

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE SOLOS  
ARENOSOS CIMENTADOS**

**AUTOR: MAIRA DE SOUZA LEMOS**

ORIENTADOR: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro

CO-ORIENTADOR: Prof. Dr. Luís Fernando Martins Ribeiro

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, março de 2003.

**Lemos, Maira de Souza.**  
L555e Estudo do comportamento de solos arenosos cimentados /  
Maira  
de Souza Lemos. -- Ouro Preto : UFOP, 2003.  
xvi, 136p. : il.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro  
Preto.  
Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil.

1. Solo-cimento. 2. Coesão. I. Universidade Federal de Ouro  
Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil.  
II. Título

CDU: 624.131

## AGRADECIMENTOS

Agradeço aos Professores da Área de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto, em especial meus orientadores, Prof. Saulo Gutemberg e Prof. Luís Fernando pelos seus ensinamentos e incentivo.

Aos colegas Eleonardo, Rodrigo e Celso agradeço pelo apoio nos ensaios de laboratório.

Agradeço à colega Daviély, pelo companheirismo nos estudos e a secretária Róvia pela dedicação.

Aos meus pais Manoel e Dilene, aos meus irmãos, Marley, Mayner, Milen, Manoel Jr., ao meu tio Jadir e aos meus amigos, Eliane, Renata, Cíntia, Vângela, Jullie, Catharina e Nick, agradeço pelo carinho e compreensão tão importante nesta fase.

Agradeço a Fundação Gorceix pelo apoio financeiro.

E agradeço principalmente a Deus por mais esta conquista.

## RESUMO

O estudo de estabilidade de cortes verticais deve ser realizado com uma boa quantificação da coesão do material. O critério linear de Mohr-Coulomb tem sido utilizado extensivamente na quantificação da resistência ao cisalhamento dos solos e rochas brandas. A utilização da coesão de intercepto, advinda do critério linear de Mohr-Coulomb, não traduz de forma fiel a coesão verdadeira desses materiais.

Buscando uma alternativa mais adequada para determinação deste importante parâmetro geotécnico, com base no modelo conhecido por Dente de Serra, um novo modelo de comportamento foi apresentado para os solos estruturados. Este novo modelo incorporou a parcela coesiva e foi denominado Modelo Estrutural.

O interesse particular contido neste trabalho foi o de determinar o valor verdadeiro da coesão de solos estruturados para desenvolver de forma mais adequada análises de estabilidade de cortes verticais. Com base no modelo estrutural proposto, foi possível avaliar que a coesão mostra-se sensível ao nível de tensão aplicado na fase de compressão dos ensaios. Foi possível identificar um comportamento não linear, indicando haver um processo de degradação geometricamente progressivo da cimentação com o aumento da tensão normal na fase de compressão. Essa sensibilidade foi observada nos resultados e comportamentos verificados nas fases de cisalhamento. Aplicando uma função de ajuste, que no caso em questão foi uma função polinomial de segundo grau, foi possível apresentar um novo procedimento para quantificar a coesão verdadeira do solo. Diferentemente do critério de Mohr-Coulomb, neste ajuste tem-se implícito apenas a parcela coesiva do sistema.

Palavras Chave: 1. Solo-cimento. 2. Coesão.

## **ABSTRACT**

A good assessment of cohesion is needed in the stability analyses of vertical slopes. For this purpose, the Mohr-Coulomb criterion has been extensively used in soils and soft rocks. However, the cohesion intercept, as defined by that criterion, does not properly convey the concept of true cohesion of those materials.

Looking for an alternative to evaluate this important geotechnical parameter, a new behavior model is presented for structured soils based on the saw tooth model. This new model, herein named Structural Model, incorporates a cohesive term.

The main interest in this research was to determine the true cohesion value of structured soils in order to properly address stability analyses of vertical slopes. Based on the proposed structural model, it was observed that cohesion is sensitive to applied stress level in the compression stage of a shear test. It was possible to identify a nonlinear behavior on the cohesion-normal stress curve during the shear stage, indicating a gradual geometric degrading process of cementation which was more severe with the normal stress increase. By applying a fit curve to the observed data in the shear test stage, in this case a quadratic fit, it was possible to present a new procedure to quantify soil true cohesion.

|   | página |
|---|--------|
| <b>LISTA DE TABELAS</b>   | x      |
| <b>LISTA DE FIGURAS</b>   | xii    |
| <b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>  | xvi    |
| <br>  |        |
| <b>CAPÍTULO 1- INTRODUÇÃO</b>   |        |
| 1.1- OBJETIVOS GERAIS   | 01     |
| 1.2- ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO   | 02     |
| <br>  |        |
| <b>CAPÍTULO 2- ASPECTOS GERAIS DO COMPORTAMENTO DE SOLOS ARENOSOS</b>     |        |
| <br>  |        |
| 2.1- FUNDAMENTOS DA ESTÁTICA  | 04     |
| 2.2- TRANSMISSÃO DE FORÇAS ENTRE PARTÍCULAS DE SOLO                       | 08     |
| 2.3- MODELO DE RESISTÊNCIA NUM SISTEMA DE CONTATOS                        | 16     |
| 2.3.1- Deslizamento   | 16     |
| 2.3.2- Rolamento  | 18     |
| 2.4- RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARENOSOS                        | 23     |
| 2.5- CONSIDERAÇÕES GERAIS   | 26     |
| <br>  |        |
| <b>CAPÍTULO 3- ASPECTOS GERAIS DO COMPORTAMENTO DE SOLOS ESTRUTURADOS</b> |        |
| <br>  |        |
| 3.1- INTRODUÇÃO   | 29     |
| 3.2- TENSÕES EFETIVAS EM SOLOS CIMENTADOS                                 | 30     |
| 3.3- ENSAIOS EM LABORATÓRIO EM AMOSTRAS ESTRUTURADAS                      | 35     |

|                           |    |
|---------------------------|----|
| 3.4- CONSIDERAÇÕES GERAIS | 44 |
|---------------------------|----|

## **CAPÍTULO 4- PROGRAMA EXPERIMENTAL**

|   |    |
|---|----|
| 4.1- INTRODUÇÃO   | 46 |
| 4.2- ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO                              | 46 |
| 4.3- CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA                                  | 47 |
| 4.4- PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA                             | 48 |
| 4.5- ESTABILIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO PORTLAND                 | 49 |
| 4.6- APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS                    | 51 |
| 4.6.1- Ensaio de Cisalhamento Direto em Amostras Não Cimentadas | 51 |
| 4.6.2- Ensaio de Cisalhamento Direto em Amostras Cimentadas     | 53 |
| 4.6.3- Estudo Comparativo                                       | 55 |
| 4.6- CONSIDERAÇÕES GERAIS                                       | 60 |

## **CAPÍTULO 5- APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA**

|   |    |
|---|----|
| 5.1- INTRODUÇÃO                         | 62 |
| 5.2- MODELO DENTE DE SERRA              | 62 |
| 5.3- APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA | 66 |
| 5.4- CONSIDERAÇÕES GERAIS               | 79 |

## **CAPÍTULO 6- MODELO ESTRUTURAL**

|  |     |
|--|-----|
| 6.1- APRESENTAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL                 | 80  |
| 6.2- MODELO ESTRUTURAL                                 | 83  |
| 6.3- APLICAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL                    | 88  |
| 6.4- COMPORTAMENTO DOS PARÂMETROS DO MODELO ESTRUTURAL | 106 |
| 6.5- ENVOLTÓRIAS DE RESITÊNCIA DO MODELO ESTRUTURAL    | 110 |
| 6.6- CONSIDERAÇÕES GERAIS                              | 113 |

## **CAPÍTULO 7- CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS**

|                                     |     |
|-------------------------------------|-----|
| 7.1- CONCLUSÕES FINAIS              | 116 |
| 7.2- SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS | 120 |
| <b>ANEXO I</b>                      | 122 |
| <b>ANEXO II</b>                     | 128 |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>   | 132 |

## *Lista de Tabelas*

---

---

página

### **CAPÍTULO 2**

|   |    |
|---|----|
| Tabela 2.1- Coeficientes de Atrito                                    | 07 |
| Tabela 2.2- Tensões de Contato – Quartzo liso – D = 0.3 mm            | 13 |
| Tabela 2.3- Tensões de Contato – Quartzo áspero (500 nm) – D = 0.3 mm | 13 |
| Tabela 2.4- Tensões de Contato – Quartzo áspero (500 nm) – D = 0.1 mm | 14 |
| Tabela 2.5- Efeito da Angulosidade e densidade no Ângulo de Atrito    | 24 |
| Tabela 2.6- Ângulo de Atrito para Projetos                            | 25 |
| Tabela 2.7- Redução do Ângulo de Dilatância                           | 26 |

### **CAPÍTULO 3**

|   |    |
|---|----|
| Tabela 3.1- Parâmetros Intrínsecos de Resistência ao Cisalhamento | 34 |
|---|----|

### **CAPÍTULO 4**

|  |    |
|--|----|
| Tabela 4.1- Resumo dos Valores do Estudo Comparativo                 | 58 |
| Tabela 4.2- Parâmetros de Resistência da Env. Linear de Mohr-Coulomb | 59 |

### **CAPÍTULO 5**

|   |    |
|---|----|
| Tabela 5.1- Tensões de Contato no Início do Ensaio de Cisalhamento Direto | 65 |
| Tabela 5.2- Parâmetros do Modelo Dente de Serra - $\sigma_n = 100$ kPa    | 67 |
| Tabela 5.3- Parâmetros do Modelo Dente de Serra - $\sigma_n = 150$ kPa    | 69 |
| Tabela 5.4- Parâmetros do Modelo Dente de Serra - $\sigma_n = 200$ kPa    | 71 |
| Tabela 5.5- Parâmetros do Modelo Dente de Serra - $\sigma_n = 300$ kPa    | 73 |

## CAPÍTULO 6

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 6.1- Parâmetros do Modelo Estrutural - $\sigma_n = 100$ kPa                 | 91  |
| Tabela 6.2- Parâmetros do Modelo Estrutural - $\sigma_n = 100$ e 150 kPa           | 96  |
| Tabela 6.3- Parâmetros do Modelo Estrutural - $\sigma_n = 100, 150$ e 200 kPa      | 100 |
| Tabela 6.4- Parâmetros do Modelo Estrutural - $\sigma_n = 100, 150, 200$ e 300 kPa | 105 |
| Tabela 6.5- Parâmetros do Modelo Estrutural - Fase I                               | 112 |

## *Lista de Figuras*

---

---

|  | páginas |
|--|---------|
| <b>CAPÍTULO 2</b>  |         |
| Figura 2.1- Reação em um Plano Liso  | 05      |
| Figura 2.2- Reação em um Plano Áspero  | 06      |
| Figura 2.3- Aspereza Típica em Superfícies de Quartzo  | 08      |
| Figura 2.4- Contato entre Grãos de Areia   | 09      |
| Figura 2.5- Ângulo de Atrito de Contato Plástico, $\phi_y$   | 15      |
| Figura 2.6- Ângulo de Atrito Grão-Grão, $\phi_\mu$   | 16      |
| Figura 2.7- Sistema de Partículas Submetidas ao Cisalhamento   | 17      |
| Figura 2.8- Modelo Simples para Análise de Rolamento de Partículas   | 18      |
| Figura 2.9- Partícula Angular Instável   | 20      |
| Figura 2.10- Partícula Angular Estável   | 20      |
| Figura 2.11- Sistema Estável de Partículas Angulosas   | 22      |
| Figura 2.12- Sistema Instável de Partículas Angulosas  | 23      |
| Figura 2.13- Disposição Randômica de Grãos Angulosos   | 24      |
| <b>CAPÍTULO 3</b>  |         |
| Figura 3.1- Comportamento para Larga Faixa de Tensões  | 32      |
| Figura 3.2- Comp. Típico de Ensaio Oedométrico em Solo Estruturado   | 36      |
| Figura 3.3- Comp. Típico de Ensaio Triaxial Não Drenado em Solo Estruturado com Elevado Índice de Vazios     | 36      |
| Figura 3.4- Comportamento Típico de Ensaio Triaxial Drenado em Solo Estruturado com Elevado Índice de Vazios | 37      |
| Figura 3.5- Curvas de Compressão de um Perfil Idealizado de uma Formação Geológica                           | 38      |
| Figura 3.6- Zonas de Plastificação   | 39      |
| Figura 3.7- Região com Cimentação Intacta  | 41      |

|  |    |
|--|----|
| Figura 3.8- Variação Volumétrica de Solos Cimentados | 43 |
|--|----|

## **CAPÍTULO 4**

|  |    |
|--|----|
| Figura 4.1- Curva Granulométrica   | 47 |
| Figura 4.2- Resultados dos Ensaio para as Amostras não Cimentadas        | 52 |
| Figura 4.3- Resultados Ampliados dos Ensaio para as Amostras sem Cimento | 53 |
| Figura 4.4- Resultados dos Ensaio para as Amostras com Cimento           | 54 |
| Figura 4.5- Resultados Ampliados dos Ensaio para as Amostras com Cimento | 55 |
| Figura 4.6- Estudo Comparativo – $\sigma_n = 100$ kPa                    | 56 |
| Figura 4.7- Estudo Comparativo – $\sigma_n = 150$ kPa                    | 56 |
| Figura 4.8- Estudo Comparativo – $\sigma_n = 200$ kPa                    | 57 |
| Figura 4.9- Estudo Comparativo – $\sigma_n = 300$ kPa                    | 58 |
| Figura 4.10- Aplicação do Critério Linear de Mohr-Coulomb                | 59 |
| Figura 4.11- Ajuste das Envoltórias de Resistência                       | 60 |

## **CAPÍTULO 5**

|  |    |
|--|----|
| Figura 5.1- Ensaio de Cisalhamento Direto - $\sigma_n = 100$ kPa               | 66 |
| Figura 5.2- Taxas de Mobilização das Resistências para $\sigma_n = 100$ kPa    | 67 |
| Figura 5.3- Ensaio de Cisalhamento Direto - $\sigma_n = 150$ kPa               | 68 |
| Figura 5.4- Taxas de Mobilização das Resistências para $\sigma_n = 150$ kPa    | 69 |
| Figura 5.5- Ensaio de Cisalhamento Direto - $\sigma_n = 200$ kPa               | 70 |
| Figura 5.6- Taxas de Mobilização das Resistências para $\sigma_n = 200$ kPa    | 71 |
| Figura 5.7- Ensaio de Cisalhamento Direto - $\sigma_n = 300$ kPa               | 72 |
| Figura 5.8- Taxas de Mobilização das Resistências para $\sigma_n = 300$ kPa    | 73 |
| Figura 5.9- Comportamento da Dilatância nas Distintas Fases e Níveis de Tensão | 74 |
| Figura 5.10- Comportamento do Atrito Grão-Grão nas Distintas                   |    |

|   |    |
|---|----|
| Fases e Níveis de Tensão  | 75 |
| Figura 5.11- Influência da Tensão Normal nos Parâmetros Iniciais  | 76 |
| Figura 5.12- Influência da Tensão Normal nos Parâmetros de Pico   | 77 |
| Figura 5.13- Influência da Tensão Normal nos Parâmetros Residuais | 78 |
| Figura 5.14- Envoltórias de Pico Não-Lineares Dente de Serra      | 78 |

## CAPÍTULO 6

|  |     |
|--|-----|
| Figura 6.1- Ajuste Linear da Envoltória de Resistência de uma Areia Densa                    | 80  |
| Figura 6.2- Envoltória de Resistência de uma Argila Normalmente Adensada                     | 82  |
| Figura 6.3- Processos de Ruptura num Solo Estruturado  | 83  |
| Figura 6.4- Fase I – Parâmetros de Atrito Estático   | 83  |
| Figura 6.5- Fase II – Quebra Rápida da Cimentação e Formação de um Dente de Serra Estrutural | 84  |
| Figura 6.6- Fase III - Quebra da Cimentação dos Grãos Existentes na Zona de Cisalhamento     | 84  |
| Figura 6.7- Fase IV - Modelo Estabelecido no Estado Residual                                 | 85  |
| Figura 6.8- Ensaio em Solo Estruturado - $\sigma_n = 100\text{kPa}$                          | 89  |
| Figura 6.9- Escala Ampliada do Ensaio em Solo Estruturado – $\sigma_n = 100\text{ kPa}$      | 90  |
| Figura 6.10- Taxas de Mobilização das Resistências - $\sigma_n = 100\text{ kPa}$             | 92  |
| Figura 6.11- Altura das Cristas do Dente de Serra – Fase I – $\sigma_n = 100\text{ kPa}$     | 93  |
| Figura 6.12- Ensaio em Solo Estruturado - $\sigma_n = 150\text{kPa}$                         | 94  |
| Figura 6.13- Escala Ampliada do Ensaio em Solo Estruturado – $\sigma_n = 150\text{ kPa}$     | 95  |
| Figura 6.14- Taxas de Mobilização das Resistências – $\sigma_n = 150\text{ kPa}$             | 96  |
| Figura 6.15- Altura da Crista do Dente de Serra – Fase II – $\sigma_n = 150\text{ kPa}$      | 97  |
| Figura 6.16- Ensaio em Solo Estruturado - $\sigma_n = 200\text{kPa}$                         | 98  |
| Figura 6.17- Escala Ampliada do Ensaio em Solo Estruturado – $\sigma_n = 200\text{ kPa}$     | 99  |
| Figura 6.18- Taxas de Mobilização das Resistências – $\sigma_n = 200\text{ kPa}$             | 101 |
| Figura 6.19- Altura da Crista do Dente de Serra – Fase II – $\sigma_n = 200\text{ kPa}$      | 102 |
| Figura 6.20- Ensaio em Solo Estruturado – $\sigma_n = 300\text{ kPa}$                        | 103 |
| Figura 6.21- Escala Ampliada do Ensaio em Solo Estruturado – $\sigma_n = 300\text{ kPa}$     | 104 |

|   |     |
|---|-----|
| Figura 6.22- Taxas de Mobilização das Resistências – $\sigma_n = 300\text{kPa}$               | 105 |
| Figura 6.23- Altura da Crista do Dente de Serra – Fase II – $\sigma_n = 300\text{ kPa}$       | 106 |
| Figura 6.24- Comportamento da Coesão Estrutural com o Nível de Tensão                         | 107 |
| Figura 6.25- Determinação da Coesão Verdadeira Estrutural e da Tensão Normal de Plastificação | 108 |
| Figura 6.26- Comportamento dos Parâmetros Friccionais Estáticos da Fase I                     | 109 |
| Figura 6.27- Comportamento dos Parâmetros Friccionais Cinéticos na Fase II                    | 109 |
| Figura 6.28- Comportamento dos Parâmetros Friccionais Cinéticos na Fase IV                    | 110 |
| Figura 6.29- Envoltória de Resistência do Modelo Estrutural na Fase I                         | 111 |
| Figura 6.30- Envoltórias de Resistência do Modelo Estrutural                                  | 112 |

## *Lista de Símbolos*

---

---

|                |  |
|----------------|--|
| $\phi$         | ângulo de atrito                                 |
| $\phi'$        | ângulo de atrito efetivo                         |
| $\varphi$      | ângulo de atrito intrínseco                      |
| $\psi$         | ângulo de dilatância                             |
| $\mu$          | coeficiente de atrito                            |
| $\nu$          | coeficiente de Poisson                           |
| $\sigma$       | tensão normal                                    |
| $\tau$         | tensão cisalhante                                |
| $\phi_\mu$     | ângulo de atrito grão-grão                       |
| $\Delta\sigma$ | variação de pressão confinante                   |
| $\sigma'$      | tensão efetiva                                   |
| $\tau_c$       | resistência unitária no contato                  |
| $\psi_e$       | ângulo de dilatância estrutural                  |
| $\phi_e$       | ângulo de atrito estrutural                      |
| $\delta_h$     | deslocamento horizontal                          |
| $\tau_i$       | resistência intrínseca                           |
| $\tau_i$       | resistência intrínseca                           |
| $\phi_m$       | ângulo de atrito matricial                       |
| $\psi_m$       | ângulo de dilatância matricial                   |
| $\tau_{mob}$   | resistência mobilizada                           |
| $\sigma_n$     | tensão normal ao plano de cisalhamento corrigida |
| $\phi_r$       | ângulo de atrito residual                        |
| $\psi_r$       | ângulo de dilatância residual                    |
| $\tau_r$       | resistência unitária total                       |
| $\Delta u$     | variação de poro pressão                         |
| $\delta_v$     | deslocamento vertical                            |
| $\sigma_y$     | tensão de plastificação                          |

|          |   |
|----------|---|
| $\phi_y$ | ângulo de atrito de contato plástico                |
| $a_0$    | área relativa de contato inicial                    |
| $A_c$    | área do contato                                     |
| $a_c$    | área relativa de contato entre grãos e a área total |
| $A_t$    | área total  |
| $c$      | coesão verdadeira                                   |
| $C_c$    | compressibilidade do esqueleto sólido               |
| $C_s$    | compressibilidade das partículas sólidas            |
| $C_u$    | coeficiente de não uniformidade                     |
| $C_w$    | compressibilidade volumétrica da água               |
| $d_c$    | diâmetro da área de contato                         |
| $d_I$    | dimensão intermediária da partícula                 |
| $d_L$    | dimensão longa da partícula                         |
| $d_S$    | dimensão curta da partícula                         |
| $e$      | índice de vazios                                    |
| $E$      | módulo de elasticidade                              |
| $F_a$    | força de atrito                                     |
| $k$      | coesão intrínseca                                   |
| $k_c$    | coesão no contato                                   |
| $n$      | porosidade do material                              |
| $N$      | força normal  |
| $n_b$    | porosidade de fronteira                             |
| $n_c$    | número de contatos                                  |
| $N_c$    | força no contato                                    |
| $N_p$    | número de partículas                                |
| $p_c$    | tensão de contato                                   |
| $q$      | resistência à compressão simples                    |
| $R$      | reação total  |
| $R_1$    | raio da esfera 1                                    |
| $R_2$    | raio da esfera 2                                    |
| $SF$     | fator de forma                                      |

|       |                         |
|-------|-------------------------|
| $S_u$ | resistência não drenada |
| $T$   | força tangencial        |
| $u$   | poro pressão            |
| $V_s$ | volume de sólidos       |
| $W$   | força peso              |

## INTRODUÇÃO

### 1.1- OBJETIVOS GERAIS

O fato que mais motivou a realização deste trabalho foi a observação rotineira do excesso de cortes verticais existente e que ainda vêm sendo realizados nas periferias das cidades, geralmente no fundo dos quintais das casas de pessoas carentes, sem a mínima preocupação com as condições reais de estabilidade e segurança.

Para manter estáveis estes cortes, que geralmente têm cerca de 2 a 6 metros, é necessário o material dispor de coesão e/ou sucção suficiente(s), uma vez que a resistência por atrito na face é nula. Tozatto et al. (2001) relatou que esses cortes são geralmente realizados para implantação de moradias precárias, com elevações em torno de 3 a 4 metros.

Em muitos casos, a estabilidade está intrinsecamente associada à cimentação natural uma vez que a sucção matricial é consideravelmente reduzida nos períodos de longa estiagem, com a secagem do solo, e nos longos períodos de chuvas, com a saturação do solo.

Apesar de haver muita sofisticação para modelagem do comportamento mecânico de solos e rochas, o critério linear de Mohr-Coulomb tem sido utilizado extensivamente na quantificação da resistência ao cisalhamento desses materiais, sendo os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, rotineiramente utilizados no desenvolvimento de estudos de estabilidade de taludes, obras de contenção e fundações.

Para estudos da estabilidade de cortes verticais em terrenos estruturados, a utilização da coesão de intercepto, advinda do critério linear de Mohr-Coulomb, não traduz de forma fiel a coesão verdadeira do material em questão. Esse seria o parâmetro decisivo na precisão da análise de segurança desses cortes.

Buscando elaborar uma rotina de estudos com vistas a quantificar de forma mais adequada a coesão verdadeira dos solos estruturados, neste trabalho será desenvolvido um estudo experimental com um solo arenoso artificialmente cimentado. O mesmo material sem cimento também será estudado, buscando identificar alguma congruência entre os comportamentos.

Por se tratar de uma linha de pesquisa recente no Departamento de Engenharia Civil da UFOP, nenhuma sofisticação foi incorporada, sendo utilizado no estudo uma areia média uniforme, um único tipo de cimento, um único teor de cimento e o ensaio de cisalhamento direto convencional.

Para avaliação do comportamento do solo sem cimento e cimentado foi utilizado o conhecido modelo Dente de Serra. Esse modelo, normalmente aplicado a solos arenosos não cimentados, foi aqui utilizado para os solos artificialmente cimentados, com a inclusão da parcela coesiva do material.

## **1.2 - ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO**

Este trabalho foi dividido em 7 capítulos.

No Capítulo 1, faz-se uma breve apresentação dos objetivos principais deste estudo e a estruturação do trabalho.

No Capítulo 2, faz-se um revisão geral do comportamento friccional de solos granulares com abordagem baseada na física clássica. Faz-se também a apresentação de um estudo hipotético da transmissão de forças entre grãos e a avaliação da plastificação nos contatos grão-grão. Apresenta-se ainda no Capítulo 2 uma discussão dos processos de movimento dos grãos por deslizamento e/ou rolamento na fase de cisalhamento.

No Capítulo 3, faz-se uma abordagem inicial e uma avaliação da aplicabilidade do princípio das tensões efetivas em solos estruturados, seguida da apresentação de diversos comentários sobre o comportamento observado pelos respectivos autores dos resultados de estudos experimentais realizados com solos cimentados.

No Capítulo 4, faz-se apresentação do material em estudo, dos procedimentos de preparação das amostras e ensaio. Apresenta-se na seqüência, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados com amostra não cimentadas e cimentadas.

No Capítulo 5, faz-se a apresentação do modelo Dente de Serra e sua aplicação na interpretação dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras arenosas não cimentadas. Com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras não cimentadas, faz-se a apresentação detalhada das quatro fases dos ensaios e seus respectivos parâmetros.

No Capítulo 6, faz-se a apresentação do modelo Dente de Serra para solos cimentados, aqui denominado Modelo Estrutural. Com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras agora cimentadas, faz-se a apresentação detalhada das quatro fases dos ensaios e seus respectivos parâmetros. Com base na interpretação final dos resultados, foi possível apresentar uma nova proposta para determinação da coesão verdadeira do solo estruturado.

No Capítulo 7, faz-se a apresentação das principais conclusões do trabalho e algumas sugestões para novas pesquisas.

## **ASPECTOS GERAIS DO COMPORTAMENTO DE SOLOS ARENOSOS**

### **2.1 – FUNDAMENTOS DA ESTÁTICA**

Dos conceitos da física clássica, um corpo pode ser considerado como uma partícula, podendo assim ser representado por um ponto geométrico no qual toda sua massa está concentrada. Este caso se aplica quando as dimensões do corpo são desprezíveis em relação a dimensão de outros elementos presentes.

Num outro enfoque, um corpo pode ser considerado uma partícula, se todos seus pontos executam o mesmo movimento. Nesse caso, uma partícula não estaria associada a uma dimensão, mesmo que analisada de forma relativa.

Para o desenvolvimento dos estudos contidos nesse trabalho, esse conceito de partícula será adotado, ou seja, os elementos sólidos que constituem os solos arenosos não serão considerados um ponto genérico e sim um corpo de dimensão apreciável, aqui denominado grão.

De forma clássica tem-se que um arranjo matricial é um conjunto de grãos no qual os movimentos e posições podem ser dependentes ou independentes.

Entende-se como dependente quando as posições dos grãos permanecem constantes quando o arranjo matricial é submetido a uma variação no seu estado de tensão. Neste caso, o arranjo matricial é considerado com sendo um corpo perfeitamente rígido – “corpo rígido”.

No caso de movimentos independentes, ou seja, as posições dos grãos não permanecem constantes quando o arranjo matricial é submetido a uma variação no seu estado de tensão, não se pode adotar o conceito de corpo rígido descrito acima.

Levando em consideração que a alteração de forma nos grãos, devido a variação do estado de tensão no arranjo matricial é desprezível, neste trabalho, o grão individual será tratado como sendo um corpo rígido e o arranjo matricial poderá ter um comportamento de corpo rígido a depender do nível de deformação ou resistência mobilizada.

Os princípios da estática estabelecem as propriedades básicas das forças aplicadas a um corpo perfeitamente rígido. Uma vez considerado o grão como sendo um corpo rígido, o estudo do seu comportamento mecânico pode ser desenvolvido através desses princípios, a saber:

- Lei da Inércia – Primeira Lei de Newton;
- Equilíbrio de duas forças;
- Princípio da superposição (sobreposição);
- Regra do paralelogramo;
- Lei da Ação e Reação – Terceira Lei de Newton.

Da física clássica tem-se que num arranjo matricial as partículas podem estar no seu estado livre ou impedidas de mover. Aparecem assim, as forças que opõem-se a possíveis movimentos, chamadas de reações de apoio ou simplesmente, reações.

Na Figura 2.1 tem-se ilustrado um grão em forma de esfera sobre um plano liso (Almeida et al.,1988). A reação ao peso  $W$  da esfera é  $N$ , normal a superfície suporte.

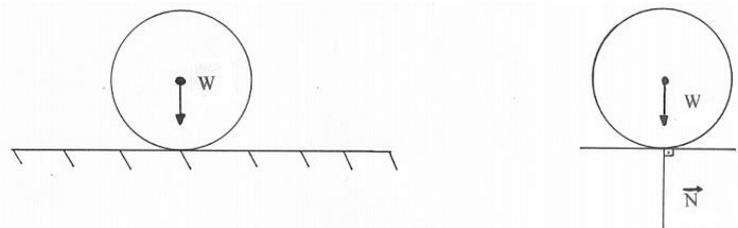


Figura 2.1 – Reação em um plano liso (Almeida et al.,1988).

Na Figura 2.2 tem-se ilustrado um grão em forma de esfera sobre um plano áspero, que é representado por um plano inclinado. As componentes de reação são uma

componente normal,  $N$ , perpendicular ao plano, e uma componente tangencial,  $F_a$ , paralela ao plano.

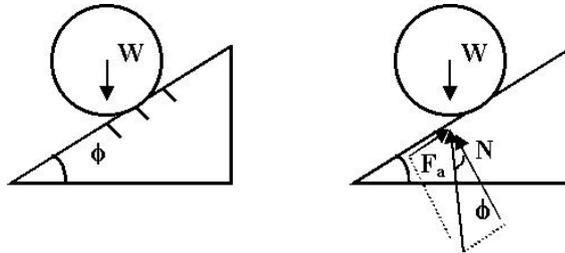


Figura 2.2 – Reação em um plano áspero (Almeida et al.,1988).

A componente tangencial é denominada pela física clássica de força de atrito. A força de atrito é sempre oposta ao movimento do grão.

A reação total  $R$ , que é a soma vetorial de  $N$  e  $F_a$ , faz com a perpendicular ao plano de contato um ângulo  $\phi$ , igual a inclinação do plano liso, ou seja, sem aspereza. O ângulo  $\phi$  é denominado de ângulo de atrito.

Assim, tem-se que para uma superfície lisa, ou seja, sem rugosidade, o ângulo de atrito igual a zero. Sendo que, quanto mais áspera a superfície for, maior será o ângulo de atrito.

De acordo com o exposto, a força de atrito depende do grau de aspereza das superfícies de contato e da força normal atuante entre elas.

Para manter o grão apresentado na Figura 2.2 na iminência de mover-se para cima ou para baixo, a força de atrito deverá igualar-se a componente tangencial de  $W$ , ou seja,

$$F_a = F = W \cdot \sin \phi \quad (2.1)$$

onde  $F$ , componente tangencial de  $W$ , tem o sentido oposto a  $F_a$ .

Sendo  $N$ , a componente normal de  $W$ , tem-se

$$N = W \cdot \cos \phi \quad (2.2)$$

Dividindo  $F_a$  (Expressão 2.1) por  $N$  (Expressão 2.2), tem-se

$$\frac{F_a}{N} = \frac{W \operatorname{sen} \phi}{W \operatorname{cos} \phi} = \tan \phi = \mu \quad (2.3)$$

onde  $\tan \phi$  é denominado de coeficiente de atrito ( $\mu$ ). Na Tabela 2.1 é apresentado valores típicos de coeficientes de atrito.

Tabela 2.1 – Coeficientes de atrito (Sears,1960).

| <b>Materiais</b>                  | <b><math>\mu</math></b> | <b><math>\phi(^{\circ})</math></b> |
|-----------------------------------|-------------------------|------------------------------------|
| Madeira sobre madeira seca        | 0,25 a 0,50             | 14,0 a 26,6                        |
| Metal sobre metal seco            | 0,15 a 1,40             | 8,5 a 54,5                         |
| Superfícies polidas, lubrificadas | 0,05 a 0,08             | 2,9 a 4,6                          |

Como elucidado, o ângulo de atrito está associado a inclinação de um plano, representativo de uma superfície áspera. Caso a força  $N$  altere a inclinação desse plano, o ângulo de atrito passa a ser função de  $N$ , ou seja, além da força de atrito, o coeficiente de atrito,  $\mu$ , também seria função de  $N$ .

Da física clássica é sabido que o coeficiente de atrito é definido como sendo estático antes do movimento e cinético durante o movimento. Tem-se também consolidado que o coeficiente de atrito estático é maior que o coeficiente de atrito cinético. Como discursado, essa minimização pode estar associada a dois efeitos em destaque.

O primeiro associado a um polimento ou deformações plásticas da superfície, provocadas pelo deslizamento. Sendo a superfície menos áspera, menor será a inclinação das ondulações dos minúsculos planos inclinados de  $\phi$ .

O segundo efeito está associado a deformações elásticas nos contatos que tendem, momentaneamente, minimizar a aspereza reduzindo assim o ângulo de atrito.

Em resumo pode-se conceber que quanto maior a carga  $N$ , menor será a aspereza da superfície em deslizamento, ou seja, quanto maior  $N$  menor será o ângulo de atrito.

Seguindo essa linha de raciocínio, se a força  $N$  for suficientemente grande para proporcionar um polimento perfeito da superfície de deslizamento durante o movimento, tem-se que o ângulo de atrito da superfície perfeitamente polida, sem aspereza, será igual a zero.

## 2.2 – TRANSMISSÃO DE FORÇAS ENTRE PARTÍCULAS DE SOLO

Tomando-se como base os conceitos clássicos da estática, resumidamente aqui apresentados, as forças de contato desenvolvidas entre grãos podem se dividir em componentes normais e tangenciais à superfície de contato.

Num sistema cuja matriz é constituída de grãos de areia, a carga aplicada a mesma é transmitida de forma complexa sobre todos os pontos de contato. Assim, quanto maior o número de contatos, menor será a força por contato, ou seja, para uma mesma força externa, quanto menor forem os grãos de areia, menor será a força nos contatos.

De acordo com Lambe e Whitman (1979), em função da magnitude das forças internas (peso próprio) e externas (cargas induzidas), as partículas individuais deformam-se conforme as forças de contato. Assim, deformações elásticas (recuperáveis) e/ou plásticas (irrecuperáveis) podem ocorrer nos pontos de contato.

Apesar de parecerem lisos, os pontos de contato dos grãos de areia tendem a ter acentuadas asperezas, como ilustrado na Figura 2.3 (Dickey, 1966, citado por Lambe e Whitman, 1979).

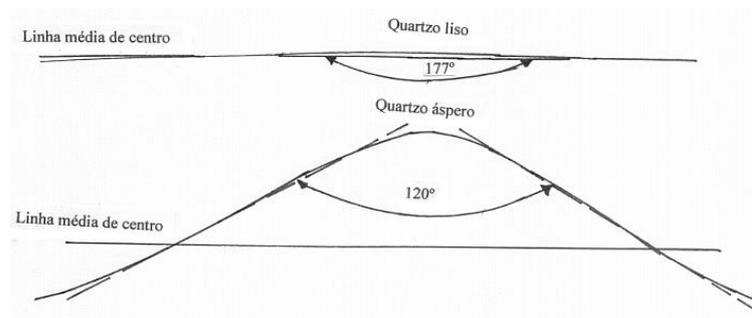


Figura 2.3 – Aspereza típica em superfícies de quartzo.

Como ilustrado na Figura 2.3, superfícies polidas de quartzo apresentam ondulações de 3 graus (aspereza de 50nm), ao passo que nas superfícies naturais as ondulações são da ordem de 30 graus (aspereza de 500nm).

Intuitivamente tem-se que os contatos entre os grãos de areia ocorrem nas cristas das asperezas, numa área bastante pequena, como ilustrado na Figura 2.4.

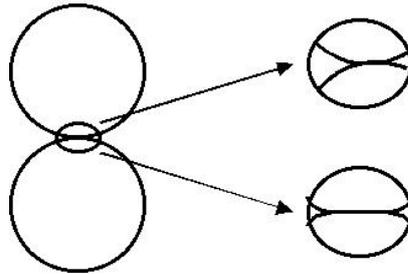


Figura 2.4 – Contato entre grãos de areia.

Convencido de que a área de contato era muito pequena, Terzaghi (1925) propôs que a tensão de contato seria a própria tensão de plastificação do material, ou seja,

$$N = A_c \sigma_y \quad (2.4)$$

onde  $N$  é a força normal no contato,  $A_c$  a área do contato e  $\sigma_y$  a tensão de plastificação no ponto de contato da partícula de solo.

Terzaghi (1925) sugeriu então que a matriz de partículas de solo teria uma resistência ao cisalhamento de contato puramente coesiva, sendo a força de atrito tangencial máxima no contato igual a

$$F_a = A_c k \quad (2.5)$$

onde  $k$  é a coesão no contato proporcionada pela plastificação.

Das Expressões (2.4) e (2.5), tem-se

$$F_a = \frac{N}{\sigma_y} k = N \frac{k}{\sigma_y} \quad (2.6)$$

Comparando as Expressões (2.3) com (2.6) tem-se

$$\frac{k}{\sigma_y} = \mu \quad (2.7)$$

De acordo com a Expressão 2.6, a força de atrito,  $F_a$ , é proporcional a força normal,  $N$ , como já comentado no item anterior. No entanto, desde que esteja garantida a plastificação no contato para qualquer nível de tensão externa, o coeficiente de atrito no contato grão-grão mostra-se independente de  $N$ , sendo igual a razão entre a coesão proporcionada pela plastificação,  $k$ ; e a tensão de plastificação,  $\sigma_y$ , características intrínsecas do material.

Rowe (1962), citado por Lambe e Whitman (1979) variou em 50 vezes a força  $N$  e observou uma variação de apenas um grau na magnitude do ângulo de atrito grão-grão, simbolizado neste trabalho por  $\phi_\mu$ .

Segundo Skempton (1961) e Lambe e Whitman (1979), esse desenvolvimento de Terzaghi (1925) ficou por muito tempo esquecido, sendo abordado posteriormente nos trabalhos de Bowden e Tabor (1942, 1950, 1964) e Tabor (1959).

Lambe e Whitman (1979) mencionaram esse estudo como sendo denominado “Teoria Adesiva do Atrito” (*Adhesion Theory of Friction*) sendo atribuído a essa coesão um efeito de solda fria no contato.

De acordo com Skempton (1961), para muitos materiais, como por exemplo o quartzo, o coeficiente de atrito é aproximadamente 0,5. Assim, para esses materiais, a coesão por solda fria equívale a 50% da tensão de plastificação do material. No caso do quartzo, essa coesão seria da ordem de 5,15GPa ( $\sigma_{y \text{ quartzo}}=10,3\text{GPa}$ ), cerca de 10 vezes maior que a resistência à tração do aço (CA50). Para um conjunto de mobilização friccional, esse valor representaria um ângulo de atrito grão-grão, ou seja, ondulação grão-grão de 26,6 graus. Como pode ser observado na Figura 2.3, o ângulo interno

correspondente a ondulação é de 120 graus. Assim, a inclinação da ondulação com a horizontal é de 30 graus, valor muito próximo de 26,6 graus.

Ribeiro (2001), apresentou um estudo resumido para avaliação da possibilidade de plastificação nos contatos de solos arenosos naturais submetidos a níveis de tensões de engenharia. Esse estudo é brevemente apresentado a seguir.

De acordo com a teoria da elasticidade, o diâmetro da área de contato,  $d_c$ , entre duas esferas elásticas é dado pela Expressão (citado por Lambe e Whitman, 1979)

$$d_c = \left[ \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{E} N_c \frac{R_1 R_2}{R_1 + R_2} \right]^{1/3} \quad (2.8)$$

onde  $\nu$ , é o coeficiente de Poisson;  $E$ , o módulo de elasticidade;  $N_c$  a força no contato; e  $R_1$  e  $R_2$ , os raios das esferas 1 e 2, respectivamente.

O volume de sólidos,  $V_s$ , de um volume unitário pode ser determinado pela expressão

$$V_s = \frac{1}{1 + e} \quad (2.9)$$

onde  $e$  é o índice de vazios.

O número de partículas em um volume unitário pode ser então obtido através da razão entre este e o volume de uma partícula sólida. De uma forma aproximada, para esse cálculo, foi considerado partículas esféricas de raio representativo  $R$ .

$$N_p = \frac{1}{(1 + e)} \frac{3}{4\pi R^3} \quad (2.10)$$

Como proposto por Lambe e Whitman (1979), o número de contatos pode ser determinado considerando que cada partícula faz dois contatos numa unidade de área. Assim, esses autores sugerem que o número de contatos,  $n_c$ , seja

$$n_c = 2(N_p)^{2/3} \quad (2.11)$$

De posse do número de contatos determina-se a força em cada contato

$$N_c = \frac{\sigma}{n_c} \quad (2.12)$$

onde  $\sigma$ , é a tensão externa.

Substituindo  $N_c$  na Expressão (2.8), torna-se possível estimar a área de contato

$$A_c = \frac{\pi d_c^2}{4} \quad (2.13)$$

A tensão de contato,  $p_c$ , será igual a

$$p_c = \frac{N_c}{A_c} \quad (2.14)$$

Sendo a tensão de plastificação do quartzo igual a 10.300MPa, o módulo de elasticidade igual a 75.800MPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,31, faz-se a seguir um breve estudo para avaliação da possibilidade de plastificação no contato, em um solo arenoso hipotético.

Para um solo hipotético, admite-se grãos esféricos de quartzo; uniformes; com diâmetro 0,3mm; num arranjo matricial tipo cúbico; com índice de vazios igual a 0,92.

Simulando os níveis de tensão típicos de engenharia que são normalmente adotados em ensaios de laboratório, tem-se para as tensões médias externas de 50, 100, 200 e 400kPa, os resultados apresentados na Tabela 2.2.

Com base nos resultados, não haveria possibilidade de plastificação nos contatos.

Tabela 2.2 – Tensões de contato – Quartzo liso – D=0,3mm.

| $\sigma$ (kPa) | $n_c$    | $N_c$ (kN) | $d_c$ (m) | $A_c$ (m <sup>2</sup> ) | $P_c$ (kPa) |
|----------------|----------|------------|-----------|-------------------------|-------------|
| 50             | 2,21E+07 | 2,26E-06   | 3,65E-06  | 1,04E-11                | 2,16E+05    |
| 100            | 2,21E+07 | 4,52E-06   | 4,59E-06  | 1,66E-11                | 2,72E+05    |
| 200            | 2,21E+07 | 9,03E-06   | 5,79E-06  | 2,63E-11                | 3,43E+05    |
| 400            | 2,21E+07 | 1,81E-05   | 7,29E-06  | 4,18E-11                | 4,33E+05    |

De acordo com os valores de aspereza encontrados para o quartzo natural, em torno de 500nm, uma nova simulação foi realizada, considerando  $R_1$  e  $R_2$  com essa magnitude. Os resultados estão apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Tensões de contato – Quartzo áspero (500nm) – D=0,3mm.

| $\sigma$ (kPa) | $n_c$    | $N_c$ (kN) | $d_c$ (m) | $A_c$ (m <sup>2</sup> ) | $P_c$ (kPa) |
|----------------|----------|------------|-----------|-------------------------|-------------|
| 50             | 2,21E+05 | 2,26E-04   | 2,01E-06  | 3,16E-12                | 7,14E+07    |
| 100            | 2,21E+05 | 4,52E-04   | 2,53E-06  | 5,02E-12                | 9,00E+07    |
| 200            | 2,21E+05 | 9,03E-04   | 3,19E-06  | 7,97E-12                | 1,13E+08    |
| 400            | 2,21E+05 | 1,81E-03   | 4,01E-06  | 1,26E-11                | 1,43E+08    |

Como pode ser observado, as tensões de contato superam a tensão de plastificação do quartzo em todos os níveis de tensões externas avaliados.

Procurando agora encontrar um diâmetro de partícula no qual o número de contatos seria suficiente para evitar a plastificação, um novo estudo foi desenvolvido. O valor encontrado situa-se em torno de 0,1mm (areia fina). Os resultados estão apresentados na Tabela 2.4.

Os resultados evidenciam plastificação para os níveis de tensão 200 e 400kPa. Assim, a transição estaria entre as tensões 100 e 200kPa.

Como visto anteriormente, Terzaghi (1925) acreditava que os pontos de contato se plastificavam gerando um tipo de solda fria. Nesse breve exercício realizado com o quartzo, pode-se verificar que a plastificação nos contatos é possível de ocorrer em solos granulares para níveis típicos de tensão de engenharia.

Tabela 2.4 – Tensões de contato – Quartzo áspero (500nm) – D=0,1mm.

| $\sigma$ (kPa) | $n_c$    | $N_c$ (kN) | $d_c$ (m) | $A_c$ (m <sup>2</sup> ) | $P_c$ (kPa) |
|----------------|----------|------------|-----------|-------------------------|-------------|
| 50             | 1,99E+08 | 2,51E-07   | 2,08E-07  | 3,39E-14                | 7,40E+06    |
| 100            | 1,99E+08 | 5,02E-07   | 2,62E-07  | 5,38E-14                | 9,32E+06    |
| 200            | 1,99E+08 | 1,00E-06   | 3,30E-07  | 8,55E-14                | 1,17E+07    |
| 400            | 1,99E+08 | 2,01E-06   | 4,16E-07  | 1,36E-13                | 1,48E+07    |

Ribeiro (2001) ainda desenvolveu a seguinte análise comparativa. Para os níveis de tensão que induzem plastificação no contato, tem-se

a área de contato

$$A_c = \frac{N_c}{\sigma_y} \quad (2.15)$$

a área total

$$A_T = A_c \cdot n_c = \frac{N_c}{\sigma_y} \cdot n_c \quad (2.16)$$

a resistência unitária total

$$\tau_r = k \cdot A_T = k \cdot \frac{N_c}{\sigma_y} \cdot n_c = \frac{k}{\sigma_y} \cdot N_c \cdot n_c = \mu \cdot N_c \cdot n_c \quad (2.17)$$

Para os níveis de tensão que não induzem plastificação no contato, tem-se

resistência unitária no contato

$$\tau_c = \frac{N_c}{A_c} \mu \quad (2.18)$$

resistência unitária total

$$\tau_r = \tau_c . A_c . n_c = \frac{N_c}{A_c} . \mu . A_c . n_c = \mu . N_c . n_c \quad (2.19)$$

Assim, sendo o coeficiente de atrito definido pela Teoria Adesiva do Atrito é igual ao coeficiente de atrito definido pela física clássica, ambas as análises levam a resultados idênticos.

Dando crédito ao comportamento de resistência puramente friccional nos contatos, mesmo na ocorrência de plastificação, Ribeiro (2001) sugeriu que essa não induziria uma solda fria mas sim uma superfície pseudo áspera com ondulação  $\phi_y$ , que no caso de grãos de quartzo  $\phi_y$  seria de 26,6 graus ( $\mu=0,5$ ). Apesar de distintos na concepção, em magnitude o atrito grão-grão seria igual ao atrito de contato plástico.

Como representado na Figura 2.5, a esse novo parâmetro foi atribuída a denominação de ângulo de atrito de contato plástico.

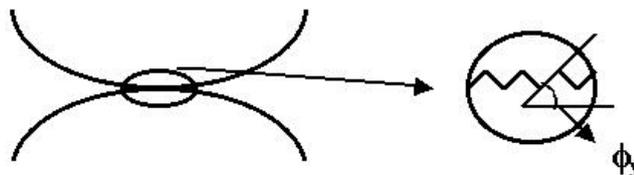


Figura 2.5 – Ângulo de atrito de contato plástico,  $\phi_y$  (Ribeiro, 2001).

Bromwell (1966) e Dickey (1966) (citado por Lambe e Whitman,1979) mostraram que para o quartzo muito rugoso, com  $1,5\mu\text{m}$  de aspereza, independentemente de estar saturado ou seco, puro ou com impurezas (pó, silte ou argila), tem-se um coeficiente de atrito grão-grão igual a 0,5 (26,6 graus). No caso de

grãos de quartzo rugoso puro, com 500nm de aspereza, estando saturado ou seco, tem-se o mesmo valor para o atrito grão-grão.

Esse comportamento dá indícios de que no contato grão-grão quem controla a resistência é uma dilatância local, proporcionada por uma ondulação 26,6 graus. Novamente, pode-se mencionar que este valor está muito próximo dos 30 graus de ondulação, como apresentado na Figura 2.3 para aspereza 500nm.

## 2.3 – MODELO DE RESISTÊNCIA NUM SISTEMA DE CONTATOS

### 2.3.1 - Deslizamento

De acordo com o grão ilustrado na Figura 2.6, tem-se que sua superfície apresenta uma aspereza representada pelo ângulo  $\phi_{\mu}$ . Para aplicar o modelo clássico do atrito na resistência de contato grão-grão tem-se que o coeficiente de atrito dessa superfície é  $\text{tg}\phi_{\mu}$ .

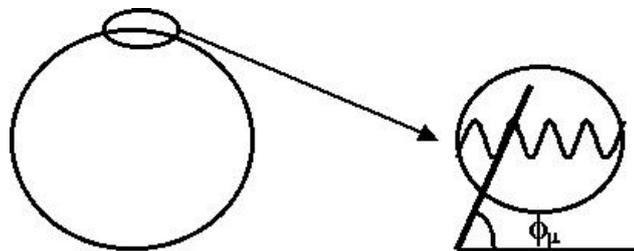


Figura 2.6 – Ângulo de atrito grão-grão,  $\phi_{\mu}$ .

Num conjunto de grãos, como ilustrado na Figura 2.7, para ocorrer o movimento cisalhante, grãos deverão elevar-se segundo um ângulo de dilatância  $\psi$ .

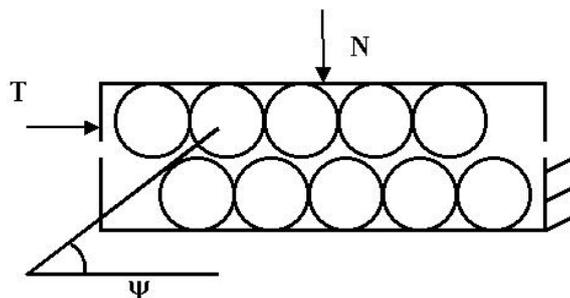


Figura 2.7 – Sistema de partículas submetidas ao cisalhamento.

Verifica-se nesse processo de movimento que o ângulo de dilatância tende a diminuir com o movimento ascendente de um grão sobre o adjacente.

De acordo com o modelo apresentado na Figura 2.7, antes do início do deslocamento por deslizamento do grão, tem-se

$$T \cos \psi = N \sin \psi + (N \cos \psi + T \sin \psi) \operatorname{tg} \phi_{\mu} \quad (2.20)$$

$$T = N \operatorname{tg} \psi + (N + T \operatorname{tg} \psi) \operatorname{tg} \phi_{\mu} \quad (2.21)$$

$$T = N \operatorname{tg} \psi + N \operatorname{tg} \phi_{\mu} + T \operatorname{tg} \psi \operatorname{tg} \phi_{\mu} \quad (2.22)$$

$$T - T \operatorname{tg} \psi \operatorname{tg} \phi_{\mu} = N (\operatorname{tg} \psi + \operatorname{tg} \phi_{\mu}) \quad (2.23)$$

$$T = N \frac{(\operatorname{tg} \psi + \operatorname{tg} \phi_{\mu})}{(1 - \operatorname{tg} \psi \operatorname{tg} \phi_{\mu})} \quad (2.24)$$

$$\frac{(\operatorname{tg} \psi + \operatorname{tg} \phi_{\mu})}{(1 - \operatorname{tg} \psi \operatorname{tg} \phi_{\mu})} = \operatorname{tg} (\psi + \phi_{\mu}) \quad (2.25)$$

$$T = N \operatorname{tg} (\psi + \phi_{\mu}) = N \operatorname{tg} (\phi) \quad (2.26)$$

Esse modelo de comportamento é conhecido como Modelo Dente de Serra e representa de forma simples um sistema de superposição de efeitos entre dois planos inclinados. O primeiro, a nível de contato grão-grão, com inclinação igual a  $\phi_\mu$  e outro, associado ao arranjo matricial do sistema de grãos, com inclinação  $\psi$ .

Como demonstrado acima, para um sistema de grãos, o coeficiente de atrito pode ser definido pela Expressão 2.26, sendo o ângulo de atrito,  $\phi$ , igual a soma dos ângulos associados a aspereza do grão,  $\phi_\mu$ , e o ângulo associado a dilatância no cisalhamento,  $\psi$ .

No caso de plastificação no contato, o modelo ainda pode ser aplicado, sendo  $\phi_\mu$  substituído por  $\phi_y$ . Devido a similitude da magnitude desse parâmetros proposta por Ribeiro (2001), na seqüência deste trabalho far-se-á referência apenas ao primeiro.

### 2.3.2 - Rolamento

Utilizando de um modelo simples, Ribeiro (2001) procurou avaliar o desenvolvimento de movimentos de rotação e translação de partículas como ilustrado na Figura 2.8. Neste modelo, a partícula inferior está subindo o plano inclinado de  $\psi$  girando no sentido horário. A partícula superior resistirá ao movimento com uma reação no contato grão-grão e no contato com a superfície do plano inclinado que tem o mesmo coeficiente de atrito grão-grão.

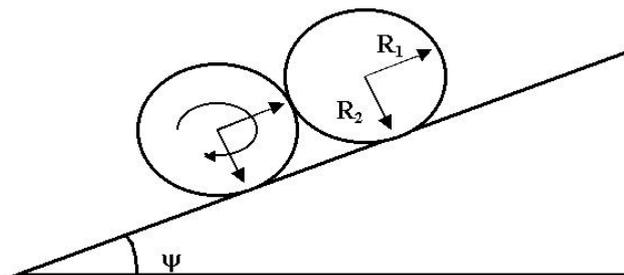


Figura 2.8 – Modelo simples para análise de rolamento de partículas (Ribeiro, 2001).

Assim, por equilíbrio de momentos pode-se chegar a seguinte expressão

$$R_1.W \operatorname{sen} \psi.tg\phi_\mu = R_2.W \cos \psi.tg\phi_\mu \quad (2.27)$$

onde  $W$  é o peso da partícula,  $R_1$  e  $R_2$  são os raios nas direções paralela e normal ao plano de inclinação  $\psi$ , respectivamente.

Para ocorrer o rolamento da partícula superior sobre o plano inclinado, a parcela do lado esquerdo da Expressão 2.27 deve ser menor que a parcela do lado direito, ou seja

$$R_1.W \operatorname{sen} \psi.tg\phi_\mu < R_2.W \cos \psi.tg\phi_\mu \quad (2.28)$$

caso contrário, essa partícula vai deslizar sobre o plano quando do movimento.

Simplificando a Expressão 2.28 e sendo  $R_1$  igual a  $R_2$ , tem-se que para ocorrer o rolamento

$$\operatorname{sen} \psi < \cos \psi \quad (2.29)$$

ou seja,

$$\tan \psi < 1 \quad (2.30)$$

o que representa ter um plano inclinado com  $\psi < 45^\circ$ .

Com base neste modelo simples, sendo as partículas esféricas idênticas, Ribeiro (2001) propôs que durante o cisalhamento o rearranjo das partículas se dá concomitantemente por deslizamento e rolamento a depender exclusivamente do ângulo de dilatância local.

Ribeiro (2001) estendeu essa análise para partículas angulosas. Assim, da Expressão 2.28 tem-se

$$R_1 \operatorname{sen} \psi < R_2 \cos \psi \quad (2.31)$$

ou,

$$\tan \psi < \frac{R_2}{R_1} \quad (2.32)$$

Sendo a razão dos raios igual a 2, o que representaria uma partícula angulosa do tipo instável, com sua maior dimensão orientada normal ao plano de dilatância (Figura 2.9), o rolamento ocorreria para ângulos de dilatância menores que 63 graus. Ou seja, para haver deslizamento nesse caso, a inclinação do plano deveria ser muito elevada, superior a 63 graus.

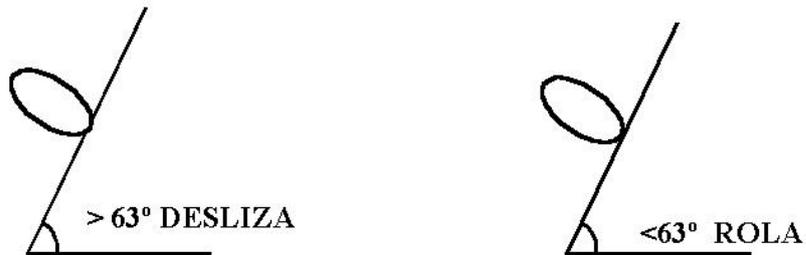


Figura 2.9 - Partícula angulosa instável.

Em contrapartida, sendo a razão igual a 0,5, o que representaria uma partícula angulosa do tipo estável, com sua maior dimensão orientada de forma paralela ao plano de dilatância (Figura 2.10), para ocorrer o deslizamento basta o ângulo de dilatância ser maior que 26,6 graus.



Figura 2.10 – Partícula angulosa estável.

Segundo Shahu e Yudhbir (1998) a definição de angulosidade foi primeiramente apresentada por Wadell (1932) e posteriormente modificada por Powers (1953).

Blatt et al. (1971, citado por Shahu e Yudhbir, 1998), definiram o fator de forma,  $SF$ , como sendo

$$SF = \frac{d_s}{\sqrt{d_L \cdot d_I}} \quad (2.33)$$

onde  $d_s$ ,  $d_L$  e  $d_I$ , são as dimensões curta, longa e intermediária da partícula, respectivamente.

Shahu e Yudhbir (1998), apresentaram valores de fator de forma para quatro tipos de areia. Os valores variaram de 0,77 a 0,54, sendo os maiores para areias do tipo esféricas com grãos bem arredondados e os menores para areias angulosas.

Para uma análise expedita, tomando-se como base o modelo do tipo estável, como ilustrado na Figura 2.10; adotando  $d_L$  igual a  $d_I$ , o fator de forma proposto por Blatt et al. (1971) foi adaptado por Ribeiro (2001) em termos de  $R_1$  e  $R_2$ , como apresentado na Expressão 2.34.

$$SF = \frac{R_2}{R_1} \quad (2.34)$$

Rescrevendo a Expressão 2.32, tem-se

$$\tan \psi < SF \quad (2.35)$$

ou seja, para uma faixa típica de fator de forma, entre 0,5 e 0,8, tem-se correspondentes os ângulos de dilatância para estudo, situados entre 26,6 a 38,7 graus, respectivamente.

Com base nesse modelo, tem-se que para grãos de areia com fator de forma igual a 0,8 (partículas esféricas) dispostos num plano de cisalhamento em posição do tipo

estável, tendem a deslizar sobre o plano de cisalhamento, desde que esse tenha uma inclinação superior a 38,7 graus. Para valores inferiores, os grãos tenderiam a rolar.

Por outro lado, sendo o fator de forma igual a 0,5 (partículas angulares), a movimentação dos grãos na zona cisalhante dar-se-ia por deslizamento para planos com inclinação superiores a 26,6 graus.

Segundo Ribeiro (2001), para o caso de areias angulosas dispostas no plano de cisalhamento em posição do tipo estável, situação comum para grandes deformações, existe uma nítida tendência do movimento ser preferencialmente por deslizamento, uma vez que ângulos de dilatância maiores de 26,6 graus são predominantes nesse sistema (Figura 2.11).

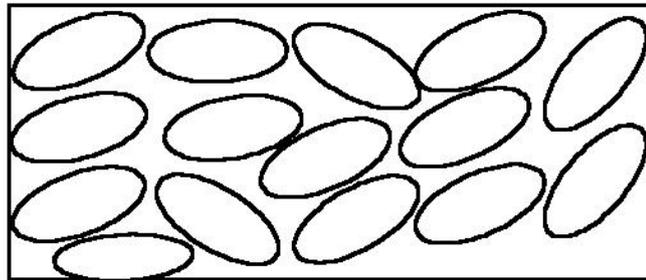


Figura 2.11 - Sistema estável de partículas angulosas.

Estendendo essa análise para o sistema do tipo instável, a Expressão 2.35 é reescrita na forma

$$\tan \psi < \frac{1}{SF} \quad (2.36)$$

assim, para uma faixa típica de fator de forma, entre 0,5 e 0,8, tem-se correspondentes os ângulos de dilatância para estudo, situados entre 63,4 a 51,3 graus, respectivamente.

Com base nesse modelo simples, tem-se que para areias dispostas num sistema do tipo instável, com fator de forma igual a 0,8 (partículas esféricas), a tendência a deslizar sobre o plano de cisalhamento, desde que esse tenha uma inclinação superior a 51,3 graus. Para valores inferiores, os grãos tenderiam a rolar no caso de uma solicitação cisalhante.

Por outro lado, sendo o fator de forma igual a 0,5 (partículas angulares), o movimento dar-se-ia por deslizamento para planos com inclinação superiores a 63,4 graus, caso contrário, o processo seria por rolamento.

Em contraposição ao caso anterior, Ribeiro (2001) mencionou que para o caso de areias angulosas dispostas no plano de cisalhamento em posição do tipo instável, existe uma nítida tendência do movimento ser preferencialmente por rolamento, uma vez que ângulos de dilatância menores que 63,4 graus são predominantes nesse sistema (Figura 2.12).

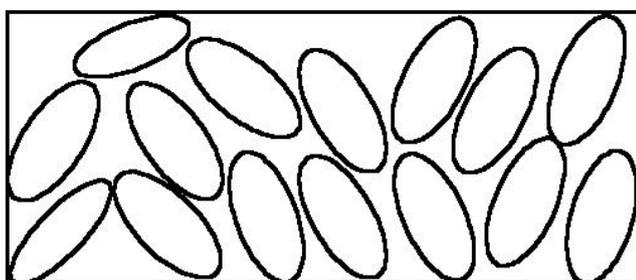


Figura 2.12 – Sistema instável de partículas angulosas.

## 2.4 – RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARENOSOS

O conteúdo exposto nos itens anteriores possibilitou apresentar de forma simples que a resistência ao cisalhamento de solos arenosos está condicionada basicamente a aspereza dos grãos e a dilatância no cisalhamento.

Interferindo na aspereza dos grãos tem-se: a gênese; o nível de tensão; e o movimento relativo (rotação/translação).

Interferindo na dilatância do processo cisalhante tem-se: a forma das partículas; a disposição das partículas; a densidade; o nível de tensão; e o tamanho dos grãos.

Segundo Wesley (1990, citado por Martins, 1994), o comportamento do solo está associado a dois fatores, a saber: a composição das partículas (forma, tamanho e mineralogia) e o arranjo estrutural não perturbado no qual essas estão inseridas.

Como apresentado na Tabela 2.5, solos arenosos constituídos de grãos angulosos tendem apresentar ângulos de atrito maiores que sistemas matriciais constituídos de grãos esféricos (citado por Lambe e Whitman,1979).

Tabela 2.5 – Efeito da angulosidade e densidade no ângulo de atrito.

| <b>Material</b>         | <b>Fofo - <math>\phi</math>(°)</b> | <b>Denso - <math>\phi</math>(°)</b> |
|-------------------------|------------------------------------|-------------------------------------|
| Esférica – Uniforme     | 30                                 | 37                                  |
| Esférica – Bem graduada | 34                                 | 40                                  |
| Angular – Uniforme      | 35                                 | 43                                  |
| Angular – Bem Graduada  | 39                                 | 45                                  |

Com base nos resultados, tem-se um acréscimo de  $5^\circ$  no ângulo de atrito das areias angulosas em relação as areias esféricas.

Num sistema constituído de partículas angulosas dispostas de forma randômica (instável/estável), como ilustrado na Figura 2.13, tem-se ângulos de dilatância muito elevados concomitante com ângulos de dilatância mais moderados. Assim, numa análise de maior escala, prevalece para resistência global do sistema a elevada resistência das partículas dispostas no estado instável e que proporcionam elevados ângulos de dilatância (imbricamento).

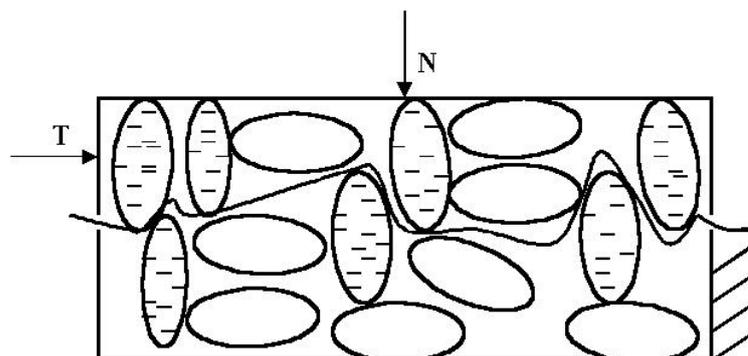


Figura 2.13 – Disposição randômica de grãos angulosos.

Observa-se também um aumento da resistência dos materiais bem graduados em relação aos uniformes (entre 2 a 4 graus) sendo esse aumento mais modesto nos sistemas de alta densificação.

Existe uma tendência intuitiva de interpretar a maior resistência dos sistemas bem graduados em relação aos uniformes com base na maior possibilidade desses sistemas serem constituídos por arranjos melhor organizados, com baixo índice de vazios.

Uma vez que os arranjos densos apresentam pouca diferenciação na resistência, pode ser sugerido que o estado granulométrico teria pouca influência na resistência de solos granulares, a menos da ocorrência de arranjos mais imbricados, no caso de sistemas bem graduados em relação ao uniforme.

O fato dos arranjos densos apresentarem maior resistência, nesse caso de 6 a 8 graus, tem respaldo na rigidez dos planos de dilatação proporcionados pela elevada densidade. Na contraposição, nos arranjos fofos tem-se facilitado a diminuição dos ângulos de dilatação no cisalhamento.

Para grandes deslocamentos ou deformações, tem-se observado que o ângulo de atrito dos sistemas granulares tende a cair. Neste caso, o ângulo correspondente a resistência residual, ou resistência a grandes deformações, será representado por  $\phi_r$ . Na Tabela 2.6, para projetos preliminares (citado por Lambe e Whitman, 1979), são apresentados alguns valores típicos.

Tabela 2.6 – Ângulo de atrito para projetos.

| <b>Material</b>             | $\phi_r$ (°) | $\phi = (\phi_r + \psi)$ (°) |
|-----------------------------|--------------|------------------------------|
| Areia fina a média uniforme | 26 a 30      | 32 a 36                      |
| Areia bem graduada          | 30 a 34      | 38 a 46                      |
| Areia grossa                | 32 a 36      | 40 a 48                      |

Como apresentado, para grandes deslocamentos e deformações verifica-se uma queda do ângulo de atrito do sistema e conseqüentemente da resistência.

De acordo com as faixas de variabilidade apresentadas na Tabela 2.6, em termos quantitativos, a queda do ângulo de atrito variou de 6 a 12 graus.

Tomando-se como base que o ângulo de atrito grão-grão,  $\phi_{\mu}$ , fica inalterado, a queda de resistência está vinculada a minimização do ângulo de dilatância,  $\psi$ .

Reestruturando a Tabela 2.6 com valores médios, e considerando  $\phi_{\mu}$  igual a 26,6 graus, tem-se que  $\psi$  reduz entre 6 e 10 graus, conforme apresentado na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 – Redução do ângulo de dilatância.

| <b>Material</b>             | $\phi_r$ (°) | $\phi$ (°) | $\psi$ (°) | $\psi_r$ (°) | $\Delta\psi$ (°) |
|-----------------------------|--------------|------------|------------|--------------|------------------|
| Areia fina a média uniforme | 28           | 34         | 7,4        | 1,4          | 6                |
| Areia bem graduada          | 32           | 42         | 15,4       | 5,4          | 10               |
| Areia grossa                | 34           | 44         | 17,4       | 7,4          | 10               |

Esta queda está associada principalmente ao alinhamento das partículas do tipo instáveis (em relação ao plano de cisalhamento), minimizando assim o ângulo de dilatância.

Para níveis elevados de tensão, acima dos níveis engenharia convencional (até 1MPa), tem-se ainda acrescidos o efeito da quebra de grãos, que também minimiza o ângulo de dilatância; e a pulverização nos contatos, que tende a diminuir a aspereza e conseqüentemente o ângulo de atrito grão-grão. Esses efeitos não serão abordados neste trabalho que terá enfoque principal no comportamento de solos arenosos cimentados e não cimentados submetidos a baixos níveis de tensão, comuns na engenharia convencional.

## 2.5 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

No campo da engenharia civil o ângulo de atrito do solo tem sido rotineiramente tratado de forma expedita e às vezes negligente. Para obras de pequeno porte, os projetistas optam por adotar valores aproximados com base em tabelas e/ou correlações contidas na literatura. Para obras de médio a grande porte, os projetistas buscam melhor

quantificação através de resultados de ensaios de cisalhamento drenados, sendo o ângulo de atrito do solo calculado com base no critério linear de Mohr-Coulomb.

No campo da engenharia geotécnica o ângulo de atrito do solo tem sido rotineiramente tratado de forma mais criteriosa. Os projetistas e/ou consultores buscam sempre simular as condições de campo em laboratório de forma a obter parâmetros mais realistas. Condições de drenagem, níveis de tensão, história de tensões, trajetória de tensão, fluência, dentre outros aspectos, são sempre incorporados às análises e estudos de laboratório e possibilitam uma melhor calibração dos modelos, programas de computador e planilhas de cálculo.

Contudo, o que pode ser percebido em ambos os casos é que o ângulo de atrito tem sido tratado basicamente como um parâmetro, esquecendo-se sua representatividade física, ou seja, o ângulo de atrito de um objeto nada mais é do que o ângulo de inclinação do plano que este está apoiado durante o seu movimento, como foi ilustrado na Figura 2.2. Traduzindo essa informação para o sistema matricial composto por grãos, o atrito nada mais é que um processo de dilatância sobreposto. No contato dos grãos tem-se uma dilatância local, aqui convenientemente denominada de atrito grão-grão. Entre os grãos tem-se uma dilatância em escala maior, aqui adequadamente denominada de dilatância.

Muito pouco se sabe sobre as tensões nos contatos dos grãos. Este sistema é extremamente complexo e modelos aproximados podem ser ponderadamente adotados. Numa análise inicial realizada nesta dissertação, pode-se observar que a plastificação nos contatos pode ocorrer para níveis práticos de tensões de engenharia para solos granulares. No entanto, é importante realçar que os contatos ocorrem nas cristas das asperezas, ou seja, o raio representativo dos grãos para análise da plastificação no contato é o raio representativo da ondulação presente na superfície.

Alguns ensaios indicam que o ângulo de atrito grão-grão do quartzo puro é de 26,6 graus. Essa magnitude é muito próxima da ondulação encontrada por Dickey (1966, citado por Lambe e Whitman, 1979). Este fato evidencia o comportamento de resistência puramente friccional nos contatos. Observa-se que mesmo na ocorrência de plastificação, essa não induz solda fria mas sim uma ondulação na superfície, que no caso do quartzo seria de 26,6 graus.

Neste contexto, interpretar o movimento dos grãos durante a compressão e o cisalhamento não é uma tarefa fácil. O movimento de rotação ou deslizamento está condicionado a angulosidade, posição inicial e tamanho dos grãos. Face a tendência randômica dessas características, pode-se concluir que os grãos se movimentam segundo processos conjugados de deslizamento e rolamento. Estes processos podem ser individualmente mais relevantes em cada situação particular inicial e de grandes deformações.

## **ASPECTOS GERAIS DO COMPORTAMENTO DE SOLOS ESTRUTURADOS**

### **3.1 – INTRODUÇÃO**

Segundo Rotta et al. (2001), dentre as variáveis mais estudadas pelos pesquisadores de solos estruturados, tem-se: o tipo de cimentação; o grau da cimentação; o índice de vazios do solo; a granulometria; o tipo de solo; e a origem da cimentação. No entanto, é importante ponderar que de acordo com Coop e Atkinson (1993) os solos naturalmente estruturados, ou simplesmente, estruturados, apresentam granulometria bastante variável assim como um grau de cimentação muito disperso.

Esse comportamento reforça a necessidade de priorizar essa linha de pesquisa buscando alcançar ferramentas mais confiáveis para trabalhar com obras de engenharia realizadas nesse tipo de material.

Martins (1994) lembra que os modelos de comportamento do solo foram geralmente desenvolvidos para solos não estruturados, com forte enfoque na porosidade inicial e história de tensões. No entanto, esse autor lembra que apenas esses dois aspectos não são suficientes para estudar a complexidade do comportamento desses materiais.

Tem-se objetivamente que a cimentação natural pode estar presente em solos argilosos e residuais, rochas brandas e alteradas. Assim, para elaboração de modelos ou procedimentos mais realistas, torna-se necessário investigar com mais cautela as características de comportamento mecânico desses materiais.

De acordo com Leroueil e Vaughan (1990); citado por Coop e Atkinson (1993), a influência da cimentação no comportamento do solo pode ser entendido com

referência ao comportamento do mesmo material não cimentado ou desestruturado. Aproveitando essa consideração, apresentam-se nos capítulos seguintes, estudos com o mesmo material no estado cimentado e não cimentado.

### 3.2 – TENSÕES EFETIVAS EM SOLOS CIMENTADOS

De acordo com Cruz (1996), o conceito de pressão efetiva de Terzaghi, se estendido a materiais porosos em geral, sofre algumas restrições sempre que:

- a área de contato entre partículas sólidas não seja desprezível, quando comparada à área total;
- a compressibilidade do meio poroso seja próxima ou inferior à compressibilidade da água;
- os vazios do meio poroso não sejam intercomunicantes.

A seguir apresentam-se algumas expressões que buscam representar esses efeitos na magnitude da tensão efetiva (Cruz, 1996).

De acordo com Skempton (1960), tem-se

$$\sigma' = \sigma - \left(1 - a_c \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \phi'}\right) u \quad (3.1)$$

onde

- $\sigma'$  - tensão efetiva;
- $\sigma$  - tensão total;
- $u$  - poro pressão;
- $a_c$  - área relativa de contato entre grãos e a área total;
- $\varphi$  - ângulo de atrito intrínseco (definição a seguir);
- $\phi$  - ângulo de atrito segundo critério linear de Mohr-Coulomb.

Skempton (1960) ainda propôs a seguinte expressão

$$\sigma' = \sigma - \left(1 - \frac{C_s}{C_c}\right)u \quad (3.2)$$

onde

$C_s$  - compressibilidade das partículas sólidas;

$C_c$  - compressibilidade do esqueleto sólido.

Terzaghi (1945, citado por Cruz, 1996) apresentou a seguinte modificação em sua tradicional expressão para cálculo das tensões efetivas

$$\sigma' = \sigma - n_b u \quad (3.3)$$

onde  $n_b$  foi denominado “porosidade de fronteira” estando este parâmetro relacionado à existência de áreas de contato em materiais como concreto e rocha.

A variação da poro pressão ( $\Delta u$ ) na água contida nos vazios em relação a uma variação de pressão confinante  $\Delta \sigma$  em condições não drenadas pode ser estimada pela expressão abaixo, válida para materiais porosos tais como solo, rocha e concreto (Bishop, 1973)

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} = \frac{1}{1 + n \frac{C_w - C_s}{C_c - C_s}} \quad (3.4)$$

sendo  $C_w$  a compressibilidade volumétrica da água e  $n$  a porosidade do material.

Na Expressão (3.1) aparece a área relativa de contato  $a_c$ , que como já descrito no Capítulo 2 é desprezível em solos arenosos não cimentados. Para o caso de solos

estruturados essa posição deve ser revista, como será oportunamente abordado na seqüência deste trabalho.

O ângulo de atrito intrínseco,  $\phi$ , é o ângulo de atrito do material para altos níveis de tensão, ou seja, quando  $a_c$  for igual a unidade, ou seja, quando a tensão normal for tão alta que o volume de vazios torna-se nulo. Segundo Skempton (1960), esse ângulo é da ordem de 13,25 grau para o quartzo puro e menor que a unidade para o chumbo.

Skempton (1960) propôs três modelos para determinação da área relativa  $a_c$ . Dois destes modelos utilizam resultados de ensaios triaxiais não drenados. Uma vez que esses ensaios não foram desenvolvidos neste trabalho, apresenta-se a seguir, apenas o modelo que aqui pode ser aproveitado para análise posterior.

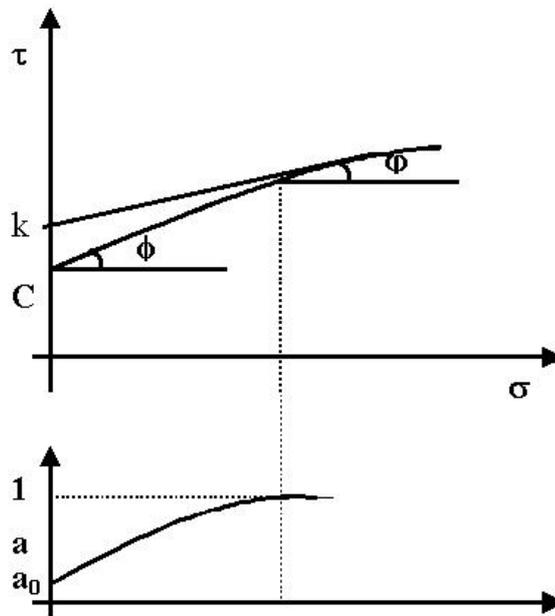


Figura 3.1 – Comportamento para larga faixa de tensões (Skempton, 1960).

Para aplicação preliminar deste modelo é necessário determinar a envoltória plena de Mohr, ou seja, até o nível de tensão que leva o material a ter a área relativa de contato igual a unidade. Como ilustrado na Figura 3.1, o modelo pode ser rotineiramente adotado necessitando para tal a determinação do ângulo de atrito tangente inicial,  $\phi$ ; a coesão inicial ou verdadeira,  $c$ ; o ângulo de atrito intrínseco,  $\phi$ , e a coesão intrínseca,  $k$ .

A área relativa de contato é dada pela expressão (Skempton, 1960)

$$a_c = 1 - \frac{\tau_i - \tau}{k} \quad (3.5)$$

Para determinação aproximada da área relativa de contato inicial,  $a_0$ , faz-se inicialmente uso dos resultados dos ensaios de compressão simples, determinando-se a resistência média a compressão simples  $q$ .

Tendo-se o valor de  $q$  encontra-se a tensão normal ao plano de ruptura  $\sigma$ , através da Expressão (3.6), onde  $\phi$  é o ângulo de atrito tangente inicial da envoltória de Mohr.

$$\sigma = \frac{1}{2}q(1 - \text{sen } \phi) \quad (3.6)$$

A tensão cisalhante,  $\tau$ , é determinada através da expressão

$$\tau = \frac{1}{2}q \cos \phi \quad (3.7)$$

Através de ensaios especiais de compressão confinada drenados, com as amostras sendo submetidas a elevados níveis de tensão (suficientes para levar  $a_c$  a unidade), tem-se determinados, como ilustrado na Figura 3.1, os parâmetros  $k$  e  $\phi$ . Como apresentado por Skempton (1960), os níveis de tensão requeridos nos ensaios podem chegar a 6.500MPa para o quartzo e 800MPa para o mármore. Na Tabela 3.1 são reproduzidos alguns valores dos parâmetros intrínsecos  $k$  e  $\phi$ , apresentados por Skempton (1960).

A resistência intrínseca pode ser determinada através da Expressão (3.8), apresentada a seguir.

$$\tau_i = k + \sigma \tan \phi \quad (3.8)$$

Os valores apresentados na Tabela 3.1 evidenciam que para altos níveis de tensão o comportamento friccional do solo é muito reduzido, prevalecendo uma adesão bastante elevada, da ordem de dezenas de MPa.

Tabela 3.1 – Parâmetros intrínsecos de resistência ao cisalhamento.

| <b>Sólido</b> | <b><i>k</i> (kPa)</b> | <b><math>\phi</math> (graus)</b> |
|---------------|-----------------------|----------------------------------|
| Chumbo        | 10.000                | 0,75                             |
| Zinco         | 60.000                | 1,25                             |
| Alumínio      | 50.000                | 3,00                             |
| Cobre         | 120.000               | 4,50                             |
| Níquel        | 180.000               | 7,50                             |
| Evaporitos    | 45.000                | 3,50                             |
| Calcita       | 190.000               | 8,00                             |
| Quartzo       | 950.000               | 13,25                            |

Com base em resultados apresentados por Griggs (1936), citado por Skempton (1960), utilizando o modelo intrínseco, Skempton (1960) encontrou para o mármore e calcário valores de  $a_c$  iguais a 0,16 e 0,52, respectivamente.

De acordo com os dados da Tabela 2.3 (Capítulo 2), o parâmetro  $a_c$  para um arranjo cúbico composto de quartzo com aspereza 500nm e diâmetro 0,3mm, sendo o nível de tensão entre 50 e 400kPa é da ordem de  $10^{-12}$ . Apenas para fazer uma análise expedita, comparando-se com os valores encontrados para o mármore, a cimentação tende a aumentar a área relativa de contato em bilhões a trilhões de vezes.

Assim, mantendo-se o número de contatos constante, vale dizer que a tensão no contato diminui nessa mesma ordem de grandeza. Para essa análise expedita tem-se que para um arranjo cúbico composto de quartzo com aspereza 500nm e diâmetro 0,3mm, sendo o nível de tensão entre 50 e 400kPa a tensão cairia da ordem  $10^8$ kPa (nível para plastificação do quartzo) para  $10^{-4}$ kPa. Em comparação com a resistência típica da cimentação artificial, esse valor de tensão está cerca de  $10^8$  vezes menor que a resistência a compressão.

Mesclando as expressões (3.1) e (3.5) tem-se para Expressão (3.3) que a porosidade de fronteira,  $n_b$ , pode ser determinada através da expressão

$$n_b = 1 - \left( 1 - \frac{\tau_i - \tau}{k} \right) \frac{\tan \phi}{\tan \phi} \quad (3.9)$$

Utilizando a Expressão (3.9), com base nos dados apresentados por Skempton (1960), o valor da porosidade de fronteira encontrado para o mármore foi de 0,967 e para o calcário de 0,836. Assim, a expressão estendida de Terzaghi pode ser reescrita para esses materiais na forma

$$\sigma' = \sigma - n_b u = \sigma - 0,967u \text{ (mármore)}$$

$$\sigma' = \sigma - n_b u = \sigma - 0,836u \text{ (calcário)}$$

### 3.3 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM AMOSTRAS ESTRUTURADAS

Neste item apresentam-se estudos já realizados com materiais naturais estruturados e artificialmente cimentados. Através de ensaios oedométrico, cisalhamento direto, triaxiais e de compressão simples, os autores desenvolveram estudos visando entender e melhor modelar o comportamento mecânico desses materiais.

São apresentados estudos realizados através de ensaios simples como por exemplo os de compressão simples, até os mais sofisticados, como os de tensão controlada.

Coop e Atkinson (1993) enfatizaram que um importante efeito proporcionado pela cimentação é a redução no volume específico. A redução do volume específico influencia o comportamento tensão-deformação majorando a resistência de pico e minimizando as deformações necessárias para quebrar os vínculos da cimentação.

Segundo Vargas (1953), citado por Martins (1994) ensaios oedométricos em solos residuais demonstraram que a cimentação possibilita manter o solo numa

estruturção de elevado índice de vazios. Assim, como pode ser observado na Figura 3.2, a desestruturção faz com que o solo nunca mais retorne ao mesmo estado de compactidade para a correspondente tensão.

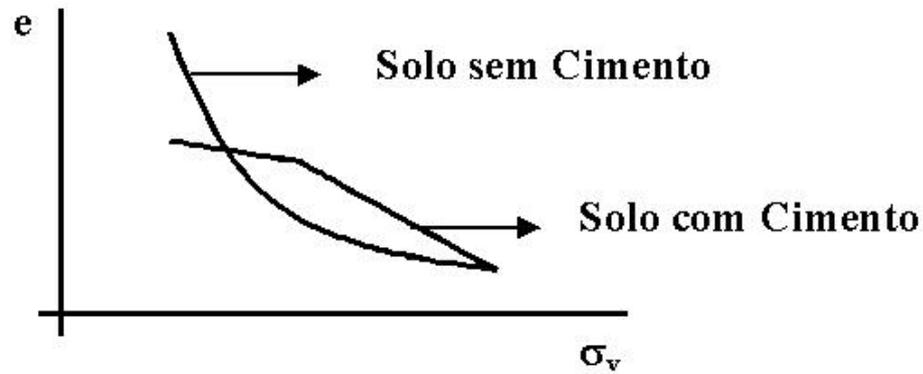


Figura 3.2 - Comportamento comparativo do ensaio oedométrico em um mesmo solo cimentado artificialmente se não cimentado.

Esse autor adverte que esse comportamento observado é de extrema relevância em situações envolvendo cisalhamento em condições não-drenadas. Nessa condição, como ilustrado na Figura 3.3, esses materiais podem comportar como colapsíveis, apresentando uma perda de resistência significativa no “pós-pico”.

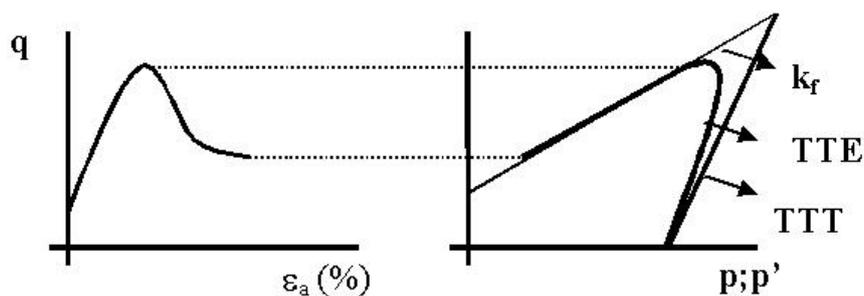


Figura 3.3 - Comportamento típico de ensaio triaxial não drenado em solo estruturado com elevado índice de vazios.

Vargas (1953), citado por Martins (1994), comentou que em solos desestruturados a tensão de confinamento é um condicionante no controle da rigidez do material. No entanto, como ilustrado na Figura 3.4, os solos estruturados tendem a ter elevada rigidez, independentemente do nível de tensão.

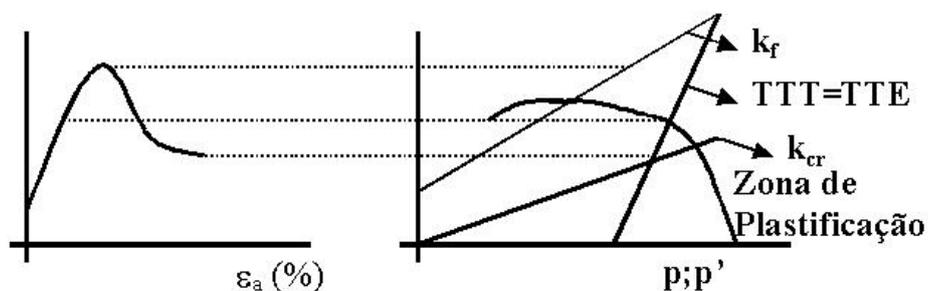


Figura 3.4 - Comportamento típico de ensaio triaxial drenado em solos estruturados com elevado índice de vazios.

Em uma série de ensaios de compressão isotrópica, realizados em amostras arenosas curadas artificialmente, a diferentes níveis de tensão de confinamento e graus de cimentação, Rotta et al. (2001), buscando simular o comportamento de depósitos sedimentares cimentados, concluíram que para um mesmo índice de vazios, a tensão isotrópica para início de plastificação do material será tanto maior quanto maior for o teor de cimento e para amostras com o mesmo teor de cimento, a tensão isotrópica para início de plastificação será tanto maior quanto menor for o índice de vazios existente no momento da cura. Essas conclusões, apesar de intuitivas, são bastante importantes para consolidação desse comportamento.

Rotta et al. (2001) destacaram também que a contribuição relativa da cimentação na magnitude do estado de tensão no início de plastificação será tanto mais significativa quanto maior for o índice de vazios no momento da cura e que o valor da tensão isotrópica de início de plastificação não é função das tensões confinantes atuantes no momento da cura.

Como mencionado, Rotta et al. (2001) desenvolveram esses estudos buscando simular o comportamento de depósitos sedimentares cimentados. No entanto, esses autores reconhecem que a cimentação não é uniforme ao longo do perfil, sendo mais

provável sua variação com a profundidade. Diferentes cimentações podem ser formadas em diferentes períodos geológicos e em profundidades variáveis. Esses autores ainda mencionaram que esse comportamento pode ser estendido para solos residuais e rochas brandas.

O gráfico ilustrado na Figura 3.5, foi apresentado por Leroueil (1997) e mostra o comportamento em compressão isotrópica ou confinada, para amostras de uma mesma formação geológica, obtidas de diferentes profundidades, com diferentes índices de vazios. Para as amostras 1, 2 e 3 tem-se o crescimento da profundidade de coleta, respectivamente.

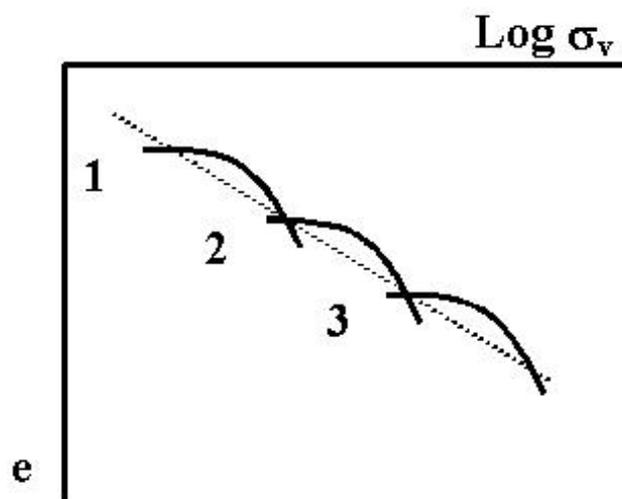


Figura 3.5 - Curvas de compressão de um perfil idealizado de uma formação geológica (Leroueil,1997).

Leroueil e Vaughan (1990), citado por Martins (1994) comentaram que em solos estruturados submetidos a carregamentos verticais, as tensões cisalhantes aumentam muito "rápido" uma vez que o processo de deformação lateral é inibido pela cimentação.

De certa forma, a literatura tem apresentado trabalhos e modelos que buscam delinear o campo de tensões no qual o material mantém-se estruturado. Assim, tem-se que para os estados de tensão localizados dentro da faixa de tensão que não causa desestruturação do solo, este tem um comportamento rígido perfeito, como mencionado no Capítulo 2. Ao ultrapassar esse campo, o material perde a cimentação e passa a ter o comportamento convencional de um solo desestruturado. De forma consensual, verifica-

se que não haveria uma passagem brusca de uma região para outra e sim uma perda progressiva da cimentação, identificando-se assim uma zona de transição.

Como ilustrado na Figura 3.6, Leroueil (1997) mostrou que a superfície de plastificação apresenta forma elíptica podendo se dividir em três zonas: cisalhamento; compressão; e tração.

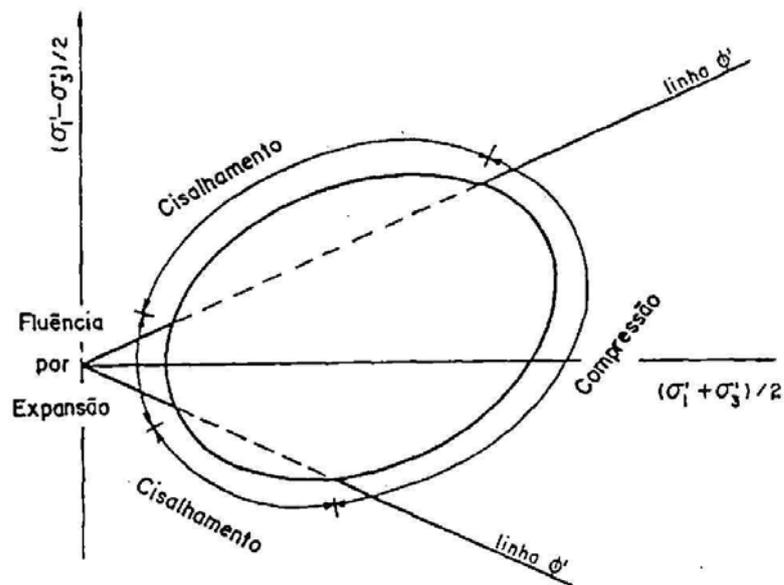


Figura 3.6 - Zonas de plastificação (ilustração extraída de Martins, 1994).

Essa ilustração apresenta de forma didática o comportamento da desestruturação de um solo submetido a diversas trajetórias de tensão.

Como pode ser observado, o solo estruturado tende a plastificar por elevação da tensão de cisalhamento, aumento da compressão isotrópica e por descompressão.

Martins (1994) verificou que a superfície de plastificação originária de ensaios de cisalhamento direto situava acima da superfície de plastificação originária de ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de tensão. Com base nesses resultados, esse autor sugeriu que a tensão de plastificação é dependente da trajetória de tensões.

Importante realçar que o campo de plastificação proposto por Leroueil e Vaughan (1990) tem a forma de uma elipse, suavemente inclinada de  $\phi'$  (ângulo de atrito efetivo do critério de Mohr-Coulomb para o solo desestruturado). Para os estados de tensão internos à elipse, tem-se o solo com sua estrutura intacta e o comportamento

elástico (rígido perfeito). Para estados de tensão externos à elipse tem-se um solo desestruturado com o grau de desagregação associado a fatores tais como: nível de tensão, grau de cimentação e deslocamento relativo.

Em seus estudos com um solo residual (arenito botucatu), Martins (1994) obteve uma superfície de plastificação com uma tendência elíptica, porém assimétrica.

Coop e Atkinson (1993) mostraram que durante o cisalhamento, com o aumento das deformações volumétricas plásticas, tem-se a degradação contínua da cimentação, mesmo após altas deformações axiais. De posse desses resultados, o autor comenta a dificuldade de definir o estado crítico de materiais estruturados. Esse comportamento é extremamente importante pois certifica que mesmo desestruturado, o solo cimentado mantém uma granulometria diferencial em relação ao mesmo solo não cimentado. Assim, a resistência a grandes deformações passa a ser função do grau de deteriorização da cimentação entre partículas, ou seja, do grau de cimentação e do nível da tensão de confinamento.

Um comportamento muito importante foi relatado por Bressani e Vaughan (1989, citado por Martins, 1994). Esses autores verificaram uma diminuição no ponto de plastificação de solos estruturados submetidos a ciclos de carga e descarga isotrópica. Esses resultados demonstram que a quebra de pontos de cimentação ocorre de forma progressiva e não abrupta, deixando em aberto uma definição mais consistente sobre o ponto de plastificação.

Por outro lado, Airey (1993) e Fahey (1992), desenvolveram estudos com solos cimentados submetidos a compressão isotrópica e segundo esses autores, é possível identificar pontos bem definidos de plastificação.

Como ilustrado na Figura 3.7, o nível de tensão assinalado representa o estado de tensão onde ocorre uma congruência entre os índices de vazios do estado estruturado e desestruturado. De acordo com Vaughan (1988, citado por Martins, 1994) grandes deformações plásticas (quebra da cimentação) são improváveis para os níveis de tensão inferiores a esta magnitude.

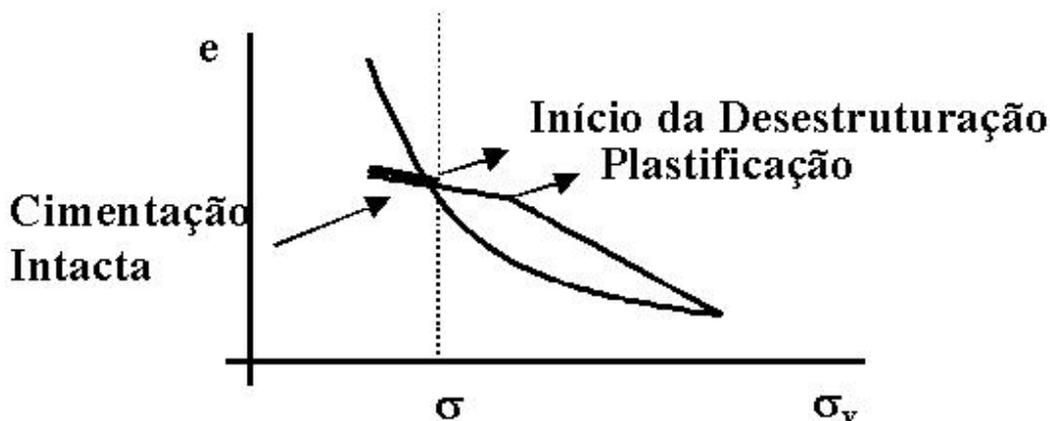


Figura 3.7 - Região com cimentação intacta.

Martins (1994) fez uma consideração interessante mencionando que a ruptura dos pontos cimentados ocorre de forma progressiva e que o ponto de plastificação não traduz a ruptura global da cimentação, mas o nível de tensão que proporciona uma instabilidade estrutural possível de ser identificada na curva tensão deformação. Esse autor sugeriu ser necessário definir uma metodologia universal única para determinação do ponto de plastificação.

Bressani e Vaughan (1989) concluíram que diferentes trajetória de tensão implicam em diferentes valores relativos de tensão de plastificação, sendo esta influência mais relevante para níveis baixos de tensão.

Esse comportamento pode vir a ser relevante na interpretação comparativa de resultados de ensaios realizados com solos cimentados e não cimentados, uma vez que antes do processo de plastificação dos contatos não haveriam movimentos relativos dos grãos de areia, ou seja, não é de se esperar modificação da rigidez do solo estruturado antes da plastificação dos contatos. Sendo então, sua rigidez independente da trajetória de tensões na zona elástica de tensão versus deformação.

Vaughan (1988) mencionou que o solo estruturado se manterá rígido até a plastificação, ou seja, até a quebra da cimentação. O ponto de plastificação é função do grau da cimentação e da resistência estrutural do conjunto. Após a plastificação, grandes deformações de compressão ocorrem. A magnitude da deformação dependerá da diferença entre os índices de vazios no estado estruturado e desestruturados naquele

nível de tensão. Assim, esse fato pode ser minimizado no caso de solos densos estruturados.

Coop e Atkinson (1993), em testes de compressão unidimensional, também mostraram que o solo cimentado alcança claramente um estado fora da linha de compressão normal do solo não-cimentado. Segundo esses autores, inicialmente a trajetória de tensão move-se rapidamente para o estado fora da linha de estado crítico de um solo não cimentado.

Vaughan et al. (1988) e Leroueil e Vaughan (1990), desenvolveram uma série de ensaios para estudo do comportamento dos solos cimentados. Como já apresentado, foi observado que estes materiais tendem a alcançar estados fora da linha de compressão oedométrica de um solo equivalente não cimentado. No entanto, com o aumento do nível de tensão, foi verificado um escoamento relativamente rápido e capaz de proporcionar a aproximação dessas curvas, podendo ainda ocorrer a congruência com de linha de compressão oedométrica para o mesmo solo desestruturado.

Diferentemente dos solos não cimentados, de acordo com Coop & Atkinson (1993) os solos cimentados apresentam mais pontos locais (grão-grão) de plastificação que os solos não cimentados, sendo o mecanismo principal das deformações volumétricas a plastificação nos contatos cimentados.

Coop & Atkinson (1993) avaliaram a influência da tensão confinante e a resistência do pontos cimentados. Desses estudos foi possível verificar que durante o ensaio triaxial convencional, na fase de adensamento isotrópico, as areias cimentadas sob baixas tensões confinantes, são praticamente incompressíveis; já em níveis mais elevados de tensão, as deformações ocorrem e aumentam com o aumento do nível de tensão. Na fase de cisalhamento, com a elevação da tensão confinante tem-se o aumento da resistência ao cisalhamento. O aumento da tensão confinante induz o aumento da deformação axial de ruptura, diminuiu o ângulo de atrito, e diminui gradativamente a tendência de expansão do material que estava inicialmente compacto.

Ladd (1978) lembrou que a dilatância no cisalhamento é dependente não só do estado de compacidade do material mas também do nível de tensão.

Da realização de um amplo estudo do comportamento de solos arenosos cimentados artificialmente, Maccarini (1987), citado por Martins (1994), observou que para baixos níveis de tensão, tem-se um comportamento similar ao de uma areia densa.

No entanto, como ilustrado na Figura 3.8, a máxima taxa de deformação não ocorre no pico e sim para deformações maiores.

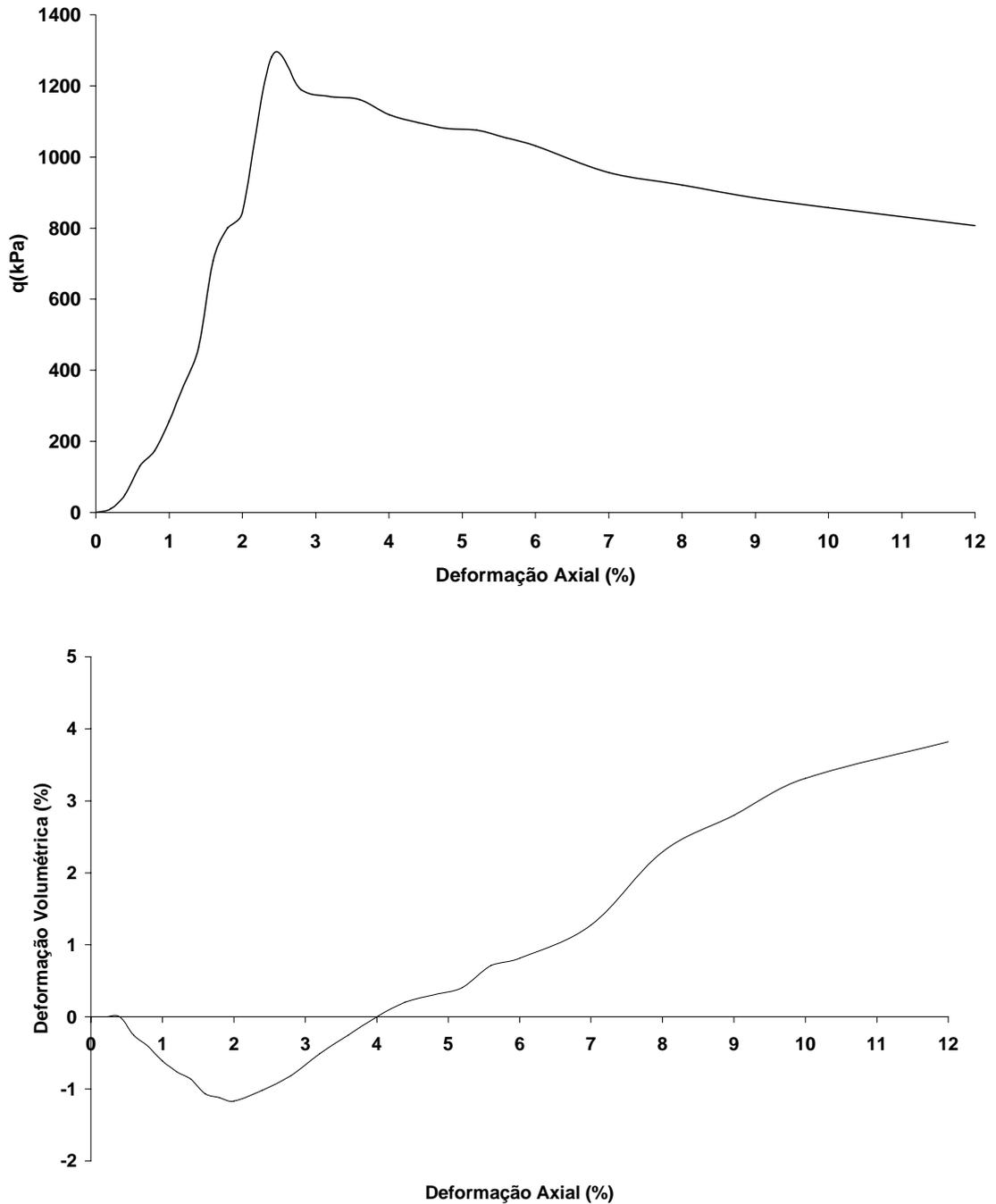


Figura 3.8 - Variação volumétrica típica de solos cimentados.

Os ensaios realizados por Martins (1994) foram feitos com medição de deformação interna (na própria amostra) e externa (através de extensômetros). Os resultados indicaram que existe um retardo na medição realizada através do sistema externo em relação ao sistema interno. Apesar desse autor não explicitar valores, com base nos dois resultados apresentados, o retardo inicial da deformação axial foi muito baixo, registrando cerca de 0,2%. No entanto, durante a aplicação das trajetórias convencionais e de adensamento anisotrópico foi observado uma ampliação desse valor para cerca de 1 a 1,5%.

### **3.4 - CONSIDERAÇÕES GERAIS**

A aplicação da mecânica dos solos convencional parece não ser razoável para uma avaliação mais detalhada do comportamento de solos estruturados.

Diferentemente dos solos convencionais, os solos estruturados podem se apresentar sob elevados índices de vazios e propiciar rupturas muito bruscas, bem mais perigosas que as dos solos colapsíveis, principalmente em condições não drenadas.

O disperso grau de cimentação e o estado granulométrico propiciam a formação de pontos cimentantes com diversos graus de resistência. Este fato tende a gerar muita dificuldade na determinação mais precisa do ponto de plastificação, considerado como o estado de tensão que leva o material a perda total da cimentação no plano de ruptura ou cisalhamento.

Parece ser consensual a existência de uma zona de transição entre o estado intacto perfeito e o estado plastificado. Para fins práticos de engenharia, o ponto de plastificação é definido com base nos resultados de ensaios oedométricos e de cisalhamento, quando pode ser observado um comportamento diferencial nas curvas tensão normal *versus* índice de vazios e tensão desvio *versus* deformação axial, respectivamente.

Alguns estudos mostraram que existe um campo elástico de forma aparentemente elíptica onde o material comporta-se na parte interna como sendo rígido e perfeitamente elástico. Esse comportamento demonstra a forte influência da trajetória de tensões no comportamento desse tipo de material. Para estados de tensão externos ao campo elástico o material desagrega e tende a ter um comportamento semelhante ao dos

solos não cimentados. Considerando que após a plastificação esse material pode desagregar em forma de grumos (grãos cimentados) e/ou ainda manter uma elevada aspereza superficial proveniente da cimentação remanescente, o estado granulométrico final e o grau de aspereza dos grãos é definido pelo nível de tensão e pelo grau da cimentação. Assim, o estabelecimento de um estado crítico para solos estruturados está condicionado a casos específicos não sendo ainda possível fazer uma generalização, como ocorre para os solos convencionais.

### **PROGRAMA EXPERIMENTAL**

#### **4.1- INTRODUÇÃO**

Como já mencionado anteriormente, por se tratar de um estudo preliminar no programa de pós-graduação do Departamento de Engenharia Civil da UFOP, este programa experimental consistiu na análise específica de amostras não cimentadas e amostras cimentadas com 15% de teor de cimento em peso. Procurou-se neste contexto, estabelecer uma maior ênfase na análise de parâmetros vinculados ao modelo Dente de Serra e a sua aplicabilidade na avaliação do comportamento de solos estruturados.

Devido a semelhança do modelo Dente de Serra com o ensaio de cisalhamento direto, onde as medidas de deslocamento são obtidas diretamente, este tipo de ensaio foi preferencialmente utilizado neste trabalho. Os níveis de tensão normal aplicados foram: 100, 150, 200 e 300kPa, possibilitando avaliar o comportamento dos solos não cimentados e cimentados na faixa de tensão de engenharia.

#### **4.2. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO**

O ensaio de cisalhamento direto é o pioneiro no estudo do comportamento dos solos, permitindo estudar a resistência em um único plano de ruptura imposto. Desta forma, a amostra é colocada em uma caixa bipartida, aplicando-se uma força normal, aumentando em seguida a força tangencial, provocando assim o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até a ruptura.

Uma vez iniciado o cisalhamento não se tem qualquer informação sobre o estado de tensão ou de deformação da amostra, impossibilitando conhecer quais as trajetórias de tensões e deformações e obter módulos de deformação.

### 4.3 - CARACTERIZAÇÃO DA AMOSTRA

Para o desenvolvimento deste estudo, foi utilizado um solo arenoso composto de grãos angulosos de granulometria média a grossa, proveniente de uma jazida localizada no distrito de Cláudio Manoel, município de Mariana - MG.

Procurando obter um material com boa uniformidade, o material da jazida de Cláudio Manuel foi adequadamente selecionado através da utilização das peneiras número 4 (4,76mm) e 100 (0,149mm). O material obtido está representado na curva granulométrica apresentada na Figura 4.1.

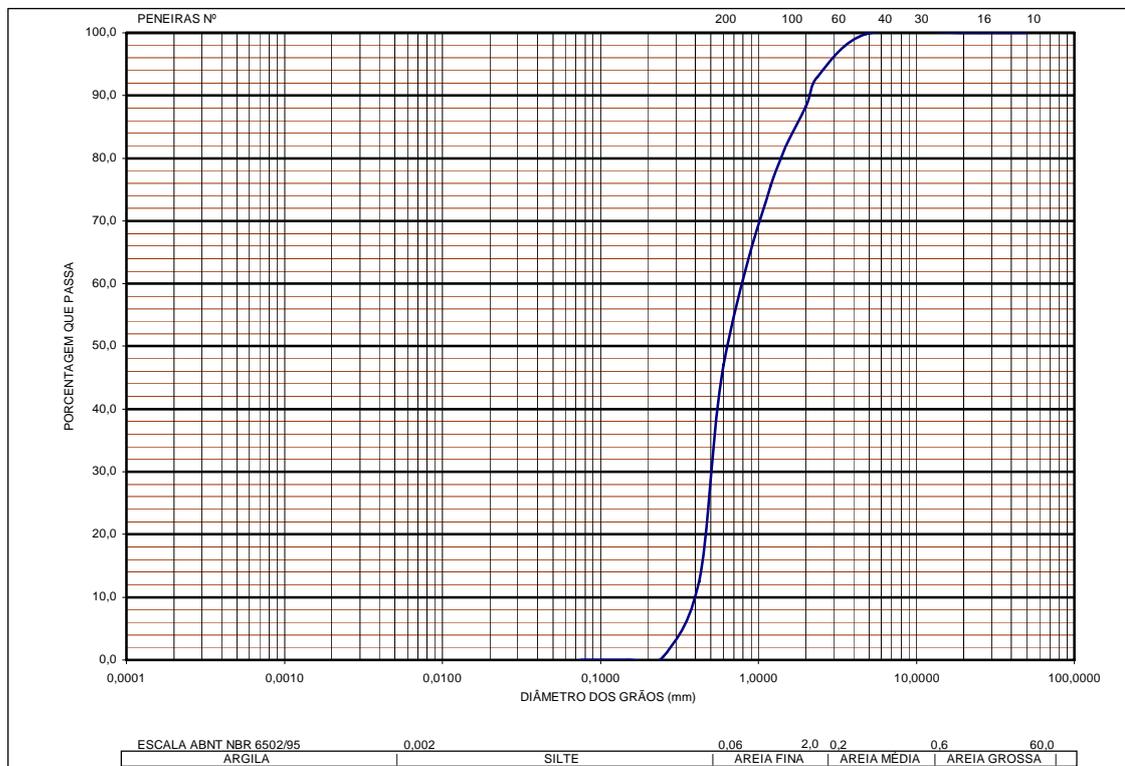


Figura 4.1- Curva granulométrica.

De acordo com os dados apresentados na curva granulométrica o coeficiente de não uniformidade obtido é

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0,8}{0,4} = 2 \quad (4.1)$$

Como desejado, esse valor do coeficiente de não uniformidade indica que o material selecionado alcançou um alto grau de uniformidade, uma vez que valores menores que 5 já classificariam este material como uniforme.

Seguindo os procedimentos da NBR6508 e NBR12051 foram determinados, respectivamente, a massa específica dos grãos ( $2,62\text{g/cm}^3$ ) e o índice de vazios mínimo (0,8).

#### **4.4 - PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA**

Com a determinação do índice de vazios mínimo, foi possível moldar as amostras densas a serem utilizadas no programa experimental proposto. O processo de moldagem para os ensaios de cisalhamento direto adotado obedeceu as seguintes metodologias.

Buscando uma uniformidade no processo de cura e resistência das amostras, o fator água-cimento foi determinado da seguinte forma. A amostra foi colocada sobre uma peneira com malha inferior ao diâmetro mínimo do solo e umedecida de forma abundante. Após o material ter alcançado um elevado teor de umidade este era agitado manualmente com baixa energia, por cerca de alguns segundos, para que a água intersticial pudesse escoar. Após realizar o mesmo procedimento em várias amostras, foi possível verificar que o peso de água remanescente era cerca de 10% do peso do solo. Assim, este valor foi adotado em todas as moldagens.

Considerando o índice de vazios mínimo, como parâmetro básico da moldagem associado ao volume do molde quadrado de dimensões  $4 \times 4 \times 3\text{cm}$ , obtém-se o peso de solo necessário para atingir a compactação requerida. A partir deste valor, considera-se que 10% do peso constitui o peso de água e 15% do peso de solo estaria relacionado ao peso de cimento.

Com base nestas porcentagens e obtendo as respectivas quantidades, a mistura solo-cimento foi então realizada. Assim, em um recipiente foram colocados a areia e o cimento, sendo estes homogeneizados com o auxílio de uma espátula. Após observada a homogeneização através da cor da mistura a água foi acrescentada em duas etapas, procedendo de forma intermitente a homogeneização da mistura água-solo-cimento.

O molde, com as dimensões da caixa de cisalhamento, foi untado com vaselina sendo colocado nas laterais um papel-filtro que objetivou garantir a não aderência da mistura água-solo-cimento no molde.

A mistura foi acondicionada no molde em três camadas, sendo cada camada compactada manualmente com auxílio de um soquete, procurando-se obter a mesma energia em todas as moldagens.

Após moldados, os corpos de prova ficaram acondicionados em bancada firme, sem risco de vibração, por um período de 7 dias. Este período tem sido adotado por outros pesquisadores por representar uma boa otimização de tempo, compatível com o razoável ganho de resistência do material.

Imediatamente após este período o corpo de prova era removido do molde e levado ao equipamento de cisalhamento direto para realização dos ensaios em umidade natural, sem submersão.

#### **4.5 - ESTABILIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO PORTLAND**

Segundo o método ABNT de dosagem solo-cimento, entende-se por solo-cimento o produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas de dosagem executada conforme a NB-1336.

Para moldagem e cura dos corpos-de-prova, segundo a norma NBR12024, pode-se optar pelo uso de dois métodos, onde se diferem basicamente, no tamanho dos grãos escolhidos para a elaboração das amostras. O primeiro faz o uso do material que passa na peneira número 4 (4,8mm), para solos com 100% de partículas de tamanho menor do que 4,8mm. O segundo utiliza o material que passa na peneira de 19mm, para solos com até 45% de partículas retidas na peneira nº 4.

Para o caso de concreto são utilizados diferentes tipos de cimento, podendo ser também aplicados nas misturas de solo-cimento, porém o mais empregado é o cimento Portland comum (Maragon, 1992). Segundo Ingles e Metcalf (1973), a aplicação dos cimentos ARI (alta resistência inicial) é interessante em solos com matéria orgânica, sendo que durante sua hidratação, uma maior quantidade de íons de cálcio são liberados, neutralizando o efeito da matéria orgânica, que seria de absorção destes íons. O cimento

ARI pode também ser importante, quando se deseja resistência mais elevada nos primeiros dias de cura da mistura.

A estabilização do solo com cimento se dá pelo desenvolvimento de reações químicas quando o cimento é hidratado, no qual são desenvolvidos vínculos químicos entre as superfícies dos grãos de cimento e as partículas de solo com que estão em contato direto.

Segundo Petrucci (1980), o cimento Portland é um material pulverolento, constituído de silicatos e aluminatos de cálcio, praticamente sem cal livre. Ao serem misturados com a água, estes silicatos e aluminatos complexos hidratam-se e produzem o endurecimento da massa, que pode então oferecer elevada resistência mecânica Maragon (1992).

Os componentes principais dos quais se derivam os compostos fundamentais anidros, que irão governar as propriedades do produto são: silicato tricálcico ( $C_3S$ ), silicato dicálcico ( $C_2S$ ), aluminato tricálcico ( $C_3A$ ) e ferro aluminato tetracálcico ( $C_4AF$ ). Quando estes entram em contato com a água, reagem, formando produtos hidratados que irão posteriormente endurecer.

Do ponto de vista da resistência os dois silicatos de cálcio são fundamentais, o  $C_3S$  nas primeiras idades e o  $C_2S$  em idades maiores. Segundo Petrucci (1980), os aluminatos são os responsáveis pelas primeiras reações, porém, atingem valores muito baixos de resistência aos esforços mecânicos. Por outro lado, o calor desenvolvido pelas reações do aglomerante com a água é devido, principalmente, ao  $C_3A$ , seguido pelo  $C_3S$ . O  $C_2S$  e  $C_4AF$  que liberam muito pouco calor por ocasião da hidratação. As reações químicas que são desenvolvidas por estes compostos hidratados dão origem ao processo de endurecimento, provocando a cimentação do conjunto.

Já o mecanismo de hidratação do cimento pode ser dividido em quatro etapas distintas, como descritas por Rodrigues (1992), a partir dos trabalhos de Doublé (1980) e Castro (1981) citados por Maragon (1992).

A primeira etapa limita-se de 5 a 10 minutos e apenas 1% de cimento se hidrata, sendo bastante exotérmica (40 Cal/g/h). A segunda etapa dura aproximadamente 1 hora e tem energia de reação bem menor (1 Cal/g/h). As superfícies dos grãos se apresentam cobertas de gel, formando uma camada gelatinosa de silicatos e aluminatos hidratados. A água é difundida através desta camada enquanto que os produtos formados difundem

em sentido contrário. À medida que o grão se transforma pela ação da água, é gerada uma pressão osmótica que rompe a membrana, preenchendo os vazios ao redor do grão. Então, com a ruptura, outros pontos da superfície dos grãos ficam livres para serem atacados pela solução aquosa, formando as membranas que serão novamente rompidas. A terceira etapa e a mais importante, chamada de período de pega, o calor de reação aumenta para 5 Cal/g/h e dura em média 6 horas. Com as várias rupturas das membranas, espalha-se o gel, que endurece, promovendo a ligação entre os grãos parcialmente hidratados. A última etapa é de endurecimento, quando o calor de reação volta a ser de 1 Cal/g/h, e dura de semanas a anos.

## **4.6 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS**

### **4.6.1 - Ensaio de Cisalhamento Direto em Amostras Não Cimentadas**

Com o objetivo de fornecer uma visão geral do comportamento tensão cisalhante *versus* deslocamento, apresenta-se na Figura 4.2 os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras densas não cimentadas. Para uma melhor visualização dos deslocamentos verticais, os gráficos que se seguem tiveram sua escala reduzida em quase todas as figuras deste trabalho.

Evidenciando as condições de moldagem, o comportamento verificado é típico de uma areia densa, com a presença nítida do pico de resistência seguida por uma queda pós-pico. A resistência de pico ocorre em torno de 2,2mm de deslocamento horizontal sendo que a resistência residual é mobilizada após deslocamentos da ordem de 5,0mm.

Um comportamento diferencial pode ser observado quanto a resistência residual obtida para os níveis de tensão 150 a 300kPa. Neste ensaio o valor apresentou-se praticamente constante, sugerindo que o ângulo de atrito residual esteja caindo com o aumento da tensão normal e desta forma, equalizando a resistência final.

Para uma melhor visualização do comportamento inicial, na Figura 4.3 é ilustrado o comportamento até um deslocamento horizontal de 4mm. Nesta aproximação, pode ser observado que para os níveis mais baixos de tensão normal, independente do nível da tensão, a dilatação inicia-se para valores muito próximos de deslocamentos horizontais, isto é, em torno de 0,8mm.

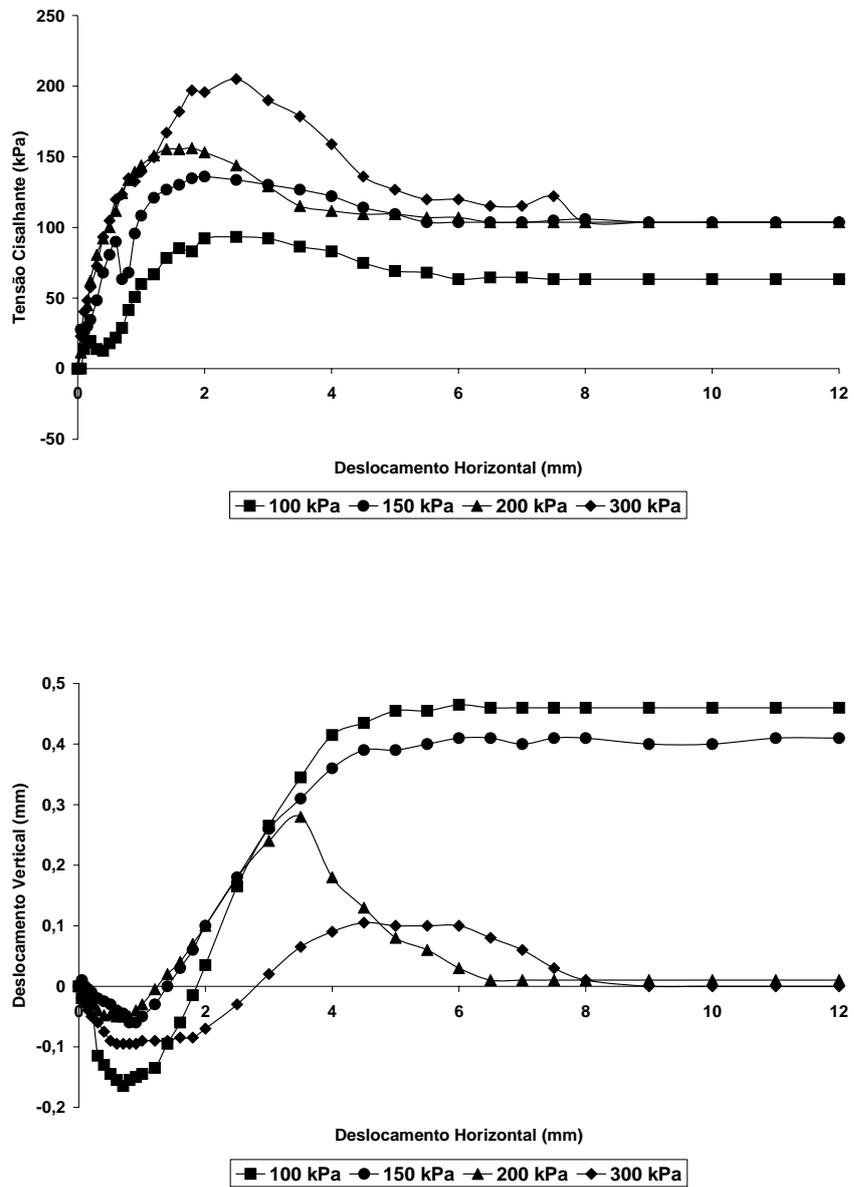


Figura 4.2- Resultados dos ensaios para as amostras não cimentadas.

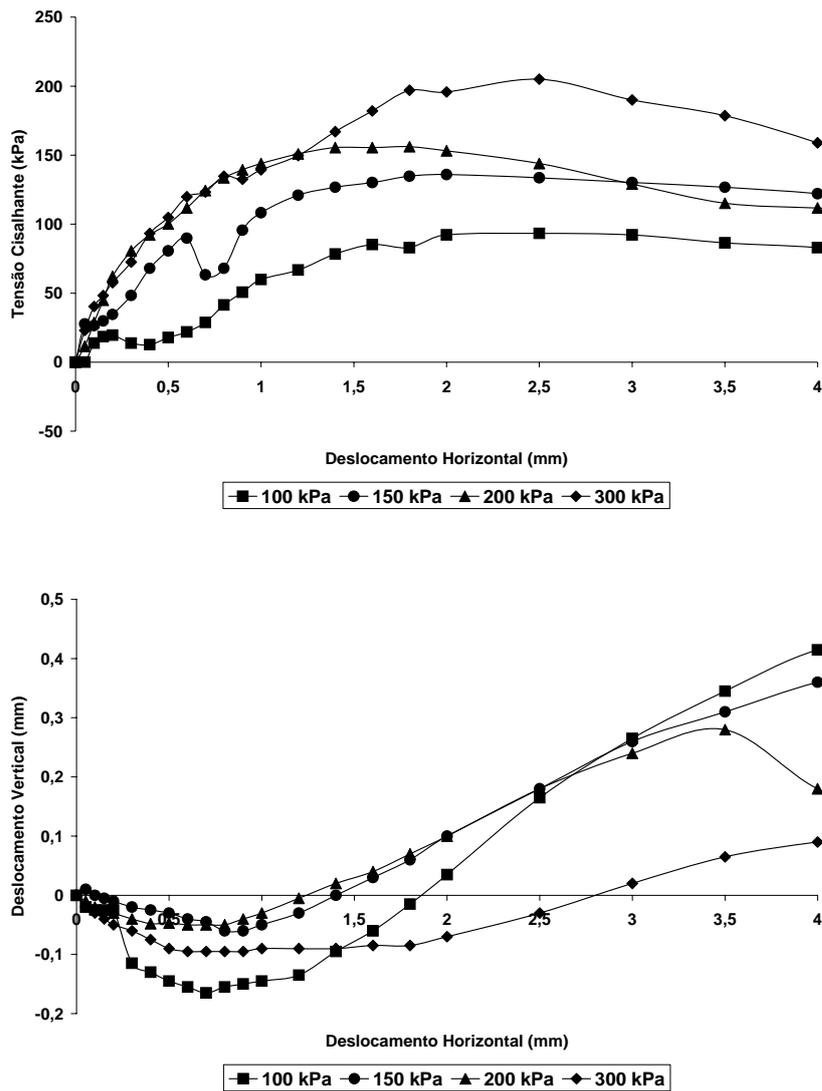


Figura 4.3- Resultados ampliados dos ensaios para as amostras não cimentadas.

#### 4.6.2 - Ensaio de Cisalhamento Direto em Amostras Cimentadas

Similarmente ao item anterior, para uma visão geral do comportamento tensão cisalhante *versus* deslocamento, apresenta-se na Figura 4.4 os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para as amostras densas cimentadas.

O comportamento observado para o solo com cimento é semelhante ao do solo sem cimento no que diz respeito a característica friável de ambos materiais e nos deslocamentos horizontais associados ao início da dilatância e alcance da resistência

residual. Outro fator de destaque é a congruência, similar ao solo sem cimento, observada para a resistência residual para os níveis de tensão 150 a 300kPa.

Como diferenciais, tem-se o comportamento linear e independente do nível de tensão, verificado para a relação deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante até cerca de 0,8mm, bem diferente da observada para o caso do solo sem cimento, este comportamento pode ser melhor visualizado na Figura 4.5, ilustrada para o deslocamento horizontal de até 4mm.

Os níveis de resistência de pico foram majorados em cerca de 4 vezes em relação aos obtidos pelo solo sem cimento e a resistência residual mostrou-se ainda menos sensível a cimentação com aumento médio de 30%.

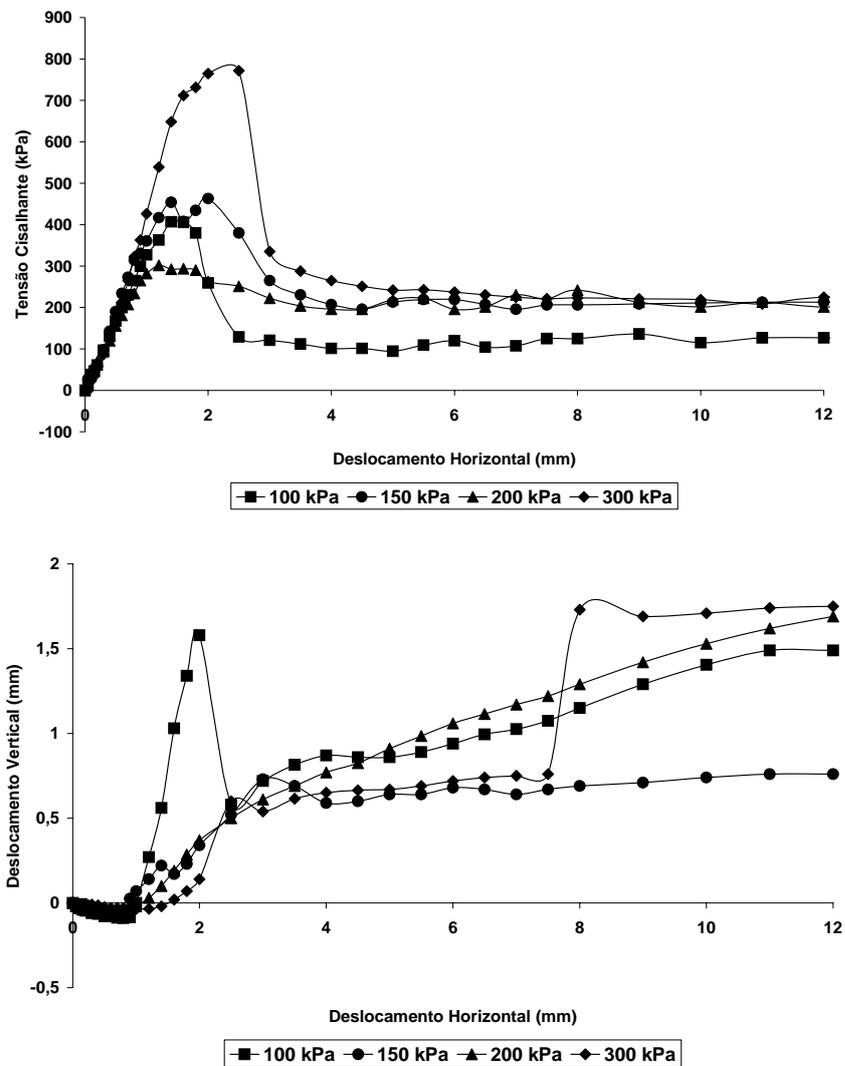


Figura 4.4- Resultados dos ensaios para as amostras com cimento.

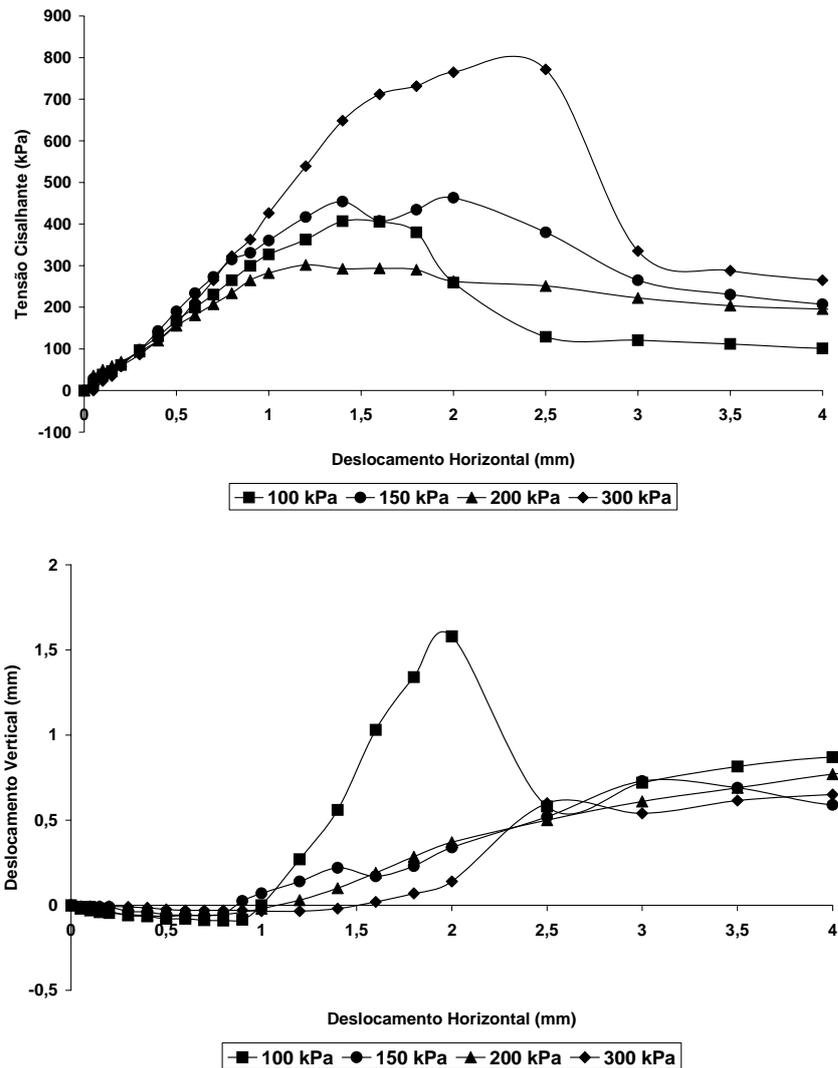


Figura 4.5 - Resultados ampliados dos ensaios para as amostras com cimento.

#### 4.6.3 - ESTUDO COMPARATIVO

Nesta análise foi desenvolvido também um estudo comparativo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto obtidos para as amostras cimentados e não cimentadas. Na Figura 4.6 pode ser nitidamente observado uma grande diferença entre as resistências de pico destes dois tipos de materiais. Esta diferença está calculada em 314,50kPa. Contudo, a diferença entre as resistências residuais foi menor, ficando bem abaixo, em 51,84kPa.

Os resultados apresentados na Figura 4.6 demonstram a semelhança do comportamento das amostras analisadas quanto ao deslocamento horizontal necessário para alcançar o pico de resistência. No entanto, aparentemente, esta mesma consideração não é nitidamente verificada para a resistência residual.

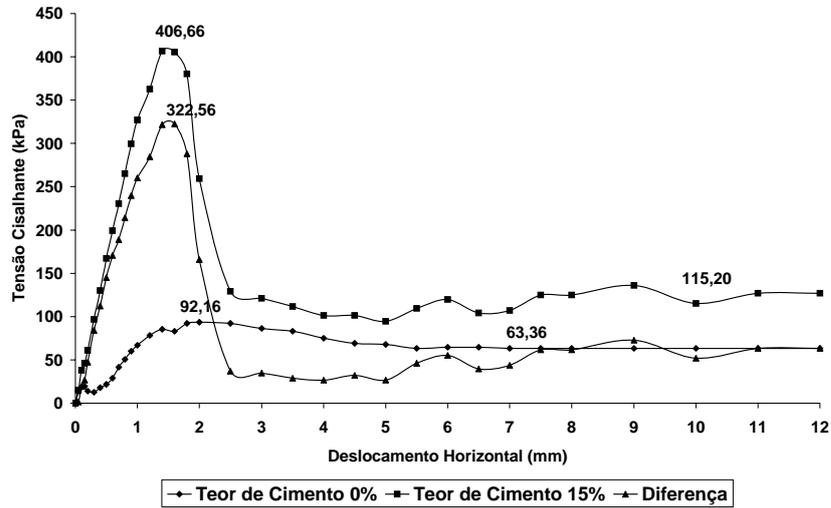


Figura 4.6 - Estudo comparativo -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

Na Figura 4.7, relativa a tensão normal igual a 150kPa, pode ser novamente observado uma grande diferença entre as resistências de pico. Neste caso, esta diferença ficou em 328,32kPa. A diferença entre as resistências residuais mostrou-se maior que a do caso anterior, isto é, para tensão normal igual a 100kPa, em 102,53kPa.

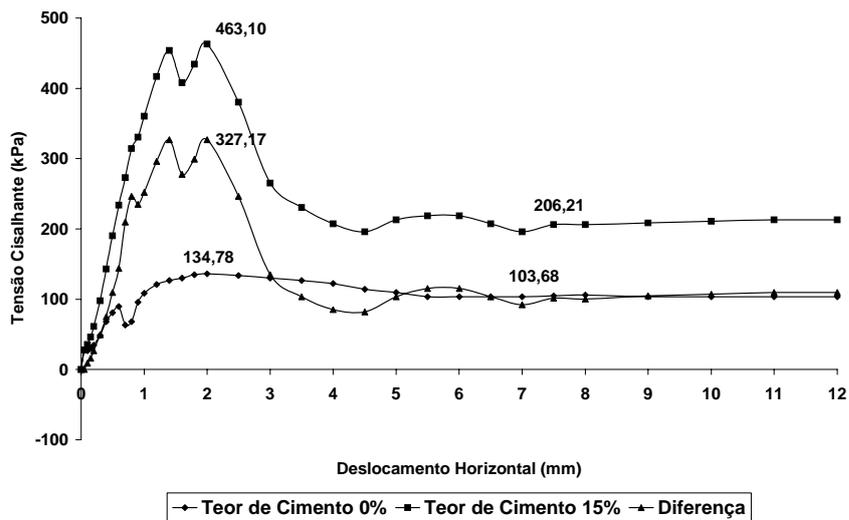


Figura 4.7 - Estudo comparativo -  $\sigma_n = 150\text{kPa}$ .

Neste caso, os resultados ilustrados na Figura 4.7 dão uma visão de como o comportamento de ambas as amostras é similar quanto ao deslocamento horizontal necessário para atingir o pico de resistência e a resistência residual.

Na Figura 4.8 os resultados demonstram que houve algum comprometimento na estrutura do solo cimentado, pois apresentou uma resistência de pico abaixo da esperada. Considerando a tensão normal igual a 200kPa, a diferença entre as resistências ficou em apenas 145,72kPa e a diferença entre as resistências residuais mostrou-se muito semelhante a do caso anterior, em 97,92kPa.

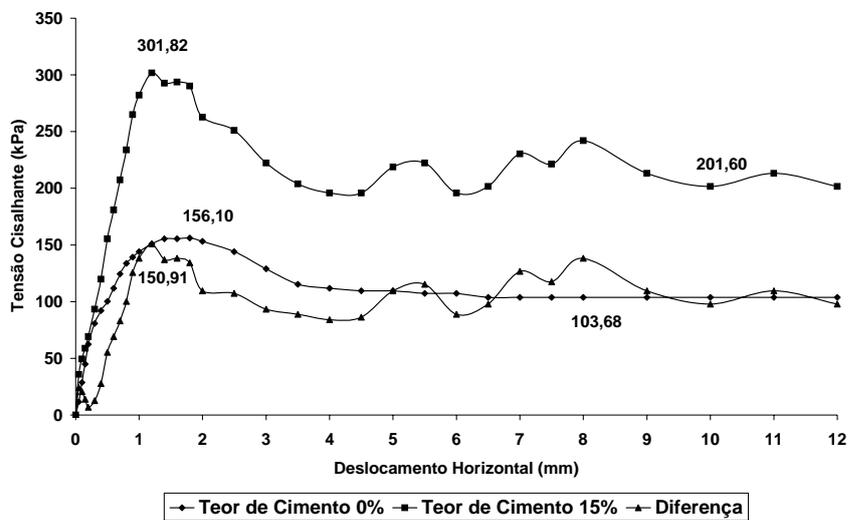


Figura 4.8 - Estudo comparativo -  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

Apesar do problema detectado no ensaio, os resultados ilustrados na Figura 4.8 mostram a correspondência de comportamento quanto ao deslocamento horizontal necessário para alcançar o pico de resistência e a resistência residual.

Na Figura 4.9, relacionada a tensão normal de 300kPa, os resultados indicam um elevado ganho de resistência de pico no solo cimentado. A diferença entre as resistências ficou em 566,79kPa. No entanto, a diferença entre as resistências residuais mostrou-se muito semelhante a dos dois ensaios anteriores (para tensão normal igual a 150 e 200kPa), sendo calculada em 96,77kPa.

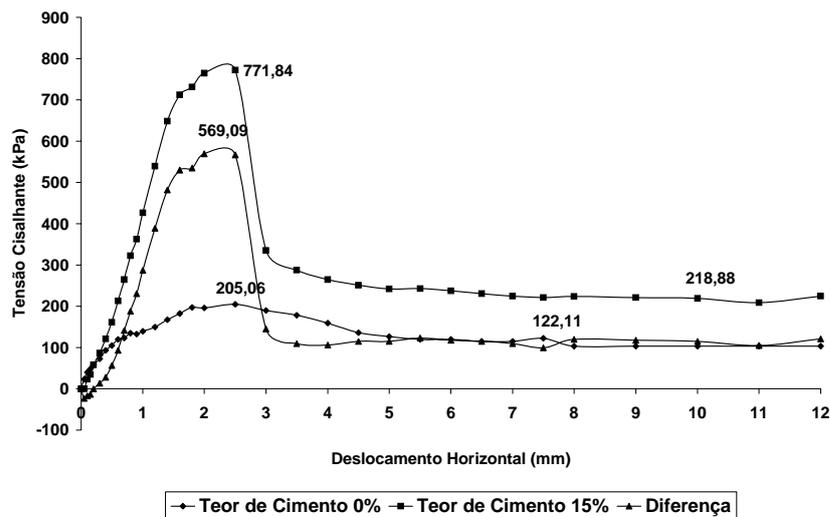


Figura 4.9 - Estudo comparativo -  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

Objetivando uma melhor visualização desta análise comparativa, alguns dados obtidos foram agrupados na Tabela 4.1. A diferença nas tensões de pico (Diferença dos Picos) foi determinada tomando-se o pico de resistência das respectivas amostras. O quantitativo "Diferença Máxima" foi obtido da curva de diferença, como apresentado nos gráficos.

Tabela 4.1 - Resumo dos valores do estudo comparativo (valores em kPa).

| Descrição                 | 100 kPa | 150kPa | 200kPa | 300kPa |
|---------------------------|---------|--------|--------|--------|
| Resistência de Pico - 15% | 406,66  | 463,10 | 301,82 | 771,84 |
| Resistência de Pico - 0%  | 92,16   | 134,78 | 156,10 | 205,05 |
| Diferença dos Picos       | 314,50  | 328,32 | 145,72 | 566,79 |
| Diferença Máxima          | 322,56  | 327,17 | 150,91 | 569,09 |
| Resistência Residual 15%  | 115,20  | 206,21 | 201,60 | 218,88 |
| Resistência Residual 0%   | 63,36   | 103,68 | 103,68 | 122,11 |
| Diferença Residual        | 51,84   | 102,53 | 97,92  | 96,77  |

A partir destes dados foi possível fazer uma avaliação tradicional dos parâmetros de resistência com base no critério linear de Mohr-Coulomb, como apresentado na

Figura 4.10. Nesta análise, os resultados para tensão normal igual a 200kPa foram descartados.

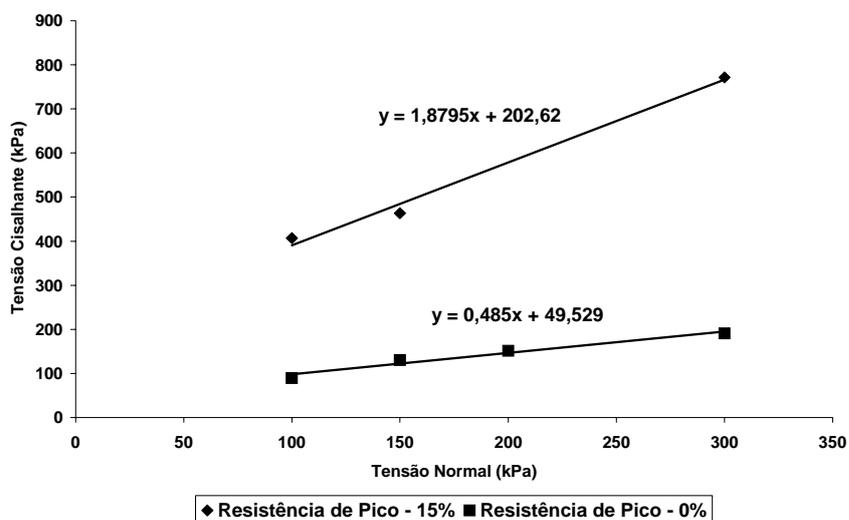


Figura 4.10 - Aplicação do critério linear de Mohr-Coulomb.

Após a linearização dos resultados, os parâmetros encontrados foram determinados como apresentado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Parâmetros de resistência da envoltória linear de Mohr-Coulomb.

| Descrição           | Coesão (kPa) | Ângulo de Atrito (°) |
|---------------------|--------------|----------------------|
| Amostra sem cimento | 49,5         | 25,9                 |
| Amostra com cimento | 202,6        | 62,0                 |

O processo de linearização exclui tendências divergentes dos comportamentos reais observados para as amostras (cimentadas e não cimentadas). No caso das amostras não cimentadas observa-se nitidamente um envoltória não linear côncava para baixo ao passo que para as amostras cimentadas o comportamento é o inverso, ou seja, a envoltória mostra-se côncava para cima, similar ao comportamento típico das argilas pré-adensadas.

A adoção do critério de Mohr-Coulomb tende a prejudicar bastante a determinação da coesão verdadeira do solo. No caso do solo sem cimento esta deveria ser nula, e contudo apresenta-se com o valor de 49,5kPa. No caso do solo cimentado,

face a concavidade da envoltória ser para cima, a linearização minimizou a coesão do material, sendo obtido um valor de 202,6kPa.

Procurando um melhor ajuste das envoltórias, um rápido estudo baseado em tentativas indicou que uma função polinomial de segundo grau ajusta adequadamente as envoltórias das amostras não cimentadas e cimentadas. Com base nestas aproximações, a Figura 4.11 apresenta os resultados destes ajustes.

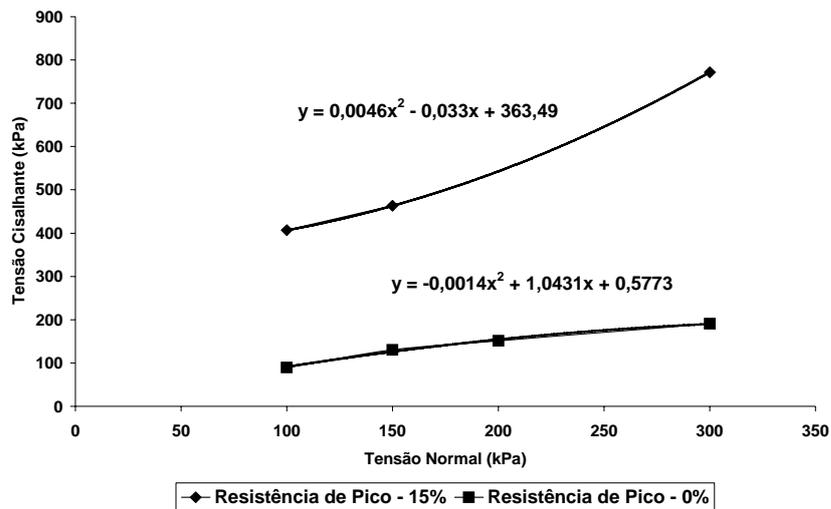


Figura 4.11 - Ajuste das envoltórias de resistência.

A adoção das envoltórias não lineares geraram valores razoavelmente melhores da coesão de intercepto. No caso de solo sem cimento o intercepto que deveria ser nulo passou de 49,5kPa (linear) para 0,6kPa, valor que pode ser considerado desprezível. No solo estruturado artificialmente com 15% de cimento Portland, a coesão de intercepto que foi quantificada em 202,6kPa na envoltória linear, apresentou intercepto de 363,5kPa. De acordo com o comportamento observado na Figura 4.11, tem-se que com o aumento da tensão normal, o ângulo de atrito do solo sem cimentação tende a diminuir e no solo estruturado com cimento tende a aumentar.

#### 4.7 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesse capítulo foi possível avaliar semelhanças e diferenças entre o mesmo solo analisado, sem cimento e com cimento. Neste estudo em questão, as semelhanças estão mais presentes nos deslocamentos horizontais que proporcionam as resistências de pico

e residuais de ambos materiais. Percebe-se também uma semelhança do deslocamento horizontal necessário para início da dilatância.

As divergências estão presentes nas resistências de pico e residuais, sendo bem mais significativas na resistência de pico.

Uma diferença importante está relacionada com o comportamento da envoltória de resistência, côncava para baixo para os solos sem cimento e côncava para cima para os solos cimentados.

A utilização de envoltórias lineares mostrou-se muito limitada para aplicação em estudos práticos de campo, sendo a função polinomial de segundo grau recomendada na quantificação da envoltória de resistência de ambos os solos.

### **APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA**

#### **5.1 - INTRODUÇÃO**

Como mencionado no Capítulo 3, segundo Leroueil e Vaughan (1990), a influência da cimentação no comportamento do solo pode ser entendido com referência ao comportamento do mesmo material não cimentado ou desestruturado. Neste contexto, propõe-se neste capítulo uma aplicação do modelo Dente de Serra para solos não cimentados, visando buscar subsídios para uma melhor interpretação e adequação deste modelo para os em solos estruturados, como será apresentado no Capítulo 6.

Para aplicação do modelo Dente de Serra serão utilizados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto do material sem cimentação, referenciado com 0% de teor de cimento.

Observa-se que os resultados dos ensaios de cisalhamento direto são facilmente acoplados ao modelo, uma vez que os deslocamentos horizontais e verticais são lidos diretamente. Este fato possibilita a determinação automática dos ângulos de dilatância durante o cisalhamento justificando assim, a adoção deste tipo de ensaio neste tipo de análise.

#### **5.2 - MODELO DENTE DE SERRA**

Como apresentado no Capítulo 2, o modelo Dente de Serra quantifica a resistência através da sobreposição de três efeitos que ocorrem durante o cisalhamento, ou seja, a dilatância, o atrito grão-grão e a coesão aparente. A dilatância está associada a um processo de expansão em escala macroscópica provocado pelo rearranjo dos grãos durante o cisalhamento. Este parâmetro é representado por um plano fictício de

inclinação  $\psi$ . O atrito grão-grão pode ser entendido como uma dilatância localizada nos contatos dos grãos, representado por um plano de inclinação  $\phi_\mu$ . Este parâmetro representa os efeitos conjugados de deslizamento, rolamento e o conseqüente rearranjo dos grãos durante o cisalhamento. A coesão aparente está associada ao aumento da tensão normal nos planos de cisalhamento devido a própria tensão cisalhante imposta.

Reescrevendo a Expressão (2.22) apresentada no Capítulo 2, tem-se

$$T = Ntg\psi + Ntg\phi_\mu + Ttg\psi tg\phi_\mu$$

onde a primeira parcela do lado direito representa a resistência devido a dilatância; a segunda parcela representa o atrito grão-grão; e a terceira parcela representa a coesão aparente.

Rotineiramente o termo coesão aparente é atribuído ao efeito da sucção (matricial e/ou capilar) na resistência dos solos. No entanto, Mitchell (1976) e Skempton (1961) utilizam o termo "coesão aparente" para designar a parcela da resistência associada a componente normal gerada pela tensão cisalhante.

Analisando os ensaios de cisalhamento direto apresentados no Capítulo 4 observa-se na curva de deslocamentos horizontais *versus* deslocamentos verticais, uma compressão inicial seguida de uma dilatância que se estabiliza após deslocamentos da ordem de 5mm.

Observando a curva deslocamento horizontal *versus* tensão cisalhante percebe-se um crescimento da resistência com uma queda abrupta após cerca de 2mm de deslocamento horizontal. A estabilização da resistência é alcançada após deslocados 5mm na direção horizontal.

Esse comportamento possibilita identificar quatro fases distintas para quantificação dos parâmetros do modelo Dente de Serra.

### **Fase I**

A Fase I é caracterizada por uma compressão no material. Nesta fase o ângulo de dilatância é negativo induzindo assim, componentes negativas de resistência para as

parcelas de dilatância e coesão aparente. Apenas por conveniência, o termo dilatância negativa será utilizado no lugar de compressão.

## **Fase II**

A Fase II é caracterizada pelo trecho compreendido entre o início da dilatância e o pico de resistência. Nessa fase é determinada a resistência de pico comumente utilizada em projetos geotécnicos.

## **Fase III**

A Fase III refere-se ao trecho compreendido entre o pós pico e a resistência residual. Muitos autores utilizam o termo amolecimento para definir esta fase. A distância entre o pico e a resistência residual é conhecida por fragilidade. Quanto maior essa distância maior será a fragilidade do material. Devido a pouca aplicabilidade prática desta fase, os parâmetros relativos a ela não serão abordados neste trabalho.

## **Fase IV**

Fase relativa a resistência residual, também denominada de resistência última, quando o processo de dilatância é próximo de zero ou zero. Essa fase é de grande importância em estudos de retro-análise de acidentes envolvendo ruptura de solo com grandes deformações.

Considerando a importância da quantificação dos parâmetros do modelo, pode-se em cada fase determinar a dilatância com base na expressão

$$\psi = \arctan\left(\frac{\delta_{v2} - \delta_{v1}}{\delta_{h2} - \delta_{h1}}\right) \quad (5.1)$$

onde  $\delta_h$ , representa o deslocamento horizontal,  $\delta_v$ , representa o deslocamento vertical e os índices 1 e 2 representam os deslocamentos no início e final da fase ou trecho representativo considerado.

O ângulo de atrito grão-grão é determinado através de retro cálculo com base na resistência mobilizada ( $\tau_{mob}$ ) no final da respectiva fase, através da expressão

$$\phi_{\mu} = \arctan\left(\frac{\tau_{mob} - \sigma_n^* \tan \psi}{\sigma_n^* + \tau_{mob} \tan \psi}\right) \quad (5.2)$$

onde  $\sigma_n^*$  é a tensão normal ao plano de cisalhamento corrigida.

Como visto no Capítulo 2, é possível avaliar a possibilidade de plastificação nos contatos em função do nível da tensão externa, do diâmetro dos grãos, do grau de aspereza dos grãos e do índice de vazios. Para o caso em questão os níveis de tensão utilizados nos ensaios de cisalhamento direto foram 100, 150, 200 e 300kPa. Com base nos dados obtidos da análise granulométrica, o diâmetro médio dos grãos é igual a 0,65mm e o índice de vazios de moldagem é igual a 0,8. A aspereza foi considerada a mesma apresentada no Capítulo 2 para o quartzo natural áspero (não polido), ou seja, 500nm.

Com base nesses dados apresenta-se na Tabela 5.1 os resultados da análise da possibilidade de plastificação nos contatos. Na Tabela 5.1  $\sigma$  é a tensão externa;  $n_c$ , o número de contatos;  $N_c$ , a força no contato;  $d_c$ , o diâmetro do contato;  $A_c$ , a área do contato; e  $p_c$ , a tensão no contato.

Tabela 5.1 - Tensões de contato no início do ensaio de cisalhamento direto.

| $\sigma$ (kPa) | $n_c$    | $N_c$ (kN) | $d_c$ (m) | $A_c$ (m <sup>2</sup> ) | $p_c$ (kPa) |
|----------------|----------|------------|-----------|-------------------------|-------------|
| 100            | 5,18E+06 | 1,93E-05   | 4,10E-07  | 1,32E-13                | 1,46E+08    |
| 150            | 5,18E+06 | 2,90E-05   | 4,70E-07  | 1,73E-13                | 1,67E+08    |
| 200            | 5,18E+06 | 3,86E-05   | 5,17E-07  | 2,10E-13                | 1,84E+08    |
| 300            | 5,18E+06 | 5,80E-05   | 5,92E-07  | 2,75E-13                | 2,11E+08    |

Mesmo a tensão normal não sendo equivalente a tensão média do sistema, os resultados indicam que para todos os níveis de tensão adotados ocorreria a plastificação nos contatos, ou seja, a tensão no contato seria maior que a tensão de plastificação do quartzo (10.300.000kPa)

Como também apresentado no Capítulo 2, durante o cisalhamento os grãos tendem a deslizar e rolar uns sobre os outros sendo a angulosidade e o estado matricial inicial os fatores condicionantes para preponderância entre esses processos.

Independentemente da plastificação nos contatos, neste trabalho tem-se como ângulo de atrito grão-grão o efeito combinado de deslizamento e rolamento, uma vez que na prática, para ocorrer o rolamento num sistema de grãos alguma parte da superfície do grão estará deslizando sobre a superfície de outro.

### 5.3 - APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA

A seguir, apresenta-se um estudo do comportamento dos parâmetros do modelo Dente de Serra nas Fases I, II e IV, em função dos níveis de tensão.

Na Figura 5.1 tem-se os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal 100kPa, sendo o material moldado no estado de compactidade denso com 0% de teor de cimento.

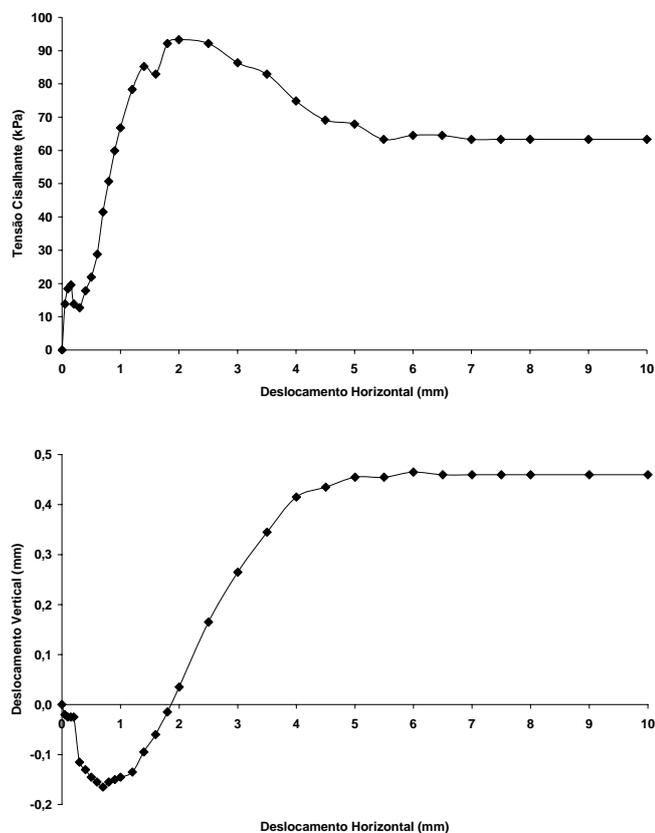


Figura 5.1 - Ensaio de Cisalhamento Direto -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.1, apresenta-se na Tabela 5.2 os parâmetros do modelo Dente de Serra obtidos para tensão normal de 100kPa. O detalhamento de cálculo destes parâmetros está apresentado no Anexo I.

Tabela 5.2 - Parâmetros do modelo Dente de Serra -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$

| <b>Resumo dos Parâmetros</b>            |        |
|---|--------|
| Ângulo de dilatância inicial (°)        | -10,97 |
| Ângulo de atrito grão-grão inicial (°)  | 37,47  |
| Ângulo de dilatância de pico (°)        | 12,00  |
| Ângulo de atrito grão-grão de pico (°)  | 29,86  |
| Ângulo de dilatância residual (°)       | 0,14   |
| Ângulo de atrito grão-grão residual (°) | 28,16  |
| <b>Parâmetros Somados</b>               |        |
| Ângulo inicial (°)                      | 26,51  |
| Ângulo de pico (°)                      | 41,85  |
| Ângulo residual (°)                     | 28,31  |

Com base nestes parâmetros, a Figura 5.2 apresenta as taxas de mobilização de resistência em relação a resistência mobilizada, para as respectivas fases do ensaio.

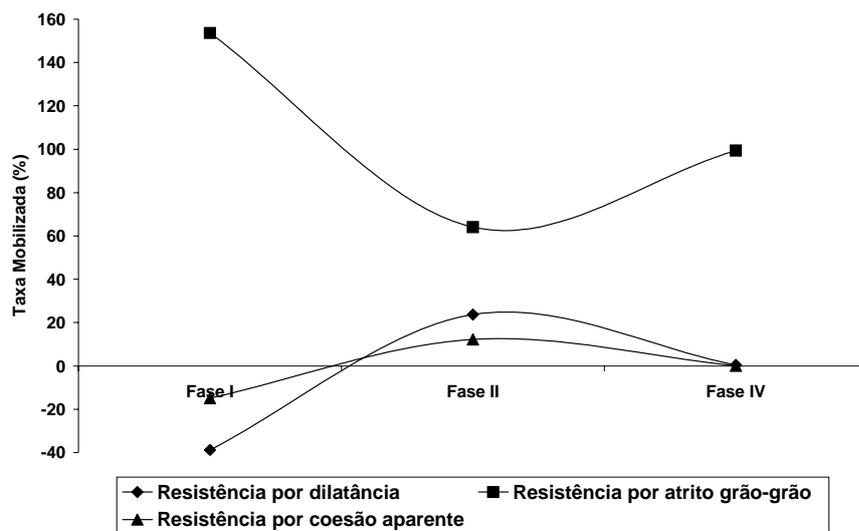


Figura 5.2 - Taxas de mobilização das resistências para  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

O comportamento ilustrado na Figura 5.2 destaca o quanto a resistência por atrito grão-grão é relevante em todas as fases, sendo que a dilatância e a coesão aparente destacam-se por contribuir com a resistência somente na Fase II.

Na Figura 5.3 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal 150kPa, sendo o material moldado no estado de compacidade denso com 0% de teor de cimento.

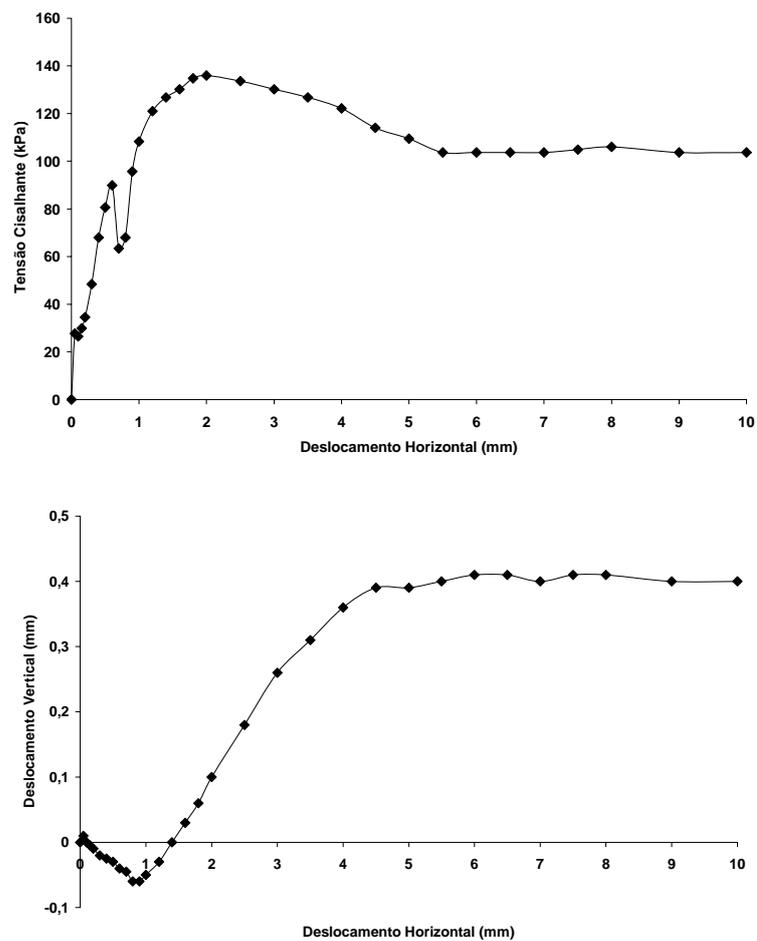


Figura 5.3 - Ensaio de Cisalhamento Direto -  $\sigma_n = 150\text{kPa}$ .

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.3, a Tabela 5.3 apresenta os parâmetros do modelo Dente de Serra para tensão normal de 150kPa. Os detalhes de cálculo estão apresentados no Anexo I.

Tabela 5.3 - Parâmetros do modelo Dente de Serra -  $\sigma_n = 150\text{kPa}$

| <b>Resumo dos Parâmetros</b>            |       |
|---|-------|
| Ângulo de dilatação inicial (°)         | -4,90 |
| Ângulo de atrito grão-grão inicial (°)  | 35,47 |
| Ângulo de dilatação de pico (°)         | 8,28  |
| Ângulo de atrito grão-grão de pico (°)  | 32,75 |
| Ângulo de dilatação residual (°)        | 0,00  |
| Ângulo de atrito grão-grão residual (°) | 30,73 |
| <b>Parâmetros Somados</b>               |       |
| Ângulo inicial (°)                      | 30,57 |
| Ângulo de pico (°)                      | 41,02 |
| Ângulo residual (°)                     | 30,73 |

Com base nestes parâmetros, apresenta-se na Figura 5.4 as taxas de mobilização de resistência para as respectivas fases do ensaio.

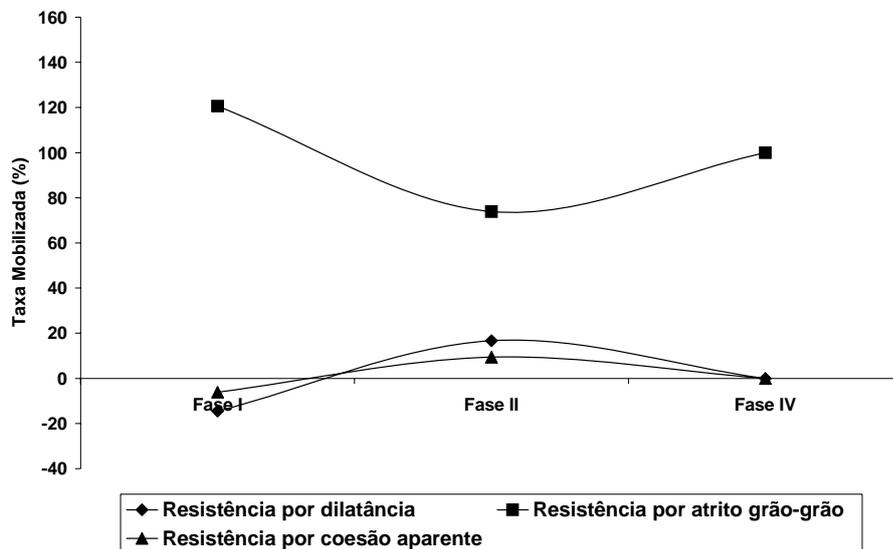


Figura 5.4 - Taxas de mobilização das resistências para  $\sigma_n = 150\text{kPa}$ .

Novamente, o comportamento ilustrado na Figura 5.4 destaca o quanto a resistência por atrito grão-grão é relevante em todas as fases, sendo que a dilatância e a coesão aparente contribuem com a resistência apenas na Fase II.

Na Figura 5.5 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal de 200kPa, sendo o material moldado no estado de compactidade denso com 0% de teor de cimento.

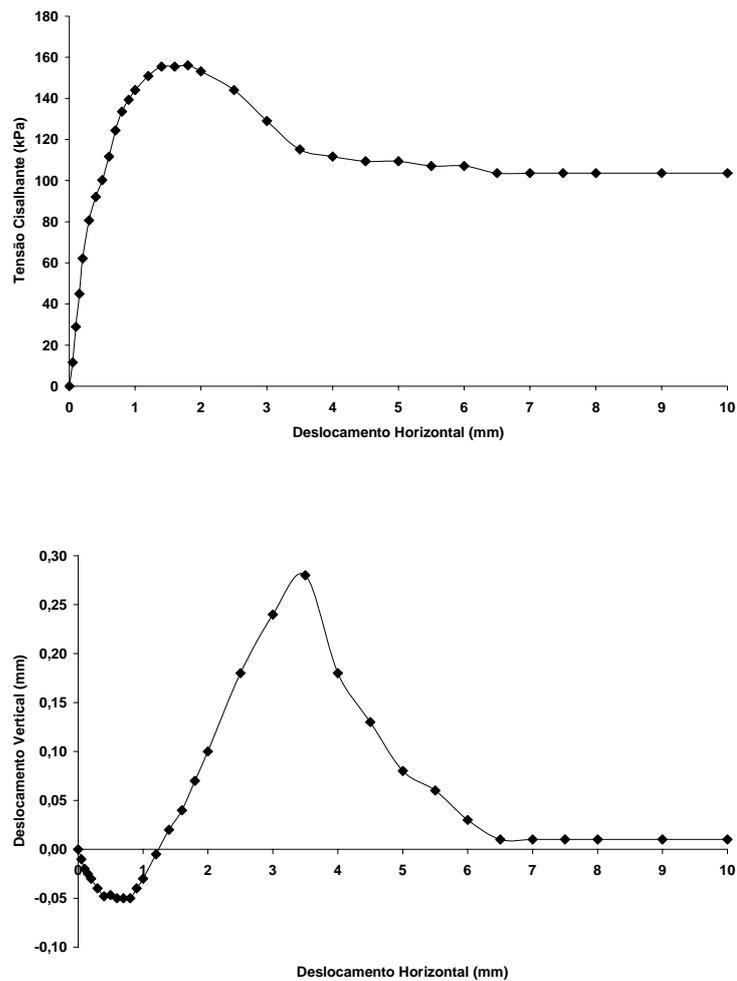


Figura 5.5 - Ensaio de Cisalhamento Direto -  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.5, tem-se apresentado na Tabela 5.4 os parâmetros do modelo Dente de Serra para tensão normal de 200kPa. O detalhamento de cálculo está apresentado no Anexo I.

Tabela 5.4 - Parâmetros do modelo Dente de Serra -  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

| Resumo dos Parâmetros                   |       |
|---|-------|
| Ângulo de dilatância inicial (°)        | -3,58 |
| Ângulo de atrito grão-grão inicial (°)  | 36,90 |
| Ângulo de dilatância de pico (°)        | 6,65  |
| Ângulo de atrito grão-grão de pico(°)   | 30,43 |
| Ângulo de dilatância residual (°)       | 0,23  |
| Ângulo de atrito grão-grão residual (°) | 24,05 |
| Parâmetros Somados                      |       |
| Ângulo inicial (°)                      | 33,32 |
| Ângulo de pico (°)                      | 37,08 |
| Ângulo residual (°)                     | 24,28 |

Com base nestes parâmetros, a Figura 5.4 mostra as taxas de mobilização de resistência para as respectivas fases do ensaio.

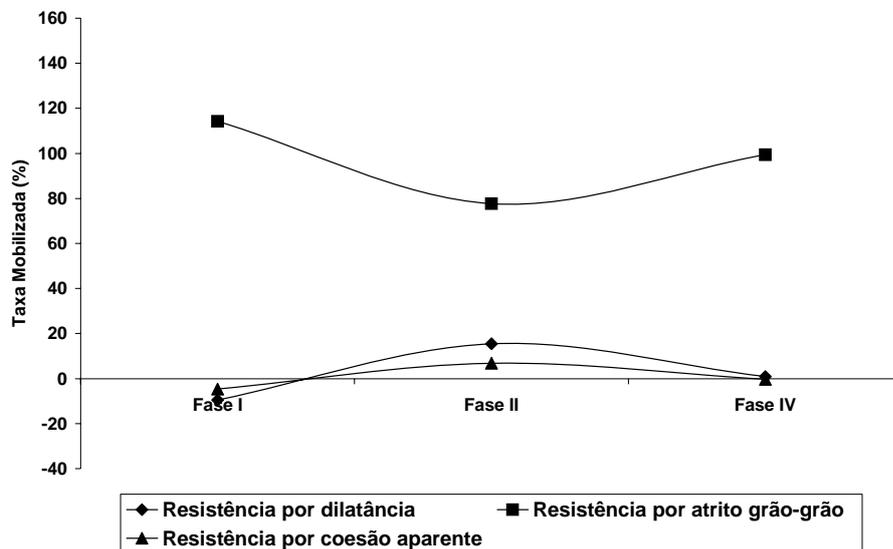


Figura 5.6 - Taxas de mobilização das resistências para  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

O comportamento ilustrado na Figura 5.6 ainda destaca o quanto a resistência por atrito grão-grão é relevante em todas as fases. Progressivamente, pode ser observado

uma tendência das curvas serem menos angulosas, apresentando menor variação dos parâmetros, com o aumento da tensão normal.

Na Figura 5.7 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal 300kPa, sendo o material moldado no estado de compactidade denso com 0% de teor de cimento.

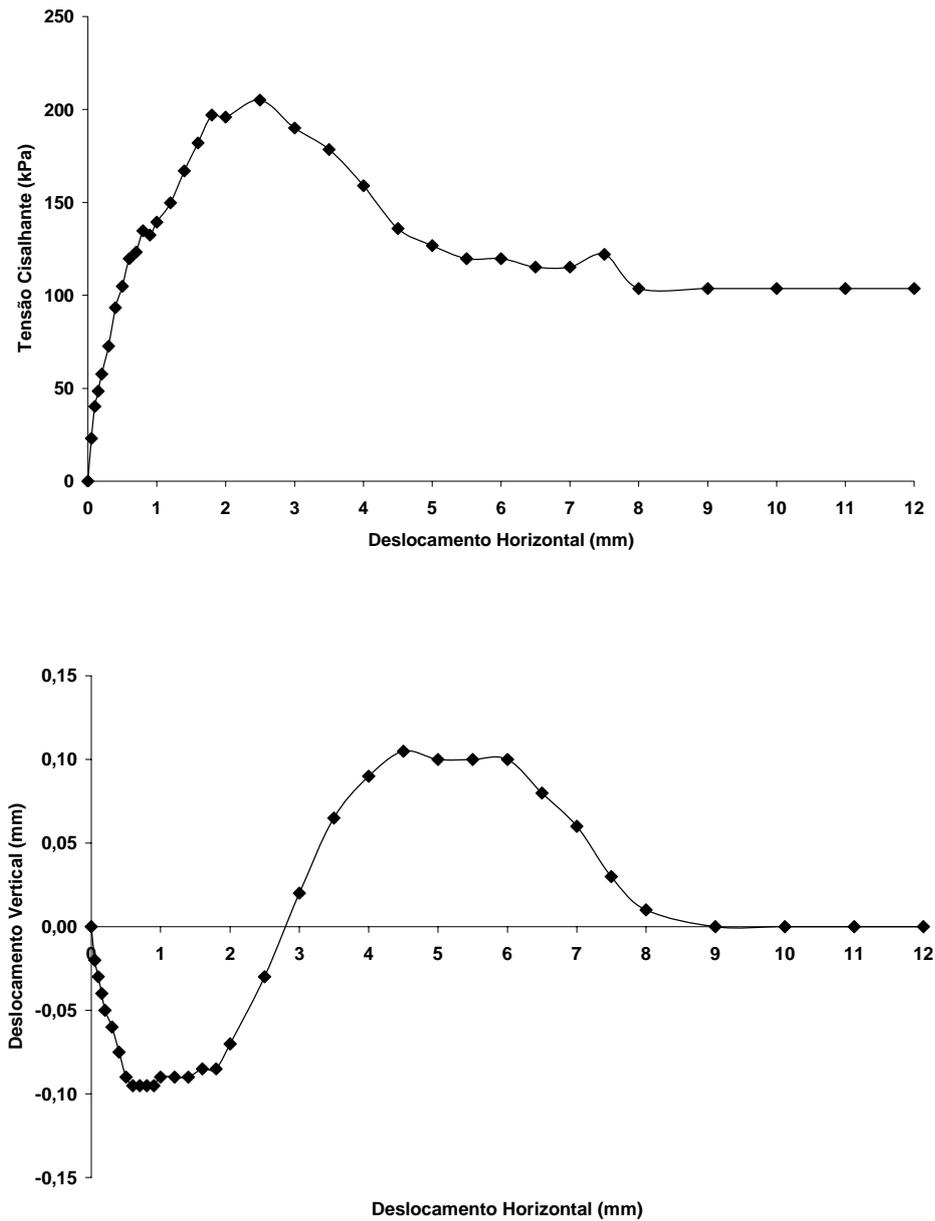


Figura 5.7 - Ensaio de Cisalhamento Direto -  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

Com base nos resultados apresentados na Figura 5.7, destaca-se na Tabela 5.5 os parâmetros do modelo Dente de Serra para tensão normal de 300kPa. O detalhamento de cálculo está apresentado no Anexo I.

Tabela 5.5 - Parâmetros do modelo Dente de Serra -  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

| Resumo dos Parâmetros                   |       |
|---|-------|
| Ângulo de dilatância inicial (°)        | -7,12 |
| Ângulo de atrito grão-grão inicial (°)  | 30,97 |
| Ângulo de dilatância de pico(°)         | 5,33  |
| Ângulo de atrito grão-grão de pico (°)  | 27,11 |
| Ângulo de dilatância residual (°)       | 0,00  |
| Ângulo de atrito grão-grão residual (°) | 15,46 |
| Parâmetros Somados                      |       |
| Ângulo inicial (°)                      | 23,85 |
| Ângulo de pico (°)                      | 32,44 |
| Ângulo residual (°)                     | 15,46 |

Com base nestes parâmetros, a Figura 5.4 mostra as taxas de mobilização de resistência para as respectivas fases do ensaio.

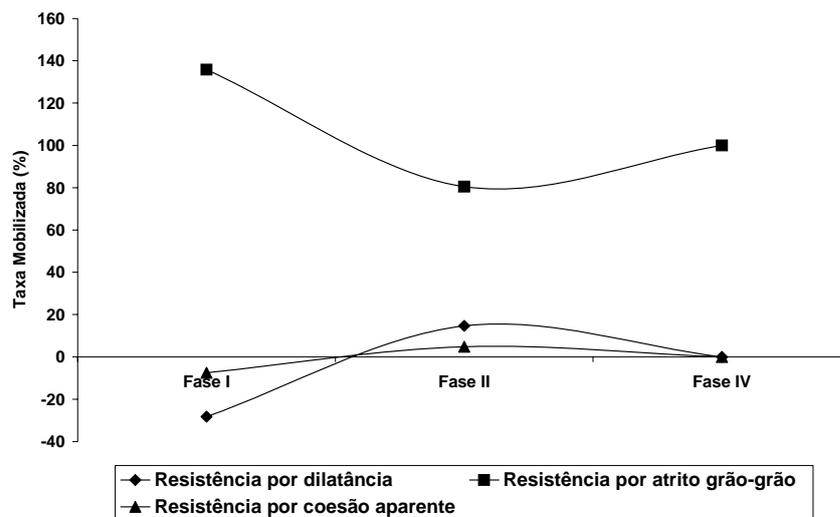


Figura 5.8 - Taxas de mobilização das resistências para  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

Verifica-se uma mudança na tendência de minimização da curvatura dos comportamentos, sendo verificado para este nível de tensão uma forte componente negativa de dilatação na Fase I. Este comportamento gerou um forte aumento no atrito grão-grão. Este fato pode estar associado à incorporação do efeito de rolamento. Mesmo o contato estando plastificado, o imbricamento condicionou a elevação do atrito grão-grão nesta fase, descaracterizando o comportamento de alinhamento progressivo da curvatura, como pode ser verificado para a seqüência de níveis de tensão 100, 150 e 200kPa.

Na Figura 5.9 apresenta-se isoladamente o comportamento do ângulo de dilatação nas distintas fases e níveis de tensão.

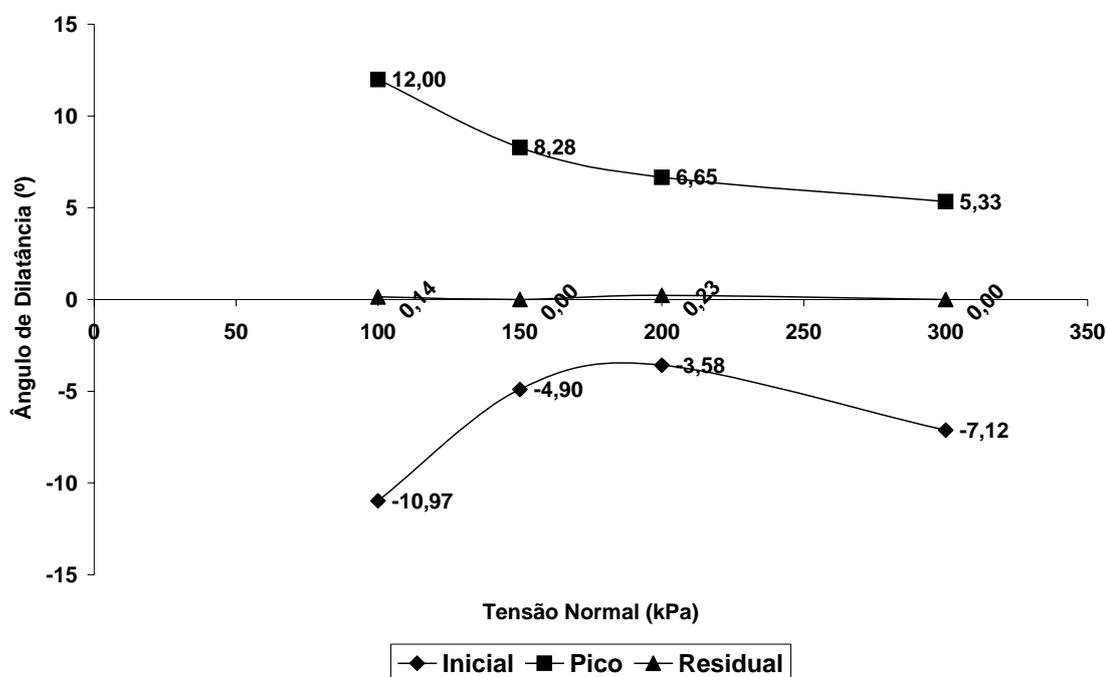


Figura 5.9 - Comportamento da dilatação nas distintas fases e níveis de tensão.

Como pode ser observado, a dilatação tende a diminuir com o aumento do nível de tensão e com o aumento do deslocamento horizontal, para as Fases I e II. Para Fase IV (residual) ela pode ser considerada desprezível.

É importante realçar que para faixa de tensão estudada, a perda de dilatação no pico foi da ordem de 7 graus. Observa-se ainda que esta mesma magnitude foi

encontrada para dilatação negativa inicial ao desprezar a dispersão de comportamento verificado no nível 300kPa.

Na Figura 5.10 apresenta-se isoladamente o comportamento do ângulo de atrito grão-grão nas diferentes fases e nos diferentes níveis de tensão.

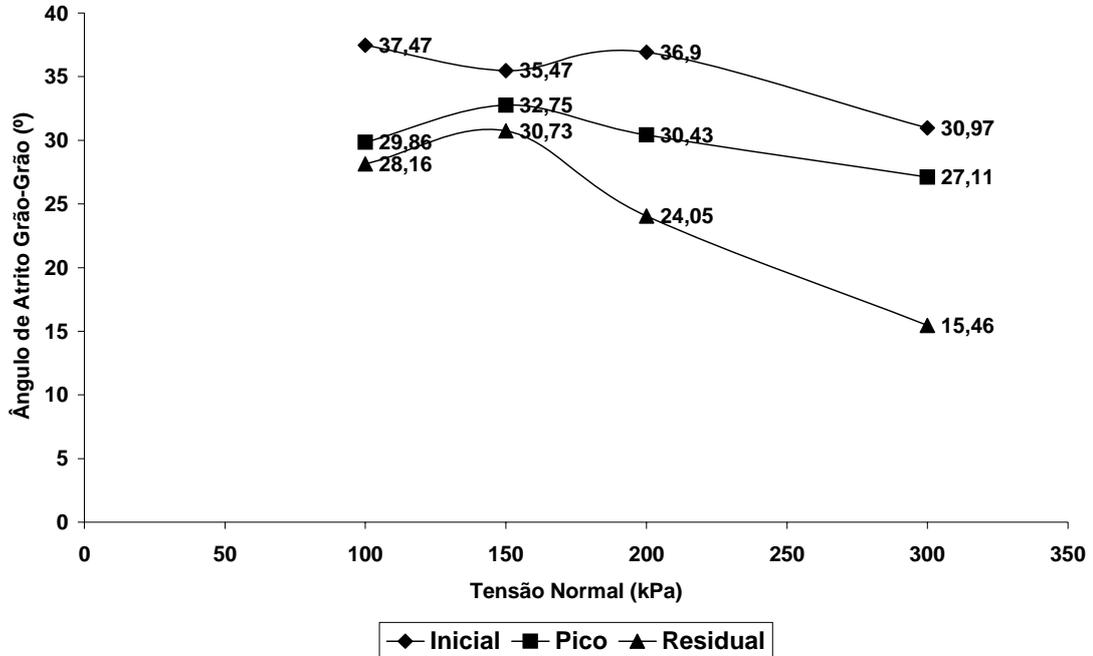


Figura 5.10 - Comportamento do atrito grão-grão nas distintas fases e níveis de tensão.

Numa visão geral tem-se que o ângulo de atrito grão-grão tende a diminuir com o aumento do deslocamento horizontal (Fase I>FaseII>Fase IV) e com o aumento da tensão normal. Esse efeito pode estar associado ao polimento dos grãos devido ao nível das tensões. Entretanto, o ângulo de atrito grão-grão inicial (fase de compressão), mostrou-se com uma tendência de diminuir com o aumento da tensão normal.

O ângulo de atrito grão-grão de pico apresenta-se sensível aos níveis de tensões mais baixos e mostra uma tendência de diminuir com o aumento da tensão.

Verifica-se que o destaque desta análise está no ângulo de atrito grão-grão residual que apresenta uma redução considerável em sua magnitude para faixa de tensões em estudo. Para os níveis de tensão normal 200 e 300kPa sua magnitude foi menor que o ângulo para o quartzo natural, ou seja, 26,6 graus, como apresentado no Capítulo 2. Este comportamento induz a pensar que a plastificação de contato gerou

impurezas muito finas capazes de controlar a resistência residual desse material nesses níveis de tensão.

Na seqüência, apresenta-se a influência da tensão normal no comportamento dos seis parâmetros do modelo Dente de Serra, nas distintas fases. Assim, na Figura 5.11 tem-se o comportamento do ângulo de dilatância inicial e o ângulo de atrito grão-grão inicial no final da Fase I.

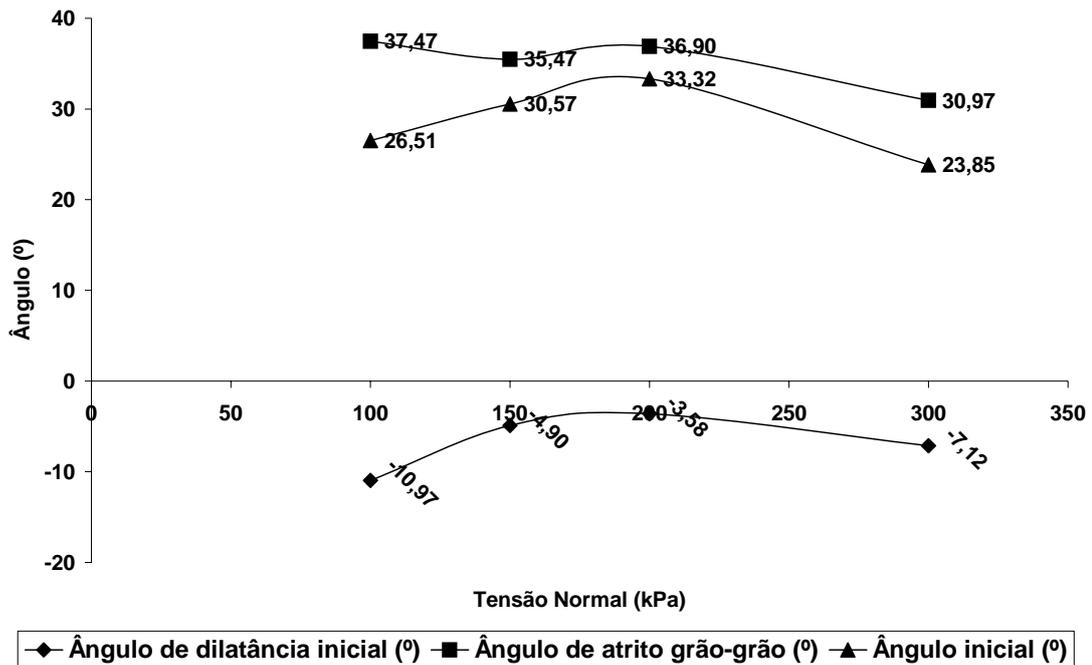


Figura 5.11 - Influência da tensão normal nos parâmetros iniciais.

Para compensar a dilatância negativa, o ângulo de atrito grão-grão apresenta-se muito elevado nesta fase, alcançando valor superior a 37 graus. Como mencionado anteriormente, nesta fase, este elevado valor pode ser justificado com base no fato dessa areia angular estar incorporando resistência por rolamento, como apresentado no Capítulo 2. Em termos de magnitude, para este caso, o atrito correspondente ao rolamento seria da ordem de 10 graus.

A Figura 5.12 apresenta o comportamento do ângulo de atrito de pico grão-grão e da dilatância de pico no final da Fase II. Observa-se que um processo de compensação faz com que o ângulo total fique constante para os níveis 100 e 150kPa na ordem de 41 graus, valor similar ao apresentado na Tabela 2.5 para areias densas angulosas. No

entanto, o comportamento segue a tendência tradicional de queda dos parâmetros friccionais com o aumento da tensão normal.

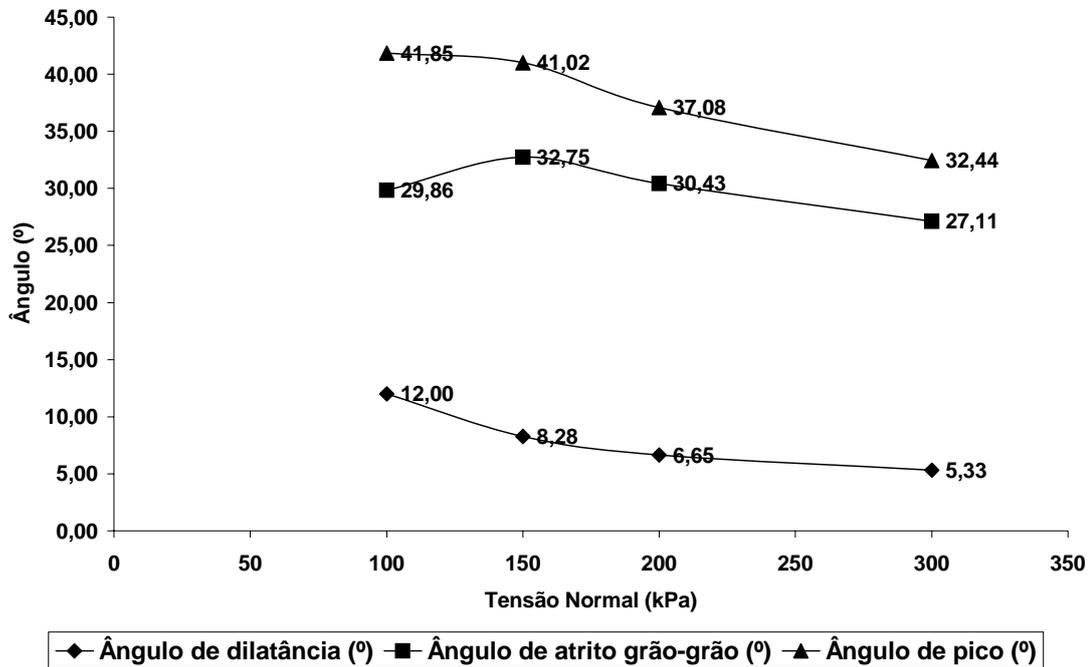


Figura 5.12 - Influência da tensão normal nos parâmetros de pico.

A dilatação sofreu uma queda progressiva e harmônica de 7 graus, enquanto o ângulo de atrito grão-grão manteve-se oscilando próximo de 31 graus para os níveis 100, 150 e 200kPa, apresentando uma queda de 4 graus para o nível de tensão de 300kPa, associado possivelmente a ocorrência de plastificação no contato seguida de um acúmulo de impurezas finas.

A Figura 5.13 ilustra a influência do nível de tensão nos parâmetros residuais relativos a Fase IV. Este comportamento evidencia uma queda progressiva do ângulo de atrito grão-grão, com o aumento da tensão normal. Tem-se também ratificado a tendência de dilatação nula que ocorre independente do nível de tensão.

Um fato de destaque e que chama atenção é a baixa magnitude do ângulo de atrito grão-grão em 24,05 graus e 15,46 graus para os níveis de tensão 200 e 300kPa, respectivamente. Para esta fase, estes valores situados abaixo de 26,6 graus (quartzo) indicam que o processo de plastificação nos contatos gerou impurezas finas que condicionaram a mobilização friccional muito baixa para estes níveis de tensão e deslocamento.

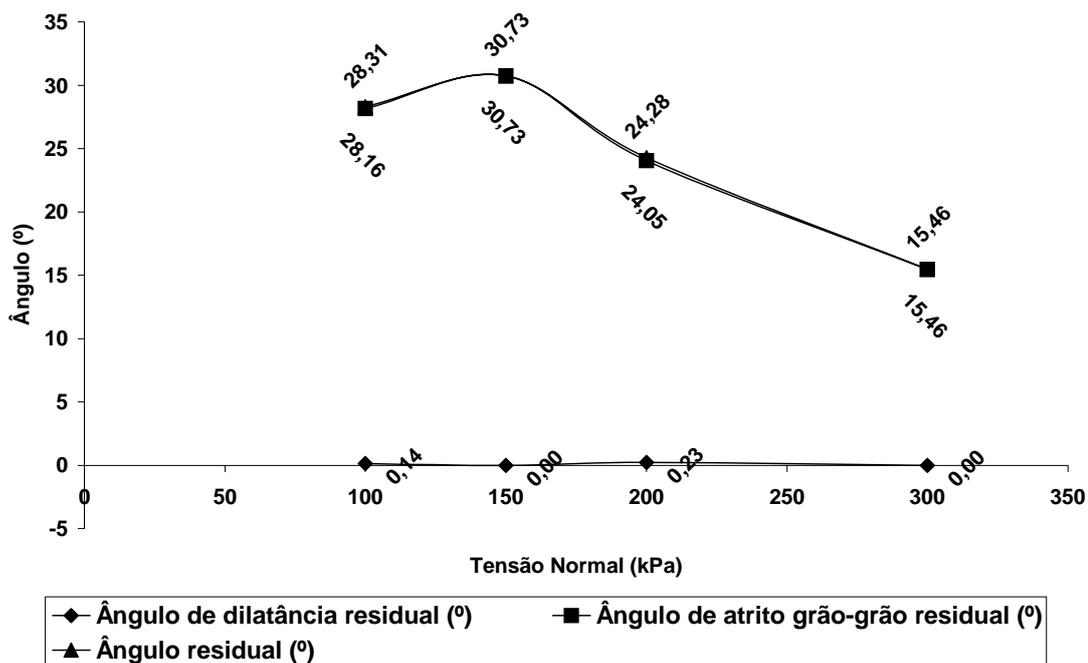


Figura 5.13 - Influência da tensão normal nos parâmetros residuais.

Finalmente, para uma visualização superposta do comportamento dos mecanismos de resistência do modelo Dente de Serra com o nível de tensão normal, apresenta-se na Figura 5.14, as respectivas envoltórias de resistência.

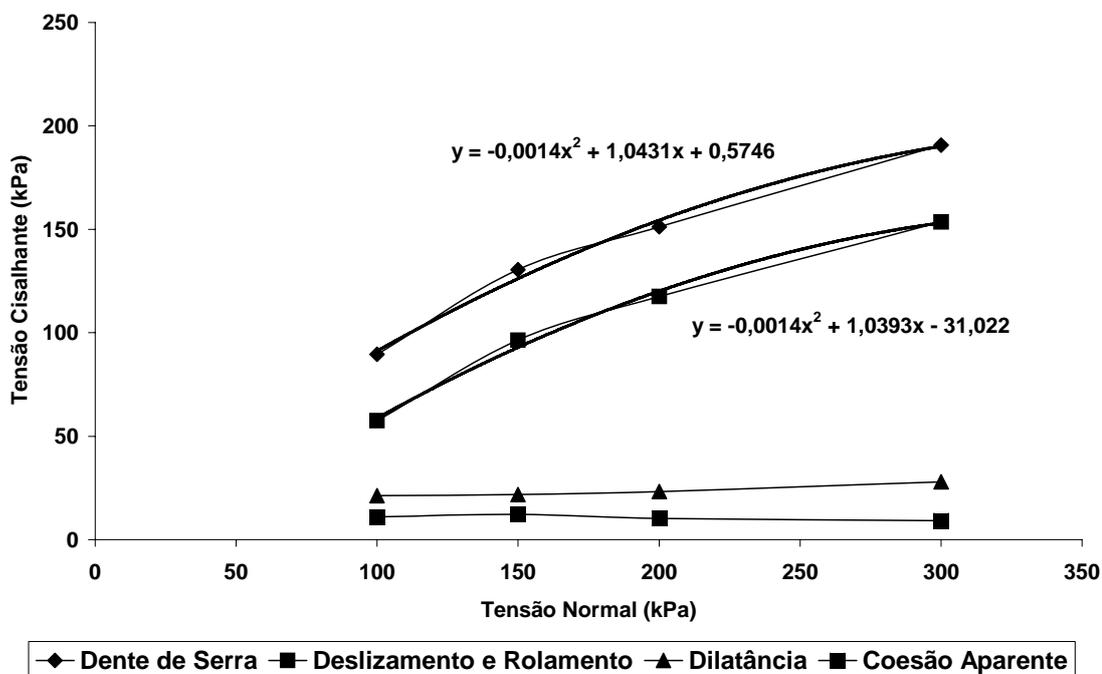


Figura 5.14 - Envoltórias de pico não lineares Dente de Serra.

Os resultados apresentados na Figura 5.14 mostram um bom ajuste da curva de pico de resistência utilizando uma equação polinomial de segundo grau. Como deveria ser, este ajuste indicou um intercepto de coesão praticamente nulo. Os dados também demonstraram que a envoltória de resistência associada a contribuição do atrito grão-grão (deslizamento e rolamento) é não linear e apresenta-se paralela a envoltória de pico. Isto ocorreu devido a uma compensação entre as parcelas de dilatância e coesão aparente que majoram e minoram, respectivamente, na mesma proporção, com o aumento da tensão normal. Os dados ainda demonstram uma baixa contribuição das parcelas de coesão aparente e dilatância, assim como um comportamento tipicamente linear de ambas, com o aumento da tensão normal.

#### **5.4 - CONSIDERAÇÕES GERAIS**

O modelo Dente de Serra mostra-se uma ferramenta eficiente e interessante para tratar os mecanismos de processos de ruptura de solos granulares.

As análises possibilitaram observar que o nível de tensão tem uma influência grande na dilatância e na resistência residual.

Dentro da faixa de tensões estudada, o ângulo de dilatância de pico sofreu uma queda de 7 graus e o ângulo de atrito grão-grão residual alcançou valores muito baixos, bem aquém do determinado para o quartzo puro (26,6 graus).

Os resultados também indicaram que o nível de tensão tem influência condicionada sobre o atrito grão-grão de pico. O valor deste parâmetro mostrou-se com baixa variabilidade na faixa de tensão entre 100 e 200kPa, mas apresentou uma tendência nítida de queda para níveis superiores a 300kPa.

A superposição dos mecanismos de resistência no pico mostraram que o atrito grão-grão tem grande participação na resistência total. Um fato interessante que pôde ser ainda observado é que sua envoltória de resistência é não linear e paralela a envoltória de resistência total do modelo Dente de Serra.

## MODELO ESTRUTURAL

### 6.1 - INTRODUÇÃO

Com base nos resultados experimentais apresentados no Capítulo 4, observa-se que o mecanismo de ruptura de solos estruturados é sensível ao estado de densificação da amostra, ao grau de cimentação e ao nível de tensão inicial.

Sabe-se que os solos estruturados apresentam uma parcela da resistência associada a cimentação entre os grãos, sendo essa cimentação aqui denominada de "coesão estrutural".

Em vista dos diversos fatores que influenciam no ponto de plastificação dos solos estruturados, a falta de uma padronização de procedimentos de ensaio tem dificultado a determinação da magnitude da coesão estrutural.

Numa visão prática e profissional, a coesão tem sido interpretada de forma matemática, através do critério de Mohr-Coulomb (Figura 6.1).

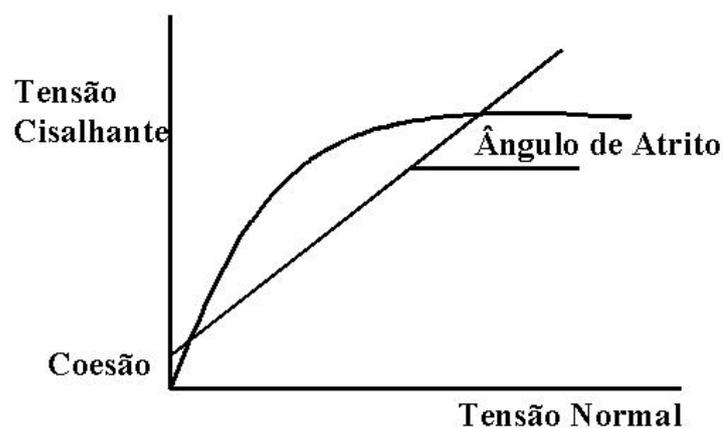


Figura 6.1 - Ajuste linear da envoltória de resistência de uma areia densa.

A Figura 6.1 apresenta o comportamento típico dos resultados de ensaios de cisalhamento direto, realizados numa amostra de areia densa, a baixos níveis de tensão normal (até 400kPa). Como pode ser observado, os resultados podem ser delineados por uma envoltória não linear, denominada de envoltória não linear de resistência.

Apesar do comportamento nitidamente não linear, a maioria dos laboratórios e empresas projetistas, fazem uso do critério de Mohr-Coulomb, ajustando uma reta aos resultados, observando o nível de tensão de interesse. O intercepto é então denominado coesão de intercepto e a inclinação da reta denominada ângulo de atrito do solo.

Alguns projetistas procuram melhorar essa aproximação através da segmentação da envoltória de resistência em faixas específicas de tensão. No entanto, independentemente do número de faixas, é comum que todos os trechos sejam quantificados por um par de valores  $c_i$  e  $\phi_i$ . Como apresentado no Capítulo 4, uma função polinomial de segundo grau pode representar bem o comportamento não linear desses materiais.

Especificamente, neste caso, a utilização do intercepto de coesão para estudos de estabilidade de obras de corte em areias não cimentadas, pode levar a dimensionamentos inadequados e incorretos.

Para solos finos, o conceito  $\phi=0$  apresentado por Lambe e Whitman (1979), que quantifica a resistência da argila em puramente coesiva, está associado a solicitações não adensadas na compressão e não drenadas no cisalhamento. A resistência  $S_u$  representa uma resistência intrínseca do material que é independente do valor do carregamento imposto, ou seja, a resistência não depende do acréscimo de tensão e sim da tensão efetiva *in situ*, valendo a história de tensão.

Naturalmente, esse não é o comportamento mais comum nas condições de campo, que podem ser drenadas ou parcialmente drenadas, principalmente em situações envolvendo argilas não saturadas.

Mitchell (1976), identifica algumas fontes para explicar a coesão em argilas, a saber:

- atração eletrostática, que pode alcançar 7kN/m<sup>2</sup> para distância menor que 25 Å;

- atração eletromagnética das forças de van der Waals, que podem ser a grande fonte de coesão de argilas normalmente adensadas e pré adensadas com partículas menores que  $1\mu\text{m}$ ;
- adesão de primeira valência, que de acordo com Hvorslev (1960), podem ocorrer no caso de pré adensamento;
- tensão capilar (sucção), que pode alcançar  $700\text{MPa}$  (Ingles, 1962);
- coesão aparente, devido a parcela normal ao plano de cisalhamento originária da própria tensão cisalhante mobilizada (discutido no Capítulo 2).

Algumas das ponderações de Mitchell (1976) usadas para explicar a existência de coesão não alinham com as observações experimentais obtidas de ensaios drenados realizado em amostras de solos argilosos saturados normalmente adensados. Esses materiais apresentam envoltória razoavelmente linear, com intercepto nulo ou praticamente nulo, como ilustrado na Figura 6.2.

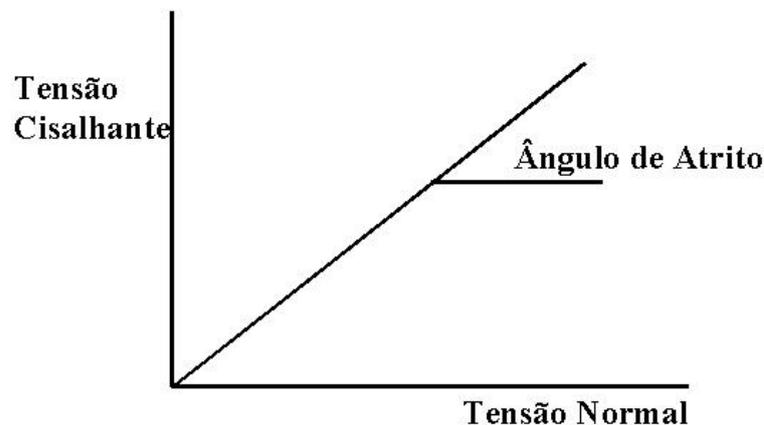


Figura 6.2 - Envoltória de resistência de uma argila normalmente adensada.

Como mencionado por diversos autores, do critério de Mohr-Coulomb obtém-se a coesão de intercepto. Esta denominação mostra que não existe uma associação deste parâmetro com a coesão verdadeira do solo.

Face a essa questão, apresenta-se nesse capítulo um modelo simples, que busca a obtenção da coesão verdadeira de solos estruturados, aqui denominada de coesão estrutural. O desenvolvimento desse modelo foi sustentado com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, apresentados no Capítulo 4.

## 6.2 - MODELO ESTRUTURAL

Assim como nos solos não cimentados, pode-se com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto apresentados no Capítulo 4, distinguir quatro fases distintas de comportamento de um solo estruturado, como ilustrado na Figura 6.3.

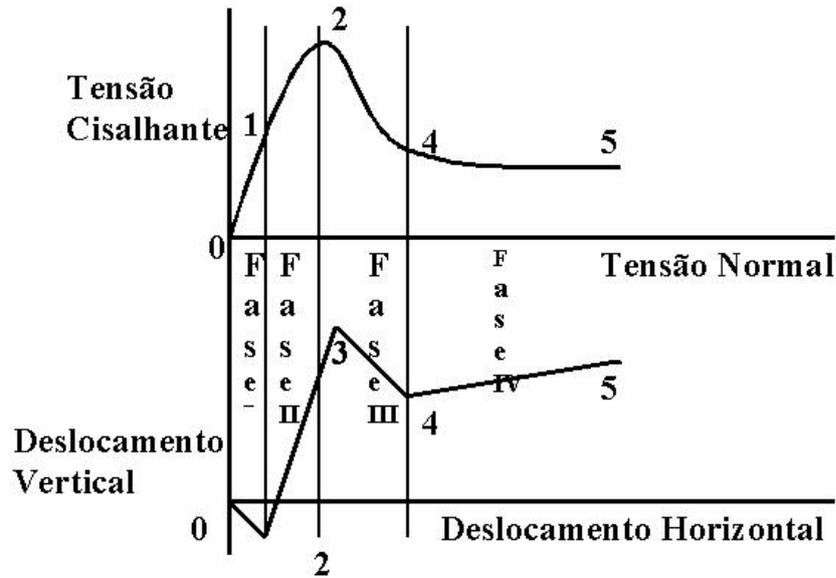


Figura 6.3 - Processos de ruptura num solo estruturado.

### Fase I

O solo estruturado está em seu estado rígido perfeito, sendo as deformações lidas decorrentes de deformações puramente elásticas. Nesta fase não há quebra de cimentação nos contatos. A resistência está sendo mobilizada pela coesão estrutural do material,  $c_e$ , e por uma parcela friccional estática, associada a uma superfície potencial mobilizada de inclinação  $\psi_e$  e com atrito estático  $\phi_e$ , como ilustrado na Figura 6.4.

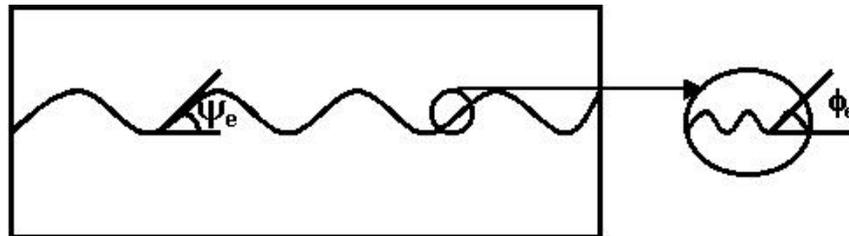


Figura 6.4 - Fase I - Parâmetros de atrito estático.

## Fase II

Inicia-se o processo de dilatância concomitante com a abertura de uma fissura de inclinação  $\psi_m$  com ângulo de atrito  $\phi_m$ . Essa fissura tem caráter estrutural e é formada pela quebra rápida das cimentações nos pontos de contato grão-grão, como ilustrado na Figura 6.5.

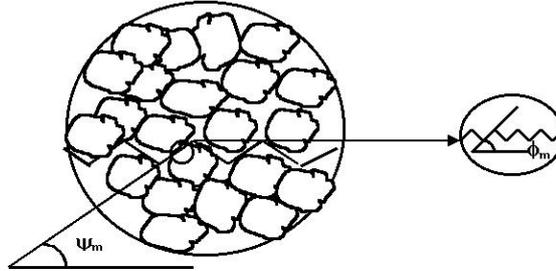


Figura 6.5 - Fase II - Quebra rápida da cimentação e formação de um dente de serra estrutural.

## Fase III

Na Fase III os grãos presentes na superfície de cisalhamento se desprendem da matriz cimentada proporcionando um mecanismo de movimento semelhante ao de um rolimã, ou seja, entre as matrizes sólidas remanescentes tem-se grãos soltos, habilitados a deslizar e/ou rolar.

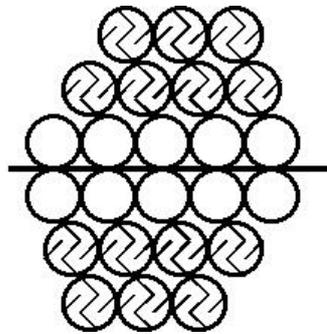


Figura 6.6 - Fase III - Quebra da cimentação dos grãos existentes na zona de cisalhamento.

## Fase IV

Um novo ângulo de dilatância é estabelecido, função do material parcialmente desestruturado na Fase III. A resistência mobilizada pode ser considerada como resistência residual e tem como destaque o estado granulométrico e a angulosidade dos

grãos e grumos formados após a desestruturação na Fase III. Um modelo esquemático está ilustrado na Figura 6.7.

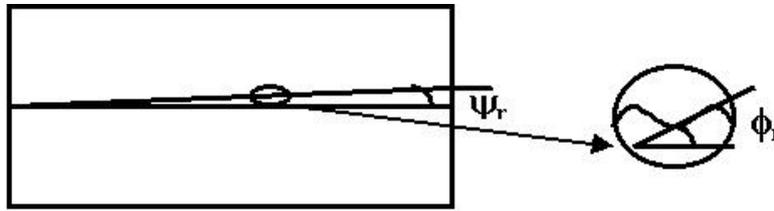


Figura 6.7 - Fase IV - Modelo estabelecido no estado residual.

De acordo com o comportamento apresentado nos gráficos da Figura 6.3, tem-se ainda caracterizado os seguintes pontos de transição a seguir.

- Ponto 0: início da reação ao cisalhamento.
- Ponto 1: mobilização total da coesão; início da dilatância e formação rápida de uma fissura.
- Ponto 2: mobilização da resistência de pico por um dente de serra estrutural.
- Ponto 3: quebra da cimentação dos grãos na zona de cisalhamento.
- Ponto 4: estabelecimento de uma resistência residual associada ao material desagregado, presente na superfície de ruptura remanescente.

Até o final da Fase I - Ponto 1, tem-se um material rígido e intacto, com comportamento linear elástico. Nesse trecho, a tensão cisalhante está sendo resistida por mobilização de coesão, dilatância (negativa) e atrito estático. Uma vez que o solo apresenta coesão, o modelo Dente de Serra pode ainda ser utilizado, ponderando-se o caráter estático da mobilização de atrito.

A parcela associada a dilatância pode ser facilmente obtida através do gráfico deslocamentos horizontais ( $\delta_h$ ) versus deslocamentos verticais ( $\delta_v$ ), como ilustrado na Figura 6.3. Este parâmetro é aqui denominado de "Dilatância Estrutural" sendo representado pelo símbolo ( $\psi_e$ ).

A determinação do ângulo de atrito estrutural no final da Fase I (Ponto 1) não é simples, uma vez que o material encontra-se intacto, sendo a tensão cisalhante resistida

por componente estática friccional e coesiva. Neste sistema, tem-se duas incógnitas para apenas uma equação.

Neste trabalho é sugerido que o ângulo de atrito estrutural mobilizado no final da Fase I seja igual ao valor do atrito mobilizado para mesma deformação horizontal no mesmo solo, porém sem cimento. Este parâmetro foi denominado no Capítulo 5 de ângulo de atrito grão-grão inicial.

Com a adoção deste procedimento, o sistema fica determinado, possibilitando assim o cálculo da coesão estrutural, com base no estado de equilíbrio existente no final da Fase I (Ponto 1).

Para quantificação da dilatância estrutural, tem-se

$$\psi_e = \arctan\left(\frac{\delta_{v1} - \delta_{v0}}{\delta_{h1} - \delta_{h0}}\right) \quad (6.1)$$

Acrescentando a coesão total ( $C$ ) na Expressão (2.22), tem-se

$$T = C + Ntg\psi + Ntg\phi_\mu + Ttg\psi tg\phi_\mu \quad (6.2)$$

onde a primeira parcela do lado direito representa a coesão; a segunda parcela representa a resistência devido a dilatância; a terceira parcela representa o atrito; e a quarta parcela representa a coesão aparente.

Adaptando a Expressão (6.2) ao Modelo Estrutural proposto, para o final da Fase I (Ponto 1), tem-se

$$\tau_e = c_e + \sigma_n^* tg\psi_e + \sigma_n^* tg\phi_e + \tau_e tg\psi_e tg\phi_e \quad (6.3)$$

ou,

$$c_e = \tau_e - \sigma_n^* tg\psi_e - \sigma_n^* tg\phi_e - \tau_e tg\psi_e tg\phi_e \quad (6.4)$$

No final da Fase II (Ponto 2), tem-se a resistência ao cisalhamento de pico mobilizada integralmente por resistência friccional. Para o modelo apresentado, o ângulo de dilatância desse trecho é denominado "Ângulo de Dilatância Matricial" e é representado por  $(\psi_m)$ . Esse parâmetro pode ser facilmente determinado através do cálculo da inclinação do trecho situado entre os Pontos 1 e 2, do diagrama deslocamentos horizontais ( $\delta_h$ ) versus deslocamentos verticais ( $\delta_v$ ), como ilustrado na Figura 6.3.

$$\psi_m = \arctan\left(\frac{\delta_{v2} - \delta_{v1}}{\delta_{h2} - \delta_{h1}}\right) \quad (6.5)$$

O ângulo de dilatância matricial de solos estruturados pode ser entendido como sendo o ângulo formado pela junta de cisalhamento na escala de grãos, devendo ter aproximadamente a magnitude do diâmetro do grão como altura da crista do Dente de Serra.

Quantificado o ângulo de dilatância matricial, através da equação (6.5), é possível determinar o ângulo de atrito do plano de cisalhamento, ou seja, da junta de cisalhamento.

Para o modelo apresentado, esse parâmetro é denominado de "Ângulo de Atrito Matricial", sendo representado pelo símbolo  $\phi_m$ .

$$\phi_m = \arctan\left(\frac{\tau_{\max} - \sigma_n^* \tan \psi_m}{\sigma_n^* + \tau_{\max} \tan \psi_m}\right) \quad (6.6)$$

onde  $\sigma_n^*$  é a tensão normal ao plano de cisalhamento corrigida.

Na Fase IV o solo apresenta um comportamento puramente friccional. Os parâmetros são denominados ângulo de dilatância residual,  $\psi_r$ , e ângulo de atrito residual,  $\phi_r$ .

O ângulo de dilatância é determinado através da inclinação do trecho situado entre os Pontos 4 e 5, como ilustrado na Figura 6.3.

$$\psi_r = \arctan\left(\frac{\delta_{v5} - \delta_{v4}}{\delta_{h5} - \delta_{h4}}\right) \quad (6.7)$$

O ângulo de dilatação residual de solos estruturados pode ser entendido como sendo o ângulo formado pela junta de cisalhamento na escala de toda a amostra.

Uma vez conhecida a resistência residual ao cisalhamento ( $\tau_r$ ) na Fase IV (Ponto 5), com base no modelo Dente de Serra, tem-se determinado o ângulo de atrito residual,  $\phi_r$ .

$$\phi_r = \arctan\left(\frac{\tau_r - \sigma_n^* \tan \psi_r}{\sigma_n^* + \tau_r \tan \psi_r}\right) \quad (6.8)$$

onde  $\sigma_n^*$  é a tensão normal ao plano de cisalhamento corrigida.

De forma resumida, é apresentado a seguir os sete parâmetros de resistência do Modelo Estrutural:

- $c_e$  - coesão estrutural;
- $\phi_e$  - ângulo de atrito estrutural
- $\psi_e$  - ângulo de dilatação estrutural
- $\phi_m$  - ângulo de atrito matricial
- $\psi_m$  - ângulo de dilatação matricial
- $\phi_r$  - ângulo de atrito residual
- $\psi_r$  - ângulo de dilatação residual

### 6.3 - APLICAÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

Para avaliação do Modelo Estrutural proposto, foram utilizados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto desenvolvidos neste trabalho e apresentados no Capítulo 4. Em todos os ensaios o material foi moldado no estado de compactação denso, com índice de vazios igual a 0,8 e teor de cimento igual a 15%.

Na Figura 6.8 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal de 100kPa.

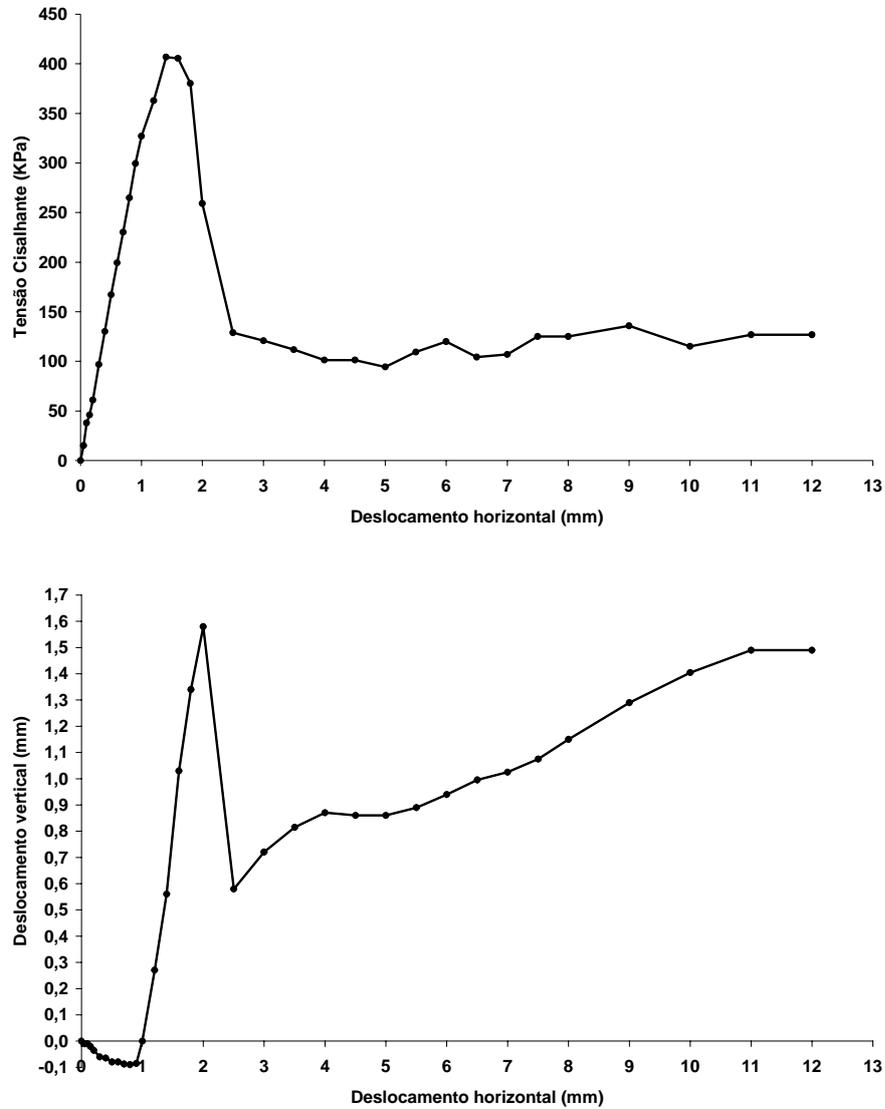


Figura 6.8 - Ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

Devido a importância associada ao trecho inicial e para uma melhor visualização dos dados que serão utilizados nos cálculos dos parâmetros estruturais ( $c_e$ ,  $\phi_e$  e  $\psi_e$ ), os resultados foram ampliados, como ilustrado na Figura 6.9. Para determinação do ângulo de atrito estrutural, foi acrescentado os resultados do ensaio com o mesmo material puro, ou seja, sem cimentação

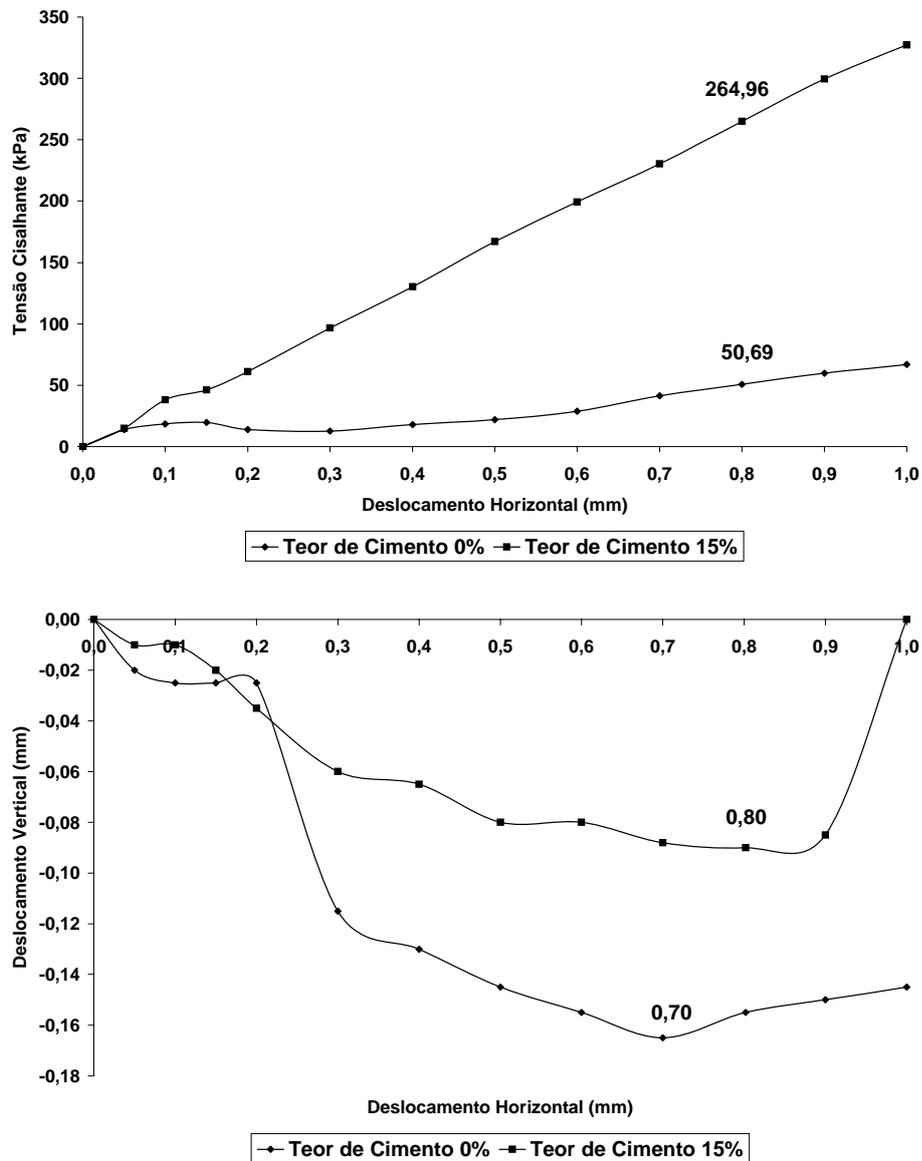


Figura 6.9 - Escala ampliada do ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

De acordo com os resultados apresentados, a dilatância tem seu início em 0,8mm para o solo estruturado e 0,7mm para o solo sem cimento. Essa magnitude é ligeiramente maior que a magnitude do diâmetro médio dos grãos, quantificada em 0,65mm.

Como já descrito anteriormente, o ângulo de atrito estrutural será aqui determinado supondo ser a sua magnitude a mesma que estaria sendo mobilizada, no

mesmo solo não cimentado, sob o mesmo nível de tensão normal, para o deslocamento horizontal do final da Fase I do solo estruturado.

Dos resultados apresentados na Figura 6.9, para o deslocamento horizontal de 0,8mm, relativo ao final da Fase I do solo estruturado, o solo não cimentado mobiliza 50,69kPa de resistência ao cisalhamento. Conforme Tabela 5.2, o ângulo de atrito mobilizado é 37,47 graus. Assim, o ângulo de atrito estrutural será igual a 37,47 graus.

Na Tabela 6.1 apresentam-se resumidamente os valores dos parâmetros do modelo estrutural para tensão normal de 100kPa. Os cálculos foram desenvolvidos com auxílio de planilha eletrônica e estão disponíveis no Anexo II.

Tabela 6.1 - Parâmetros do Modelo Estrutural -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

| <b>Parâmetros</b>                   | <b>100kPa</b> |
|-------------------------------------|---------------|
| Coesão estrutural (kPa)             | 254,61        |
| Ângulo de dilatância estrutural (°) | -5,71         |
| Ângulo de atrito estrutural (°)     | 37,47         |
| Ângulo de dilatância matricial (°)  | 52,43         |
| Ângulo de atrito matricial (°)      | 23,37         |
| Ângulo de dilatância residual (°)   | 6,32          |
| Ângulo de atrito residual (°)       | 36,35         |

Procurando melhorar o campo de informações para uma melhor análise do estudo, uma vez que os parâmetros não apresentam uma mesma unidade de medida, uma análise de valores absolutos poderia se traduzir numa visão mais limitada dos processos. Assim, optou-se nesse estudo pelo desenvolvimento acoplado da avaliação das taxas de mobilização relativas das parcelas de resistência do modelo estrutural, ou seja, para a fase em estudo, qual estaria sendo a porcentagem de uma determinada parcela de resistência sobre a mobilização total.

A Figura 6.10 ilustra a mobilização relativa de cada parcela de resistência nas três fases distintas.

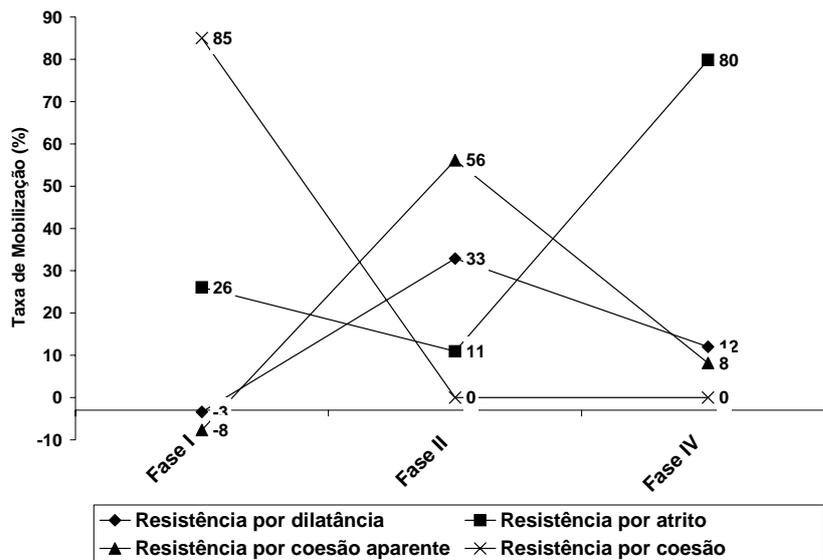


Figura 6.10 - Taxas de mobilização das resistências -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

Observa-se nitidamente a relevância da coesão estrutural (85%) e do atrito estático estrutural (26%), no final da Fase I.

No final da Fase II destacam-se as resistências por coesão aparente (56%) e dilatação matricial (33%).

A elevada dilatação na Fase II está condicionada a forma geométrica da junta de cisalhamento formada no processo de quebra progressiva da cimentação em escala de grão. Como apresentado na Figura 6.11, na Fase II, a dilatação vertical foi de 0,65mm (0,56mm-(-0,09mm)). Esta magnitude é idêntica ao diâmetro médio dos grãos. Esse comportamento demonstra que o dente de serra formado na junta de cisalhamento da Fase II tem a altura da crista igual ao diâmetro médio dos grãos da matriz cimentada. Essa observação experimental sugere que a "serra" tem os "dentes" formados pelos próprios grãos.

Na Fase IV a resistência é controlada essencialmente por atrito entre grumos e grãos ainda com resíduos de cimentação (80%). Face ao elevado grau de aspereza remanescente nesses materiais, justifica-se a magnitude do ângulo de atrito residual calculado em 36,35 graus, valor bem acima dos 28,16 (Tabela 5.2) encontrado para o mesmo material sem cimentação.

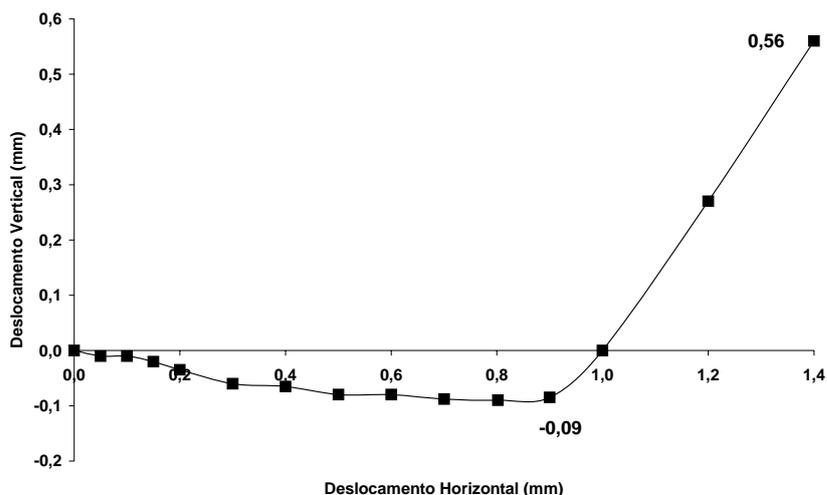


Figura 6.11 - Altura da crista do dente de serra - Fase II -  $\sigma_n = 100\text{kPa}$ .

O ângulo de dilatância estrutural determinado na Fase IV (6,32 graus) representa a inclinação final da junta de cisalhamento, considerando a escala da amostra. Para a condição de solo não cimentado, o ângulo de dilatância encontrado foi 0,14 graus, ou seja, nulo.

Na Figura 6.12 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal de 150kPa.

Na Figura 6.13 apresentam-se os resultados ampliados para o material cimentado e não cimentado.

De acordo com os resultados, a dilatância tem seu início em 0,7mm para o solo estruturado e 0,8mm para o solo não cimentado. Observa-se ainda que, esta magnitude é ligeiramente maior que a magnitude do diâmetro médio dos grãos, ou seja, 0,65mm.

Dos resultados apresentados na Figura 6.13, para o deslocamento horizontal de 0,7mm o solo sem cimento mobiliza 63,36kPa de resistência. No entanto, excepcionalmente neste caso, uma vez que houve uma queda "local" da resistência, essa foi considerada igual a do ponto anterior (0,6mm), ou seja, igual a 89,86kPa.

Em consulta a Tabela 5.3, tem-se que o ângulo de atrito mobilizado nesse deslocamento é 35,47. Logo, o ângulo de atrito estrutural será igual a 35,47 graus.

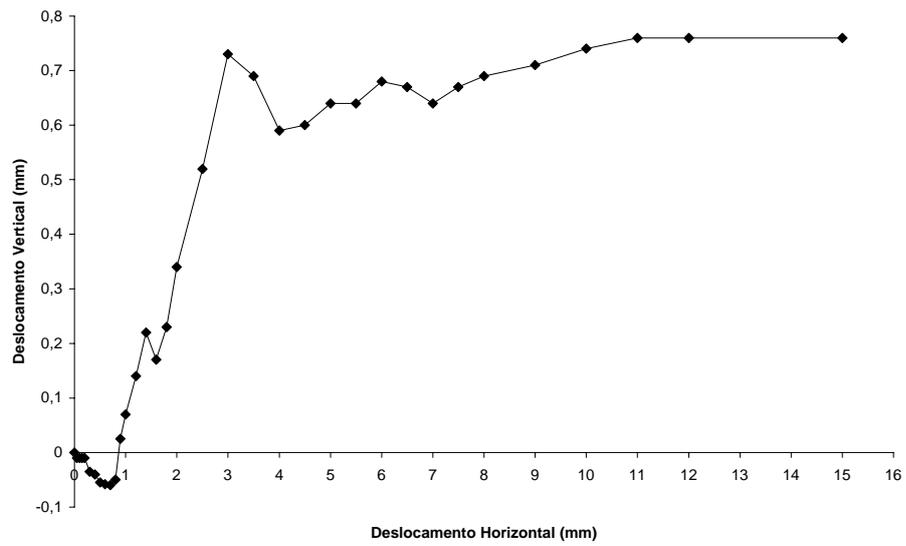
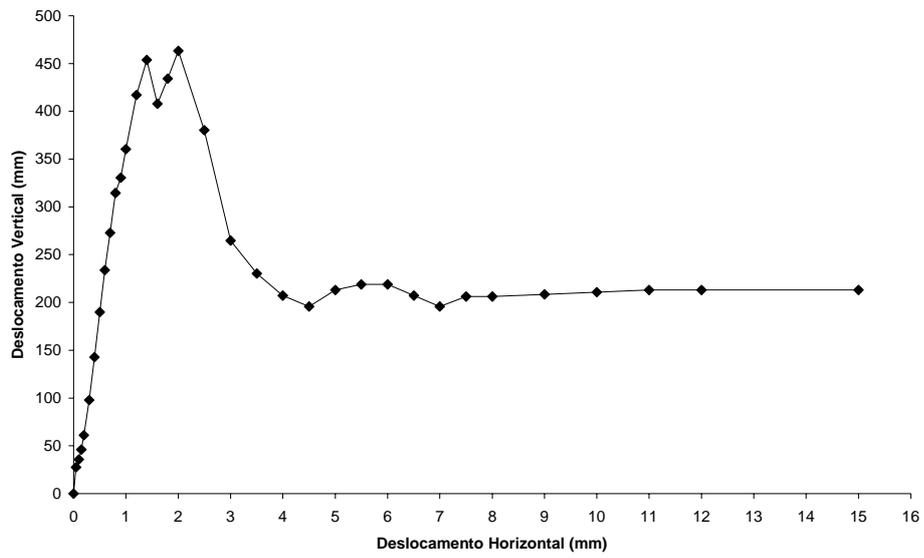


Figura 6.12 - Ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 150\text{kPa}$ .

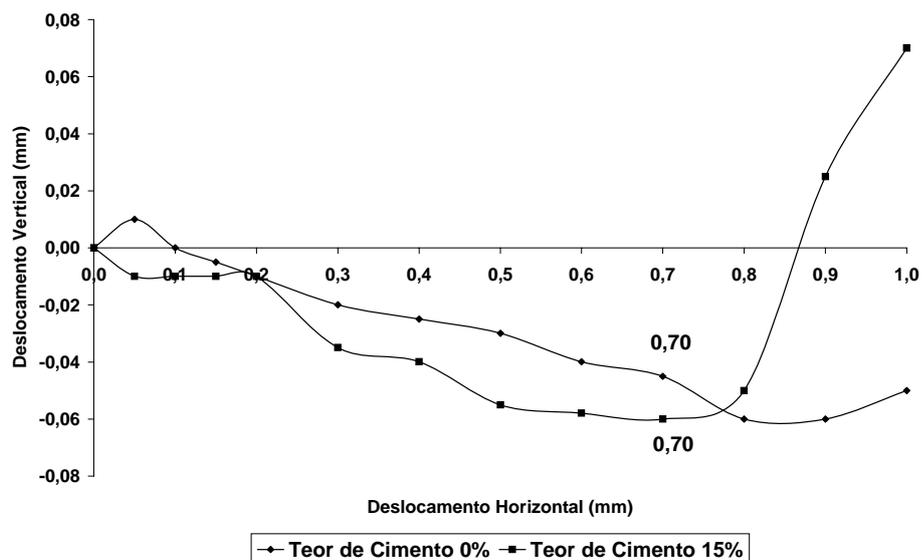
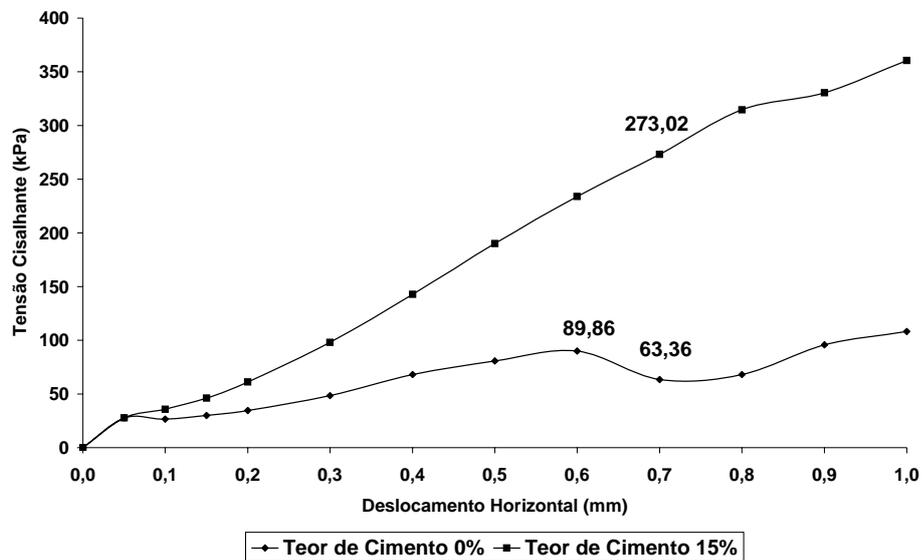


Figura 6.13 - Escala ampliada do ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 150\text{kPa}$ .

Na Tabela 6.2 apresentam-se resumidamente os valores dos parâmetros do modelo estrutural para tensão normal de 100 e 150kPa. Os cálculos estão detalhadamente apresentados em planilha no Anexo II.

Tabela 6.2 - Parâmetros do Modelo Estrutural -  $\sigma_n = 100$  e 150kPa.

| Parâmetros do Modelo Estrutural     | 100kPa | 150kPa |
|-------------------------------------|--------|--------|
| Coesão estrutural (kPa)             | 254,61 | 194,34 |
| Ângulo de dilatância estrutural (°) | -5,71  | -4,90  |
| Ângulo de atrito estrutural (°)     | 37,47  | 35,47  |
| Ângulo de dilatância matricial (°)  | 52,43  | 21,80  |
| Ângulo de atrito matricial (°)      | 23,37  | 49,42  |
| Ângulo de dilatância residual (°)   | 6,32   | 1,43   |
| Ângulo de atrito residual (°)       | 36,35  | 46,92  |

Na Tabela 6.2 tem-se os valores absolutos dos parâmetros de resistência do modelo estrutural. Numa abordagem inicial, pode-se perceber a sua variabilidade em concordância com o nível de tensão.

A Figura 6.14 ilustra as taxas relativas de mobilização de cada parcela de resistência nas três fases distintas para 150kPa de tensão normal.

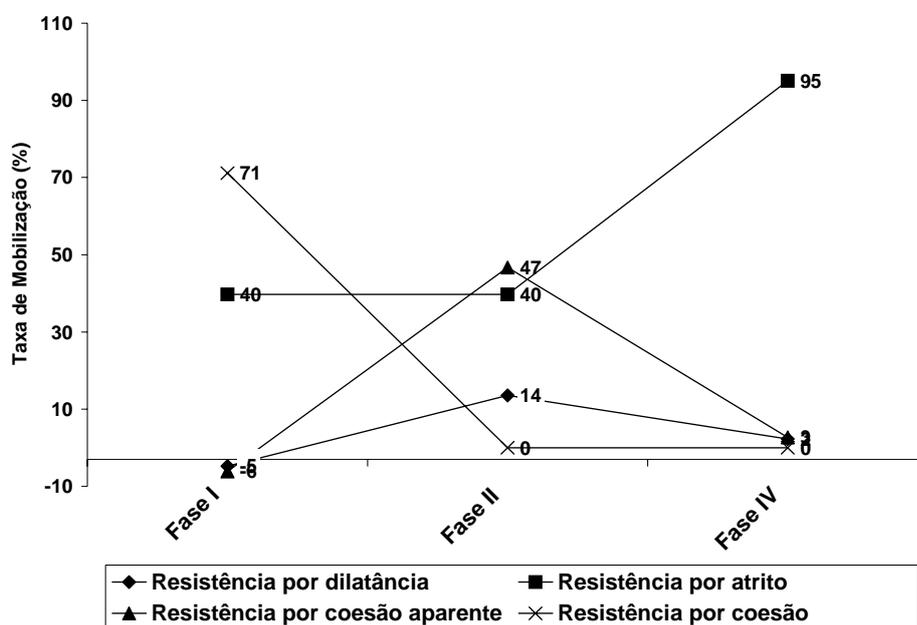


Figura 6.14 - Taxas de mobilização das resistências -  $\sigma_n = 150\text{kPa}$ .

Similarmente aos resultados do ensaio anterior (100kPa), observa-se nitidamente a relevância da coesão estrutural (71%) e do atrito estático estrutural (40%) no final da Fase I.

No final da Fase II destacam-se as mobilizações por coesão aparente (47%) e por atrito (40%). De forma distinta ao caso anterior, a mobilização por dilatância ficou responsável por apenas 14%, contra os 33% relativos ao nível de tensão 100kPa.

Novamente, como apresentado no gráfico da Figura 6.13, pode ser observado uma congruência do início da dilatância para deslocamentos horizontais muito próximos e independentes do material estar com ou sem cimentação.

Como bem definido na Figura 6.12, ocorreu uma oscilação no pico de resistência. Devido a esse fato, para cálculo da dilatância vertical na Fase II, foi considerado o segundo pico. Assim, a dilatância vertical foi de 0,40mm (0,34mm-(-0,06mm)). Esta magnitude está ainda próxima do diâmetro médio dos grãos (0,65mm).

Este fato reforça a possibilidade de que a junta é composta por arranjos de grãos cimentados, sendo os dentes formados pelos próprios grãos.

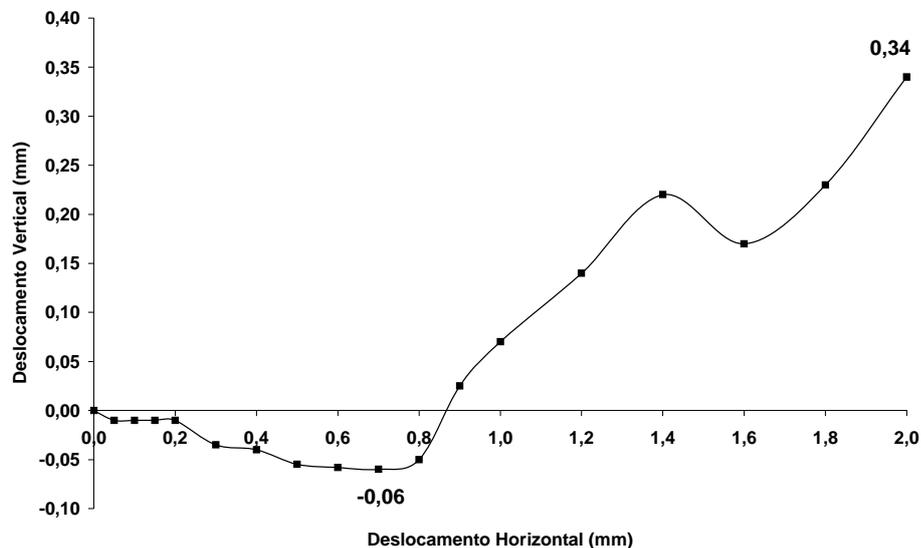


Figura 6.15 - Altura da crista do dente de serra - Fase II -  $\sigma_n = 150\text{kPa}$ .

Similarmente ao caso anterior, na Fase IV a resistência é controlada essencialmente por atrito entre grumos e grãos ásperos (95%). Neste caso, a magnitude

do ângulo de atrito residual foi ainda maior que no caso anterior (100kPa), agora calculado em 46,92 graus. Este valor está muito acima do encontrado para o mesmo solo sem cimentação, sob o mesmo nível de tensão normal (30,73 graus), conforme apresentado na Tabela 5.3.

Na Figura 6.16 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal de 200kPa. A ampliação da escala com a inclusão do comportamento do solo não cimentado está detalhada na Figura 6.17.

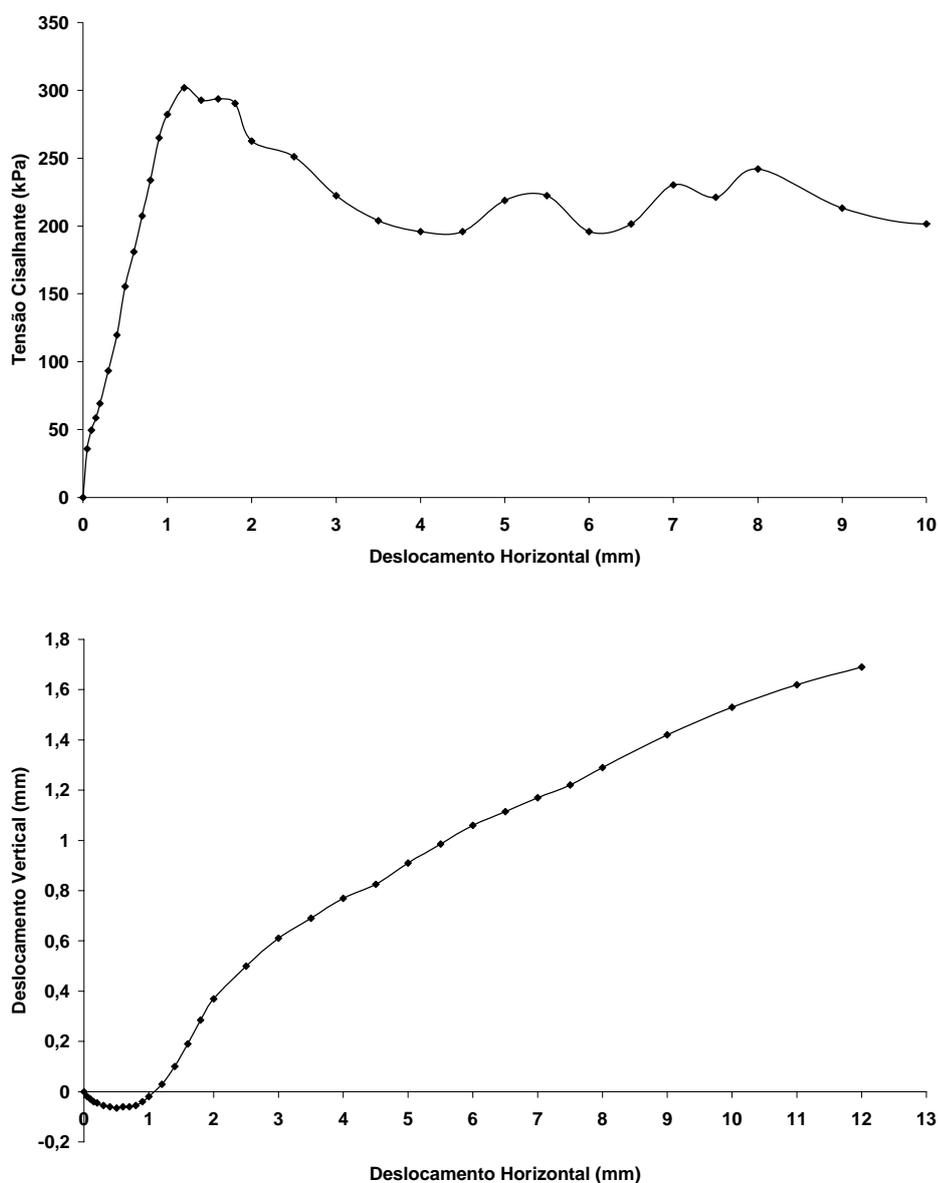


Figura 6.16 - Ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

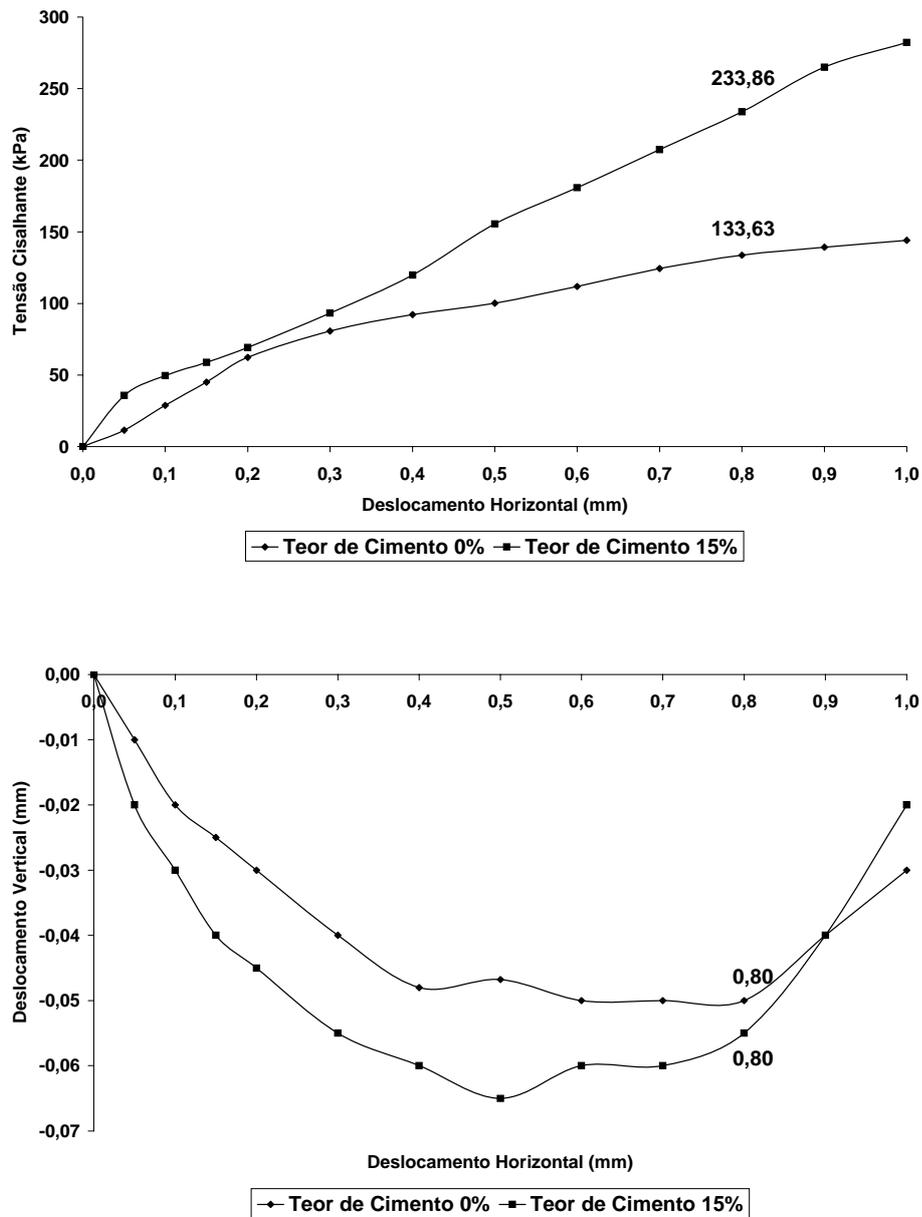


Figura 6.17 - Escala ampliada do ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

O comportamento observado na Fase I caracteriza a possibilidade de ocorrência de desestruturação (provavelmente parcial) do solo cimentado na fase de compressão. Os dados mostram magnitudes praticamente idênticas, inferiores a 0,02mm, para os deslocamentos verticais entre ambos os materiais.

Dos resultados apresentados na Figura 6.17, para o deslocamento horizontal de 0,8mm o solo não cimentado mobiliza 133,63kPa de resistência ao cisalhamento.

Conforme Tabela 5.4, o ângulo de atrito mobilizado neste nível de deslocamento é 36,90 graus, sendo considerado o mesmo valor para o ângulo de atrito estrutural.

Na Tabela 6.3 apresentam-se resumidamente os valores dos parâmetros do modelo estrutural para tensão normal de 100, 150 e 200kPa, estando os cálculos descritos detalhadamente no Anexo II.

Tabela 6.3 - Parâmetros do Modelo Estrutural -  $\sigma_n = 100, 150$  e  $200\text{kPa}$ .

| <b>Parâmetros do Modelo Estrutural</b> | <b>100kPa</b> | <b>150kPa</b> | <b>200kPa</b> |
|--|---------------|---------------|---------------|
| Coesão estrutural (kPa)                | 254,61        | 194,34        | 107,30        |
| Ângulo de dilatação estrutural (°)     | -5,71         | -4,90         | -3,93         |
| Ângulo de atrito estrutural (°)        | 37,47         | 35,47         | 36,90         |
| Ângulo de dilatação matricial (°)      | 52,43         | 21,80         | 12,68         |
| Ângulo de atrito matricial (°)         | 23,37         | 49,42         | 43,15         |
| Ângulo de dilatação residual (°)       | 6,32          | 1,43          | 6,56          |
| Ângulo de atrito residual (°)          | 36,35         | 46,92         | 30,89         |

Dentre os parâmetros que mostraram-se menos sensíveis dentro dessa faixa de tensões normais tem-se, o ângulo de dilatação estrutural e o ângulo de atrito estrutural. Dentre os mais sensíveis tem-se, a coesão estrutural e o ângulo de dilatação matricial, que diminuem com o aumento da tensão. Valores dispersos foram encontrados para o ângulo de atrito matricial, o ângulo de dilatação residual e o ângulo de atrito residual.

A Figura 6.18 ilustra as taxas relativas de mobilização para cada parcela de resistência, nas três fases distintas, para 200kPa de tensão normal.

Para os níveis de tensão 100kPa e 150kPa foram encontradas taxas de mobilização relativas bastante significativas da parcela coesiva, 85% e 71%, respectivamente. No entanto, para o nível de tensão igual a 200kPa a taxa de mobilização relativa da coesão foi de apenas 46%.

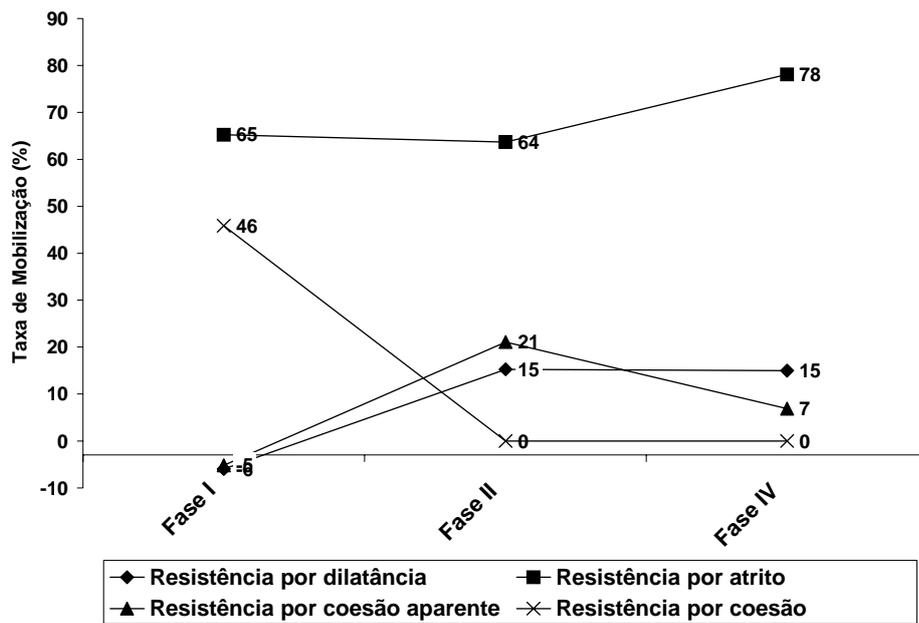


Figura 6.18 - Taxas de mobilização das resistências -  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

Este fato pode ser suportado por dois fatores: a quebra parcial da cimentação e a transferência de carga para o mecanismo friccional com o conseqüente aumento da mobilização de atrito cinético; ou o simples aumento da mobilização de atrito estático em função do aumento da compressão do solo estando esse ainda em condição perfeitamente rígida.

No final da Fase II o atrito matricial controla 64% da resistência, sendo observado uma queda significativa da contribuição da resistência por coesão aparente (21%) e dilatação (15%). Esta queda está naturalmente associada a diminuição do ângulo de dilatação, calculado em 12,68 graus, contra 52,43 graus e 21,80 graus, para os níveis 100 e 150kPa, respectivamente.

Como apresentado na Figura 6.19, na Fase II, a dilatação vertical foi de 0,09mm (0,03mm-(-0,06mm)). Esta magnitude está bem abaixo do diâmetro médio dos grãos (0,65mm). Este fato demonstra que neste ensaio não foi possível formar uma junta de cisalhamento com os grãos atuando como dentes. Parece que neste caso, os grãos presentes na zona de cisalhamento de desprenderam da matriz estruturada, como descrito para ocorre apenas na Fase III e ilustrado na Figura 6.6.

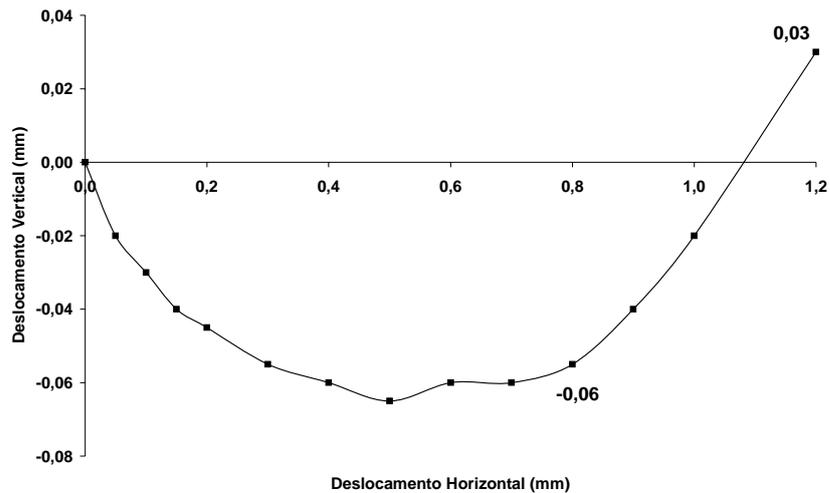


Figura 6.19 - Altura da crista do dente de serra - Fase II -  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ .

Na Figura 6.20 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto realizado com tensão normal de 300kPa. Na Figura 6.21, a ampliação da escala com a inclusão do comportamento do solo não cimentado está ilustrada.

O fato da dilatância do solo cimentado iniciar no deslocamento horizontal igual a 1,2mm demonstra que, em comparação com os demais resultados (100, 150 e 200kPa), o solo iniciou o processo de dilatância já desestruturado.

Para o solo não cimentado tem-se o início da dilatância em 1,8mm contra 1,2mm do solo agora desestruturado. Este comportamento pode estar associado ao fato deste material ter grumos e grãos com elevada aspereza e rugosidade, proporcionada pelos resíduos da cimentação.

Uma vez que o solo encontra-se desestruturado no final da fase de compressão, o mesmo tem coesão estrutural nula. Assim, toda resistência à tensão cisalhante estaria sendo mobilizada por atrito grão-grão e dilatância, similarmente ao modelo Dente de Serra tradicional, como apresentado no Capítulo 5.

Apenas com o objetivo de manter uma similitude de deslocamentos horizontais, o ângulo de atrito grão-grão mobilizado será calculado para 0,8mm. Da Figura 6.21 tem-se que a tensão cisalhante é igual 322,56kPa. Com base no modelo dente de serra convencional, o ângulo de atrito grão-grão é 48,46 graus e o ângulo de dilatância igual a 2,15 graus.

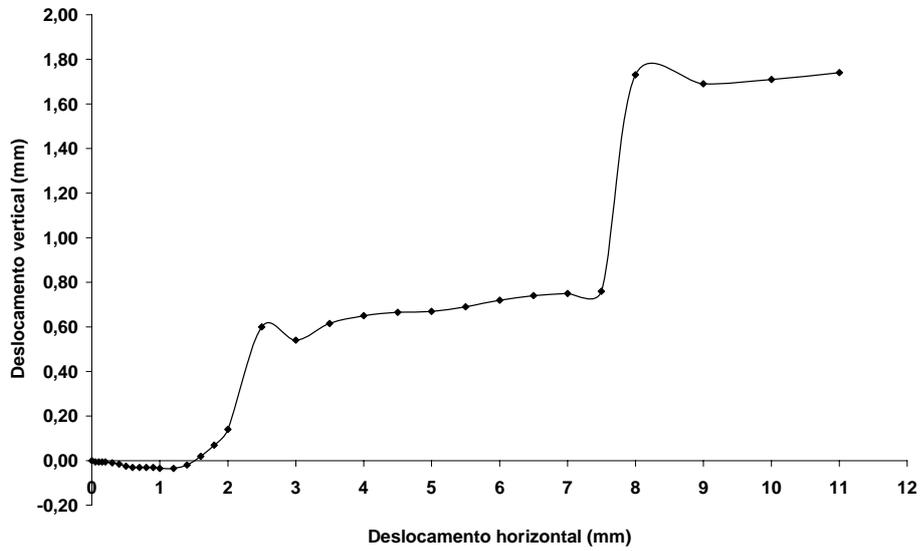
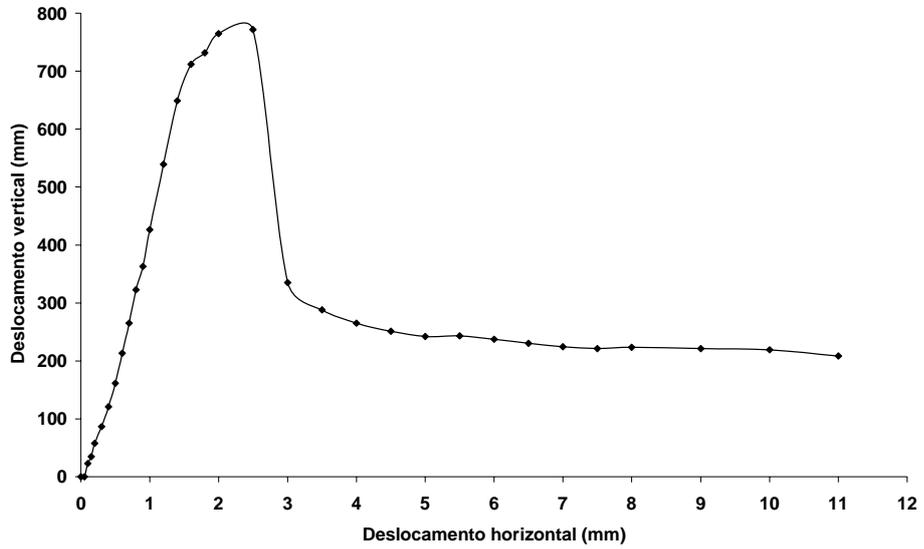


Figura 6.20 - Ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

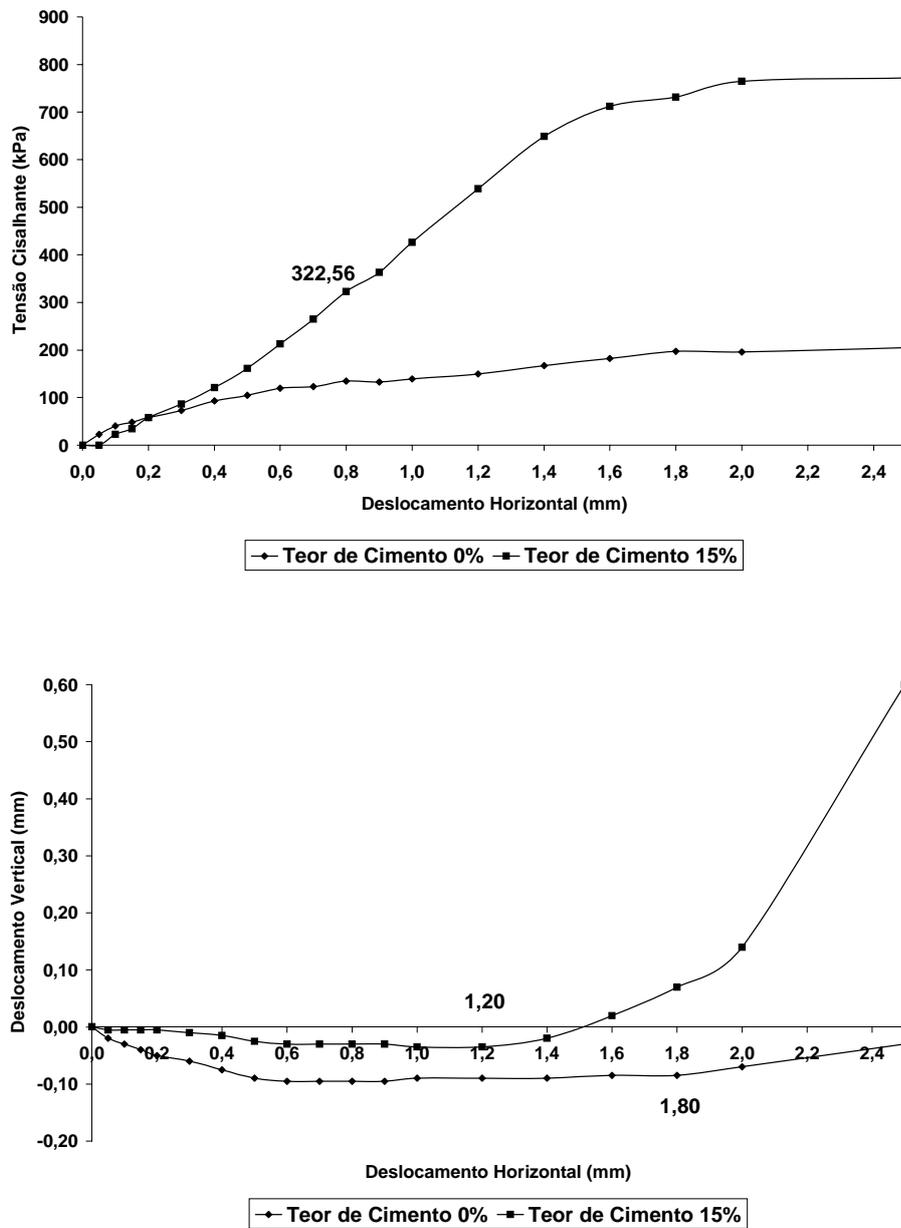


Figura 6.21 - Escala ampliada do ensaio em solo estruturado -  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

Na Tabela 6.4 apresentam-se resumidamente os valores dos parâmetros do modelo estrutural para tensão normal de 100, 150 e 200, e os parâmetros para tensão 300kPa que estariam associados ao modelo dente de serra convencional. Os cálculos estão detalhadamente apresentados em planilha no Anexo II.

Tabela 6.4 - Parâmetros do Modelo Estrutural -  $\sigma_n = 100, 150, 200$  e  $300\text{kPa}$ .

| Parâmetros do Modelo Estrutural              | 100kPa | 150kPa | 200kPa | 300kPa |
|--|--------|--------|--------|--------|
| Coesão estrutural (kPa)                      | 254,61 | 194,34 | 107,30 | 0,00   |
| Ângulo de dilatância estrutural ( $^\circ$ ) | -5,71  | -4,90  | -3,93  | -2,15  |
| Ângulo de atrito estrutural ( $^\circ$ )     | 37,47  | 35,47  | 36,90  | 48,76  |
| Ângulo de dilatância matricial ( $^\circ$ )  | 52,43  | 21,80  | 12,68  | 26,21  |
| Ângulo de atrito matricial ( $^\circ$ )      | 23,37  | 49,42  | 43,15  | 41,54  |
| Ângulo de dilatância residual ( $^\circ$ )   | 6,32   | 1,43   | 6,56   | 2,00   |
| Ângulo de atrito residual ( $^\circ$ )       | 36,35  | 46,92  | 30,89  | 30,07  |

A Figura 6.22 ilustra as taxas de mobilização relativas de cada parcela de resistência nas três fases distintas, para  $300\text{kPa}$  de tensão normal, considerando o modelo Dente de Serra.

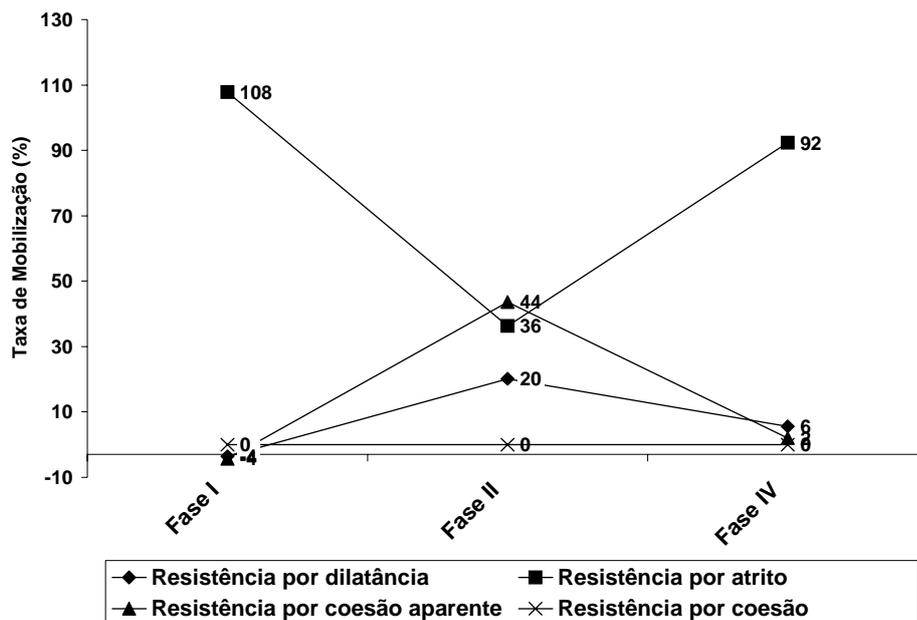


Figura 6.22 - Taxas de mobilização das resistências -  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

Avaliando a dilatância vertical na Fase II deste solo desestruturado, com base nos dados apresentados na Figura 6.23, tem-se:  $(0,60\text{mm} - (-0,03\text{mm})) = 0,63\text{mm}$ . Novamente pôde ser observado que esta magnitude está congruente com o diâmetro médio dos grãos ( $0,65\text{mm}$ ).

Este fato demonstra que apesar do elevado nível de tensão, o alto grau da aspereza proporcionado pelos resíduos da cimentação, condiciona movimentos de dilatação similares àqueles desenvolvidos na junta cisalhante com os dentes formados por grãos individuais no sistema estruturado.

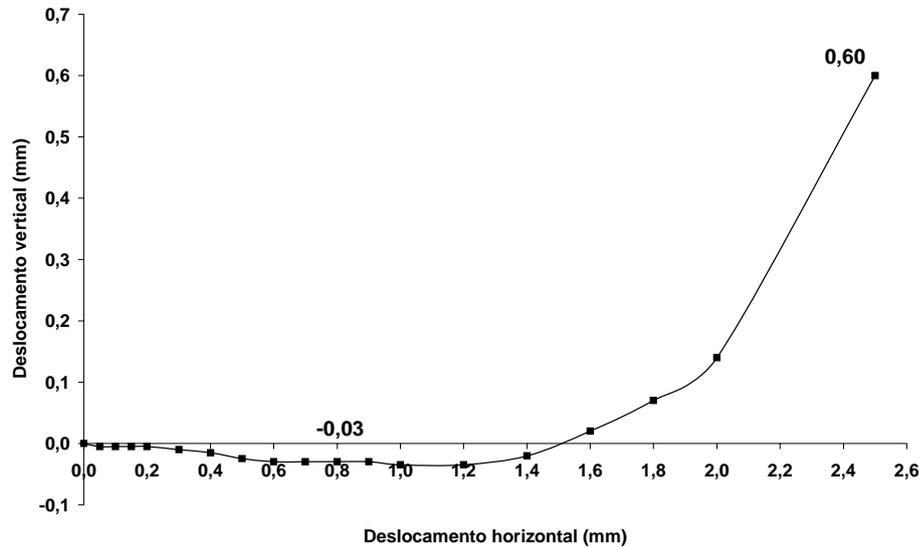


Figura 6.23 - Altura da crista do dente de serra - Fase II -  $\sigma_n = 300\text{kPa}$ .

#### 6.4 - COMPORTAMENTO DOS PARÂMETROS DO MODELO ESTRUTURAL

A seguir, faz-se uma análise do comportamento dos parâmetros do modelo estrutural em função do nível de tensão.

Tendo sido verificado que para o nível de tensão normal igual a 300kPa o material estudado entrou na fase de cisalhamento desestruturado, tem-se que já na fase de compressão a desestruturação ocorre entre 200 e 300kPa.

Como ilustrado na Figura 6.24, de posse dos três outros resultados ( $\sigma_n = 100$ , 150 e 200kPa), pode ser verificado um comportamento de queda não linear da coesão estrutural com o aumento do nível de tensão normal.

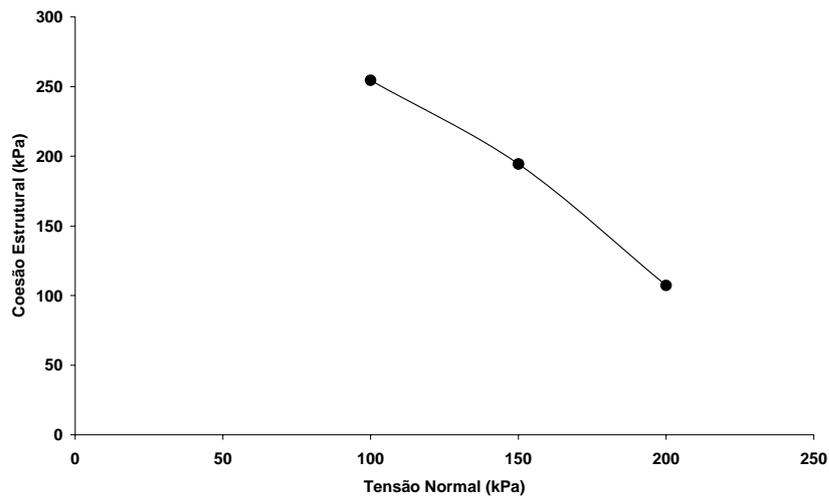


Figura 6.24 - Comportamento da coesão estrutural com o nível de tensão.

A queda da coesão estrutural observada no gráfico da Figura 6.24 pode estar associada a dois fatores distintos, a saber:

- em função do aumento da tensão normal, ainda na fase de compressão, pontos cimentados poderiam estar perdendo a cimentação (degradação da cimentação) minimizando assim, a coesão durante a fase de cisalhamento;
- considerando não haver quebra da cimentação em pontos isolados na fase de compressão normal, um aumento da tensão normal poderia condicionar uma maior mobilização de atrito estático estrutural em detrimento da minimização da mobilização da coesão total, comportamento este que seria refletido na fase de cisalhamento.

Sem maiores investigações torna-se difícil caracterizar qual dos dois fatores poderiam estar atuando ou até mesmo se estes não estariam agindo concomitantemente. No entanto, um fato importante observado no comportamento da coesão estrutural é a sua tendência de queda acelerada (não linear) com o aumento de tensão normal. Este comportamento não é típico de materiais rígidos perfeitos. Logo, pode-se concluir, para o caso em questão, que na fase de compressão ocorre uma degradação da cimentação nos contatos, sendo esta degradação cada vez maior quanto maior a tensão normal.

Minimizando progressivamente a tensão normal de compressão, a mobilização do atrito estático estrutural e a degradação da cimentação seria cada vez menor. Para

tensão normal nula estes valores seriam também nulos. Nesta situação, estaria sendo quantificada a coesão verdadeira do material estruturado.

Por outro lado, majorando progressivamente a tensão normal de compressão, a mobilização do atrito estático estrutural e a degradação da cimentação seria cada vez maior. Para coesão estrutural nula, estaria sendo identificada a tensão normal de plastificação.

Como ilustrado no gráfico da Figura 6.25, uma função polinomial de segundo grau fez um ótimo ajuste do comportamento da coesão estrutural com o aumento do nível de tensão normal. Com base neste ajuste, foi possível quantificar a coesão verdadeira do material ( $\sigma_n = 0$ ) em 294,81kPa e a tensão normal de plastificação em 246,33kPa.

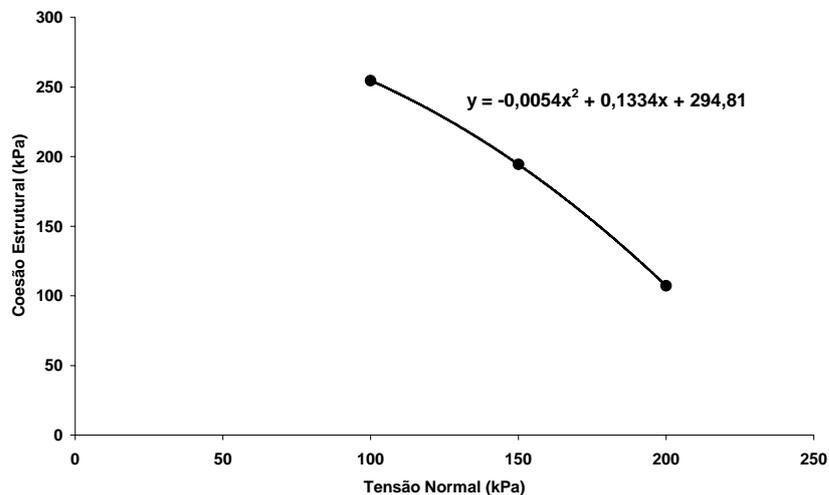


Figura 6.25 - Determinação da coesão verdadeira estrutural e da tensão normal de plastificação.

O valor de 294,81kPa, encontrado para coesão verdadeira com base no modelo estrutural não está próximo do valor 363,5kPa do intercepto de coesão, encontrado com base na envoltória não linear de resistência, como apresentado no Capítulo 4. No entanto, apenas como observação adicional, esse valor está muito próximo da média aritmética dos valores dos interceptos de coesão linear (202,6kPa) e não linear (363,5kPa).

A Figura 6.26 ilustra o comportamento dos parâmetros estáticos friccionais da Fase I. O ângulo de atrito estático estrutural apresenta-se pouco sensível a variação das

tensões, enquanto o solo permanece estruturado (até  $\sigma_n = 200\text{kPa}$ ). A dilatância negativa tende a diminuir com o aumento da tensão de compressão normal inicial.

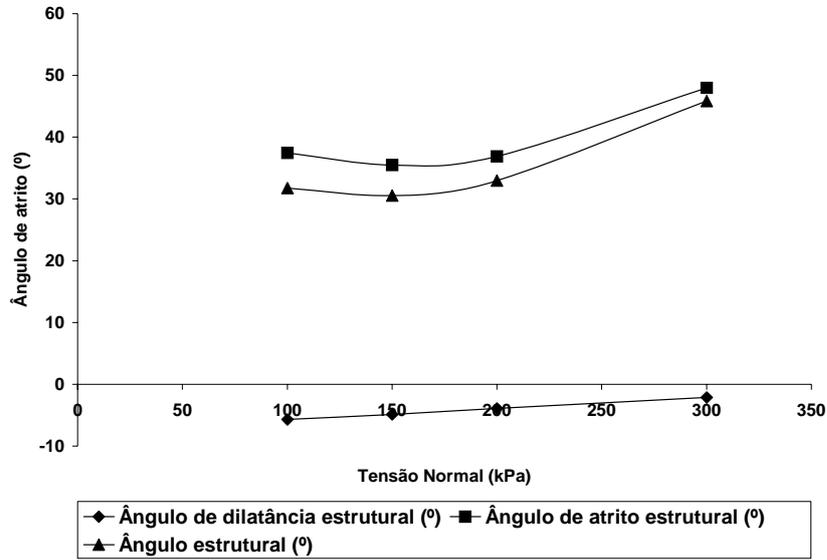


Figura 6.26 - Comportamento dos parâmetros friccionais estáticos da Fase I.

A Figura 6.27 ilustra o comportamento dos parâmetros cinéticos friccionais da Fase II. O ângulo de dilatação minimiza com o aumento da tensão normal. Esta minimização é compensada com a majoração do atrito matricial.

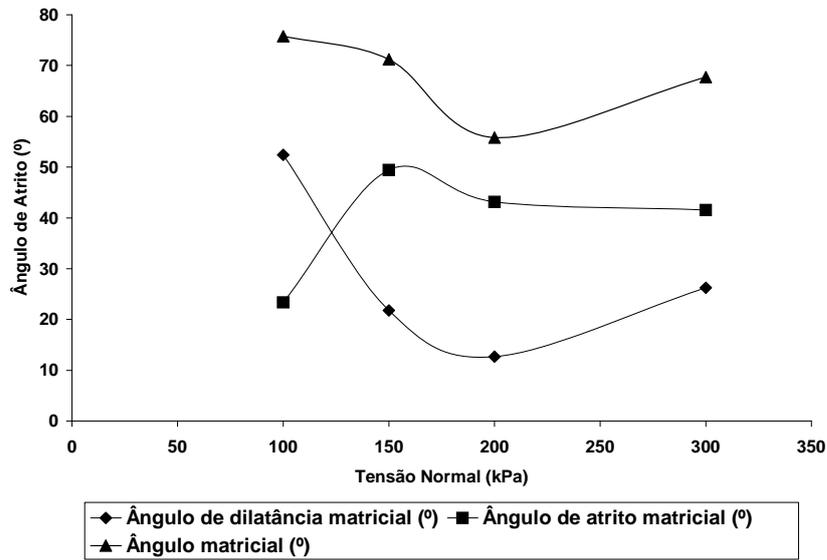


Figura 6.27 - Comportamento dos parâmetros friccionais cinéticos na Fase II.

Na Figura 6.28 tem-se ilustrado o comportamento dos parâmetros cinéticos friccionais residuais da Fase IV. O ângulo de dilatância mostra-se muito baixo, no entanto, diferente de zero. Valor este, encontrado para o mesmo material não cimentado. Este comportamento realça que o plano de cisalhamento em materiais estruturados tende a ter uma inclinação suave, mas diferente de zero. Neste estudo esta inclinação ficou em torno de 2 a 6 graus.

Importante fato já comentado é a magnitude dos ângulos residuais, alcançando valores da ordem de 47 graus. Outro fator observado é a tendência de minimização do ângulo de atrito para os níveis de tensão 200 e 300kPa. Nestes casos eles ficaram em torno de 30 graus, típicos de solos arenosos não cimentados.

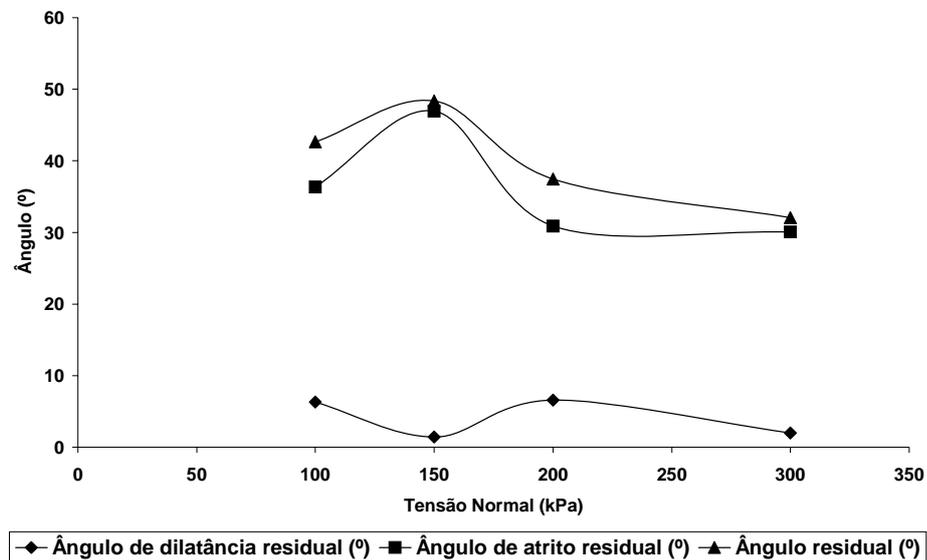


Figura 6.28 - Comportamento dos parâmetros friccionais cinéticos na Fase VI.

## 6.5 - ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA DO MODELO ESTRUTURAL

A Fase I do comportamento do solo estruturado é de especial importância neste trabalho, uma vez que nesta fase tem-se presente a coesão por cimentação no material. Esta coesão é de fundamental importância para o estudo da estabilidade de cortes verticais, como exposto no início do trabalho. Na figura 6.29, apresenta-se o comportamento superposto da mobilização do atrito estrutural estático e da coesão estrutural, determinados para cada nível de tensão. Nesta apresentação, foi considerado o limite da tensão normal o valor da tensão normal de plastificação, calculada em

246,33kPa no item anterior. O ângulo de atrito estrutural adotado para este nível de tensão foi o mesmo determinado para a tensão normal de 200kPa.

A envoltória de resistência total da Fase I mostra-se não linear, sendo ajustada por uma função polinomial do segundo grau, com concavidade voltada para baixo. De acordo com a configuração desta envoltória, os efeitos combinados de atrito e coesão mostram-se magnificados para o nível de tensão em torno de 70kPa. Após este nível de tensão normal, devido a queda brusca de coesão com o aumento da tensão normal, a envoltória mostra que a resistência líquida diminui sensivelmente com o aumento da tensão.

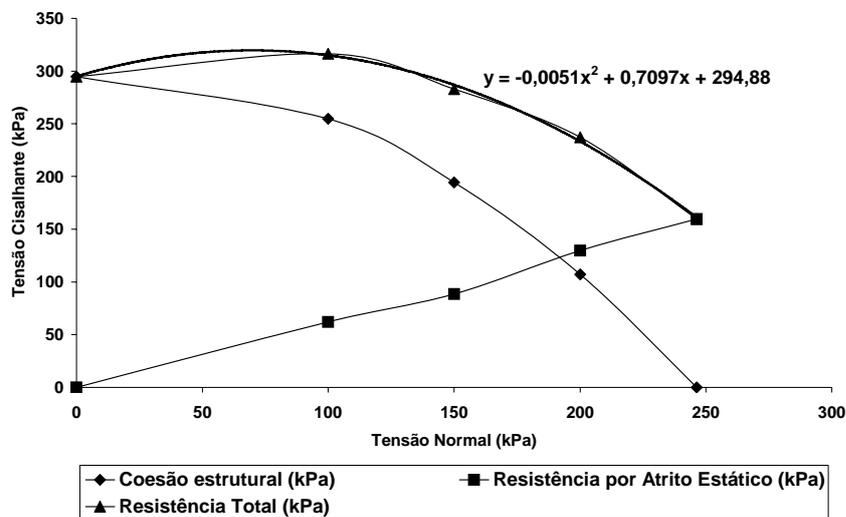


Figura 6.29 - Envoltória de resistência do modelo estrutural na Fase I.

A função polinomial que se apresenta no ajuste deste modelo, seria a função que deveria ser utilizada em estudos de solos estruturados, quando a parcela coesiva é de fundamental importância para a estabilidade do sistema. Atendendo o escopo principal deste trabalho, este modelo pode ser diretamente aplicado no estudo dos cortes verticais, muito comuns nas periferias das cidades.

A função polinomial apresentada pode ser reescrita na forma

$$\tau_e = (c_e - m\sigma_n^2) + \sigma_n \tan(\phi_e + \psi_e) \quad (6.9)$$

onde  $\tau_e$  é a resistência ao cisalhamento na Fase I,  $c_e$  é a coesão verdadeira estrutural,  $m$  um coeficiente de minoração da coesão,  $\sigma_n$  a tensão normal no plano de cisalhamento,  $\phi_e$  o atrito estático estrutural e  $\psi_e$  a dilatância estrutural.

Para o caso em questão, os parâmetros da envoltória estrutural estão apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Parâmetros do Modelo Estrutural - Fase I

| Descrição                            | Valor   | Unidade            |
|--------------------------------------|---------|--------------------|
| Coesão estrutural verdadeira         | 294,88  | kN/m <sup>2</sup>  |
| Coefficiente de minoração da coesão  | -0,0051 | m <sup>2</sup> /kN |
| Ângulo de atrito estático estrutural | 35,3    | (°)                |

Para as fases de comportamento seguinte, com base nos parâmetros do modelo estrutural, foi possível determinar os pares de tensão (cisalhante e normal) no final das Fase II e IV. Os resultados estão apresentados na Figura 6.30.

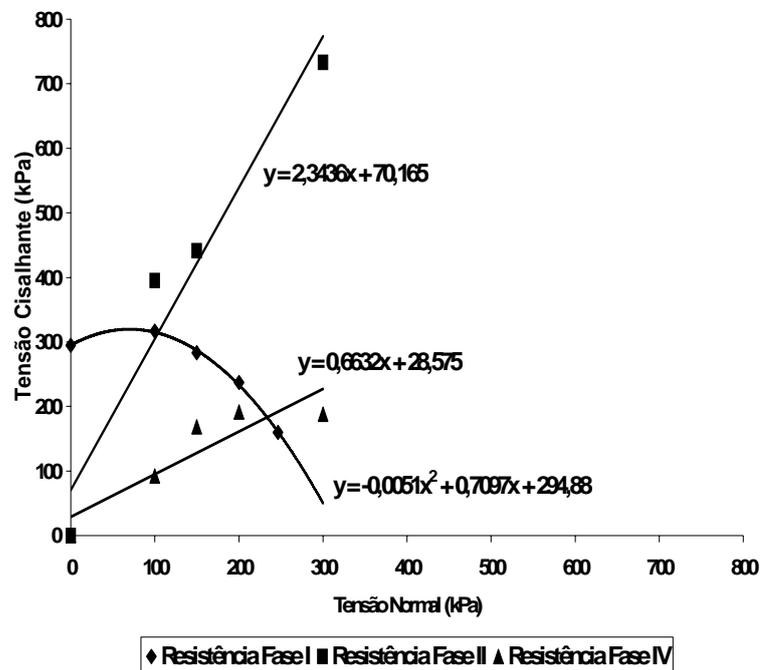


Figura 6.30 - Envoltórias de resistência do modelo estrutural.

Face a dificuldade de se encontrar uma função de ajuste para esses pares, a função linear foi adotada de forma ilustrativa. Esse procedimento expedito possibilitou identificar que o ângulo de atrito no final da Fase II, ou seja, no pico de resistência foi da ordem de 67 graus e que o ângulo de atrito no final da Fase IV, ou seja, na fase residual, foi da ordem de 34 graus.

## **6.6 - CONSIDERAÇÕES GERAIS**

O critério de Mohr-Coulomb tem sido a ferramenta mais comum para obtenção da coesão de solos e rochas brandas. Com a adoção deste procedimento, a coesão passa a ter um caráter puramente matemático, sendo quantificada através do intercepto com o eixo das ordenadas de uma função de ajuste, previamente escolhida em função dos dados de ensaios e nível de tensão de interesse.

Buscando uma alternativa mais adequada para determinação deste importante parâmetro geotécnico, um novo modelo de comportamento foi aqui apresentado para os solos estruturados. Com base no modelo conhecido por Dente de Serra, este novo modelo foi denominado Modelo Estrutural sendo a coesão denominada coesão estrutural.

O interesse particular contido neste trabalho era o de determinar o valor verdadeiro da coesão de solos estruturados. Com base no modelo estrutural proposto, foi possível avaliar que esse parâmetro parece sensível ao nível de tensão normal aplicado na fase de compressão do ensaio de cisalhamento direto. Essa sensibilidade é sentida nos resultados e comportamentos verificados nas fases de cisalhamento.

Determinando a coesão estrutural para os níveis de tensão 100, 150 e 200kPa, foi possível identificar um comportamento não linear, indicando haver um processo de degradação geometricamente progressivo da cimentação com o aumento da tensão normal na fase de compressão.

Aplicando uma função de ajuste, que no caso em questão foi uma função polinomial de segundo grau, foi possível apresentar um novo procedimento para quantificar a coesão verdadeira do solo, definida para o nível de tensão normal igual a zero.

Para coesão estrutural nula, utilizando a mesma função polinomial, foi possível identificar a tensão normal que quebraria todos os pontos cimentados ainda na fase de compressão. Essa tensão foi denominada tensão normal de plastificação e representa dizer que para tensões acima deste valor o solo, anteriormente estruturado, encontra-se desestruturado. Para tensões abaixo desse valor, o solo mantém-se estruturado, sendo que o número de pontos cimentados degradados será tanto menor quanto maior for a diferença entre a tensão normal aplicada e a tensão normal de plastificação.

Após desestruturado o solo na Fase I, seja por compressão ou cisalhamento, na Fase II, verifica-se uma forte componente de dilatação associada ao dente de serra estrutural cujos dentes são os próprios grãos de areia. Concomitante com a elevada aspereza dos grãos, o ângulo de atrito total é da ordem de 70 graus. Esse comportamento é muito importante do ponto de vista prático da engenharia, ou seja, mesmo após haver a quebra da cimentação na zona de cisalhamento no final da Fase I, as matrizes segmentadas remanescente ainda estão estruturadas e condicionam uma resistência ao cisalhamento consideravelmente alta. Isto, graças aos dentes de serra formados pelos grãos de areia, proporcionando elevada angulosidade e aspereza na zona cisalhante. Nos ensaios realizados pode-se observar que o pico de resistência ocorre na Fase II, ou seja, já com a perda total da cimentação na zona de cisalhamento.

Com os resultados obtidos dos ensaios, na Fase IV foi possível verificar uma boa sensibilidade do ângulo de atrito residual com o nível de tensão. Para os níveis de tensão normal 100 e 150kPa os valores foram de 36 e 47 graus, respectivamente. No entanto, para os níveis 200 e 300kPa, os valores foram típicos de materiais não cimentados, ou seja, em torno de 30 graus. Este comportamento mostra que mesmo para grandes deformações a envoltória de resistência residual seria não linear em solos estruturados, diferentemente do que ocorre para os solos não cimentados. Possivelmente, este comportamento está associado aos resíduos remanescentes de cimento nos grãos. Este efeito seria mais pronunciado para níveis baixos de tensão e menos significativo para tensões normais mais elevadas.

O estudo da envoltória de resistência do modelo estrutural na Fase I possibilitou finalizar este trabalho, demonstrando que superposição dos efeitos do atrito estrutural estático e da coesão estrutural condiciona um comportamento não linear modelado por uma função polinomial de segundo grau com a concavidade voltada para baixo.

Inicialmente as contribuições majoram a resistência total até um determinado nível de tensão normal. Após este nível, a resistência total mostrou-se decrescer sensivelmente com acréscimo do nível de tensão normal.

Apresenta-se então uma expressão para modelagem do comportamento de solos estruturados, semelhante a de Mohr-Coulomb, porém acrescida de uma parcela de minimização da coesão, função quadrática da tensão normal. Esta expressão pode ser facilmente acoplada nos métodos adotados nos estudos de estabilidade de cortes verticais e obras gerais de engenharia geotécnica.

## **CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS**

### **7.1- CONCLUSÕES FINAIS**

O ângulo de atrito tem sido tratado basicamente como um parâmetro, esquecendo-se sua representatividade física, ou seja, o ângulo de atrito de um objeto nada mais é do que o ângulo de inclinação do plano que este está apoiado durante o seu movimento. Traduzindo essa informação para o sistema matricial composto por grãos, o atrito nada mais é que um processo de dilatação sobreposto. No contato dos grãos tem-se uma dilatação local, convenientemente denominada de atrito grão-grão. Entre os grãos tem-se uma dilatação em escala maior, adequadamente denominada de dilatação.

Muito pouco se sabe sobre as tensões nos contatos dos grãos. Este sistema é extremamente complexo e modelos aproximados podem ser ponderadamente adotados. Numa análise inicial realizada nesta dissertação, pode-se observar que a plastificação nos contatos pode ocorrer para níveis práticos de tensões de engenharia em solos granulares. No entanto, é importante realçar que os contatos ocorrem nas cristas das asperezas, ou seja, o raio representativo dos grãos para análise da plastificação no contato é o raio representativo da ondulação presente na superfície.

Neste trabalho foi proposto que mesmo na ocorrência de plastificação, essa não induz solda fria mas sim uma ondulação na superfície, que no caso do quartzo seria de 26,6 graus.

O movimento de rotação ou deslizamento está condicionado a angulosidade, posição inicial e tamanho dos grãos. Face a tendência randômica dessas características, pode-se concluir que os grãos se movimentam segundo processos conjugados de deslizamento e rolamento. Estes processos podem ser individualmente mais relevantes em cada situação particular inicial e de grandes deformações.

A aplicação da mecânica dos solos convencional parece não ser razoável para uma avaliação mais detalhada do comportamento de solos estruturados. Diferentemente dos solos convencionais, os solos estruturados podem se apresentar sob elevados índices de vazios e propiciar rupturas muito bruscas, bem mais perigosas que as dos solos colapsíveis, principalmente em condições não drenadas. O disperso grau de cimentação e o estado granulométrico propiciam a formação de pontos cimentantes com diversos graus de resistência. Este fato tende a gerar muita dificuldade na determinação mais precisa do ponto de plastificação, considerado como o estado de tensão que leva o material a perda total da cimentação no plano de ruptura, cisalhamento ou mesmo na fase de compressão.

Parece ser consensual a existência de uma zona de transição entre o estado intacto perfeito e o estado plastificado. Para fins práticos de engenharia, o ponto de plastificação é definido com base nos resultados de ensaios oedométricos e de cisalhamento, quando pode ser observado um comportamento diferencial nas curvas tensão normal *versus* índice de vazios e tensão desvio *versus* deformação axial, respectivamente.

Considerando que após a plastificação o material pode desagregar em forma de grumos (grãos cimentados) e/ou ainda manter uma elevada aspereza superficial proveniente da cimentação remanescente, o estado granulométrico final e o grau de aspereza dos grãos é definido pelo nível de tensão e pelo grau da cimentação. Assim, o estabelecimento de um estado crítico para solos estruturados está condicionado a casos específicos não sendo ainda possível fazer uma generalização, como ocorre para os solos sem cimentação.

De um estudo comparativo, foi possível avaliar semelhanças e diferenças entre o mesmo solo sem cimento e cimentado. As semelhanças estão mais presentes nos deslocamentos horizontais que proporcionam as resistências de pico e residuais de ambos materiais. Percebe-se também uma semelhança do deslocamento horizontal necessário para início da dilatância.

As divergências estão presentes nas resistências de pico e residuais, sendo bem mais significativas na resistência de pico. Uma diferença importante está relacionada com o comportamento da envoltória de resistência, côncava para baixo para os solos sem cimento e côncava para cima para os solos cimentados. A utilização de envoltórias

lineares mostrou-se muito limitada para aplicação em estudos práticos de campo. Contudo, uma rápida pesquisa possibilitou mostrar que a função polinomial de segundo grau seria recomendada na quantificação da envoltória de resistência de ambos os solos.

O modelo Dente de Serra mostra-se uma ferramenta eficiente e interessante para tratar os mecanismos de processos de ruptura de solos granulares. As análises possibilitaram observar que o nível de tensão tem uma influência grande na dilatância e na resistência residual. Dentro da faixa de tensões estudada, o ângulo de dilatância de pico sofreu uma queda de 7 graus e o ângulo de atrito grão-grão residual alcançou valores muito baixos, bem aquém do determinado para o quartzo puro (26,6 graus).

Os resultados também indicaram que o nível de tensão tem influência sobre o atrito grão-grão de pico. O valor deste parâmetro mostrou-se com baixa variabilidade na faixa de tensão entre 100 e 200kPa, mas apresentou uma tendência nítida de queda para níveis superiores a 300kPa.

A superposição dos mecanismos de resistência no pico mostraram que o atrito grão-grão tem grande participação na resistência total. Um fato interessante que pôde ser ainda observado é que sua envoltória de resistência é não linear e paralela a envoltória de resistência total do modelo Dente de Serra.

O critério de Mohr-Coulomb tem sido a ferramenta mais comum para obtenção da coesão de solos e rochas brandas. Com a adoção deste procedimento, a coesão passa a ter um caráter puramente matemático, sendo quantificada através do intercepto com o eixo das ordenadas de uma função de ajuste, previamente escolhida em função dos dados de ensaios e nível de tensão de interesse. Esta função traz de forma implícita as contribuições da coesão e da resistência friccional, sem fazer a separação dos mesmos no processo de ruptura.

Buscando uma alternativa mais adequada para determinação deste importante parâmetro geotécnico, um novo modelo de comportamento foi aqui apresentado para os solos estruturados. Com base no modelo conhecido por Dente de Serra, este novo modelo foi denominado Modelo Estrutural sendo a coesão denominada coesão estrutural.

O interesse particular contido neste trabalho era o de determinar o valor verdadeiro da coesão de solos estruturados para desenvolver de forma mais adequada análises de estabilidade de cortes verticais. Com base no modelo estrutural proposto, foi

possível avaliar que esse parâmetro parece sensível ao nível de tensão normal aplicado na fase de compressão do ensaio de cisalhamento direto. Essa sensibilidade é observada nos resultados e comportamentos verificados nas fases de cisalhamento.

Determinando a coesão estrutural para os níveis de tensão 100, 150 e 200kPa, foi possível identificar um comportamento não linear, indicando haver um processo de degradação geometricamente progressivo da cimentação com o aumento da tensão normal na fase de compressão.

Aplicando uma função de ajuste, que no caso em questão foi uma função polinomial de segundo grau, foi possível apresentar um novo procedimento para quantificar a coesão verdadeira do solo, definida para o nível de tensão normal igual a zero. Diferentemente do critério de Mohr-Coulomb, neste ajuste tem-se implícito apenas a parcela coesiva do sistema.

Para coesão estrutural nula, utilizando a mesma função polinomial, foi possível identificar a tensão normal que quebraria todos os pontos cimentados ainda na fase de compressão. Essa tensão foi denominada tensão normal de plastificação e representa dizer que para tensões acima deste valor o solo, anteriormente estruturado, encontra-se desestruturado. Para tensões abaixo desse valor, o solo mantém-se estruturado, sendo que o número de pontos cimentados degradados será tanto menor quanto maior for a diferença entre a tensão normal aplicada e a tensão normal de plastificação.

Após desestruturado o solo na Fase I, seja por compressão ou cisalhamento, na Fase II, verifica-se uma forte componente de dilatância associada ao dente de serra estrutural cujos dentes são os próprios grãos de areia. Concomitante com a elevada aspereza dos grãos, o ângulo de atrito total é da ordem de 70 graus. Esse comportamento é muito importante do ponto de vista prático da engenharia, ou seja, mesmo após haver a quebra da cimentação na zona de cisalhamento no final da Fase I, as matrizes segmentadas remanescente ainda estão estruturadas e condicionam uma resistência ao cisalhamento consideravelmente alta. Isto, graças aos dentes de serra formados pelos grãos de areia, proporcionando elevada angulosidade e aspereza na zona cisalhante. Nos ensaios realizados pode-se observar que o pico de resistência ocorre na Fase II, ou seja, já com a perda total da cimentação na zona de cisalhamento.

Com os resultados obtidos dos ensaios, na Fase IV foi possível verificar uma boa sensibilidade do ângulo de atrito residual com o nível de tensão. Para os níveis de tensão

normal 100 e 150kPa os valores foram de 36 e 47 graus, respectivamente. No entanto, para os níveis 200 e 300kPa, os valores foram típicos de materiais não cimentados, ou seja, em torno de 30 graus. Este comportamento mostra que mesmo para grandes deformações a envoltória de resistência residual seria não linear em solos estruturados, diferentemente do que ocorre para os solos não cimentados. Possivelmente, este comportamento está associado aos resíduos remanescentes de cimento nos grãos. Este efeito seria mais pronunciado para níveis baixos de tensão e menos significativo para tensões normais mais elevadas.

O estudo da envoltória de resistência do modelo estrutural na Fase I possibilitou finalizar este trabalho, demonstrando que superposição dos efeitos do atrito estrutural estático e da coesão estrutural condiciona um comportamento não linear modelado por uma função polinomial de segundo grau com a concavidade voltada para baixo. Inicialmente as contribuições majoram a resistência total até um determinado nível de tensão normal, que neste trabalho ficou em torno de 70kPa. Após este nível, a resistência total mostra-se decrescendo sensivelmente com acréscimo do nível de tensão normal.

Apresenta-se então uma expressão para modelagem do comportamento de solos estruturados, semelhante a de Mohr-Coulomb, porém acrescida de uma parcela de minimização da coesão, função quadrática da tensão normal.

## **7.2 - SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS**

Esta linha de pesquisa é de extrema importância para estabelecer melhores condições de análises nos estudos envolvendo materiais estruturados, muito comuns em nosso meio.

Como já mencionado, o escopo deste trabalho focou na elaboração de um modelo que melhor quantificasse o comportamento do solo estruturado, com ênfase na fase pseudo intacta, aqui denominada Fase I.

Trata-se de uma linha de pesquisa nova no Departamento de Engenharia Civil da UFOP e este trabalho procurou seguir uma linha mais simples de estudo, baseada em conceitos fortes da literatura.

Assim, a aplicação do modelo estrutural foi apresentada com base em resultados de ensaios de cisalhamento direto convencional, realizados num material arenoso previamente classificado, sendo artificialmente estruturado com um único teor e tipo de cimento.

Seguindo ainda uma linha de interpretação do comportamento dos solos estruturados e avaliação mais minuciosa do modelo proposto, esta autora sugere que melhores investigações sejam feitas alterando-se a granulometria, o teor de cimento e os níveis de tensão.

Estudos de microscopia da superfície de ruptura poderiam ser úteis na avaliação da conformação do dente de serra nas Fases II, III e IV. Para uma melhor avaliação da quebra dos pontos cimentados na Fase I, poder-se-ia instalar geofones que identificariam os ruídos provenientes desse processo.

Ensaio com materiais naturalmente estruturados e a influência da anisotropia darão melhor subsídios para os estudos práticos de aplicados de campo.

Adequação do modelo dente de serra para ensaios triaxiais poderia significar um avanço considerável e fazer com que o modelo se transformasse numa ferramenta mais rotineira no campo da engenharia geotécnica.

## *Bibliografia*

---

---

Airey, D. W. (1993), Triaxial Testing of Naturally Cemented Carbonate Soil, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 119, p. 1379-1398.

Almeida, M.T. de, Labegalini, P.R. e Oliveira, W.C. (1988), *Mecânica Geral – Estática*, Edgard Blücher Ltda., São Paulo/SP, 508pp.

Bishop, A. W. (1973), The Influence of an Undrained Change in Stress on Pore Pressure in Porous Media of Low Compressibility, *Géotechnique*, vol.23, n.3.

Blatt, H. et al. (1971), *Origin of Sedimentary Rocks*, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.

Bowden, F.P. e Tabor, D. (1942), The Mechanism of Metallic Friction, *Nature*, 150, 197-199.

Bowden, F.P. e Tabor, D. (1950), *Friction and Lubrification of Solids – Part 1*, Oxford University Press, London.

Bowden, F.P. e Tabor, D. (1964), *Friction and Lubrification of Solids – Part 2*, Oxford University Press, London.

Bressani, L. A. e Vaughan, P. R. (1989), Damage to Soil During Triaxial Testing, XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Brasil, Vol. 1, p.17-20.

Bromwell, L. G. (1966), *The Friction of Quartz in High Vacuum*. SC. D. Thesis, M. I. T., Cambridge, Mass.

Castro, F. J. C. O. (1981), *Um Estudo Físico-Químico-Matemático da Estabilização Alcalina de Solos Argilosos*, Tese de Mestrado COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Coop, M.R. e Atkinson, J.H. (1993), The Mechanics of Cemented Carbonate Sands, *Géotechnique*, Vol.43, p.53-67.

Cruz, P. T. (1996), 100 Barragens Brasileiras, Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto, Oficina De Textos, São Paulo, Brasil.

Dichey, J.W. (1966), Frictional Characteristics of Quartz, S.B. Thesis, M.I.T., Cambridge, Mass.

Doublet, D. D. (1980), Studies of the Hydration of Portland Cement, International Congress on Admixtures (CI80), London.

Fahey, M. (1992), Measuring  $k_0$  in triaxial test, *Australian Geomechanics*, n.22.

Griggs, D. T. (1936), Deformation of Rocks Under High Confining Pressure. *J. Geol.*, 44, 541-577.

Hvorslev, M. J. (1960), Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clay, Proceedings of the A S. C. E. Research Conference on the Shear Strength of Cohesive Soil, Boulder, Colorado, pp. 169-273.

Ingles, O. G. (1962), Bonding Forces in Soils, Part 3; A Theory of Tensile Strength for Stabilised and Naturally Coherent Soil, Proceedings of the First Conference of the Australian Road Research Board, Vol. I, pp. 1025-1047.

Ingles, O. G. and Metcalf, J. B. (1973), Soil Stabilization – Principles and Practice, John Wiley & Sons – New York, NY.

Lambe, T.W. e Whitman, R.V. (1979), Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, New York, pp.553.

Ladd, R. S. (1978), Preparing Test Specimens Using Under-Compaction, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.1, p.87-90.

Leroueil, S. e Vaughan, P. R. (1990), The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks, Géotechnique, Vol. 40, p. 467-488.

Leroueil, S. (1997), Critical State Soil Mechanics and Behavior of Real Soils, Proceedings of the International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, Brazil, p.41-80.

Maccarini, M. (1987), Laboratory Studies of a Weakly Bonded Artificial Soil, London, University of London, 1987, Tese de Doutorado.

Maragon, M. (1992), Utilização de Solo-Cimento em uma Solução Alternativa de Estrutura de Arrimo, Dissertação de Mestrado, PUC/RJ/ Rio de Janeiro.

Martins, F. B. (1994), Automatização do Equipamento Triaxial Visando o Estudo de Solos Tropicais Cimentados, Dissertação de Mestrado, CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 133p.

Mitchell, J. K. (1976), Fundamentals of Soil Behavior, University of California, Berkeley, John Wiley & Sons.

Petrucci, E.G.R. (1980), Concreto de Cimento Portland, Editora Globo – Porto Alegre-RS.

Powers, M. C. (1953), A New Roundness Scale for Sedimentary Particles, Journal of Sedimentary Petrology, Vol. 23, No. 2, pp. 117-119.

Ribeiro, S. G. S. (2001), Notas de aula da disciplina Mecânica dos Solos, Mestrado em Geotecnia, PROPEC, Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais.

Rodrigues, M. G. M. (1992), Contribuição ao Estudo do Método Físico-Químico de Dosagem do Solo-Cimento, Tese de Mestrado COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro.

Rotta, G. V., Prietto, P. D. M., Consoli, N. C., Gehling, W. Y. Y. (2001), Influência do índice de vazios de formação da matriz cimentante no comportamento mecânico de solos cimentados, Solos e Rochas.

Rowe, P. W. (1962), The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact, Proc. Roy. Soc., A269, pp.500-527.

Skempton, A.W. (1961), Effective Stress in Soils, Concrete and Rock, Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London, p.4.

Skempton, A. W. (1960), Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks, Proceedings of the Conference on Pore Pressure and Suction in Soils, London, Butterworths.

Shahu, J.T. e Yudhbir (1998), Model Tests on Sands With Different Angularity and Mineralogy, Japanese Geotechnical Society, Vol. 38, No 4, 151-158.

Tabor, D. (1959), Junction Growth in Metallic Friction, Proc. Roy. Soc. A., 251, 378-393.

Terzaghi, K. (1925), Erdbaumechanik, Franz Deuticke, Viena, pp.50-52.

Terzaghi, K. (1945), Stress Conditions for the Failure of Saturated Concrete and Rock, Proc. Amer. Soc. Testing Materials, Vol.45.

Tozatto, J. H. F., Lopes, F. R. e Danziger, F. A. B. (2001), Contribuição ao Estudo de Estruturas de Contenção de Baixa Altura em Solo Residual, III COBRAE, Rio de Janeiro, p. 491.

Vargas, M. (1953), Some Engineering Properties of Residual Clay Soils Occurring in Southern Brazil, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Proceedings Vol.1, p. 67-71.

Vaughan, P. R. (1988), Characterizing the Mechanical Properties of in Situ Residual Soil, 2<sup>nd</sup> International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore, Proceedings Singapore, Vol.2, n.1, p.69-84.

Wadell, H. (1932), Volume Shape and Roundness of Rock Particles, Journal of Geology, Vol. 40, pp. 443-688.

Wesley, L. D. (1990), Influence of Structure and Composition on Residual Soils. Journal of Geotechnical Engineering. New York, ASCE, V.116, n.4, p.589-603.

## ANEXO I - APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA

Tabela AI.1 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase I - 100kPa).

| FINAL FASE I - COMPRESSÃO        |              |     |
|----------------------------------|--------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final    | 0,80 mm      |     |
| Deslocamento vertical final      | -0,16 mm     |     |
| Tensão normal                    | 100,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação              | -10,97 Graus |     |
| Tensão cisalhante mobilizada     | 50,69 kPa    |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 37,47 Graus  |     |
| Ângulo total                     | 26,51 Graus  |     |
| Resumo Fase I                    | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação        | -19,69       | -39 |
| Resistência por atrito grão-grão | 77,91        | 154 |
| Resistência por coesão aparente  | -7,53        | -15 |
| Resistência total                | 50,69        | 100 |

Tabela AI.2 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase II - 100kPa).

| FINAL DA FASE II - PICO          |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 1,20 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | -0,14 mm    |     |
| Deslocamento horizontal final    | 2,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,04 mm     |     |
| Tensão normal                    | 100,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | 12,00 Graus |     |
| Tensão cisalhante mobilizada     | 93,31 kPa   |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 29,86 Graus |     |
| Ângulo total                     | 41,85 Graus |     |
| Resumo Fase II                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 22,14       | 24  |
| Resistência por atrito grão-grão | 59,79       | 64  |
| Resistência por coesão aparente  | 11,38       | 12  |
| Resistência total                | 93,31       | 100 |

Tabela AI.3 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase IV - 100kPa).

| FINAL DA FASE IV - RESIDUAL      |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 5,50 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,46 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final    | 7,50 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,46 mm     |     |
| Tensão Normal                    | 100,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | 0,14 Graus  |     |
| Tensão cisalhante mobilizada     | 63,36 kPa   |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 28,16 Graus |     |
| Ângulo total                     | 28,31 Graus |     |
| Resumo Fase IV                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 0,29        | 0   |
| Resistência por atrito grão-grão | 62,98       | 99  |
| Resistência por coesão aparente  | 0,08        | 0   |
| Resistência total                | 63,36       | 100 |

Tabela AI.4 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase I - 150kPa).

| FINAL FASE I - COMPRESSÃO        |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final    | 0,70 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | -0,06 mm    |     |
| Tensão normal                    | 150,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | -4,90 Graus |     |
| Tensão cisalhante                | 86,86 kPa   |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 35,47 Graus |     |
| Ângulo total                     | 30,57 Graus |     |
| Resumo Fase I                    | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | -13,04      | -15 |
| Resistência por atrito grão-grão | 108,39      | 121 |
| Resistência por coesão aparente  | -5,49       | -6  |
| Resistência total                | 89,86       | 100 |

Tabela AI.5 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase II - 150kPa).

| FINAL DA FASE II - PICO          |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 0,90 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | -0,06 mm    |     |
| Deslocamento horizontal final    | 2,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,10 mm     |     |
| Tensão normal                    | 150,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | 8,28 Graus  |     |
| Tensão cisalhante                | 135,94 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 32,75 Graus |     |
| Ângulo total                     | 41,02 Graus |     |
| Resumo Fase II                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 22,73       | 17  |
| Resistência por atrito grão-grão | 100,50      | 74  |
| Resistência por coesão aparente  | 12,72       | 9   |
| Resistência total                | 135,94      | 100 |

Tabela AI.6 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase IV - 150kPa).

| FINAL DA FASE IV - RESIDUAL      |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 5,50 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,40 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final    | 7,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,40 mm     |     |
| Tensão Normal                    | 150,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | 0,00 Graus  |     |
| Tensão Cisalhante                | 103,68 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 30,73 Graus |     |
| Ângulo total                     | 30,73 Graus |     |
| Resumo Fase IV                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 0,00        | 0   |
| Resistência por atrito grão-grão | 103,68      | 100 |
| Resistência por coesão aparente  | 0,00        | 0   |
| Resistência total                | 103,68      | 100 |

Tabela AI.7 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase I - 200kPa).

| FINAL FASE I - COMPRESSÃO        |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final    | 0,80 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | -0,05 mm    |     |
| Tensão normal                    | 200,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | -3,58 Graus |     |
| Tensão cisalhante                | 133,63 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 36,90 Graus |     |
| Ângulo total                     | 33,32 Graus |     |
| Resumo Fase I                    | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | -12,70      | -10 |
| Resistência por atrito grão-grão | 152,60      | 114 |
| Resistência por coesão aparente  | -6,27       | -5  |
| Resistência total                | 133,63      | 100 |

Tabela AI.8 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase II - 200kPa).

| FINAL DA FASE II - PICO          |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 0,80 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | -0,05 mm    |     |
| Deslocamento horizontal final    | 1,40 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,02 mm     |     |
| Tensão normal                    | 200,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | 6,65 Graus  |     |
| Tensão cisalhante                | 155,52 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 30,43 Graus |     |
| Ângulo total                     | 37,08 Graus |     |
| Resumo Fase II                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 24,01       | 15  |
| Resistência por atrito grão-grão | 120,86      | 78  |
| Resistência por coesão aparente  | 10,66       | 7   |
| Resistência total                | 155,52      | 100 |

Tabela AI.9 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase IV - 200kPa).

| FINAL DA FASE IV - RESIDUAL      |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 4,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final    | 6,50 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,01 mm     |     |
| Tensão Normal                    | 200,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação residual     | 0,23 Graus  |     |
| Tensão Cisalhante                | 103,68 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 24,05 Graus |     |
| Ângulo total                     | 24,28 Graus |     |
| Resumo Fase IV                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 0,92        | 1   |
| Resistência por atrito grão-grão | 102,58      | 99  |
| Resistência por coesão aparente  | -0,34       | 0   |
| Resistência total                | 103,15      | 100 |

Tabela AI.10 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase I - 300kPa).

| FINAL FASE I - COMPRESSÃO        |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final    | 0,80 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | -0,10 mm    |     |
| Tensão normal                    | 300,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | -7,12 Graus |     |
| Tensão cisalhante                | 134,78 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 30,97 Graus |     |
| Ângulo total                     | 23,85 Graus |     |
| Resumo Fase I                    | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | -38,11      | -28 |
| Resistência por atrito grão-grão | 183,00      | 136 |
| Resistência por coesão aparente  | -10,11      | -8  |
| Resistência total                | 134,78      | 100 |

Tabela AI.11 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase II - 300kPa).

| FINAL DA FASE II - PICO          |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 2,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | -0,07 mm    |     |
| Deslocamento horizontal final    | 3,50 mm     |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,07 mm     |     |
| Tensão normal                    | 300,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | 5,33 Graus  |     |
| Tensão cisalhante                | 205,06 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 27,11 Graus |     |
| Ângulo total                     | 32,44 Graus |     |
| Resumo Fase II                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 30,11       | 15  |
| Resistência por atrito grão-grão | 165,15      | 81  |
| Resistência por coesão aparente  | 9,80        | 5   |
| Resistência total                | 205,06      | 100 |

Tabela AI.12 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (Fase IV - 300kPa).

| FINAL DA FASE IV - RESIDUAL      |             |     |
|----------------------------------|-------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial  | 9,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical inicial    | 0,00 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final    | 10,00 mm    |     |
| Deslocamento vertical final      | 0,00 mm     |     |
| Tensão Normal                    | 300,00 kPa  |     |
| Ângulo de dilatação              | 0,00 Graus  |     |
| Tensão Cisalhante                | 103,68 kPa  |     |
| Ângulo de atrito grão-grão       | 15,46 Graus |     |
| Ângulo total                     | 15,46 Graus |     |
| Resumo Fase IV                   | kPa         | %   |
| Resistência por dilatação        | 0,00        | 0   |
| Resistência por atrito grão-grão | 103,68      | 100 |
| Resistência por coesão aparente  | 0,00        | 0   |
| Resistência total                | 103,68      | 100 |

## ANEXO II - APLICAÇÃO DO MODELO DENTE DE SERRA

Tabela AII.1 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (100kPa).

| FINAL FASE I                    |              |     |
|---------------------------------|--------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 0,90 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | -0,09 mm     |     |
| Tensão normal                   | 100,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação estrutural  | -5,71 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 299,52 kPa   |     |
| Ângulo de atrito estrutural     | 37,47 Graus  |     |
| Resumo Fase I                   | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | -10,18       | -3  |
| Resistência por atrito          | 78,05        | 26  |
| Resistência por coesão aparente | -22,96       | -8  |
| Resistência por coesão          | 254,61       | 85  |
| Resistência total               | 299,52       | 100 |
| FINAL DA FASE II                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 0,90 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | -0,09 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final   | 1,40 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | 0,56 mm      |     |
| Tensão normal                   | 100,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação matricial   | 52,43 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 406,66 Graus |     |
| Ângulo de atrito matricial      | 23,37 Graus  |     |
| Resumo Fase II                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 133,74       | 33  |
| Resistência por atrito          | 44,46        | 11  |
| Resistência por coesão aparente | 228,45       | 56  |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 406,65       | 100 |
| FINAL DA FASE IV                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 2,50 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,58 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 10,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical final     | 1,41 mm      |     |
| Tensão Normal                   | 100,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação residual    | 6,32 Graus   |     |
| Tensão Cisalhante               | 115,20 kPa   |     |
| Ângulo de atrito residual       | 36,35 Graus  |     |
| Resumo Fase IV                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 13,83        | 12  |
| Resistência por atrito          | 91,98        | 80  |
| Resistência por coesão aparente | 9,38         | 8   |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 115,20       | 100 |

Tabela AII.2 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (150kPa).

| FINAL FASE I                    |              |     |
|---------------------------------|--------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 0,70 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | -0,06 mm     |     |
| Tensão normal                   | 150,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação estrutural  | -4,90 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 273,02 kPa   |     |
| Ângulo de atrito estrutural     | 35,47 Graus  |     |
| Resumo Fase I                   | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | -13,04       | -5  |
| Resistência por atrito          | 108,39       | 40  |
| Resistência por coesão aparente | -16,67       | -6  |
| Resistência por coesão          | 194,34       | 71  |
| Resistência total               | 273,02       | 100 |
| FINAL DA FASE II                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 0,70 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | -0,06 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final   | 1,40 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | 0,22 mm      |     |
| Tensão normal                   | 150,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação matricial   | 21,80 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 453,89 Graus |     |
| Ângulo de atrito matricial      | 49,42 Graus  |     |
| Resumo Fase II                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 61,73        | 14  |
| Resistência por atrito          | 180,18       | 40  |
| Resistência por coesão aparente | 211,98       | 47  |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 453,89       | 100 |
| FINAL DA FASE IV                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 4,00 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,59 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 10,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical final     | 0,74 mm      |     |
| Tensão Normal                   | 150,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação residual    | 1,43 Graus   |     |
| Tensão Cisalhante               | 210,82 kPa   |     |
| Ângulo de atrito residual       | 46,92 Graus  |     |
| Resumo Fase IV                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 4,69         | 2   |
| Resistência por atrito          | 200,50       | 95  |
| Resistência por coesão aparente | 5,64         | 3   |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 210,82       | 100 |

Tabela AII.3 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (200kPa).

| FINAL FASE I                    |              |     |
|---------------------------------|--------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 0,80 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | -0,06 mm     |     |
| Tensão normal                   | 200,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação estrutural  | -3,93 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 233,86 kPa   |     |
| Ângulo de atrito estrutural     | 36,90 Graus  |     |
| Resumo Fase I                   | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | -13,97       | -6  |
| Resistência por atrito          | 152,61       | 65  |
| Resistência por coesão aparente | -12,07       | -5  |
| Resistência por coesão          | 107,30       | 46  |
| Resistência total               | 233,86       | 100 |
| FINAL DA FASE II                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 0,80 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | -0,06 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final   | 1,20 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | 0,03 mm      |     |
| Tensão normal                   | 200,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação matricial   | 12,68 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 301,82 Graus |     |
| Ângulo de atrito matricial      | 43,15 Graus  |     |
| Resumo Fase II                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 46,11        | 15  |
| Resistência por atrito          | 192,06       | 64  |
| Resistência por coesão aparente | 63,65        | 21  |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 301,82       | 100 |
| FINAL DA FASE IV                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 4,00 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,77 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 12,00 mm     |     |
| Deslocamento vertical final     | 1,69 mm      |     |
| Tensão Normal                   | 200,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação residual    | 6,56 Graus   |     |
| Tensão Cisalhante               | 201,60 kPa   |     |
| Ângulo de atrito residual       | 30,89 Graus  |     |
| Resumo Fase IV                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 30,26        | 15  |
| Resistência por atrito          | 157,46       | 78  |
| Resistência por coesão aparente | 13,87        | 7   |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 201,60       | 100 |

Tabela AII.4 - Parâmetros do Modelo Dente de Serra (300kPa).

| FINAL FASE I                    |              |     |
|---------------------------------|--------------|-----|
| Deslocamento horizontal inicial | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,00 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 0,80 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | -0,03 mm     |     |
| Tensão normal                   | 300,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação estrutural  | -2,15 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 322,56 kPa   |     |
| Ângulo de atrito estrutural     | 30,97 Graus  |     |
| Resumo Fase I                   | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | -11,43       | -4  |
| Resistência por atrito          | 182,97       | 57  |
| Resistência por coesão aparente | -7,26        | -2  |
| Resistência por coesão          | 158,28       | 49  |
| Resistência total               | 322,56       | 100 |
| FINAL DA FASE II                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 1,20 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | -0,04 mm     |     |
| Deslocamento horizontal final   | 2,50 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | 0,60 mm      |     |
| Tensão normal                   | 300,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação matricial   | 26,21 Graus  |     |
| Tensão cisalhante               | 771,84 Graus |     |
| Ângulo de atrito matricial      | 41,54 Graus  |     |
| Resumo Fase II                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 155,47       | 20  |
| Resistência por atrito          | 279,75       | 36  |
| Resistência por coesão aparente | 336,62       | 44  |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 771,83       | 100 |
| FINAL DA FASE IV                |              |     |
| Deslocamento horizontal inicial | 3,50 mm      |     |
| Deslocamento vertical inicial   | 0,62 mm      |     |
| Deslocamento horizontal final   | 7,50 mm      |     |
| Deslocamento vertical final     | 0,76 mm      |     |
| Tensão Normal                   | 300,00 kPa   |     |
| Ângulo de dilatação residual    | 2,00 Graus   |     |
| Tensão Cisalhante               | 221,18 kPa   |     |
| Ângulo de atrito residual       | 30,07 Graus  |     |
| Resumo Fase IV                  | kPa          | %   |
| Resistência por dilatação       | 12,35        | 6   |
| Resistência por atrito          | 204,34       | 92  |
| Resistência por coesão aparente | 4,48         | 2   |
| Resistência por coesão          | 0,00         | 0   |
| Resistência total               | 221,18       | 100 |