

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E**  
**AMBIENTAL**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE**  
**SOLOS COMPACTADOS E ESTABILIZADOS**  
**QUIMICAMENTE PARA USO EM BARRAGENS**

**LARISSA ANDRADE DE AGUIAR**

**ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr**  
**COORIENTADOR: RENATO CABRAL GUIMARÃES, DSc**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD-093/14**

**BRASÍLIA / DF: ABRIL / 2014**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS  
COMPACTADOS E ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE  
PARA USO EM BARRAGENS**

**LARISSA ANDRADE DE AGUIAR**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

**APROVADA POR:**

---

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, Dr (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**SANDRO LEMOS MACHADO, DSc (UFBA)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**RENATO RESENDE ANGELIM, DSc (UFG)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 30 de ABRIL de 2014.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

AGUIAR, LARISSA ANDRADE DE

Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados e Estabilizados Quimicamente para uso em Barragens [Distrito Federal] 2014

xxxii, 281 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2014)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Barragens

2. Comportamento mecânico

3. Solos compactados

4. Ensaios de laboratório

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AGUIAR, L.A. (2014). Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados e Estabilizados Quimicamente para uso em Barragens. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-093/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 281p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Larissa Andrade de Aguiar

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados e Estabilizados Quimicamente para uso em Barragens

GRAU: Doutor

ANO: 2014

É concedida à Universidade de Brasília a 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 de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Larissa Andrade de Aguiar

Qd. 203, Lt. 05, apt. 1103, Bloco A, Ed. Spázio Brisas, Águas Claras Sul

CEP: 71939-360 - Taguatinga/DF - Brasil

eng.aguiarla@gmail.com

## DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, meus irmãos e familiares, por entenderem meus momentos de ausência e continuarem me apoiando.*

*À minha irmã Lorena, por estar ao meu lado em todos os momentos e me ajudar sempre mesmo não entendendo nada do assunto.*

*Ao meu esposo Fernando, pela companhia, pelo apoio de sempre, pela confiança e por ser grande incentivador deste trabalho.*

## AGRADECIMENTOS

À Deus, por estar sempre presente em minha vida e guiando meu caminho. Hoje aprendi que se não existissem obstáculos no meu caminho, ele não me levaria a lugar algum.

Ao meu orientador, professor José Camapum, pelos seis anos de convivência, sempre paciente ao me passar seus conhecimentos. Agradeço por sempre me transmitir serenidade nos meus momentos de desespero (que foram muitos), pelos conselhos de pai que sempre me deu, por me incentivar e acreditar em mim. Agora entendo o porquê de me fazer experimentar sempre caminhos diferentes e aprendi que algo só é impossível até que decidimos provar o contrário. Obrigada por acreditar e confiar em mim.

Ao amigo, eterno mestre e de certa forma “pai” Renato Cabral Guimarães, sem seu incentivo e apoio, não estaria aqui hoje. Você é meu maior exemplo de dedicação ao trabalho e à geotecnia, e sempre esteve disposto a me ajudar. Obrigada mais uma vez pela paciência, pelos conselhos, por saber como me acalmar nos momentos difíceis e por acreditar em mim muito mais do que eu. Não existem palavras suficientes para expressar a admiração e gratidão que esses nove anos de convívio acumularam. Obrigada por me adotar e aturar mais uma vez!!

À Furnas, na pessoa do engenheiro Rubens Machado Bittencourt e, em especial, ao Laboratório de Mecânica dos Solos, na pessoa da engenheira Marta Luz, pelo apoio dado a este trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos de Furnas, pelos ensaios realizados neste trabalho, não será possível citar o nome de todos, mas quero agradecer a todos vocês. Deixo também um agradecimento especial aos técnicos: Helmar, Diógenes, José Roberto e Saulo; não só pelo auxílio na realização dos ensaios, mas também pela amizade, pelo incentivo e pelas ideias e sugestões.

Aos amigos Ângela Guimarães, Fabrício Bueno, Mônica Bueno, Jorge Augusto, Carlos Petrônio, Joseleide, Elisandra, João Uchôa, Lyssya, Francisco Hélio, Renata Moreira, Bruno Borges pelo apoio, por todos os momentos juntos, por dividirem as angústias. E a outros colegas que não citei aqui, mas que gostaria de deixar meu muito obrigada.

Aos colegas Instituto Federal de Goiás e ao Instituto Federal de Brasília pelo apoio dado a minha pesquisa, por me liberarem de tantos compromissos, pela ajuda em vários momentos dessa pesquisa e por cuidarem de mim em várias situações.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília cujos ensinamentos foram e são fundamentais para a minha formação. Agradeço em especial aos professores Márcio Muniz e Newton Moreira por todas as contribuições realizadas ao longo dessa pesquisa e por acreditarem e confiarem no meu trabalho.

À CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro.

À minha família que mais uma vez compreendeu meus momentos de ausência e me apoiou durante esses quatro anos. Aos meus pais e irmãos que me deram força, acreditaram no meu potencial e que estão sempre comigo no meu pensamento e em minhas orações.

E principalmente, a meu esposo Fernando, por estar ao meu lado sempre, me incentivando, cuidando de mim, dando o suporte muitas vezes mais que necessário, por não me deixar desistir. Por me mostrar que sou mais forte do que penso, pela amizade incomparável e indiscutível; se cheguei até aqui foi graças a você. Palavras não vão expressar meus sentimentos de afeto e gratidão, então vou resumir: Amo você! Obrigada por estar ao meu lado em mais essa conquista, que também é sua!

# **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS COMPACTADOS E ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE PARA USO EM BARRAGENS**

## **RESUMO**

As condições geológicas e topográficas brasileiras e a própria cultura tem conduzido quase sempre à opção pela construção de barragens de terra e terra e enrocamento para fins de geração energia. Sua viabilização técnica e econômica passa pela definição de materiais de construção apropriados. Com base nos materiais disponíveis é definida a seção tipo, sendo frequente a concepção de modelos constituídos de núcleo e espaldares. Nessas seções enquanto os espaldares objetivam dar estabilidade ao maciço, o núcleo tem por objetivo propiciar a retenção da água. Na seção da barragem o estado de tensões e, portanto, as deformações variam segundo o ponto considerado, sendo relevante a análise do comportamento do solo segundo a trajetória de tensões. Todo esse contexto motivou a realização desta pesquisa, em que é estudado o comportamento mecânico do solo compactado para utilização em barragens tendo como princípio fundamental a avaliação desse comportamento quando o solo é submetido a diferentes condições de solitação até a plastificação. As três amostras de solo estudadas apresentam comportamentos distintos, sendo uma areia siltosa, uma argila arenosa e uma areia argilosa. Para o estudo do comportamento mecânico fez-se uso de estabilizante químico (cal hidratada CH-I). As discussões e conclusões apresentadas nesta pesquisa para a análise de estado limite são importantes e devem ser consideradas na análise do comportamento mecânico de solos compactados e estabilizados.

# **ANALYSIS OF MECHANICAL BEHAVIOUR OF COMPACTED AND CHEMICALLY STABILIZED SOILS FOR USE IN DAMS**

## **ABSTRACT**

Brazilian topographic conditions and the culture itself has been conducted, almost always, to the option to construct earthfill and earth/rockfill dams for power generation purposes. The technical and economic viability goes to the definition of the appropriate construction materials. Through the available materials the default cross-section is defined, in which the impervious core and abutments models are frequently chosen. In this kind of cross-sections the abutments intend to stabilize the fill while the core's function is to retain water. In the dam's cross-section stress state and, therefore, strains varies according the considered point, being relevant the soil behavior analysis according to the stress paths. All this context motivated the realization of this research, where the mechanical behavior of compacted soils for use in dams is studied, having as fundamental principle the evaluation of this behavior when the soil is submitted to different conditions of solicitations until it's yielding. The three soil samples studied have different behaviors, being a silty sand, sandy clay and clayey sand. The mechanical behavior study was made by using chemical stabilizer (lime – CH-I). The discussions and conclusions shown in this research for the limit state analysis are important and should be considered in the mechanical behavior of compacted and stabilized soils analysis.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Estruturas do solo: a) Estrutura floclulada b) Estrutura dispersa (Lambe, 1958 <i>apud</i> Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 1987 – modificado). .....	7
Figura 2.2 Diagrama rigoroso e simplificado das fases de um solo não saturado: a) sistema simplificado com três fases; b) sistema rigoroso com quatro fases (Fredlund & Rahardjo, 1993 – modificado). .....	40
Figura 2.3 Sistema que ilustra os conceitos de sucção total, osmótica e matricial (Reis, 2004 – modificado). .....	43
Figura 2.4 Curva característica de solos argilosos e arenosos (Hillel, 1971 <i>apud</i> Calle, 2000 – modificado). .....	46
Figura 2.5 Curvas características por umedecimento e secagem (Hillel, 1971 <i>apud</i> Calle, 2000 – modificado). .....	47
Figura 2.6 Efeito “ <i>Ink Bottle</i> ” (Calle, 2000 – modificado). .....	48
Figura 2.7 Efeito da estrutura do solo na curva característica (Calle, 2000 – modificado). ....	49
Figura 2.8 Elementos da curva característica (Fredlund <i>et al.</i> , 1994 <i>apud</i> Soto, 2004 - modificado). .....	50
Figura 2.9 Esquema do ensaio triaxial .....	56
Figura 2.10 Tipos de ruptura: a) Ruptura plástica, b) Ruptura frágil, c) Ruptura intermediária. ....	58
Figura 2.11 Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial consolidado drenado- solo não coesivo (Das, 2007 - modificado). .....	60
Figura 2.12 Envoltória de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio triaxial consolidado não-drenado – solo não coesivo (Das, 2007 - modificado). .....	62
Figura 2.13 Representação dos critérios de ruptura: a) Coulomb; b) Mohr (Pinto, 2002 – modificado). .....	66
Figura 2.14 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Ladd, 1971 <i>apud</i> Lins, 1980). .....	67
Figura 2.15 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Lins, 1980). .....	68
Figura 2.16 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Duncan e Chang, 1970 - modificado). .....	69

Figura 2.17 Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (Duncan e Chang, 1970 - modificado).....	70
Figura 2.18 Padrão de comportamento de solos pré-adensados, normalmente adensados, densos e fofos antes e no estado crítico para: a) Índice de vazios versus deformação axial, b) tensão de cisalhamento versus deformação axial.....	72
Figura 2.19 Superfícies de plastificação: a) Modelo Cam-Clay original, b) Modelo Cam-Clay modificado (Pinheiro, 2004). .....	73
Figura 3.1 Organograma dos ensaios.....	76
Figura 3.2 Aspecto visual da amostra - Solo Corumbá.....	77
Figura 3.3 Aspecto visual da amostra - Solo Goiânia.....	77
Figura 3.4 Aspecto visual da amostra - Solo Peixe.....	78
Figura 3.5 Equipamento Utilizado no Ensaio de Mini-MCV. ....	82
Figura 3.6 Método de mistura solo-cal: a) Mistura da cal na água; b) Adição da mistura ao solo. ....	91
Figura 3.7 Homogeneização de pequena parcela da amostra de solo .....	91
Figura 3.8 Amostra Compactadas em Processo de Cura ao Ar. ....	93
Figura 3.9 Impermeabilização das amostras: (a) Método de impermeabilização; (b) Corpo de prova impermeabilizado.....	93
Figura 3.10 (a) Materiais Utilizados; (b) Colocação da areia padrão com a finalidade de distribuir o fluxo.....	94
Figura 3.11 Disposição geral da preparação da amostra para imersão. ....	94
Figura 3.12 (a) Colocação da água nas amostras; (b) Amostras imersas em água destilada. ..	95
Figura 3.13 Disposição geral da preparação da amostra para permeabilidade. ....	95
Figura 3.14 Ensaio de Permeabilidade com permeâmetro de parede rígida. ....	96
Figura 3.15 Desmoldagem dos corpos de prova do cilindro de PVC. ....	98
Figura 3.16 Preparação dos corpos de prova para ensaio de papel filtro: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por gotejamento. ....	99
Figura 3.17 Moldagem do corpo de prova: a) Anel de adensamento e corpo de prova compactado, b) Cravação do anel no corpo de prova. ....	100
Figura 3.18 Montagem do Ensaio: a) corpo de prova dentro do anel, b) Prensa de adensamento.....	100
Figura 3.19 Saturação dos corpos de prova: a) Saturação por percolação ascendente, b) Aplicação de contra-pressão.....	102

Figura 3.20 Célula triaxial tipo $k_0$ : a) Partes da célula desmontada, b) Célula interna montada, c) Célula completamente montada. ....	103
Figura 3.21 Painel utilizado para a realização do ensaio triaxial tipo $k_0$ .....	104
Figura 3.22 Painel utilizado para a realização do ensaio triaxial a diferentes trajetórias. ....	105
Figura 3.23 Método Escala Dupla Logarítmica (Fellenius, 2001). ....	107
Figura 4.1 Curva Granulométrica Solo Corumbá. ....	112
Figura 4.2 Curvas Granulométricas Solo Goiânia. ....	113
Figura 4.3 Curvas Granulométricas Solo Peixe. ....	113
Figura 4.4 Carta de Plasticidade.....	115
Figura 4.5 Carta de Classificação Utilizada pelo Método Tradicional da Metodologia MCT .....	120
Figura 4.6 Carta de Classificação Utilizada pelo Método das Pastilhas .....	120
Figura 4.7 Difratoograma do Solo Corumbá.....	123
Figura 4.8 Difratoograma do Solo Goiânia. ....	123
Figura 4.9 Difratoograma do Solo Peixe – Material retido na peneira N° 200 (material grosso). ....	124
Figura 4.10 Difratoograma do Solo Peixe – Material passado na peneira N° 200 (material fino). .....	124
Figura 4.11 Comparação entre peso específico dos sólidos em função do teor de cal. ....	126
Figura 4.12 Curva Granulométrica Solo Corumbá. ....	127
Figura 4.13 Curva Granulométrica Solo Goiânia.....	128
Figura 4.14 Curva Granulométrica Solo Peixe. ....	128
Figura 4.15 Relação entre o teor de cimento e variação volumétrica (Casanova <i>et al.</i> , 1992– Modificado). ....	129
Figura 4.16 Relação entre o teor de cal e a variação volumétrica – Solo Corumbá. ....	130
Figura 4.17 Relação entre o teor de cal e variação volumétrica - Solo Goiânia. ....	130
Figura 4.18 Relação entre o Teor de Cal e pH – Solo Corumbá.....	131
Figura 4.19 Relação entre o Teor de Cal e pH – Solo Goiânia. ....	132
Figura 4.20 Curvas de Compactação Solo Corumbá. ....	133
Figura 4.21 Variação do Peso Específico Máximo com o Teor de Cal - Solo Corumbá.....	134
Figura 4.22 Variação do Teor de Umidade com o Teor de Cal - Solo Corumbá.....	135
Figura 4.23 Curvas de Mini-Compactação Solo Goiânia. ....	135
Figura 4.24 Variação do Peso Específico Máximo com o Teor de Cal - Solo Goiânia. ....	136

Figura 4.25 Variação do Teor de Umidade Ótimo com o Teor de Cal - Solo Goiânia.....	136
Figura 4.26 Curvas de Compactação Solo Peixe. ....	137
Figura 4.27 Variação do Peso Específico Máximo com o Teor de Cal - Solo Peixe.....	137
Figura 4.28 Variação do Teor de Umidade com o Teor de Cal - Solo Peixe.....	138
Figura 4.29 Variação da Permeabilidade com o Teor de Cal - Solo Corumbá.....	139
Figura 4.30 Variação da Permeabilidade com o Teor de Cal - Solo Goiânia. ....	139
Figura 4.31 Variação da Permeabilidade com o Teor de Cal - Solo Peixe.....	140
Figura 4.32 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Corumbá. ....	142
Figura 4.33 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Corumbá. ....	142
Figura 4.34 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Goiânia.....	143
Figura 4.35 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Goiânia. ....	143
Figura 4.36 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Peixe. ....	144
Figura 4.37 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Peixe. ....	145
Figura 4.38 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Corumbá.....	146
Figura 4.39 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Goiânia. ....	147
Figura 4.40 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Peixe.....	147
Figura 4.41 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá – sem estabilizante: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.....	149
Figura 4.42 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá – 4% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados. ....	150
Figura 4.43 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá – 6% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados. ....	151
Figura 4.44 Curvas de Compressibilidade – Solo Goiânia – sem estabilizante: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.....	152
Figura 4.45 Curvas de Compressibilidade – Solo Goiânia – 2% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados. ....	153
Figura 4.46 Curvas de Compressibilidade – Solo Peixe – sem estabilizante: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.....	154
Figura 4.47 Curvas de Compressibilidade – Solo Peixe – 2% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.....	155
Figura 4.48 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Corumbá – sem estabilização: a) inundado; b) umidade de compactação. ....	156
Figura 4.49 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Corumbá – 4% de cal: a) inundado; b) umidade de compactação. ....	156

Figura 4.50 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Corumbá – 6% de ca: a) inundado; b) umidade de compactação I. ....	157
Figura 4.51 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Goiânia - sem estabilização: a) inundado; b) umidade de compactação. ....	157
Figura 4.52 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Goiânia – 2% de cal: a) inundado; b) umidade de compactação. ....	157
Figura 4.53 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Peixe - sem estabilização: a) inundado; b) umidade de compactação. ....	158
Figura 4.54 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Peixe – 2% de cal: a) inundado; b) umidade de compactação. ....	158
Figura 4.55 Ensaio CD sat – Solo Corumbá – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Variação específica de volume x Deformação Axial. ....	159
Figura 4.56 Ensaio CD sat – Solo Goiânia - sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Variação específica de volume x Deformação Axial. ....	159
Figura 4.57 Ensaio CD sat – Solo Peixe - sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Variação específica de volume x Deformação Axial. ....	159
Figura 4.58 Ensaio CU sat – Solo Corumbá – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial. ....	160
Figura 4.59 Ensaio CU sat – Solo Goiânia – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial. ....	160
Figura 4.60 Ensaio CU sat – Solo Peixe – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial. ....	161
Figura 4.61 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD sat 196 kPa – Solo sem estabilização. ....	163
Figura 4.62 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ – CU sat 98 kPa – Solo sem estabilização. ....	164
Figura 4.63 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 49 kPa – Solo sem estabilização. ....	165
Figura 4.64 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD sat 196 kPa – Solo sem estabilização. ....	167
Figura 4.65 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ – CU sat 49 kPa – Solo sem estabilização. ....	168
Figura 4.66 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 49 kPa – Solo sem estabilização. ....	169
Figura 4.67 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD sat 196 kPa – Solo sem estabilização. ....	171
Figura 4.68 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ – CU sat 49 kPa – Solo sem estabilização. ....	171
Figura 4.69 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 49 kPa – Solo sem estabilização. ....	173

Figura 4.70 Variação do parâmetro $\chi$ com a sucção (Blight, 1965 <i>apud</i> Jucá, 1990).....	174
Figura 4.71 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ nat – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	175
Figura 4.72 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ nat – Solo Goiânia - sem estabilização.....	176
Figura 4.73 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ nat – Solo Peixe - sem estabilização.....	176
Figura 4.74 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ nat – Solo Corumbá – 4% de cal. ....	177
Figura 4.75 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ nat – Solo Corumbá – 6% de cal. ....	177
Figura 4.76 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ nat – Solo Goiânia – 2% de cal. ....	178
Figura 4.77 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ nat – Solo Peixe - 2% de cal. ....	178
Figura 4.78 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,3$ sat – Solo Corumbá sem estabilização. ....	180
Figura 4.79 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá sem estabilização. ....	181
Figura 4.80 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 4% de cal. ....	182
Figura 4.81 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 6% de cal. ....	182
Figura 4.82 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,3$ nat – Solo Corumbá sem estabilização. ....	183
Figura 4.83 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá sem estabilização. ....	184
Figura 4.84 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 4% de cal.....	185
Figura 4.85 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 6% de cal.....	185
Figura 4.86 Coeficientes angulares obtidos – Solo Corumbá: a) 1º trecho; b) 2º trecho. ....	186

Figura 4.87 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ sat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	187
Figura 4.88 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia sem estabilização. ....	188
Figura 4.89 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia 2% de cal.....	188
Figura 4.90 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ nat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	189
Figura 4.91 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia sem estabilização. ....	190
Figura 4.92 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia 2% de cal.....	191
Figura 4.93 Coeficientes angulares obtidos – Solo Goiânia: a) 1º trecho; b) 2º trecho. ....	191
Figura 4.94 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ sat – Solo Peixe sem estabilização. ....	192
Figura 4.95 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Peixe sem estabilização. ....	193
Figura 4.96 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ nat – Solo Peixe sem estabilização. ....	194
Figura 4.97 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Peixe sem estabilização. ....	195
Figura 4.98 Coeficientes angulares obtidos – Solo Peixe: a) 1º trecho; b) 2º trecho. ....	195
Figura 4.99 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Corumbá sem estabilização.....	197
Figura 4.100 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Corumbá 4% de cal. ....	197
Figura 4.101 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Corumbá 6% de cal. ....	198
Figura 4.102 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Corumbá sem estabilização. ....	198
Figura 4.103 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Corumbá 4% de cal. ....	199
Figura 4.104 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Corumbá 6% de cal. ....	199
Figura 4.105 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	200
Figura 4.106 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá – 4% de cal.....	201
Figura 4.107 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá – 6% de cal.....	201
Figura 4.108 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá.....	202

Figura 4.109 Curvas de isossucção – Solo Corumbá: a) Solo sem estabilização; b) Solo 4% cal; c) Solo 6% cal.....	202
Figura 4.110 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Goiânia sem estabilização. ....	203
Figura 4.111 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Goiânia 2% de cal. ....	203
Figura 4.112 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Goiânia sem estabilização. ....	204
Figura 4.113 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Goiânia 2% de cal.....	204
Figura 4.114 Superfície de Estado Limite (Camapum de Carvalho <i>et al.</i> , 1987 – modificado). .....	205
Figura 4.115 Curvas de Estado Limite – Solo Goiânia - sem estabilização. ....	207
Figura 4.116 Curvas de Estado Limite – Solo Goiânia – 2% de cal. ....	207
Figura 4.117 Curvas de Estado Limite – Solo Goiânia.....	208
Figura 4.118 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Peixe sem estabilização.....	209
Figura 4.119 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Peixe sem estabilização. ....	210
Figura 4.120 Curvas de Estado Limite – Solo Peixe - sem estabilização. ....	210
Figura 4.121 Curvas de Estado Limite – Solo Peixe.....	211
Figura A.1 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá – sem estabilização. ....	225
Figura A.2 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Goiânia - sem estabilização. ....	225
Figura A.3 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Peixe - sem estabilização. ....	225
Figura A.4 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá- 4% de cal. ....	225
Figura A.5 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá- 6% de cal. ....	226
Figura A.6 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Goiânia - 2% de cal.....	226
Figura A.7 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Peixe - 2% de cal. ....	226
Figura A.8 Ensaio CU sat – Solo Corumbá – 4% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial. ....	226
Figura A.9 Ensaio CU sat – Solo Corumbá – 6% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial. ....	227
Figura A.10 Ensaio CU sat – Solo Goiânia – 2% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial. ....	227
Figura A.11 Ensaio CU sat – Solo Peixe – 2% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial. ....	227
Figura A.12 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD sat 49 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	228

Figura A.13 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD sat 98 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	228
Figura A.14 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD sat 392 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	229
Figura A.15 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 49 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	229
Figura A.16 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 196 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	230
Figura A.17 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 392 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	230
Figura A.18 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 98 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	231
Figura A.19 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 196 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	231
Figura A.20 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 392 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização. ....	232
Figura A.21 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 49 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	232
Figura A.22 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 98 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	233
Figura A.23 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 196 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	233
Figura A.24 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 392 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	234
Figura A.25 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 49 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	234
Figura A.26 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 98 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	235
Figura A.27 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 196 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	235
Figura A.28 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 392 kPa – Solo Corumbá – 4% cal. ....	236

Figura A.29 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 49 kPa – Solo Corumbá – 6% cal. .....	236
Figura A.30 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 98 kPa – Solo Corumbá – 6% cal. .....	237
Figura A.31 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 196 kPa – Solo Corumbá – 6% cal. .....	237
Figura A.32 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 49 kPa – Solo Corumbá – 6% cal. .....	238
Figura A.33 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 98 kPa – Solo Corumbá – 6% cal. .....	238
Figura A.34 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 196 kPa – Solo Corumbá – 6% cal. .....	239
Figura A.35 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 392 kPa – Solo Corumbá – 6% cal. .....	239
Figura A.36 Deslocamento Axial por $\sigma_1$ - CD sat 392 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização .....	240
Figura A.37 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 98 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização. ....	240
Figura A.38 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 196 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização. ....	241
Figura A.39 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 392 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização. ....	241
Figura A.40 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 49 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.	242
Figura A.41 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 98 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.	242
Figura A.42 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 196 kPa – Solo Goiânia – 2% cal. .....	243
Figura A.43 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 49 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.	243
Figura A.44 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 98 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.	244
Figura A.45 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 196 kPa – Solo Goiânia – 2% cal. .....	244
Figura A.46 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 392 kPa – Solo Goiânia – 2% cal. .....	245

Figura A.47 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD sat 392 kPa – Solo Peixe - sem estabilização. ....	245
Figura A.48 Deslocamento Axial por $\sigma_1$ - CU sat 98 kPa – Solo Peixe - sem estabilização. ....	246
Figura A.49 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 196 kPa – Solo Peixe - sem estabilização. ....	246
Figura A.50 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 392 kPa – Solo Peixe - sem estabilização. ....	247
Figura A.51 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 98 kPa – Solo Peixe - sem estabilização. ....	247
Figura A.52 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 196 kPa – Solo Peixe - sem estabilização. ....	248
Figura A.53 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 392 kPa – Solo Peixe - sem estabilização. ....	248
Figura A.54 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 49 kPa – Solo Peixe – 2% cal. ...	249
Figura A.55 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 98 kPa – Solo Peixe – 2% cal. ...	249
Figura A.56 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 196 kPa – Solo Peixe – 2% cal. ...	250
Figura A.57 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CU sat 392 kPa – Solo Peixe – 2% cal. ...	250
Figura A.58 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 49 kPa – Solo Peixe - 2% cal. ...	251
Figura A.59 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 98 kPa – Solo Peixe - 2% cal. ...	251
Figura A.60 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 196 kPa – Solo Peixe - 2% cal. ...	252
Figura A.61 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - CD nat 392 kPa – Solo Peixe - 2% cal. ...	252
Figura B.1 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo $k_0$ - Solo Corumbá - sem estabilização. ....	253
Figura B.2 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo $k_0$ - Solo Corumbá – 4% de cal. ....	253
Figura B.3 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo $k_0$ - Solo Corumbá – 6% de cal. ....	254
Figura B.4 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Triaxial tipo $k_0$ - Solo Goiânia - sem estabilização. ....	254
Figura B.5 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo $k_0$ - Solo Peixe - sem estabilização. ....	255

Figura B.6 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical – Triaxial tipo $k_0$ - Solo Peixe - 2% de cal.....	255
Figura C.1 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,3$ sat – Solo Corumbá 4% de cal. ....	256
Figura C.2 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,3$ sat – Solo Corumbá 6% de cal. ....	256
Figura C.3 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,5$ sat - Solo Corumbá sem estabilização. ....	257
Figura C.4 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,5$ sat - Solo Corumbá 4% de cal. ....	257
Figura C.5 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,5$ sat - Solo Corumbá 6% de cal. ....	258
Figura C.6 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,7$ sat - Solo Corumbá sem estabilização. ....	258
Figura C.7 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,7$ sat - Solo Corumbá 4% de cal. ....	259
Figura C.8 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,7$ sat - Solo Corumbá 6% de cal. ....	259
Figura C.9 Variação volumétrica medida por $\sigma_1$ - $k = 1,0$ sat - Solo Corumbá sem estabilização. ....	260
Figura C.10 Variação Volumétrica medida por $\sigma_1$ - $k = 1,0$ sat - Solo Corumbá 4% de cal. ....	260
Figura C.11 Variação Volumétrica medida por $\sigma_1$ - $k = 1,0$ sat - Solo Corumbá 6% de cal. ....	261
Figura C.12 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,3$ nat – Solo Corumbá 4% de cal. ....	261
Figura C.13 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,3$ nat – Solo Corumbá 6% de cal. ....	262
Figura C.14 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,5$ nat - Solo Corumbá sem estabilização. ....	262
Figura C.15 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,5$ nat - Solo Corumbá 4% de cal. ....	263
Figura C.16 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,5$ nat - Solo Corumbá 6% de cal. ....	263
Figura C.17 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,7$ nat - Solo Corumbá sem estabilização. ....	264
Figura C.18 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,7$ nat - Solo Corumbá 4% de cal. ....	264
Figura C.19 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 0,7$ nat - Solo Corumbá 6% de cal. ....	265
Figura C.20 Variação Volumétrica medida por $\sigma_1$ - $k = 1,0$ nat - Solo Corumbá sem estabilização. ....	265
Figura C.21 Variação Volumétrica medida por Raiz de $\sigma_1$ - $k = 1,0$ nat - Solo Corumbá 4% de cal. ....	266
Figura C.22 Variação Volumétrica medida por $\sigma_1$ - $k = 1,0$ nat - Solo Corumbá 6% de cal. ....	266

Figura C.23 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ sat – Solo Goiânia 2% de cal. ....	267
Figura C.24 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ sat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	267
Figura C.25 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ sat – Solo Goiânia 2% de cal. ....	268
Figura C.26 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ sat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	268
Figura C.27 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ sat – Solo Goiânia 2% de cal. ....	269
Figura C.28 Variação Volumétrica medida por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ sat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	269
Figura C.29 Variação Volumétrica por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ sat – Solo Goiânia 2% de cal. .	270
Figura C.30 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ nat – Solo Goiânia 2% de cal. ...	270
Figura C.31 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ nat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	271
Figura C.32 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ nat – Solo Goiânia 2% de cal. ...	271
Figura C.33 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ nat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	272
Figura C.34 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ nat – Solo Goiânia 2% de cal. ...	272
Figura C.35 Variação Volumétrica medida por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ nat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	273
Figura C.36 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ nat – Solo Goiânia 2% de cal. ...	273
Figura C.37 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ sat – Solo Peixe 2% de cal. ....	274
Figura C.38 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ sat – Solo Peixe sem estabilização. ....	274
Figura C.39 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ sat – Solo Peixe 2% de cal. ....	275
Figura C.40 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ sat – Solo Peixe sem estabilização. ....	275
Figura C.41 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ sat – Solo Peixe 2% de cal. ....	276
Figura C.42 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ sat – Solo Peixe sem estabilização. ....	276
Figura C.43 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ sat – Solo Peixe 2% de cal. ....	277
Figura C.44 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ nat – Solo Peixe 2% de cal. ....	277

Figura C.45 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ nat – Solo Peixe sem estabilização. .....	278
Figura C.46 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ nat – Solo Peixe 2% de cal.....	278
Figura C.47 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ nat – Solo Peixe sem estabilização. .....	279
Figura C.48 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ nat – Solo Peixe 2% de cal.....	279
Figura C.49 Variação Volumétrica por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ nat – Solo Peixe sem estabilização. ....	280
Figura C.50 Variação Volumétrica por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ nat – Solo Peixe 2% de cal. ....	280
Figura D.1 Curva de isossucção – Solo Goiânia.....	281
Figura D.2 Curva de isossucção – Solo Peixe.....	281

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Métodos para medida de sucção (Vilar, 1997 <i>apud</i> Calle, 2000 – modificado) ....	45
Tabela 3.1 Exigências Químicas para Cal Hidratada – NBR 7175 (ABNT, 2003) .....	78
Tabela 3.2 Exigências Físicas para Cal Hidratada – NBR 7175 (ABNT, 2003) .....	79
Tabela 3.3 Relação das Metodologias de Execução da Metodologia MCT.....	81
Tabela 3.4 Variação de Umidade Entre os Corpos-de-Prova.....	82
Tabela 3.5 Critérios de Parada dos Ensaios de Compactação Mini-MCV das Amostras Ensaçadas.....	83
Tabela 3.6 Valores de CTC (Guimarães, 1971 <i>apud</i> Pessoa, 2004).....	85
Tabela 3.7 Classificação dos Solos Segundo o Potencial Hidrogeniônico (Bigarella <i>et al.</i> 1996, <i>apud</i> Pessoa 2004).....	85
Tabela 3.8 Teor de umidade para a compactação. ....	90
Tabela 3.9 Quantidade de Amostras e Número de Golpes Utilizados na Compactação. ....	91
Tabela 3.10 Teor de Umidade Utilizado na Compactação dos Corpos de Prova dos Ensaios de Permeabilidade. ....	92
Tabela 3.11 Dados de Moldagem dos Corpos de Prova – solo sem estabilização.....	97
Tabela 3.12 Dados de Moldagem dos Corpos de Prova – solo-cal.....	97
Tabela 3.13 Velocidade de Ruptura adotada nos Ensaios Triaxiais Convencionais.....	102
Tabela 4.1 Resultados dos Ensaios de Peso Específico dos Sólidos.....	109
Tabela 4.2 Ensaios de Caracterização. ....	110
Tabela 4.3 Classificação das Amostras – Sistemas Tradicionais.....	116
Tabela 4.4 Resultados dos Ensaios da Metodologia MCT: Classificação Tradicional e Expedita.....	117
Tabela 4.5 Comparação da Influência do Cálculo do Pi na Classificação Tradicional. ....	119
Tabela 4.6 Resultados das Análises Químicas. ....	121
Tabela 4.7 Minerais Identificados nos Difratoogramas. ....	122
Tabela 4.8 Resultados dos Ensaios de Peso Específico dos Sólidos.....	127
Tabela 4.9 Resultados dos Ensaios do Método Casanova <i>et al.</i> (1992).....	131
Tabela 4.10 Resultados dos Ensaios de pH.....	132
Tabela 4.11 Resultados dos Ensaios de <i>pinhole test</i> . ....	141

Tabela 4.12 Resultados dos Ensaios Oedométricos – Solo Sem Estabilizante.....	148
Tabela 4.13 Resultados dos Ensaios Oedométricos – Solo Cal. ....	148
Tabela 4.14 Resultados dos Ensaios Triaxiais para o Solo Corumbá. ....	161
Tabela 4.15 Resultados dos Ensaios Triaxiais para o Solo Goiânia. ....	161
Tabela 4.16 Resultados dos Ensaios Triaxiais para o Solo Peixe. ....	162
Tabela 4.17 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD e CU sat – Solo Corumbá sem estabilização. ....	164
Tabela 4.18 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CU sat – Solo Corumbá 4% de cal. ....	164
Tabela 4.19 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CU sat – Solo Corumbá 6% de cal. ....	165
Tabela 4.20 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Corumbá sem estabilização. ....	166
Tabela 4.21 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Corumbá 4% de cal. ....	166
Tabela 4.22 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Corumbá 6% de cal. ....	166
Tabela 4.23 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD e CU sat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	168
Tabela 4.24 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CU sat – Solo Goiânia 2% de cal. ....	169
Tabela 4.25 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Goiânia sem estabilização. ....	169
Tabela 4.26 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Goiânia 2% de cal. ....	170
Tabela 4.27 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD e CU sat – Solo Peixe sem estabilização. ....	172
Tabela 4.28 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CU sat – Solo Peixe 2% de cal. ....	172
Tabela 4.29 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Peixe sem estabilização. ....	173
Tabela 4.30 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Peixe 2% de cal. ....	173
Tabela 4.31 Valores Obtidos no Ensaio Triaxial tipo $k_0$ . ....	175

Tabela 4.32 Resultados Obtidos a partir dos Ensaio Triaxiais tipo $k_0$ .....	179
Tabela 4.33 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá sem estabilização.....	180
Tabela 4.34 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 4% de cal. ....	180
Tabela 4.35 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 6% de cal. ....	181
Tabela 4.36 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá sem estabilização. ....	183
Tabela 4.37 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 4% de cal. ....	183
Tabela 4.38 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 6% de cal. ....	184
Tabela 4.39 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia sem estabilização. ....	187
Tabela 4.40 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia 2% de cal. ....	187
Tabela 4.41 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia sem estabilização. ....	189
Tabela 4.42 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia 2% de cal.....	189
Tabela 4.43 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Peixe.....	192
Tabela 4.44 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Peixe sem estabilização. ....	194

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	-	Altura do corpo de prova
ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANEEL	-	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM	-	<i>Association Society for Testing and Materials</i>
c	-	Coessão
c'	-	Coessão efetiva
CBR	-	<i>Califórnia Bearing Ratio</i>
CC	-	Com controle da tensão aplicada
CD	-	Ensaio triaxial consolidado drenado
CDsat	-	Ensaio triaxial consolidado drenado saturado
CEASA	-	Centrais de Abastecimento de Goiás S/A
cm	-	Centímetro
cm <sup>3</sup>	-	Centímetro cúbico
cm/min	-	Centímetro por minuto
cp	-	Corpo de prova
CPT	-	<i>Cone Penetration Test</i>
CSL	-	<i>Critical State Line</i>
CTC	-	Capacidade de troca catiônica
CU	-	Ensaio triaxial consolidado não-drenado
CUsat	-	Ensaio triaxial consolidado não-drenado saturado
DMT	-	<i>Dilatometer Test</i>
DNER	-	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
e	-	Índice de vazios
E <sub>i</sub>	-	Módulo tangente inicial
<i>et al.</i>	-	E outros
g	-	Grama
GO	-	Estado de Goiás
h	-	Hora
I <sub>a</sub>	-	Índice de atividade
I <sub>p</sub>	-	Índice de plasticidade
k	-	Coefficiente de tensão lateral
k <sub>0</sub>	-	Coefficiente de empuxo em repouso

K	-	Módulo numérico do modelo Janbu (1963)
km	-	Quilômetro
kN/cm <sup>2</sup>	-	Quilo Newtons por centímetro quadrado
kN/m <sup>2</sup>	-	Quilo Newtons por metro quadrado
kN/m <sup>3</sup>	-	Quilo Newtons por metro cúbico
kPa	-	Quilo Pascal
L	-	Laterítico
LA	-	Laterítico Areia
LA'	-	Laterítico Arenoso
LENC	-	Laboratório de Engenharia e Consultoria
LG	-	Laterítico Argiloso
m	-	Metro
mca	-	Metro de coluna de água
MCT	-	Miniatura; Compactado; Tropical
MCV	-	Moisture Condition Value
M <sub>d</sub>	-	Massa de solo seco, da porção desprendida do corpo-de-prova
Mini-CBR	-	Ensaio de suporte da metodologia MCT
Mini-MCV	-	Ensaio de compactação da metodologia MCT
mm	-	Milímetro
m <sup>3</sup>	-	Metro cúbico
MPa	-	Mega Pascal
M <sub>s</sub>	-	Massa de solo seco
m <sub>v</sub>	-	Coefficiente de variação volumétrica
MW	-	Mega Watt
n	-	Expoente que determina o índice de variação de E <sub>i</sub> com $\sigma_3$
NA	-	Não Laterítico Areia
NA'	-	Não Laterítico Arenoso
nat	-	Natural
NBR	-	Norma Brasileira de Regulamentação
NG	-	Não Laterítico Argiloso
Nº	-	Número
NS'	-	Não Laterítico Siltoso
OH	-	Argilas orgânicas de média e alta plasticidade

OL	-	Siltes orgânicos e siltes argilosos de baixa plasticidade
Pa	-	Pressão atmosférica
pF	-	Logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água
pH	-	Potencial hidrogeniônico
$P_i$	-	Perda de massa por imersão
PVC	-	Policloreto de vinila
sat	-	Saturado
SPT	-	<i>Standard Penetration Test</i>
Sr	-	Grau de saturação
SUCS	-	Sistema de Classificação Unificada
tan	-	Tangente
TRB	-	<i>Transportation Research Board</i>
u	-	Poropressão
$u_a - u_w$	-	Sucção matricial
$u_c$	-	Poropressão do corpo-de-prova devido a $\sigma_3$
$u_d$	-	Poropressão do corpo-de-prova devido a $\sigma_d$
UHE	-	Usina Hidrelétrica
UnB	-	Universidade de Brasília
w	-	Umidade
$w_L$	-	Limite de liquidez
$w_{ótimo}$	-	Umidade ótima
$w_P$	-	Limite de plasticidade
$\Delta pH$	-	Variação de pH
$\varepsilon$	-	Deformação axial
$\phi$	-	Ângulo de atrito
$\phi'$	-	Ângulo de atrito efetivo
$\phi'^b$	-	Ângulo de atrito efetivo do solo em relação a variação de sucção quando a tensão total média é mantida constante
$\gamma_d$	-	Peso específico seco
$\gamma_{dmáx}$	-	Peso específico seco máximo
$\gamma_s$	-	Peso específico dos grãos sólidos
$\rho_s$	-	Massa específica dos sólidos
$\sigma$	-	Tensão normal

$\sigma_1$	-	Tensão principal maior
$\sigma_3$	-	Tensão principal menor
$\sigma'_1$	-	Tensão principal maior efetiva
$\sigma'_3$	-	Tensão principal menor efetiva
$\sigma_d$	-	Tensão desviadora
$\sigma'_h$	-	Tensão horizontal efetiva
$\sigma'_v$	-	Tensão vertical efetiva
$\sigma'_{PA}$	-	Tensão de pré-adensamento
$\tau$	-	Tensão cisalhante
$\chi$	-	Parâmetro que depende do tipo de solo e do grau de saturação
”	-	Polegada
%	-	Porcentagem

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	PESQUISA ANEEL	2
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	ESCOPO DA TESE	3
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>5</b>
2.1.	COMPACTAÇÃO DOS SOLOS	5
<b>2.1.1</b>	<b>Fatores que Influenciam na Estrutura e no Comportamento Mecânico de Solos Compactados</b>	<b>6</b>
2.2	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	9
<b>2.2.1</b>	<b>Compactação Dinâmica (Ensaio Proctor)</b>	<b>10</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Ensaio Harvard ou Miniatura</b>	<b>11</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Compactação por Vibração</b>	<b>12</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Compactação Estática</b>	<b>12</b>
<b>2.2.5</b>	<b>Compactação Semi-Estática</b>	<b>12</b>
2.3	FATORES QUE AFETAM A COMPACTAÇÃO	13
2.4	COMPACTAÇÃO ESTÁTICA X DINÂMICA	15
2.5	COMPACTAÇÃO DE CAMPO	16
2.6	METODOLOGIA MCT (MINIATURA, COMPACTADO, TROPICAL)	18
<b>2.6.1</b>	<b>Ensaio de Compactação</b>	<b>19</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Perda de Massa por Imersão</b>	<b>20</b>
<b>2.6.3</b>	<b>Capacidade de Suporte Mini-CBR</b>	<b>21</b>
<b>2.6.4</b>	<b>Ensaio de Identificação Expedita MCT (Método das Pastilhas)</b>	<b>23</b>
2.6.4.1	Plasticidade	24
2.6.4.2	Contração	24
2.6.4.3	Expansão	25
2.6.4.4	Consistência	25
2.7	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	25
<b>2.7.1</b>	<b>Estabilização de Solos com Cal</b>	<b>26</b>
2.7.1.1	A Cal	28
2.7.1.2	Mecanismos de Estabilização Solo-cal	29
2.7.1.2.1	Troca iônica	29
2.7.1.2.2	Carbonatação	31
2.7.1.2.3	Ação pozolânica	32
2.7.1.4	Fatores que influenciam o processo de estabilização solo-cal	33
2.7.1.4.1	Temperatura, tempo e teor de umidade	33
2.7.1.4.2	Natureza dos materiais	33
2.7.1.5	Estabilização de Solos nas Regiões Tropicais	33
2.7.1.5.1	Solos lateríticos	34
2.7.1.5.2	Solos saprolíticos	34
2.8	SOLOS TROPICAIS	35
<b>2.8.1</b>	<b>Comportamento Mecânico dos Solos Tropicais</b>	<b>37</b>
2.9	CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS NÃO SATURADOS	39
<b>2.9.1</b>	<b>Propriedades das Fases dos Solos Não Saturados</b>	<b>40</b>
<b>2.9.2</b>	<b>Sucção em Solos</b>	<b>41</b>
2.9.2.1	Sucção Matricial	43
2.9.2.2	Sucção Osmótica	44
<b>2.9.3</b>	<b>Medição de Sucção em Solos</b>	<b>45</b>

<b>2.9.4 Curva Característica</b> .....	<b>46</b>
<b>2.9.5 Influência da Não Saturação no Comportamento de Solos Compactados</b> .....	<b>50</b>
2.10 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS .....	52
<b>2.10.1 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento</b> .....	<b>54</b>
2.10.1.1 Ensaio Triaxiais .....	55
2.10.1.1.1 Histórico.....	55
2.10.1.1.2 Princípios .....	56
2.10.1.1.3 Vantagens e Limitações.....	63
2.10.1.2 Ensaio Triaxial tipo $k_0$ .....	64
2.11 CRITÉRIOS DE RUPTURA .....	65
<b>2.11.1 Critérios de Ruptura de Mohr-Coulomb</b> .....	<b>65</b>
<b>2.11.2 Análise a Trajetórias de Tensões</b> .....	<b>67</b>
2.12 ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	68
2.13 MODELOS CONSTITUTIVOS ELASTOPLÁSTICOS .....	71
<b>2.13.1 Modelo Cam-Clay</b> .....	<b>72</b>
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>75</b>
3.1 SOLOS UTILIZADOS .....	76
<b>3.1.1 Solo Proveniente da UHE Corumbá</b> .....	<b>76</b>
<b>3.1.2 Solo Goiânia</b> .....	<b>77</b>
<b>3.1.3 Solo Proveniente do AHE Peixe</b> .....	<b>77</b>
3.2 CAL UTILIZADA .....	78
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO .....	79
<b>3.3.1 Caracterização Geotécnica</b> .....	<b>79</b>
<b>3.3.2 Metodologia MCT</b> .....	<b>81</b>
3.3.2.1 Classificação MCT tradicional (Mini-MCV e perda de massa por imersão).....	81
3.3.2.2 Classificação MCT expedita (método das pastilhas) .....	84
<b>3.3.3 Caracterização Química</b> .....	<b>84</b>
<b>3.3.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X</b> .....	<b>86</b>
3.4 DOSAGEM SOLO CAL.....	87
<b>3.4.1 Método Físico Químico ou Método Casanova</b> .....	<b>87</b>
<b>3.4.2 Método Eades e Grim (1966)</b> .....	<b>88</b>
<b>3.4.3 Metodologia MCT</b> .....	<b>89</b>
3.4.3.1 Preparação das Amostras .....	89
3.4.3.2 Preparação das Amostras com Cal .....	90
3.4.3.3 Compactação mini-Proctor.....	91
3.4.3.4 Permeabilidade MCT .....	92
<b>3.4.4 Pinhole Test</b> .....	<b>96</b>
3.5 COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	97
3.6 ENSAIOS DE CURVA CARACTERÍSTICA .....	98
3.7 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.....	100
3.8 ENSAIOS TRIAXIAIS .....	101
<b>3.8.1 Triaxiais Convencionais</b> .....	<b>101</b>
<b>3.8.2 Triaxiais Não Convencionais</b> .....	<b>102</b>
3.8.2.1 Ensaio Triaxial tipo $k_0$ .....	102
3.8.2.2 Ensaio Triaxial a diferentes trajetórias de tensões .....	104
3.9 OBTENÇÃO DOS PONTOS DE ESTADO LIMITE.....	106
<b>4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS</b> .....	<b>109</b>
4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO SEM ESTABILIZANTE .....	109

<b>4.1.1</b>	<b>Caracterização Geotécnica .....</b>	<b>109</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Caracterização e classificação MCT .....</b>	<b>117</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Caracterização Química .....</b>	<b>120</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X.....</b>	<b>122</b>
<b>4.2</b>	<b>ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO-CAL.....</b>	<b>126</b>
<b>4.3</b>	<b>DOSAGEM SOLO-CAL .....</b>	<b>129</b>
<b>4.3.1</b>	<b>Método Físico-Químico.....</b>	<b>129</b>
<b>4.3.2</b>	<b>Método Eades e Grim (1966).....</b>	<b>131</b>
<b>4.3.3</b>	<b>Metodologia MCT .....</b>	<b>133</b>
4.3.3.1	Compactação mini-Proctor.....	133
4.3.3.2	Permeabilidade MCT .....	138
<b>4.3.4</b>	<b><i>Pinhole Test</i> .....</b>	<b>140</b>
<b>4.4</b>	<b>CURVA CARACTERÍSTICA.....</b>	<b>141</b>
<b>4.5</b>	<b>ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.....</b>	<b>148</b>
<b>4.6</b>	<b>ENSAIOS TRIAXIAIS .....</b>	<b>158</b>
<b>4.6.1</b>	<b>Triaxiais Convencionais.....</b>	<b>158</b>
4.6.1.1	Triaxial Consolidado Drenado (CD).....	158
4.6.1.2	Triaxial Consolidado não Drenado (CU).....	160
4.6.1.3	Resumo dos Parâmetros de Resistência Obtidos.....	161
4.6.1.4	Obtenção do Ponto de Estado Limite.....	163
4.6.1.4.1	<i>Solo Corumbá</i> .....	163
4.6.1.4.2	<i>Solo Goiânia</i> .....	167
4.6.1.4.3	<i>Solo Peixe</i> .....	170
<b>4.6.2</b>	<b>Triaxiais não Convencionais .....</b>	<b>174</b>
4.6.2.1	Ensaio Triaxial tipo $k_0$ .....	174
4.6.2.2	Ensaio Triaxial a Diferentes Trajetórias de Tensões.....	179
4.6.2.2.1	<i>Solo Corumbá</i> .....	179
4.6.2.2.2	<i>Solo Goiânia</i> .....	186
4.6.2.2.1	<i>Solo Peixe</i> .....	192
<b>4.7</b>	<b>ESTADO LIMITE.....</b>	<b>196</b>
<b>4.7.1</b>	<b>Solo Corumbá .....</b>	<b>196</b>
<b>4.7.2</b>	<b>Solo Goiânia .....</b>	<b>203</b>
<b>4.7.3</b>	<b>Solo Peixe .....</b>	<b>208</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>213</b>
5.1	CONCLUSÕES.....	213
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	215
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>217</b>
<b>A.</b>	<b>ENSAIOS TRIAXIAIS CONVENCIONAIS.....</b>	<b>225</b>
<b>B.</b>	<b>ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO <math>K_0</math>.....</b>	<b>253</b>
<b>C.</b>	<b>ENSAIOS TRIAXIAIS A DIFERENTES TRAJETÓRIAS .....</b>	<b>256</b>
<b>D.</b>	<b>CURVAS DE ISOSSUCÇÃO.....</b>	<b>281</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Os solos tropicais são solos que tem sido objeto de pesquisa, em parte, devido as suas peculiaridades em relação aos solos de origem temperada. Estes solos sofrem alterações de suas características devido às condições climáticas nas quais são formados, passando a apresentar estrutura e composição químico-mineralógica diferenciadas. Estas características interferem diretamente nos comportamentos mecânico e hidráulico tanto nos solos naturais como nos solos compactados e estabilizados.

As condições topográficas brasileiras e a própria cultura têm conduzido quase sempre à opção pela construção de barragens de terra para fins de geração de energia. Sua viabilização técnica e econômica passa pela definição de materiais de construção apropriados. Com base nos materiais disponíveis é definida a seção tipo, sendo frequente a concepção de modelos constituídos de núcleo e espaldares. Nessas seções enquanto os espaldares objetivam dar estabilidade ao maciço, o núcleo tem por objetivo propiciar a retenção da água.

Nas barragens de terra e de terra e enrocamento é necessário buscar um compromisso entre a estabilidade e a perda de água por percolação. O comportamento mecânico dos solos interessa ao projeto de barragens sob dois aspectos básicos: estabilidade e deformabilidade. O ideal é manter a obra dentro do limite elástico do solo, pois isso limita as deformações e a geração de pressões neutras na fase de construção e as deformações durante o período de funcionamento. Na seção da barragem o estado de tensões e, portanto, as deformações variam segundo o ponto considerado no interior do maciço, sendo relevante a análise do comportamento do solo segundo as diferentes trajetórias de tensões, muito embora, quase sempre os estudos se limitem as análises de equilíbrio limite.

Não raro a viabilidade econômica de uma barragem é garantida pelo uso de solos pouco usuais e apresentando certas características não muito apropriadas, seja quanto ao comportamento mecânico, seja quanto ao comportamento hidráulico.

Quanto ao comportamento mecânico alguns solos utilizados deixam a desejar ou são ainda grandes incógnitas. Já quanto ao comportamento hidráulico, o principal problema se situa nos solos mais arenosos, os únicos existentes em determinados locais. Fica assim evidenciada a necessidade de se estudar técnicas alternativas de melhoria de solo para fins de construção de barragens de terra.

Estas técnicas têm sido, pelos mesmos motivos, custo e qualidade dos materiais naturais, muito estudados para uso em pavimentação. No entanto, as condições de contorno e

de trabalho deste tipo de obra são muito distintas do caso de barragens, o que torna estes estudos realizados limitados para aplicação em barragens de terra.

Na presente pesquisa pretende-se estudar a estabilização química de solos residuais e arenosos para a construção de barragens de terra. Como produto de estabilização pretende-se usar a cal hidratada.

No Brasil as barragens de terra são dos tipos homogênea e de seção mista. Em ambos os casos é necessário buscar um compromisso entre a estabilidade e a perda de água por percolação. Tanto em um como no outro caso o estudo do comportamento de solos no estado sem estabilização e tratado com diferentes aditivos químicos pode contribuir para a otimização deste compromisso, ou seja, melhorar a estabilidade e reduzir a perda d'água.

O comportamento mecânico dos solos interessa ao projeto de barragens sob dois aspectos básicos:

- O limite elástico do solo quando submetido a diferentes trajetórias de tensões;
- A deformabilidade do solo quando submetido a diferentes trajetórias de tensões.

A incorporação dos aditivos químicos poderá propiciar no solo dependendo das características do solo e do produto estabilizante:

- Agregação ou desagregação;
- Expansão ou retração do limite elástico;
- Alteração da forma da superfície de estado limite de plastificação;
- Aumento ou redução do módulo de elasticidade.

## 1.1 PESQUISA ANEEL

O presente trabalho faz parte de um projeto de pesquisa financiado pela ANEEL, no qual são parceiros a Universidade de Brasília e Furnas. No tema inicialmente proposto por Furnas à ANEEL estava previsto o estudo do comportamento de solos compactados e de misturas com diferentes aditivos envolvendo o uso de materiais existentes nos locais das próprias obras, visando o desenvolvimento tecnológico direcionado para criar solução para regiões com deficiência de material de empréstimo apropriado *in natura* buscando contribuir para a redução do custo final da obra e do impacto ambiental. Buscava-se ainda desenvolver misturas de solos com os estabilizantes químicos, cal hidratada e emulsão asfáltica, para aplicação em barragens e definir o modelo de comportamento dos solos e sua variação com a incorporação de aditivos químicos. Neste contexto, esta tese apresenta os estudos realizados

sobre o comportamento mecânico de três solos compactados em sua condição sem estabilização e estabilizados quimicamente.

## 1.2 OBJETIVOS

Esta tese insere-se no contexto mais amplo do estudo do comportamento hidráulico e mecânico de solos destinados ao núcleo de barragens de terra e de terra e enrocamento. No âmbito desta tese fixou-se como objetivo geral estudar a melhoria do comportamento mecânico de solos compactados e estabilizados quimicamente para utilização em barragens de terra. Para o estudo do comportamento fixou-se os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver misturas de solos com estabilizante, cal hidratada, para aplicação em barragens;
- Estabelecer metodologias apropriadas de uso e estudo de solos compactados e das misturas estudadas;
- Definir o modelo de comportamento dos solos e sua variação com a incorporação de aditivos químicos, que será fundamental para a definição e entendimento de modelos numéricos destinados a avaliar as tensões e deformações no maciço.
- Obter as envoltórias de estado limite dos solos compactados, que, além de contribuir para o entendimento do comportamento mecânico, serão ferramentas auxiliares nas análises destinadas a avaliar as tensões e deformações no maciço.

## 1.3 ESCOPO DA TESE

Esta tese está dividida em cinco capítulos, permitindo o desenvolvimento de um texto lógico e de fácil compreensão e cujos assuntos abordados em cada um dos capítulos são brevemente descritos a seguir:

- Capítulo 1: É feita introdução ao assunto, com algumas considerações sobre a importância do tema, e uma breve apresentação da pesquisa ANEEL, da qual este trabalho faz parte, e por fim são apresentados os objetivos e o escopo da tese;
- Capítulo 2: Consiste de uma revisão bibliográfica fornecendo suporte à pesquisa, abordando assuntos como: compactação dos solos, estabilização de solos, comportamento de solos compactados;

- Capítulo 3: Apresenta as características dos solos utilizados na pesquisa. É descrita, ainda, a metodologia empregada para o desenvolvimento do trabalho experimental, mostrando os ensaios realizados;
- Capítulo 4: São apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios realizados;
- Capítulo 5: Estão sintetizadas as principais conclusões obtidas durante a pesquisa, bem como sugestões para pesquisas futuras.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

A compactação de um solo objetiva conferir-lhe por meios mecânicos, propriedades e comportamentos compatíveis com as necessidades de desempenho de uma determinada obra geotécnica. Geralmente se busca por meio da compactação ajustar as necessidades de projeto o comportamento hidráulico e/ou mecânico, conforme o caso. Busca-se ajustar na compactação aspectos do comportamento do solo como: resistência, deformabilidade, permeabilidade e absorção de água. A compactação deve, no entanto, ser entendida como algo que vai além da simples redução dos vazios do solo com reflexos em seu comportamento, pois ao interferir também na estrutura do solo o comportamento deixa de depender apenas dos vazios a ele impostos. Por isso, é necessário que se considere o tipo de solo ou mistura e a técnica e condições de compactação.

Segundo Vargas (1977) a compactação é uma técnica relativamente recente. Antes dela, os aterros eram feitos simplesmente lançando-se o material, o que resultava em uma compressibilidade exagerada do aterro devido aos grandes vazios que poderiam formar-se entre as camadas lançadas. A grande porosidade do material que permanecia em estado fofo e a possibilidade do material perder sua resistência, caso saturado pela chuva, provocava a necessidade da espera de certo tempo de consolidação, para que esse aterro fosse utilizado com segurança. Nesses casos, a compactação do solo era oriunda, por um lado, de subsidências devidas ao peso próprio, quando por ocasião do aumento da umidade se reduzia a resistência do solo, e por outro, devido a atuação do aumento da sucção nos processos de secagem do solo. Esses efeitos necessitam serem considerados, mesmo nos dias atuais onde a compactação se dá por meio mecânico.

O desenvolvimento dos meios de transporte, em especial o rodoviário e o advento da pavimentação asfáltica, provocou o surgimento e desenvolvimento de técnicas cada vez mais apuradas para a execução dos serviços de compactação e do seu controle de qualidade.

Os primeiros estudos mais racionais sobre o processo de compactação foram desenvolvidos por Ralph Proctor, na década de 30, visando conciliar a natureza do solo com o tipo de equipamento empregado na compactação e as características estruturais pretendidas para a obra. Proctor anunciou em seus estudos que a densidade com que um solo é compactado, sob uma determinada energia de compactação, depende da umidade do solo no momento da compactação (Vargas, 1977).

Da necessidade de se obter o valor de umidade onde a densidade do solo seja a máxima possível, surge o ensaio de compactação, padronizado e mundialmente conhecido como ensaio Proctor. Com a necessidade crescente de materiais com maior capacidade de carga passou-se a trabalhar mundialmente com duas energias de compactação: o Proctor normal e o Proctor modificado. No Brasil, devido as peculiaridades dos solos utilizados e do clima optou-se por estabelecer uma categoria intermediária de energia de compactação o Proctor intermediário.

### **2.1.1 Fatores que Influenciam na Estrutura e no Comportamento Mecânico de Solos Compactados**

A compactação de um solo trata-se de um processo de melhoramento artificial de suas propriedades por meios mecânicos, que visa promover alterações em suas características naturais ao ponto de suas qualidades mecânicas e hidráulicas, tais como: resistência, permeabilidade, compressibilidade e absorção de água, melhorarem significativamente. A importância desse processo está na possibilidade de aumento da resistência e diminuição da deformabilidade, que se obtém ao sujeitar o solo a técnicas convenientes de compactação que aumentem seu peso específico, diminuindo seus vazios (Guimarães *et al.*, 2007).

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987), a compactação de corpos de prova em laboratório é frequentemente necessária quando se deseja estudar as características mecânicas ou hidráulicas de um material, que por ventura esteja sendo utilizado na concepção de uma obra geotécnica.

O conhecimento da estrutura de um solo compactado permite uma interpretação qualitativa do seu comportamento mecânico, determinado a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo. A estrutura de um solo compactado está diretamente ligada aos fatores que afetam o ensaio de compactação, visto que estes causam variações no comportamento da curva de compactação e conseqüentemente alterações na estrutura do solo compactado.

Para Mitchell (1993) *apud* Martínez (2003), a estrutura é um dos fatores de maior importância na determinação do comportamento de um solo compactado. Para a autora, os fatores mais relevantes no processo de formação de um determinado tipo de estrutura são: teor de umidade, forma de aplicação da energia de compactação (tipo de compactação) e tipo de solo.

O teor de umidade de compactação proporciona o aparecimento de dois tipos de estruturas: a estrutura floclada, quando o material for compactado no ramo seco da curva de

compactação (Figura 2.1 a) e a dispersa, quando compactado no ramo úmido (Figura 2.1 b) (Lambe, 1958 *apud* Camapum de Carvalho *et al.*, 1987).

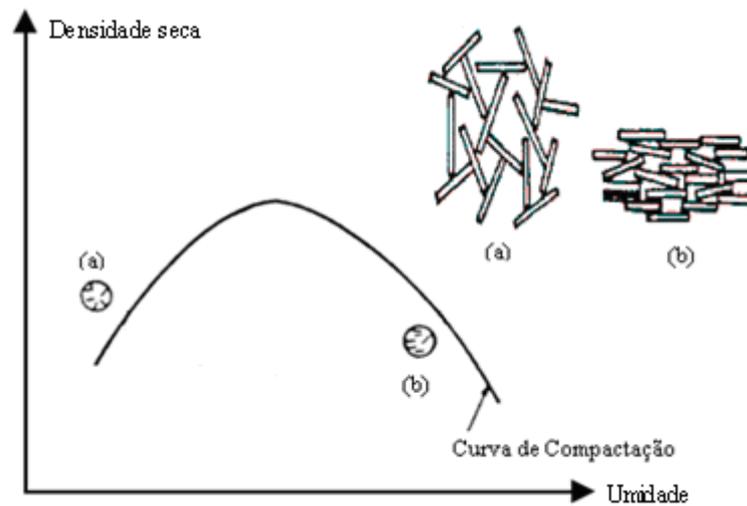


Figura 2.1 Estruturas do solo: a) Estrutura floco b) Estrutura dispersa (Lambe, 1958 *apud* Camapum de Carvalho *et al.*, 1987 – modificado).

De acordo com Lambe (1958) *apud* Barros (1985), para baixos teores de umidade, ou seja, no ramo seco da curva de compactação, o solo adquire um arranjo dos grãos semelhantes aos das estruturas floco. Isso porque, nessas condições, há forças atrativas entre as partículas que as ligam entre si, cantos ou arestas contra faces, formando flocos que são indestrutíveis pelas energias comumente utilizadas na compactação. Com o aumento da umidade, há um aumento das forças de repulsão, o que favorece a orientação das partículas. No ramo úmido, com o aumento excessivo da umidade, continua a ocorrer aumento nas forças de repulsão, levando a uma estrutura cada vez mais dispersa, e com o surgimento de pressões neutras positivas tem-se a diminuição da energia efetiva de compactação e, por consequência, a diminuição do peso específico.

Todo o exposto só é válido para os solos de regiões temperadas ou tropicais ainda pouco intemperizados. No entanto, para os solos profundamente intemperizados, como as partículas se encontram agregadas, esse efeito da compactação na estrutura do solo tende a desaparecer dando lugar a estruturas semelhantes àsquelas dos solos granulares, ficando a diferença restrita à maior deformabilidade dos agregados em relação à dos grãos que compõe aquele solo quando se aumenta o teor de umidade e/ou a energia de compactação.

Os solos com estrutura floco apresentam maior expansividade, maior condutividade hidráulica e maior resistência ao cisalhamento, do que os solos de estrutura paralela dispersa. Para solos compactados no teor de umidade ótimo, levando-se em

consideração a energia de compactação Proctor normal, tem-se uma estrutura intermediária entre estes dois tipos (Martínez, 2003).

Outro aspecto que se mostra relevante na estrutura de um solo compactado é o processo de compactação. A estrutura desenvolvida num solo compactado é fortemente influenciada pelas deformações cisalhantes induzidas no solo durante o processo de compactação; quanto maiores as deformações cisalhantes, mais dispersa será a estrutura. No ramo seco todos os métodos de compactação levam a uma estrutura floclada, já que todos eles não introduzem deformações de cisalhamento apreciáveis. No ramo úmido, porém, essas deformações aumentam no sentido da compactação semiestática, vibratória, dinâmica e pisoteamento. Dessa forma a compactação por pisoteamento é a que imprime a estrutura mais dispersa, enquanto que as compactações por vibração e semiestática geram, mesmo para umidades acima da ótima, estruturas flocladas (Barros, 1985).

Segundo Oliveira (2004), as variações da estrutura de um solo compactado além de estarem diretamente relacionadas com o incremento do teor de umidade e método de compactação, são extremamente dependentes do tipo de solo compactado.

Seed e Chan (1959) *apud* Oliveira (2004) sugerem cinco tipos de classificação para os solos, em função do tipo de estrutura de poros resultante da compactação:

- Solos que apresentam tendência a dispersar apenas por incremento da umidade;
- Solos que apresentam tendência a floclular, de forma que um aumento na umidade não produz aumento da dispersão. A combinação do aumento de umidade com um método de compactação que produz grandes deformações cisalhantes podem produzir uma estrutura dispersa;
- Solos onde a tendência a floclular é tão grande que só um aumento da umidade e utilização de um método de compactação com grandes deformações cisalhantes produzem uma estrutura dispersa;
- Solos que tendem a dispersar mesmo quando moldados no ramo seco, com o método de compactação induzindo ou não deformações cisalhantes;
- Solos que apresentam pronunciado incremento na dispersão quando compactado no ramo úmido, mas tal fato é mascarado por outros fatores de forma a não se perceber as variações estruturais ocorridas.

## 2.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

O processo de compactação de um solo consiste no aumento do seu peso específico tendo por consequência a expulsão do ar existente nos vazios do mesmo. Com isso alteram-se suas características e comportamentos se intervindo diretamente na resistência, deformabilidade, permeabilidade e na capacidade de absorção d'água da matriz de solo como um todo.

Para simulação do processo de compactação no campo, em laboratório utiliza-se comumente a metodologia Proctor de compactação dinâmica, que visa a obtenção, para uma determinada energia de compactação, da correlação existente entre o peso específico aparente seco ( $\gamma_d$ ) de um solo e a umidade de compactação ( $w$ ). No entanto, dependendo do solo e do equipamento utilizado em campo, essa nem sempre corresponde a metodologia ideal para que se tenha em laboratório um solo compactado com características e comportamentos semelhantes aos que se obtêm para o solo compactado *in situ*. O ponto de máximo presente na curva Proctor de compactação define a umidade ótima ( $w_{ótima}$ ) e o peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{dmax}$ ), para o solo submetido a determinada energia de compactação.

Historicamente, o primeiro método de compactação é creditado a Ralph Proctor e é conhecido como ensaio Proctor, sendo a energia de compactação considerada como dinâmica. Além do ensaio Proctor outros métodos foram propostos para a simulação do processo de campo em laboratório, dentre eles destacam-se a compactação semiestática, que alguns autores consideram como estática, a compactação por pisoteamento e a compactação por vibração.

Segundo Seed *et al.* (1960) *apud* Camapum de Carvalho *et al.* (1987), a condução a estruturas dispersas (que influencia no comportamento) é favorecida na ordem ascendente pela compactação estática, pela compactação com vibração e pela compactação por pisoteamento. A compactação por pisoteamento conduz a estrutura do solo próxima a da compactação dinâmica. Dois aspectos merecem aqui serem destacados: primeiro é que a metodologia ideal de laboratório é aquela que mais se aproxima da adotada em campo; segundo, que em se tratando de perfil de intemperismo em condições de clima tropical, a interferência da técnica de compactação na estrutura do solo só se dará para os solos pouco intemperizados. Para os solos profundamente intemperizados como é o caso dos solos lateríticos e das lateritas a interferência do método de compactação nas características e comportamento do solo se dá ao provocar a maior ou menor quebra dos agregados.

Na execução do ensaio em condições de laboratório, todos os fatores que o influenciam podem ser controlados com certa exatidão, o que é menos factível para as condições existentes no campo durante os trabalhos de construção. Apesar disso deve-se buscar em laboratório a adoção de técnicas e condições de ensaios que mais se aproximam daquelas de campo de modo a que os resultados obtidos nos estudos paramétricos possam ser considerados satisfatórios e adotados sem risco nos projetos geotécnicos.

### **2.2.1 Compactação Dinâmica (Ensaio Proctor)**

A compactação dinâmica tipo Proctor, consiste em compactar o solo em camadas, em moldes de dimensões e forma especificadas, por meio de golpes de soquetes, também especificados, que se deixa cair livremente de alturas pré-fixadas. Com este procedimento de compactação, Proctor estudou a influência que a umidade do solo exercia no processo, descobrindo que tal parâmetro era de fundamental importância na compactação pretendida. Com esse efeito, observou que para umidades crescentes, a partir de valores baixos, obtinham-se valores maiores de pesos específicos, portanto, melhor compactação do solo. Porém esta tendência não se mantinha indefinidamente, visto que, ao passar certo valor de umidade, os pesos específicos secos obtidos diminuía, resultando em uma pior compactação da amostra.

Segundo Massad (2003) a medida que se adiciona água ao solo suas partículas se aproximam diante do efeito lubrificante da água, mas quando a água no solo passa a existir em excesso ocorre um afastamento das partículas deste e a conseqüente diminuição do seu peso específico. Devido a esse fato, Proctor (1933) *apud* Das (2007), concluiu que, para um dado solo e para o procedimento descrito, existe uma umidade chamada ótima que leva a um valor máximo de peso específico aparente seco. Partindo-se do ramo seco da curva de compactação, a medida que se aumenta o teor de umidade do solo, tem-se a diminuição da sucção/capilaridade presente e, portanto, da resistência fazendo com que a compactação seja mais efetiva. Ao ocorrer a oclusão da fase ar com o aumento da umidade do solo, ou seja, quando esta perde a continuidade, se dá margem a geração de pressão neutra positiva, e com ela ocorre então a diminuição da energia efetiva de compactação crescente com o aumento do teor de umidade, pois ao diminuir a fase ar reduz-se a compressibilidade do sistema dando margem a maior geração de pressão neutra. Daí a ocorrência do ponto de máximo, seguido da redução do peso específico aparente seco do solo.

Devido ao rápido desenvolvimento dos equipamentos de compactação de campo, a energia do ensaio Proctor começou a se tornar inadequada, visto que a mesma foi escolhida para, de certa forma, aproximar a compactação em laboratório da de campo, compatível com os equipamentos usados normalmente em serviços de terraplanagem à época. Para uma melhor adequação do ensaio, vislumbrou-se a possibilidade da modificação deste, aumentando-se a sua energia de compactação, ou seja, utilizando um soquete de massa maior, caindo de uma altura maior e com um maior número de golpes; visto que a umidade ótima de compactação e a respectiva massa específica aparente seca dependem da energia de compactação empregada. Também com a necessidade de se utilizar solos mais granulares se passou a usar molde de maior dimensão. Criou-se então, o ensaio Proctor de energia intermediária e o ensaio Proctor de energia Modificada (Massad, 2003).

O ensaio de compactação dinâmica é normalizado no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas e segue as recomendações descritas na NBR 7182 (ABNT, 1986 b).

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987) este método conduz mais ou menos a uma estrutura dispersa dependendo da energia de compactação e da umidade, e mais ou menos a amostras homogêneas em função do número e altura de camadas e do tipo de solo. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987) a principal dificuldade em conseguir amostras homogêneas na execução desta metodologia é devido a não uniformidade da distribuição dos golpes de compactação na superfície do solo, da variação da altura das camadas e da dificuldade no controle da frequência dos golpes. Quanto a influência da técnica de compactação na estrutura do solo há que se destacar ainda que para os perfis de intemperismo a ocorrência e grau de orientação das partículas está associada ao grau de laterização do solo.

### **2.2.2 Ensaio Harvard ou Miniatura**

O ensaio de compactação proposto por Proctor tem a desvantagem de não simular com exatidão a compactação real, uma vez que no campo geralmente não ocorre a compactação por golpes, e sim por amassamento. Por este motivo, foi proposto o ensaio Harvard (mais conhecido como ensaio miniatura), onde se usa um pequeno molde e compacta-se o solo em camadas com um número de golpes, através de um pistão que pode ou não ser fixado a uma mola. A forma da curva de compactação obtida neste ensaio é semelhante à de Proctor, porém mais próxima da curva de campo (Santos Neto, 1994).

Este ensaio é utilizado para simular a compactação por pisoteamento, quando o pistão (ou haste) é acoplado a uma mola. A compactação, neste caso, se dá por cisalhamento do solo

no processo de amassamento. É uma técnica apropriada aos solos coesivos deixando a desejar no caso dos solos granulares; mas pouco utilizada na prática geotécnica.

### **2.2.3 Compactação por Vibração**

Segundo Pinto (2002), os ensaios descritos nos itens 2.2.1 e 2.2.2 não são muito empregados para areias e pedregulhos, puros ou com reduzida quantidade de finos. A compactação desses materiais tanto no campo como em laboratório se faz muito melhor por meio de processos de vibração.

O ensaio é realizado colocando-se uma sobrecarga no topo do solo, dentro do molde, ao mesmo tempo em que se vibra o conjunto (fazendo uso de uma mesa vibratória), obtendo-se um maior entrosamento entre os grãos.

Para explicar a eficiência da compactação por vibração quando aplicada aos solos não coesivos recomenda-se que seja utilizada a equação de resistência ao cisalhamento ( $\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\phi)$ ). Ao se aplicar a vibração no solo, em determinados pontos os grãos perdem o contato fazendo com que localizadamente a tensão normal ( $\sigma$ ) se torne nula. Isso faz com que nesses pontos a tensão cisalhante resistente se torne inferior a mobilizada o que viabiliza a compactação/densificação do solo.

### **2.2.4 Compactação Estática**

O método de compactação estática consiste em compactar o solo utilizando uma carga que é deixada sobre a amostra. Segundo Seed (1960) *apud* Camapum de Carvalho *et al.* (1987), é o método de compactação que impõe o mais reduzido esforço cortante e que leva assim a preservação de uma estrutura floclada e, portanto, de comportamento frágil.

### **2.2.5 Compactação Semi-Estática**

O método de compactação semi-estática consiste em compactar o solo utilizando uma prensa que impõe uma velocidade de deslocamento ou uma taxa de carregamento constante. Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987) solos compactados utilizando esta metodologia tendem a apresentar uma estrutura floclada, visto que atinge a sua resistência máxima para baixas deformações axiais.

Quanto a homogeneidade das amostras (variação do peso específico ao longo do corpo-de-prova) obtidas por este método, Camapum de Carvalho *et al.* (1987) verificaram que quando a amostra é compactada em uma única camada e em somente um lado a mesma apresenta um gradiente negativo do topo para a base (como no caso da compactação estática sob as mesmas condições), no entanto, quando a amostra é compactada em 5 camadas (sobrepostas e sujeitas a mesma carga) as mesmas apresentam homogeneidade satisfatória.

Camapum de Carvalho *et al.* (1987) verificaram que a heterogeneidade de amostras compactadas semi-esticamente eram principalmente devido ao atrito solo-cilindro e propuseram três procedimentos de compactação semi-estática: compactação em uma célula triaxial, compactação em diversas camadas no cilindro e compactação em cilindro internamente recoberto com uma membrana. Camapum de Carvalho *et al.* (1987) concluíram que os três métodos permitiam a compactação de amostras homogêneas, sendo que o método utilizando a célula triaxial tem a vantagem de permitir a realização de ensaios de compressão triaxial sem nenhuma manipulação de amostra e o método com cilindro coberto com membrana é recomendado para estimar a altura ótima das camadas para o método de compactação em diversas camadas.

## 2.3 FATORES QUE AFETAM A COMPACTAÇÃO

Segundo Badillo e Rodríguez (1976) dentre os fatores que influenciam a compactação obtida em um caso específico, dois são os mais importantes: umidade inicial e energia de compactação. Os autores destacam que além dos fatores citados anteriormente, existem outros que em alguns casos, podem ter importância prática e não devem ser subestimados. Estes fatores são:

- Tipo de solo;
- Reutilização e secagem prévia do solo;
- Tipo de compactação.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987) o comportamento dos solos compactados depende dos seguintes fatores:

- Variação da energia de compactação;
- Modificação da umidade antes e depois da compactação;
- Tempo de armazenamento entre a compactação e a realização dos ensaios mecânicos.

Quando o solo é compactado abaixo da umidade ótima, este adquire um arranjo dos grãos semelhante ao das estruturas flocladas isso devido a predominância das forças de atração face-bordo em detrimento das forças de repulsão face-face ou bordo-bordo. Além dessas forças de natureza eletromagnéticas, existem ainda as forças de natureza adsorciva e/ou capilar que dependem diretamente da quantidade de água presente no solo. Porém, o aumento do teor de umidade desfaz essas forças atrativas e os grãos se tornam mais suscetíveis de se orientarem em consequência das tensões externas de compactação atuantes dando origem a dispersão das partículas. Essa tendência será tanto mais pronunciada quanto maior for o teor de água no solo. Assim os solos compactados tendem a apresentar estrutura floclada no ramo seco que será tanto mais pronunciada quanto menor for a energia de compactação. No ramo úmido a estrutura é tanto mais dispersa quanto maior for a umidade e a energia de compactação (Vargas, 1977). Destaca-se que os fenômenos de floclação e orientação das partículas com a variação da umidade e da energia de compactação será tanto menos marcante quanto maior for o grau de laterização do solo.

Para os solos sedimentares e solos de região temperada a literatura (Seed, 1960; Cambournac, 1966; Bouche, 1967 *apud* Camapum de Carvalho *et al.*, 1987) mostra que as propriedades mecânicas evoluem com o aumento da energia de compactação passando a estrutura de estrutura floclada para estrutura dispersa. A literatura (Bouche, 1967; Seed, 1960; Lambe, 1958; Ingles & Williams, 1980; Seed & Chan, 1959, *apud* Camapum de Carvalho *et al.*, 1987) mostra também a influência da umidade de compactação na pressão de expansão, na compressibilidade e na resistência dos solos.

Camapum de Carvalho *et al.* (1987) mostraram que pequenas variações de umidade podem provocar modificações importantes na resistência e na sucção e uma menor variação da rigidez em função da estrutura remanescente manter-se praticamente a mesma em função da pequena variação de umidade. Na compactação de corpos-de-prova em laboratório (reconstituição do campo) pequenas variações de peso específico e umidade podem afetar os resultados em proporções inaceitáveis para um estudo paramétrico de deformação (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987).

Deve-se conhecer o solo e suas propriedades antes de serem aplicados em obras para evitar insucessos onerosos e acidentes. Logo, é importante atentar para à influência do tipo de solo no processo de compactação. Em estudos realizados, Bernucci (1995) observou que solos lateríticos apresentam curvas de compactação geralmente com pico bem definido no peso específico aparente seco máximo, grande inclinação do ramo seco, mesmo nos tipos mais argilosos, ao contrário de solos saprolíticos.

Segundo Massad (2003), o reuso da mesma porção de solo na obtenção dos diversos pontos da curva de compactação pode provocar quebra de partículas, tornando o solo mais fino, ou uniformizar melhor a umidade. Por outro lado, secar e umedecer cria heterogeneidades, podendo até mudar as características do solo, quer pela aglutinação de partículas do solo, quer por transformações irreversíveis na própria estrutura dos argilo-minerais. Entende-se que a reutilização e secagem prévia do solo, por atingir a estabilidade dos agregados, devem ser evitados.

Segundo Pinto (2002) a influência da pré-secagem, para alguns solos, é considerável. A pré-secagem provoca, por exemplo: em solos areno-argilosos lateríticos, umidades ótimas menores com pouca influência no peso específico aparente seco; em solos argilosos de decomposição de gnaiss, umidades ótimas menores e peso específico aparente seco máximos maiores; em solos silteosos de decomposição de gnaiss, pouca influência na umidade, mas peso específico aparente seco máximo maior. Em estudos realizados para solos da Região Amazônica, Pessoa (2004) conclui que solos compactados utilizando-se o processo de pré-secagem não apresentam condições ideais quanto ao peso específico aparente seco e umidade que serão obtidas no campo. Apesar do ensaio sem total secagem prévia ser mais representativo, a prática corrente é fazer a pré-secagem, provavelmente pela facilidade de padronizar os procedimentos nos laboratórios.

O tipo de compactação pode provocar um gradiente de peso específico ao longo de uma camada compactada, e este fato influencia diretamente na resistência do solo. Silva *et al.* (1988) estudaram este fato e verificaram que o gradiente ocorre em ensaios de laboratório e campo, ou seja, deve-se encontrar a espessura da camada para minimizar este efeito.

Camapum de Carvalho *et al.* (1987) estudaram a influência do tempo de armazenamento entre a compactação e a realização dos ensaios mecânicos e verificaram que este intervalo de tempo tem uma influência considerável na resistência final dos corpos-de-prova.

Para obter uma boa compactação é necessário especificar o grau de compactação, a umidade do solo a ser compactado, o equipamento a ser utilizado (energia de compactação) e garantir o controle da compactação.

## 2.4 COMPACTAÇÃO ESTÁTICA X DINÂMICA

Diversos estudos já foram realizados comparando-se os resultados dos dois métodos de compactação, sendo destacadas a seguir as conclusões obtidas em três estudos:

a) Camapum de Carvalho *et al.* (1987) estudaram no Laboratório Regional de *Ponts et Chaussées de Toulouse* na França a influência dos métodos de compactação nas características mecânicas e hidráulicas de um material utilizado na construção de terraplenos e barragens, e concluíram que as amostras sujeitas a um esforço estático (compactação vibro-estática, estática ou semiestática) representam melhor as propriedades do solo no campo que amostras obtidas em ensaios de compactação dinâmica, e sugerem a utilização do método de compactação semiestática nos estudos de solos compactados;

b) Pessoa (2004), ao analisar solos para fins rodoviários, verificou a existência de uma boa correspondência entre as formas das curvas de compactação obtidas pelos processos dinâmicos e estáticos;

c) Barata (1965) estudou a correlação entre compactação dinâmica e compactação estática e verificou que a velocidade adotada na compactação estática é um dos fatores que influencia a relação entre estes dois tipos de compactação.

A compactação estática normalmente não é utilizada no Brasil, sendo que a norma da ABNT preconiza o método dinâmico. Este fato demonstra a importância da avaliação do tipo de compactação nas propriedades e comportamento dos solos tropicais, fato pouco explorado no país, mas de suma importância no controle e execução de obras de terra (aterros, barragens, estradas, etc.).

## 2.5 COMPACTAÇÃO DE CAMPO

A compactação de campo compreende uma série de atividades, que vão desde a escolha da área de empréstimo até a compactação propriamente dita. No campo, após espalhar o material uniformemente, em camadas com a declividade especificada para a obra, o acerto da umidade é feito por meio do processo de irrigação. A compactação é feita empregando-se: rolos compressores, pilões e vibradores, conforme o caso, além de carros-pipa munidos de barra de distribuição, para a irrigação. Às vezes utiliza-se o próprio equipamento pesado de transporte para obter a compactação, quando a situação e o material a ser compactado o permitir, caso de material siltoso (Caputo, 1988).

Dependendo da natureza do terreno empregam-se rolos lisos, rolos pé-de-carneiro, rolos de pata curta ou rolos pneumáticos. Os primeiros, em geral, para solos arenosos e os segundos para solos argilosos, sendo que os últimos são adaptáveis a quase todos os tipos de terreno. No Brasil, é comum a utilização do rolo de pata curta com vibração, na compactação

de camadas de solos lateríticos. Cabe destacar que não raro a vibração induz a quebra dos agregados com consequências negativas para o comportamento mecânico.

Os equipamentos para a compactação de campo podem ser correlacionados aos ensaios de laboratório. Em campo a compactação por pisoteamento é realizada com rolo pé-de-carneiro; sendo que o mecanismo de compactação se dá de baixo para cima, em camadas com espessura menor que a altura da pata. O solo deve estar com o teor de umidade próximo ao teor de umidade ótima, com a finalidade de se obter a massa específica aparente seca máxima. Se o solo estiver com o teor de umidade menor que o ótimo deve-se umedecer a camada e caso contrário, deve-se revolver o solo com um escarificador e esperar secar (Massad, 2003).

Já a compactação por impacto (Proctor) é realizada com o “sapo” mecânico ou soquete vibratório, compactando-se camadas com profundidade de até 30 (trinta) centímetros. Tal processo é utilizado em obras de pequeno porte mais especificamente em construção de residências e compactação de valas de drenagem.

Na compactação por vibração utiliza-se rolos lisos vibratórios que, juntamente com seu peso próprio, promovem um rearranjo das partículas de solo, diminuindo seus vazios e conseqüentemente sua densidade. O vibrador pode também ser montado sobre um rolo pé-de-carneiro, mas Vargas (1977) desaconselha a utilização de rolos compressores vibratórios pé-de-carneiro, pois a vibração não pode produzir compactação alguma em solos que possuem alguma coesão, sendo que o efeito da vibração só serviria para aumentar o peso do pé-de-carneiro por efeito dinâmico, saindo, mais econômico, aumentar-lhe o peso estático. É um processo recomendado para solos granulares.

A compactação semiestática pode ser feita por rolos lisos de uma roda ou tandem. São indicados para a compactação de pedregulhos, areia e pedra britada. Os rolos tipo tandem são utilizados na compactação de bases e sub-bases de estradas. Faz-se uso também de rolos pneumáticos, indicados na compactação de solos com granulação fina arenosa (siltes e areias finas), capas asfálticas, bases e sub-bases de estradas. É caracterizado pela pressão de área em contato com o solo que depende da pressão de enchimento dos pneus e do peso do rolo compressor. O mecanismo de compactação se dá de cima para baixo. Como deixa um acabamento superficial liso para aumentar a aderência entre uma camada e outra é preciso escarificar a superfície antes da próxima camada (Vargas, 1977).

Para verificar se, a adequação do equipamento compactador, os parâmetros como a espessura da camada solta, o número de passadas e a velocidade de compactação, estão de acordo com o especificado pelo projetista é necessário a realização de um rigoroso controle de

compactação, ou seja, verificar se o grau de compactação e a variação da umidade ótima estão dentro dos limites especificados. Para isso faz-se uso de processos simples, como por exemplo, o ensaio de frasco de areia para obtenção da densidade natural do solo compactado e do método do Speedy para obtenção da umidade de compactação.

Os aterros bem compactados não são necessariamente aqueles que apresentam grande resistência ou baixa permeabilidade, mas sim aqueles cujo comportamento é estável independente das estações climáticas e compatível com o projeto.

## 2.6 METODOLOGIA MCT (MINIATURA, COMPACTADO, TROPICAL)

De acordo com Pastore e Fortes (1998), as limitações das classificações de solos convencionais em relação aos solos tropicais levaram Nogami e Villibor (1981) a proporem uma nova classificação denominada MCT (utiliza corpos de prova Miniatura, Compactados, mediante procedimento especial, e destinados especialmente para solos Tropicais), para determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas para uso em obras viárias.

A sistemática MCT desenvolvida por Nogami e Villibor (1981), deve-se, segundo LENC (2004), aos seguintes fatores:

- Limitações dos procedimentos tradicionais em caracterizar e classificar os solos com base na granulometria e limites de Atterberg. Estes índices são incapazes e insuficientes para se distinguir os principais tipos de solos tropicais, conhecidos como lateríticos e saprolíticos, inadequadamente designados em outros países de “residuais”.
- Constatação experimental de bom desempenho, de bases constituídas por solos lateríticos de granulação fina e de solo agregado com grande porcentagem de granulação fina, apesar de serem considerados inapropriados para base de pavimentos pelas sistemáticas tradicionais.

A metodologia MCT tem como finalidade a caracterização, identificação e classificação dos solos tropicais. A classificação proposta apresenta a distinção dos solos tropicais em duas grandes classes: Não-Lateríticos (N) e Lateríticos (L). Sendo que esta metodologia se divide em dois grupos de ensaios, a saber:

- Mini-CBR (*California Bearing Ratio*) e associados;

A partir dos ensaios de Mini-CBR e associados, pode-se obter as características dos solos apropriados para pavimentos. Geralmente após a compactação dos corpos de prova,

determina-se uma série de propriedades, tais como: capacidade de suporte, expansão, contração, infiltrabilidade e permeabilidade.

- Mini-MCV (*Moisture Condition Value*) e associados.

Este grupo de ensaios possui o objetivo principal de classificação dos solos, através dos coeficientes e índices obtidos pelos ensaios de compactação mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, que também pode ser utilizado para avaliar a erodibilidade do material, característica de grande importância na escolha de solos a serem utilizados em camadas de pavimentos.

### **2.6.1 Ensaios de Compactação**

Segundo LENC (2004), o ensaio de compactação é um dos principais ensaios da metodologia MCT, pois a partir de seus parâmetros básicos (teor de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo) moldam-se corpos de prova para a determinação de outras propriedades geotécnicas da metodologia MCT, sendo eles a permeabilidade, infiltrabilidade, expansão e contração.

Os ensaios de compactação adotados na metodologia MCT, segundo Nogami e Villibor (1995), caracterizam-se, sobretudo pelo uso de: moldes cilíndricos de 50 mm de diâmetro, o que limita seu uso para solos que passam integralmente na peneira de 2,0 mm ou que possuem fração retida em quantidade tal que não interfira significativamente nas suas propriedades mecânicas e hidráulicas; soquetes de seção plena (diâmetro do pé igual ao do molde) com peso variável (2270 g no tipo leve, 4540 g no tipo pesado) e queda livre de 30 cm. Esse tipo de soquete permite medir facilmente a altura do corpo de prova em compactação; base de tipo pistão, que permite a movimentação do molde durante a compactação, distribuindo melhor a energia aplicada pelo soquete; dispositivo manual, tipo alavanca, que permite fácil extração do corpo de prova.

De acordo com Nogami e Villibor (1995), podem-se escolher dois métodos distintos de compactação:

1. Método Proctor: designado comumente de mini-Proctor, em que se procura fixar uma determinada energia de compactação e, com essa energia (normal, intermediária ou modificada), compacta-se uma série de corpos-de-prova com diferentes teores de umidade.

2. Método MCV: designado mini-MCV, em que, para cada umidade de compactação, aplicam-se, sucessivamente energias crescentes, até não se conseguir aumento sensível de densidade.

Cabe ressaltar que segundo Nogami e Villibor (1995) o reuso das amostras não é aconselhável por produzir, geralmente, nos solos lateríticos uma intensa destruição dos agregados argilosos, resultando em um aumento do peso específico aparente e em diminuição da umidade ótima. Já nos solos saprolíticos, o reuso envolve, frequentemente, fragmentação intensa de grãos parcialmente intemperizados e/ou agregados com petrificação residual.

### 2.6.2 Perda de Massa por Imersão

Segundo Nogami e Villibor (1995), esse ensaio foi desenvolvido com o objetivo específico de distinguir os solos tropicais de comportamento laterítico dos não lateríticos.

O ensaio consiste em se deixar imersos em água por pelo menos 20 horas, os corpos de prova resultantes do ensaio de compactação mini-MCV, na posição horizontal e com 1 cm fora do cilindro de compactação. O solo a ser desprendido cai dentro de uma cápsula de alumínio, determinando-se posteriormente, a massa seca contida nesta.

O índice  $P_i$ , expresso em porcentagem, é calculado pela Equação 2.1:

$$P_i = \frac{M_s}{M_w} * 100 \quad (2.1)$$

Onde:

$P_i$  = perda de massa por imersão, expressa em porcentagem;

$M_w$  = massa do solo correspondente a 1 cm do corpo de prova deslocado do cilindro de compactação;

$M_s$  = massa do solo seco desprendida do corpo-de-prova depois da imersão (g).

O valor do coeficiente  $P_i$  utilizado na classificação do solo é obtido por interpolação gráfica, traçando-se a curva de variação dos valores do  $P_i$  obtidos pelo ensaio supracitado para cada ponto em função do mini-MCV, sendo que o mini-MCV adotado depende da elevada ou baixa massa específica do solo, de acordo com o seguinte (LENC, 2005):

- baixa massa específica aparente, quando a altura final do corpo de prova obtido para o mini-MCV = 10 for igual ou maior a 48 mm, determina-se o  $P_i$  utilizando o mini-MCV = 10;
- elevada massa específica aparente, quando a altura final do corpo de prova obtido para o mini-MCV = 10 for menor que 48 mm, determina-se o  $P_i$  utilizando o mini-MCV = 15.

De acordo com Nogami e Villibor (1995), quando os corpos de prova utilizados no ensaio forem de solos lateríticos e compactados segundo o procedimento mini-MCV, os resultados de  $P_i$  apresentam nitidamente um decréscimo de valor após o teor de umidade correspondente ao mini-MCV = 10. No caso de argilas e argilas arenosas lateríticas, frequentemente o  $P_i$  próximo ao mini-MCV = 10 é zero ou muito pequeno, mas, para mini-MCV decrescentes (isto é nitidamente no ramo úmido), o  $P_i$  tende a crescer. Nas areias argilosas lateríticas, a tendência é similar, entretanto, o decréscimo de  $P_i$  ocorre para mini-MCV bem mais elevado, e a condição de  $P_i$  igual a zero só ocorre para mini-MCV = 15.

Os solos saprolíticos, geralmente, apresentam valores de  $P_i$  nitidamente superiores, quando comparados com os solos lateríticos. Essa peculiaridade é mais acentuada sobretudo nas variedades siltosas micáceas e/ou caoliníticas, em que valores de  $P_i$  superiores a 250% têm sido constatados frequentemente (Nogami e Villibor, 1995). Além disso, os valores de  $P_i$  variam muito pouco em função do mini-MCV ou com o teor de umidade de compactação e a velocidade de desagregação dos corpos-de-prova é muito rápida.

Segundo Fortes (1990), a aplicabilidade desse ensaio, além de servir para diferenciar os solos de comportamento laterítico dos de comportamento saprolítico, dito anteriormente, fornece uma ideia do desempenho do solo compactado quanto a erodibilidade em presença de lâmina d'água.

### **2.6.3 Capacidade de Suporte Mini-CBR**

Segundo Nogami e Villibor (1995), a capacidade de suporte (*bearing capacity*) do subleito e das camadas granulares (solo-brita, brita, etc) do pavimento é utilizada extensivamente, sobretudo nas regiões tropicais, para o dimensionamento das camadas constituintes do pavimento. Essa capacidade é determinada através de ensaios empíricos dos quais o mais conhecido é o CBR (*California Bearing Ratio*) ou ISC (Índice de Suporte Califórnia), desenvolvido inicialmente pela *Division of Highways* do Estado da Califórnia, EUA, e introduzido no Brasil, de acordo com Assali *et al.* (2003), pelo engenheiro Brandão em 1967. O ensaio CBR tem por objetivo determinar a medida de resistência à penetração (pistão de aproximadamente 19,35 cm<sup>2</sup> que penetra com a velocidade de 1,27 mm/min) de uma amostra saturada compactada segundo o Proctor. O valor da resistência é dado em porcentagem sendo que 100% é o valor correspondente à penetração em uma amostra de brita (tomada como padrão) de alta qualidade.

Entretanto o CBR não leva em conta as peculiaridades existentes nos solos tropicais, fazendo com que, frequentemente, se adote critérios de projeto, construção e de conservação incompatíveis com o desempenho desses solos. Como consequência da utilização inadequada dos solos tropicais, foi desenvolvido o ensaio mini-CBR pertencente à metodologia MCT.

O ensaio Mini-CBR foi desenvolvido por Nogami na década de 80, utilizando corpos-de-prova de dimensões reduzidas, com 50 mm de diâmetro, e pistão de penetração de 16 mm de diâmetro. O procedimento adotado no caso do ensaio Mini-CBR é similar ao tradicional, exceto o tempo de imersão, que é reduzido para pelo menos 20 horas, e outras adaptações decorrentes do uso de corpos-de-prova com dimensões reduzidas.

Juntamente com este ensaio pode-se efetuar o ensaio de expansão determinado enquanto os corpos de prova estão em imersão, recomenda-se efetuar leituras nas primeiras 8 horas, porquanto a velocidade de expansão tem importância para os solos tropicais.

- Peculiaridades dos solos lateríticos

Nogami e Villibor (1995) destacam, dentre as diversas peculiaridades quanto ao suporte Mini-CBR, a pequena redução do valor do suporte pela imersão em água, nas condições próximas à ótima de compactação. Villibor (1981) apud Nogami e Villibor (1995) propôs o valor RIS (Relação do Índice de Suporte) determinado pela Equação 2.2, para caracterizar essa redução. Assim, os solos lateríticos arenosos costumam ter RIS elevados, geralmente superiores a 50%.

$$RIS = \left( \frac{MINI - CBR_{imerso}}{MINI - CBR_{semimersão}} \right) * 100 \quad (2.2)$$

A segunda peculiaridade destacada por Nogami e Villibor (1995) é o valor da expansão que é relativamente pequeno, mesmo nas argilas e solos argilosos, quando compactados nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima. Esse valor não aumenta sensivelmente, mesmo para energias acima da intermediária.

- Peculiaridades dos solos saprolíticos

Segundo Nogami e Villibor (1995), os solos saprolíticos siltosos, micáceos e/ou caoliníticos ou arenosos micáceos possuem uma série de peculiaridades, das quais se destacam:

- Valor de suporte frequentemente abaixo das previsões baseadas nos índices classificatórios tradicionais ou dos grupos de classificação tradicionais.

- Valor da expansão relativamente elevado, face sobretudo aos baixos limites de liquidez e índice de plasticidade, bem como da porcentagem de argila. Essa expansão é rápida e acompanhada pelo desenvolvimento de pressão de expansão relativamente baixa.

#### **2.6.4 Ensaio de Identificação Expedita MCT (Método das Pastilhas)**

De acordo com Nogami e Villibor (1995), a primeira tentativa feita para uma identificação expedita dos grupos de classificação MCT foi proposta por Nogami e Cozzolino em 1985. Nesta proposta, que se baseia em determinações predominantemente do tipo tátil-visual da fração do solo que passa na peneira 0,42 mm, aproveitaram-se algumas determinações tradicionais, mas introduziram-se alterações substanciais nessas e desenvolveram-se outras determinações inteiramente novas, como a do comportamento de pastilhas moldadas em anéis de 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura.

Fortes (1990), em sua dissertação de mestrado, apresentou um novo procedimento, baseado fundamentalmente nas mesmas determinações adotadas por Nogami e Cozzolino em 1985, entretanto com algumas alterações. Posteriormente Nogami e Villibor (1994; 1996) apud LENC (2004) apresentaram simplificações do método, conseguindo obter a identificação dos grupos MCT através de um gráfico do valor da contração diametral *versus* penetração.

O Método das Pastilhas possui o principal objetivo de classificar os solos, porém de uma forma mais simplificada quando relacionada com o ensaio mini-MCV. Este método, segundo Fortes (1990), é essencialmente qualitativo, servindo apenas para agrupar os solos, sendo que os valores quantitativos relacionados às suas propriedades mecânicas e hidráulicas só podem ser estimados mediante correlações desenvolvidas pelos outros ensaios da metodologia MCT.

Assim sendo, o método baseia-se em determinações efetuadas em pastilhas que são moldadas em anéis de inox, secas em estufa, verificando a contração diametral, e submetidas à reabsorção d'água, quando se observa o surgimento de trincas, expansão e resistência à penetração de uma agulha padrão.

Na realização do ensaio é importante ressaltar dois itens: a moldagem das pastilhas, que deve ser realizada a um teor de umidade superior ao do limite de plasticidade, pela maior facilidade na moldagem e maior percepção no comportamento do solo (especialmente a contração), e a espaturação da amostra antes da moldagem e determinação da plasticidade,

pois segundo Fortes (1990) os solos de comportamento laterítico, principalmente os argilosos, eram identificados como solos siltosos, mas que ao se espatular a amostra, esse resultado se modificava, ou seja, havia mudança de comportamento siltoso para argiloso após espatulação intensa da pasta, devido à quebra de agregações (aglomeração das partículas de argila por óxidos de ferro e/ou alumínio hidratados).

A classificação expedita fornece alguns parâmetros utilizados na caracterização dos solos, dentre eles: plasticidade, contração, expansão e consistência.

#### 2.6.4.1 Plasticidade

O grau de plasticidade é determinado com a fração passante na peneira de abertura nominal a 0,42 mm, de maneira similar à escolhida por Casagrande, caracterizando-a como não plástica, pouco plástica, plástica e muito plástica. A observação desta propriedade é considerada, sobretudo para fornecer a presença, caracterizada por amostras que obtenham plasticidade consideradas média ou alta, ou ausência de comportamento argiloso no solo.

#### 2.6.4.2 Contração

Esta propriedade é considerada tendo em vista que a secagem dos solos e conseqüente contração são fenômenos comuns nas regiões tropicais, que devido ao clima os submete a temperaturas maiores de 40°C durante o dia, provocando secamento.

Segundo Skempton (1953) apud Fortes (1990), quanto maior a atividade do argilo-mineral, maior a potencialidade à mudança de volume. A porcentagem da fração argila também influencia na contração embora exista um limite mínimo necessário para que esta fração comande a contração do solo, que Seed et al. (1984) apud Fortes (1990), considera para areias e siltes inativos igual a 9%.

De acordo com Fortes (1990), os solos de comportamento laterítico se diferenciam nitidamente dos de comportamento não laterítico, pois quando moldados com teor de umidade acima do limite de plasticidade, ao secar se contraem bastante, mas ao reabsorverem água não perdem essa contração, ou seja, quase não se expandem. Já os solos de comportamento não laterítico contraem ao secar, mas ao reabsorverem água expandem.

### 2.6.4.3 Expansão

A expansão de solos após secagem e reabsorção de água tem como consequência uma perda considerável da capacidade de suporte, podendo acarretar grandes deformações no pavimento.

Segundo Fortes (1990), em países de clima temperado, geralmente os solos que após secagem apresentam contração, expandem quando submetidos à reabsorção de água, como é o caso dos solos classificados pela SUCS como CH. Já em países de clima tropical, uma argila laterítica (LG'), pode chegar a limites de Atterberg que a classificam como CH, mas ela não se expande após a reabsorção de água, não seguindo o comportamento esperado por essa classificação

Essa determinação associada à contração é importante na identificação, pois solos lateríticos apresentam acentuada contração e ao reabsorver água não expandem ou expandem pouco, enquanto que solos não lateríticos apresentam uma expansão elevada, porém deve-se observar o tipo de mineral existente. No caso de mica o solo apresentará uma elevada expansão, enquanto outros minerais não provocam esta expansão.

### 2.6.4.4 Consistência

Essa característica auxilia na identificação dos solos lateríticos para os não lateríticos, pois o primeiro possui a peculiaridade de uma vez compactado e seco, não perder a resistência adquirida pela secagem após a reabsorção de água, caracterizada pelo baixo valor de penetração.

## 2.7 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

O melhoramento de solos constitui provavelmente a técnica mais antiga existente. Há mais de 3000 anos o melhoramento de solos já era utilizado na construção de templos da antiga Babilônia. Neste período, os chineses usavam madeira, bambu ou palha para reforço do solo. O ideograma chinês para o termo “Engenharia Civil” significa solo e madeira (Cristelo, 2001).

As técnicas de melhoramento de solos são de crucial importância para a resolução de problemas, seja pelas restrições ambientais, seja pela escassez de jazidas capazes de fornecerem solos adequados para finalidades rodoviárias, seja ainda pelo custo excessivo do

transporte. A estabilização de materiais inadequados, para utilização em construção rodoviária e de barragens, possibilita utilizar solos locais, dispensando, assim, os custos provenientes de distâncias de transporte elevadas e atendendo as restrições ambientais.

Villibor (1982) *apud* Santanna (1998) define estabilização de um solo como sendo a alteração de qualquer propriedade do mesmo, que melhore seu comportamento sob o ponto de vista de aplicação à engenharia. Quando é utilizada para fins rodoviários, constitui-se de um processo que tem por finalidade conferir ao solo características de deformação e resistência que o tornem apto a constituir determinada camada do pavimento. Já para o uso em barragem, tudo depende da finalidade, se o objetivo é melhorar a estabilidade ou reduzir a deformações se busca intervir por meio da estabilização no comportamento mecânico do solo e se o objetivo for criar uma barreira impermeável se busca intervir por meio da estabilização na condutividade hidráulica do solo.

De acordo com Cristelo (2001), a estabilização de solos na construção de pavimentos rodoviários remonta ao tempo das civilizações Mesopotâmica e Romana. Os gregos e romanos foram os primeiros a utilizar cal como estabilizante. As técnicas contemporâneas de estabilização de solos foram iniciadas nos Estados Unidos no ano de 1906. Os resultados favoráveis obtidos com misturas de areia e argila motivaram a execução de projetos com misturas que incluíam cimento, betume e alguns agentes químicos.

Mais tarde, todos os países envolvidos na Segunda Guerra Mundial utilizaram cimento como aditivo para a estabilização de solos dos aeroportos e vias de acesso. Foi também na década de 40, nos Estados Unidos, que as técnicas de ensaios laboratoriais em solos foram aplicadas para a avaliação de misturas solo-cal. O tratamento de argilas com cal começou no início da década de 50, no *Texas Highway Department* (Cristelo, 2001).

### **2.7.1 Estabilização de Solos com Cal**

Para fins rodoviários a cal é um dos materiais que podem ser utilizados para melhorar as propriedades de um solo. O uso da cal vem se desenvolvendo há milênios e acredita-se que se iniciou em Roma justamente com aplicação em construção rodoviária, há cerca de 2000 anos. E a mistura da cal com um material com características cimentantes, a pozolana, também foi feita pelos romanos buscando uma melhora nas propriedades mecânicas do solo (Lima *et al.*, 1993).

Em 1924, no estado de Missouri, nos Estados Unidos, foi o local onde a estabilização solo-cal teve espaço juntamente com a antiga União Soviética em 1926. Nos Estados Unidos

se desenvolveu fragmentos de pistas experimentais que se uniram com trabalhos desenvolvidos pelo “*U. S. Bureau of Public Roads*” nos estados de Iowa e Dakota para chegar a um teor ótimo de cal entre 3% e 6% em massa. Já os experimentos desenvolvidos na antiga União Soviética obtiveram uma faixa de teores ótimos de cal entre 5% e 12% em massa. Embora os pesquisadores obtivessem resultados satisfatórios nos primeiros trabalhos desenvolvidos com a prática dessa forma de estabilização de solos, essa técnica não se difundiu até a Segunda Guerra Mundial (Lima *et al.*, 1993).

As técnicas construtivas para esse tipo de estabilização são análogas às técnicas das misturas de solo-cimento, apenas as reações no solo provenientes da cal se diferenciam das reações do cimento com o solo. Sendo assim, naquela época a qualidade da mistura solo-cal era avaliada por comparação à mistura solo-cimento, e eram desenvolvidos estudos para avaliar mudanças mais notáveis nos métodos construtivos para aumentar as potencialidades das misturas de solo-cal (Lima *et al.*, 1993).

Dumbleton (1962) *apud* Lima *et al.* (1993) relata que as principais aplicações da cal nos Estados Unidos restringiram-se à melhoria das propriedades resistentes de cascalhos argilosos, com teores de cal de 2% a 4% em massa, para a execução de camadas de base, e ao tratamento de subleitos argilosos que funcionavam como sub-base.

Na África o que levou a evolução dessa técnica foi à ausência de recursos e de materiais adequados para serem utilizados na construção rodoviária. A partir de 1952, na Rodésia do Norte, na construção de pavimentos, o material utilizado era cascalho laterítico. A cal era utilizada para controlar a expansão desse material que possuía como característica uma grande variação volumétrica quando em contato com a umidade, e causava sempre rupturas nas camadas de base dos pavimentos que vez por outra apresentava uma capa asfáltica.

Os europeus utilizam a cal com a finalidade de aumentar a trabalhabilidade de solos que possuem altos teores de umidade inicial, para serem usados nas diversas áreas da engenharia. Essa técnica é empregada em países como Bélgica, Alemanha e França, sendo comum à aplicação de teores de 1,5% a 2% de cal em massa.

A Argentina testou a técnica de estabilização de solos com cal em 1951, e obtendo um bom desempenho com esse projeto pioneiro, desde essa época a maioria das construções rodoviárias argentinas possui no mínimo uma camada de solo-cal nos pavimentos executados. (Lima *et al.*, 1993).

### 2.7.1.1 A Cal

A cal se refere ao óxido de cálcio derivado do processo de calcinação de rochas carbonatadas cálcicas e também magnesianas britadas, porém esse termo também é utilizado para mencionar não só a cal como também os derivados dela (Lima *et al.*, 1993).

Esse processo de calcinação, hidratação e carbonatação são expressos pelas Equações químicas 2.3 a 2.5 (Lima *et al.*, 1993):



Também podem ser calcinadas rochas de calcário dolomítico, que possui em sua composição química carbonatos de cálcio e de magnésio.

Os produtos dessas reações de calcinação são: CaO e CaO + MgO, os quais são denominados cal calcítica e cal dolomítica respectivamente, são conhecidos também como cal virgem.

A temperatura da calcinação pode chegar aos 1000° C, e esse processo quando submetido a temperaturas maiores gera um produto sobrecalcinado, que tem como propriedade uma hidratação lenta, já quando submetido a temperaturas menores que, a temperatura citada, a cal viva resultante do processo possui em sua composição o carbonato original, o que dispensa seu uso para fins de estabilização de solos.

O acréscimo regulado de água à cal viva, que gera uma reação química fortemente exotérmica, tem como resultado o hidróxido de cálcio, ou cal hidratada, podendo ser seco, cremoso, leitoso, uma solução saturada, ou com aspecto de lama dependendo do volume de água adicionada à cal viva (Lima *et al.*, 1993).

A carbonatação é um processo químico onde o CO<sub>2</sub> (dióxido de carbono) presente no ar atmosférico reage com a cal adicionada ao solo para a formação de carbonatos de cálcio ou de magnésio, de acordo com o tipo cal hidratada utilizada na mistura (calcítica ou dolomítica).

A reação de carbonatação é dependente de duas variáveis: exposição ao ar da mistura solo-cal ou a existência de CO<sub>2</sub> no interior da amostra; e a disponibilidade de alguma cal que não tenha reagido com o solo (Salomão, 2005).

### 2.7.1.2 Mecanismos de Estabilização Solo-cal

A ocorrência inegável no tocante aos mecanismos de estabilização solo-cal é a variedade de informações complexas que o assunto envolve, e ainda o pouco que se sabe sobre as reações que acontecem durante o processo de estabilização (Lima *et al.*, 1993).

Um dos mecanismos estudados e já desenvolvidos é a mistura da cal a um solo previamente umedecido, o que faz com que ocorram simultaneamente várias reações químicas, o que dificulta uma análise do caso isolado (Lima *et al.*, 1993).

As reações da cal se dão, geralmente, com solos de granulometria média a fina, onde causa uma redução na plasticidade e expansão, aumento na trabalhabilidade e na resistência ao cisalhamento.

Os tipos de cal mais comuns na estabilização de solos são: a cal cálcica hidratada ( $\text{Ca(OH)}_2$ ), cal dolomítica monoidratada ( $\text{Ca(OH)}_2 \cdot \text{MgO}$ ), cal virgem ( $\text{CaO}$ ) e a cal dolomítica virgem ( $\text{CaO} \cdot \text{MgO}$ ). As diferenças entre os diferentes tipos de cal são: a rocha de origem e o processo de fabricação (calcinação), sendo que para ser utilizada em obras rodoviárias a recomendável é a cal cálcica hidratada (Lima *et al.*, 1993).

No momento em que a cal entra em contato com o solo úmido, várias reações químicas modificam as características apresentadas pelo solo, dentre elas, as mais importantes são: a troca catiônica, a carbonatação, a floculação, ação de cimentação, também conhecida como reação pozolânica (Castro, 1974)

#### 2.7.1.2.1 Troca iônica

A função da troca iônica é equilibrar as cargas negativas que predominam nas faces das partículas de argila, tendendo a atrair os íons carregados positivamente que se encontram nos sais dissolvidos da água intersticial. Estes íons são denominados íons permutáveis, podendo ser classificados de acordo com a facilidade com que são atraídos. Em reações de troca iônica, quando ocorre a presença de íons com valência diferentes, os íons com valência superior são os primeiros a entrarem no processo. Quanto à valência, os íons podem ser classificados, por ordem decrescente, da seguinte maneira (Cristelo, 2001):



Com a adição de cal ocorre uma ação imediata, promovendo após alguns instantes de contato, mudanças nas propriedades físicas. Este processo, segundo Cardoso *et al.* (1994), ocorre pelo fato dos íons  $\text{Ca}^{+2}$  e  $\text{Mg}^{+2}$ , presentes na cal, deslocarem os íons adsorvidos na superfície das partículas de argila. Diminui-se, então, a capacidade de troca catiônica de bases, como consequência reduz-se a contração e expansão, conferindo uma melhor trabalhabilidade. Os cátions trocáveis determinam, de certa forma, as ligações entre as partículas de argila e o seu modo de associação, mudando o seu comportamento hídrico-mecânico (Nóbrega, 1985).

Segundo Pessoa (2004) são considerados como origem do fenômeno de “capacidade de troca catiônica”: a ruptura das ligações iônicas nas arestas das unidades estruturais sílica-alumina, liberando cargas não compensadas; a substituição no interior da estrutura molecular do cátion alumínio (trivalente) dos tetraedros por silício (tetraivalente) ou do alumínio (trivalente) dos octaedros por íons de valência menor, particularmente o magnésio; a substituição das hidroxilas externas por cátion permutável.

É importante ressaltar que, a quantidade de cátions trocáveis varia com o tipo de mineral argiloso, com a granulometria, com as concentrações, com a posição estrutural e natureza dos cátions, com a espécie de ânion ao qual se acham ligados os cátions nas soluções percolantes e com a temperatura.

De acordo com Pessoa (2004), as propriedades físicas alteradas com a adição de cal são as seguintes:

- Granulometria – ocorre a floculação ou agregação dos materiais originais, deslocando a curva granulométrica para o lado grosseiro, tornando o solo mais permeável. Segundo Pessoa (2004), quanto mais fino e argiloso o solo maior a influência da cal na granulometria do solo;
- Plasticidade – segundo Lima *et al.* (1993), ocorre um aumento do limite de plasticidade e um decréscimo no valor de limite de liquidez. Entretanto, essa diminuição no  $w_L$  não ocorre para todos os tipos de solos, para os solos menos plásticos este valor aumenta. Ainda segundo estes autores, nota-se uma redução sensível no  $I_P$  nas primeiras horas após a adição de cal, ocorrendo entre dois ou três dias quase toda a variação de plasticidade do solo;
- Compactação – este é um dos principais itens de avaliação da estabilização solo-cal para a pavimentação, por ser a principal característica requerida para o dimensionamento de pavimentos. A adição de cal no solo provoca uma redução na massa específica seca e um acréscimo no teor de umidade ótima;

- Variação volumétrica – de acordo com Pessoa (2004), as argilas transmitem ao solo uma grande variação de volume dos solos nos ciclos climáticos, das chuvas e secas, atingindo todas as espessuras das camadas do pavimento comprometendo o pavimento. A adição de cal provoca uma redução na expansão e contração do solo;
- Capacidade de suporte – a adição de cal proporciona um acréscimo na capacidade de suporte da mistura. A capacidade de suporte cresce com a adição de cal, havendo uma tendência deste ser menor após certo teor de aditivo, entretanto tal fato depende das condições de cura (Pessoa, 2004).
- Permeabilidade – a permeabilidade conduz a alguns problemas nas obras de engenharia civil, sobretudo no que diz respeito à percolação de água no solo e dissipação de poro pressão. Segundo Inglês e Metcalf (1972) *apud* Cristelo (2001), valores elevados de permeabilidade podem ser reduzidos utilizando a compactação ou injeção de caldas, ou em solos argilosos com a adição de defloculantes. Já a utilização da cal aumenta a permeabilidade devido à flocculação causada pela mesma quando adicionada ao solo.

#### 2.7.1.2.2 Carbonatação

A carbonatação também é uma reação imediata, de acordo com Pessoa (2004), é a combinação do óxido ou hidróxido de cálcio ou o de magnésio com o anidrido carbônico (CO<sub>2</sub>) presente nas minúsculas bolhas de ar absorvidas e retiradas por ocasião da realização da mistura ou pela penetração do ar nos poros após a execução do solo-cal. A reação tende a refazer o carbonato original, visto que a decomposição pelo calor é uma reação reversível. Desse fato resulta a ação cimentante da cal, pois ela faz aparecer um novo corpo sólido que se entrelaça com os demais do solo e compacta o sistema. Entretanto esta ação cimentante é muito fraca e deletéria para o resultado final em termos de ganho de resistência (Carvalho, 1988). O processo da carbonatação pode ser resumido pelas Equações 2.3 e 2.6, citadas por Pessoa (2004).



Segundo Lima *et al.* (1993), a carbonatação é limitada no tempo e espaço, e por si só, não produziria as alterações necessárias nas propriedades físicas do solo para a pavimentação. A carbonatação apenas complementa a troca iônica e a ação pozolânica.

### 2.7.1.2.3 Ação pozolânica

Este processo ocorre em longo prazo, sendo uma importante reação do solo com a cal levando a uma cimentação entre as partículas do solo. Segundo Lima *et al.* (1993), a reação pozolânica é definida como uma reação que ocorre entre a sílica e/ou alumina do solo e a cal para formar os vários tipos de reagentes cimentantes. As possíveis fontes de sílica e alumina são os seguintes minerais: quartzo, feldspatos, micas e outros silicatos ou alumino-silicatos similares na forma cristalina ou amorfa.

Segundo TRB (1976), as reações que se processam podem ser resumidas nas Equações 2.7 e 2.8:



Onde os produtos cristalinos formados são as formas simplificadas dos silicatos (C-S-H) e aluminato (CAH) de cálcio hidratados.

De um modo geral considera-se que os argilo-minerais dos grupos da caulinita, da haloisita, e da illita reagem mais lentamente com a cal e produzem minerais de neoformação menos diversificados. Os argilominerais dos grupos da montmorilonita e vermiculita são mais reativos, em função da sua alta capacidade de adsorver cátions em superfície e nos seus espaços interfoliares (Nóbrega, 1985).

De acordo com Lima *et al.* (1993), a adição de cal no solo eleva seu pH para a valores próximos a 12,4, aumentando de forma significativa a solubilidade da sílica. Segundo Chauvel (1980) *apud* Lima *et al.* (1993), a elevação do pH provoca uma dissolução parcial dos componentes mineralógicos do solo sendo seguida da formação de novos silicatos e aluminatos estáveis, que se associam, constituindo grânulos capazes de conferir uma certa resistência ao solo.

Eades e Grim (1962) *apud* Guimarães (2002) mostraram que a reação pozolânica é lenta e só se completa alguns anos depois, requer temperatura acima de 21°C e o mínimo de algumas semanas para sua ocorrência. Segundo Pessoa (2004), além da temperatura, mineralogia do solo, do grau de cristalinidade dos minerais e do teor de água existente na mistura as condições climáticas e a compactação imediata aparecem como fatores que influenciam na química solo-cal.

#### 2.7.1.4 Fatores que influenciam o processo de estabilização solo-cal

Nas reações entre o solo e a cal, os fatores que influenciam o processo são: temperatura, tempo de cura e natureza dos materiais (solo e cal).

##### 2.7.1.4.1 *Temperatura, tempo e teor de umidade*

Segundo Lima *et al.* (1993), os fatores tempo, temperatura e teor de umidade variam durante o período de cura de forma significativa. No início da cura ocorre, em geral, um acréscimo devido às forças das reações químicas e físico-químicas. Em geral, a resistência do solo estabilizado aumenta rapidamente no período inicial, no entanto à medida que a cura progride, a velocidade de aumento torna-se cada vez menor. Muitas vezes são necessários de quatro a seis meses de cura, em campo, para que a mistura adquira maior parte da sua resistência mecânica.

A temperatura é considerada um catalisador das reações pozolânicas, chegando a obter em poucas semanas a resistência obtida após meses de serviço, (Lima *et al.*, 1993), sendo que a temperatura é diretamente proporcional com o acréscimo de resistência.

##### 2.7.1.4.2 *Natureza dos materiais*

Segundo Nóbrega (1985), dos dois materiais envolvidos no processo de estabilização solo-cal, a natureza do solo é a mais importante devido à sua mineralogia e textura. Considera de um modo geral que os argilo-minerais dos grupos da caulinita, haloisita e da illita reagem de forma mais lenta com a cal e produzem minerais de neoformação menos diversificados.

Com relação aos tipos de cales, Maior *et al.* (1983) citam que as cales calcínicas possuem uma hidratação mais rápida do que as cales dolomíticas. Sendo que a hidratação mais lenta é acompanhada de um aumento de volume, podendo causar danos às camadas de pavimento.

#### 2.7.1.5 Estabilização de Solos nas Regiões Tropicais

Os dois grandes grupos de materiais de maior importância para as regiões tropicais são os solos lateríticos e os solos saprolíticos. Sendo que as diferenças básicas entre esses dois

grupos está relacionado com a mineralogia e organização dos constituintes. Estas diferenças influenciam no processo de estabilização dos solos com a cal.

#### 2.7.1.5.1 Solos lateríticos

Para os solos lateríticos o processo mais importante de estabilização é a ação pozolânica, devido a mineralogia destes solos apresentarem uma organização peculiar (associação dos argilo-minerais com óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio) estável, não apresentando problemas de plasticidade e expansão (mesmo quando muito argilosos) (Nóbrega, 1985).

Nóbrega (1985) cita que os elementos mais reativos à ação da cal são:

- Os produtos amorfos de alumínio e sílica;
- Os hidróxidos de alumínio;
- Os argilo-minerais.

Nóbrega (1985) estudando dois tipos de solos (Latosolo Roxo e Latosolo Vermelho-Escuro) cita que no caso da compactação, dependendo da energia aplicada, ocorre a destruição parcial ou total da estrutura microagregada original, com a formação de fissuras paralelas entre si e perpendiculares ao eixo de aplicação da energia, provocando a lamelação. Com a adição de cal ocorreu o preenchimento dos espaços vazios pelos produtos neoformados, constituindo, assim, uma armação secundária de sustentação da microestrutura solo-cal.

Rossi *et al.* (1983) *apud* Nóbrega (1985) estudando os produtos de neoformação constata a presença de vários compostos cristalinos, resultantes das reações que envolvem a sílica e alumina, predominando os aluminatos de cálcio, resultantes do ataque mais fácil da gibsita (hidróxido de alumínio) do que da caulinita. Neste tipo de solo a caulinita está protegida pelo ferro e para que ela seja atacada é necessária a sua remoção.

#### 2.7.1.5.2 Solos saprolíticos

Neste caso estabilização sofre influência direta da mineralogia e da textura do material. Têm-se dois casos típicos (Nóbrega, 1985):

- Os solos saprolíticos que possuem uma fração silte importante, composta por minerais micáceos e mesmo por caulinita, tendem, quando compactados, a se

orientar e gerar uma estrutura lamelar que se expande facilmente com a entrada de água. Foi observado que para este tipo de material, quando adiciona-se a cal, as placas dos minerais não se orientam, havendo diminuição da expansão;

- Para os solos saprolíticos mais granulares, que possuem minerais argilosos expansivos na sua fração fina, a cal inibe a atividade destes minerais.

## 2.8 SOLOS TROPICAIS

Todos os solos se originam da decomposição das rochas que constituem inicialmente a crosta terrestre (Pinto, 2002). Baseado nos processos de formação, os solos podem ser sedimentares, residuais ou aterros. Solos residuais são formados *in situ* pelo intemperismo de uma rocha, com pouco ou nenhum movimento entre as partículas do solo (Lambe, 1969). Os solos sedimentares ou transportados podem passar por processos de intemperismos antes ou após o processo de transporte.

Segundo Vargas (1953) *apud* Denardin (2005), a atuação do intemperismo nas rochas resulta em um perfil de alteração composto por três elementos distintos: solo maduro, ou seja, aquele em que não se encontra nenhuma estrutura remanescente da rocha mãe, solo jovem, aquele no qual ainda ocorre a presença das feições estruturais da rocha mãe e rocha alterada. Na engenharia também é costumeiro o emprego das expressões laterítico e saprolítico para se referir a solos maduro e jovem respectivamente.

Segundo Nogami & Villibor (1995), solos lateríticos são aqueles cuja fração argila é constituída essencialmente de minerais do grupo caulinita e de óxidos hidratados de ferro ou alumínio, estando estes componentes reunidos em estruturas peculiares de agregação, porosas e altamente estáveis. Já solos saprolíticos são aqueles que exibem características estruturais que possam levar a uma fácil identificação da rocha mãe.

Leroueil & Vaughan (1990) *apud* Denardin (2005) definem solos residuais como o produto da intemperização *in situ*, que geralmente diminui sua densidade e conseqüentemente aumenta sua porosidade. Nesse processo, a cristalização associada à formação de novos minerais e a precipitação de sais minerais criam ligações entre partículas e conseqüentemente desenvolvem a estrutura do solo. Em solos residuais, as partículas e seus arranjos desenvolvem-se de maneira progressiva, por meio do intemperismo químico, resultando em uma ampla variedade mineralógica e de índice de vazios. Desse modo, a mineralogia de solos residuais é parcialmente dependente da rocha de origem e parcialmente gerada pelo intemperismo.

Segundo Martínez (2003), um acúmulo de solo residual é formado quando a velocidade de decomposição da rocha supera a de arraste dos produtos de decomposição. Entre os fatores que influem na velocidade de alteração da natureza dos produtos de intemperismo estão o clima (temperatura e pluviosidade), o tempo, a natureza da rocha original, a vegetação, a drenagem e a atividade biológica (Lambe, 1969).

Os solos residuais exibem características que são totalmente distintas dos solos transportados ou solos sedimentares. Um exemplo é o conceito original de solo granular ou tamanho de partículas, que é inaplicável à maioria dos solos residuais, em razão do concrecionamento característico destes solos, cujas agregações modificam o tamanho original das partículas (Fookes, 1997).

Em relação às características gerais, tem-se que os solos residuais não têm comportamento plenamente definido pelos parâmetros geotécnicos convencionais, devido aos diferentes graus de intemperismo. Segundo Martínez (2003), os princípios da Mecânica dos Solos, que foram desenvolvidos para solos sedimentares ou transportados, são algumas vezes inadequados para solos residuais e podem oferecer resultados errôneos. Os solos residuais exibem propriedades de engenharia especiais e características que diferem das encontradas em solos sedimentares, como resultado do papel predominante do intemperismo na gênese do solo. Fookes (1997) resume algumas destas características especiais:

- Solos residuais existem frequentemente onde o clima induziu à dessecação profunda ou onde há umidade sazonal severa e seca;
- A tensão efetiva varia de acordo com a época do ano e quando a evaporação superficial é impedida estas mudanças podem produzir deformações grandes no solo superficial;
- As camadas da superfície de solo podem ser mais quimicamente ativas que o habitual para solos sedimentares.

Martínez (2003) ressalta que diversas características dos solos residuais *in situ* devem ser consideradas em uma análise geotécnica, dentre elas pode-se destacar: mineralogia; estrutura variável e a presença de ligações entre partículas; índice de vazios variável desconexo com a história de tensão; saturação parcial, que frequentemente ocorre em profundidade considerável nestes solos.

Devido às suas características peculiares, os solos residuais, mais especificadamente os solos residuais tropicais, necessitam de um destaque especial e de um maior número de estudos para entender completamente seu comportamento, visto que estes estão presentes em todo território brasileiro e são constantemente empregados em grandes obras geotécnicas.

A literatura se refere, quase sempre, portanto, aos solos residuais tropicais como solos que se distinguem dos sedimentares quanto ao comportamento. No entanto, se o solo é profundamente intemperizado, não importa sua origem, se residual ou transportado.

### **2.8.1 Comportamento Mecânico dos Solos Tropicais**

Diferentemente do que se observa em solos sedimentares, o comportamento dos solos residuais jovens está fortemente ligado à sua estrutura e características herdadas da rocha matriz. Suas propriedades dependem do grau de intemperismo a que o solo foi submetido. Assim, existem solos com comportamentos que variam de baixa compressibilidade e elevada resistência, como os solos saprolíticos (solos residuais jovens), até os solos extremamente instáveis (mais superficiais), já considerados maduros, profundamente intemperizados, denominados de solos colapsíveis (Carvalho, 2006).

São claras as evidências entre os fatores que influenciam o comportamento dos solos residuais e dos solos sedimentares. Segundo Reis (2004), solos sedimentares possuem partículas pré-adensadas e são formados por um processo de erosão e transporte, seguidos por deposição e adensamento. O solo é então submetido a um aumento de tensão efetiva devido ao aumento de tensão normal e, algumas vezes, submetidos a um subsequente decréscimo devido a remoção do solo sobrejacente. Os solos sedimentares podem passar por alterações após a deposição devido a processos como adensamento secundário, lixiviação, efeitos tixotrópicos e desenvolvimento de ligações interpartículas. Desta forma, para solos sedimentares, a tendência normal é de que a resistência aumente com o tempo, conforme o desenvolvimento das ligações e do seu endurecimento (Carvalho, 2006). Essas particularidades na formação dos solos não podem, no entanto, serem estendidas para os solos tropicais em geral.

A mecânica dos solos clássica vem sendo desenvolvida para materiais particulares com propriedades totalmente originadas da porosidade inicial e subsequente ao histórico de tensões, como são os solos sedimentares. Reis (2004) destaca que o histórico de tensões em solos sedimentares é muito importante visto que este fator modifica o condicionamento inicial do grão, causando o efeito de pré-adensamento. Este fato é determinante no comportamento de solos sedimentares, pois permite a clássica divisão em solos normalmente adensados e pré-adensados.

A situação quanto a histórico de tensões é completamente diferente no caso de solos residuais. Conforme Vaughan (1988) *apud* Reis (2004), o efeito de tensões prévias para a qual

estes solos foram submetidos durante a sua formação será pequeno. Estes solos são desenvolvidos *in situ*, sem transporte, assim suas partículas e seu arranjo evoluem progressivamente como uma consequência do intemperismo químico, com ampla variedade mineralógica e índices de vazios.

Além do histórico de tensões, Brener *et al.* (1997) *apud* Reis (2004) descrevem outras características que são encontradas em solos residuais e estão diretamente ligadas ao seu comportamento mecânico (tensão-deformação e resistência ao cisalhamento). Segundo estes autores destas características as principais são: resistência do grão ou partícula, união ou vínculo entre as partículas (cimentação) e condição não saturada.

O processo de intemperismo produz em solos residuais grãos ou aglomerados de grãos com vários graus de enfraquecimento e variada mineralogia. Devido a este fato, a resistência do grão ou das partículas em solos residuais é muito variável, diferentemente de solos transportados que são constituídos de grãos ou partículas mais uniformes pouco enfraquecidos e conseqüentemente resistência de grãos e partículas mais uniforme (Reis, 2004).

Segundo Vaughan (1985) *apud* Carvalho (2006), o processo de intemperismo em solos residuais gera nestes vínculos entre partículas de solos denominados cimentações. O processo de cimentação é um importante fator no comportamento mecânico dos solos residuais principalmente quanto a resistência ao cisalhamento. Reis (2004) afirma que este processo apesar de ser facilmente destruído pela perturbação do solo é o responsável pela formação do intercepto coesivo.

As características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento nos solos residuais têm seus efeitos condicionados à não destruição da estrutura. Segundo Leroueil e Vaughan (1990) *apud* Martínez (2003), esta é um efeito combinado do arranjo das partículas com a cimentação natural destes solos.

Martins (1994), observando os resultados dos ensaios de compressão confinada em solos residuais, afirma que a diferença entre as curvas índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva, provenientes de solos indeformados e solos deformados, pode ser explicada pelo fato de que a cimentação sustenta uma estrutura com alto índice de vazios. Uma vez destruída esta estrutura, não se consegue reproduzir a mesma relação índice de vazios *versus* tensão vertical efetiva.

Outra característica importante em solos residuais, é que na maioria das vezes eles se encontram em condições parcialmente saturadas, onde o principal fator para que isto ocorra são as condições climáticas às quais estes solos são submetidos (Reis, 2004). Partindo desse contexto Martínez (2003) ressalta que uma avaliação da sucção como uma contribuição para a

resistência ao cisalhamento se torna importante em solos residuais principalmente na solução de problemas de engenharia geotécnica como estabilidade de taludes por exemplo.

Diante do contexto e das peculiaridades que regem a formação dos solos residuais, em especial os solos residuais tropicais, e sabendo da sua grande utilização em obras geotécnicas em todo território nacional, é importante destacar que o conhecimento da gênese deste tipo de solo e dos fatores que afetam sua resistência é extremamente necessário capacitar os engenheiros responsáveis pelos projetos e ensaios a apreciar as peculiaridades destes materiais em relação à deformabilidade e resistência ao cisalhamento.

A seleção de parâmetros de resistência ao cisalhamento apropriados e as análises de estabilidade e deformabilidade são passos importantes no projeto de estruturas em solos residuais. Sendo assim as técnicas experimentais mais recomendadas para a avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos residuais são os ensaios triaxiais, os ensaios de cisalhamento direto, os ensaios de penetração de cone (CPT) e as provas de carga (Brand *et al.*, 1985 *apud* Martinez, 2003).

## 2.9 CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS NÃO SATURADOS

O clima é um importante fator na formação dos solos, pois é por meio do intemperismo que as rochas sofrem uma degeneração físico-química. Tal degeneração imprime características ao material que são refletidas nas propriedades mecânicas dos mesmos.

A formação dos solos residuais está associada aos agentes de intemperismo e ao tipo de rocha-mãe. Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos encontram-se frequentemente em estado não saturado, devido às suas características de alta permeabilidade e às condições climáticas em que se encontram, sendo originados por um intenso processo de intemperismo e consequentemente decomposição da rocha-mãe (Bento, 2006).

A interpretação das consequências de variações climáticas ou ambientais depende fundamentalmente do tipo de desenvolvimento ou problema de Engenharia. Segundo Pereira e Marinho (1998), deve-se sempre observar o déficit de água do solo associando este déficit com as características de variação volumétrica e variação de umidade. Assim, os diversos tipos de solos existentes, quando em estado não saturado, tendem a apresentar diferentes formas de comportamento mecânico e hidráulico.

Os solos são encontrados na natureza como mistura de várias fases. Uma mistura de partículas sólidas e ar constitui um solo seco, enquanto uma mistura de partículas sólidas e

água constitui um solo saturado. Entre esses dois extremos têm-se os solos não saturados, os quais se constituem de partículas de sólidos, água e ar em porcentagens volumétricas diferentes.

Em solos saturados apenas duas fases estão envolvidas, água e mineral. O princípio de tensões efetivas é facilmente compreendido e pode-se, com relativa facilidade se obter a pressão efetiva desejada. Nos solos não saturados a situação é distinta, pois mais de duas fases estão envolvidas as quais interagem entre si, tornando complexa a compreensão do significado das tensões efetivas atuantes.

Segundo Pereira e Marinho (1998), é importante se compreender que se o solo está saturado o princípio das tensões efetivas, como formulado por Terzaghi, é válido mesmo que a poro-pressão seja negativa. Solos com poro-pressão abaixo da pressão atmosférica desenvolvem meniscos que refletem a condição de tensão na água e determinam a avidez do solo por água. Em solos finos há ainda uma relação entre o mineral e a água que contribui para a atração da água pelo solo.

### 2.9.1 Propriedades das Fases dos Solos Não Saturados

Os solos não saturados são normalmente descritos como possuindo três fases, ar, água e sólidos. Fredlund & Rahardjo (1993) apresentaram uma outra fase denominada “película contráctil” (*contráctile skin*). Uma representação esquemática rigorosa de cada fase é mostrada na Figura 2.2 b. A espessura da película contráctil é da ordem de algumas camadas de moléculas e, embora tenha sido identificada, esta pode ser incorporada a fase de água sem grandes erros. A Figura 2.2 a apresenta o diagrama simplificado com as três fases. Este diagrama é usado para se obter a relação de massa e volume.

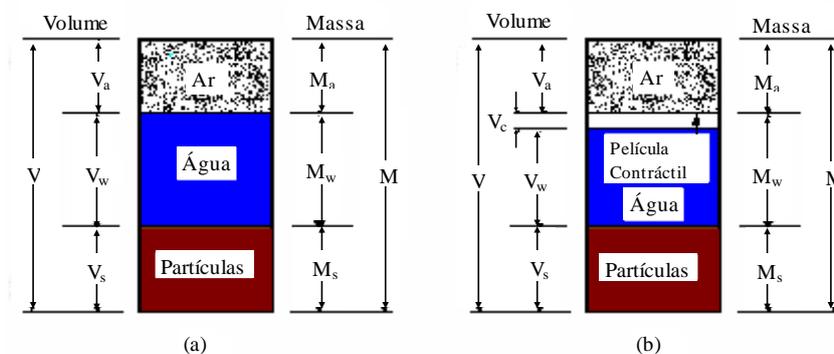


Figura 2.2 Diagrama rigoroso e simplificado das fases de um solo não saturado: a) sistema simplificado com três fases; b) sistema rigoroso com quatro fases (Fredlund & Rahardjo, 1993 – modificado).

Um entendimento das propriedades básicas das partículas de solo, água, ar e película contráctil deve preceder a consideração do comportamento do sistema do solo. A propriedade mais importante da película contráctil é sua habilidade de exercer uma tensão de tração. Essa propriedade é chamada “tensão superficial”.

### **2.9.2 Sucção em Solos**

O comportamento mecânico dos solos não saturados é fortemente influenciado pela poro-pressão de ar e pela poro-pressão de água. O valor da poro-pressão de ar é sempre maior que o da poro-pressão de água, devido aos meniscos que separam o ar e a água e a curvatura da interface ar-água (Silvakumar, 1993, *apud* Medero, 2005).

A sucção ou tensão negativa de água pode ser definida como sendo a quantidade de energia por unidade de volume necessária para se retirar a água do meio poroso, o que corresponde à capacidade do solo de reter água (Carvalho & Beneveli, 2003). Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será retida ou adsorvida por ele, sendo que para desprender essa água adsorvida é necessária a aplicação de uma energia externa superior às forças de retenção do solo (Bento, 2006). Na prática, o que se quer conhecer é a máxima pressão que o solo, numa dada condição, pode exercer para absorver água.

Solos secos possuem capacidade de absorção de água, exercendo uma sucção sem a presença de água. Segundo Pereira e Marinho (1998), o conceito de sucção neste caso deve estar associado à pressão de vapor do solo. Quando se trata de solos secos ou com baixos teores de umidade, o conceito de sucção exige uma maior atenção.

Não são somente os solos que estão sujeitos à sucção. Materiais porosos em geral desenvolvem sucções e seus comportamentos são afetados de alguma forma por isto (exemplo: cerâmica, concreto, etc).

A sucção é normalmente expressa como pressão e, portanto, as unidades mais utilizadas são kPa, atm e bars. Em alguns textos, observa-se o uso do número denominado pF, que representa o logaritmo da altura de coluna de água em centímetros de pressão correspondente (por exemplo:  $1 \text{ pF} = 0,1 \text{ mca} = 1 \text{ kPa}$ ).

As características mecânicas dos solos não saturados, tais como resistência ou deformabilidade, são controladas, entre outras coisas, pela pressão (relativa) negativa na água intersticial. Esta pressão é dada pela diferença entre a pressão atmosférica (ou pressão no ar) e a pressão na água, sucção matricial. A sucção em solos é composta de duas partes, a sucção matricial e a sucção osmótica (Marinho, 1997). A sucção total é a soma dessas duas parcelas.

Esta sucção pode ser determinada com a medição da umidade relativa no contorno da massa de solo ou utilizando-se uma membrana semipermeável (Pereira e Marinho, 1998).

A energia livre da água no solo pode ser medida em termos de pressão parcial de vapor na água do solo (Richards, 1965 *apud* Fredlund & Rahardjo, 1993). A relação termodinâmica entre a sucção do solo (ou energia livre da água) e a pressão parcial de vapor de água pode ser escrita como mostra a Equação 2.9 (Fredlund & Rahardjo, 1993):

$$\psi = -\frac{R.T}{\nu_{w0} \cdot \omega_v} \cdot \ln\left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}\right) \quad (2.9)$$

Onde:

$\psi$  = sucção do solo ou sucção total (kPa);

R = constante universal dos gases [8,31435 J / (mol . K)];

T = temperatura absoluta [(T = 273,16 + t) (K)];

t = temperatura (°C);

$\nu_{w0}$  = volume específico da água ou o inverso da densidade da água [ (1/ $\rho_w$ ) (m<sup>3</sup> / kg)];

$\rho_w$  = densidade da água (998 kg / m<sup>3</sup> a t = 20°C);

$\omega_v$  = massa molecular do vapor de água (18,016 kg / kmol);

$\bar{u}_v$  = pressão parcial do vapor de água (kPa);

$\bar{u}_{v0}$  = pressão de saturação de vapor de água sob uma superfície plana de água pura à mesma temperatura (kPa), e;

$$\left(\frac{\bar{u}_v}{\bar{u}_{v0}}\right) = \text{umidade relativa (RH)}.$$

O conceito de sucção total quando uma membrana semipermeável está presente é indicado na Figura 2.3.

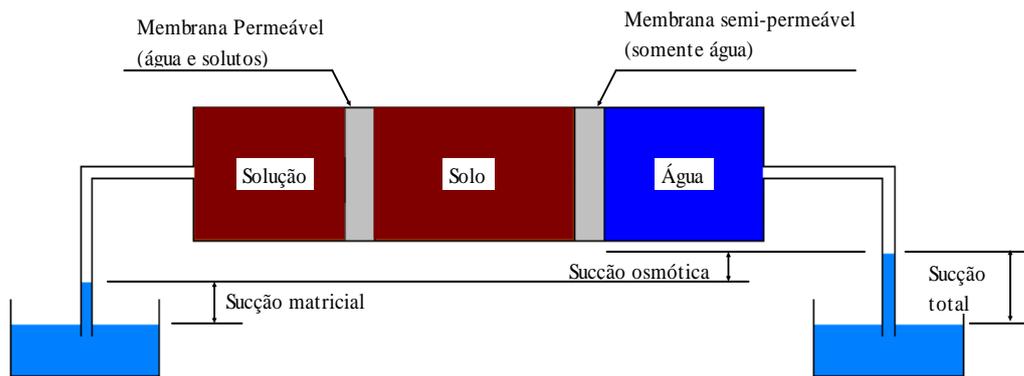


Figura 2.3 Sistema que ilustra os conceitos de sucção total, osmótica e matricial (Reis, 2004 – modificado).

A sucção total pode ser separada nas componentes de sucção osmótica e sucção matricial, que correspondem, respectivamente, ao potencial osmótico e ao potencial matricial.

A sucção osmótica equivale à sucção total quando o solo se encontra saturado, ou seja, quando a componente matricial não ocorre, restando apenas o efeito da concentração de solutos (Reis, 2004).

Entretanto, a sucção matricial equivale à sucção total quando a água do solo é idêntica à água padrão (água pura ou solução com a mesma composição da água do solo), restando apenas os efeitos de capilaridade e adsorção.

### 2.9.2.1 Sucção Matricial

Sucção matricial é a pressão negativa da água que se desenvolve na água intersticial devido à capilaridade e forças de adsorção. A altura de água elevada em um tubo capilar e o raio de curvatura do menisco formado têm implicações diretas na relação umidade x sucção matricial do solo. Quantitativamente a sucção matricial é representada pela diferença entre a poro-pressão de ar e a poro-pressão de água ( $u_a - u_w$ ).

O perfil de sucção matricial *in situ* é variável com o tempo e esta variação é maior do que a variação que ocorre no perfil de tensão normal líquida. A variação das condições do subsolo é afetada por mudanças ambientais (estações chuvosas e secas). Estações secas resultam em um aumento no valor da sucção matricial e, em estações chuvosas, ocorre uma redução. A habilidade do solo de variar seu valor de sucção matricial, devido a mudanças ambientais, pode ser indicada pela condutividade hidráulica do perfil do solo (Pereira, 2006).

A vegetação tem influência no perfil de sucção matricial do solo através de processos de evapotranspiração. Este processo resulta em pressões negativas, nos poros da água,

removendo água do solo, e conseqüentemente aumentando a sucção. Em relação à profundidade do nível de água no subsolo, quanto maior, mais elevado será o valor de sucção matricial no perfil do solo.

#### 2.9.2.2 Sucção Osmótica

A sucção osmótica se faz presente nos solos saturados e nos solos não saturados. Ela está diretamente relacionada com a quantidade de sais nos poros de água do solo. Da mesma forma que a sucção matricial, a sucção osmótica altera o comportamento do solo. As variações relacionadas com a sucção osmótica estão relacionadas com o teor de concentração de sais na água do solo. Entretanto, quando há variação da quantidade de água no solo, mudanças nos valores de sucção matricial são essencialmente equivalentes às mudanças nos valores da sucção total (Fredlund & Rahardjo, 1993).

Aitchison (1964) *apud* Pereira e Marinho (1998) define sucção osmótica como a sucção equivalente obtida através da medição da pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com uma solução de composição idêntica a da água intersticial, em relação a pressão parcial de vapor de água em equilíbrio com a água pura livre.

A pressão osmótica é um conceito relativo que expressa o decréscimo de energia potencial da água em uma solução em relação a água pura. A geração de sucção osmótica pode ser dependente do meio ambiente e do tipo de problema de Engenharia que se tem (como por exemplo, terras contaminadas, reservatórios, fundações).

Embora a sucção osmótica tenha muito pouca importância na maioria dos problemas de Engenharia, ela possui uma grande importância na medição da sucção, já que a osmose pode influenciar os valores de sucção medidos, tornando a interpretação dos resultados muito difíceis.

Variações na sucção osmótica são geralmente menos significantes que as variações na sucção matricial. No entanto, alterações na sucção osmótica podem ser significantes nos seguintes casos (Pereira e Marinho, 1998):

- Contaminação do solo. A sucção osmótica pode ser gerada devido a diferença na concentração do fluido de poro.
- Técnicas de ensaios. A sucção osmótica pode ser gerada dependendo do teste executado (todas as vezes que uma barreira de difusão está presente).

### 2.9.3 Medição de Sucção em Solos

Na mecânica dos solos, Terzaghi (1925) *apud* Marinho (1997) foi o primeiro a referir-se à capacidade dos solos argilosos de sustentarem elevada sucção, sem, no entanto propor um método para medição.

Existem diversos métodos, de campo ou de laboratório, para medir as sucções total, osmótica e matricial. Com estes métodos, relacionando a sucção com o teor de umidade ou com o grau de saturação do solo não saturado, obtém-se a curva característica do solo. Estes métodos podem ser divididos em dois grupos: métodos diretos e métodos indiretos.

Para se fazer a medida de sucção diretamente, os instrumentos medem a energia da água dos poros. Por outro lado, para se determinar a sucção indiretamente, faz-se a medida de um outro parâmetro do solo, como por exemplo teor de umidade, resistividade, condutividade térmica, que pode ser relacionado à sucção atuante neste solo através de uma calibração (Carvalho e Beneveli, 2003).

As medidas de sucção tanto em laboratório como em campo esbarram em uma série de dificuldades experimentais, e comumente deve-se recorrer a diferentes técnicas de ensaio com intuito de conhecer-se o potencial dentro de uma faixa ampla, que seja suficiente para a utilização prática (Soto, 2004). A Tabela 2.1 apresenta uma síntese de alguns ensaios utilizados para a medição de sucção.

Tabela 2.1 Métodos para medida de sucção (Vilar, 1997 *apud* Calle, 2000 – modificado)

Método	Realizado em:	Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Tipo de medida	Observação
Funil de pedra porosa	Laboratório	Matricial	0 - 70	Direta	Para baixas sucções. Sucção aplicada diretamente à amostra.
Tensiômetros	Laboratório e Campo	Matricial	0 - 70	Direta	Tempo de resposta em função da condutividade da pedra porosa.
Blocos Porosos	Laboratório e Campo	Matricial	10 - 1000	Indireta	Histerese pronunciada, mais sensível às altas sucções. Longo tempo de resposta. Fácil deterioração do material.
Placa de Pressão	Laboratório	Matricial	20 – 1500	Direta	A capacidade depende da pedra porosa (pressão de entrada de ar). Utiliza a técnica de translação de eixos.

Método	Realizado em:	Tipo de sucção	Faixa de medida (kPa)	Tipo de medida	Observação
Psicrômetro	Laboratório e Campo	Total e osmótica	100 - 8000	Direta	Mais recomendado para laboratório. Depende de rigoroso controle de temperatura.
Membrana de Pressão	Laboratório	Matricial	Até 10000	Direta	Emprega a técnica de translação de eixos. Emprega membrana de celulose.
Papel Filtro	Laboratório	Matricial e total	Todos os valores	Indireta	Necessita de máxima precisão na pesagem.

### 2.9.4 Curva Característica

A relação entre o teor de umidade e a sucção do solo é uma característica do solo não saturado. Esta relação pode ser representada graficamente e descreve uma trajetória diferente em função do acréscimo ou decréscimo (processos de secagem e umedecimento, respectivamente) de qualquer de seus componentes.

A curva característica (Figura 2.4) pode ser definida como sendo a relação constitutiva entre o teor de umidade ou o grau de saturação e a sucção matricial (Martínez, 2003). Outras terminologias desta relação são: curva de sucção matricial e curva de retenção de água do solo.

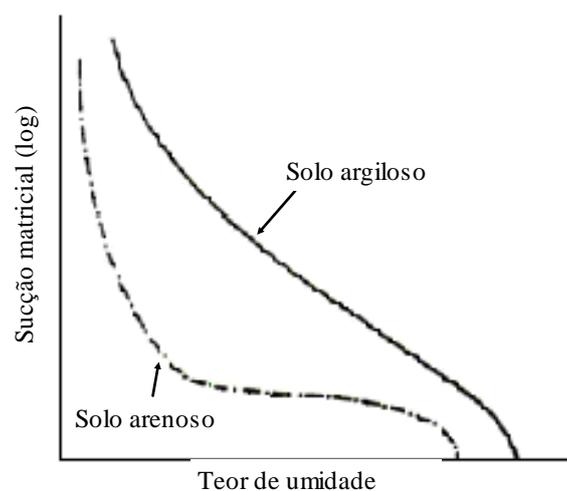


Figura 2.4 Curva característica de solos argilosos e arenosos (Hillel, 1971 *apud* Calle, 2000 – modificado).

Segundo Hillel (1971) *apud* Calle (2000), a sucção total do solo é influenciada pela variação da umidade, produzindo-se uma diminuição da sucção total quando a umidade é incrementada. Portanto, a curva característica é uma representação da capacidade do solo de armazenar água.

A curva característica mostra um padrão conceitual de comportamento do solo com relação à variação de umidade e tem um papel, para solos não saturados, semelhante ao da curva de adensamento para os solos saturados (Martínez, 2003). Desta forma, contribui para o entendimento do comportamento do solo não saturado frente à variação de umidade.

Ela tem sido utilizada como elemento chave para descrever o comportamento, prever e quantificar funções importantes dos solos não saturados como a condutividade hidráulica e a resistência ao cisalhamento. Desde que manipulada adequadamente, a curva característica pode ser uma ferramenta importante às questões de engenharia (Gomes, 2006).

Segundo Vanapalli *et al.* (1999) *apud* Martínez (2003), as propriedades peculiares da curva característica dependem de vários fatores tais como: estrutura e agregação, teor de umidade inicial, índice de vazios, tipo de solo, textura, mineralogia, história de tensões e método de compactação.

Segundo Calle (2000), a curva característica é determinada em laboratório de acordo com os seguintes procedimentos (Figura 2.5):

- Por secagem (ou desidratação): quando a amostra previamente saturada é exposta a potenciais matriciais crescentes, o que implica ir diminuindo a umidade do solo; e,
- Por umedecimento (molhamento ou hidratação): quando uma amostra seca tem o potencial matricial reduzido gradualmente, incrementando-se a umidade.

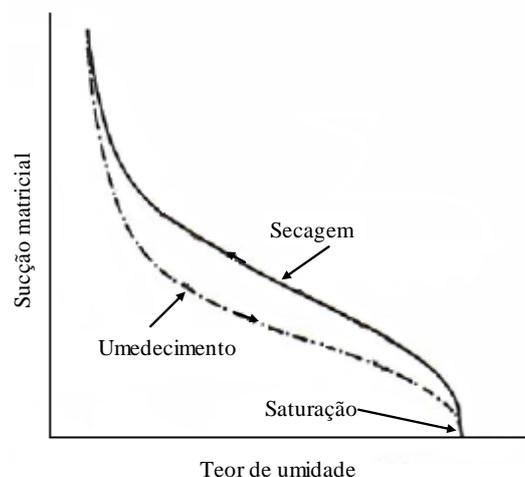


Figura 2.5 Curvas características por umedecimento e secagem (Hillel, 1971 *apud* Calle, 2000 – modificado).

A forma mais comum de se determinar a curva característica do solo é por secagem. Quando uma amostra de solo fica exposta a sucções matriciais crescentes, inicia-se um fluxo de água para fora da amostra a partir de um determinado valor de sucção matricial. Este fato ocorre quando o maior poro do solo se esvazia, o valor da sucção matricial neste momento é denominado de *air entry value* (valor de registro de passagem de ar, valor de entrada de ar ou sucção matricial crítica) (Calle, 2000).

Vários estudos realizados com a curva característica de solos não saturados mostram que a mesma não é uma função biunívoca, apresentando formas distintas conforme sejam seguidas as trajetórias de secagem ou de umedecimento da amostra de solo (Martínez, 2003).

As curvas de secagem e umedecimento não coincidem, como visto na Figura 2.5, denominando-se este fenômeno de histerese (Calle, 2000). Segundo Fredlund & Rahardjo (1993), uma distribuição não uniforme no tamanho de poros pode resultar em histerese na curva característica.

Segundo Calle (2000), a histerese produzida pelos processos de secagem e umedecimento pode ser atribuída as seguintes razões:

- A não uniformidade de cada poro que gera o efeito “Ink bottle”. O esquema simplificado da Figura 2.6 mostra que em ciclos de secagem e umedecimento podem ocorrer equilíbrios em posições diferentes para um menisco com mesmo raio  $R$ , envolvendo quantidades diferentes de água para um mesmo sistema;

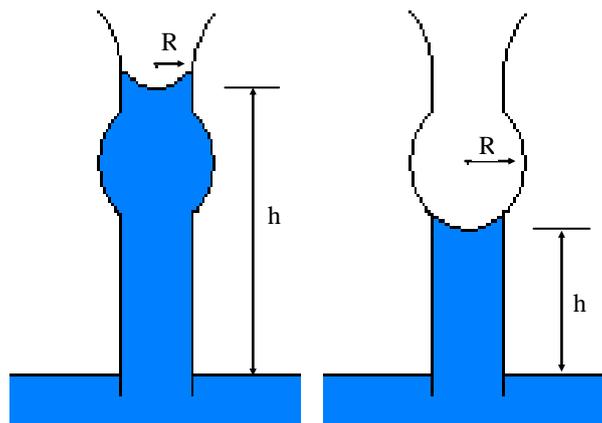


Figura 2.6 Efeito “*Ink Bottle*” (Calle, 2000 – modificado).

- O efeito do ângulo de contato, que é maior em umedecimento, gerando raios de curvatura diferentes em uma ou outra situação;
- Bolhas de ar capturadas nos vazios do solo durante o umedecimento; e,

- Alteração na estrutura do solo decorrente da expansão ou contração.

Os principais fatores que interferem na forma da curva característica dos solos são a distribuição granulométrica, a distribuição dos poros, a estrutura e a mineralogia das partículas.

Segundo Calle (2000), nos solos arenosos a maioria dos poros são relativamente grandes e a uma dada sucção matricial muitos poros se esvaziam e poucos ainda podem reter água. Nos solos argilosos, a distribuição de poros é melhor, assim a cada sucção matricial apenas uma parcela dos poros drenam, permanecendo ainda certa quantidade cheia de água. Portanto, nos solos argilosos não se verificam variações bruscas na curva característica.

A estrutura do solo também afeta a forma da curva característica. Comparando-se a curva característica de um mesmo solo agregado em suas condições naturais e compactada, pode-se observar que a compactação consegue diminuir as dimensões dos grandes poros entre os agregados; entretanto, os micro poros internos aos agregados permanecem inalterados (Figura 2.7) (Calle, 2000).

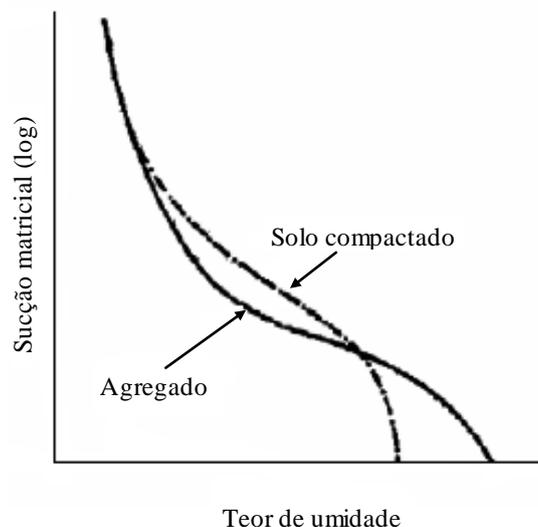


Figura 2.7 Efeito da estrutura do solo na curva característica (Calle, 2000 – modificado).

Segundo Soto (2004), as trajetórias das curvas são funções que pode ser caracterizadas e equacionadas. Estas são utilizadas como meio de vínculo ao comportamento de solos não saturados como, por exemplo, permeabilidade, resistência ao cisalhamento e mudanças de volume.

A caracterização é feita a partir das trajetórias típicas obtidas através de procedimentos de secagem e umedecimento. A Figura 2.8 mostra características das curvas características,

tanto obtidas por umedecimento quanto por secagem, podendo-se verificar a histerese associada às duas formas de obtenção (Soto, 2004).

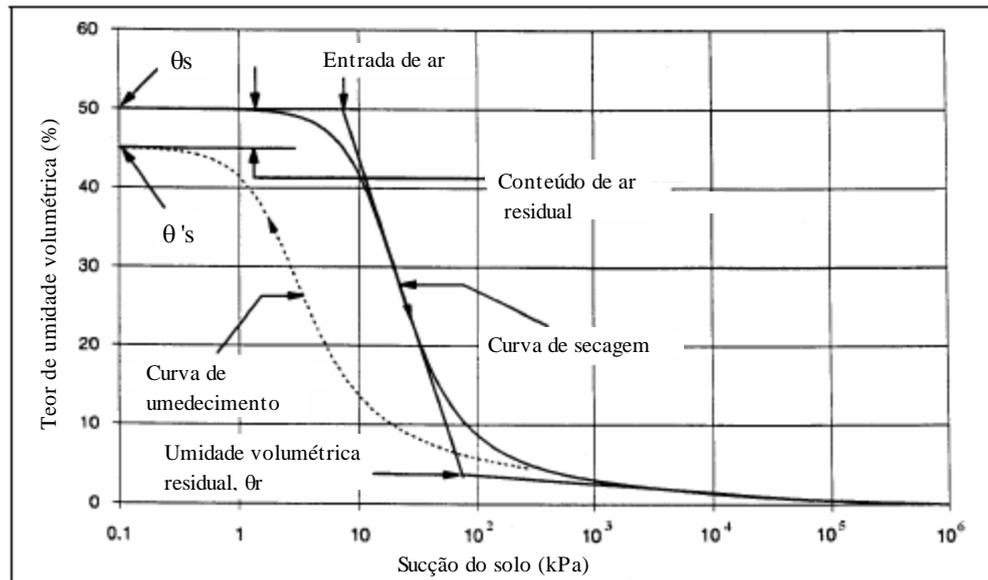


Figura 2.8 Elementos da curva característica (Fredlund *et al.*, 1994 *apud* Soto, 2004 - modificado).

Onde:

$\theta_s$  = teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de secagem;

$\theta'_s$  = teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de umedecimento;

$\theta_s - \theta'_s$  = conteúdo de ar residual;

$\theta_r$  = teor de umidade volumétrica residual; e,

Pressão de entrada de ar = sucção correspondente ao início de entrada de ar.

### 2.9.5 Influência da Não Saturação no Comportamento de Solos Compactados

O processo de compactação é uma técnica que visa a redução do índice de vazios por meio da expulsão de ar dos seus poros. Tem por objetivo a obtenção de um material que tenha um comportamento adequado para sua aplicação específica.

Bucio (2002) *apud* Bento (2006) refere-se aos solos compactados como solos artificiais, entendendo-se como o tipo de solo que sofreu alguma intervenção humana, sendo estes largamente utilizados em obras de terra. Segundo Balmaceda (1991) *apud* Martínez (2003), no estudo de solos compactados devem-se levar em conta todas as considerações que

se fazem para solos não saturados, como por exemplo, a inclusão da sucção nas trajetórias de tensões.

Os possíveis arranjos das partículas nos solos naturais e compactados são os mais diversos possíveis e função de diferentes fatores. Assim, os diversos tipos de solos existentes, quando em estado não saturado, tendem a apresentar diferentes formas de comportamento mecânico e hidráulico. Em solos formados por processos artificiais, como a compactação, sua estrutura pode variar consideravelmente, principalmente em argilas compactadas (Bento, 2006).

A compactação gera no solo deformações permanentes que modificam suas propriedades originais causando, entre outros, os seguintes efeitos (Martínez, 2003):

- Densificação do solo (aumento da densidade seca);
- Aumento da resistência ao cisalhamento;
- Redução da compressibilidade;
- Redução da condutividade hidráulica; e,
- Redução da erodibilidade.

Estes são alguns dos efeitos importantes, no entanto, a compactação também altera a estrutura do solo e modifica a anisotropia de suas propriedades mecânicas (Balmaceda, 1991 *apud* Martínez, 2003).

Segundo Fredlund (1997) *apud* Martínez (2003), os fatores como teor de umidade de compactação, energia de compactação e o método de compactação empregado devem ser controlados, pois solos compactados em teores de umidade iniciais diferentes e/ou densidades diferentes apresentam comportamento diferenciados.

Os solos não saturados formados pelo processo de compactação são muito heterogêneos, formados por grupos de partículas que constituem os agregados. Os pequenos vazios dentro das agregações estão normalmente cheios de água, de tal maneira que cada agregação individual consiste em um solo saturado. Os vazios interagregados se enchem com ar de tal maneira que o solo não está saturado a nível de macro-escala (Bucio, 2002 *apud* Bento, 2006).

Os efeitos da estrutura nos solos compactados são evidenciados pelos resultados de ensaios de condutividade hidráulica. Esta é tanto menor quanto mais compacto for o solo para o mesmo teor de umidade (Martínez, 2003).

O teor de umidade empregado é um dos determinantes do tipo de estrutura. Ele proporciona o aparecimento de dois tipos de estruturas: a estrutura é floculada, quando o

material for compactado no ramo seco da curva de compactação e dispersa, quando compactado no ramo úmido (Martínez, 2003).

Os solos compactados no ramo seco, em relação às condições de compactação no ramo úmido, apresentam estruturas mais sensíveis a alterações. O maior entrosamento entre as partículas de solo compactado nesta condição de moldagem está associado a menores reduções de volume durante a secagem (Lambe, 1958 *apud* Oliveira, 2004). Para Seed e Chan (1959) *apud* Oliveira (2004) esta característica sugere que a contração volumétrica apresentada por um corpo-de-prova pode servir como um indicativo da orientação das partículas.

No que se refere à sucção matricial, a composição mineralógica das partículas afeta a sua componente de adsorção e a geometria interna, a sua componente capilar. Isto gera um estado de tensões que incrementa as tensões interpartículas, enrijecendo a estrutura do solo e deixando-a mais resistente (Martínez, 2003). No caso de solos com mesmo índice de vazios, a distância entre partículas tem uma maior variação nas estruturas flocluladas que nas dispersas. Em consequência disto, em processos de secagem, as primeiras têm maior sucção capilar (Romo *et al.*, 1979 *apud* Martínez, 2003).

## 2.10 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS

O conhecimento das tensões atuantes em um maciço de solo, sejam elas advindas do peso próprio ou em decorrência de carregamentos em sua superfície, é de vital importância no entendimento do comportamento de praticamente todas as obras de Engenharia Geotécnica. Há uma necessidade de se conhecer a distribuição de tensões nas várias profundidades abaixo do terreno para a solução de problemas de recalques, empuxo de terra, capacidade de carga no solo, entre outros.

Um carregamento externo aplicado na superfície ou a própria geometria da superfície da massa de solo, contribui para o desenvolvimento de tensões tangenciais ou de cisalhamento. Assim, vai depender da resistência ao cisalhamento do solo uma de suas propriedades, que é a de suportar cargas conservando sua estabilidade. Desse modo, essas tensões tangenciais podem chegar a valores próximos à máxima tensão cisalhante que o solo suporta sem haver ruptura do material.

Segundo Caputo (1988), das características de resistência ao cisalhamento dependem importantes problemas de engenharia de solos e fundações, como a estabilidade de taludes

(aterros, cortes e barragens), empuxos de terra sobre paredes de contenção e túneis, capacidade de carga de sapatas e estacas, entre outros.

Diante do fato de que diversas obras geotécnicas estão sujeitas a atuação de tensões cisalhantes, pode se afirmar que a determinação da resistência ao cisalhamento constitui um dos pontos fundamentais e mais complexos da Mecânica dos Solos. Uma avaliação correta deste conceito é um passo indispensável para qualquer análise da estabilidade das obras geotécnicas.

De acordo com as conceituações da Mecânica dos Solos Clássica a resistência ao cisalhamento dos solos, de uma forma geral, está diretamente ligada aos efeitos do atrito e coesão.

A resistência ao cisalhamento dos solos é influenciada fortemente pela parcela de atrito gerada devido ao contato entre as partículas de solo. O conhecimento da magnitude desta resistência é um ponto básico para se ter pleno domínio dos conceitos da Mecânica dos Solos Clássica (Lambe e Whitman, 1969).

É importante salientar que existem diferenças entre as forças de atrito transmitidas no contato entre partículas para solos argilosos e arenosos. De acordo com Pinto (2002), nos contatos entre grãos de areia, geralmente as forças transmitidas são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície, de tal forma que os contatos ocorrem realmente entre dois minerais. No caso de argilas, o número de partículas é muitíssimo maior, sendo a parcela de força transmitida em cada contato extremamente reduzida, assim as forças de contato são insuficientes para remover as moléculas de água adsorvidas pelas partículas de argila. Sendo assim, são as moléculas de água as responsáveis pela transmissão das forças.

Como já visto anteriormente é devido ao atrito entre as partículas dos solos que se origina a resistência ao cisalhamento. Porém, a atração química entre as partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal que atua no plano, essa parcela de resistência é denominada coesão real.

A parcela de resistência devido à coesão real em solos granulares é em geral muito pequena perante a resistência devido o atrito entre partículas, entretanto existem solos naturalmente cimentados por agentes diversos que apresentam parcelas de coesão com valores significativos.

Segundo Pinto (2002), a coesão real em solos deve ser bem diferenciada da coesão aparente. Esta é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida a tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água presente nos poros do solo. Saturando-se o solo, esta parcela da resistência desaparece, daí o nome aparente. Embora

seja mais visível em solos granulares principalmente em areias é nos solos argilosos que a coesão aparente adquire maiores valores.

### 2.10.1 Ensaio de Resistência ao Cisalhamento

O termo tensão de cisalhamento, como aplicado a solos, não é uma propriedade fundamental de um solo da mesma maneira que, por exemplo, a resistência a compressão é uma propriedade de concreto. Pelo contrário, a tensão de cisalhamento é relacionada às condições que prevalecem *in situ* e pode variar com tempo (Head, 1982).

Como a retirada de amostras indeformadas implica, apesar de todos os cuidados e expedientes sofisticados, numa possível deformação da amostra, procura-se, mais modernamente, executar ensaios “*in situ*” capazes de traduzir as reais características de resistências das camadas. Dentre os ensaios “*in situ*” mais empregados no Brasil para determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade no campo destacam-se:

- Ensaio de Palheta ou *Vane Test*;
- Ensaio de Penetração Estática do Cone (CPT);
- Ensaio Pressiométrico;
- Ensaio Dilatométrico (DMT);
- Ensaio de Penetração Padrão (SPT).

Além desses, no caso de fundações são executadas provas de carga que, traduzirão, especificamente, as resistências do solo frente às características do elemento estrutural na transmissão de carga.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio de CPT e *Vane test* têm por objetivo a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, o ensaio pressiométrico visa estabelecer uma espécie de curva de tensão x deformação para o solo investigado, o ensaio SPT fornece uma avaliação qualitativa do estado de compacidade e de consistência do solo e o ensaio DMT permite a estimativa de parâmetros mecânicos do solo a partir de correlações de natureza semiempírica.

Os parâmetros  $c$  e  $\phi$ , definidores da resistência interna ao cisalhamento dos solos terão que ser determinados, na maioria dos casos, em laboratório nas condições mais desfavoráveis previstas para o período de utilização de cada projeto específico. Os ensaios buscarão representar o rompimento de uma seção em relação a uma outra contígua, medindo as tensões de ruptura capazes de identificar, nas condições do projeto, sua resistência ao corte.

Em laboratório, os ensaios mais comumente utilizados são o de cisalhamento direto e os triaxiais. O ensaio de cisalhamento direto é considerado um dos ensaios pioneiros no estudo das propriedades do solo, tendo sido idealizado por Coulomb, em 1776, permitindo o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos em um único plano de ruptura imposto mecanicamente a uma amostra (Marcon, 2005).

Segundo Head (1982), em princípio o ensaio de cisalhamento direto é um ensaio de “ângulo de atrito”, no qual, uma porção de solo é colocada a se deslizar ao longo de uma outra pela ação de uma força cisalhante horizontal continuamente aumentando, enquanto uma carga constante é aplicada ao plano normal do movimento relativo.

O ensaio de cisalhamento direto pode ser executado com drenagem ou sem drenagem da amostra. Para facilitar a drenagem da água dos vazios do solo, são colocadas duas pedras porosas, no topo e na base da amostra.

Apesar de muito prático, o ensaio não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e o controle de condições de drenagem é difícil, pois não tem como impedi-la. Desse modo, não é possível a obtenção dos valores da pressão neutra. Devido a essas e outras restrições, esse ensaio é menos interessante que o ensaio de compressão triaxial, mas devido a sua simplicidade é muito útil quando se deseja saber apenas a resistência (Pinto 2002).

#### 2.10.1.1 Ensaios Triaxiais

##### *2.10.1.1.1 Histórico*

Segundo Head (1982), a primeira máquina de compressão de triaxial foi projetada na Inglaterra por C. J. Jenkin e D. B. Smith em meados de 1934. Nesse equipamento a carga axial era aplicada por uma mola e a pressão lateral era desenvolvida em um cilindro de metal. As amostras possuíam diâmetro de 1 polegada.

Em 1940 outro equipamento foi construído no Building Research Station para ensaiar amostras de 1,5 e 2,8 polegadas de diâmetro. Neste equipamento fez-se uso de um braço de alavanca nivelado para aplicar a carga axial, semelhante ao princípio que tinha sido desenvolvido em 1934. A célula de pressão confinante era um cilindro transparente para que a ruptura da amostra pudesse ser observada (Head, 1982).

Em 1943 este dispositivo foi substituído por uma máquina operada manualmente com direção hidráulica, utilizando-se o mesmo princípio básico que é utilizado nas máquinas de

tensão controlada atualmente. Estas máquinas antigas eram utilizadas quase que somente para ensaios rápidos não drenados, mas por volta de 1948, unidades de controle de alta velocidade foram colocadas no lugar para que os testes de longa duração pudessem ser realizados. Máquinas e células maiores foram desenvolvidas a fim de acomodar amostras de diâmetro maiores, e o modelo das células de vários tamanhos foi aperfeiçoado para proporcionar uma vedação positiva e facilitar o manuseio (Head, 1982).

Atualmente as células triaxiais comumente utilizadas possuem paredes de resinas termoplásticas e estão disponíveis para amostras de 35 a 100 mm de diâmetro. Células de aço para altas pressões confinantes e para amostras de diâmetro variando entre 250 e 500 mm também podem ser obtidas. Segundo Head (1982), células muito largas, para amostras de 1 metro de diâmetro, podem ser especialmente construídas onde houver necessidade, por exemplo, para ensaios em rochas utilizadas em enrocamentos.

#### 2.10.1.1.2 Princípios

O ensaio de compressão triaxial é um dos métodos disponíveis mais confiáveis para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. É amplamente utilizado para ensaios de pesquisa. Um esquema do ensaio é ilustrado na Figura 2.9.

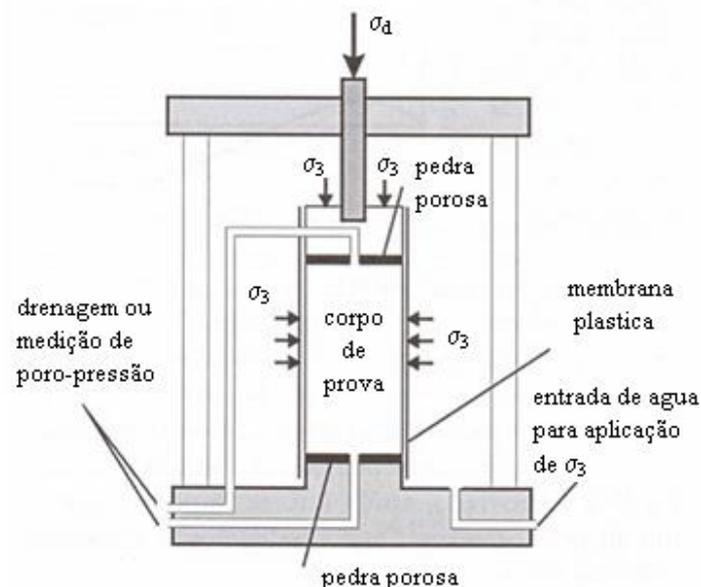


Figura 2.9 Esquema do ensaio triaxial

Nesse ensaio as amostras possuem uma relação altura:diâmetro de 2:1, na prática inglesa, enquanto que a relação 3:1 é permitida na ASTM Standards. Se a relação é muito

menor que 2:1, os resultados podem ser influenciados pela restrição das extremidades, a menos que sejam utilizadas “extremidades livres”. Se a relação for maior que 3:1, instabilidade na direção da deformação pode ocorrer e a amostra não rompe na compressão verdadeira (Head, 1982).

O corpo de prova cilíndrico é envolvido por uma membrana de borracha e colocado dentro de uma câmara cilíndrica que é normalmente preenchida com água. O corpo de prova está sujeito a um aumento contínuo de carregamento axial até que ocorra ruptura. No ensaio não confinado, o carregamento axial é a única força ou tensão aplicada. No ensaio triaxial, o corpo de prova é primeiramente sujeito a uma pressão confinante ao seu redor, que é mantida constante, enquanto o carregamento axial é aumentado (Head, 1982).

A tensão axial é aplicada por meio de uma haste de carregamento vertical (chamada de tensão desviadora). Essa tensão pode ser aplicada de duas formas (Das, 2007):

- Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até que o corpo de prova rompa;
- Aplicação da deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica. Esse é um ensaio de deformação controlada.

A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a uma dada deformação axial é medida por uma célula de carga fixada à haste. As conexões para se medir a drenagem interna ou externa ao corpo de prova ou para se medir a poro-pressão (de acordo com as condições do ensaio) também são fornecidas.

O princípio básico do ensaio consiste em fazer crescer a tensão desviadora ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ) até que ocorra a ruptura do corpo de prova, mantendo-se constante a pressão hidrostática ( $\sigma_3$ ). A aplicação do acréscimo de tensão axial ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) se faz a uma velocidade de deformação constante. Ao final do ensaio traça-se a curva tensão desviadora versus deformação específica, onde se pode identificar um valor máximo de  $\sigma_d$ . Esse valor somado a  $\sigma_3$  fornece a tensão principal  $\sigma_1$  aplicada ao corpo de prova no momento da ruptura.

São realizados de três a quatro ensaios sobre corpos de prova idênticos com pressões hidrostáticas diferentes, determinando as tensões principais na ruptura. Com os pares de tensões principais, traça-se os círculos de Mohr correspondentes a cada um dos estados de tensões dos corpos de prova na ruptura. A literatura mostra que pode-se traçar uma envoltória a estes círculos, que pode ser considerada, em primeira aproximação, como uma reta. Esta reta é chamada de envoltória de ruptura e é caracterizada pelos parâmetros  $c$  e  $\phi$ .

A ruptura normalmente implica na condição em que a amostra não pode sustentar qualquer acréscimo de tensão, por exemplo, o ponto que oferece a máxima resistência para a

deformação em termos de tensão axial. Segundo Head (1982) três principais tipos de ruptura são identificados:

- Ruptura plástica: onde a amostra sofre abaulamento lateralmente como num molde cilíndrico, sem intensidade (Figura 2.10 a);
- Ruptura frágil: onde a amostra cisalha ao longo de uma ou mais superfícies bem definidas (Figura 2.10 b), e;
- Ruptura de modo intermediário: entre a ruptura plástica e a ruptura frágil (Figura 2.10 c).

O modo de ruptura é um aspecto significante na descrição das propriedades do solo.

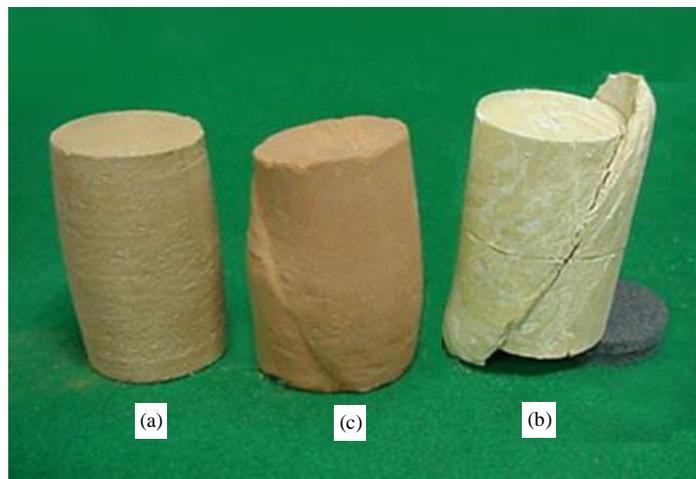


Figura 2.10 Tipos de ruptura: a) Ruptura plástica, b) Ruptura frágil, c) Ruptura intermediária.

São três os tipos-padrão de ensaios triaxiais geralmente realizados (Das, 2007):

- Ensaio consolidado drenado (ensaio CD);
- Ensaio consolidado não-drenado (ensaio CU), e;
- Ensaio não-consolidado não-drenado (ensaio UU).

#### a) Ensaio Triaxial Consolidado Drenado (CD)

No ensaio CD, o corpo de prova saturado é submetido primeiro a uma pressão de confinamento em toda sua volta ( $\sigma_3$ ), por compressão do fluido da câmara. A medida que a pressão de confinamento é aplicada, a poro-pressão do corpo de prova aumenta. Esse aumento na poro-pressão pode ser expresso como um parâmetro adimensional (Equação 2.10):

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (2.10)$$

Onde:

B = Parâmetro de poro-pressão de Skempton para ensaio CD;

$u_c$  = Poro-pressão do corpo de prova devido a  $\sigma_3$ ;

$\sigma_3$  = tensão confinante.

Segundo Das (2007), para os solos moles saturados, B é aproximadamente igual a 1; entretanto, para solos rígidos saturados, a magnitude de B pode ser inferior a 1.

Se a conexão para a drenagem estiver aberta, ocorre a dissipação do excesso de poro-pressão, e, portanto, o adensamento, ocorrerá. Com o tempo, u será igual a 0. Em solo saturado, a variação no volume do corpo de prova que ocorre durante o adensamento pode ser obtida do volume da água drenada dos poros. Depois a tensão desviadora no corpo de prova é aumentada muito lentamente. A conexão de drenagem é mantida aberta e a taxa lenta de aplicação da tensão desviadora permite a completa dissipação de qualquer poro-pressão que tenha se desenvolvido.

Como a poro pressão desenvolvida durante o ensaio é completamente dissipada, tem-se a tensão total efetiva de confinamento ( $\sigma'_3$ ) igual a  $\sigma_3$ . Logo, no momento da ruptura, a tensão total efetiva axial ( $\sigma'_1$ ) será igual a  $\sigma_1$ , que serão iguais a  $\sigma_3$  mais a tensão desviadora.

Vários ensaios em corpos de prova similares podem ser realizados por variações de pressão de confinamento. Com as tensões principais maior e menor na ruptura para cada ensaio, os círculos de Mohr podem ser desenhados e as envoltórias de ruptura (Mohr-Coulomb) podem ser obtidas (Figura 2.11).

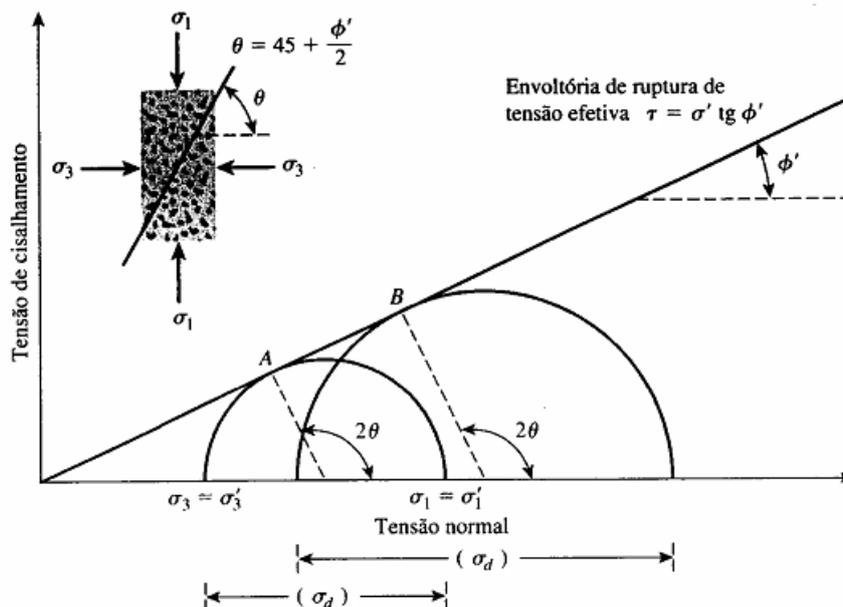


Figura 2.11 Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial consolidado drenado- solo não coesivo (Das, 2007 - modificado).

Segundo Das (2007), um ensaio triaxial consolidado drenado em um solo argiloso pode demorar vários dias para terminar. Essa duração é necessária porque a tensão desviadora deve ser aplicada muito lentamente para assegurar a drenagem plena do corpo de prova.

#### b) Ensaio Triaxial Consolidado Não-Drenado (CU)

O ensaio consolidado não-drenado é o tipo mais comum de ensaios triaxiais. Nesse ensaio, o corpo de prova saturado é primeiramente adensado por uma pressão de fluido na câmara da mesma forma do ensaio CD. Após a poro-pressão gerada pela aplicação da pressão de confinamento ser dissipada, a tensão desviadora no corpo de prova é aumentada para provocar a ruptura por cisalhamento. Durante essa fase do ensaio, a linha de drenagem do corpo de prova é mantida fechada. Como a drenagem não é permitida, a poro pressão aumentará. Durante o ensaio, medições simultâneas de tensão desviadora e poro-pressão são realizadas. O aumento da poro-pressão pode ser expresso de forma adimensional (Equação 2.11):

$$\bar{A} = \frac{u_d}{\sigma_d} \quad (2.11)$$

Onde:

$\bar{A}$  = Parâmetro de poro-pressão de Skempton para ensaio CU;

$u_d$  = Poro-pressão do corpo de prova devido a  $\sigma_d$ ;

$\sigma_d$  = Tensão Desviadora.

Diferentemente do ensaio CD, no ensaio CU as tensões principais, efetiva e total, não são as mesmas. Como a poro pressão no momento da ruptura é medida nesse ensaio, as tensões principais podem ser analisadas das seguintes maneiras:

- Tensão Principal maior total no momento da ruptura ( $\sigma_1$ ) expressa pela Equação 2.12:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + u \quad (2.12)$$

- Tensão Principal maior efetiva no momento da ruptura ( $\sigma'_1$ ) expressa pela Equação 2.13:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (2.13)$$

- Tensão Principal menor efetiva no momento da ruptura ( $\sigma'_3$ ) expressa pela Equação 2.14:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad (2.14)$$

Onde  $u$  em todas as equações é a poro-pressão medida no momento da ruptura.

Ensaio em vários corpos de prova similares com pressões de confinamento variando podem ser realizados para se determinar os parâmetros da resistência ao cisalhamento. A Figura 2.12 mostra os círculos de Mohr da tensão efetiva e total no momento da ruptura, obtidos dos ensaios triaxiais consolidados não drenados.

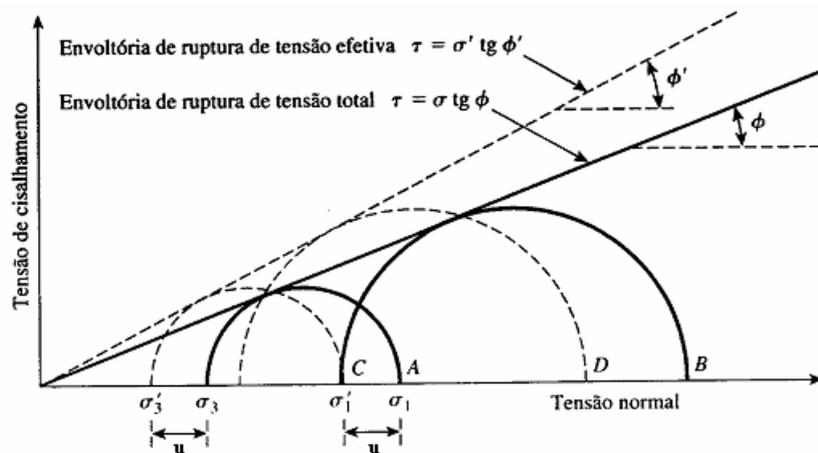


Figura 2.12 Envoltória de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio triaxial consolidado não-drenado – solo não coesivo (Das, 2007 - modificado).

Verifica-se na Figura 2.12 que A e B são dois círculos de Mohr da tensão total obtidos a partir de dois ensaios, C e D são círculos de Mohr da tensão efetiva correspondentes aos círculos da tensão total A e B, respectivamente.

É importante se destacar que os diâmetros dos círculos A e C são os mesmos; de maneira similar, os diâmetros dos círculos B e D são os mesmos. Desse princípio pode-se escrever que (Equação 2.15):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.15)$$

### c) Ensaio Triaxial Não-Consolidado Não-Drenado (UU)

Em ensaios não-consolidados não-drenados, a drenagem do corpo de prova não é permitida durante a aplicação da pressão confinante ( $\sigma_3$ ). O corpo de prova do ensaio é cisalhado até a ruptura pela aplicação da tensão desviadora ( $\sigma_d$ ), e a drenagem é impedida. Como a drenagem não é permitida em nenhum estágio, o ensaio pode ser realizado rapidamente. Por causa da aplicação da pressão confinante na câmara, a poro pressão do corpo de prova devido a esta confinante ( $u_c$ ), aumentará. Também ocorrerá um aumento adicional da poro-pressão devido a aplicação da tensão desviadora ( $u_d$ ). Portanto a poro-pressão total ( $u$ ) em um ensaio UU em qualquer estágio da aplicação da tensão desviadora pode ser dada pela Equação 2.16

$$u = u_c + u_d \quad (2.16)$$

Nos ensaios UU a aplicação dos esforços com a válvula de drenagem fechada provoca uma recuperação do índice de vazios que a amostra tinha em seu estado natural. Portanto a amostra apresentaria a resistência ao cisalhamento que teria em campo, sem incorporar qualquer acréscimo das tensões efetivas. Assim a resistência ao cisalhamento poderia ser expressa em termos de tensões totais.

#### *2.10.1.1.3 Vantagens e Limitações*

Enquanto os procedimentos de cisalhamento direto utilizando a caixa cisalhante fornecem um significado relativamente simples da medida da tensão de cisalhamento, sabe-se que eles possuem várias limitações. Por outro lado, os testes de compressão triaxial são satisfatórios para a maioria dos solos onde é possível o preparo de amostras indeformadas. Segundo Head (1982), diversos tipos de solos compactados também podem ser ensaiados. Amostras de solos não coesivos como as areias podem ser difíceis de se preparar e eles são mais convenientemente testados no equipamento de cisalhamento direto. Solos contendo partículas com tamanho de pedregulhos requerem amostras de grandes diâmetros e o mesmo se aplica a solos, tais como argilas rijas fissuradas, que possuem descontinuidade ou alguma outra superfície de fragilidade potencial; e solos não homogêneos.

Algumas das vantagens dos ensaios de compressão triaxial em amostras cilíndricas sobre ensaio de cisalhamento direto são descritas por Head (1982):

- A amostra não é forçada a romper em um plano de superfície pré-determinado, mas a ruptura pode ocorrer em qualquer superfície;
- Conseqüentemente, o ensaio de compressão triaxial pode revelar uma fragilidade em uma superfície, relativa a alguma característica natural da estrutura do solo;
- As amostras podem ser orientadas, se necessário, para favorecer a ocorrência da ruptura ao longo de uma superfície característica, mas sem imposição de restrição;
- As tensões que são aplicadas em um ensaio de compressão triaxial são uma aproximação mais fiel ao que acontece no campo do que as condições impostas a um ensaio de cisalhamento direto;
- As tensões aplicadas são as tensões principais e é possível um maior controle das tensões e taxas de deformação;
- As condições de drenagem durante o ensaio e a variação das condições do ensaio são possíveis. Por exemplo, no ensaio não drenado, a amostra é completamente fechada e

lacrada de forma que a drenagem é impedida positivamente para todos os tipos de solo.

Head (1982) também destaca algumas limitações dos ensaios de compressão triaxial:

- Em argilas altamente fissuradas, o tamanho das amostras ensaiadas podem ter uma influência considerável na tensão medida.
- Ensaios em amostras de pequeno diâmetro fornecem altas tensões irreais e ensaios em amostras de 100 mm de diâmetro podem fornecer tensões maiores do que as medidas em campo.

Para obter resultados reais, as amostras devem ser grandes o bastante para permitir que a estrutura do solo, fissuras particulares e outras descontinuidades, sejam representadas adequadamente (Skempton e La Rochelle, 1965 *apud* Head, 1982).

#### 2.10.1.2 Ensaio Triaxial tipo $k_0$

Em qualquer ponto de um depósito de solo, seja solo natural ou um aterro, a tensão horizontal efetiva ( $\sigma'_h$ ) é normalmente diferente da tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v$ ). A relação entre essas tensões é conhecida como “coeficiente de tensão lateral” ( $k$ ).

A condição de maior interesse é, normalmente, quando não ocorre deformação lateral no solo, conhecida como condição de “empuxo no repouso”. A relação de tensões  $k$  é então referida como sendo “coeficiente de empuxo em repouso” ( $k_0$ ), definida pela Equação 2.17.

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.17)$$

Onde:

$k_0$  = coeficiente de empuxo em repouso;

$\sigma'_h$  = tensão horizontal efetiva;

$\sigma'_v$  = tensão vertical efetiva.

O valor do  $k_0$  para uma amostra de solo pode ser determinado sob condições drenadas e não drenadas. Os ensaios sob condições não drenadas são utilizados pra solos parcialmente saturados, geralmente em amostras recompostadas de materiais de aterro. Os valores do parâmetro de poro-pressão ( $\bar{B}$ ), e o coeficiente de compressibilidade ( $m_v$ ) sob compressão unidimensional, podem ser obtidos deste ensaio. Desde que não haja fluxo de água ou

deformação lateral, a equalização da poro-pressão no interior das amostras ocorre mais rapidamente do que em ensaios de compressão triaxial não drenados convencionais. Amostras maiores podem, portanto, serem utilizadas sem a necessidade de estender o ensaio por um longo período.

Os ensaios drenados podem ser realizados em amostras saturadas e parcialmente saturadas para obter o valor do  $k_0$  durante a consolidação. Uma contrapressão pode ser aplicada na amostra, se necessário. O valor de  $m_v$  pode, também, ser determinado. Ensaios drenados em amostras com baixa permeabilidade são, necessariamente, lentos e alguma forma de controle automatizado é desejável. Entretanto, ensaios em solos mais permeáveis como siltes e areias fornecem resultados que são difíceis de se obter por outros meios com uma precisão razoável, e podem usualmente serem realizados por operação manual.

Um método indireto do ensaio aplicável a argilas normalmente adensadas é descrito por Poulos e Davis (1972) *apud* Head (1986).

## 2.11 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorrem a ruptura dos materiais. Existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros se referem às máximas deformações. Outros, ainda, consideram a energia de deformação. Um critério é satisfatório na medida em que reflete o comportamento do material em consideração (Pinto, 2002).

### 2.11.1 Critérios de Ruptura de Mohr-Coulomb

Segundo Pinto (2002), dentre os diversos critérios de ruptura existentes na Mecânica dos Solos, os que melhor representam o comportamento dos solos são os critérios de ruptura propostos por Mohr (Figura 2.13 b) e por Coulomb (Figura 2.13 a).

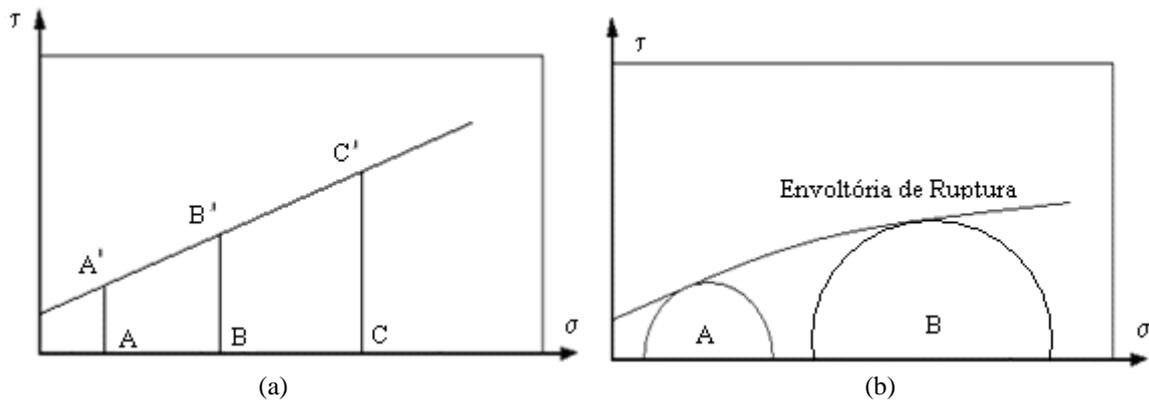


Figura 2.13 Representação dos critérios de ruptura: a) Coulomb; b) Mohr (Pinto, 2002 – modificado).

O critério de ruptura de Coulomb define que não há ruptura se a tensão cisalhante não ultrapassar o valor dado pela expressão de resistência ao cisalhamento (Equação 2.18).

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \phi \quad (2.18)$$

Onde:

$\tau$  = tensão cisalhante;

$c$  = coesão real;

$\sigma$  = tensão normal;

$u$  = poro pressão;

$\phi$  = ângulo de atrito interno.

Por outro lado o critério de ruptura de Mohr define que não há ruptura enquanto o círculo de Mohr representativo do estado de tensões do solo se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material.

Envoltórias curvas são de difícil explicação. Por esta razão, as envoltórias de Mohr são freqüentemente substituídas por retas que melhor se ajustam a envoltória.

Verifica-se na Figura 2.13 que ao se transformar a curva do critério de ruptura de Mohr em uma reta, tem-se que o critério de Mohr fica análogo ao critério de Coulomb. Daí a conceituação técnica critério de Mohr-Coulomb.

### 2.11.2 Análise a Trajetórias de Tensões

A representação gráfica dos diferentes estados de tensões a que pode estar submetido um elemento no interior de uma massa de solo, pode ser feita simplificada quando se utiliza o conceito de “caminho de tensões” (Henkel, 1960 e Lambe, 1967 *apud* Lins, 1980).

Define-se genericamente o caminho de tensões como a linha que une diferentes pontos num gráfico de tensões. Os caminhos de tensões mais utilizados na Mecânica dos Solos, devido a Lambe (1967) *apud* Lins (1980), são os correspondentes ao lugar geométrico dos pontos de máximas tensões cisalhantes sofridas por um elemento de solo quando submetido a diferentes estados de tensões.

A Figura 2.14 apresenta diversos caminhos de tensões efetivas típicas em ensaios triaxiais de compressão consolidados não drenados em argilas com diferentes histórias de tensões (Ladd, 1971 *apud* Lins, 1980).

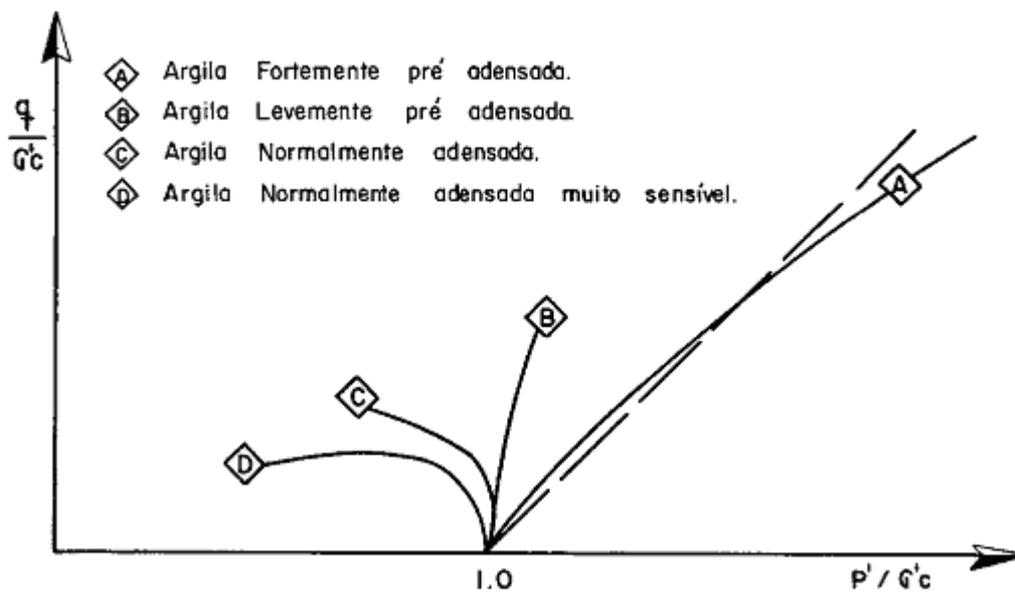


Figura 2.14 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Ladd, 1971 *apud* Lins, 1980).

Pelo método do caminho de tensões pode-se também obter os parâmetros  $c'$  e  $\phi'$  do solo, como indicado na Figura 2.15.

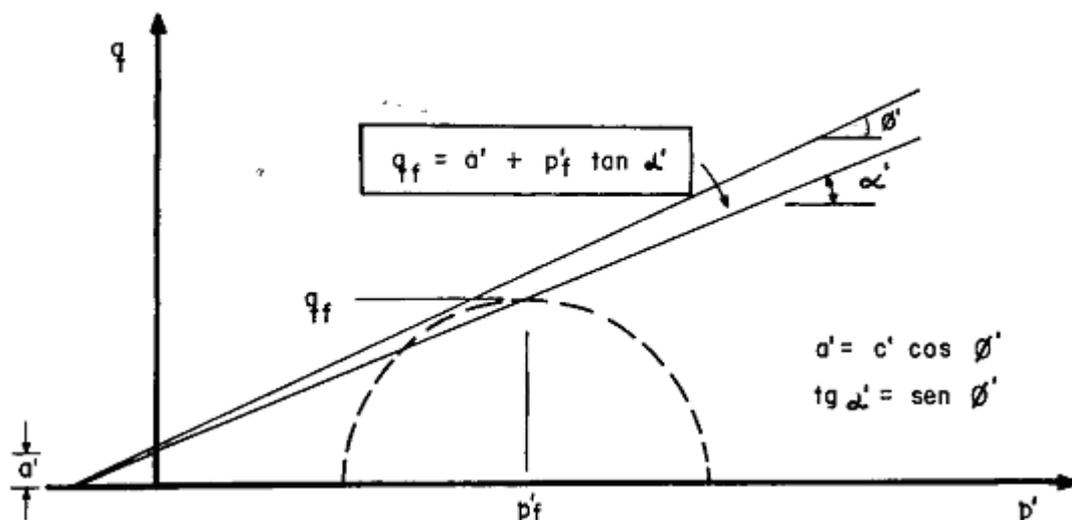


Figura 2.15 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Lins, 1980).

## 2.12 ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

O comportamento tensão-deformação de qualquer tipo de solo depende de diferentes fatores, incluindo densidade, umidade, estrutura, condições de drenagem, condições de deformação (deformação plana, triaxial), duração do carregamento, história de tensões, pressão confinante e tensão cisalhante.

Os modelos constitutivos têm a função de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão x deformação de um determinado material. Dependendo do material, este comportamento pode ser distinto (elástico linear, não linear e elastoplástico, elástico não linear, elástico perfeitamente plástico, rígido plástico).

O modelo hiperbólico é classificado na categoria de elástico e não linear. A grande vantagem deste modelo está na sua generalidade. O modelo pode ser usado para representar curvas  $\sigma$  x  $\epsilon$  de solos que podem variar desde argilas, areias até pedregulhos. Pode ainda ser usado para análises em termos drenado ou não drenado.

O modelo hiperbólico leva em conta características do comportamento dos solos como não-linearidade e influência da tensão de confinamento. Por outro lado, características como dilatância e influência da tensão principal intermediária não são consideradas. Essa última limitação faz com que o modelo apresente o mesmo comportamento em trajetórias de compressão, tração ou estado de deformação plana.

Kondner (1963) mostrou que as curvas tensão-deformação não lineares de argila e areia podem ser aproximadas por uma hipérbole, com uma certa precisão. A Equação 2.19 representa a equação proposta pelo autor.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (2.19)$$

Onde:

$\sigma_1$  e  $\sigma_3$  = maior e menor tensão principal;

$\varepsilon$  = deformação axial;

a e b = constantes cujos valores podem ser determinado experimentalmente.

Ambas as constantes (a e b) tem seu significado físico visualizado facilmente. Na Figura 2.16 a, verifica-se que a é o inverso do módulo tangente inicial,  $E_i$ , e b é o inverso do valor assintótico da diferença de tensão que a curva tensão-deformação se aproxima no infinito,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ .

Kondner (1963) mostrou que os valores dos coeficientes a e b podem ser determinados mais facilmente se os dados de tensão-deformação forem plotados em eixos transformados (Figura 2.16 b), quando a Equação 2.19 é reescrita. Duncan e Chang (1970) reescreveram a equação da hipérbole e obtiveram a Equação 2.20.

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\varepsilon \quad (2.20)$$

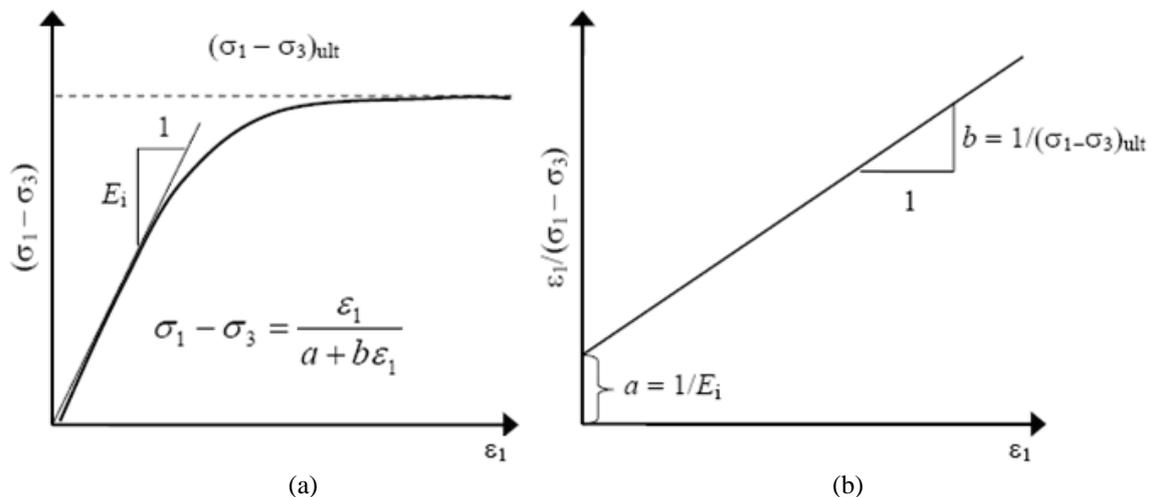


Figura 2.16 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (Duncan e Chang, 1970 - modificado).

Plotando os dados tensão-deformação na forma mostrada na Figura 2.16 b, é fácil determinar os valores dos parâmetros a e b correspondentes ao melhor ajuste entre a hipérbole (reta na Figura 2.16 b) e os dados do ensaio.

A representação hiperbólica das curvas tensão-deformação desenvolvidas por Kondner tem sido aprovada por ser um meio útil e conveniente de representação da não linearidade do comportamento tensão-deformação dos solos.

Segundo Duncan e Chang (1970) foi constatado que o módulo tangente inicial e a resistência a compressão dos solos alteram com a tensão confinante empregada nos ensaios, exceto para ensaios UU em solos saturados. De acordo com resultados experimentais obtidos por Janbu (1963), a variação de  $E_i$  com a tensão confinante pode ser expressa pela Equação 2.21.

$$E_i = K.Pa.\left(\frac{\sigma_3}{Pa}\right)^n \quad (2.21)$$

Onde:

$E_i$  = módulo tangente inicial;

$\sigma_3$  = tensão principal menor;

$Pa$  = pressão atmosférica expressa na mesma unidade que  $E_i$  e  $\sigma_3$ ;

$K$  = módulo numérico;

$n$  = expoente que determina o índice de variação de  $E_i$  com  $\sigma_3$ .

A função da pressão atmosférica é possibilitar a transformação de unidades, já que os valores de  $K$  e  $n$  independem da unidade adotada. Os valores de  $K$  e  $n$  podem ser determinados plotando os valores de  $E_i/Pa$  por  $\sigma_3/Pa$  em escala log-log e interpolando uma reta aos pontos (Figura 2.17).

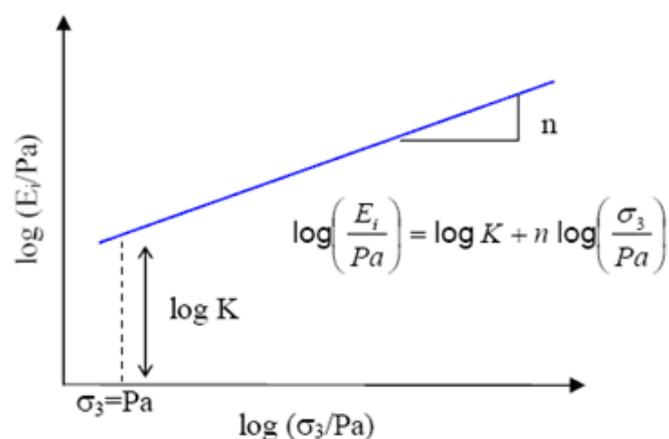


Figura 2.17 Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (Duncan e Chang, 1970 - modificado)

## 2.13 MODELOS CONSTITUTIVOS ELASTOPLÁSTICOS

O comportamento de um material elástico pode ser descrito por generalizações da Lei de Hooke: as tensões são unicamente determinadas pelas deformações; isto é, existe uma relação de proporcionalidade entre tensão e deformação. Desta forma, uma relação pode ser linear ou não linear, mas a característica básica é que a aplicação e a mudança de um carregamento deixa o material na mesma condição inicial e nenhuma energia é dissipada.

Para muitos materiais a resposta tensão-deformação não pode ser concentrada em uma única relação; muitos estados de deformação podem corresponder a um único estado de tensão e vice-versa. Por exemplo, o primeiro carregamento de um fio de cobre temperado em uma tensão comum pode seguir uma trajetória tensão-deformação curva que não retorna a condição inicial quando do descarregamento, mas o fio permanece com uma deformação permanente mesmo após esse descarregamento. Se o fio é recarregado com cargas menores do que a máxima aplicada anteriormente, então uma resposta elástica é observada, isto é, há uma relação de proporcionalidade entre tensão e deformação. Assim que esta carga máxima é excedida, a descrição de resposta elástica não possui mais aplicação e o descarregamento de altas tensões deixa o fio com uma deformação permanente adicional (Wood, 1990).

Em princípio, o recarregamento do fio de cobre até e acima da máxima carga aplicada anteriormente pode ser modelado com uma descrição não linear - elástica do comportamento. Desta maneira, o exemplo de comportamento pode ser descrito usando um modelo elastoplástico.

A dificuldade de se definir um limite preciso entre a zona de deformações elásticas e plásticas é um fato importante para o estudo do comportamento dos solos. Para os solos, a definição dos pontos de plastificação não ocorre de maneira tão imediata quanto para os metais, envolvendo grande subjetividade na sua determinação (Reis, 2004). Devido a estas dificuldades, diferentes procedimentos têm sido adotados na definição de superfícies de plastificação para solos.

A partir da teoria da plasticidade aplicada à mecânica dos solos saturados, Roscoe *et al.* (1958) desenvolveu a teoria dos estados críticos, que tece uma condição de estado último no qual, mesmo para um contínuo processo de cisalhamento, não há qualquer mudança de volume ou das tensões efetivas (Wood, 1990).

Em termos de comportamento mecânico (resistência e deformabilidade), o padrão de resposta do solo anterior ao estado crítico depende do nível de adensamento e do grau de compacidade do solo. Para solos pré-adensados e densos, o estado crítico é precedido por

aumento de volume (dilatância) e diminuição da resistência pós-pico. Por outro lado, para solos normalmente adensados e fofos, esta condição limite é precedida por uma redução de volume e aumento gradual da resistência (Ortigão, 1993). A Figura 2.18 ilustra esses dois aspectos do comportamento mecânico.

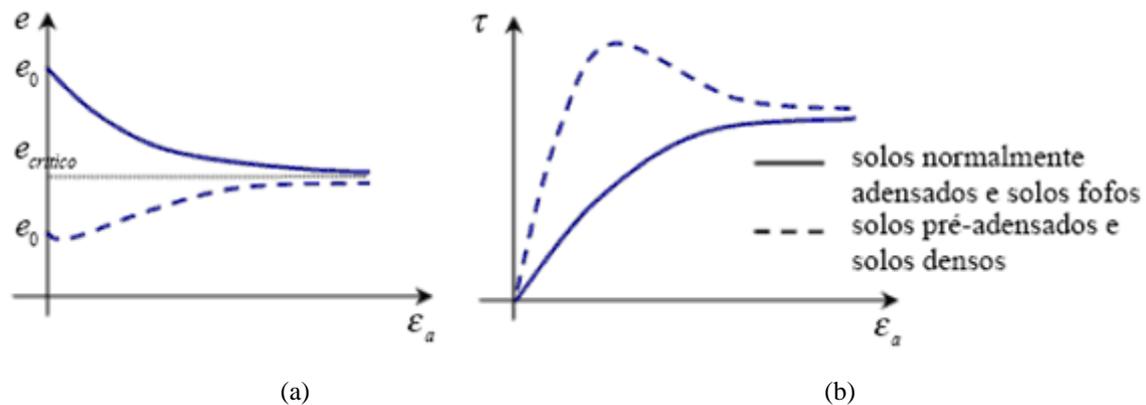


Figura 2.18 Padrão de comportamento de solos pré-adensados, normalmente adensados, densos e fofos antes e no estado crítico para: a) Índice de vazios versus deformação axial, b) tensão de cisalhamento versus deformação axial.

O conceito de estado crítico pode ser interpretado, também, em um espaço tridimensional constituído dos invariantes de tensão  $p'$  e  $q'$  e do índice de vazios. Neste espaço foi definida uma superfície denominada superfície limite de estado, que delimita o domínio elástico do solo, e uma curva denominada linha de estados críticos (CSL – *Critical State Line*), que representa o lugar geométrico dos pontos de ruptura.

Nos últimos anos, a teoria dos estados críticos vem sendo aplicada na interpretação do comportamento mecânico de solos não saturados. Vários autores têm obtido sucesso no uso dessa teoria e diversos modelos têm sido propostos (Alonso et al., 1987, 1990; Axelsson et al., 1989; Toll, 1990; Maâtouk et al., 1995; Wheeler & Sivakumar, 1995; Adams & Wulfsohn, 1998; Wang et al., 2002, entre outros).

### 2.13.1 Modelo Cam-Clay

O modelo Cam-Clay foi desenvolvido com base nos fundamentos das relações elastoplásticas e da teoria dos estados críticos. É o modelo mais difundido na atualidade para a caracterização do comportamento tensão-deformação de solos sujeitos a estados axissimétricos de tensão. Inicialmente proposto por Roscoe *et al.* (1963) para solos saturados normalmente adensados a levemente pré-adensados, o modelo Cam-Clay sofreu alterações

por Roscoe & Burland (1968) na forma da superfície de plastificação, na expressão do trabalho plástico e, conseqüentemente, na lei de fluxo, passando a ser denominado Cam-Clay modificado (Wood, 1990). A Figura 2.19 apresenta as principais diferenças entre os modelos.

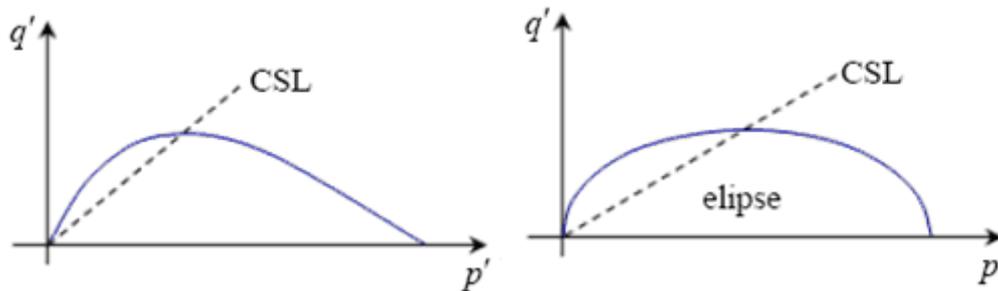


Figura 2.19 Superfícies de plastificação: a) Modelo Cam-Clay original, b) Modelo Cam-Clay modificado (Pinheiro, 2004).

No modelo Cam-Clay, a lei de fluxo é associada, logo, a função potencial plástica é idêntica à função de plastificação. As relações tensão-deformação envolvem quatro parâmetros característicos do material:  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $M$  e  $G'$ . Segundo Pinheiro (2004), o critério de ruptura é baseado na teoria dos estados críticos e afirma que o solo rompe quando a razão  $q' / p'$  atinge um valor constante igual à inclinação da linha de estados críticos.

Desde a sua concepção inicial, o modelo Cam-Clay vem sofrendo diversas adaptações. As mais recentes referem-se à inclusão da sucção matricial nas formulações, objetivando descrever o comportamento mecânico de solos não saturados.

Camapum de Carvalho (1985) estudou o comportamento mecânico de um solo calcáreo compactado, na França. O autor realizou ensaios de cisalhamento direto e triaxiais segundo diferentes trajetórias de tensões e concluiu que o comportamento mecânico deste solo pode ser modelado por uma curva de estado limite, segundo a teoria de Cambridge.

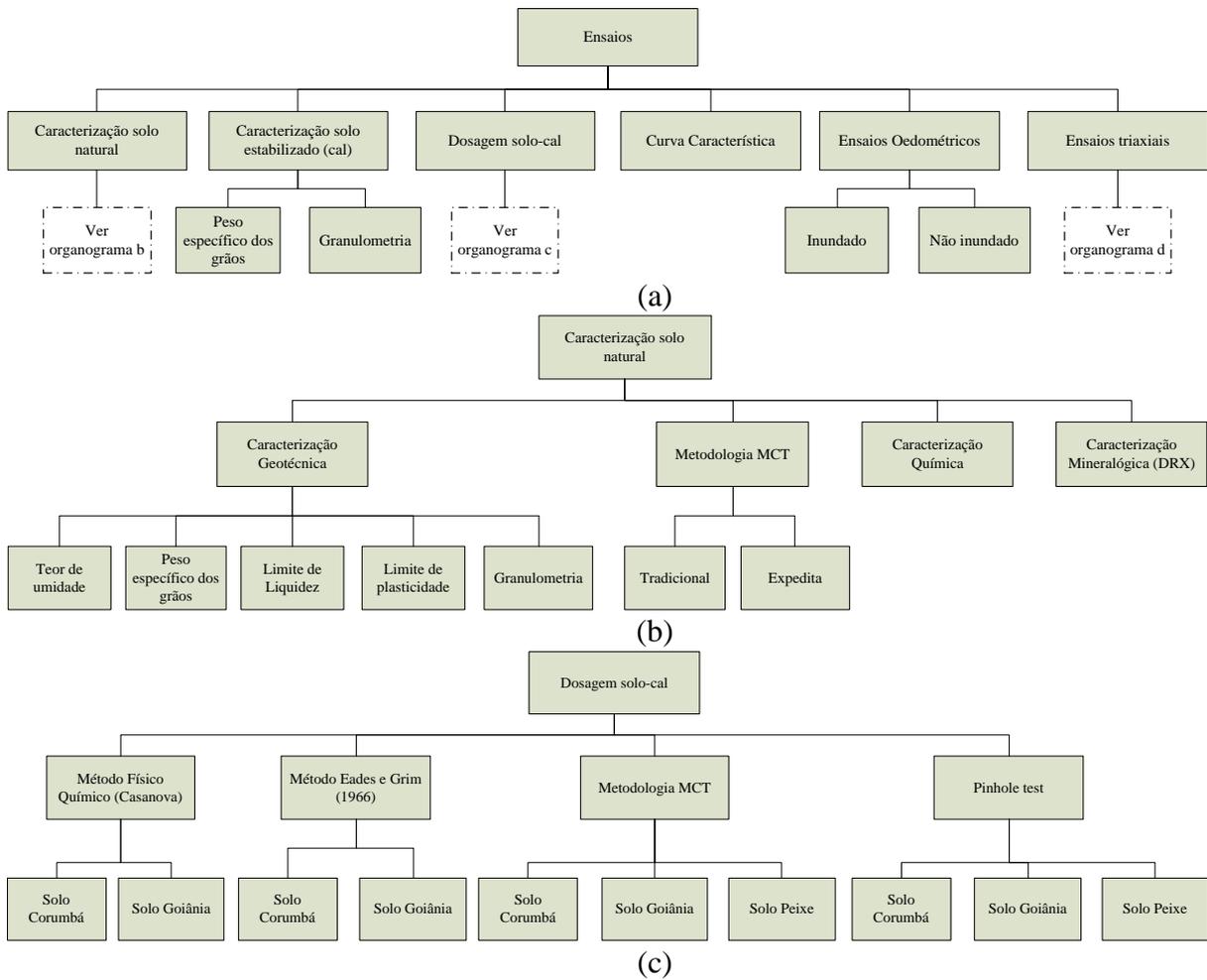
Leroueil (1997) estudando solos naturais estruturados afirma que os conceitos de estados críticos e estado limite, inicialmente desenvolvidos pela Universidade de Cambridge, são ferramentas poderosas para o entendimento e a análise do comportamento desses solos, saturados ou não. Entretanto, o autor afirma que outros fatores além do índice de vazios e o histórico de tensões devem ser considerados para se ter um bom entendimento. Dentre esses fatores ele destaca a anisotropia, a estrutura e a saturação parcial.

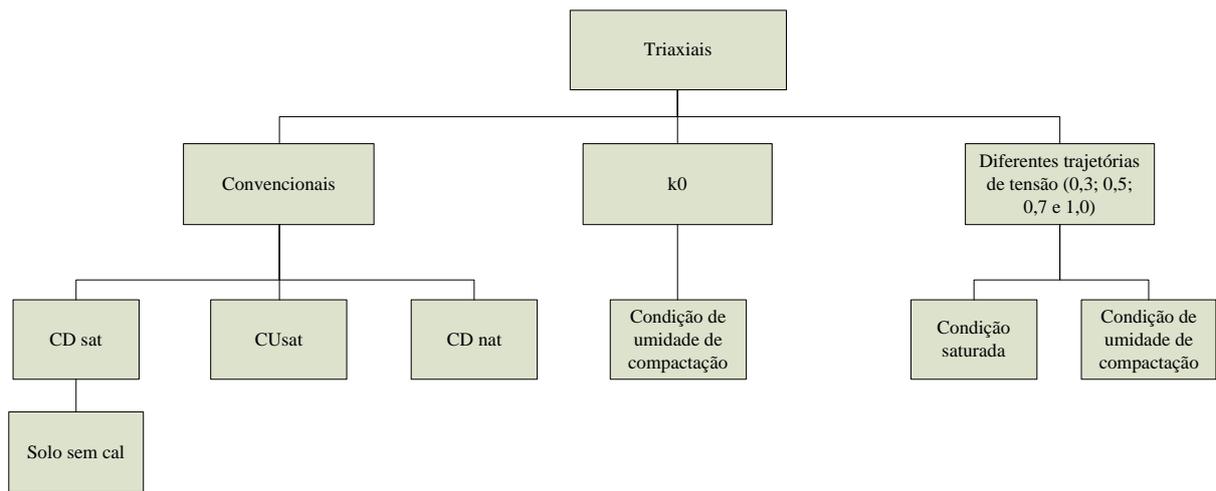
Reis (2004) estudou o comportamento tensão-deformação de um solo residual de gnaiss jovem, pertencente a um perfil típico da cidade de Viçosa, Minas Gerais. O autor realizou ensaios de compressão triaxial realizados em corpos de prova não saturados e

saturados, estes sujeitos a diferentes direções de cisalhamento, e distintas trajetórias de tensão. Ele concluiu que curva de plastificação do solo pode ser representada razoavelmente bem pela curva adotada nos modelos derivados da mecânica dos solos dos estados críticos (Cam-Clay modificado).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritas as principais informações dos solos utilizados e é apresentada de forma sucinta a metodologia utilizada nos ensaios de caracterização geotécnica, metodologia MCT, ensaios químicos e mineralógicos e de forma mais detalhada a metodologia utilizada para obtenção das curvas características, dosagem dos materiais e para a execução dos ensaios oedométricos e triaxiais. A Figura 3.1 apresenta um organograma dos ensaios realizados durante a pesquisa.





(d)

Figura 3.1 Organograma dos ensaios.

### 3.1 SOLOS UTILIZADOS

Na seleção dos solos que foram utilizados na pesquisa teve-se a preocupação de utilizar três solos de comportamento distintos, uma argila arenosa altamente intemperizada, característica da região de Goiânia, uma areia siltosa com baixo grau de intemperização proveniente da Usina Hidrelétrica (UHE) de Corumbá e uma areia argilosa, proveniente do Aproveitamento Hidrelétrico de Peixe Angical.

#### 3.1.1 Solo Proveniente da UHE Corumbá

A amostra aqui denominada como “solo Corumbá” foi coletada na área de empréstimo “A” da UHE Corumbá e corresponde ao material que estava subjacente ao solo coluvionar. São solos residuais de micaxisto. A Usina Hidrelétrica de Corumbá é localizada no rio Corumbá, distante a 35 km da cidade de Caldas Novas (GO) e cerca de 200 km de Goiânia (GO). A Usina é composta por uma barragem de enrocamento com núcleo de impermeabilização em solo e pelas estruturas de concreto do vertedouro, da tomada d’água e da casa de força, localizado na margem direita (Memória Geotécnica, 1997).

A Figura 3.2 apresenta o aspecto visual da amostra.



Figura 3.2 Aspecto visual da amostra - Solo Corumbá.

### **3.1.2 Solo Goiânia**

A amostra denominada como “solo Goiânia” foi coletada na área da Central de Abastecimento de Goiás S.A (CEASA) a uma profundidade que variou de 0,5m a 2,5 m e consiste de um material fino, de cor avermelhada, intemperizado, com característica típica de solos lateríticos. A Figura 3.3 apresenta o aspecto visual da amostra.



Figura 3.3 Aspecto visual da amostra - Solo Goiânia.

### **3.1.3 Solo Proveniente do AHE Peixe**

O Aproveitamento Hidrelétrico de Peixe Angical está localizado na divisa dos municípios de Peixe e São Salvador do Tocantins, no estado de Tocantins.

A amostra em estudo consiste em uma areia aluvionar, designada de “solo Peixe”, foi coletada em Dezembro de 2006, quando o AHE Peixe Angical já estava em funcionamento. Como as principais áreas de empréstimo se encontravam submersas após o enchimento do reservatório, optou-se por coletar o material na margem esquerda do rio, à jusante da

barragem, entre as estacas E110 e E120. Uma amostra de areia proveniente da sub-área 2 foi estudada por Jacintho (2005), estes são solos não plásticos, descartados para fins de impermeabilização. A Figura 3.4 apresenta o aspecto visual da amostra.



Figura 3.4 Aspecto visual da amostra - Solo Peixe.

### 3.2 CAL UTILIZADA

A cal utilizada foi do tipo calcítica hidratada (CH-I) da marca Neve, que segundo o fabricante atende as características estabelecidas pela NBR 7175 (ABNT, 2003), apresentadas nas Tabelas 3.1 e 3.2.

A cal utilizada é a mais fina, possui maior retenção de água, incorpora maior teor de areia, e possui menor teor de óxidos de cálcio e magnésio livres do que as cales CH-II e CH-III disponíveis no mercado (Silva, 2006).

Tabela 3.1 Exigências Químicas para Cal Hidratada – NBR 7175 (ABNT, 2003)

Compostos		Limites		
		CH-I	CH-II	CH-III
Anidro carbônico (CO <sub>2</sub> )	Na fábrica	≤ 5%	≤ 5%	≤ 13%
	No depósito	≤ 7%	≤ 7%	≤ 15%
Óxidos de cálcio e magnésio não hidratado calculado (CaO+MgO)		≤ 10%	≤ 15%	≤ 15%
Óxidos totais na base não-voláteis (CaO <sub>t</sub> +MgO <sub>t</sub> )		≥90%	≥88%	≥88%

Tabela 3.2 Exigências Físicas para Cal Hidratada – NBR 7175 (ABNT, 2003)

Compostos		Limites		
		CH-I	CH-II	CH-III
Finura (%retida acumulada)	Peneira 0,600mm	≤ 0,5%	≤ 0,5%	≤ 0,5%
	Peneira 0,075mm	≤ 10%	≤ 10%	≤ 15%
Retenção de água		≥75%	≥75%	≥70%
Incorporação de areia		≥3,0%	≥2,5%	≥2,2%
Estabilidade		Ausência de cavidades e protuberâncias		
Plasticidade		≥110%	≥110%	≥110%

### 3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Com o objetivo de conhecer as propriedades e classificar os solos, objeto da pesquisa, foram realizados ensaios de caracterização geotécnica, metodologia MCT, ensaios químicos e difração de Raios-X, para o solo sem estabilização. Para as misturas foram realizados os ensaios de granulometria e peso específico dos sólidos.

#### 3.3.1 Caracterização Geotécnica

Os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Solos do Departamento de Apoio e Controle Técnico de Furnas, localizado na cidade de Aparecida de Goiânia, GO. A metodologia empregada nos ensaios seguiu as especificações constantes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentadas a seguir. Antes da realização de cada ensaio, as amostras foram preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986 a), ou seja, foram realizadas as operações de secagem e destorroamento.

##### a) Umidade (w, %)

Realizado de acordo com a norma da ABNT, NBR 6457 (ABNT, 1986 a), calculando-se a média de três determinações por ponto.

##### b) Peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ , kN/m<sup>3</sup>)

O peso específico dos sólidos consiste na relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume, podendo este ser variável para cada solo, pois depende dos minerais constituintes e da porcentagem de ocorrência de cada um deles no solo.

Determinado pela média de três ensaios de acordo com a NBR 6508 e NBR 6458 (ABNT, 1984 a e 1984 b). O ensaio, quando pertinente, foi realizado em diferentes diâmetros: material passado na peneira N° 10 (2,0 mm), material entre as peneiras N° 10 (2,0 mm) e N° 4 (4,8 mm) e material retido na peneira N° 4 (4,8 mm).

Além da metodologia convencional, realizou-se o ensaio utilizando o equipamento ultra picnômetro para as amostras provenientes das misturas de estabilização e com o solo sem estabilização. Os ensaios seguiram os procedimentos dos laboratórios de Furnas. Esses ensaios foram realizados com o objetivo de verificar qual a influência do teor de cal nesses resultados e se a metodologia utilizada interferiria nos resultados, visto que o método do picnômetro utiliza água e o do ultra picnômetro utiliza pressão de gás.

c) Limite de liquidez pelo método de Casagrande ( $w_L$ , %)

Determinado graficamente, obtendo-se a reta interpolada por 5 pontos, de acordo com a norma de ensaio NBR 6459 (ABNT, 1984 c).

d) Limite de plasticidade ( $w_P$ , %)

Obtido executando-se 5 determinações, de acordo com a norma de ensaio NBR 7180 (ABNT, 1984 d).

e) Índice de plasticidade ( $I_P$ , %)

Obtido pela diferença entre  $w_L$  e  $w_P$ .

f) Índice de atividade ( $I_a$ )

Obtido a partir da equação de Skempton (Equação 3.1) (Barata, 1974).

$$I_a = \frac{I_p(\text{da fração menor que } 0,42 \text{ mm})}{\% < 2 \mu\text{m}(\text{na fração menor que } 0,42 \text{ mm})} \quad (3.1)$$

g) Granulometria

Determinada segundo os procedimentos da norma de ensaio NBR 7181 (ABNT, 1984 e). De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (1996) a realização de ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante em solos tropicais pode gerar diferenças muitas vezes substanciais. Assim, quando se realiza o ensaio de granulometria com o uso de defloculante, pode-se não obter a granulometria real do solo.

Devido a estas características optou-se pela realização de duas análises granulométricas por amostra de solo: uma com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outra apenas com água destilada, objetivando a análise da estabilidade estrutural das microconcreções.

Para as amostras estabilizadas, o material utilizado para o ensaio de granulometria foi preparado nas condições de compactação apresentadas no item 3.5, ou seja, foi adicionada água de compactação e o estabilizante à amostra, conforme tipo de mistura estabelecido.

### 3.3.2 Metodologia MCT

Com o objetivo de conhecer as propriedades referentes à laterização das amostras utilizadas, foram realizados ensaios da metodologia MCT tradicional (Mini-MCV e Mini-CBR e associados) e expedita (método das pastilhas) para a classificação e avaliação do comportamento mecânico do solo. A Tabela 3.3 apresenta as metodologias utilizadas na execução dos ensaios.

Tabela 3.3 Relação das Metodologias de Execução da Metodologia MCT.

Ensaio	Metodologia
Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão	DNER – ME 256/94
Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-MCV	DNER – ME 258/94
Método da Pastilha para Identificação Expedita do Grupo MCT	LENC 1997

Para realização dos ensaios do método da pastilha (identificação expedita MCT) além da metodologia apresentada na Tabela 3.3 foi utilizado o procedimento indicado por Nogami e Villibor (1994), nomeado Método de Identificação Expedita (4º aproximação).

#### 3.3.2.1 Classificação MCT tradicional (Mini-MCV e perda de massa por imersão)

A preparação das amostras foi efetuada de acordo com a norma DNER ME 258 (DNER, 1994 a), sendo que a amostra foi seca ao ar. A variação na faixa de umidade depende do tipo de solo, sendo descrito na Tabela 3.4 as faixas utilizadas. As amostras após a adição de água, correspondente à cinco pontos, foram colocadas em repouso em sacos plásticos por um período mínimo de 24 horas.

Tabela 3.4 Variação de Umidade Entre os Corpos-de-Prova.

Amostra	Solo Peixe	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Variação (%)	2	5	3

Os ensaios foram realizados com os equipamentos descritos na norma DNER ME 258 (DNER, 1994 a). Para efetuar a compactação foram necessários cinco moldes, funil, assentador, espátula, meia-cana, molde padrão e dois discos de polietileno (Figura 3.5).



Figura 3.5 Equipamento Utilizado no Ensaio de Mini-MCV.

A compactação iniciou-se pela amostra preparada com maior teor de umidade, sendo que em todos os corpos de prova foi utilizada uma quantidade pré-fixada de 200 g de solo. A compactação foi realizada posicionando o soquete do tipo leve sobre o solo do molde e executando o primeiro golpe, efetuando logo em seguida a leitura do extensômetro. Executaram-se golpes sucessivos e efetuaram-se leituras no extensômetro correspondente a seguinte série de golpes: 2, 3, 4, 6, 12, 16..., 4n. O processo foi interrompido quando a diferença de leituras obtida após 4n golpes e a obtida após n golpes foi menor que 2 mm, houve intensa exudação de água e o número de golpes atingiu 256. A Tabela 3.5 apresenta os critérios de parada utilizados nas amostras ensaiadas.

Após a compactação foi executado o ensaio de perda de massa por imersão (DNER, 1994 b).

Determinou-se o valor de  $P_i$  para cada teor de umidade utilizando a Equação 3.2 descrita a seguir. Quando a porção desprendida tiver forma de um cilindro, a sua massa seca em estufa deve ser multiplicada por 0,5; fato que não ocorreu em nenhuma das amostras ensaiadas.

Tabela 3.5 Critérios de Parada dos Ensaio de Compactação Mini-MCV das Amostras Ensaaiadas.

Critério de parada	Solo Peixe	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Diferença de leituras obtida após 4n golpes e a obtida após n golpes foi menor que 2 mm	3º, 4º e 5º pontos	2º, 3º, 4º e 5º pontos	2º, 3º, 4º e 5º pontos
Houve intensa exsudação de água	não	não	não
Número de golpes atingiu 256	1º e 2º ponto	1º ponto	1º ponto

$$P_i = \frac{(10 \times M_d \times A)}{M_s} \quad (3.2)$$

Onde:

P<sub>i</sub> = Perda de massa por imersão expressa em porcentagem;

M<sub>d</sub> = Massa de solo seco, da porção despreendida do corpo-de-prova em gramas;

A = Altura do corpo de prova em milímetros;

M<sub>s</sub> = Massa de solo seco do corpo-de-prova em gramas.

O valor do coeficiente P<sub>i</sub> para fins classificatórios foi obtido por interpolação gráfica, traçando-se a curva de variação de porcentagens de P<sub>i</sub> em função do Mini-MCV. O valor do P<sub>i</sub> é correspondente ao valor de Mini-MCV igual a 10 ou a 15, conforme se trate o solo de baixa ou elevada massa específica aparente, fixado de acordo com o seguinte: a baixa massa específica aparente ocorre quando a altura final do corpo de prova obtido para o Mini-MCV igual a 10 for superior a 48 mm. A massa específica aparente é elevada quando a altura do corpo-de-prova for inferior a 48 mm para o mesmo valor de Mini-MCV (Fortes, 2005).

Visando relacionar a umidade com os valores de MCV e perda de massa por imersão foram traçados gráficos relacionando estes índices. Segundo Fortes (2005) essa curva é utilizada para o controle de compactação e classificação MCT.

Obtido o valor de P<sub>i</sub> e d' pode-se calcular o índice e' com a Equação 3.3. Utilizando os coeficientes c' e o índice e' pode-se efetuar a classificação do solo ensaiado.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (3.3)$$

### 3.3.2.2 Classificação MCT expedita (método das pastilhas)

Nogami e Cozzolino (1985), *apud* Fortes (2005), propuseram inicialmente um procedimento expedito para atender a necessidade de identificação expedita de solos tropicais. Fortes (1990) em sua dissertação de mestrado apresentou uma proposta para o procedimento do ensaio e identificação dos grupos MCT, que corresponde a uma série de determinações rápidas e simples, baseadas em índices empíricos e determinações qualitativas.

Nogami e Villibor (1994) apresentaram simplificações no método, conseguindo obter a identificação dos grupos MCT através de um gráfico relacionando o valor da contração diametral com a penetração, denominada de 4ª aproximação. O ensaio de identificação expedita MCT foi executado utilizando este procedimento e o procedimento proposto pelo LENC (LENC 1997).

### 3.3.3 Caracterização Química

O conhecimento da composição química dos solos representa uma importante contribuição para entender o comportamento dos solos durante o processo de estabilização. Portanto, com o objetivo de conhecer a composição química dos solos objeto desta pesquisa, foram realizadas as análises químicas dos mesmos. As análises químicas foram realizadas pelo Laboratório de Análise de Solos Soloquímica, sendo determinados os teores de cálcio (Ca), magnésio (Mg), potássio (K), sódio (Na), alumínio (Al), fósforo (P), carbono orgânico (C), matéria orgânica (MO), pH em água, pH em KCl, capacidade de troca catiônica (valor T ou CTC), soma dos cátions trocáveis (valor S), saturação de alumínio (%Al) e saturação de bases (%V).

A caracterização química dos solos é prática comum na agronomia, sendo os ensaios realizados segundo as normas da Embrapa (1997). Os solos foram previamente secos ao ar e passados na peneira N°10 (2,0 mm), este processo é denominado na agronomia como TFSA (terra fina seca ao ar).

#### a) Capacidade de Troca Catiônica (CTC)

A Capacidade de Troca Catiônica (CTC) é definida como a quantidade de cátions necessária para neutralizar as cargas negativas, ou seja, é a capacidade que os solos possuem para reter cátions. A CTC depende do pH e da quantidade de cargas negativas presentes e é expressa em miliequivalentes por 100 gramas ou 100 ml de material.

Segundo Kiehl (1979) *apud* Jacintho (2005), a CTC está relacionada à percentagem de argila dos solos, visto que os minerais de argila, principais constituintes da fração argila do solo, são os colóides inorgânicos responsáveis pela adsorção de cátions; portanto, para maiores porcentagens da fração argila, maiores teores de minerais de argila e maiores CTC. A Tabela 3.6 apresenta valores da capacidade de troca de cátions de alguns argilominerais.

Tabela 3.6 Valores de CTC (Guimarães, 1971 *apud* Pessoa, 2004).

Componentes do solo	CTC (mE/100 g)
Caulinita	3-15
Clorita	11-40
Haloisita-2H <sub>2</sub> O	5-10
Haloisita-4H <sub>2</sub> O	40-50
Ilita	10-40
Matéria orgânica	200-400
Montmorilonita	80-150
Vermiculita	100-150

#### b) pH do Solo

O potencial hidrogeniônico (pH) dos solos é de grande importância na estabilização de solos, pois este fator influencia na agregação das partículas e conseqüentemente na sua estabilização. O método utilizado foi o potenciômetro com eletrodo combinado, imerso em suspensão solo-líquido, sendo realizadas determinações do pH do solo em solução com água destilada e solução KCl 1N.

Segundo Costa (1973) *apud* Jacintho (2005), o pH da maioria dos solos varia de 4,0 a 8,5, sendo a principal causa de acidez do solo a perda de bases arrastadas por águas de infiltração. A Tabela 3.7 apresenta a classificação do solo quanto ao pH.

Tabela 3.7 Classificação dos Solos Segundo o Potencial Hidrogeniônico (Bigarella *et al.* 1996, *apud* Pessoa 2004).

Classificação	Ácido	Moderadamente ácido	Praticamente neutro	Neutro	Alcalino
pH	pH < 5,5	5,5 < pH < 6,4	6,5 < pH < 6,9	pH = 7,0	pH > 7,0

Com os valores de pH em água e em KCl é possível a determinação do  $\Delta$ pH ( $\Delta$ pH =  $pH_{KCl} - pH_{H_2O}$ ). Segundo Kiehl (1979) *apud* Jacintho (2005), um valor de  $\Delta$ pH negativo indica que ocorre na amostra predominância de argilas silicatadas e a quantidade de alumínio trocável é elevada, enquanto um  $\Delta$ pH positivo está relacionado com predomínio de óxidos de ferro e alumínio e conseqüentemente baixa quantidade de alumínio trocável.

### 3.3.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X

A técnica de difratometria de Raios-X consiste em determinar as distâncias mantidas pelos íons ou átomos formadores dos cristais (distâncias interplanares), através do conhecimento do ângulo formado pelo feixe de Raios-X incidente e o plano atômico que o difrata e, do comprimento de onda desses raios. Esta técnica foi utilizada com o objetivo de identificar os minerais constituintes dos solos objeto desta pesquisa.

O limite de detecção do método, nas condições usuais de trabalho, é de 5%, ou seja, constituintes que ocorram na amostra abaixo deste limite provavelmente não são captados. As análises apresentadas neste trabalho foram realizadas utilizando os procedimentos do Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Apoio e Controle Técnico de Furnas.

As amostras foram secas ao ar e passadas na peneira N° 40 (0,42 mm), após esta etapa estas foram submetidas a uma moagem prévia em moinho orbital até sua total moagem (100% passante na peneira 325 mesh) para obter um material representativo de granulação bem fina.

Para análise pelo método do pó não-orientado (amostra integral), parte da amostra foi colocada em um suporte plástico com o auxílio de espátula metálica e levada ao difratômetro de Raios-X.

Para análise pelo método orientado procedeu-se à separação da fração argila destas amostras, por sedimentação em coluna, seguida por montagem em vidro de 3 lâminas orientadas para cada material, ou seja, apenas com deslizamento de uma lâmina sobre a que contém a “lama” para orientação.

Nestas lâminas fez-se uma análise ao natural, uma após glicolagem e outra após calcinação. A glicolagem ocorreu em dessecador, colocado sobre chapa aquecida a 50°C, por 12 horas, para garantir a completa saturação da atmosfera interna com etileno-glicol e assim, promover a expansão da esmectita, caso exista. Após a retirada das amostras do dessecador, as mesmas foram levadas imediatamente ao difratômetro de Raios-X para análise. A calcinação da “fração argila” foi efetuada a 550°C e serve para indicar a presença de minerais que passam por colapso de sua estrutura nestas condições (caulinita, gibbsita, etc.).

No caso do solo de Peixe, a amostra foi dividida em duas porções: uma retida na peneira n° 200 (0,074 mm) e a outra com o material passado nesta peneira. Esta análise teve como objetivo identificar se a parcela de finos presente neste solo possui composição mineralógica diferente da fração grosseira.

### 3.4 DOSAGEM SOLO CAL

A estabilização de solo com cal hidratada visa estudar os benefícios das propriedades mecânicas, hidráulicas e físico-químicas dos solos. Sendo assim, foram analisados dois métodos de dosagem, sendo um proposto por Eades e Grim (1966) e um método físico químico denominando de Método Casanova. Essas metodologias foram utilizadas somente para os solos Goiânia e Corumbá, pois os resultados obtidos (apresentados no Capítulo 4) não foram satisfatórios.

Por se tratarem de amostras de solos tropicais, além dos métodos citados anteriormente, foram utilizados ensaios da metodologia MCT (estudos baseados em resultados de ensaios de mini-compactação e permeabilidade) e ensaios de erodibilidade (*pinhole test*) para auxiliar na determinação do teor ótimo de cal.

#### 3.4.1 Método Físico Químico ou Método Casanova

Este método é um método físico-químico de dosagem de solo-cimento que determina a mínima porcentagem de cimento necessária para estabilização da amostra. O método foi adaptado para dosagem de solo-cal, e consiste nos passos descritos a seguir.

As amostras foram secas ao ar, e peneiradas em peneira N° 10 (2 mm). Para cada análise foram utilizados 20 g de solo, misturados com quantidades crescentes de cal (1% a 10%, variando sempre 1% em relação ao anterior) em relação a massa seca de solo sendo as misturas colocadas em provetas de 250 cm<sup>3</sup> graduadas de 2cm<sup>3</sup> em 2 cm<sup>3</sup>. Foram adicionados 50 cm<sup>3</sup> de água destilada à mistura e a mesma agitada até se conseguir a homogeneização completa da amostra.

Após a homogeneização da mistura completou-se o volume da mistura com água destilada até atingir 100 cm<sup>3</sup>, lavando se as paredes da proveta. A mistura foi colocada em repouso absoluto até o dia seguinte. No dia seguinte a mistura foi agitada com auxílio de um bastão até ficar bem homogênea e deixada em repouso por 2 horas. Após a agitação da mistura e posterior repouso por 2 horas foram determinados os volumes dos sedimentos de solo-cal. Esta operação foi repetida todos os dias até obter leituras constantes ou decrescentes.

As variações volumétricas produzidas foram calculadas a partir dos volumes das suspensões de solo-cal nos tempos  $t = t_n$  e  $t = t_0$ , ambos lidos 2 horas após a agitação das misturas. Segundo Casanova (1997) a metodologia é basicamente a proposta por Chadda (1971), exceto que as leituras volumétricas são tomadas até não haver variação visível de

volume, ou até que este comece a decrescer. A variação volumétrica é calculada pela Equação 3.4, descrita a seguir.

$$\Delta V(\%) = \left[ \frac{V_f - V_0}{V_0} \right] \times 100 \quad (3.4)$$

Onde:

$V_f$  = Volume final do solo-cal sedimentado;

$V_0$  = Volume final de solo sedimentado (sem cal).

Nos ensaios realizados por Casanova (1997) o período mínimo necessário para completar a interação solo-cimento para formar uma suspensão estável variou de 3 a 6 dias para solos de plasticidade moderada, alcançando 10 dias em solos de plasticidade elevada. Nos solos utilizados o período necessário para completar a interação solo-cal foi menor, variando de 1 a 2 dias.

Casanova (1997) destaca que a temperatura do ensaio deve ser mantida constante durante os ensaios. Durante a realização dos ensaios foi determinada a temperatura após a leitura do volume sedimentado, onde se verificou que a variação máxima entre as leituras foi de 2,5° C.

A partir das relações entre variações máximas de volume e teores de cimento Casanova (1997) relata que se pode determinar convenientemente a mínima porcentagem de cimento necessária para estabilização da amostra. Qualquer adição de cimento acima deste teor pode aumentar a resistência da amostra compactada, mas não irá reagir físico-quimicamente com as partículas de solo (Chadda, 1971, *apud* Ceratti & Casanova, 1988).

### **3.4.2 Método Eades e Grim (1966)**

Este método é um método baseado no pH do conjunto solo-cal e tem como objetivo determinar o teor ótimo de cal necessário para estabilizar um solo, após 1 hora da mistura com água destilada.

O método consiste em pesar 5 percentagens de cal e misturar a 20 g de solo seco, colocar a mistura dentro de frascos plásticos de 150 cm<sup>3</sup> (ou mais) e adicionar água destilada. Agitar o frasco durante 30 segundos a cada 10 minutos. Após uma hora transferir parte da mistura para um copo plástico e determinar o pH.

A percentagem mínima requerida para estabilizar o solo é a que confere ao conjunto um pH igual a 12,4. Se o pH não ultrapassa 12,3 e mais 2% de cal der essa mesma leitura, a mais baixa percentagem requerida de cal é a que confere ao conjunto um pH de 12,3. Se o pH mais alto é 12,3 e com aumento de apenas 1% de cal obtém-se para o conjunto um pH igual a 12,3, é necessário realizar o ensaio com percentagens mais elevadas.

Com o objetivo de comparar os diversos métodos, a metodologia foi modificada quanto a quantidade de percentagens de cal utilizadas, sendo alterada de 5 para 10 percentagens variando de 1% a 10% com acréscimos de em 1% ao solo sem estabilização.

Além da determinação do pH do solo sem estabilização em água destilada foi realizado a determinação do mesmo em KCl, para determinação do  $\Delta\text{pH}$  que corresponde a diferença entre a determinação dos dois pH, conforme Equação 3.5.

$$\Delta_{\text{pH}} = \text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{água}} \quad (3.5)$$

Santos *et al.* (2004) compararam a metodologia de Eades & Grim (1966) com o critério de reatividade proposto por Thompson (1966) para um solo do Distrito Federal e um solo da região de Cruz Alta/RS e verificaram que os dois métodos indicam a mesma percentagem mínima de cal para estabilizar os solos.

### 3.4.3 Metodologia MCT

#### 3.4.3.1 Preparação das Amostras

A preparação das amostras foi efetuada de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 1986 a), ou seja, foram realizadas as operações de secagem e destorroamento.

Após o peneiramento das amostras, foi determinada a umidade higroscópica de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 1986 a). Para cada amostra foram preparadas cinco porções de 600 g e adicionada água a cada uma delas conforme a Tabela 3.8, variando a umidade de 2% entre os pontos. As umidades adotadas na Tabela 3.8 foram determinadas baseadas em resultados de mini-compactação realizadas anteriormente no âmbito da pesquisa de Furnas.

Tabela 3.8 Teor de umidade para a compactação.

Amostra	Umidade (%)				
	1° Ponto	2° Ponto	3° Ponto	4° Ponto	5° Ponto
Solo Corumbá	16,0	18,0	20,0	22,0	24,0
Solo Goiânia	19,0	21,0	23,0	25,0	26,5
Solo Peixe	7,0	9,0	11,0	13,0	15,0

Após a adição de água nas amostras e homogeneização do solo, essas foram colocadas em sacos de polietileno vedados para evitar perda de umidade por um período mínimo de 24 horas antes da compactação.

### 3.4.3.2 Preparação das Amostras com Cal

As amostras misturadas com cal seguiram os mesmos processos descritos no item 3.4.3.1, no entanto, foram preparadas amostras somente para o teor de umidade ótimo obtido nos ensaios com amostra sem cal. A seguir é descrito o procedimento adotado para mistura do solo com a cal antes da compactação.

A porcentagem de cal adicionada foi determinada em relação à massa seca de solo nos teores de 2, 4, 6, e 8%. A mistura da cal com o solo foi realizada utilizando a metodologia proposta por Angelim (2005).

O método de mistura adotado consiste em adicionar ao solo a cal diluída na água de compactação a fim de permitir maior homogeneização e facilidade de uso da cal na obra, onde é aplicada juntamente com a água do caminhão pipa. A Figura 3.6 apresenta o método de mistura utilizado.

Foi verificado durante as misturas dos solos com a cal utilizando o método sugerido por Angelim (2005) que os pontos do ramo seco (menor quantidade de água) resultam em maior dificuldade para a realização da mistura cal-água com o solo (a mistura cal-água vira uma pasta impossibilitando a utilização da mesma sem perdas). Para evitar essa perda, foi colocada uma pequena parcela de amostra de solo no recipiente com a mistura e feita homogeneização, até verificar-se que toda mistura foi aproveitada na preparação da amostra. A Figura 3.7 ilustra o método adotado para evitar a perda da mistura cal-água.



Figura 3.6 Método de mistura solo-cal: a) Mistura da cal na água; b) Adição da mistura ao solo.



Figura 3.7 Homogeneização de pequena parcela da amostra de solo

Após a adição da mistura cal-água ao solo e homogeneização, as amostras preparadas foram colocadas em sacos de polietileno vedados para evitar perda de umidade por um período mínimo de 24 horas antes da compactação.

### 3.4.3.3 Compactação mini-Proctor

A compactação mini-Proctor foi realizada seguindo os procedimentos descritos na norma DNER-ME 228 (1994 c). De acordo com a norma DNER-ME 228 a quantidade de amostra e número de golpes utilizados dependem do tipo de solo. Para a compactação foi utilizada a energia normal. A Tabela 3.9 apresenta o número de golpes e a quantidade de amostra utilizada em função do tipo de solo.

Tabela 3.9 Quantidade de Amostras e Número de Golpes Utilizados na Compactação.

Amostras	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
Massa (g)	180 a 198	160 a 203	190 a 218
Massa média (g)	190	189	208
Nº de golpes em cada face	5	4	5

Os índices de vazios das amostras compactadas foram determinados utilizando a média ponderada dos pesos específicos dos materiais utilizados (solo, cal e água) de acordo com a Equação 3.6. O índice de vazios foi determinado utilizando o peso específico seco máximo e o peso específico dos grãos ponderado segundo a Equação 3.7.

$$\gamma_{s \text{ solo-cal}} = \frac{\gamma_{s \text{ solo}} \times \% \text{ solo} + \gamma_{s \text{ cal}} \times \% \text{ cal}}{\% \text{ solo} + \% \text{ cal}} \quad (3.6)$$

$$e = \left( \frac{\gamma_{s \text{ solo-cal}}}{\gamma_{d \text{ máximo}}} \right) - 1 \quad (3.7)$$

Onde:

$\gamma_{s \text{ solo-cal}}$ : peso específico dos sólidos da mistura solo-cal ( $\text{kN/m}^3$ );

$\gamma_{s \text{ solo}}$ : peso específico dos sólidos do solo ( $\text{kN/m}^3$ );

$\gamma_{s \text{ cal}}$ : peso específico dos sólidos da cal ( $\text{kN/m}^3$ );

% Solo: porcentagem de solo na mistura solo-cal;

% Cal: porcentagem de cal na mistura solo-cal;

O peso específico dos sólidos das amostras de cal foi considerado  $21,97 \text{ kN/m}^3$  e o da água foi adotado  $9,81 \text{ kN/m}^3$ .

#### 3.4.3.4 Permabilidade MCT

Os ensaios de permeabilidade foram realizados utilizando corpos de prova compactados na umidade ótima segundo a metodologia proposta por Nogami e Villibor (1995), com a amostra no seu estado natural e com as adições de 2, 4, 6 e 8% de cal em relação à massa seca do solo. A Tabela 3.10 apresenta as umidades utilizadas na compactação dos corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade.

Tabela 3.10 Teor de Umidade Utilizado na Compactação dos Corpos de Prova dos Ensaio de Permeabilidade.

Amostra	Teor de Cal (%)				
	0	2	4	6	8
Solo Corumbá	20,2	20,9	20,5	22,2	22,1
Solo Goiânia	23,0	23,4	24,9	26,7	25,9
Solo Peixe	11,1	11,5	11,8	13,2	13,2

Visando avaliar o efeito da carbonatação na permeabilidade, as amostras foram curadas ao ar a temperatura ambiente por 24 horas, 14 e 28 dias. Foram compactados seis corpos de prova para cada teor de cal, sendo dois para 24 horas, dois para 14 dias e dois para 28 dias.

A metodologia adotada para compactação das amostras foi apresentada anteriormente. Após a compactação as amostras permaneceram dentro do molde de PVC para a cura ao ar. As mesmas ficaram em repouso na posição horizontal para se promover a difusão da frente de carbonatação nas duas faces dos corpos de prova. A Figura 3.8 apresenta as amostra em processo de cura ao ar.



Figura 3.8 Amostra Compactadas em Processo de Cura ao Ar.

Um dia antes de completar o tempo de cura das amostras, a fim de evitar erros nos resultados dos ensaios de permeabilidade, estas foram vedadas no perímetro de contato da amostra/molde com selante a base de silicone de cura super rápida, da marca Pulvitec, vedando-se assim a passagem do fluxo de água pela interface lateral do corpo de prova.

O selante foi aplicado 24 h antes do início da saturação para permitir a secagem antes do contato com água. Este período segue as recomendações do fabricante. A Figura 3.9 representa a impermeabilização das amostras.

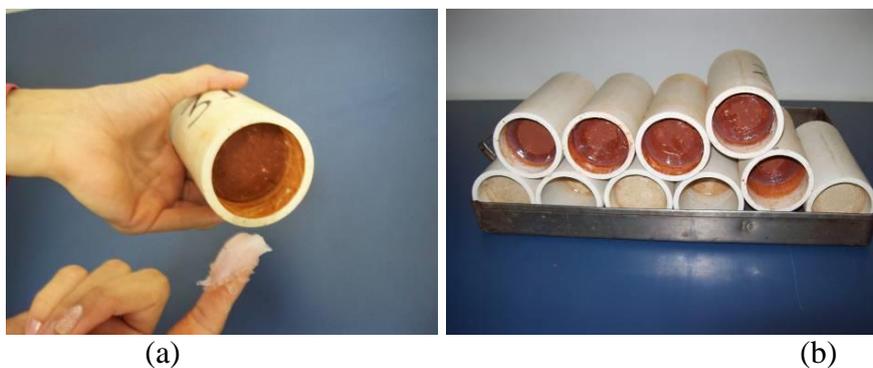


Figura 3.9 Impermeabilização das amostras: (a) Método de impermeabilização; (b) Corpo de prova impermeabilizado.

Na montagem do corpo de prova para o ensaio utilizou-se papel filtro, areia padrão e suporte com pedra porosa em sua face inferior (Figura 3.10). O papel filtro tem a função de evitar o contato direto da areia padrão com amostra e conseqüentemente a sua contaminação. A areia tem o objetivo de proporcionar uma distribuição uniforme do fluxo de água nas amostras. A Figura 3.11 representa a distribuição dos materiais. Depois da montagem, para se evitar a possível formação de bolhas de ar, foi necessária a saturação por sucção ascendente das amostras em água destilada. A Figura 3.12 representa o processo.



Figura 3.10 (a) Materiais Utilizados; (b) Colocação da areia padrão com a finalidade de distribuir o fluxo.

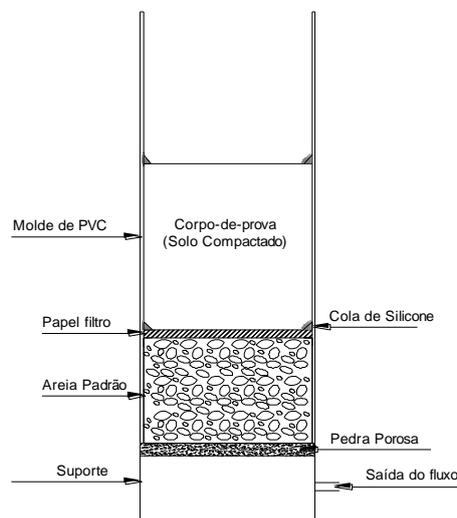


Figura 3.11 Disposição geral da preparação da amostra para imersão.



Figura 3.12 (a) Colocação da água nas amostras; (b) Amostras imersas em água destilada.

Após a saturação por imersão montou-se a face superior utilizando procedimento similar ao da face inferior. Na face superior foi colocada uma rolha perfurada de borracha para a vedação e conexão com a bureta. A Figura 3.13 apresenta a disposição geral desta preparação.

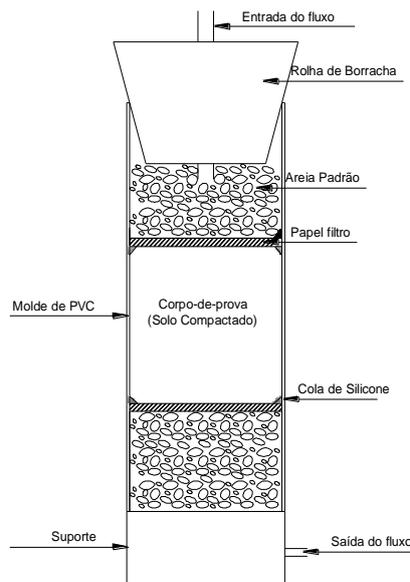


Figura 3.13 Disposição geral da preparação da amostra para permeabilidade.

Os ensaios de permeabilidade foram realizados utilizando fluxo descendente de água destilada e um gradiente hidráulico igual a 15. O intervalo entre as leituras depende da permeabilidade que é função da porcentagem de cal e do tipo de solo. A variação de tempo entre as leituras tem o objetivo de evitar a diminuição excessiva da água na bureta e conseqüentemente a incorporação de ar no corpo de prova. A Figura 3.14 apresenta uma visão dos ensaios em andamento.



Figura 3.14 Ensaio de Permeabilidade com permeômetro de parede rígida.

As leituras foram realizadas até a estabilização do fluxo. Após a estabilização do fluxo foram realizadas 10 leituras. A permeabilidade foi calculada utilizando a Lei de Darcy para ensaio com carga variável (Equação 3.8).

$$k = \frac{a \times l}{A \times t} \times \ln \left( \frac{h_i}{h_f} \right) \quad (3.8)$$

Onde:

$k$  : coeficiente de permeabilidade;

$a$ : área da bureta;

$l$  : altura do corpo de prova;

$A$  : área do corpo de prova;

$t$  : intervalo de tempo entre as leituras  $h_i$  e  $h_f$ ;

$h_i$  : altura inicial do nível do fluxo;

$h_f$  : altura final do nível do fluxo;

#### 3.4.4 Pinhole Test

O ensaio *pinhole test* foi realizado seguindo os procedimentos descritos na norma NBR 14114 (ABNT, 1998). A preparação das amostras foi efetuada de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 1986 a), ou seja, foram realizadas as operações de secagem e

destorroamento. A fração utilizada foi a passante na peneira N°10 (2,0 mm), sendo que as amostras foram compactadas nas condições ótimas de cada curva de mini-compactação obtida para cada teor de cal.

### 3.5 COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Para a realização dos ensaios de curva característica, triaxiais e oedométricos, os corpos de prova foram moldados de forma semi-estática. Os corpos de prova dos ensaios triaxiais foram moldados em um cilindro de aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura com volume de aproximadamente 196,35 cm<sup>3</sup>. A compactação foi realizada em 10 camadas de aproximadamente 1 cm de altura sem controle da tensão aplicada, sendo controlada apenas a altura acumulada das camadas. Os corpos de prova destinados aos ensaios oedométricos foram moldados em uma única camada de aproximadamente 40 mm de altura. Para a determinação das curvas características foram moldados corpos de prova de 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro, em uma única camada.

Os ensaios realizados para as amostras de solo foram moldados nas condições obtidas por Aguiar (2010) e Jacintho (2010), apresentadas na Tabela 3.11. As amostras estabilizadas quimicamente com cal foram moldadas nas condições ótimas obtidas nos ensaios de mini-compactação, apresentadas na Tabela 3.12.

Tabela 3.11 Dados de Moldagem dos Corpos de Prova – solo sem estabilização.

Amostra	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{ótimo}$ (%)	$S_r$ (%)
Solo Corumbá	15,59	19,7	74,1
Solo Goiânia	16,38	21,0	85,5
Solo Peixe	19,23	9,3	70,3

Legenda:

$S_r$ : Grau de saturação

$w_{ótimo}$ : Teor de umidade ótimo

$\gamma_{dmax}$ : Peso Específico Seco Máximo

Tabela 3.12 Dados de Moldagem dos Corpos de Prova – solo-cal.

Amostra	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{ótimo}$ (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
Solo Corumbá 4% de cal	15,73	21,0	2,800
Solo Corumbá 6% de cal	15,59	22,0	2,790
Solo Goiânia 2% de cal	16,40	23,0	2,840
Solo Peixe 2% de cal	19,38	12,0	2,660

Legenda:

$w_{ótimo}$ : Teor de umidade ótimo

$\gamma_{dmax}$ : Peso Específico Seco Máximo

$\rho_s$ : Massa Específica Real dos Grãos

### 3.6 ENSAIOS DE CURVA CARACTERÍSTICA

Para o estudo do solo na condição não saturada, foi realizada a determinação da curva característica por meio do método do papel filtro.

Os estudos foram realizados com amostras compactadas nas condições apresentadas no item 3.7. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos de Furnas.

Para a determinação da curva característica pela técnica do papel filtro, foram moldados 10 corpos de prova, em gabaritos de PVC com 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro aproximadamente. Para facilitar a execução do ensaio de papel filtro, os corpos de prova foram retirados dos gabaritos de PVC (Figura 3.15).



Figura 3.15 Desmoldagem dos corpos de prova do cilindro de PVC.

O papel filtro utilizado foi o Whatman Nº 42. A ASTM D 5298 (2003) prescreve que o papel filtro deve ser seco em estufa por no mínimo 16 horas antes do uso e guardado em um dessecador até o momento de utilização. Segundo Marinho (1995) existem discussões sobre este procedimento, visto que ele pode alterar as características de absorção do papel filtro. Marinho (1995) aconselha a utilização do papel filtro diretamente da caixa. Nestes ensaios, foi utilizado o procedimento descrito por Marinho (1995).

Para a obtenção da curva característica, os 10 corpos de prova foram moldados com um teor de umidade conhecido e a partir dele, alguns corpos de prova foram secos ao ar (Figura 3.16 a) e outros umedecidos por gotejamento (Figura 3.16 b).

Quando os corpos de prova atingiram as condições desejadas, foram colocados três papéis filtro, sendo um deles em contato direto com o solo, para medir a sucção matricial.

Os corpos de prova estabilizados ficaram sob um período de cura de 28 dias, sendo que o papel filtro foi colocado após 13 dias da moldagem.



Figura 3.16 Preparação dos corpos de prova para ensaio de papel filtro: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por gotejamento.

Cada corpo de prova foi pesado antes da colocação dos papéis filtro. Após a pesagem e colocação dos papéis filtro, cada corpo de prova foi envolto com duas camadas de filme plástico e uma camada de papel alumínio, posteriormente identificado e colocado em uma caixa de isopor que permaneceu lacrada por um tempo de equilíbrio mínimo de 15 dias.

Após o equilíbrio, os papéis filtro foram removidos com o uso de uma pinça e pesados em balança com sensibilidade de leitura de 0,0005 g.

Posteriormente, o papel filtro foi seco em estufa e foi obtida a umidade. Com a umidade do papel e as curvas de calibração, obteve-se a sucção utilizando-se as Equações 3.9 (para umidades do papel filtro maiores que 47%) e 3.10 (para umidades do papel filtro menores ou iguais a 47%) propostas por Chandler *et al.* (1992) *apud* Pereira e Marinho (1998) para o papel filtro utilizado.

$$Sucção(kPa) = 10^{(6,05-2,48\log w)} \quad (3.9)$$

$$Sucção(kPa) = 10^{(4,84-0,0622\log w)} \quad (3.10)$$

Onde:

w = umidade do papel filtro.

Com os dez corpos de prova realizou-se o ensaio de densidade pelo método da balança hidrostática e cada corpo de prova foi dividido em três partes para a determinação da umidade.

### 3.7 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Os ensaios de adensamento foram realizados segundo as prescrições da NBR 12007 (ABNT, 1990). Foram moldados dois corpos de prova para cada amostra de forma semi-estática, em uma única camada de 40 mm de altura, nas condições de peso específico seco máximo e umidade apresentados no item 3.5. Após a moldagem, para o solo sem estabilização, foi efetuada a cravação do molde de adensamento (100 mm de diâmetro e 30 mm de altura) no corpo de prova compactado (Figura 3.17). Para os solo estabilizados foi aguardado um período de cura de 28 dias. Após a cravação do anel, colocou-se o corpo de prova de solo sem estabilização na célula de adensamento para aplicação dos carregamentos (Figura 3.18).



Figura 3.17 Moldagem do corpo de prova: a) Anel de adensamento e corpo de prova compactado, b) Cravação do anel no corpo de prova.



Figura 3.18 Montagem do Ensaio: a) corpo de prova dentro do anel, b) Prensa de adensamento

O ensaio iniciou-se com a aplicação de um carregamento de 12,5 kPa durante 24 horas, para garantir o perfeito contato entre a prensa e o capacete no topo da amostra. Uma

amostra foi inundada e a outra não, sendo que as amostras foram submetidas a carregamentos de 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa. No descarregamento mediu-se os deslocamentos para as tensões de 800, 400, 200, 50, 25 e 12,5 kPa.

### 3.8 ENSAIOS TRIAXIAIS

#### 3.8.1 Triaxiais Convencionais

Os ensaios triaxiais foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos de Furnas seguindo os procedimentos para realização de ensaios triaxiais do próprio laboratório. Esses procedimentos são baseados nas normas da *American Society for Testing and Materials (ASTM)*.

As velocidades adotadas nos ensaios foram determinadas com base na deformação final do corpo de prova por meio da Equação 3.11, utilizando a relação de  $t_f/t_{100}$  recomendada por Head (1986). Onde, para ensaios com dreno de papel, tem-se para a condição não drenada a relação igual a  $1,77 \times t_{100}$  e para a condição drenada uma relação igual a  $14 \times t_{100}$ .

$$v_f = \frac{\varepsilon_f \cdot H_0}{100 \cdot t_f} \quad (3.11)$$

Onde:

$v_f$  = Velocidade de deslocamento;

$\varepsilon_f$  = Deformação específica na ruptura,

$H_0$  = Altura inicial do corpo de prova,

$t_f$  = Tempo para atingir a ruptura.

Os corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais foram moldados de forma semi-estática nas condições apresentadas no item 3.5.

Foram realizados ensaios triaxiais consolidados não drenados saturados (CU sat) com medida de poro-pressão e triaxiais consolidados drenados naturais e saturados (CD nat e CD sat). A saturação dos corpos de prova foi realizada por percolação ascendente (Figura 3.19 a) por no mínimo 24 horas e posteriormente por contra-pressão (Figura 3.19 b), aplicada em estágios até que se obtivesse valor de  $\bar{B}$  de no mínimo 98%. A pressão interna utilizada nesse processo foi padronizada para todos os ensaios em 300 kPa.



(a)

(b)

Figura 3.19 Saturação dos corpos de prova: a) Saturação por percolação ascendente, b) Aplicação de contra-pressão.

As tensões confinantes dos ensaios foram de 50, 100, 200 e 400 kPa. As velocidades de ruptura adotadas para cada amostra estão apresentadas na Tabela 3.14.

Tabela 3.13 Velocidade de Ruptura adotada nos Ensaios Triaxiais Convencionais.

Tipo de Ensaio	Velocidade (mm/min)		
	Solo Goiânia	Solo Corumbá	Solo Peixe
CU sat	0,083	0,083	0,083
CD sat	0,009	0,015	0,015
CD nat	0,009	0,009	0,009

### 3.8.2 Triaxiais Não Convencionais

Esses ensaios foram realizados para auxiliar na obtenção da envoltória de estado limite dos solos em estudo. Para a realização desses ensaios, assim como nos ensaios triaxiais convencionais, as amostras foram moldadas de forma semi-estática nas condições apresentadas no item 3.5.

#### 3.8.2.1 Ensaio Triaxial tipo $k_0$

O ensaio triaxial tipo  $k_0$  consiste em aplicar um estado de tensões crescentes no solo, mas que mantenha as deformações radiais nulas. Ele é realizado aplicando-se um acréscimo de tensões verticais, seguido de um acréscimo de tensões radiais, que impeçam as deformações radiais do corpo de prova. O objetivo deste ensaio é a determinação da relação

entre a tensão principal menor e a tensão principal maior, ambas efetivas, para a condição no repouso ( $k_0$ ).

Como nos ensaios triaxiais convencionais, os ensaios de compressão triaxial tipo  $k_0$  foram realizados segundo os procedimentos de ensaios do Laboratório de Mecânica dos Solos de Furnas na condição natural. Uma célula triaxial especial (Figura 3.20) foi utilizada com o objetivo de evitar que ocorressem deformações laterais do corpo de prova com o acréscimo das tensões axial e confinante por meio do monitoramento da variação volumétrica.



Figura 3.20 Célula triaxial tipo  $k_0$ : a) Partes da célula desmontada, b) Célula interna montada, c) Célula completamente montada.

A Figura 3.21 a demonstra o painel utilizado para a aplicação dos carregamentos e controle de deformações. Destaca-se nessa Figura os pontos:

- Ponto 1: indica o anel de carga, onde são realizadas as leituras de  $\sigma_d$  e o deflectômetro, onde se controla a deformação axial;
- Ponto 2: tem-se um nível de mercúrio (Figura 3.21 b), onde é possível controlar as deformações radiais, não deixando que essas ocorram;
- Ponto 3: Célula triaxial tipo  $k_0$ ;
- Ponto 4: Manômetro para leitura da pressão confinante aplicada ( $\sigma_3$ );
- Ponto 5: Variômetro, para realização das leituras de variação de volume externa;
- Ponto 6: Manivela que permite a aplicação de incrementos de  $\sigma_d$  de forma controlada;

- Ponto 7: Manivela que permite a aplicação de incrementos de  $\sigma_3$  de forma controlada;

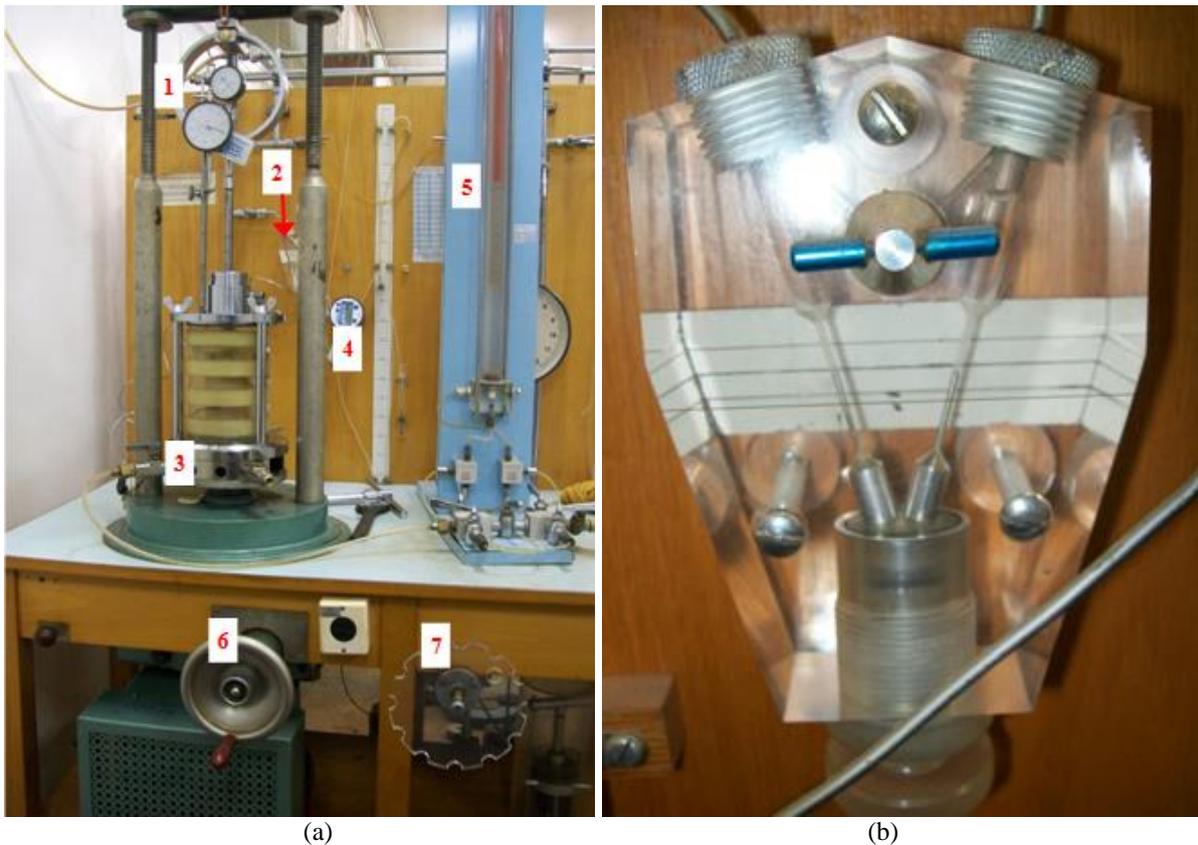


Figura 3.21 Painel utilizado para a realização do ensaio triaxial tipo k0.

Os incrementos de  $\sigma_3$  foram de 20 kPa e obedeceram a um intervalo de 10 min, permitindo, assim, que o ensaio fosse drenado. O valor máximo de  $\sigma_3$  aplicado foi de 400 kPa e após o último incremento, o ensaio foi levado para ruptura a uma velocidade de 0,083 mm/min até atingir 20% de deformação axial.

### 3.8.2.2 Ensaio Triaxial a diferentes trajetórias de tensões

Os ensaios triaxiais a diferentes trajetórias foram realizados somente para a amostra do solo Goiânia. Nesses ensaios foram utilizadas amostras naturais e saturadas, por contra pressão. Foram definidas trajetórias de tensões diferentes das convencionais de forma que auxiliassem na determinação da envoltória de estado limite.

Os ensaios foram realizados no mesmo painel utilizado para a realização do ensaio tipo  $k_0$ , sem utilização do nível de mercúrio (Figura 3.22). Foram definidas as trajetórias com  $k \left( \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \right)$  igual a 0,3; 0,5; 0,7 e 1,0.



Figura 3.22 Painel utilizado para a realização do ensaio triaxial a diferentes trajetórias.

A saturação dos corpos de prova foi realizada por percolação ascendente por 48 horas e posteriormente por contra-pressão, aplicada em estágios até que se obtivesse valor de  $\bar{B}$  de no mínimo 95%. A pressão interna utilizada nesse processo foi padronizada para todos os ensaios em 250 kPa.

Os incrementos de  $\sigma_3$  foram de 20 kPa para os ensaios com  $k$  igual a 0,3 e de 40 kPa para os demais, e obedeceram a um período de estabilização de 10 min, permitindo, assim, que o ensaio fosse drenado. O valor máximo de  $\sigma_3$  aplicado foi definido em função da mudança de comportamento do material, ou seja, início das deformações plásticas. Quando não ocorreu mudança, respeitou-se o limite do equipamento, 1250 kPa para os ensaios saturados e 880 kPa para os ensaios naturais. Os incrementos de  $\sigma_1$  respeitaram o valor de  $k$  em cada trajetória. Após o último incremento, o ensaio foi levado para ruptura a uma velocidade de 0,083 mm/min até atingir 20% de deformação axial.

### 3.9 OBTENÇÃO DOS PONTOS DE ESTADO LIMITE

Entende-se por ponto de estado limite aquele correspondente ao início do comportamento predominantemente plástico, por isso também denominado na literatura como ponto de plastificação.

O comportamento do solo depende das tensões atuantes e de sua porosidade no caso dos solos saturados e no caso dos solos não saturados se inclui ainda a influência da sucção/capilaridade. É frequente a análise do estado limite considerando-se apenas a envoltória limite no plano bidimensional em termos das tensões atuantes, por exemplo, considerando-se o sistema de eixos  $p \times q$ . Tal procedimento, no entanto, por desconsiderar a influência da porosidade e/ou sucção/capilaridade reflete um comportamento que pode induzir a avaliações imprecisas do comportamento mecânico do solo. Na análise tridimensional introduz-se para o caso dos solos saturados um terceiro eixo correspondente ao índice de vazios obtendo-se uma superfície de estado limite. Já no caso dos solos não saturados tendo em vista a impossibilidade de se considerar espacialmente quatro eixo geralmente se obtém a superfície de estado limite trabalhando-se com a sucção tendo em vista que ela depende da porosidade, mas não se pode esquecer que ela depende também da umidade do solo.

Para a obtenção da superfície de estado limite e da envoltória ou curva de estado limite é necessário se obter os pontos referentes ao estado limite nos ensaios realizados. Os ensaios triaxiais a diferentes trajetórias de tensões auxiliam nessas análises por permitir uma melhor distribuição espacial dos pontos.

Nos ensaios triaxiais convencionais, a definição dos pontos de estado limite foi realizada com base no comportamento apresentado pelas curvas tensão-deformação. Para as curvas que apresentaram comportamento frágil, considerou-se como estado limite do solo a tensão principal maior efetiva ( $\sigma'_1$ ) referente ao pico da curva. Para as curvas que apresentaram comportamento plástico ou intermediário, analisou-se os resultados levando-se em conta a resposta que o solo fornece quando mobilizado. Considerou-se, então, que a taxa de aumento do deslocamento axial refletiria o comportamento do solo, ou seja, a curva tensão axial ( $\sigma'_1$ ) x deslocamento axial acumulado (ou variação volumétrica acumulada) seria formada por dois trechos distintos: o primeiro referente ao intervalo de tensão onde o solo estaria se comportando dentro de um regime predominantemente elástico e o segundo refletiria o regime de comportamento predominantemente plástico do solo. Sendo assim, o ponto de inflexão, mudança de um trecho para o outro, estaria refletindo o início das deformações plásticas e fim do regime predominantemente elástico.

No entanto, o valor de  $\sigma'_1$  referente a esse ponto de inflexão é dependente de qual trajetória de tensão o material está submetido e, por isso, nem sempre essa mudança de comportamento fica bem perceptiva, principalmente quando se segue trajetórias de tensões com uma relação entre  $\sigma'_3$  e  $\sigma'_1$  maior que o  $k_0$  do material. Nesses casos recorreu-se ainda a outras formas de representação gráfica buscando a definição do ponto de plastificação.

Optou-se por plotar a deformação como função da raiz quadrada da tensão buscando-se uma melhor visualização da passagem do regime elástico para o plástico e nos casos onde a visualização da mudança de comportamento ainda continuou difícil recorreu-se a outra forma de representação gráfica dos resultados obtidos; utilizou-se, então, a representação de ambos os eixos em escala logarítmica.

Essa representação gráfica foi proposta por DeBeer (1968) para avaliação do comportamento de fundações. Nela se representa graficamente os valores de carga x deformação em escala dupla logarítmica, escala que tende a linearizar os resultados em duas retas cuja intercessão caracteriza o ponto que separa o domínio predominantemente elástico do domínio predominantemente plástico (Figura 3.23).

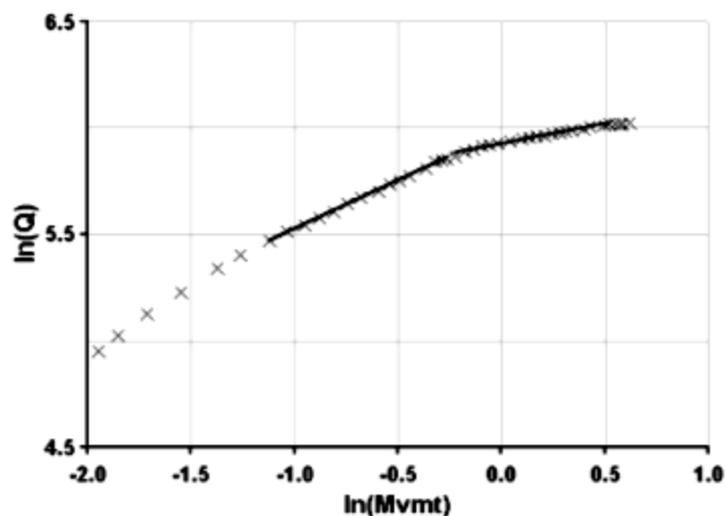


Figura 3.23 Método Escala Dupla Logarítmica (Fellenius, 2001).

Fellenius (2001) observou que a metodologia proposta por DeBeer (1968) depende da capacidade de interpretação do observador e é influenciada pela escala gráfica, mas considerou a metodologia útil, visto que esta define o ponto em que ocorre uma mudança de comportamento. Como essa mudança de comportamento se dá no solo, considerou-se que esta metodologia contribuiria para a definição do estado limite predominantemente elástico em

cada ensaio no qual se fizesse necessária a ampliação da análise para a melhor definição do ponto; em especial, tendo em vista que essa metodologia não foi utilizada de modo isolado.

No âmbito dessa tese, quando as metodologias originalmente adotadas para a definição do ponto de plastificação nos resultados dos ensaios não era clara, ou mesmo ficava indefinido, buscou-se então usar outras formas gráficas como a de DeBeer (1968), buscando-se observar se ocorria tendência a convergência de resultados nas análises. Havendo convergência o resultado era considerado como correspondente ao limite elástico e não havendo o resultado não era considerado por falta de definição clara do ponto de plastificação.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Este capítulo apresenta e analisa inicialmente os resultados dos ensaios de caracterização física, química e mineralógica fazendo-se a classificação dos solos. Em seguida, apresenta e analisa os resultados dos ensaios para a dosagem dos materiais. Posteriormente, são apresentadas e analisadas as curvas características obtidas para os solos estudados, os resultados dos ensaios de adensamento e dos ensaios triaxiais.

### 4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO SEM ESTABILIZANTE

Neste item são apresentados e analisados os resultados das caracterizações e as classificações realizadas com a utilização dos dados obtidos. Os ensaios foram realizados para os solos em estudo e foram, na execução dos mesmos, aplicadas as metodologias descritas no Capítulo 3.

#### 4.1.1 Caracterização Geotécnica

A Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de peso específico dos sólidos e a Tabela 4.2 apresenta os ensaios de caracterização e a classificação obtida. Verifica-se que a dimensão dos grãos, passados ou retidos na peneira N° 4, tem pouca influência no peso específico dos grãos, indicando que a mineralogia dos grãos não apresenta grande variação ou apresentam de pesos específicos semelhantes.

Tabela 4.1 Resultados dos Ensaios de Peso Específico dos Sólidos

Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) – Passado na # 10	27,00	27,78	25,97
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) – Passado na # 4 e retido na # 10	27,03	27,70	-
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) – Passado na # 3” e retido na # 4	26,98	-	-
$\gamma_s$ do solo (kN/m <sup>3</sup> )	27,00	27,78	25,97

Embora os valores de peso específico das amostras se mostrem proporcionais a porcentagem de argila das mesmas (Tabela 4.2), ou seja, quanto maior a porcentagem de argila maior o peso específico dos sólidos, essa associação direta não pode ser feita, pois na

realidade o peso específico dos sólidos está associado a composição química mineralógica do solo e não de modo simplista à textura. Assim, no solo Corumbá a presença de ilita ( $\gamma_s$  entre 27,08 e 30,41 kN/m<sup>3</sup>) e no solo Goiânia a presença de hematita ( $\gamma_s = 51,0$  kN/m<sup>3</sup>) é que provavelmente estão contribuindo para a definição do valor deste parâmetro. O valor apresentado para o solo de Peixe (25,97 kN/m<sup>3</sup>) se aproxima do peso específico do quartzo (25,99 kN/m<sup>3</sup>) confirmando a importante parcela deste mineral presente nesta amostra.

Tabela 4.2 Ensaio de Caracterização.

Amostra		Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>(1)</sup>		27,00	27,78	25,97
Com defloculante <sup>(2)</sup>	Pedregulho (%)	8,1	0,0	0,9
	Areia (%)	46,7	80,0	37,2
	Silte (%)	37,4	8,5	23,6
	Argila (%)	7,8	11,5	38,3
Sem defloculante <sup>(2)</sup>	Pedregulho (%)	8,1	0,0	0,9
	Areia (%)	47,7	77,0	70,6
	Silte (%)	44,2	20,0	28,5
	Argila (%)	0,0	3,0	0,0
w <sub>L</sub> (%)		42	45	18
w <sub>P</sub> (%)		25	25	13
IP (%)		17	20	5
I <sub>a</sub> <sup>(3)</sup>		1,95	0,48	0,38

OBS: (1) Média dos resultados apresentados na Tabela 4.1. (2) Classificação granulométrica realizada segundo NBR 6502/1995. (3) considerando % menor que 0,42 mm com defloculante.

Antes de analisar a textura dos solos estudados cabe destacar que, quanto à textura e à estrutura, os solos tropicais devem ser vistos nas condições e estado em que atuam, solos naturais, ou em que atuarão, solos compactados. Sendo assim, no caso dos solos compactados, embora ao serem removidos da área de empréstimo e levados para o local de compactação eles tenham a sua macroestrutura destruída, a microestrutura é muitas vezes preservada, logo nesse caso é relevante se levar em conta a textura mais próxima daquela correspondente ao solo natural, ou seja, aquela determinada sem o uso de defloculante. Porém, no caso de estabilização química essa microestrutura poderá ou não ser destruída, mas independentemente disso, a argila e mesmo a fração silte presentes no solo interagirão com o produto químico, daí a importância de nesse caso se conhecer a textura do material desagregado. Destaca-se que a microestrutura do solo poderá ser destruída em quatro situações, quando o pH do solo é menor do que o do seu ponto isoelétrico e o produto

químico eleva o pH para valores superiores a este, quando o pH do solo é maior do que o do seu ponto isoelétrico e o produto químico diminui o pH para valores menores que o do ponto isoelétrico, quando o produto químico ataca as ligações cimentíceas que une as partículas que formam os agregados e finalmente quando ele gera o aumento das forças de repulsão instabilizando a interação entre partículas. Essa última situação é mais frequente em solos tropicais pouco intemperizados, os solos saprolíticos.

Texturalmente verifica-se que sem o uso de defloculante os três solos estudados são areno siltosos sendo que os solos Peixe e Goiânia apresentam textura semelhante com predomínio da fração areia enquanto no solo Corumbá as frações areia e silte são próximas uma da outra.

Quando do uso de defloculante verifica-se que o solo Peixe é predominantemente arenoso, no solo Corumbá há predomínio de areia e silte e no solo Goiânia há predomínio de argila e areia com boa parcela de silte. No entanto, fazendo-se um paralelo entre os resultados de granulometria obtidos para esses solos com e sem o uso de defloculante, verifica-se que no solo Peixe a fração silte é que encontra-se agregada e ele é com e sem o uso de defloculante predominantemente arenoso, já o solo Goiânia que sem defloculante apresenta teores de areia semelhantes ao de Peixe, ao ser defloculado apresenta grande parte da fração areia e um pouco da fração silte desagregando-se em argila. O solo Corumbá por sua vez apresenta apenas um pouco da fração silte composta por agregados de argila. Logo, do ponto de vista da estabilização química, não só pela composição mineralógica como também pelas diferenças nos teores de argila, há que se esperar alterações distintas no comportamento.

Em síntese, texturalmente, analisando-se a Tabela 4.2 pode-se verificar que as amostras ensaiadas com defloculante, com exceção do solo de Goiânia, podem ser classificadas como granular, mais de 50% do material retido na peneira de 0,074 mm e apresentam uma escala crescente de granulometria: solo Goiânia, solo Corumbá e solo Peixe. Os resultados das análises granulométricas realizadas com e sem o uso de defloculante (Tabela 4.2), mostram uma considerável alteração das classificações granulométricas quando considerados os resultados oriundos dos dois métodos.

Nas Figuras 4.1 a 4.3 são apresentadas as curvas granulométricas com e sem defloculante das três amostras: solo Corumbá, solo Goiânia e solo Peixe, respectivamente.

O solo Corumbá (Figura 4.1) apresenta a fração argila agregada na fração silte. Sendo esse solo pouco intemperizado, acredita-se que a diferença no teor de argila obtida entre os ensaios com e sem o uso de defloculante seja oriunda de pacotes de argila remanescentes do processo de intemperização dos minerais primários. Destaca-se que os pacotes de argila não

devem ser confundidos com os agregados de argila, pois eles refletem níveis de intemperização distintos e também apresentam propriedades e comportamento diferentes.

O solo Goiânia (Figura 4.2) apresenta a fração argila agregada na fração silte e principalmente areia. Verifica-se que esse solo, profundamente intemperizado encontra-se em estado agregado. Sua desagregação pode também se dar por energia mecânica como, por exemplo, quando da lavagem na peneira N° 200 ou quando do uso de energias elevadas de compactação ou mesmo com ciclos repetitivos de carga.

Comparando as curvas granulométricas com e sem defloculante observa-se que o solo Peixe (Figura 4.3) apresenta em valor absoluto pouca diferença entre as curvas com e sem defloculante, no entanto, em relação à fração argila presente no solo com defloculante observa-se que sua fração fina encontra-se agregada compondo a fração silte, característica frequente nos solos profundamente intemperizados. Como a fração areia desse solo é predominantemente quartzosa é natural que a fração argila seja reduzida, tendo em vista a difícil intemperização do quartzo em condições naturais.

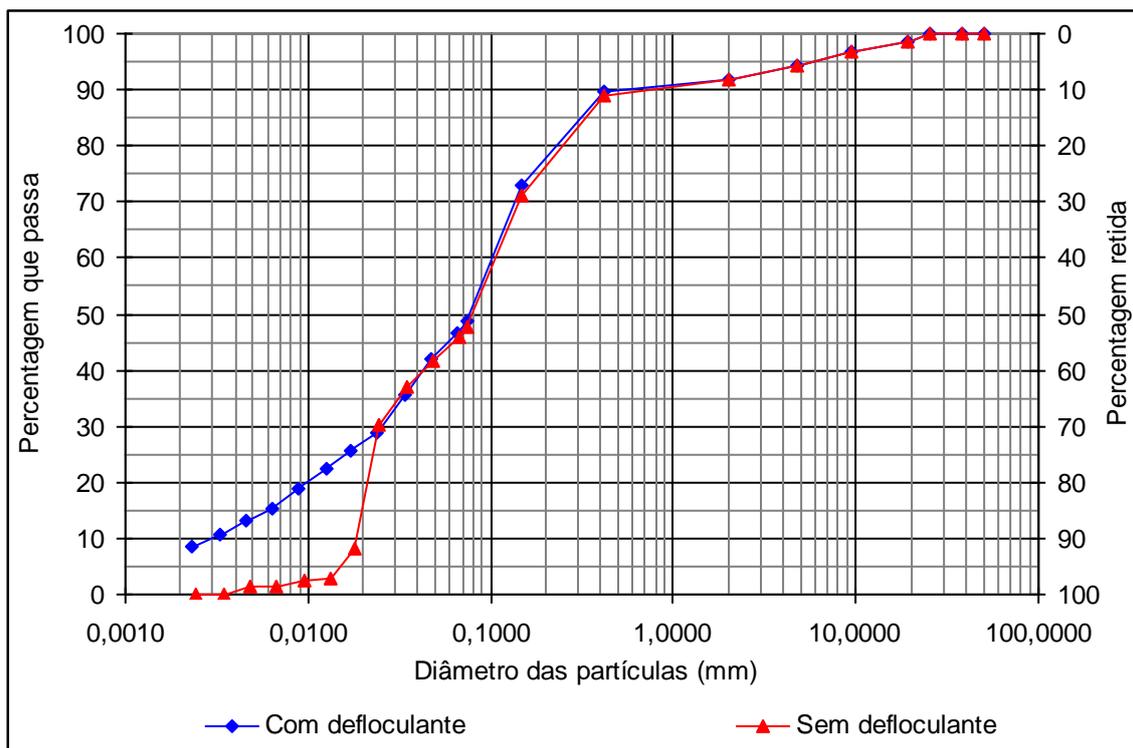


Figura 4.1 Curva Granulométrica Solo Corumbá.

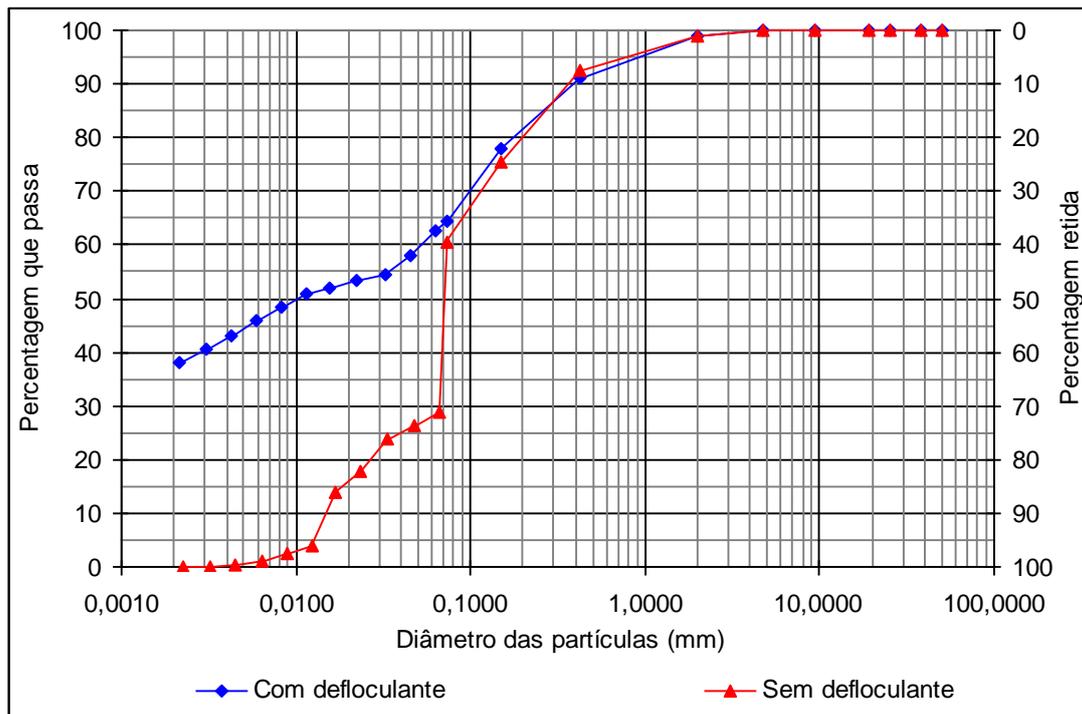


Figura 4.2 Curvas Granulométricas Solo Goiânia.

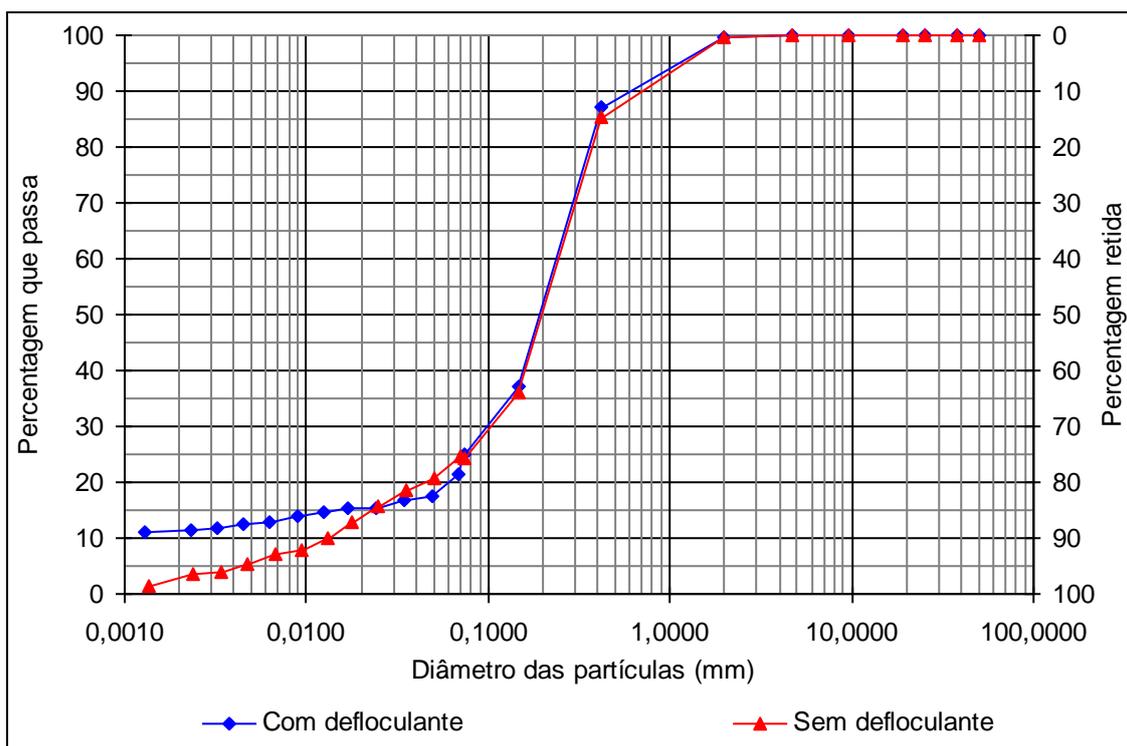


Figura 4.3 Curvas Granulométricas Solo Peixe.

Guimarães (2002), estudando um perfil de solo do Distrito Federal concluiu que a granulometria está associada ao processo de alteração, sendo que as maiores diferenças entre as curvas granulométricas obtidas nos ensaios realizados com e sem o uso de defloculante ocorrem para os solos com maior concentração de hidróxidos de alumínio (gibsit), ou seja, a

agregação é maior quanto maior é o grau de intemperização do solo. Verificou-se esta característica nas amostras estudadas, pois a amostra que apresenta maior agregação (solo Goiânia) é a que apresenta a gibsitita como mineral principal. Cabe destacar ainda que Guimarães (2002) mostrou que o defloculante hexametáfosfato de sódio pode gerar em solos contendo argilominerais como a illita uma redução na fração argila. Essa redução poderia se dar em função de agregações ou mesmo de expansões do mineral. Apesar da diferença ser pequena podendo ser atribuída à repetibilidade do ensaio esse pode ter sido o mecanismo desencadeado no solo Peixe fazendo com que o teor de areia sem o uso de defloculante tenha sido inferior ao obtido com o uso de defloculante.

Para os projetos de barragem de terra ou de terra e enrocamento, o estado mais ou menos agregado do solo reflete diretamente no desempenho da obra. Os solos agregados são, devido à presença de macroporos entre os agregados, para o mesmo índice de vazios, mais permeáveis e apresentam maior isotropia de comportamento hidráulico e mecânico que os solos não agregados, pouco intemperizados. Estes últimos, tendo as partículas mais independentes umas das outras, apresentam porosidade melhor distribuída ou uniforme e com isso menor permeabilidade média para o mesmo índice de vazios. Porém, devido a facilidade de orientação das partículas durante a compactação estes tornam-se mais suscetíveis de apresentarem comportamento hidráulico e mecânico anisotrópico. No entanto, quando esses solos apresentam pacotes de argila estáveis em quantidade significativa, o que não é comum, o seu comportamento pode se aproximar daquele obtido para os solos profundamente intemperizados. Tem-se, portanto, que a análise granulométrica deve ir além da simples análise textural, deve adentrar nos reflexos das peculiaridades do solo em seu comportamento hidráulico e mecânico.

A Figura 4.4 apresenta a carta de plasticidade onde se pode verificar que somente o solo Corumbá apresentou-se como ativo ( $I_a = 1,95$ ), pois apesar da pequena porcentagem de argila (7,8%) o mesmo apresentou considerável índice de plasticidade (17%), as demais amostras apresentaram índice de atividade baixo ( $I_a < 0,8$ ). Esses valores de índice de atividade foram obtidos considerando-se o teor de argila obtido com o uso de defloculante. Cabe destacar que a proposta feita por Skempton (1953) tinha por objetivo avaliar a atividade da fração argila e se fundamentou em experiência com solos de região temperada.

Sória (1986) analisou dados de solos tropicais e de países e região de clima temperado e concluiu que são aceitáveis as seguintes asserções: índice de atividade  $> 0,8$  implica em solos não lateríticos sendo solos lateríticos aqueles que apresentam índice de atividade menor que 0,8. As duas asserções são válidas para as amostras estudadas, pois as amostras

classificadas como lateríticas foram as amostras que apresentaram  $I_a < 0,8$ . Também no que tange à plasticidade, a análise não deve se limitar a classificação quanto aos valores em absoluto. Deve-se atentar para a origem da plasticidade. É sabido que os solos profundamente intemperizados, como o é caso do solo Goiânia, são ricos em óxi-hidróxidos de ferro e estes fazem com que a plasticidade aumente (Cardoso, 2002). Isso muda o entendimento clássico do significado da plasticidade para o comportamento do solo, pois a plasticidade não o torna no caso mais coesivo, menos permeável, ao contrário, ela contribui para a formação de agregados invertendo a expectativa de comportamento. Se faz necessário ainda maior reflexão sobre o significado da classificação dos solos tropicais quanto à atividade segundo Skempton. Talvez o ideal seja no caso dos solos tropicais o uso do coeficiente de atividade da Embrapa que leva em consideração a capacidade de troca catiônica em lugar do índice de plasticidade.

Quanto à mineralogia Sória (1986) concluiu que são aceitáveis as seguintes asserções: índice de atividade  $> 0,8$  implica em solos com teores apreciáveis de argilominerais ativos e solos que não tem teores apreciáveis de argilominerais ativos apresentam índice de atividade menor que 0,8. Comparando os valores de atividade com os minerais identificados na difração de Raios-x (Tabela 4.7 – item 4.1.4) verifica-se que estas asserções são válidas para as amostras estudadas. A alta atividade do solo Corumbá deve estar ligada à presença de ilita na fração silte da amostra e a baixa atividade do solo de Peixe e de Goiânia deve estar ligada a presença de argilominerais 1:1 (caulinita), gibsitita e quartzo, caso destas três amostras, lembrando, porém, que ela é influenciada pela presença dos oxi-hidróxidos de ferro.

Considerando-se apenas a carta de plasticidade, ou seja, o comportamento da fração que passa na peneira 40, todas as amostras foram classificadas como CL (argila de baixa plasticidade), apesar da visível diferença das características das mesmas.

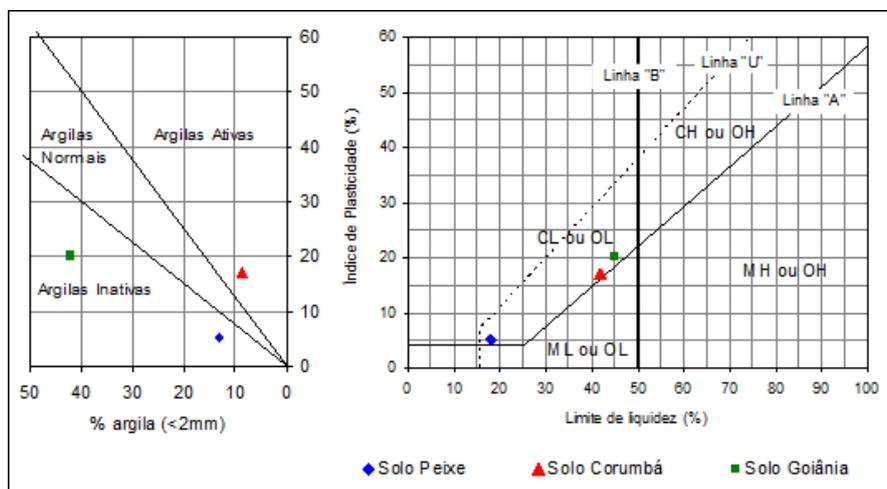


Figura 4.4 Carta de Plasticidade.

A Tabela 4.3 apresenta as classificações do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e da Transportation Research Board (TRB) para as três amostras utilizando a granulometria obtida nos ensaios com e sem defloculante.

Tabela 4.3 Classificação das Amostras – Sistemas Tradicionais.

Amostra	SUCS		TRB	
	Com defloculante	Sem defloculante	Com defloculante	Sem defloculante
Solo Corumbá	SC	SC	A-7-6	A-7-6
Solo Goiânia	CL	CL	A-7-6	A-7-6
Solo Peixe	SM	SM	A-2-4	A-2-4

Para as amostras estudadas, verificou-se que a classificação utilizando-se as granulometrias com ou sem defloculante não influenciaram no resultado, pois não há variação significativa na granulometria com e sem defloculante no material retido na peneira #200 (0,074 mm). Desta forma o uso do defloculante não interferiu nas classificações, por ser utilizado na parte fina do material (material inferior a 2 mm), apesar de interferir nas porcentagens de cada fração das amostras.

Analisando as classificações apresentadas na Tabela 4.3 verifica-se que;

a) o solo Corumbá é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como areia argilosa e solos argilosos, respectivamente. Apesar de os dois sistemas apresentarem classificações semelhantes (solos argilosos), esta classificação não reflete a granulometria do material, com predomínio de areia e silte, e características tátil-visuais que determinam um comportamento siltoso. Outro ponto importante para destacar nesta análise é que pelo sistema TRB este solo tem a mesma classificação do solo de Goiânia, apesar da grande diferença de comportamento e características texturais entre os dois materiais.

b) o solo Goiânia é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como solo argiloso, apresentando uma classificação coerente com a granulometria com defloculante e análise tátil-visual, mas incoerente com a análise granulométrica sem o uso de defloculante.

c) o solo de Peixe é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como areia siltosa. Pela granulometria e análise tátil-visual este solo é tipicamente arenoso, nota-se uma pequena fração de silte, 7,0% (com defloculante) e 10,0% (sem defloculante), ao passo que há 8,0% (com defloculante) e 4,0% (sem defloculante) de argila, sendo assim o melhor é considera-lo como uma areia pouco siltosa;

#### 4.1.2 Caracterização e classificação MCT

A Tabela 4.4 apresenta os índices e coeficientes obtidos segundo as classificações MCT Tradicional e Expedita, obtidos utilizando os ensaios de compactação Mini-MCV, perda de massa por imersão e método das pastilhas, além do Grupo MCT ao qual cada amostra foi classificada.

Das três amostras ensaiadas verificou-se que duas (solo Peixe e solo Goiânia) apresentam comportamento laterítico e o solo Corumbá apresenta comportamento não laterítico. O comportamento laterítico começa a se manifestar quando  $d' > 20$  e  $Pi < 100$  ( $e' = 1,15$ ).

A definição do comportamento laterítico e não laterítico está ligado ao resultado do ensaio de perda de massa por imersão ( $Pi$ ), sendo que os solos saprolíticos (não lateríticos) apresentam, geralmente, valores de  $Pi$  nitidamente superiores aos solos de comportamento laterítico (Nogami & Villibor, 1995). Verifica-se na Tabela 4.4 que a amostra classificada como não laterítica apresenta valor de  $Pi$  muito superior às outras amostras. O  $Pi$  pode ser utilizado também na análise da erodibilidade do material, quanto maior  $Pi$  maior a erodibilidade do solo, fato que foi constatado ter relação com as amostras ensaiadas.

Segundo Nogami & Villibor (1995) as argilas lateríticas e as areias finas argilosas possuem geralmente valores de  $d'$  acima de 20, podendo ultrapassar 100 no caso das areias finas argilosas, enquanto que as argilas não lateríticas e as areias puras apresentam estes valores baixos. Este comportamento é coerente com as amostras ensaiadas.

Tabela 4.4 Resultados dos Ensaio da Metodologia MCT: Classificação Tradicional e Expedita.

	Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
Tradicional	$c'$	0,60	1,80	0,40
	$d'$	7,5	74,4	81,0
	$Pi$ (%)	259	34	94
	$e'$	1,74	0,85	1,10
	Grupo MCT	NS'	LG'	LA
	Classificação	Solos Siltosos Não Lateríticos	Solos Argilosos Lateríticos	Areias Lateríticas
Expedita	Consistência	Pouco Plástica	Muito Plástica	Pouco Plástica
	Contração (mm)	0,72	1,48	0,10
	$c'$	1,11	1,74	0,00
	Penetração (mm)	6,67	0,04	2,00

Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
Grupo MCT	NS'/NA'	LG'	NA
Classificação	Solos Siltosos Não Lateríticos / Solos Arenosos Não Lateríticos	Solos Argilosos Lateríticos	Areias Não Lateríticas

O coeficiente  $c'$  correlaciona-se aproximadamente com a textura da amostra, sendo que valor de  $c'$  elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, valores entre 1,0 e 1,5, caracterizam vários tipos granulométricos, compreendendo areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas etc. e valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos (Nogami & Villibor, 1995). Analisados os resultados obtidos (Tabela 4.4) e as características das amostras ensaiadas, observou-se uma boa relação entre o coeficiente  $c'$  e a textura (análise com defloculante).

De acordo com Fortes (1990) a diferenciação entre solos lateríticos e não lateríticos pelo método expedito é função da contração e penetração, sendo que os solos de comportamento lateríticos apresentam alta contração ( $> 0,22$  mm) e baixa penetração ( $< 2,0$  mm), já os solos de comportamento não laterítico podem contrair ao secar, mas ao reabsorverem água expandem e apresentam alta penetração. Essa particularidade está atrelada à mineralogia, pois os solos lateríticos sendo ricos em caulinita, que é um argilomineral pouco expansivo, após contração não voltam a expandir. Já os solos saprolíticos por serem menos intemperizados são comumente ricos em argilominerais expansivos e se expandem ao serem reumedecidos. A contração também está relacionada com o tipo de material existente, pois as argilas, geralmente, apresentam uma elevada contração e areias baixa contração. Analisados os resultados obtidos (Tabela 4.4) e as características de contração e penetração, observou-se uma boa relação com o comportamento esperado.

Os altos valores de contração e penetração do solo Corumbá relacionam-se bem com o alto valor de atividade encontrado para a amostra, pois segundo Skempton (1953), *apud* Fortes (1990), quanto maior a atividade maior a potencialidade à mudança de volume.

A Tabela 4.5 apresenta a classificação MCT tradicional, considerando o  $P_i$  calculado utilizando o Mini-MCV ou a umidade ótima. Na classificação apresentada na Tabela 4.4 para as amostras do solo Peixe e solo Corumbá, foram utilizados o  $P_i$  calculado pelo Mini-MCV e para a amostra do solo Goiânia, a umidade ótima da curva de compactação de 12 golpes, pois o ponto correspondente ao Mini-MCV = 15 correspondia a um ponto distante da umidade ótima e, portanto, não representava o material em campo. Cabe destacar que a perda de massa

por imersão se relaciona com a sucção/capilaridade atuante no solo e com a mineralogia. Sucções elevadas tendem a ampliar a perda de massa por imersão assim como a presença de argilominerais expansivos tende a fazer deslocar a pastilha de solo extraída do corpo de prova. Portanto, mais que o valor da perda de massa por imersão é importante observar como ela se dá.

Verifica-se que não houve diferença da classificação utilizando as duas metodologias nas amostras estudadas, pois a diferença entre os  $P_i$ 's foram baixas, no entanto, amostras que apresentam maiores variações podem implicar na alteração da classificação.

Tabela 4.5 Comparação da Influência do Cálculo do  $P_i$  na Classificação Tradicional.

	Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
Tradicional	$c'$	0,60	0,40	0,40
	$d'$	7,5	81,0	81,0
	Pi Mini-MCV(%)	259	94	94
	$e'$	1,74	1,10	1,10
	Grupo MCT	NS'	LA	LA
	Pi $w_{ot}$ (%)	268	118	118
	$e'$	1,75	1,13	1,13
	Grupo MCT	NS'	LA	LA

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam, respectivamente, a carta de classificação utilizada para determinar o grupo MCT pelo método tradicional da metodologia MCT e na metodologia MCT expedita, sendo apresentado a localização de cada amostra na carta, obtida utilizando os valores dos coeficientes apresentados na Tabela 4.5.

A classificação expedita (método das pastilhas) confirmou os resultados obtidos na classificação MCT tradicional para duas amostras (solo Corumbá e solo Goiânia), no entanto, no solo Peixe verificou-se discrepância: na classificação tradicional o solo foi classificado como laterítico e na classificação expedita como não laterítico. Para análise do solo Peixe foi adotada a classificação tradicional, areia laterítica, pois o comportamento é de um solo laterítico, com baixo  $P_i$ , elevada estabilidade química e presença de quartzo.

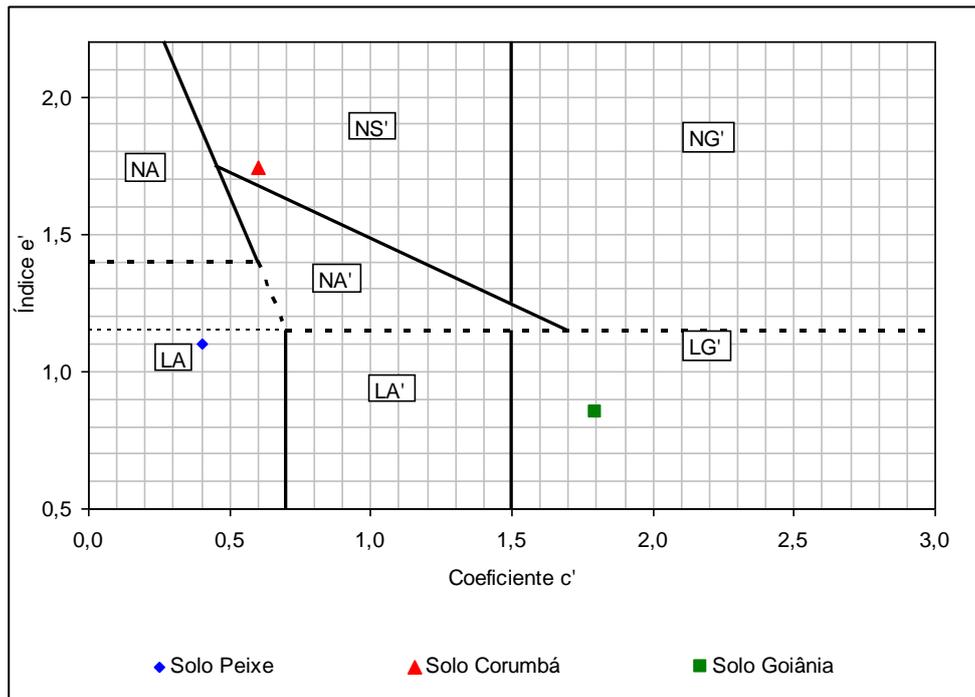


Figura 4.5 Carta de Classificação Utilizada pelo Método Tradicional da Metodologia MCT

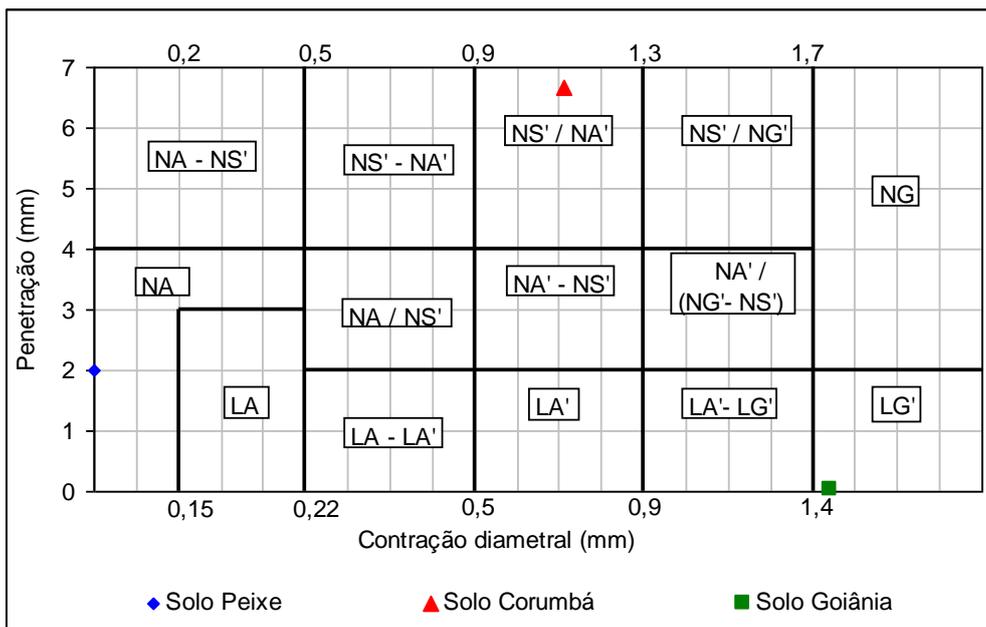


Figura 4.6 Carta de Classificação Utilizada pelo Método das Pastilhas

### 4.1.3 Caracterização Química

Os resultados das análises químicas dos solos estão apresentados na Tabela 4.6.

Os solos de Peixe e de Corumbá apresentaram pH menores que 5,5, portanto, caracterizando-se como ácidos, o solo de Goiânia caracterizou-se como moderadamente ácido com pH em água igual a 6,9. Geralmente os solos mais intemperizados são os mais ácidos, o

que apontaria para uma incoerência nos resultados se as duas amostras fossem oriundas de um mesmo perfil de alteração. Mas não só por este não ser o caso, como também provavelmente devido ao fato do solo Goiânia ter passado por processo de calagem, por tratar-se de solo superficial em área de pastagem, os resultados não podem ser considerados comparativamente incoerentes. A maior concentração de cálcio neste solo é um indicativo da calagem, porém, o elevado teor de agregados nele presentes aponta para o fato de que a elevação do pH não gerou a passagem pelo ponto de carga zero do solo o que propiciaria a sua desagregação.

Rezende *et al.* (2003) verificou na estabilização de solos lateríticos que quando a adição de cal provocava um aumento do pH, afastando o solo do ponto isoelétrico ela gerava floculação (agregação) e quando o aumento do pH provocava a aproximação e passagem pelo ponto isoelétrico gerava dispersão (desagregação). O solo de Goiânia apresenta maior concentração de cálcio por provável processo de calagem, porém o elevado teor de agregados nele presentes aponta para o fato de que a elevação do pH não gerou a passagem pelo ponto de carga zero do solo. A maior acidez contribui para a estabilidade dos agregados e pacotes de argila presentes respectivamente nos solos Goiânia e Corumbá.

Na análise do  $\Delta\text{pH}$  (diferença entre pH em KCl e o pH em água) verificou-se que todos os solos apresentaram valor negativo o que indica o predomínio de argilas silicatadas, no entanto, na classificação MCT o solo Corumbá foi classificado como NS' (não laterítico siltoso) e os solos de Peixe e de Goiânia como lateríticos. A provável calagem pode estar mascarando o valor de  $\Delta\text{pH}$  do solo Goiânia, pois o esperado para esse solo seria um valor positivo indicativo do predomínio dos oxi-hidróxidos de ferro e alumínio.

Tabela 4.6 Resultados das Análises Químicas.

Descrição	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
pH em água	4,9	6,9	4,5
pH em KCl	3,8	6,1	3,5
$\Delta\text{pH}$	-1,1	-0,8	-1,0
Ca + Mg <sup>(1)</sup>	0,4	2,7	0,7
Cálcio <sup>(1)</sup>	0,3	2,2	0,5
Magnésio <sup>(1)</sup>	0,1	0,5	0,2
Potássio <sup>(1)</sup>	0,03	0,08	0,25
Sódio <sup>(1)</sup>	0,02	0,03	0,03
Soma dos cátions trocáveis <sup>(1)</sup>	0,45	2,81	0,98
Alumínio <sup>(1)</sup>	0,7	0	1
Acidez total (H+Al) <sup>(1)</sup>	2,2	3	2,2
CTC <sup>(1)</sup>	2,65	5,81	3,18
Saturação de alumínio (%)	61	0	51
Saturação de bases (%)	17	48	31

Descrição	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe
Carbono orgânico (g/kg)	3,6	4,1	2,0
Matéria orgânica (g/kg)	6,2	7,1	3,4
Fósforo (mg/dm <sup>3</sup> )	2,4	2	2,2

OBS: (1) unidades em cmol<sub>c</sub>/dm<sup>3</sup> = mE/100ml.

O solo Goiânia apresentou maior CTC e maior porcentagem de argila que o solo Corumbá devido ao maior teor de argila nele presente, embora a illita presente no solo Corumbá seja geralmente responsável por maiores valores de CTC.

Jacinto (2005) em sua dissertação de mestrado destaca que solos com maior teor de alumínio livre tendem a ter maior floculação, e observou este fato nas amostras estudadas. No entanto, o solo Goiânia contradiz este fato, pois é a amostra com maior floculação, no entanto, com menor teor de alumínio livre, fato que pode ocorrer em solos tropicais superficiais submetidos a calagem.

#### 4.1.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X

A difração de raios-X foi realizada segundo quatro análises: amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada. A Tabela 4.7 apresenta os principais minerais prováveis identificados nas análises e as Figuras 4.7 a 4.10 apresentam os difratogramas das amostras ensaiadas.

Tabela 4.7 Minerais Identificados nos Difratogramas.

Descrição	Solo Corumbá	Solo Goiânia	Solo Peixe Material retido na peneira N° 200	Solo Peixe Material passado na peneira N° 200
	Minerais Principais	illita	gibbsita	quartzo
Minerais Subordinados	quartzo, caulinita e goethita	quartzo, caulinita, clorita e hematita	montmorilonita e caulinita	caulinita e montmorilonita
Minerais Traço	gibbsita	montmorilonita e goethita	illita e gibbsita	illita e gibbsita

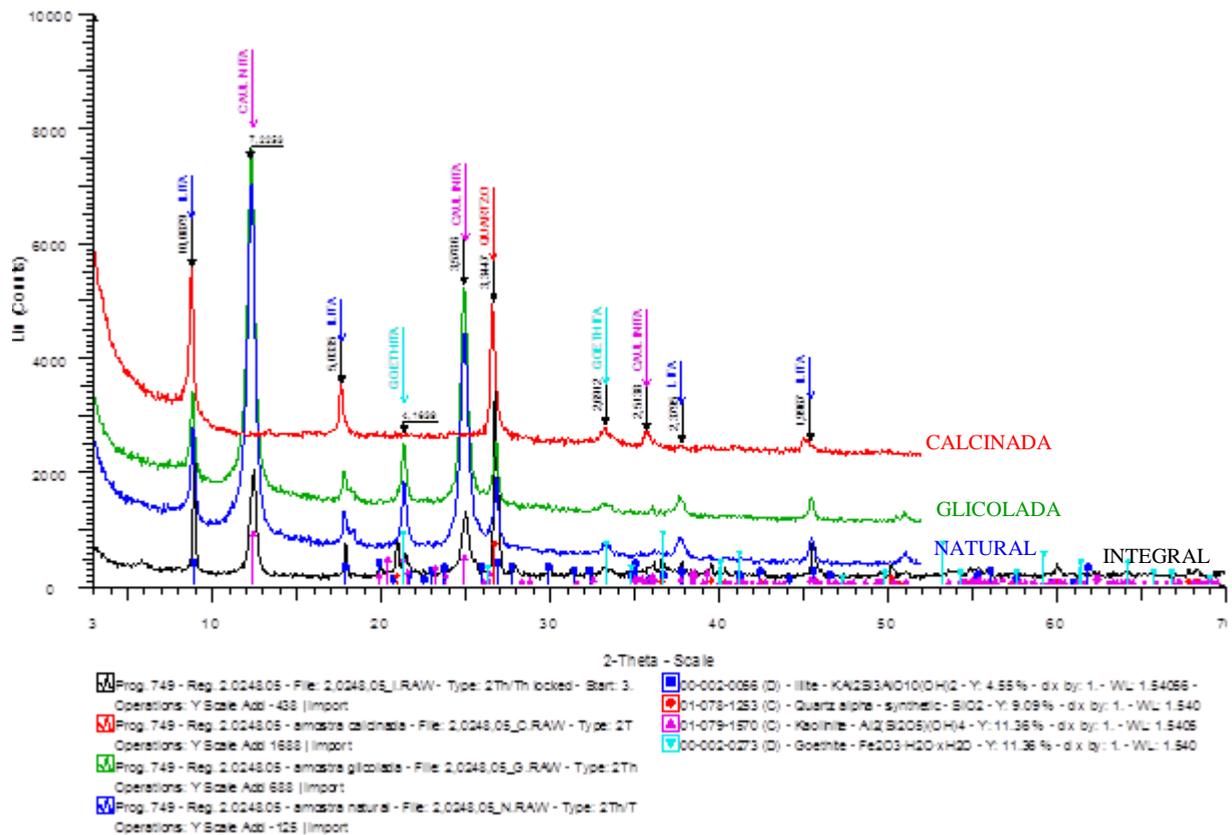


Figura 4.7 Difratoograma do Solo Corumbá.

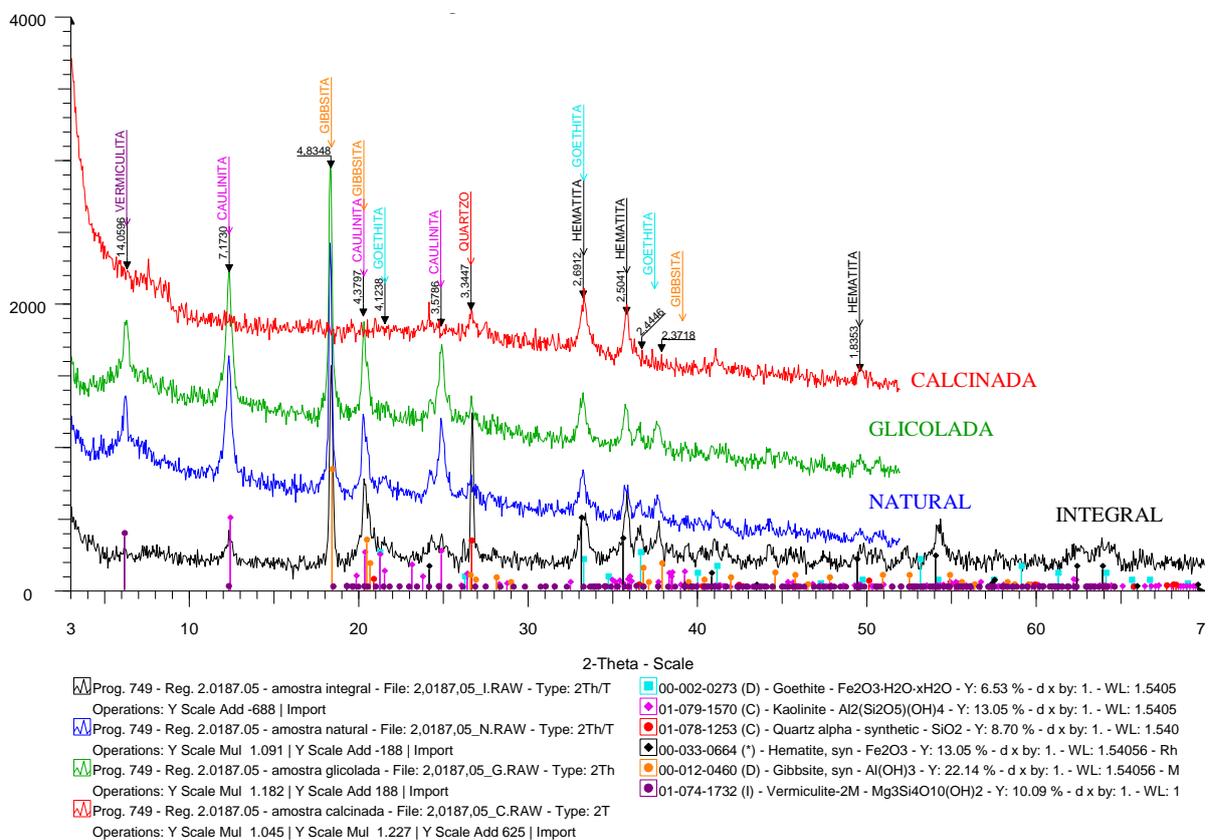


Figura 4.8 Difratoograma do Solo Goiânia.

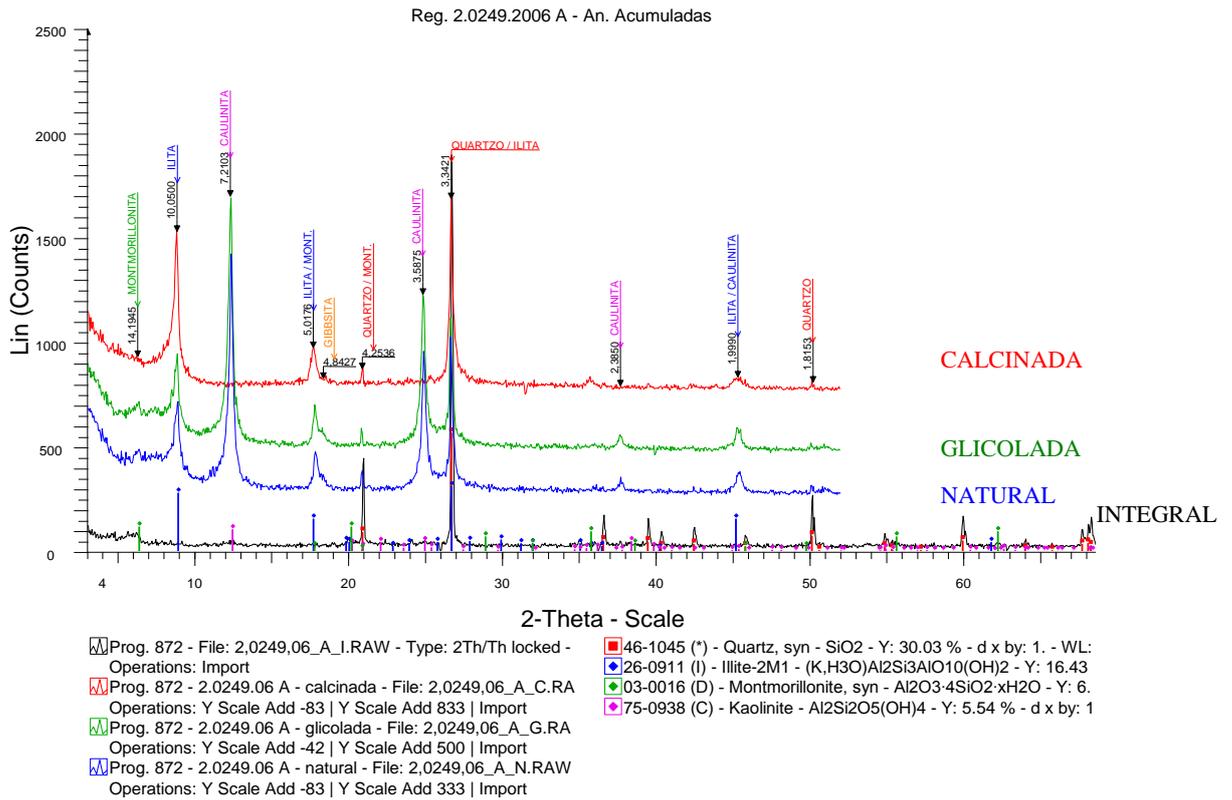


Figura 4.9 Difratoograma do Solo Peixe – Material retido na peneira N° 200 (material grosseiro).

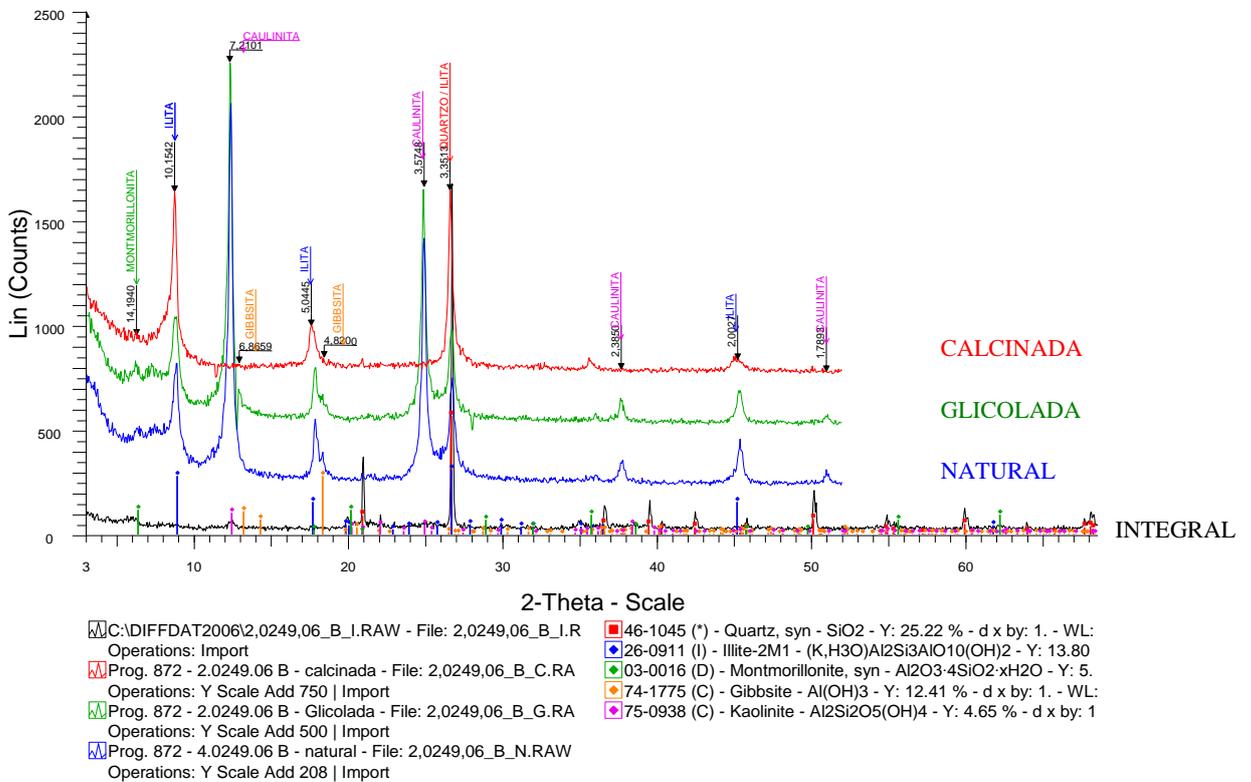


Figura 4.10 Difratoograma do Solo Peixe – Material passado na peneira N° 200 (material fino).

Os solos de Peixe e de Goiânia apresentam predominância de quartzo, óxido-hidróxido de ferro e alumínio e argilo minerais 1:1, enquanto que o solo Corumbá apresenta a predominância de argilominerais 2:1.

O solo Peixe (Figuras 4.9 e 4.10) apresenta predominância (minerais principais) de quartzo, fato este esperado, pois esta amostra apresenta a maior porcentagem de areia (80%) e apresenta baixa atividade (argila inativa). A montmorilonita/ilita expansiva e a caulinita apresentam-se como minerais subordinados, sendo que este último mineral geralmente é encontrado em solos maduros que sofreram algum intemperismo e apresenta geralmente pequena capacidade de troca de cátions e baixa atividade. A ilita e a gibbsita aparecem como minerais traço, no entanto, estes minerais podem influenciar no comportamento do solo, visto que apesar do mesmo apresentar grande porcentagem de areia ele apresenta um índice de plasticidade ( $I_p$ ) igual a 5%.

Com relação à análise feita para as frações passadas e retidas na peneira N° 200 do solo Peixe, verificou-se que a mineralogia identificada por DRX para ambas as frações analisadas foi a mesma, com grande predomínio do quartzo. Como era esperado, a amostra passada na peneira N° 200 contém quantidade um pouco maior dos argilominerais illita, caulinita, gibbsita e montmorillonita/ilita expansiva, em relação à amostra retida.

O solo Corumbá (Figura 4.7) apresenta predominância (minerais principais) de ilita e a presença deste mineral têm grande influência nas propriedades e comportamento deste material, visto que o mesmo possui alta atividade ( $I_a = 1,95$ ) apesar da considerável porcentagem de areia (46,7%). São encontrados como minerais subordinados nesse solo o quartzo, a caulinita e oxi-hidróxidos de ferro (goethita). A presença de quartzo é explicada pela grande porcentagem de areia e a da caulinita e goethita estão ligados a atuação do intemperismo que o solo sofreu. Este fato é reforçado pela presença de traços de gibbsita.

O solo Goiânia (Figura 4.8) apresenta, devido à profunda intemperização pela qual passou, predominância (minerais principais) de hidróxidos de alumínio (gibbsita), possivelmente devido ao alto processo de intemperismo que este solo apresenta. A grande intemperização deste solo é reforçada pela presença de caulinita e óxidos de ferro (hematita) como minerais subordinados. A montmorilonita e a goethita aparecem como minerais traço, no entanto, estes minerais influenciam no comportamento do solo, visto que apesar do mesmo apresentar grande porcentagem de areia ele apresenta índice de plasticidade considerável ( $I_p = 20\%$ ). Foi verificado que esta amostra apresenta partículas de ferro (observação tátil-visual), o que foi constatado na análise mineralógica (presença de hematita).

Dos solos em estudo, o mais intemperizado é o solo Goiânia, pois apresenta a gibsita como mineral principal e o menos intemperizado é o solo Corumbá, pois apresenta a ilita como mineral principal. Os minerais principais e subordinados identificados são coerentes com a classificação MCT.

Cardoso *et al.* (2003), estudando solos do Distrito Federal, concluiu que os solos finos da região têm como seus principais minerais a caulinita, a gibsita e a ilita, sendo que nos solos siltosos a ilita é o mineral principal e nos solos argilosos a gibsita e a caulinita são predominantes.

#### 4.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO-CAL

A Tabela 4.8 apresenta os resultados de peso específico dos sólidos realizados para as três amostras de solo em todos os teores de cal utilizados na pesquisa (0%, 2%, 4%, 6% e 8%).

Observando os valores apresentados na Tabela 4.8, verificou-se que a metodologias (picnômetro e ultrapicnômetro) e a incorporação de cal não apresentam significância de alteração no resultado de peso específico. A Figura 4.11, obtida a partir dos resultados do ultrapicnômetro, mostra, no entanto, que o peso específico dos sólidos das misturas tende a diminuir com o aumento do teor de cal.

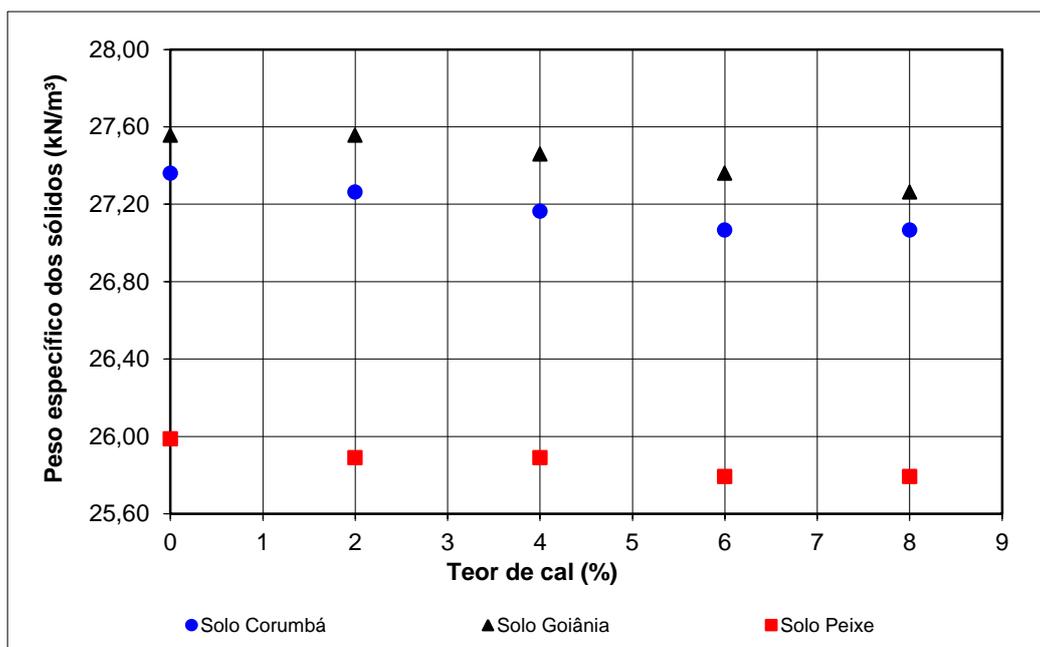


Figura 4.11 Comparação entre peso específico dos sólidos em função do teor de cal.

Tabela 4.8 Resultados dos Ensaios de Peso Específico dos Sólidos.

Porcentagem de cal (%)		0	2	4	6	8
Solo Corumbá	Ultrapicnômetro (kN/m <sup>3</sup> )	27,36	27,26	27,16	27,07	27,07
	Picnômetro (kN/m <sup>3</sup> )	27,36	26,28	27,46	27,36	27,65
Solo Goiânia	Ultrapicnômetro (kN/m <sup>3</sup> )	27,56	27,56	27,46	27,36	27,26
	Picnômetro (kN/m <sup>3</sup> )	27,85	27,85	27,75	27,65	27,65
Solo Peixe	Ultrapicnômetro (kN/m <sup>3</sup> )	25,99	25,89	25,89	25,79	25,79
	Picnômetro (kN/m <sup>3</sup> )	25,89	26,09	26,18	26,18	27,26

Nas Figuras 4.12 a 4.14 são apresentadas as curvas granulométricas sem defloculante para as amostras estabilizadas com cal.

Comparando as curvas granulométricas com e sem adição de cal observa-se que o solo Corumbá e o solo Peixe (Figuras 4.12 e 4.14) apresentam agregação do material independente do teor de cal adicionado. A agregação proporcionada pela adição de cal afeta diretamente o comportamento hidromecânico do material. A influência na resistência mecânica pode ser comprovada nos ensaios triaxiais realizados, onde as amostras apresentaram um ganho de coesão.

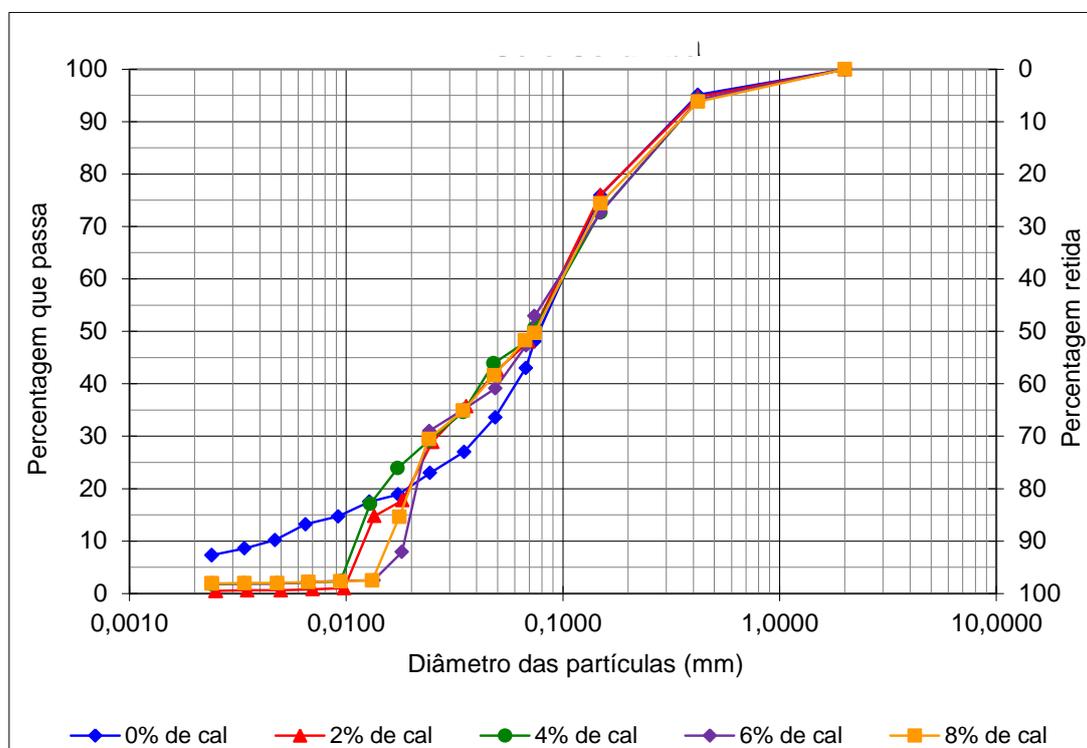


Figura 4.12 Curva Granulométrica Solo Corumbá.

Já para o solo Goiânia, a adição de cal não afetou o comportamento da curva granulométrica, ou seja, as curvas permaneceram as mesmas, independente da proporção de

cal adicionada. Tal comportamento se deve provavelmente ao fato de que a argila presente no solo já se encontrava agregada e a cal não afetou a estabilidade desses agregados.

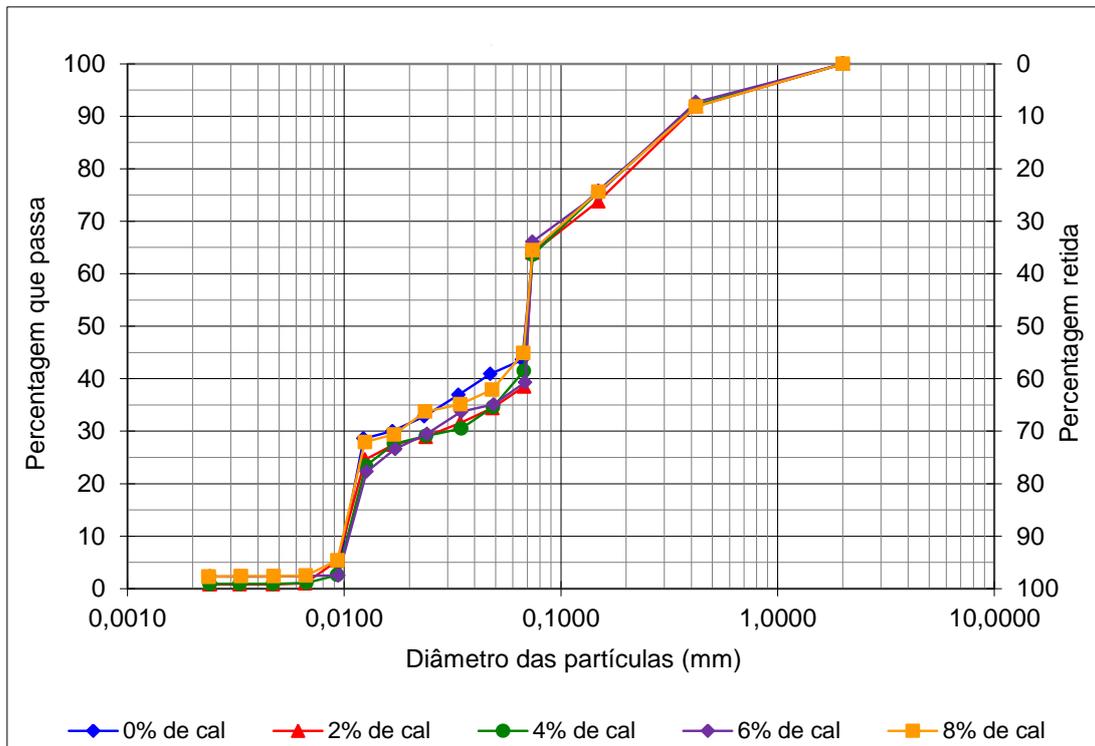


Figura 4.13 Curva Granulométrica Solo Goiânia.

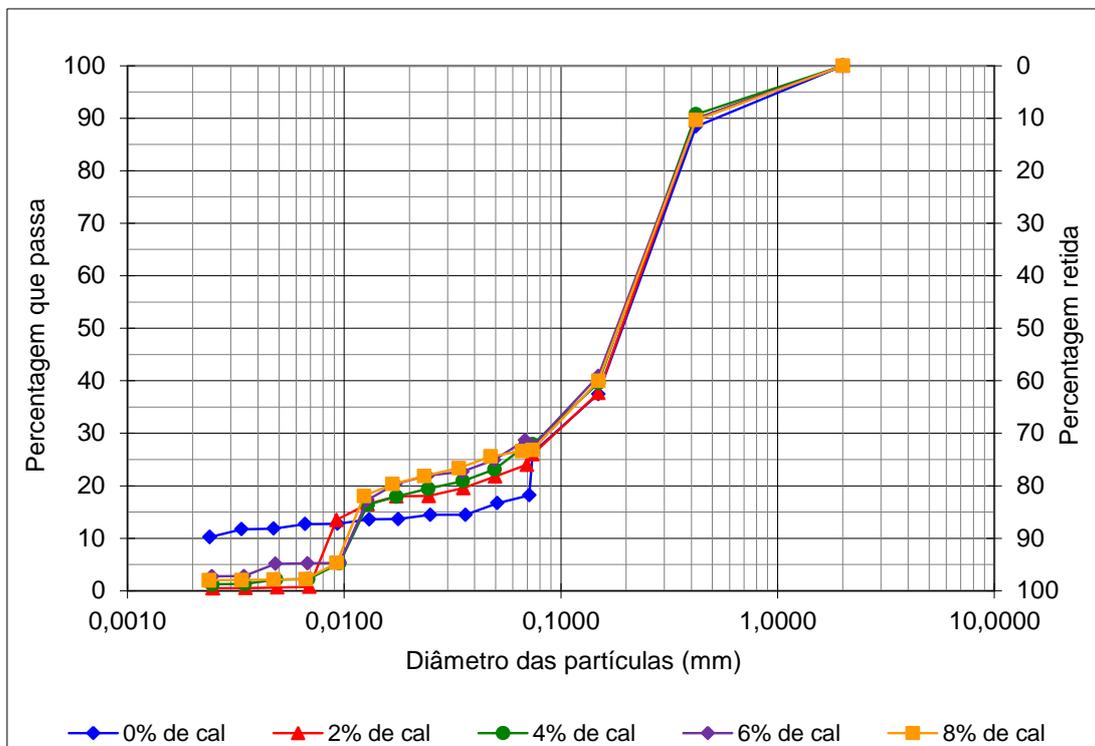


Figura 4.14 Curva Granulométrica Solo Peixe.

## 4.3 DOSAGEM SOLO-CAL

### 4.3.1 Método Físico-Químico

Segundo Ceratti & Casanova (1988) a partir das relações entre as variações máximas de volume e teores de cimento pode-se determinar convenientemente a mínima porcentagem de cimento necessária para estabilização da amostra. Esta porcentagem corresponde ao ponto de pico da relação (Figura 4.15), sendo que qualquer adição de cimento acima deste teor pode aumentar a resistência da amostra, mas não irá reagir físico-quimicamente com as partículas de solo.

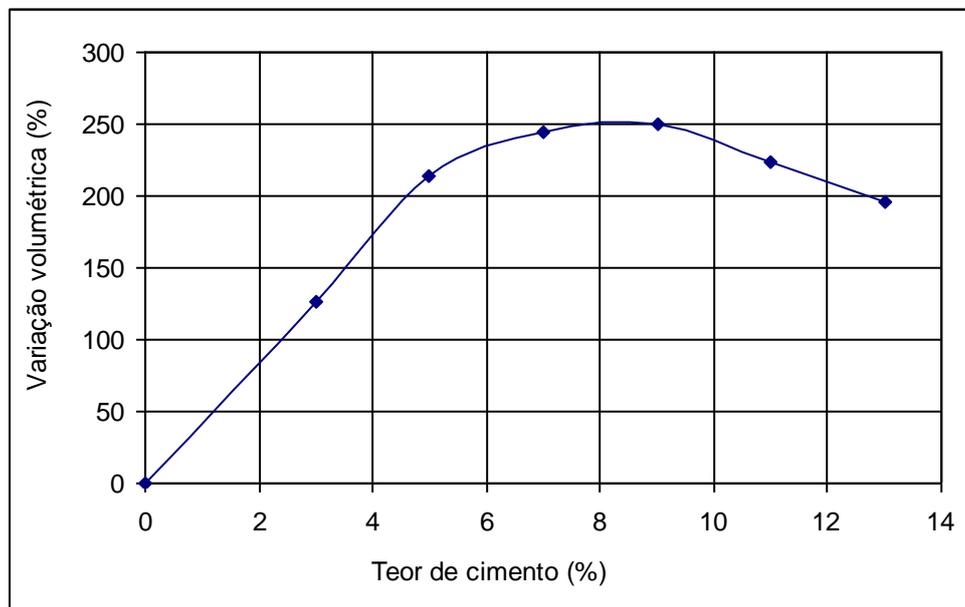


Figura 4.15 Relação entre o teor de cimento e variação volumétrica (Casanova *et al.*, 1992–Modificado).

As Figuras 4.16 e 4.17 apresentam a relação entre a variação volumétrica e o teor de cal para os dois solos estudados.

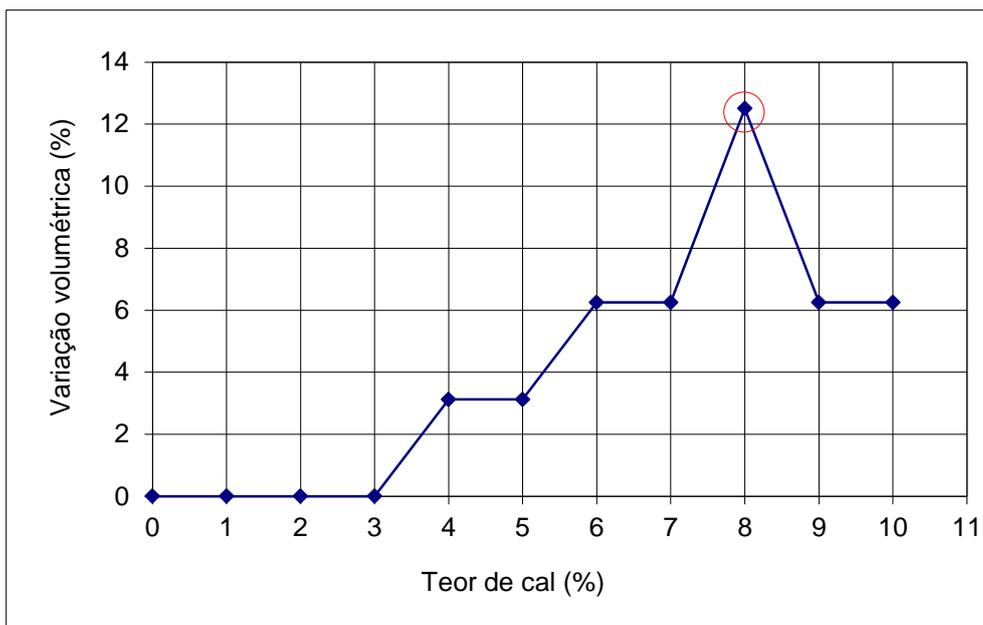


Figura 4.16 Relação entre o teor de cal e a variação volumétrica – Solo Corumbá.

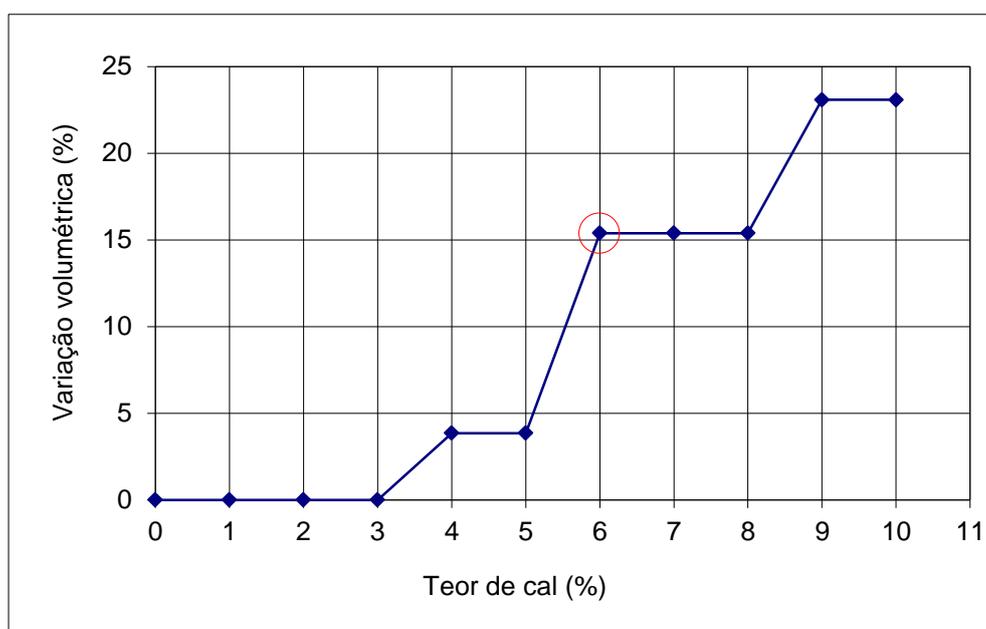


Figura 4.17 Relação entre o teor de cal e variação volumétrica - Solo Goiânia.

Na presente pesquisa, onde foi adotada a metodologia para a mistura de solo com cal, verifica-se, conforme apresentado nas Figuras 4.16 e 4.17, que não é possível determinar o ponto de pico dentro do limite de teores de cal analisados. A Tabela 4.9 apresenta o resumo dos resultados, indicando um possível ponto ótimo e um ponto de mudança de comportamento. Os patamares de estabilização que se verificam nas Figuras 4.16 e 4.17 apontam para o fenômeno de liberação de mais partículas para as reações físico-químicas na medida em que se acrescenta cal. Tal liberação se daria, no caso do solo Goiânia, em consequência da destruição de agregados e no caso do solo Corumbá como resultado do

destruição dos pacotes de argila. Nas análises granulométricas realizadas essa assertiva é confirmada para o solo Corumbá não o sendo, no entanto, para o caso do solo Goiânia. No caso do solo Corumbá embora as partículas de argila inicialmente desagregadas se agreguem após reação, na fração silte ela se desagrega dando margem ao fenômeno aqui sugerido.

Tabela 4.9 Resultados dos Ensaio do Método Casanova *et al.* (1992).

Amostra	Mínima Porcentagem de cal necessária para estabilização da amostra (%)	Mudança (%)
Solo Corumbá	6,0	> 7,0
Solo Goiânia	5,0	> 10,0

### 4.3.2 Método Eades e Grim (1966)

As Figuras 4.18 e 4.19 apresentam a relação entre o teor de cal e o pH. A Tabela 4.10 apresenta os resultados de pH determinados no solo em água e na solução de KCl 1N.

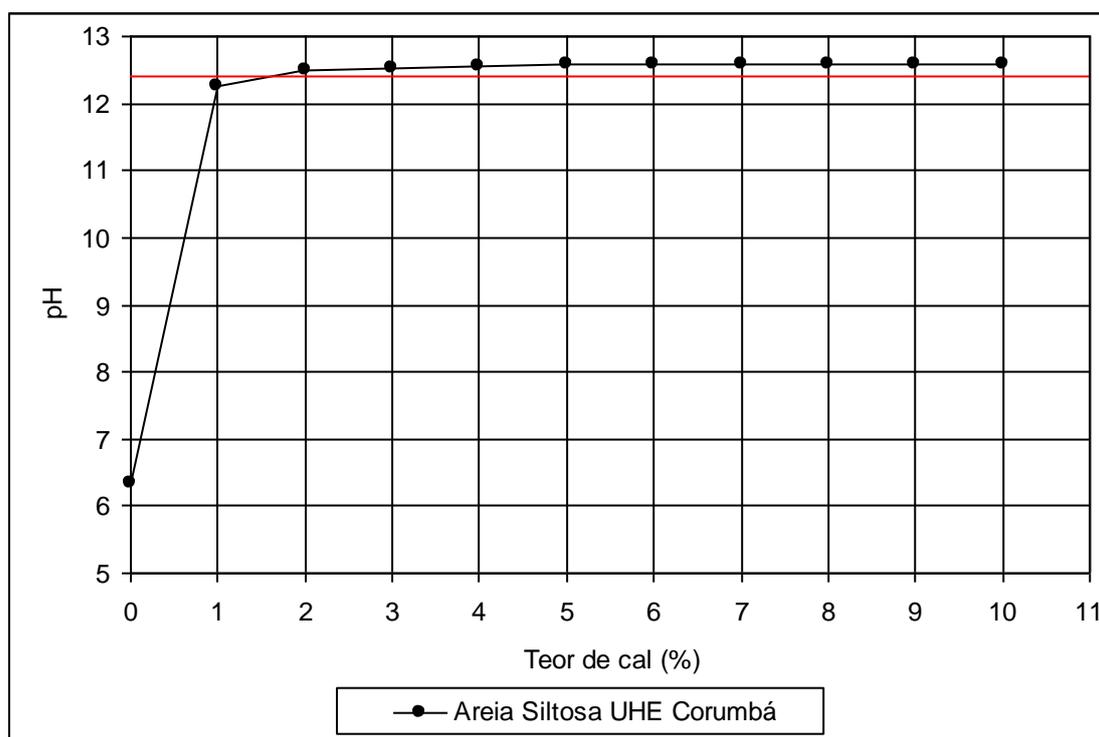


Figura 4.18 Relação entre o Teor de Cal e pH – Solo Corumbá.

Verifica-se nas Figuras 4.18 e 4.19 que as duas amostras apresentam estabilização (pH maior que 12,4) para baixa porcentagem de cal: 3,0% para o solo Goiânia e 2,0% para o solo Corumbá. Cabe destacar que para ambos os solos as variações volumétricas começaram a

ocorrer conforme mostrados nas Figuras 4.16 e 4.17 para 3% de cal, ou seja, o teor de cal definidor do pH mínimo nesse método corresponde apenas ao ponto de início das reações de expansão naquele.

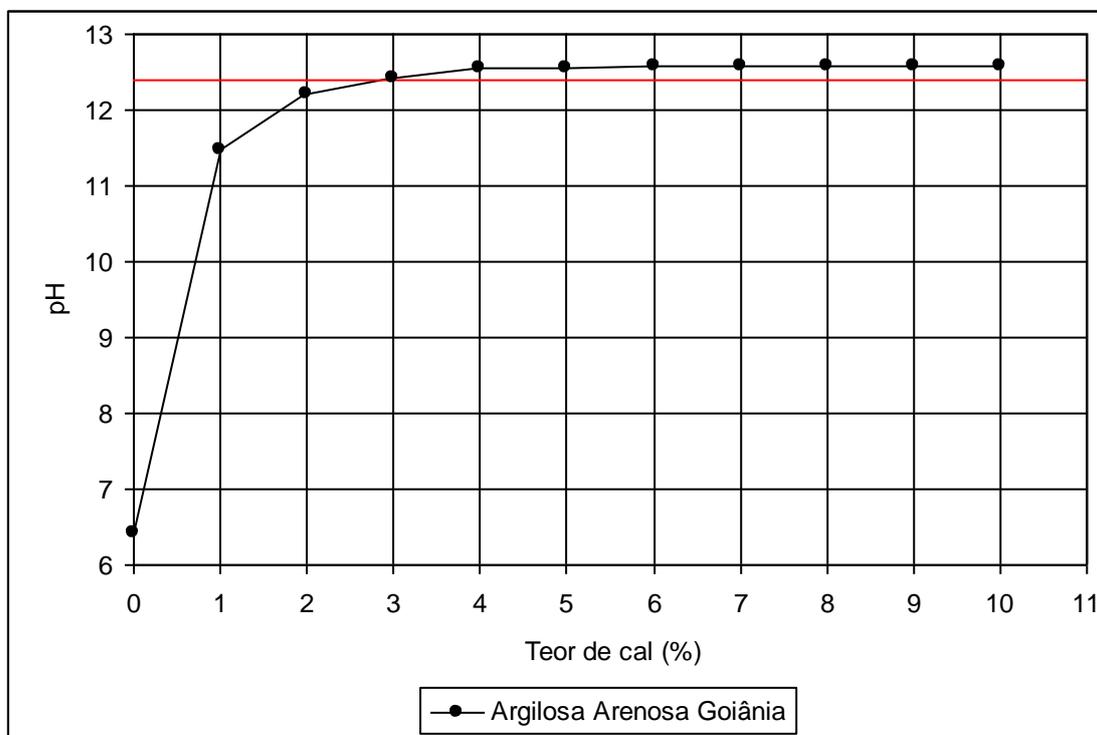


Figura 4.19 Relação entre o Teor de Cal e pH – Solo Goiânia.

Tabela 4.10 Resultados dos Ensaios de pH.

Amostra	H <sub>2</sub> O	KCl	
Solo Corumbá	5,5	5,0	- 0,5
Solo Goiânia	7,0	6,7	- 0,3

Os ensaios realizados utilizando as duas metodologias apresentaram resultados muito diferentes e não permitem concluir qual seria o teor de cal ótimo a ser adotado nas misturas. Com isso, os estudos prosseguiram baseados em resultados de ensaios de mini-compactação. Destaca-se, porém, que os dois métodos, se vistos de modo complementar, podem auxiliar na definição do teor ideal de cal. Tem-se, por exemplo, que ele não pode ser inferior a 3% para os dois solos e que enquanto no solo Goiânia ainda se tem aos 10% de cal partículas disponíveis para reações físico-químicas, no solo Corumbá tende a ocorrer aos 6%. Embora se deva levar em conta o tipo de mineral de argila, a simples comparação das curvas

granulométricas obtidas para os dois solos com o uso de defloculante já aponta para a maior disponibilidade de partículas de argila para reações no solo Goiânia.

### 4.3.3 Metodologia MCT

#### 4.3.3.1 Compactação mini-Proctor

As Figuras 4.20, 4.23 e 4.26 apresentam as curvas de compactação obtida para a amostra sem estabilização (0% de cal) e misturadas com cal (2%, 4%, 6% e 8%), para as amostras de solo Corumbá, Goiânia e Peixe, respectivamente.

As Figuras 4.21 e 4.22, 4.24 e 4.25, 4.27 e 4.28, apresentam a variação do peso específico aparente seco máximo e umidade ótima em função do teor de cal, para as mesmas amostras.

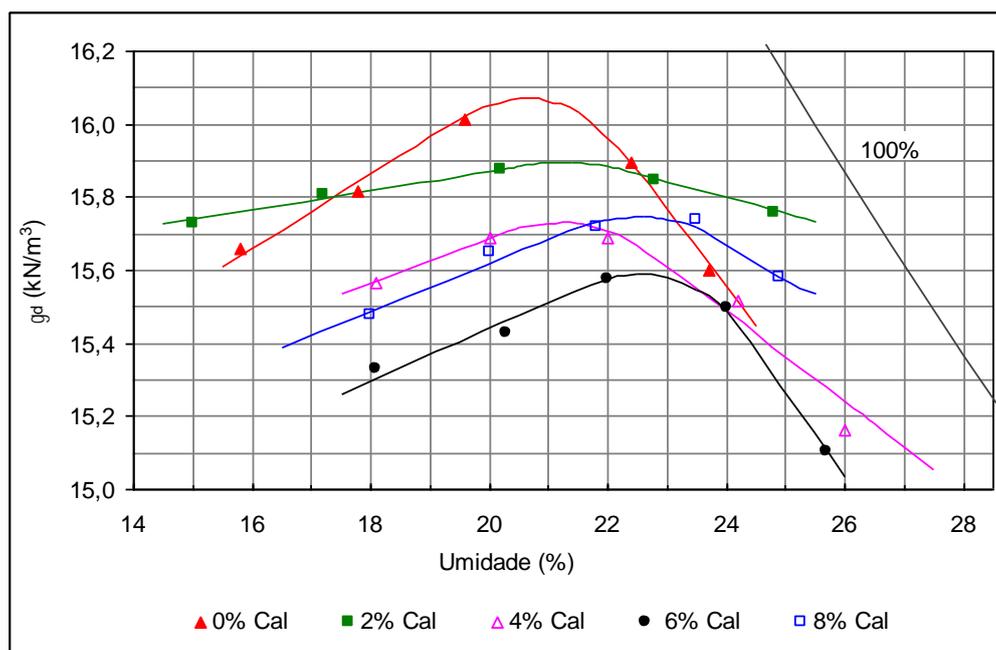


Figura 4.20 Curvas de Compactação Solo Corumbá.

A Figura 4.20 obtida para o solo Corumbá mostra que a adição de cal proporciona, pela mais suave inclinação do ramo seco da curva de compactação e menor valor de peso específico aparente seco máximo, a agregação do solo. Há que se atentar, no entanto, para o comportamento distinto obtido para 2% de cal e que enquanto no solo Goiânia teria proporcionado a sua desagregação, aqui aponta para outro fenômeno, o do desfazimento dos pacotes de argila. Mas por que as implicações seriam distintas? A explicação seria por que a

porosidade e condição de interação solo-água nos agregados são distintas da existente nos pacotes de argila. Nos solos agregados o desfazimento dos mesmos possibilita melhor arranjo de partículas sem o impedimento de forças de repulsão, pois os microporos originais presentes nos agregados provavelmente ofereciam distância entre partículas superior à necessária para a atuação de tais forças. Já no caso do solo Corumbá ocorreria o contrário em relação aos pacotes de argila, ou seja, o seu desfazimento favoreceria a atuação das forças de repulsão e maior acesso à água. Essas são, no entanto, questões a serem melhor analisadas.

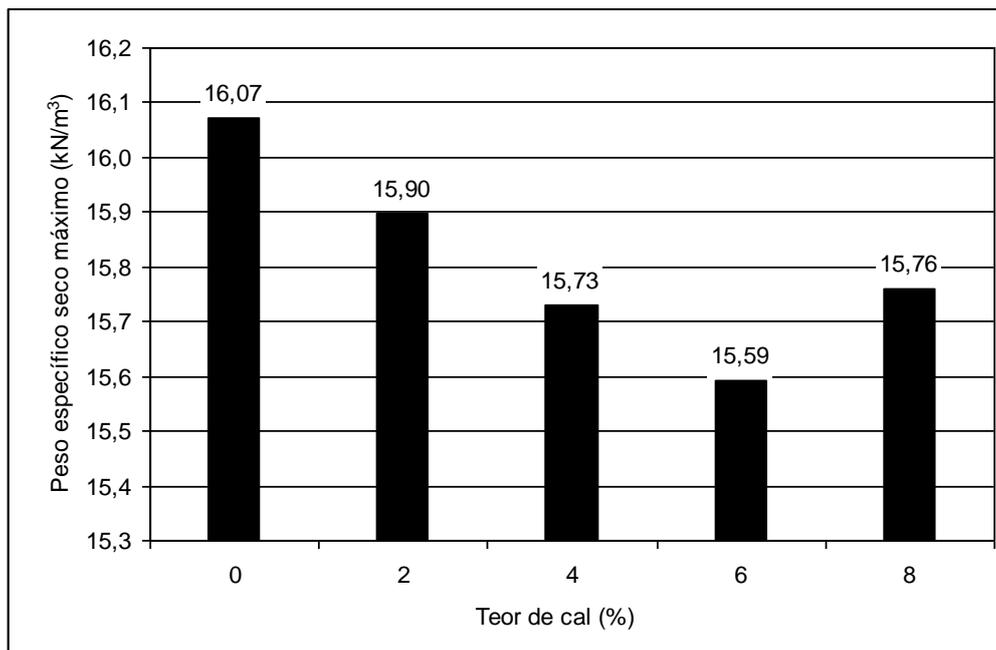


Figura 4.21 Variação do Peso Específico Máximo com o Teor de Cal - Solo Corumbá.

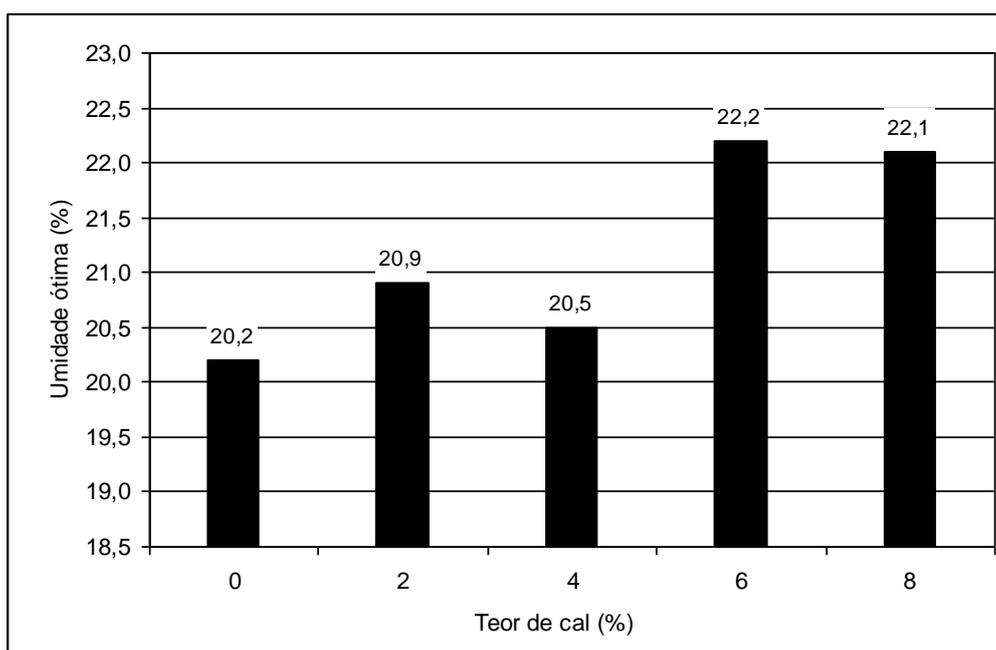


Figura 4.22 Variação do Teor de Umidade com o Teor de Cal - Solo Corumbá.

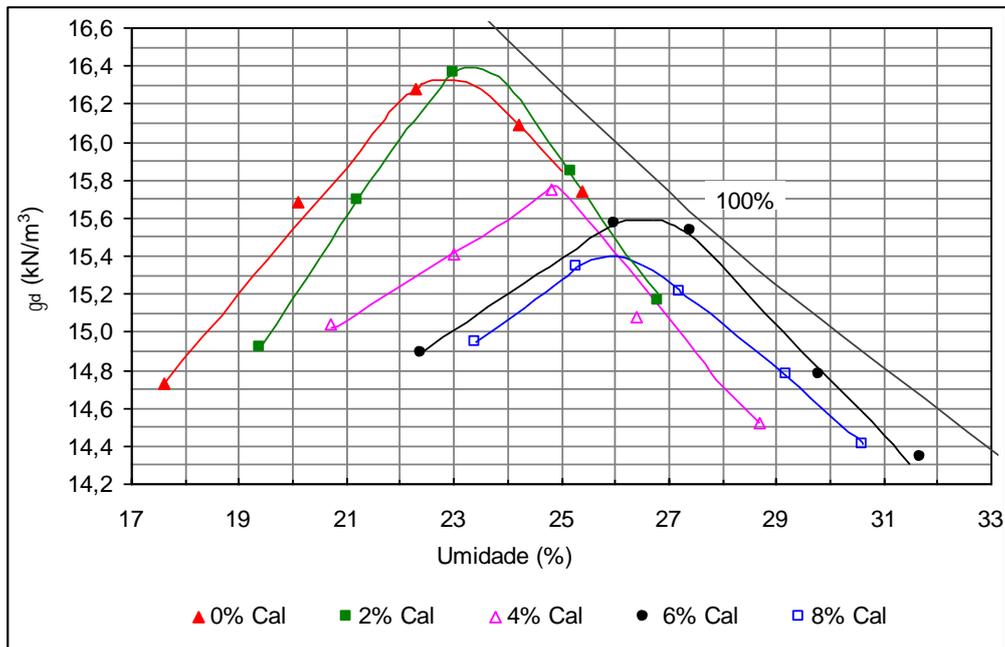


Figura 4.23 Curvas de Mini-Compactação Solo Goiânia.

Analisando-se a Figura 4.23 em que são mostradas as curvas de compactação obtidas para diferentes teores de cal observa-se pela maior inclinação do ramo seco da curva de compactação, maior peso específico aparente seco máximo e maior grau de saturação correspondente à umidade ótima, que o acréscimo de 2% de cal gerou a desagregação do solo Goiânia. Camapum de Carvalho *et al.* (1996) mostrou para um perfil de solo de Brasília que a desagregação gerada por ação química conduz o solo a um aumento de peso específico máximo conforme observado para a curva aqui mostrada para 2% de cal. Os autores mostraram, no entanto, que a umidade ótima tendia nesse caso a diminuir. Mas, se há de esperar quando ocorre o fenômeno da agregação que o peso específico aparente seco diminua e a umidade ótima aumente com a agregação gerada no solo pelo estabilizante químico conforme se observa nesses resultados para os demais teores de cal.

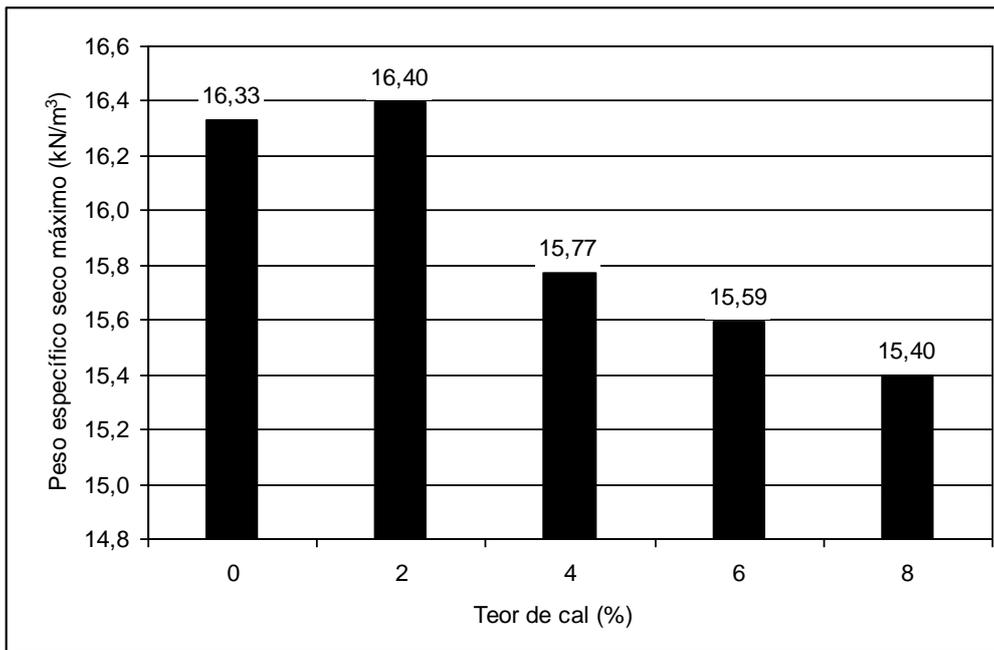


Figura 4.24 Variação do Peso Específico Máximo com o Teor de Cal - Solo Goiânia.

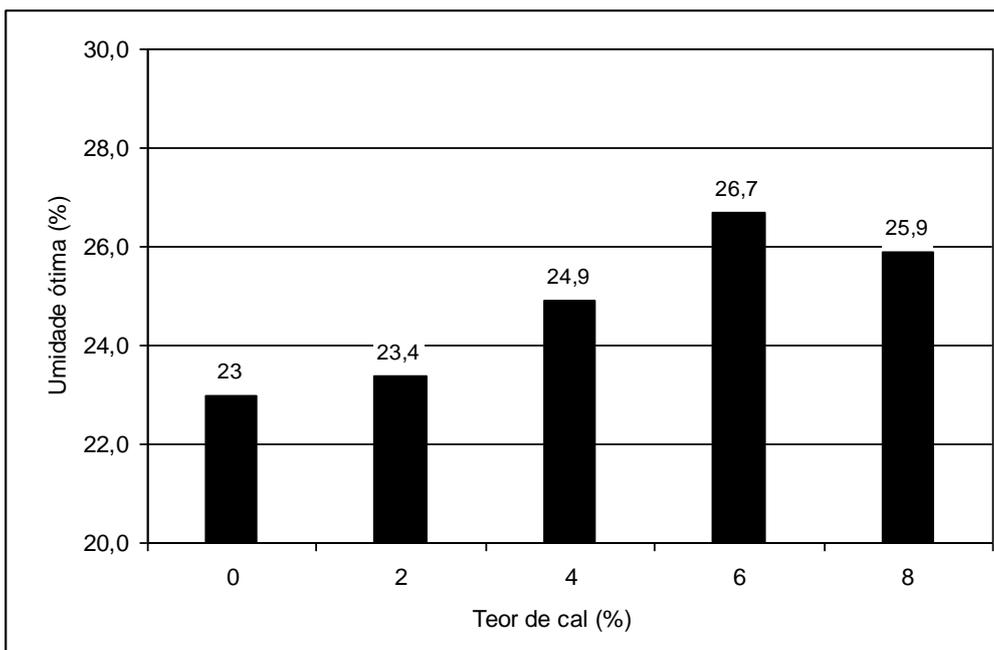


Figura 4.25 Variação do Teor de Umidade Ótimo com o Teor de Cal - Solo Goiânia

Para o solo Peixe (Figura 4.26), percebe-se a exemplo do solo Goiânia que 2% de cal gera a desagregação do solo passando em seguida por um processo de agregação para os demais teores de cal.

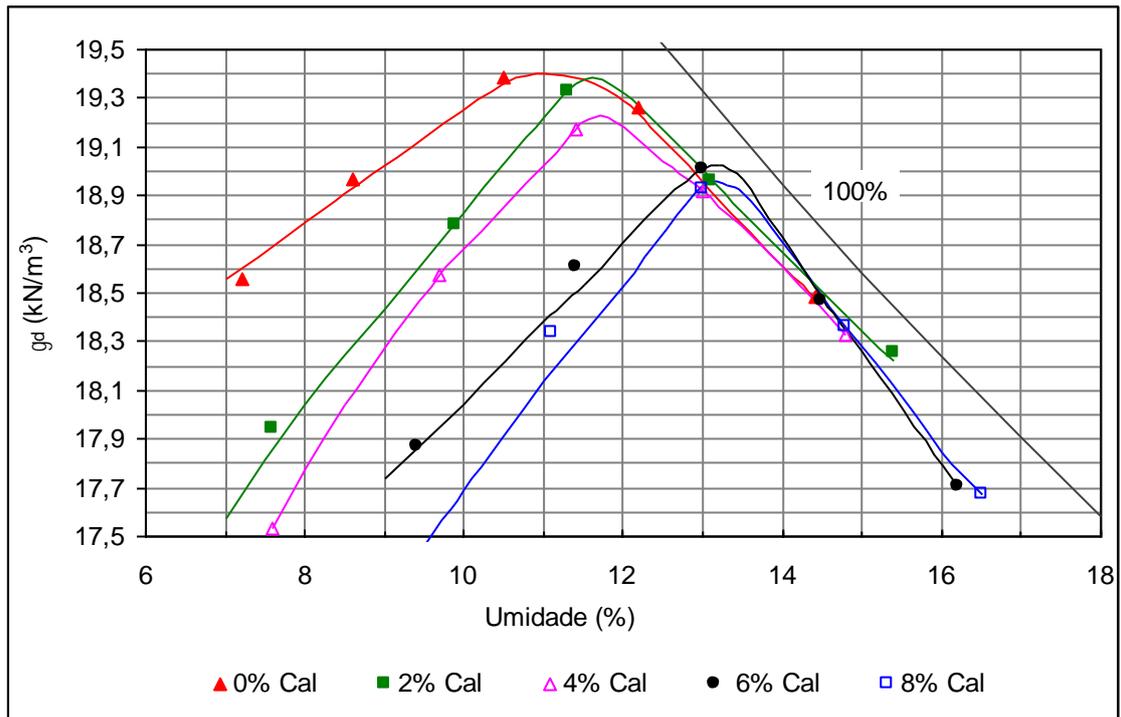


Figura 4.26 Curvas de Compactação Solo Peixe.

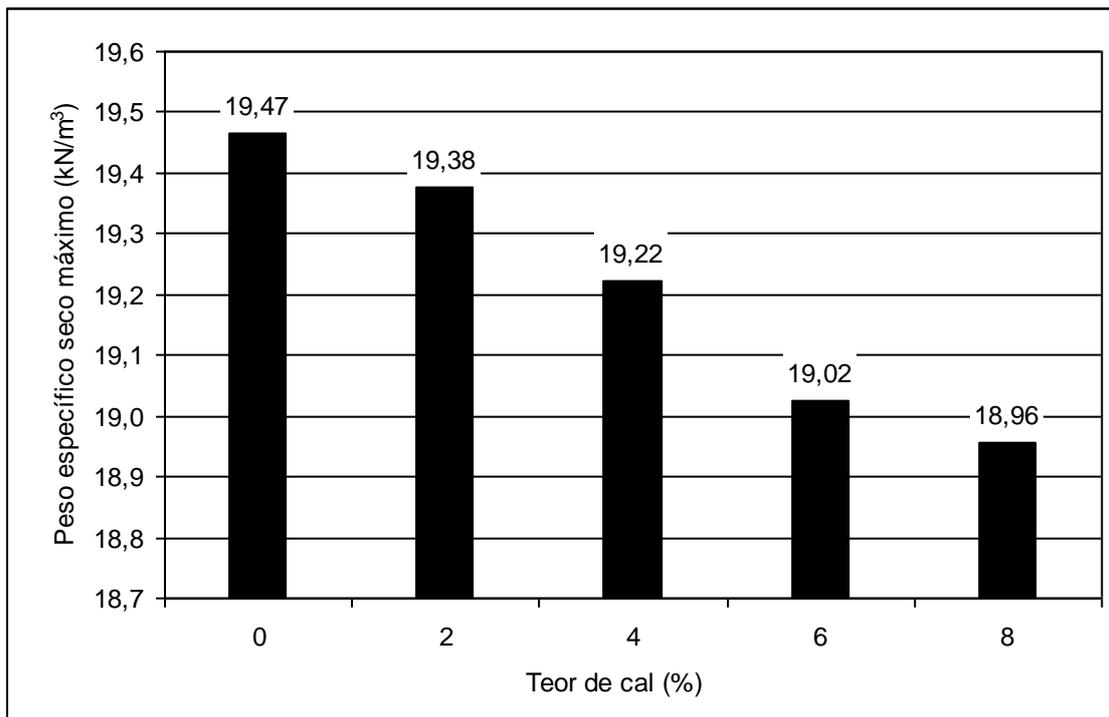


Figura 4.27 Variação do Peso Específico Máximo com o Teor de Cal - Solo Peixe.

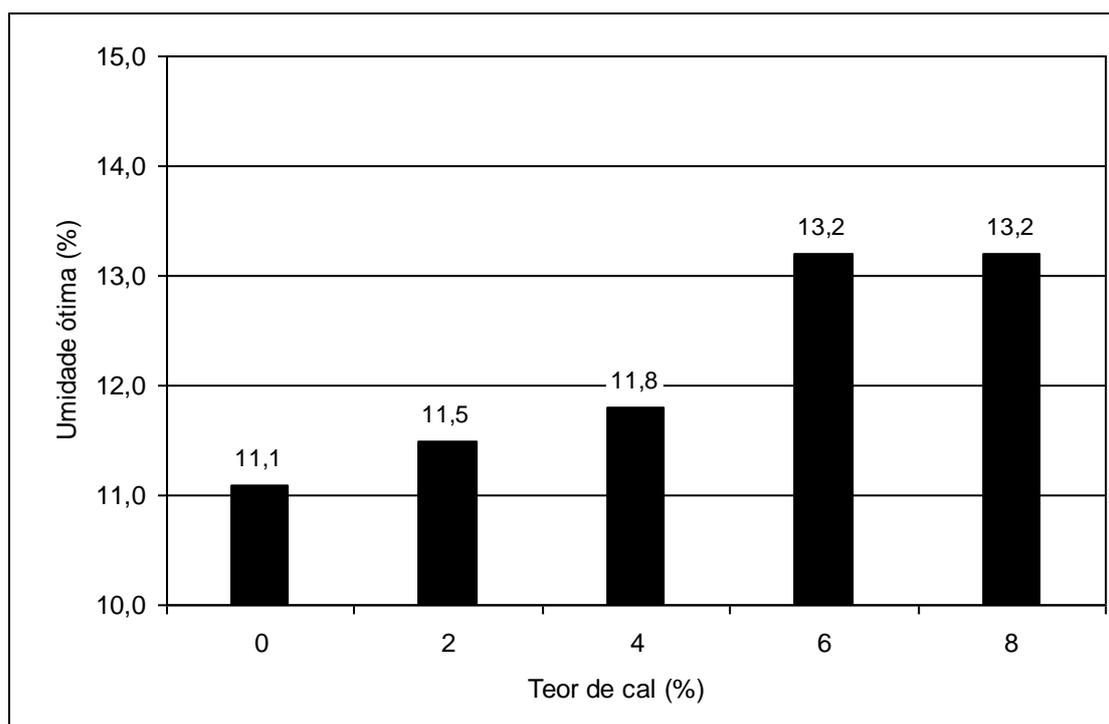


Figura 4.28 Variação do Teor de Umidade com o Teor de Cal - Solo Peixe.

Os resultados dos ensaios de mini-compactação permitem inferir que para os solos Goiânia e Peixe o acréscimo de 2% de cal gera suas desagregações sendo este o teor ideal para os fins a que se propõe, núcleo impermeável de barragem. Já para o solo Corumbá depreende-se que os pacotes de argila são desfeitos com 2% de cal o que torna esse teor também apropriado para o uso em questão. Adicionalmente se tem para esse solo que com 2% de cal amplia-se a faixa de umidade de trabalho, pois a curva de compactação de torna mais suave.

#### 4.3.3.2 Permeabilidade MCT

As Figuras 4.29 a 4.31 apresentam a variação da permeabilidade com o teor de cal para os três tempos de cura, 24 horas e 14 e 28 dias, para as amostras de solo Corumbá , Goiânia e Peixe, respectivamente.

Na Figura 4.29 é possível verificar a influência tanto da adição de cal quanto do tempo de cura nos valores de permeabilidade do solo Corumbá. Para a amostra desse solo os teores de cal indicados para um melhor comportamento hidráulico do material são em ordem crescente de redução da permeabilidade 2%, 4% e 6%. No entanto, da mesma forma que para o solo Goiânia, é importante verificar como essa amostra se comporta frente aos ensaios de erodibilidade.

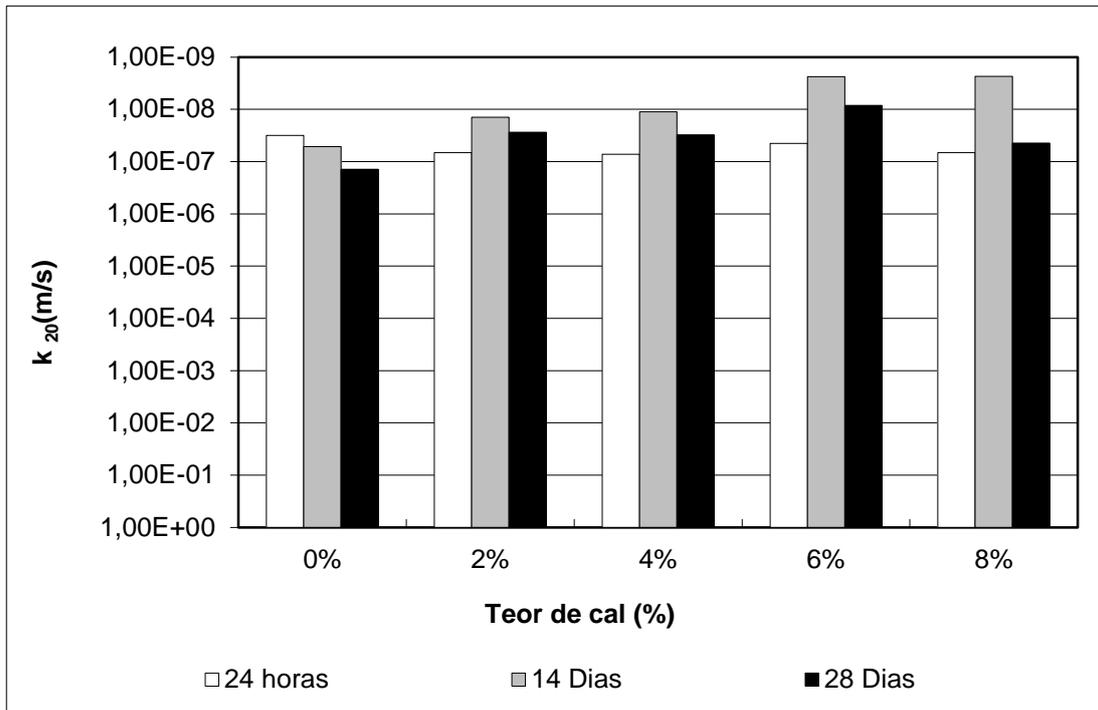


Figura 4.29 Variação da Permeabilidade com o Teor de Cal - Solo Corumbá.

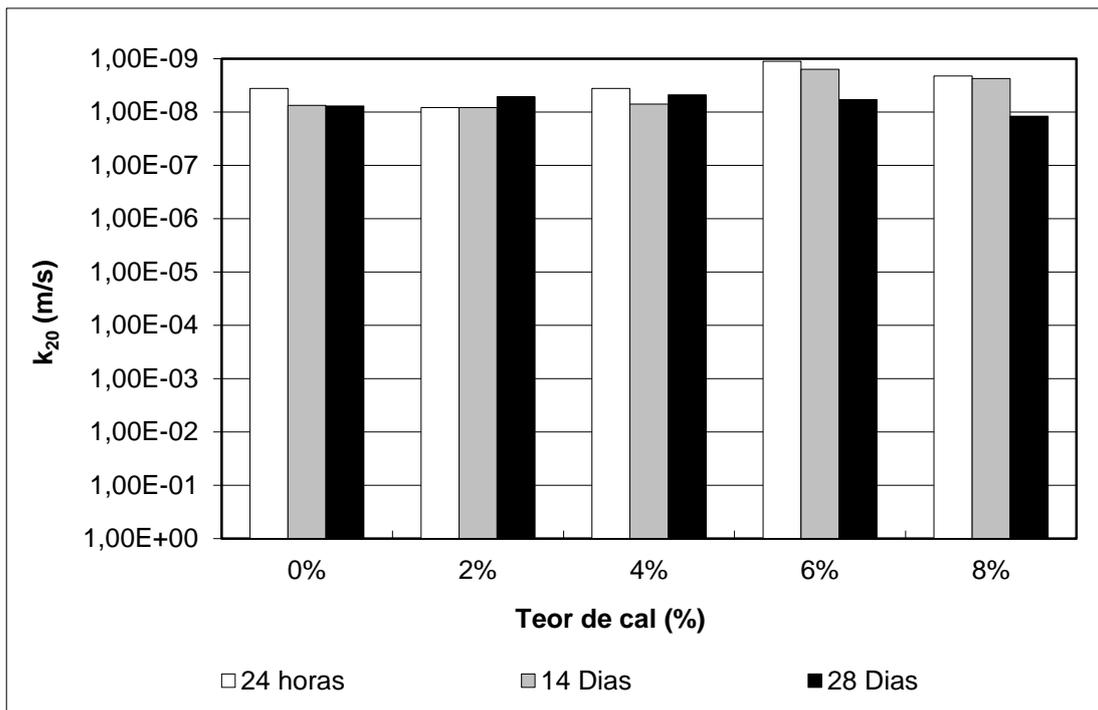


Figura 4.30 Variação da Permeabilidade com o Teor de Cal - Solo Goiânia.

Na Figura 4.30 observa-se para o solo Goiânia que a adição de cal pouco influenciou os valores de permeabilidade, estando estes em torno de  $10^{-9}$  m/s. Verifica-se ainda que o tempo de cura também não afetou consideravelmente o comportamento da amostra quanto aos valores de permeabilidade. Logo, para a amostra de solo Goiânia, os menores teores de cal

são os mais indicados para se trabalhar, no entanto, é importante verificar como essa amostra se comporta frente aos ensaios de erodibilidade (*pinhole test*).

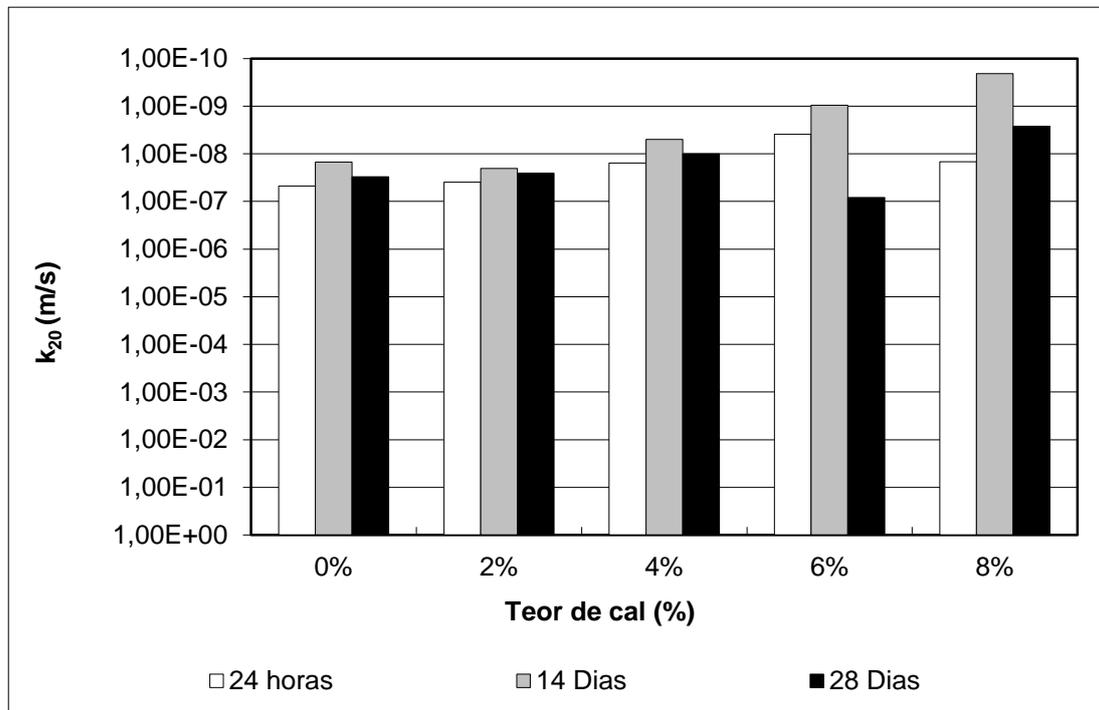


Figura 4.31 Variação da Permeabilidade com o Teor de Cal - Solo Peixe.

Para a amostra do solo Peixe, verifica-se na Figura 4.31 o mesmo comportamento apresentado para a amostra do solo Corumbá. No entanto, os ensaios com 6% de cal e 28 dias de cura não apresentaram resultados satisfatórios. Os teores de cal indicados para um melhor comportamento hidráulico do material são de 4% e 6%, ressaltando a importância da verificação desse comportamento nos ensaios de erodibilidade.

#### 4.3.4 *Pinhole Test*

A Tabela 4.11 apresenta os resultados obtidos no ensaio *Pinhole* para as três amostras em estudo.

Verifica-se para a amostra do solo Goiânia que a adição da cal não afeta de forma significativa o comportamento do material quanto à erodibilidade interna. Já para as amostras do solo Corumbá e Peixe, a adição de cal promoveu uma melhora no comportamento. Os resultados demonstraram que a susceptibilidade ao potencial de *pipping* das amostras dos solos Corumbá e Peixe tende a diminuir com o aumento do teor de cal adicionado.

Tabela 4.11 Resultados dos Ensaios de *pinhole test*.

Amostra	Teor de Cal					
	0%	2%	4%	6%	8%	
Solo Corumbá	Diâmetro final do furo	3 vezes	2 vezes	1,5 vezes	2 vezes	1,5 vezes
	Classificação	ND3	ND2	ND2	ND2	ND2
	Coloração da água	Escura	Escura	Pequena a média	Pequena a média	Pequena a média
	Partículas carregadas	Muitas	Muitas	Poucas	Poucas	Poucas
Solo Goiânia	Diâmetro final do furo	1mm	1mm	1mm	1mm	1mm
	Classificação	ND1	ND1	ND1	ND1	ND1
	Coloração da água	Completamente clara	Simplesmente visível	Simplesmente visível	Simplesmente visível	Simplesmente visível
	Partículas carregadas	Nenhuma	Pouca	Pouca	Pouca	Pouca
Solo Peixe	Diâmetro final do furo	1,5 vezes	1mm	1mm	1mm	1mm
	Classificação	ND3	ND2	ND1	ND1	ND1
	Coloração da água	Simplesmente visível	Simplesmente visível	Completamente clara	Simplesmente visível	Completamente clara
	Partículas carregadas	Poucas	Poucas	Nenhuma	Poucas	Nenhuma

Legenda:

D1: argilas altamente dispersivas

ND4: dispersibilidade média

ND2: não dispersiva

D2: argilas dispersivas

ND3: dispersibilidade média

ND1: não dispersiva

Levando em consideração os resultados apresentados e todo o exposto em relação ao potencial de erodibilidade interna das amostras, definiu-se os seguintes teores de cal para o prosseguimento da pesquisa:

- Solo Corumbá: 4% e 6%;
- Solo Goiânia: 2%;
- Solo Peixe: 2%.

#### 4.4 CURVA CARACTERÍSTICA

Neste item são apresentadas as curvas características, obtidas nos ensaios realizados pela técnica do Papel Filtro, para as amostras de solo estudadas nas condições de moldagem apresentadas no Capítulo 3.

As Figuras 4.32 a 4.37 apresentam as curvas características de retenção de água referentes à sucção matricial em função da umidade e do grau de saturação, respectivamente.

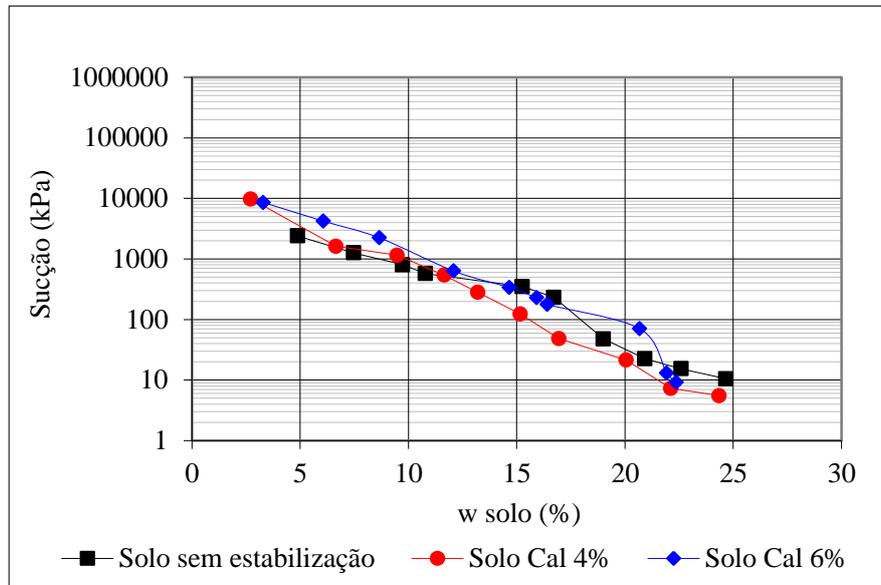


Figura 4.32 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Corumbá.

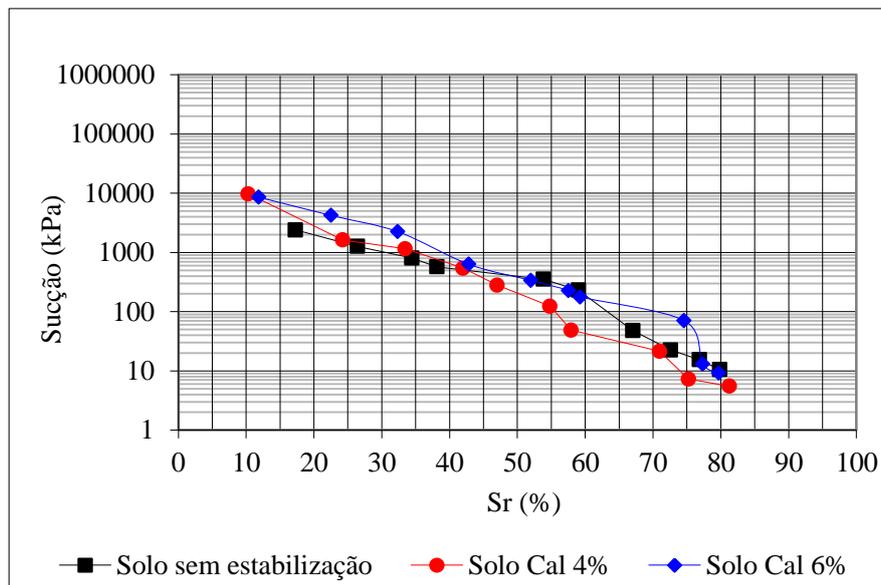


Figura 4.33 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Corumbá.

Nas Figuras 4.32 e 4.33 é possível observar a semelhança entre as curvas características não havendo uma tendência de comportamento bem definida com a adição de cal. Esse comportamento é refletido pela curva de compactação, onde se observa uma inclinação do ramo seco semelhante para as amostras sem estabilização e estabilizada apontando para semelhanças estruturais. Os valores de sucção medidos nas condições de moldagem dos corpos de prova são baixos e próximos (solo sem estabilização apresenta sucção de aproximadamente 20 kPa, solo com 4% de cal apresenta sucção de aproximadamente 8 kPa e solo com 6% de cal apresenta sucção de aproximadamente 10 kPa), logo, esse parâmetro provavelmente não afetará significativamente os resultados dos ensaios de comportamento mecânico.

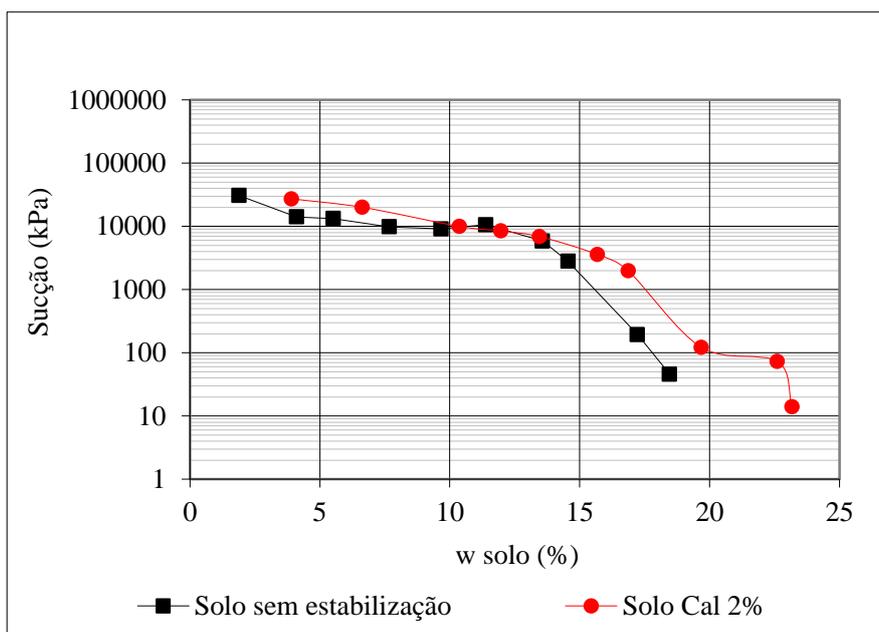


Figura 4.34 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Goiânia.

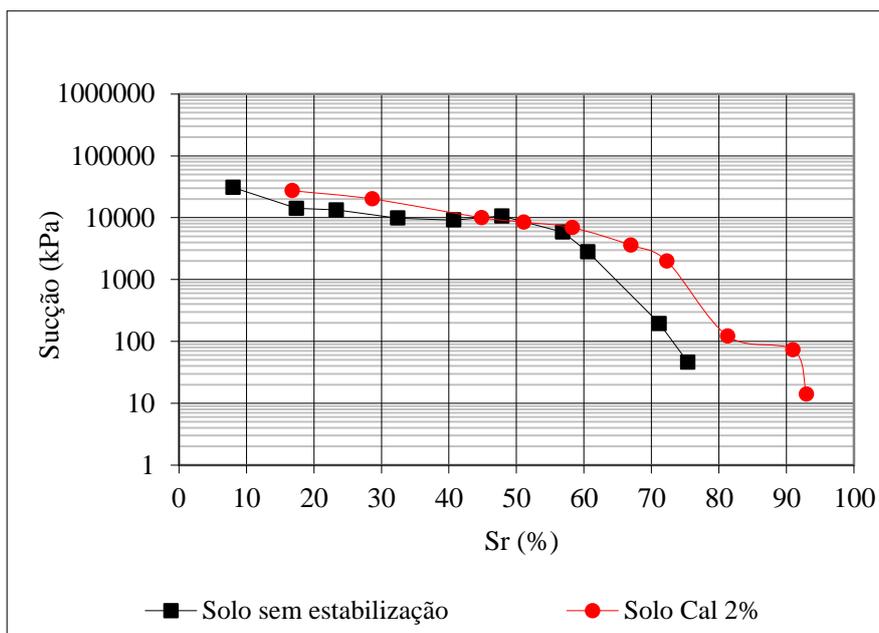


Figura 4.35 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Goiânia.

Nas Figuras 4.34 e 4.35 observa-se significativa variação na curva característica do solo Goiânia o que estaria provocando a destruição ou o fechamento de macro e mesoporosidade com a formação de microporos maiores (aumento da umidade de entrada de ar dos microporos com menores valores de sucção) e fechamento de parte dos microporos pré-existentes (aumento da sucção na zona de microporos com menores umidades). Esse comportamento estaria aparentemente em acordo com a curva granulométrica, pois nela se

observa que agregados entre 0,014 mm e 0,07 mm sofreu alguma redução com a adição de cal o que poderia estar contribuindo para a formação de agregados menores e algum fechamento do microporos que permaneceram. Esse mesmo comportamento se reflete na curva de compactação, pois a inclinação do ramo seco da curva de compactação mudou, mas não muito para esse teor de cal. Os valores de sucção medidos nas condições de moldagem dos corpos de prova são baixos (sucção de aproximadamente 10 kPa para ambas as condições), logo, esse parâmetro não deverá afetar significativamente os resultados dos ensaios de comportamento mecânico.

No solo Peixe, observa-se que, no trecho entre 32 e 67% de grau de saturação, os valores de sucção tendem a ser menores para a amostra estabilizada, o que aponta para a agregação do solo, como observado na curva granulométrica. Para uma pequena variação do grau de saturação, a amostra sem estabilização apresenta pequena variação de sucção, no entanto, a amostra estabilizada apresenta maior variação de sucção; logo as variações de umidade com a sazonalidade causam grande variação nos valores de sucção e conseqüentemente nas tensões atuantes no maciço. Esse fato pode ser verificado quando observa-se a inclinação do ramo seco das curvas de compactação. Os valores de sucção medidos nas condições de moldagem dos corpos de prova são baixos e próximos (solo sem estabilização apresenta sucção de aproximadamente 20 kPa e solo com 2% de cal apresenta sucção de aproximadamente 7 kPa), logo, esse parâmetro não afetará significativamente os resultados dos ensaios de comportamento mecânico.

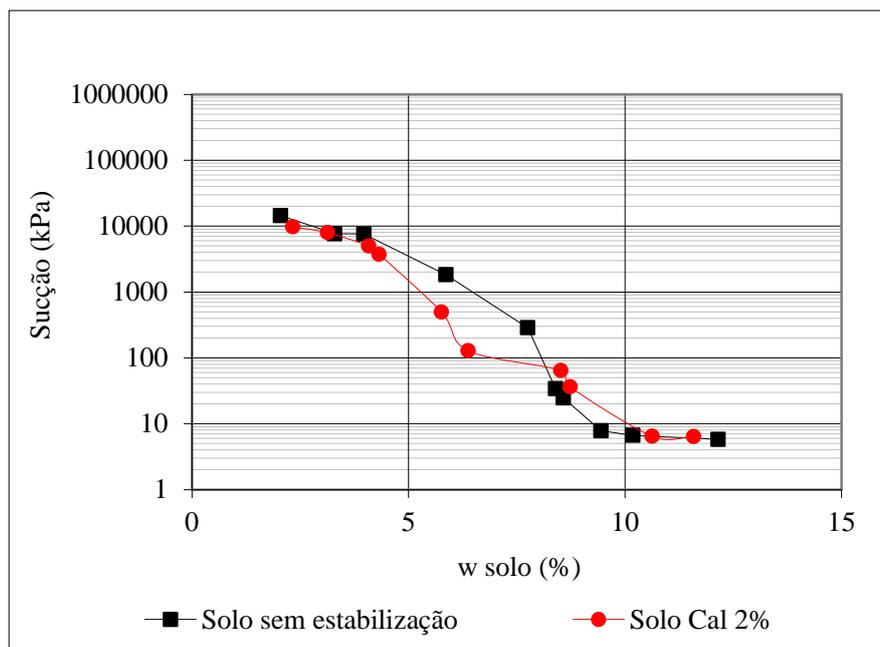


Figura 4.36 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Peixe.

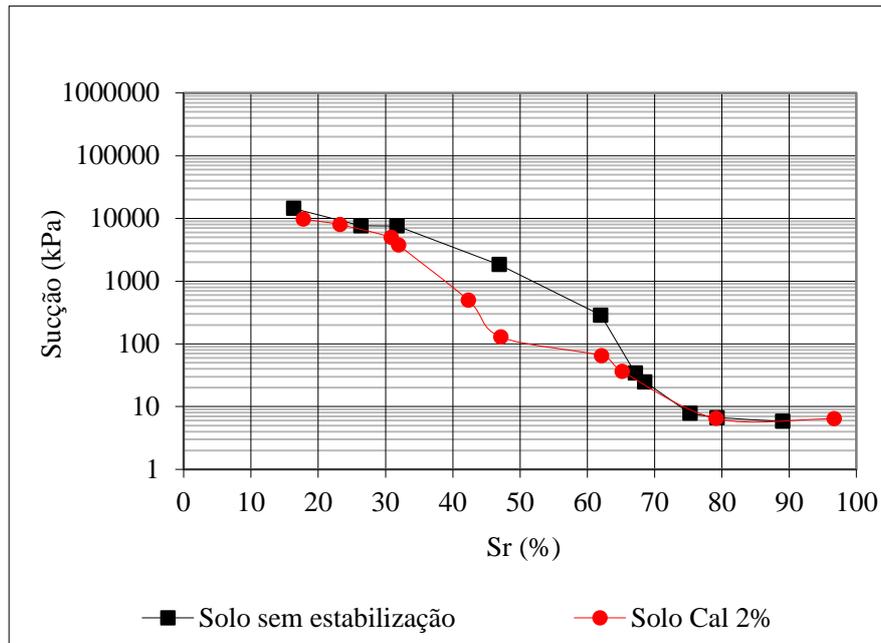


Figura 4.37 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Peixe.

Segundo Camapum de Carvalho & Leroueil (2004), um solo ao ser solicitado tem o seu índice de vazios reduzido, mudando assim a curva característica, isso porque a sucção é função da umidade, mas também da porosidade e sendo assim, mantida a umidade muda-se a sucção ao se alterar o índice de vazios do solo. Para esforços externos, ou mesmo devido ao peso próprio, solos saturados submetidos a um aumento de sucção ou um solo seco submetido a uma redução de sucção podem, respectivamente, apresentar uma redução ou um aumento do índice de vazios. No entanto, para um índice de vazios específico tem-se uma curva característica única representativa do material, a não ser que outros fatores, como a distribuição de poros, intervenham. Diante do exposto, os mesmos autores propuseram um modelo de transformação da curva característica, utilizando o índice de vazios. Os autores demonstraram que transformando-se a sucção em  $pF$  (onde  $pF$  é o logaritmo da sucção matricial em centímetros de coluna de água) pelo índice de vazios do solo e traçando-se a curva  $e.pF \times Sr$ , curvas de um mesmo material originalmente distintas em função dos índices de vazios diferentes, assumiam uma única tendência. Este modelo facilita a análise do comportamento dos solos não saturados porque gera para o solo uma função de validade generalizada para uma mesma distribuição de poros. No presente caso onde se estuda-se a influência da cal nas propriedades e comportamento dos solos, se a cal intervém no nível de agregação espera-se curvas características transformadas distintas ao se analisar solo com e sem adição da cal.

As Figuras 4.38 a 4.40 apresentam as curvas características transformadas obtidas para as amostras estudadas com e sem a adição de cal, conforme a proposta de Camapum de Carvalho & Leroueil (2004). Observa-se que para o caso do solo Corumbá houve certa desestruturação do solo com adição de 4% de cal isso provavelmente devido à destruição de pacotes de argila, mas no entanto, ao se acrescentar 6% verifica-se a recomposição e ampliação da microporosidade (maior grau de saturação (74%) que o solo sem estabilização (60%) para a entrada de ar dos microporos), porém a um nível de sucção menor. Esse comportamento aponta para a formação de agregados ao se adicionar 6% de cal ao solo.

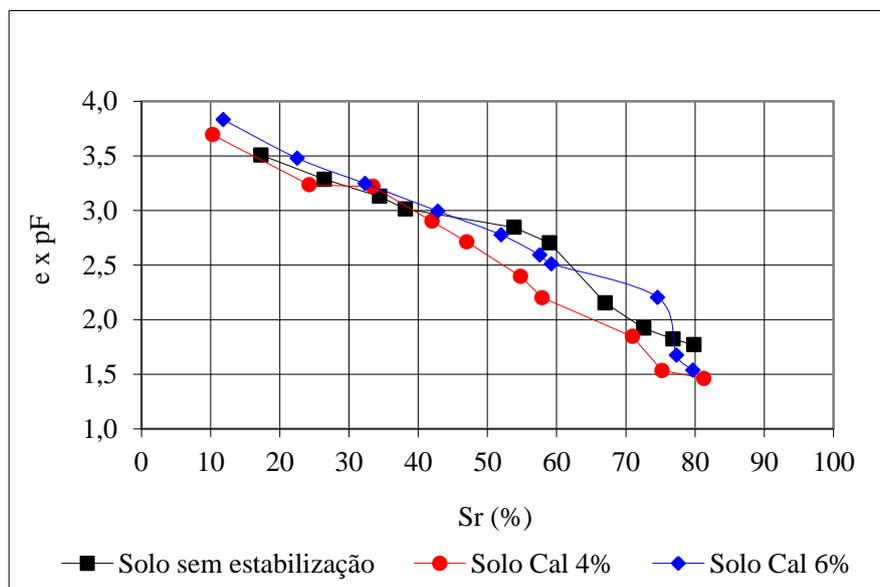


Figura 4.38 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Corumbá.

Comportamento relativamente semelhante sobressai da análise das curvas características transformadas obtidas para o solo Goiânia, porém aqui os fenômenos envolvidos são certamente outros. Nesse caso as curvas características transformadas apontam para a destruição de agregados possuindo poros maiores que os microporos e formando novos agregados que dão continuidade ao nível de agregados pré-existentes, daí o aumento da umidade de entrada de ar dos microporos, no entanto, com índices de vazios maiores, pois a sucção diminui em relação ao patamar correspondente à microporosidade do solo sem estabilização. Observa-se ainda que no solo tratado com cal a macroposidade diminui em relação à do solo sem estabilização.

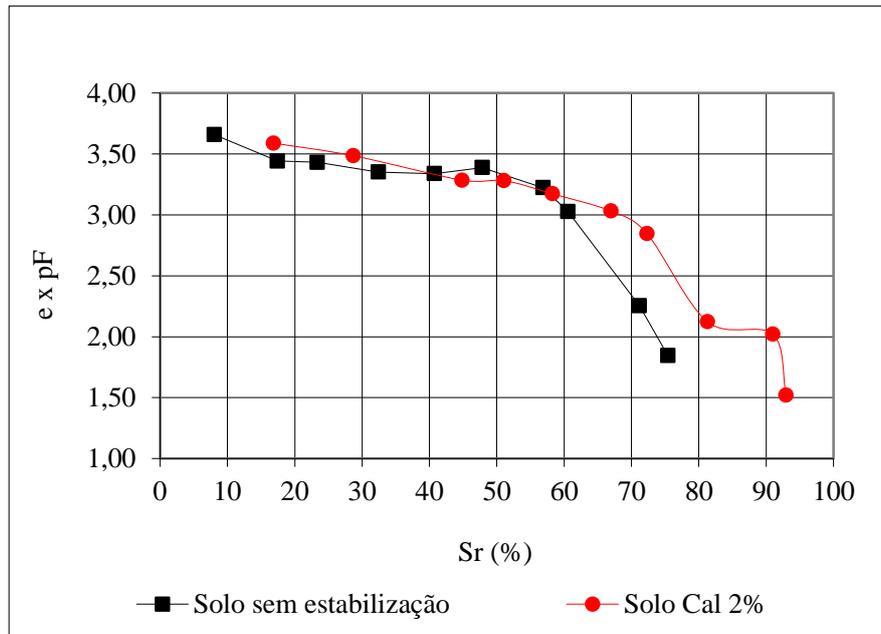


Figura 4.39 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Goiânia.

No solo Peixe verifica-se que parte dos agregados foram desfeitos, pois o grau de saturação correspondente à entrada de ar dos microporos diminuiu aumentando proporcionalmente o volume dos mesoporos. No entanto, o volume de macroporos foi aparentemente mantido.

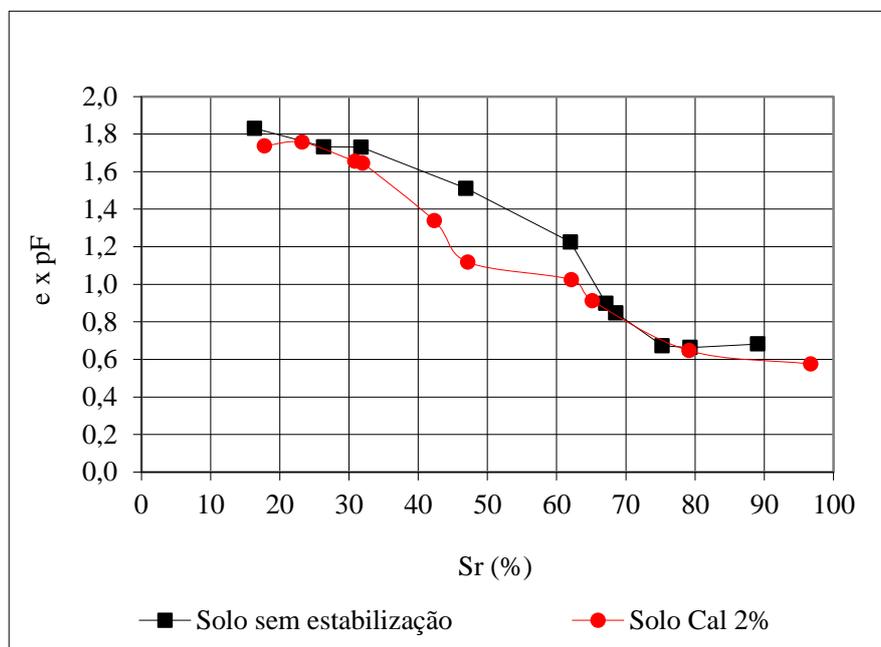


Figura 4.40 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Peixe.

O modelo de transformação da curva característica de sucção, sugerido por Camapum de Carvalho & Leroueil (2004), mostra-se do ponto de vista prático, de grande relevância,

tendo em vista que a partir de uma única curva característica de sucção é possível determinar a sucção do solo para índices de vazios diferentes, sem a necessidade de realização de medidas ou acompanhamentos das variações de sucção no solo para novas condições de índice de vazios. A técnica é particularmente útil na análise dos resultados de ensaios para estudo do comportamento mecânico realizados sobre solos não saturados sem controle de sucção.

#### 4.5 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

As Tabelas 4.12 e 4.13 apresentam, para os solos estudados, os parâmetros obtidos nos ensaios oedométricos, e as Figuras 4.41 a 4.47 as curvas de compressibilidade obtidas dos ensaios realizados com e sem inundação das amostras. Para melhor analisar comparativamente as curvas de compressibilidade optou-se, por além de traçar as curvas convencionais em função apenas dos índices de vazios reais das amostras, traçar-se também curvas normalizando-se o índice de vazios ao longo de cada ensaio em relação ao índice de vazios inicial da respectiva amostra.

Tabela 4.12 Resultados dos Ensaio Oedométricos – Solo Sem Estabilizante.

Amostra	Tipo de Ensaio	$e_{inicial}$	$e_{final}$ (1)	$w_{inicial}$ (%)	$w_{final}$ (%)	$Sr_{inicial}$ (%)	GC (%)	$\Delta w$ (%)
Solo Corumbá	Inundado	0,738	0,511	20,1	24,3	75,1	99,6	0,4
	Sem inundação	0,737	0,503	20,1	18,8	75,1	99,7	0,4
Solo Goiânia	Inundado	0,690	0,552	20,8	21,2	85,4	100,0	-0,2
	Sem inundação	0,696	0,599	21,0	19,3	85,4	100,0	0,0
Solo Peixe	Inundado	0,353	0,297	9,5	11,9	71,0	99,9	0,2
	Sem inundação	0,392	0,323	9,0	7,5	60,9	97,1	-0,3

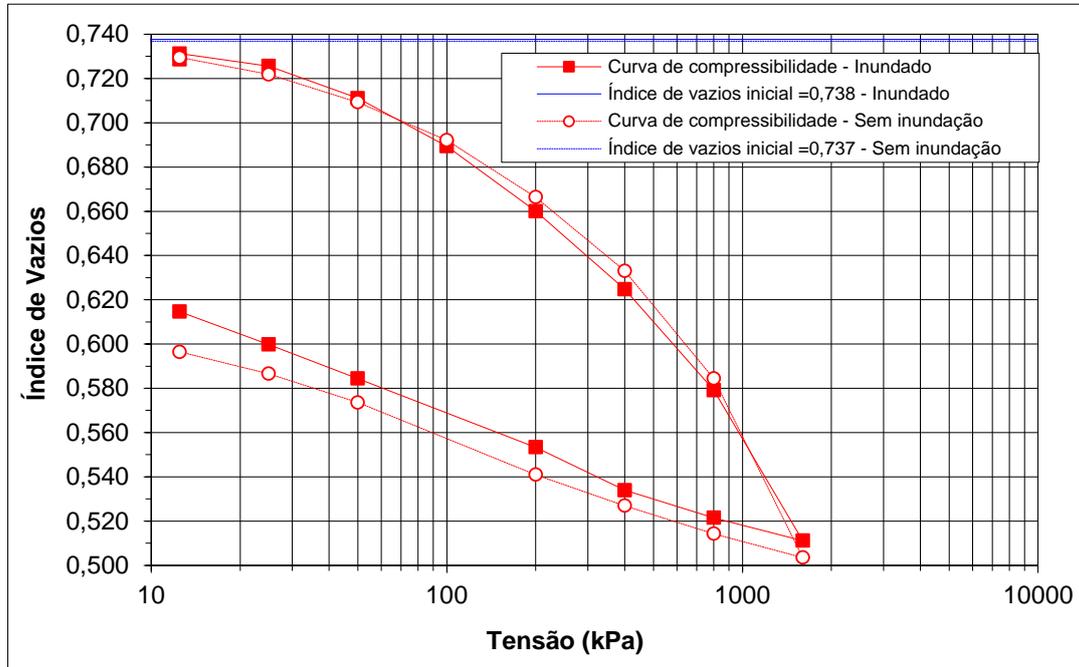
(1): menor índice de vazios após o adensamento na tensão de 1600 kPa.

Tabela 4.13 Resultados dos Ensaio Oedométricos – Solo Cal.

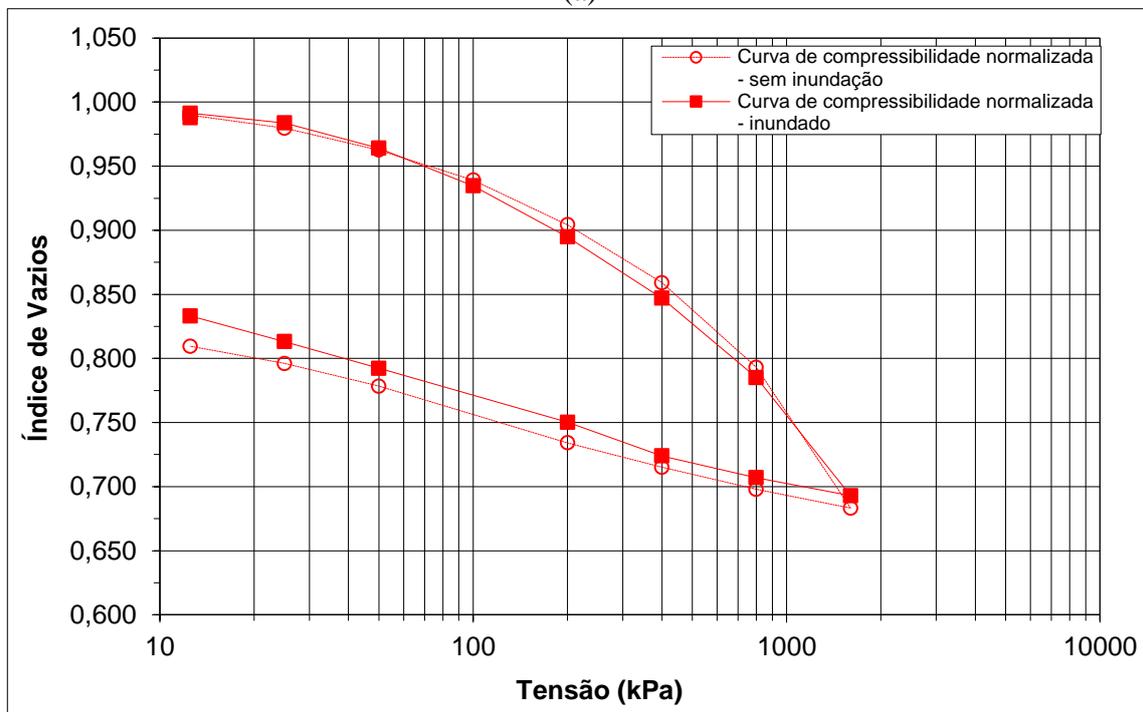
Amostra	Tipo de Ensaio	$e_{inicial}$	$e_{final}$ (1)	$w_{inicial}$ (%)	$w_{final}$ (%)	$Sr_{inicial}$ (%)	GC (%)	$\Delta w$ (%)
Solo Corumbá 4% de cal	Inundado	0,744	0,581	20,4	25,7	76,6	100,1	-0,1
	Sem inundação	0,744	0,593	20,4	15,4	76,6	100,1	-0,1
Solo Corumbá 6% de cal	Inundado	0,753	0,585	22,1	23,5	81,8	100,1	-0,1
	Sem inundação	0,753	0,619	22,1	18,4	81,8	100,1	-0,1
Solo Goiânia 2% de cal	Inundado	0,699	0,622	23,3	21,9	94,8	100,0	-0,1
	Sem inundação	0,692	0,609	22,9	20,5	94,0	100,4	-0,5
Solo Peixe 2% de cal	Inundado	0,349	0,295	11,5	11,2	88,0	99,8	0,0
	Sem inundação	0,346	0,289	11,5	7,9	88,7	100,0	0,0

(1): menor índice de vazios após o adensamento na tensão de 1600 kPa.

Destaca-se que nas Figuras 4.41 a 4.47 não foi possível identificar o trecho representativo da reta virgem e, portanto, não foi possível calcular a tensão de pré-adensamento pelos métodos clássicos descritos na literatura.

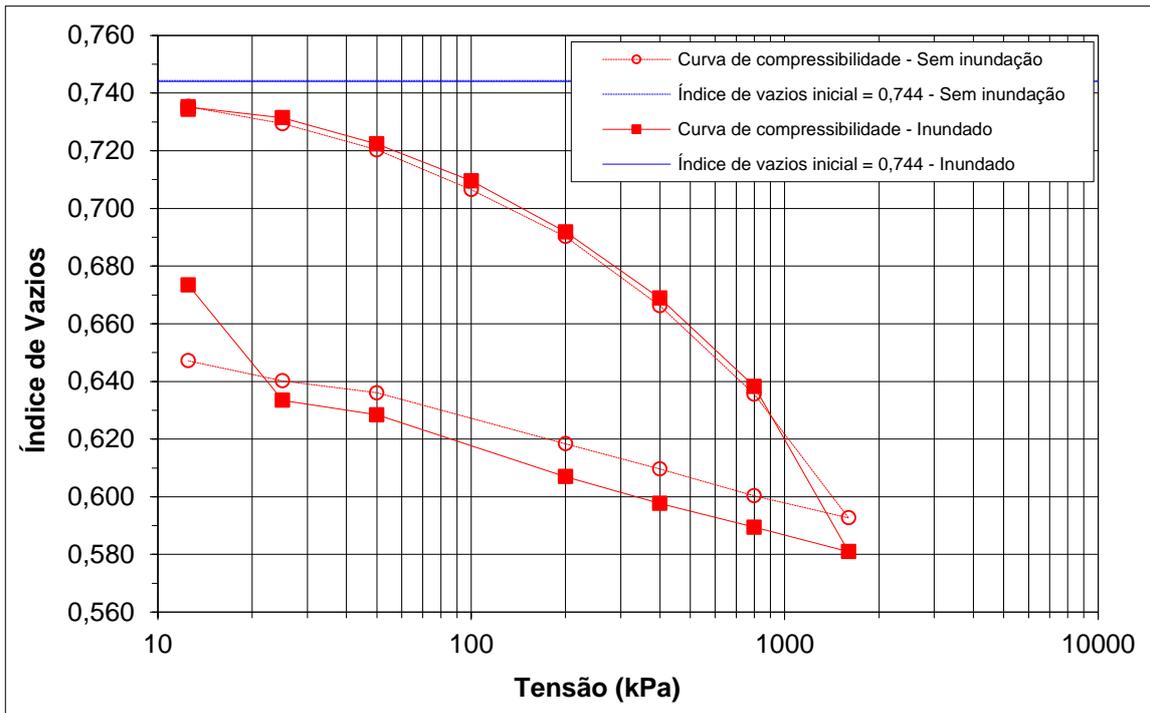


(a)

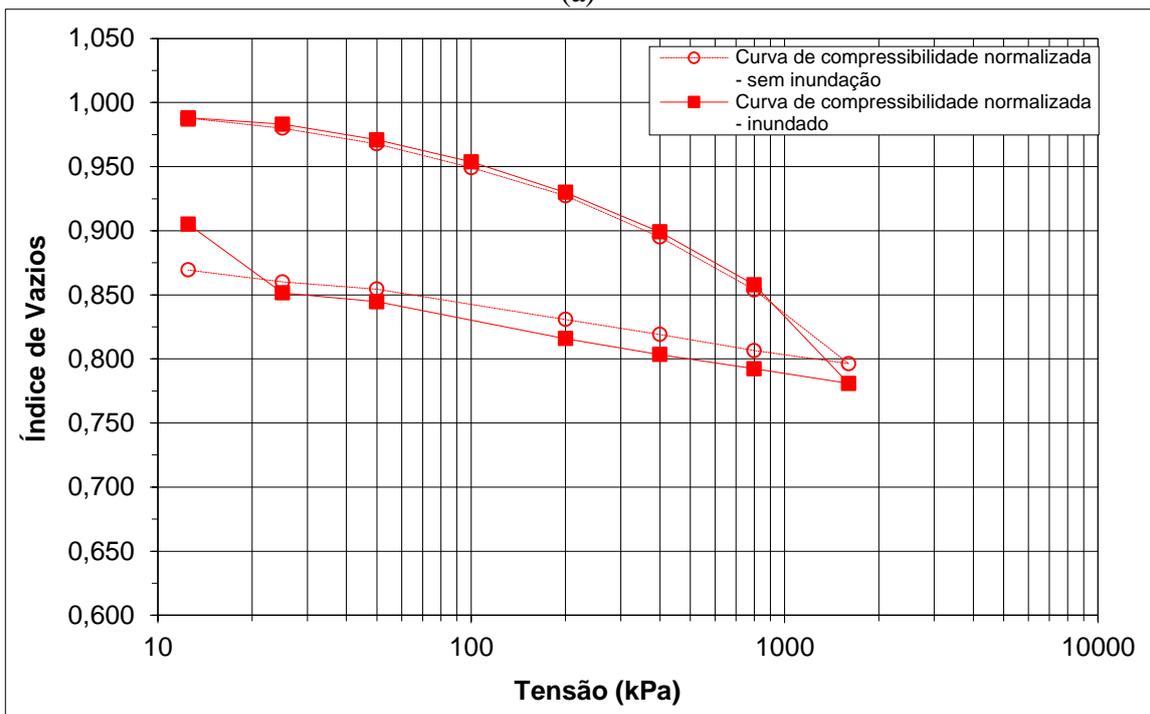


(b)

Figura 4.41 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá – sem estabilizante: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.

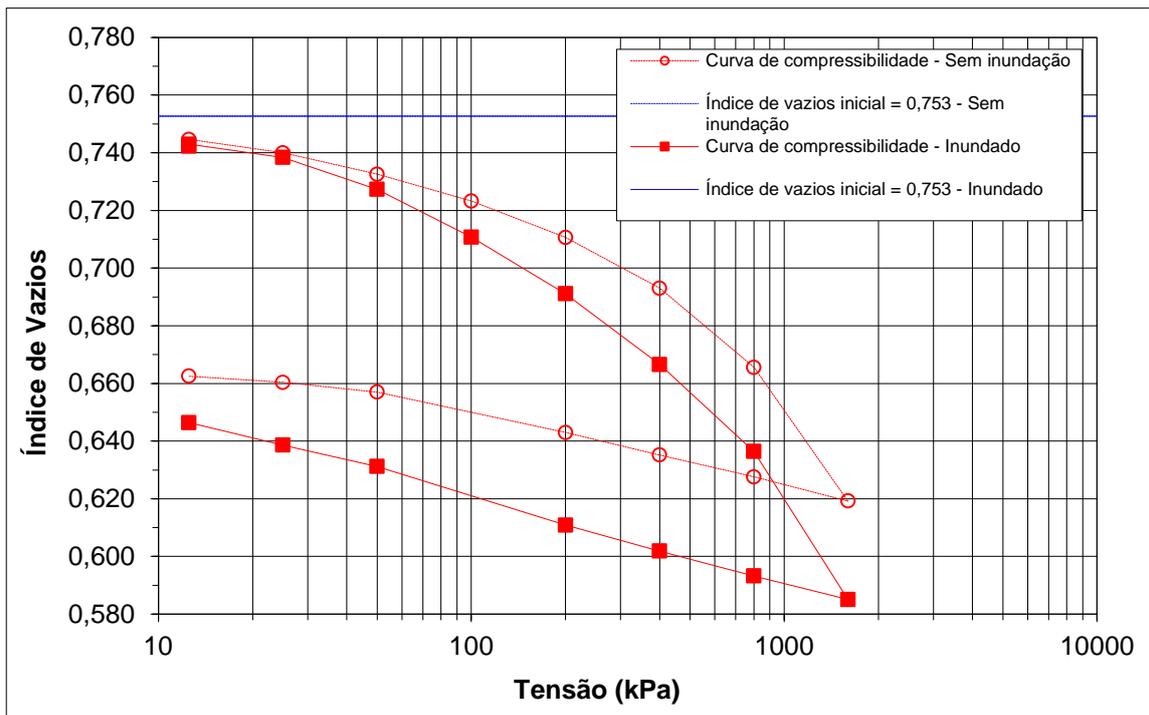


(a)

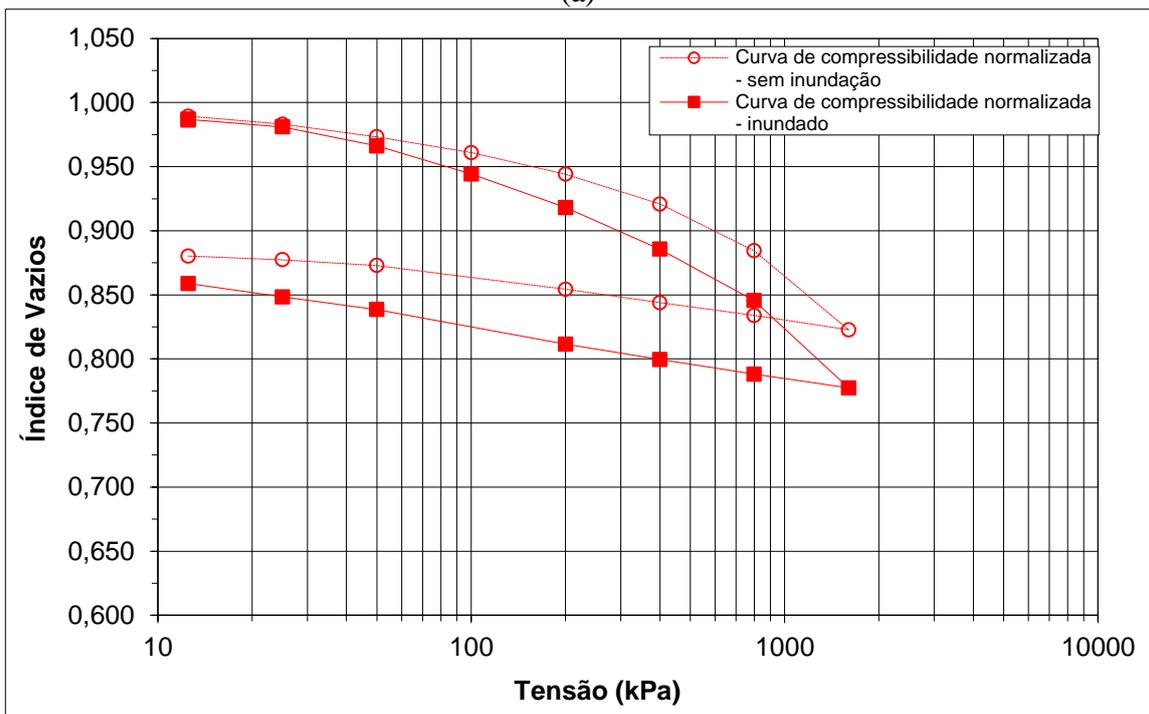


(b)

Figura 4.42 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá – 4% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.

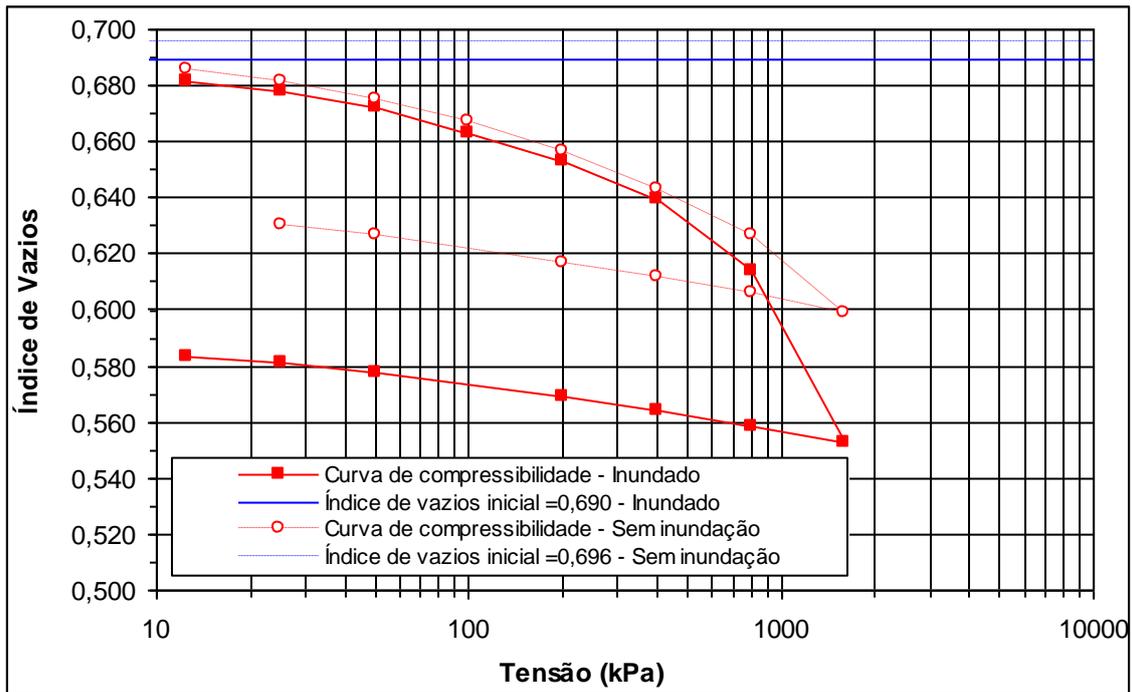


(a)

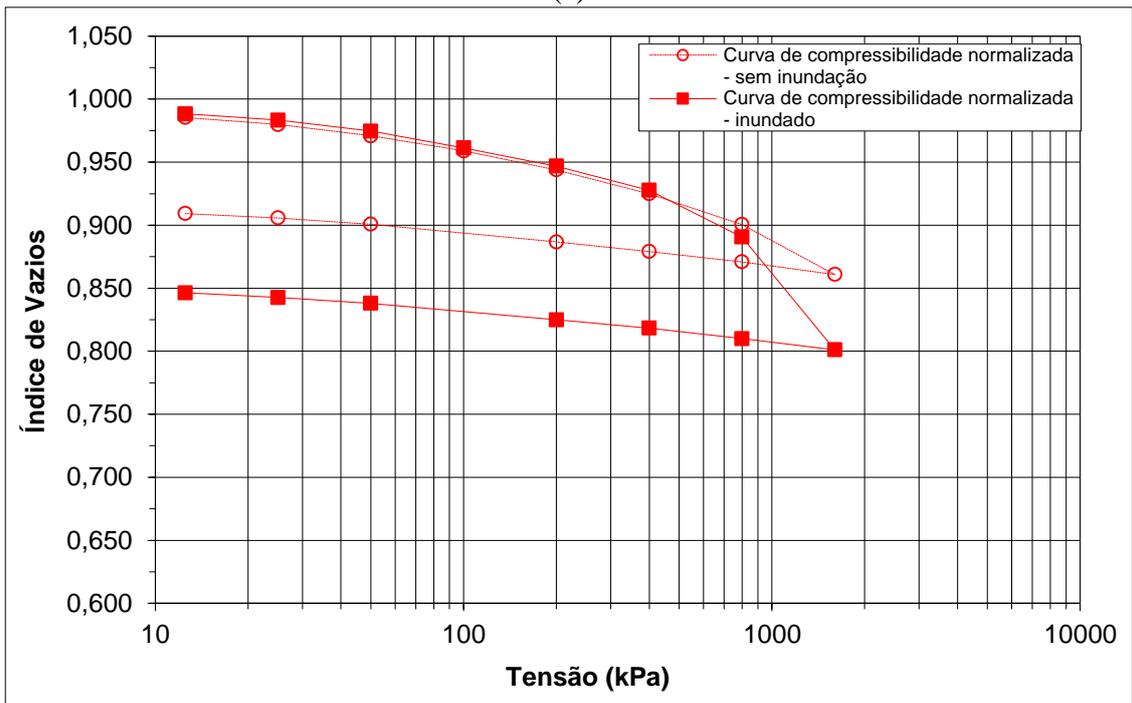


(b)

Figura 4.43 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá – 6% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.

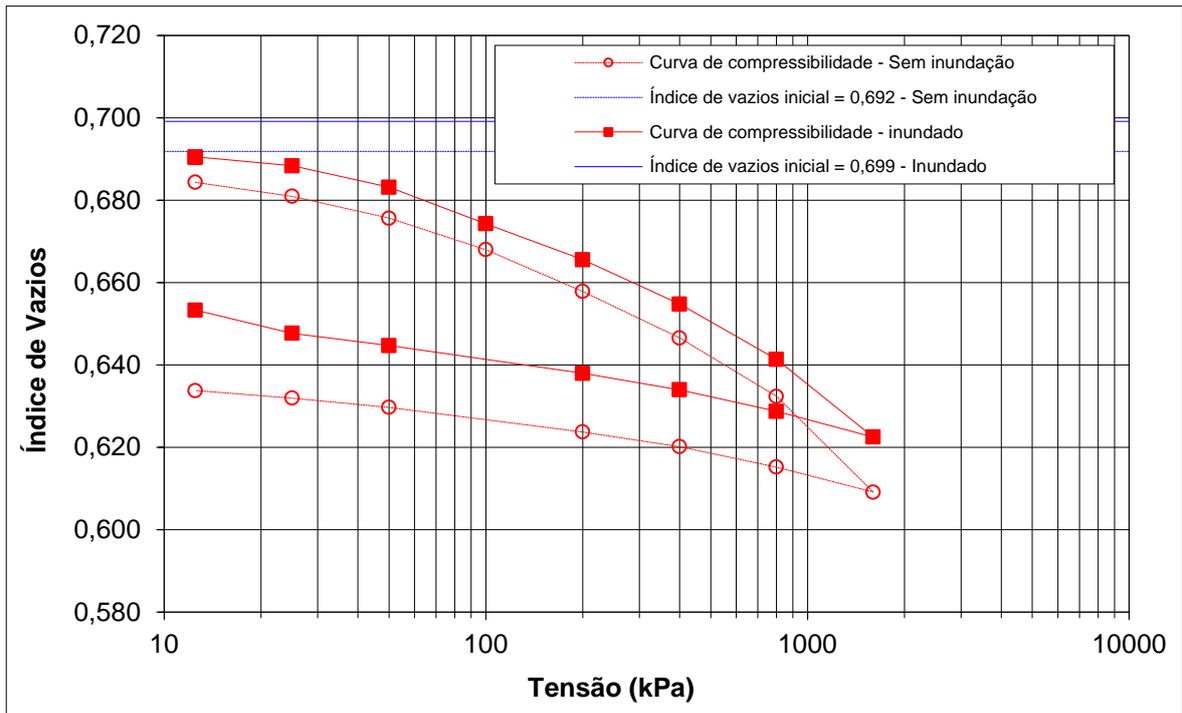


(a)

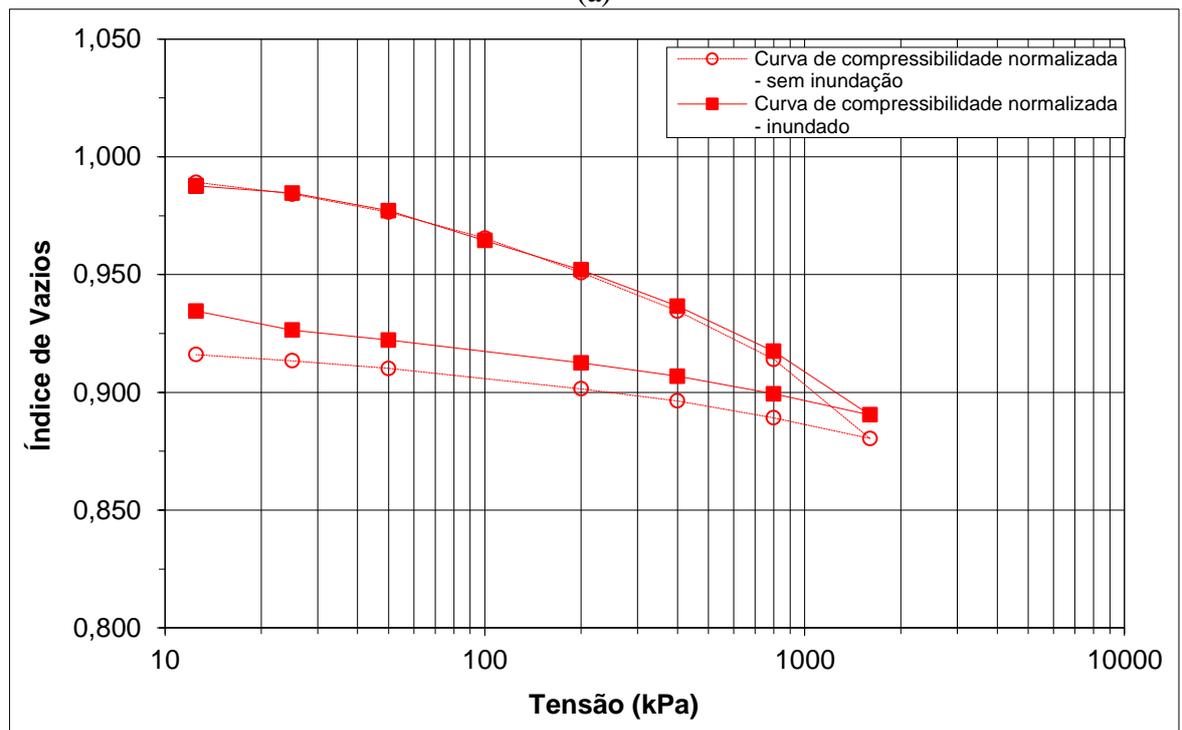


(b)

Figura 4.44 Curvas de Compressibilidade – Solo Goiânia – sem estabilizante: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.

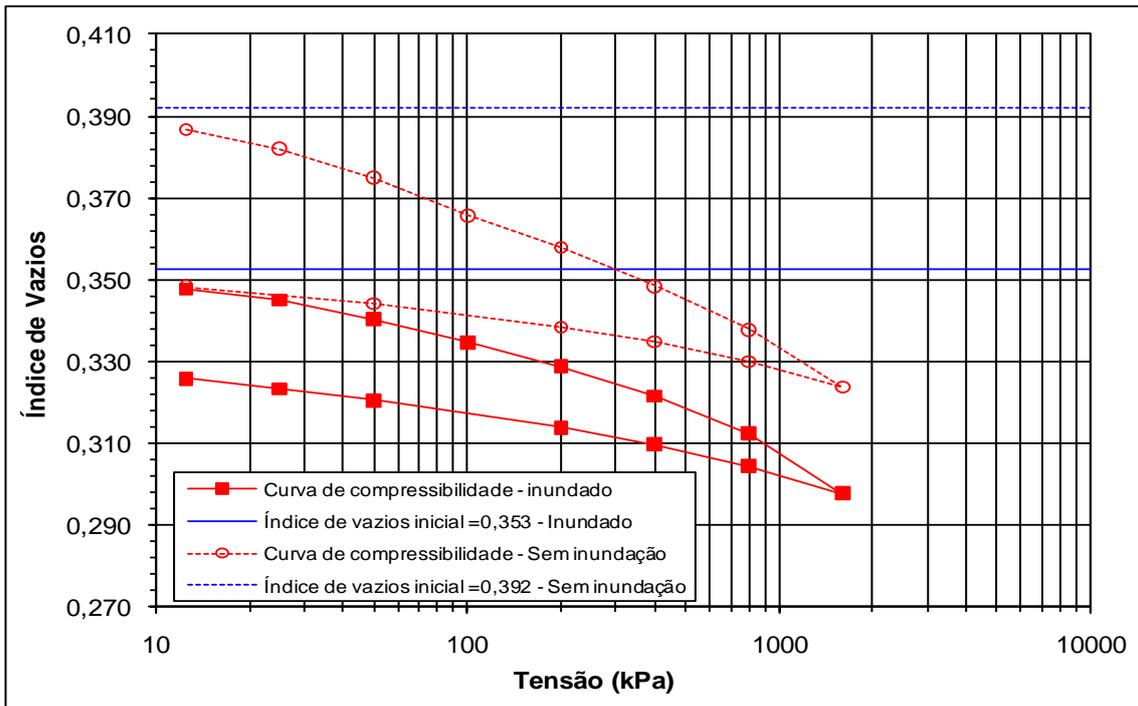


(a)

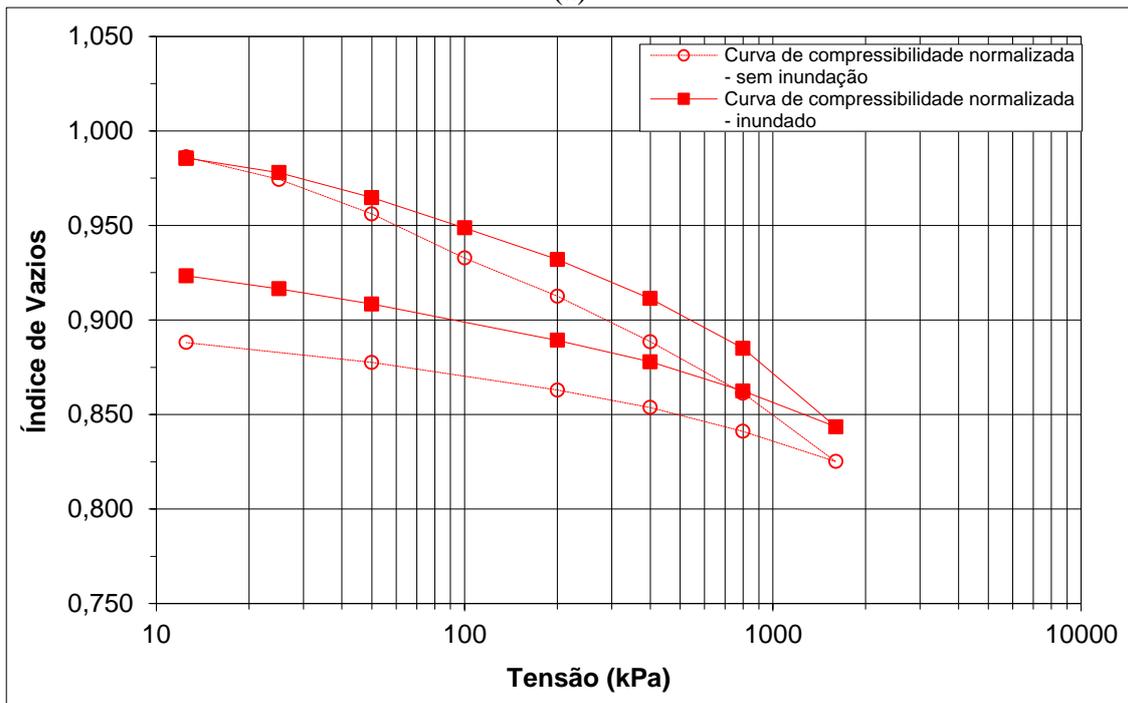


(b)

Figura 4.45 Curvas de Compressibilidade – Solo Goiânia – 2% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.

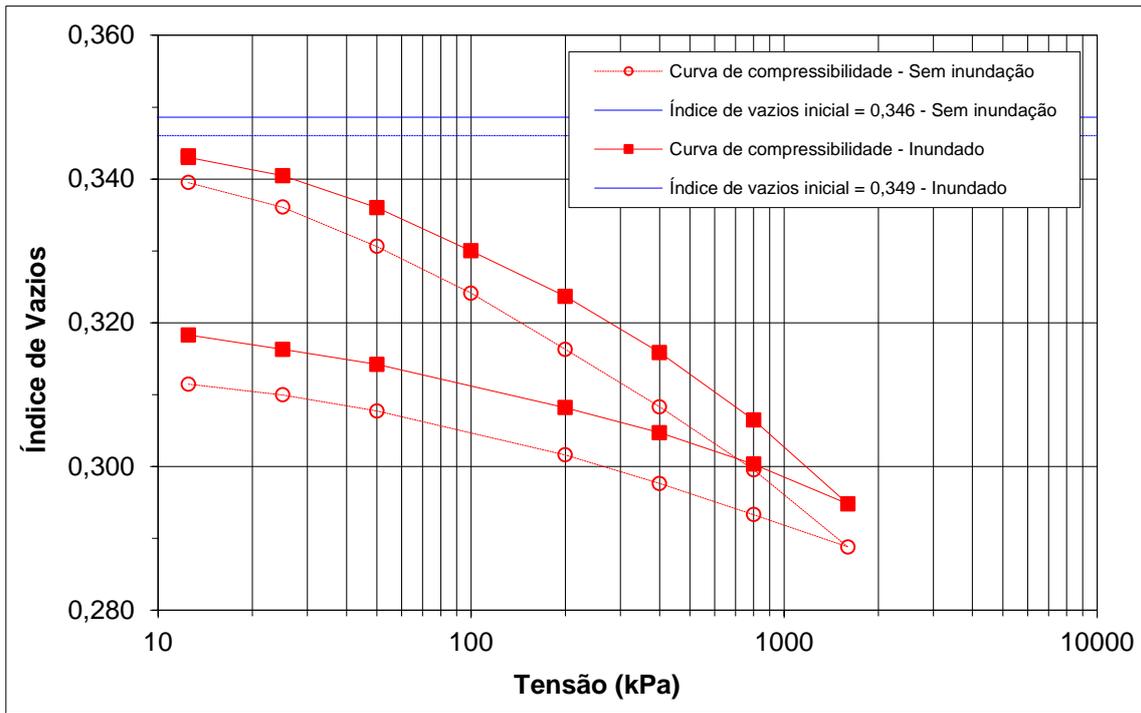


(a)

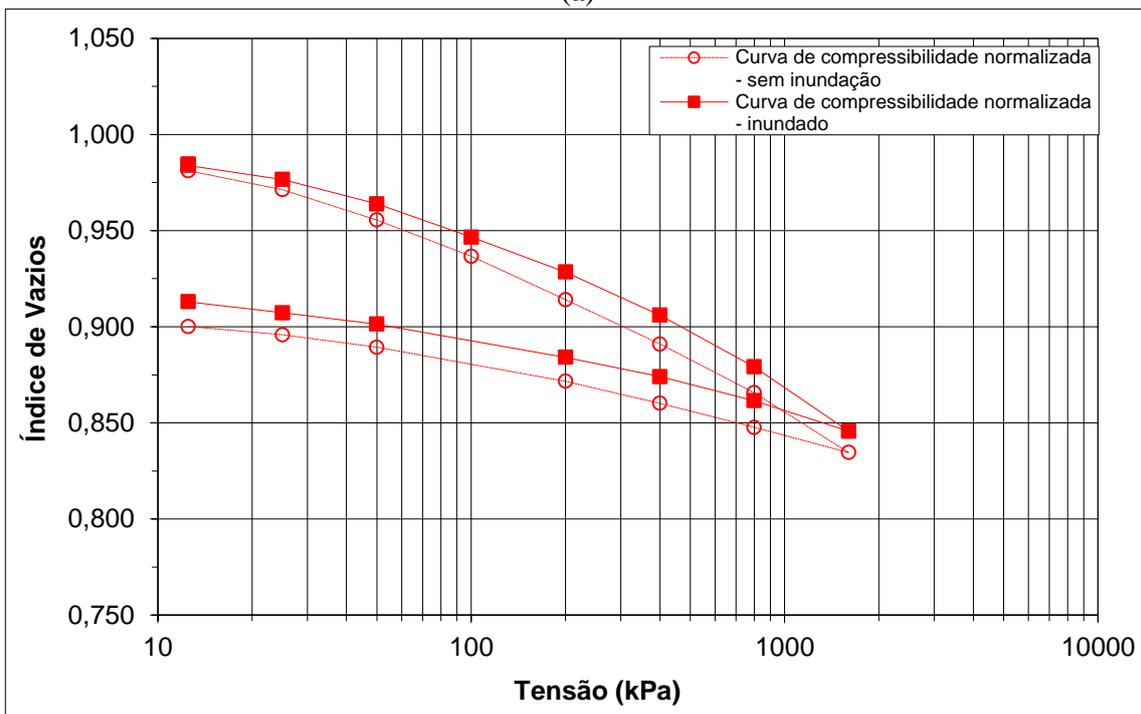


(b)

Figura 4.46 Curvas de Compressibilidade – Solo Peixe – sem estabilizante: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.



(a)



(b)

Figura 4.47 Curvas de Compressibilidade – Solo Peixe – 2% de cal: a) índices de vazios reais; b) índices de vazios normalizados.

Os ensaios oedométricos foram realizados com o objetivo de se obter a tensão de pré adensamento das amostras compactadas nas condições saturada e natural. O valor da tensão de pré adensamento seria, neste estudo, uma referência para os ensaios triaxiais a diferentes trajetórias de tensões em especial o ensaio  $k_0$ , pois conhecendo-se, mesmo que de modo

estimativo, o valor de  $k_0$  é possível estimar o estado de tensões de plastificação no ensaio oedométrico.

Tecendo-se aqui o mesmo raciocínio utilizado para a identificação do ponto de início das deformações plásticas nos ensaios triaxiais (item 3.9), verifica-se que é possível identificar uma mudança de comportamento dos materiais (tensão de pré-adsensamento), ou seja, a taxa de variação do deslocamento axial com o aumento do carregamento vertical em escala logarítmica segue uma tendência linear, como ilustrado nas Figuras 4.48 a 4.53.

Destaca-se que a identificação dos pontos corrobora com a análise da recuperação elástica na curva de compressibilidade. Quando do descarregamento no ensaio considera-se que o deslocamento recuperado seria equivalente ao deslocamento elástico no processo de carregamento e que a tensão aplicada que promove esse deslocamento seria a tensão de transição entre o regime elástico e o regime de deformações plásticas.

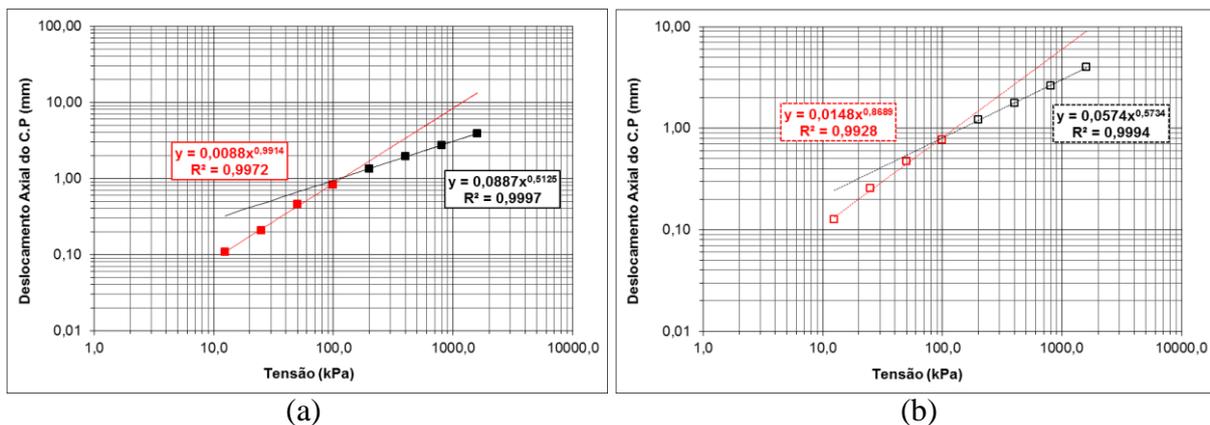


Figura 4.48 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Corumbá – sem estabilização: a) inundado; b) umidade de compactação.

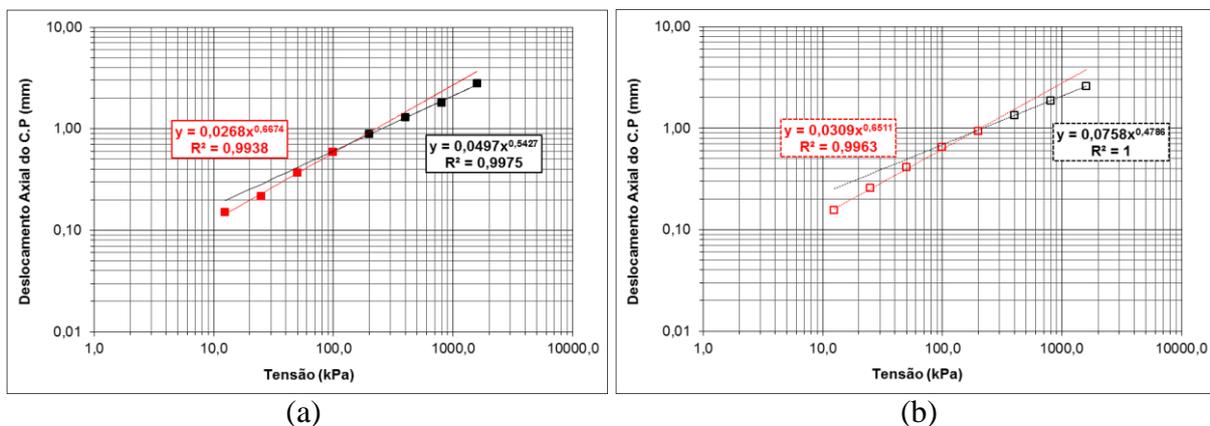
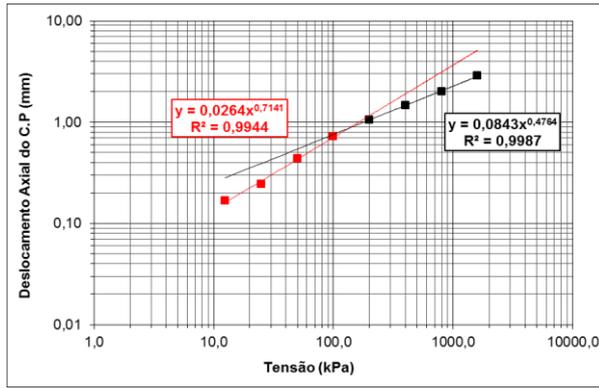
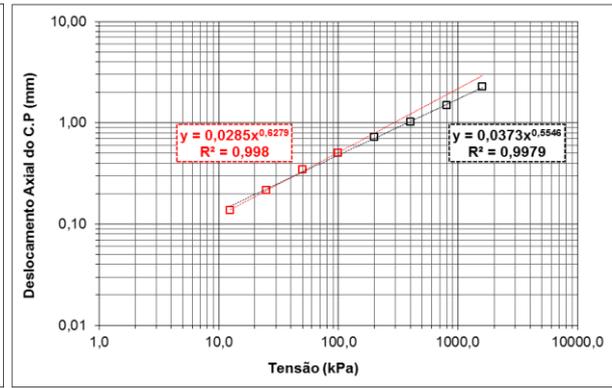


Figura 4.49 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Corumbá – 4% de cal: a) inundado; b) umidade de compactação.

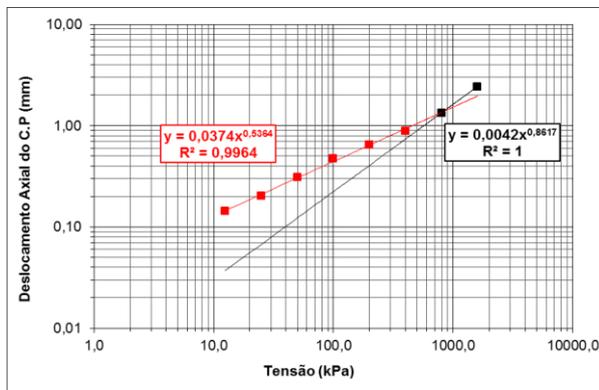


(a)

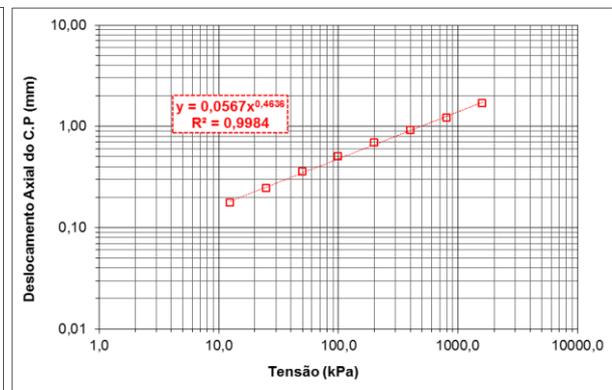


(b)

Figura 4.50 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Corumbá – 6% de ca: a) inundado; b) umidade de compactação 1.

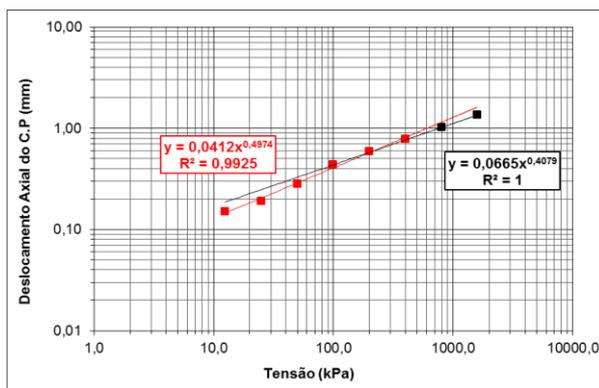


(a)

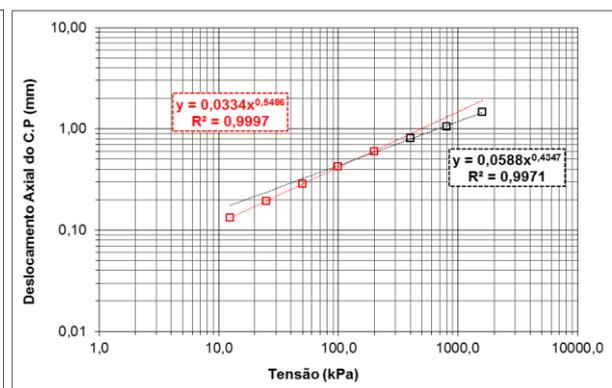


(b)

Figura 4.51 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Goiânia - sem estabilização: a) inundado; b) umidade de compactação.



(a)



(b)

Figura 4.52 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Goiânia – 2% de cal: a) inundado; b) umidade de compactação.

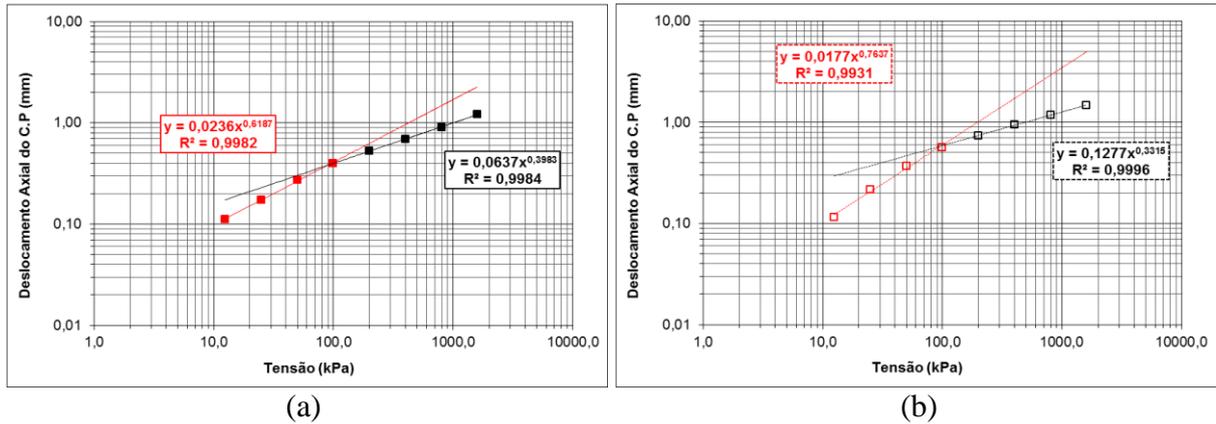


Figura 4.53 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Peixe - sem estabilização: a) inundado; b) umidade de compactação.

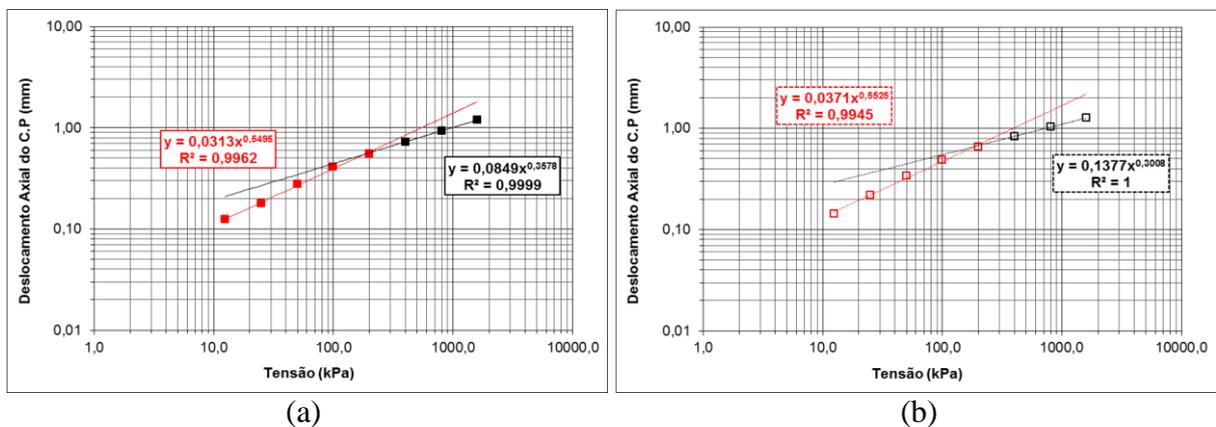


Figura 4.54 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Solo Peixe – 2% de cal: a) inundado; b) umidade de compactação.

## 4.6 ENSAIOS TRIAXIAIS

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais realizados para as duas amostras de solo estudadas nas condições de moldagem apresentadas no Capítulo 3.

### 4.6.1 Triaxiais Convencionais

#### 4.6.1.1 Triaxial Consolidado Drenado (CD)

As Figuras 4.55 a 4.57 ilustram as curvas tensão deformação e as curvas de variação volumétrica dos solos estudados sem a adição de estabilizante, na condição saturada. As demais curvas são apresentadas no Apêndice A.

As curvas tensão-deformação são apresentadas visando subsidiar as análises de estado limite, tendo em vista que o procedimento de obtenção do ponto de estado limite é definido a partir do comportamento apresentado pela curva.

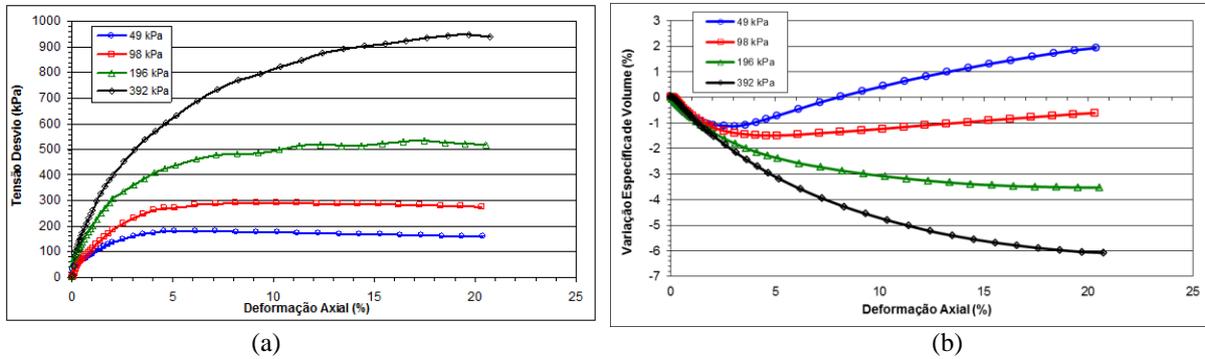


Figura 4.55 Ensaio CD sat – Solo Corumbá – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Variação específica de volume x Deformação Axial.

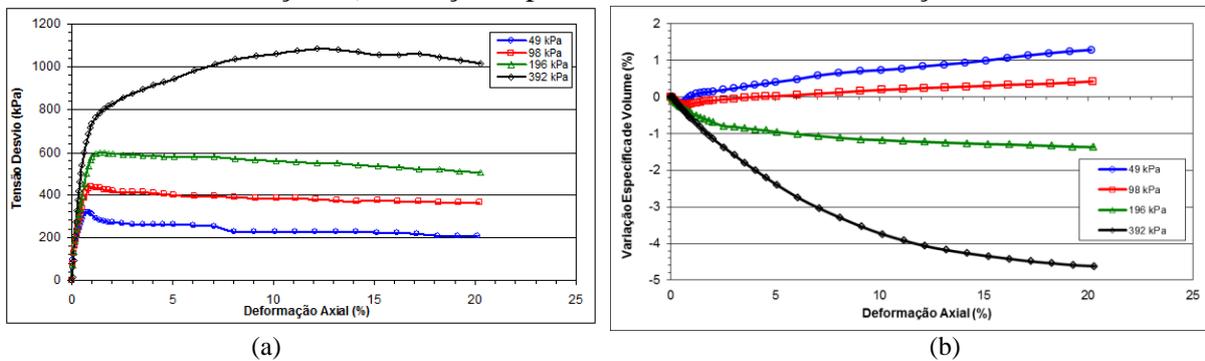


Figura 4.56 Ensaio CD sat – Solo Goiânia - sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Variação específica de volume x Deformação Axial.

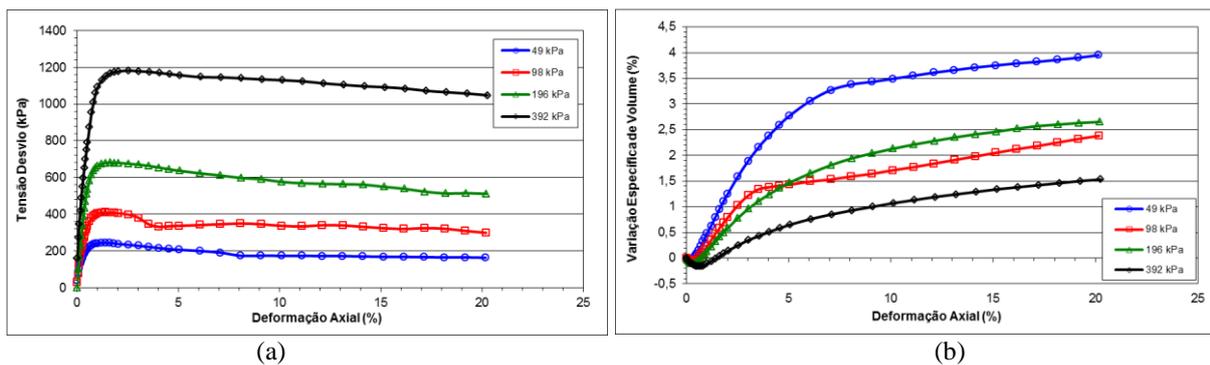


Figura 4.57 Ensaio CD sat – Solo Peixe - sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Variação específica de volume x Deformação Axial.

#### 4.6.1.2 Triaxial Consolidado não Drenado (CU)

As Figuras 4.58 a 4.60 apresentam as curvas tensão-deformação e poro-pressão x deformação axial para os solos estudados, nas condições saturadas, sem adição de estabilizante. As demais curvas são apresentadas no Apêndice A.

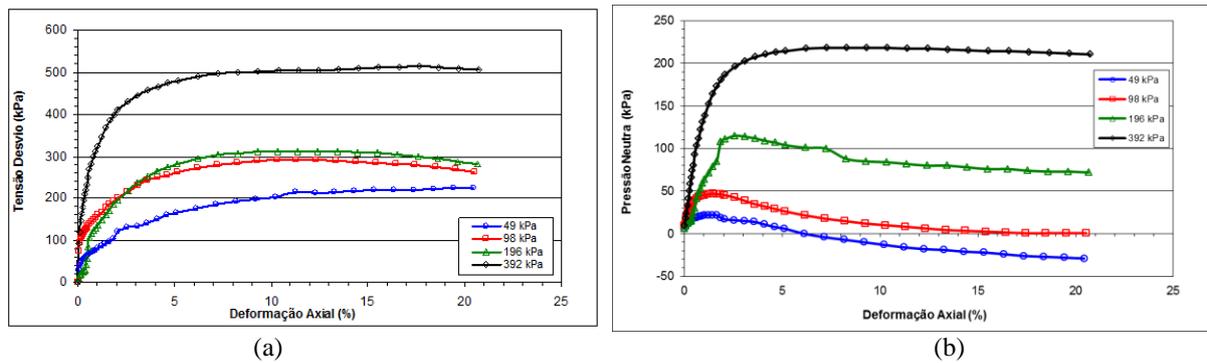


Figura 4.58 Ensaio CU sat – Solo Corumbá – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial.

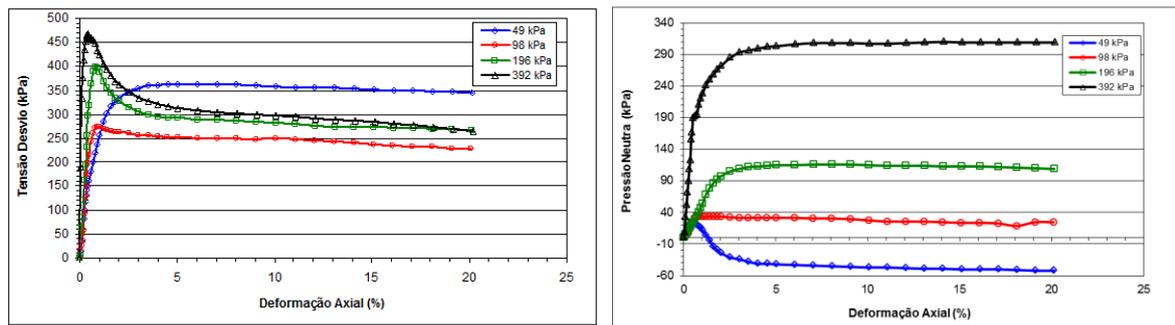


Figura 4.59 Ensaio CU sat – Solo Goiânia – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial.

É importante destacar, na Figura 4.59, que no ensaio correspondente a tensão de 49 kPa o corpo de prova foi rompido com uma velocidade menor que os demais, o que pode ter induzido a geração de poro-pressões negativas maiores, promovendo uma maior resistência ao cisalhamento. Na apreciação dos valores de coesão e ângulo de atrito, a trajetória correspondente a este ensaio foi desconsiderada.

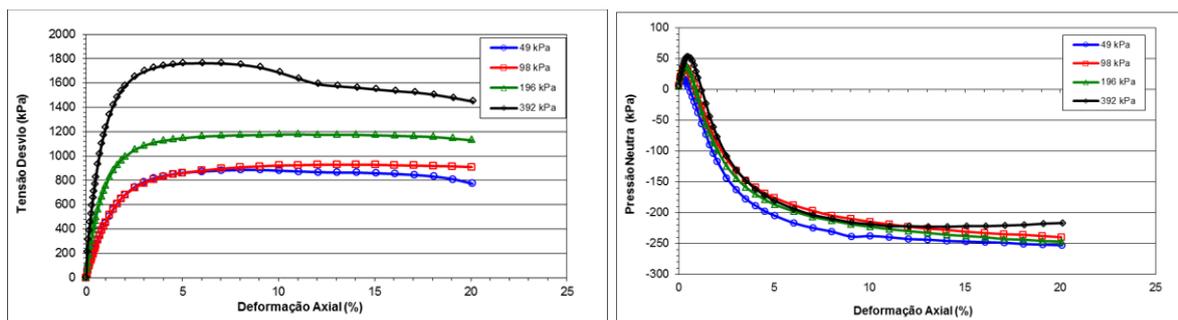


Figura 4.60 Ensaio CU sat – Solo Peixe – sem estabilização: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial.

#### 4.6.1.3 Resumo dos Parâmetros de Resistência Obtidos

Os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais são apresentados nas Tabelas 4.14 (solo Corumbá), 4.15 (solo Goiânia) e 4.16 (solo Peixe).

Tabela 4.14 Resultados dos Ensaio Triaxiais para o Solo Corumbá.

Amostra	Ensaio Triaxial	Parâmetros Efetivos	
		c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )
Sem estabilização	CU sat	17	34
	CD sat	22	32
	CD nat	26	31
4% de cal	CU sat	38	37
	CD nat	69	30
6% de cal	CU sat	35	30
	CD nat	58	30

Legenda:

c': Coesão efetiva

$\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD sat: consolidado drenado saturado

CD nat: consolidado drenado natural

Tabela 4.15 Resultados dos Ensaio Triaxiais para o Solo Goiânia.

Amostra	Ensaio Triaxial	Parâmetros Efetivos	
		c' (kPa)	$\phi'$ ( $^{\circ}$ )
Sem estabilização	CU sat	46	30
	CD sat	57	32
	CD nat	65	37
2% de cal	CU sat	94	32
	CD nat	173	30

Legenda:

c': Coesão efetiva

$\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD sat: consolidado drenado saturado

CD nat: consolidado drenado natural

Tabela 4.16 Resultados dos Ensaio Triaxiais para o Solo Peixe.

Amostra	Ensaio Triaxial	Parâmetros Efetivos	
		c' (kPa)	$\phi'$ (°)
Sem estabilização	CU sat	10	37
	CD sat	10	37
	CD nat	32	39
2% de cal	CU sat	100	37
	CD nat	84	45

Legenda:

c': Coesão efetiva

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD nat: consolidado drenado natural

$\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo

CD sat: consolidado drenado saturado

Verifica-se na Tabela 4.14 que os valores dos parâmetros de resistência obtidos são aparentemente coerentes entre si. Comparando os resultados obtidos nos ensaios consolidados drenados saturados e naturais, observa-se um maior valor de coesão em condições drenadas apresentado pela amostra sem estabilização, demonstrando haver influência da sucção, mesmo esta sendo baixa. Quando analisa-se os resultados das amostras estabilizadas verifica-se que o valor do ângulo de atrito praticamente não se altera, mas é possível verificar um aumento considerável nos valores de coesão quando da análise das amostras na condição sem estabilização, fato que pode ser relacionado à ligação cimentícia, que possui uma grande parcela de contribuição, sendo que parte dessa pode ser quebrada com a saturação do material, o que torna os valores mais próximos na condição saturada.

Nas Tabelas 4.15 e 4.16, observa-se uma dispersão dos resultados. Comparando os resultados obtidos nos ensaios consolidados drenados saturados e naturais, observa-se que o valor de coesão obtido no ensaio natural é superior ao ensaio saturado. Verifica-se também um aumento no ângulo de atrito na condição natural, este fato está relacionado ao aumento da resistência dos agregados nesta condição, o que torna mais rugosa sua superfície de ruptura quando comparada a condição saturada, para a qual essas concreções resistem menos, isso diminui a área na amostra natural e aumenta a força cisalhante induzindo um aumento aparente de  $\phi$ . Outro fator que poderia estar induzindo o aumento de  $\phi$  seria o próprio aumento da sucção implicando em aumento da tensão confinante entre grãos o que implicaria em aumento da resistência ao cisalhamento. Discussões semelhantes foram feitas por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2005) em um estudo sobre parâmetros de resistência em solos tropicais.

Destaca-se que as análises utilizadas para obter os parâmetros de resistência seguiram critérios diferentes. No ensaio CD obteve-se a envoltória de resistência pela interpolação dos

pontos de pico obtidos nas trajetórias de tensões, já no ensaio CU, essa foi obtida pelo alinhamento das trajetórias de tensões.

Nas amostras estabilizadas verifica-se que não houve alteração dos valores de ângulo de atrito, mas quando analisa-se em termos de coesão, é possível verificar um aumento considerável desses valores. Esse fato pode ser relacionado à curva característica da amostra, mas também à própria formação de ligações cimentíceas.

#### 4.6.1.4 Obtenção do Ponto de Estado Limite

##### 4.6.1.4.1 Solo Corumbá

###### a) Ensaio na condição saturada

As Figuras 4.61 e 4.62 ilustram o modelo de análise proposto apontando para uma melhor visualização da tensão de plastificação. Os demais gráficos encontram-se no Apêndice A.

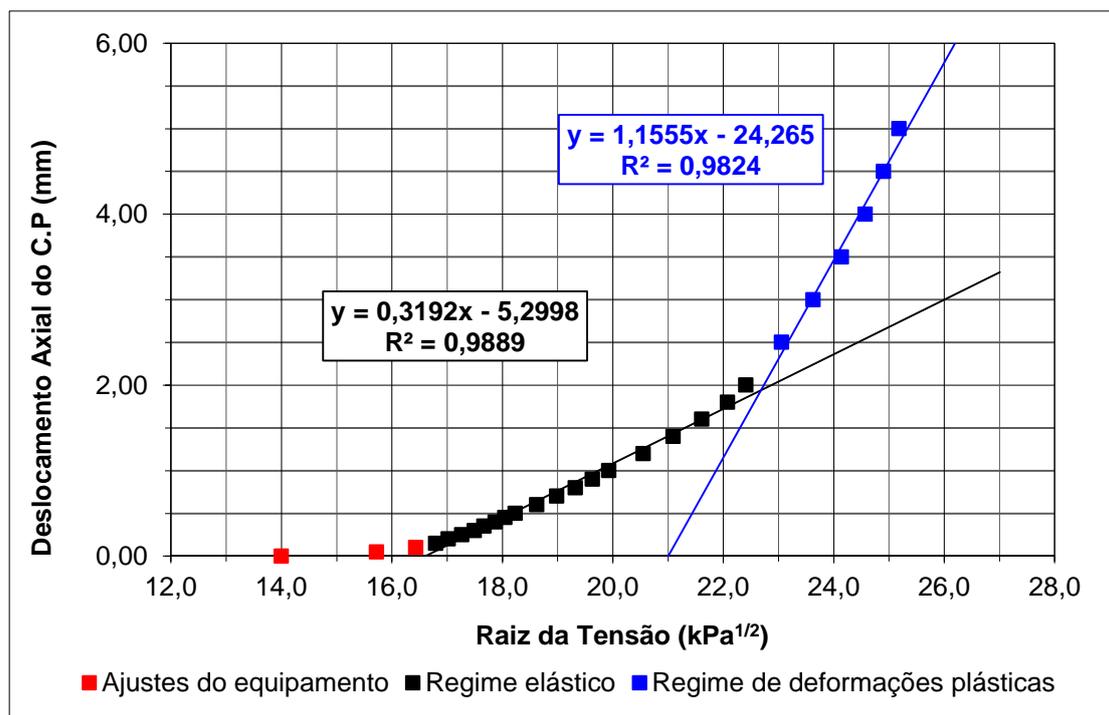


Figura 4.61 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD sat 196 kPa – Solo sem estabilização.

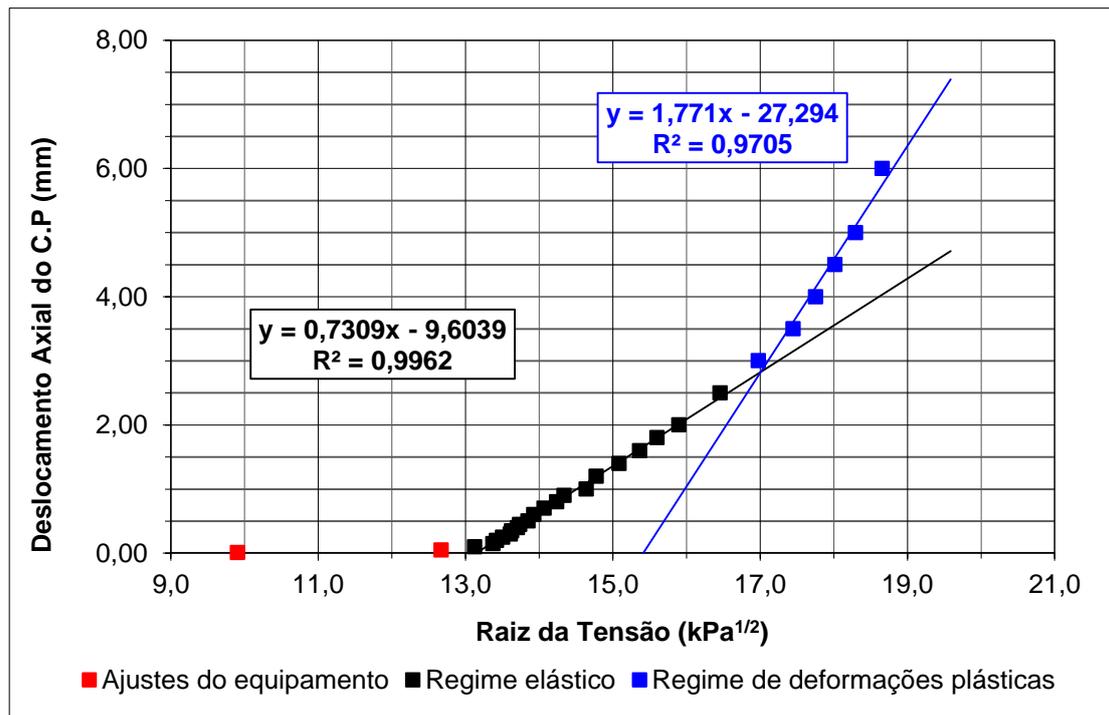


Figura 4.62 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  – CU sat 98 kPa – Solo sem estabilização.

As Tabelas 4.17 a 4.19 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais saturados seguindo-se o modelo proposto.

Tabela 4.17 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD e CU sat – Solo Corumbá sem estabilização.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CD sat	49 kPa	197	49	123	74	0,650	Análise gráfica
	98 kPa	313	98	206	108	0,639	Análise gráfica
	196 kPa	514	196	355	159	0,600	Análise gráfica
	392 kPa	815	392	603	211	0,557	Análise gráfica
CU sat	49 kPa	216	43	130	86	0,671	Análise gráfica
	98 kPa	311	66	189	123	0,632	Análise gráfica
	196 kPa	378	92	235	143	0,603	Análise gráfica
	392 kPa	600	228	414	186	0,576	Análise gráfica

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD sat: consolidado drenado saturado

Tabela 4.18 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CU sat – Solo Corumbá 4% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CU sat	49 kPa	418	71	244	173	0,699	Análise gráfica

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
	98 kPa	503	94	299	205	0,677	Análise gráfica
	196 kPa	535	114	324	210	0,674	Análise gráfica
	392 kPa	830	192	511	319	0,633	Análise gráfica

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

Tabela 4.19 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CU sat – Solo Corumbá 6% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
	49 kPa	346	62	204	142	0,710	Análise gráfica
CU sat	98 kPa	356	73	214	141	0,699	Análise gráfica
	196 kPa	583	133	358	225	0,669	Análise gráfica

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

#### b) Ensaios na Umidade de Compactação

A Figura 4.63 ilustra o modelo de análise para o comportamento descrito anteriormente. Os demais gráficos encontram-se no Apêndice A.

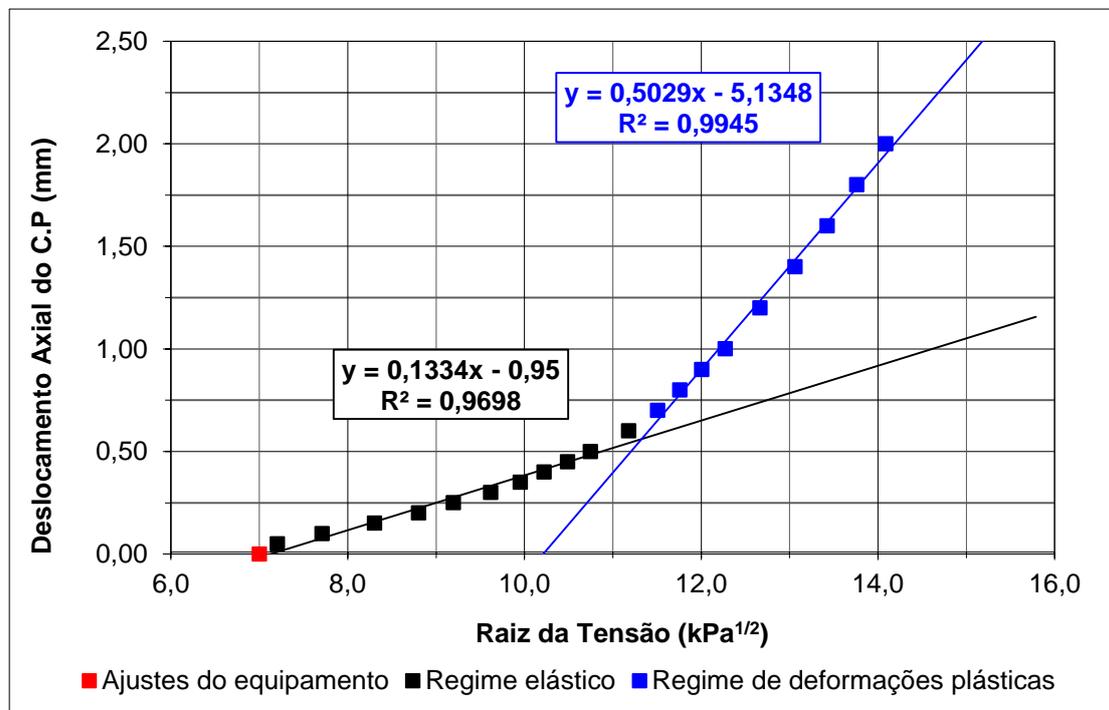


Figura 4.63 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 49 kPa – Solo sem estabilização.

As Tabelas 4.20 a 4.22 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais naturais.

Tabela 4.20 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD nat – Solo Corumbá sem estabilização.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					e	Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)			
CD nat	49 kPa	128	49	89	40	0,658	Análise gráfica	
	98 kPa	339	98	218	120	0,642	Análise gráfica	
	196 kPa	498	196	347	151	0,652	Análise gráfica	
	392 kPa	802	392	597	205	0,579	Análise gráfica	

Legenda:

CD nat: consolidado drenado natural

Tabela 4.21 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD nat – Solo Corumbá 4% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					e	Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)			
CD nat	49 kPa	304	49	176	127	0,698	Análise gráfica	
	98 kPa	474	98	286	188	0,693	Análise gráfica	
	196 kPa	705	196	451	255	0,677	Análise gráfica	
	392 kPa	1030	392	711	319	0,604	Análise gráfica	

Legenda:

CD nat: consolidado drenado natural

Tabela 4.22 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD nat – Solo Corumbá 6% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					e	Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)			
CD nat	49 kPa	304	49	177	128	0,730	Análise gráfica	
	98 kPa	475	98	286	188	0,694	Análise gráfica	
	196 kPa	645	196	420	224	0,692	Análise gráfica	
	392 kPa	1088	392	740	348	0,615	Análise gráfica	

Legenda:

CD nat: consolidado drenado natural

#### 4.6.1.4.2 Solo Goiânia

##### a) Ensaios na condição saturada

As Figuras 4.64 e 4.65 ilustram o modelo de análise proposto com base na energia elástica potencial apontando para uma melhor visualização da tensão de plastificação. Os demais gráficos encontram-se no Apêndice A.

As Tabelas 4.23 e 4.24 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais saturados seguindo-se o modelo proposto.

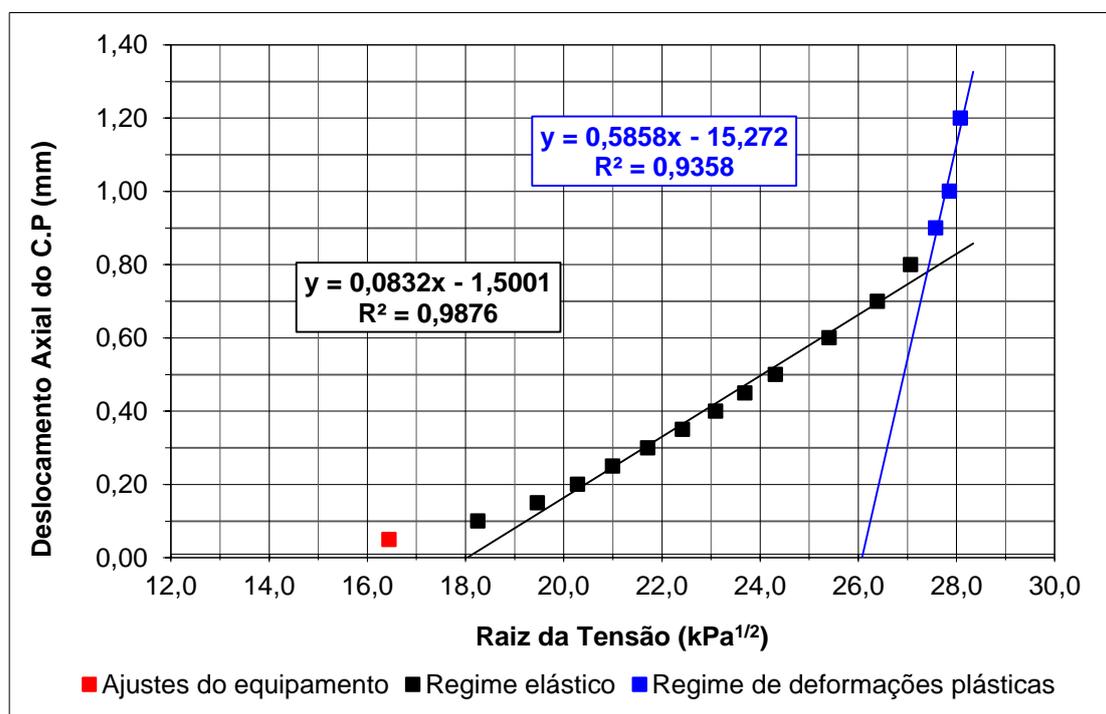


Figura 4.64 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD sat 196 kPa – Solo sem estabilização

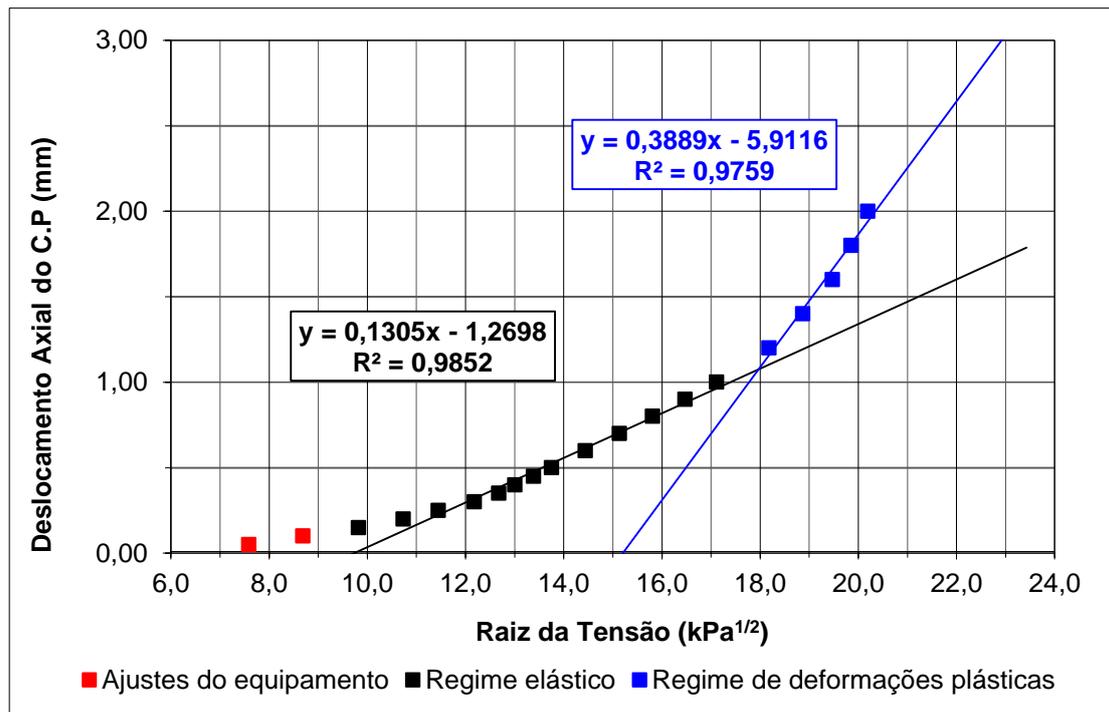


Figura 4.65 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  – CU sat 49 kPa – Solo sem estabilização

Tabela 4.23 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD e CU sat – Solo Goiânia sem estabilização.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CD sat	49 kPa	371	49	210	161	0,684	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	98 kPa	536	98	317	219	0,671	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	196 kPa	751	196	473	277	0,659	Análise gráfica
	392 kPa	1147	392	770	378	0,620	Análise gráfica
CU sat	49 kPa	323	45	184	139	0,677	Análise gráfica
	98 kPa	338	64	201	137	0,686	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	196 kPa	556	156	356	200	0,665	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	392 kPa	695	227	461	234	0,646	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD sat: consolidado drenado saturado

Tabela 4.24 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CU sat – Solo Goiânia 2% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CU sat	49 kPa	559	77	318	241	0,690	Análise gráfica
	98 kPa	585	70	327	257	0,708	Análise gráfica
	196 kPa	752	131	442	311	0,693	Análise gráfica
	392 kPa	1203	252	727	475	0,706	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

b) Ensaios na umidade de compactação

A Figura 4.66 ilustra o modelo de análise para o comportamento descrito anteriormente. Os demais gráficos encontram-se no Apêndice A.

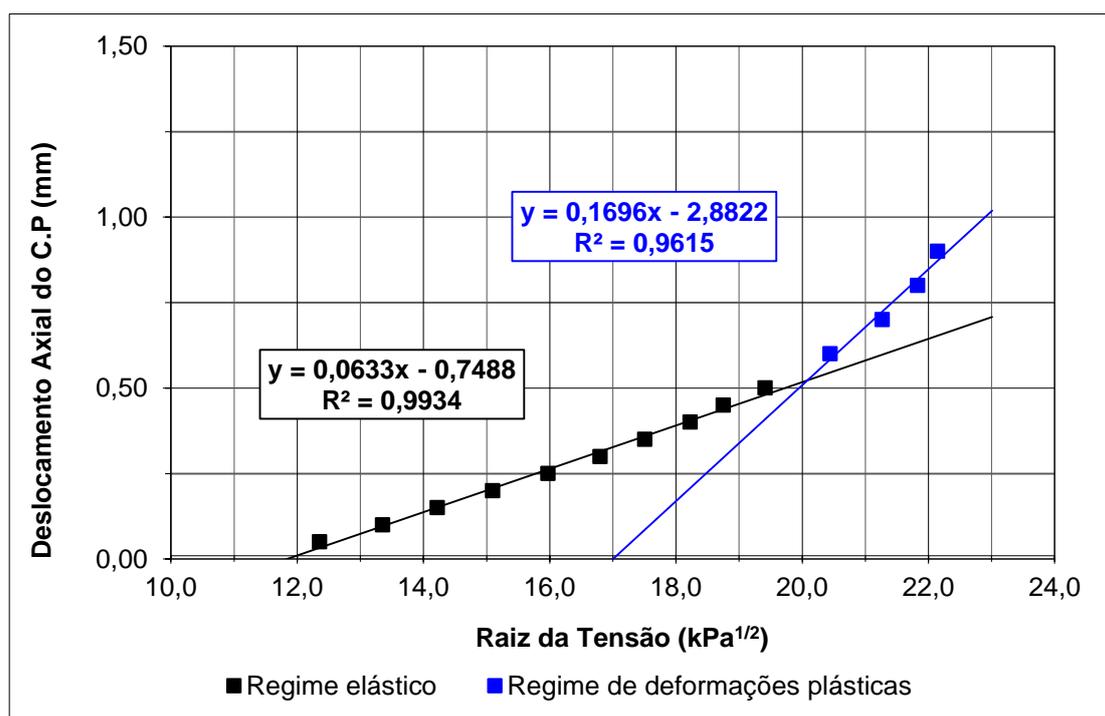


Figura 4.66 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 49 kPa – Solo sem estabilização.

As Tabelas 4.25 e 4.26 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais naturais.

Tabela 4.25 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Goiânia sem estabilização.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CD nat	49 kPa	403	49	226	177	0,735	Análise gráfica
	98 kPa	526	98	312	214	0,635	Análise gráfica
	196 kPa	823	196	509	313	0,639	Análise gráfica
	392 kPa	1187	392	789	397	0,628	Análise gráfica

Legenda:

CD nat: consolidado drenado natural

Tabela 4.26 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat – Solo Goiânia 2% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CD nat	49 kPa	433	49	241	192	0,676	Análise gráfica
	98 kPa	740	98	419	321	0,650	Análise gráfica
	196 kPa	964	196	580	384	0,675	Análise gráfica
	392 kPa	1336	392	864	472	0,651	Análise gráfica

Legenda:

CD nat: consolidado drenado natural

#### 4.6.1.4.3 Solo Peixe

##### a) Ensaios na condição saturada

As Figuras 4.67 e 4.68 ilustram o modelo de análise proposto com base na energia elástica potencial apontando para uma melhor visualização da tensão de plastificação. Os demais gráficos encontram-se no Apêndice A.

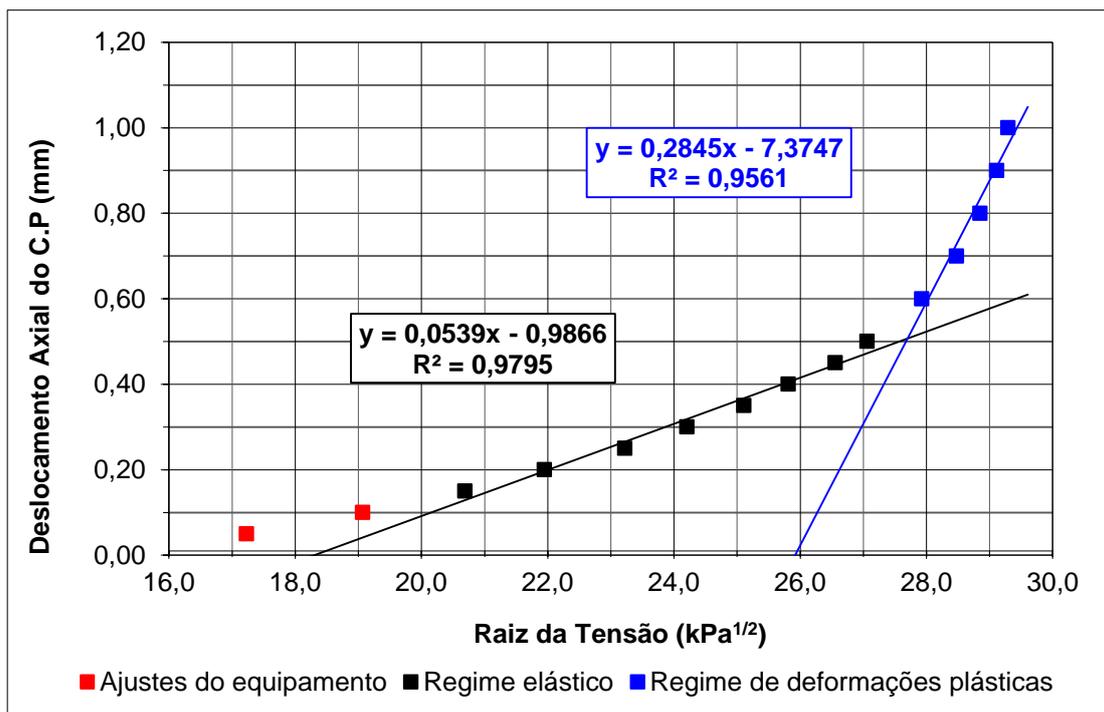


Figura 4.67 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD sat 196 kPa – Solo sem estabilização.

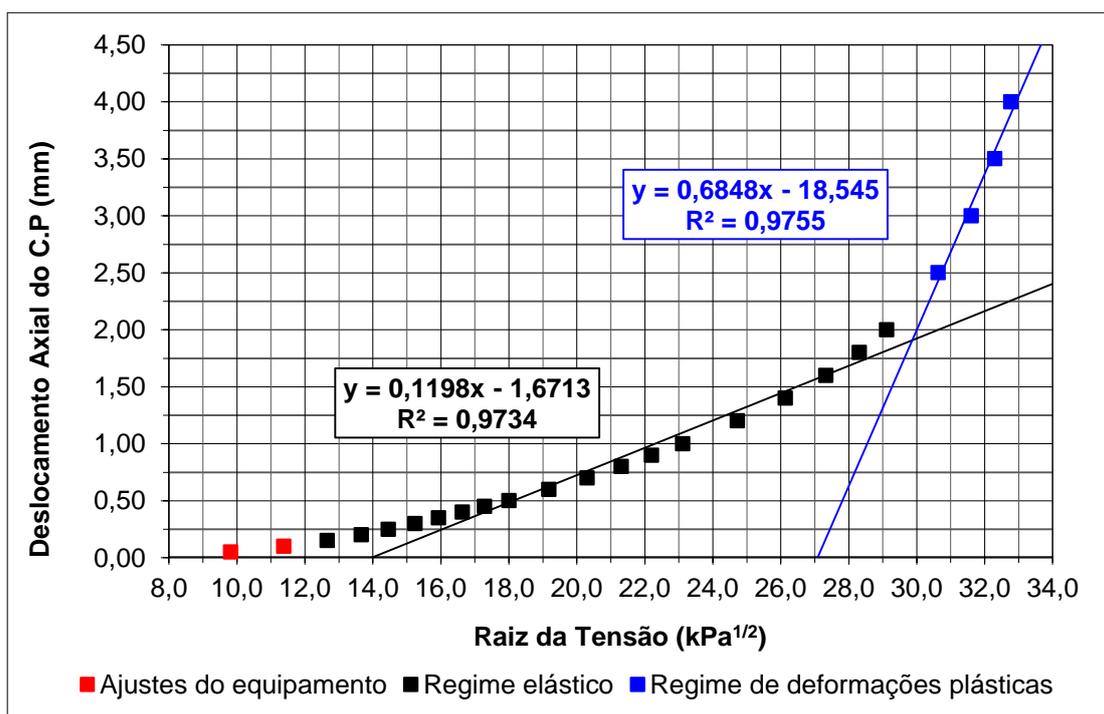


Figura 4.68 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  – CU sat 49 kPa – Solo sem estabilização.

As Tabelas 4.27 e 4.28 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais saturados seguindo-se o modelo proposto.

Tabela 4.27 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD e CU sat – Solo Peixe sem estabilização.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CD sat	49 kPa	294	49	171	122	0,349	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	98 kPa	509	98	303	205	0,346	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	196 kPa	767	196	482	286	0,333	Análise gráfica
	392 kPa	1437	392	914	522	0,319	Análise gráfica
CU sat	49 kPa	892	166	529	363	0,341	Análise gráfica
	98 kPa	920	212	566	354	0,344	Análise gráfica
	196 kPa	1010	233	622	389	0,337	Análise gráfica
	392 kPa	1650	373	1012	638	0,234	Análise gráfica

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD sat: consolidado drenado saturado

Tabela 4.28 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CU sat – Solo Peixe 2% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
CU sat	49 kPa	1109	212	660	448	0,344	Análise gráfica
	98 kPa	1222	218	720	502	0,340	Análise gráfica
	196 kPa	1271	208	740	532	0,340	Análise gráfica
	392 kPa	2001	415	1208	793	0,329	Análise gráfica

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

#### b) Ensaios na umidade de compactação

A Figura 4.69 ilustra o modelo de análise para o comportamento descrito anteriormente. Os demais gráficos encontram-se no Apêndice A.

As Tabelas 4.29 e 4.30 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais naturais.

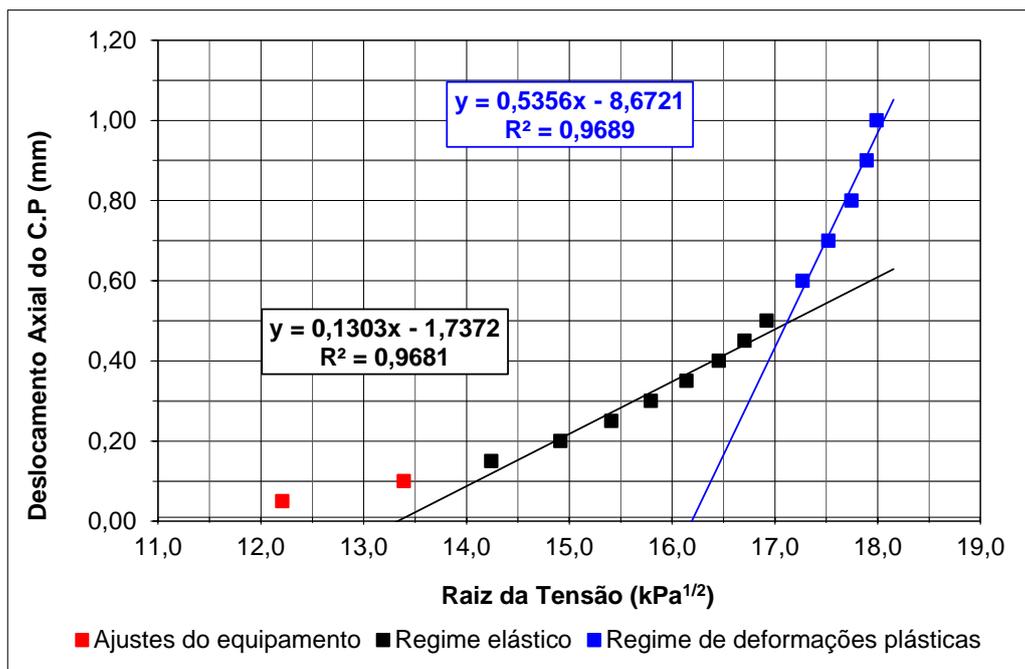


Figura 4.69 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 49 kPa – Solo sem estabilização.

Tabela 4.29 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD nat – Solo Peixe sem estabilização.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1 + \sigma_3 / 2$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3 / 2$ (kPa)	e	
CD nat	49 kPa	293	49	171	122	0,328	Análise gráfica
	98 kPa	483	98	291	193	0,337	Análise gráfica
	196 kPa	667	196	431	235	0,307	Análise gráfica
	392 kPa	1199	392	796	404	0,309	Análise gráfica

Legenda:

CD nat: consolidado drenado natural

Tabela 4.30 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD nat – Solo Peixe 2% de cal.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
		$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1 + \sigma_3 / 2$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3 / 2$ (kPa)	e	
CD nat	49 kPa	600	49	324	275	0,302	Análise gráfica
	98 kPa	901	98	500	402	0,315	Análise gráfica
	196 kPa	1299	196	747	551	0,306	Análise gráfica
	392 kPa	1713	392	1052	660	0,276	Análise gráfica

Legenda:

CD nat: consolidado drenado natural

## 4.6.2 Triaxiais não Convencionais

### 4.6.2.1 Ensaio Triaxial tipo $k_0$

Para a obtenção do coeficiente de empuxo em repouso ( $k_0$ ) foram realizados ensaios de compressão triaxial tipo  $k_0$ , na condição de umidade natural, conforme descrito no Capítulo 3.

Segundo Camapum de Carvalho (1985) no estado saturado, quando os ensaios  $k_0$  são realizados em condições drenadas, as tensões principais (maior e menor) geradas podem ser consideradas como efetivas. No entanto, para o estado não saturado, apesar dos ensaios serem realizados em condições drenadas, estas tensões não podem necessariamente serem consideradas como efetivas em especial quando a fase ar é descontínua.

Diante disto, o autor propõe a correção de  $k_0$  utilizando-se a Equação 4.1, para acrescentar aos resultados do  $k_0$  nat o efeito da sucção.

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h + (u_a - u_w)x \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'}}{\sigma_v + (u_a - u_w)x \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'}} \quad (4.1)$$

O gráfico apresentado na Figura 4.70 proposto por Blight (1965) *apud* Jucá (1990), permite verificar a variação do parâmetro  $\chi$ , que expressa a relação entre a  $\tan \phi^b$  e a  $\tan \phi'$ , com a sucção. Pode-se, então, calcular essa relação por meio de resultados de ensaios ou obtê-la por meio dessa Figura.

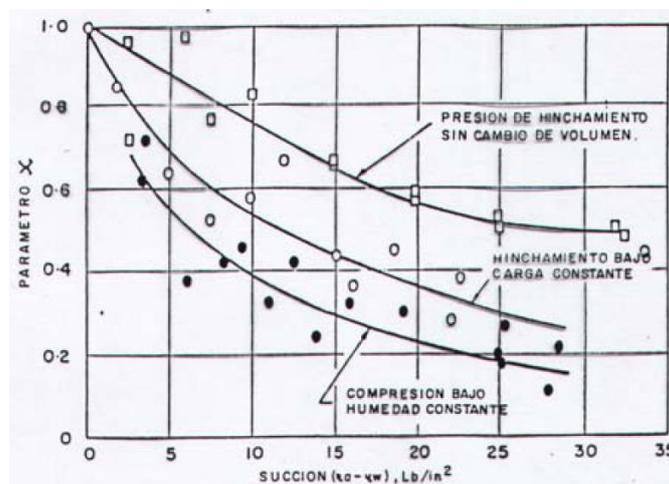


Figura 4.70 Variação do parâmetro  $\chi$  com a sucção (Blight, 1965 *apud* Jucá, 1990).

Diante disso, fez-se uma tentativa de correção do  $k_0$ , mas não foi possível realizá-la, pois o grau de saturação das amostras é superior ao limite das curvas características obtidas, não sendo possível determinar o valor de sucção correspondente.

A Tabela 4.31 apresenta, para os solos estudados, o valor do  $k_0$  obtido para as amostras. As Figuras 4.71 a 4.77 apresentam as curvas obtidas no ensaio  $k_0$ .

Tabela 4.31 Valores Obtidos no Ensaio Triaxial tipo  $k_0$ .

Amostra	$k_0$ solo na condição de umidade de compactação
Solo Corumbá - sem estabilização	0,43
Solo Corumbá – 4% de cal	0,42
Solo Corumbá – 6% de cal	0,44
Solo Goiânia - sem estabilização	0,44
Solo Goiânia - 2% de cal	0,55
Solo Peixe - sem estabilização	0,34
Solo Peixe - 2% de cal	0,34

Com base nos resultados apresentados nessa tabela percebe-se que apenas o solo Goiânia aponta para mudança significativa na estrutura do solo refletida na alteração do valor de  $k_0$ .

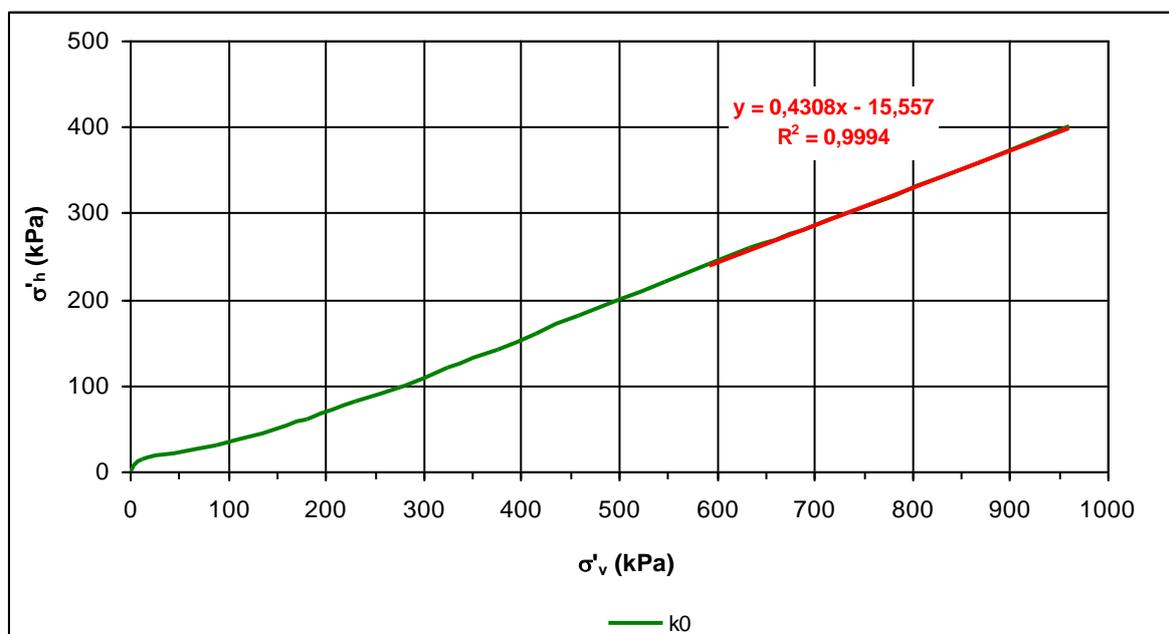


Figura 4.71 Trajetórias de Tensões seguídas nos Ensaios Triaxiais tipo  $k_0$  nat – Solo Corumbá - sem estabilização.

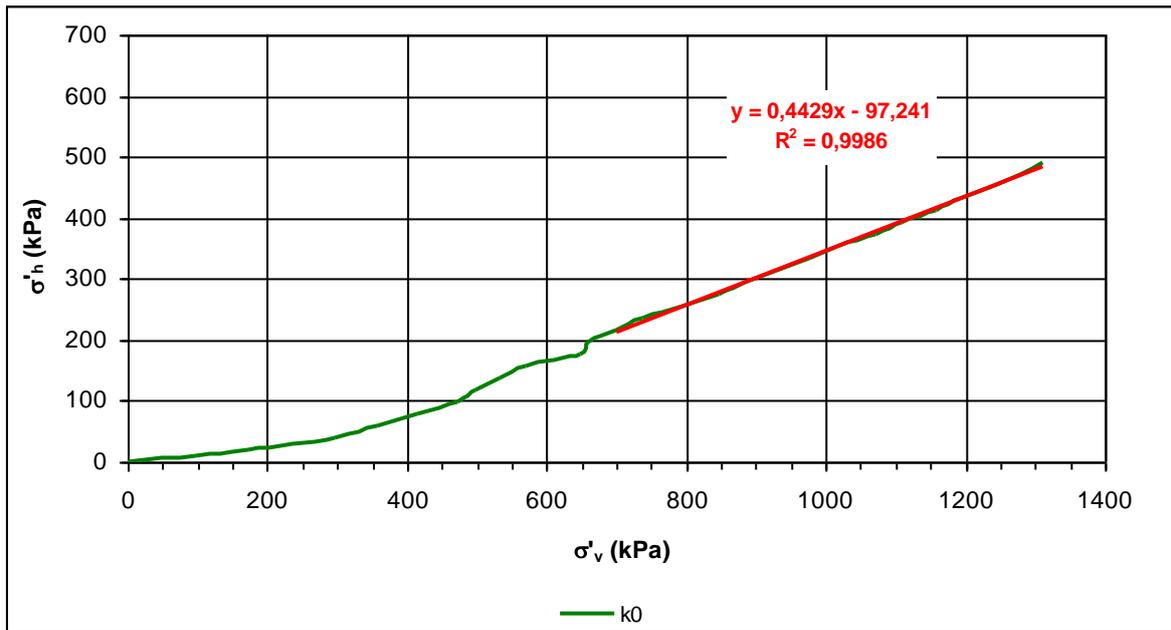


Figura 4.72 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo  $k_0$  nat – Solo Goiânia - sem estabilização.

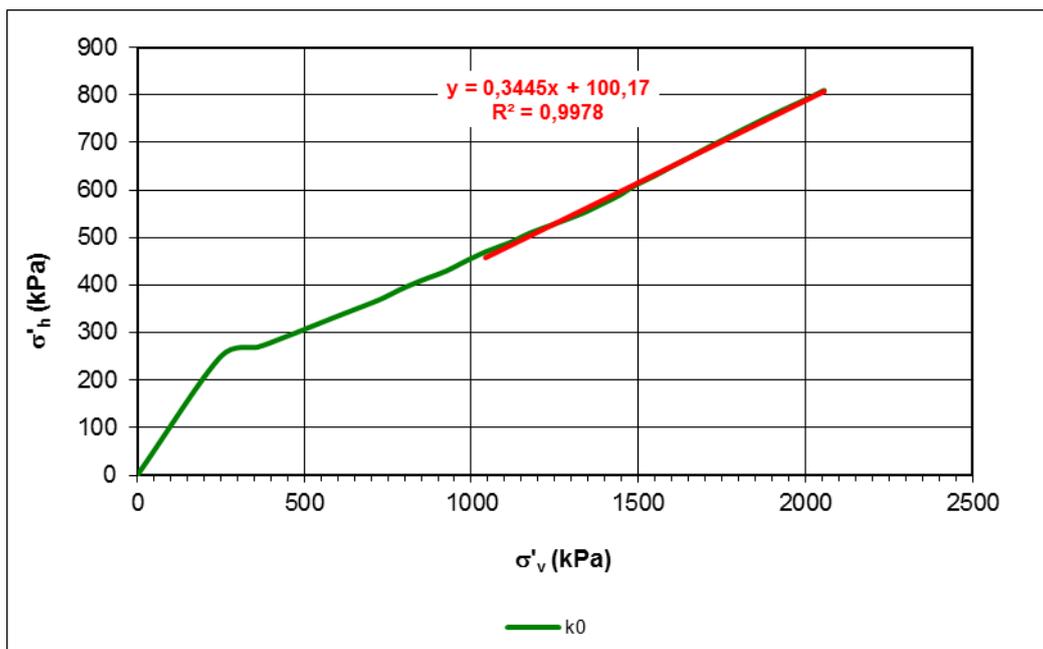


Figura 4.73 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo  $k_0$  nat – Solo Peixe - sem estabilização.

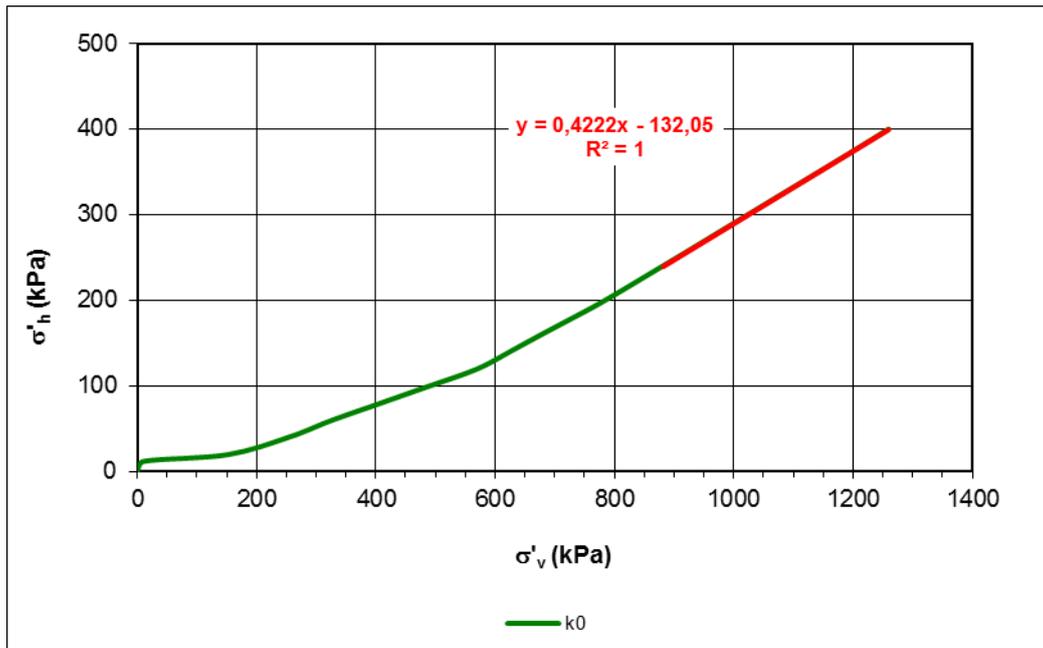


Figura 4.74 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo  $k_0$  nat – Solo Corumbá – 4% de cal.

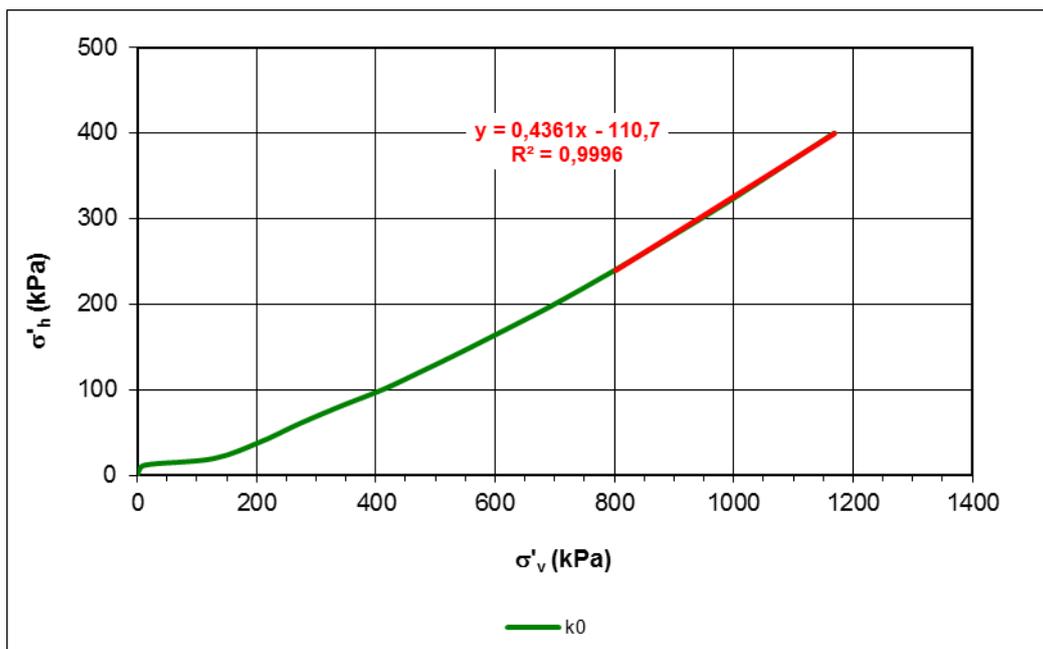


Figura 4.75 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo  $k_0$  nat – Solo Corumbá – 6% de cal.

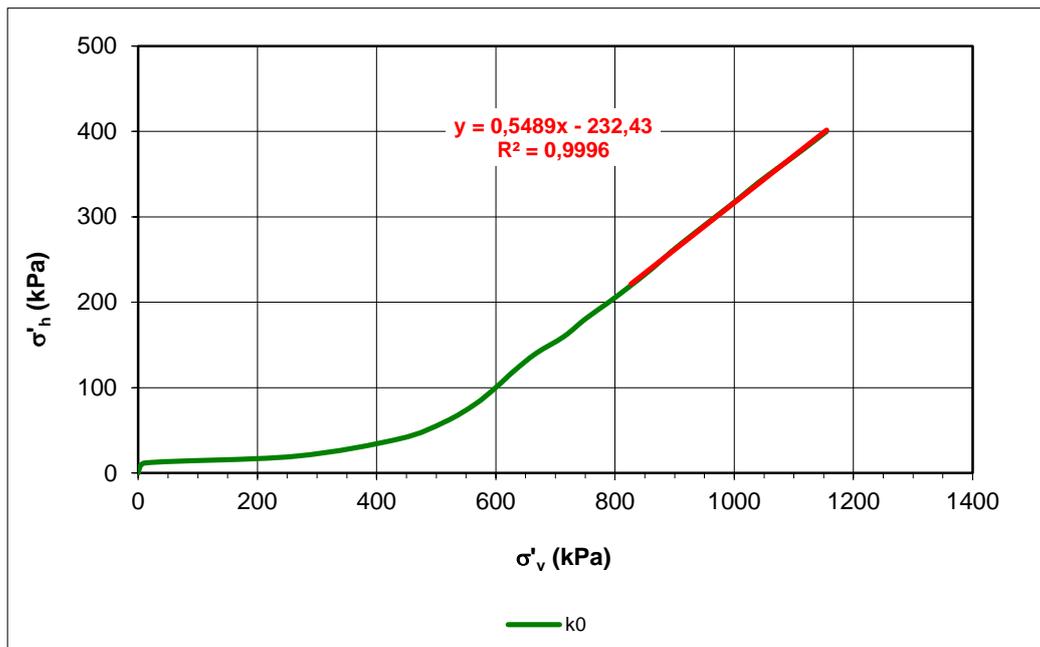


Figura 4.76 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo  $k_0$  nat – Solo Goiânia – 2% de cal.

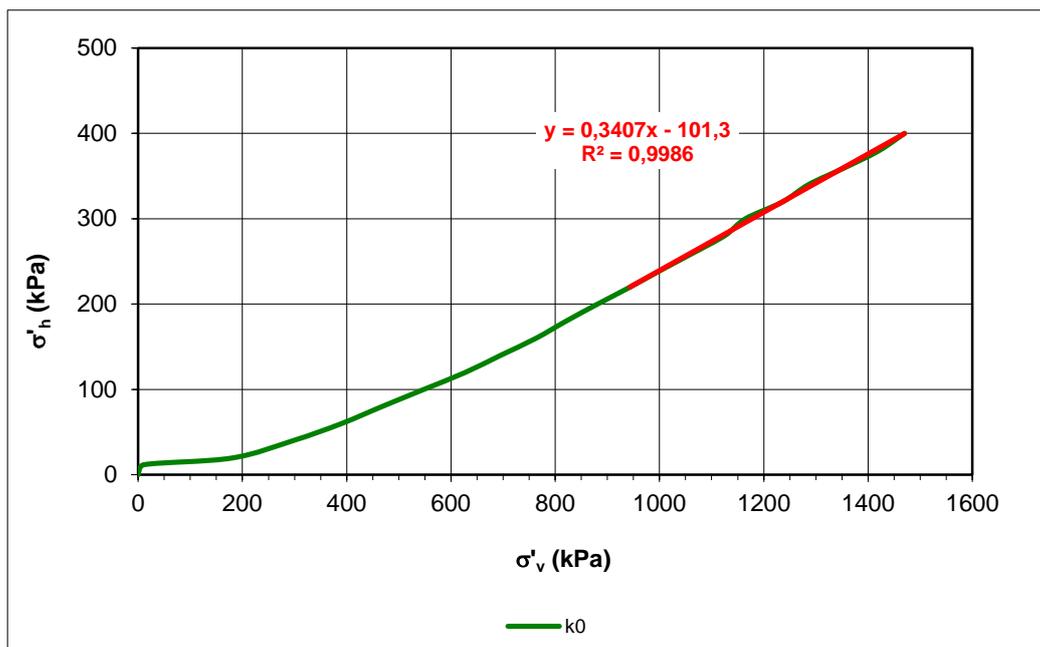


Figura 4.77 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo  $k_0$  nat – Solo Peixe - 2% de cal.

O limite elástico do solo no ensaio  $k_0$  foi considerado como a tensão de pré-adensamento. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.32. Os gráficos utilizados nessas análises estão apresentados no Apêndice B.

Tabela 4.32 Resultados Obtidos a partir dos Ensaios Triaxiais tipo  $k_0$ .

Amostra	$\sigma_{PA}$ (kPa)	$e_{inicial}$	$e_{final}$	$W_{inicial}$ (%)	$W_{final}$ (%)
Solo Corumbá - sem estabilização	436	0,745	0,581	20,7	20,1
Solo Goiânia - sem estabilização	901	0,694	0,599	20,9	20,4
Solo Peixe - sem estabilização	618	0,346	0,401	8,8	12,6
Solo Corumbá - 4% de cal	421	0,739	0,763	20,5	16,3
Solo Corumbá - 6% de cal	467	0,758	0,752	22,2	16,3
Solo Goiânia - 2% de cal	--	0,698	0,626	23,1	17,2
Solo Peixe - 2% de cal	655	0,361	0,351	12,0	8,4

Legenda:

$\sigma_{PA}$  : Tensão de pré-adensamento.

#### 4.6.2.2 Ensaio Triaxial a Diferentes Trajetórias de Tensões

Nestes ensaios, analisou-se os resultados levando-se em conta a resposta que o solo forneceu quando mobilizado. Considerou-se, então, a mesma análise realizada nos ensaios triaxiais convencionais quando a curva tensão-deformação destes apresentou comportamento plástico ou intermediário, ou seja, plotou-se a curva tensão axial ( $\sigma'_1$ ) x deslocamento axial acumulado (ou variação volumétrica acumulada).

##### 4.6.2.2.1 Solo Corumbá

###### a) Ensaios na condição saturada

A Figura 4.78 ilustra o comportamento apresentado pela amostra do Solo Corumbá segundo o modelo de análise proposto. Os demais gráficos estão apresentados no Apêndice C.

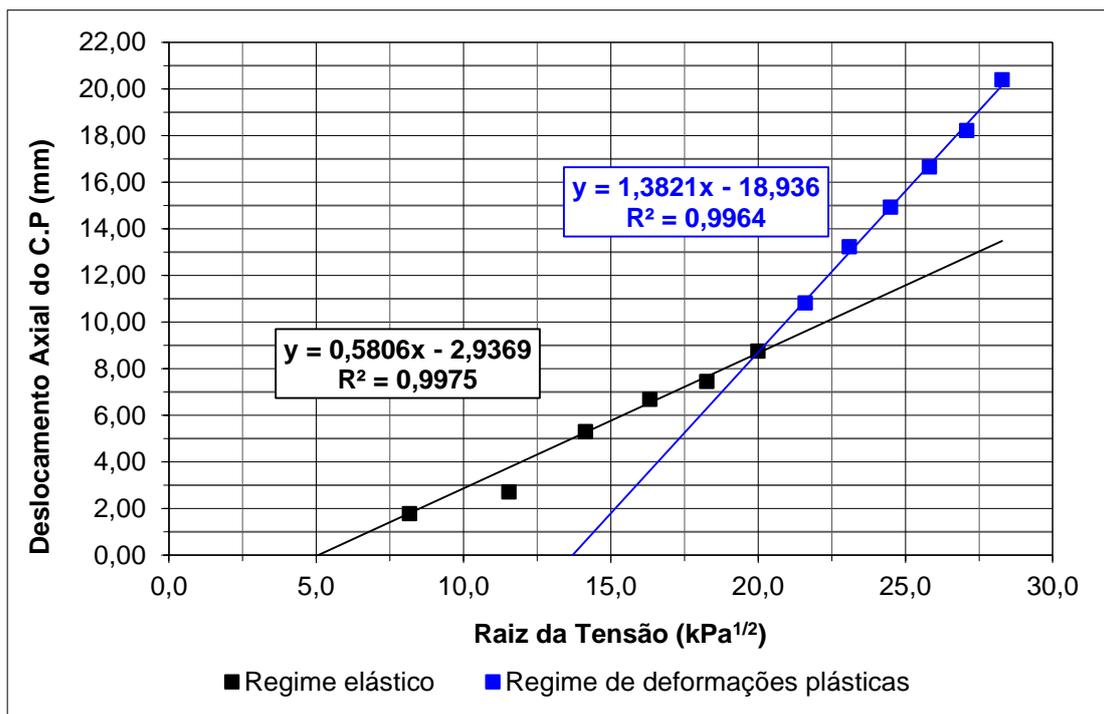


Figura 4.78 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,3$  sat – Solo Corumbá sem estabilização.

As Tabelas 4.33 a 4.35 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

Tabela 4.33 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá sem estabilização.

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 sat	398	120	259	139	0,602	Análise gráfica
k = 0,5 sat	629	315	472	157	0,603	Análise gráfica
k = 0,7 sat	838	587	712	126	0,578	Análise gráfica
k = 1,0 sat	375	375	375	0	0,589	Análise gráfica

Tabela 4.34 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 4% de cal.

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 sat	888	266	577	311	0,640	Análise gráfica
k = 0,5 sat	1287	644	965	322	0,629	Análise gráfica

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,7 sat	1410	987	1199	212	0,630	Análise gráfica
k = 1,0 sat	754	754	754	0	0,641	Análise gráfica

Tabela 4.35 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 6% de cal.

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 sat	820	246	533	287	0,683	Análise gráfica
k = 0,5 sat	1221	611	916	305	0,652	Análise gráfica
k = 0,7 sat	1309	917	1113	196	0,631	Análise gráfica
k = 1,0 sat	461	461	461	0	0,659	Análise gráfica

As Figuras 4.79 a 4.81 apresentam as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

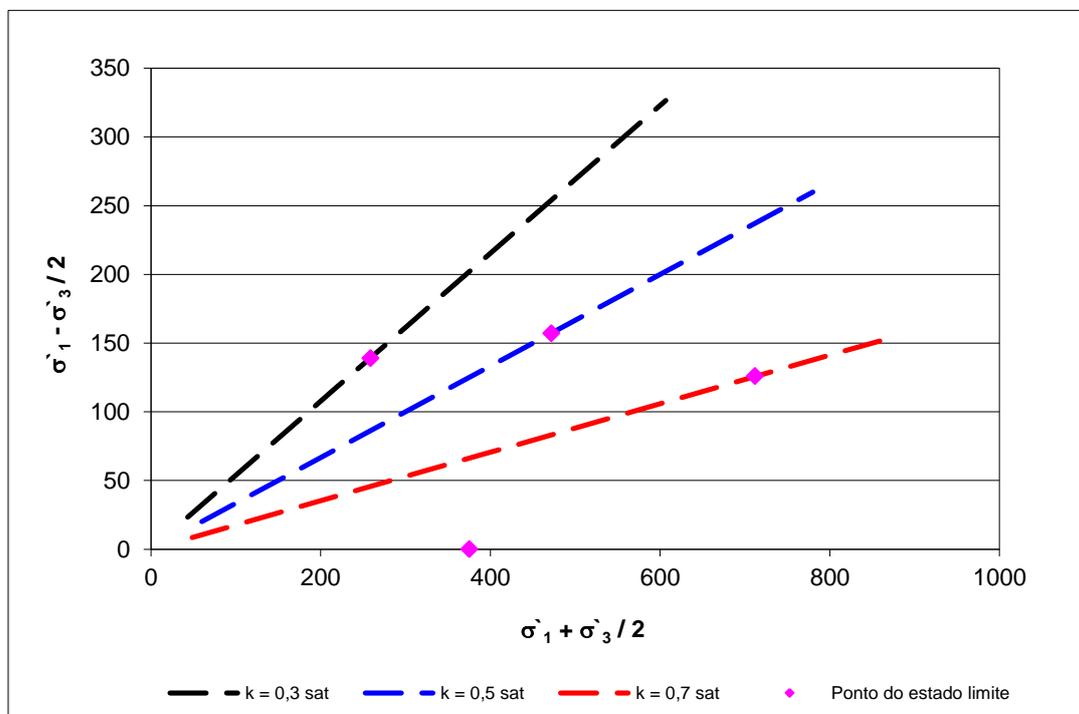


Figura 4.79 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá sem estabilização.

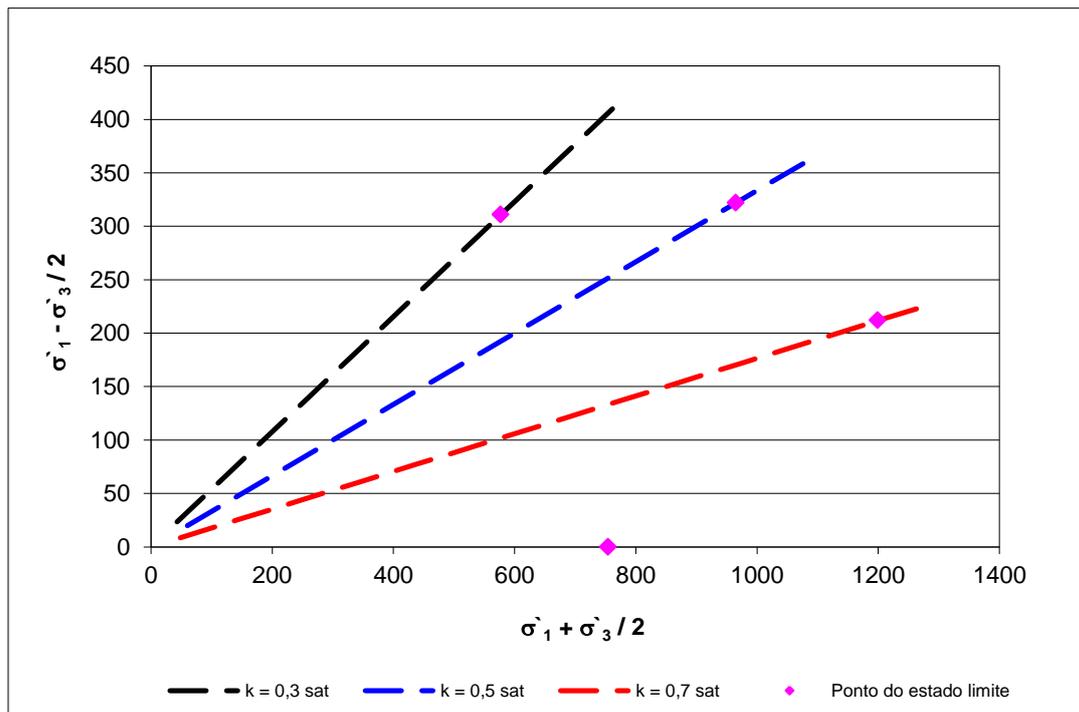


Figura 4.80 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 4% de cal.

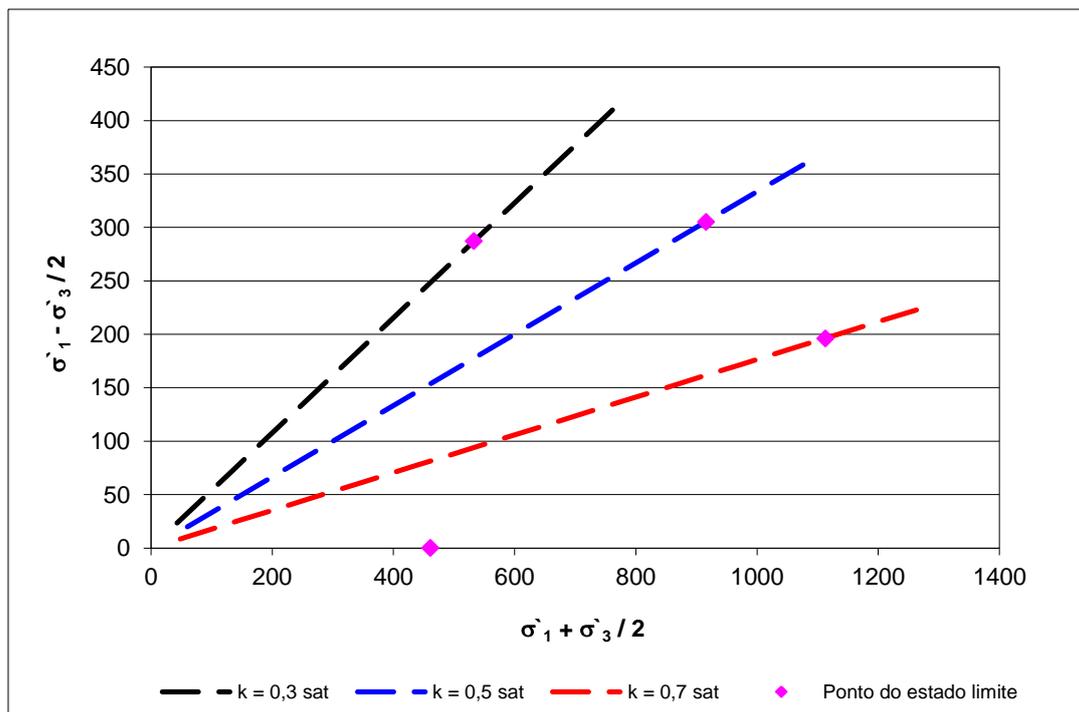


Figura 4.81 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Corumbá 6% de cal.

b) Ensaios na umidade de compactação

A Figura 4.82 ilustra o comportamento da amostra segundo o modelo de análise proposto. Os demais gráficos são apresentados no Apêndice C.

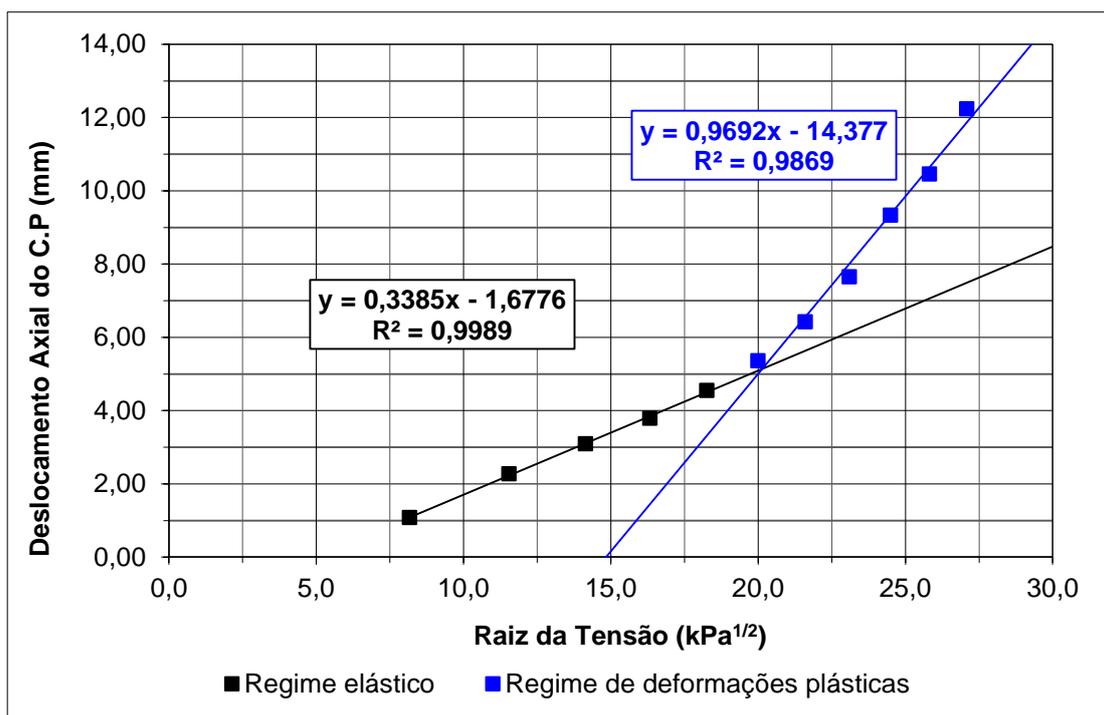


Figura 4.82 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,3$  nat – Solo Corumbá sem estabilização.

As Tabelas 4.36 a 4.38 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais.

Tabela 4.36 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá sem estabilização.

Trajetórias não-Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
$k = 0,3$ nat	405	122	264	142	0,655	Análise gráfica
$k = 0,5$ nat	624	312	468	156	0,580	Análise gráfica
$k = 0,7$ nat	885	619	752	133	0,659	Análise gráfica
$k = 1,0$ nat	522	522	522	0	0,561	Análise gráfica

Tabela 4.37 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 4% de cal.

Trajetórias não-Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
$k = 0,3$ nat	932	280	606	326	0,700	Análise gráfica
$k = 0,5$ nat	1273	636	954	318	0,718	Análise gráfica

Trajetórias não. Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,7 nat	1447	1013	1230	217	0,748	Análise gráfica
k = 1,0 nat	745	745	745	0	0,753	Análise gráfica

Tabela 4.38 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 6% de cal.

Trajetórias não. Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 nat	855	256	556	299	0,721	Análise gráfica
k = 0,5 nat	1227	614	920	307	0,738	Análise gráfica
k = 0,7 nat	1367	957	1162	205	0,757	Análise gráfica
k = 1,0 nat	580	580	580	0	0,736	Análise gráfica

As Figuras 4.83 a 4.85 apresentam as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais segundo o modelo de análise proposto.

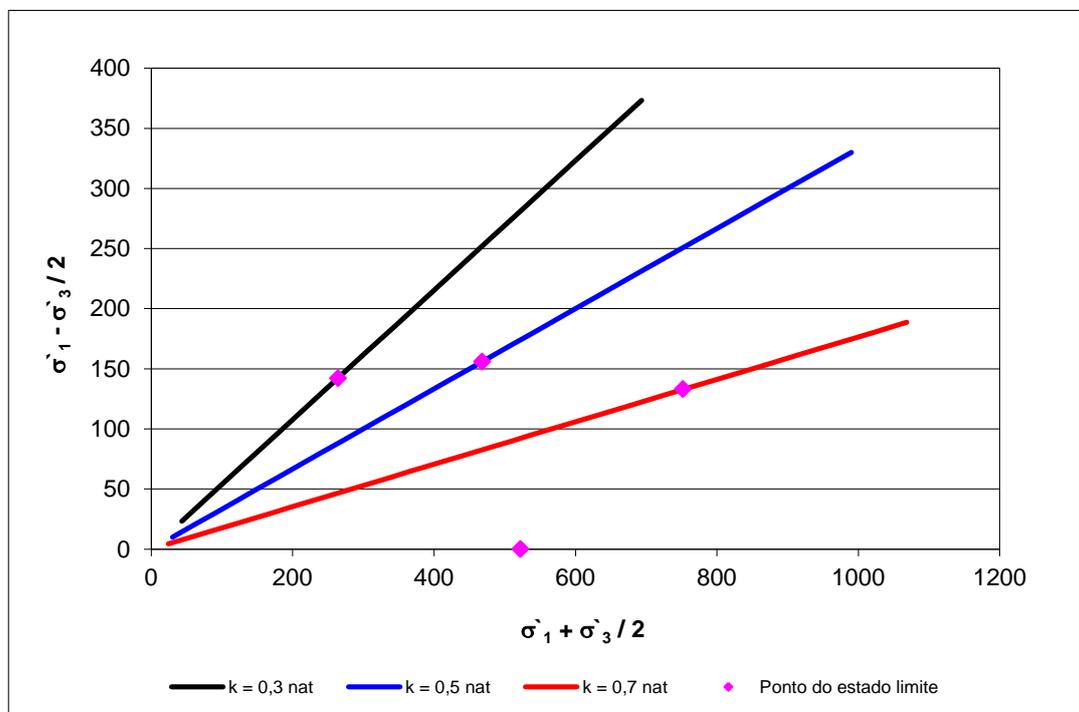


Figura 4.83 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá sem estabilização.

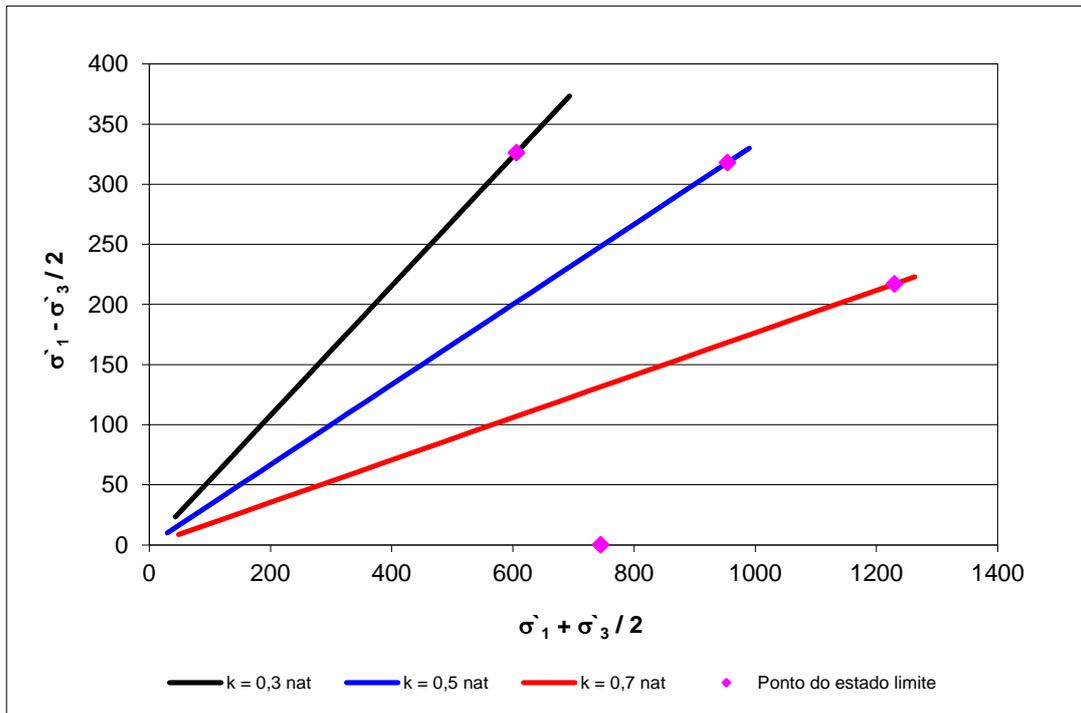


Figura 4.84 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 4% de cal.

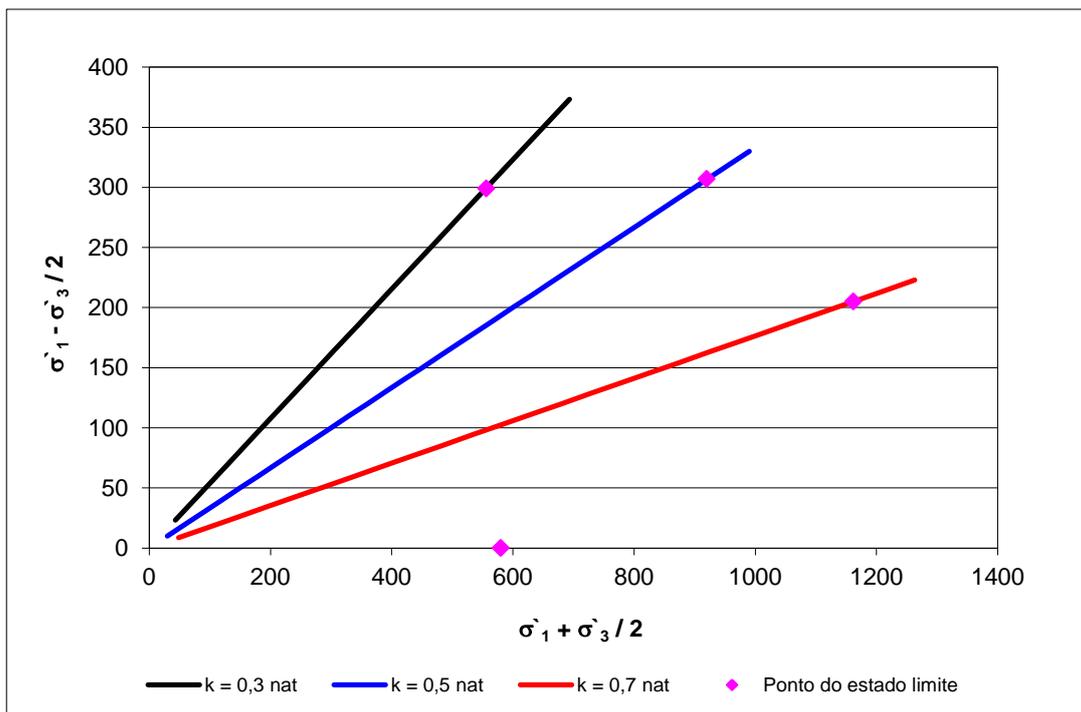


Figura 4.85 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Corumbá 6% de cal.

A Figura 4.86 apresenta um comparativo entre os coeficientes angulares das retas obtidas nas análises dos pontos de estado limite, para os dois trechos obtidos.

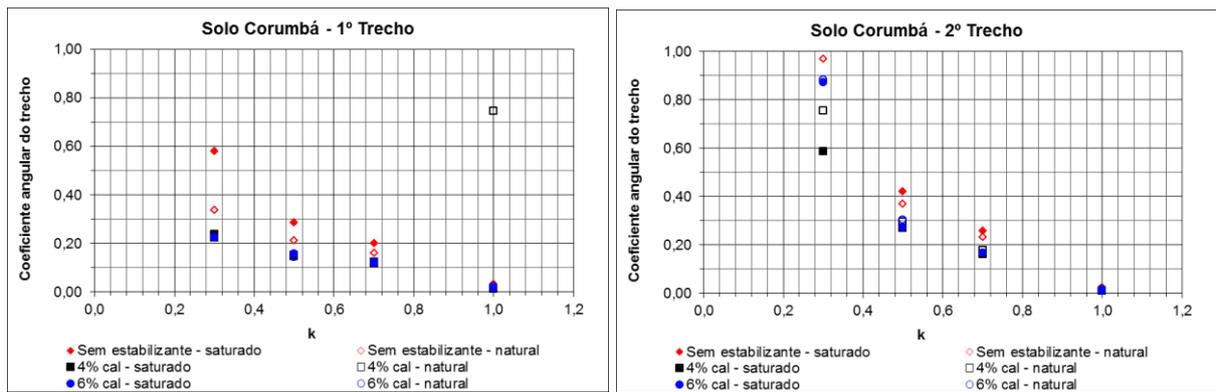


Figura 4.86 Coeficientes angulares obtidos – Solo Corumbá: a) 1º trecho; b) 2º trecho.

Verifica-se nesse caso do solo Corumbá que a inclinação diminui com a incorporação da cal, mas que há pouca diferença entre 4 e 6%. No primeiro trecho seria indicação de possível atuação da cimentação e modificação estrutural, já no segundo trecho como na plastificação a cimentação possivelmente já se desfez, a diferença pode indicar que houve também modificação estrutural no solo, gerada pela cal.

#### 4.6.2.2.2 Solo Goiânia

##### a) Ensaios na condição saturada

A Figuras 4.87 ilustra o comportamento apresentado pela amostra do Solo Goiânia segundo o modelo de análise proposto. Os demais gráficos são apresentados no Apêndice C.

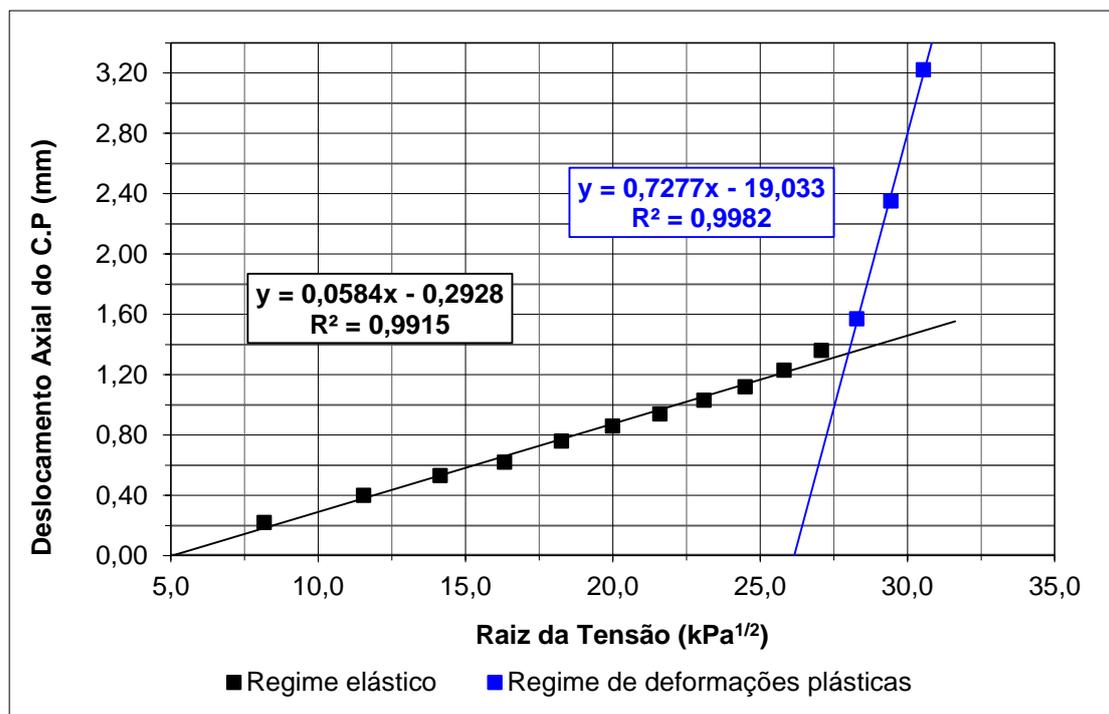


Figura 4.87 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  sat – Solo Goiânia sem estabilização.

As Tabelas 4.39 e 4.40 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

Tabela 4.39 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia sem estabilização.

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 sat	784	235	510	274	0,661	Análise gráfica
k = 0,5 sat	933	467	700	233	0,662	Análise gráfica
k = 0,7 sat	916	641	779	137	0,652	Análise gráfica
k = 1,0 sat	545	545	545	0	0,667	Análise gráfica

Tabela 4.40 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia 2% de cal.

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 sat	1328	398	863	465	0,676	Análise gráfica
k = 0,5 sat	1640	820	1230	410	0,663	Análise gráfica
k = 0,7 sat	1778	1245	1511	267	0,660	Análise gráfica
k = 1,0 sat	937	937	937	0	0,668	Análise gráfica

As Figuras 4.88 e 4.89 apresentam as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

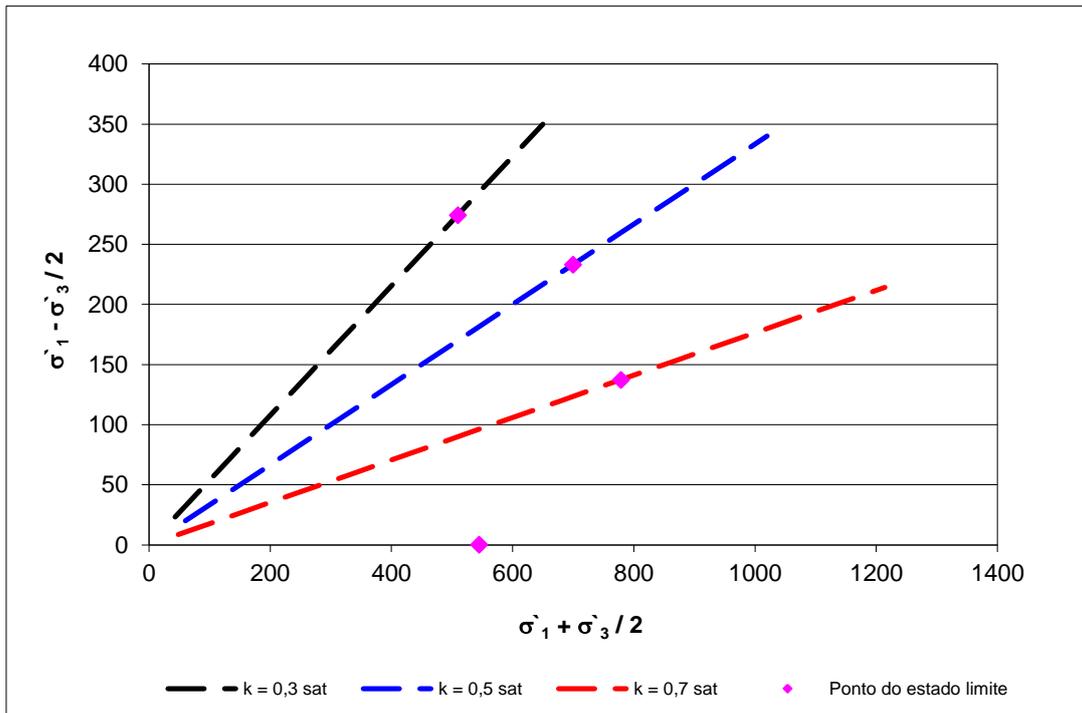


Figura 4.88 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia sem estabilização.

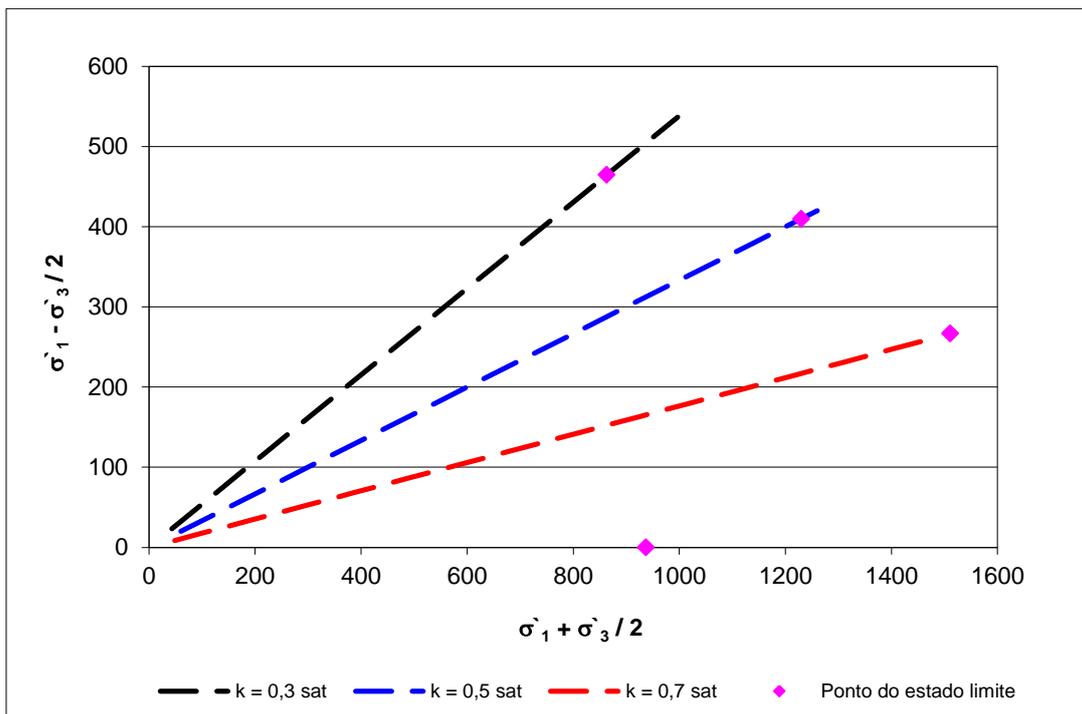


Figura 4.89 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Goiânia 2% de cal.

b) Ensaios na umidade de compactação

A Figura 4.90 ilustra o comportamento da amostra segundo o modelo de análise proposto. Os demais gráficos são apresentados no Apêndice C.

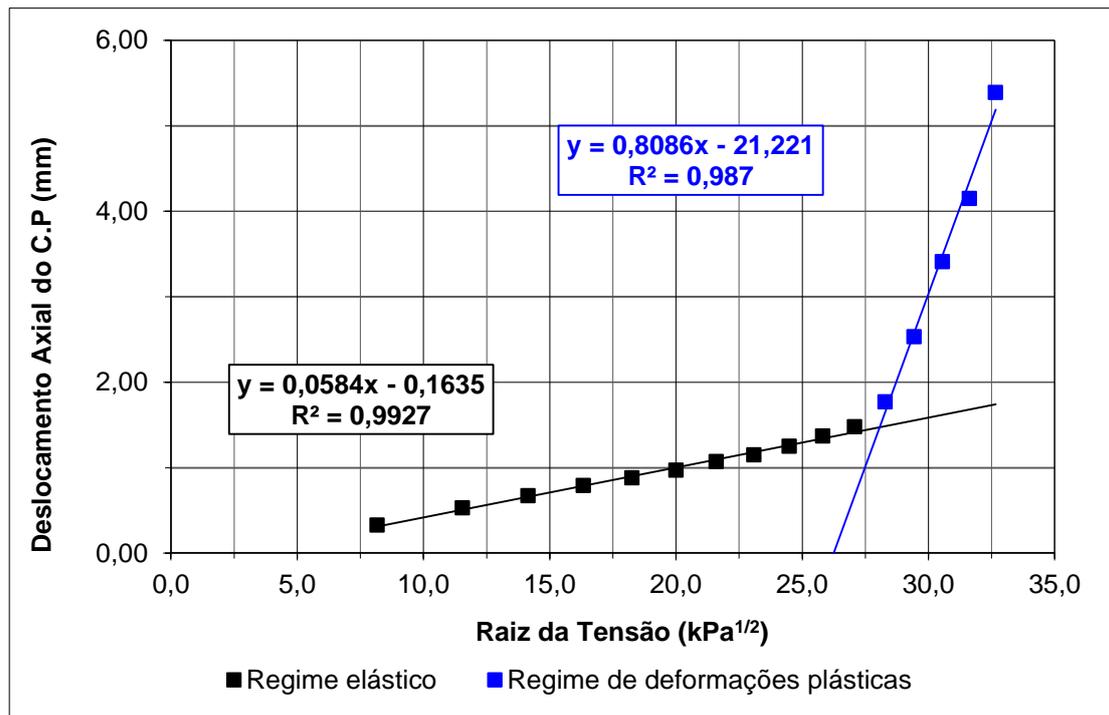


Figura 4.90 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  nat – Solo Goiânia sem estabilização.

As Tabelas 4.41 e 4.42 apresentam os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais.

Tabela 4.41 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia sem estabilização.

Trajetórias não. Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 nat	788	236	512	276	0,703	Análise gráfica
k = 0,5 nat	940	470	705	235	0,624	Análise gráfica
k = 0,7 nat	922	645	784	138	0,692	Análise gráfica
k = 1,0 nat	528	528	528	0,0	0,617	Análise gráfica

Tabela 4.42 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia 2% de cal.

Trajetórias não. Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 nat	1409	423	916	493	0,700	Análise gráfica
k = 0,5 nat	1708	854	1281	427	0,703	Análise gráfica

Trajetórias não. Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,7 nat	1847	1293	1570	277	0,702	Análise gráfica
k = 1,0 nat	853	853	853	0	0,610	Análise gráfica

As Figuras 4.91 e 4.92 apresentam as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais segundo o modelo de análise proposto.

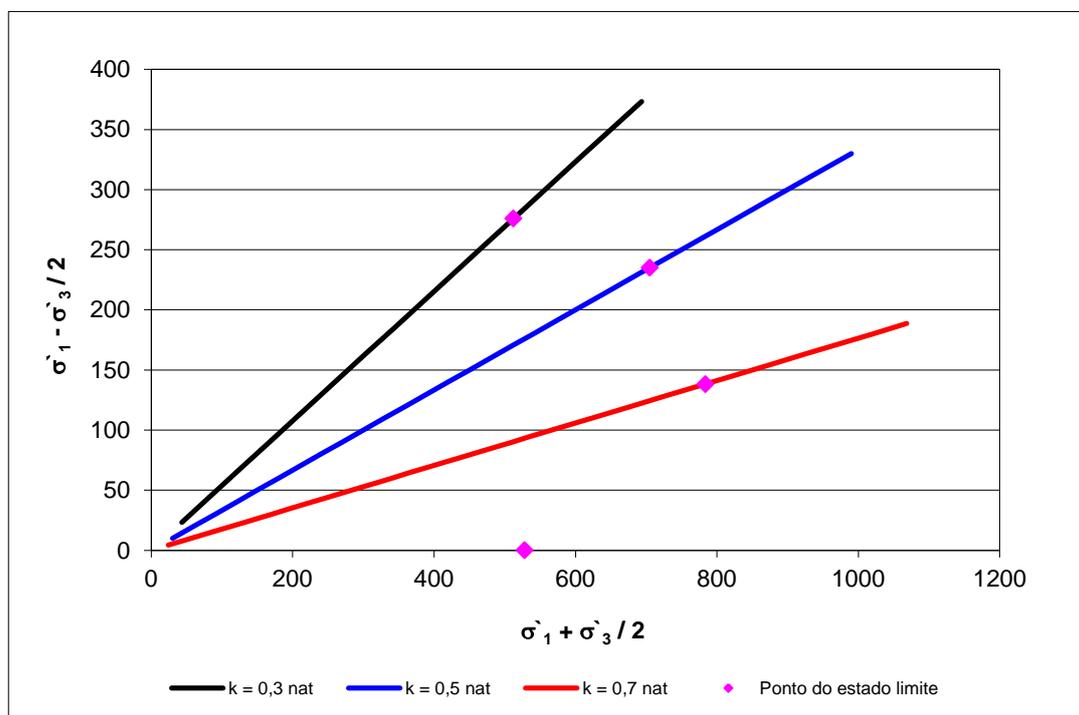


Figura 4.91 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia sem estabilização.

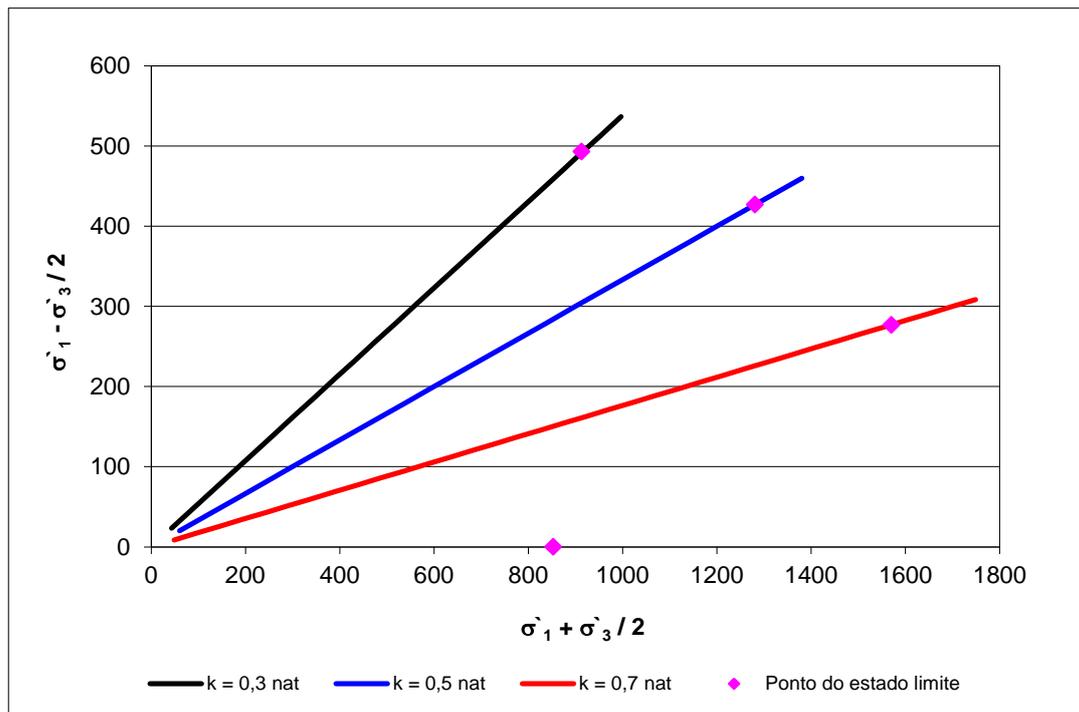


Figura 4.92 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Goiânia 2% de cal.

A Figura 4.93 apresenta um comparativo entre os coeficientes angulares das retas obtidas nas análises dos pontos de estado limite, para os dois trechos obtidos.

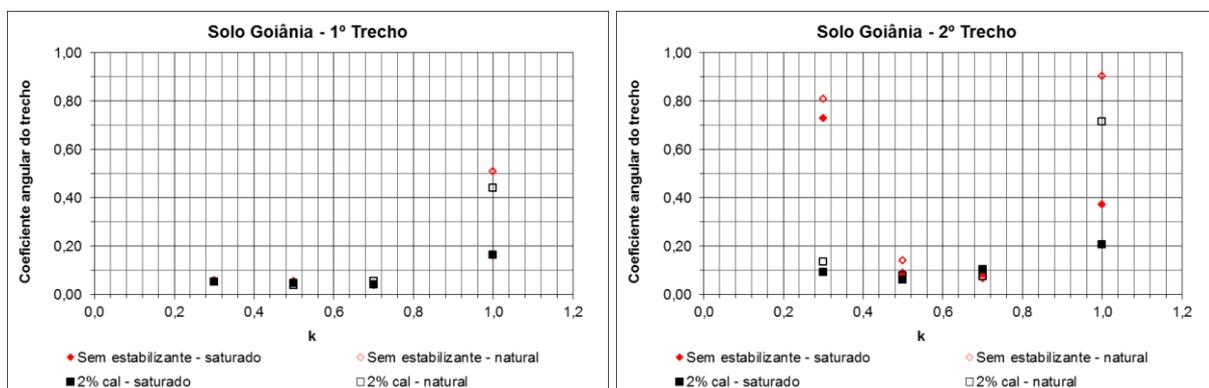


Figura 4.93 Coeficientes angulares obtidos – Solo Goiânia: a) 1º trecho; b) 2º trecho.

Verifica-se no solo Goiânia que, devido à agregação das partículas de argila conferindo-lhes forma equidimensional, a trajetória de tensões praticamente não interfere no coeficiente angular, pois o comportamento tende a isotropia. Para  $k = 1,0$ , como não se tem imposição de tensão cisalhante, o comportamento está sendo distinto do obtido para as demais trajetórias.

#### 4.6.2.2.1 Solo Peixe

##### a) Ensaios na condição saturada

A Figura 4.94 ilustra o comportamento apresentado pela amostra do Solo Peixe segundo o modelo de análise proposto. Não foi possível obter o ponto de mudança de comportamento para a amostra estabilizada com cal, sendo o limite do equipamento atingido com as tensões aplicadas; exceto no ensaio com  $k=0,3$  para a amostra saturada e para o ensaio com  $k= 1,0$  para a amostra natural. Os demais gráficos são apresentados no Apêndice C.

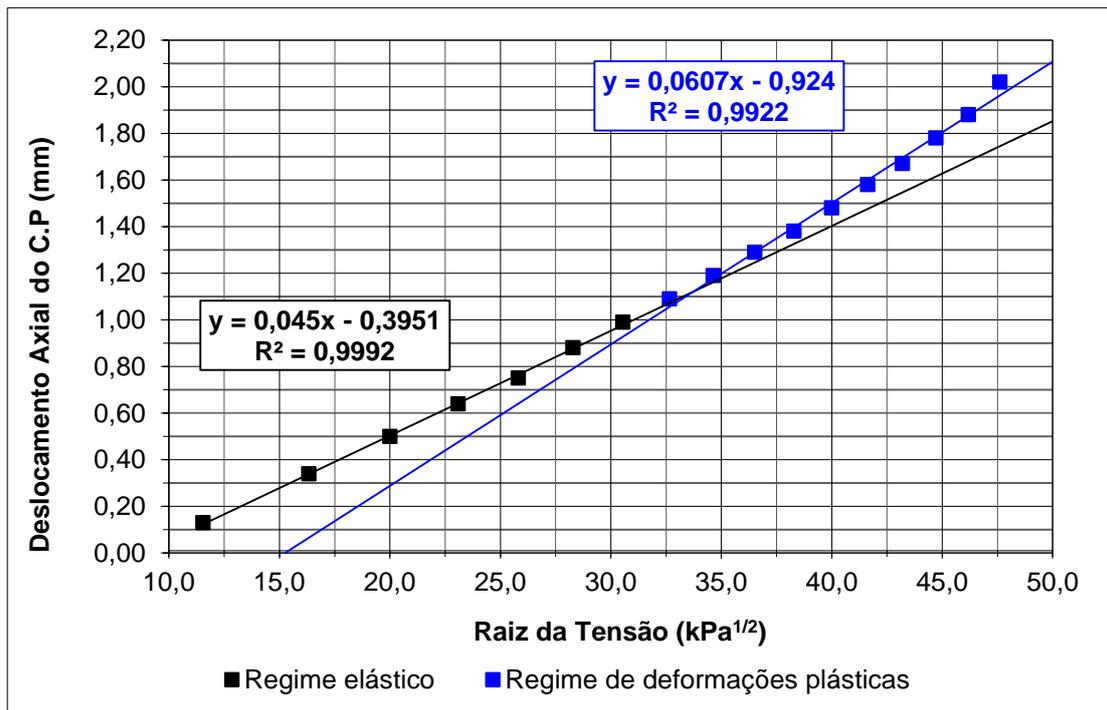


Figura 4.94 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  sat – Solo Peixe sem estabilização.

A Tabela 4.43 apresenta os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

Tabela 4.43 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Peixe.

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_{1+\sigma'_3}/2$ (kPa)	$\sigma'_{1-\sigma'_3}/2$ (kPa)	e	
k = 0,3 sat	1135	340	738	397	0,335	Análise gráfica
k = 0,7 sat	1365	955	1160	205	0,328	Análise gráfica
k = 1,0 sat	317	317	317	0	0,315	Análise gráfica

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 sat – 2% cal	2541	762	1652	889	0,317	Análise gráfica

A Figura 4.95 apresenta as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

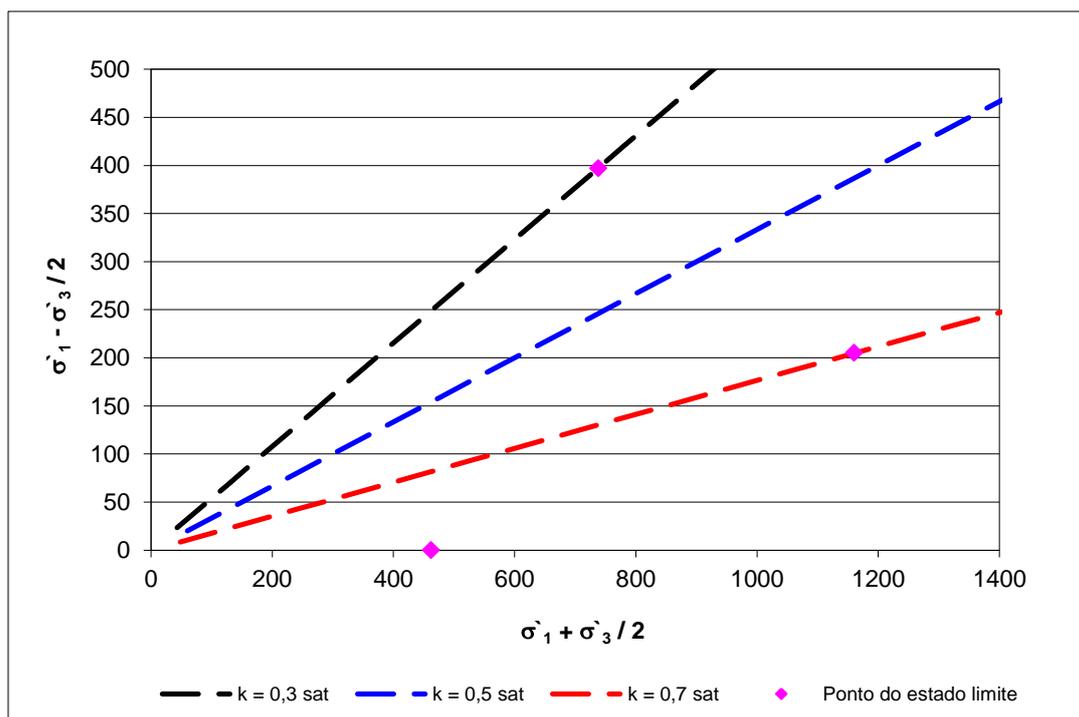


Figura 4.95 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados – Solo Peixe sem estabilização.

b) Ensaios na umidade de compactação

A Figura 4.96 ilustra o comportamento da amostra segundo o modelo de análise proposto. Os demais gráficos são apresentados no Apêndice C.

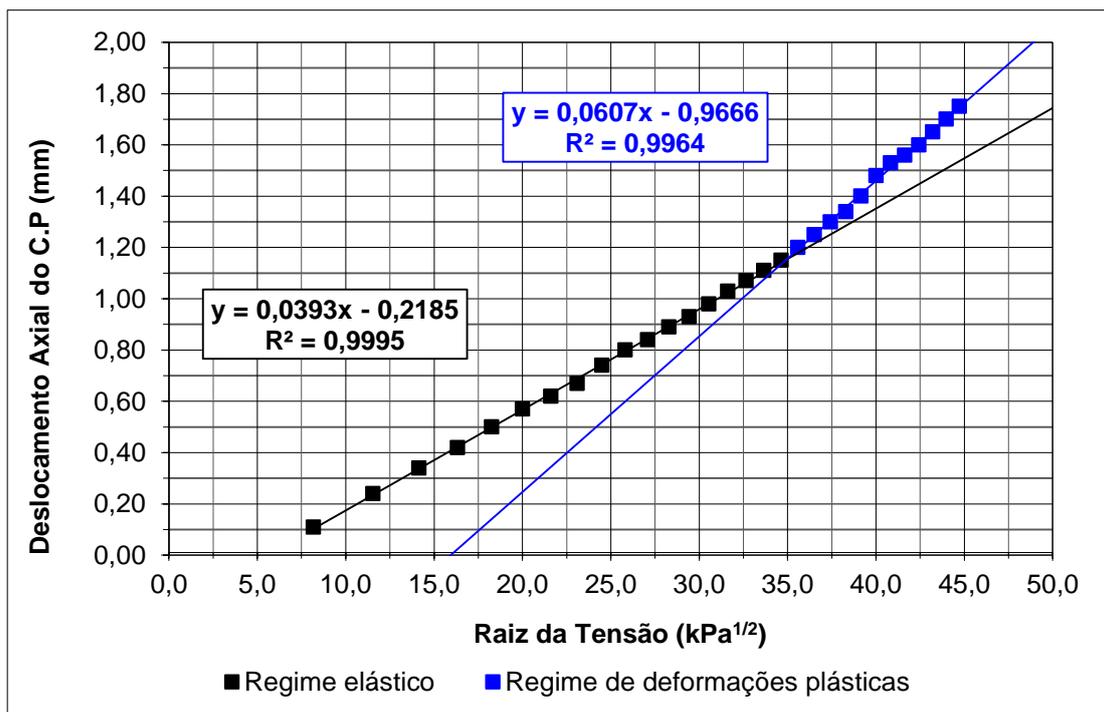


Figura 4.96 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  nat – Solo Peixe sem estabilização.

A Tabela 4.44 apresenta os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais.

Tabela 4.44 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Peixe sem estabilização.

Trajetórias não. Convencionais	Pontos de Estado Limite					Forma de obtenção do ponto
	$\sigma'_1$ (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	e	
k = 0,3 nat	1222	367	794	428	0,353	Análise gráfica
k = 0,7 nat	1457	1020	1238	219	0,354	Análise gráfica
k = 1,0 nat	692	692	692	0	0,328	Análise gráfica
k = 1,0 nat – 2% cal	804	804	804	0	0,268	Análise gráfica

A Figura 4.135 apresenta as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais segundo o modelo de análise proposto.

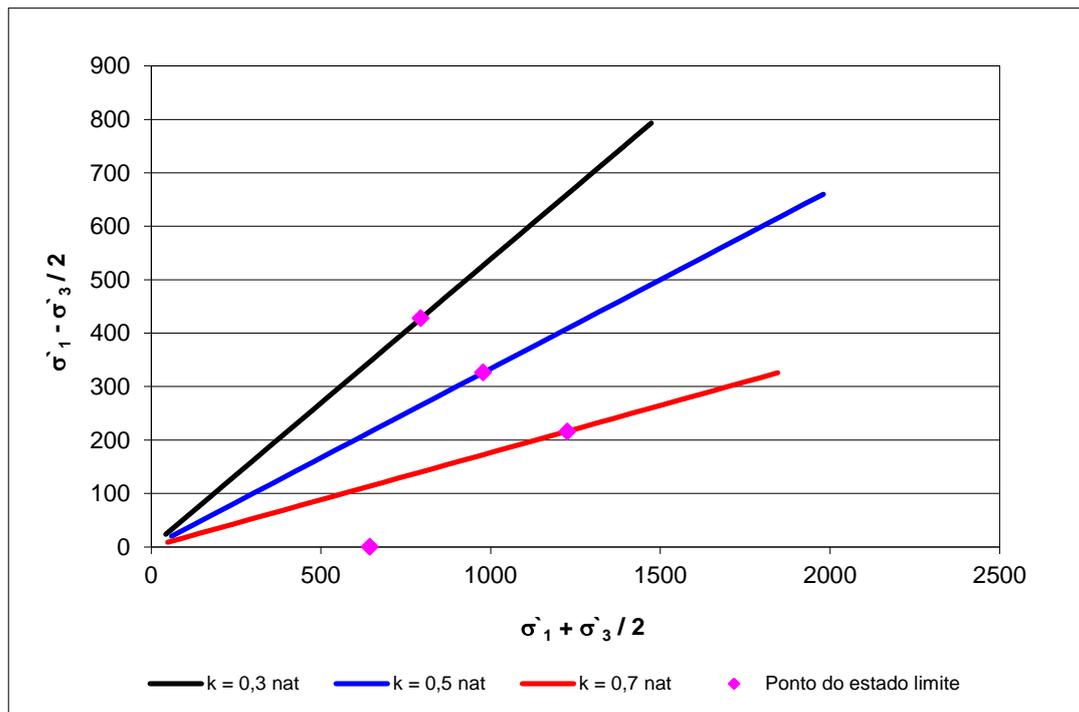


Figura 4.97 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais – Solo Peixe sem estabilização.

A Figura 4.98 apresenta um comparativo entre os coeficientes angulares das retas obtidas nas análises dos pontos de estado limite, para os dois trechos obtidos.

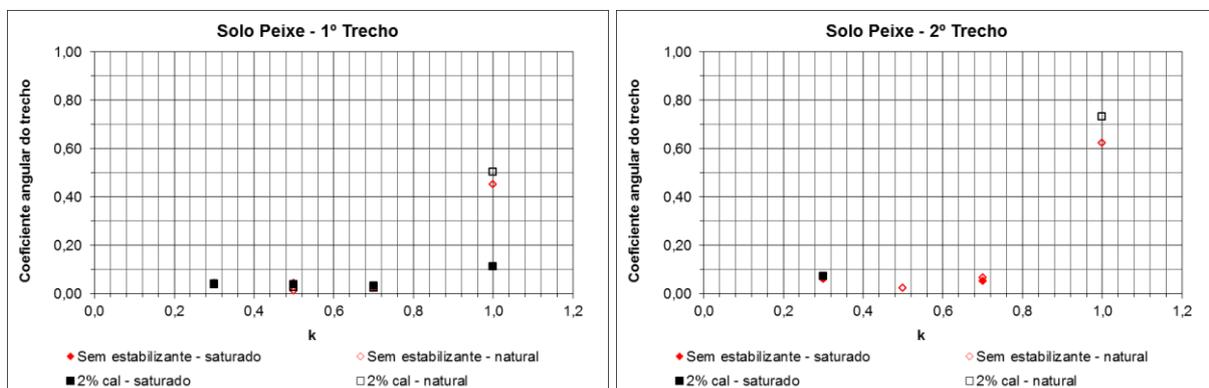


Figura 4.98 Coeficientes angulares obtidos – Solo Peixe: a) 1º trecho; b) 2º trecho.

Verifica-se no caso do solo Peixe, rico em quartzo e com partículas equidimensionais, que a trajetória de tensões praticamente não interfere no coeficiente angular, pois o comportamento tende a isotropia, bem como no solo Goiânia. Logo, para  $k = 1,0$ , como não há imposição de tensão cisalhante, o comportamento está sendo distinto do obtido para as demais trajetórias.

## 4.7 ESTADO LIMITE

O estado limite corresponde, teoricamente, ao surgimento de deformações não recuperáveis, ou seja, irreversíveis. Para materiais como o solo esta noção pode ser convencional. Existem vários modelos que permitem a avaliação do estado limite, sendo sua representação expressa, quase sempre por uma curva na análise bidimensional ou uma superfície na análise tridimensional.

Tendo em vista a grande variação de vazios entre os corpos de prova e a não realização de estudos para diferentes índices de vazios de compactação foi realizada nessa tese apenas a análise bidimensional para as amostras compactadas. As curvas de estado limite foram determinadas unindo-se os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais e a diferentes trajetórias de tensões, como indicado nos itens a seguir. Cabe destacar que variações nos índices de vazios do solo ou de sucção no caso dos solos não saturados entre os pontos de plastificação pode induzir a falsa ideia de que a superfície está ou não mudando. Por exemplo, se as envoltórias de dois materiais (exemplo solo natural saturado solo natural estabilizado) são coincidentes em termos de envoltórias mas na plastificação os índices de vazios são distintos, isso implicaria que em termos de superfície de estado limite ocorreu mudança. O mesmo se poderia dizer se em relação ao solo saturado comparado ao não saturado. Já no caso das envoltórias serem distintas, mas os índices de vazios também, isso pode significar que em termos de superfície de estado limite talvez elas sejam coincidentes. Formar, no entanto, as superfícies de estado limite bem definidas exigiria um número muito maior de ensaios em que fosse possível para diferentes trajetórias de tensão se obter os estados limites para os mesmos valores de índice de vazios.

### 4.7.1 Solo Corumbá

As Figuras 4.99 a 4.101 apresentam as curvas de estado limite obtidas para as amostras saturadas e as Figuras 4.102 a 4.104 apresentam as curvas para as amostras naturais. Elas foram construídas usando-se os resultados apresentados nas Tabelas 4.33 a 4.35 para o caso das amostras saturadas e as Tabelas 4.36 a 4.38 para a amostra ensaiada na umidade de compactação. A comparação entre os resultados obtidos para o solo saturado e não saturado, com e sem estabilizante, serão apresentados ao final do item.

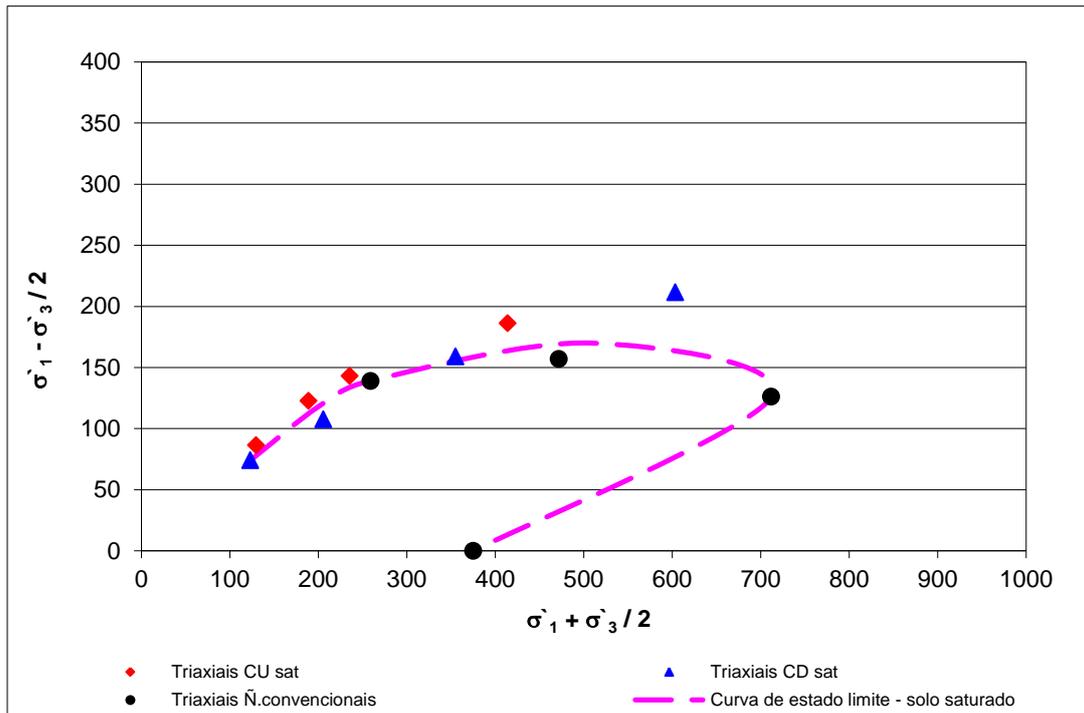


Figura 4.99 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Corumbá sem estabilização.

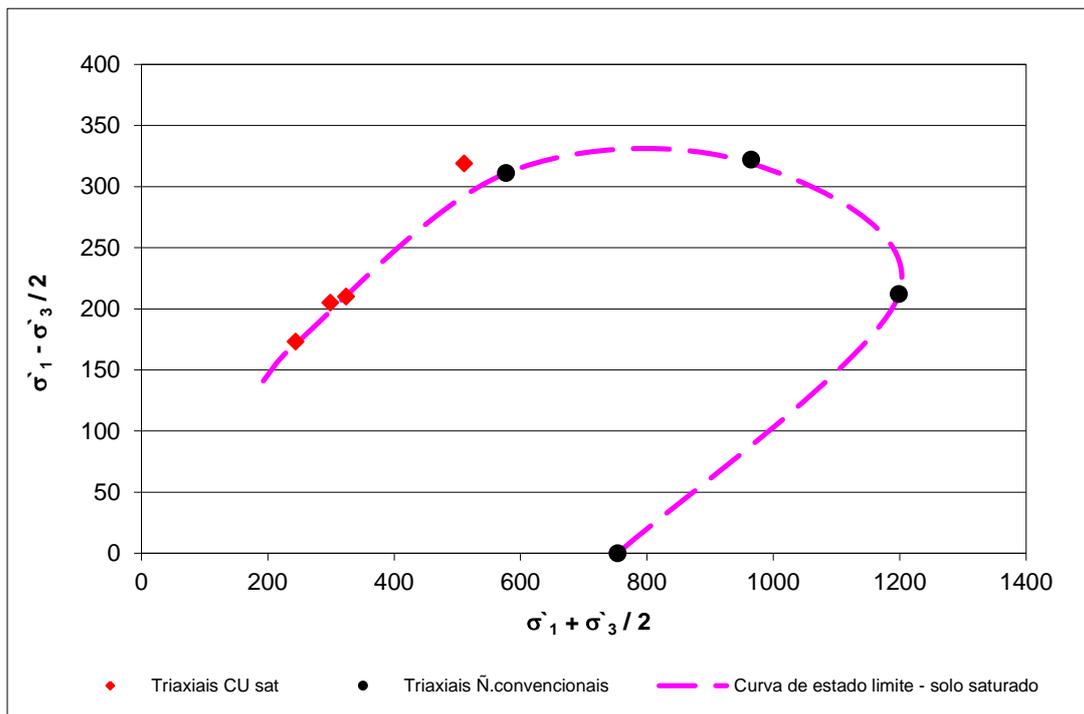


Figura 4.100 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Corumbá 4% de cal.

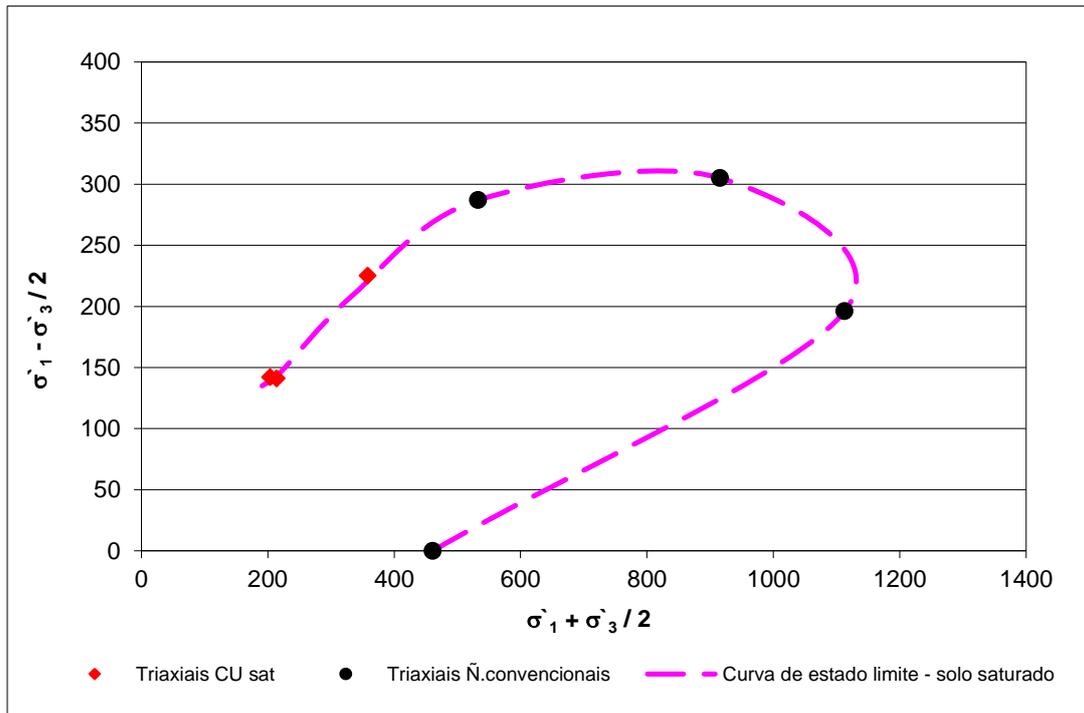


Figura 4.101 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Corumbá 6% de cal.

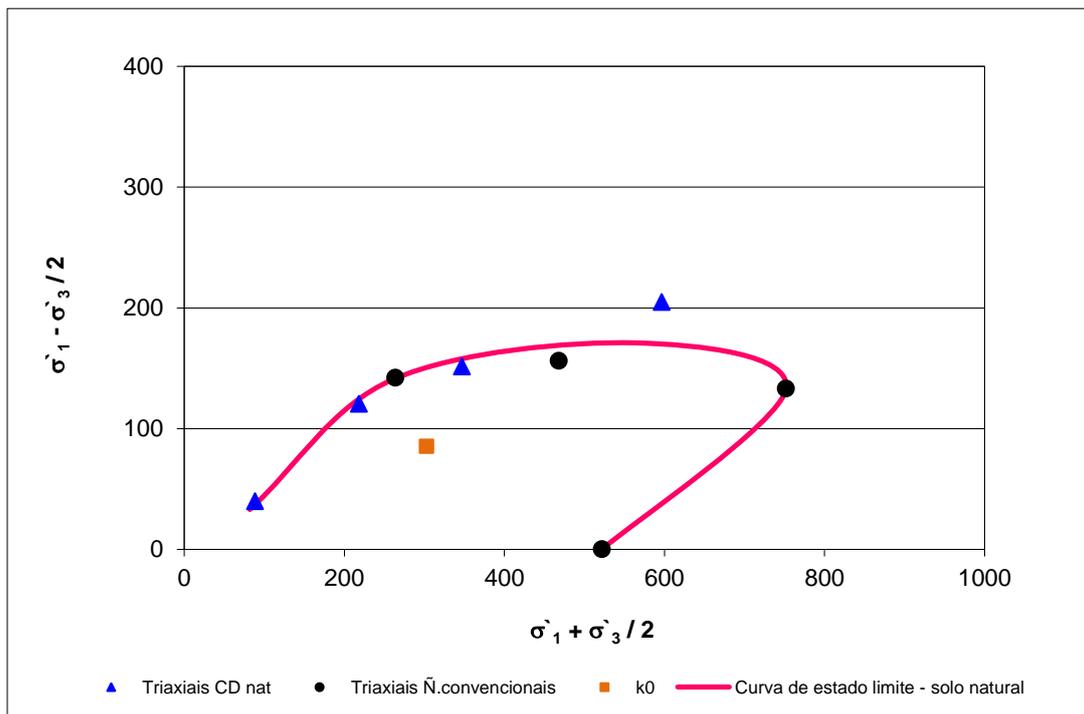


Figura 4.102 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Corumbá sem estabilização.

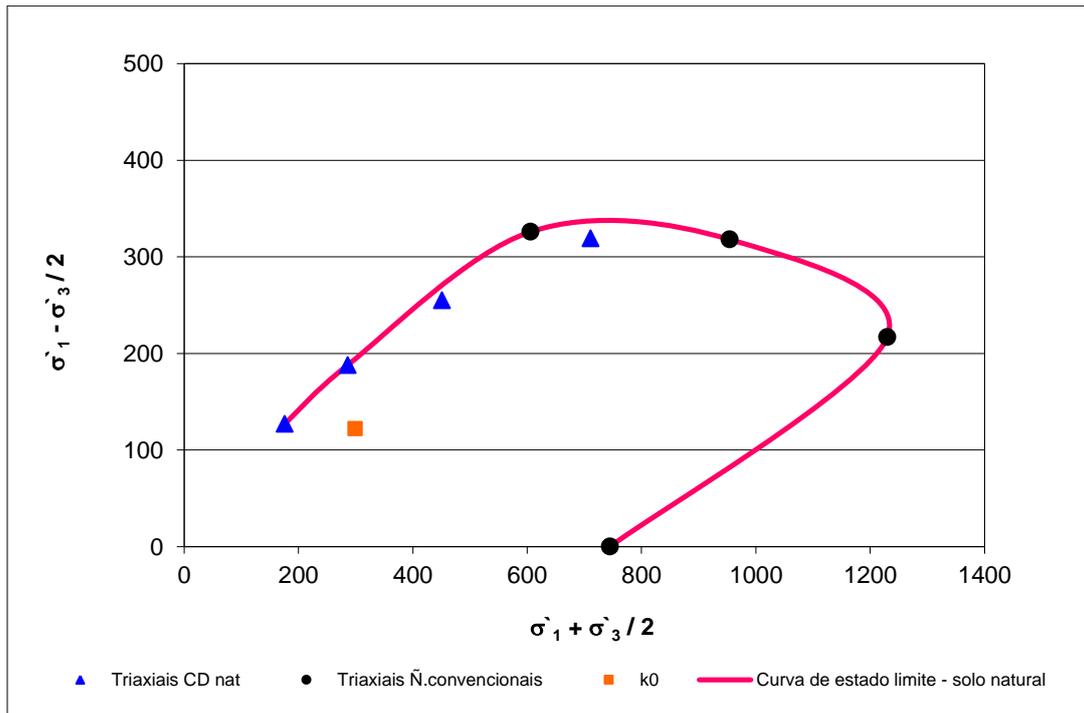


Figura 4.103 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Corumbá 4% de cal.

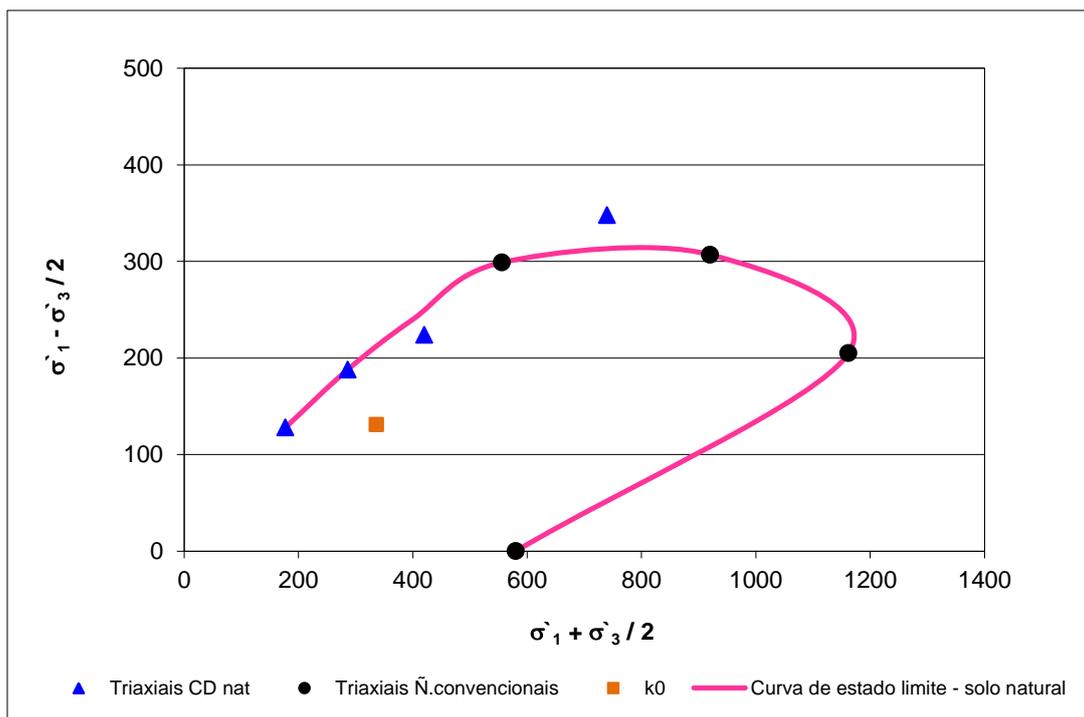


Figura 4.104 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Corumbá 6% de cal.

Verifica-se nas Figuras 4.99 a 4.104 que as curvas de estado limite apresentam comportamento semelhante ao mostrado na literatura (Camapum de Carvalho, 1985; Leroueil, 1990).

Observa-se nas figuras mostradas que os pontos definidos a partir dos ensaios triaxiais convencionais estão complementando a curva de estado limite obtida, o que corrobora com as análises efetuadas para a definição do ponto de início das deformações plásticas nesses ensaios.

As Figuras 4.105 a 4.107 apresentam uma comparação entre as curvas de estado limite do solo em estado saturado e natural sendo a envoltória do solo saturado obtida em termos de tensões efetivas e a para o solo natural obtida em condições drenadas sem que se considerasse o eventual efeito da sucção. A Figura 4.108 apresenta uma comparação das curvas de estado limite do solo sem estabilização e estabilizado com cal.

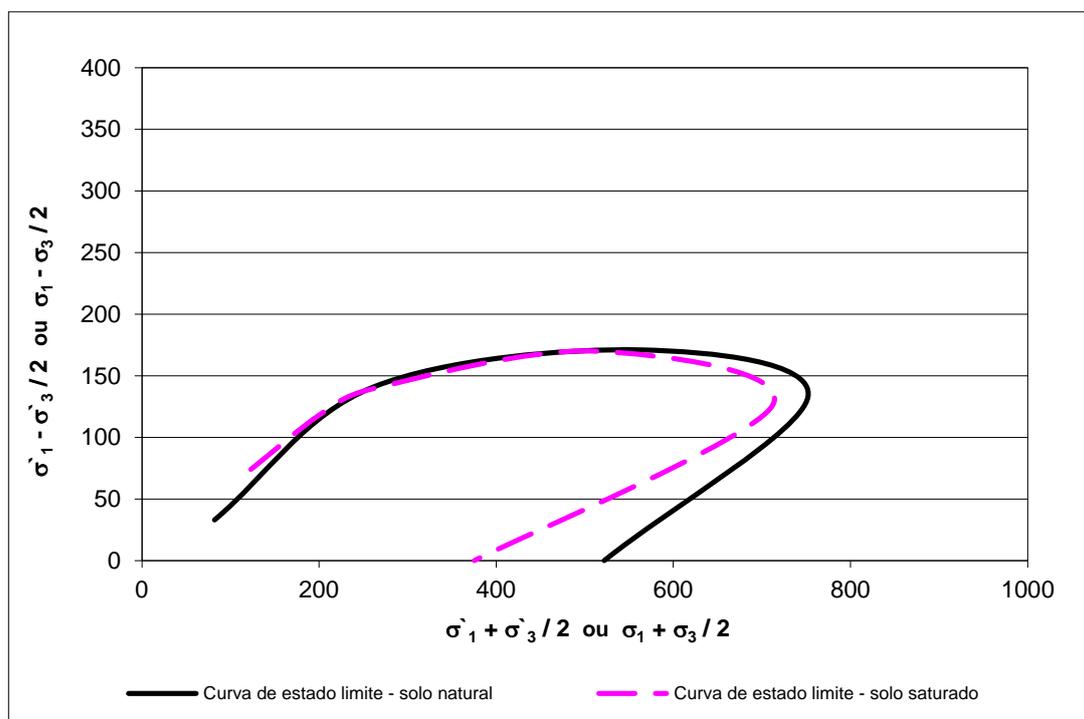


Figura 4.105 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá - sem estabilização.

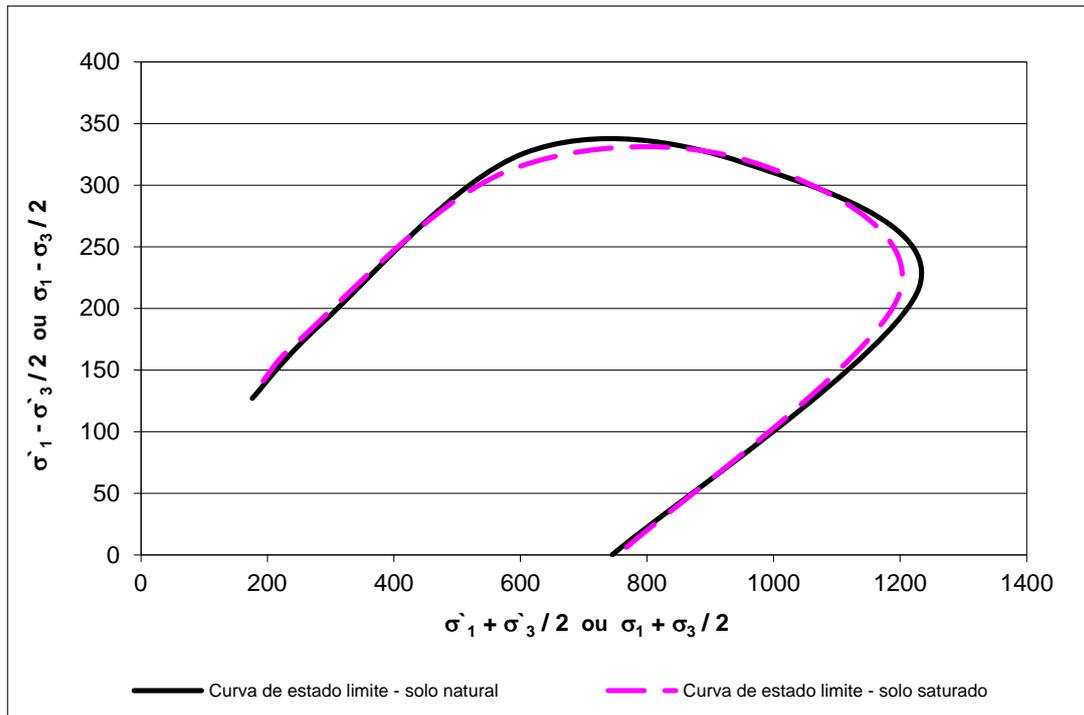


Figura 4.106 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá – 4% de cal.

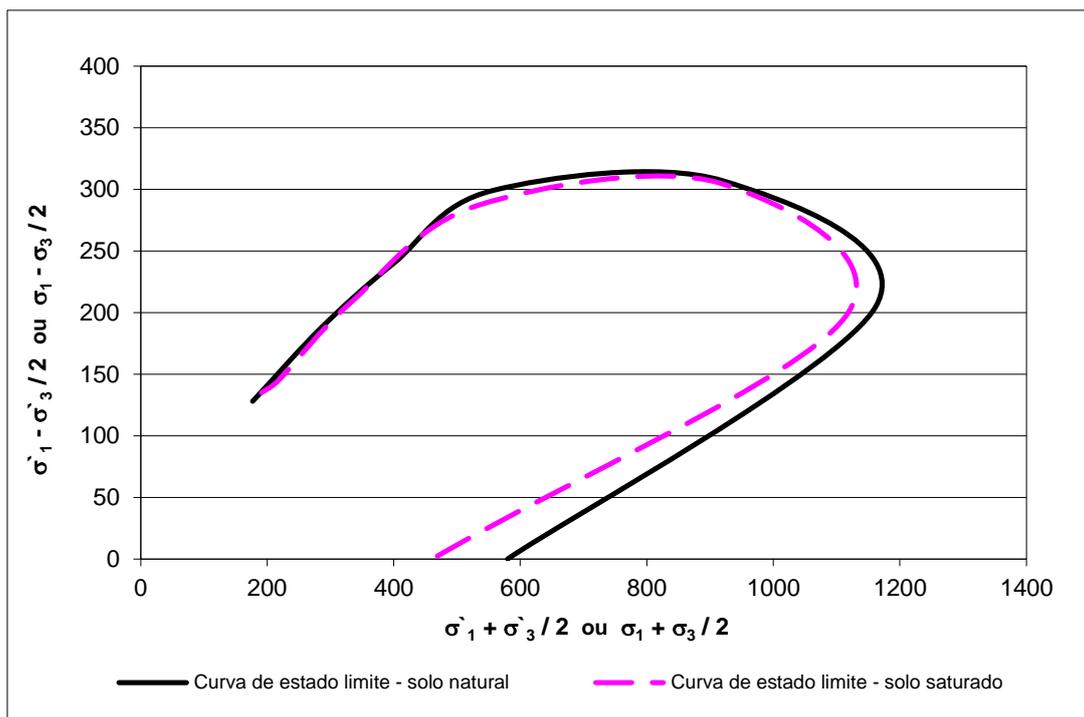


Figura 4.107 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá – 6% de cal.

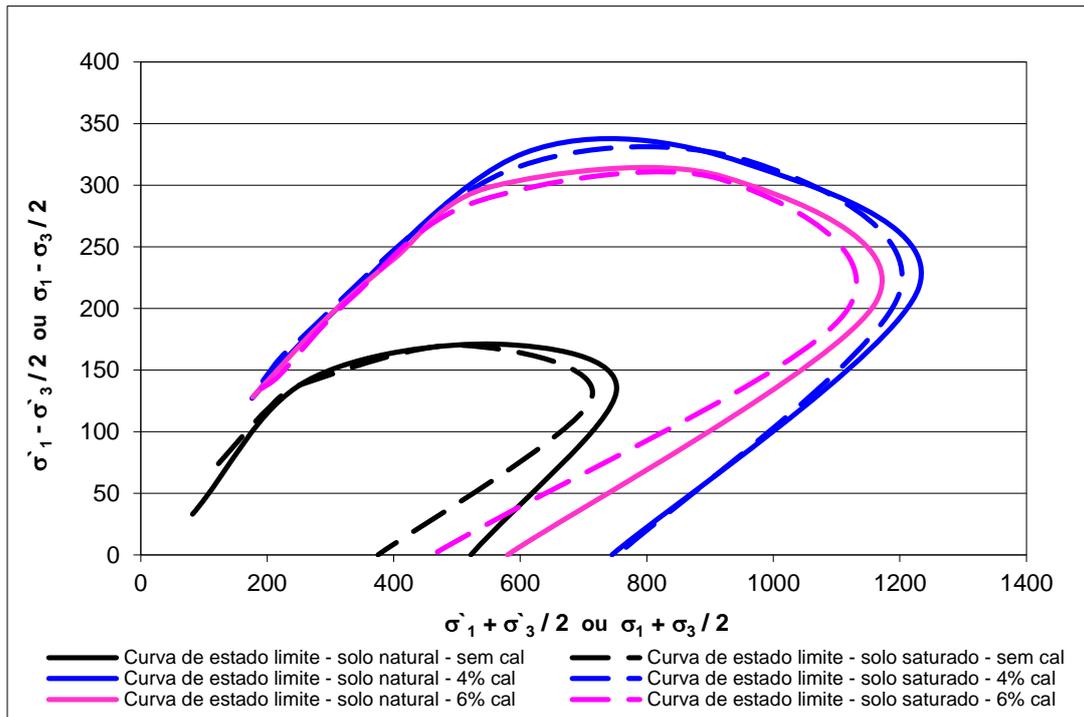


Figura 4.108 Curvas de Estado Limite – Solo Corumbá.

Verifica-se nestas figuras a quase coincidência das envoltórias de estado limite para o solo no estado natural e saturado. Isso provavelmente se deve aos pequenos valores de sucção que se registra a partir do grau de saturação correspondente à linha ótima, como exemplificam as curvas de isossucção mostradas na Figura 4.109.

As curvas de estado limite para os solos estabilizados estão deslocadas para a direita e para cima, o que demonstra um aumento nas tensões de plastificação definidas para esse solo, demonstrando assim uma melhoria em seu comportamento mecânico.

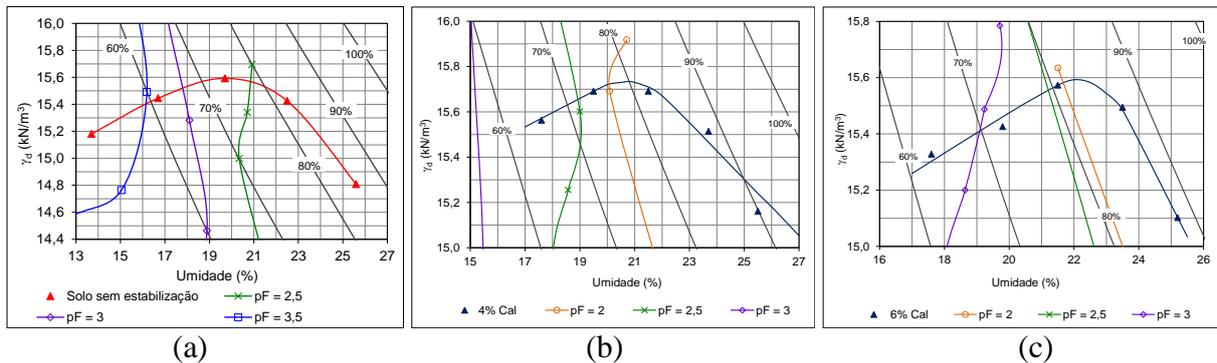


Figura 4.109 Curvas de isossucção – Solo Corumbá: a) Solo sem estabilização; b) Solo 4% cal; c) Solo 6% cal.

## 4.7.2 Solo Goiânia

As Figuras 4.110 e 4.111 apresentam as curvas de estado limite obtidas para as amostras saturadas e as Figuras 4.112 e 4.113 apresentam as curvas para as amostras naturais. Elas foram construídas usando-se os resultados apresentados nas Tabelas 4.39 e 4.40 para o caso das amostras saturadas e as Tabelas 4.41 e 4.42 para a amostra ensaiada na umidade de compactação.

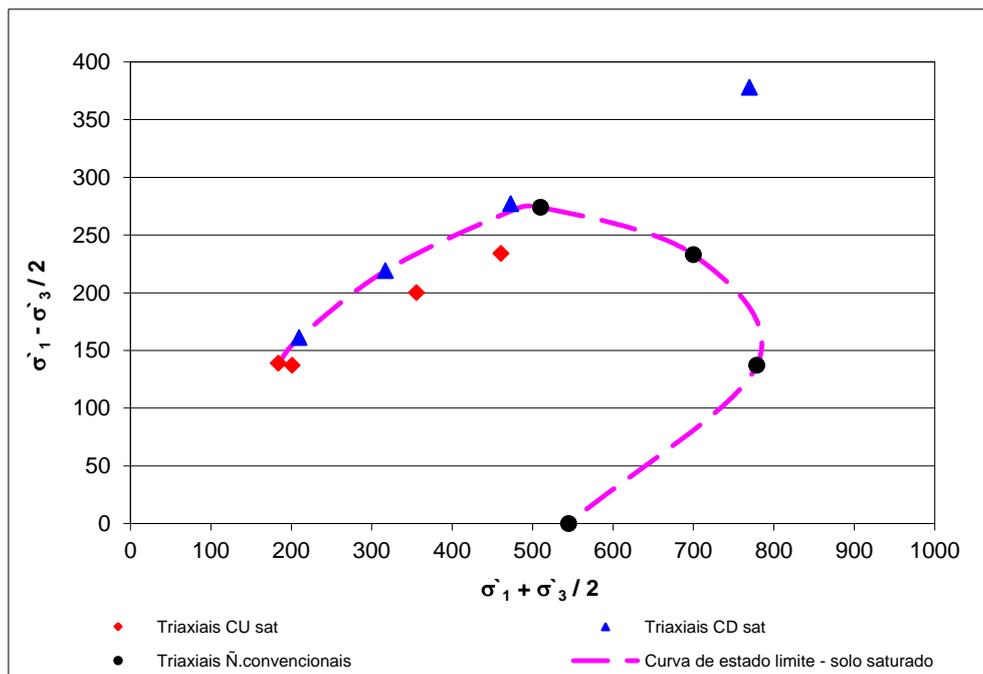


Figura 4.110 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Goiânia sem estabilização.

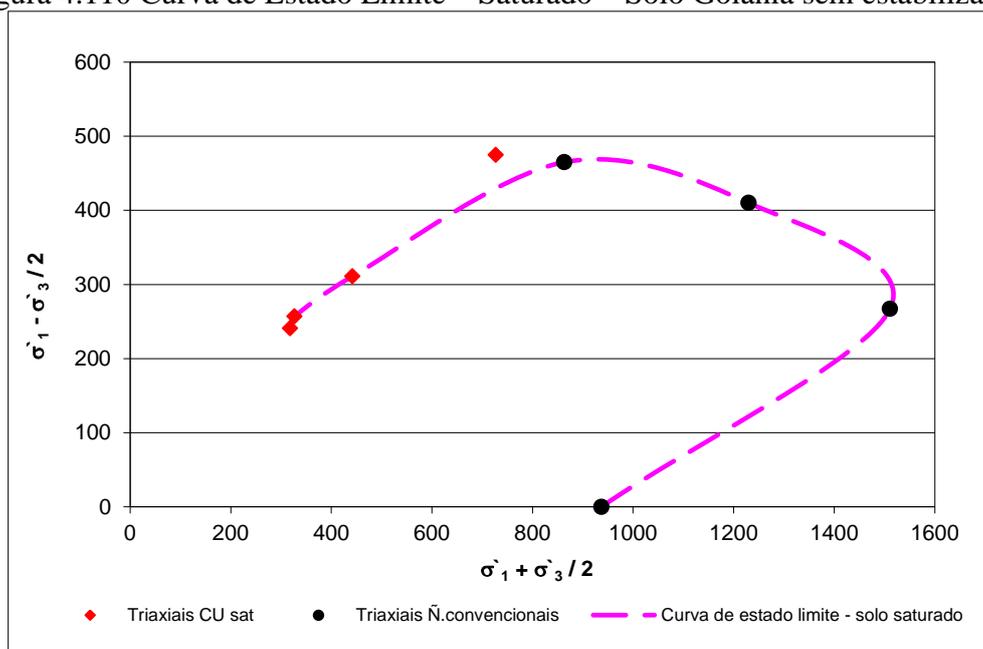


Figura 4.111 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Goiânia 2% de cal.

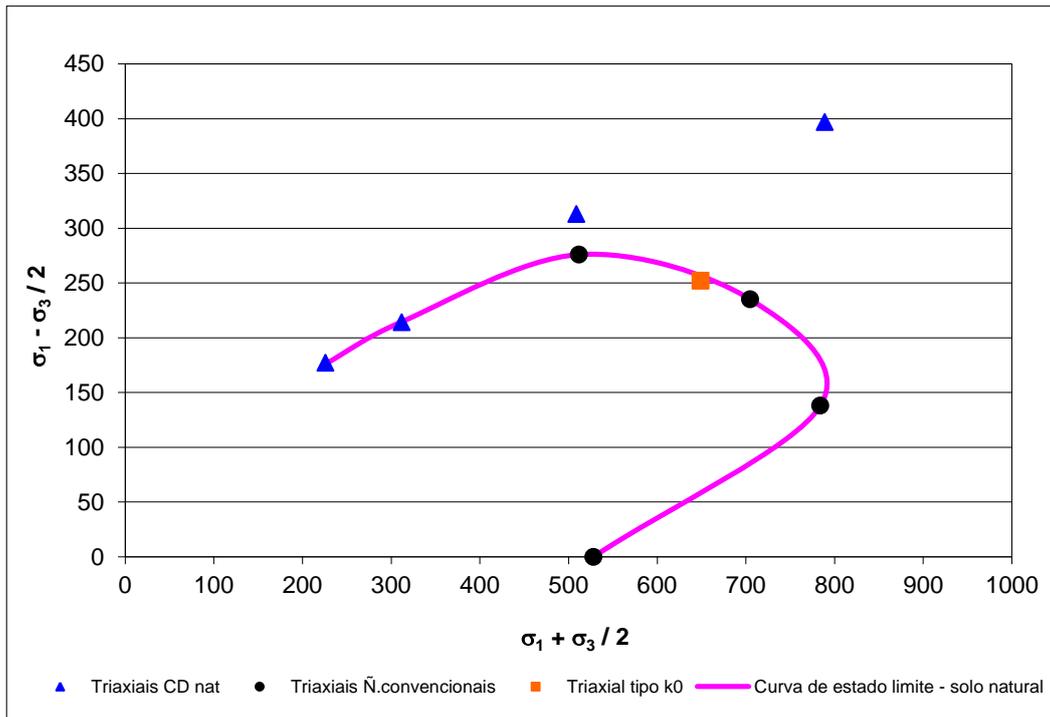


Figura 4.112 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Goiânia sem estabilização.

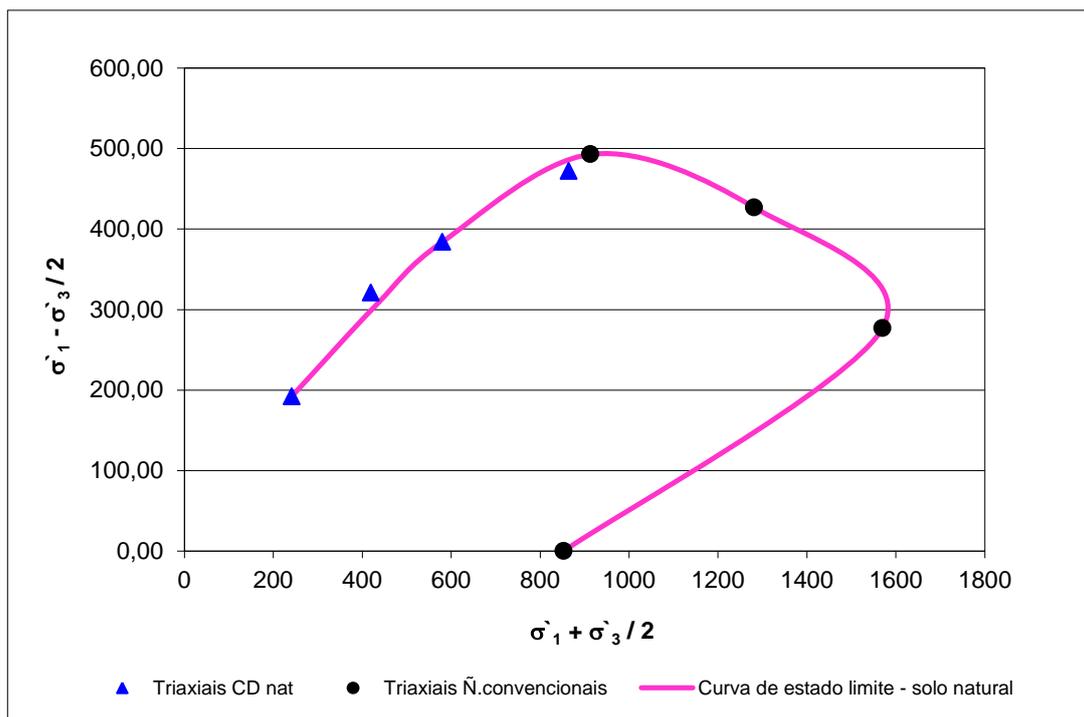


Figura 4.113 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Goiânia 2% de cal.

Verifica-se nas Figuras 4.110 a 4.113 que as curvas de estado limite apresentam comportamento semelhante ao mostrado na literatura (Camapum de Carvalho, 1985; Leroueil, 1990).

Sabe-se que no ensaio triaxial CU não ocorre variação do índice de vazios da amostra na fase de ruptura, fazendo com que os pontos de estado limite obtidos a partir destes ensaios possuam um índice de vazios maior que os obtidos nos ensaios CD, o que explicaria em termos de superfície de estado limite porque os pontos correspondentes ao ensaio CU estão na Figura 4.112 abaixo da curva de estado limite obtida para os ensaios CD. Ocorre no caso, um deslocamento na superfície de estado limite por alteração do índice de vazios do solo.

Percebe-se, ainda, que os pontos de estado limite obtidos nos ensaios CU e CD se aproximam quanto menor a tensão confinante utilizada no ensaio e se distanciam quanto maior é essa tensão confinante o que corrobora com a ponderação feita sobre a questão da diferença do índice de vazios nos dois casos. Isso ocorre porque no ensaio CD, quando a tensão confinante é muito pequena em relação a tensão de pré-adensamento, o corpo de prova tende a não sofrer compressão ou a não sofrer compressão significativa durante o processo de cisalhamento, sendo que por vezes ele pode mesmo apresentar pequena ou mesmo significativa expansão na fase inicial do ensaio.

Observa-se na Figura 4.110 que o ponto de estado limite obtido para a tensão confinante de 392 kPa no ensaio CD está deslocado para cima em relação a curva de estado limite definida. Quanto menor a relação de pré-adensamento, a tendência do solo de se comprimir é maior no processo de cisalhamento, fazendo com que o índice de vazios para aquela condição se reduza de modo significativo, deslocando o ponto de estado limite para uma outra curva. Fazendo uma analogia no espaço 3-D, este ponto estaria na superfície de estado limite, porém deslocado no sentido da redução do índice de vazios, como ilustrado na Figura 4.114.

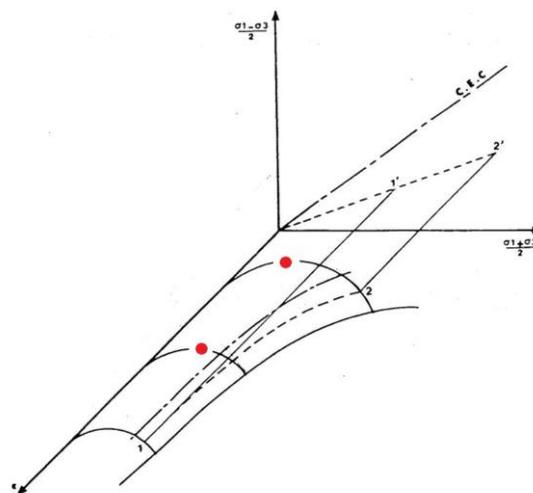


Figura 4.114 Superfície de Estado Limite (Camapum de Carvalho *et al.*, 1987 – modificado).

Na Figura 4.111 observa-se que todos os pontos definidos a partir dos ensaios triaxiais convencionais estão complementando a curva de estado limite obtida, o que corrobora com as análises efetuadas para a definição do ponto de início das deformações plásticas nesses ensaios.

Na Figura 4.112 verifica-se, também, dois pontos (tensões de 196 e 392 kPa do ensaio CD) deslocados para cima da curva de estado limite. A explicação deste fato segue o mesmo raciocínio descrito anteriormente.

Destaca-se que o ponto de estado limite obtido pelo ensaio  $k_0$  ficou situado na curva de estado limite, entre os pontos obtidos nas trajetórias com  $k = 0,3$  e  $k = 0,5$ . É importante salientar que este fato corrobora com a análise efetuada para a determinação do ponto de início das deformações plásticas no ensaio  $k_0$ , demonstrando que a análise utilizada é satisfatória para a obtenção da tensão de pré-adensamento de solos compactados, tendo em vista, que essa tensão é citada na literatura como sendo o ponto de início das deformações plásticas.

As Figuras 4.115 e 4.116 apresentam uma comparação entre as curvas de estado limite do solo nos estados saturado e natural sendo a envoltória do solo saturado obtida em termos de tensões efetivas e a trajetória para o solo natural obtida em condições drenadas sem que se considerasse a sucção. A Figura 4.117 apresenta uma comparação das curvas de estado limite do solo sem estabilização e estabilizado com cal.

Verifica-se nas Figuras 4.115 a 4.117 que a curva de estado limite obtida para a condição natural sobrepõe a obtida para a condição saturada, por não ter sido considerada a interferência da sucção neste comportamento, mesmo sabendo que para este solo os valores de sucção na condição natural são baixos. A coincidência das envoltórias de estado limite se deve provavelmente aos pequenos valores de sucção quando se atinge o ramo úmido da curva de compactação, fato que ocorre na medida em que o solo sofre compressão durante o ensaio.

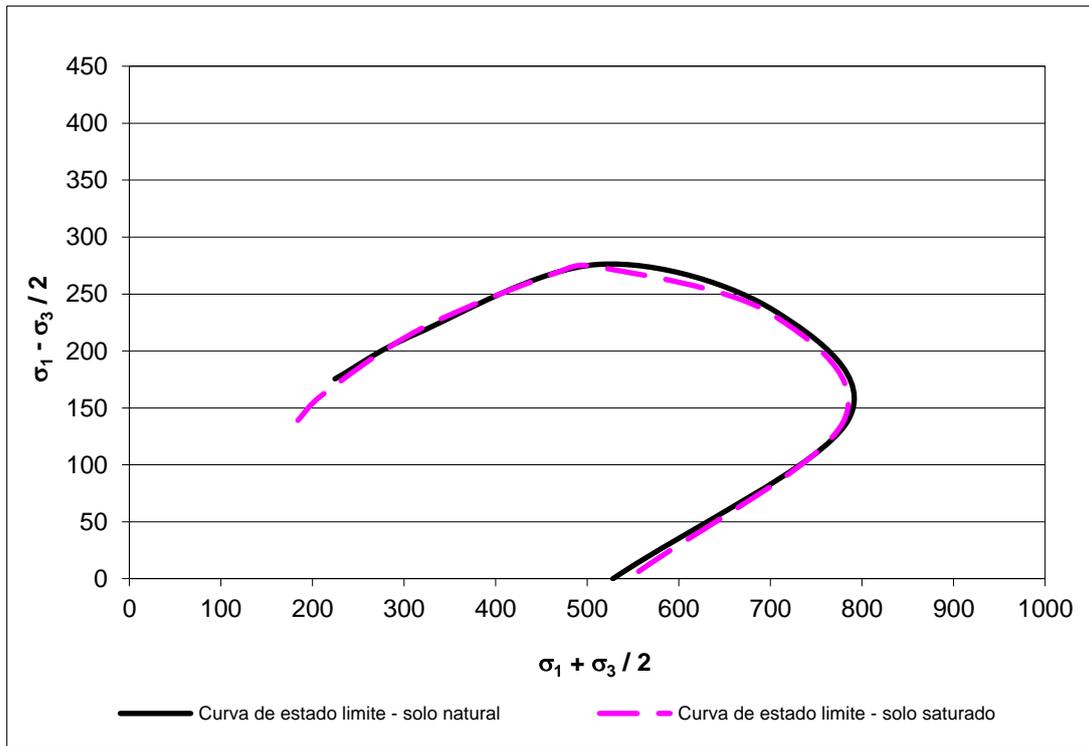


Figura 4.115 Curvas de Estado Limite – Solo Goiânia - sem estabilização.

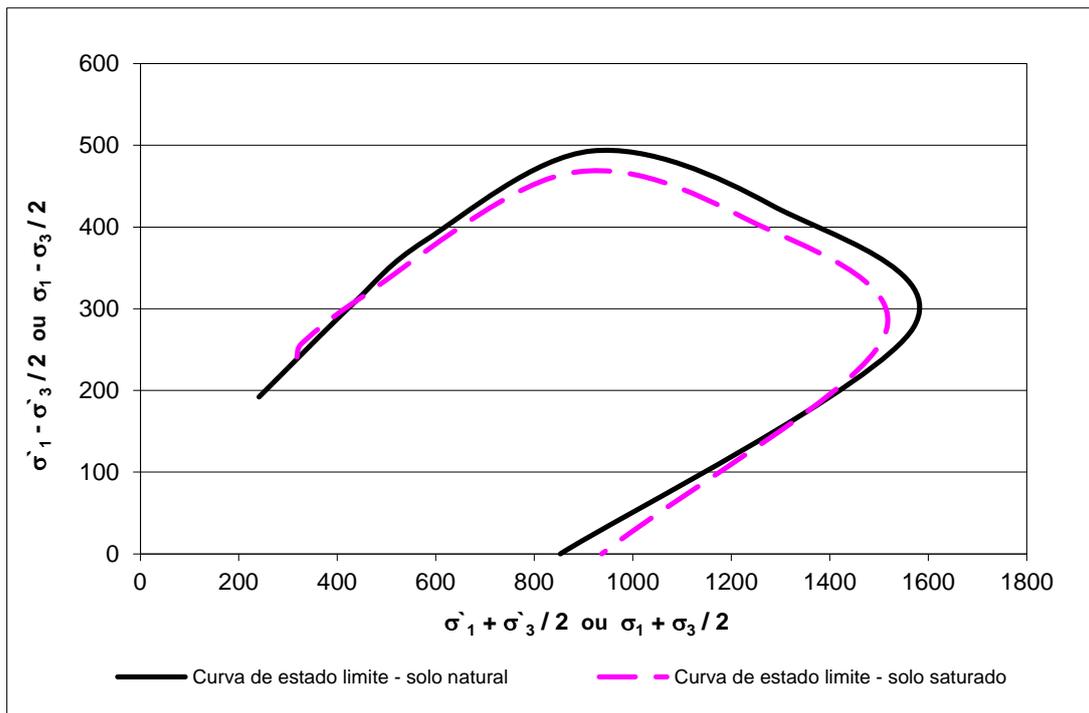


Figura 4.116 Curvas de Estado Limite – Solo Goiânia – 2% de cal.

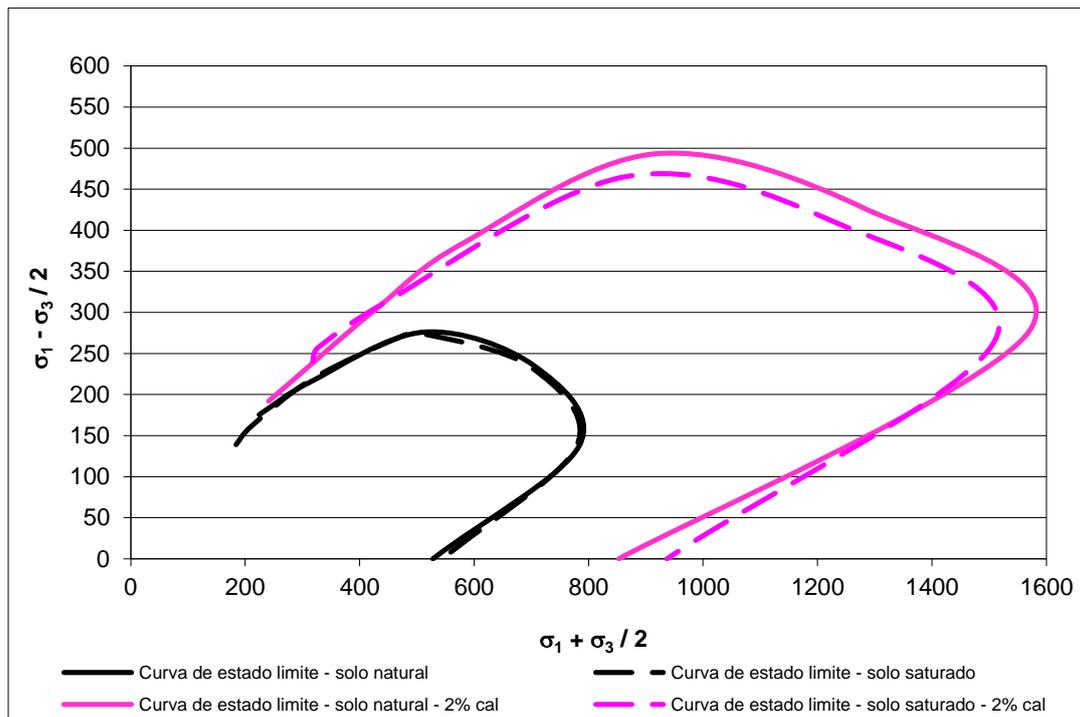


Figura 4.117 Curvas de Estado Limite – Solo Goiânia.

Parreira *et al.* (2004) estudando a influência da saturação nos resultados de ensaios de CBR em solos tropicais realçam a pequena diferença obtida entre o valor de CBR imerso e na umidade de compactação ótima. Segundo Camapum de Carvalho (2004) é preciso lembrar que o ponto correspondente a umidade ótima é o de oclusão da fase gasosa, para o qual a sucção é pequena e é nesse momento que se começa a gerar poro-pressão positiva quando da compactação, ou no caso em tela quando o solo deforma durante os ensaios. Sendo assim, neste ponto a sucção é pequena e saturar o solo geralmente não faz grande diferença, a não ser que outros fenômenos como os relativos a geração de poro-pressão e a estabilidade estrutural dos agregados intervenham nos resultados. Partindo do mesmo raciocínio, a semelhança das curvas de estado limite se explica.

Verifica-se na Figura 4.117 que a curva de estado limite para a amostra estabilizada com cal é bem superior à curva delimitada para a amostra sem estabilização. Logo, o solo passa a plastificar para tensões maiores, o que reflete um comportamento mecânico melhor.

### 4.7.3 Solo Peixe

As Figuras 4.118 e 4.119 apresentam as curvas de estado limite obtidas para as amostras saturadas e naturais. Elas foram construídas usando-se os resultados apresentados na

Tabela 4.43 para o caso das amostras saturadas e a Tabela 4.44 para a amostra ensaiada na umidade de compactação.

Verifica-se nas Figuras 4.118 e 4.119 que as curvas de estado limite apresentam comportamento semelhante ao mostrado na literatura (Camapum de Carvalho, 1985; Leroueil, 1990).

Nas figuras abaixo observa-se que os pontos definidos a partir dos ensaios triaxiais convencionais estão complementando a curva de estado limite obtida, o que corrobora com as análises efetuadas para a definição do ponto de início das deformações plásticas nesses ensaios. Alguns pontos de plastificação foram de difícil determinação devido às limitações de carregamento do equipamento, o que pode ser relacionado aos pontos que estão situados fora da curva de estado limite definida.

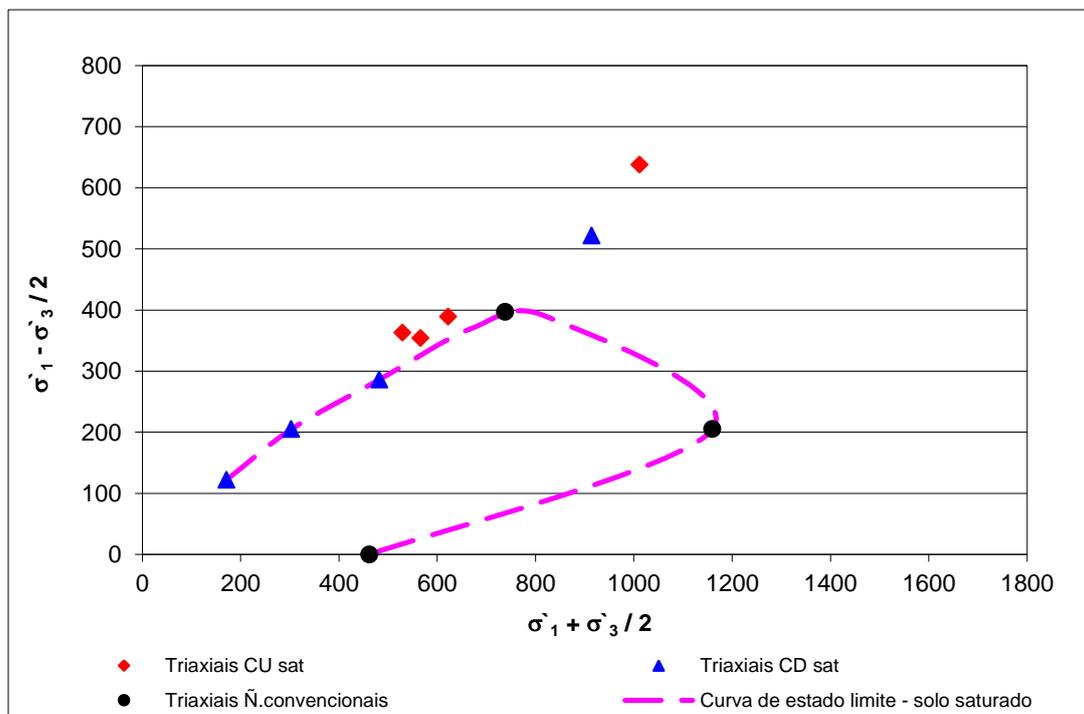


Figura 4.118 Curva de Estado Limite – Saturado – Solo Peixe sem estabilização.

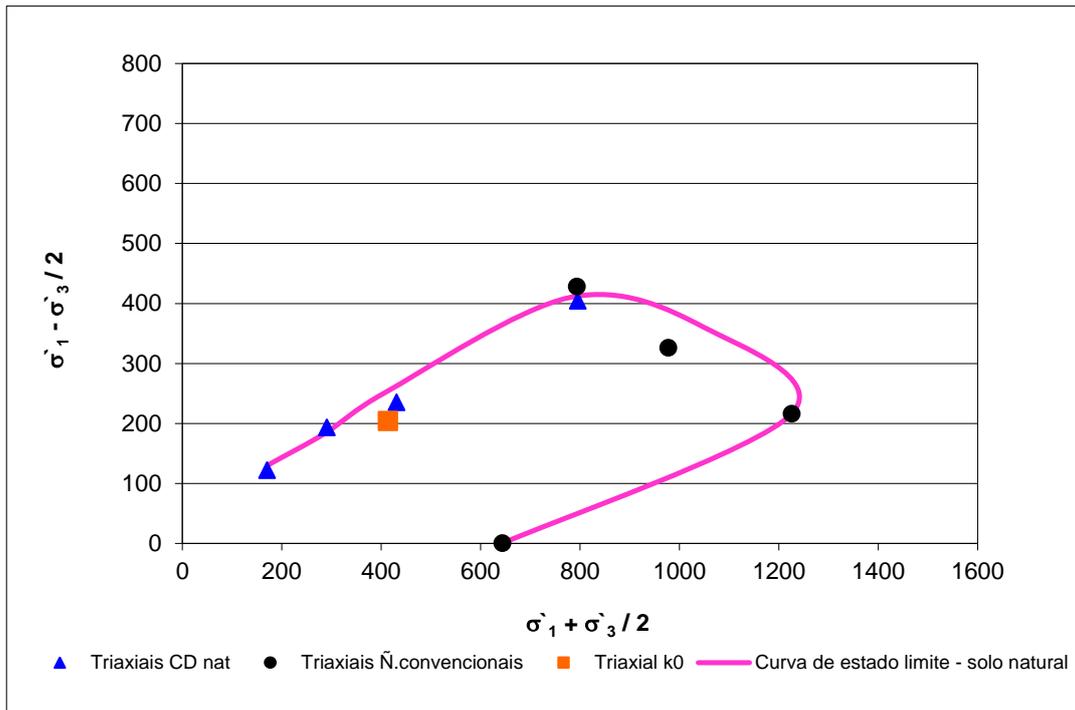


Figura 4.119 Curva de Estado Limite – Natural – Solo Peixe sem estabilização.

A Figura 4.120 apresenta uma comparação entre as curvas de estado limite do solo no estado saturado e natural sendo a envoltória do solo saturado obtida em termos de tensões efetivas e a trajetória para o solo natural obtida em condições drenadas sem que se considerasse a sucção.

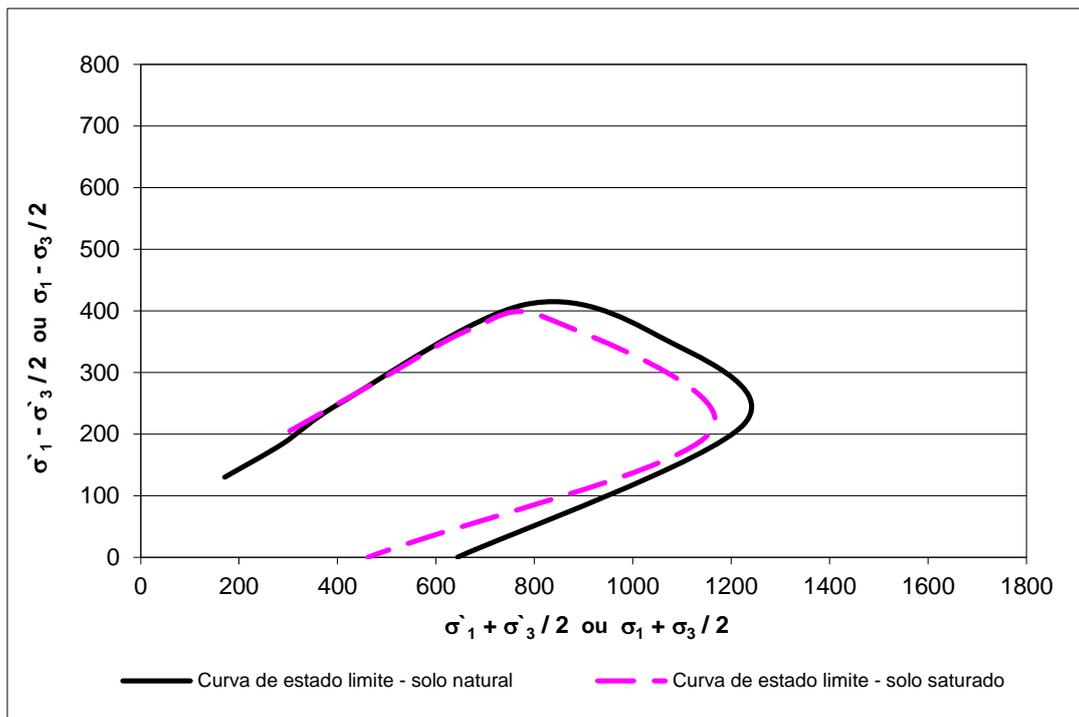


Figura 4.120 Curvas de Estado Limite – Solo Peixe - sem estabilização.

Verifica-se nesta figura que a curva de estado limite obtida para a condição natural sobrepõe a obtida para a condição saturada.

Destaca-se que não foi possível obter a curva de estado limite para a amostra estabilizada devido a pequena quantidade de pontos disponíveis para o traçado, dispondo-se somente dos quatro ensaios triaxiais convencionais em cada condição de umidade e um único ensaio triaxial a diferentes trajetórias. A Figura 4.121 apresenta um comparativo entre as curvas de estado limite obtidas para o solo sem estabilização e os pontos de estado limite obtidos para a amostra com 2% de cal.

Verifica-se nesta figura que os pontos dos ensaios referentes ao solo estabilizado estão acima das curvas de estado limite obtidas para a amostra sem estabilização, o que reflete uma melhoria do comportamento do material após estabilização.

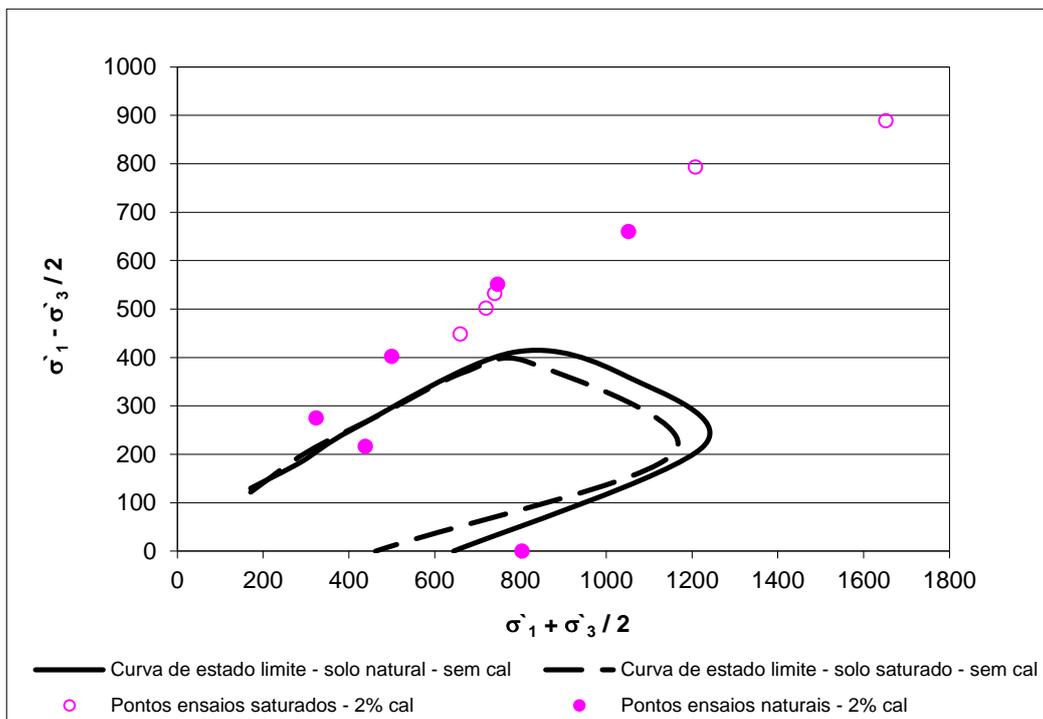


Figura 4.121 Curvas de Estado Limite – Solo Peixe.

Camapum de Carvalho (1985), afirma que o comportamento das curvas de estado limite, obtidas em seu trabalho, depende de dois fatores primordiais: a energia de compactação e a sucção.

Os resultados aqui apresentados, apesar de não terem sido obtidos variando-se a energia de compactação, demonstram que as observações feitas por Camapum de Carvalho (1985) são válidas, pois alguns pontos de estado limite dos ensaios triaxiais convencionais só

se encontram fora da curva de estado limite obtida por possuírem índice de vazios diferentes, fato nesse caso promovido pela variação do índice de vazios durante o ensaio.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 5.1 CONCLUSÕES

Texturalmente verificou-se que sem o uso de defloculante os três solos estudados são areno siltosos sendo que os solos Peixe e Goiânia apresentaram textura semelhante com predomínio da fração areia enquanto no solo Corumbá as frações areia e silte são próximas uma da outra. Quando do uso de defloculante verificou-se que o solo Peixe é predominantemente arenoso, no solo Corumbá há predomínio de areia e silte e no solo Goiânia há predomínio de argila e areia com boa parcela de silte. Os resultados das análises granulométricas realizadas com e sem o uso de defloculante, mostraram uma considerável alteração das classificações granulométricas quando considerados os resultados oriundos dos dois métodos no caso do solo Goiânia.

Das três amostras ensaiadas verificou-se que duas (solo Peixe e solo Goiânia) apresentaram comportamento laterítico e o solo Corumbá apresentou comportamento não laterítico. Os solos de Peixe e de Corumbá apresentaram pH menores que 5,5, portanto, caracterizando-se como ácidos, o solo de Goiânia caracterizou-se como moderadamente ácido com pH em água igual a 6,9. Dos solos em estudo, o mais intemperizado é o solo Goiânia, pois apresenta a gibsita como mineral principal e o menos intemperizado é o solo Corumbá, pois apresenta a illita como mineral principal.

Destaca-se que as metodologias tradicionais de dosagem de cal (Eades & Grim e Método Casanova) não permitiram definir de modo conclusivo o teor de cal ideal.

Verificou-se que a metodologias (picnômetro e ultrapicnômetro) e a incorporação de cal não apresentaram significância de alteração no resultado de peso específico dos materiais.

Comparando as curvas granulométricas com e sem adição de cal observa-se que o solo Corumbá apresentou agregação do material independente do teor de cal adicionado. A agregação proporcionada pela adição de cal afeta diretamente o comportamento hidromecânico do material. Já para o solo Goiânia, a adição de cal não afetou significativamente o comportamento da curva granulométrica. No entanto, quando observou-se a curva de compactação, foi possível verificar que o acréscimo de 2% de cal gerou a desagregação do solo Goiânia. Para o solo Peixe, percebeu-se a exemplo do solo Goiânia, que 2% de cal gerou a desagregação do solo passando em seguida por um processo de agregação para os demais teores de cal. No solo Corumbá a adição de cal proporciona, pela mais suave

inclinação do ramo seco da curva de compactação e menor valor de peso específico aparente seco máximo, a agregação do solo.

No solo Goiânia a adição de cal pouco influenciou os valores de permeabilidade, estando estes em torno de  $10^{-9}$  m/s. Verifica-se ainda que o tempo de cura também não afetou consideravelmente o comportamento da amostra quanto aos valores de permeabilidade. Os valores de permeabilidade do solo Corumbá foram influenciados tanto pela adição de cal quanto pelo tempo de cura. Para a amostra do solo Peixe, verificou-se o mesmo comportamento apresentado para a amostra do solo Corumbá.

Verifica-se para a amostra do solo Goiânia que a adição da cal não afeta de forma significativa o comportamento do material quanto à erodibilidade interna. Já para as amostras do solo Corumbá e Peixe, a adição de cal promoveu uma melhora no comportamento. Os resultados demonstraram que a susceptibilidade ao potencial de *pipping* das amostras dos solos Corumbá e Peixe tende a diminuir com o aumento do teor de cal adicionado.

Para todas as amostras é possível observar a semelhança entre as curvas características não havendo uma tendência de comportamento bem definida com a adição de cal. Esse comportamento é refletido pela curva de compactação, onde se observa uma inclinação do ramo seco semelhante para as amostras sem estabilização e estabilizadas apontando para semelhanças estruturais. Os valores de sucção medidos nas condições de moldagem dos corpos de prova são baixos e próximos. Foi possível observar por meio dos ensaios mecânicos que esse parâmetro não afetou significativamente os resultados de comportamento mecânico das amostras.

Nos ensaios de adensamento não foi possível identificar o trecho representativo da reta virgem, portanto, não foi possível calcular a tensão de pré-adensamento pelos métodos clássicos descritos na literatura. Quando se utilizou o mesmo raciocínio adotado para a identificação do ponto de início das deformações plásticas nos ensaios triaxiais tornou-se possível identificar uma mudança de comportamento dos materiais (tensão de pré-adensamento), ou seja, a taxa de variação do deslocamento axial com o aumento do carregamento vertical seguiu uma tendência linear no trecho correspondente à reta virgem. Destaca-se que a identificação dos pontos corrobora com a análise da recuperação elástica na curva de compressibilidade. O limite elástico do solo no ensaio  $k_0$  foi considerado como a tensão de pré-adensamento confirmando os pontos identificados com as análises preliminares dos ensaios de adensamento, permitindo afirmar que a metodologia de análise é satisfatória.

Os valores dos parâmetros de resistência obtidos são aparentemente coerentes entre si. Comparando os resultados obtidos nos ensaios consolidados drenados saturados e naturais,

observa-se um maior valor de coesão efetiva apresentado pela amostra natural, demonstrando haver influência da sucção, mesmo esta sendo baixa. Quando analisa-se os resultados das amostras estabilizadas verifica-se que o valor do ângulo de atrito praticamente não se altera, mas é possível verificar um aumento considerável nos valores de coesão em relação aos resultados obtidos para as amostras na condição natural, fato que pode ser relacionado à ligação cimentícia, que possui uma grande parcela de contribuição.

Não foi possível realizar a correção do ensaio  $k_0$  em função da sucção, pois o grau de saturação das amostras é superior ao limite das curvas características obtidas, não sendo possível determinar o valor de sucção correspondente. Com base nos resultados apresentados percebe-se que apenas o solo Goiânia aponta para mudança significativa na estrutura do solo quando estabilizado, refletida na alteração do valor de  $k_0$ .

As curvas de estado limite apresentam comportamento semelhante ao mostrado na literatura. Nos solos estabilizados elas estão deslocadas para a direita e para cima, o que demonstra um aumento nas tensões de plastificação definidas para esse solo, demonstrando assim uma melhoria em seu comportamento mecânico.

No solo Corumbá os pontos definidos a partir dos ensaios triaxiais convencionais estão complementando a curva de estado limite obtida, o que corrobora com a validade das análises efetuadas para a definição do ponto de início das deformações plásticas nesses ensaios.

Verificou-se no solo Goiânia que o ponto de estado limite obtido pelo ensaio  $k_0$  ficou situado na curva de estado limite, entre os pontos obtidos nas trajetórias com  $k = 0,3$  e  $k = 0,5$ . É importante salientar que este fato corrobora com a análise efetuada para a determinação do ponto de início das deformações plásticas no ensaio  $k_0$ , demonstrando que a análise utilizada é satisfatória para a obtenção da tensão de pré-adensamento de solos compactados, tendo em vista, que essa tensão é citada na literatura como sendo o ponto de início das deformações plásticas.

## 5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As curvas de estado limite foram definidas somente para uma energia de compactação e na condição ótima. Sugere-se a realização de ensaios com diferentes energias de compactação e diferentes condições de umidade, para verificar a influência no comportamento das curvas de estado limite e se chegar a uma boa definição da superfície de estado limite.

Foram realizados somente ensaio de compressão, sugere-se então a realização de ensaios de extensão para uma melhor definição da superfície de estado limite.

Sugere-se também realizar os mesmos ensaios para amostras estabilizadas com emulsão e verificar como esse estabilizante interfere no comportamento da curva e da superfície de estado limite.

Os ensaios demonstraram uma melhoria no comportamento mecânico do material com a adição de cal, sugere-se a realização de simulações numéricas a fim de quantificar essa melhoria em termos de dimensionamento de maciços compactados, considerando a situação convencional de dimensionamento ( $c'$  e  $\phi$ ) e os pontos definidos pela curva de estado limite desses materiais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIAR, L.A. **Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 184/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010, 127p.

ANGELIM, R.R. **Influência do Procedimento de Mistura da Cal Hidratada ao Solo no Comportamento do Solo Estabilizado para Fins de Pavimentação Rodoviária**. In: Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste II. Goiânia, UFG. 2005, p. 261-266.

ASSALI, M. P.; FORTES, R. M.; CYMROT, R. **Comparação da incerteza de medição entre ensaios CBR e Mini-CBR**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 34<sup>a</sup>. 2003, Campinas, SP. Anais... Campinas, SP: ABPv, 2003. p. 379-403.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986 b. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986 a. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8mm determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 1984 b. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984 c. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, Rio de Janeiro, 1984 a, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175**: Cal hidratada para argamassas, Rio de Janeiro, RJ, 1992, 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984 d. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**. solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984 e. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**. solo – ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14114**: Solo - Solos argilosos dispersivos – Identificação e Classificação por meio do ensaio de furo de agulha (pinhole test), Rio de Janeiro, RJ, 1998, 8p.

ASTM, **Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper**. ASTM D 5298, 2003.

BADILLO, J.; RODRÍGUEZ, R. **Mecánica de suelos: fundamentos de la mecánica de suelos**. México, 3<sup>o</sup> ed, 1976. 642p.

BARATA, F.E. **Correlação entre compactação dinâmica e compactação estática**. In: II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. São Paulo, 1965, 213-227 p.

BARATA, F. E.. **Considerações sobre atividade coloidal das argilas e solos argilosos**. V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. São Paulo - SP, 1974, Vol. 2, p.223 - 237.

BARROS, J.M.C. **Comparação entre a resistência ao cisalhamento de dois solos lateríticos e dois solos saprolíticos compactados do estado de São Paulo**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, SP, 1985.

BENTO, P.F. **Uso de Cal e Fibras na Melhoria de Materiais para Utilização em Estruturas de Pavimentos**. Dissertação de Mestrado, Publicação n<sup>o</sup> G. DM – 144/06, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2006, 120p.

BERNUCCI, L.L.B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. Tese de Doutorado em Transportes. Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, SP, 1995, 237 p.

CALLE, J.A.C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2000, 156p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Etude du Comportement Mecanique d'une Marne Compactee. These, n<sup>o</sup> 9, l'Institut National des Sciences Appliquees de Toulouse, Toulouse, 1985, 181 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Propriedades e Comportamento de Solos Tropicais Não Saturados**. 5<sup>o</sup> Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, Vol. 2, 597-616.

CAMAPUM DE CARVALHO, J; CRISPEL, J.J.; MEUSSENS, C.; NARDONE, A. **La recosntituion dès éprovettes em laboratoire: théorie et pratique opératoire**. Paris, França: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC N<sup>o</sup> 145, 1987. 54p. (ISSN 0222-8394).

CAMAPUM DE CARVALHO, J. e GITIRANA JR., G. **Considerações sobre Parâmetros de Resistência de Solos Tropicais**. II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Goiânia, GO, 2005, Vol. único, p.183-191.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R. C.; CARDOSO, F. B. F.; PEREIRA, J. H. F. **Proposta de uma Metodologia para Ensaios de Sedimentação**, in: 30<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, 1996, 520-531p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. **Curva Característica de Sucção Transformada**. Solos e Rochas, 27(3): 231-242, 2004.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: LTC -Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1988. Vol. 1, 234p.

CARDOSO, F.B.F. **Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002, 357 p.

CARDOSO, F.B.F., MARTINS, E.S., FARIAS, W.M. & CAMAPUM DE CARVALHO, J.. **Papel dos oxi-hidróxidos de Fe e de Al no grau de agregação de solos do Distrito Federal**. I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Brasília - DF, 2003, Vol. único, p.137-144.

CARVALHO, J. B. Q. **Propriedades e comportamento de solos lateríticos estabilizados com cal**. In: Reunião Anual de Pavimentação, 23<sup>a</sup>. 1988. ABPv, 1988, p.690-706.

CARVALHO, T.M.O. **Efeitos de um licor cáustico na resistência ao cisalhamento de um solo residual de sienito e um coluvionar indeformados**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ, 2006, 167p.

CARVALHO, M.O.M.; BENEVELI, R.M. **Instrumentação para medição da tensão de água no solo**. 9<sup>o</sup> Metrologia-2003 – Metrologia para a vida. Sociedade Brasileira de Metrologia (SBM). Recife, PE, 2003.

CASANOVA, F.J. *An alternative approach to assess the cement content for soil stabilization. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Almeida (ed.), Balkema, Rio de Janeiro-RJ, 1997, 205-210.

CASANOVA, F.J., CERATTI, J.A.P. & RODRIGUES, M.G.M. **Procedimento para a dosagem físico-químico do solo-cimento**. 26<sup>o</sup> Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Aracaju-SE, 1992, 82-86.

CASTRO, E., LUÍS A. S., **O solo-cal na pavimentação de estradas e aeródromos**. LNEC, Lisboa, PT, 1974, 31p.

CERATTI, J.A.P. & CASANOVA, F.J. **Um método físico-químico para dosagem de solo-cimento**. **Simpósio Sobre Novos Conceitos em Ensaios de Campo e Laboratório em Geotecnia**, COPPE, ABMS, Rio de Janeiro-RJ, 1988, 1: 191-200.

CRISTELO, N.M.C. **Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Minho, Portugal, 2001.

DAS, B.S. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. tradução da 6. ed. americana. São Paulo: Thomson Learning, 2007, 562p.

DEBEER, E.E. (1968). *Proefondervindlijke bijdrage tot de studie van het grensdrag vermogen van zand onder funderingen op staal*. Tijdschrift der Openbar Verken van Belgie, No. 4, 5, and 6.

DENARDIN, A.P. **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2005, 135p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNER-ME 228**: Solos - compactação em equipamento miniatura, Rio de Janeiro, 1994 C, RJ, 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNER-ME 258**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV, Rio de Janeiro, RJ, 1994 a, 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNER-ME 256**: Solos compactados em equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão, Rio de Janeiro, RJ, 1994 b, 6p.

DUNCAN, J.M.; CHANG, C. *Nonlinear analysis of stress and strain in soils*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 96, N° SM5, 1970, pp.1629-1653.

EADES, J.L. & GRIM, R.E. *A quick test to determine requirements for lime stabilization*. *Highway Research Record*, Washington, D.C., 1966, 139:62-71.

EMBRAPA Manual de Métodos de Análise de Solo. Centro Nacional de Pesquisa do Solo, 2ª edição, Rio de Janeiro, RJ, 1997, 212p.

FELLENIUS, B.H. *What Capacity Value to Choose from the Results of a Static Loading Test*, Fulcrum, Deep Foundation Institute, New Jersey, 2001.

FOOKES, P. G. *Tropical Residual Soil*. Geological Society Professional Handbooks, Series Editor M. Eddleston, London, UK, 1997, 184p.

FORTES, R.M. **Método Expedito de Identificação MCT de Solos Tropicais, Para Finalidades Rodoviárias, Utilizando-se Anéis de PVC Rígido**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1990, 210p.

FORTES, R.M. Mini Curso de Metodologia MCT. Lenc Laboratório de Engenharia e Consultoria S/C Ltda. São Paulo, SP, 2005, 56p.

FREDLUND, D.G. and RAHARDJO, H. *Soil mechanics for unsaturated soils*. John-Wiley and Sons, New York, 1993, 486p.

GOMES, J.E.S. **Estudo sobre fatores que influenciam a acurácia do método do papel filtro**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, SP, 2006, 95p.

GUIMARÃES, R.C. **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas.** Dissertação de mestrado. Publicação nº G. DM – 090A/02, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002, 183p.

GUIMARÃES, R.C; MIRANDA, C.O.P.; AQUINO, F.R.; CABRAL, M.P. **Relatório Final Pesquisa Estudo do Ensaio de Compactação de Solos.** Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, 2007, 23p.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing.** London: Pentech Press, 1982. Vol. 2, 412p.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing.** London: Pentech Press, 1986 Vol. 3, 496p.

JACINTHO, E.C. **Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para uso em Barragens.** Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-132/05, Departamento de Engenharia e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005, 160p.

JACINTHO, E.C. **Estudo do Comportamento Hidráulico de Misturas Solo-Emulsão para uso em Barragens.** Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.

JANBU, N. **Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests.** European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering, Wiesbaden, Alemanha, vol. 1, 1963, pp.19-25.

JUCÁ, J.F.T. **Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Bajo Succión Controlada.** Tese – Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madri, Espanha, 1990, 241 p.

KONDNER, R.L. *Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, Nº SM1, Proc. Paper 3429, 1963, pp.115-143.*

LAMBE, T. S.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics.** New York: John Wiley, 1969, 553p.

LENC - Laboratório de Engenharia e Consultoria. **Método das pastilhas para identificação expedita do grupo MCT,** São Paulo, SP, 1997, 9p.

LENC, Engenharia e Consultoria. **Curso de pavimentação prefeitura municipal de Goiânia.** Goiânia, GO, 2004. 163 p.

LEROUEIL, S. **Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils.** Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Balkema, Rotterdam, 1997, pp. 41-80.

LIMA, D. C.; RÖHM, S. A.; BARBOSA, P. S. A. **Estabilização dos solos III – mistura solo-cal para fins rodoviários.** 1. ed., Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1993. 46 p.

LINS, A.H.P. **Ensaio Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1980, 175p.

MAIOR, I. S.; FERREIRA, H. C.; LUCENA, F.B.. **Influência da qualidade da cal (envelhecimento) na estabilização de solos lateríticos.** In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 18ª., 1983. Anais... ABPv, 1983, p. 521-532.

MARCON, L.P. **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2005, 155p.

MARINHO, F.A.M. **A técnica do papel filtro para medição de sucção.** Encontro sobre Solos Não Saturados, Rio Grande do Sul, 1: 112-125, 1995.

MARINHO, F.A.M. **Medição de Sucção em Solos.** 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro, RJ, 2: 373-397p, 1997.

MARTÍNEZ, G.S.S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação Barreiras.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2003, 266p.

MARTINS, F.B. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 1994, 147p.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia.** São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 170 p.

MEDERO, G.M. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2005, 297p.

MEMÓRIA GEOTÉCNICA: Barragem de Enrocamento UHE Corumbá. Furnas Centrais Elétricas, Rio de Janeiro, RJ, 1997, 72p.

NÓBREGA, M. T. As reações dos argilo-minerais com a cal. In: REUNIÃO ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL, V., 1985. **Anais...** Associação Brasileira de Produtores de Cal, 1985, p. 57-78.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias.** In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro, RJ. Anais... Rio de Janeiro, RJ: COPPE/UFRJ, 1981. p. 30-41. Vol. 1

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. **Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais.** X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu, PR, 1994, Vol. 4, p.1293-1300.

NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.** Ed. Villibor, São Paulo, SP, 1995, 240p.

OLIVEIRA, O.M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, SP, 2004, 330p.

ORTIGAO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos, 1993. 368p

PARREIRA, A.B.; TAKEDA, M.C.; LUZ, M.P. Avaliação da influência do período de imersão nos resultados do ensaio CBR de solos tropicais. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, Vol. 1, 383-388.

PASTORE, E. L.; FORTES, R. M. **Geologia de engenharia – caracterização e classificação de solos**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 584 p.

PEREIRA, A. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2006, 153p.

PEREIRA, J.H.F. e MARINHO, F. **Apostila do Curso de Mecânica dos Solos Não Saturados**. XI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Brasília, DF, 1998.

PESSOA, F.H.C. **Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário**. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G. DM-117ª/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004, 151 p.

PINHEIRO, M. **tij-unsat: um novo modelo elastoplástico para solos não saturados**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-118A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004, 191p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002. 355p.

REIS, R.M. **Comportamento Tensão-Deformação de dois horizontes de um solo Residual de Gnaisse**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004, 191p.

REZENDE, L.R; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CARDOSO, F.B.F. & CAMPELLO, C.S. **Estudos laboratoriais de dois solos finos estabilizados com cal**. I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Brasília - DF, 2003, Vol. único, p.207-217.

SALOMÃO, D. A. **Estabilização de solos com cal para uso em pavimentação**. Projeto Final – Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, 2005.

SANTANNA, J. A. **Estudo do comportamento de solos artificiais em função da variação das características de sua fração grossa**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

SANTOS, J., FARIAS, M.M. & SOUZA, N.M. **Estabilização com cal de um solo laterítico argiloso da região do Distrito Federal**. 35a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Rio de Janeiro – RJ, 2004, CD ROOM.

SANTOS NETO, P.M. **Apostila de Mecânica dos Solos**. Brasília: Universidade de Brasília, 1994.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações**. São Paulo, Oficina de Textos, 2000. 189p.

SILVA, M.T.M.G. **Estabilização de solos finos com cal para fins de pavimentação rodoviária – Efeito da Carbonatação**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 2006, 89p.

SÓRIA, M. H. A. **Os limites de Atterberg, o argilomineral e o teor de argila**. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre - RS, 1986, Vol. 1, p.161-171.

SOTO, M.A.A. **Comparação Entre Métodos de Imposição e de Controle de Sucção em Ensaio com Solos Não Saturados**. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004, 206p.

TRB. *State of the art - lime stabilization: reactions, properties, design, construction*. Transportations Research Board, Washington, D.C., 1976, 31 p.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. 1 ed. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1977. 509 p.

WOOD, D.M. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, 1990, 462p.

## A. ENSAIOS TRIAXIAIS CONVENCIONAIS

Esse apêndice apresenta os resultados dos ensaios triaxiais utilizados nas análises de obtenção das curvas de estado limite para as amostras de solo estudadas.

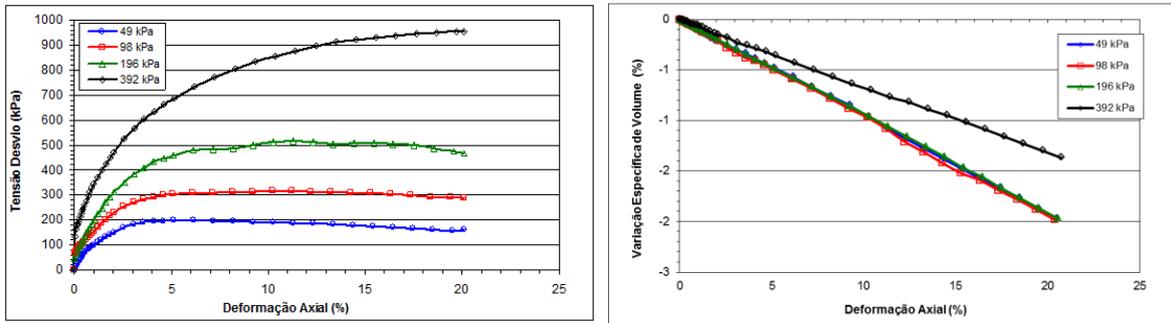


Figura A.1 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá – sem estabilização.

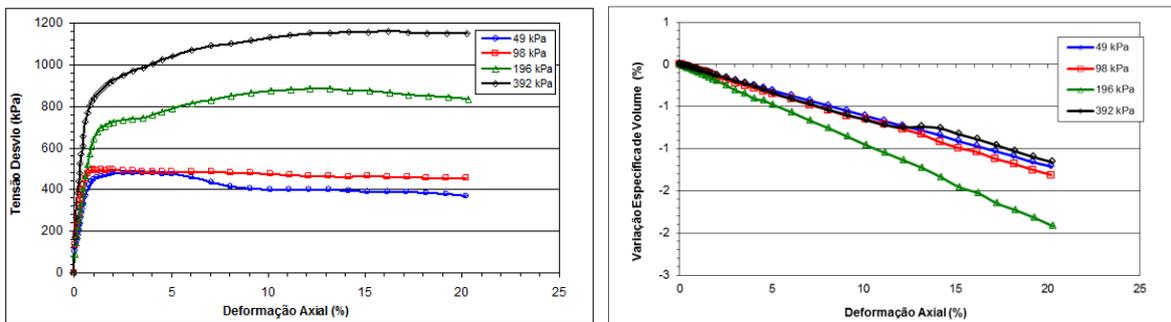


Figura A.2 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Goiânia - sem estabilização.

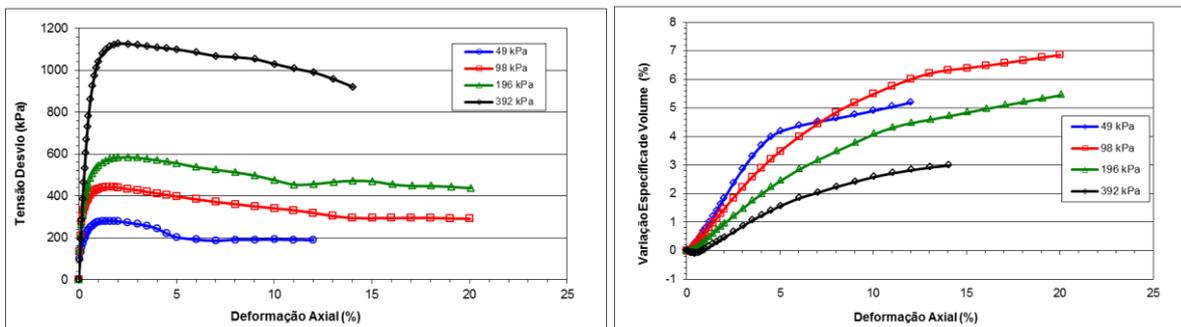


Figura A.3 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Peixe - sem estabilização.

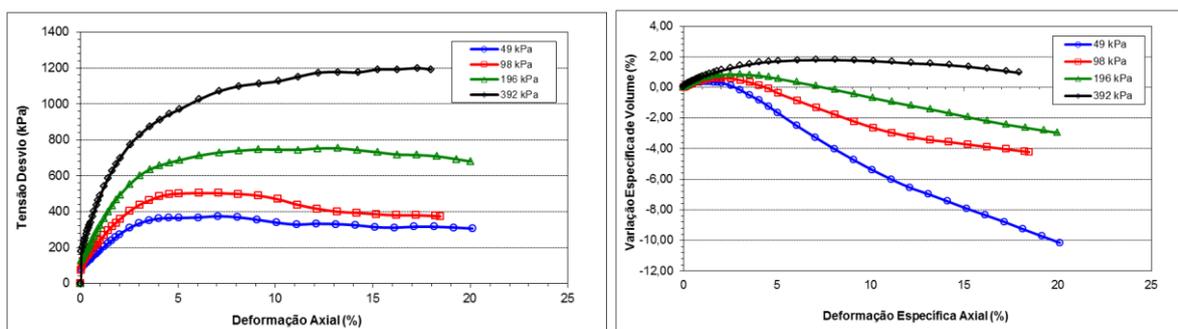


Figura A.4 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá- 4% de cal.

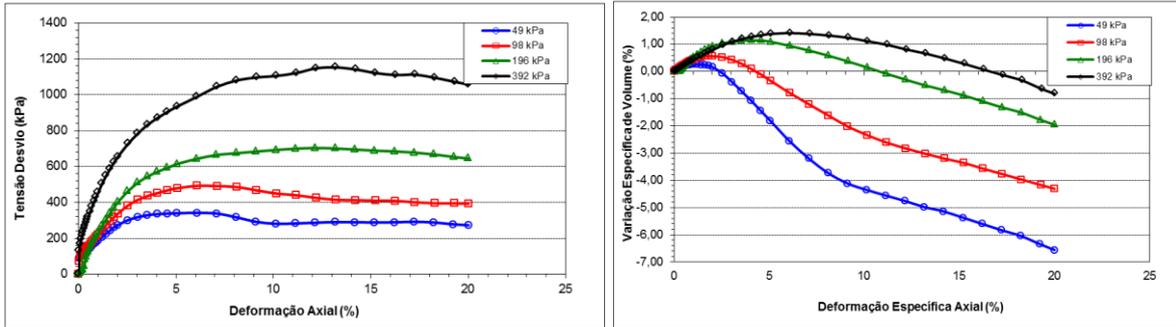


Figura A.5 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá- 6% de cal.

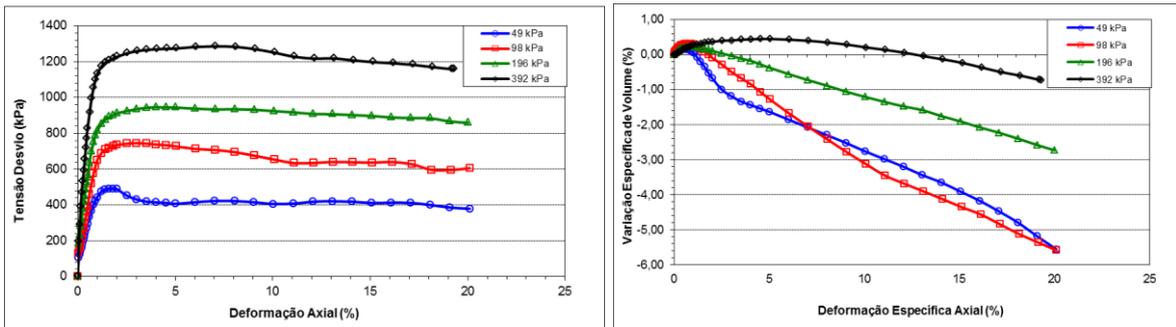


Figura A.6 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Goiânia - 2% de cal.

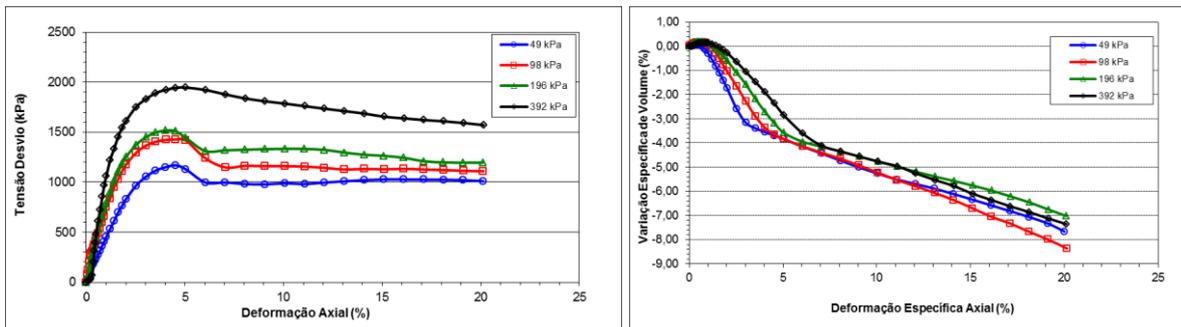
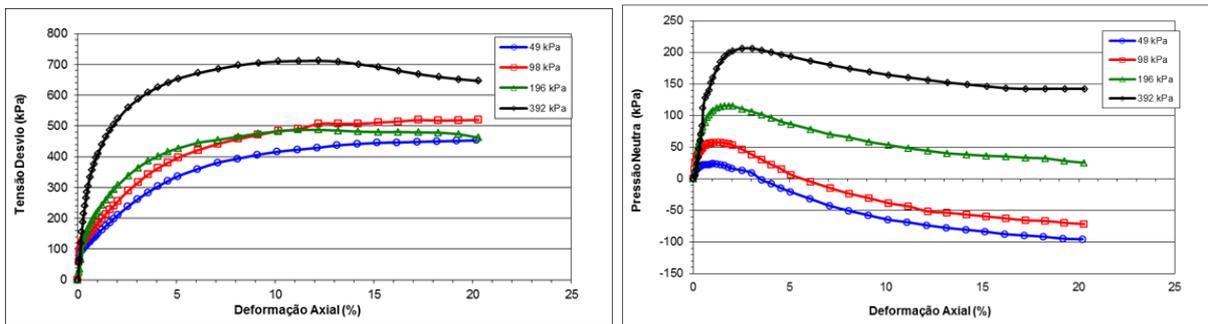


Figura A.7 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Peixe - 2% de cal.



(a)

(b)

Figura A.8 Ensaio CU sat – Solo Corumbá – 4% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial.

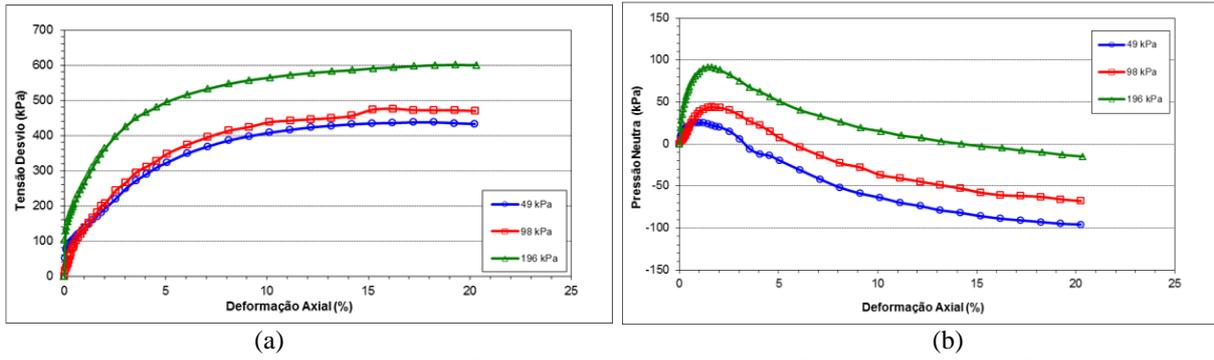


Figura A.9 Ensaio CU sat – Solo Corumbá – 6% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial.

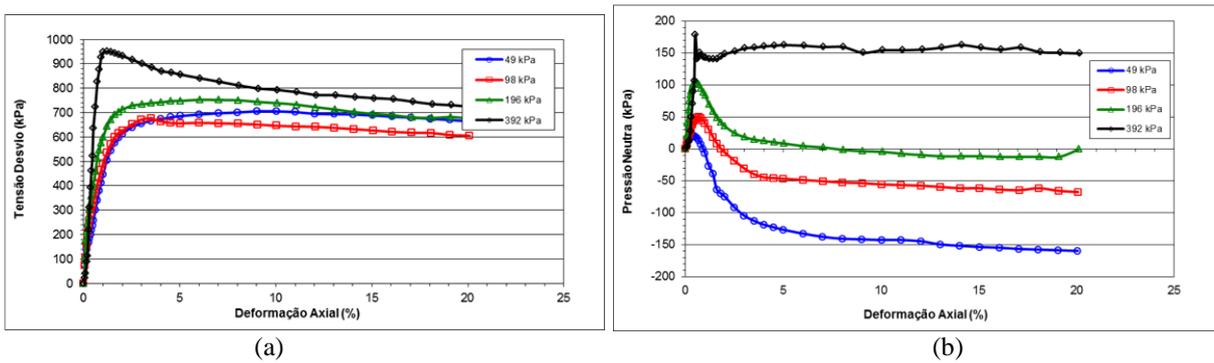


Figura A.10 Ensaio CU sat – Solo Goiânia – 2% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial.

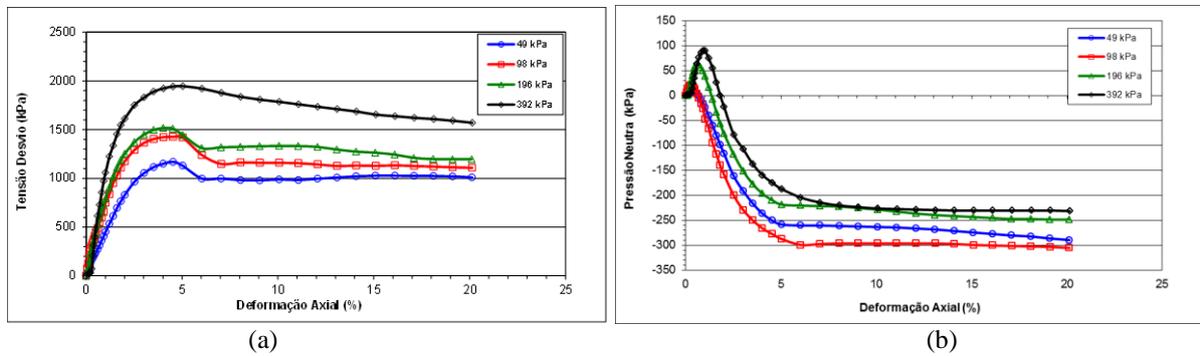


Figura A.11 Ensaio CU sat – Solo Peixe – 2% de cal: a) Curva Tensão-Deformação; b) Poro-pressão x Deformação Axial.

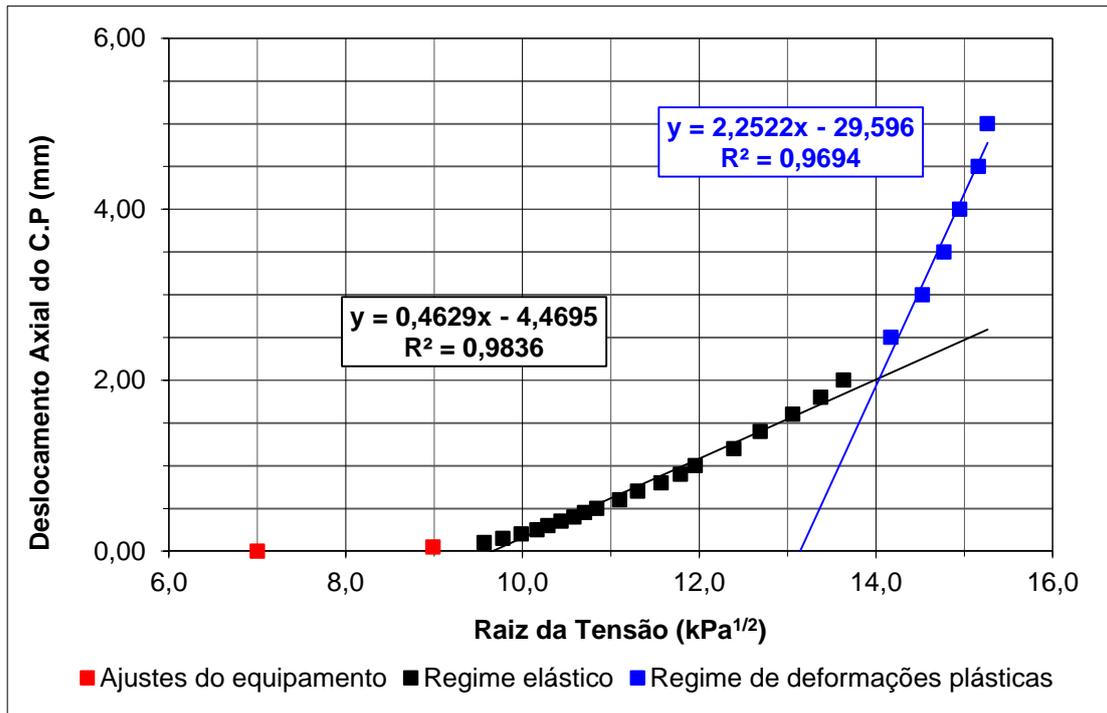


Figura A.12 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD sat 49 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

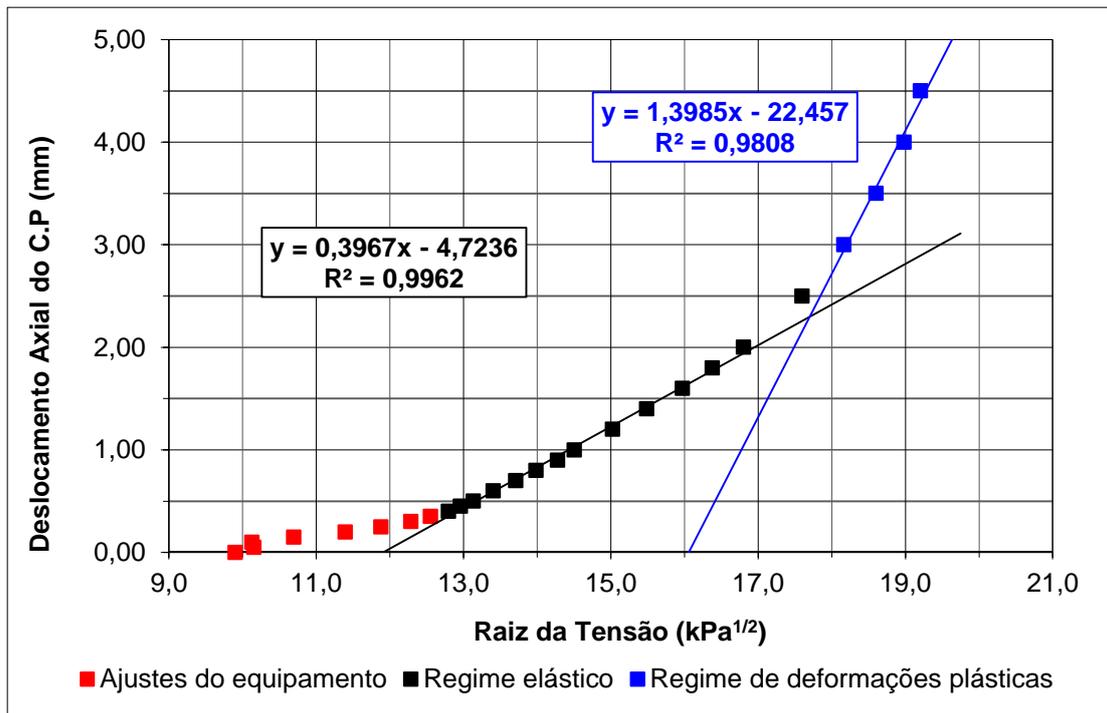


Figura A.13 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD sat 98 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

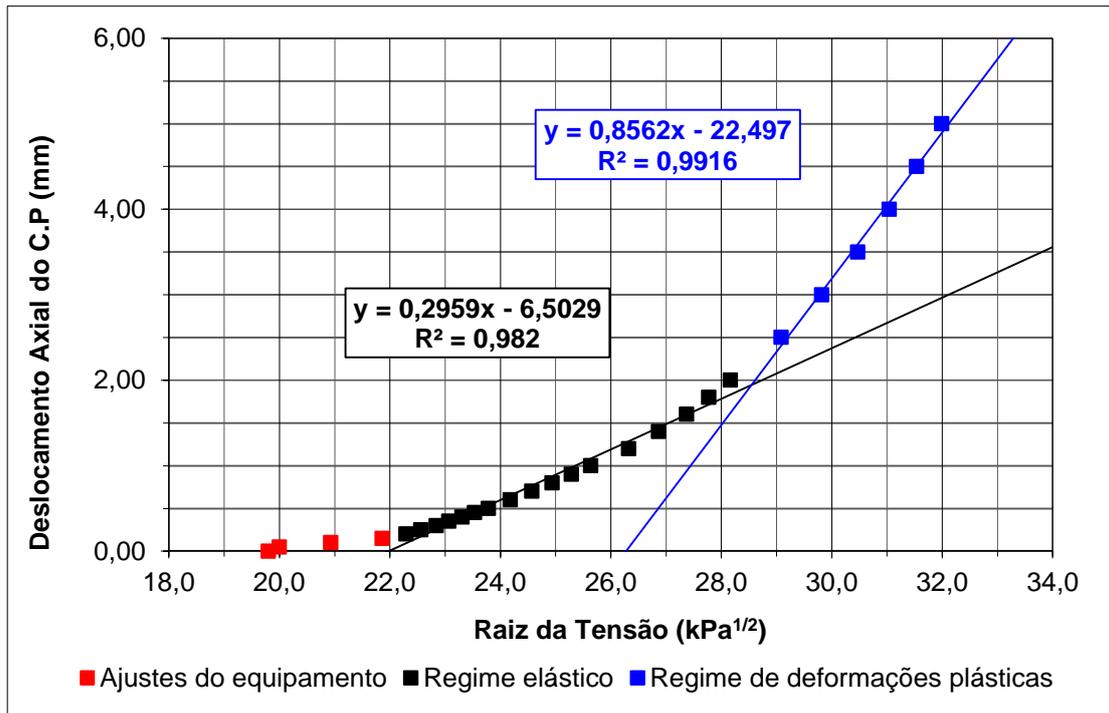


Figura A.14 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD sat 392 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

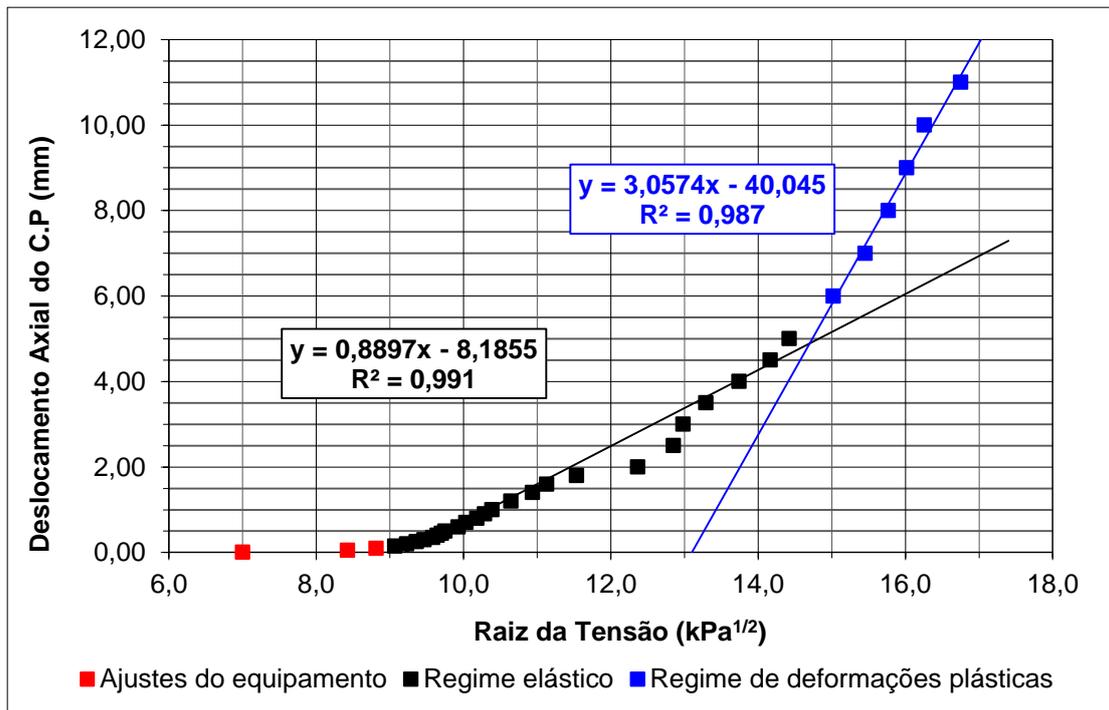


Figura A.15 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 49 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

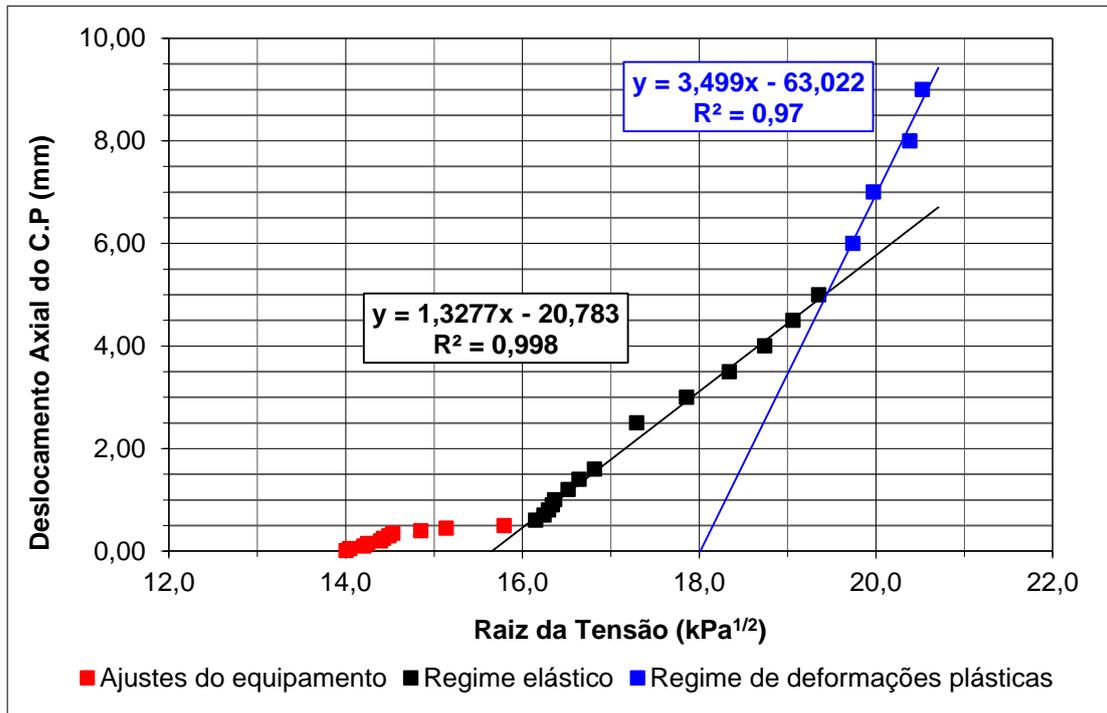


Figura A.16 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 196 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

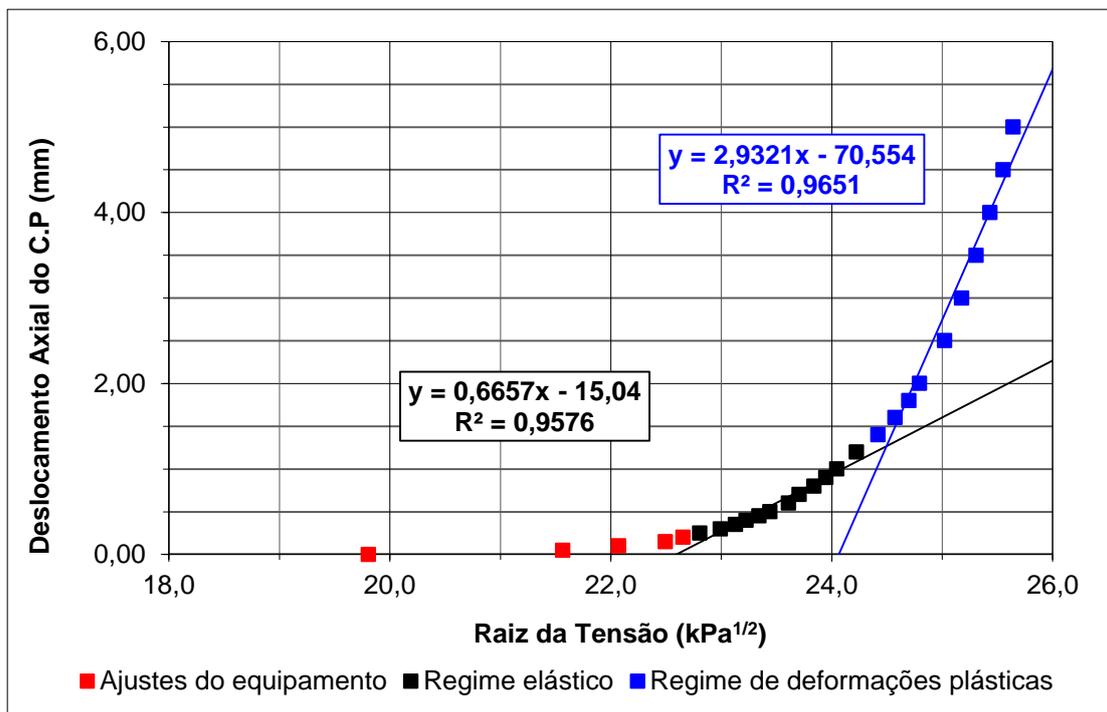


Figura A.17 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 392 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

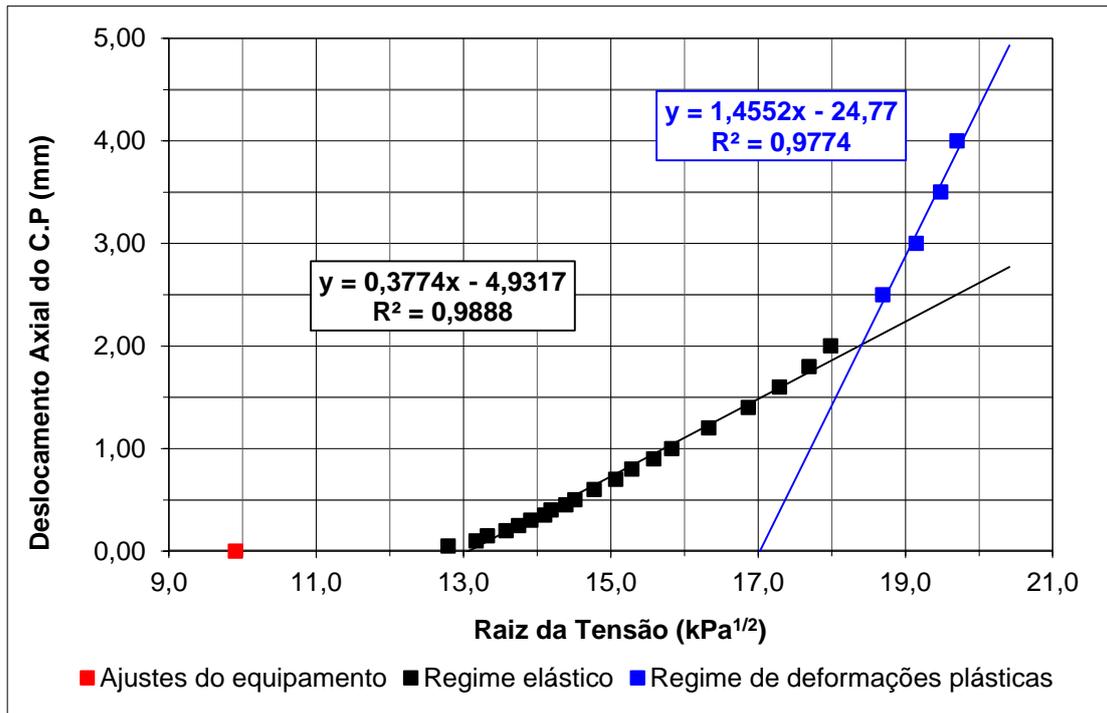


Figura A.18 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 98 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

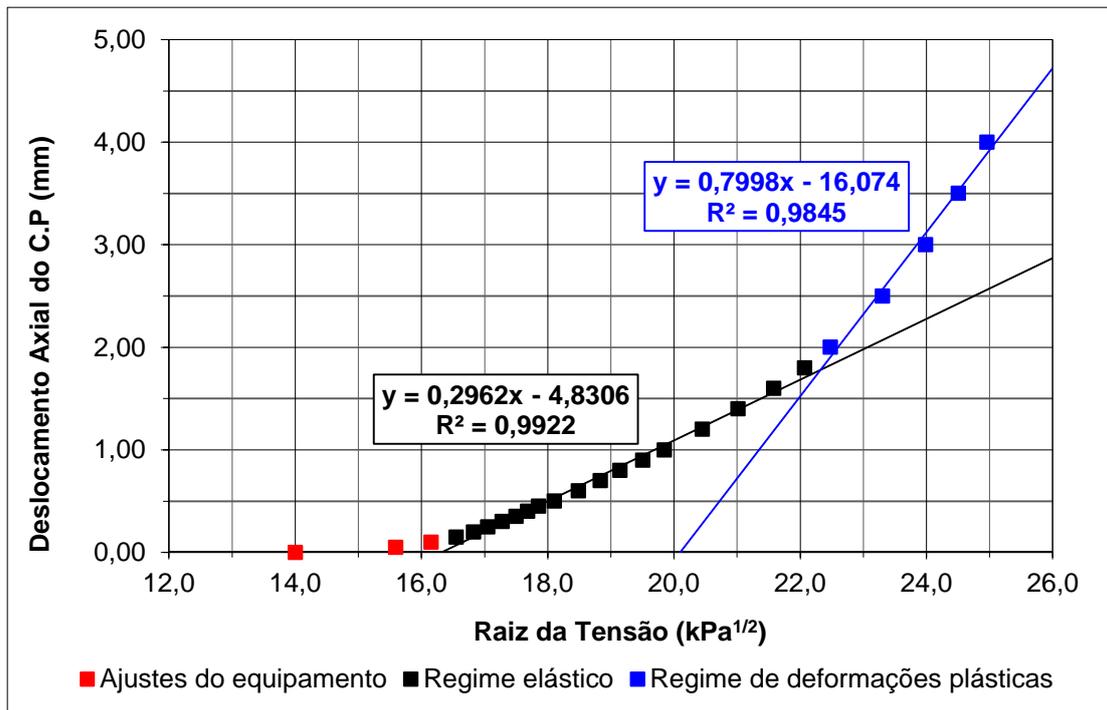


Figura A.19 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 196 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

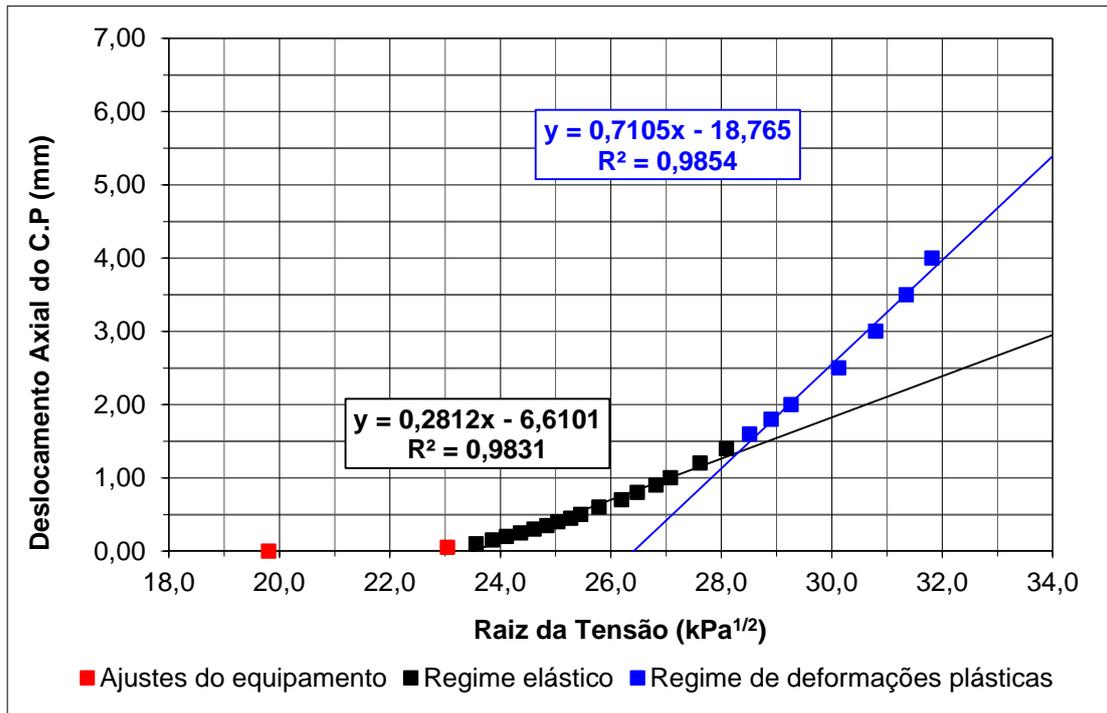


Figura A.20 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 392 kPa – Solo Corumbá - sem estabilização.

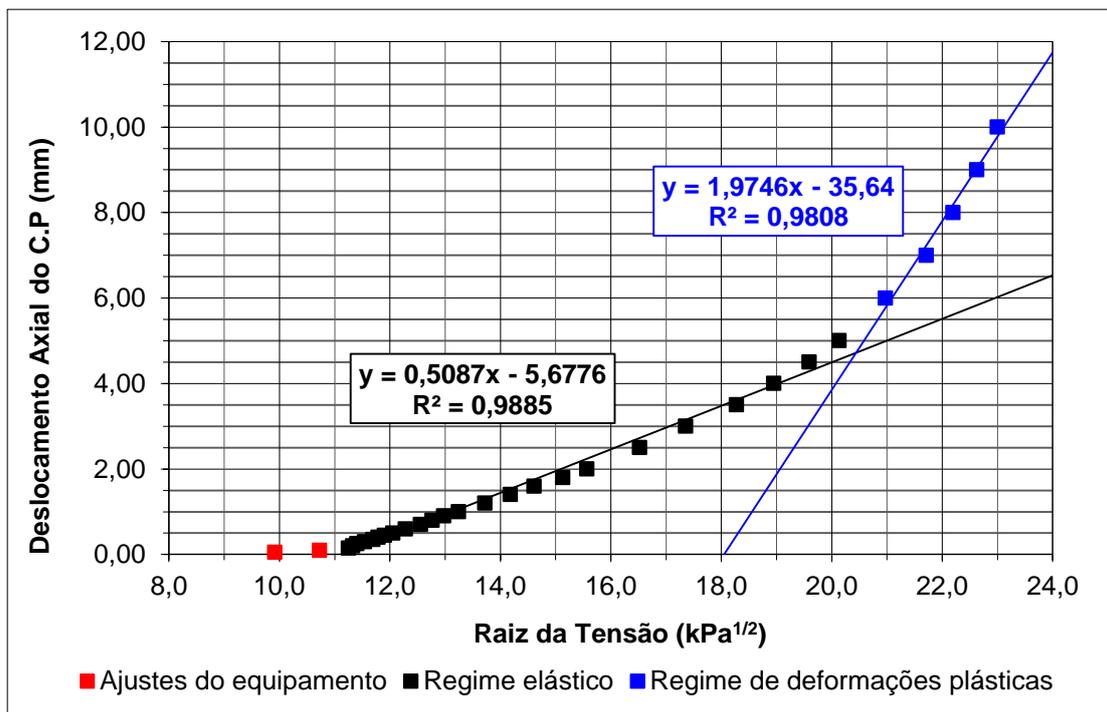


Figura A.21 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 49 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

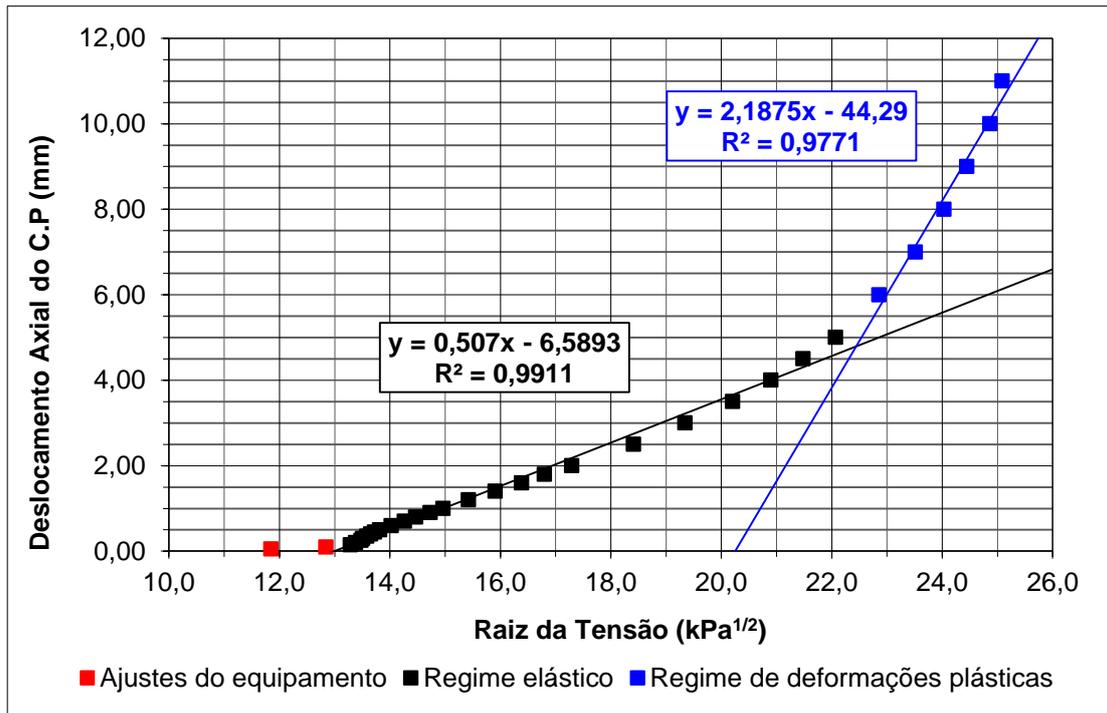


Figura A.22 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 98 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

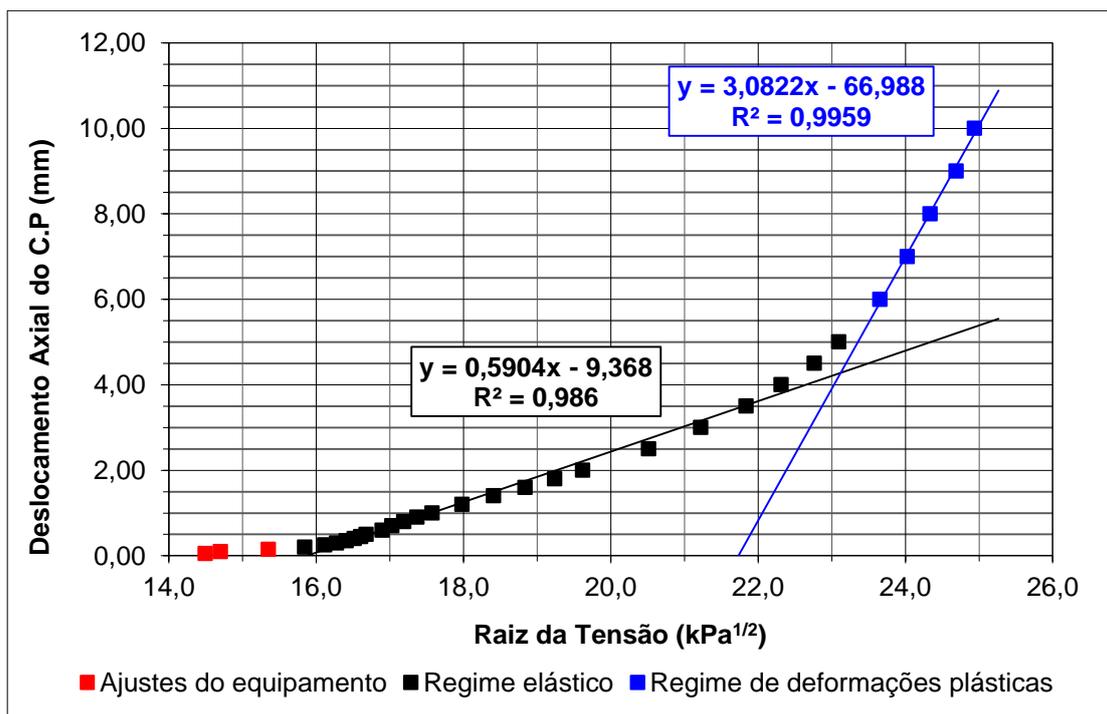


Figura A.23 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 196 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

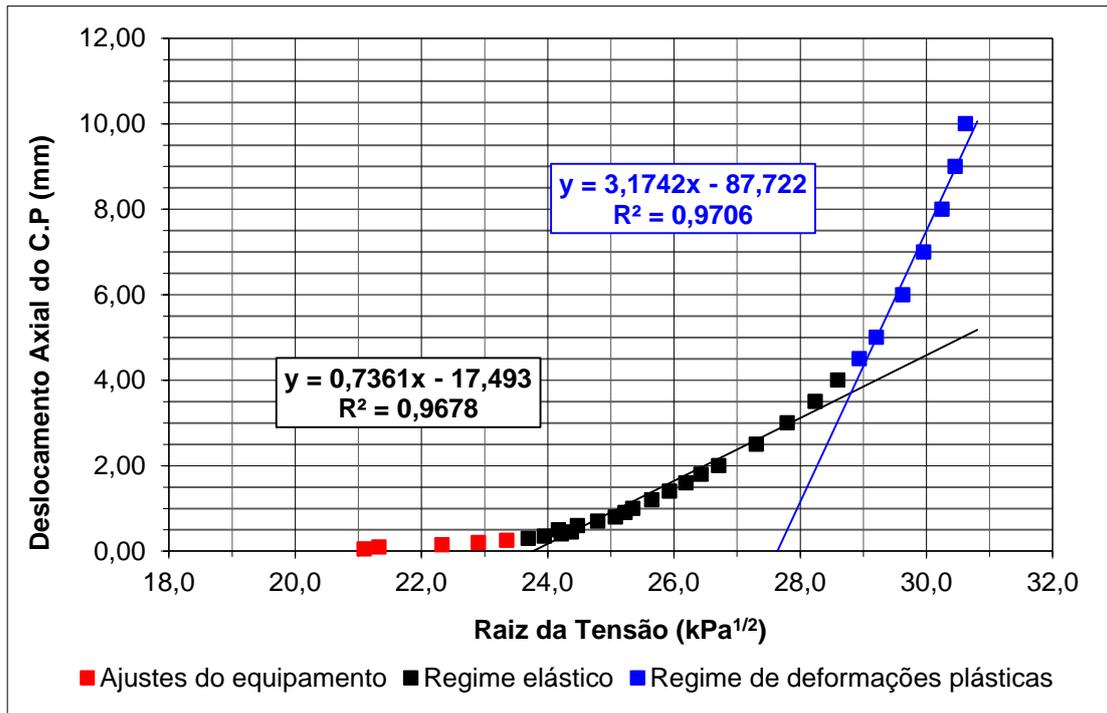


Figura A.24 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 392 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

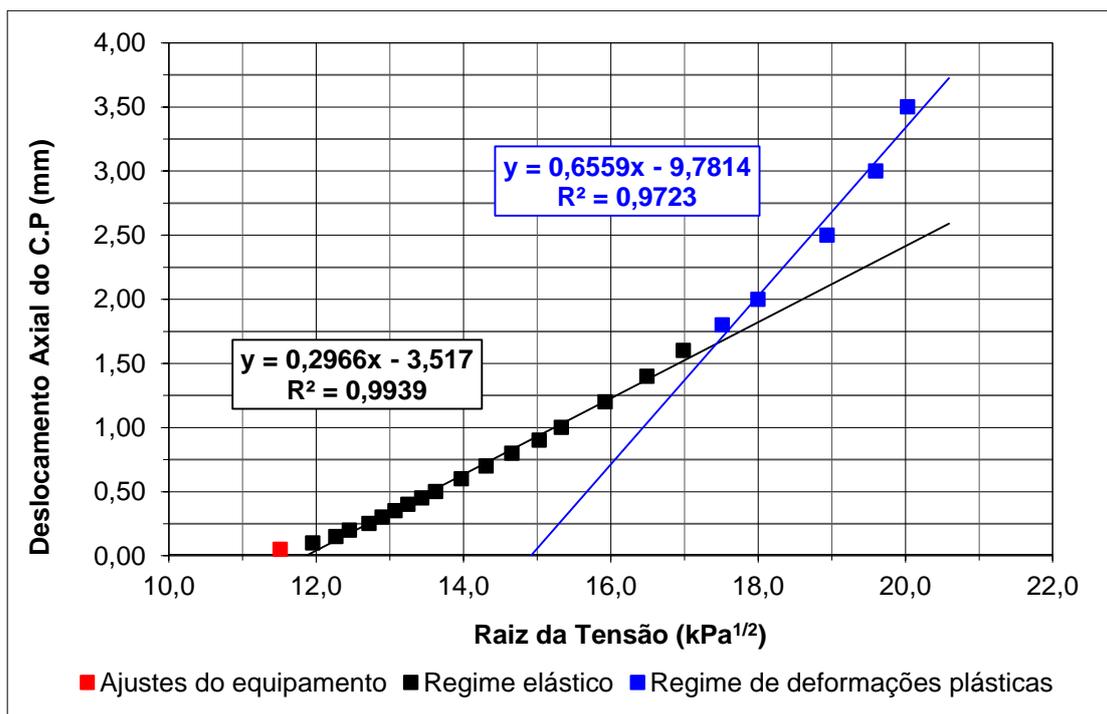


Figura A.25 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 49 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

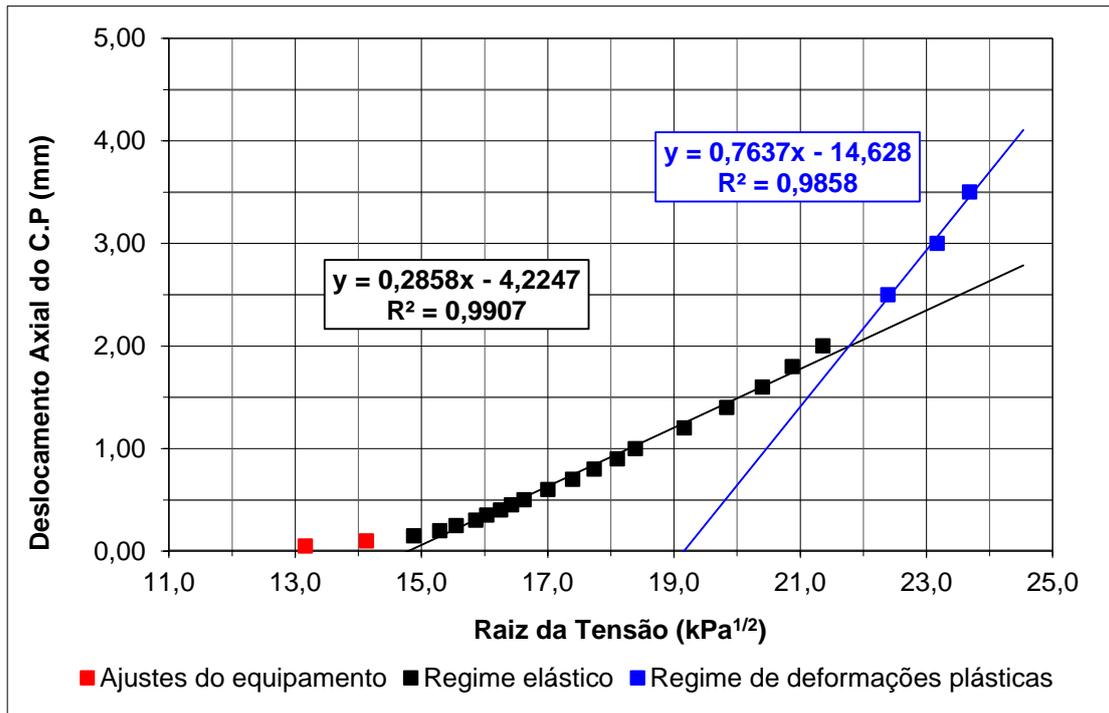


Figura A.26 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 98 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

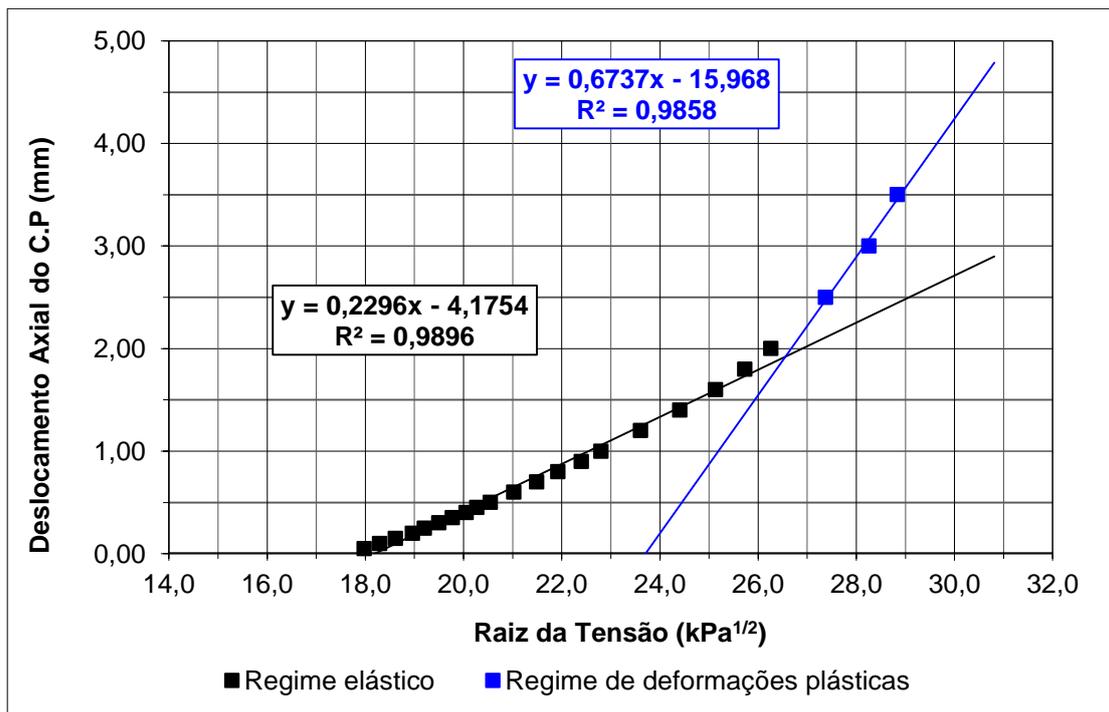


Figura A.27 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 196 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

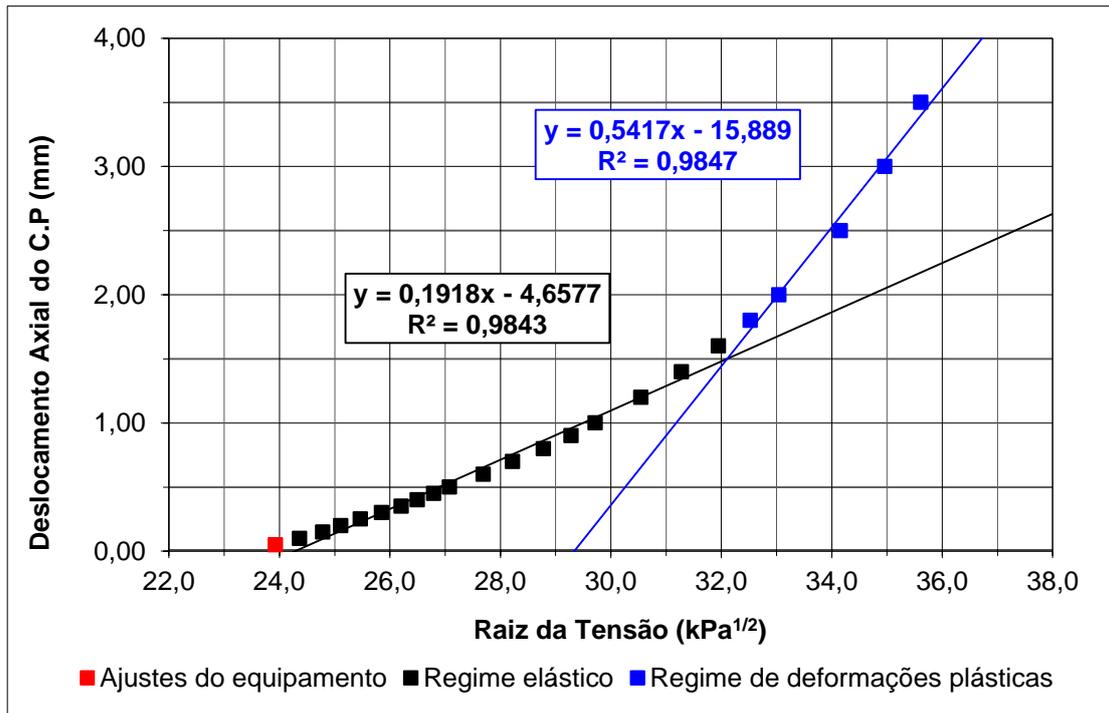


Figura A.28 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 392 kPa – Solo Corumbá – 4% cal.

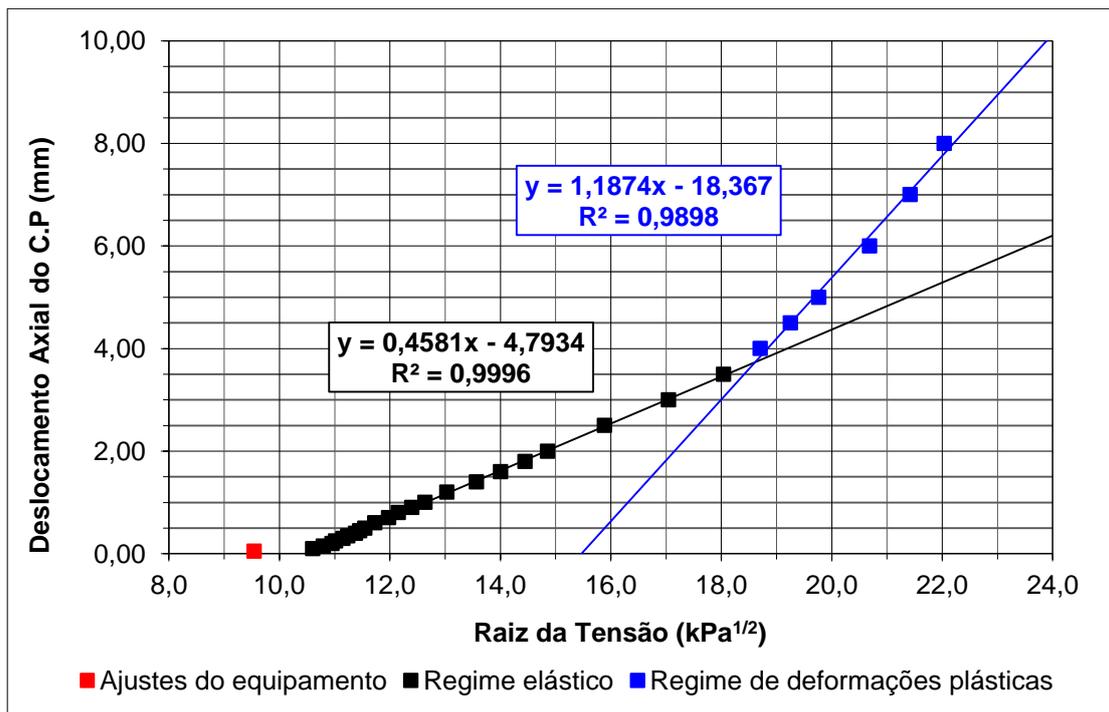


Figura A.29 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 49 kPa – Solo Corumbá – 6% cal.

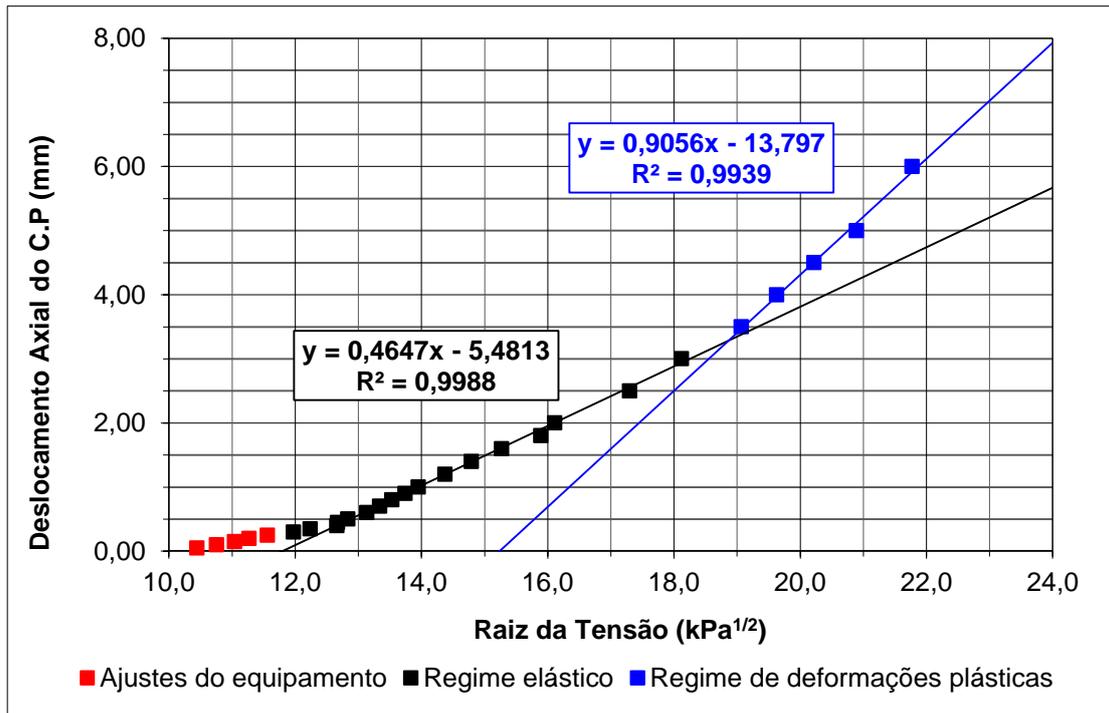


Figura A.30 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 98 kPa – Solo Corumbá – 6% cal.

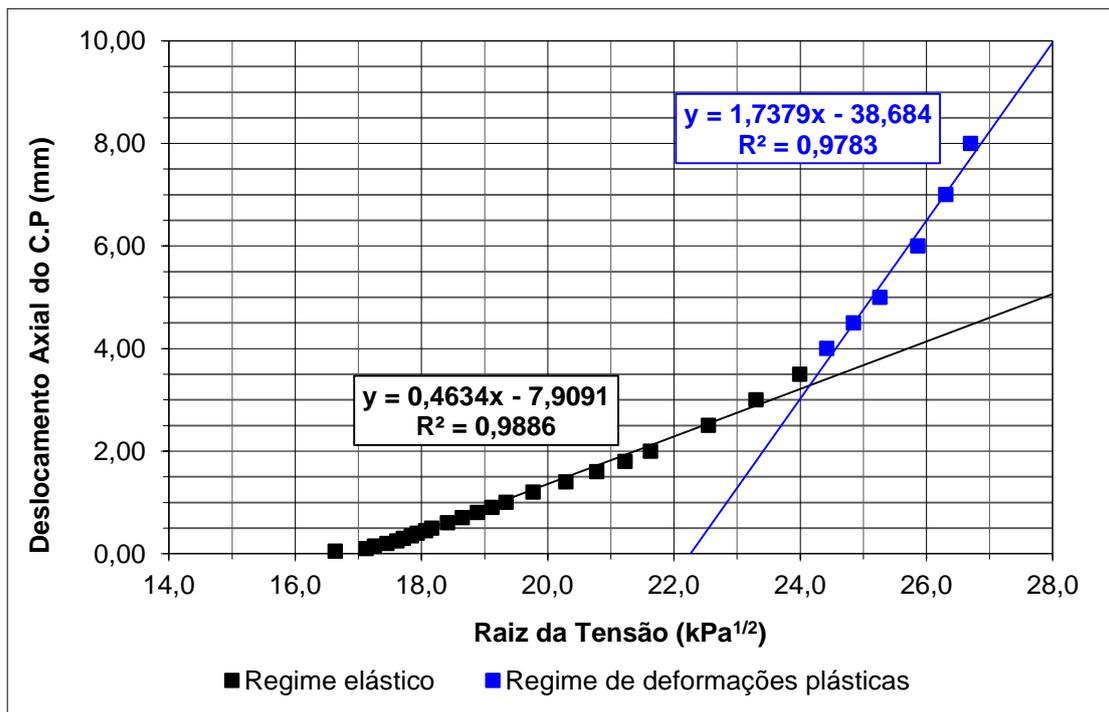


Figura A.31 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 196 kPa – Solo Corumbá – 6% cal.

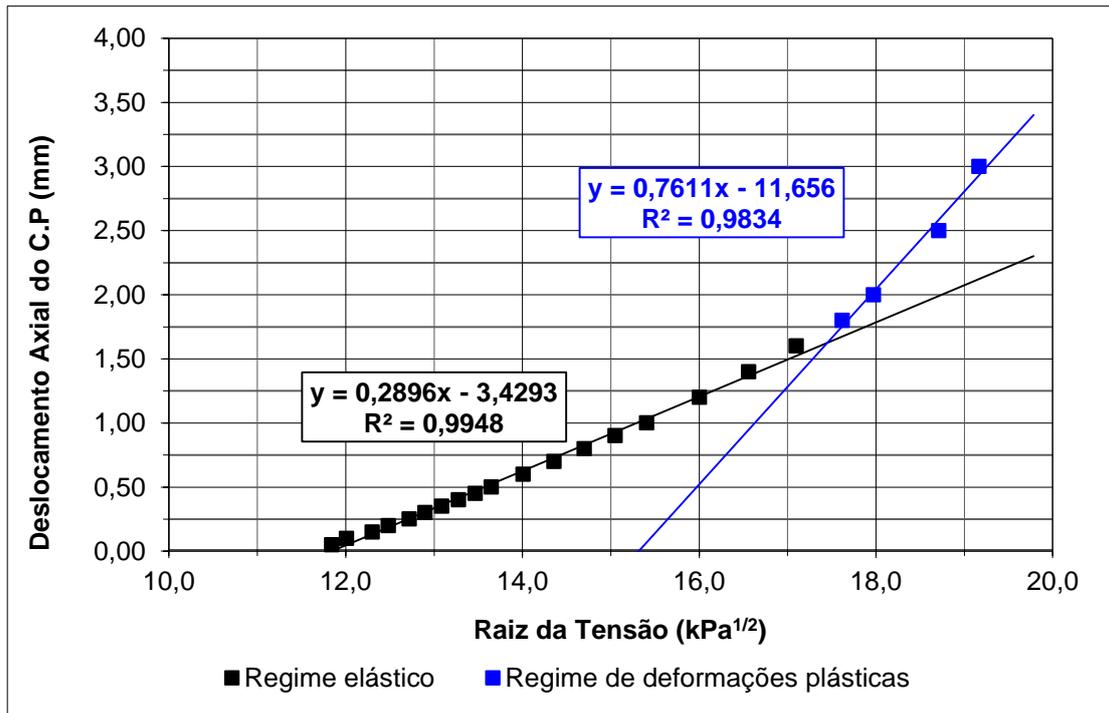


Figura A.32 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 49 kPa – Solo Corumbá – 6% cal.

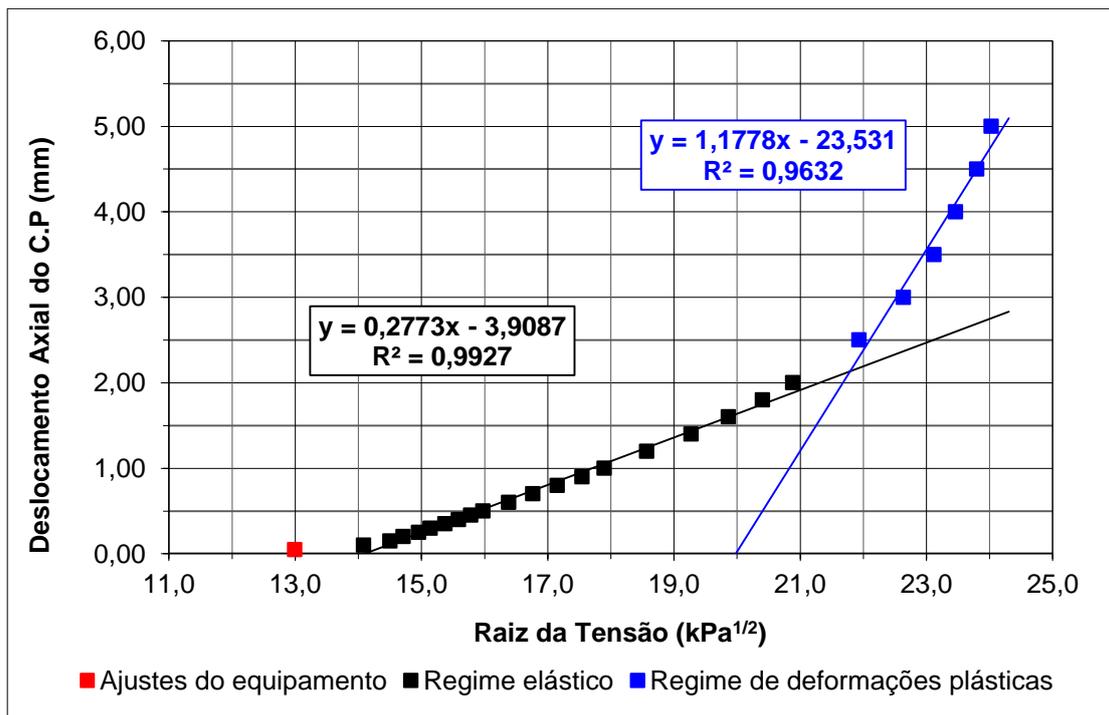


Figura A.33 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 98 kPa – Solo Corumbá – 6% cal.

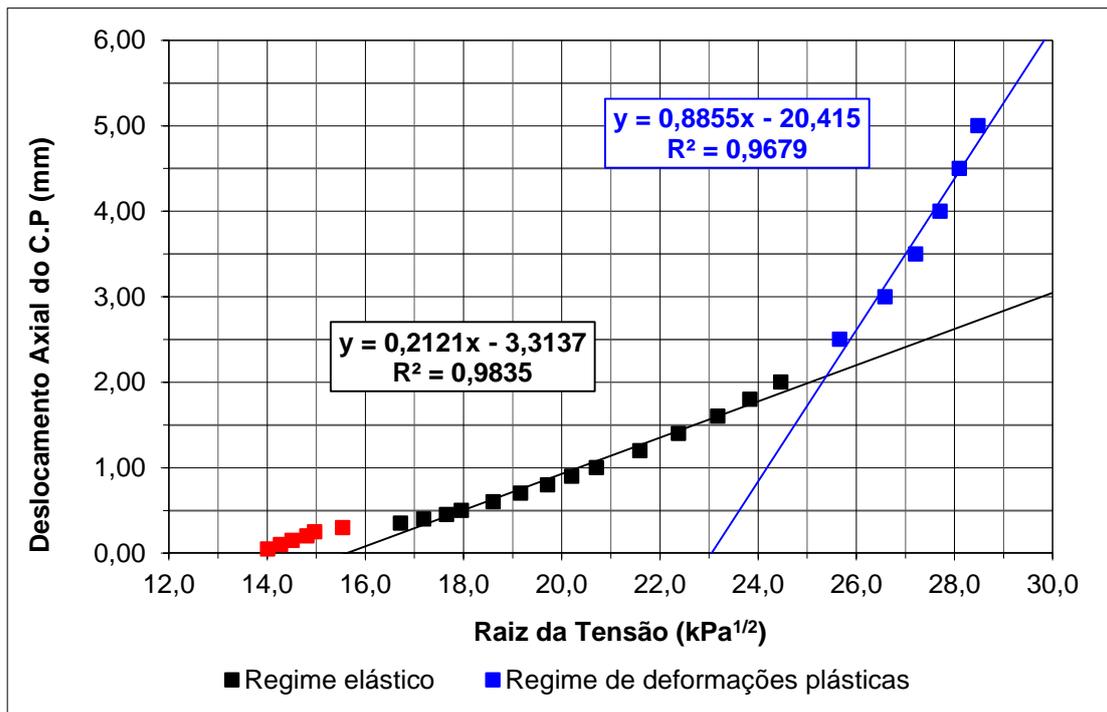


Figura A.34 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 196 kPa – Solo Corumbá – 6% cal.

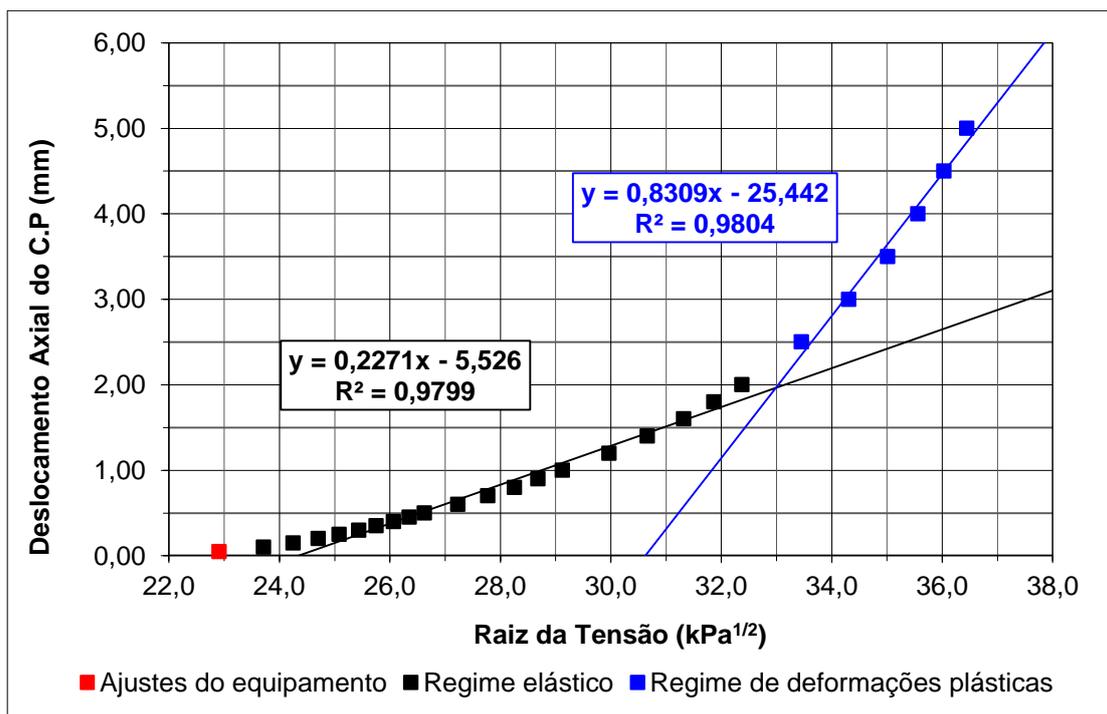


Figura A.35 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 392 kPa – Solo Corumbá – 6% cal.

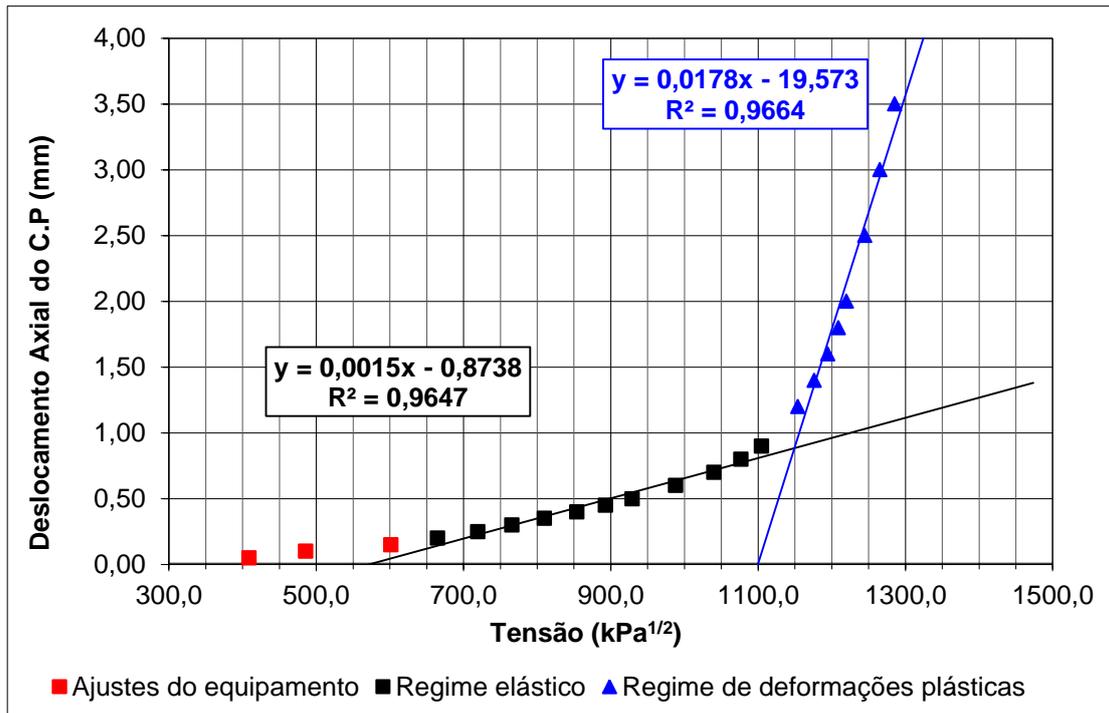


Figura A.36 Deslocamento Axial por  $\sigma_1$  - CD sat 392 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização

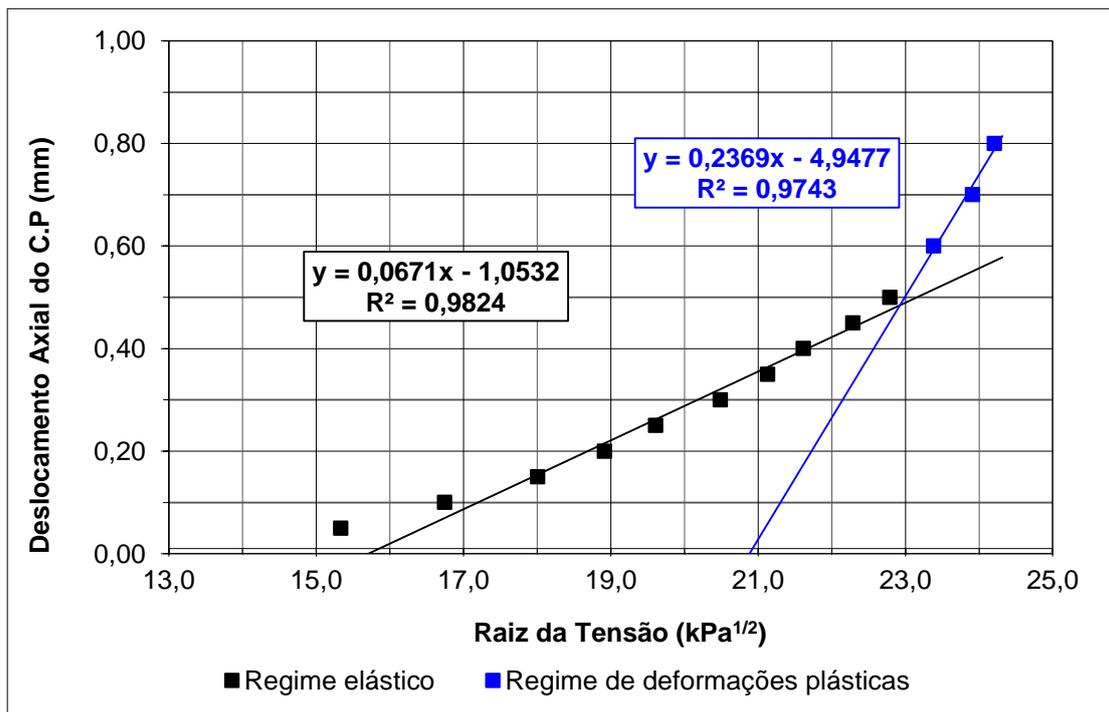


Figura A.37 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 98 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização.

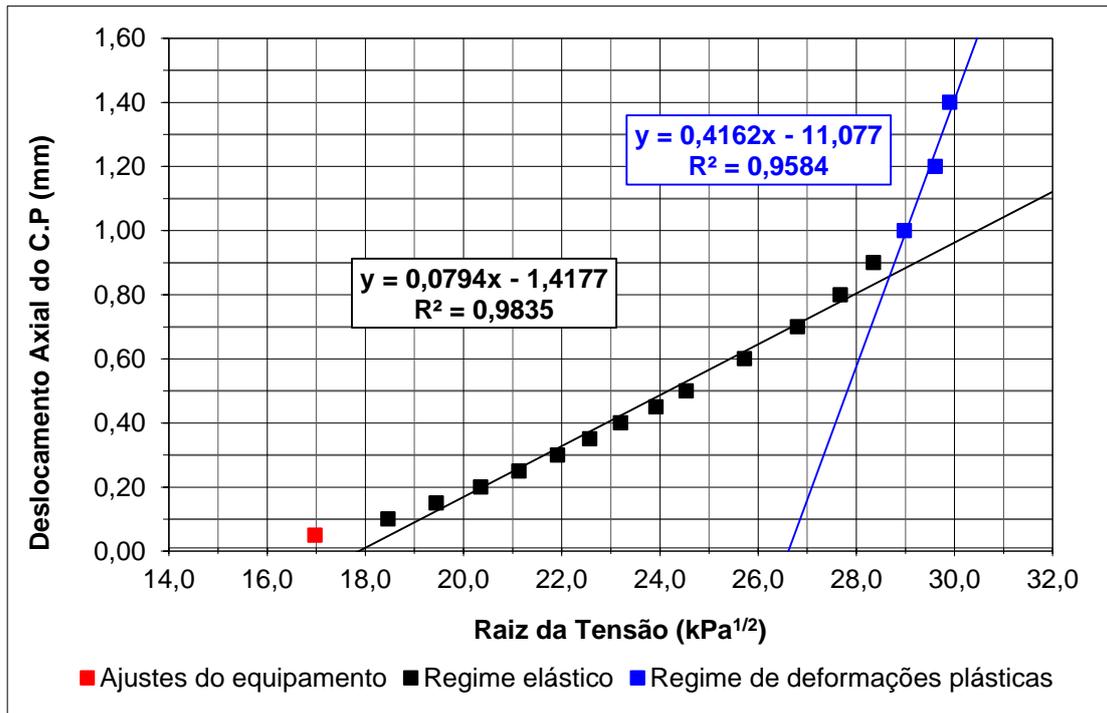


Figura A.38 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 196 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização.

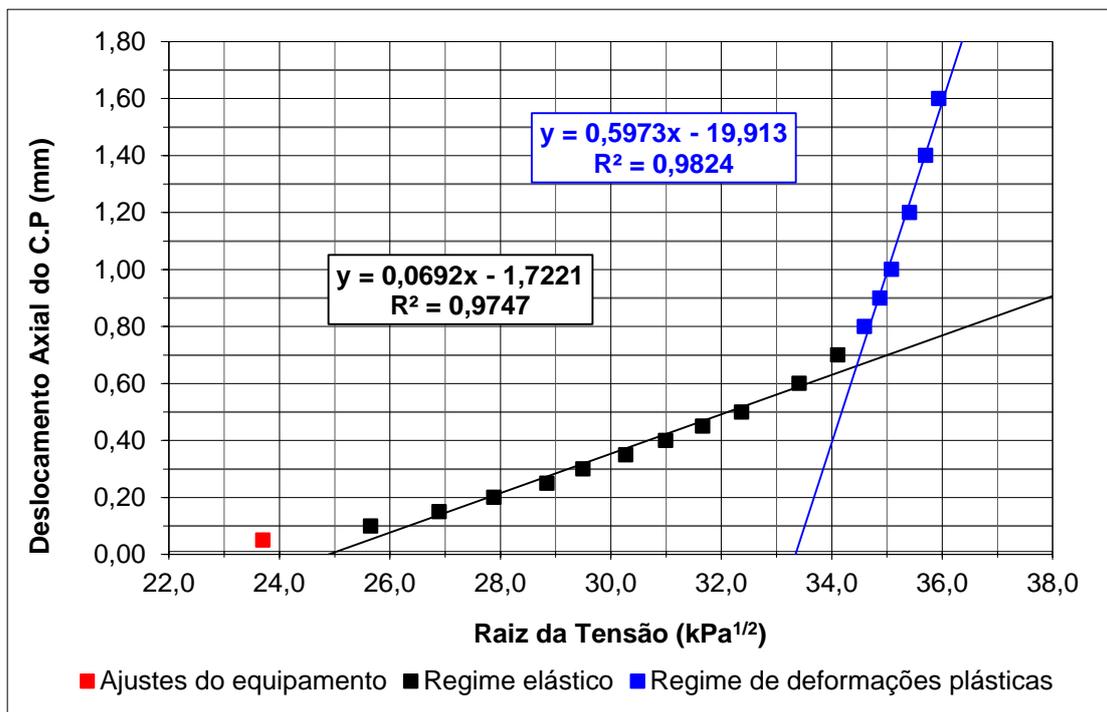


Figura A.39 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 392 kPa – Solo Goiânia - sem estabilização.

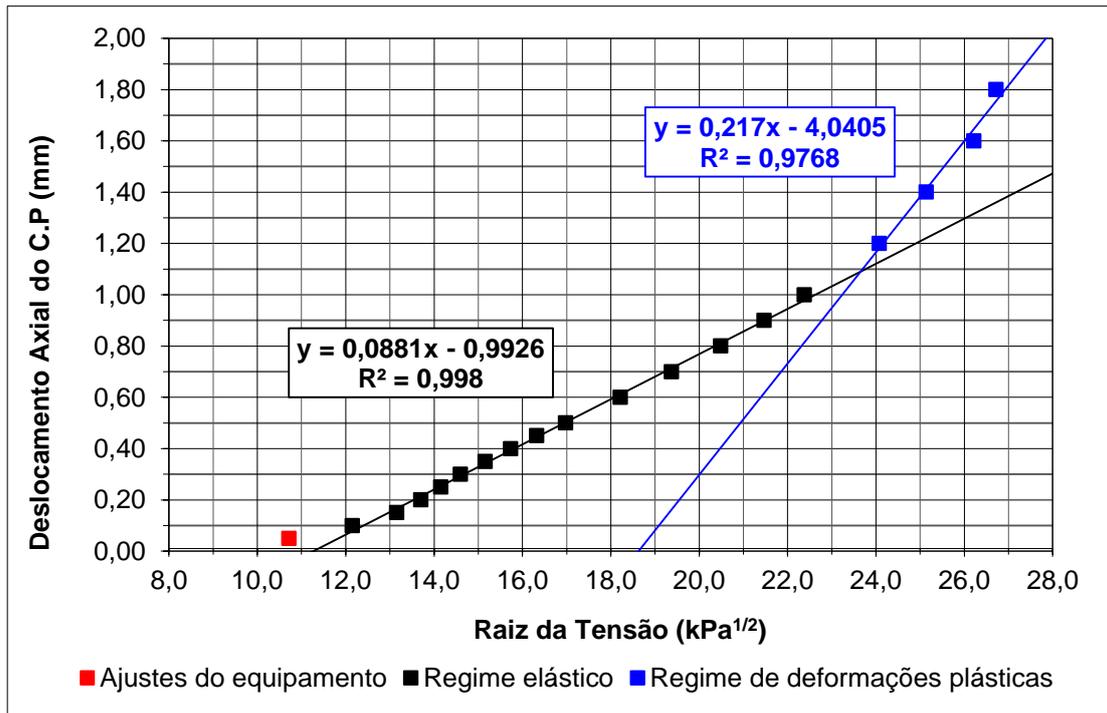


Figura A.40 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 49 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.

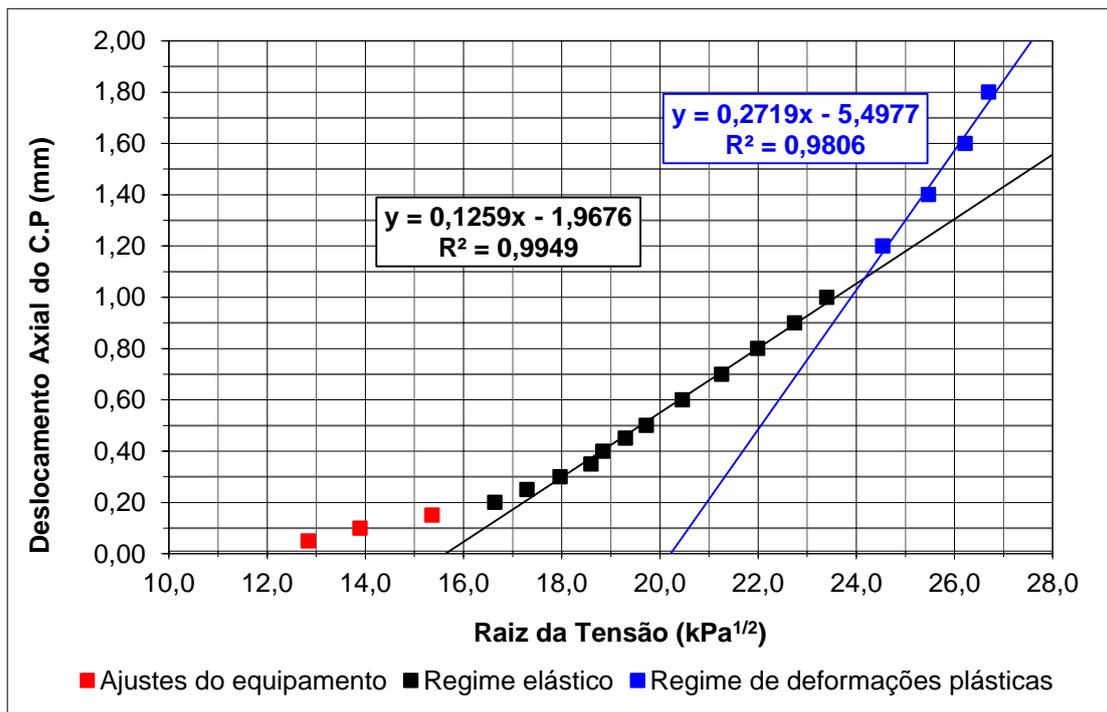


Figura A.41 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 98 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.

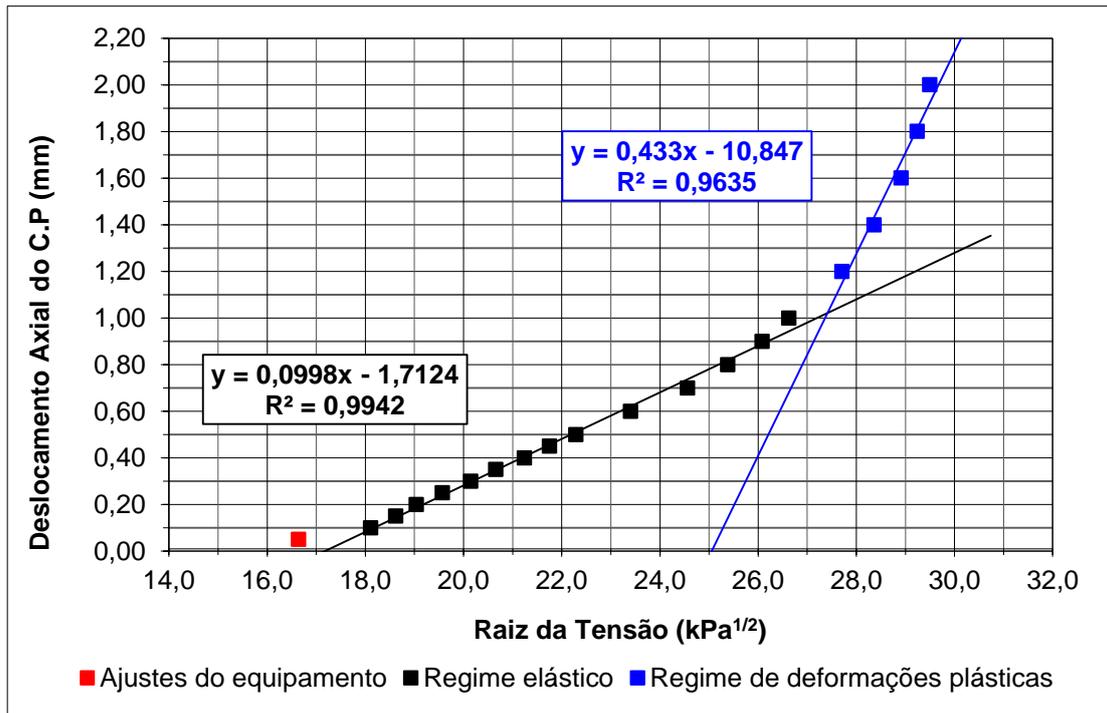


Figura A.42 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 196 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.

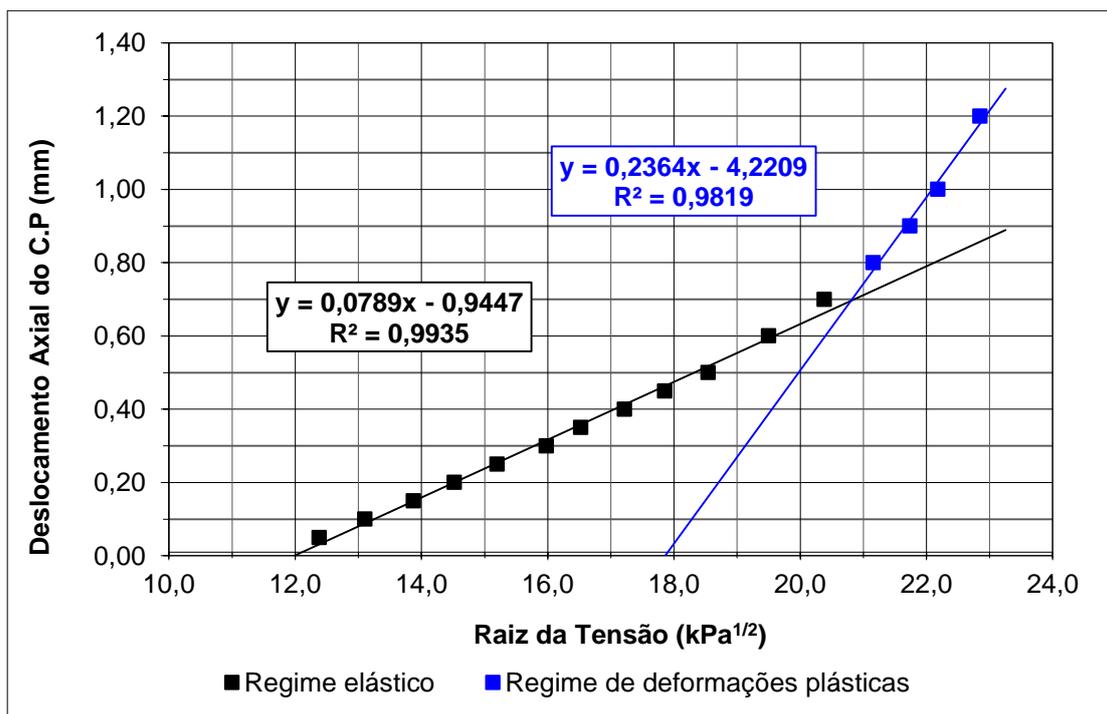


Figura A.43 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 49 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.

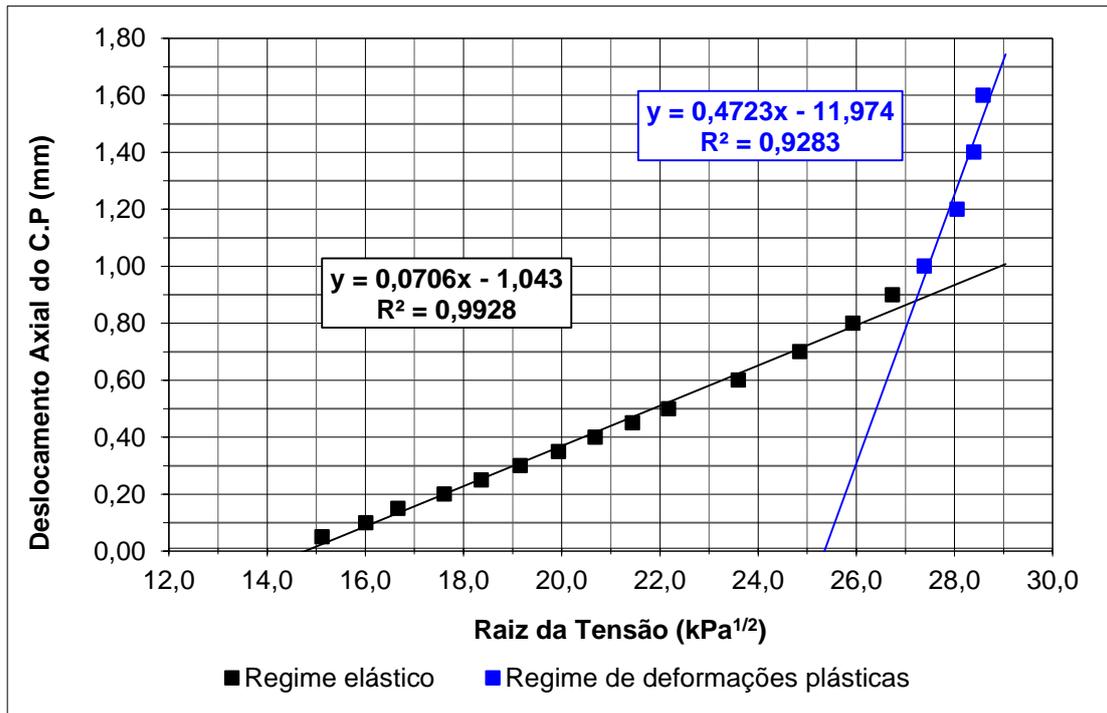


Figura A.44 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 98 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.

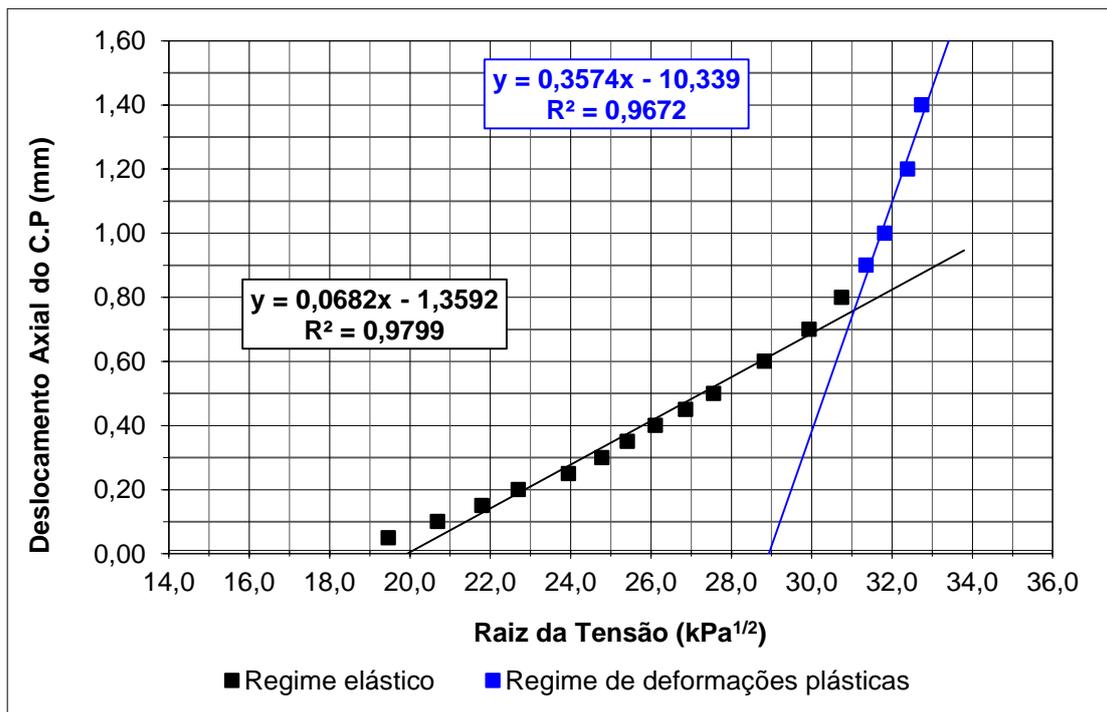


Figura A.45 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 196 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.

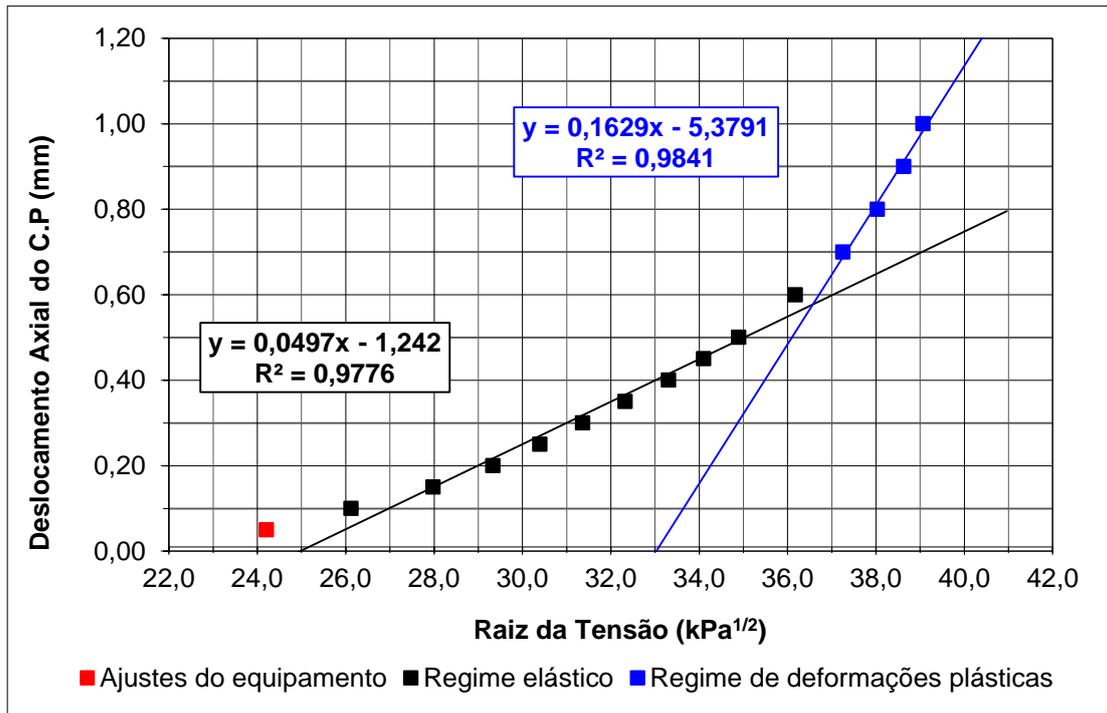


Figura A.46 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 392 kPa – Solo Goiânia – 2% cal.

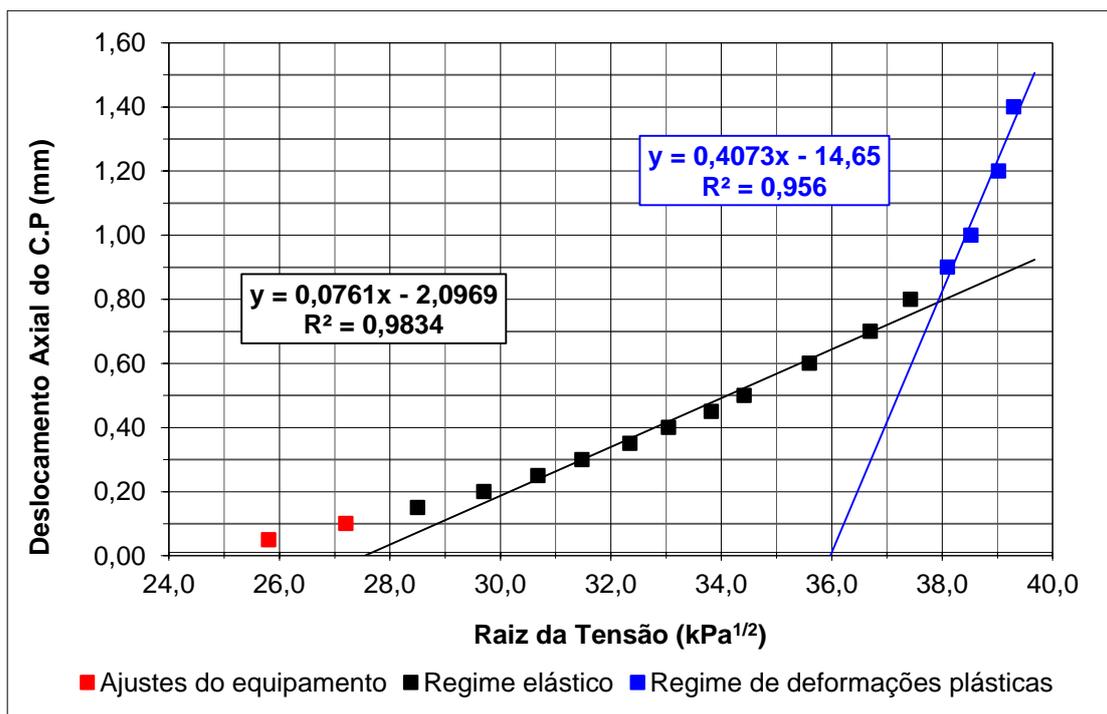


Figura A.47 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD sat 392 kPa – Solo Peixe - sem estabilização.

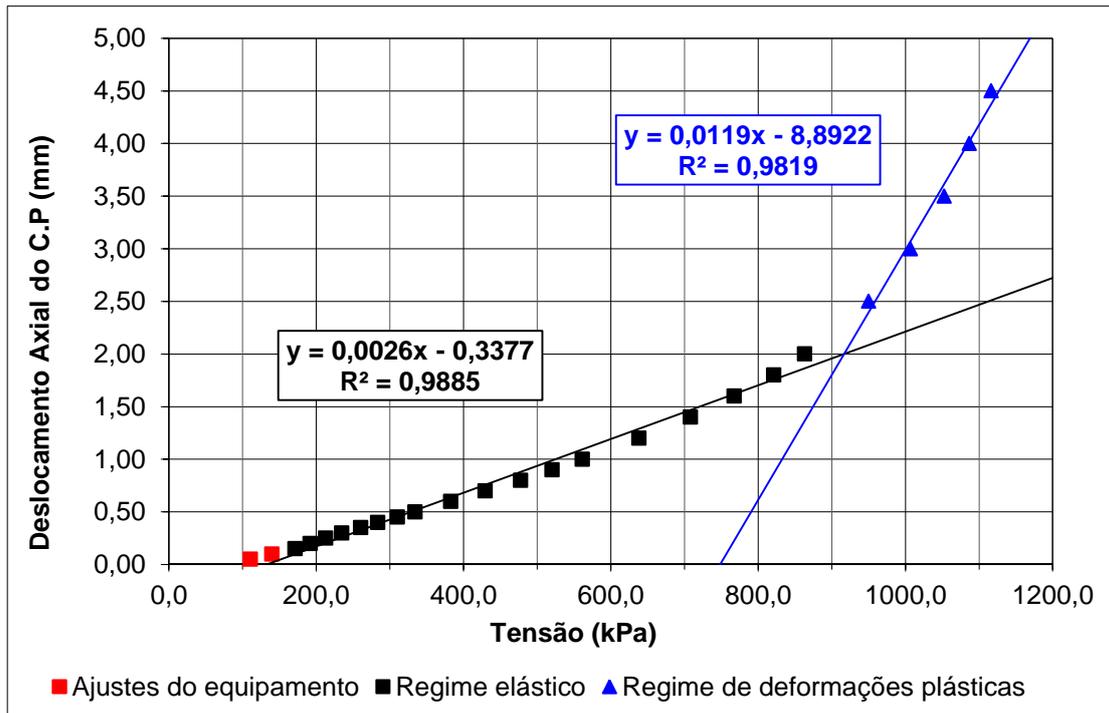


Figura A.48 Deslocamento Axial por  $\sigma_1$  - CU sat 98 kPa – Solo Peixe - sem estabilização.

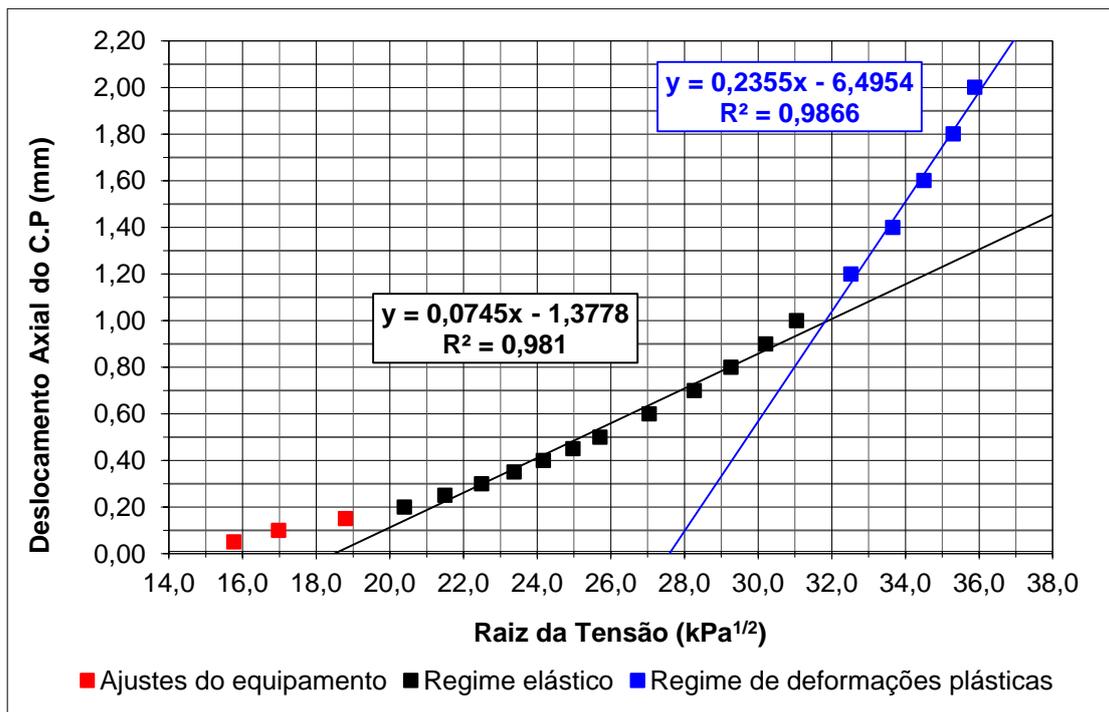


Figura A.49 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 196 kPa – Solo Peixe - sem estabilização.

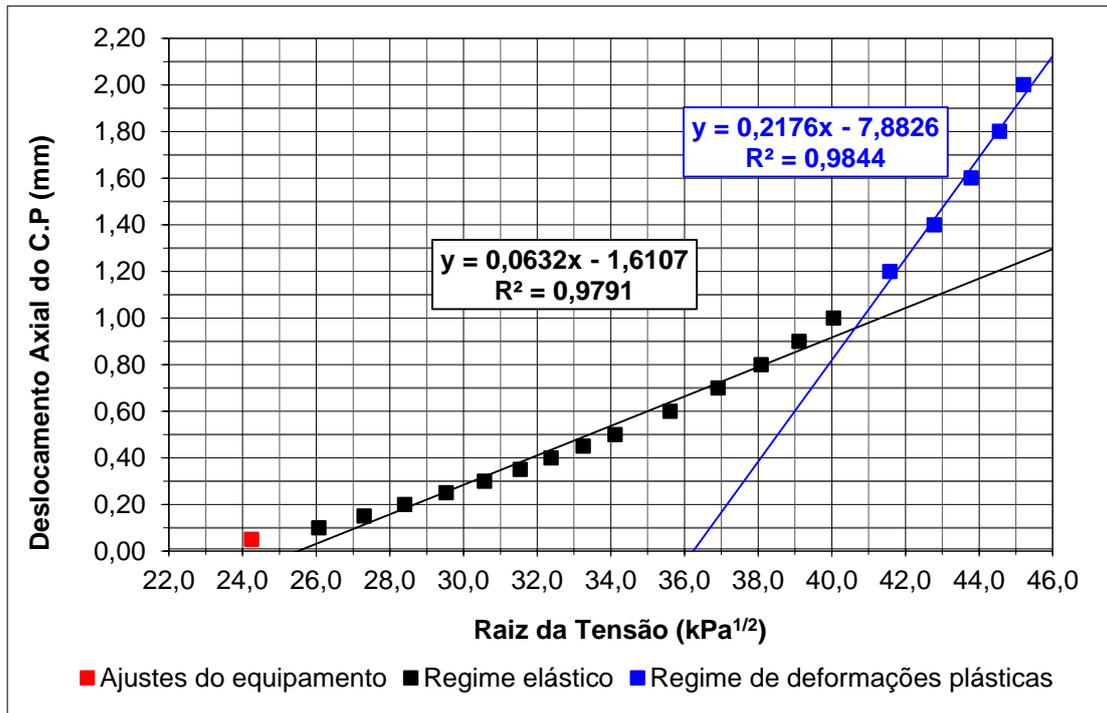


Figura A.50 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 392 kPa – Solo Peixe - sem estabilização.

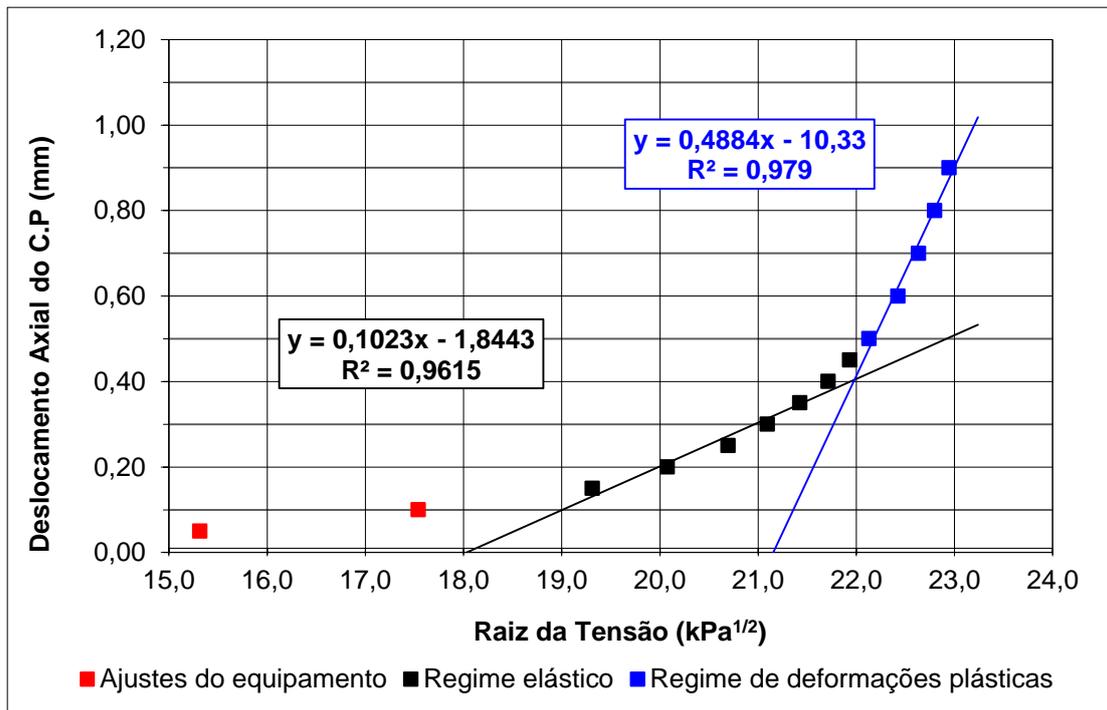


Figura A.51 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 98 kPa – Solo Peixe - sem estabilização.

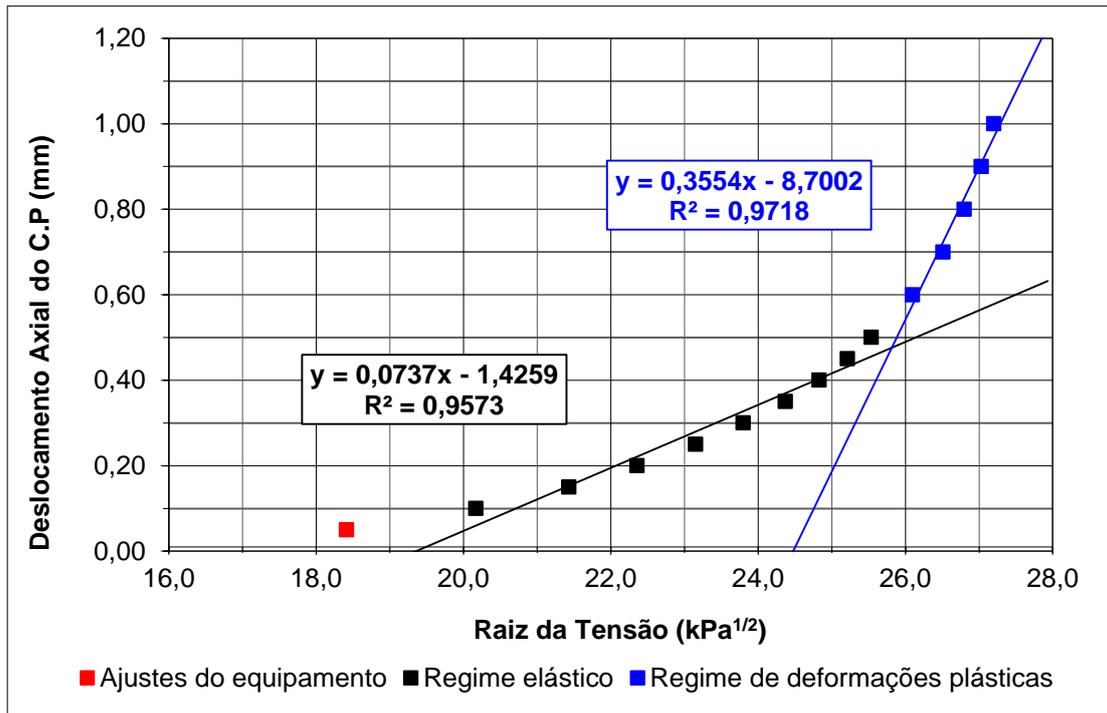


Figura A.52 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 196 kPa – Solo Peixe - sem estabilização.

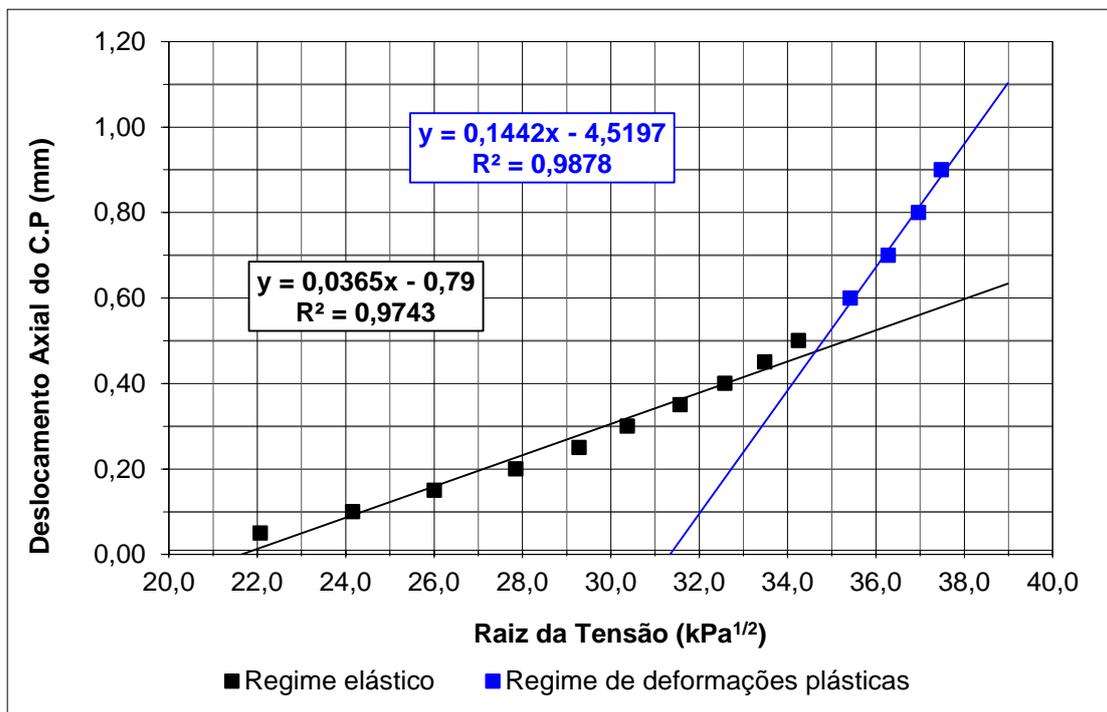


Figura A.53 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 392 kPa – Solo Peixe - sem estabilização.

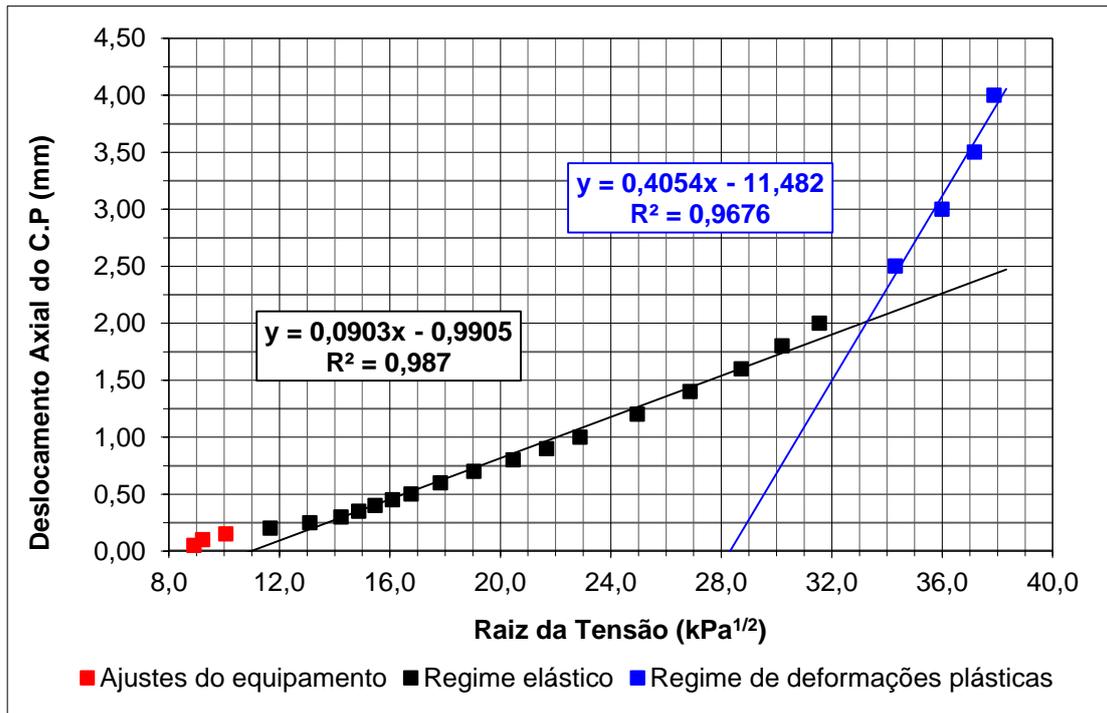


Figura A.54 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 49 kPa – Solo Peixe – 2% cal.

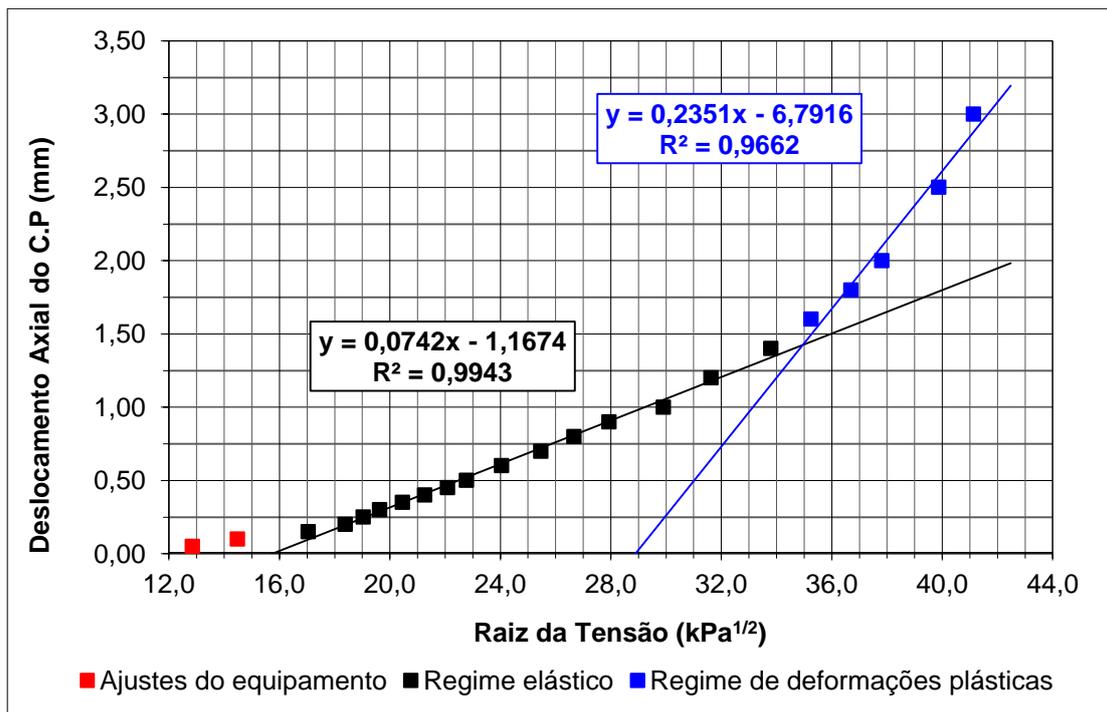


Figura A.55 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 98 kPa – Solo Peixe – 2% cal.

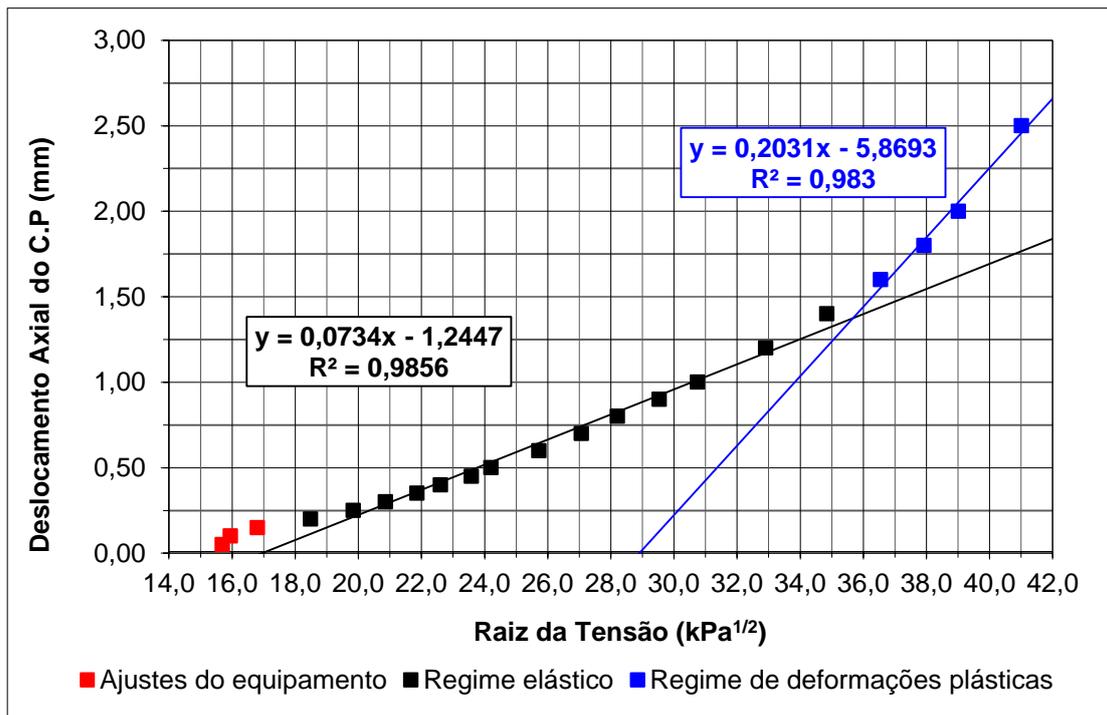


Figura A.56 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 196 kPa – Solo Peixe – 2% cal.

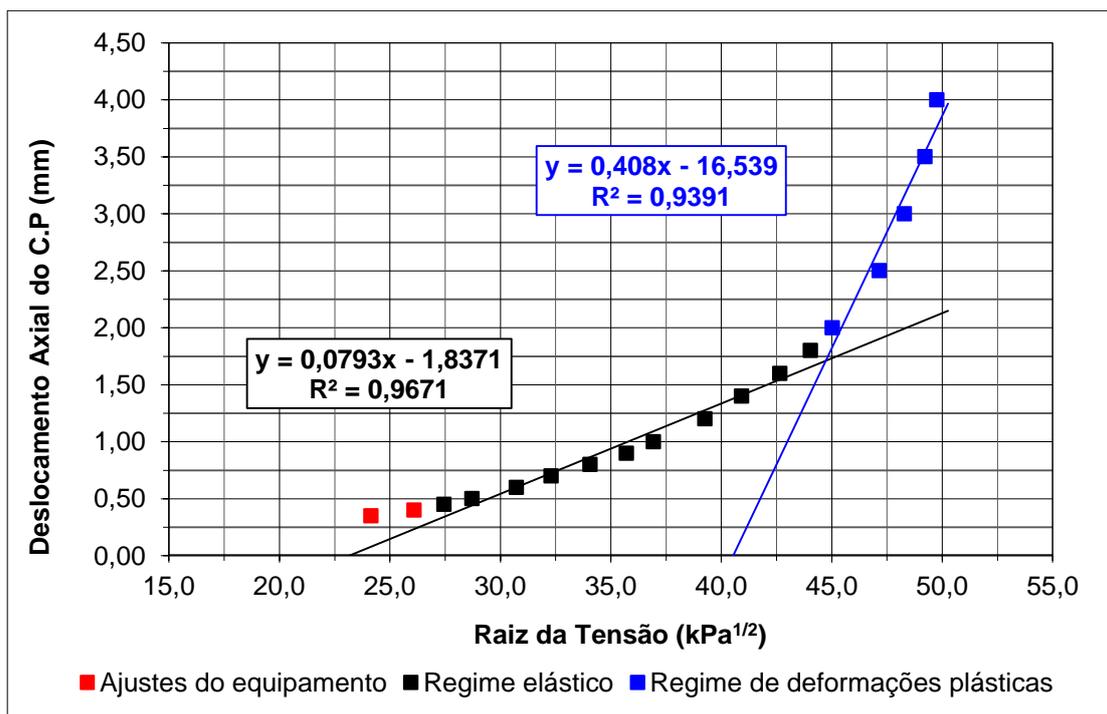


Figura A.57 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CU sat 392 kPa – Solo Peixe – 2% cal.

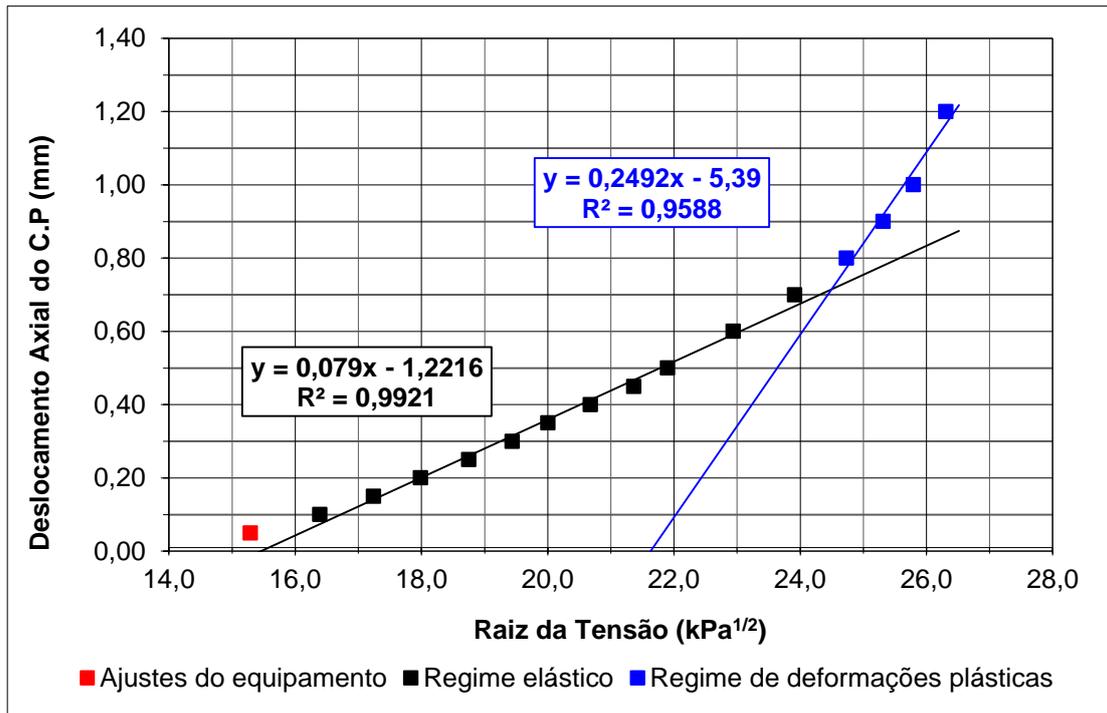


Figura A.58 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 49 kPa – Solo Peixe - 2% cal.

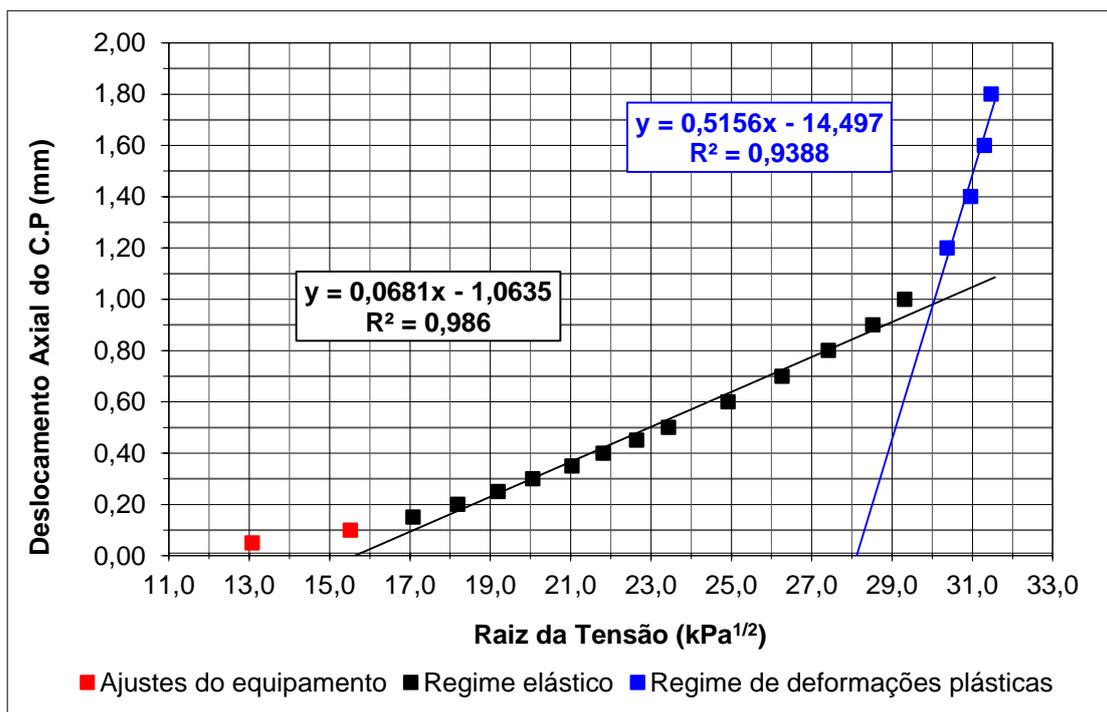


Figura A.59 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 98 kPa – Solo Peixe - 2% cal.

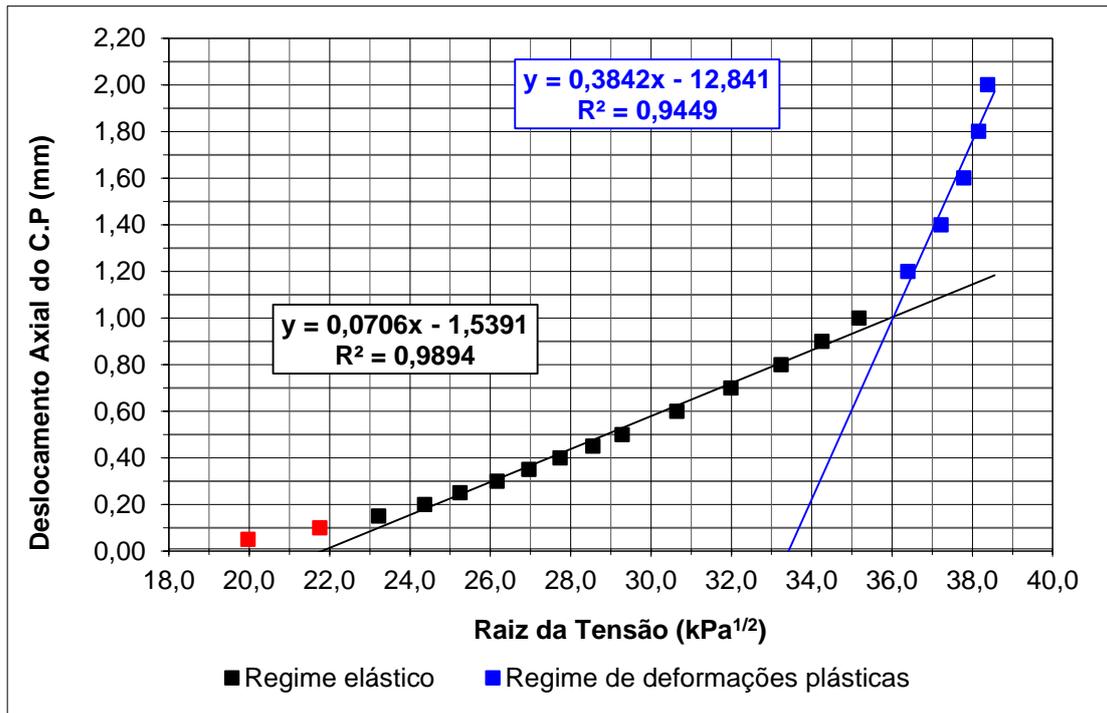


Figura A.60 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 196 kPa – Solo Peixe - 2% cal.

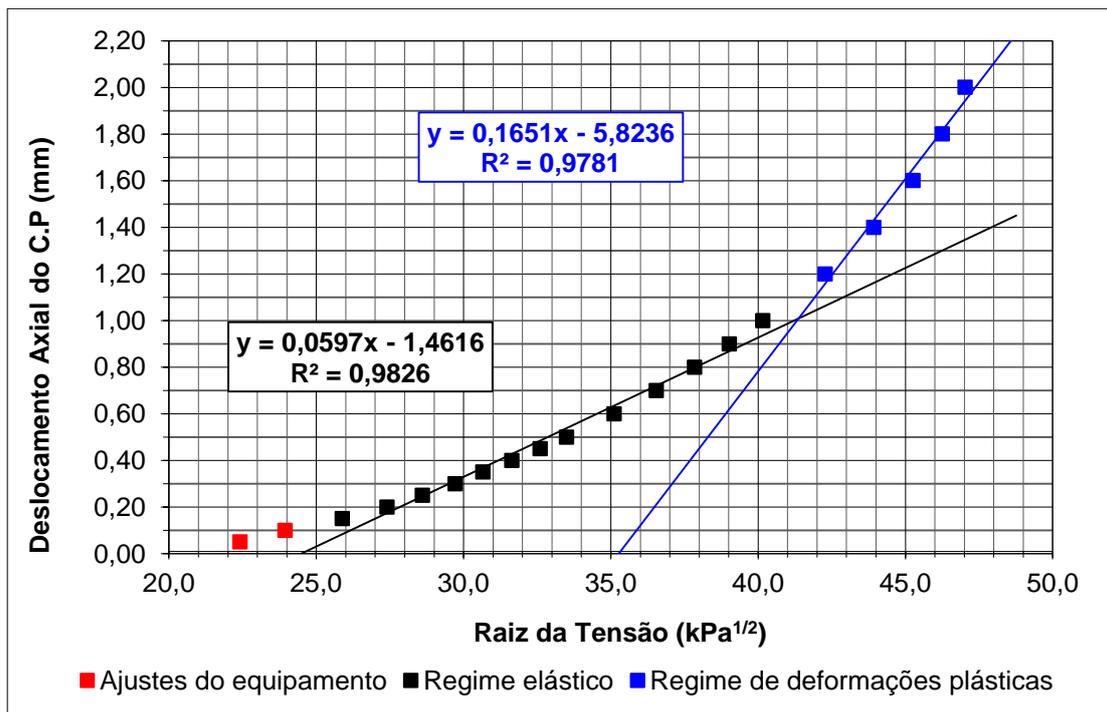


Figura A.61 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  - CD nat 392 kPa – Solo Peixe - 2% cal.

## B. ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO $K_0$

Esse apêndice apresenta os resultados dos ensaios triaxiais tipo  $k_0$  utilizados nas análises de obtenção dos pontos de plastificação para as amostras de solo estudadas.

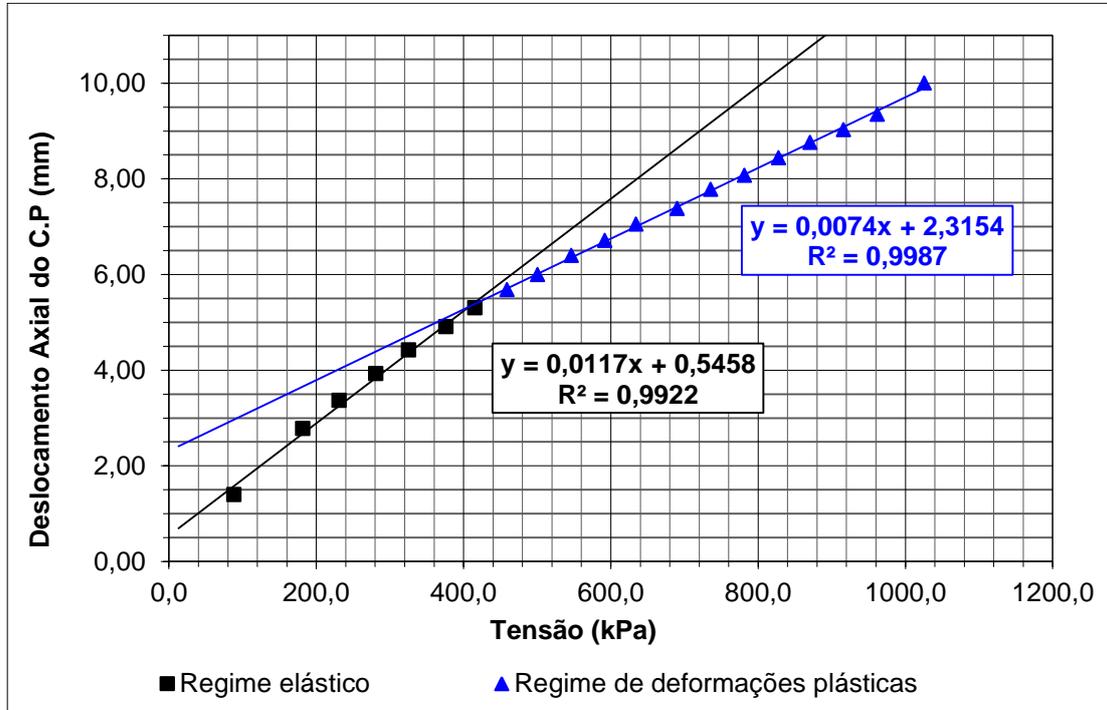


Figura B.1 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo  $k_0$  - Solo Corumbá - sem estabilização.

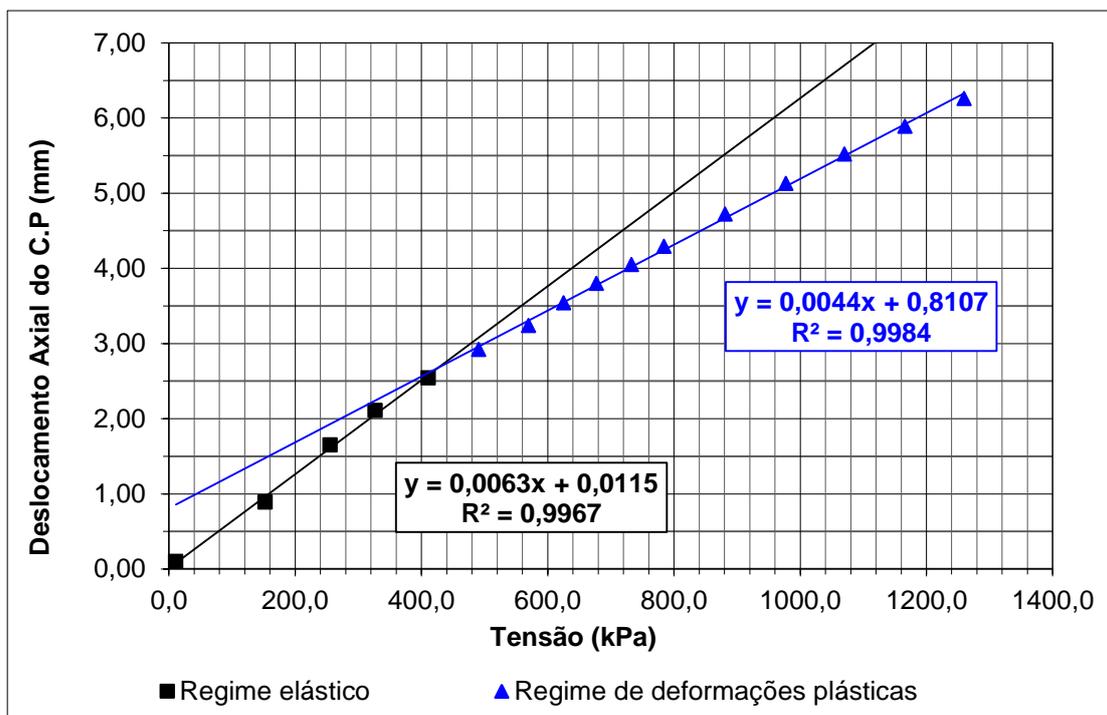


Figura B.2 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo  $k_0$  - Solo Corumbá - 4% de cal.

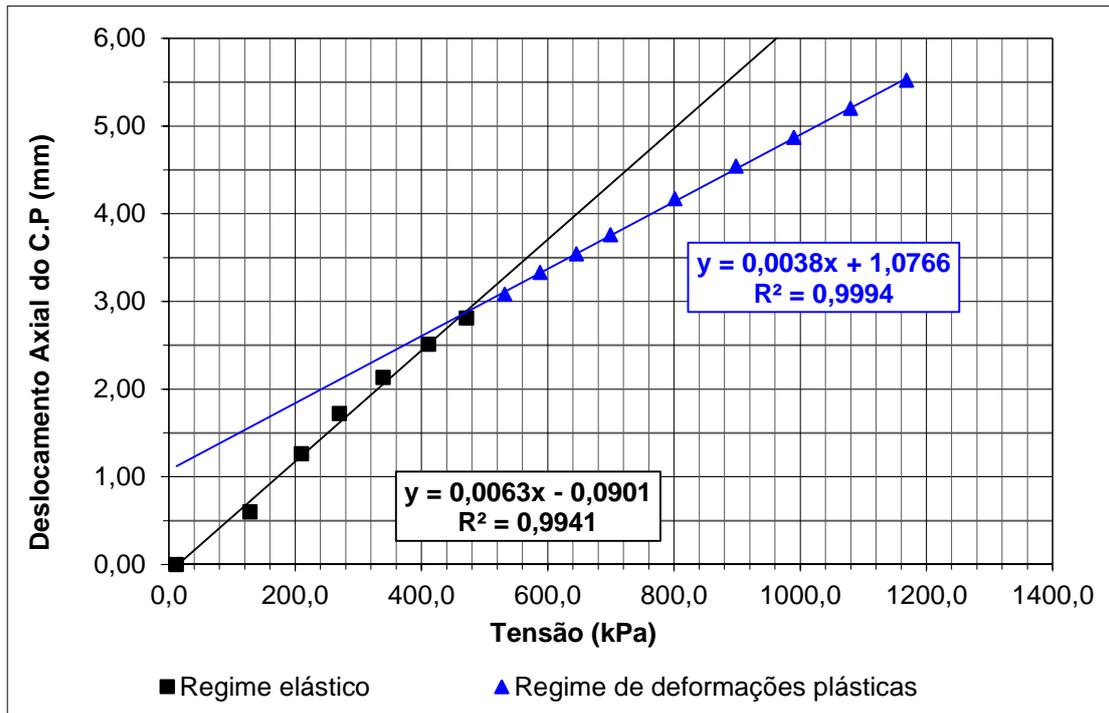


Figura B.3 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo  $k_0$  - Solo Corumbá – 6% de cal.

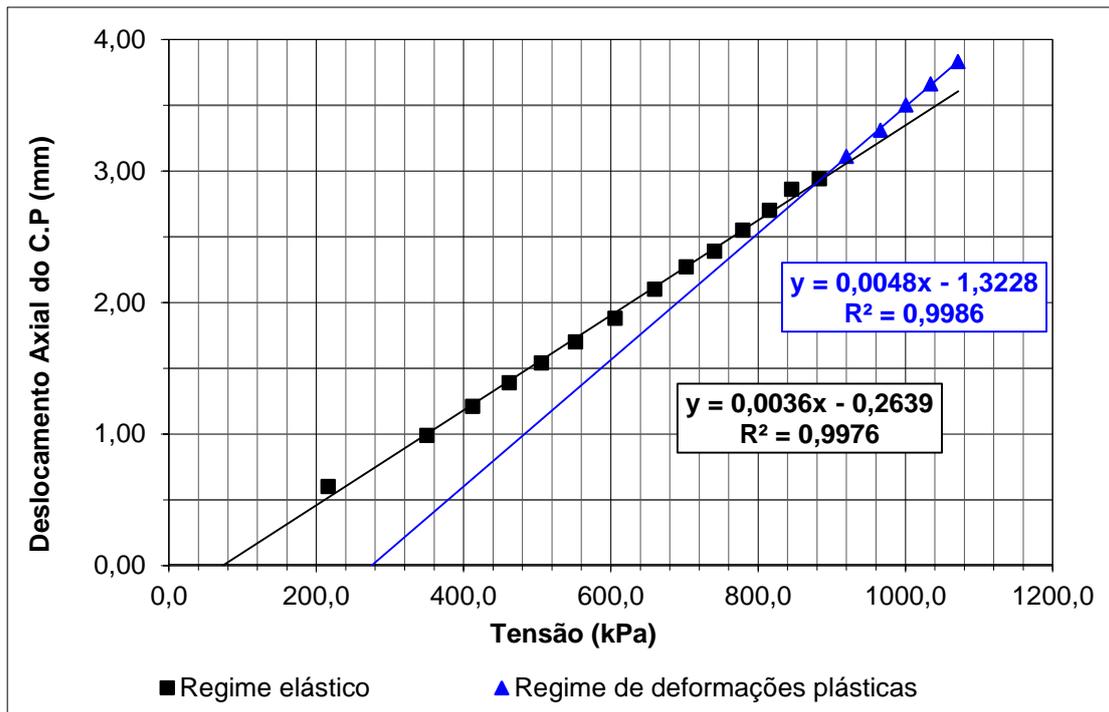


Figura B.4 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical - Triaxial tipo  $k_0$  - Solo Goiânia - sem estabilização.

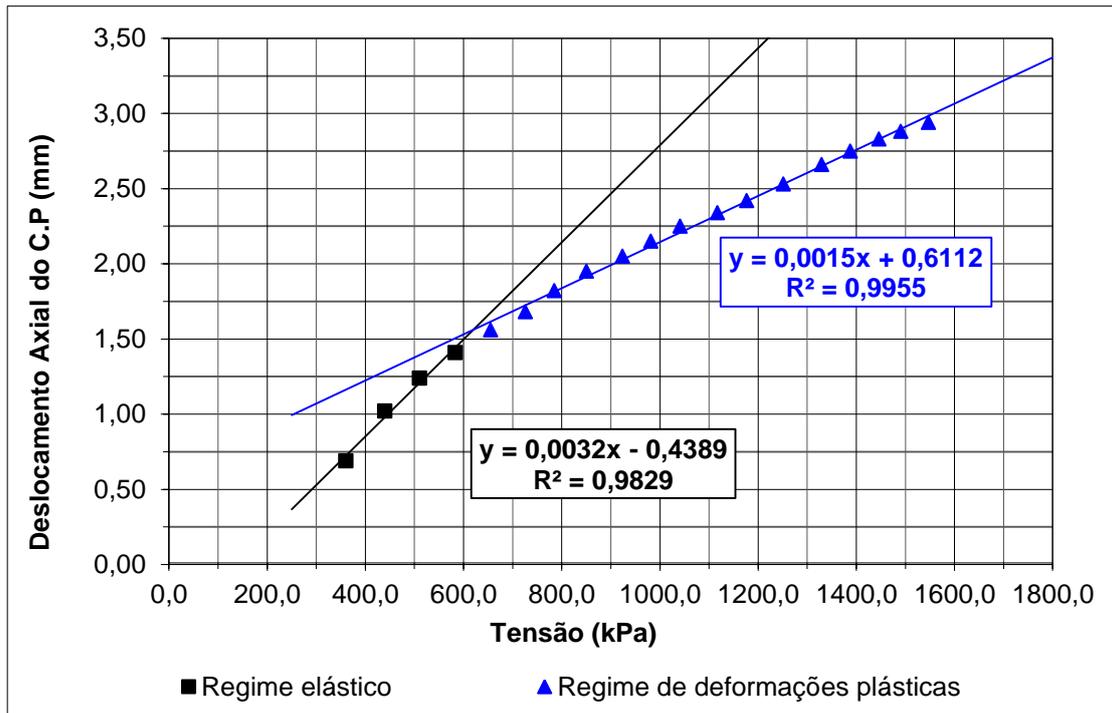


Figura B.5 Variação do Deslocamento Axial pela Tensão Vertical – Triaxial tipo  $k_0$  - Solo Peixe - sem estabilização.

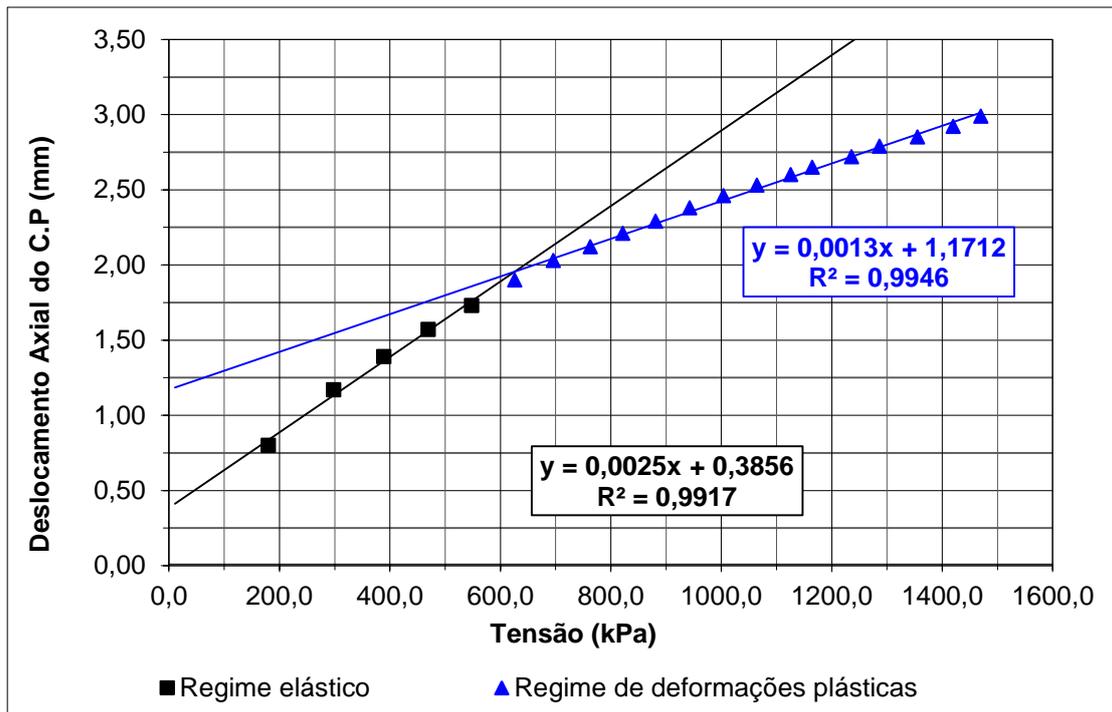


Figura B.6 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical – Triaxial tipo  $k_0$  - Solo Peixe - 2% de cal.

### C. ENSAIOS TRIAXIAIS A DIFERENTES TRAJETÓRIAS

Esse apêndice apresenta os resultados dos ensaios triaxiais a diferentes trajetórias utilizados nas análises de obtenção dos pontos de plastificação.

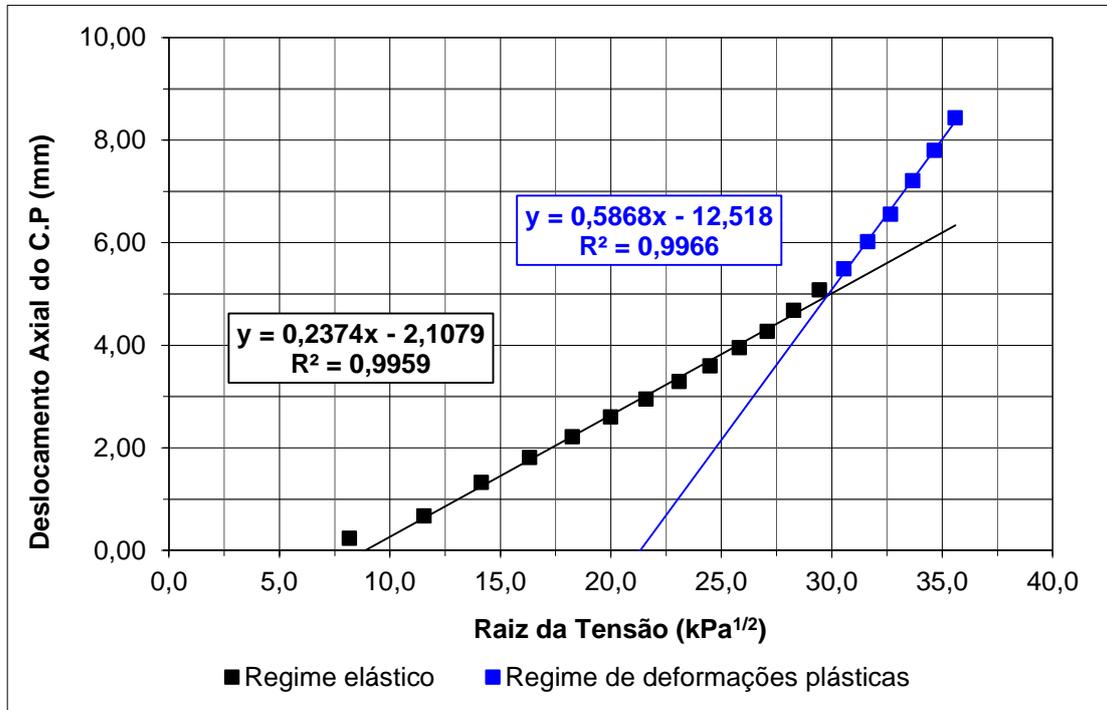


Figura C.1 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  sat – Solo Corumbá 4% de cal.

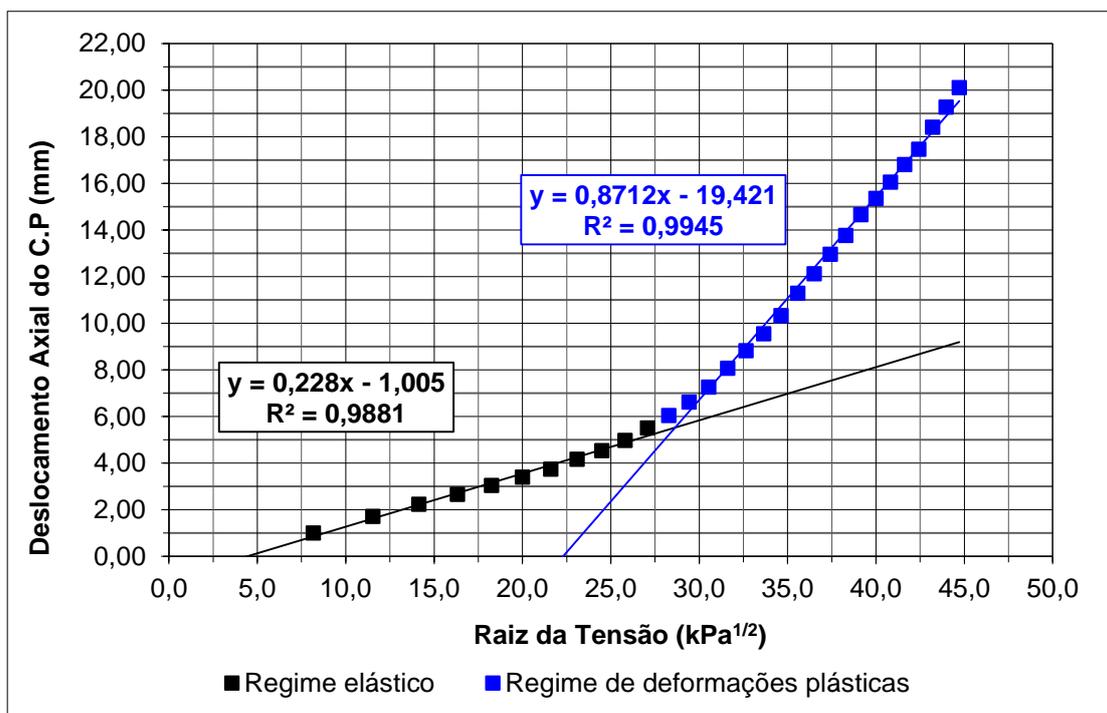


Figura C.2 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  sat – Solo Corumbá 6% de cal.

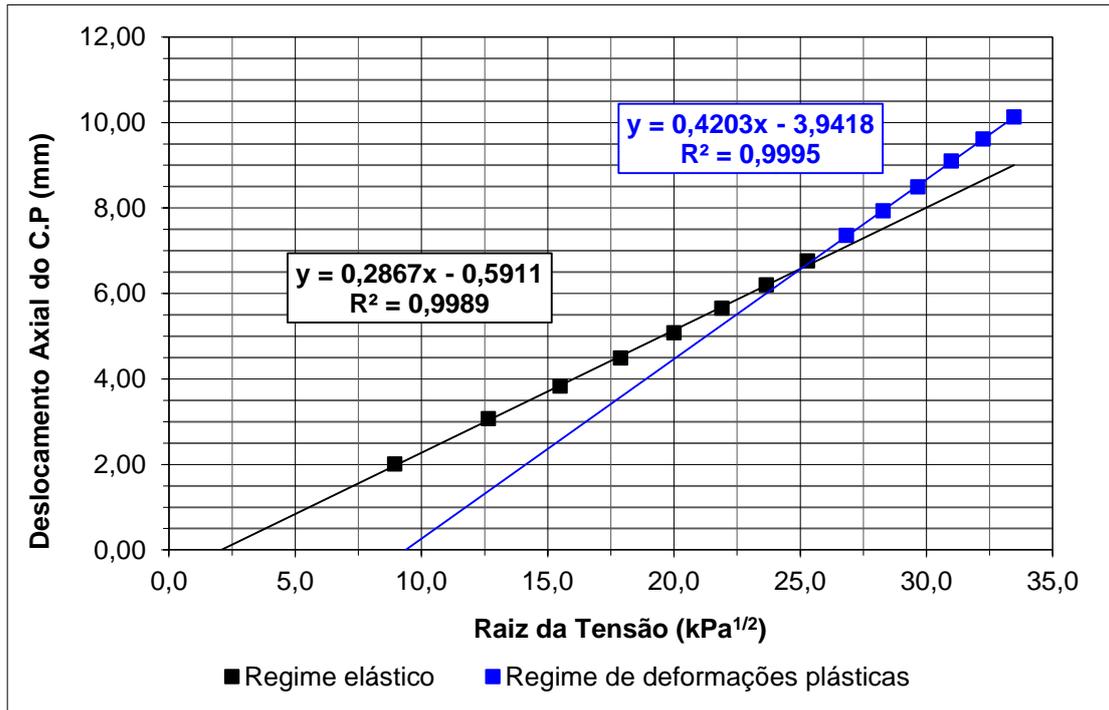


Figura C.3 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  sat - Solo Corumbá sem estabilização.

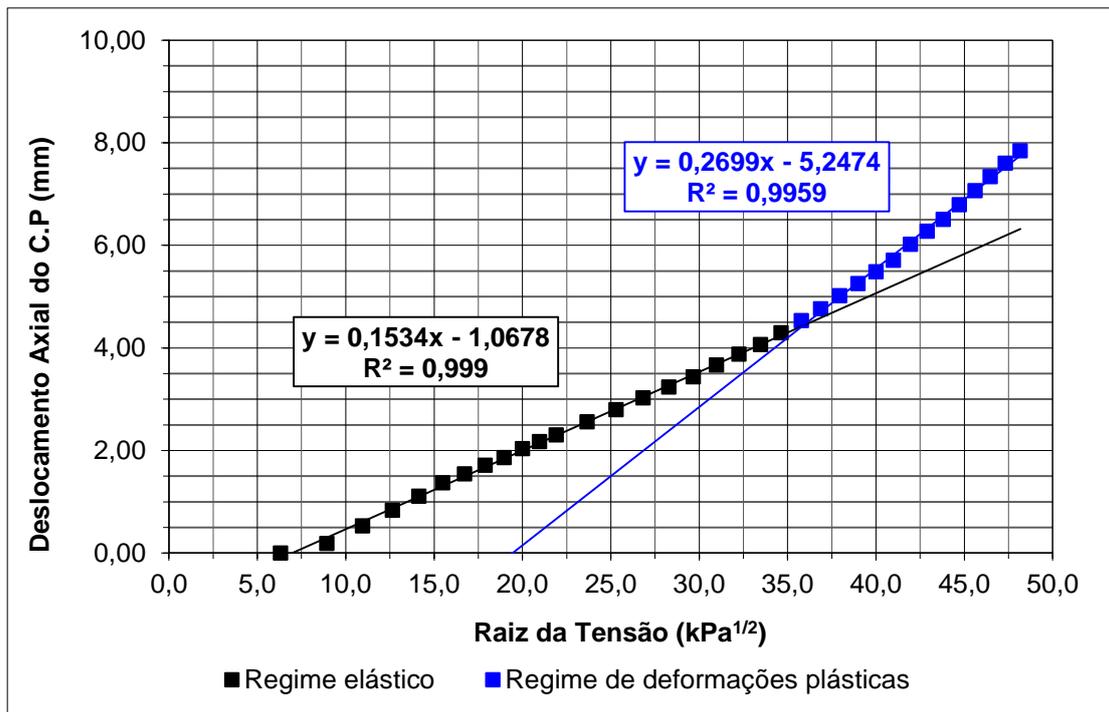


Figura C.4 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  sat - Solo Corumbá 4% de cal.

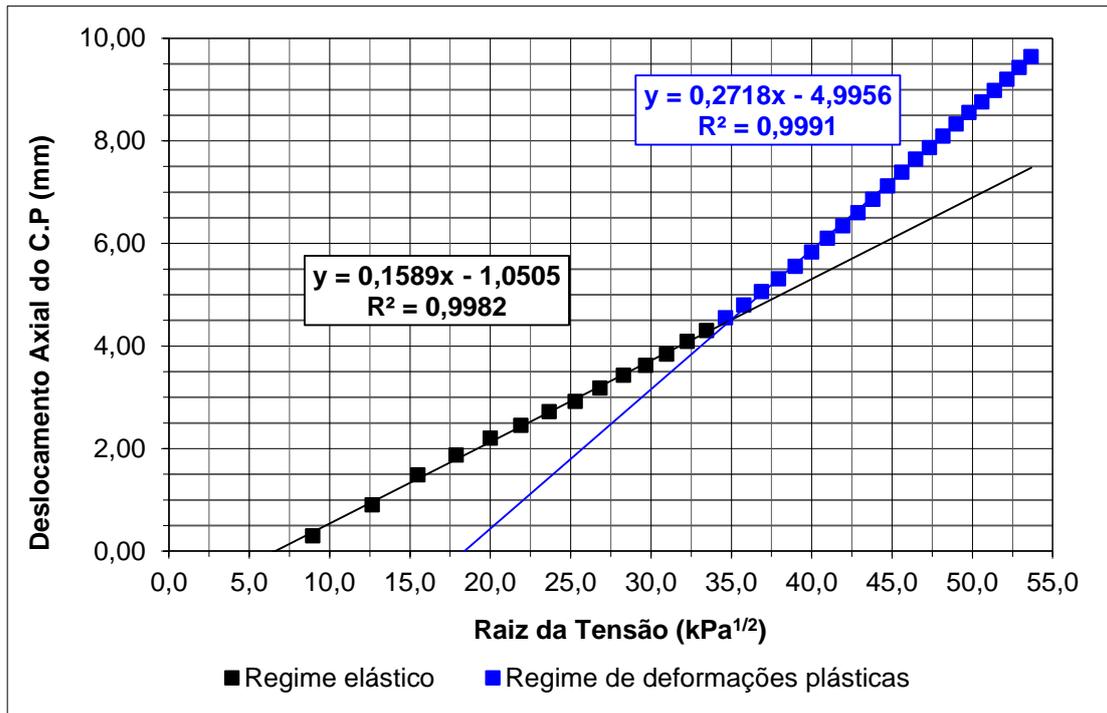


Figura C.5 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,5$  sat - Solo Corumbá 6% de cal.

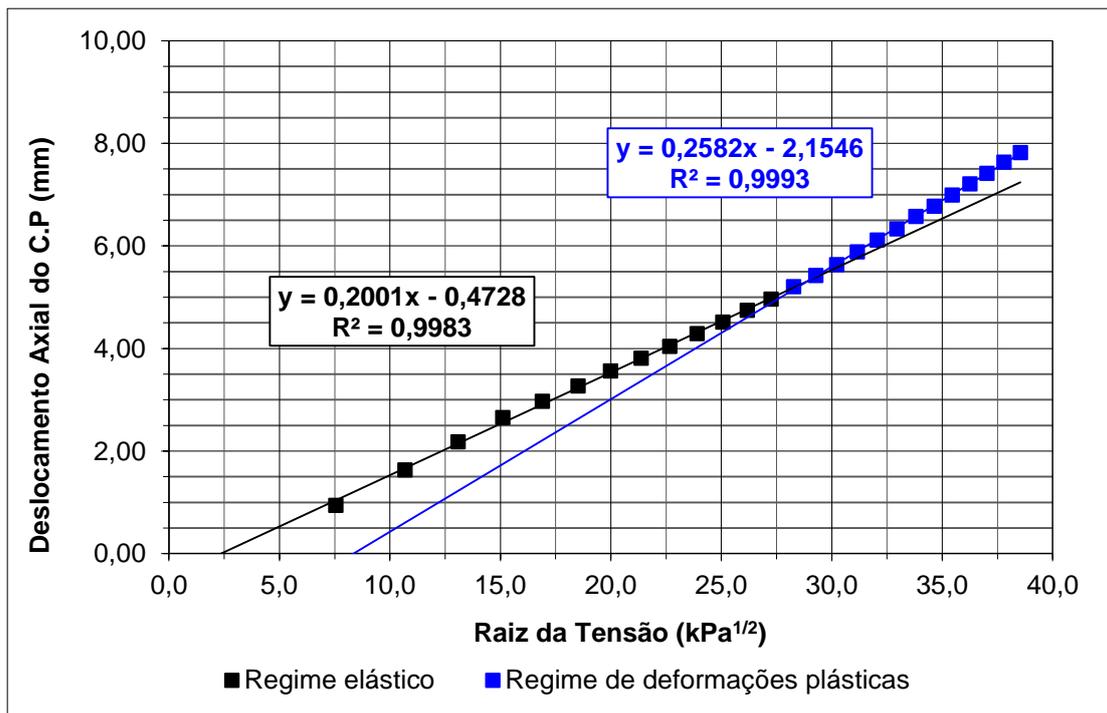


Figura C.6 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,7$  sat - Solo Corumbá sem estabilização.

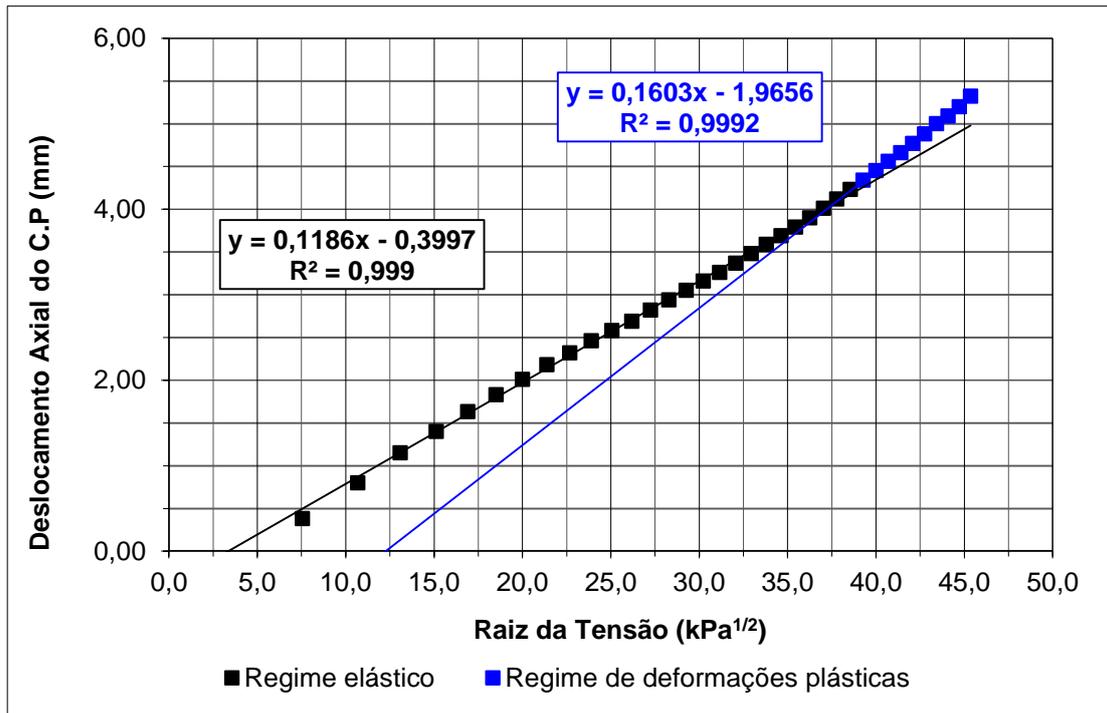


Figura C.7 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  sat - Solo Corumbá 4% de cal.

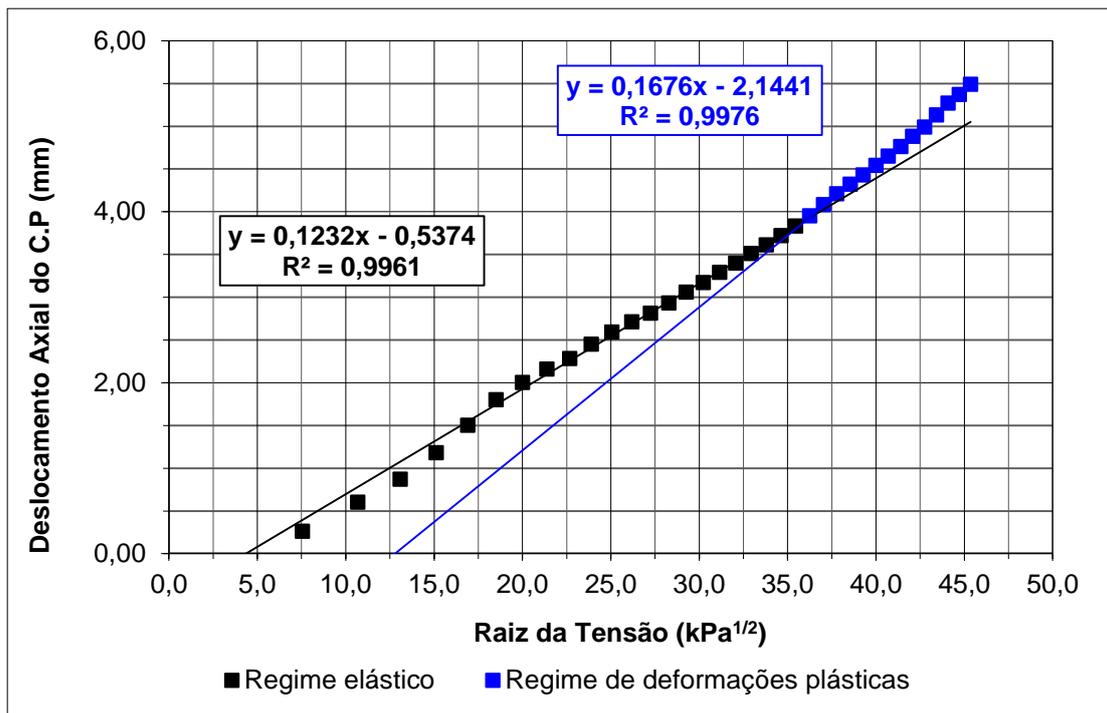


Figura C.8 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  sat - Solo Corumbá 6% de cal.

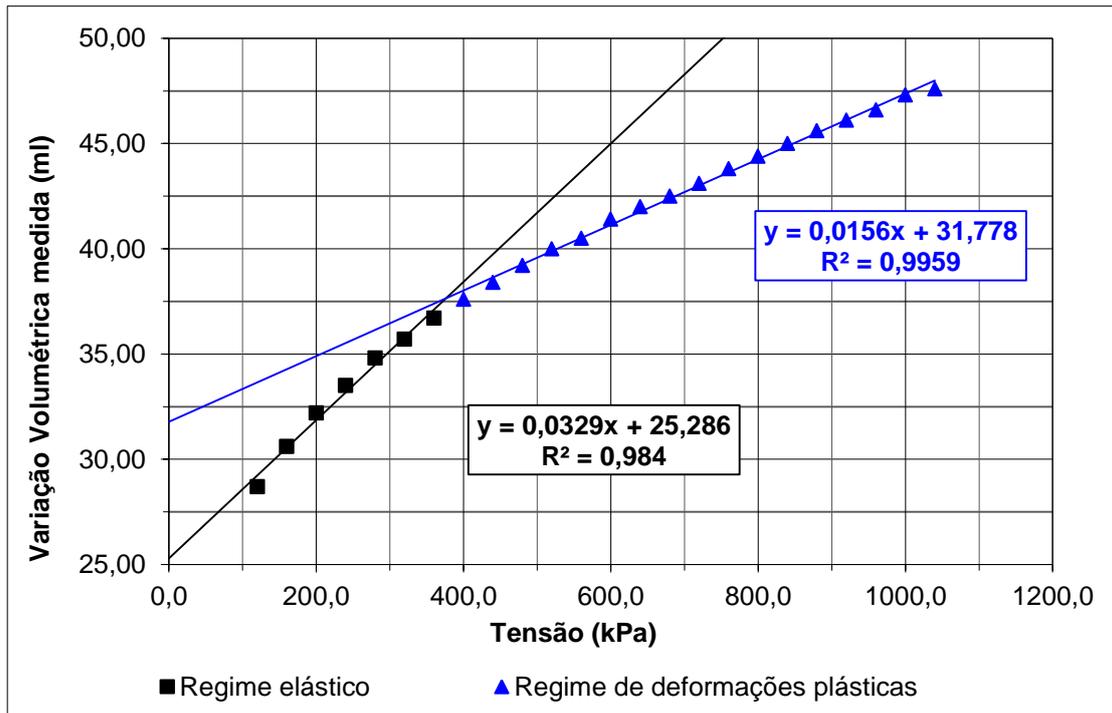


Figura C.9 Variação volumétrica medida por  $\sigma_1 - k = 1,0$  sat - Solo Corumbá sem estabilização.

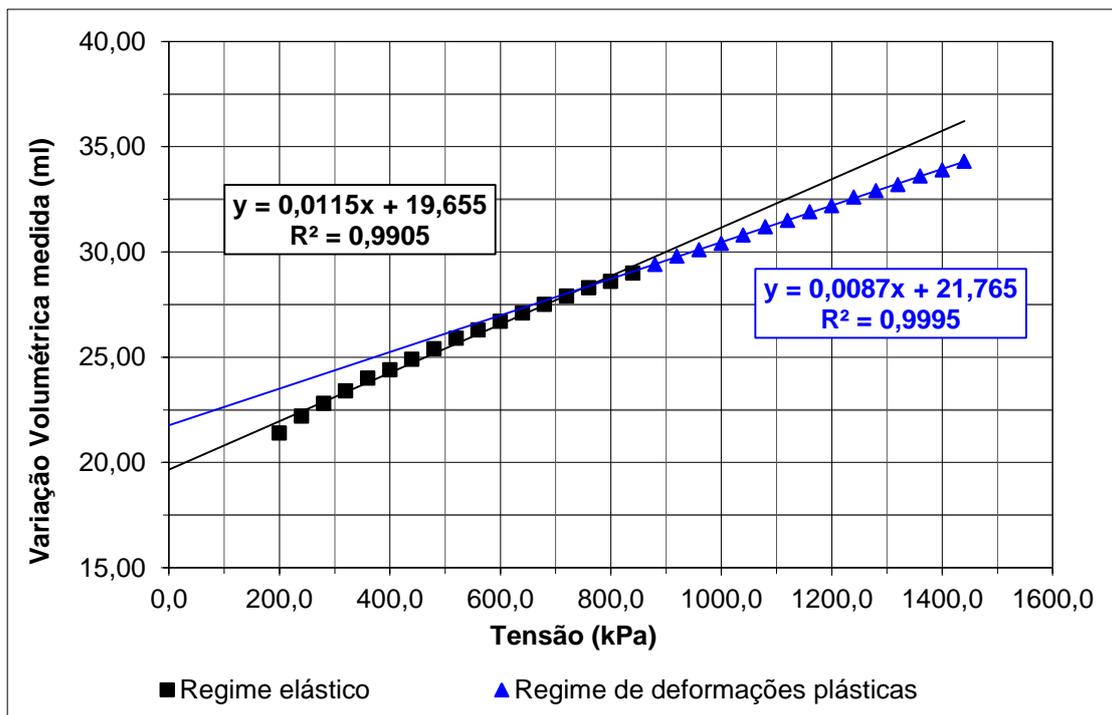


Figura C.10 Variação Volumétrica medida por  $\sigma_1 - k = 1,0$  sat - Solo Corumbá 4% de cal.

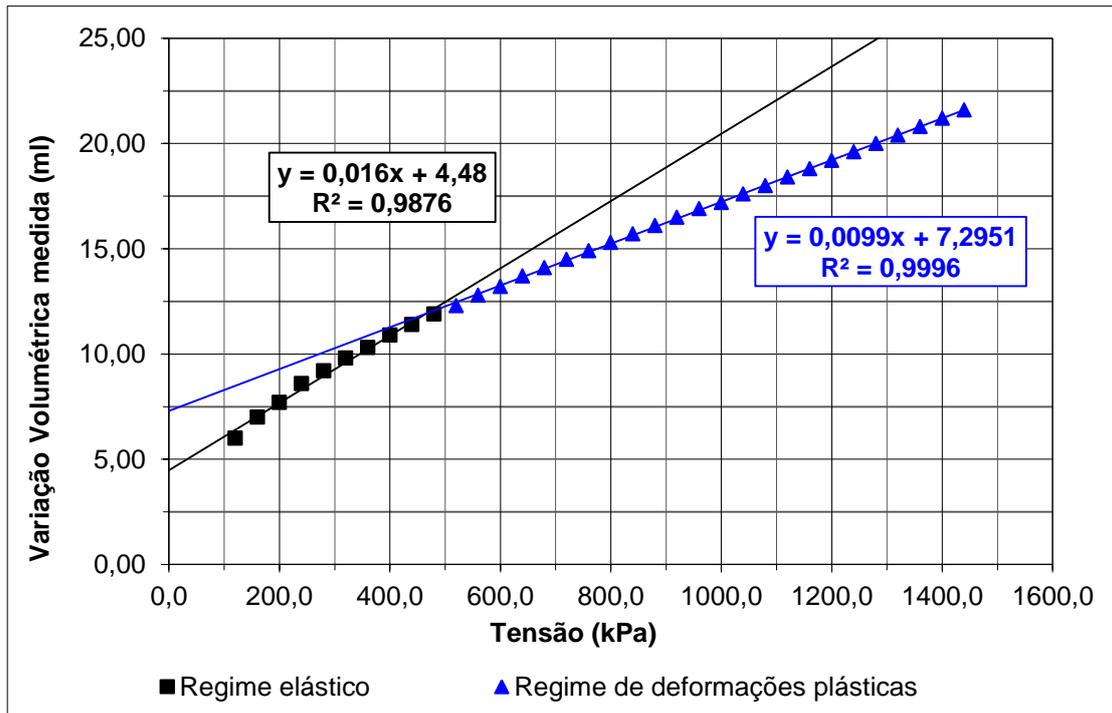


Figura C.11 Variação Volumétrica medida por  $\sigma_1 - k = 1,0$  sat - Solo Corumbá 6% de cal.

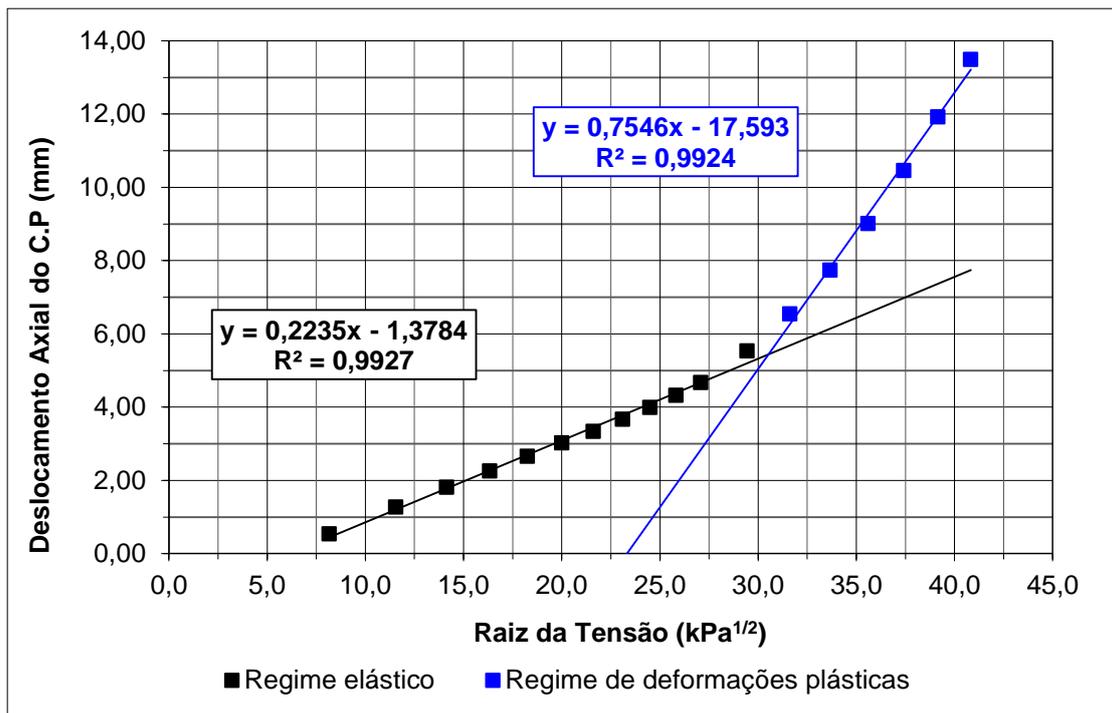


Figura C.12 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  nat – Solo Corumbá 4% de cal.

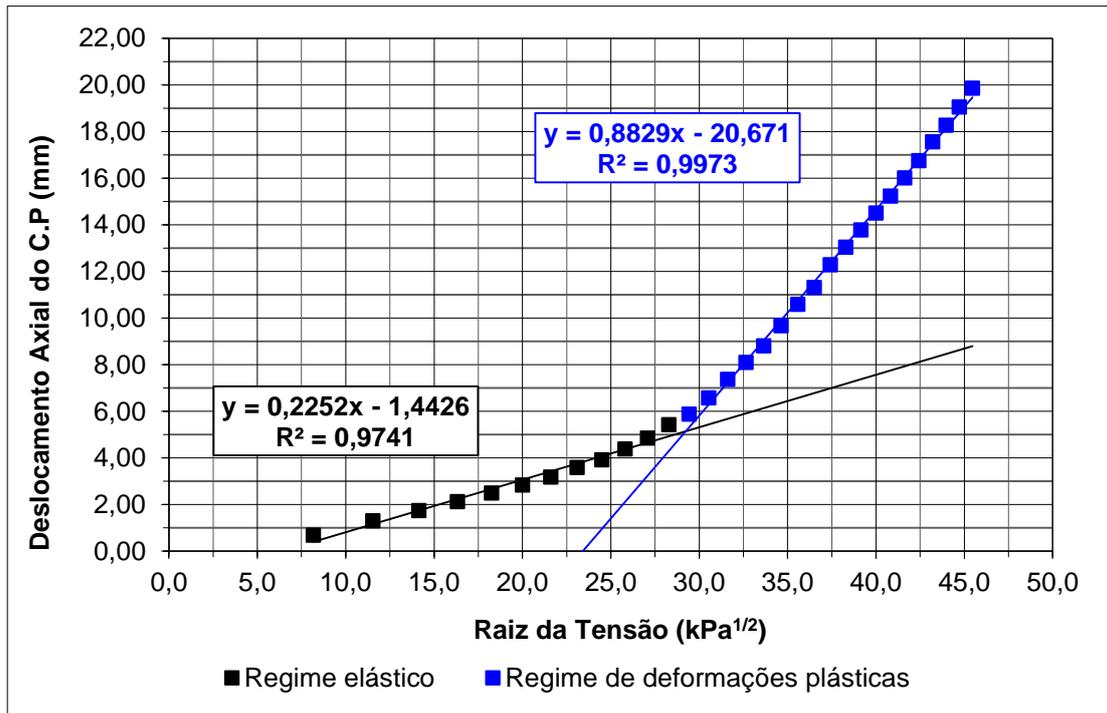


Figura C.13 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,3$  nat – Solo Corumbá 6% de cal.

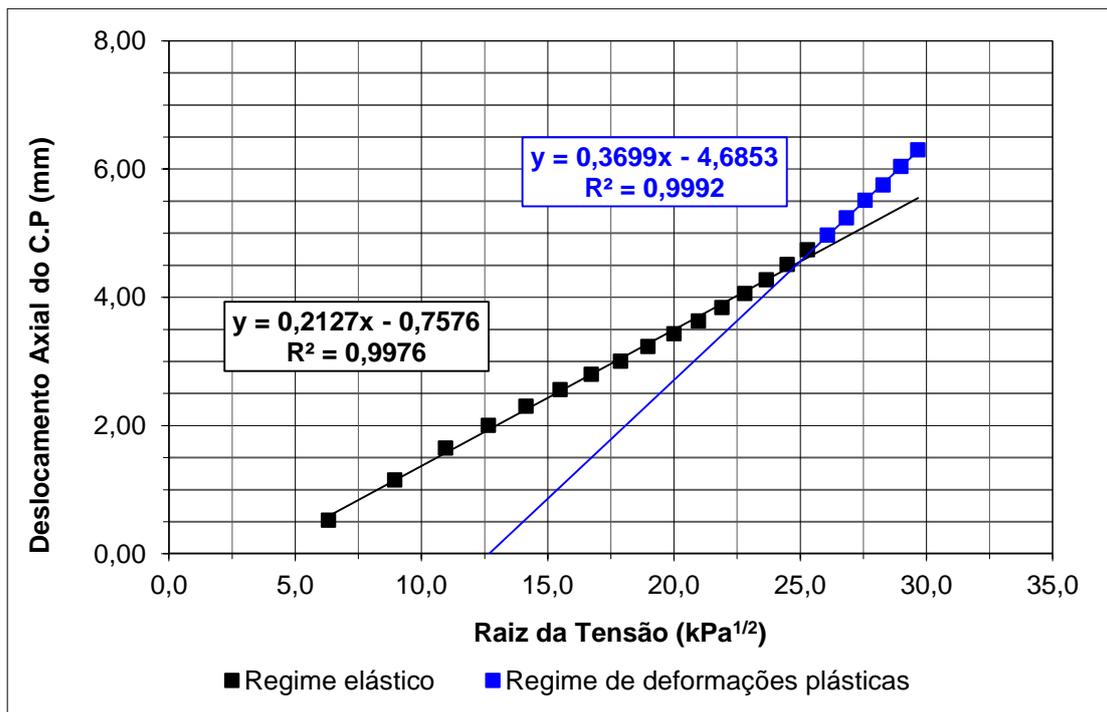


Figura C.14 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,5$  nat - Solo Corumbá sem estabilização.

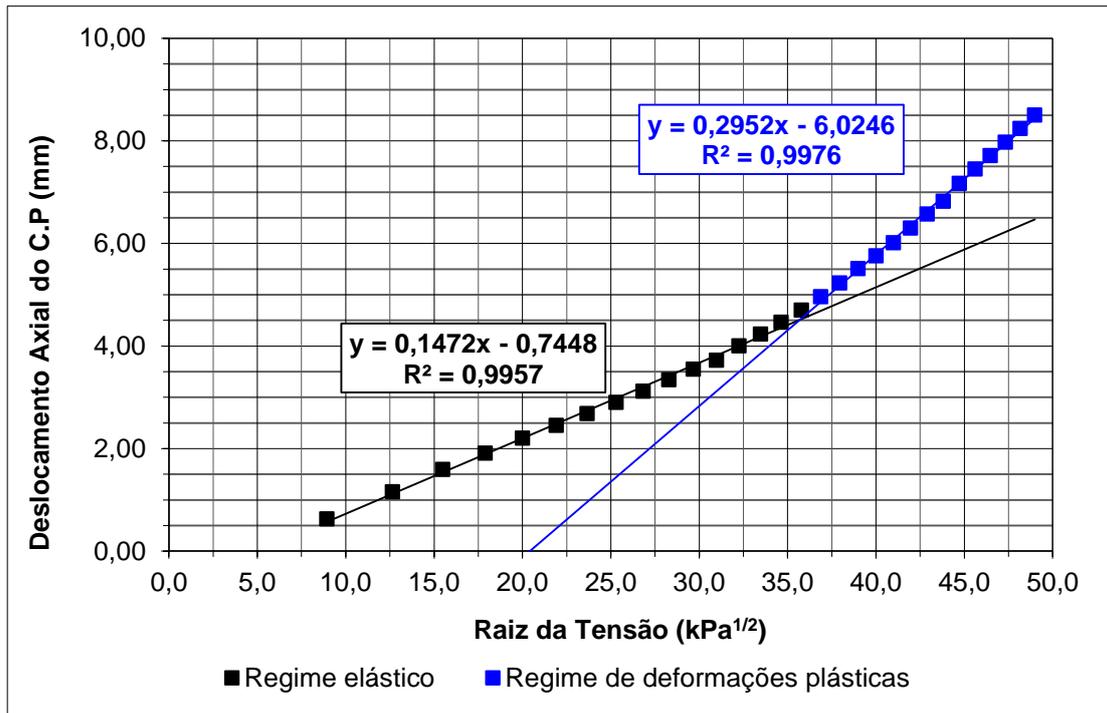


Figura C.15 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,5$  nat - Solo Corumbá 4% de cal.

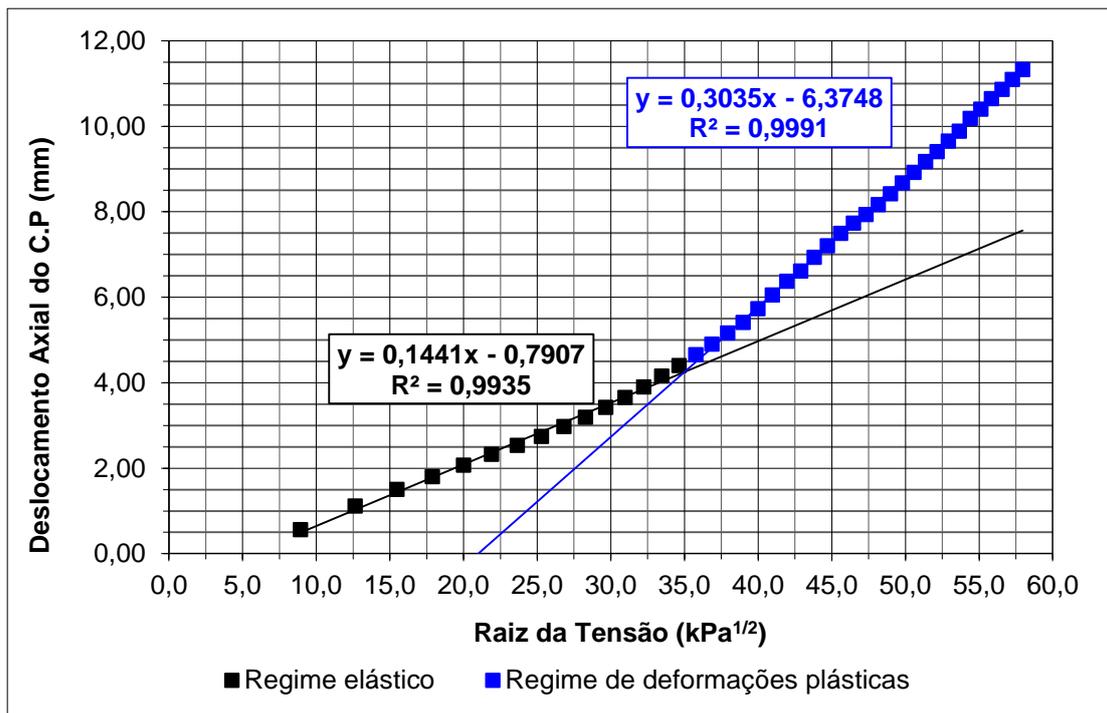


Figura C.16 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,5$  nat - Solo Corumbá 6% de cal.

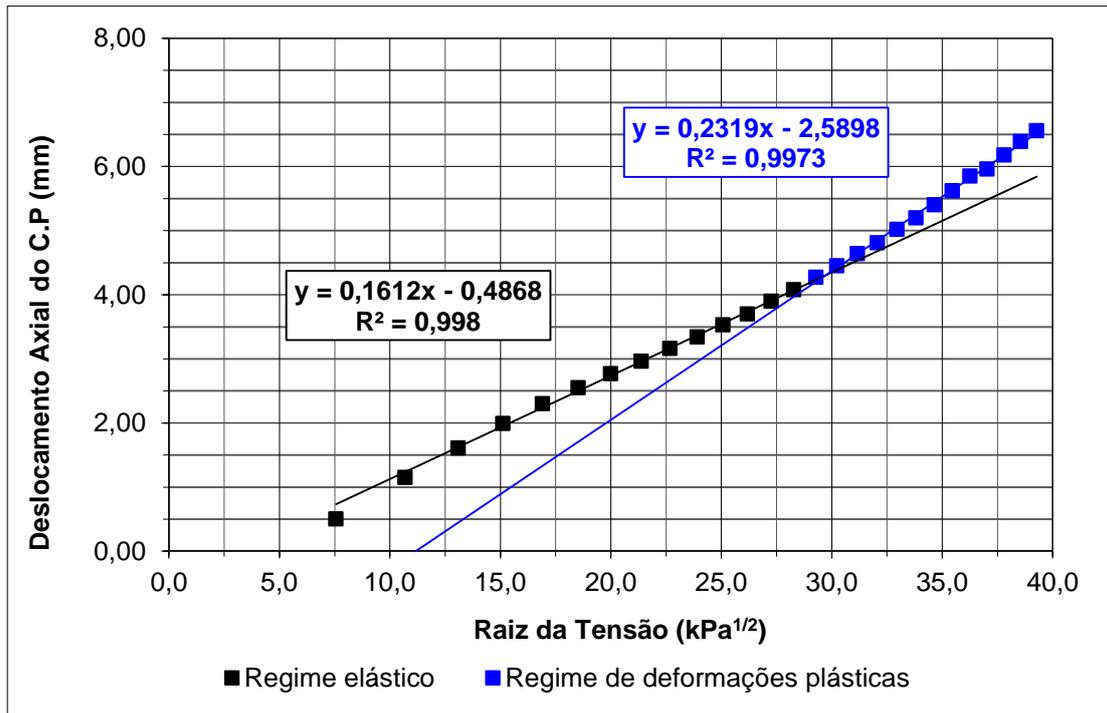


Figura C.17 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,7$  nat - Solo Corumbá sem estabilização.

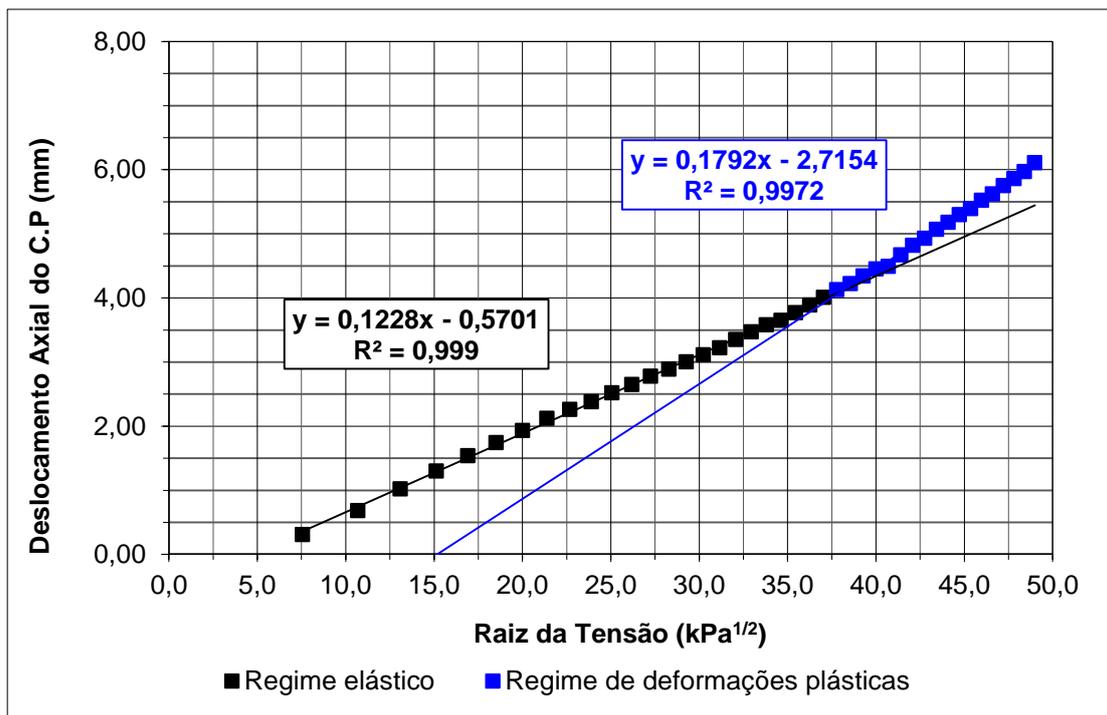


Figura C.18 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,7$  nat - Solo Corumbá 4% de cal.

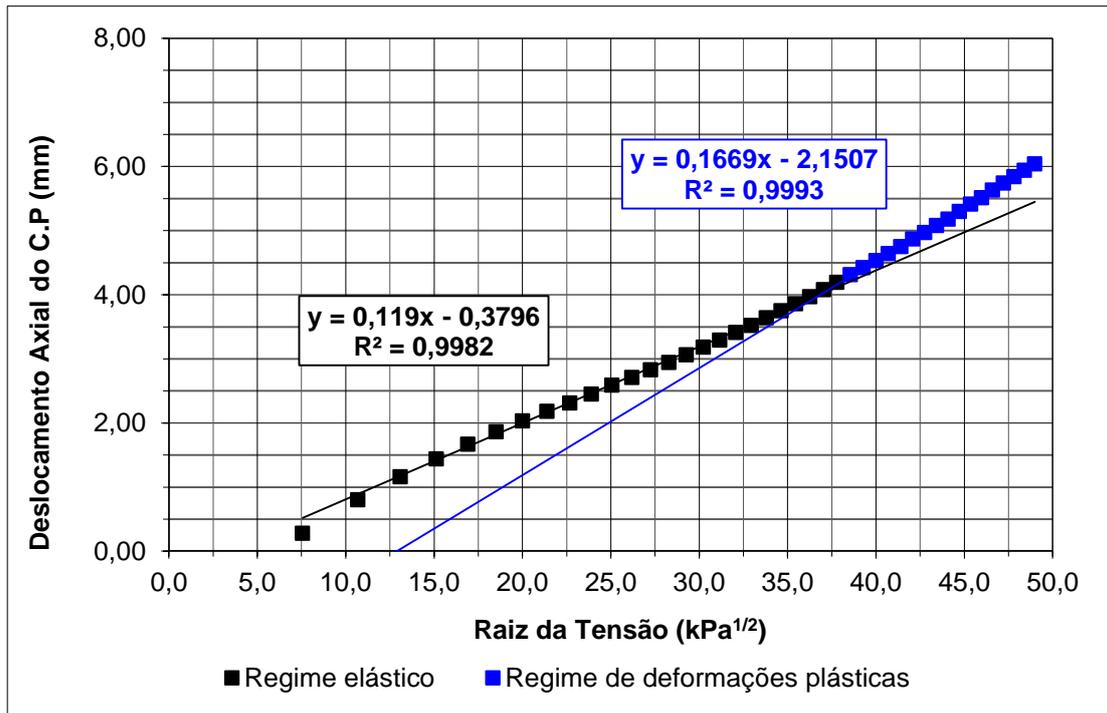


Figura C.19 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,7$  nat - Solo Corumbá 6% de cal.

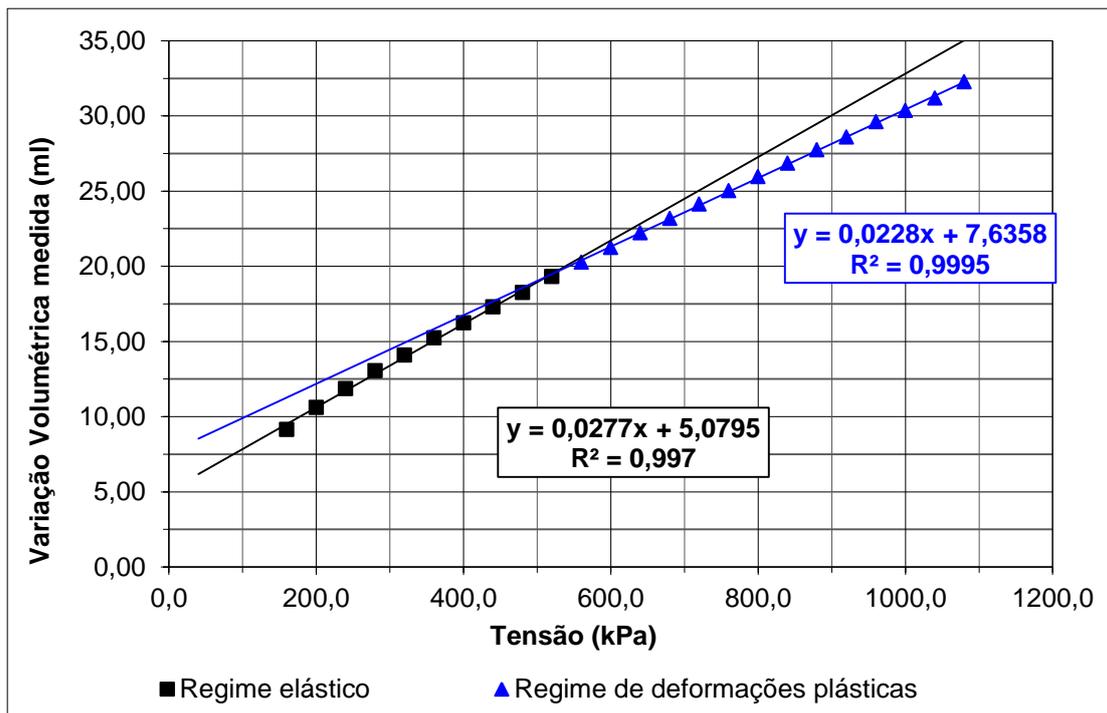


Figura C.20 Variação Volumétrica medida por  $\sigma_1$  -  $k = 1,0$  nat - Solo Corumbá sem estabilização.

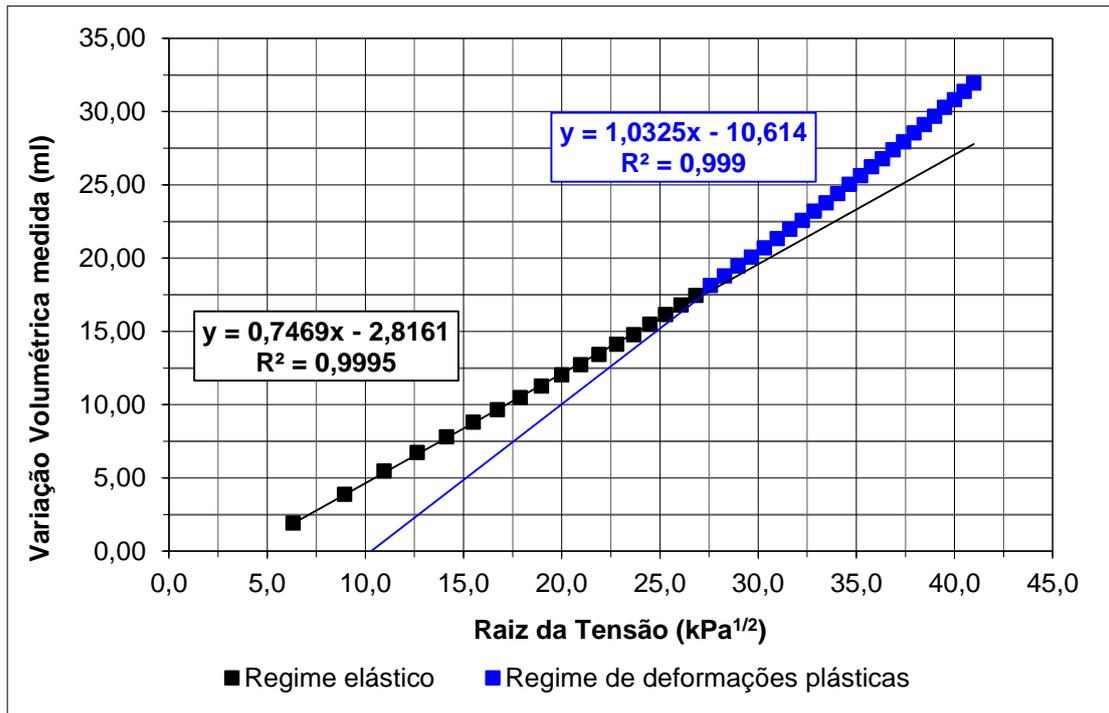


Figura C.21 Variação Volumétrica medida por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 1,0$  nat - Solo Corumbá 4% de cal.

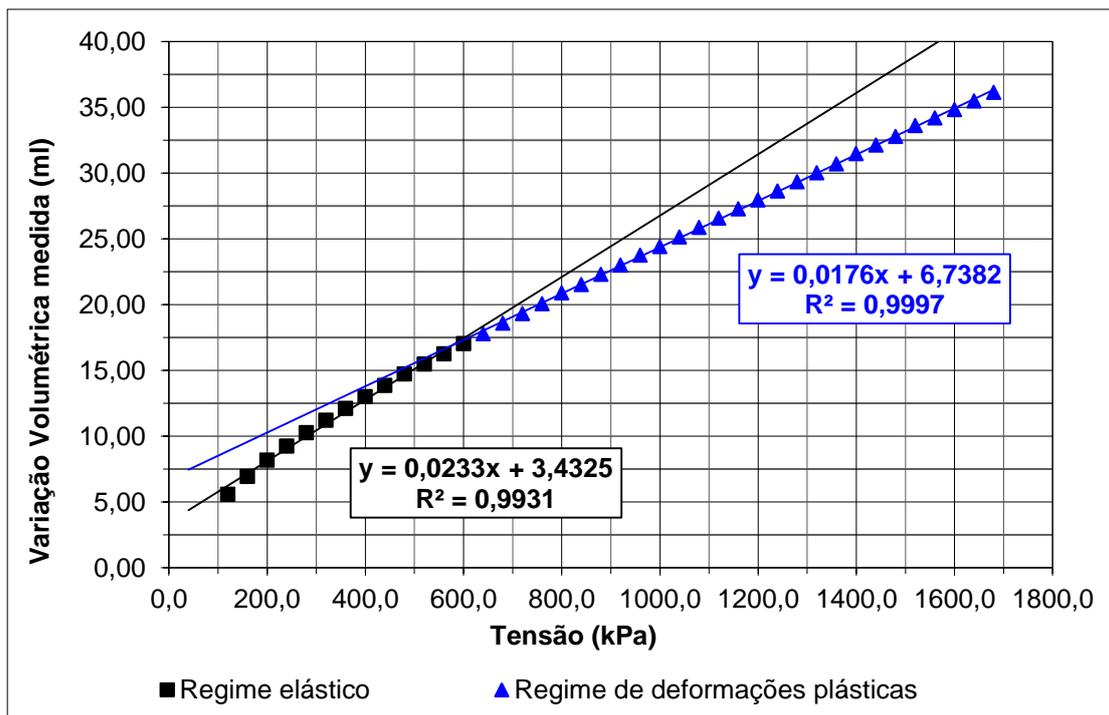


Figura C.22 Variação Volumétrica medida por  $\sigma_1$  -  $k = 1,0$  nat - Solo Corumbá 6% de cal.

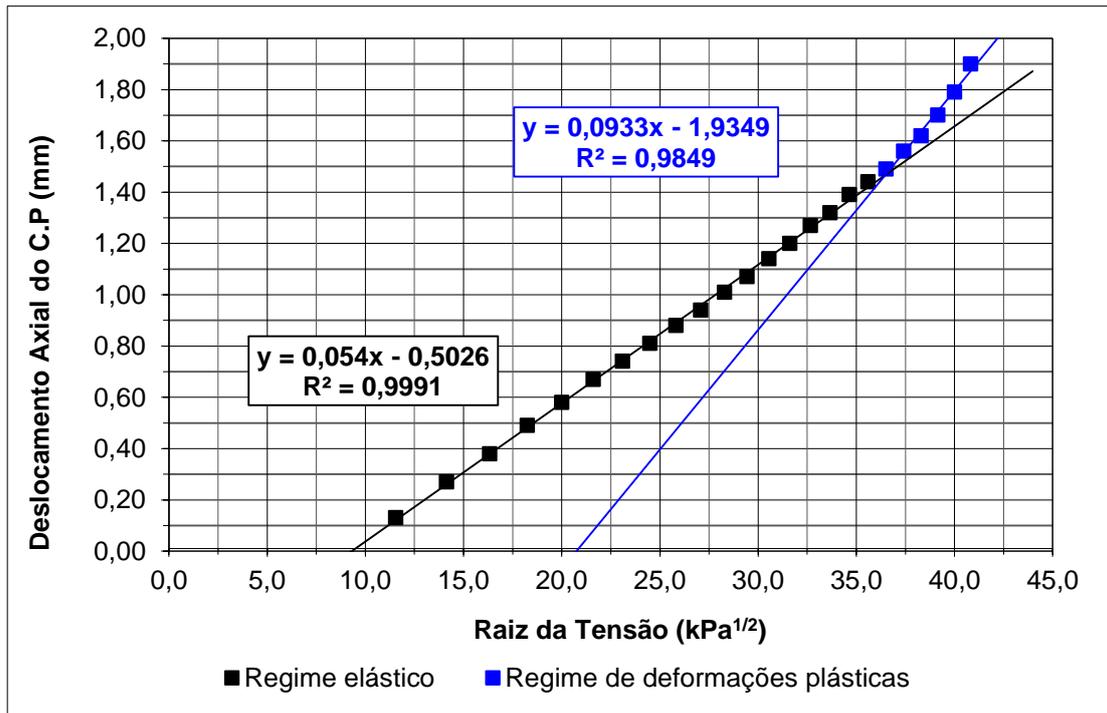


Figura C.23 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,3$  sat – Solo Goiânia 2% de cal.

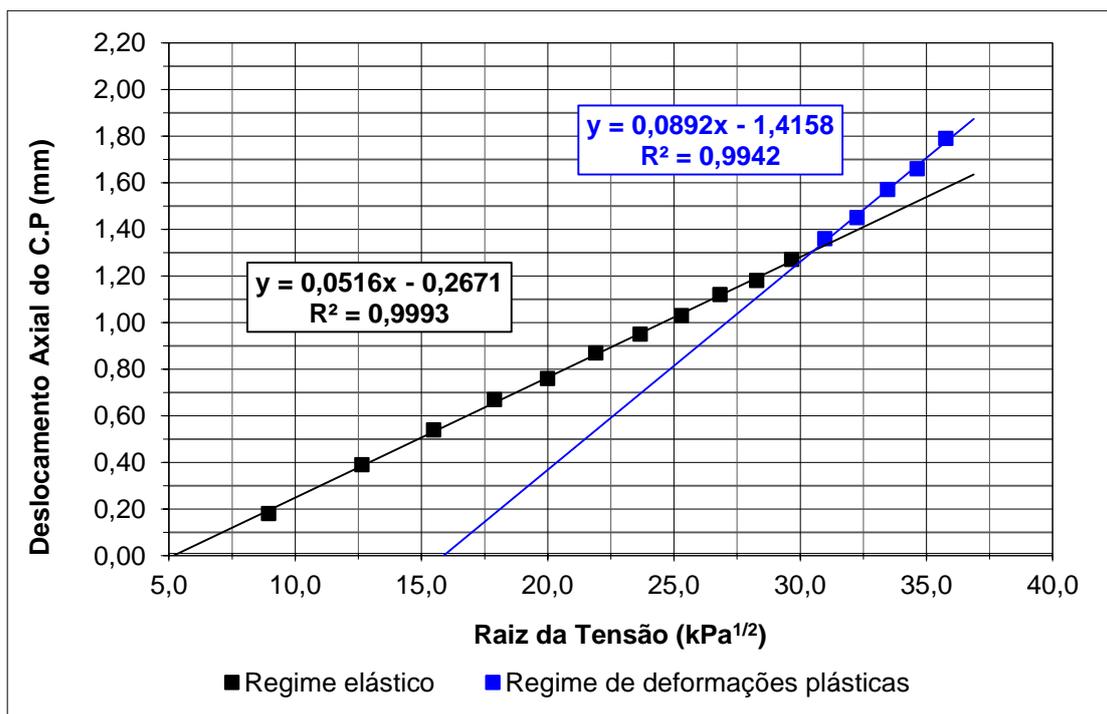


Figura C.24 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1$  -  $k = 0,5$  sat – Solo Goiânia sem estabilização.

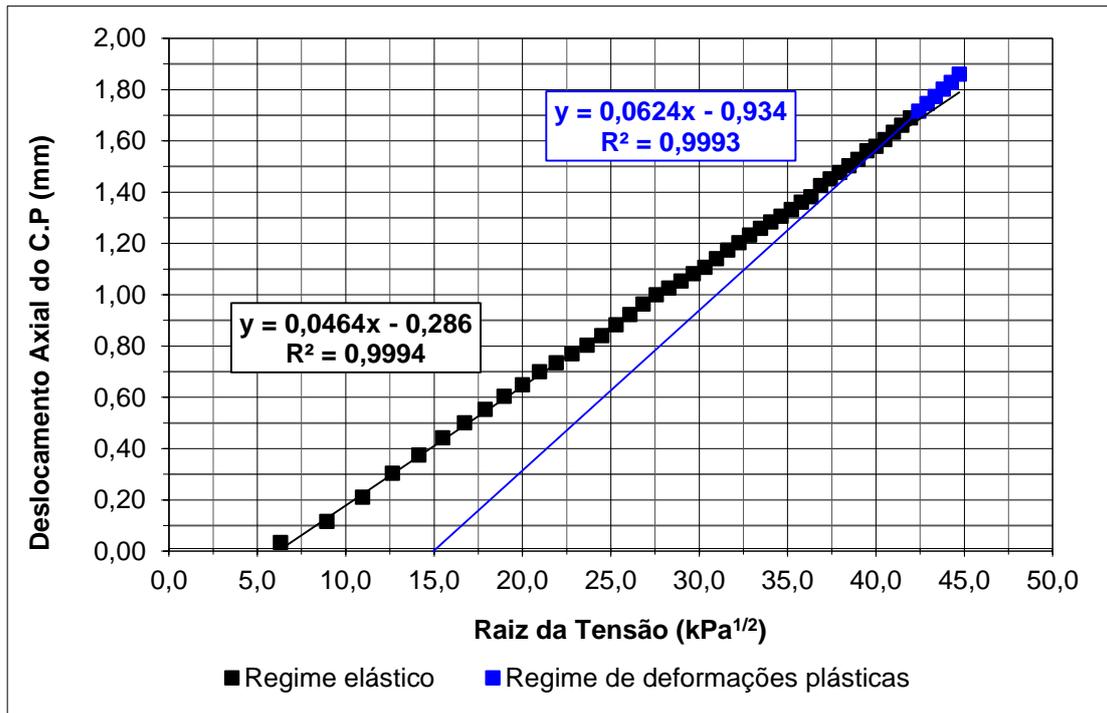


Figura C.25 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  sat – Solo Goiânia 2% de cal.

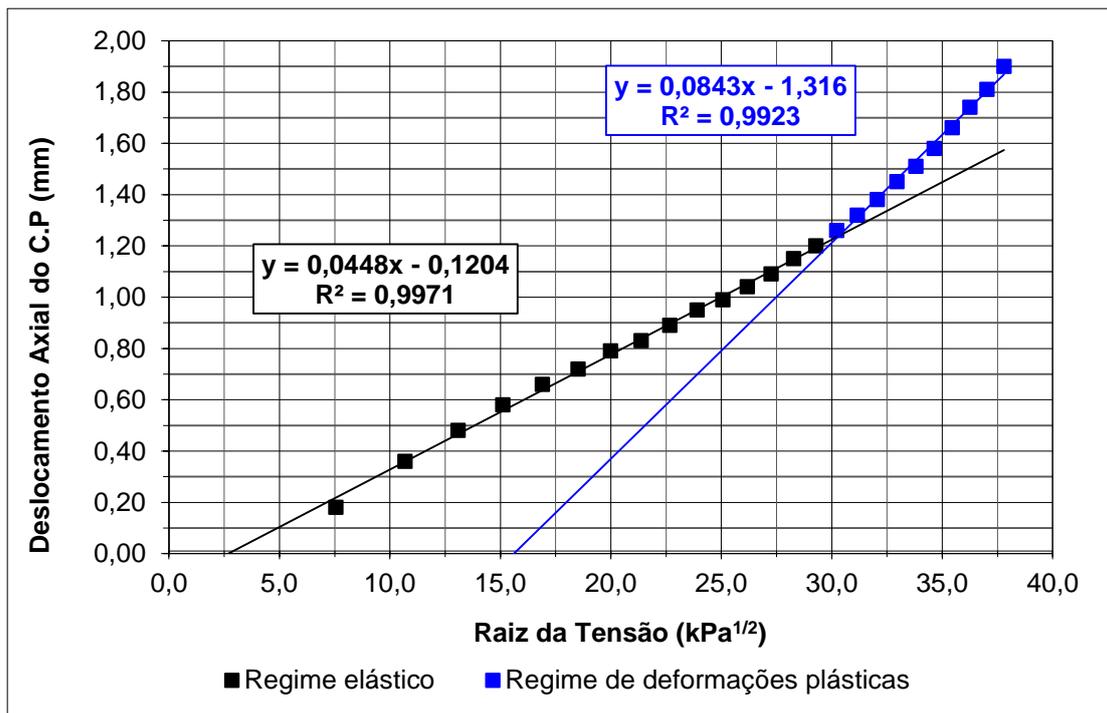


Figura C.26 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  sat – Solo Goiânia sem estabilização.

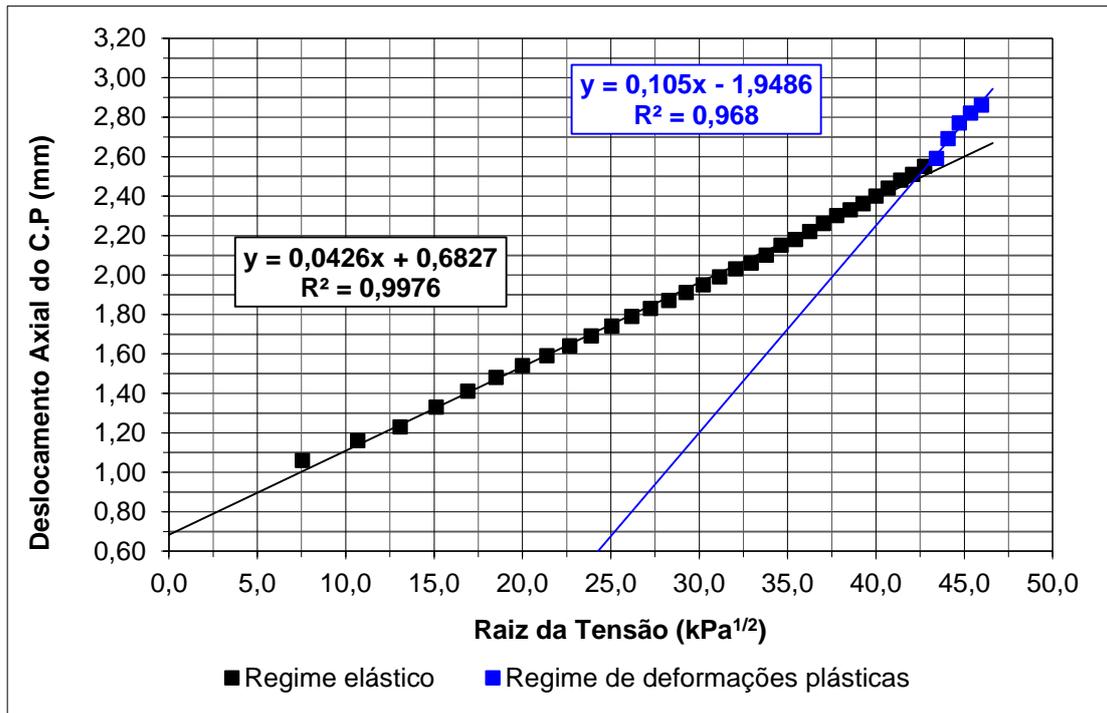


Figura C.27 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  sat – Solo Goiânia 2% de cal.

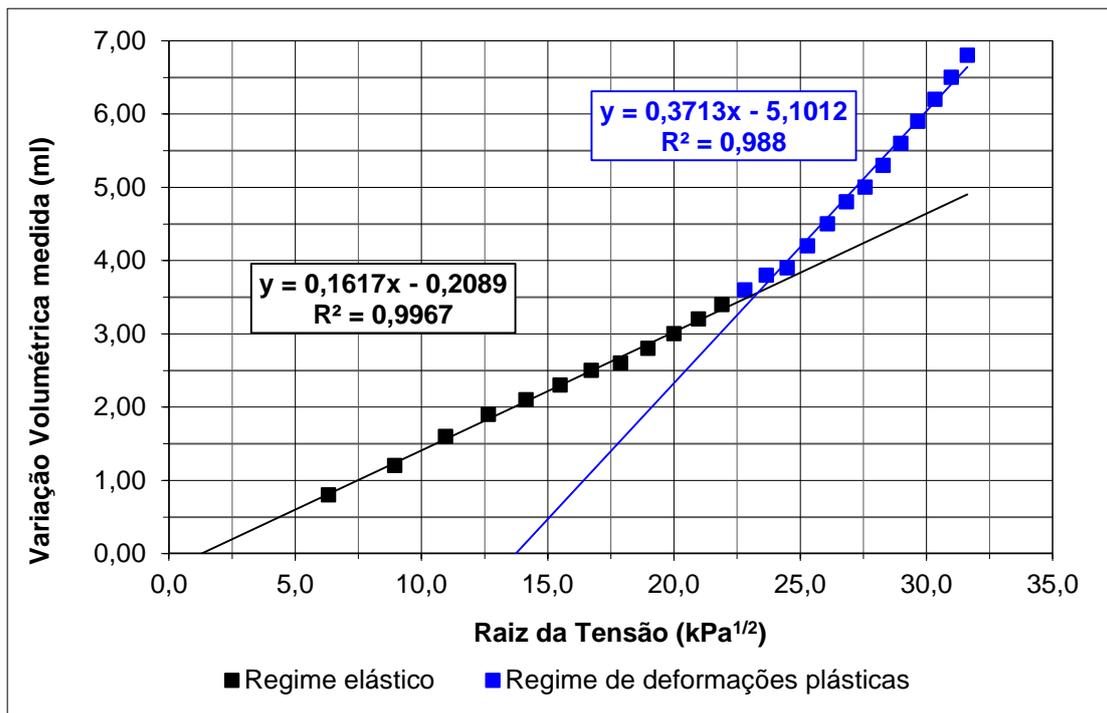


Figura C.28 Variação Volumétrica medida por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  sat – Solo Goiânia sem estabilização.

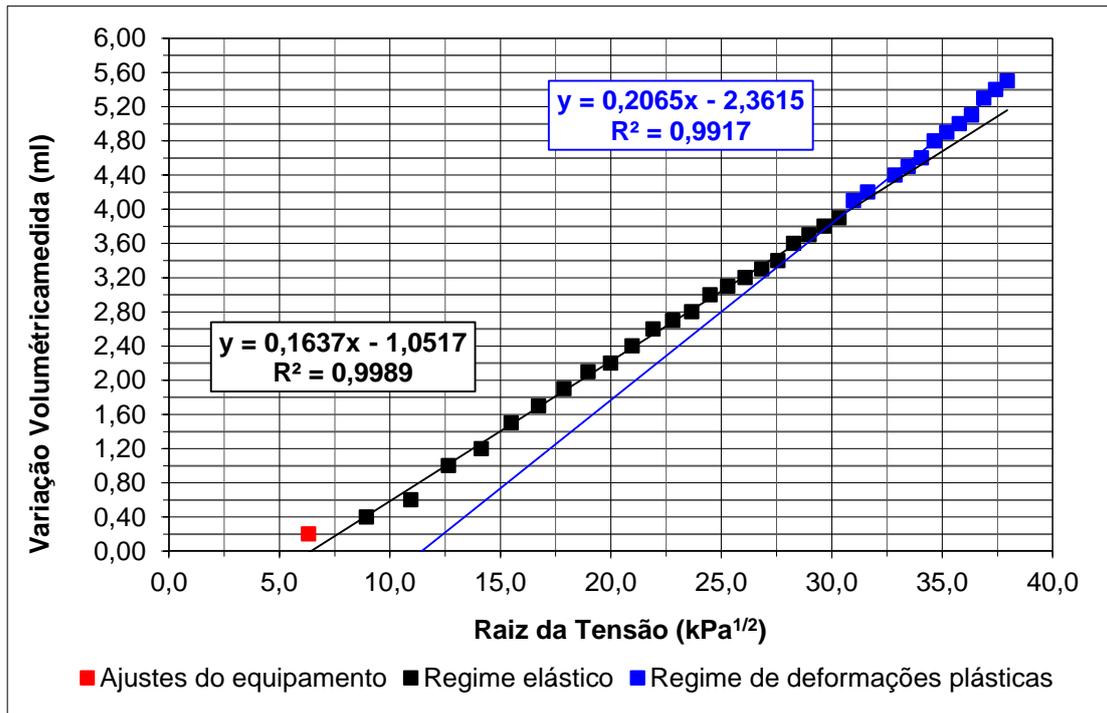


Figura C.29 Variação Volumétrica por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  sat – Solo Goiânia 2% de cal.

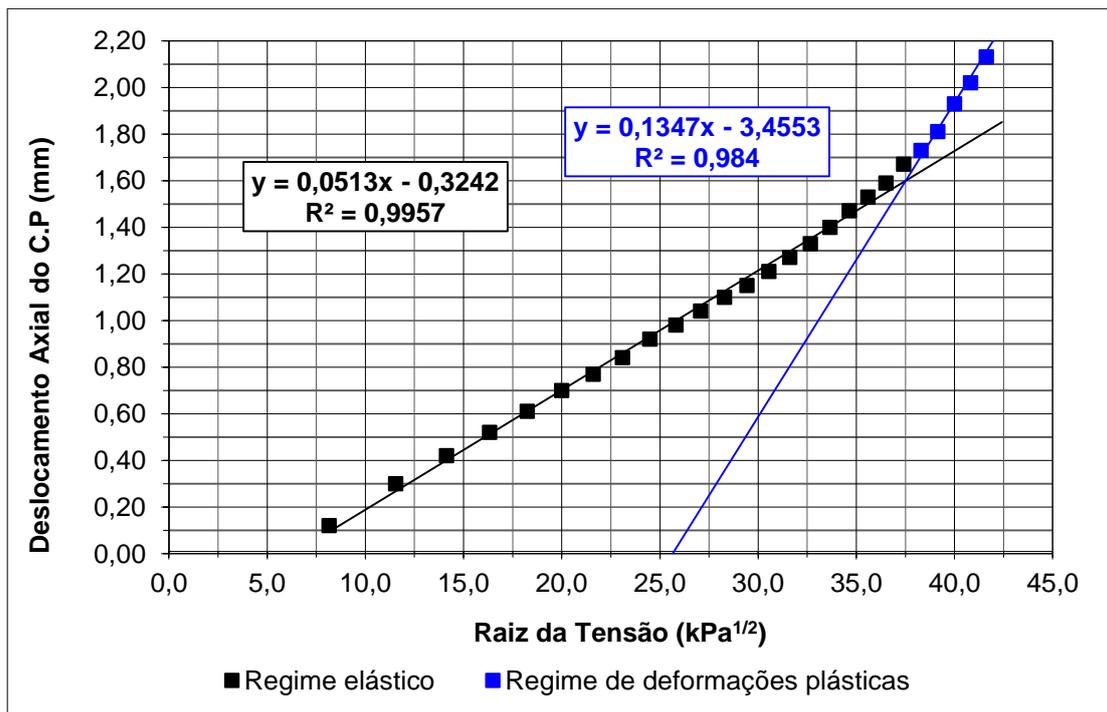


Figura C.30 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  nat – Solo Goiânia 2% de cal.

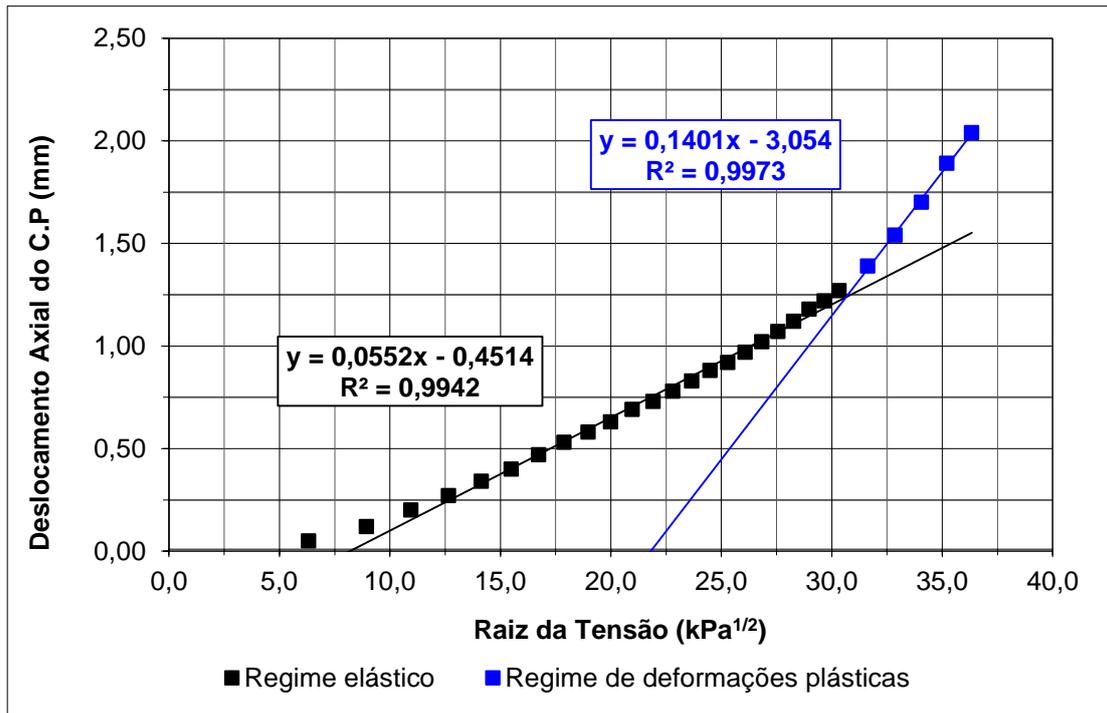


Figura C.31 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  nat – Solo Goiânia sem estabilização.

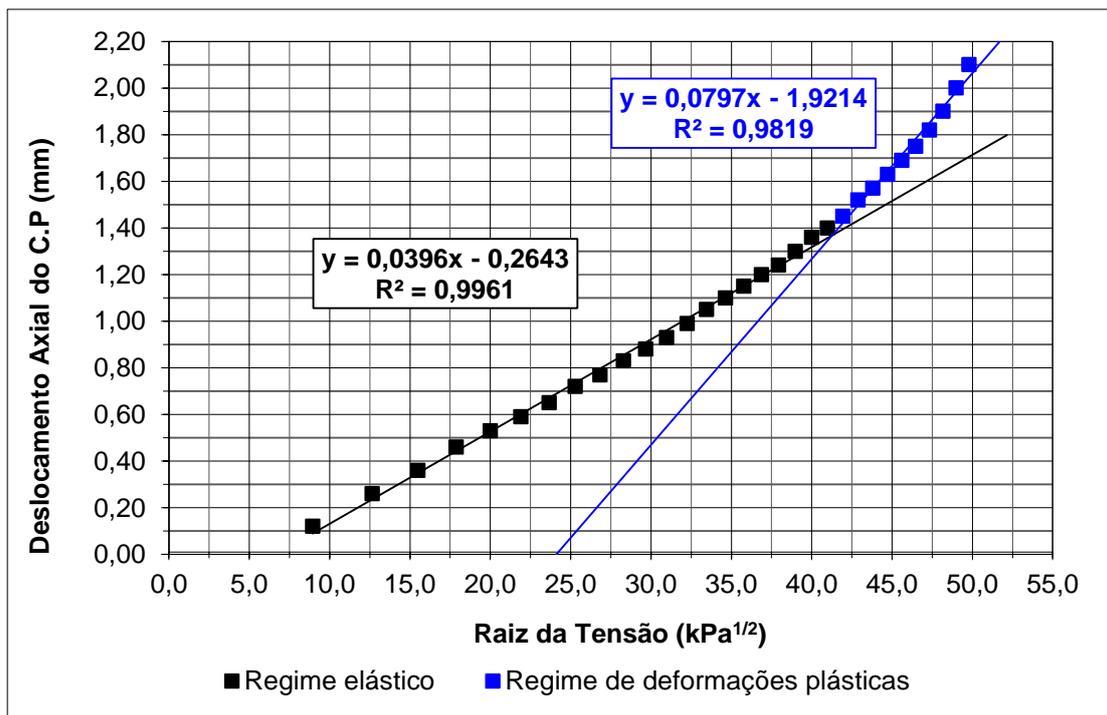


Figura C.32 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  nat – Solo Goiânia 2% de cal.

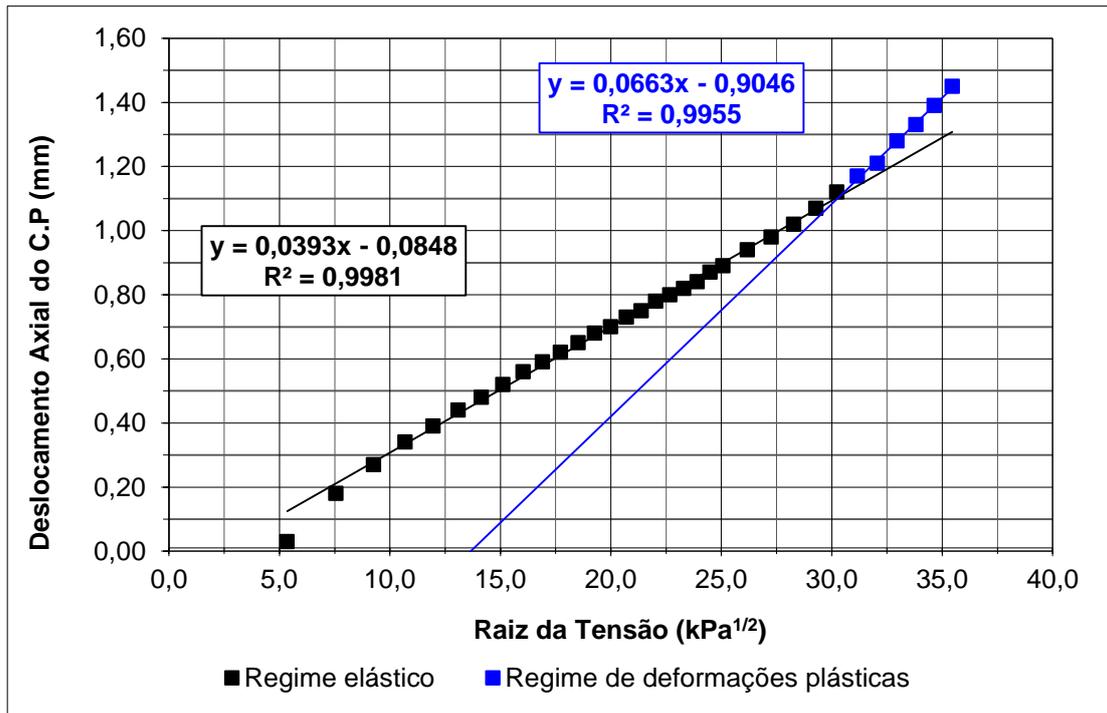


Figura C.33 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  nat – Solo Goiânia sem estabilização.

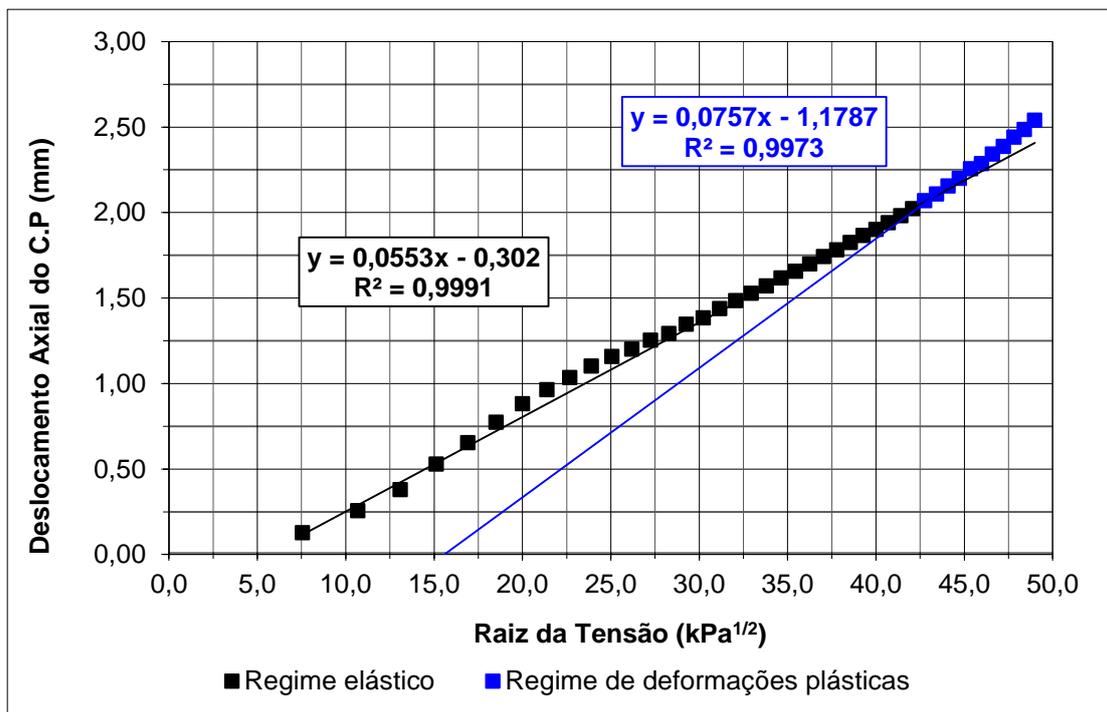


Figura C.34 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  nat – Solo Goiânia 2% de cal.

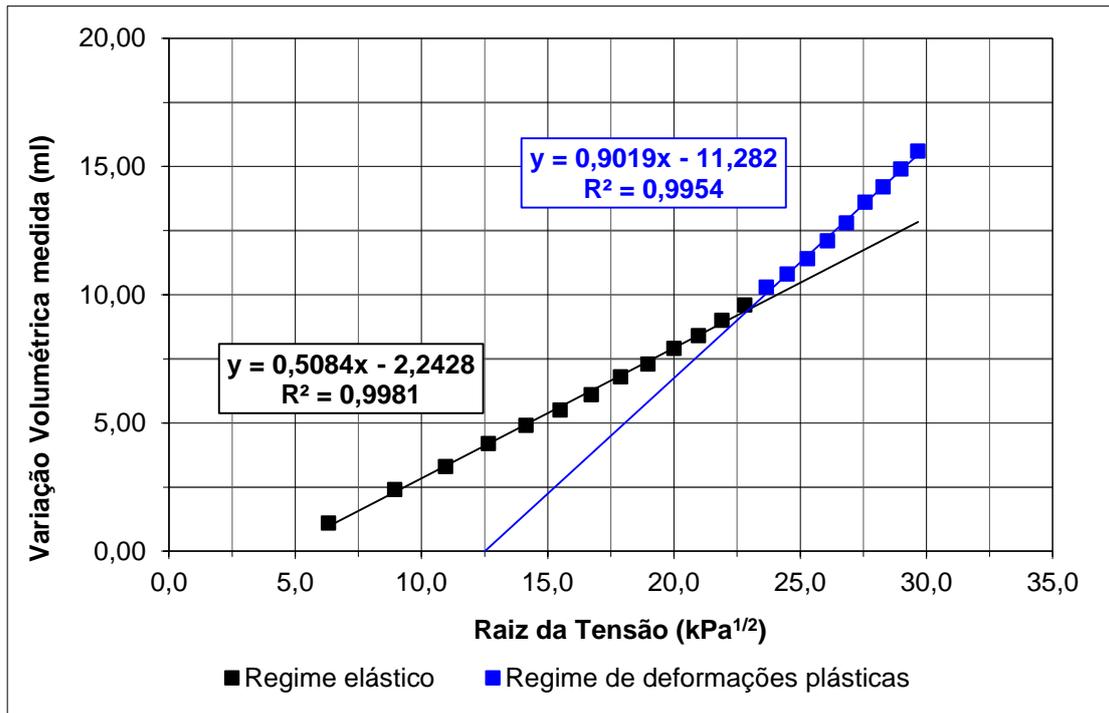


Figura C.35 Variação Volumétrica medida por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  nat – Solo Goiânia sem estabilização.

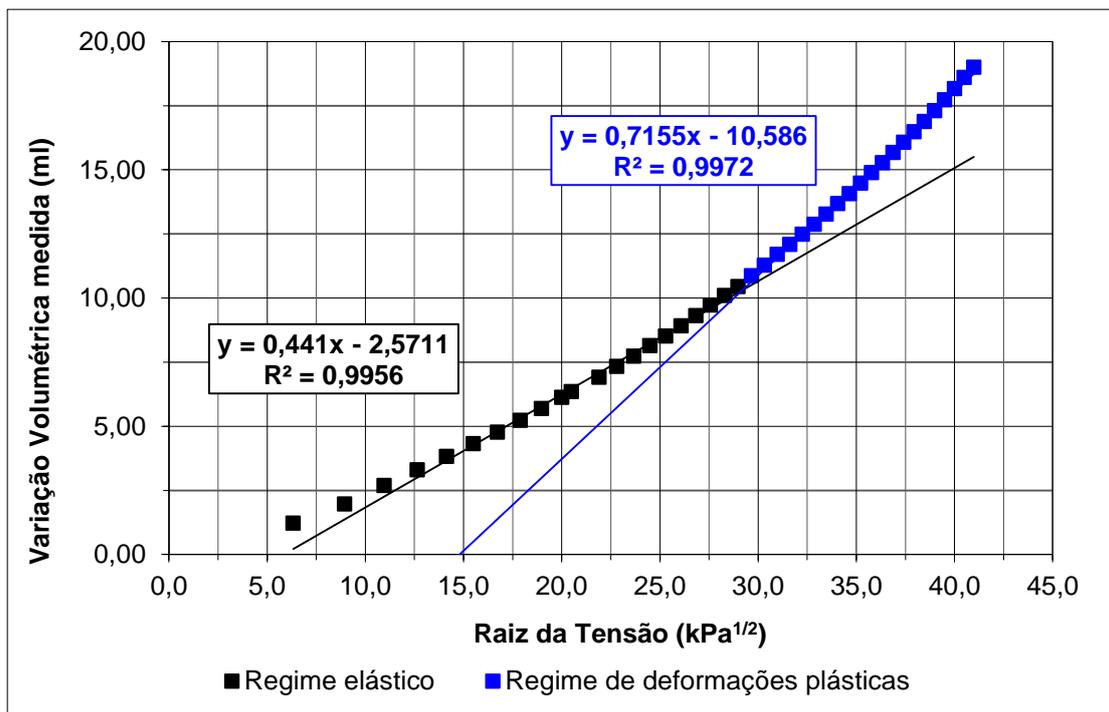


Figura C.36 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  nat – Solo Goiânia 2% de cal.

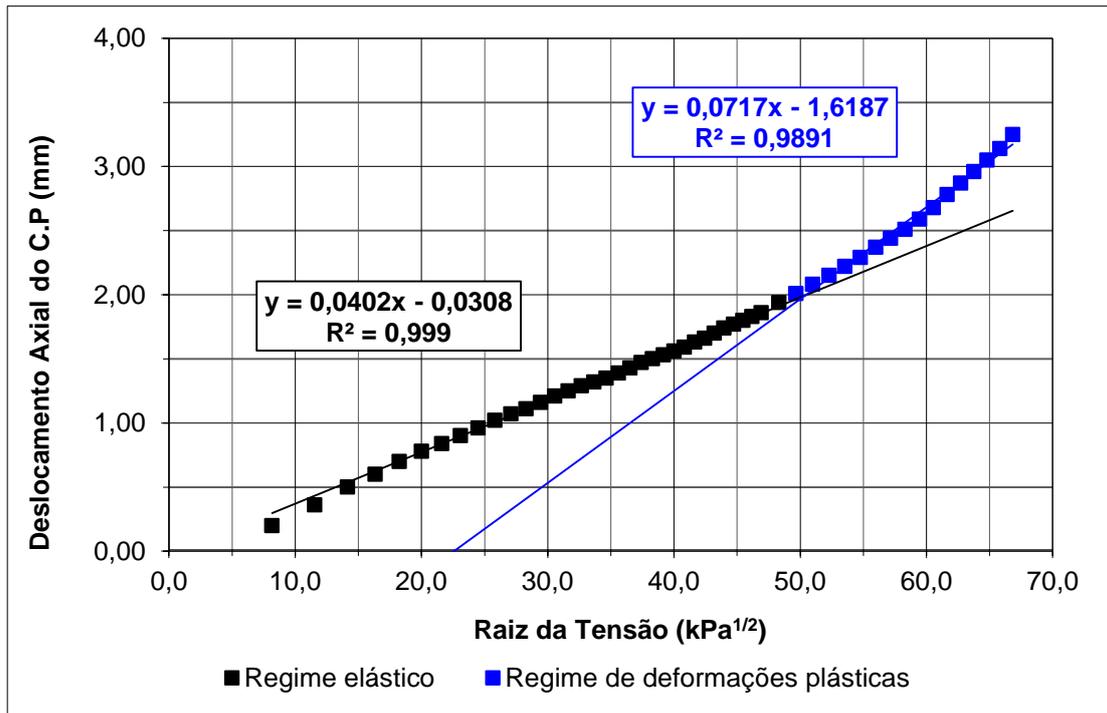


Figura C.37 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  sat – Solo Peixe 2% de cal.

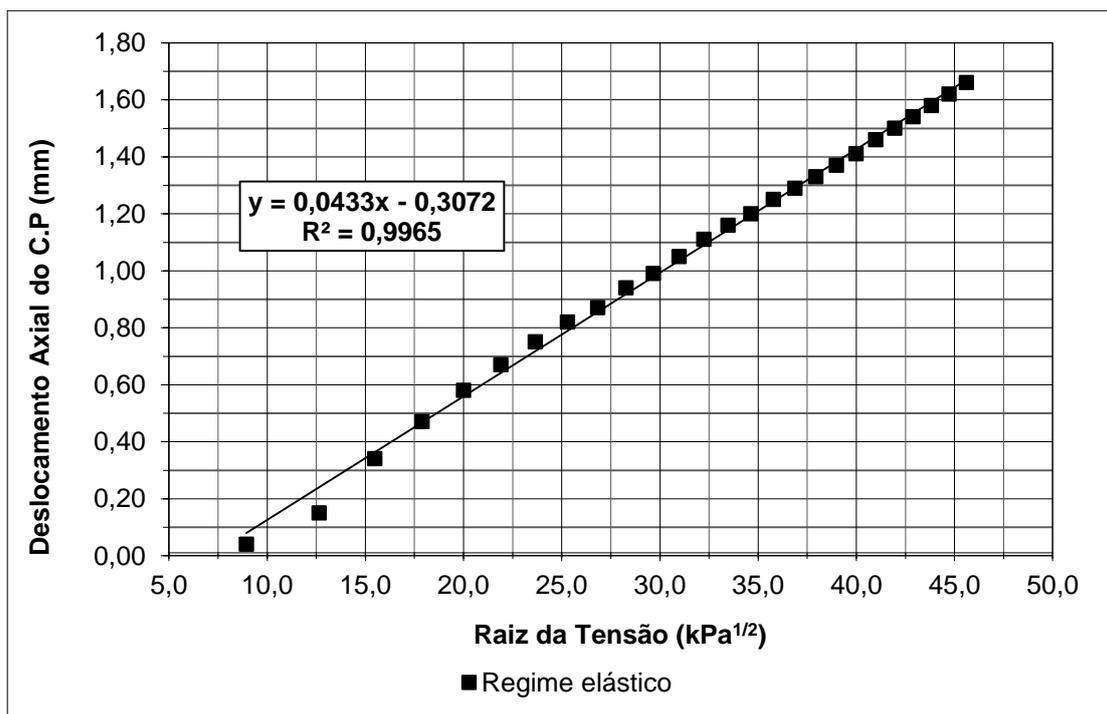


Figura C.38 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  sat – Solo Peixe sem estabilização.

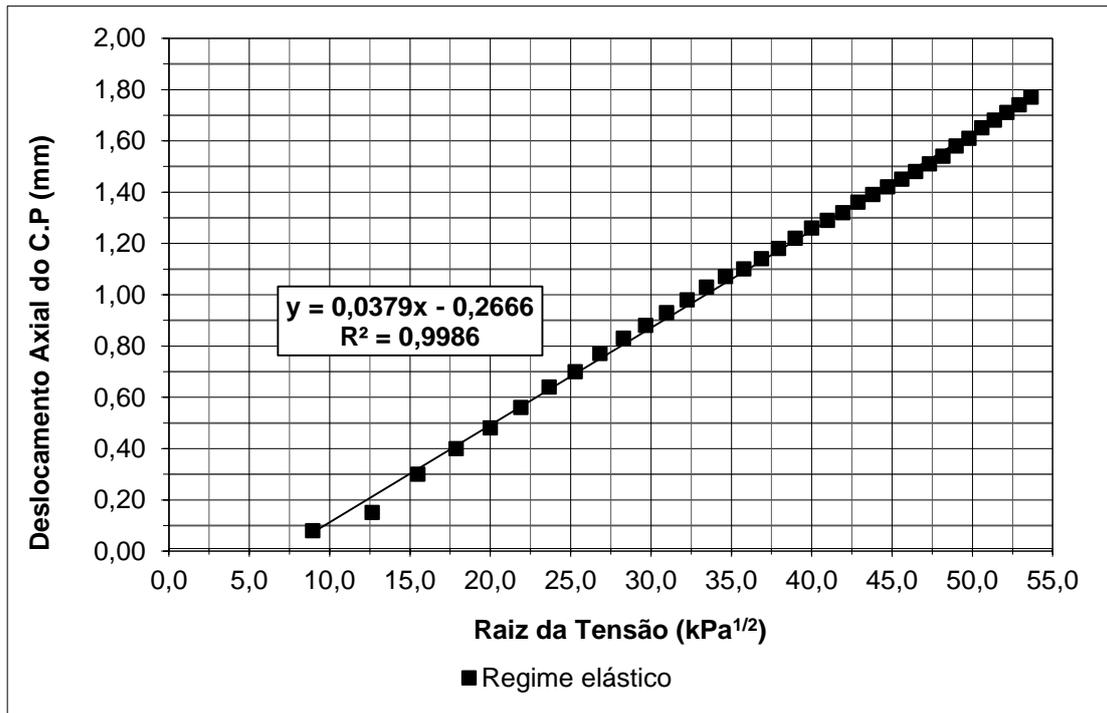


Figura C.39 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  sat – Solo Peixe 2% de cal.

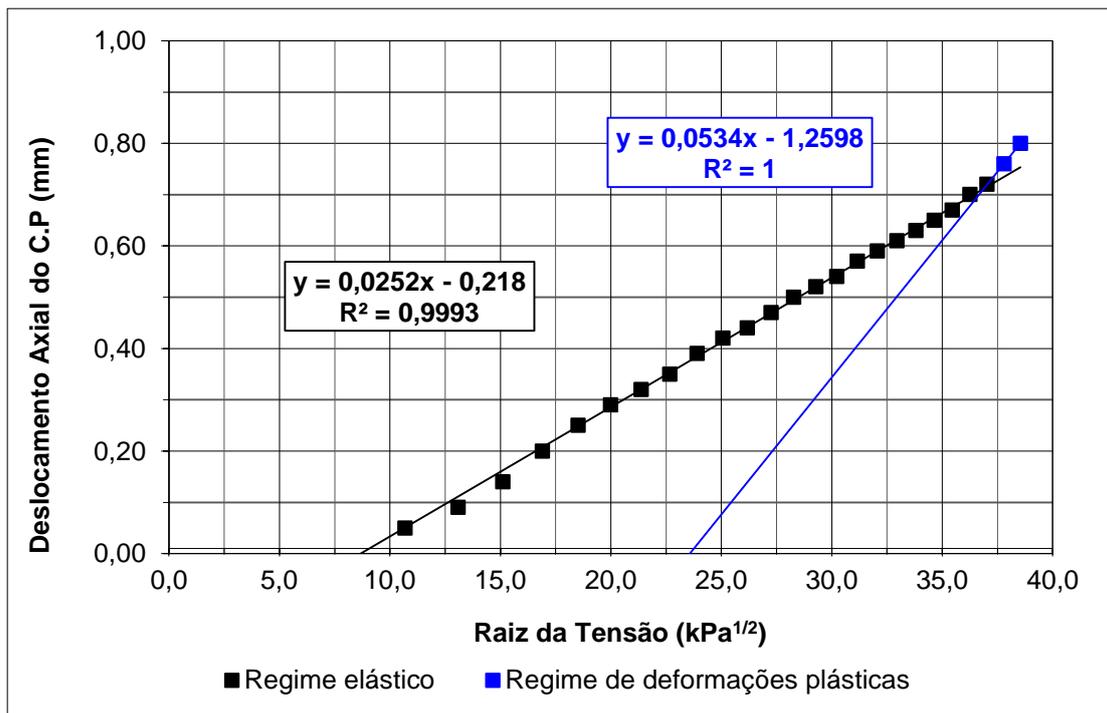


Figura C.40 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  sat – Solo Peixe sem estabilização.

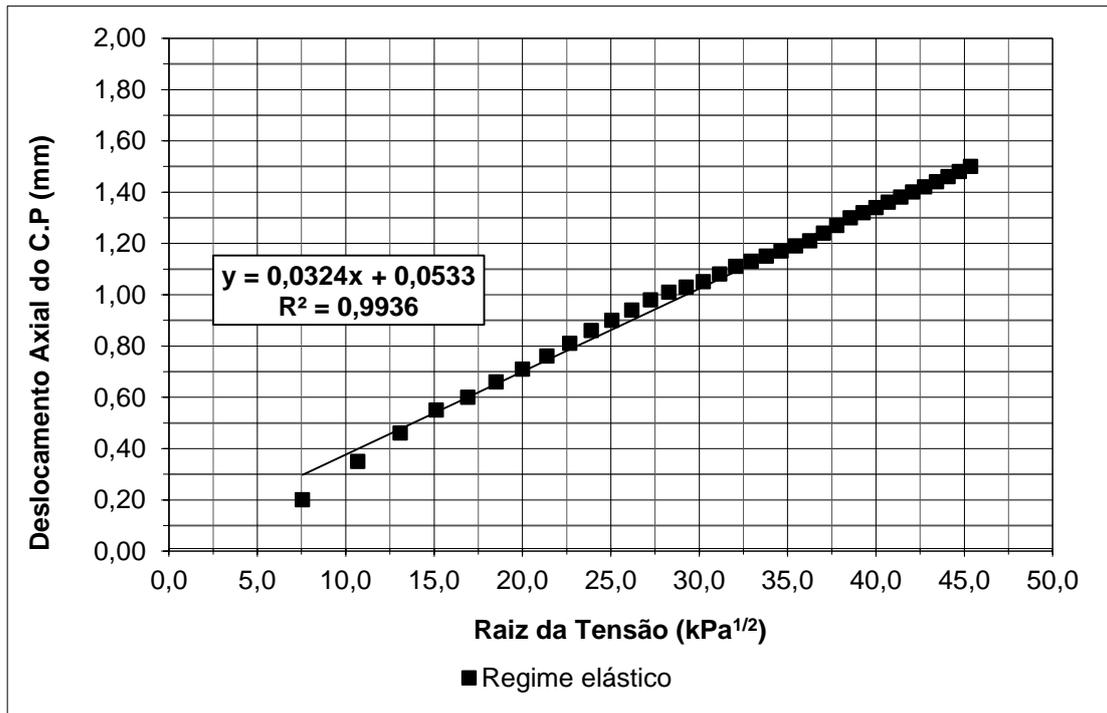


Figura C.41 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  sat – Solo Peixe 2% de cal.

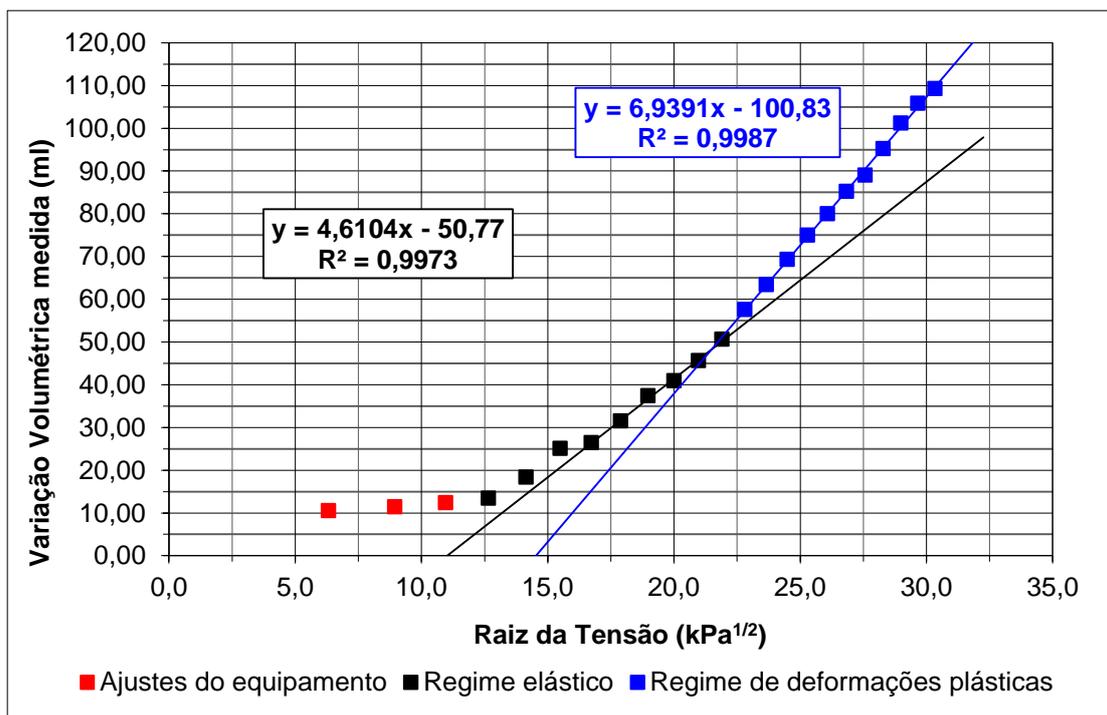


Figura C.42 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  sat – Solo Peixe sem estabilização.

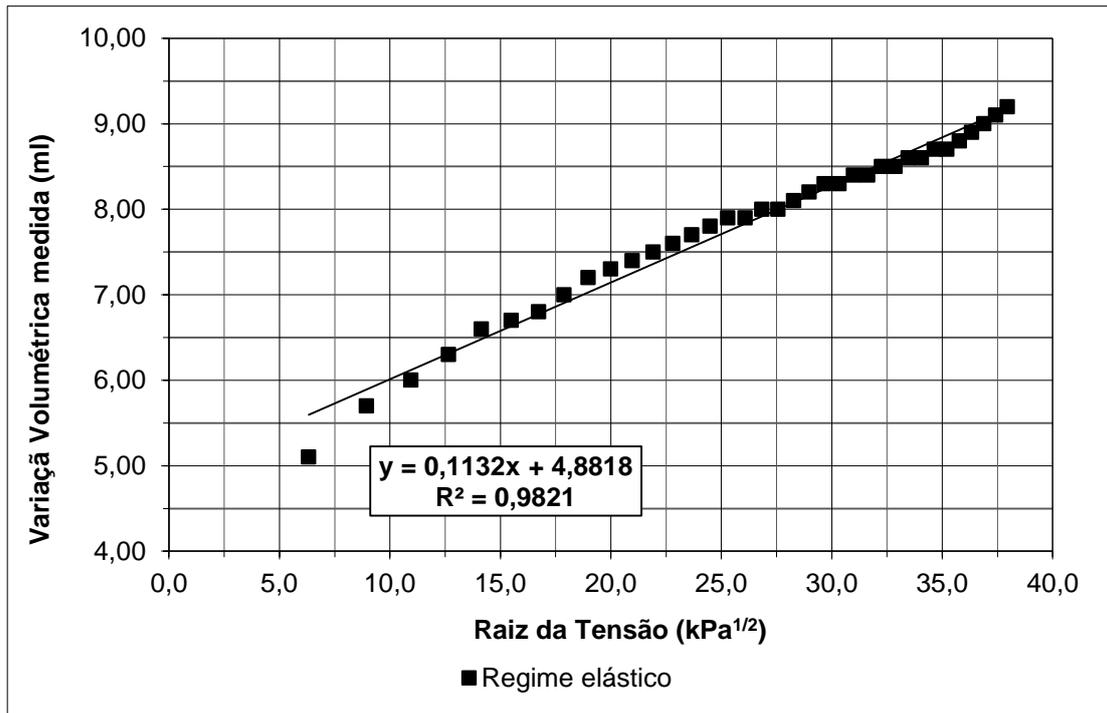


Figura C.43 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  sat – Solo Peixe 2% de cal.

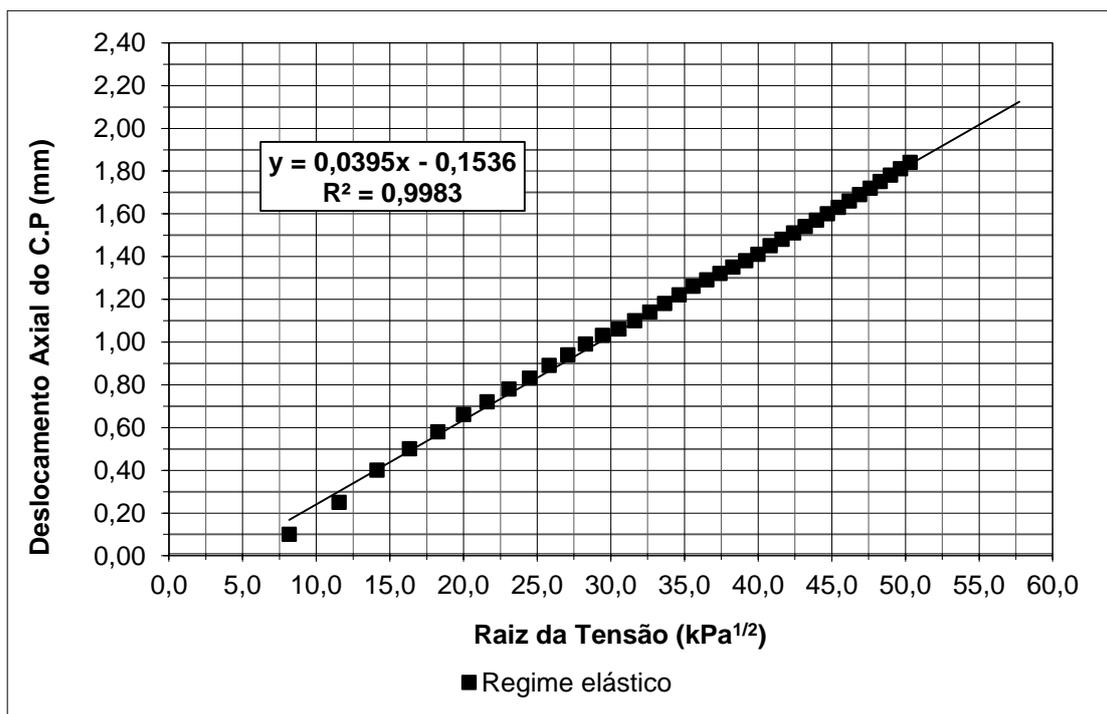


Figura C.44 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,3$  nat – Solo Peixe 2% de cal.

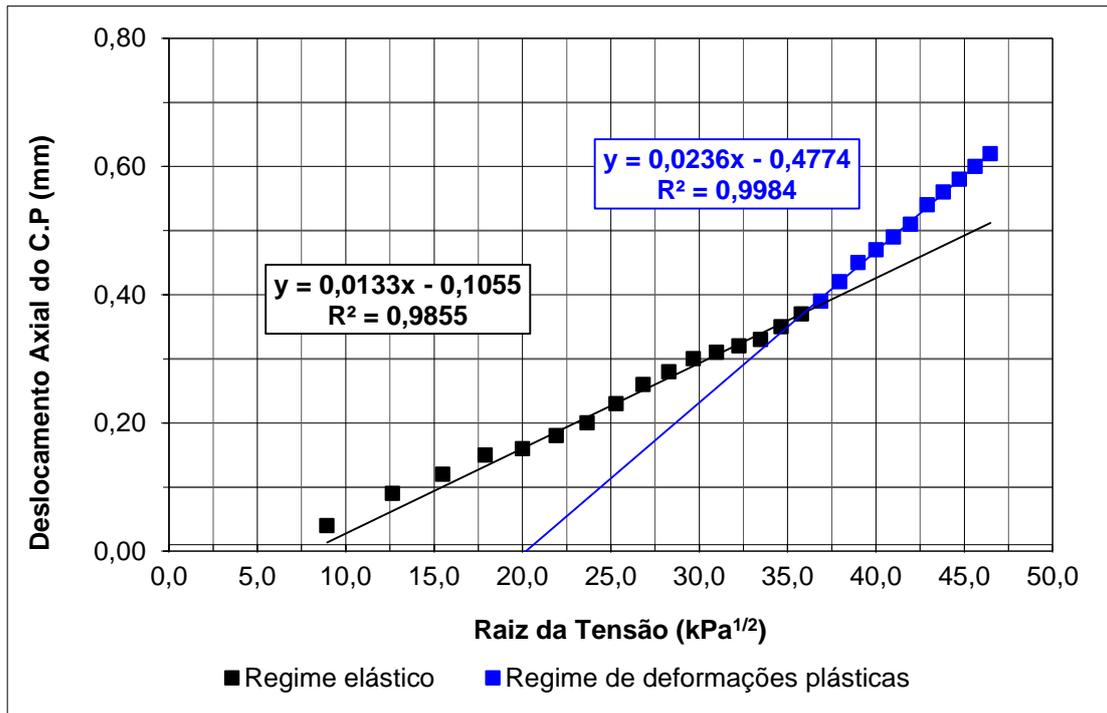


Figura C.45 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  nat – Solo Peixe sem estabilização.

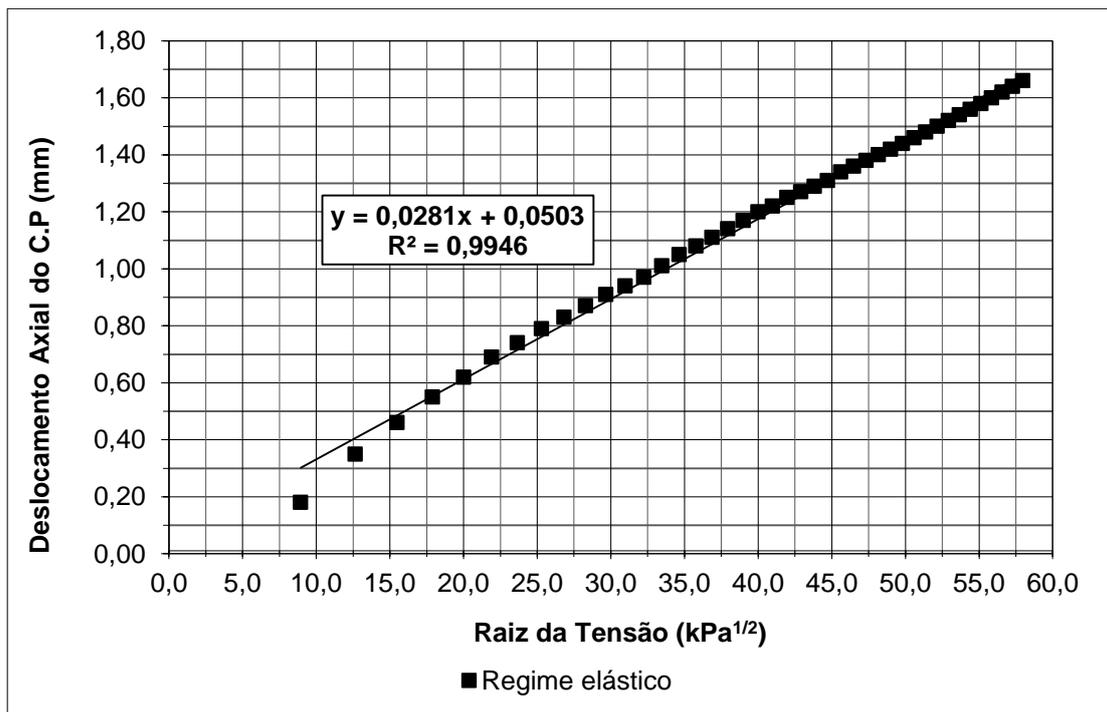


Figura C.46 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,5$  nat – Solo Peixe 2% de cal.

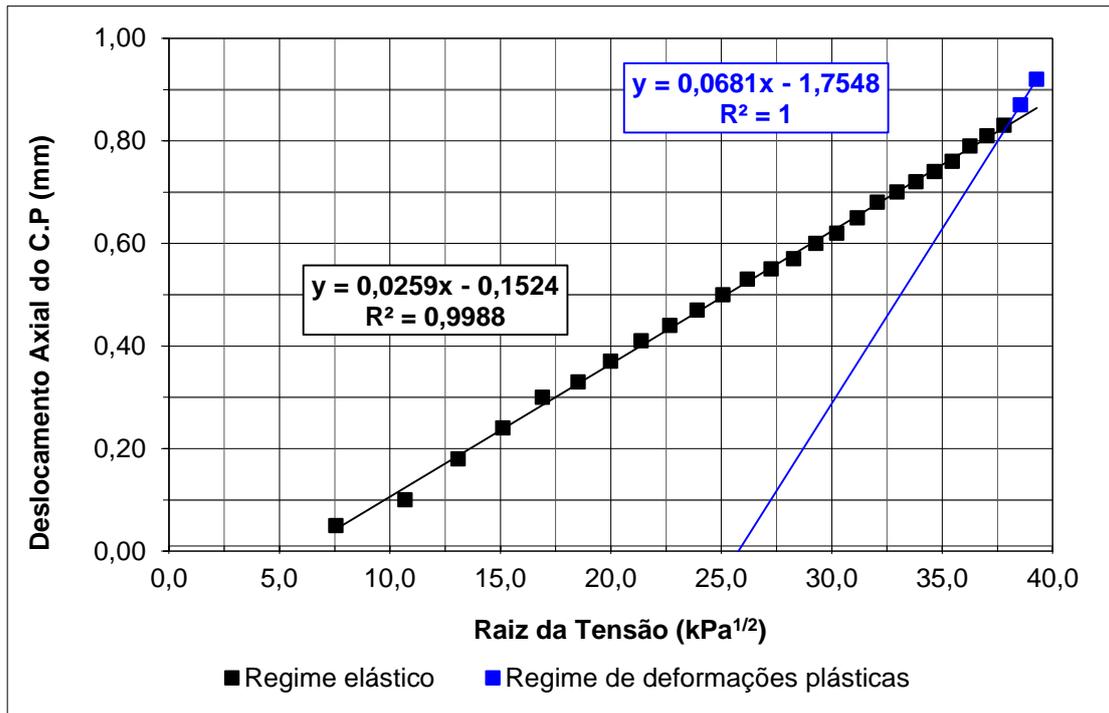


Figura C.47 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  nat – Solo Peixe sem estabilização.

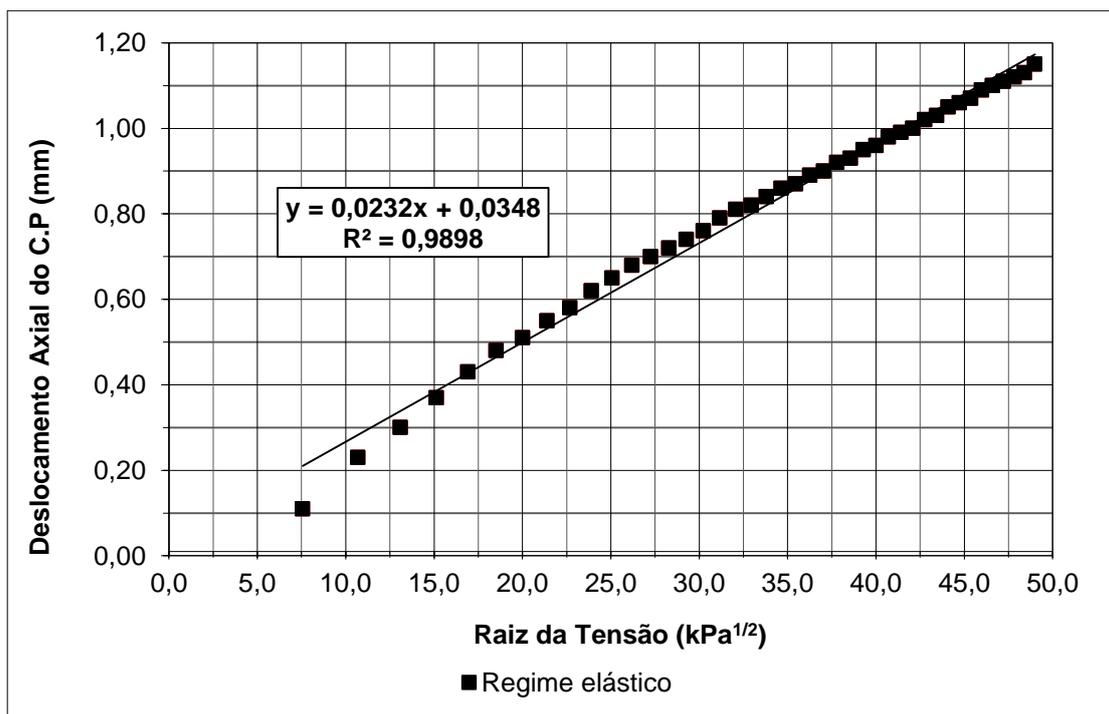


Figura C.48 Deslocamento Axial por Raiz de  $\sigma_1 - k = 0,7$  nat – Solo Peixe 2% de cal.

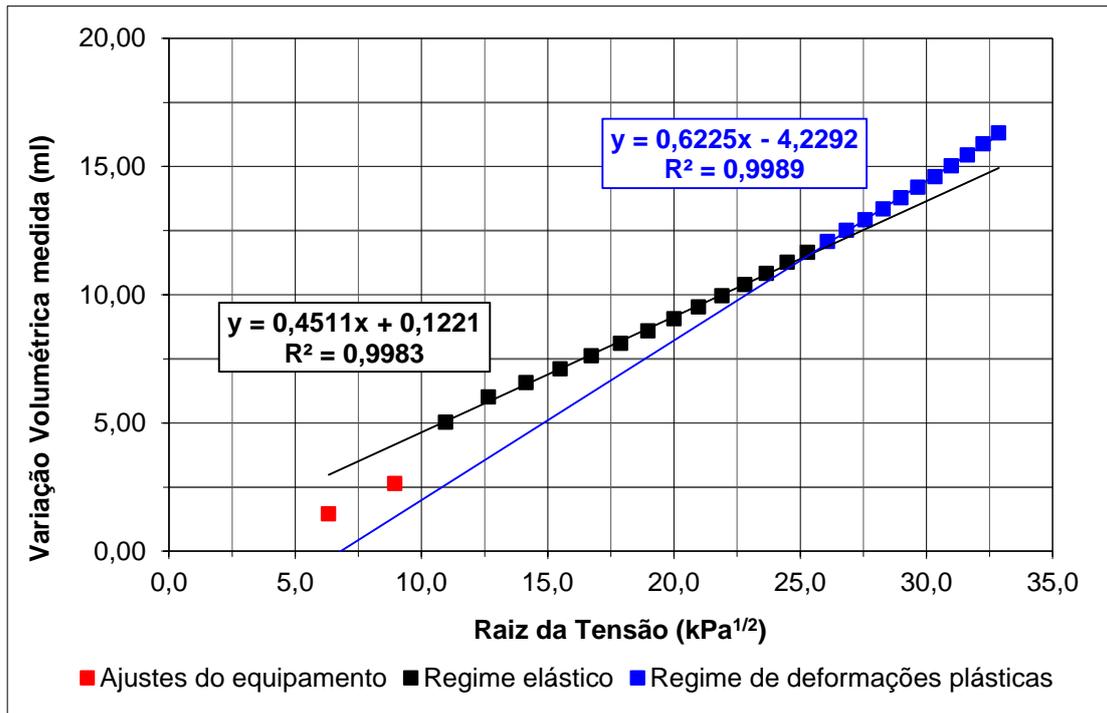


Figura C.49 Variação Volumétrica por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  nat – Solo Peixe sem estabilização.

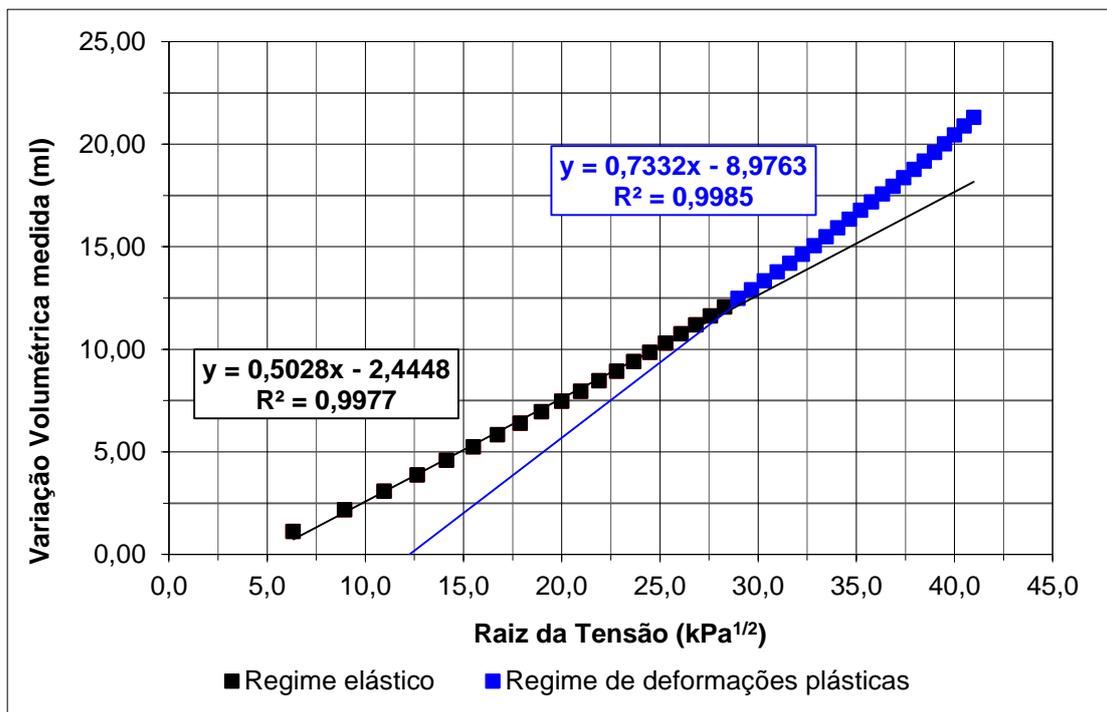


Figura C.50 Variação Volumétrica por Raiz de  $\sigma_1 - k = 1,0$  nat – Solo Peixe 2% de cal.

## D. CURVAS DE ISOSSUCÇÃO

Esse apêndice apresenta as curvas de isossucção das amostras de solo estudadas.

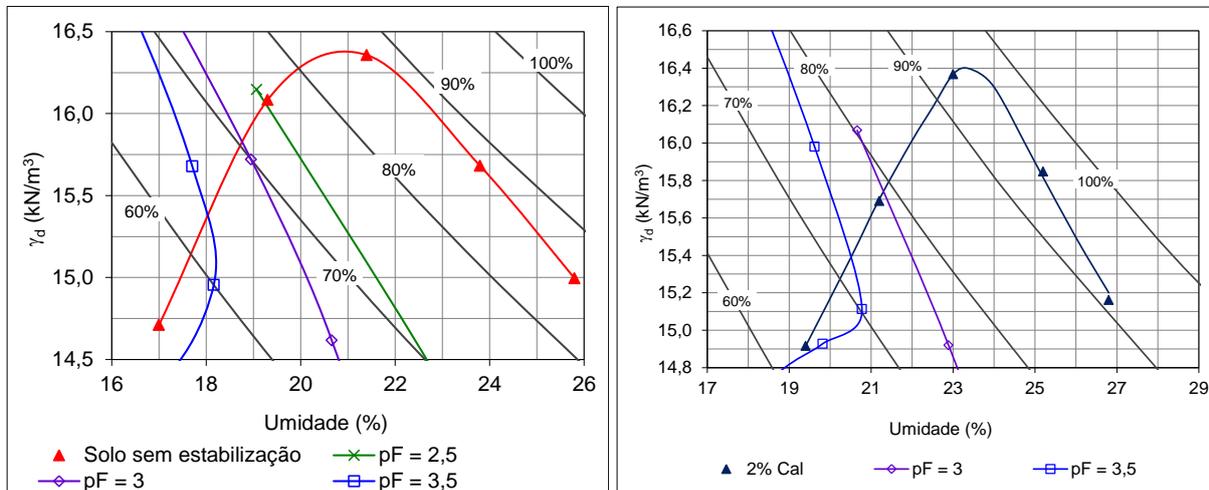


Figura D.1 Curva de isossucção – Solo Goiânia.

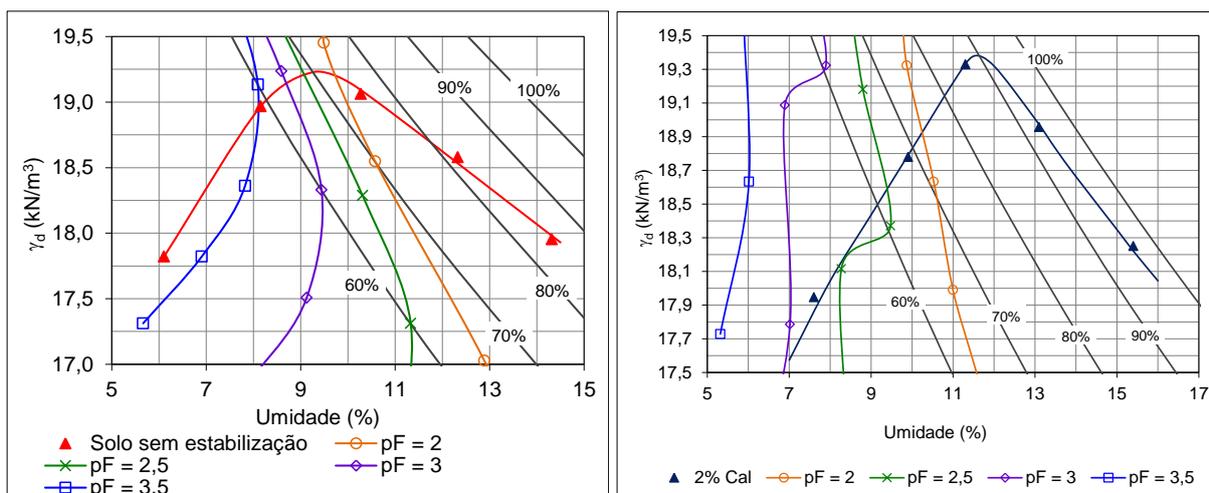


Figura D.2 Curva de isossucção – Solo Peixe.