotropia para o bloco 05, conforme (5.20).

$$n = \frac{M_{rh}}{M_{rv}} = \frac{39,4\theta^{0,498} \varepsilon_a^{-0,411}}{103,1\theta^{0,455} \varepsilon_a^{-0,337}} = 0,382\theta^{-0,043} \varepsilon_a^{0,074} \quad (5.20)$$

A variação do grau de anisotropia com a tensão confinante e tensão desvio para o bloco 05 está nas Figuras 5.21 e 5.22, onde se observa também uma redução da anisotropia com a tensão confinante e desvio.

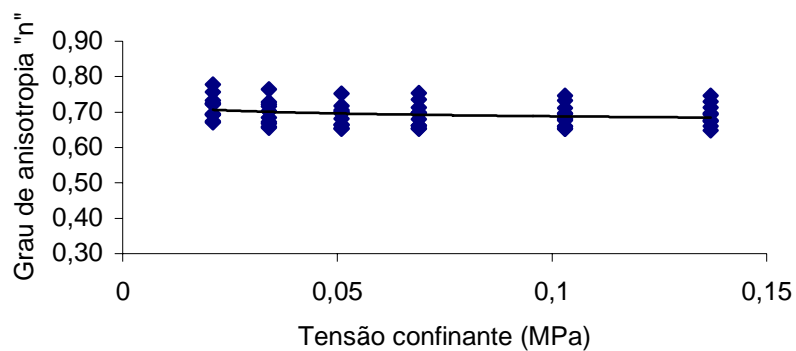


Figura 5.21 – Bloco 05 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão confinante

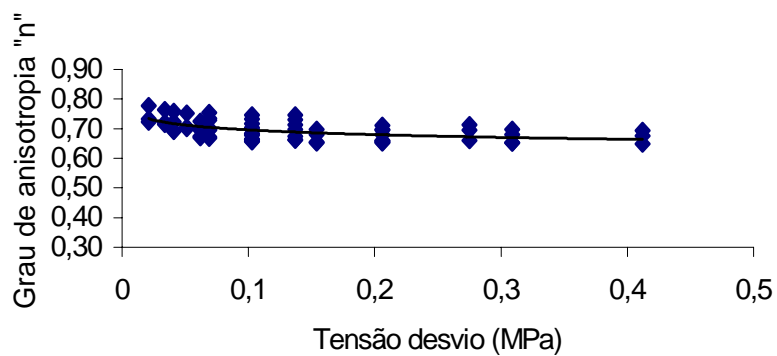


Figura 5.22 – Bloco 05 – Variação do grau de anisotropia “n” com a tensão desvio

Ficou constatado, portanto, que os solos do grupo Formação Barreiras estudados possuem anisotropia, a qual varia de local para local de coleta e o grau de anisotropia “n” sempre diminui com o aumento das tensões confinante e desvio.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A literatura técnica recomenda que a melhor forma de se obter amostras indeformadas é através da extração de blocos indeformados e a partir de prismas retirados destes blocos se preparar os corpos de prova. Tal fato ficou comprovado no decorrer deste trabalho, constatando-se também que o acondicionamento de corpos de prova prontos em caixas de isopor lacradas provoca perda da umidade.

Para o solo do grupo geológico Formação Barreiras constatou-se que os modelos resilientes simples analisados, os quais relacionam o módulo de resiliência com apenas uma variável independente, não representam bem o comportamento desse solo quanto a tensão \times deformação e que os modelos resilientes compostos que relacionam o módulo de resiliência com duas variáveis independentes representam melhor, destacando-se o modelo que foi utilizado para análise deste trabalho, o qual relaciona o módulo de resiliência com a primeira invariante de tensões e com a deformação específica vertical.

Ficou constatado que para cargas aplicadas nos corpos de prova de forma estática ou de forma dinâmica, as respostas obtidas apontam para a existência de comportamento anisotrópico nos solos do grupo Formação Barreiras para três tipos de ensaios:

- Ensaio triaxial dinâmico no qual os módulos de resiliência obtidos com os corpos de prova verticais apresentaram valores superiores aos dos corpos de prova horizontais. Com este mesmo ensaio registraram-se deformações elásticas e plásticas maiores na direção horizontal do que na direção vertical;
- Ensaio triaxial estático consolidado drenado, no qual o coeficiente de atrito interno do solo obtido ao se ensaiar corpos de prova verticais apresentou valor superior ao obtido ao se ensaiar corpos de prova horizontais;
- Ensaio de cisalhamento direto no qual obteve-se também valor do coeficiente de atrito maior em corpos de prova verticais do que em corpos de prova horizontais;
- Por fim constatou-se que há uma variação do grau de anisotropia com a variação das tensões confinante e desvio aplicadas no ensaio triaxial dinâmico.

Tendo em vista a metodologia seguida e os resultados obtidos, sugere-se que seja feito um aprofundamento na pesquisa:

- Fazendo-se ensaios triaxiais cúbicos para verificar a variação do grau de anisotropia nas três direções;
- Verificar se o grau de anisotropia encontrado afeta o dimensionamento dos pavimentos quando se usam programas computacionais para análise de tensões e deformações;
- Executar ensaios triaxiais dinâmicos com solos do grupo geológico Formação Barreiras coletados noutros locais da RMF para verificar a extensão da variação dos K obtidos nas regressões múltiplas;
- Executar ensaios triaxiais dinâmicos com LVDT lateral em corpos de prova de solos dos mesmos pontos coletados para este trabalho e comparar resultados;
- É necessário que na coleta dos blocos indeformados sejam usados caixotes de madeira para a acomodação dos blocos antes do transporte e parafina para evitar a fuga de umidade desde o momento da extração até o momento do preparo do corpo de prova e que após o preparo destes corpos de prova os mesmos sejam guardados até o momento do ensaio, caso necessário, em estufas;
- Fazer o ensaio de visualização dos vazios do solo para determinação da porcentagem de vazios usando resina acrílica com coloração escura. Acredita-se que com este ensaio se possa também visualizar a orientação das partículas nas duas direções.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1987) NBR 9813 Solo – Determinação da Massa Específica Aparente *in Situ* com o emprego do Cilindro de Cravação Associação Brasileira de Normas Técnicas – Método de Ensaio
- ABELEV, A. V. e LADE, P. V. (2003) Effects of Cross Anisotropy on Three-Dimensional Behavior of Sand I: Stress – Strain Behavior and Shear Banding. University of Southern Missouri and Aalborg University, Denmark.
- ABELEV, A. (2001) Cross-Anisotropic Behavior of Granular Materials under Three-dimensional Loading Conditions Doctor of Philosophy Dissertation The Johns Hopkins University.
- ADU-OSEI, A. e LITTLE, D. N. (2000) The Anisotropic Resilient Properties of Unbound Granular Materials. Icar Symposium, Denver, Colorado
- ADU-OSEI, A.; LITTLE, D. N.; TUTUMLUER, E. (2000) Effect of Compaction on Orthotropic Properties of Unbound Aggregate Bases .Proceed of the European Workshop on Compaction of Soils Granular Materials pp 79 – 82 Paris – France.
- AEDO *et al.* (1996) Um Programa de Computador para Análise Tridimensional não Linear de Pavimento Flexíveis pelo Método dos Elementos Finitos 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador – Bahia.
- ANANDARAJAH, A. (2000) On influence of fabric anisotropy on the stress-strain behavior of clays, Department of Civil Engineering, The Johns Hopkins University, Baltimore.
- ANANDARAJAH, A. e KUGANENTHIRA, N. (1995) Some Aspects of Fabric Anisotropy of Soils. Geotechnique 45, No. 1, 69-81.
- ARTHUR, J. R. F.; CHUA, K. S.; DUNSTAN, T. (1977) Induced Anisotropy in a sand Geotechnique 27, N°1, 13-30.
- ARTHUR, J. R. F. e MENZIES, B. K. (1972) Inherent Anisotropy in a sand. University College, London, University of Surrey, London. Geotechnique 22, No.1, 115-128.
- ARTHUR, J. R. F. e PHILLIPS, A. B. (1975) Homogeneous and Layered Sand in Triaxial Compression Geotechnique, Vol. 25, N. 4 pp. 799-815.
- BARKSDALE, R. D. (1997) Laboratory Determination of Resiliente Modulus for Flexible Pavement Design.CHRP Project 1-28 Georgia Technology Research Corporation
- BARDEN, L. (1972) The influence of structure on deformation and failure in clay soils Geotechnique,
- BARROSO, S. H. A. (2002) Estudo dos Solos da Região Metropolitana de Fortaleza para Aplicação na Engenharia Rodoviária Tese de Doutorado EESC
- BENEVIDES, S. A .S. (2000) Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em Rodovias do Estado do Ceará . Tese de Mestrado UFRJ.
- BISHOP, A. N. e HENKEL, D. J. (1962) The measurement of soil properties in triaxial test – London Arnold 2ª edição
- BLIGHT, G. E. (1963) The effect of nonuniform pore-pressure measurements on the shear strenght of soils – ASTM – NRC Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils – ASTM N° 361:173-183

- BRANDÃO, R. L. (1995) Mapa Geológico da Região Metropolitana de Fortaleza, Vol. 01, Projeto Sinfor- CPRM/Ce. pp. 12- 14.
- BORESI, A. P.(1965) *Elasticity in Engeneering Mechanics* Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N. J.
- BOROWICKA, H. (1973) Rearregement of grains by shear test with sands 8th ICSMFE, Vol.1, pp. 71–77.
- CASAGRANDE, A. e CARRILHO, N. (1944) Shear Failure of Anisotropic Materials Boston Soc. of Engrs. 31, 74 – 87.
- CHAVES, F. J. (2000) Caracterização Geotecnica de Solos da Formação Barreiras, da Região Metropolitana de Fortaleza para Aplicação em Obras Rodoviárias, COPPE / UFRJ, Tese de Mestrado
- COWIN, S. C. (1992) A Note on the Microstructural Dependence of the Anisotropic Elastic Constants of Textured Materials. Univ. of New York.
- DNPM (1998) *Plano Diretor de Mineração para Região Metropolitana de Fortaleza Serie Difusão Tecnológica nº 7 - Brasília*
- DAI, S. e ZOLLARS, J. (2002) Resilient Modulus of Mn/Road Subgrade Soils.81th Annual Meeting of Transportation Research Board.
- DESAI, C. S; SIRIWARDANE, H. J.; JANARDHANAM, R. (1983) Part 2: Testing and Constitutive Modeling of Materials and Interfaces Final Report US Department of Transportation, Office of University Research, Wahington D.C.
- DNER ME 131/94 Solos – Determinação do Módulo de Resiliência. Norma Rodoviária Método de Ensaio.
- DNER ME 44/71 – Limite de Liquidez dos Solos Método de Ensaio.
- DNER ME 51/94 Solos – Análise Granulométrica Método de Ensaio.
- DNER ME 82/94 Solos – Determinação do Limite de Plasticidade Método de Ensaio.
- ELLIOTT, R. P. e THORNTON, S. I. (1970) Resilient Modulus and AASHTO Paviment Design. Department of Civil Engineering, University of Arkansas, Fayetteville.
- EL-SOHBY, M. A. e ANDRAWES, K. Z. (1973) Experimental Examination of Sand Anisotropy 8th International Conference on Soil Mechanics 1, 103 – 109.
- FERREIRA, J. G. H. M. (2002) Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ.
- FARIAS, M. M. (2000) Influência da Anisotropia Transversa no Comportamento Mecânico de Pavimentos, UNB, Brasília - DF.
- GUIMARÃES, A.C. R. e MOTTA, L. M. G. (2000) Análise da Resposta Elástica e Plástica de uma Laterita de Brasília Submetida ao Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas. Univ. Plan. Catarinense-Lages/SC – COPPE/ UFRJ.
- HARUYAMA, M. (1981) Anisotropic Deformation strenght characteristics of an assembly of spherical particules under three dimensional stresses Soils and Foundations Vol. 21 N. 4.
- IPECE (2005) Instituto de Pesquisas Econômicas do Estado do Ceará (www.ipece.gov.br)
- KALLSTENIUS, T. e BERGAU, W. (1961) Research on the texture of granular masses 5th ICSMFE, Vol.1, pp. 165 – 170.

- LADD, C. C; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. G. (1977) Stress Deformation and Strength Characteristics 9th ICSMFE – Tokio – Japan.
- LO, S. C. R e LEE, I. K. (1990) Response of Granular Soil Along Constant Stress Increment Ratio Path *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, N.3, pp.355-376.
- MARTIN, R. T. e LADD, C. C. (1978) Fabric of Consolidated Kaolinite *Clays Clay Miner.* 23, 17 – 25
- MITCHELL, J. K. (1976) *Fundamentals of Soil Behavior* University of California, Berkeley John Wiley & Sons, Inc New York.
- MOTTA, L. M. G. (1991) Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, Parâmetros de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro
- MEDINA, J. e PREUSSLER, E. N. (1980) Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos, COPPE- UFRJ.
- MIURA, S. e TOKI, S. (1984) Anisotropy in Mechanical Properties and its Simulation of Sands Sampled from Natural Deposits *Soils and Foundations*, Vol. 24 N. 3 69. – 84
- MOHAMMAD, L. N. (1999) A Regression Model for Resilient Modulus of Subgrade Soils Transportation Research Board.
- MOUSSEAU, R. J. e TRUMP, R. P. (1967) Measurement of Electrical Anisotropy of clay-like Materials *J. Appl. Phys.* 38, N. 11 4375 –.4379.
- ODA, M. (1972) Initial fabrics and their relations to mechanical properties of granular materials *Soils and Foundations*, vol.12 n. 1.
- ODA, M.; KOISHIKAWA, I.; HIGUCHI, T. (1978) Experimental Study of Anisotropic Shear Strength of Sand by Plane Strain Test. Saitama University.
- PREUSSLER, E. S; MEDINA, J.; PINTO, S. (1981) Resiliência de Solos Tropicais e sua Aplicação a Mecânica dos Pavimentos COPPE / UFRJ
- PIEKERING, D. J. (1970) Anisotropic Elastic Parameters for Soils *Geotechnique* 20, N^o 3, 271-276.
- PINTO, S. (1991) Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos Tese de Doutorado, COPPE/EFRJ – Rio de Janeiro
- REIS, R. M; VILAR, O.M.; AZEVEDO, R. F. (2000) Estudo da Anisotropia de um Solo Residual Saprolítico de Gnaisse. EESC-USP- São Carlos - SP.
- RODRIGUES, J. K. G. e FELEX, J. B. (1995) Pressiômetro e Deformação em Subleito de Pavimentos.
- SEED, H. B.; SINGH, S.; CHAN, C. K.; VILELA, T. F. (1982) Considerations in Undisturbed Sampling of Sands *Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proc. ASCE* vol.108 n. GT2
- SILVA, P.D.E.A. (1995) Contribuição para Aperfeiçoamento do Emprego do Programa FEPAVE2 em Estudos e Projetos de Pavimentos Flexíveis COPPE/UFRJ
- SILVEIRA, A e SOUTO SILVEIRA, E. B. (1970) Considerações sobre a Anisotropia Transversal em Solos Compactados 4th CBMSEF, Rio de Janeiro, Vol.1, pp. 101 – 111.
- TUTUMLUER, E. e THOMPSON, M. R. (1996)- Anisotropic Modeling of Granular Bases in Flexible Pavements. Univ. of Illinois at Urbana-Champaign .
- TUTUMLUER, E. e THOMPSON, M. R. (1998) Final Report Anisotropic Modeling of Granular Bases University of Illinois at Urbana-Champaign

- UZAN, J. (1992) Resilient Characterization of Pavement Materials International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 16 pp 453-459
- YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. (1975) *Principles of Pavement Design*, John Wiley & Sons, Inc. Second Edition, New York

ANEXOS I

ANEXO I
ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 01 - CP 03 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000039	1069
0,021	0,062	0,125	0,000083	743
0,034	0,034	0,136	0,000031	1114
0,034	0,069	0,171	0,000104	661
0,034	0,103	0,205	0,000188	548
0,051	0,051	0,204	0,000064	807
0,051	0,103	0,256	0,000181	570
0,051	0,154	0,307	0,000272	568
0,069	0,069	0,276	0,000076	904
0,069	0,137	0,344	0,000229	598
0,069	0,206	0,413	0,000328	627
0,103	0,103	0,412	0,000148	693
0,103	0,206	0,515	0,000282	730
0,103	0,309	0,618	0,000371	831
0,137	0,137	0,548	0,000175	786
0,137	0,275	0,686	0,000317	867
0,137	0,412	0,823	0,000446	923

Bloco 01 - CP 04 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000043	963
0,021	0,062	0,125	0,000079	779
0,034	0,034	0,136	0,000025	1381
0,034	0,069	0,171	0,000087	793
0,034	0,103	0,205	0,000142	723
0,051	0,051	0,204	0,000044	1177
0,051	0,103	0,256	0,000131	784
0,051	0,154	0,307	0,000204	758
0,069	0,069	0,276	0,000058	1193
0,069	0,137	0,344	0,000162	849
0,069	0,206	0,413	0,000247	833
0,103	0,103	0,412	0,000101	1015
0,103	0,206	0,515	0,000212	972
0,103	0,309	0,618	0,000311	994
0,137	0,137	0,548	0,000118	1161
0,137	0,275	0,686	0,000246	1115
0,137	0,412	0,823	0,000387	1064

ANEXO I
ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 01 - CP 05 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000042	979
0,021	0,062	0,125	0,000088	700
0,034	0,034	0,136	0,000023	1494
0,034	0,069	0,171	0,000095	722
0,034	0,103	0,205	0,000182	567
0,051	0,051	0,204	0,000042	1214
0,051	0,103	0,256	0,00016	642
0,051	0,154	0,307	0,00027	572
0,069	0,069	0,276	0,000059	1171
0,069	0,137	0,344	0,000208	661
0,069	0,206	0,413	0,000342	603
0,103	0,103	0,412	0,00011	937
0,103	0,206	0,515	0,000279	738
0,103	0,309	0,618	0,000429	719
0,137	0,137	0,548	0,000127	1085
0,137	0,275	0,686	0,000323	849
0,137	0,412	0,823	0,000592	696

Bloco 01 - CP 01 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000042	973
0,021	0,062	0,125	0,000094	656
0,034	0,069	0,171	0,000115	595
0,034	0,103	0,205	0,000274	376
0,051	0,051	0,204	0,000056	912
0,051	0,103	0,256	0,000253	407
0,051	0,154	0,307	0,000452	341
0,069	0,069	0,276	0,000096	717
0,069	0,137	0,344	0,000358	384
0,069	0,206	0,413	0,000595	346
0,103	0,103	0,412	0,000176	585
0,103	0,206	0,515	0,000492	419
0,103	0,309	0,618	0,000782	395
0,137	0,137	0,548	0,00023	597
0,137	0,275	0,686	0,000592	463
0,137	0,412	0,823	0,000915	450

ANEXO I
ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 01 - CP 05 H

Tensão Confinante Mpa A	Tensão Desvio Mpa B	Tensões Principais Mpa D	Def. Esp. Resiliente mm/mm C	Modulo Resiliente Mpa Mr
0,021	0,062	0,125	0,000054	1141
0,034	0,069	0,171	0,000072	949
0,034	0,103	0,205	0,00016	645
0,051	0,103	0,256	0,000156	658
0,051	0,154	0,307	0,000274	563
0,069	0,069	0,276	0,000057	1205
0,069	0,137	0,344	0,000231	595
0,069	0,206	0,413	0,000376	548
0,103	0,103	0,412	0,000152	676
0,103	0,206	0,515	0,00036	571
0,103	0,309	0,618	0,000533	580
0,137	0,137	0,548	0,000199	688
0,137	0,275	0,686	0,00046	597
0,137	0,412	0,823	0,000822	501

Bloco 02 - CP 21 V

Tensão Confinante Mpa A	Tensão Desvio Mpa B	Tensões Principais Mpa D	Def. Esp. Resiliente mm/mm C	Modulo Resiliente Mpa Mr
0,021	0,021	0,084	0,000025	809
0,021	0,041	0,104	0,000060	685
0,021	0,062	0,125	0,000104	591
0,034	0,034	0,136	0,000036	943
0,034	0,069	0,171	0,000111	616
0,034	0,103	0,205	0,000190	540
0,051	0,051	0,204	0,000054	941
0,051	0,103	0,256	0,000168	611
0,051	0,154	0,307	0,000269	576
0,069	0,069	0,276	0,000071	969
0,069	0,137	0,344	0,000205	669
0,069	0,206	0,413	0,000323	638
0,103	0,103	0,412	0,000116	884
0,103	0,206	0,515	0,000263	782
0,103	0,309	0,618	0,000403	766
0,137	0,137	0,548	0,000139	988
0,137	0,275	0,686	0,000308	893
0,137	0,412	0,823	0,000540	763

ANEXO I
ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 02 - CP 22 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,062	0,125	0,000055	1120
0,034	0,069	0,171	0,000063	1083
0,034	0,103	0,205	0,000119	869
0,051	0,103	0,256	0,000103	998
0,051	0,154	0,307	0,000174	888
0,069	0,137	0,344	0,000131	1044
0,069	0,206	0,413	0,000219	942
0,103	0,103	0,412	0,000072	1421
0,103	0,206	0,515	0,000180	1145
0,103	0,309	0,618	0,000284	1088
0,137	0,137	0,548	0,000089	1540
0,137	0,275	0,686	0,000218	1259
0,137	0,412	0,823	0,000354	1162

Bloco 02 - CP 21 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,021	0,084	0,000021	980
0,021	0,041	0,104	0,000057	728
0,021	0,062	0,125	0,000107	579
0,034	0,034	0,136	0,000027	1259
0,034	0,069	0,171	0,000108	635
0,034	0,103	0,205	0,000186	554
0,051	0,051	0,204	0,000065	794
0,051	0,103	0,256	0,000161	640
0,051	0,154	0,307	0,000264	585
0,069	0,069	0,276	0,000078	878
0,069	0,137	0,344	0,000200	688
0,069	0,206	0,413	0,000327	630
0,103	0,103	0,412	0,000105	982
0,103	0,206	0,515	0,000267	772
0,103	0,309	0,618	0,000418	740
0,137	0,137	0,548	0,00013	1054
0,137	0,275	0,686	0,000307	895
0,137	0,412	0,823	0,000714	576

ANEXO I

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 02 - CP 22 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,021	0,084		
0,021	0,041	0,104	0,000033	1230
0,021	0,062	0,125	0,000077	805
0,034	0,034	0,136	0,000017	2059
0,034	0,069	0,171	0,000084	817
0,034	0,103	0,205	0,000165	624
0,051	0,051	0,204	0,000031	1684
0,051	0,103	0,256	0,000142	726
0,051	0,154	0,307	0,000243	635
0,069	0,069	0,276	0,000066	1045
0,069	0,137	0,344	0,000183	749
0,069	0,206	0,413	0,000305	676
0,103	0,103	0,412	0,000098	1053
0,103	0,206	0,515	0,000247	833
0,103	0,309	0,618	0,000398	776
0,137	0,137	0,548	0,000115	1193
0,137	0,275	0,686	0,000295	932
0,137	0,412	0,823	0,000626	658

Bloco 02 - CP 23 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,021	0,084	0,000018	1117
0,021	0,041	0,104	0,000051	802
0,021	0,062	0,125	0,000104	596
0,034	0,034	0,136	0,000025	1358
0,034	0,069	0,171	0,000109	632
0,034	0,103	0,205	0,000195	528
0,051	0,051	0,204	0,000061	842
0,051	0,103	0,256	0,000168	614
0,051	0,154	0,307	0,000278	556
0,069	0,069	0,276	0,000008	854
0,069	0,137	0,344	0,000205	670
0,069	0,206	0,413	0,000338	609
0,103	0,103	0,412	0,000107	963
0,103	0,206	0,515	0,000269	766
0,103	0,309	0,618	0,000415	744
0,137	0,137	0,548	0,000013	1053
0,137	0,275	0,686	0,000312	880

ANEXO I

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 03 - CP 31 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000042	986
0,021	0,062	0,125	0,000074	839
0,034	0,034	0,136	0,000026	1297
0,034	0,069	0,171	0,000084	817
0,034	0,103	0,205	0,000144	714
0,051	0,051	0,204	0,00004	1284
0,051	0,103	0,256	0,000125	823
0,051	0,154	0,307	0,000198	781
0,069	0,069	0,276	0,000051	1338
0,069	0,137	0,344	0,000151	906
0,069	0,206	0,413	0,000237	869
0,103	0,103	0,412	0,000088	1172
0,103	0,206	0,515	0,000192	1072
0,103	0,309	0,618	0,000281	1099
0,137	0,137	0,548	0,000099	1387
0,137	0,275	0,686	0,000215	1280
0,137	0,412	0,823	0,000336	1225

Bloco 03 - CP 32 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,021	0,084	0,000023	888
0,021	0,041	0,104	0,000057	726
0,021	0,062	0,125	0,000099	626
0,034	0,034	0,136	0,000034	1003
0,034	0,069	0,171	0,000101	679
0,034	0,103	0,205	0,000162	634
0,051	0,051	0,204	0,000049	1052
0,051	0,103	0,256	0,000143	721
0,051	0,154	0,307	0,000222	696
0,069	0,069	0,276	0,00006	1146
0,069	0,137	0,344	0,000169	812
0,069	0,206	0,413	0,000258	799
0,103	0,103	0,412	0,000098	1047
0,103	0,206	0,515	0,000206	1000
0,103	0,309	0,618	0,000306	1008
0,137	0,137	0,548	0,00011	1244
0,137	0,275	0,686	0,000237	1157

ANEXO I
ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 03 - CP 33 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000035	1180
0,021	0,062	0,125	0,00007	885
0,034	0,069	0,171	0,000076	906
0,034	0,103	0,205	0,000138	748
0,051	0,051	0,204	0,000035	1454
0,051	0,103	0,256	0,000122	844
0,051	0,154	0,307	0,000203	761
0,069	0,069	0,276	0,000051	1356
0,069	0,137	0,344	0,000157	872
0,069	0,206	0,413	0,00025	824
0,103	0,103	0,412	0,000095	1087
0,103	0,206	0,515	0,000211	976
0,103	0,309	0,618	0,000314	984
0,137	0,137	0,548	0,000111	1232
0,137	0,275	0,686	0,000246	1118
0,137	0,412	0,823	0,000388	1061

Bloco 03 - CP 31 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000045	907
0,021	0,062	0,125	0,00009	690
0,034	0,034	0,136	0,000024	1428
0,034	0,069	0,171	0,000101	676
0,034	0,103	0,205	0,000182	564
0,051	0,051	0,204	0,00004	1279
0,051	0,103	0,256	0,000157	655
0,051	0,154	0,307	0,000265	584
0,069	0,069	0,276	0,000079	872
0,069	0,137	0,344	0,000204	673
0,069	0,206	0,413	0,00033	624
0,103	0,103	0,412	0,000113	910
0,103	0,206	0,515	0,000266	775
0,103	0,309	0,618	0,00042	735
0,137	0,137	0,548	0,000135	1019
0,137	0,275	0,686	0,00032	858
0,137	0,412	0,823	0,000671	614

ANEXO I

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 03 - CP 32 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa A	Mpa B	Mpa D	mm/mm C	Mpa Mr
0,021	0,041	0,104	0,000036	1150
0,021	0,062	0,125	0,000074	830
0,034	0,069	0,171	0,000082	837
0,034	0,103	0,205	0,000158	652
0,051	0,051	0,204	0,000032	1584
0,051	0,103	0,256	0,000138	744
0,051	0,154	0,307	0,000236	656
0,069	0,069	0,276	0,000065	1058
0,069	0,137	0,344	0,000180	762
0,069	0,206	0,413	0,000299	689
0,103	0,103	0,412	0,0001	1026
0,103	0,206	0,515	0,000248	831
0,103	0,309	0,618	0,000398	775
0,137	0,137	0,548	0,000125	1101
0,137	0,275	0,686	0,000304	904
0,137	0,412	0,823	0,000699	589

Bloco 04 - CP 42 V

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa A	Mpa B	Mpa D	mm/mm C	Mpa Mr
0,021	0,041	0,104	0,000025	1677
0,021	0,062	0,125	0,000048	1276
0,034	0,069	0,171	0,000055	1251
0,034	0,103	0,205	0,000101	1024
0,051	0,051	0,204	0,000024	2141
0,051	0,103	0,256	0,000085	1209
0,051	0,154	0,307	0,000135	1148
0,069	0,069	0,276	0,000003	2272
0,069	0,137	0,344	0,000099	1381
0,069	0,206	0,413	0,000158	1305
0,103	0,103	0,412	0,000058	1760
0,103	0,206	0,515	0,000127	1617
0,103	0,309	0,618	0,000188	1646
0,137	0,137	0,548	0,000066	2067
0,137	0,275	0,686	0,000145	1888
0,137	0,412	0,823	0,000228	1805

ANEXO I
ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 04 - CP 41 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,062	0,125	0,000047	1323
0,034	0,069	0,171	0,000056	1233
0,034	0,103	0,205	0,000106	967
0,051	0,103	0,256	0,000094	1094
0,051	0,154	0,307	0,000146	1061
0,069	0,069	0,276	0,000034	1992
0,069	0,137	0,344	0,000117	1177
0,069	0,206	0,413	0,000174	1186
0,103	0,103	0,412	0,000069	1491
0,103	0,206	0,515	0,000151	1365
0,103	0,309	0,618	0,000213	1450
0,137	0,137	0,548	0,000087	1572
0,137	0,275	0,686	0,000174	1577
0,137	0,412	0,823	0,00026	1586

Bloco 04 - CP 42 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa	Mpa	Mpa	mm/mm	Mpa
A	B	D	C	Mr
0,021	0,041	0,104	0,000032	1275
0,021	0,062	0,125	0,000065	953
0,034	0,034	0,136	0,000016	2085
0,034	0,069	0,171	0,000073	946
0,034	0,103	0,205	0,000128	804
0,051	0,051	0,204	0,000039	1336
0,051	0,103	0,256	0,000114	903
0,051	0,154	0,307	0,000174	890
0,069	0,069	0,276	0,000049	1403
0,069	0,137	0,344	0,000134	1021
0,069	0,206	0,413	0,000197	1043
0,103	0,103	0,412	0,000080	1294
0,103	0,206	0,515	0,000164	1252
0,103	0,309	0,618	0,000234	1317
0,137	0,137	0,548	0,000093	1476
0,137	0,275	0,686	0,000182	1512
0,137	0,412	0,823	0,000284	1451

ANEXO I

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 05 - CP 51 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa A	Mpa B	Mpa D	mm/mm C	Mpa Mr
0,021	0,021	0,084	0,000016	1264
0,021	0,041	0,104	0,000005	821
0,021	0,062	0,125	0,000099	623
0,034	0,034	0,136	0,000026	1343
0,034	0,069	0,171	0,000101	677
0,034	0,103	0,205	0,00017	606
0,051	0,051	0,204	0,000045	1154
0,051	0,103	0,256	0,000151	683
0,051	0,154	0,307	0,000239	645
0,069	0,069	0,276	0,000062	1115
0,069	0,137	0,344	0,000188	730
0,069	0,206	0,413	0,000287	718
0,103	0,103	0,412	0,000116	888
0,103	0,206	0,515	0,000252	816
0,103	0,309	0,618	0,000357	865
0,137	0,137	0,548	0,000148	929
0,137	0,275	0,686	0,000294	933
0,137	0,412	0,823	0,000465	886

Bloco 05 - CP 52 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa A	Mpa B	Mpa D	mm/mm C	Mpa Mr
0,021	0,021	0,084	0,000019	1060
0,021	0,041	0,104	0,000051	810
0,021	0,062	0,125	0,000093	661
0,034	0,034	0,136	0,000029	1169
0,034	0,069	0,171	0,000112	615
0,034	0,103	0,205	0,000178	579
0,051	0,051	0,204	0,000049	1055
0,051	0,103	0,256	0,000153	672
0,051	0,154	0,307	0,000237	652
0,069	0,069	0,276	0,000065	1053
0,069	0,137	0,344	0,000188	731
0,069	0,206	0,413	0,00028	734
0,103	0,103	0,412	0,000107	965
0,103	0,206	0,515	0,000244	842
0,103	0,309	0,618	0,000357	865
0,137	0,137	0,548	0,000128	1071

ANEXO I
ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Bloco 05 - CP 53 H

Tensão Confinante	Tensão Desvio	Tensões Principais	Def. Esp. Resiliente	Modulo Resiliente
Mpa A	Mpa B	Mpa D	mm/mm C	Mpa Mr
0,021	0,021	0,084	0,000026	800
0,021	0,041	0,104	0,000067	613
0,021	0,062	0,125	0,000107	577
0,034	0,034	0,136	0,000034	1012
0,034	0,069	0,171	0,00011	622
0,034	0,103	0,205	0,000173	595
0,051	0,051	0,204	0,000053	975
0,051	0,103	0,256	0,000144	713
0,051	0,154	0,307	0,00023	671
0,069	0,069	0,276	0,000076	897
0,069	0,137	0,344	0,000180	762
0,069	0,206	0,413	0,000277	744
0,103	0,103	0,412	0,000104	987
0,103	0,206	0,515	0,000235	877
0,103	0,309	0,618	0,000357	865
0,137	0,137	0,548	0,000118	1166
0,137	0,275	0,686	0,000277	992
0,137	0,412	0,823	0,000469	877

ANEXOS II

ANEXOS III

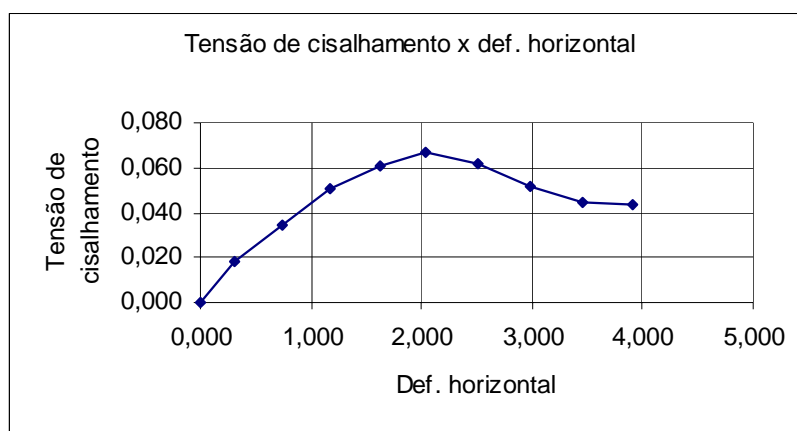
ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO	
INTERESSADO:	BLOCO CP 01V 01
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO	σ : 0,25 kgf/cm ₂

DATA INICIAL
21/03/2005

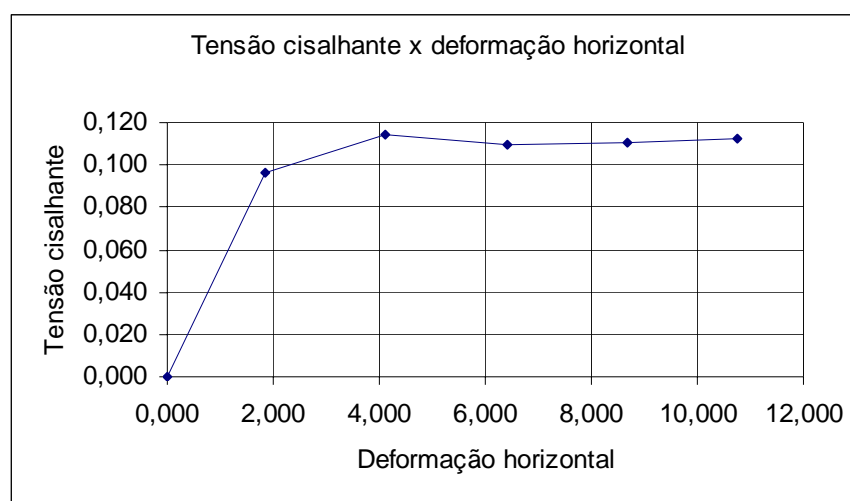
FINAL
21/03/2005

Anel n ^o	213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3305 g					
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3395	
Cápsula N ^o		68	14			Peso do C.P.+água (g)		90	
Solo+Tara+água (g)		18,00	19,06			Altura do C.P. (cm)		2	
Solo+Tara (g)		16,87	17,84			Volume (cm ³)		52,36	
Tara (g)		6,24	6,62			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,719	
Água (g)		1,13	1,22			Dens. Seca (g/cm ³)		1,554	
Solo (g)		10,63	11,22						
Umidade (%)		10,63	10,87						
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	4,340	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
2	4,290	0,320	0,018	0,46	26,025	0,302	0,018	0,050	0,13
4	4,260	0,770	0,035	0,90	25,804	0,735	0,035	0,080	0,21
6	4,250	1,220	0,050	1,29	25,581	1,170	0,050	0,090	0,24
8	4,240	1,680	0,060	1,54	25,351	1,620	0,061	0,100	0,26
10	4,280	2,100	0,065	1,67	25,139	2,035	0,066	0,060	0,16
12	4,340	2,580	0,060	1,54	24,891	2,520	0,062	0,000	0,00
14	4,350	3,030	0,050	1,29	24,655	2,980	0,052	-0,010	-0,03
16	4,360	3,500	0,042	1,08	24,411	3,458	0,044	-0,020	-0,05
18	4,365	3,950	0,041	1,05	24,180	3,909	0,044	-0,025	-0,07



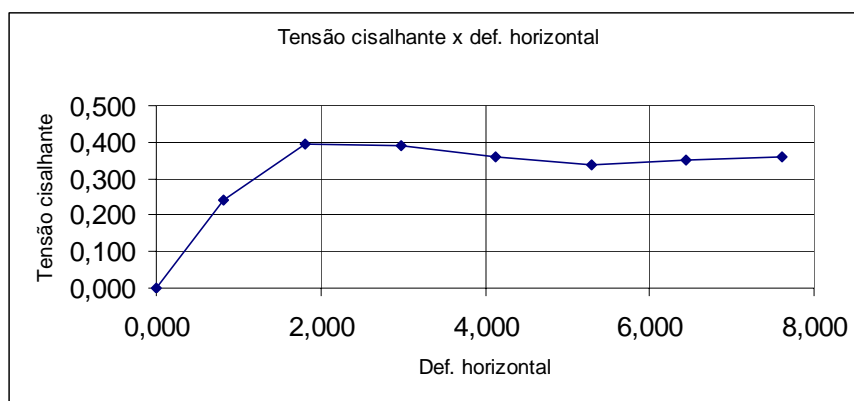
ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO									
INTERESSADO:					BLOCO CP 01V 01				
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					$\sigma: 0,50 \text{ kgf/cm}^2$				
DATA INICIAL 20/02/2005					FINAL 21/02/2005				
Anel n ^o 213		Área: 26,18 cm ²			Tara: 3293 g				
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3385	
Cápsula N ^o		55	59			Peso do C.P.+água (g)		92	
Solo+Tara+água (g)		26,10	35,09			Altura do C.P. (cm)		2	
Solo+Tara (g)		25,02	33,16			Volume (cm ³)		52,36	
Tara (g)		13,62	13,89			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,757	
Água (g)		1,08	1,93			Dens. Seca (g/cm ³)		1,605	
Solo (g)		11,40	19,27						
Umidade (%)		9,47	10,02						
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	6,990	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	6,650	1,860	0,095	2,44	25,277	1,765	0,097	0,340	0,89
10	6,530	4,100	0,107	2,75	24,137	3,993	0,114	0,460	1,20
15	6,480	6,400	0,098	2,52	22,955	6,302	0,110	0,510	1,34
20	6,410	8,670	0,094	2,42	21,792	8,576	0,111	0,580	1,52
25	6,330	10,750	0,091	2,34	20,726	10,659	0,113	0,660	1,73



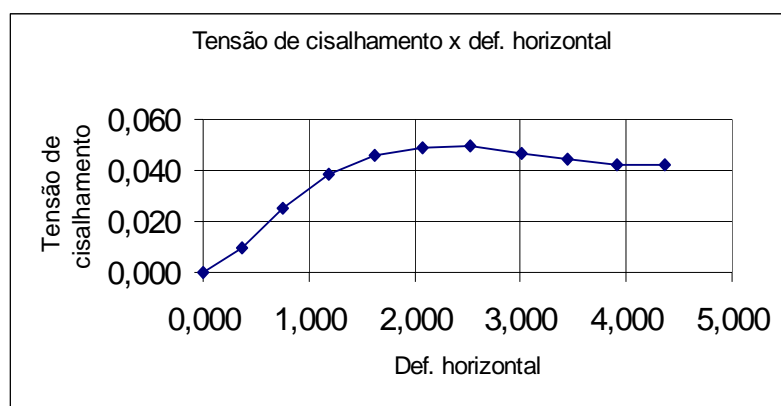
ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO									
INTERESSADO:					BLOCO CP 01				
					01 - V				
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					$\sigma: 1,00 \text{ kgf/cm}^2$				
			DATA INICIAL		24/02/05		FINAL 25/02/05		
Anel nº 213		Área: 26,18 cm^2			Tara: 3254 g				
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3354	
Cápsula N°		114	188			Peso do C.P.+água (g)		100	
Solo+Tara+água (g)		16,96	18,35			Altura do C.P. (cm)		2	
Solo+Tara (g)		16,12	17,42			Volume (cm^3)		52,36	
Tara (g)		6,32	6,37			Dens. Úmida (g/cm^3)		1,910	
Água (g)		0,84	0,93			Dens. Seca (g/cm^3)		1,759	
Solo (g)		9,80	11,05						
Umidade (%)		8,57	8,42						
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm^2)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/ cm^2	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm^3
	Vertical	Horizontal							
0	6,130	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	5,950	1,050	0,240	6,17	25,766	0,810	0,240	0,180	0,47
10	5,850	2,200	0,386	9,93	25,252	1,814	0,393	0,280	0,73
15	5,770	3,350	0,375	9,64	24,658	2,975	0,391	0,360	0,94
20	5,710	4,470	0,335	8,61	24,064	4,135	0,358	0,420	1,10
25	5,670	5,600	0,310	7,97	23,473	5,290	0,340	0,460	1,20
30	5,635	6,760	0,312	8,02	22,881	6,448	0,351	0,495	1,30
35	5,600	7,920	0,312	8,02	22,287	7,608	0,360	0,530	1,39



ANEXO III

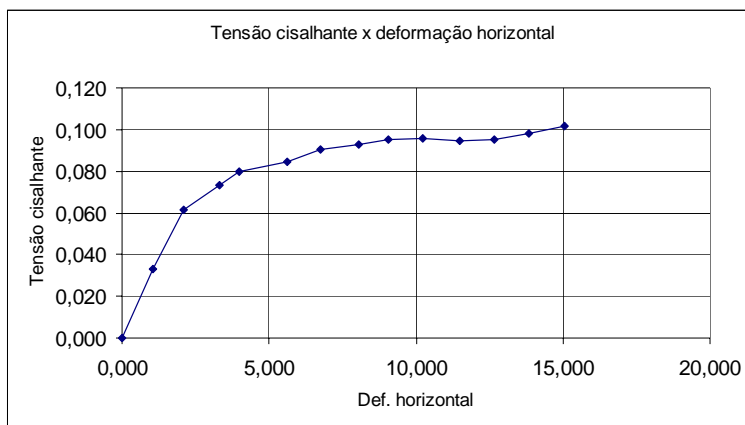
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO									
INTERESSADO:					BLOCO CP 01 02V σ : 0,25 kg/cm ²				
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					DATA INICIAL 21/03/2005		FINAL 21/03/2005		
Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²			Tara: 3305 g					
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3391		
Cápsula N ^o	18	29			Peso do C.P.+água (g)		86		
Solo+Tara+água (g)	29,23	27,43			Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)	27,75	26,11			Volume (cm ³)		52,36		
Tara (g)	13,34	13,33			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,642		
Água (g)	1,48	1,32			Dens. Seca (g/cm ³)		1,489		
Solo (g)	14,41	12,78							
Umidade (%)	10,27	10,33							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	3,640	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
2	3,540	0,370	0,010	0,26	25,996	0,360	0,010	0,100	0,26
4	3,480	0,780	0,025	0,64	25,794	0,755	0,025	0,160	0,42
6	3,420	1,220	0,038	0,98	25,575	1,182	0,038	0,220	0,58
8	3,370	1,670	0,045	1,16	25,349	1,625	0,046	0,270	0,71
10	3,360	2,120	0,048	1,23	25,120	2,072	0,049	0,280	0,73
12	3,380	2,570	0,048	1,23	24,890	2,522	0,050	0,260	0,68
14	3,390	3,050	0,045	1,16	24,642	3,005	0,047	0,250	0,65
16	3,390	3,490	0,042	1,08	24,416	3,448	0,044	0,250	0,65
18	3,385	3,950	0,040	1,03	24,179	3,910	0,043	0,255	0,67
20	3,370	4,410	0,039	1,00	23,944	4,371	0,042	0,270	0,71



ANEXO III

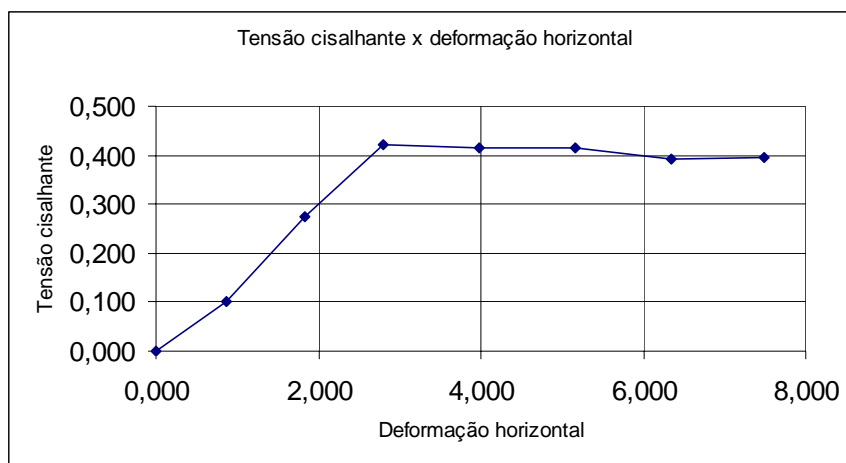
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO	
INTERESSADO:	BLOCO CP 02V 01
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO	σ : 0,50 kgf/cm ²
DATA INICIAL	FINAL
21/02/2005	22/02/2005

Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3340 g						
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)	3440			
Cápsula N ^o	27	114			Peso do C.P.+água (g)	100			
Solo+Tara+água (g)	16,34	17,52			Altura do C.P. (cm)	2			
Solo+Tara (g)	15,55	16,66			Volume (cm ³)	52,36			
Tara (g)	6,25	6,34			Dens. Úmida (g/cm ³)	1,910			
Água (g)	0,79	0,86			Dens. Seca (g/cm ³)	1,760			
Solo (g)	9,30	10,32							
Umidade (%)	8,49	8,33							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	7,840	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	7,700	1,050	0,033	0,85	25,660	1,017	0,033	0,140	0,37
10	7,670	2,100	0,060	1,54	25,136	2,040	0,061	0,170	0,45
15	7,645	3,330	0,070	1,80	24,512	3,260	0,073	0,195	0,51
20	7,600	4,000	0,075	1,93	24,172	3,925	0,080	0,240	0,63
25	7,570	5,600	0,077	1,98	23,354	5,523	0,085	0,270	0,71
30	7,520	6,750	0,080	2,06	22,767	6,670	0,090	0,320	0,84
35	7,490	8,050	0,080	2,06	22,102	7,970	0,093	0,350	0,92
40	7,470	9,050	0,080	2,06	21,590	8,970	0,095	0,370	0,97
45	7,440	10,250	0,078	2,01	20,975	10,172	0,096	0,400	1,05
50	7,440	11,500	0,075	1,93	20,334	11,425	0,095	0,400	1,05
55	7,430	12,650	0,073	1,88	19,745	12,577	0,095	0,410	1,07
60	7,430	13,850	0,073	1,88	19,131	13,777	0,098	0,410	1,07
65	7,430	15,070	0,073	1,88	18,507	14,997	0,101	0,410	1,07



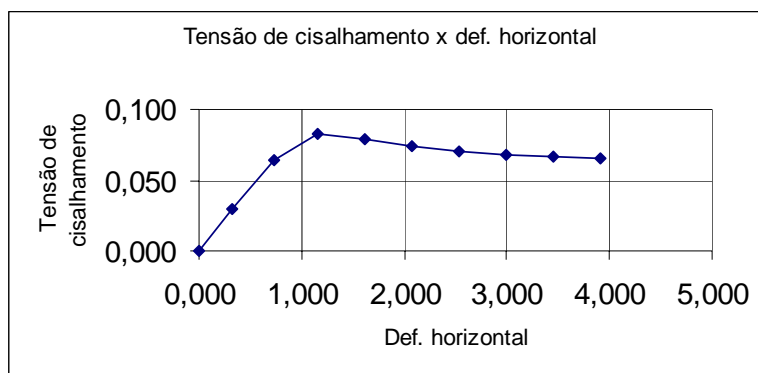
ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO										
INTERESSADO:					PICI 01 CP 02 V					
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					σ : 1,00 kgf/cm ²					
					DATA INICIAL		25/02/05		FINAL	28/02/05
Anel n ^o 213		Área: 26,18 cm ²			Tara: 3305 g					
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3400		
Cápsula N ^o		15	56			Peso do C.P.+água (g)		95		
Solo+Tara+água (g)		16,97	19,43			Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)		16,08	18,38			Volume (cm ³)		52,36		
Tara (g)		6,05	6,36			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,814		
Água (g)		0,89	1,05			Dens. Seca (g/cm ³)		1,666		
Solo (g)		10,03	12,02							
Umidade (%)		8,87	8,74							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kgf/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³	
	Vertical	Horizontal								
0	3,640	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00	
5	3,470	0,970	0,100	2,57	25,735	0,870	0,100	0,170	0,45	
10	3,320	2,100	0,270	6,94	25,244	1,830	0,275	0,320	0,84	
15	3,220	3,210	0,405	10,41	24,745	2,805	0,421	0,420	1,10	
20	3,170	4,380	0,390	10,03	24,138	3,990	0,415	0,470	1,23	
25	3,140	5,540	0,380	9,77	23,540	5,160	0,415	0,500	1,31	
30	3,110	6,700	0,350	9,00	22,931	6,350	0,392	0,530	1,39	
35	3,080	7,830	0,343	8,82	22,349	7,487	0,395	0,560	1,47	



ANEXO III

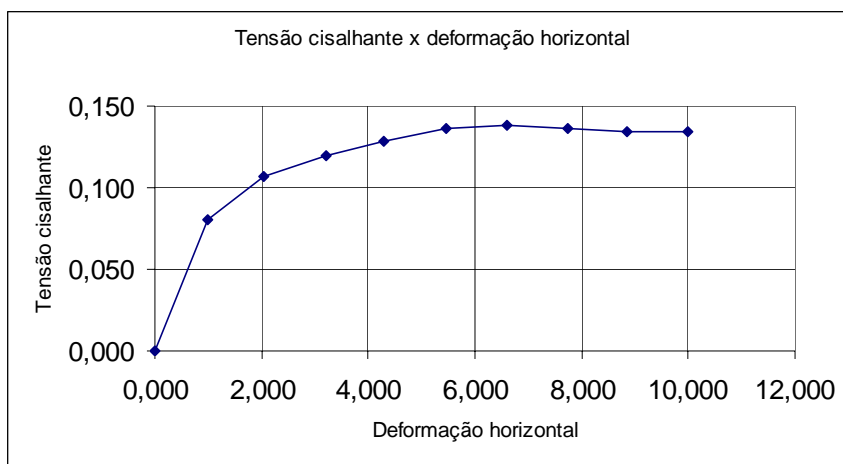
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO									
INTERESSADO:					BLOCO CP 03V 01				
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					σ : 0,25 kgf/cm ²				
DATA INICIAL 21/03/2005					FINAL 21/03/2005				
Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²			Tara: 3305 g					
DETERMINAÇÃO S	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3391		
Cápsula N ^o	92	198			Peso do C.P.+água (g)		86		
Solo+Tara+água (g)	17,80	19,60			Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)	16,77	18,37			Volume (cm ³)		52,36		
Tara (g)	6,76	6,69			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,642		
Água (g)	1,03	1,23			Dens. Seca (g/cm ³)		1,489		
Solo (g)	10,01	11,68							
Umidade (%)	10,29	10,53							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	3,690	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
2	3,630	0,350	0,030	0,77	26,016	0,320	0,030	0,060	0,16
4	3,570	0,800	0,065	1,67	25,804	0,735	0,065	0,120	0,31
6	3,590	1,240	0,082	2,11	25,587	1,158	0,082	0,100	0,26
8	3,610	1,700	0,078	2,01	25,350	1,622	0,079	0,080	0,21
10	3,650	2,150	0,072	1,85	25,117	2,078	0,074	0,040	0,10
12	3,660	2,610	0,068	1,75	24,879	2,542	0,070	0,030	0,08
14	3,670	3,050	0,065	1,67	24,653	2,985	0,068	0,020	0,05
16	3,680	3,510	0,063	1,62	24,416	3,447	0,066	0,010	0,03
18	3,690	3,970	0,062	1,59	24,180	3,908	0,066	0,000	0,00



ANEXO III

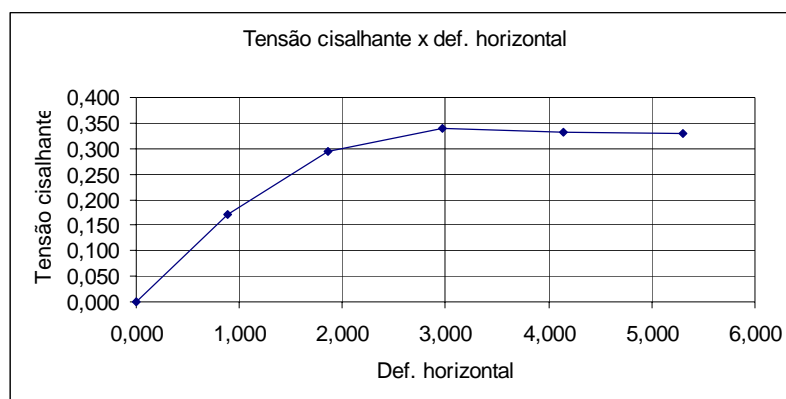
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO	
INTERESSADO:	BLOCO CP
	01 03V
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO	σ : 0,50 kgf/cm ²
	DATA INICIAL
	22/02/2005
	FINAL
	23/02/2005

Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3290 g						
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)	3385			
Cápsula N ^o	27	114			Peso do C.P.+água (g)	95			
Solo+Tara+água (g)	15,20	12,34			Altura do C.P. (cm)	2			
Solo+Tara (g)	14,43	11,83			Volume (cm ³)	52,36			
Tara (g)	6,24	6,33			Dens. Úmida (g/cm ³)	1,814			
Água (g)	0,77	0,51			Dens. Seca (g/cm ³)	1,658			
Solo (g)	8,19	5,50							
Umidade (%)	9,40	9,27							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	8,540	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	8,210	0,980	0,080	2,06	25,720	0,900	0,080	0,330	0,86
10	8,030	2,050	0,105	2,70	25,185	1,945	0,107	0,510	1,34
15	7,900	3,200	0,114	2,93	24,601	3,086	0,119	0,640	1,68
20	7,830	4,300	0,120	3,09	24,041	4,180	0,128	0,710	1,86
25	7,760	5,450	0,124	3,19	23,455	5,326	0,136	0,780	2,04
30	7,710	6,600	0,123	3,16	22,866	6,477	0,138	0,830	2,17
35	7,690	7,730	0,118	3,03	22,285	7,612	0,136	0,850	2,23
40	7,660	8,860	0,113	2,91	21,704	8,747	0,134	0,880	2,30
45	7,650	10,000	0,110	2,83	21,120	9,890	0,134	0,890	2,33



ANEXO III

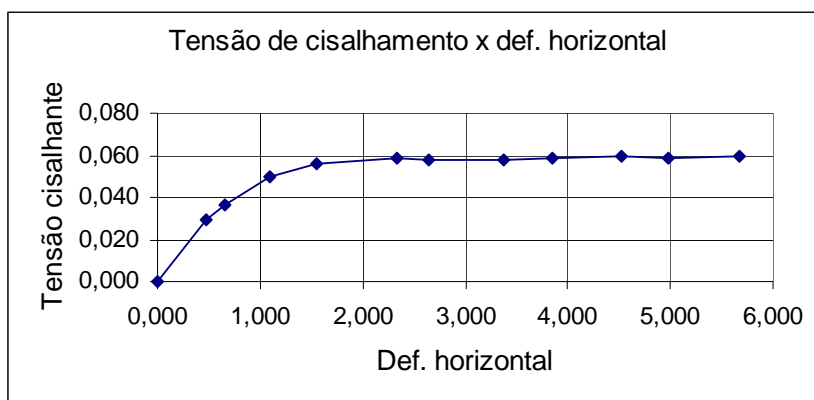
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO									
INTERESSADO:					BLOCO Cp 03v 01				
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					σ : 1,00 kgf/cm ²				
			DATA INICIAL		28/02/05		FINAL		01/03/05
Anel n ^o 213		Área: 26,18 cm ²			Tara: 3305 g				
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3398	
Cápsula N ^o		198	15			Peso do C.P.+água (g)		93	
Solo+Tara+água (g)		22,75	21,77			Altura do C.P. (cm)		2	
Solo+Tara (g)		21,51	20,59			Volume (cm ³)		52,36	
Tara (g)		6,70	6,04			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,776	
Água (g)		1,24	1,18			Dens. Seca (g/cm ³)		1,639	
Solo (g)		14,81	14,55						
Umidade (%)		8,37	8,11						
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	4,990	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	4,820	1,050	0,170	4,37	25,730	0,880	0,170	0,170	0,45
10	4,690	2,150	0,290	7,46	25,228	1,860	0,296	0,300	0,79
15	4,640	3,300	0,325	8,36	24,658	2,975	0,339	0,350	0,92
20	4,610	4,450	0,310	7,97	24,062	4,140	0,331	0,380	0,99
25	4,570	5,600	0,301	7,74	23,469	5,299	0,330	0,420	1,10



ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO	
INTERESSADO:	BLOCO CP 01 01H
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO	σ : 0,25 kgf/cm ₂
DATA INICIAL:	11/03/05 FINAL 11/03/2005

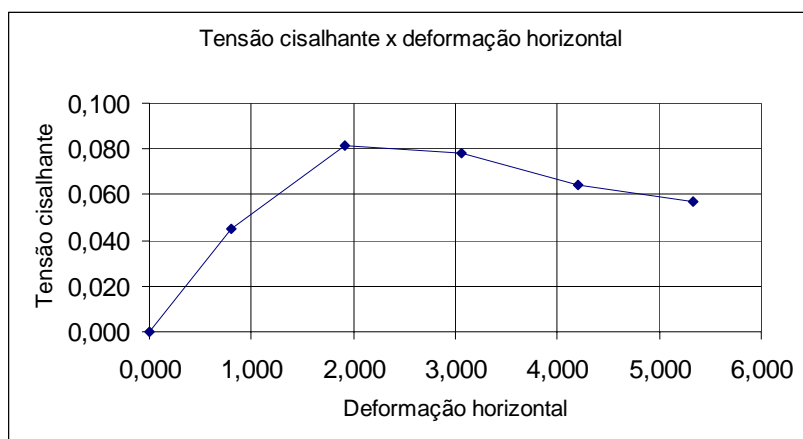
Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3305 g						
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio	Depois do Ensaio	Peso do C.P.+água+Redip. (g)	3385					
Cápsula N ^o	198	11	Peso do C.P.+água (g)	80					
Solo+Tara+água (g)	20,15	22,85	Altura do C.P. (cm)	2					
Solo+Tara (g)	18,93	21,37	Volume (cm ³)	52,36					
Tara (g)	6,70	6,20	Dens. Úmida (g/cm ³)	1,528					
Água (g)	1,22	1,48	Dens. Seca (g/cm ³)	1,389					
Solo (g)	12,23	15,17							
Umidade (%)	9,98	9,76							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	4,080	0,000	0,000	0,000	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
2	4,000	0,500	0,030	0,771	25,940	0,470	0,030	0,080	0,09
3	3,970	0,700	0,037	0,951	25,841	0,663	0,037	0,110	0,12
5	3,920	1,150	0,050	1,286	25,617	1,100	0,050	0,160	0,18
7	3,900	1,600	0,055	1,414	25,389	1,545	0,056	0,180	0,20
10	3,880	2,390	0,057	1,466	24,986	2,333	0,059	0,200	0,22
12	3,880	2,700	0,056	1,440	24,827	2,644	0,058	0,200	0,22
15	3,870	3,430	0,055	1,414	24,453	3,375	0,058	0,210	0,23
17	3,860	3,900	0,055	1,414	24,213	3,845	0,058	0,220	0,24
20	3,840	4,570	0,055	1,414	23,870	4,515	0,059	0,240	0,26
22	3,840	5,030	0,054	1,389	23,634	4,976	0,059	0,240	0,26
25	3,820	5,720	0,054	1,389	23,281	5,666	0,060	0,260	0,29



ANEXO III

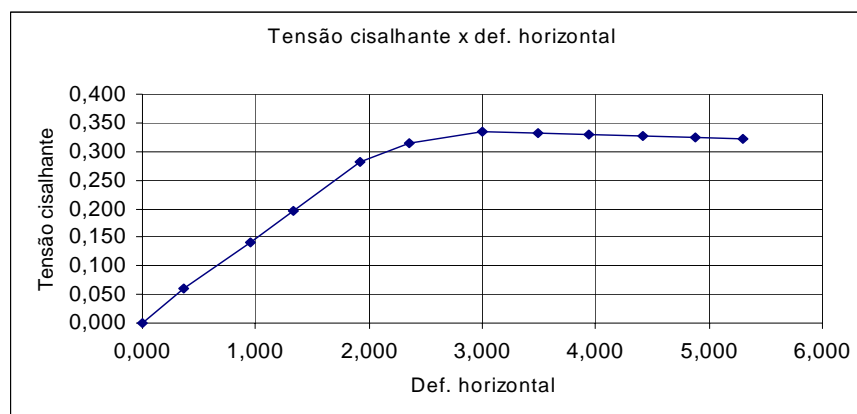
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO			
INTERESSADO:		BLOCO	CP
		01	01H
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO		σ :	0,50 kgf/cm ²
		DATA	08/03/2005
		INICIAL:	FINAL
			08/03/2005

Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3305 g						
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio						
Cápsula N ^o	11	198							
Solo+Tara+água (g)	17,51	16,92							
Solo+Tara (g)	16,68	16,17							
Tara (g)	6,20	6,70							
Água (g)	0,83	0,75							
Solo (g)	10,48	9,47							
Umidade (%)	7,92	7,92							
	Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3395						
	Peso do C.P.+água (g)		90						
	Altura do C.P. (cm)		2						
	Volume (cm ³)		52,36						
	Dens. Úmida (g/cm ³)		1,719						
	Dens. Seca (g/cm ³)		1,593						
ΔT	Extensômetro (mm)		Deform. do	Carga	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
minuto	Vertical	Horizontal	Dinam. (mm)	Horiz. (kgf)					
0	3,520	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	3,300	0,800	0,045	1,16	25,794	0,755	0,045	0,220	0,58
10	3,170	1,920	0,080	2,06	25,239	1,840	0,082	0,350	0,92
15	3,160	3,060	0,075	1,93	24,653	2,985	0,078	0,360	0,94
20	3,150	4,200	0,060	1,54	24,062	4,140	0,064	0,370	0,97
25	3,140	5,330	0,052	1,34	23,479	5,278	0,057	0,380	0,99
30	3,120	6,450	0,050	1,29	22,905	6,400	0,056	0,400	1,05
35	3,100	7,640	0,050	1,29	22,296	7,590	0,058	0,420	1,10



ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO									
INTERESSADO:					BLOCO CP 01 H				
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					01 -				
					σ : 1,00 kgf/cm ²				
					DATA INICIAL 14/03/05 FINAL 15/03/05				
Anel n ^o 213		Área: 26,18 cm ²			Tara: 3300 g				
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3393	
Cápsula N ^o		101	92			Peso do C.P.+água (g)		93	
Solo+Tara+água (g)		14,97	24,68			Altura do C.P. (cm)		2	
Solo+Tara (g)		14,10	23,20			Volume (cm ³)		52,36	
Tara (g)		6,54	6,76			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,776	
Água (g)		0,87	1,48			Dens. Seca (g/cm ³)		1,593	
Solo (g)		7,56	16,44						
Umidade (%)		11,51	9,00						
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	2,920	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
2	2,800	0,420	0,060	1,54	25,996	0,360	0,059	0,120	0,31
5	2,670	1,090	0,140	3,60	25,694	0,950	0,140	0,250	0,65
7	2,600	1,520	0,195	5,01	25,502	1,325	0,197	0,320	0,84
10	2,510	2,200	0,275	7,07	25,195	1,925	0,281	0,410	1,07
12	2,460	2,660	0,305	7,84	24,975	2,355	0,314	0,460	1,20
15	2,420	3,320	0,320	8,23	24,645	3,000	0,334	0,500	1,31
17	2,405	3,800	0,315	8,10	24,397	3,485	0,332	0,515	1,35
19	2,390	4,250	0,310	7,97	24,164	3,940	0,330	0,530	1,39
21	2,370	4,720	0,305	7,84	23,921	4,415	0,328	0,550	1,44
23	2,350	5,180	0,300	7,71	23,683	4,880	0,326	0,570	1,49
25	2,330	5,600	0,295	7,59	23,466	5,305	0,323	0,590	1,54



ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO	
INTERESSADO:	BLOCO CP 02H 01
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO	σ : 0,25 kg/cm ₂

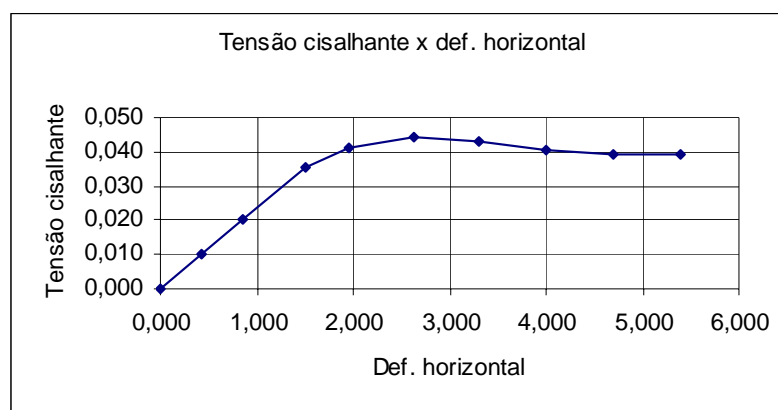
DATA INICIAL

14/03/2005

FINAL

14/03/2005

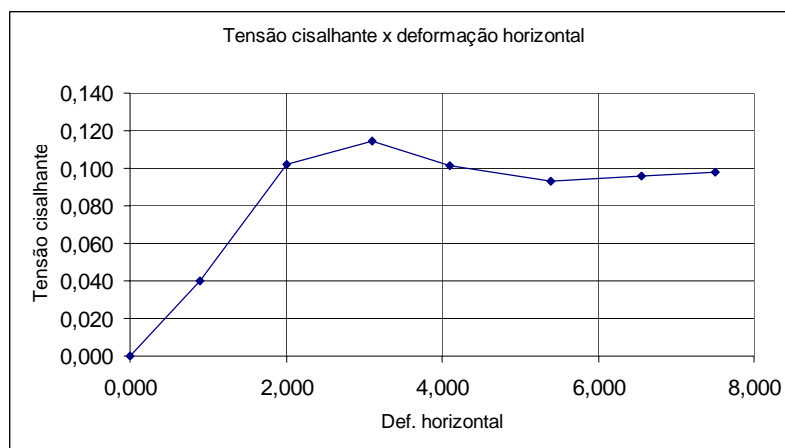
Anel n ^o	213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3305 g					
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3385		
Cápsula N ^o	83	108			Peso do C.P.+água (g)		80		
Solo+Tara+água (g)	18,26	21,23			Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)	17,32	20,06			Volume (cm ³)		52,36		
Tara (g)	6,79	6,86			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,528		
Água (g)	0,94	1,17			Dens. Seca (g/cm ³)		1,403		
Solo (g)	10,53	13,20							
Umidade (%)	8,93	8,86							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	6,440	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
2	6,230	0,440	0,010	0,26	25,960	0,430	0,010	0,210	0,55
4	6,130	0,880	0,020	0,51	25,740	0,860	0,020	0,310	0,81
7	6,060	1,540	0,035	0,90	25,410	1,505	0,035	0,380	0,99
9	6,040	2,000	0,040	1,03	25,177	1,960	0,041	0,400	1,05
12	6,020	2,680	0,043	1,11	24,831	2,637	0,045	0,420	1,10
15	6,020	3,350	0,041	1,05	24,487	3,309	0,043	0,420	1,10
18	6,030	4,040	0,038	0,98	24,132	4,002	0,040	0,410	1,07
21	6,030	4,730	0,036	0,93	23,778	4,694	0,039	0,410	1,07
24	6,020	5,420	0,036	0,93	23,425	5,384	0,040	0,420	1,10



ANEXO III

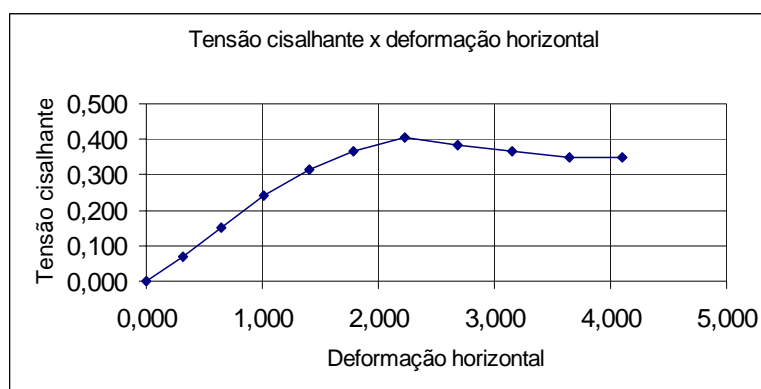
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO			
INTERESSADO:		BLOCO	CP
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO		01	02H
		σ :	0,50 kgf/cm ²
		DATA INICIAL	FINAL
		21/02/2005	22/02/2005

Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3305 g						
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)	3395			
Cápsula N ^o	198	111			Peso do C.P.+água (g)	90			
Solo+Tara+água (g)	14,70	14,70			Altura do C.P. (cm)	2			
Solo+Tara (g)	14,02	13,97			Volume (cm ³)	52,36			
Tara (g)	6,70	6,20			Dens. Úmida (g/cm ³)	1,719			
Água (g)	0,68	0,73			Dens. Seca (g/cm ³)	1,573			
Solo (g)	7,32	7,77							
Umidade (%)	9,29	9,40							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	3,310	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	3,110	0,890	0,040	1,03	25,745	0,850	0,040	0,200	0,52
10	3,010	2,000	0,100	2,57	25,208	1,900	0,102	0,300	0,79
15	3,010	3,100	0,110	2,83	24,650	2,990	0,115	0,300	0,79
20	3,000	4,100	0,095	2,44	24,131	4,005	0,101	0,310	0,81
25	2,980	5,400	0,085	2,19	23,461	5,315	0,093	0,330	0,86
30	2,960	6,550	0,085	2,19	22,872	6,465	0,096	0,350	0,92
35	2,950	7,500	0,085	2,19	22,386	7,415	0,098	0,360	0,94



ANEXO III

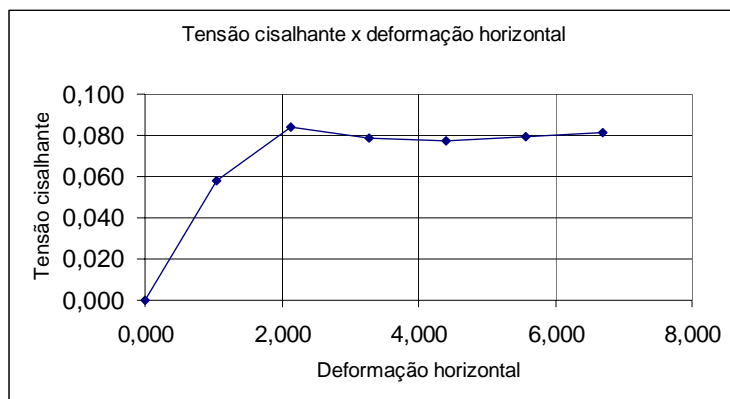
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO										
INTERESSADO:					PICI 01 CP 02 H					
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					σ : 1,00 kgf/cm ²					
					DATA INICIAL		15/03/05	FINAL		16/03/05
Anel n ^o 213		Área: 26,18 cm ²			Tara: 3305 g					
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3397		
Cápsula N ^o		74	47			Peso do C.P.+água (g)		92		
Solo+Tara+água (g)		21,10	18,70			Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)		19,80	17,64			Volume (cm ³)		52,36		
Tara (g)		6,04	6,57			Dens. Úmida (g/cm ³)		1,757		
Água (g)		1,30	1,06			Dens. Seca (g/cm ³)		1,605		
Solo (g)		13,76	11,07							
Umidade (%)		9,45	9,58							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kgf/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³	
	Vertical	Horizontal								
0	3,040	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00	
2	2,940	0,390	0,070	1,80	26,016	0,320	0,069	0,100	0,26	
4	2,900	0,800	0,150	3,86	25,847	0,650	0,149	0,140	0,37	
6	2,840	1,250	0,240	6,17	25,663	1,010	0,240	0,200	0,52	
8	2,780	1,720	0,310	7,97	25,459	1,410	0,313	0,260	0,68	
10	2,720	2,150	0,360	9,26	25,264	1,790	0,366	0,320	0,84	
12	2,670	2,620	0,395	10,16	25,042	2,225	0,406	0,370	0,97	
14	2,650	3,050	0,370	9,51	24,809	2,680	0,384	0,390	1,02	
16	2,640	3,500	0,350	9,00	24,568	3,150	0,366	0,400	1,05	
18	2,630	3,980	0,330	8,49	24,312	3,650	0,349	0,410	1,07	
20	2,620	4,430	0,325	8,36	24,080	4,105	0,347	0,420	1,10	



ANEXO III

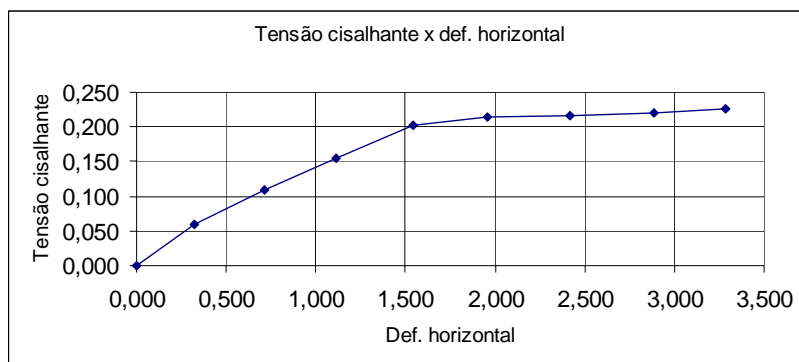
ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO	
INTERESSADO:	BLOCO CP 03H 01
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO	σ : 0,50 kgf/cm ₂
DATA INICIAL	FINAL
10/03/2005	11/03/2005

Anel n ^o 213	Área: 26,18 cm ²		Tara: 3305 g						
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio	Depois do Ensaio	Peso do C.P.+água+Redip. (g)	3390					
Cápsula N ^o	11	198	Peso do C.P.+água (g)	85					
Solo+Tara+água (g)	19,65	18,34	Altura do C.P. (cm)	2					
Solo+Tara (g)	18,53	17,33	Volume (cm ³)	52,36					
Tara (g)	6,20	6,70	Dens. Úmida (g/cm ³)	1,623					
Água (g)	1,12	1,01	Dens. Seca (g/cm ³)	1,488					
Solo (g)	12,33	10,63							
Umidade (%)	9,08	9,50							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	3,000	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
5	2,750	1,100	0,058	1,49	25,647	1,042	0,058	0,250	0,65
10	2,620	2,220	0,082	2,11	25,086	2,138	0,084	0,380	0,99
15	2,600	3,350	0,075	1,93	24,504	3,275	0,079	0,400	1,05
20	2,570	4,470	0,072	1,85	23,930	4,398	0,077	0,430	1,13
25	2,550	5,630	0,072	1,85	23,336	5,558	0,079	0,450	1,18
30	2,530	6,770	0,072	1,85	22,753	6,698	0,081	0,470	1,23



ANEXO III

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO SATURADO									
INTERESSADO:					BLOCO Cp 03H 01				
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO					σ : 1,00 kgf/cm ²				
					DATA INICIAL 17/03/05 FINAL 18/03/05				
Anel n ^o 213		Área: 26,18 cm ²			Tara: 3305 g				
DETERMINAÇÕES		Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Redip. (g)		3394	
Cápsula N ^o		69 10				Peso do C.P.+água (g)		89	
Solo+Tara+água (g)		18,09 15,70				Altura do C.P. (cm)		2	
Solo+Tara (g)		16,99 14,96				Volume (cm ³)		52,36	
Tara (g)		5,21 6,02				Dens. Úmida (g/cm ³)		1,700	
Água (g)		1,10 0,74				Dens. Seca (g/cm ³)		1,555	
Solo (g)		11,78 8,94							
Umidade (%)		9,34 8,28							
ΔT minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kg/cm ²	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
0	3,080	0,000	0,000	0,00	26,180	0,000	0,000	0,000	0,00
2	2,980	0,380	0,060	1,54	26,016	0,320	0,059	0,100	0,26
4	2,900	0,820	0,110	2,83	25,817	0,710	0,110	0,180	0,47
6	2,810	1,270	0,155	3,99	25,609	1,115	0,156	0,270	0,71
8	2,750	1,740	0,200	5,14	25,392	1,540	0,203	0,330	0,86
10	2,710	2,170	0,210	5,40	25,177	1,960	0,214	0,370	0,97
12	2,680	2,630	0,210	5,40	24,942	2,420	0,217	0,400	1,05
14	2,660	3,100	0,212	5,45	24,702	2,888	0,221	0,420	1,10
16	2,650	3,500	0,215	5,53	24,499	3,285	0,226	0,430	1,13
18	2,630	4,000	0,210	5,40	24,241	3,790	0,223	0,450	1,18
20	2,620	4,450	0,210	5,40	24,011	4,240	0,225	0,460	1,20



ANEXOS IV

ANEXOS V

ANEXO V

ASSUNTO : Ensaio triaxial CD

REFERÊNCIA: /2005

CERTIFICADO: /2005

INTERESSADO : UFC

LOCAL: CEARÁ

1. Generalidades

São apresentados neste certificado a metodologia e os resultados dos ensaios triaxiais CD em duas (02) amostras de solo indeformadas, coletadas pelo cliente e entregue no **LSI/UFPE**.

2. Metodologia

2.1. Ensaio Triaxial CD

2.1.1 Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova foram enviados previamente moldados pelo interessado.

2.1.2. Saturação

A saturação dos corpos de prova foi alcançada por contra-pressão de 1,0 kgf/cm², aplicada em estágios de 0,5 kgf/cm² em períodos de 04 horas, cada estágio.

Ao atingir-se o valor de 1,0 kgf/cm², mantinha-se a contra-pressão constante até obter-se um valor do parâmetro $B = \Delta\mu/\Delta\sigma_3$, igual ou superior a 0,98.

2.1.3. Confinamento/adensamento

Os corpos de prova foram submetidos a pressões confinantes de 1,0, 2,0 e 3,5 kgf/cm². Para o adensamento isotrópico foram utilizados papel filtro lateral e pedra porosa na base, conforme recomendação de Bishop e Henkel (1962).

ANEXO V

2.1.4. Ruptura

O cálculo do tempo de ruptura, para uma equalização de poro pressão mínima de 95%, foi feita de acordo com Blight (1963), onde $T_r = 8t_{50}$ (sendo t_{50} o tempo necessário para ocorrer 50% do adensamento primário). Utilizou-se, então uma velocidade de deformação constante igual a 0,072 mm/min.

A força vertical aplicada e a deformação dos corpos de prova, foram medidas através de um anel dinamométrico com capacidade de 300 kgf e extensômetro mecânico com sensibilidade de 0,01 mm, respectivamente.

Os ensaios foram realizados e calculados de acordo com procedimento adotado por Bishop & Henkel (1962).

3. Resultados

Os resultados do ensaio triaxial CD estão apresentados no Quadro I e Figuras 1 a 4.

4. Bibliografia

- Bishop, A . N., Henkel, D.J. (1962) – The measurement of soil properties in triaxial test – London Arnold – 2^a edição;
- Blight, G.E. (1963) – The effect of nonuniform pore-pressure measurements on the shear strength of soils – ASTM-NRC Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils – ASTM STP No. 361: 173-183;

Recife, 28 de março de 2005

ANEXO V

QUADRO I
Ensaio Triaxial CD
UFC-CEARÁ

Amostra	Corpo de Prova	Umidade inicial (%)	Umidade Final (%)	Coesão Efetiva (kgf/cm²)	Ângulo de Atrito efetivo (graus)
Bloco 2 - CPV	1	-	14	0,1	23
	2	-	13		
	3	-	12		
Bloco 2 - CPH	1	-	15	0,2	18
	2	-	12		
	3	-	12		

ANEXO V

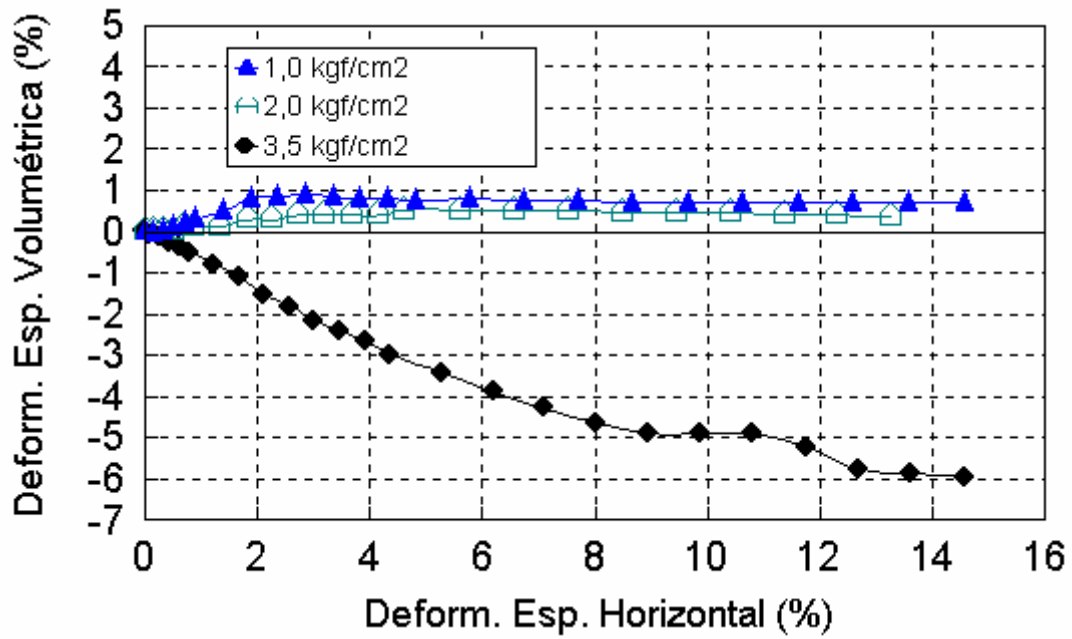


Figura 3 – Ensaio triaxial CD – Bloco 2 - CPV – Curva de variação volumétrica

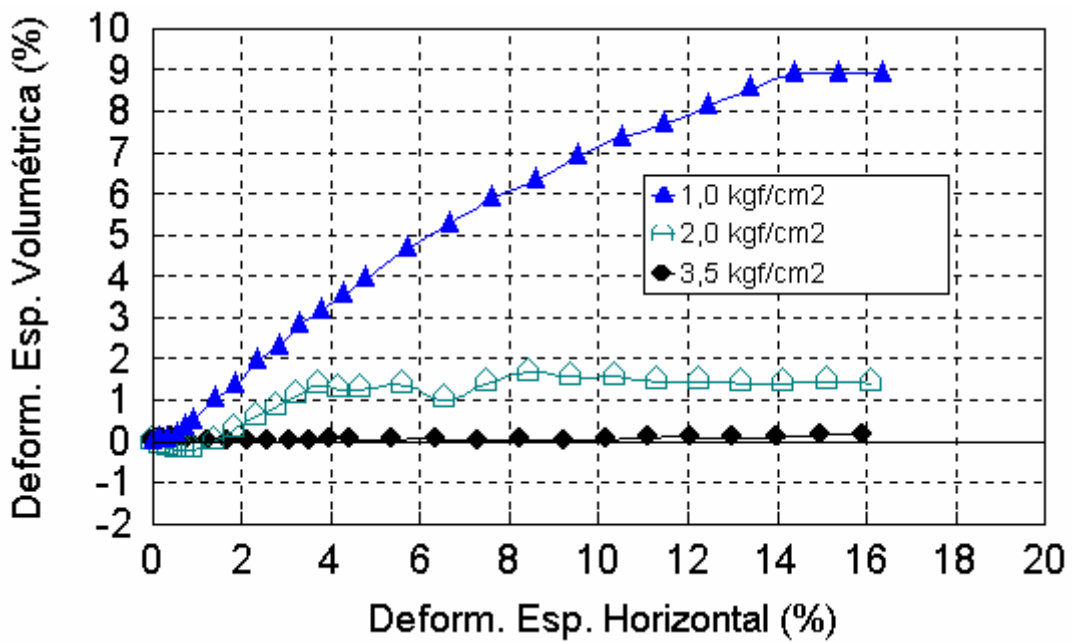


Figura 4 – Ensaio triaxial CD – Bloco 2 - CPH – Curva de variação volumétrica