UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIAS, ENERGIA E AMBIENTE
CENTRO INTERDISCIPLINAR DE ENERGIA E AMBIENTE (CIEnAm)
DOUTORADO EM CIÊNCIAS, ENERGIA E AMBIENTE

MARIO SERGIO DE SOUZA ALMEIDA

ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO NÃO SATURADO QUANDO PERCOLADO POR FLUIDOS DE DIFERENTES CONSTANTES DIELÉTRICAS

Salvador
2016

MARIO SERGIO DE SOUZA ALMEIDA

ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO NÃO SATURADO QUANDO PERCOLADO POR FLUIDOS DE DIFERENTES CONSTANTES DIELÉTRICAS

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciências, Energia e Ambiente, Programa do Centro Interdisciplinar em Energia e Ambiente, da Universidade Federal da Bahia como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor.

Orientadores: Profº. Dr. Sandro Lemos Machado
Profª. Drª. Heloysa Martins Carvalho Andrade

Salvador
2016

Almeida, Mario Sergio de Souza

Estudo da resistência ao cisalhamento de um solo não saturado quando percolado por fluidos de diferentes constantes dielétricas. / Mario Sergio de Souza Almeida. – Salvador, 2016.

229 f.

Orientador: Prof. Dr. Sandro Lemos Machado.

Coorientadora: Profª. Dra. Heloysa Martins Carvalho Andrade.

Tese (Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Ciências, Energia e Ambiente) - Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, 2016.

1. Resistência do solo com secagem. 2. Solos saturados e não saturados. 3. Sucção controlada. 4. Contaminação de solos. 5. Combustíveis. I. Machado, Sandro Lemos. II. Andrade, Heloysa Martins Carvalho. III. Título.

TERMO DE APROVAÇÃO

MARIO SERGIO DE SOUZA ALMEIDA

ESTUDO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO NÃO SATURADO QUANDO PERCOLADO POR FLUIDOS DE DIFERENTES CONSTANTES DIELÉTRICAS

Tese aprovado como requisito para obtenção do grau de Doutor em Ciências, Energia e Ambiente, Universidade Federal da Bahia, pela seguinte banca examinadora:

Prof. Dr. Sandro Lemos Machado_____
Doutorado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo, Brasil (1998).

Profª. Drª. Heloysa Martins Carvalho Andrade_____
Doutorado em Química (Físico-Química) pela Universidade de São Paulo, Brasil (1983).

Prof. Dr. Caio Mário Castro de Castilho_____
Doutorado em Física pela University of Cambridge, Inglaterra, (1986).

Profª. Drª. Miriam de Fátima Carvalho_____
Doutorado em Geotecnia pela Escola de Engenharia de São Carlos, USP, Brasil (1999).

Prof. Dr. Orencio Monje Vilar_____
Doutorado em Geotecnia pela Universidade de São Paulo, Brasil, (1987).

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira_____
Doutorado em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil (1995).

Salvador-BA, 02 de dezembro de 2016.

"O reino de Deus está dentro de você e a sua volta,
não em mansões de madeira e pedra".
"O reino de Deus está dentro de você e a sua volta,
não em prédios de madeira e pedra.
Rache uma lasca de madeira e estarei lá".
Essas são as palavras que o Jesus vivo falou.
Quem descobrir o significado das palavras, não verá a morte.

Evangelho de São Tomé

Dedico essa tese a meus pais,
irmãos, minha esposa e companheira
Larissa e aos meus filhos: Pedro
Henrique, Leccicia e Mário Júnior.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me proporcionar tantas alegrias e realizações...

Agradeço à minha Lauzinha, que eu tanto amo, dedicada esposa e companheira de todas as horas.

À minha família, que caminhou junto comigo, em especial aos meus filhos Pepê, Ticci e Nuno.

Ao professor Sandro, pela orientação e amizade construída ao longo do percurso.

À professora Heloysa, pela orientação, em especial na imprescindível caracterização físico-química do solo estudado.

Ao Professor Luiz Edmundo, pela disponibilização irrestrita do Laboratório de Geotecnia da UFBA, juntamente com o Técnico de Laboratório Alípio Silva Neto.

Aos colegas e amigos do Geoamb, companheiros de todas as horas, Larissa, Ritinha, Silas, Zenite e, em especial, João, Felipe e Tarcísio (Alain Prost) pela grande colaboração na rotina experimental.

Aos Técnicos do Geoamb Antônio, Ricardo e, em especial, Jeová ("Manius") pela importante e fundamental colaboração na execução do experimento.

Aos colegas e amigos do CIEnAm pelo convívio e apoio em todos os momentos deste trabalho, especialmente Francisco Gabriel, Gustavo Alonso e Átila (o Huno).

Aos colegas do Labcat, que em muito me ajudaram no desenvolvimento deste trabalho, principalmente Raildo, Jeferson e Oseas.

Aos professores Oldair e Thomas da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, pela importante contribuição na caraterização físico-química e análise microscópica do solo estudado.

Aos colegas e amigos da UFRB, do CETEC e CCAAB, pelo incentivo constante para a conclusão deste trabalho, em especial o amigo Jaildo Pereira pelo apoio.

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em especial os Engenheiros Silvio Cerqueira Monteiro e Antônio Carlos Cruz de Oliveira, pelo imenso e incessante apoio para que esse sonho se concretizasse.

Aos amigos e colegas do DNIT, em especial Andréa Cupertino Ruas, Gerson Pereira de Souza, Olavo Galvão Costa e Max Gil Leite de Sousa pelo incentivo e amizade.

RESUMO

Os trabalhos encontrados no campo da mecânica dos solos saturados e não saturados focam normalmente na caracterização de solos quando submetidos a diferentes teores de água e ar intersticial. Porém, as pesquisas voltadas para os impactos de fluidos diversos na resistência ao cisalhamento dos solos são raras e retratam as características de solos de países da Europa e do Oriente Médio, não considerando as peculiaridades observadas nos solos tropicais brasileiros. O objetivo deste trabalho foi estudar como a constante dielétrica afeta a resistência ao cisalhamento do solo. O solo utilizado foi o residual do granulito-gnaisse, de predominância argilosa, de vasta ocorrência na cidade de Salvador. Inicialmente o solo passou por caracterizações geotécnica, física e química. Os fluidos utilizados nas análises foram ar, diesel, etanol e água. Utilizando-se diferentes técnicas foi possível determinar a curva de retenção de água no solo. As curvas de retenção obtidas foram ajustadas pela equação proposta por Fredlund e Xing (1994). A resistência ao cisalhamento do solo foi inicialmente determinada para a condição saturada para cada tipo de fluido, através de ensaios triaxiais do tipo consolidado-drenado, executados em corpos de prova compactados na umidade ótima para água, na energia do *Proctor* normal. Para a saturação com água, diesel e etanol os corpos de prova compactados foram previamente secos ao ar e estufa. Para a água também foram realizados ensaios triaxiais com corpos de prova saturados logo após a compactação. Nas fases de adensamento e ruptura do ensaio triaxial aplicou-se tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa. Posteriormente, realizou-se ensaios triaxiais do tipo consolidado-drenado em corpos de prova não saturados, com sucção controlada de 100, 200, 300 kPa, para água, etanol e diesel, com tensão de confinamento de 50, 100 e 200 kPa. Todos esses ensaios triaxiais foram realizados em triplicata para possibilitar a aplicação de conceitos estatísticos para a definição das envoltórias de ruptura com níveis de confiança de 95%. Por fim, com o intuito de avaliar a resistência do solo, quando submetido a elevados níveis de sucção, foram realizados ensaios triaxiais em corpos de prova não saturados com água, em diferentes graus de saturação, com sucção conhecida a partir da curva de retenção do solo para a água, mas sem controle de sucção durante a execução dos ensaios. Estes ensaios triaxiais também foram do tipo consolidado-drenado. A partir dos resultados dos ensaios triaxiais saturados foi possível concluir que a resistência ao cisalhamento do solo é afetada pelo tipo de fluido de saturação, e sua magnitude varia de acordo com a polaridade de cada fluido, diminuindo com o aumento da constante dielétrica relativa dos fluidos intersticiais de forma não linear. Com os resultados dos ensaios triaxiais saturados e não saturados, com e sem controle de sucção, foi possível estabelecer um modelo matemático para ajuste dos resultados experimentais, baseado em uma função hiperbólica, cujo coeficiente determinação foi de 0,88. Por fim, a eficiência do modelo proposto foi testada aplicando-o no ajuste dos resultados experimentais de Machado (1998) e Oliveira (2004), cujos coeficientes de determinação obtidos também foram considerados satisfatórios.

Palavras-chave: Resistência do Solo com secagem, Solos Saturados e Não Saturados, Sucção Controlada, Contaminação de Solos, Combustíveis.

ABSTRACT

The studies found in the mechanical field of saturated and unsaturated soils normally focus on soil characterization when submitted to different water and interstitial air levels. However, the researches focusing on the impact of multiple fluids in the resistance of soil shear are rare and portray the soil characteristics of countries from Europe and Middle East, not considering the peculiarities observed in Brazilian tropical soils. This study investigated how the dielectric constant affects the resistance of the soil shear. The utilized soil was the residual of the granulite-gneiss, clayey predominance, of wide occurrence in the city of Salvador. Initially the soil underwent Geotechnical, Physical and Chemical characterizations. The fluids used in the analysis were air, diesel, ethanol and water. Using multiple techniques was possible to determine the water retention curve in the soil. The obtained retention curves were adjusted by the equations proposed by Fredlund and Xing (1994). The shear strength to the soil was initially determined for the saturated condition for each type of fluid through triaxial consolidated-drained type, performed on compressed specimens in the optimum moisture content for water, in the normal Proctor energy. For saturation with water, diesel and ethanol, the compressed samples were previously dried by air and greenhouse. To the water were also performed triaxial tests with saturated specimens after compression. In all stages of densification and rupture of the triaxial test were applied confinement voltages of 50, 100, 200 and 400 kPa. Subsequently were held triaxial tests of consolidated-drained type on unsaturated specimens, with controlled suction of 100, 200, 300 kPa for water, ethanol and diesel with confining stress of 50, 100 and 200 kPa. All these triaxial tests were performed in triplicate to allow the application of probabilistic concepts for the rupture envelope's definition with confidence levels of 95%. Finally, in order to evaluate soil resistance when subjected to high levels of suction, triaxial tests were performed on specimens not saturated with water, with different levels on saturation, with suction known from the water retention curve soil, but without suction control during the execution of the tests. These triaxial tests were also consolidated-drained type. From the results of saturated triaxial tests, it was found that the type of saturation fluid affects the strength to the soil shear, and its magnitude varies according to the polarity of each fluid, decreased with increasing relative dielectric constant of the interstitial fluid nonlinearly. With the results of the triaxial tests saturated and unsaturated, with and without suction control, it was possible to establish a mathematical model to fit the experimental results, based on a hyperbolic function, whose coefficient of determination was 0.88. Finally, the efficiency of the model was tested by applying it to fit the experimental results of Machado (1998) and Oliveira (2004), whose correlation coefficients obtained were also satisfactory.

Keywords: Shear Strength with drying, Saturated and Unsaturated Soils, Controlled Suction, Soils Contamination, Fuel.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Quantitativo de acidentes registrados por local de ocorrência referente aos anos de 2013 e 2014. 27
Figura 2 – Ângulo de contato e molhabilidade. 32
Figura 3 – Dupla Camada elétrica de Helmholtz e Perrin e curva de potencial correspondente. 35
Figura 4 – Distribuição de íons na fase adjacente à superfície do argilomineral, de acordo com o conceito da dupla camada difusa. 37
Figura 5 – Formação da dupla camada difusa em uma micela hidratada. (a) partícula no estado seco e (b) estado hidratado. 38
Figura 6 – Esquema ilustrativo da posição do potencial zeta em uma argila carregada. 40
Figura 7 – Potencial zeta da caulinita com diferentes soluções de cloreto. 41
Figura 8 – Potencial zeta da caulinita e bentonita em função da constante dielétrica relativa dos fluidos. 42
Figura 9 – Imagens do microscópio óptico da caulinita com diferentes fluidos. 46
Figura 10 – Imagens do microscópio óptico da bentonita com diferentes fluidos. 47
Figura 11 – Imagens de microscópio óptico de duas argilas obtidas para a água pura, 40% e 80% de ácido acético. 48
Figura 12 – Variação da condutividade hidráulica com a constante dielétrica dos fluidos.. 50
Figura 13 – Curvas de condutividade hidráulica saturada em função do percentual de bentonita por peso. 52
Figura 14 – Curvas de condutividade hidráulica saturada em função do percentual de caulinita por peso. 53
Figura 15 – Curva de retenção de água. 56
Figura 16 – Curvas de retenção de líquido para três fases aquosas e três meios porosos. ... 59
Figura 17 – Curvas de retenção ar/água e ar/diesel. 60
Figura 18 – Ajustes das curvas de retenção e curva de escalonamento capilar. 61
Figura 19 – Variação dos parâmetros de compressibilidade do solo com o aumento da sucção através de ensaios de compressão confinada. 63
Figura 20 – Ensaios de compressão confinada realizado em amostra compactada com controle de sucção. 63

Figura 21 – Variação dos parâmetros de compressibilidade do solo com o aumento da sucção através de ensaios de compressão isotrópica. 64
Figura 22 – Curvas de adensamento da amostra de solo para diferentes concentrações de metanol. 65
Figura 23 – Índice de compressão (Cc) da amostra de argila para diferentes concentrações dos fluidos orgânicos. 66
Figura 24 – Índice expansão (Cs) da amostra de argila para diferentes concentrações de fluido/água. 67
Figura 25 – Elemento de solo não saturado com fase contínua de ar. 69
Figura 26 – Envoltória de ruptura para solos não saturados em termos de variáveis de estado de tensão. 71
Figura 27 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção. 72
Figura 28 – a) Resistência ao cisalhamento versus tensão normal para diferentes valores de sucção matricial; b) tensão cisalhante versus sucção matricial para diferentes valores de tensão normal. 73
Figura 29 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto com diferentes sucções matriciais e tensões normais. 74
Figura 30 – Variação da coesão aparente e do ângulo de atrito interno com a sucção matricial para a argila vermelha de Guadalix. 75
Figura 31 – Variação da coesão e do ângulo de interno em função da sucção matricial. 76
Figura 32 – Variação da coesão e ângulo de atrito para dois solos distintos. 77
Figura 33 – Variação da coesão com a sucção considerando ângulo de atrito constante e igual à condição saturada. 78
Figura 34 – Representação gráfica do modelo BBM. 79
Figura 35 – Variação da resistência ao cisalhamento máxima em função da constante dielétrica dos fluidos. 82
Figura 36 – Envoltórias de tensões para diferentes fluidos de saturação. 83
Figura 37 – Envoltórias de tensões para diferentes fluidos. 85
Figura 38 – Resistência ao cisalhamento em função da constante dielétrica para solos preparados e ensaiados com diferentes fluidos. 85

Figura 39 – Resistência máxima ao cisalhamento não drenado de amostras de argila para várias concentrações fluido/água e pressões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa. 87
Figura 40 – Variação da resistência ao cisalhamento da caulinita (a) e montmorilonita (b). 88
Figura 41 – Local da coleta de amostras. 91
Figura 42 – Molde I utilizado para compactação dos corpos de prova dos ensaios triaxiais. 93
Figura 43 – Molde II desenvolvido para compactação de CPs utilizados na Câmara Multifásica. 93
Figura 44 – Ensaio para medição de superfície específica e volume de poros (B.E.T). 96
Figura 45 – Montagem do ensaio do MEV. 97
Figura 46 – Análise no microscópio óptico. 98
Figura 47 – Espectrômetro de fluorescência de raios-X por energia dispersiva. 100
Figura 48 – Tensiômetro. 102
Figura 49 – Fases do ensaio para medição de sucção matricial com o tensiômetro. 105
Figura 50 – Câmara de Richards. 106
Figura 51 – Câmara Multifásica. 107
Figura 52 – Desenho esquemático do arranjo experimental. 108
Figura 53 – Ensaio com a técnica do papel filtro. 111
Figura 54 – Prensas utilizadas nos ensaios triaxiais. 112
Figura 55 – Tela do programa supervisório VEGA. 113
Figura 56 – Painel de aplicação e controle de pressões. 114
Figura 57 – Saturação dos CPs com água após secagem e sem proteção. 117
Figura 58 – Saturação dos CPs com água após secagem e com proteção. 118
Figura 59 – Adaptação no sistema de aplicação de pressão para diferentes fluidos. 120
Figura 60 – Esquema do ensaio com CPs saturados com etanol. 121
Figura 61 – Montagem dos ensaios triaxiais com diesel utilizando plástico. 123
Figura 62 – Controle de sucção por imposição da umidade relativa através do dessecador de vácuo. 125
Figura 63 – Imposição de sucção através de dessecadores a vácuo. 126

Figura 64 – Processo de saturação com água e aplicação de sucção na câmara de Richards. 129
Figura 65 – Procedimento para saturação dos CPs com etanol e diesel. 130
Figura 66 – Ocorrência de trincas no processo de saturação com etanol. 131
Figura 67 – Ensaio de compressão confinada. 133
Figura 68 – Curva granulométrica. 138
Figura 69 – Curva de compactação. 138
Figura 70 – Imagens (MEV) do solo impregnado por diferentes fluidos: (a) água; (b) etanol; (c) diesel; (d) ar (solo seco). 140
Figura 71 – Imagens do solo impregnado por diferentes fluidos através do microscópio óptico. 141
Figura 72 – Curvas de retenção dos diferentes fluidos no solo com ajuste de Fredlund e Xing (1994). 145
Figura 73 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com água, sem secagem prévia, por tensão de confinamento. 147
Figura 74 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e sem secagem prévia composta por 12 ensaios. 149
Figura 75 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e sem secagem prévia. 150
Figura 76 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com água, com secagem prévia, por tensão de confinamento. 151
Figura 77 – Envoltória média de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e com secagem prévia. 153
Figura 78 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e com secagem prévia. 154
Figura 79 – Ensaios de adensamento unidirecional em amostras com e sem secagem prévia. 155
Figura 80 – Comparação entre as faixas de resistência com e sem secagem. 156
Figura 81 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com etanol, por tensão de confinamento. 157
Figura 82 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo saturado com etanol. 160

Figura 83 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com etanol. 161
Figura 84 – Faixas de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água (CS) e do etanol. 162
Figura 85 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com diesel, por tensão de confinamento..... 163
Figura 86 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo saturado com diesel. 165
Figura 87 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com diesel. 166
Figura 88 – Faixas de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água (CS) e do diesel. 166
Figura 89 – Curvas tensão/deformação do solo saturado com ar (solo seco), por tensão de confinamento. 167
Figura 90 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo seco..... 169
Figura 91 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo seco. 170
Figura 92 – Faixas de resistência ao cisalhamento do solo seco e saturado com água (CS). 170
Figura 93 – Envoltórias de ruptura para os diferentes fluidos. 171
Figura 94 – Corpos de prova saturados com os diferentes fluidos após ruptura. 172
Figura 95 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da constante dielétrica relativa dos fluidos. 175
Figura 96 – Resistência ao cisalhamento normalizada (tensão cisalhante/σ_3) em função da constante dielétrica relativa dos diferentes fluidos. 176
Figura 97 – Variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado em função da constante dielétrica relativa do meio. 176
Figura 98 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo não saturado com água, por confinante. (a) sucção = 100 kPa; (b) sucção = 200 kPa; (c) sucção = 300 kPa. 178
Figura 99 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com água. (a) sucção = 100 kPa; (b) sucção = 200 kPa; (c) sucção = 300 kPa. 180
Figura 100 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com água para diferentes níveis de sucção controlada. 182

Figura 101 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função da sucção (água). 182
Figura 102 – Variação do ganho de resistência ao cisalhamento em função da sucção..... 183
Figura 103 – Ajuste utilizando a equação proposta por Fredlund *et al.* (1978) para os ensaios realizados com água..... 184
Figura 104 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo não saturado com etanol, por tensão de confinamento. 185
Figura 105 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com etanol. (a) sucção = 100 kPa; (b) sucção = 200 kPa; (c) sucção = 300 kPa. 187
Figura 106 – Envoltórias de resistência do solo para diferentes níveis de sucção controlada com etanol. 188
Figura 107 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função da sucção (etanol). 189
Figura 108 – Variação do ganho de resistência ao cisalhamento em função da sucção com etanol. 190
Figura 109 – Ajuste dos resultados experimentais com etanol não saturado utilizando a equação proposta por Fredlund *et al.* (1978). 191
Figura 110 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo não saturado com diesel, por tensão de confinamento..... 192
Figura 111 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com diesel por nível de sucção..... 194
Figura 112 – Envoltórias de resistência do solo para diferentes níveis de sucção controlada com diesel. 195
Figura 113 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função da sucção com diesel. 196
Figura 114 – Variação do ganho de resistência ao cisalhamento em função da sucção com diesel. 197
Figura 115 – Ajuste diesel não saturado utilizando a equação proposta por Fredlund *et al.* (1978). 198
Figura 116 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com água, sem controle de sucção, por diferentes graus de saturação. 200

Figura 117 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função do grau de saturação. 201
Figura 118 – Variação da resistência ao cisalhamento do solo não saturado em função do grau de saturação. 203
Figura 119 – Variação da resistência ao cisalhamento do solo não saturado em função do da sucção. 204
Figura 120 – Relação (q_f/q_w) x (ε_w - ε_{FR}) para o solo em diferentes gaus de saturação, para os diferentes fluidos. 210
Figura 121 – Ajuste dos dados experimentais saturados utilizando-se a Equação 36. 211
Figura 122 – Comparação entre valores experimentais e previstos de resistência ao cisalhamento do solo. 211
Figura 123 – Ajuste dos resultados de Machado (1998) com o uso da Equação 36 para os solos coletados nas profundidades de 2, 5 e 8 m. 214
Figura 124 – Ajuste dos resultados de Oliveira (2004) com o uso da Equação 36. 217
Figura 125 – Variação das constantes de ajuste em função de w_L e I_P. 218

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores típicos de constante dielétrica relativa para diferentes materiais. 30
Tabela 2 – Propriedades típicas dos principais argilominerais..... 34
Tabela 3 – Adsorção de líquidos por montmorilonita em função de suas respectivas constantes dielétricas relativas..... 44
Tabela 4 – Propriedades físico-químicas dos fluidos utilizados por Kaya e Fang (2005). .. 46
Tabela 5 – Características físicas dos fluidos determinadas em laboratório, a 29ºC. 52
Tabela 6 – Algumas técnicas para medição de sucção em solo. 58
Tabela 7 – Características físico-químicas dos fluidos utilizados por Olgun e Yildiz (2010). 65
Tabela 8 – Propriedades físico-químicas dos fluidos a 20ºC. 81
Tabela 9 – Valores da constante dielétrica e peso específico dos fluidos. 84
Tabela 10 – Parâmetros de resistência da caulinita para diferentes teores de ácido acético. 89
Tabela 11 – Parâmetros de resistência do solo montmorilonítico para diferentes teores de ácido acético. 89
Tabela 12 – Energias de compactação dos diferentes tipos de molde. 95
Tabela 13 – Planejamento de ensaios triaxiais em corpos de prova saturados..... 115
Tabela 14 – Características das soluções de NaCl utilizadas para aplicação de sucção com o uso da técnica do dessecador de vácuo. 126
Tabela 15 – Planejamento de ensaios triaxiais em corpos de prova não saturados para água e com sucção controlada..... 127
Tabela 16 – Planejamento dos ensaios triaxiais não saturados para água e sem controle de sucção. 132
Tabela 17 – Caracterização dos Fluidos a 20ºC. 137
Tabela 18 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica do solo residual do granulito-gnaisse. 137
Tabela 19 – Superfície específica e volume de poros. 139
Tabela 20 – Composição química do solo. 143
Tabela 21 – Valores de pH e CTC. 143
Tabela 22 – Resultados obtidos do ensaio de ataque sulfúrico. 144

Tabela 23 – Principais parâmetros de ajuste das curvas de retenção dos diferentes fluidos no solo com o uso do método de Fredlund e Xing (1994). 146
Tabela 24 – Índices físicos dos CPs utilizados nos ensaios triaxiais saturados com água, ensaiados sem secagem prévia (SS). 148
Tabela 25 – Parâmetros de resistência do solo saturado com água (SS). 150
Tabela 26 – Índices físicos dos CPs utilizados nos ensaios triaxiais saturados com água, ensaiados com secagem prévia (CS). 152
Tabela 27 – Parâmetros de resistência do solo saturado com água (CS). 154
Tabela 28 – Índices físicos dos CPs saturados com etanol (CS). 159
Tabela 29 – Parâmetros de resistência do solo saturado com etanol. 160
Tabela 30 – Índices físicos dos CPs saturados com diesel (CS). 164
Tabela 31- Parâmetros de resistência do solo saturado com diesel. 165
Tabela 32 – Índices físicos dos CPs saturados com ar (solo seco). 168
Tabela 33 – Parâmetros de resistência do solo saturado com ar. 169
Tabela 34 – Cálculo da constante dielétrica relativa da fase sólida do solo. 173
Tabela 35 – Cálculo da constante dielétrica relativa do meio poroso. 173
Tabela 36 – Características dielétricas e parâmetros de resistência do solo saturado com diferentes fluidos. 174
Tabela 37 – Índices físicos dos CPs não saturados com água e com sucção controlada. 179
Tabela 38 – Parâmetros de resistência do solo não saturado com água. 181
Tabela 39 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção (água). 183
Tabela 40 – Índices físicos dos CPs não saturados com etanol e com sucção controlada. 186
Tabela 41 – Parâmetros de resistência do solo não saturado com etanol. 187
Tabela 42 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção com etanol. 189
Tabela 43 – Índices físicos dos CPs não saturados com diesel e com sucção controlada. . 193
Tabela 44 – Parâmetros de resistência do solo não saturado com diesel. 195
Tabela 45 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção com diesel. 197
Tabela 46 – Índices físicos dos CPs ensaiados à umidade considerada constante. 199
Tabela 47 – Definição da sucção dos CPs ensaiados sem controle de sucção, a partir da equação de ajuste da curva de retenção. 202
Tabela 48 – Parâmetros dos ensaios triaxiais saturados para os diferentes fluidos. 207

Tabela 49 – Parâmetros dos ensaios triaxiais não saturados com sucção controlada para os diferentes fluidos. 208
Tabela 50 – Parâmetros dos ensaios triaxiais não saturados com água à umidade considerada constante. 209
Tabela 51 – Caracterização do solo de Machado (1998)..... 212
Tabela 52 – Resultados dos ensaios saturados não saturados de Machado (1998) e demais parâmetros do ajuste com base na Equação 36..... 213
Tabela 53 – Parâmetros a e b dos resultados de Machado (2008)..... 215
Tabela 54 – Caracterização do solo de Oliveira (2004). 215
Tabela 55 – Dados de compactação dos CPs para os ensaios triaxiais. 216
Tabela 56 – Resultados dos ensaios saturados não saturados de Oliveira (2004) e demais parâmetros do ajuste com base na Equação 36..... 216

LISTA DE SÍMBOLOS

ε_0	Constante dielétrica do vácuo
ε_r	Constante dielétrica relativa
ε_{rw}	Constante dielétrica relativa da água
ε_{rs}	Constante dielétrica relativa do solo
ε_{rar}	Constante dielétrica relativa do ar
ε_{FR}	Constante dielétrica relativa resultante dos fluidos presentes no solo
$\varepsilon_{r\alpha}$	Constante dielétrica relativa da fase α
ε_{Fluido}	Constante dielétrica relativa do fluido de interesse presente no solo
Pc	Potencial capilar
T_S	Tensão superficial
r	Raio do tubo capilar
β	Ângulo de contato do líquido
F	Força de atração eletrostática
Q_1 e Q_2	Cargas da partícula
σ_0	Densidade de carga na superfície da partícula
ψ_0	Diferença de potencial entre a fase sólida dispersa e a solução
δ	Espessura da dupla camada de Helmholtz-Perrin
z	Espessura da dupla camada de Gouy-Chapman
k_0	Constante de Boltzmann
T	Temperatura absoluta
n_0	Concentração de íons na solução em equilíbrio
e	Carga eletrônica unitária
ν_0	Valência de íons na solução
ζ	Potencial zeta
n	Viscosidade do fluido
ν	Mobilidade eletrorética
Q	Vazão
K	Condutividade hidráulica
k	Permeabilidade intrínseca do material
γ	Peso específico do fluido
μ	Coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido
ψ	Sucção do solo
ψ_m	Sucção matricial do solo
u_a	Poro pressão de ar
u_w	Poro pressão da água
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial

π	Sucção osmóptica
θ	Umidade volumétrica
θr	Umidade volumétrica residual
θs	Umidade volumétrica de saturação
a, n, m	Constantes empíricas
ψ_{aw}	Sucção da fase ar/água
ψ_{ao}	Sucção da fase ar/óleo
ψ_{ae}	Sucção da fase ar/etanol
T_{Sw}	Tensão superficial da água
T_{So}	Tensão superficial do óleo
T_{Se}	Tensão superficial do etanol
τ	Tensão cisalhante
σ	Tensão normal
c'	Coesão efetiva do solo
ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo
χ	Parâmetro de saturação do solo de Bishop *et. al.* (1960)
ϕ^b	Ângulo de atrito do solo em relação à sucção
d'	Coeficiente linear na envoltória de resistência (p, q)
α'	Coeficiente angular na envoltória de resistência (p, q)
Syx	Desvio padrão em torno do y ajustado na envoltória de resistência (p, q)
$S_{d'}$	Desvio padrão do coeficiente linear na envoltória de resistência (p, q)
$S_{\alpha'}$	Desvio padrão do coeficiente angular na envoltória de resistência (p, q)
$S\tau$	Desvio padrão da resistência ao cisalhamento do solo
Sc'	Desvio padrão da coesão efetiva do solo
$S\phi'$	Desvio padrão do ângulo de atrito do solo
T	Atividade da argila
CTC	Capacidade de troca catiônica
Ki e Kr	Relações moleculares
IAs	Índice de atividade de Skempton
q_f	Tensão desviadora na ruptura prevista para o fluido de interesse
q_w	Tensão desviadora na ruptura obtida para o ensaio saturado com água
σ_{atm}	Pressão atmosférica
σ_3	Tensão confinante total
σ'_3	Tensão confinante efetiva
T_{SF}	Tensão superficial do fluido ensaiado
a e b	Constantes do ajuste

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS VIII

LISTA DE TABELAS XV

LISTA DE SÍMBOLOS XVIII

1. INTRODUÇÃO 24

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO E MOTIVAÇÃO 24

1.2. HIPÓTESES DO TRABALHO 25

1.3. OBJETIVOS 26

1.3.1 OBJETIVO GERAL 26

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS 26

1.4. ESTRUTURA DA TESE 26

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 27

2.1. MECANISMOS DE INTERAÇÃO FLUIDO/SOLOS ARGILOSOS 28

2.1.1 CONSTANTE DIELÉTRICA RELATIVA 28

2.1.2 TENSÃO SUPERFICIAL 30

2.1.3 FORÇAS ATUANTES NO SISTEMA SOLO/FLUIDO 32

2.1.4 DUPLA CAMADA ELÉTRICA 34

2.1.5 POTENCIAL ZETA 39

2.1.6 O FENÔMENO DA ADSORÇÃO 43

2.2. INFLUÊNCIA DA CONSTANTE DIELÉTRICA NO COMPORTAMENTO DO SOLO 45

2.2.1 FLOCULAÇÃO E DISPERSÃO DOS SOLOS ARGILOSOS 45

2.2.2 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA 48

2.2.3 SUCÇÃO 54

2.2.4 CURVA DE RETENÇÃO 55

2.2.5 MODELAGEM DA RETENÇÃO DE FLUIDOS NO SOLO 57
2.2.6 MEDIÇÃO DA RETENÇÃO DE FLUIDOS NO SOLO 57
2.2.7 CURVAS DE RETENÇÃO PARA DIFERENTES FLUIDOS 58
2.2.8 COMPRESSIBILIDADE 62
2.2.9 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS SATURADOS 67
2.2.10 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NÃO SATURADOS 68
2.2.11 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO PARA DIFERENTES FLUIDOS INTERSTICIAIS 81

3. MATERIAIS E MÉTODOS 90

3.1. MATERIAIS 90

3.2. COLETA E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLO 91

3.3. ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA 91

3.4. COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA 92

3.5. CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DO SOLO 95

3.5.1 SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E VOLUME DE POROS 95
3.5.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV) 96
3.5.3 MICROSCOPIA ÓPTICA 98
3.5.4 COMPOSIÇÃO QUÍMICA DO SOLO 99
3.5.5 CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR 100

3.6. CARACTERIZAÇÃO DOS FLUIDOS 101

3.6.1 TENSÃO SUPERFICIAL 101
3.6.2 VISCOSIDADE 103

3.7. ENSAIOS DE CURVA DE RETENÇÃO DE CADA FLUIDO NO SOLO 103

3.7.1 TÉCNICA DO TENSIÔMETRO 104
3.7.2 TÉCNICA DA PLACA DE PRESSÃO 105
3.7.3 TÉCNICA DA CÂMARA MULTIFÁSICA 106
3.7.4 TÉCNICA DO PAPEL FILTRO 109

3.8. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL SATURADOS 112

3.8.1 ENSAIOS TRIAXIAIS EM CPS SATURADOS COM ÁGUA 115

3.8.2 ENSAIOS TRIAXIAIS EM CPS SATURADOS COM ETANOL 119

3.8.3 ENSAIOS TRIAXIAIS EM CPS SATURADOS COM DIESEL 121

3.8.4 ENSAIOS TRIAXIAIS EM CPS SATURADOS COM AR 123

3.9. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL NÃO SATURADOS 124

3.9.1 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS COM SUCÇÃO CONTROLADA 124

3.9.2 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS SEM CONTROLE DE SUCÇÃO 132

3.10. ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA 133

3.11. TRATAMENTO DOS DADOS E MODELAGEM DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS 134

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO 137

4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS FLUIDOS 137

4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E COMPACTAÇÃO 137

4.3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DO SOLO 139

4.3.1 SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E VOLUME DOS POROS 139

4.3.2 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV) 140

4.3.3 MICROSCOPIA ÓPTICA 140

4.3.4 COMPOSIÇÃO QUÍMICA DO SOLO 142

4.3.5 CARACTERIZAÇÃO COMPLEMENTAR 143

4.4. ENSAIOS DE CURVA DE RETENÇÃO 144

4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS SATURADOS 146

4.5.1 ENSAIOS TRIAXIAS EM CPS SATURADOS COM ÁGUA E SEM SECAGEM PRÉVIA 147

4.5.2 ENSAIOS TRIAXIAS EM CPS SATURADOS COM ÁGUA E COM SECAGEM PRÉVIA 151

4.5.3 ANÁLISE DO EFEITO DA SECAGEM PRÉVIA NA RESISTÊNCIA DO SOLO SATURADO COM ÁGUA 156

4.5.4 ENSAIOS TRIAXIAIS EM CPS SATURADOS COM ETANOL 157

4.5.5 ENSAIOS TRIAXIAIS COM OS CPS SATURADOS COM DIESEL 162
4.5.6 ENSAIOS TRIAXIAIS COM OS CPS SATURADOS COM AR (SOLO SECO) 167
4.5.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO SATURADO POR DIFERENTES FLUIDOS 171
4.5.8 VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO EM FUNÇÃO DA CONSTANTE DIELÉTRICA RELATIVA DO FLUIDO DE SATURAÇÃO E DO MEIO POROSO 173

4.6. ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS 177

4.6.1 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS COM ÁGUA E COM SUCÇÃO CONTROLADA 177
4.6.2 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS COM ETANOL E COM SUCÇÃO CONTROLADA ... 184
4.6.3 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS COM DIESEL COM SUCÇÃO CONTROLADA 191
4.6.4 ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS COM ÁGUA SEM CONTROLE DE SUCÇÃO (ENSAIOS A UMIDADE CONSIDERADA CONSTANTE) 198

4.7. TENTATIVA DE MODELAGEM DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO UTILIZANDO O BINÔMIO CONSTANTE DIELÉTRICA/TENSÃO SUPERFICIAL 205

4.7.1 VERIFICAÇÃO DO MODELO PROPOSTO PARA DIFERENTES SOLOS 212

5. CONCLUSÕES 219

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 222

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO E MOTIVAÇÃO

O crescimento econômico mundial nas últimas décadas tem impulsionado o aumento da produção de produtos químicos diversos, entre insumos industriais e combustíveis. Estes produtos, geralmente produzidos em parques industriais específicos, são transportados, basicamente, por terra, através do transporte rodoviário e ferroviário, pela água, através de embarcações nos rios e mares e por duto através do transporte dutoviário.

A preocupação com as questões ambientais, decorrentes dos processos produtivos e logísticos, vem crescendo na agenda política mundial há pelo menos três décadas. Alguns acidentes ambientais ao redor do mundo impulsionaram as discussões acerca de ações e procedimentos necessários para evitá-los e mitigá-los. Em 22/03/2014, aproximadamente 1700 t de petróleo vazaram na costa dos Estados Unidos, próximo à cidade de Huston, quando dois navios se chocaram e os impactos desse acidente na vida marinha são atualmente estudados por vários pesquisadores.

Entender os mecanismos dos possíveis impactos ambientais e seus efeitos apresenta-se como uma estratégia interessante a ser adotada, na tentativa de compreender toda a cadeia de eventos e prevenir os chamados efeitos danosos de segunda ordem, quando o impacto ambiental preliminar passa a ser um "mero" catalizador de outros eventos subsequentes com danos, por vezes, de magnitude superior ao do evento original.

No Brasil, segundo a Confederação Nacional do Transporte (2015), 99,5% das cargas, incluídos os produtos químicos e combustíveis, são transportados por rodovias, ferrovias e dutovias, sendo que o transporte rodoviário representa 61% do total transportado. As principais ocorrências de acidentes ambientais com esses produtos são vazamentos e ocorrem nas etapas de transporte e estocagem dos produtos, de acordo com o relatório de 2014 do Instituto Brasileiro do Meio Ambiente (IBAMA), órgão ambiental vinculado ao Ministério do Meio Ambiente.

Segundo Garcia *et al*. (2004), as fontes de contaminação de solo mais comuns são provenientes de vazamentos de produtos orgânicos e inorgânicos, que ocorrem em reservatórios de combustíveis e em tubulações. Além do potencial de contaminação, a presença destas substâncias pode influenciar no comportamento tensão-deformação do solo,

em função da interação solo-líquido, que é diferente para a água e para outras substâncias com propriedades físico-químicas diferentes.

Pode-se dizer, contudo, que são pouco comuns os estudos do comportamento do solo quando submetido a diferentes conteúdos de líquidos com propriedades físico-químicas diversas das da água, como no caso dos hidrocarbonetos. A partir da década de 1980, houve um crescimento no interesse sobre a influência de outros fluidos no comportamento hidráulico dos solos. Os trabalhos encontrados no campo da mecânica dos solos saturados e não saturados focam normalmente na resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade do solo quando este é submetido a diferentes teores de água e ar intersticial. Nas últimas duas décadas vários estudos foram realizados com foco na condutividade hidráulica. Porém, as pesquisas voltadas para os impactos desses fluidos diversos na resistência ao cisalhamento dos solos são raras e retratam as características de solos de países da Europa e do Oriente Médio, não considerando as peculiaridades observadas nos solos tropicais brasileiros.

Compreender como um solo se comporta, em termos de resistência ao cisalhamento, quando em contato com diferentes fluidos, passa pela definição das características que regem a interação dos diferentes líquidos com o solo. A partir da compreensão desses parâmetros espera-se modelar o comportamento do solo, em termos de resistência ao cisalhamento, sob diferentes condições de umidade e de fluidos presentes nos vazios do solo estudado.

1.2. HIPÓTESES DO TRABALHO

a) O solo interage de diferentes maneiras com cada fluido, em função de suas diferentes polaridades.
b) A resistência ao cisalhamento do solo é função da constante dielétrica dos fluidos presentes no meio poroso, tanto na condição saturada como na não saturada.
c) A modelagem da resistência ao cisalhamento do solo, em função da constante dielétrica dos fluidos presentes no meio poroso, pode se constituir uma alternativa adicional na prática geotécnica.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo principal é avaliar a resistência ao cisalhamento, quando percolado por fluidos de diferentes constantes dielétricas, na condição saturada e não saturada.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Avaliar a curva de retenção do solo para diferentes fluidos;
- Estudar a variação da resistência ao cisalhamento do solo quando saturado por fluidos de diferentes constantes dielétricas;
- Estudar a variação da resistência ao cisalhamento do solo em função do grau de saturação para diferentes fluidos;
- Aplicar a equação proposta por Fredlund *et al.* (1978) na previsão dos resultados experimentais;
- Modelar a resistência ao cisalhamento do solo estudado, em função da constante dielétrica dos fluidos presentes no meio poroso.

1.4. ESTRUTURA DA TESE

No Capítulo 1 elaborou-se uma breve introdução contextualizando as ocorrências de vazamentos de produtos diversos no meio ambiente e sua importância para a Geotecnia.

No Capítulo 2 realiza-se uma revisão bibliográfica sobre a influência de diferentes fluidos nas propriedades físico-químicas e geotécnicas do solo estudado.

No Capítulo 3 são apresentados os materiais e métodos utilizados para o desenvolvimento desse trabalho de pesquisa.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos nos diferentes experimentos desenvolvidos, bem como as respectivas análises e discussões desses resultados.

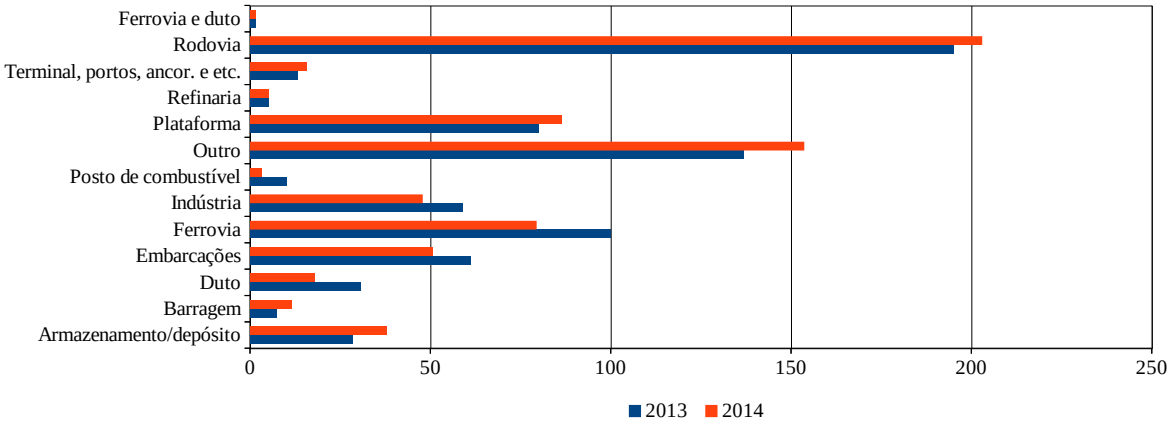
No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões em função dos resultados alcançados, com base nos objetivos anteriormente propostos.

No Capítulo 6 são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A ocorrência de fluidos de diferentes propriedades físico-químicas nos vazios do solo se dá, basicamente, pelos recorrentes acidentes envolvendo combustíveis e produtos químicos diversos nas fases de transporte e armazenamento desses produtos. Na Figura 1, o Instituto Brasileiro de Meio Ambiente (IBAMA) apresenta um resumo das emergências atendidas pelo órgão entre os anos de 2013 e 2014, por local onde os eventos foram registrados.

Figura 1 – Quantitativo de acidentes registrados por local de ocorrência referente aos anos de 2013 e 2014.



Fonte: Adaptado de Ibama (2014).

É possível observar que nos dois anos apresentados a rodovia e, consequentemente, o transporte rodoviário, se destaca como principal local onde essas emergências ocorrem. Os acidentes classificados como “outros”, que também aparecem com destaque, são os registrados em locais não especificados no formulário interno do IBAMA de comunicado de acidentes ambientais.

A compreensão de como esses líquidos afetam o comportamento do solo passa, necessariamente, pelo estudo das propriedades físico-químicas desses materiais e pelo entendimento das consequências da interação desses fluidos com o solo sobre o comportamento físico, químico e geotécnico do meio poroso.

2.1. MECANISMOS DE INTERAÇÃO FLUIDO/SOLOS ARGILOSOS

O estudo das propriedades físico-químicas de solos argilosos, em contato com diferentes fluidos, é de grande importância para a previsão de seu comportamento, uma vez que estas propriedades influenciam características físicas e hidráulicas do solo, tais como: estrutura, plasticidade, contração e expansão, permeabilidade, compressibilidade, resistência ao cisalhamento, compactação, colapso, resistência à erosão, dentre outras (MITCHELL, 1976).

Dentre as principais propriedades dos argilominerais que interferem nestes mecanismos de interações solo/fluido, Martins (2005) destaca a superfície específica; a natureza e porcentagem de íons trocáveis; as capacidades de troca catiônica e aniônica; a espessura da camada de fluido adsorvido e a espessura da dupla camada elétrica. Dentre as propriedades dos fluidos tem-se as características físico-químicas do fluido intersticial que são: constante dielétrica; tensão superficial e interfacial; condutividade elétrica; pH; concentração e natureza de íons dissolvidos; temperatura; viscosidade e peso específico.

Para o presente trabalho serão tratados de maneira mais detalhada a constante dielétrica relativa e a tensão superficial, por compreender, de acordo com trabalhos recentes, que através do estudo dessas propriedades é possível contribuir para o entendimento do comportamento do solo para fins de engenharia. Algumas das demais propriedades citadas por Martins (2005) serão tratadas de maneira pontual ao longo do texto.

2.1.1 Constante Dielétrica Relativa

Constante dielétrica é a medida da facilidade com que as partículas de uma substância podem ser polarizadas, ou seja, distorcidas, orientadas, ou deslocadas temporariamente por um campo elétrico. Sua determinação é feita quando um material dielétrico é colocado entre duas placas de um capacitor, sendo dada pelo quociente entre a capacitância medida com o dielétrico e sem o dielétrico.

A constante dielétrica do vácuo ε_0 é conhecida e vale $8{,}85418 \times 10^{-12}$ $C^2/N.m^2$.

Sendo (ε) a constante dielétrica de uma substância qualquer, a relação $\varepsilon/\varepsilon_0$ é a constante dielétrica relativa (ε_r), que é um fator adimensional. O valor de ε_r é sempre maior que a unidade, ou seja, para qualquer substância $\varepsilon_r \geq 1$ e representa o incremento na capacidade de armazenamento de carga pela inserção de um meio dielétrico entre as placas.

A constante dielétrica é uma propriedade do material. Em outras palavras, a constante dielétrica ε_r do material compara a capacidade de armazenamento de cargas do material com aquela do vácuo sob as mesmas condições de geometria das placas e de campo elétrico aplicado, indicando quantas vezes a capacidade do sistema foi aumentada com a introdução do dielétrico entre as placas do capacitor. No caso do solo, as placas do capacitor poderiam ser associadas às partículas sólidas e o material dielétrico seria o fluido presente nos poros do solo.

Segundo Halliday *et al.* (2007), a constante dielétrica pode ser definida como a capacidade de um líquido solvatar e, portanto, hidratar. Mede a facilidade com que as moléculas podem ser polarizadas e orientadas no campo elétrico.

A constante dielétrica relativa do meio poroso (solo), formado por uma mistura trifásica, ou seja, grãos sólidos, ar e fluido, pode ser estimada através da formulação semi-empírica de CRIM (Complex Refractive Index Method), que relaciona a constante dielétrica de um meio não saturado com a sua porosidade, n, e o grau de saturação, Sr, conforme a Equação 1:

$$\sqrt{\varepsilon_r} = n.Sr.\sqrt{\varepsilon_{rw}} + (1-n).\sqrt{\varepsilon_{rs}} + n.(1-Sr).\sqrt{\varepsilon_{rar}} \qquad \text{Equação 1}$$

Onde:

ε_r, ε_{rw}, ε_{rs} e ε_{rar} são, respectivamente, a constante dielétrica relativa do meio, a constante dielétrica relativa da água, a constante dielétrica relativa das partículas sólidas e a constante dielétrica relativa do ar;

n e Sr são, respectivamente, a porosidade e o grau de saturação do solo.

Davis e Annan (1989) definiram valores típicos da constante dielétrica relativa para diferentes materiais, conforme a Tabela 1.

Tabela 1 – Valores típicos de constante dielétrica relativa para diferentes materiais.

Material	Constante dielétrica relativa (ε_r)
Ar	1
Água	80
Areia seca	3 – 5
Areia saturada	20 – 30
Silte	5 – 30
Argila	5 – 40

Fonte: Adaptado de Davis e Annan (1989).

Como a parte sólida do solo é formada por diferentes frações de areia, silte e argila, a constante dielétrica do solo (ε_{rs}) pode ser estabelecida, segundo a Equação 2 de CRIM, como:

$$\varepsilon_{rs} = \left(\sum \gamma\alpha . \sqrt{\varepsilon_{r\alpha}}\right)^2 \qquad \text{Equação 2}$$

Onde $\gamma\alpha$ é a fração de cada componente do solo (areia, silte, argila) e $\varepsilon r\alpha$ é a constante dielétrica da fase α. (CARCIONE e SERIANI, 2000).

Considerando a constante dielétrica relativa do ar igual a 1,0, conforme a Tabela 1, a Equação 1 pode ser reescrita conforme a Equação 3:

$$\sqrt{\varepsilon_r} = n.Sr.\sqrt{\varepsilon_{rw}} + (1-n).\sqrt{\varepsilon_{rs}} + n.(1-Sr) \qquad \text{Equação 3}$$

2.1.2 Tensão superficial

Ao se colocar uma das extremidades de um tubo capilar de vidro dentro de um recipiente com água, é possível observar que a água sobe no tubo e entra em repouso a uma determinada altura acima da superfície da água no recipiente. Se em vez de água, for utilizado outro fluido, como o mercúrio por exemplo, observa-se que o nível de mercúrio dentro do tubo capilar se estabiliza a uma distância abaixo do seu nível no recipiente. Considera-se, no

primeiro caso, ter ocorrido uma ascensão capilar e, no segundo, uma depressão capilar. A explicação destes fenômenos capilares é feita com base numa propriedade associada com a superfície livre de qualquer líquido, denominada tensão superficial. A tensão superficial resulta da existência de forças de atração de curto alcance entre as moléculas do líquido, chamadas de forças moleculares de London-van der Waals de coesão, forças moleculares de coesão ou simplesmente forças de coesão. A distância limite de atuação destas forças, isto é, a distância máxima que uma molécula consegue exercer atração sobre as outras, delimita uma esfera de raio r conhecida pelo nome de esfera de ação das forças moleculares ou simplesmente esfera de ação molecular. Para a água, r não excede 0,05 μm (LIBARDI, 2005).

O potencial energético de um fluido no solo foi pela primeira vez definido por Buckingham (1907) que, em seus estudos sobre o movimento da água no solo, introduziu o conceito de potencial capilar, tomando-o como sendo a energia gasta ou necessária para deslocar uma unidade de massa de água, em sentido contrário ao das forças capilares, de um certo local até o nível da água livre, sujeita à pressão atmosférica (MACHADO, 1998).

A pressão capilar de um liquido é função, portanto, da tensão superficial e pode ser determinada pela Equação 4.

$$Pc = \frac{2Ts}{r} cos\beta$$ Equação 4

Em que:

Pc – Pressão capilar;

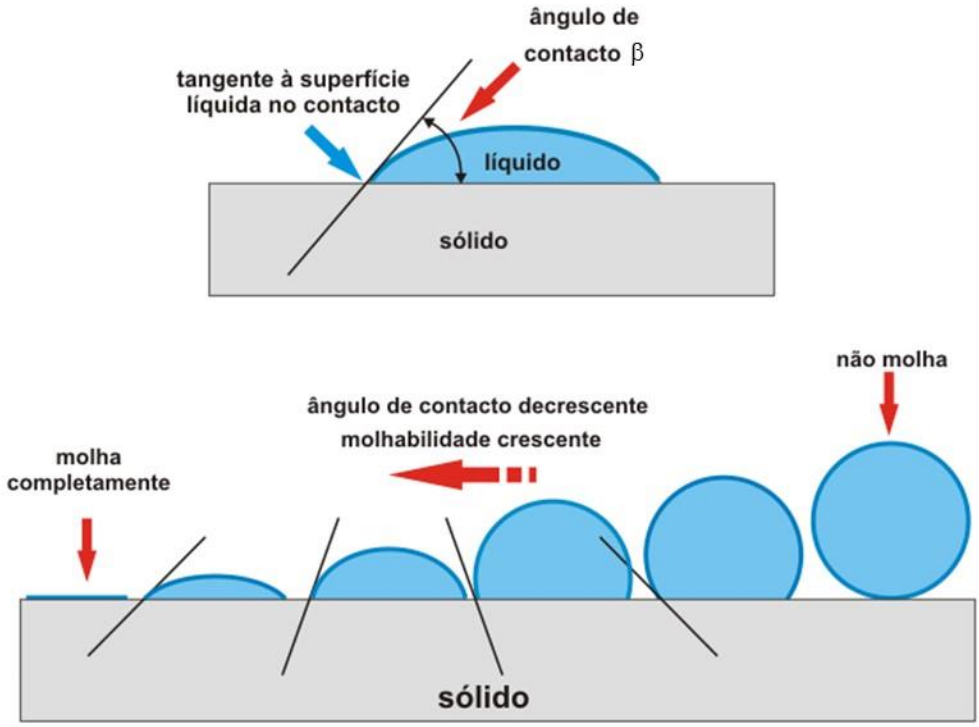
Ts – Tensão superficial;

r – Raio do tubo capilar;

β – Ângulo de contato do líquido.

Ângulo de contato é o ângulo formado entre o plano tangente à superfície do líquido no ponto de contato e a parede do tubo. A linha de contato é a linha composta pelos pontos comuns às três fases: sólida (vidro), líquida (água) e gasosa (ar), conforme a Figura 2.

Figura 2 – Ângulo de contato e molhabilidade.



Fonte: http://www.alfaconnection.pro.br/fisica/fisicoquimica/tensao-superficial/conceitos-basicos/. Acesso em: 08/10/2016.

A presença do líquido no interior dos poros está diretamente ligada às forças atuantes no meio que são: as de natureza líquido-gás, denominadas de tensão superficial, e as de natureza líquido-líquido e líquido-sólido, denominadas de tensão interfacial (SOUSA, 2012).

A tensão superficial (Ts) é uma propriedade inerente do fluido. Fluidos com grandes tensões superficiais exercem maior força no processo de espalhamento do líquido no solo, resultando eventualmente, em uma saturação residual mais elevada, fenômeno conhecido como molhabilidade. Por exemplo, enquanto o valor da tensão superficial da água é (Tsw = 72,8 dina/cm) o benzeno tem valor (Tsb = 22,9 dina/cm), logo, comparativamente, a água se espalhará mais fortemente no meio poroso e seu teor residual no solo será maior que a do benzeno (OLIVEIRA *et al*., 2010).

2.1.3 Forças atuantes no sistema solo/fluido

O comportamento dos solos argilosos é controlado por forças de superfície, porque possuem elevada superfície específica, morfologia lamelar ou fibrilar e carga eletrostática

negativa, resultante principalmente de substituições isomórficas. As interações físico-químicas dependem das forças de superfície, e são responsáveis pelas interações da dupla camada, hidratação dos íons e das superfícies dos minerais e forças atrativas inter partículas (MITCHELL, 1976).

No sistema solo/fluido atuam forças de coesão e de adesão. Estas forças são de natureza elétrica e ocorrem tanto em nível molecular quanto em nível atômico. As pontes de hidrogênio, que são forças de atração eletrostática, atuam em nível molecular e as forças de Van der Waals-London, que são de atração elétrica, atuam em nível atômico. A Equação 5 de Coulomb mede a força de atração eletrostática $\vec{F}$ (N) entre duas partículas de carga Q1 e Q2, separadas pela distância d:

$$F = \frac{1}{4\pi\varepsilon_r} . \frac{Q_1 . Q_2}{d^2} \qquad \text{Equação 5}$$

em que Q_1 e Q_2 são as cargas das partículas em Coulomb, d é a distância entre as partículas em metro, ε_r é a constante relativa do meio (adimensional).

Segundo Fang (1997), quando duas partículas estão próximas em um determinado arranjo ocorrem forças de atração e de repulsão. Quando as várias cargas atrativas e repulsivas são somadas algebricamente, obtêm-se a força resultante que atua no solo, ou seja: Sempre que:

$Q_1.Q_2 > 0$ ocorrem forças de repulsão entre as partículas;

$Q_1.Q_2 < 0$ ocorrem forças de atração entre as partículas.

As forças interativas entre as partículas sólidas e o fluido percolante são função, dentre outros fatores, da superfície específica do argilo-mineral presente no solo. Vale ressaltar que se denomina superfície específica de um solo a soma de todas as áreas superficiais de todas as partículas presentes em uma unidade de massa ou volume. Quanto maior a superfície específica maior será a área que o solo disponibilizará para interagir com o fluido percolante. Na Tabela 2 apresentam-se os valores aproximados das propriedades dos três principais argilominerais.

Tabela 2 – Propriedades típicas dos principais argilominerais.

Propriedades	Argilomineral		
	Caulinita	Ilita	Montmorilonita
Diâmetro planar (μm)	0,1 – 4	0,1 – 2	0,1 – 2
Espessura da camada básica (Å)	7,2	10	10
Espessura da partícula (Å)	500	50 – 300	10 – 100
Superfície específica (m^2/g)	5 - 20	80 – 120	700 – 800
CTC (meq/100gm)	3 - 15	15 – 40	80 – 100
Área disponível para carga ($Å^2$)	25	50	100

Fonte: Adaptado de Hillel (1980).

Nas argilas, ou num meio poroso contendo frações de argila, onde a superfície especifica é bastante elevada se comparada com as frações de areia e pedregulho, existem excessos de cargas elétricas na superfície do mineral que acabam por resultar em uma interação entre o solo e os fluidos percolantes. Quando um argilo-mineral é imerso em um líquido, a superfície específica favorecerá uma intensa interatividade entre os dois. Em consequência dessa interatividade, ocorrem importantes fenômenos químicos e elétricos. Entre as propriedades dos argilo-minerais relacionadas com a sua superfície especifica, destacam-se a dupla camada elétrica e o fenômeno de adsorção. Essas propriedades das partículas coloidais das argilas afetam o comportamento macroscópico do solo, como a expansividade e a retenção de água, bem como se refletem em suas propriedades mecânicas, tais como coesão, resistência mecânica, dentre outras (OLIVEIRA *et al.*, 2010).

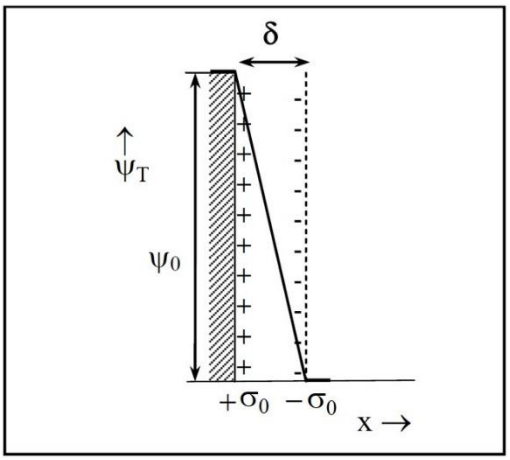
2.1.4 Dupla camada elétrica

O conceito de dupla camada elétrica, segundo Voyutsky (1978), refere-se à dupla camada formada nas proximidades de superfícies eletricamente carregadas. Esta consiste em uma camada de íons firmemente ligados à fase sólida dispersa (cargas fixas na superfície), chamados íons determinantes do potencial, e uma quantidade equivalente de íons carregados com carga oposta, os contra-íons, dispersos na fase fluida, próximos à interface, neutralizando esse excesso de cargas na superfície sólida. Os íons dispersos na fase fluida, que possuam a mesma carga dos íons determinantes do potencial, são chamados de co-íons.

A carga da superfície influencia a distribuição dos íons em sua proximidade: os contra-íons são atraídos pela superfície e os co-íons são repelidos para longe. As teorias de dupla camada elétrica abordam a distribuição dos íons e, portanto, a magnitude do potencial elétrico nas vizinhanças da superfície carregada. Essas teorias diferem entre si quanto à interpretação da estrutura da camada de contra-íons. O tratamento quantitativo da dupla camada elétrica representa um problema extremamente difícil e, em alguns aspectos, ainda não resolvido. Algumas simplificações e aproximações costumam ser feitas, a fim de permitir que teorias sejam desenvolvidas. As teorias existentes são ditas contínuas, pois consideram o solvente como um meio contínuo com certa constante dielétrica, ignorando a natureza molecular do mesmo (LIMA, 2008).

A primeira hipótese da existência dessa dupla camada foi proposta como um modelo de dupla camada fixa por Helmholtz-Perrin na segunda metade do século XIX. De acordo com o modelo, os cátions neutralizados estariam fixos às superfícies dos argilominerais e localizados numa única camada. A estabilidade de uma partícula coloidal seria então determinada pela diferença de potencial estabelecida entre as duas camadas rígidas de íons, positivos e negativos. Nesta teoria, a dupla camada é comparada a um capacitor de placas paralelas, em que uma das placas está conectada diretamente à superfície sólida enquanto a outra, que possui carga oposta, está na fase líquida, a uma pequena distância da primeira placa, conforme ilustrado na Figura 3 (LIMA, 2008).

Figura 3 – Dupla Camada elétrica de Helmholtz e Perrin e curva de potencial correspondente.



Fonte: Adaptado de Lima (2008).

O perfil do potencial resultante é linear e varia quase que abruptamente ao longo da estreita dupla camada. A densidade de carga na superfície (σ_0) pode ser determinada através da Equação 6:

$$\sigma_0 = \frac{\varepsilon_r . \varepsilon_0}{\delta} . \psi_0 \qquad \text{Equação 6}$$

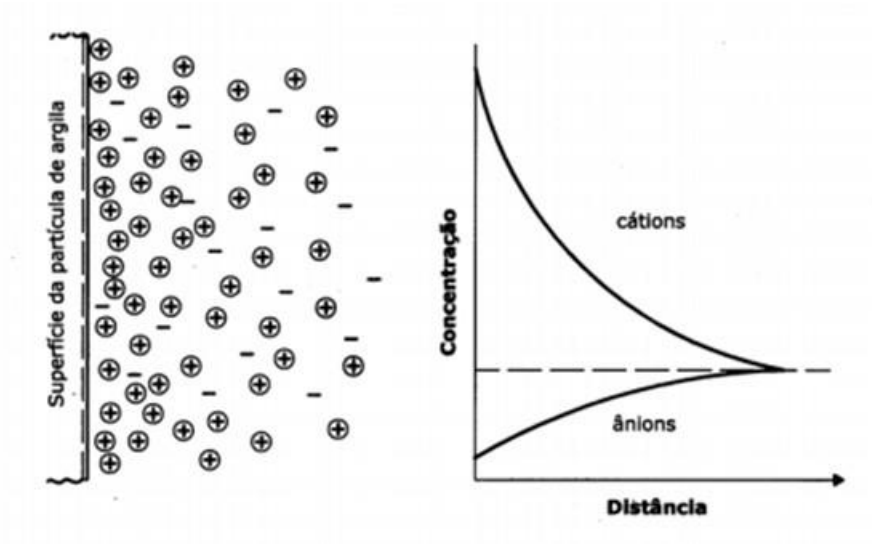
em que ε_0 é a permissividade do vácuo, ε_r é a constante dielétrica relativa do meio, ψ_0 é a diferença de potencial entre a fase sólida dispersa e a solução e δ é a distância entre as placas (espessura da dupla camada). Essa diferença de potencial, ψ_0, é chamada de potencial zeta.

O modelo de Helmholtz-Perrin para a dupla camada, embora permitisse a explicação qualitativa de um grande número de fenômenos coloidais, falhava na quantificação do potencial zeta crítico. Além disso, falhava na consideração de uma camada fixa, uma vez que os íons estão em contínuo movimento no meio líquido. Essas críticas levaram à formulação de outros modelos (OLIVEIRA, 2001).

Segundo Lima (2008), outra falha desta teoria, apontada por Voyutsky (1978), reside no fato da espessura da dupla camada ser considerada muito pequena, da ordem do diâmetro molecular. A teoria de Helmholtz-Perrin prevê, ainda, que a diferença de potencial total é igual ao potencial eletrocinético, os quais são comprovadamente diferentes.

As contribuições propostas por Gouy-Shampman e Stern são consideradas como uma evolução em relação à teoria de Helmholtz-Perrin. A teoria da dupla camada elétrica, desenvolvida por Gouy-Chapman (1910-1911) e mais tarde aperfeiçoada por Stern (1924), descreve os fenômenos físico-químicos em superfícies dotadas de carga elétrica. As cargas elétricas existentes nas superfícies das partículas geram campos elétricos na interface. Para se obter a neutralidade, cargas de sinais opostos se acumulam na fase adjacente, surgindo um potencial elétrico (ψ), que é máximo na superfície e diminui exponencialmente com a distância, até atingir o seio da solução, conforme a Figura 4.

Figura 4 – Distribuição de íons na fase adjacente à superfície do argilomineral, de acordo com o conceito da dupla camada difusa.

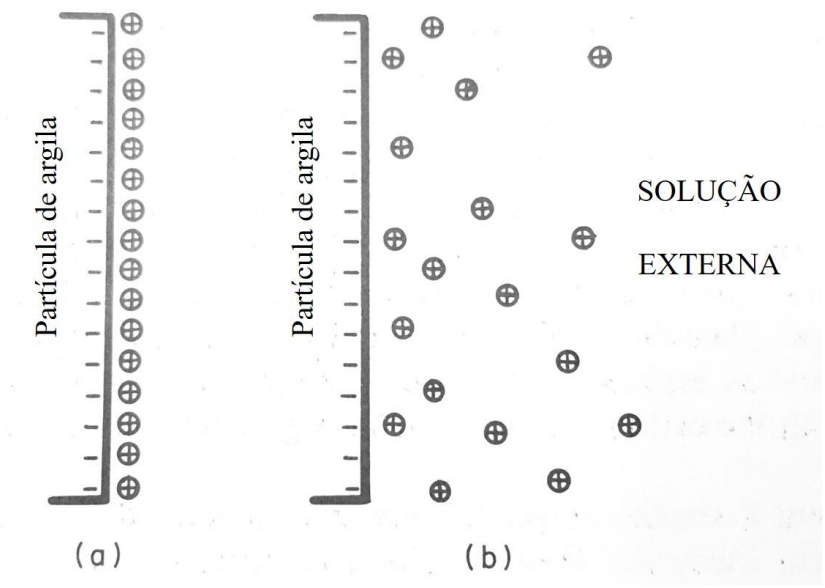


Fonte: Mitchell (1976).

De acordo com a Figura 4, a concentração de cátions próximo à superfície das partículas é elevada, diminuindo à medida que se afasta da superfície em direção da solução de equilíbrio. Os cátions são atraídos para a superfície das partículas por forças eletrostáticas e também tendem a se difundir na direção oposta devido ao gradiente de concentração. Os ânions são repelidos pelos campos de força das partículas.

Essa teoria é também explicada por Hillel (1980), segundo o qual, quando uma partícula coloidal é mais ou menos seca os contra íons de neutralização ficam ligados à sua superfície. Após molhagem, entretanto, alguns íons se deslocam da superfície da partícula coloidal e penetram na solução, formando a dupla camada difusa, conforme a Figura 5.

Figura 5 – Formação da dupla camada difusa em uma micela hidratada. (a) partícula no estado seco e (b) estado hidratado.



Fonte: Hillel (1980).

De acordo com a teoria de Gouy-Chapman, a espessura da dupla camada é dada pela Equação 7 que se segue (MITCHELL, 1976 e HILLEL, 1980):

$$z = \frac{1}{e v_0}\left(\frac{\varepsilon_r k_0 T}{8\pi n_0}\right)^{1/2} \qquad \text{Equação 7}$$

Em que:

z : espessura da dupla camada;

ε_r: constante dielétrica relativa do meio;

k_0: constante de Boltzmann; $k = 1{,}38x10^{-16}$erg/ºK;

T: temperatura absoluta;

n_0: concentração de íons na solução em equilíbrio (íons/cm³);

e: carga eletrônica unitária; $e = 16x10^{-20}$coulomb = $4{,}8x10^{-16}$seu;

υ_0 : valência de íons na solução.

Com base na expressão anterior, pode-se observar que a espessura da dupla camada é diretamente proporcional à raiz quadrada da constante dielétrica do meio e da temperatura.

Isto sugere que, no caso dos solos, à medida que a constante dielétrica do meio é variada pela presença de um fluido, para uma dada temperatura, a espessura da dupla camada aumentará com o aumento da constante dielétrica do fluido.

Segundo Vargas (1977), no processo de secagem do solo, até um certo ponto, o volume da amostra decresce na medida em que perde água, mantendo-se saturada. Em umidades menores a amostra não é mais saturada, porém a tensão capilar continua crescendo. Daí por diante um decréscimo de volume insignificante corresponde a um aumento considerável de resistência, pois os grãos já atingiram proximidade entre si de ordem que a ligação entre eles seja efetivada pelo potencial atrativo das partículas coloidais. Daí o aparecimento da resistência seca das argilas submetidas ao processo de secamento, a qual é uma medida da força atrativa dos coloides presentes no solo.

2.1.5 Potencial Zeta

Uma das formas de avaliar as cargas superficiais dos coloides do solo é por meio do potencial zeta (ζ), definido como a carga elétrica líquida que se desenvolve no plano que divide a camada de Stern e a camada difusa a um determinado pH. O ζ é influenciado principalmente pela concentração eletrolítica e pelo pH da suspensão coloidal. Quando o ζ é igual a zero, o ponto de carga zero (PCZ) da partícula coloidal é alcançado (RIBEIRO *et al.*, 2011).

É importante ressaltar que as argilas e os solos argilosos adquirem uma carga elétrica superficial quando estão em contato com um líquido. O potencial zeta é um indicador dessa carga e é importante nos estudos de química de superfície, visto que é a chave para compreender processos de dispersão e agregação em solos.

O potencial zeta pode ser calculado a partir da Equação 8 de Helmholtz-Smoluchowski:

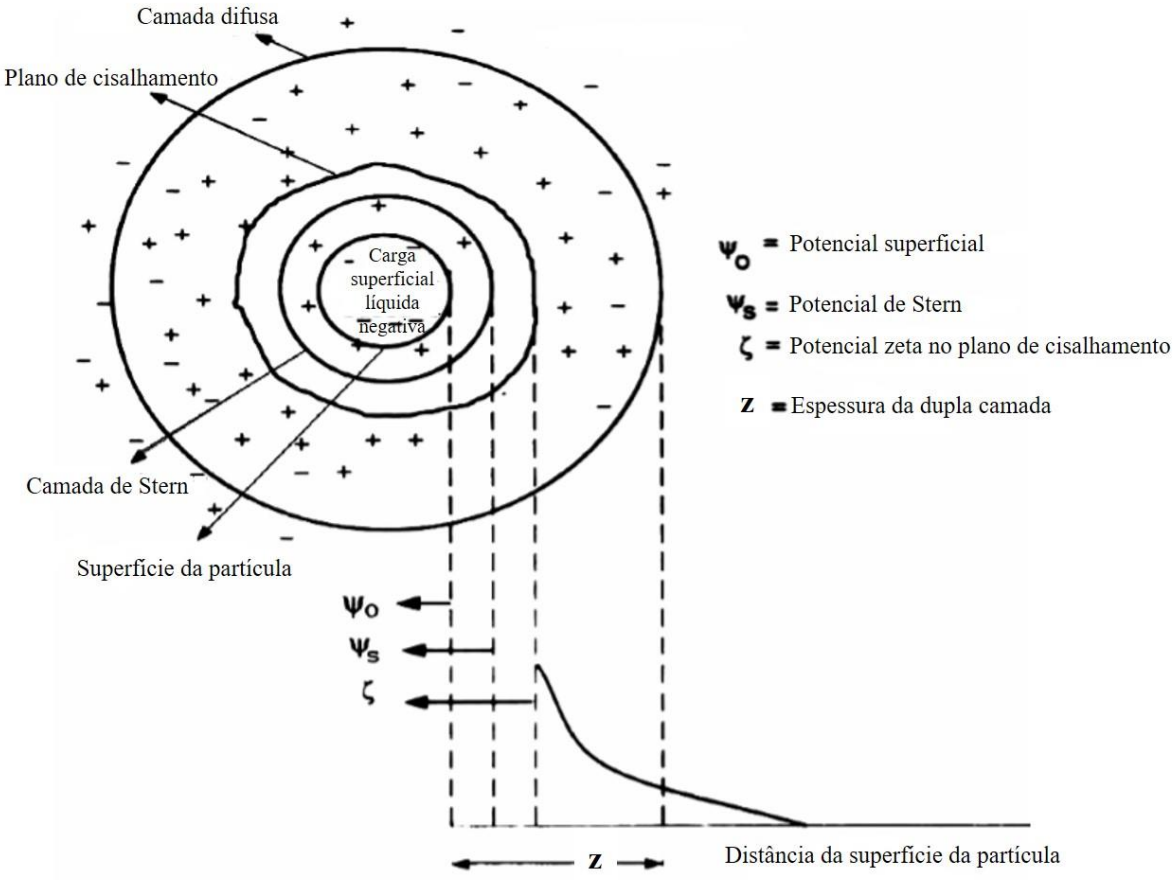
$$\zeta = \frac{4\pi\eta\nu}{\varepsilon_r\varepsilon_0} \qquad \text{Equação 8}$$

em que ζ é o potencial zeta, expresso em mV, η é a viscosidade do fluido, em N.s/m², ν é a mobilidade eletrorética, em $\mu ms^{-1}/v.cm^{-1}$, ε_r é a constante dielétrica relativa do meio (adimensional) e ε_0 é a constante dielétrica do vácuo, em $C^2/N.m^2$.

De acordo com a Equação 8, o potencial zeta é inversamente proporcional à constante dielétrica relativa do meio. Portanto, como o solo possui constante dielétrica relativa baixa, próximo de 5, quanto maior for a constante dielétrica relativa do fluido presente nos poros do solo, maior será a constante dielétrica relativa do meio e, consequentemente, menor será o potencial zeta da superfície da partícula sólida.

A Figura 6 ilustra todo o processo de interação solo/fluido e as principais variáveis envolvidas.

Figura 6 – Esquema ilustrativo da posição do potencial zeta em uma argila carregada.

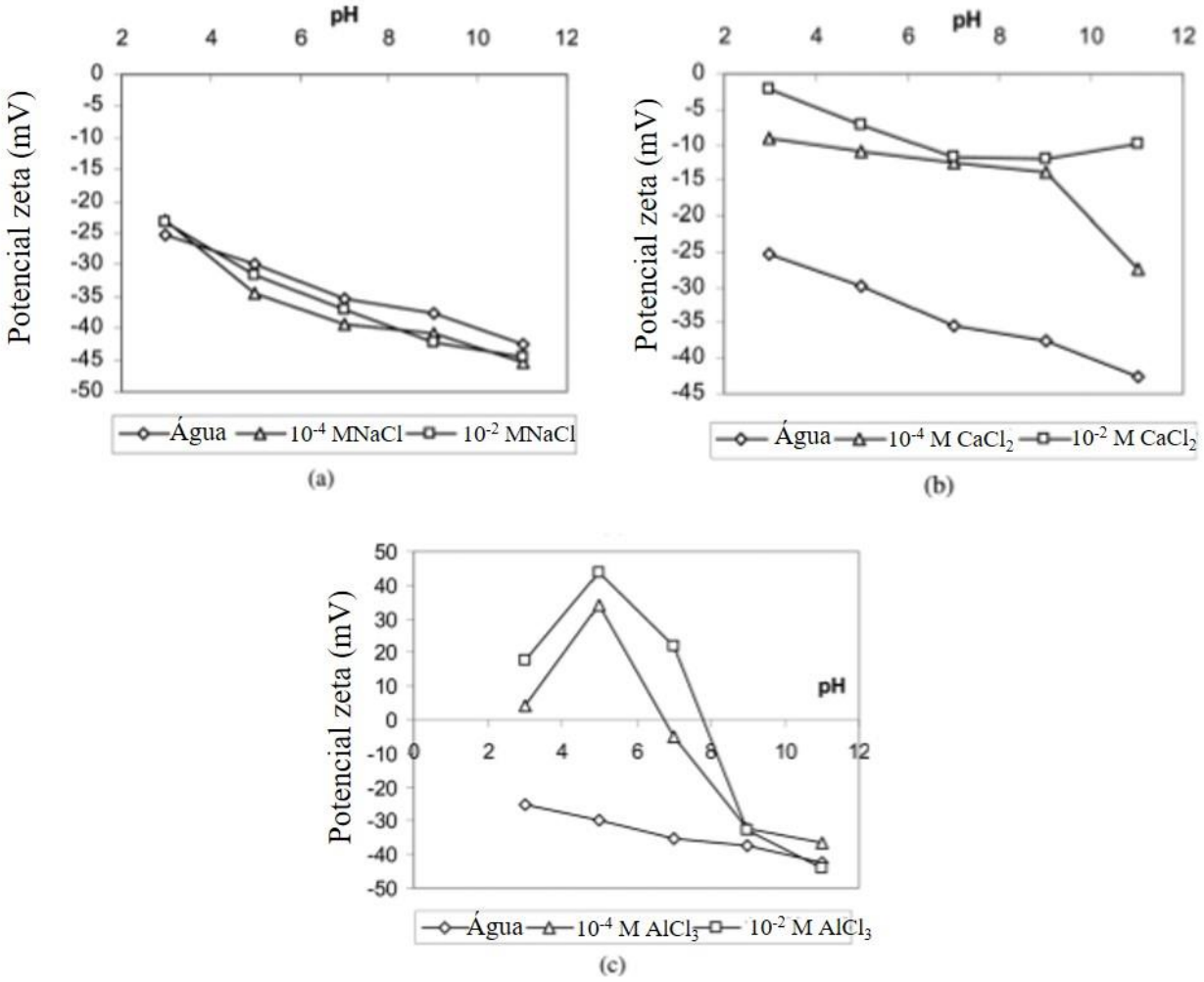


Fonte: Adaptado de Kaya e Fang (2000).

Na Figura 6 é possível visualizar o detalhamento de uma partícula de argila negativamente carregada com seu respectivo potencial (ψ_0). É possível observar também a camada definida por Stern e seu potencial (ψ_s). A camada de Stern envolve toda a partícula de argila. Em seguida, sobre essa camada de Stern é onde ocorre o potencial zeta (ζ). Ainda é possível observar na Figura 6 a fixação da espessura (1/k) da dupla camada elétrica.

Kaya e Yukselen (2006) estudaram a variação do potencial zeta com o pH de uma caulinita em contato com diferentes soluções e água. Os autores utilizaram soluções de cloreto de sódio, cálcio e alumínio em diferentes concentrações. Os resultados estão apresentados na Figura 7.

Figura 7 – Potencial zeta da caulinita com diferentes soluções de cloreto.

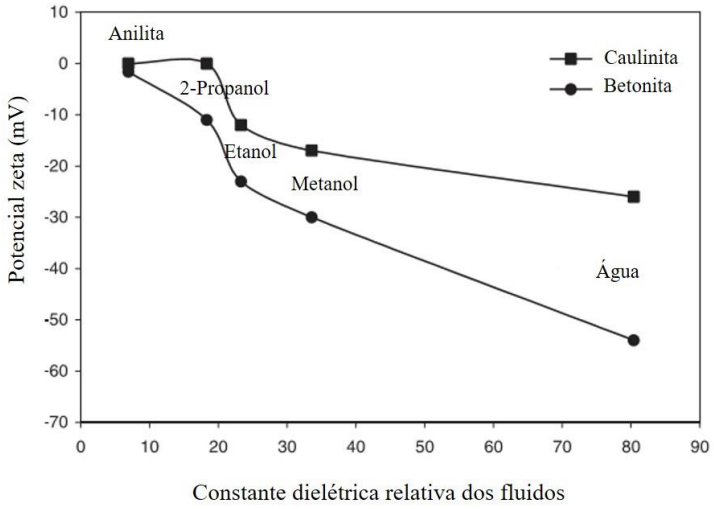


Fonte: Kaya e Yukselen (2006).

Dentre os resultados apresentados por Kaya e Yukselen (2006) na Figura 7, com exceção dos valores de pH entre 9 e 11 para o $CaCl_2$ 10^{-2} M, e pH entre 3 e 5 para o $AlCl_3$, onde a tendência da diminuição do potencial zeta não se confirmou, os demais pontos comprovam que o potencial zeta varia em função do tipo de fluido presente nos poros do solo e seu respectivo valor de pH (de maneira inversa).

Kaya *et al*. (2000) apresentam resultados que demonstram a variação do potencial zeta da caulinita e da bentonita em função da constante dielétrica de diferentes fluidos. Os autores utilizaram anilina, metanol, propanol, água e xileno, de constantes dielétricas relativas iguais à 6,9; 33,6; 18,3; 80,4 e 2,5, respectivamente. As correlações encontradas por Kaya *et al*. (2000) estão apresentadas na Figura 8.

Figura 8 – Potencial zeta da caulinita e bentonita em função da constante dielétrica relativa dos fluidos.



Fonte: Kaya *et al.* (2000).

Os resultados apresentados por Kaya *et al.* (2000) comprovam a equação de Helmholtz-Smoluchowski, onde o potencial zeta é inversamente proporcional à constante dielétrica relativa do meio. Na Figura 8, tanto a caulinita quanto a bentonita na presença de água, de elevada constante dielétrica relativa, apresentaram os menores valores de potencial zeta, quando comparado aos demais fluidos. Por outro lado, quando o fluido é a anilina, de baixa constante dielétrica, ambos os solos apresentaram seus maiores valores de potencial zeta.

2.1.6 O fenômeno da adsorção

Esse fenômeno consiste na adesão superficial do fluido presente nos poros do solo à matriz sólida, geralmente por atração elétrica entre íons (normalmente cátions) e as cargas elétricas desta superfície, resultando em um fenômeno não linear, podendo até gerar várias camadas sobrepostas. A fração argila (argilominerais) é responsável pelo potencial de interação do solo com as substâncias dissolvidas, em virtude das cargas elétricas altas e da grande superfície específica (MITCHELL, 1976).

Geralmente, a superfície das partículas é carregada negativamente, e tende a atrair cátions, onde os de maior valência serão aderidos preferencialmente. Estas trocas são parcialmente reversíveis, dependendo de ciclos de saturação ou variações no pH da solução. O pH da solução influencia na sorção através da variação da solubilidade da substância, onde as soluções ácidas tendem a dificultar mais as trocas catiônicas do que as soluções alcalinas (Borges, 1996). A adsorção ocorre geralmente envolvendo partículas carregadas eletricamente, que disputam sítios com carga oposta à da molécula adsorvida. Quando há pequena quantidade de substância a ser adsorvida, acumula-se muito mais substância adsorvida na matéria do que na solução. Quando a situação é contrária, com grande quantidade de substância a ser adsorvida, as moléculas já adsorvidas passam a repelir as livres, permitindo que a solução contenha uma quantidade maior de moléculas (SILVA, 2005).

A água contida nos solos pode apresentar-se de três formas: adsorvida na superfície dos argilominerais, fazendo parte da estrutura molecular das partículas sólidas ou preenchendo os vazios. Essa última parcela, juntamente com a parcela da adsorção, determina a quantidade de fluido sorvida pelo solo chamada de sorção. Grim (1968) demonstrou que a água adsorvida, que ele denominou de não líquida ou rígida, tem propriedades diferentes da água líquida que está livre para fluir. Essa água tem moléculas organizadas em uma espécie de estrutura rígida a partir da superfície dos argilominerais, cujas características dependem da natureza do argilomineral e da natureza dos ânions e cátions adsorvidos na superfície deste. A natureza da água adsorvida e os fatores que influem na formação da camada de água adsorvida à superfície dos argilominerais são pontos fundamentais que determinam certas propriedades dos sistemas argila+água, tais como a plasticidade, a viscosidade, a tixotropia, o poder ligante e a resistência mecânica no estado úmido (Santos, 1975). De acordo com

Vargas (1981), as camadas de água adsorvidas contribuem para o aumento das ligações entre as partículas, sendo fonte de coesão verdadeira.

A interação solo/líquido, portanto, depende do solo e da propensão do líquido em interagir com as partículas sólidas. Entre os fatores apontados na literatura que influenciam no volume de líquido adsorvido pelas argilas, por exemplo, está a sua constante dielétrica. Embora, para meios granulares a constante dielétrica relativa dos fluidos não esteja incorporada nas formulações que estabelecem o comportamento geotécnico dos solos, para meios argilosos, entretanto, quanto maior a constante dielétrica relativa do fluido, maior a espessura do filme adsorvido na superfície das argilas com impacto nas propriedades hidráulicas (OLIVEIRA, 2001; OLIVEIRA *et al*., 2010; CARDOSO, 2011), dentre outros).

A constante dielétrica do líquido é um dos fatores apontados na literatura que influenciam mais fortemente no volume de líquido adsorvido pelas argilas, a qual determina a sua expansividade. A adsorção de líquidos pelas argilas é diretamente proporcional à sua constante dielétrica, conforme pode ser verificado com os valores da Tabela 3.

Tabela 3 – Adsorção de líquidos por montmorilonita em função de suas respectivas constantes dielétricas relativas.

Líquido	Volume Sorvido (cm^3/g)	Constante Dielétrica (ε_r)	Expansão, E (cm^3/g)	Relação ε_r/E
Água - H_2O	0,99	76,0	0,58	131
Etanol - CH_2OH	0,66	31,9	0,25	128
C_2H_5OH	0,60	24,1	0,19	127
$C_2H_70H(n)$	0,57	20,5	0,16	128
Pentanol - $C_5H_{11}OH(n)$	0,53	14,6	0,12	122
Tetra cloreto de carbono - CCl_4	0,41	2,2	0,00	-.-

Fonte: Ghildyal e Tripathi (1987).

2.2. INFLUÊNCIA DA CONSTANTE DIELÉTRICA NO COMPORTAMENTO DO SOLO

Neste item será apresentado como a constante dielétrica relativa dos fluidos pode interferir nas seguintes propriedades do solo: floculação e dispersão; condutividade hidráulica; potenciais do fluido no solo, curva de retenção, compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

2.2.1 Floculação e dispersão dos solos argilosos

Anandarajah e Zhao (2000), citam que Lambe e Whitman (1969) adotam o termo floculado quando o efeito resultante das forças entre as partículas de argilominerais for de atração, com tendência dessas partículas proximarem-se, e, por outro lado, adotam o termo disperso quando as forças que predominam são repulsivas, com tendência de afastamento das partículas. As forças interpartículas mais importantes são a força mecânica (ou força repulsiva de Born), forças de atração de Van Der Waals e a força repulsiva da dupla camada. É de maior importância, devido à sua magnitude, a força repulsiva da dupla camada. Um solo com estrutura floculada apresenta maior resistência ao cisalhamento, menor compressibilidade e maior permeabilidade que o mesmo solo com estrutura dispersa, considerando-se o mesmo índice de vazios inicial. A predominância de forças atrativas de Van Der Waals na condição floculada resulta em aproximação das partículas e aumento dos contatos mecânicos, com conseqüente aumento de coesão verdadeira e do ângulo de atrito. (CARVALHO, 2006).

Kaya e Fang (2005) investigaram a floculação de partículas de caulinita e bentonita na presença de água e líquidos orgânicos, utilizando um microscópio óptico com aumento de até 100 vezes. Nesse experimento os autores prepararam soluções de 10 ml de cada fluido analisado em um tubo de ensaio, com 5% e 10% de caulinita e bentonita, respectivamente. Antes da visualização no microscópio óptico as soluções foram agitadas por cerca de 1 min para facilitar a interação entre as partículas e o fluido.

Na Tabela 4 são apresentas as propriedades físico-químicas dos fluidos utilizados por Kaya e Fang (2005).

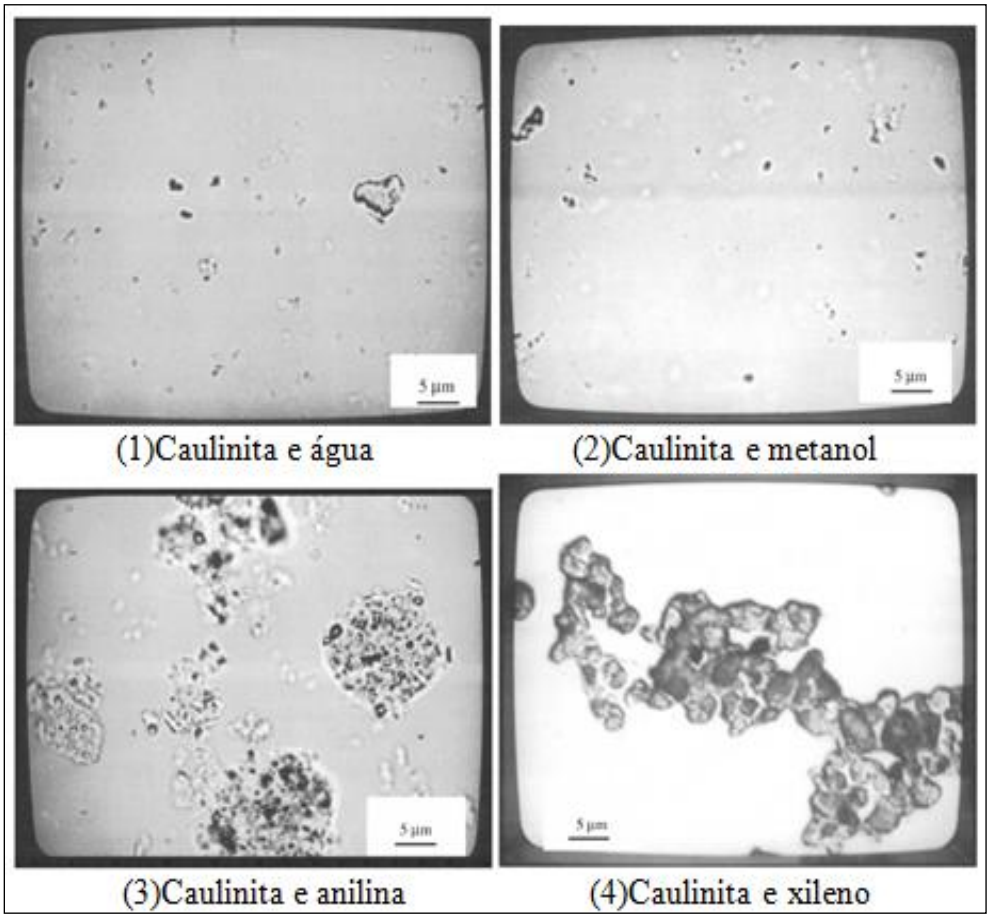
Os resutados obtidos por Kaya e Fang (2005) caracterizam evidências experimentais de floculação do solo devido às propriedades dos fluidos. Os resultados para a caulinita e bentonita estão apresentados na Figura 9 e Figura 10, respectivamente.

Tabela 4 – Propriedades físico-químicas dos fluidos utilizados por Kaya e Fang (2005).

Fluido	Densidade (g/cm^3)	Viscosidade (mPa.s)	Constante dielétrica	Tensão superficial (mN/m)
Água	1,00	1,00	80,4	72,8
Metanol	0,79	0,60	33,6	22,6
Propanol	0,79	2,37	18,3	21,7
Anilina	1,02	4,40	6,9	42,9
Xileno	0,86	0,69	2,5	28,4

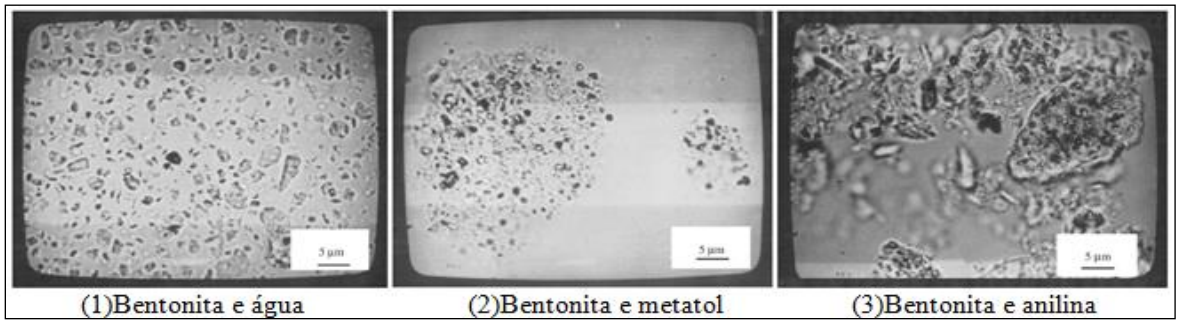
Fonte: Kaya e Fang (2005).

Figura 9 – Imagens do microscópio óptico da caulinita com diferentes fluidos.



Fonte: Kaya e Fang (2005).

Figura 10 – Imagens do microscópio óptico da bentonita com diferentes fluidos.

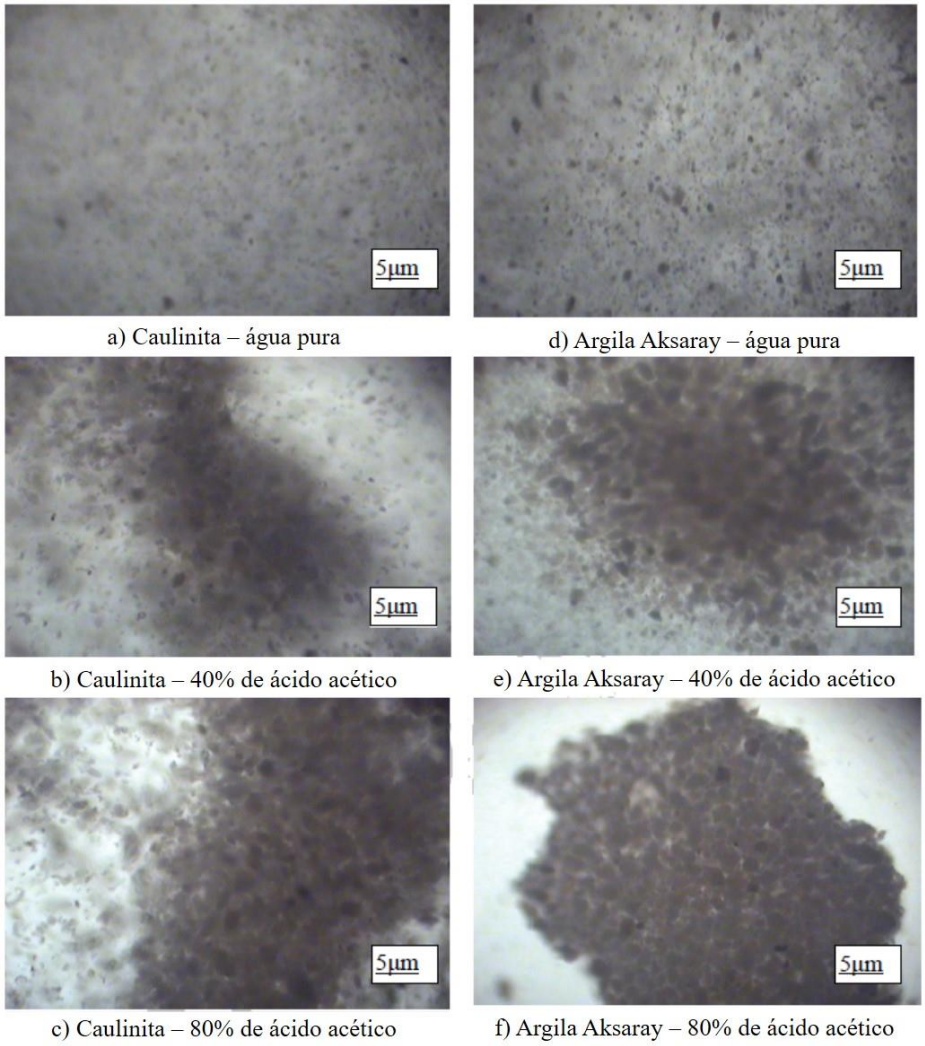


Fonte: Kaya e Fang (2005).

Os resultados do microscópio óptico revelaram que, quando a solução é constituída por fluidos orgânicos, ao invés da água, as partículas do solo tendem a flocular e formar uma estrutura agrupada, com poros grandes dentro dos flocos. Os resultados também indicam que o grau de floculação e o tamanho do aglomerado formado dependem do tipo de mineral de argila e as características do líquido orgânico. Chama a atenção que a caulinita apresenta-se mais dispensa em água que a bentonita, pois, em função das características físico-químicas de ambas, espera-se que ocorra o inverso.

Olgun e Yildiz (2012) também analisaram o poder de floculação de duas argilas, uma com predominância de caulinita e outra com predominância de montmorilonita, utilizando um microscópio óptico, quando em contato com água pura e soluções de água e 40% e 80% de ácido acético. O ácido acético, por possuir constante dielétrica relativa bem mais baixa, ao misturar-se com a água faz com que a constante dielétrica resultante decresça à medida que o teor de ácido acético aumenta na solução, fazendo assim com que aumente a floculação do solo. Os resultados experimentais de Olgun e Yildiz (2012) estão apresentados na Figura 11.

Figura 11 – Imagens de microscópio óptico de duas argilas obtidas para a água pura, 40% e 80% de ácido acético.



Fonte: Olgun e Yildiz (2011).

2.2.2 Condutividade hidráulica

Condutividade hidráulica é o coeficiente de permeabilidade (K) o qual, de acordo com a formulação de Darcy, juntamente com o gradiente hidráulico (i = ΔH/l) e a área da seção de permeabilidade (A) definem o fluxo ou a vazão (Q) de fluido através de um solo, conforme a Equação 9. A permeabilidade é uma propriedade do solo que indica sua maior ou menor facilidade de ser percolado por um fluido.

$$Q = KiA \qquad \text{Equação 9}$$

A condutividade hidráulica (K), de acordo com Nutting (1930) é função das características do meio poroso e das características do fluido percolante, podendo ser descrita como o produto dessas duas parcelas, conforme mostra a Equação 10.

$$K = k\frac{\gamma}{\mu} \qquad \text{Equação 10}$$

em que k representa a permeabilidade intrínseca do material, função apenas das características físicas e químicas do meio poroso, enquanto o quociente (γ/μ) representa as características do fluido percolante, sendo γ o peso específico do fluido e μ seu coeficiente de viscosidade dinâmica.

Enquanto para meios granulares a permeabilidade intrínseca pode ser considerada uma propriedade exclusiva do meio poroso, independente das características do fluido, nas argilas, no entanto, não se verifica a independência da permeabilidade intrínseca com o líquido permeante, devido ao excesso de cargas elétricas na superfície do mineral e a sua grande superfície específica, o que faz com que os fenômenos de interação elétrica fluido/sólidos tenham grande influência na permeabilidade. Os estudos de Budhu (1991), Brown e Anderson (1983), Brown e Thomas (1984), Fernandez e Quigley (1985), Schramm *et al.* (1986) e Oliveira (2001) constataram, que nos solos argilosos permeados por líquidos orgânicos, as propriedades dos fluidos presentes nos poros, a composição físico-química do solo e a natureza da adsorção do permeante pelas partículas do solo foram fatores potencialmente importantes nas variações das propriedades hidráulicas dos solos verificadas experimentalmente.

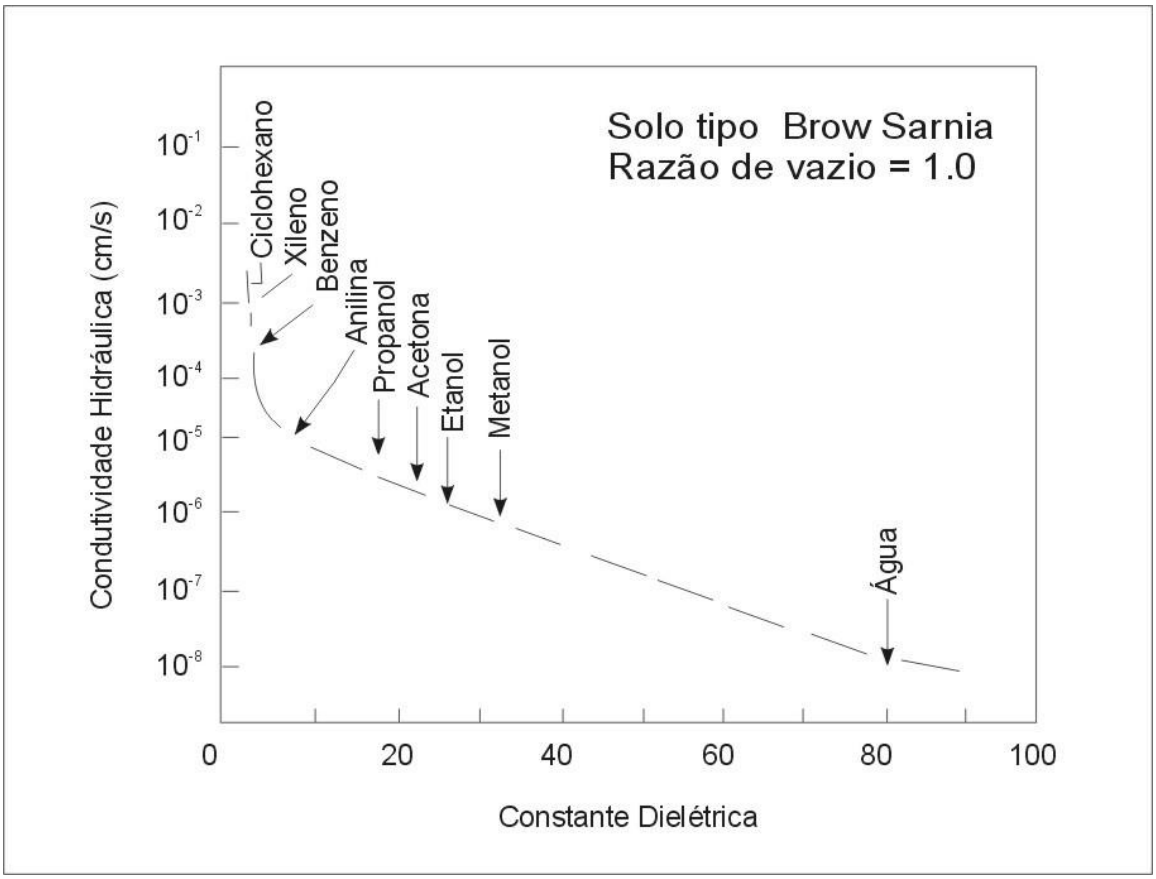
Como a camada de líquido adsorvido não participa do fluxo, sendo mesmo capaz de "obstruir" parte dos micro poros do solo, isto vai diminuir, em muito, a permeabilidade dos solos argilosos aos fluidos de alta polaridade. Esta é uma das razões pelas quais as camadas de proteção mineral à infiltração de percolados existentes nos aterros são compostas basicamente de solos com quantidades apreciáveis de argila (OLIVEIRA *et al.*, 2010).

Conforme mencionado anteriormente, a constante dielétrica relativa dos fluidos não está incorporada na formulação dos parâmetros de fluxo de líquidos nos meios porosos granulares, contudo, já foi amplamente demonstrado que a constante dielétrica de um líquido

é um parâmetro crítico que afeta a condutividade hidráulica em um solo argiloso (FERNANDEZ e QUIGLEY, 1985; FERNANDEZ e QUIGLEY, 1988; KAYA e FANG, 2000; OLIVEIRA, 2001).

Na Figura 12 são apresentados resultados experimentais de Fernandez e Quigley (1985), que correlacionaram os valores de condutividade hidráulica e constnte dielétrica obtidos experimentalmente para nove fluidos utilizados no experimento com um solo natural argiloso, da região de Sarnia, Ontário, Canadá. Os resultados de permeabilidade se distribuíram de forma decrescente com o crescimento da constante dielétrica. A água, com constante dielétrica 80, tem baixa condutividade ficando isolada dos demais líquidos. O álcool e a acetona, com constantes dielétricas entre 20 e 30, respectivamente, agrupam-se com valores de condutividade intermediários. Os líquidos aromáticos, com constantes dielétricas mais baixas, apresentam os mais elevados valores de condutividade hidráulica.

Figura 12 – Variação da condutividade hidráulica com a constante dielétrica dos fluidos.



Fonte: Adaptado de Fernandez e Quigley (1985).

Gilligan e Clemence (1984) observaram que a adição de líquidos orgânicos em solos argilosos causa a formação de tactóides e esse processo de formação dos tactóides acaba por criar uma estrutura mais granular, quando comparada à condição inicial, sem a presença dos fluidos orgânicos, com poros mais largos que facilitam a passagem dos líquidos.

Também os resultados experimentais de Kaya e Fang (2005) revelam que, quando o fluido dos poros de um solo argiloso é substituído por um líquido orgânico, o resultado líquido pode ser um aumento das forças atrativas, fazendo com que as partículas do solo passem a flocular e formar aglomerados, facilitando assim a permeabilidade do fluido de menor constante dielétrica.

Mesri e Olson (1971) verificaram um grande aumento na permeabilidade quando outros fluidos, com exceção da água, eram usados nos testes de adensamento, sugerindo que a diferença de polaridade entre a água e os líquidos orgânicos permeantes seria a razão dessa anomalia. Esse fenômeno é explicado em parte por Kinsky *et al.* (1971) ao afirmarem que a água, por possuir um grande momento de dipolo, se liga fortemente à superfície do argilomineral contido no meio. Ainda segundo Kinsky *et al.* (1971), quanto menor a constante dielétrica do líquido menor será a espessura da dupla camada nas superfícies dos minerais do solo e maior será a permeabilidade do meio, concluindo, portanto, que a espessura da dupla camada efetivamente interfere nas dimensões do sistema poroso.

Oliveira (2001) realizou ensaios de permeabilidade em meios porosos argilosos, compostos por misturas de areia com caulinita e areia com bentonita em percentuais, em peso de argila em relação a areia de 10%, 20%, 40%, 60%, 80% e 100%, para avaliar a influência das características individuais de cada argila sobre a condutividade hidráulica do meio a diferentes fluidos. Os fluidos utilizados foram: água, gasolina pura, gasolina com álcool (comercial), álcool, óleo diesel e tetra cloreto de carbono.

As propriedades físicas dos fluidos, encontradas no experimento de Oliveira (2001), estão apresentadas na Tabela 5.

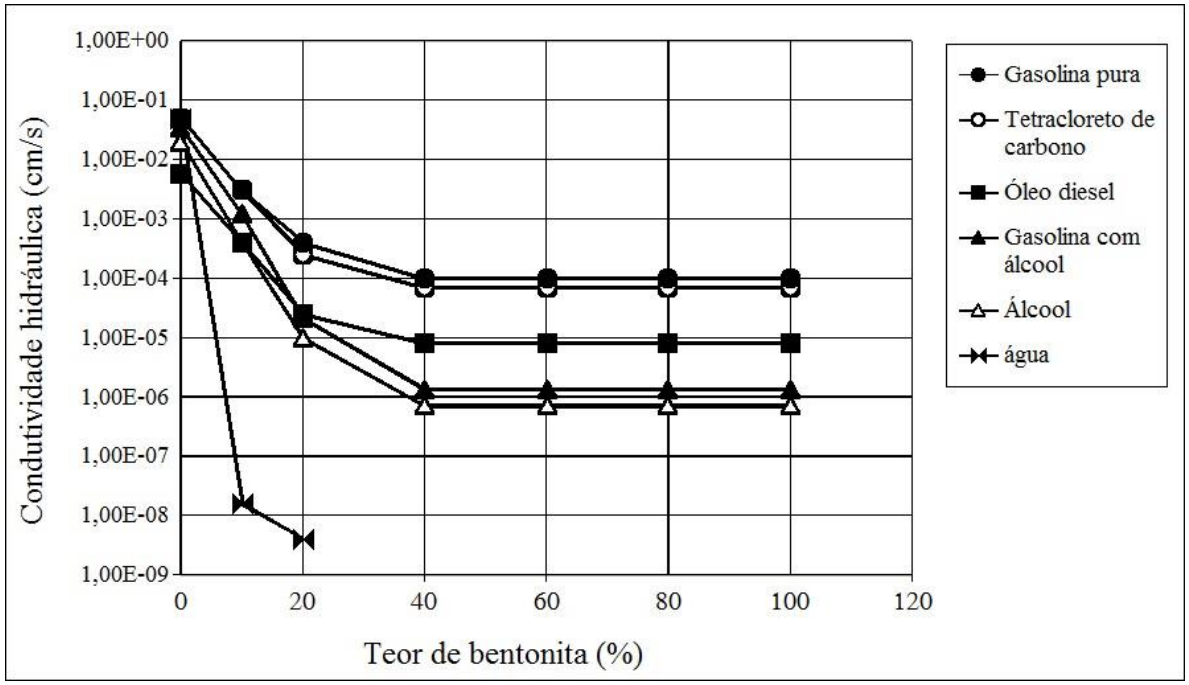
Tabela 5 – Características físicas dos fluidos determinadas em laboratório, a 29ºC.

Líquidos	Densidade ρ (g/cm³)	Viscosidade μ (cP)	Mobilidade (ρ/μ)	Constante dielétrica (-)
Água	0,995413	0,81	1,229	80,08
Álcool	0,806185	1,24	0,650	39,08
Gasolina com álcool	0,743023	0,54	1,376	9,06
Gasolina pura	0,731398	0,40	1,828	2,07
Óleo diesel	0,832294	3,75	0,222	2,13
Tetracloreto de carbono	1,582549	0,85	1,862	2,20

Fonte: Oliveira (2001).

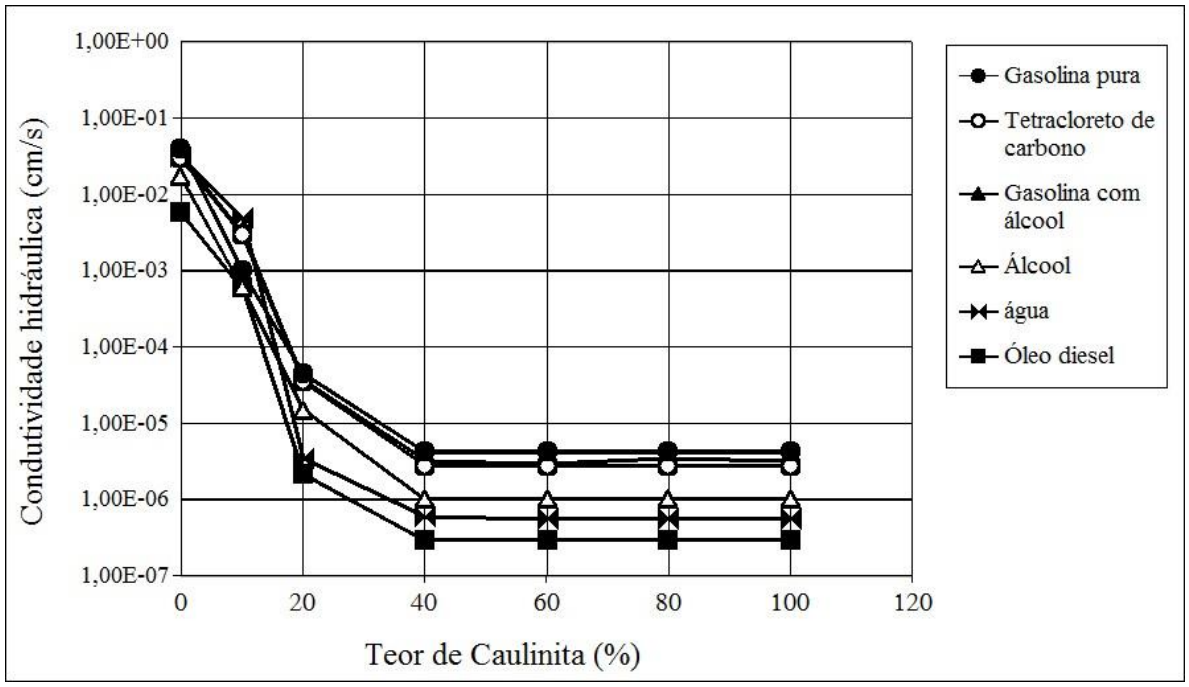
Os resultados obtidos por Oliveira (2001), com as misturas com bentonita e caulinita, estão apresentados na Figura 13.

Figura 13 – Curvas de condutividade hidráulica saturada em função do percentual de bentonita por peso.



Fonte: Adaptado de Oliveira (2001).

Figura 14 – Curvas de condutividade hidráulica saturada em função do percentual de caulinita por peso.



Fonte: Adaptado de Oliveira (2001).

Os resultados demonstram que existe uma grande afinidade físico-química entre a água e os minerais de argila. Pode-se observar, na Figura 13, que as curvas se ordenam inversamente aos valores de constante dielétrica (ε_r), apresentados na Tabela 5. Ou seja, os maiores valores de condutividade hidráulica (k) estão associados aos menores valores de ε_r. Essa afinidade faz com que uma parcela significativa da água fique aderida à superficie das partículas do solo diminuindo assim a sua permeabilidade, motivo pelo qual, para qualquer percentual de bentonita, os valores de condutividade da água são menores que para os demais fluidos. De acordo com Oliveira (2001), essa afinidade é responsável ainda pelas características de plasticidade e de expansividade das argilas quando em presença de água. O mesmo fenômeno não ocorre (pelo menos não com a mesma intensidade) quando a mistura de argila se dá com outros líquidos, em especial os líquidos orgânicos de polaridade e constante dielétrica baixas, cuja afinidade físico-química com o argilo-mineral é menos intensa. No resultado da caulinita, apresentado na Figura 14, esse ordenamento não se apresenta tão evidente. Por ser esse argilomineral bem menos ativo que a bentonita, seu comportamento entre os diferentes fluidos não apresentou diferenciação tão acentuada.

De acordo com os resultados apresentados por Oliveira (2001), para as amostras com percentuais de caulinita ou de bentonita de 40 a 100%, para cada fluido, os valores da condutividade hidráulica saturada (Ksat) ficam praticamente inalterados. Esse resultado indica, portanto, que acima de um percentual de 40% de argila, esta fração passa a ser predominante e a areia não influencia a hidrodinâmica dos fluidos, pelo menos não significativamente.

2.2.3 Sucção

Schofield (1935) definiu sucção como uma deficiência de pressão no líquido contido nos poros de um solo não saturado. Esta deficiência é a responsável pela absorção de água por parte do solo não saturado se a quantidade de água está disponível à pressão atmosférica.

Entende-se por sucção total do solo aquela composta por duas componentes: sucção matricial e sucção osmóptica. A primeira é geralmente associada aos fenômenos de capilaridade e adsorção, decorrente da tensão superficial da água, sendo definida como a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água ($u_a - u_w$), enquanto que a componente osmóptica se relaciona à presença de íons e outros solutos na água intersticial, conforme a Equação 11 (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \qquad \text{Equação 11}$$

em que ψ é a sucção do solo, ($u_a - u_w$) é a sucção matricial, π é a sucção osmóptica, u_w é a poro pressão de água e u_a é a poro pressão de ar.

Alonso *et al*. (1987) concluíram que, normalmente, a sucção matricial é a mais relevante no comportamento dos solos não saturados e que o tipo de soluto e sua concentração afetam o comportamento volumétrico, mas não a sucção osmóptica. De acordo com Blight (1983), a parcela osmóptica estaria associada à ocorrência de diferenças de concentração de solutos no solo. Acredita-se, segundo o autor, que esta parcela não contribua significativamente para a resistência ao cisalhamento do solo.

Para Teixeira e Vilar (1997), a sucção matricial precisa ser conhecida ou controlada, pois desempenha papel fundamental no comportamento do solo, visto que a deformabilidade e a resistência ao cisalhamento variam diretamente com a sucção (BOTELHO, 2007).

O valor da sucção matricial pode ser decomposto em duas componentes, a sucção devido à capilaridade e a sucção devido às forças de adsorção. Ainda, segundo os autores, de um modo geral, pode-se dizer que a parcela da sucção matricial devido à capilaridade tem importância maior no domínio das baixas sucções, ou seja, quando se trata de poros de diâmetro relativamente grande. Por sua vez, as forças de adsorção se apresentam de modo mais realçado no domínio dos altos valores de sucção, ou seja, quando se trata de poros de menor diâmetro, onde há predominância dos fenômenos de superfície, muito ligados à atividade do argilomineral e/ou à superfície específica deste (MACHADO, 1998).

Edil *et al.* (1981), através de ensaios triaxiais com sucção controlada, verificaram que o comportamento mecânico do solo não saturado é afetado basicamente pela sucção matricial. Outros autores, como Fredlund (1979) e Alonso *et al.* (1987), também consideram que esta componente seja suficiente para descrever o comportamento de resistência dos solos não saturados.

2.2.4 Curva de Retenção

A curva de retenção descreve a relação entre o potencial matricial do fluido no solo e seu teor de fluido. É, portanto, a relação entre a pressão negativa do fluido e a umidade volumétrica.

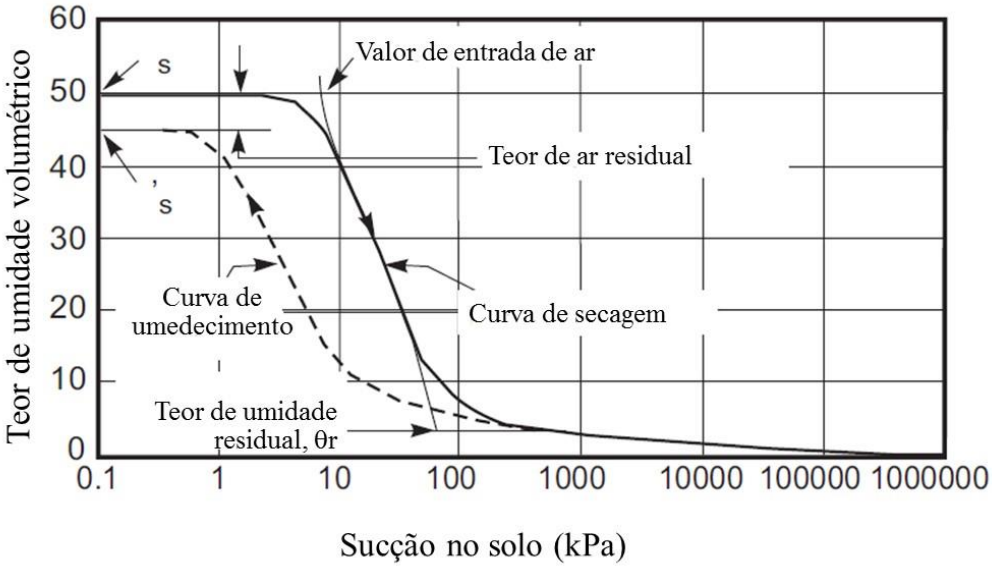
A sucção experimentada pelo solo está relacionada ao teor de água contido no meio poroso e a relação entre estas grandezas é representada pela curva característica ou de retenção de água no solo. Graficamente apresenta-se esta relação através da sucção matricial ou total e o teor de umidade gravimétrica, volumétrica ou grau de saturação do solo. Seu conhecimento é de grande importância para a caracterização do solo, para os estudos de infiltração e para a previsão de algumas propriedades geotécnicas como condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento.

A determinação da curva de retenção é feita por procedimentos de secagem e umedecimento das amostras de solo. Na secagem, a amostra é previamente saturada e submetida a potenciais matriciais crescentes, provocando a redução da umidade do solo. Já

no umedecimento, a amostra seca é submetida a potenciais matriciais decrescentes, promovendo aumento da umidade do solo. Quando se comparam curvas de retenção obtidas por ambos os procedimentos para um mesmo solo, a curva de secagem apresenta umidades mais elevadas em relação à curva de umedecimento para uma mesma sucção. Este comportamento se deve ao fenômeno de histerese e sua natureza é atribuída a diferentes causas, dentre as quais Hillel (1971) cita a não uniformidade geométrica dos poros, o efeito do ângulo de molhamento em processos de drenagem e de umedecimento, o aprisionamento de ar nos vazios do solo e alterações em sua estrutura resultantes do fenômeno de expansão ou contração (GEORGETTI, 2010).

A Figura 15 ilustra qualitativamente a curva de retenção de água e a ocorrência de histerese.

Figura 15 – Curva de retenção de água.



Fonte: Fredlund e Xing (1994).

em que θ_s é o teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de secagem, ψ_b é a pressão de entrada de ar, que corresponde à sucção na qual o ar principia a entrar nos maiores poros do solo, θ_r é o teor de umidade volumétrica residual, na qual é necessário grande incremento na sucção para remover a água remanescente nos poros, θ_s' é o teor de umidade volumétrica de saturação para a curva obtida pelo processo de umedecimento e o conteúdo de ar residual é a diferença entre θ_s e θ_s'.

2.2.5 Modelagem da retenção de fluidos no solo

Dentre os modelos matemáticos, desenvolvidos para relacionar o conteúdo de água no solo com a sucção, pode-se destacar o modelo proposto por Van Genuchten (1980) e o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994). Diversos trabalhos de pesquisa demonstram a efetividade desses modelos na reprodução e extrapolação da curva de retenção de fluidos no solo.

O modelo desenvolvido por Van Genuchten (1980) é um modelo empírico, baseado em dados experimentais. Já o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994) é um modelo teórico, baseado na fenomenologia associada ao comportamento da curva característica em função da distribuição dos poros (FREDLUND e XING, 1994).

A equação proposta por Van Genuchten (1980) é apresentada na Equação 12:

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_{sat} - \theta_r}{[1 + (a.\psi_m)^n]^m} \qquad \text{Equação 12}$$

O modelo proposto por Fredlund e Xing (1994) é definido pela Equação 13:

$$\theta = \theta_{sat}\left[1 - \frac{ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)}\right]\left[\frac{1}{ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)}\right]^m \qquad \text{Equação 13}$$

em que θ_r e θ_{sat} são os teores de umidade volumétricos, residual e de saturação, respectivamente; ψ_m é a sucção matricial, ψ_r é sucção correspondente à unidade volumétrica residual, a, n e m são constantes empíricas.

2.2.6 Medição da retenção de fluidos no solo

A importância da sucção no comportamento do solo tem incentivado pesquisadores ao longo do tempo a desenvolver técnicas diversas capazes de estabelecer a curva de retenção de fluidos no solo. Estas técnicas diferem entre si em três características principais: o tipo de sucção medida, os limites de pressão alcançados e o tempo de execução do ensaio.

Na Tabela 6 são destacadas algumas das diferentes técnicas para execução do ensaio de curva de retenção.

Tabela 6 – Algumas técnicas para medição de sucção em solo.

Técnica	Medida de sucção	Intervalo (kPa)	Tempo de equilíbrio
Tensiômetro padrão	mátrica	0 - 100	minutos
Papel filtro (com contato)	mátrica	30 - 30000	7 dias
Papel filtro (sem contato)	total	400 - 30000	7 – 14 dias
Placa de pressão	mátrica	0 - 1500	horas
Câmara Multifásica	mátrica	0 - 1500	horas

A grande maioria dos resultados de curva de retenção existentes na literatura, utilizando as diversas técnicas, como as apresentadas na Tabela 6, tem a água e o ar intersticial como únicos fluidos presentes nos vazios do solo. Curvas de retenção com outros fluidos não são frequentes nas pesquisas no campo da mecânica dos solos.

2.2.7 Curvas de retenção para diferentes fluidos

Conforme já visto, altos valores de tensão superficial implicam em maiores pressões capilares, o que pode produzir grandes valores de saturação residual. A definição da magnitude da sucção para diferentes fluidos é feita com o uso da técnica do escalonamento capilar, cuja Equação 14 foi proposta por Leverett (1941). Nessa técnica, as sucções às quais os solos estarão submetidos para diferentes umidades de diferentes fluidos são proporcionais às respectivas tensões superficiais (SOUSA, 2012).

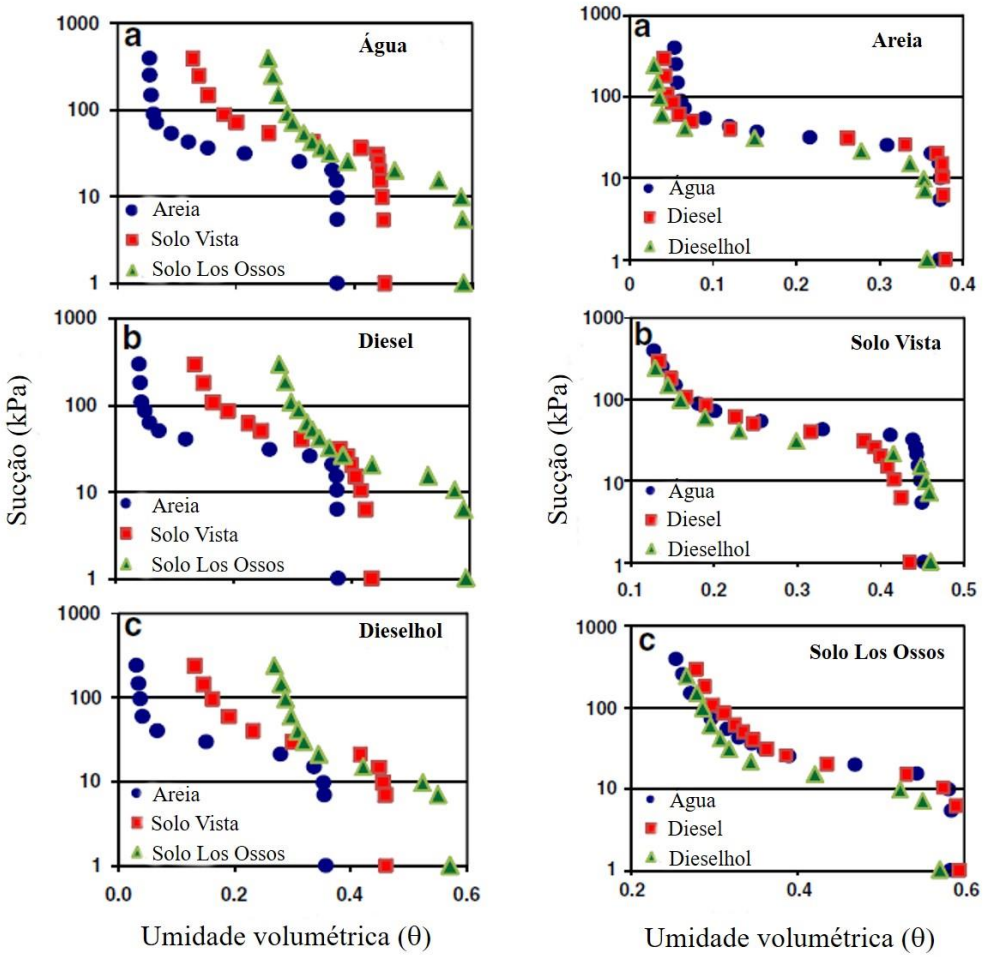
$$\frac{\psi_{aw}}{Ts_w} = \frac{\psi_{ao}}{Ts_o} = \frac{\psi_{ae}}{Ts_e} \qquad \text{Equação 14}$$

Onde a, w, o, e representam as fases ar, água, óleo e etanol, respectivamente, ψ a sucção das fases e Ts a tensão superficial das fases.

LEIJ *et al.* (2011) realizaram ensaios de curva de retenção em amostras de três diferentes solos, sendo dois argilosos e uma areia pura, e diferentes soluções contendo água, diesel e diesel e etanol, denominada de diesohol. Foram utilizadas nove diferentes soluções de diesel/água e dieselhol/água, sendo: 0% (somente água), 0,1%, 0,2%, 0,3%, 0,4%, 0,5%, 1%, 2% e 5%. Os experimentos foram realizados pelo método da placa de pressão, ou seja, por secagem das amostras. Segundo os autores, em função do diesel e etanol não se misturarem bem, foi necessário adicionar um aditivo emulsificante para garantir a estabilidade da mistura.

Os autores avaliaram a influência do diesel e dieselhol na tensão superficial e, consequentemente, na sucção dos três solos em comparação com a água. A Figura 16 apresenta os resultados obtidos pelos autores para a curva de retenção.

Figura 16 – Curvas de retenção de líquido para três fases aquosas e três meios porosos.

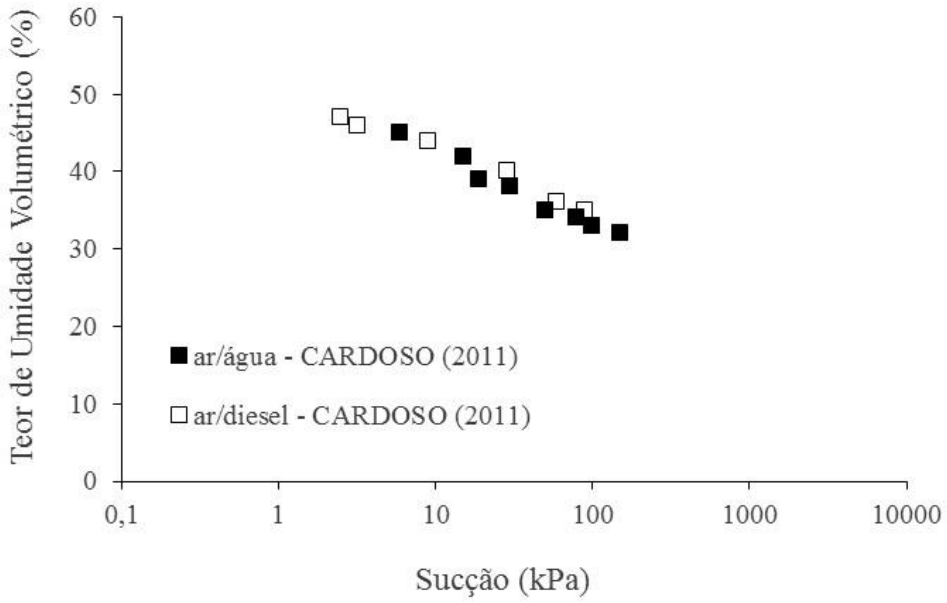


Fonte: Leij *et al.* (2011).

De acordo com os resultados de Leij *et al.* (2011), as curvas apresentadas na Figura 16 evidenciam que, para o mesmo fluido, há diferenças entre as curvas de retenção em função do tipo de solo. A areia apresenta, para um mesmo teor de umidade volumétrico, níveis de sucção inferiores aos dos solos argilosos. Os autores concluíram que a adição do diesel e do dieselhol, nas quantidades analisadas, não foi capaz de alterar significativamente a tensão superficial da água e, consequentemente, as curvas de retenção para cada solo estudado, sendo as curvas de retenção de cada solo praticamente as mesmas para as diferentes soluções analisados.

Cardoso (2011) executou ensaios de curvas de retenção de água e diesel, com secagem prévia dos CPs após compactação, no solo residual do Granulito-Gnaisse coletado nos fundos da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia (UFBA). A autora utilizou o equipamento desenvolvido por Cardoso (2006) com base na metodologia proposta por Machado e Dourado (2001), onde as amostras são ensaiadas pelo procedimento de drenagem. Os resultados obtidos pela autora estão apresentados na Figura 17.

Figura 17 – Curvas de retenção ar/água e ar/diesel.



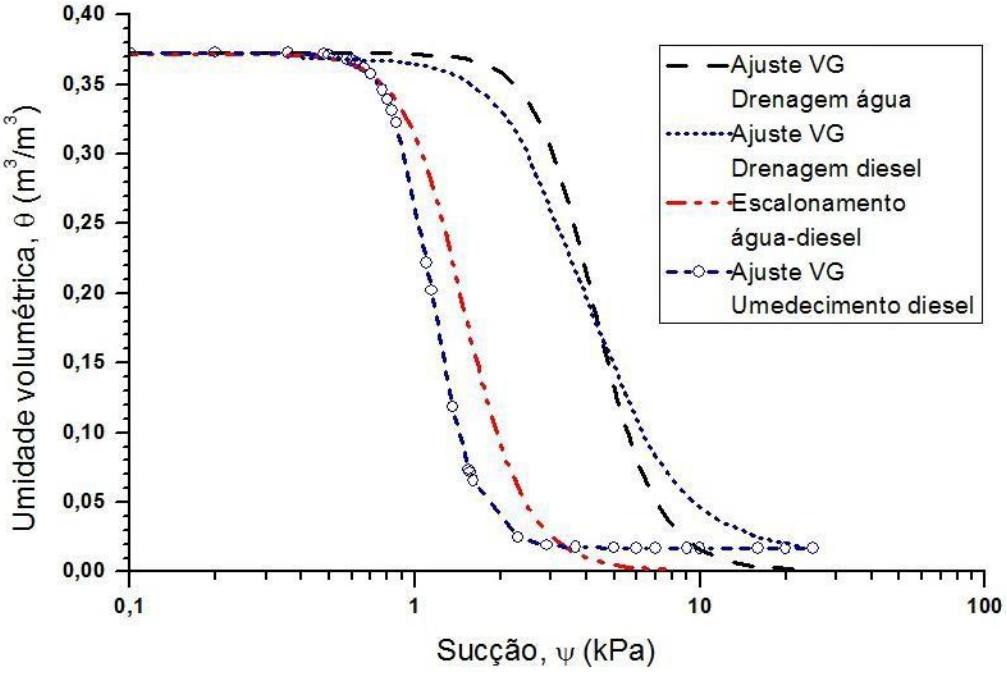
Fonte: Adaptado de Cardoso (2011).

Com base na Figura 17 é possível notar que as curvas de retenção para ambos os fluidos obedecem, praticamente, o mesmo comportamento. Isso demonstra, segundo os resultados do Cardoso (2011) que, para o solo estudado, na condição de secagem prévia dos CPs antes da saturação, não ocorreu o escalonamento capilar, função das tensões superficiais da água e do diesel para o nível de sucção analisado.

Sousa (2012) realizou ensaios de curva de retenção em uma areia de duna, utilizando água e diesel com o uso da técnica de vaporização.

Os resultados obtidos por Sousa (2012) estão sumarizados na Figura 18.

Figura 18 – Ajustes das curvas de retenção e curva de escalonamento capilar.



Fonte: Sousa (2012).

A autora apresenta, na Figura 18, além dos resultados experimentais com água e diesel pelo procedimento de drenagem das amostras, devidamente ajustados por Van Guenuchten (1980), uma análise comparativa entre as curvas de retenção determinadas experimentalmente e a curva de óleo diesel determinada teoricamente com a aplicação da regra de escalonamento de Leverett (1941), dada pela Equação 14, considerando a tensão superficial da água igual a 71,4 dina/cm e a do diesel igual a 27,8 dina/cm.

De acordo com Sousa (2012), o comparativo mostra uma elevada proximidade entre as curvas experimentais de drenagem obtidas para a água e óleo diesel, situação não esperada

diante dos valores de tensão superficial dos dois líquidos. Segundo a autora, a causa provável dessa ocorrência foi o fato de que para a obtenção da curva de retenção (drenagem) do óleo diesel utilizou-se o aquecimento para estimular a vaporização, e sendo o diesel uma mistura de compostos com diversificada pressão de vapor, o processo de evaporação seletiva e a permanência dos compostos de baixa pressão de vapor no solo resultaram na alteração das propriedades físicas do líquido, destacando: tensão superficial, viscosidade, densidade e pressão de vapor, dentre outras.

2.2.8 Compressibilidade

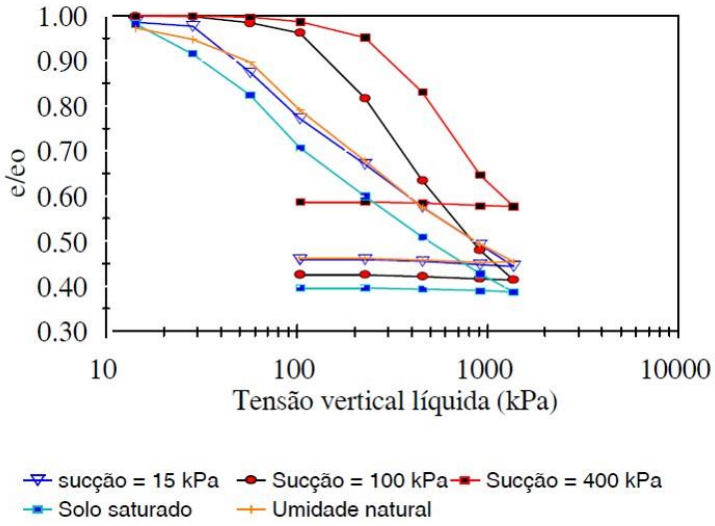
Por ser o solo um sistema particulado, composto de partículas sólidas e espaços vazios, saturados ou não por fluidos, os decréscimos de volume por ele apresentados podem ser atribuídos, de maneira genérica, a três causas principais:

- compressão das partículas sólidas;
- compressão dos espaços vazios do solo, com a consequente expulsão do fluido, no caso de solo saturado;
- compressão do fluido existente nos vazios do solo.

Para a magnitude das cargas aplicadas na engenharia geotécnica aos solos, as deformações que ocorrem no fluido e nas partículas sólidas são normalmente desprezadas. Portanto, as deformações volumétricas do solo são consideradas apenas em função das variações em seu índice de vazios inicial. Contudo, com relação aos parâmetros de compressibilidade do solo, alguns aspectos merecem ser pontuados.

Machado (1998) realizou diversos ensaios de compressão confinada em amostras de solo da região de São Carlos/SP, coletadas em diferentes profundidades. Os resultados obtidos demonstram o aumento da tensão de pré adensamento do solo com o aumento da sucção imposta às amostras ensaiadas. A Figura 19 exemplifica tal variação.

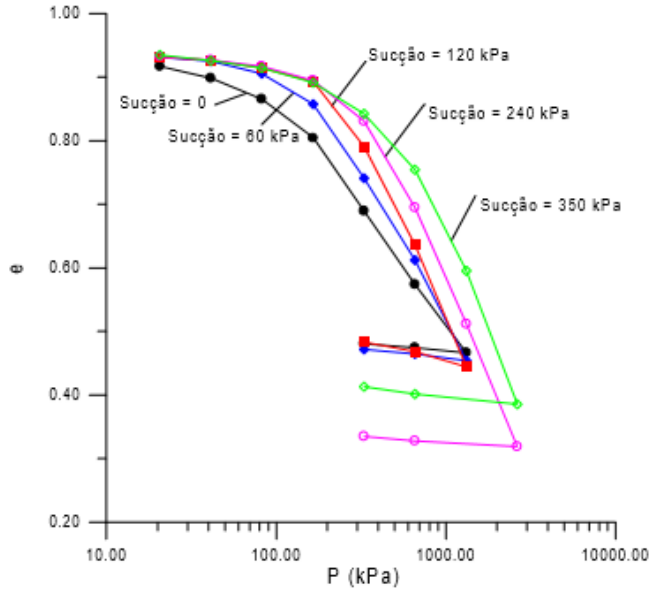
Figura 19 – Variação dos parâmetros de compressibilidade do solo com o aumento da sucção através de ensaios de compressão confinada.



Fonte: Machado (1998).

Machado (1998) também realizou ensaios de compressão confinada com controle de sucção em um colúvio arenoso compactado, cujos resultados estão apresentados na Figura 20.

Figura 20 – Ensaios de compressão confinada realizado em amostra compactada com controle de sucção.

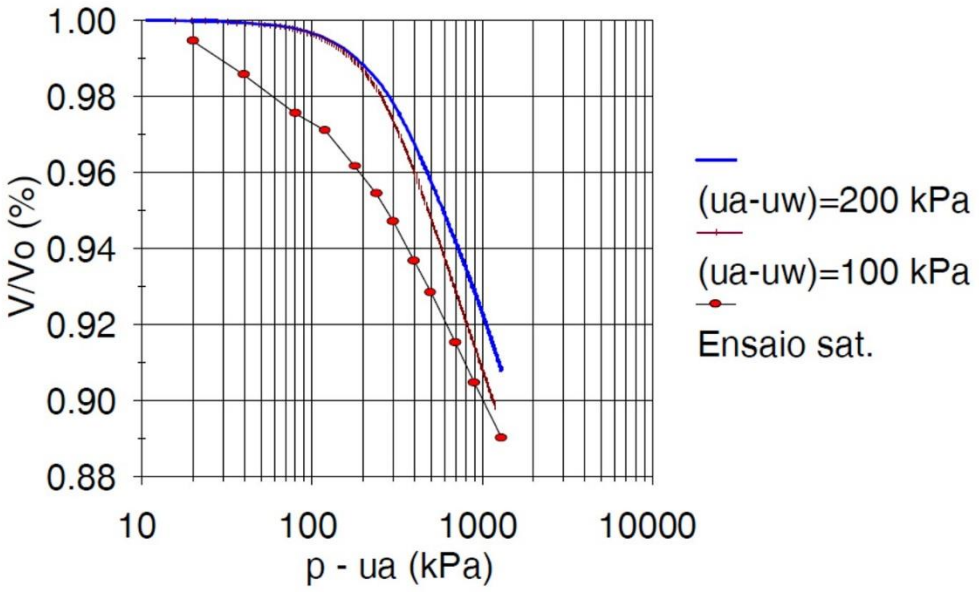


Fonte: Machado (1998).

Conforme se pode observar da Figura 20, a sucção matricial aumenta sensivelmente a tensão de pré-consolidação aparente do solo. Os índices de compressão e recompressão do solo também apresentam acréscimos com a sucção matricial.

Esses resultados foram confirmados por Machado e Vilar (2003) através de ensaios de compressão isotrópica realizados em amostras saturadas e não saturadas, com sucções controladas de 100 e 200 kPa. Esses resultados também indicaram o aumento da tensão de pré adensamento do solo com o aumento da sucção, conforme a Figura 21.

Figura 21 – Variação dos parâmetros de compressibilidade do solo com o aumento da sucção através de ensaios de compressão isotrópica.



Fonte: Machado e Vilar (2003).

Olgun e Yildiz (2010) relacionaram parâmetros de compressibilidade de um solo argiloso da Turquia e a constante dielétrica dos fluidos presentes no solo. As amostras foram previamente secas em estufa a 105ºC e posteriormente foram destorroadas e submersas em água misturada a diferentes fluidos, em diferentes concentrações. Os autores utilizaram soluções contendo água e metanol, água e etanol, água e álcool isopropílico e água e ácido acético. As concentrações utilizadas pelos autores foram: 0% (apenas água), 20%, 40%, 60% e 80% de fluido em relação à água.

Na Tabela 7 são apresentadas as características fisico-quimicas dos fluidos utilizados no trabalho de Olgun e Yildiz (2010).

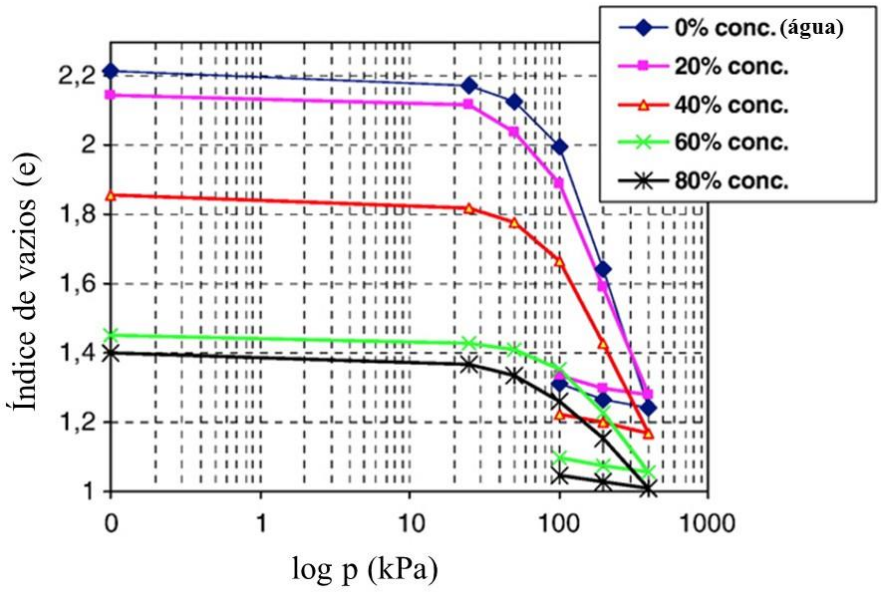
Tabela 7 – Características físico-químicas dos fluidos utilizados por Olgun e Yildiz (2010).

Propriedades	Tipos de fluido nos poros do solo				
	Água destilada	Metanol	Etanol	Álcool isopropílico	Ácido acético
Formulação química	H_2O	CH_3OH	C_2H_5OH	C_3H_8OH	CH_3COOH
Constante dielétrica (ε_0)	80,4	33,6	24,3	18,3	6,2
Peso da molécula (g/mol)	18,01	32,4	46,7	60,1	60,05
Densidade (g/cm³)	0,998	0,792	0,789	0,785	1,049
Viscosidade (mPa.s)	1,004	0,590	1,200	2,370	1,280
Momento dipolo (Debyes)	1,87	1,69	1,69	1,66	1,74
Solubilidade em água (g/l)	Solúvel	Solúvel	Solúvel	Solúvel	Solúvel

Fonte: Olgun e Yildiz (2010).

As curvas de adensamento obtidas pelos autores para as misturas de água e metanol estão apresentadas na Figura 22.

Figura 22 – Curvas de adensamento da amostra de solo para diferentes concentrações de metanol.

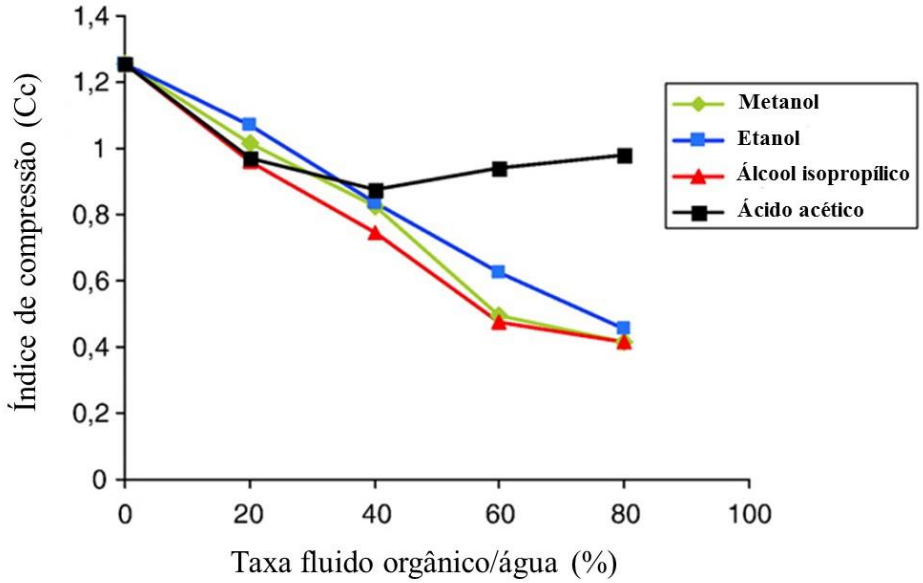


Fonte: Olgun e Yildiz (2010).

A presença de fluidos de diferentes características interfere, conforme a Figura 22, na microestrutura do solo. A depender das características dielétricas do fluido ocorrerão processos de floculação ou dispersão, os quais impactarão na magnitude da

compressibilidade do solo para os mesmos níveis de carregamento. Isto significa que a curva de compressão do solo, para diferentes fluidos, apresentará uma maior ou menor inclinação da reta de carregamento virgem e, portanto, apresentará um maior ou menor valor do índice de compressão (Cc), conforme os resultados obtidos por Olgun e Yildiz (2010), apresentados na Figura 23.

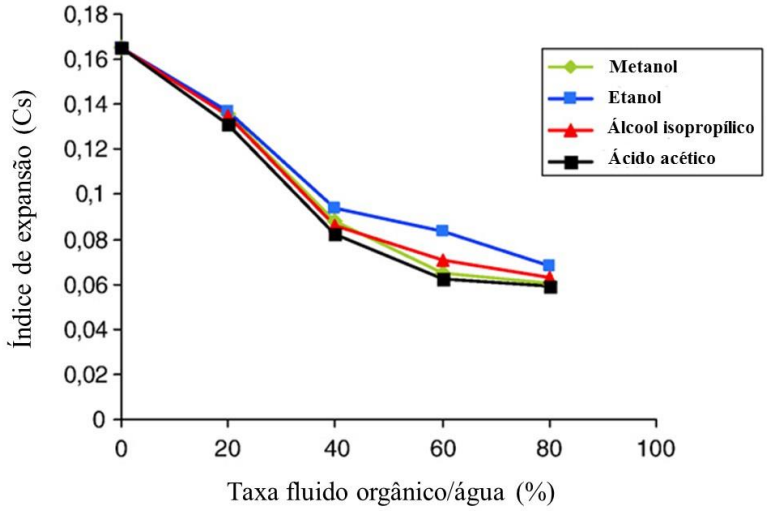
Figura 23 – Índice de compressão (Cc) da amostra de argila para diferentes concentrações dos fluidos orgânicos.



Fonte: Olgun e Yildiz (2010).

Os autores avaliaram também a variação do índice de expansão, que indica o potencial expansivo de um solo em contato com um fluido, em função de soluções contendo as mesmas concentrações de fluido em relação à água do ensaio de consolidação. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 24.

Figura 24 – Índice expansão (Cs) da amostra de argila para diferentes concentrações de fluido/água.



Fonte: Olgun e Yildiz (2010).

Da análise dos resultados Olgun e Yildiz (2010) é possível constatar que, tanto o índice de compressão como o índice de expansão, diminuíram com o aumento da concentração de fluido em relação à água, com exceção apenas do ácido acético que teve pequeno crescimento do índice de compressão a partir da taxa de 40%. Isto significa que a diminuição da constante dielétrica relativa do meio acarretou a diminuição dos referidos índices.

Segundo os autores as variações nos índices de compressão e expansão da argila estudada podem estar correlacionadas com as variações nas forças de repulsão da dupla camada difusa em função do aumento da concentração dos fluidos que acarreta a diminuição da constante dielétrica relativa do meio.

2.2.9 Resistência ao cisalhamento dos solos saturados

A resistência ao cisalhamento de um solo saturado é geralmente descrita utilizando-se o critério de resistência de Mohr-Coulomb e o conceito de tensões efetivas proposto por Terzaghi. A Equação 15, apresentada abaixo, ilustra o uso destas duas proposições:

$$\tau = c' + (\sigma - uw)tg\phi' \qquad \text{Equação 15}$$

em que τ é a tensão de cisalhamento na ruptura, c' é a coesão efetiva do solo, σ é a tensão normal total, u_w é a poro pressão de água e ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo.

A realização de ensaios triaxiais ou de cisalhamento direto em amostras saturadas de solo, com o objetivo de simular a condição mais desfavorável de resistência, permite conhecer somente um aspecto de seu comportamento, que é a sua resistência mínima. Deve-se ter em conta, contudo, que o grau de saturação dos solos em campo pode variar grandemente, e que o conhecimento da variação da resistência associada a mudanças no seu teor de umidade (ou no valor de sucção atuante) conduzirá a um conhecimento mais completo de seu comportamento. No estudo da resistência ao cisalhamento dos solos não saturados, a influência da variação do teor de umidade (ou grau de saturação) é estudada de preferência através da sucção, pelas seguintes razões (JUCÁ, 1990):

a) a sucção pode variar com o estado de tensões a que está submetido o solo, mesmo que o teor de umidade se mantenha constante.

b) em solos compactados em um mesmo teor de umidade, a sucção estará influenciada pela estrutura e, portanto, também representa o tipo e energia de compactação que foi utilizada.

c) nas relações estabelecidas diretamente com a sucção o efeito da histerese é menos pronunciado que nas relações entre os parâmetros do solo e o teor de umidade.

De uma forma geral, o efeito da sucção na resistência pode ser considerado como um incremento na rigidez do solo, produzido pela ação intergranular que é gerada, tendendo a manter mais fortemente unidas as partículas de solo. A resistência ao cisalhamento do solo cresce com incrementos na sucção que correspondem, desta forma, a incrementos na tensão efetiva atuante.

2.2.10 Resistência ao cisalhamento dos solos não saturados

Uma das primeiras expressões para relacionar a resistência ao cisalhamento com a sucção se deve a Bishop *et al.* (1960), a qual utiliza o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e a contribuição proposta por Bishop (1959) para obtenção da tensão efetiva atuando em um solo não saturado, conforme apresentada na Equação 16.

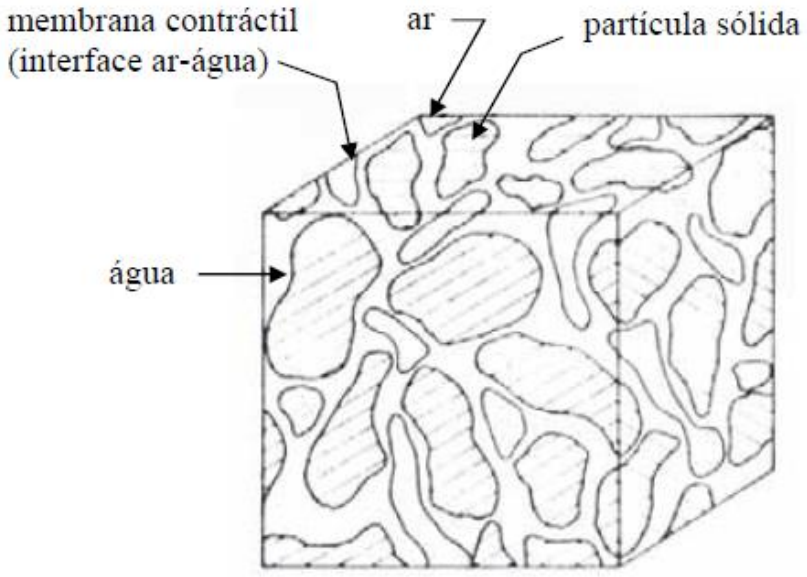
$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)\chi tg\phi' \qquad \text{Equação 16}$$

em que τ é a tensão de cisalhamento na ruptura, c' é a coesão efetiva do solo, σ é a tensão normal total, u_a é a poro pressão de ar, u_w é a poro pressão de água, ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo, χ é um parâmetro que depende do grau de saturação, do tipo de solo e de efeitos de histerese decorrentes da secagem ou umedecimento.

Portanto, no caso do solo saturado, onde o parâmetro χ é igual à 1, a Equação 16, proposta por Bishop *et al*. (1960), torna-se idêntica à Equação 15, proposta por Terzagui. Sendo assim, pode-se concluir que a Equação 16 é uma extensão da Equação 15, englobando, portanto, a condição de saturação parcial do solo.

É consenso entre diversos pesquisadores que o solo não saturado pode ser entendido como um sistema trifásico, constituído por uma fase sólida (partículas minerais), por uma fase liquida (em geral, a água) e por outra fase gasosa (ar). A introdução de uma quarta fase independente, referente à interface ar-água, foi proposta por Fredlund e Morgenstern (1977), conhecida como membrana contrátil. O elemento de solo não saturado com fase contínua de ar é idealizado na Figura 25.

Figura 25 – Elemento de solo não saturado com fase contínua de ar.



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

A interface ar-água, ou membrana contrátil, é originada pela tensão superficial do fluido e se comporta como uma membrana elástica. Quando a fase de ar é contínua, a membrana contrátil interage com as partículas de solo, influenciando no seu comportamento mecânico.

Fredlund *et al.* (1978) propuseram a Equação 17 de resistência ao cisalhamento dos solos em termos de variáveis de estado de tensões. Segundo estes autores, a melhor combinação de variáveis de estado de tensões para se obter a resistência ao cisalhamento do solo seria:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi^b \qquad \text{Equação 17}$$

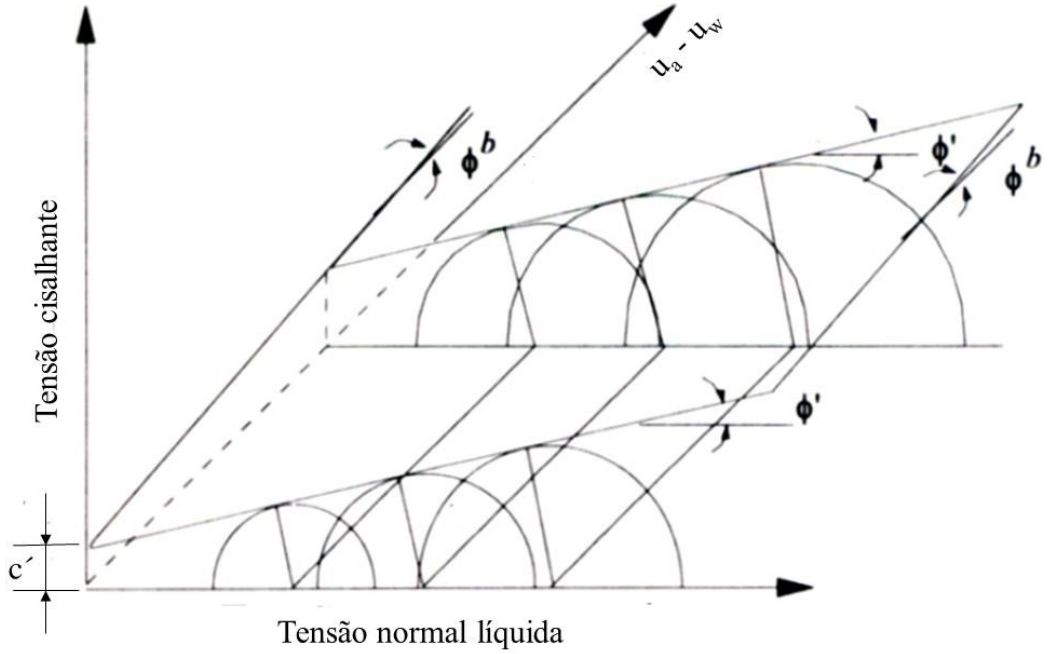
em que τ é a tensão de cisalhamento na ruptura, c' é a coesão efetiva do solo, $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida, ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo, ϕ^b é o ângulo de atrito do solo em relação à sucção e $(u_a - u_w)$ é a sucção.

Na proposta de Fredlund *et al.* (1978) pode-se observar alguns aspectos: a resistência ao cisalhamento cresce linearmente com a sucção; a envoltória de ruptura é planar, pois os círculos de Mohr são representados em um diagrama tridimensional, com as variáveis de estado de tensão no plano horizontal e a resistência ao cisalhamento nas ordenadas (Figura 26); como consequência da envoltória de ruptura planar tem-se ϕ' e ϕ^b constantes;

Como na proposta de Fredlund et al. (1978), o ângulo de atrito interno é suposto constante com a sucção. Ho e Fredlund (1982) sugeriram que todo o ganho de resistência ao cisalhamento do solo não saturado seja refletido em um acréscimo de coesão, conforme a Equação 18.

$$c = c' + (u_a - u_w)tg\phi^b \qquad \text{Equação 18}$$

Figura 26 – Envoltória de ruptura para solos não saturados em termos de variáveis de estado de tensão.

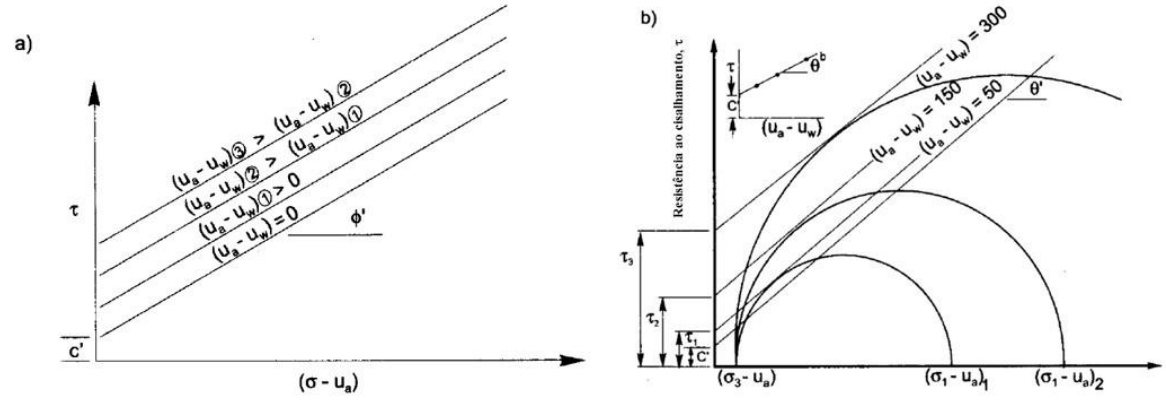


Fonte: Fredlund et al. (1978).

A Figura 27(a) ilustra a proposta apresentada por Ho e Fredlund (1982).

Ho e Fredlund (1982) apresentam ainda na Figura 27(b) a metodologia para definição do parâmetro ϕb, como a inclinação da reta de ajuste da variação da coesão em função sucção. Esses autores apresentam resultados de ensaios triaxiais com sucção controlada, utilizando solos de Hong Kong, exibindo uma relação bem definida entre resistência ao cisalhamento e sucção do solo, onde o uso da Equação 18 é justificado.

Figura 27 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção.

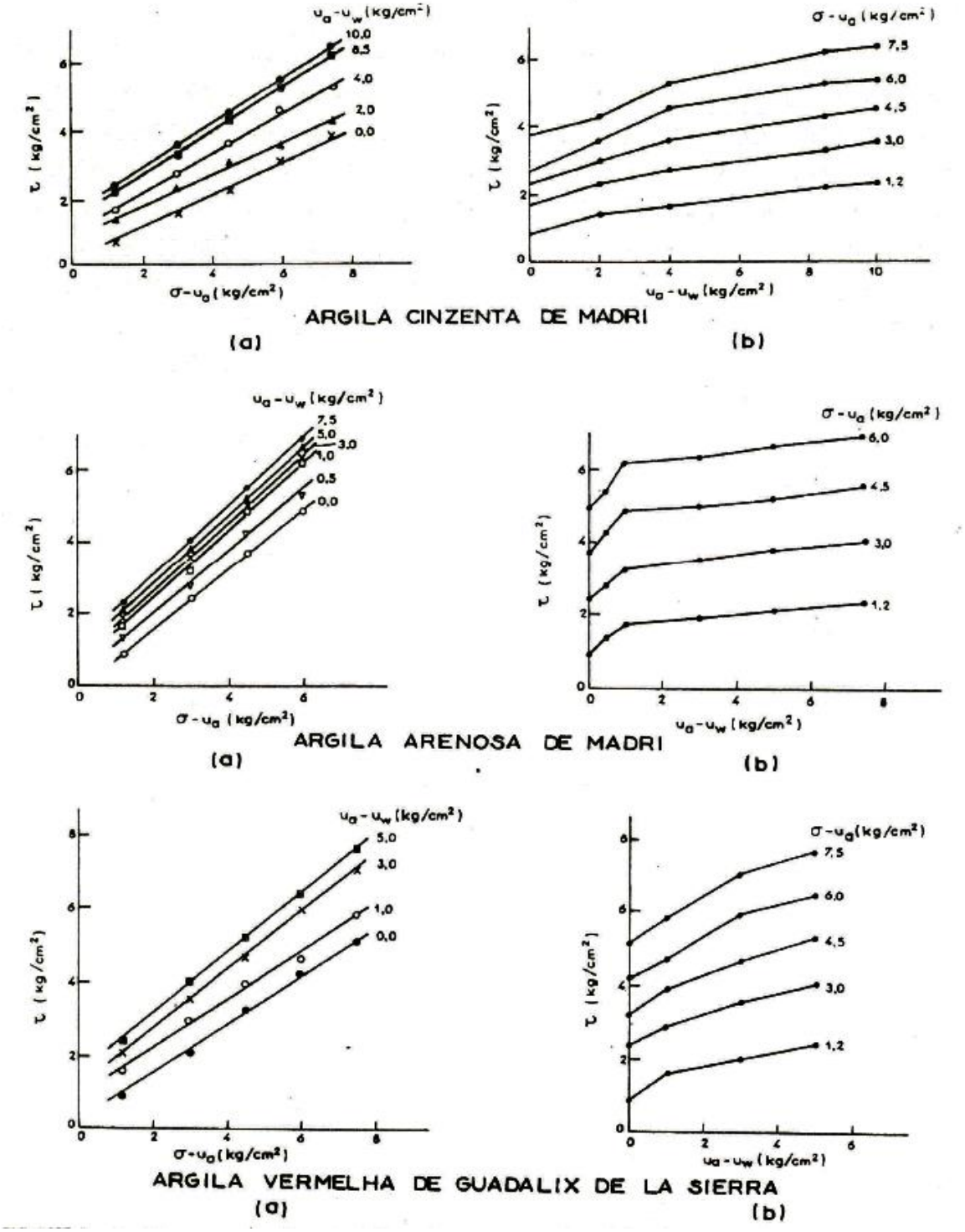


Fonte: Ho e Fredlund (1982).

Há uma relação entre os parâmetros χ, da Equação 16, e tg ϕ^b, da Equação 17, em que tg $\phi^b = \chi$tg ϕ'. De acordo com Rohm (1993), Wood (1979) comenta que, se o parâmetro χ não é uma constante do solo, conforme visto na Equação 16, não há razão para que tg ϕ^b seja. Corroborando com essa afirmação, Escario e Sáez (1986) demonstraram experimentalmente a variação da tg ϕ^b em função da sucção matricial do solo, constatando que este parâmetro não é constante. Estes autores afirmam que, mesmo com a dificuldade apresentada na determinação do parâmetro χ, este, ao menos, busca representar o que ocorre no comportamento do solo. Os resultados obtidos por Escario e Sáez (1986) estão apresentados na Figura 28.

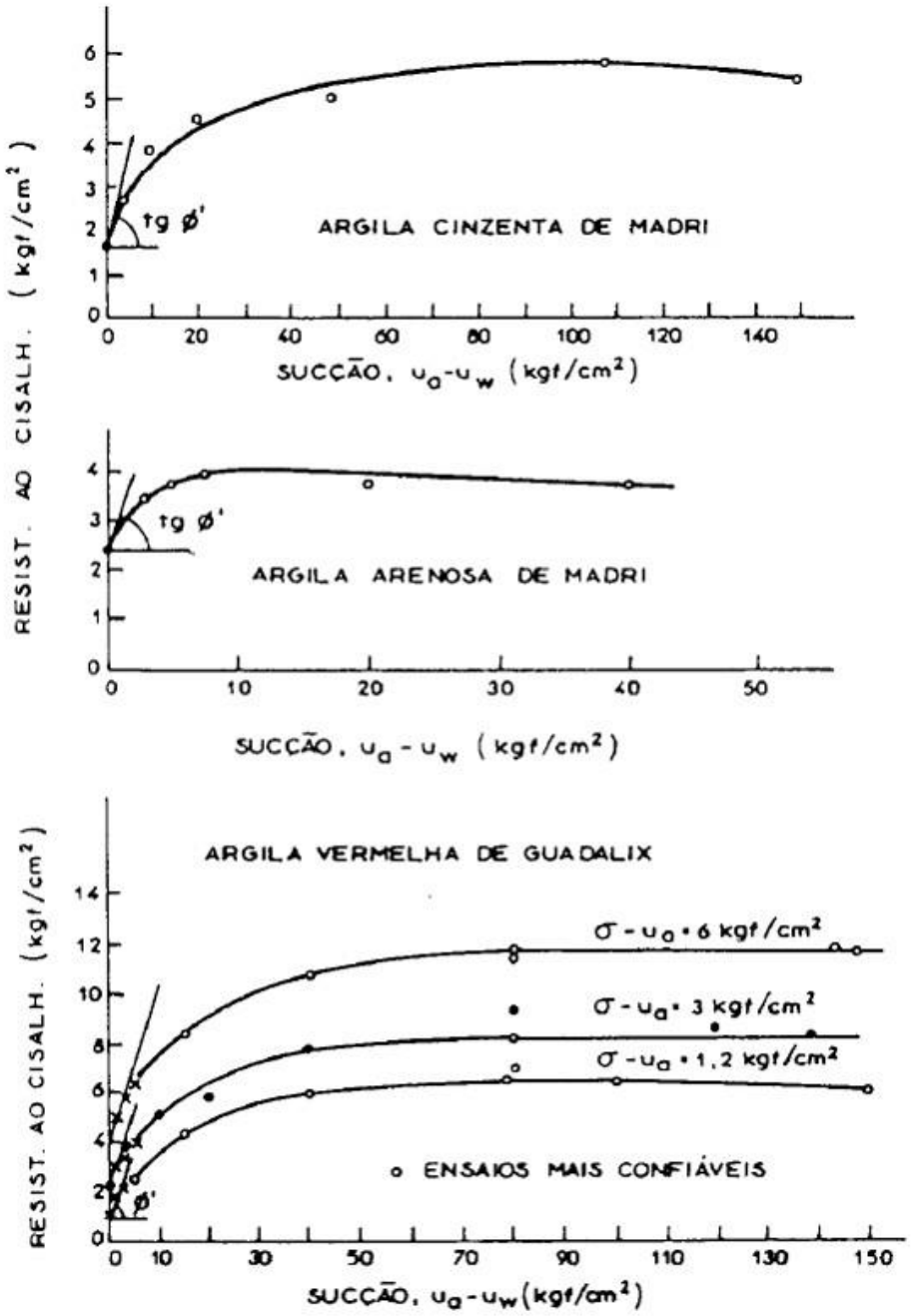
Escario e Sáez (1987) concluíram, baseados em resultados de ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada, que é difícil aceitar expressões para resistência ao cisalhamento dos solos não saturados semelhantes àquela proposta por Fredlund *et al.* (1978). Os resultados obtidos pelos autores, e apresentados na Figura 29, demonstram, basicamente, duas particularidades: a) a tangente que passa pela origem é igual a tg ϕ'; b) a resistência ao cisalhamento do solo aumenta com a sucção matricial até um valor máximo, característico de cada solo, a partir do qual estabiliza-se ou exibe um leve decréscimo (ROHM, 1993).

Figura 28 – a) Resistência ao cisalhamento versus tensão normal para diferentes valores de sucção matricial; b) tensão cisalhante versus sucção matricial para diferentes valores de tensão normal.



Fonte – Escario e Sáez (1986).

Figura 29 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto com diferentes sucções matriciais e tensões normais.

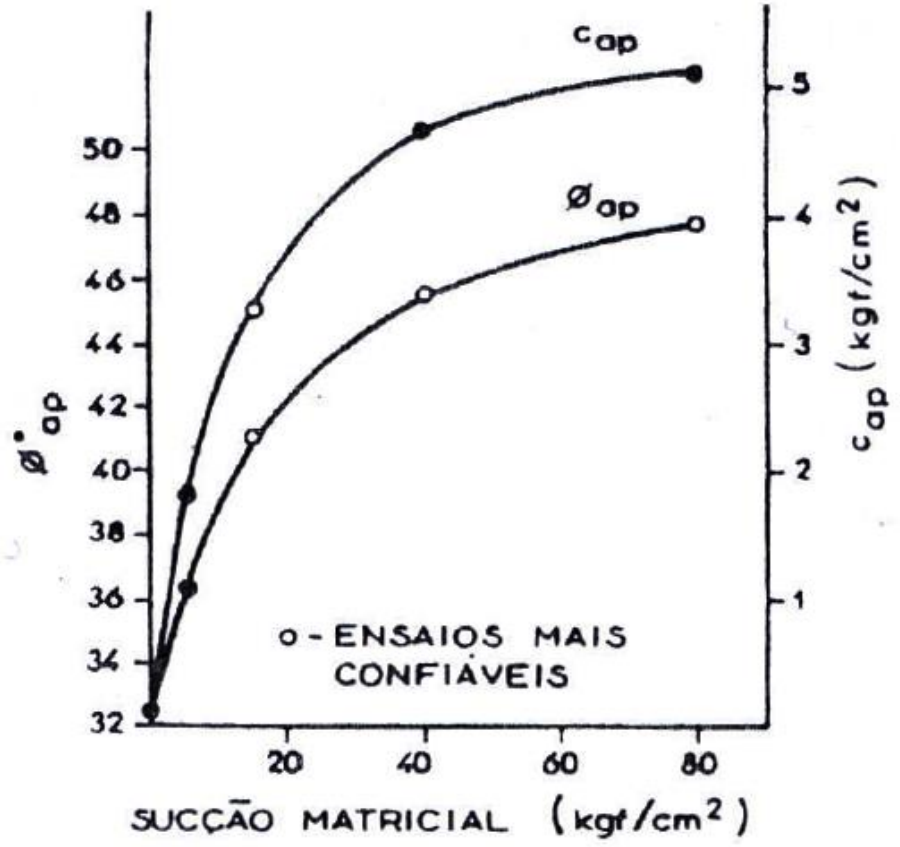


Fonte: Escario e Sáez (1987).

Ainda de acordo com Escario e Sáez (1987), tanto o ângulo de atrito interno aparente, quanto a coesão aparente dos solos não saturados, variam com a sucção matricial, de forma

direta, ou seja, ambos aumentam com o aumento da sucção, conforme apresentado na Figura 30.

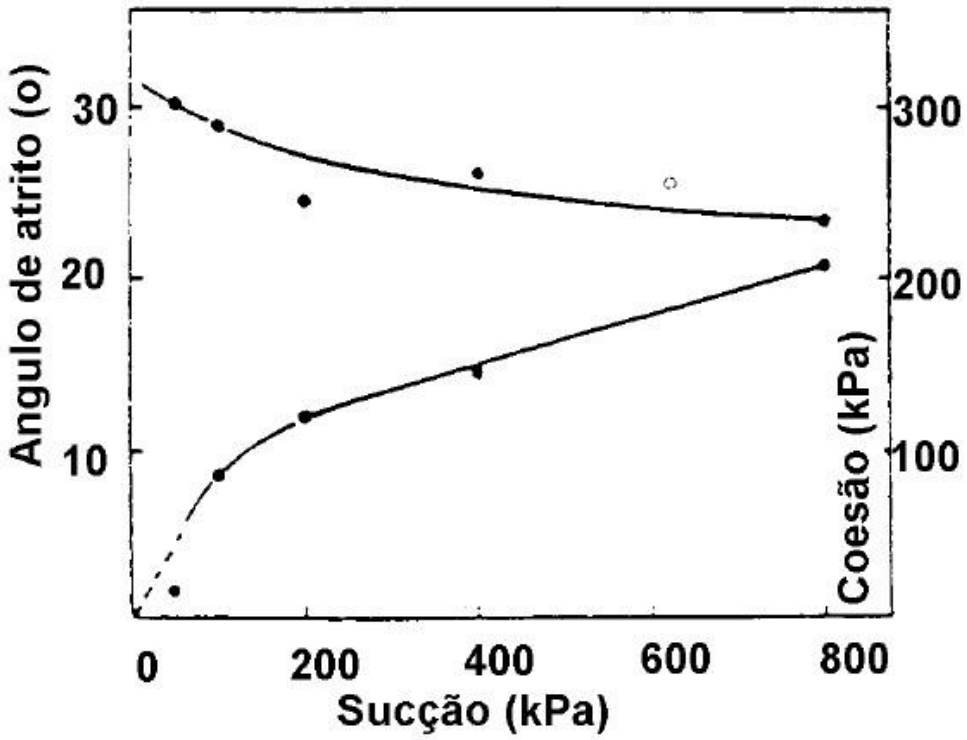
Figura 30 – Variação da coesão aparente e do ângulo de atrito interno com a sucção matricial para a argila vermelha de Guadalix.



Fonte: Escario e Sáez (1987).

Delage *et al*. (1987), contudo, apresentaram resultados experimentais em que as variações de c e ϕ não obedecem ao comportamento apontado por Escario e Sáez (1987). Assim, de acordo com os autores, enquanto a coesão cresce com o aumento da sucção, o ângulo de atrito diminui, conforme apresentado na Figura 31.

Figura 31 – Variação da coesão e do ângulo de interno em função da sucção matricial.

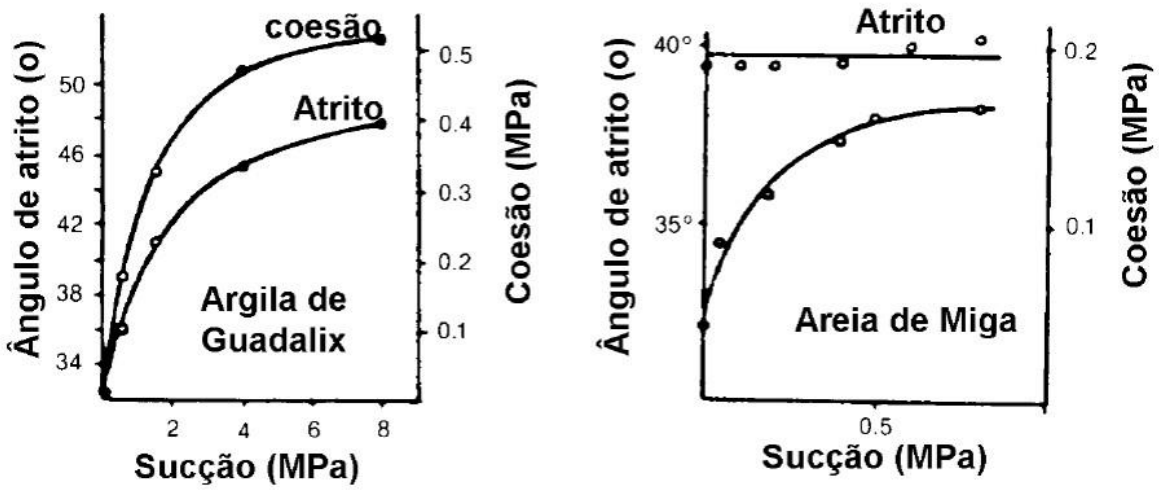


Fonte: Delage *et al*. (1987).

Fredlund *et al*. (1987) reconhecem que o comportamento do solo não saturado é não linear, em termos de resistência ao cisalhamento e que, para baixos valores de sucção, em que o solo permanece ainda muito próximo à saturação, os parâmetros ϕ' e ϕ^b são iguais. A partir da pressão de entrada de ar começa efetivamente a haver dessaturação do solo e o ângulo ϕ^b passa a reduzir de valor, até alcançar um valor constante.

Escario e Jucá (1989) realizaram ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada em uma argila e uma areia argilosa. Os autores constataram que para a argila, denominada Guadalix, o ângulo de atrito é dependente da sucção, enquanto para a areia argilosa este parâmetro manteve-se constante e independente do nível de sucção aplicado. Porém, para ambos os solos, os autores constataram que a coesão varia de forma não linear. Os resultados obtidos por Escario e Jucá (1989) estão apresentados na Figura 32.

Figura 32 – Variação da coesão e ângulo de atrito para dois solos distintos.



Fonte: Escario e Jucá (1989).

Escario e Jucá (1989) propuseram uma uma função eliptica de grau 2,5 para representar a variação da resistência ao cisalhamento do solo com a sucção. Essa formulação está apresentada na Equação 19.

$$\left(\frac{Sm-\psi}{a}\right)^{2,5}+\left(\frac{\tau-\tau_b}{b}\right)^{2,5}=1 \qquad \text{Equação 19}$$

Em que:

ψ - sucção do solo;

τ - resistência ao cisalhamento do solo;

Sm, τ_b, a e b – parâmetros do ensaio.

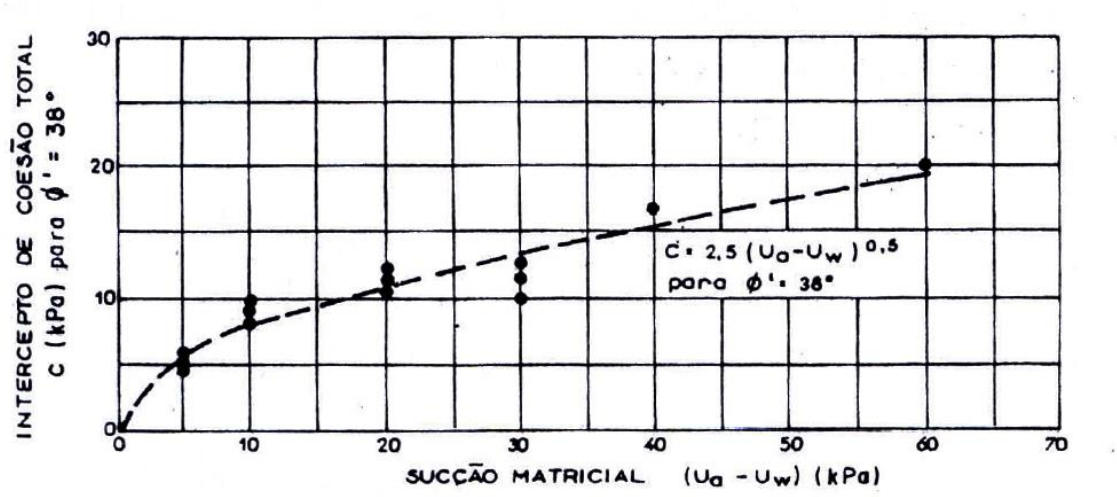
Fredlund (1990) admite que a relação entre a resistência ao cisalhamento e a sucção matricial pode ser algo não linear, particularmente quando a sucção matricial abrange uma larga faixa de valores. O grau de não linearidade deve ser também função do tipo de solo.

De acordo com a proposição de Ho e Fredlund (1982), Abramento e Carvalho (1989) e Wolle (1990) consideram, baseados em resultados de ensaios com sucção controlada, realizados por Abramento (1988) e apresentados na Figura 33, que todo o ganho de resistência do solo com a sucção se dá no intercepto coesivo, admitindo-se o ângulo de atrito

constante e igual ao da condição saturada, cuja variação pode ser representada por uma função potencial, conforme Equação 20 (ROHM, 1993).

$$c = 2{,}5(u_a - u_w)^{2{,}5} \qquad \text{Equação 20}$$

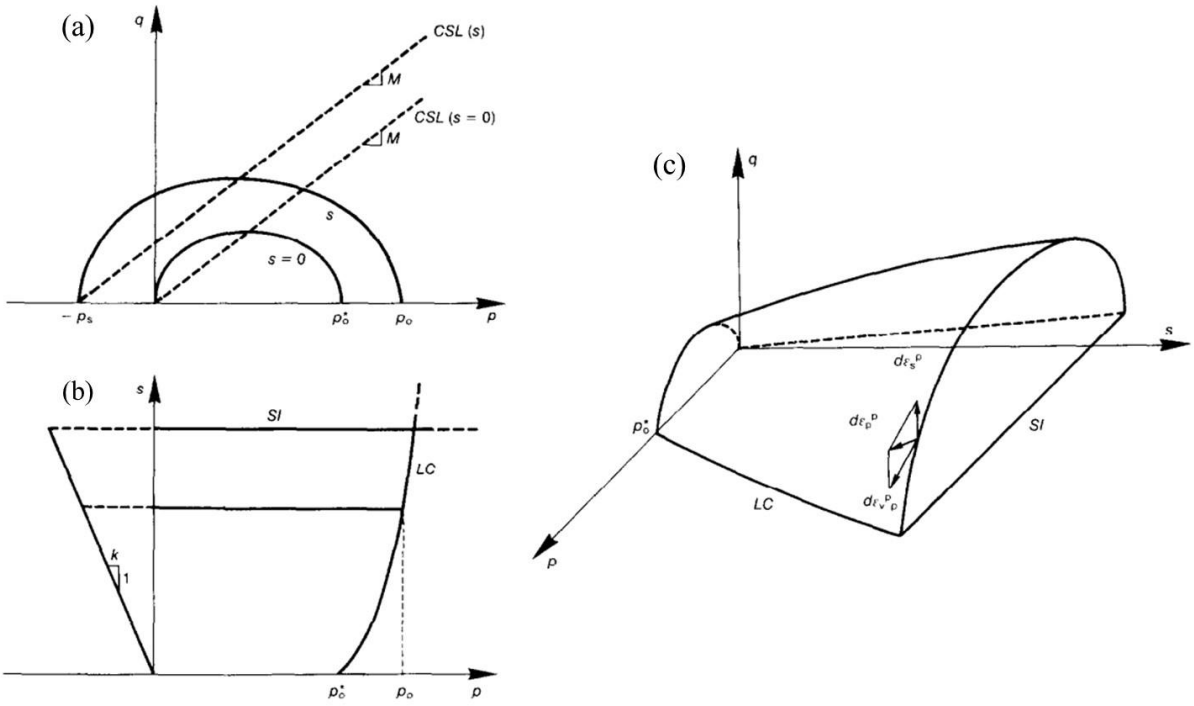
Figura 33 – Variação da coesão com a sucção considerando ângulo de atrito constante e igual à condição saturada.



Fonte: Abramento (1988).

Outra importante contribuição para a modelagem do comportamento dos solos não saturados foi elaborada por Alonso *et al.* (1990). Na curva LC (Loading Collapse) proposta pelo modelo, denominado BBM (Barcelona Basic Model), os domínios elásticos do solo crescem com o aumento da sucção (pré-adensamento). O menor domínio corresponde à condição saturada do solo, sendo representada por uma elipse. O tamanho da elipse aumenta à medida que ocorre um aumento na sucção e, consequentemente, o domínio elástico do solo é aumentado, conforme a forma da curva LC. Na Figura 34 está apresenta a representação gráfica do modelo BBM. Sendo: (a) espaço (p x q); (b) espaço (p x s); e (c) diagrama tridimensional.

Figura 34 – Representação gráfica do modelo BBM.



Fonte: Alonso *et al.* (1990).

Rohm (1992), Teixeira (1996) e Machado (1998) também consideraram o ângulo de atrito constante e igual ao da condição saturada para definir a variação da coesão com a sucção em seus resultados. Esses autores utilizaram para isso uma função hiperbólica, definida pela Equação 21.

$$c = c' + \frac{\psi_m}{a + b\psi_m} \qquad \text{Equação 21}$$

Onde:

c – coesão aparente ou total;

c´- coesão efetiva;

ψ_m - sucção do solo (matricial);

a e b – parâmetros do ajuste.

Machado (1998) encontrou em seus resultados valores do parâmetro ϕ^b iguais e superiores ao do ângulo de atrito do solo na condição saturada. Segundo Machado (1998), valores de $\phi^b > \phi'$ já foram encontrados por Teixeira (1996), analisando solo semelhante em ensaios realizaos em amostras compactadas. De acordo com Teixeira (1996) para baixos valores de sucção é possível encontrar valores de $\phi^b > \phi'$.

A função hiperbólica da Equação 21 foi utilizada por Vilar (2006) para propor um método expedito de previsão da resistência ao cisalhamento de solos não saturados. Esse método consite na definição da resistência efetiva do solo na condição saturada e na umidade residual ou seca ao ar. Com esses valores, basta utilizar a função hiperbólica da Equação 21 para que a variação da resistência ao cisalhamento do solo em função da sucção possa ser definida. Para isso, o autor observou que a medida que a sucção do solo tende a zero, a variação da coesão em relação à sucção na Equação 21 tende 1/a (= tg ϕ'), conforme ilustrado na Equação 22.

$$\left.\frac{dc}{d\psi}\right]_{\psi \to 0} = \frac{1}{a} = tg\phi' \qquad \text{Equação 22}$$

De acordo com o método proposto, a resistência máxima do solo ocorre na umidade residual ou seca ao ar. Vilar (2006) apresenta alguns ajustes de resultados experimentais de diferentes autores demontrando a eficiência do método para uma larga faixa de sucção.

Fredlund (2006) e Fredlund *et al*. (2012) apresentam uma modificação da Equação 17, introduzindo um novo termo, f_1, que corresponde a função que representa a taxa de variação da resistência ao cisalhamento do solo com a sucção, $df_1/d(u_a - u_w)$, conforme a Equação 23.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)f_1 \qquad \text{Equação 23}$$

Embora exista uma vasta gama de proposições para estimar a variação da resistência ao cisalhamento do solo, para diferentes condições de saturação, essas teorias desenvolvidas

consideraram apenas a água como fluido interstitial presente no solo. É de grande interesse conhecer a variação da resistência ao cisalhamento do solo quando este tem seu grau de saturação variado em relação a outros fluidos.

2.2.11 Resistência ao cisalhamento do Solo para diferentes fluidos intersticiais

Todas as teorias até aqui apresentadas, que propuseram formulações para a estimativa da resistência, consideraram a presença de água e ar, apenas, como únicos fluidos presentes nos poros do solo.

Contudo, a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade dependem de fatores relacionados ao solo, ao estado de tensões e ao tipo de fluido presente no meio poroso. As alterações provocadas no solo por fatores como cátions trocáveis e características do fluido existente nos poros dependem da atividade da fração argila (MITCHELL, 1976).

Anandarajah e Zhao (2000) avaliaram a resistência ao cisalhamento de uma argila quando saturada por fluidos de diferentes constantes dielétricas. Os corpos de prova foram saturados e ensaiados em um equipamento triaxial. As amostras foram ensaiados com tensões de confinamento de 100, 200 e 400 kPa.

Os fluidos utilizados no experimento de Anandarajah e Zhao (2000), e suas respectivas carcaterísticas, estão apresentadas na Tabela 8.

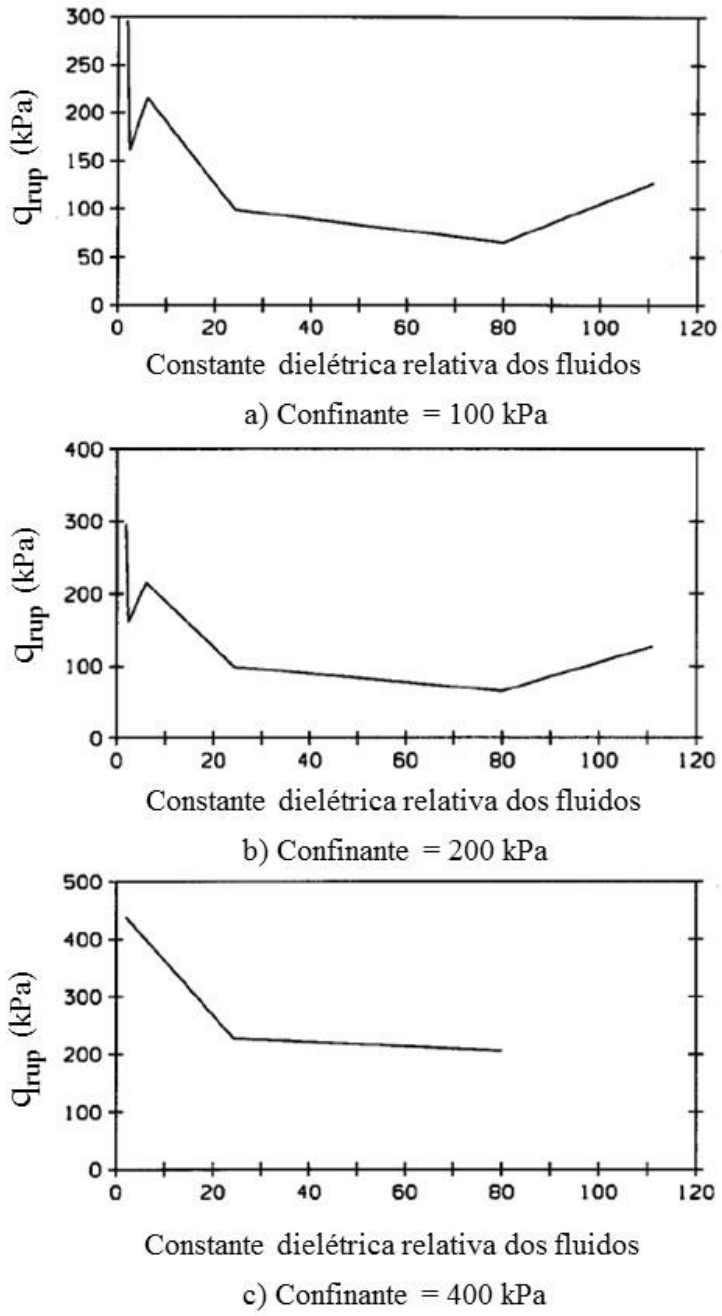
Tabela 8 – Propriedades físico-químicas dos fluidos a 20ºC.

Fluido	Constante dielétrica	Peso unitário (g/cm^3)
Formaldeído	111,00	1,134
Água	80,00	1,000
Etanol	24,30	0,789
Ácido acético	6,16	1,053
Trietilamina	2,42	0,725
Heptane	1,91	0,685

Fonte: Anandarajah e Zhao (2000).

A variação da resistência ao cisalhamento, encontrada por Anandarajah e Zhao (2000), em função da constante dielétrica do fluido, para cada tensão de confinamento, está apresentada na Figura 35.

Figura 35 – Variação da resistência ao cisalhamento máxima em função da constante dielétrica dos fluidos.

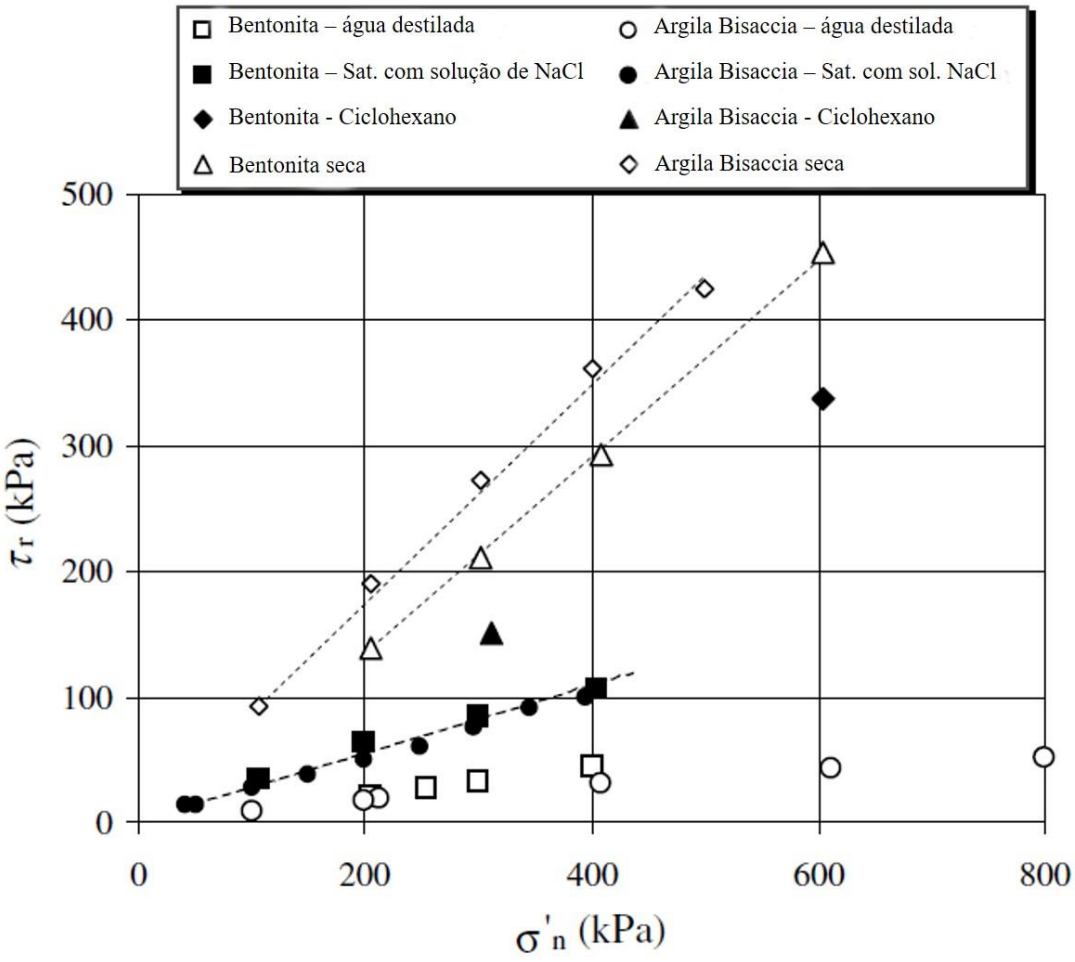


Fonte: Adaptado de Anandarajah e Zhao (2000).

As três curvas apresentadas por Anandarajah e Zhao (2000), na Figura 35, apresentam comportamentos similares, onde a resistência ao cisalhamento do solo varia de forma não linear com o aumento da constante dielétrica do fluido.

Di Maio *et al.* (2004) estudaram a variação de resistência ao cisalhamento de duas argilas da Itália (argila Bisaccia e bentonita Ponza) quando saturadas com água, com solução de NaCl e com ciclohexano. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados em termos de envoltórias de tensões na Figura 36.

Figura 36 – Envoltórias de tensões para diferentes fluidos de saturação.



Fonte: Di Maio *et al.* (2004).

De acordo com os resultados de Di Maio *et al*. (2004), apresentados na Figura 36, os menores valores de resistência residual (τ_r) ocorrem quando ambas as argilas são saturadas com água, de constante dielétrica da ordem de 80. À medida em que são utilizados fluidos de constantes dielétricas menores que a da água, os níveis de resistência ao cisalhamento do solo tendem a aumentar.

Calvello *et al.* (2005) relatam os resultados experimentais obtidos sobre a influência da composição do fluido presente no meio poroso no limite de liquidez, compressibilidade e resistência ao cisalhamento de três diferentes solos. A resistência ao cisalhamento foi determinada por meio de ensaios de cisalhamento direto e de anel de cisalhamento. Os solos foram secados e destorroados e posteriormente foram reconstituídos com água destilada, soluções salinas em várias concentrações e fluidos orgânicos com constantes dielétricas diferentes.

Na Tabela 9 apresenta-se os valores de constante dielétrica e peso específico dos fluidos usados no trabalho de Calvello *et al.* (2005).

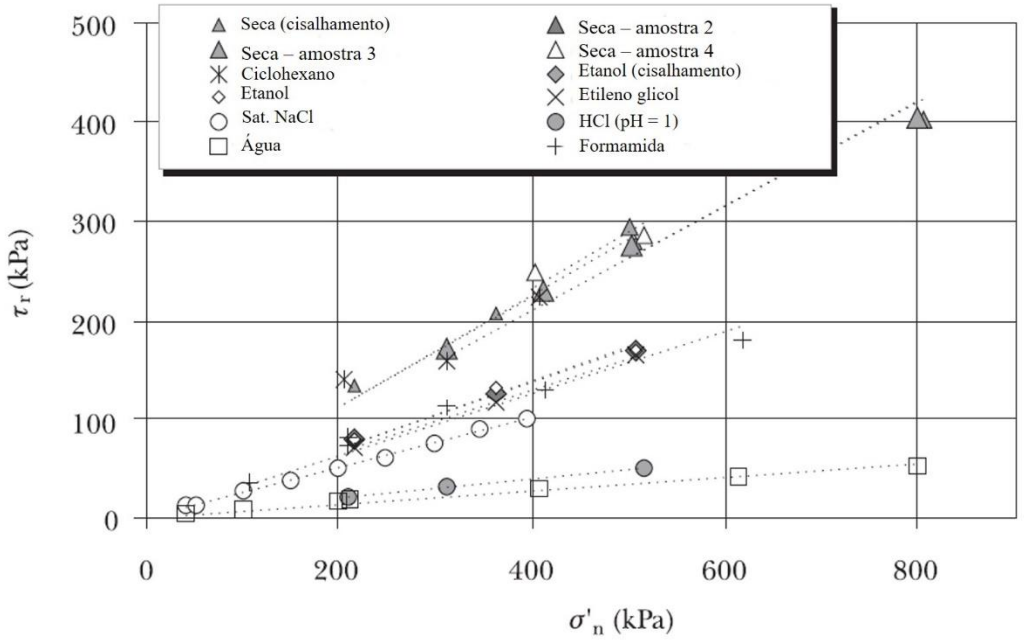
Tabela 9 – Valores da constante dielétrica e peso específico dos fluidos.

Fluido	Constante dielétrica (T = 20ºC)	Peso unitário (g/cm^3)
Ar	1,00	-
Ciclohexano	2,00	0,78
Etanol	24,30	0,81
Etileno glicol	37,00	1,11
Sufóxido de dimetil	47,00	1,10
Água destilada	80,00	1,00
Formaldeído	110,00	1,13
Solução aquosa de 1 M NaCl	68,23	1,05
Solução aquosa de 1 M KCl	66,11	1,07
Solução aquosa de 1 M $MgCl_2$	68,38	1,08
Solução aquosa de HCl com pH = 1	78,71	1,01

Fonte: Calvello *et al.* (2005).

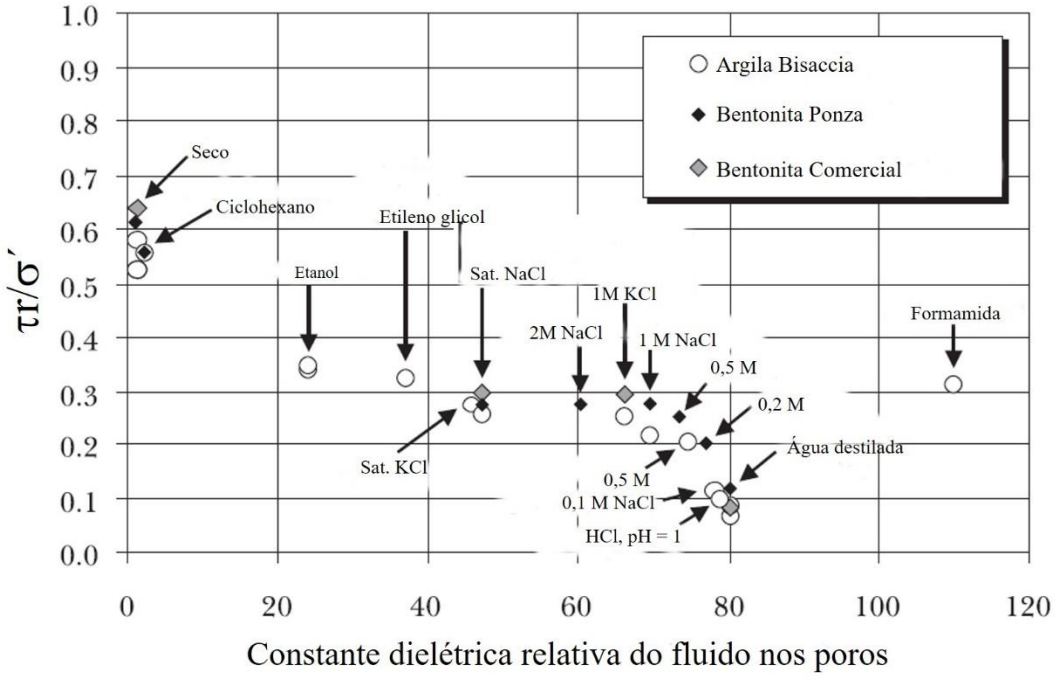
Na Figura 37 são apresentadas as envoltórias de tensões obtidas por Calvello *et al.* (2005) para as amostras compactadas de argila denominada Bisaccia, saturadas com diferentes fluidos. Na Figura 38 apresentam-se os resultados obtidos por Calvello *et al.* (2005), correlacionando a resistência ao cisalhamento das três argilas estudadas em função da constante dielétrica dos fluidos.

Figura 37 – Envoltórias de tensões para diferentes fluidos.



Fonte: Calvello *et al.* (2005).

Figura 38 – Resistência ao cisalhamento em função da constante dielétrica para solos preparados e ensaiados com diferentes fluidos.



Fonte: Calvello *et al.* (2005).

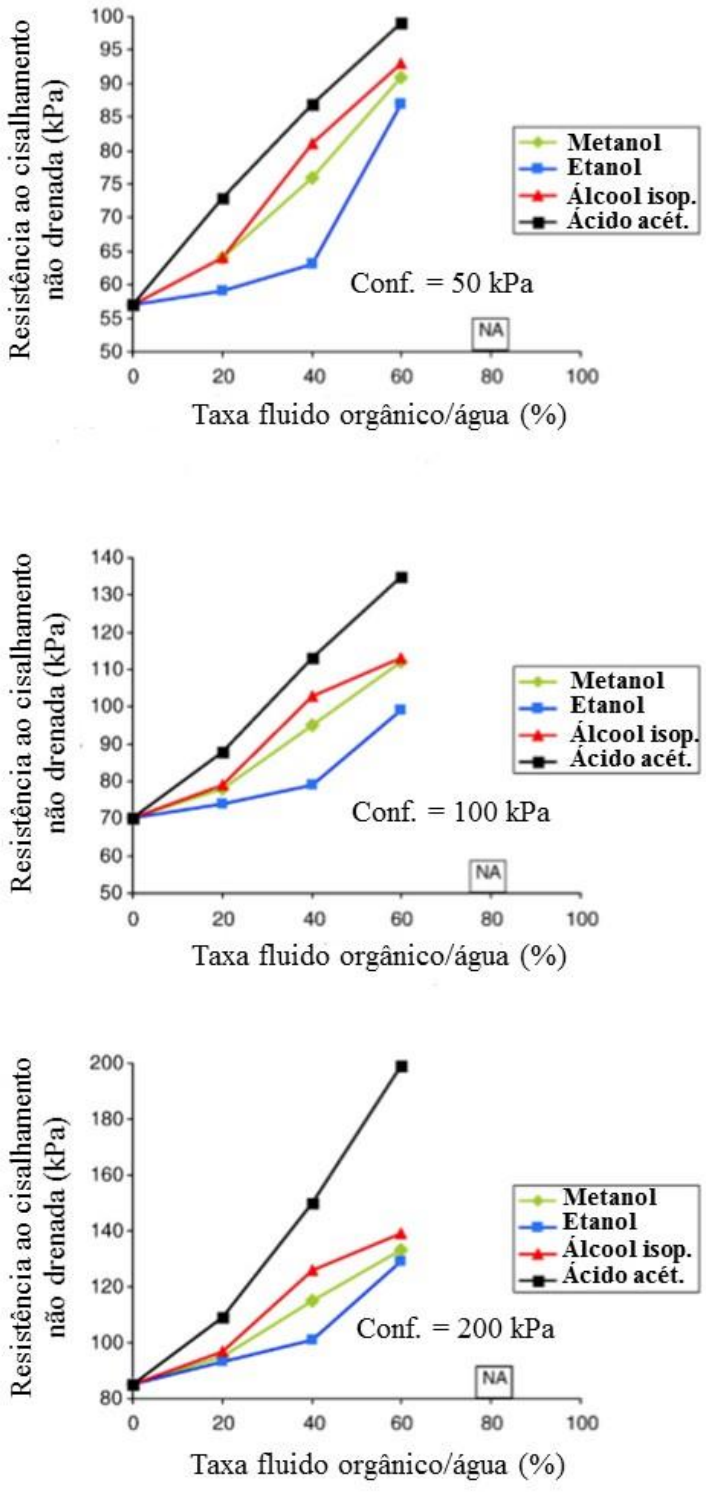
Os resultados apresentados por Calvello *et al.* (2005) mostram que os efeitos dos diferentes fluidos no solo, em termos de resistência ao cisalhamento, podem ser comparados diretamente com referência às suas respectivas constantes dielétricas. Os autores concluiram que à medida que, a constante dielétrica do fluido aumenta, os valores de resistência ao cisalhamento do solo diminuem. Os resultados apresentados por esses autores, para diferentes tipos de solo, indicam que essa variação de resistência do solo em função da constante dielétrica do fluido apresenta um comportamento que tende à não linearidade.

Segundo Olgun e Yildiz (2010), alterações na distribuição de fluido nos poros do solo geralmente exercem uma influência significativa sobre o comportamento geotécnico de argilas. Para determinar estas influências, os autores utilizaram quatro diferentes fluidos orgânicos (metanol, etanol, álcool isopropílico e ácido acético), em várias concentrações de fluidos orgânicos em relação à água, cobrindo uma vasta gama de constantes dielétricas. Em primeiro lugar, as amostras de solo, preparadas com os diferentes fluidos, foram pré-consolidadas usando uma pressão de 100 kPa. Em seguida, estas amostras foram submetidas a ensaios de compressão triaxial não drenados, com tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa. As curvas de resistência ao cisalhamento não drenado, obtidas por Olgun e Yildiz (2010), são apresentadas na Figura 39.

Olgun e Yildiz (2010) concluiram que os valores de resistência ao cisalhamento aumentam com o aumento da proporção líquido orgânico/água, com a consequente diminuição da constante dielétrica do fluido no meio poroso. O efeito da presença desses fluidos no solo está relacionado à repulsão electrostática decrescente.

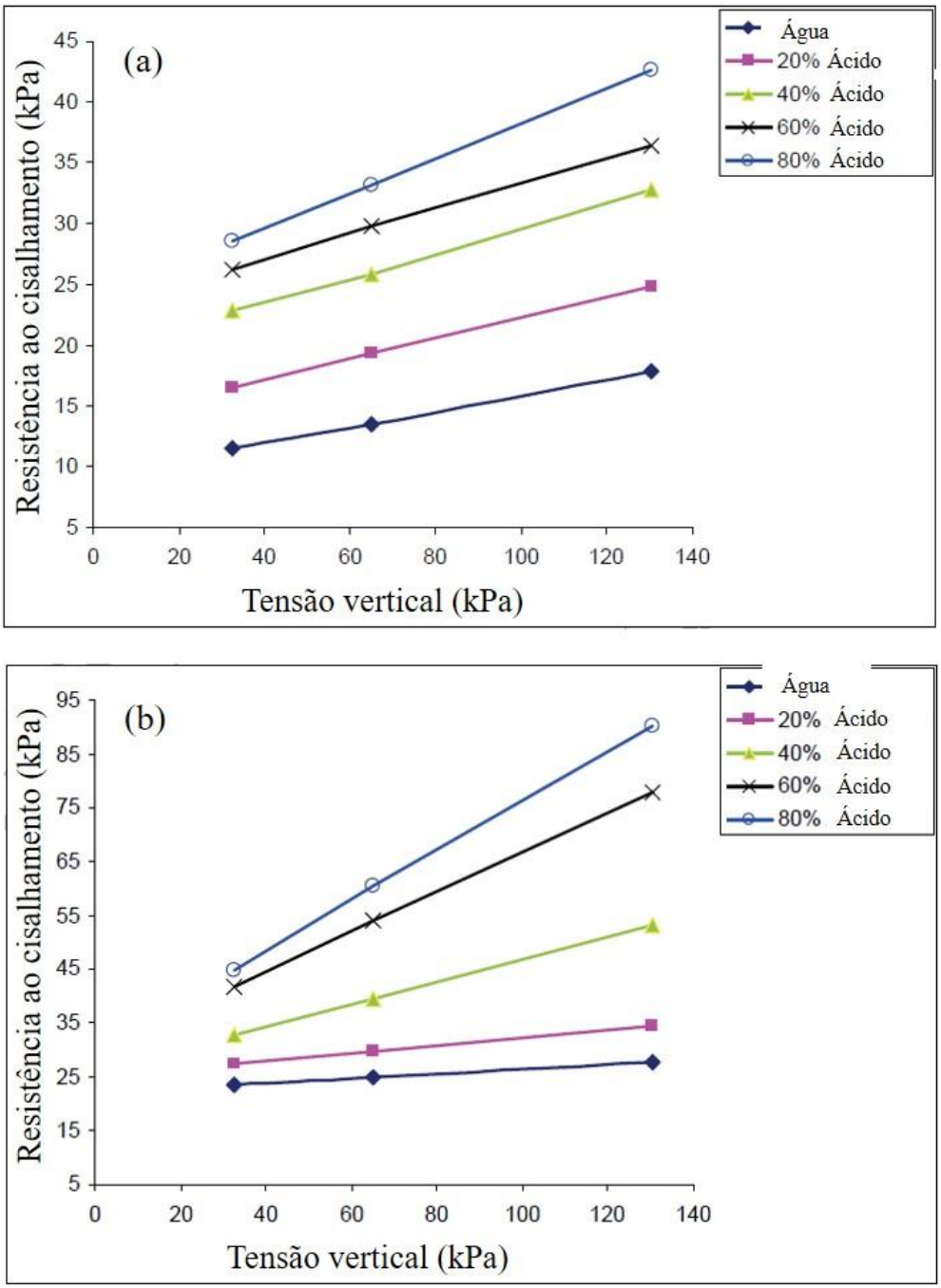
Olgun e Yildiz (2012) avaliaram a resistência ao cisalhamento e as mudanças estruturais em dois solos argilosos, sendo uma caulinita e o outro contendo montmorilonita, enquanto soluções contendo água pura e vários conteúdos de ácido acético (20%, 40%, 60% e 80%) foram utilizadas como fluidos presentes nestes solos. As amostras foram preparadas utilizando como umidade duas vezes o limite de liquidez de cada teor de ácido acético. Com o intuito de determinar as alterações na resistência ao cisalhamento dos solos, os autores realizaram ensaios de cisalhamento direto, com amostras pré-consolidadas a uma tensão de 100 kPa. Na Figura 40 são apresentados os resultados de resistência ao cisalhamento para os solos.

Figura 39 – Resistência máxima ao cisalhamento não drenado de amostras de argila para várias concentrações fluido/água e pressões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa.



Fonte: Adaptado de Olgun e Yildiz (2010).

Figura 40 – Variação da resistência ao cisalhamento da caulinita (a) e montmorilonita (b).



Fonte: Olgun e Yildiz (2012).

Na Tabela 10 são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento da caulinita obtidos por Olgun e Yildiz (2012).

Tabela 10 – Parâmetros de resistência da caulinita para diferentes teores de ácido acético.

Parâmetros de resistência do solo	Teor de ácido acético (%)				
	0	20	40	60	80
Coesão (c´) (kPa)	9,44	13,53	19,50	23,00	23,72
Ângulo de atrito interno (ϕ´)	3,66	4,97	5,59	5,96	8,25

Fonte: Olgun e Yildiz (2012).

Na Tabela 11 são apresentados os parâmetros de resistência ao cisalhamento da caulinita obtidos por Olgun e Yildiz (2012).

Tabela 11 – Parâmetros de resistência do solo montmorilonítico para diferentes teores de ácido acético.

Parâmetros de resistência do solo	Teor de ácido acético (%)				
	0	20	40	60	80
Coesão (c´) (kPa)	22,09	25,08	25,85	29,67	30,16
Ângulo de atrito interno (□´)	2,52	4,15	11,86	20,44	24,84

Fonte: Olgun e Yildiz (2012).

De acordo com os resultados experimentais de Olgun e Yildiz (2012), ocorreram incrementos significativos nos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em ambas as argilas, à medida que o teor de ácido acético foi aumentado. O aumento da concentração de ácido acético na mistura com água faz com que a constante dielétrica da solução diminua e, consequentemente, provocando a floculação do solo, com consequente aumento de sua resistência ao cisalhamento.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

A programação experimental para a caracterização do solo empregado nos estudos efetuados no presente trabalho incluiu os ensaios de caracterização geotécnica e físico-química do solo, além de ensaios de curva de retenção. Na caracterização geotécnica foram efetuados procedimentos para a determinação da granulometria conjunta, limites de plasticidade e liquidez e massa específica dos sólidos, além de ensaios de compactação na energia do Proctor normal. Na caracterização físico-química do solo superfície específica e volume de poros, Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), microscopia óptica, composição química do solo e caracterização complementar. Como cerne do desenvolvimento do trabalho foram realizados ensaios triaxiais em amostras compactadas saturadas e não saturadas, com e sem controle de sucção, com diferentes fluidos intersticiais. Por fim, foram realizados ensaios de adensamento unidirecional em amostras com e sem secagem prévia.

3.1. MATERIAIS

Utilizou-se no presente estudo o solo residual do granulito-gnaisse, de vasta ocorrência na cidade de Salvador/BA. O solo foi coletado no campo experimental da Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia. Do ponto de vista geológico, segundo Winkler (1976) e IBGE (1998), este é um solo proveniente das rochas metamórficas plutônicas que formam o embasamento cristalino da cidade de Salvador, Bahia, Brasil. O granulito é uma rocha metamórfica proveniente de metamorfismo de alto grau (acima de 650ºC). É uma rocha granular composta essencialmente por quartzo, feldspato, hiperstênio e eventualmente granada e biotita, não apresentando uma foliação marcante. O granulito-gnaisse é uma rocha com metamorfismo à altura do fácies granulito e textura gnaisse, a qual é uma textura bandada de granulação média a grossa, com níveis micáceos alternando com bandas quartzo-feldspáticas.

3.2. COLETA E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS DE SOLO

Foram realizadas três coletas de amostras deformadas, de aproximadamente 100 kg cada, sempre de locais próximos e na mesma profundidade. Estas amostras foram destorroadas e dispostas para secagem ao ar até a estabilização da umidade, conforme norma NBR 6457/ABNT - 1986. Após secagem ao ar, o material foi acondicionado em uma baia fechada, de forma que a condição de umidade do material seco ao ar apresentasse pequena variação ao longo do tempo. A Figura 41 apresenta o local da coleta de amostras.

Figura 41 – Local da coleta de amostras.

3.3. ENSAIOS DE CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O solo foi submetido aos seguintes ensaios de Granulometria conjunta (NBR 7181/ABNT – 1984); Limite de liquidez (NBR 6489/ABNT – 1984); Limite de plasticidade (NBR 7180/ABNT – 1984) e Massa específica dos sólidos (NBR 6508/ABNT – 1984).

Para a execução destes ensaios de caracterização geotécnica foram utilizados, aproximadamente, 50 kg de material, os quais foram quarteados para obtenção de porções representativas do solo. Estes ensaios foram executados no Laboratório de Solos da Universidade Católica de Salvador.

3.4. COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Todos os ensaios de curva de retenção e de compressão triaxial foram executados com corpos de prova compactados. Sendo assim, houve a necessidade de, antecipadamente, se conhecer os índices físicos do solo estudado, e em especial, a massa específica seca máxima e o teor de umidade ótimo ($\gamma_{dmáx}$ e w_{ot}). Para tanto, foi realizado o ensaio de compactação, na energia do Proctor normal, de acordo com a norma NBR 7182/ABNT – 1986. Com a curva de compactação foi possível determinar o $\gamma_{dmáx}$ e w_{ot} a serem alcançados após a compactação dos corpos de prova para os ensaios triaxiais e os ensaios de curva de retenção.

A preparação do solo para compactação dos corpos de prova (CPs) do programa experimental teve início com a homogenização do material na umidade definida no ensaio de compactação realizado. Para isso, em cada homogenização, definiu-se a umidade higroscópica do solo coletado e armazenado e, a partir dela, adicionou-se a quantidade de água necessária para a compactação na umidade ótima. Cada CP foi compactado em quatro camadas perfazendo no total, aproximadamente, 0,10 m de altura e 0,05 m de diâmetro. Para confecção de cada CP uma massa de solo de, aproximadamente, 500 g de material úmido foi homogeneizada e mantida em repouso por 24h antes da compactação. Cada CP compactado foi devidamente acondicionado em plástico filme de modo a evitar grandes variações de umidade. No total foram compactados 375 corpos de prova para atendimento do programa experimental proposto. O molde de compactação utilizado está apresentado na Figura 42, localizado no Laboratório de Geotecnia da UFBA.

Figura 42 – Molde I utilizado para compactação dos corpos de prova dos ensaios triaxiais.

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de curva de retenção com a técnica da Câmara Multifásica, por demandarem dimensões específicas, foram compactados com altura de 0,03 m e diâmetro de 0,10 m, aproximadamente. Sendo assim, houve a necessidade de desenvolver um molde de compactação específico para este fim. O molde bipartido desenvolvido está apresentado na Figura 43. Para as demais técnicas utilizadas para a obtenção das curvas de retenção do solo utilizou-se os CPs compactados no molde da Figura 42.

Figura 43 – Molde II desenvolvido para compactação de CPs utilizados na Câmara Multifásica.

Na compactação dos dois tipos de corpos de prova utilizados no programa experimental, a definição do número de golpes aplicados para a confecção dos corpos de

prova levou em consideração a energia de compactação desejada, conforme a Equação 24, definida por Ralph Proctor.

$$E = \frac{n.N.P.H.98{,}1}{V}$$

Equação 24

Em que:

E - Energia a ser aplicada na amostra de solo, em kJ/m³;

n - Número de camadas a serem compactadas no cilindro de moldagem;

N - Número de golpes aplicados por camada;

P - Peso do soquete, em kg;

H - Altura de queda do soquete, em cm;

V - Volume do cilindro, em cm³.

No ensaio de compactação convencional, na energia do Proctor Normal, onde utiliza-se um soquete de 2,5 kg, caindo de uma altura de 30,5 cm, com 3 camadas a serem compactadas, com 25 golpes cada e um volume do cilindro de 1000 cm³, tem-se uma energia empregada de compactação de 560 kJ/m³. No caso do equipamento da Figura 42 (molde I) esses parâmetros já estavam estabelecidos no momento da compactação. No molde II (Figura 43), contudo, a definição do número de golpes a ser empregado teve como premissa a implementação da mesma energia de compactação obtida no ensaio convencional (ou muito próxima) e dessa forma garantir que o grau de compactação de cada corpo de prova fosse próximo de 100% em relação à esta referência. Vale ressaltar, entretanto, que o processo de compactação foi realizado com o cuidado necessário de forma a buscar um valor homogêneo de porosidade para todos os corpos de prova compactados.

Na Tabela 12 são apresentados os níveis de energia de compactação aplicados em cada uma das três técnicas de compactação executadas.

Tabela 12 – Energias de compactação dos diferentes tipos de molde.

Tipo de molde	P (kg)	H (cm)	n	N	V (cm³)	E (kJ/m³)
Convencional	2,500	30,50	3	25	1000,00	561
Molde I	1,994	33,09	4	6	254,72	610
Molde II	2,500	30,50	1	18	240,36	560

Na Tabela 12 é possível observar que a energia de compactação aplicada às amostras no molde I é, aproximadamente, 9% maior que a energia aplicada no molde convencional. Por outro lado, no molde II, desenvolvido nesse trabalho, a energia de compactação é praticamente idêntica à do ensaio convencional. Com essa constatação pode-se esperar que os CPs compactados no molde I terão grau de compactação acima de 100%, quando comparados ao ensaio convencional.

3.5. CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DO SOLO

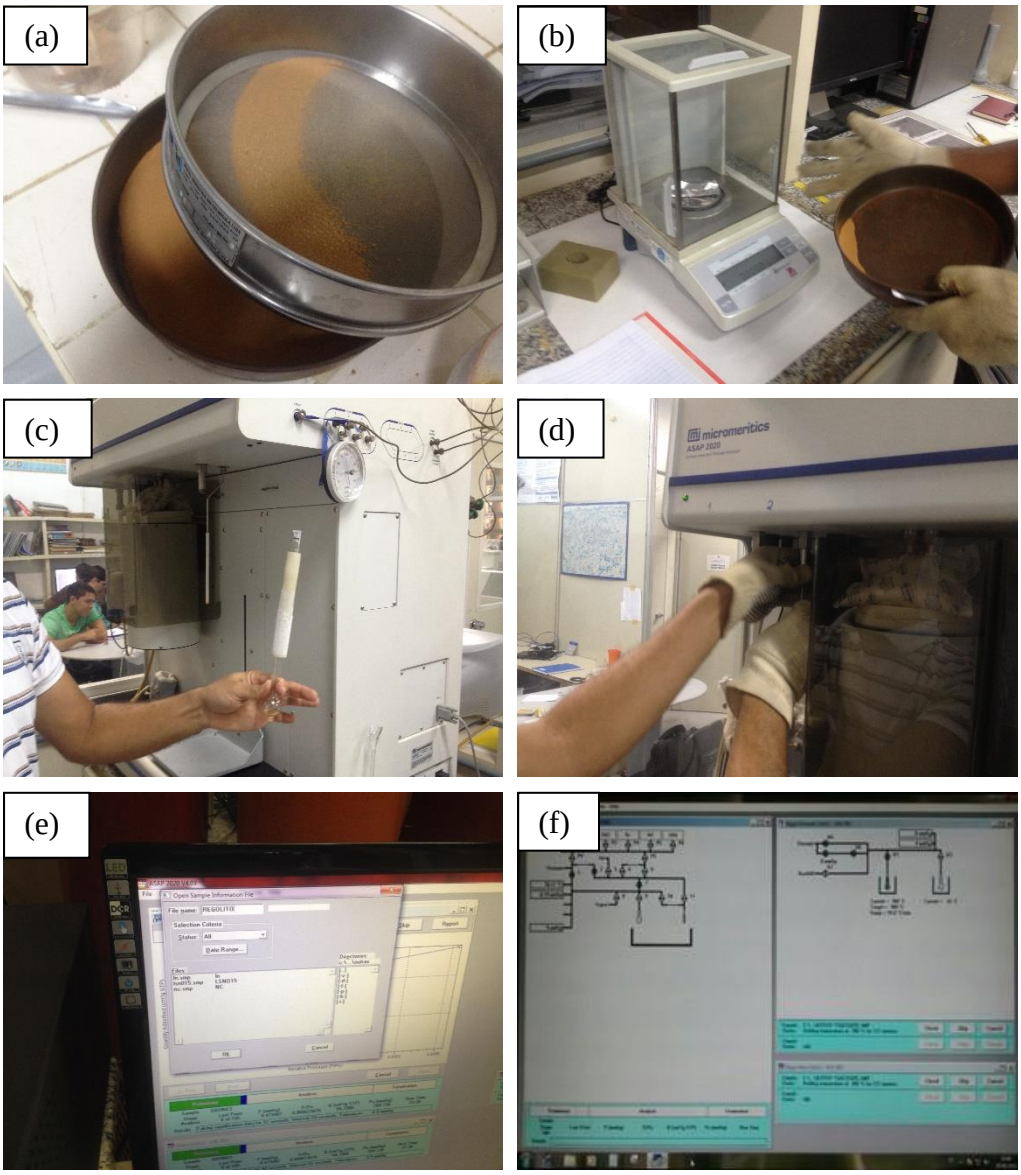
3.5.1 Superfície específica e volume de poros

Os ensaios de medição da superfície específica e do volume de poros do solo foram realizados no Laboratório de Catálise do Instituto de Química da UFBA, utilizando-se um aparelho Micromeritics ASAP 2020, conforme a Figura 44, com a técnica de fisissorção de N2, método B.E.T. (Brunnauer *et al.*, 1938), na qual as amostras foram pré-tratadas a 300°C, por 12h, sob vácuo (≈267 Pa), com a finalidade de limpar a superfície das amostras, removendo água e quaisquer outras substâncias fisissorvidas.

Para avaliar os efeitos da textura nos valores de superfície específica e volume de poros foram realizados ensaios com quatro diferentes amostras de solo: 1) passando na peneira nº 10 e retida na peneira nº 16; 2) passando na peneira nº 80; 3) passando na peneira nº 200; e 4) argila pura obtida num processo de sedimentação. A massa de cada amostra necessária para análise é de, aproximadamente, 0,20 g.

Na Figura 44 é apresentada a sequência do ensaio, sendo: (a) peneiramento da amostra; (b) pesagem da amostra; (c) e (d) montagem da amostra no equipamento; (e) sistema de aquisição de dados das análises e (f) tela de visualização do ensaio.

Figura 44 – Ensaio para medição de superfície específica e volume de poros (B.E.T).



3.5.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

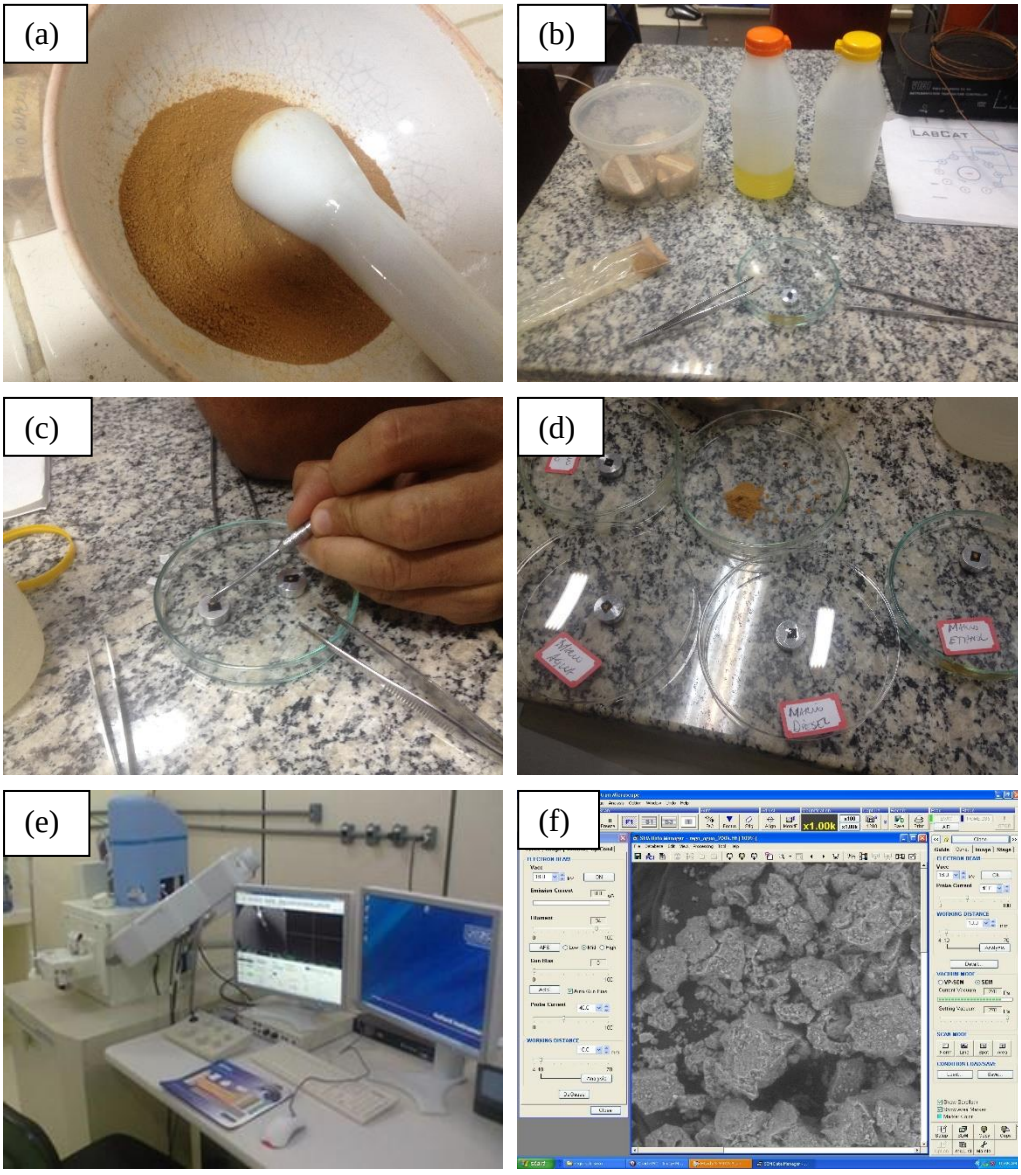
As análises morfológicas do solo, com o MEV, foram realizadas no Laboratório Multiusuário de Microscopia Eletrônica (LAMUME) do Instituto de Física da UFBA, onde se utilizou o equipamento modelo JSM-6610LV da Oxford Instruments.

Foram avaliadas quatro amostras de solo destorroadas, passando na peneira # 16 e retido na # 80, impregnadas por diferentes fluidos. A primeira amostra foi impregnada com

água destilada, a segunda com etanol, a terceira com diesel e a última com ar, ou seja, solo seco em estufa à 105°C por 24h.

A sequência de preparação e execução da análise está mostrada na Figura 45, e apresenta: (a) preparação do solo; (b) fluidos utilizados; (c) preparação da amostra de solo na lâmina do MEV; (d) amostras de solo impregnadas com os diferentes fluidos; (e) equipamento MEV e sistema de aquisição de dados; (f) tela de visualização do ensaio.

Figura 45 – Montagem do ensaio do MEV.

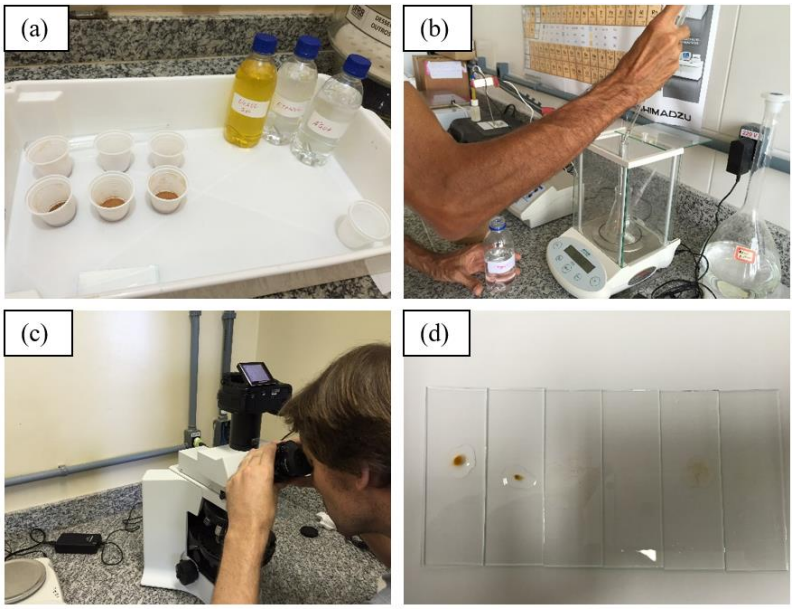


O grande potencial do MEV para análise da estrutura do solo permite visualizar de forma detalhada o arcabouço sólido. Contudo, não foi possível identificar o efeito de cada fluido no solo com relação aos fenômenos de floculação e dispersão. Dessa forma, decidiu-se utilizar um microscópio óptico na busca da visualização do efeito dessas interações.

3.5.3 Microscopia óptica

As análises com o microscópio óptico foram realizadas no Laboratório de Física do Solo da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB). A metodologia adotada foi a proposta por Kaya e Fang (2005), através da qual utilizou-se um Becker de 10 ml e preparou-se, para cada fluido, uma solução contendo, em peso, 10% de solo e 90% do fluido. O Becker contendo a solução foi agitado por um período de um minuto, de forma a garantir uma total interação entre as partículas do solo e o fluido. Posteriormente, utilizando uma pipeta de vidro, transportou-se uma gota da solução para uma lâmina de vidro, imediatamente após o fim do processo de agitação no Becker, e esta foi levada para análise no microscópio óptico. O microscópio utilizado nas análises foi da marca Olympus, modelo BX41, com resolução de 100x, com câmera fotográfica acoplada da marca Olympus, modelo Evolt E330. Na Figura 46 são apresentadas as etapas para a realização das análises utilizando o microscópio óptico: (a) amostras de solo e fluidos utilizados; (b) preparação da solução; (c) análise no microscópio óptico; (d) lâminas analisadas.

Figura 46 – Análise no microscópio óptico.



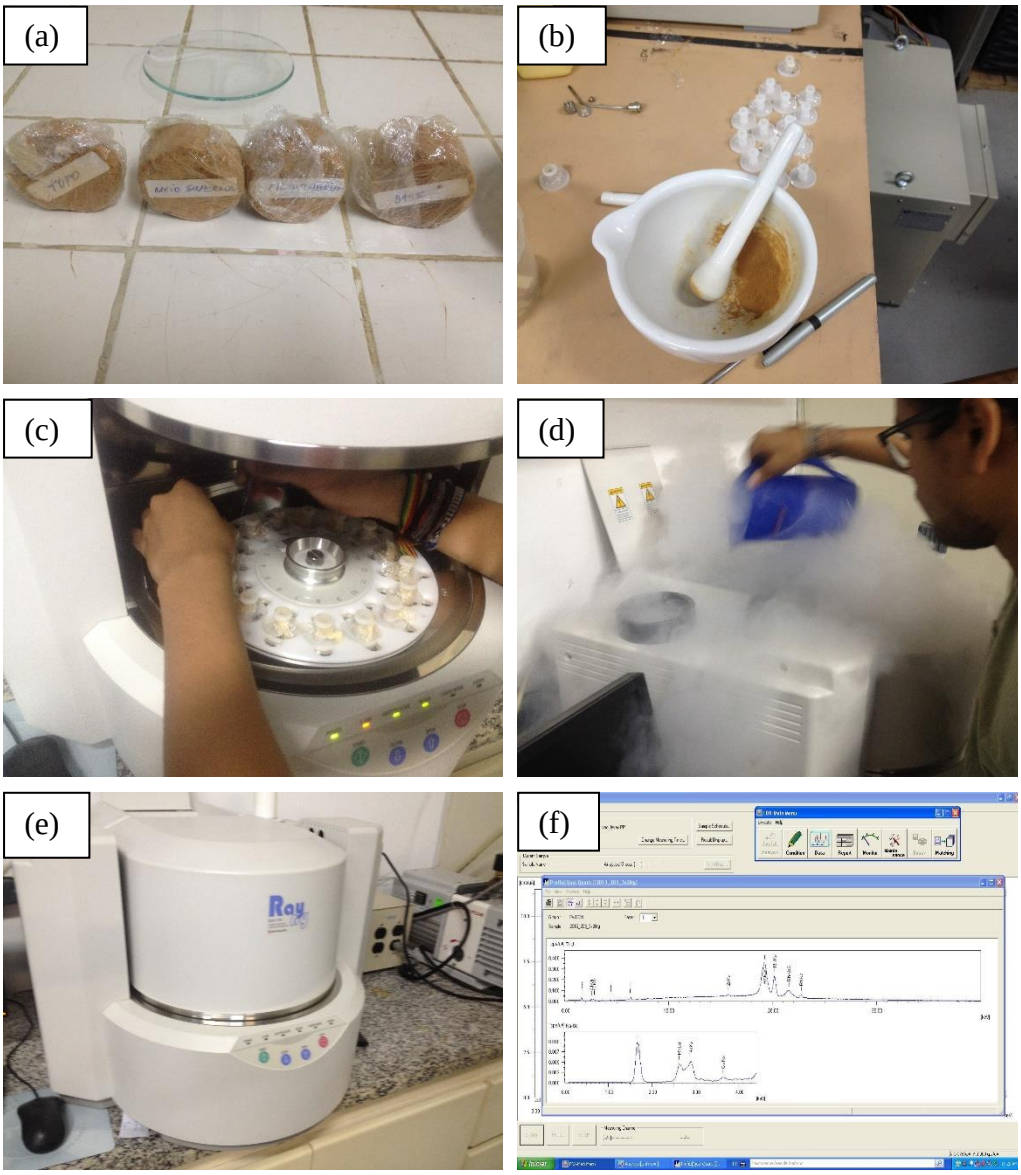
3.5.4 Composição química do solo

O ensaio de composição química do solo foi feito no Laboratório de Catálise do Instituto de Química da UFBA, no qual utilizou-se a técnica de espectrometria de fluorescência de raios-X por dispersão de energia (EDX). Para isso, foi utilizado um equipamento, EDX-720 Shimadzu, com fonte de radiação de ródio operando a 15 kV (Na a Sc) ou 50 kV (Ti a U), e fenda colimadora de 10 mm. As amostras foram analisadas na forma de pó, em suportes de polipropileno, com diâmetro de 5 mm, vedados com filme de polipropileno de 5 µm de espessura. Os espectros de fluorescência de raios-X foram coletados sob vácuo.

Quando são feitas as análises por EDX, sem considerar a perda ao fogo, os resultados são parciais, pois os equipamentos em geral não medem os elementos de carbono, hidrogênio e oxigênio. O percentual dos elementos mensuráveis é quantificado e, geralmente, expresso na forma de óxido correspondente, calculado por estequiometria. Como o equipamento mede a relação mássica entre os elementos existentes, mantendo a proporção entre os óxidos dos elementos, o software do equipamento recalcula o teor de óxidos para que seu total seja 100%, mantendo a proporção entre os óxidos.

O ensaio foi realizado em uma mesma batelada em dezesseis amostras retiradas de um corpo de prova compactado, sendo quatro do topo, quatro da base e oito da porção média. A Figura 47 ilustra as quatro partes do CP utilizadas (a); o processo de moagem de cada uma das partes do CP para realização do ensaio (b); colocação das dezesseis amostras de solo no espectrômetro (c); inserção de nitrogênio líquido no equipamento (d); equipamento pronto para a realização do ensaio (e); tela de resultados do programa supervisório (f);

Figura 47 – Espectrômetro de fluorescência de raios-X por energia dispersiva.



3.5.5 Caracterização complementar

Para auxiliar na caracterização química do solo estudado, algumas amostras foram avaliadas para os seguintes atributos químicos: pH em água e em KCl (relação solo:solução de 1:2,5); cátions trocáveis Ca^{2+}, Mg^{2+} e Al^{3+}, por titulação após extração com solução de 1 mol L^{-1} KCl; Na^{+} e K^{+} por fotometria de chama, após extração com Mehlich-1; H+Al extraídos com acetato de cálcio 0,5 mol L^{-1} a pH 7,0 e determinado com NaOH 0,025 mol L-1. Estas análises foram realizadas na Universidade Federal de Viçosa (UFV), por intermédio do Laboratório de Física do solo da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia (UFRB).

Baseado nestes dados e no teor de argila do solo foram calculadas a capacidade de troca de cátions (CTC), pela soma do resultado de bases trocáveis (Ca^{2+} + Mg^{2+} + Na^{+} + K^{+}) e acidez (H+Al); o valor de ΔpH (pHKCl – pHH_2O) e da atividade da argila (T), referente à capacidade de troca de cátions correspondente à fração argila, foi calculada pela Equação 25. Estes cálculos serviram de base para um melhor entendimento das características do argilomineral presente no solo estudado. Além disso, foram avaliados os teores de óxidos de SiO_2, Al_2O_3 e Fe_2O_3, presentes na fração argila do solo, determinados por meio de digestão sulfúrica. A partir destes teores foi possível calcular as relações moleculares Ki e Kr, que são relações entre os óxidos, os quais podem indicar a presença de determinados argilominerais presentes no solo, conforme Embrapa (2013), através da Equação 26 e Equação 27.

$$T = \frac{CTC \,.100}{\text{teor de argila}\,(\%)} \qquad \text{Equação 25}$$

$$Ki = 1{,}70 . \frac{SiO_2}{Al_2O_3} \qquad \text{Equação 26}$$

$$Kr = 1{,}70 . \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + (Fe_2O_3 . 0{,}6375)} \qquad \text{Equação 27}$$

3.6. CARACTERIZAÇÃO DOS FLUIDOS

Foram realizados ensaios para definição da tensão superficial e viscosidade da água, etanol e diesel. Os valores de constante dielétrica relativa dos fluidos foram adotados de Oliveira (2001) e Anandarajah e Zhao (2000).

3.6.1 Tensão superficial

Os ensaios de tensão superficial dos fluidos foram realizados no Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA. Para esses ensaios utilizou-se o Tensiômetro Easydyne, modelo k20, além de frascos de vidro sem graduação - SV20, acetona, multímetro e banho maria Brookfield para controle de temperatura da amostra. Os fluidos ensaiados foram: água destilada, etanol e diesel.

Os frascos SV20 foram devidamente lavados com acetona e água destilada e secos ao ar. Posteriormente as amostras foram colocadas no frasco SV20 e em seguida levadas ao banho maria para que o fluido atingisse a temperatura desejada. Os fluidos foram ensaiados às temperaturas de 15, 20, 25, 30, 35 e 40 ºC. Após atingido o equilíbrio de temperatura, cada frasco com amostra foi então colocado no tensiômetro para análise da densidade. O princípio utilizado pelo equipamento é o de Arquimedes, no qual a diferença de massa medida para um corpo de volume conhecido com e sem imersão é igual à massa de fluido deslocada pelo volume do corpo que imergiu. Após a determinação da densidade do fluido, partiu-se para a determinação de sua tensão superficial. Na Figura 48 é apresentado o Tensiômetro utilizado.

Figura 48 – Tensiômetro.

Após cada ensaio o anel de platina foi lavado com acetona, água destilada e também passado na chama azul do fogo para se obter a completa higienização do equipamento.

Utilizou-se o multímetro em cada leitura para garantir a estabilidade da temperatura no sistema.

Foram realizadas medições da tensão superficial em três intervalos de tempo, para uma mesma temperatura, de forma a definir um valor médio para cada fluido.

3.6.2 Viscosidade

Os ensaios de viscosidade dos fluidos foram realizados no Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA. Para esses ensaios utilizou-se o Viscosímetro Brookfield, modelo DV2T, acetona, banho maria Brookfield para controle de temperatura da amostra, além de um termômetro. Os fluidos ensaiados foram: água destilada, etanol e diesel.

Para cada fluido adicionou-se 15 ml no copo de amostras do equipamento e, após a estabilização da temperatura, monitorada através do termômetro, introduziu-se o sensor de leitura acoplando-o ao equipamento. Obteve-se assim as medidas de viscosidade dos fluidos.

Os materiais utilizados na experimentação foram higienizados por imersão em acetona, depois foram lavados com água e sabão e posteriormente enxaguado com água destilada e, por fim, secos ao ar. Este procedimento de limpeza foi adotado a cada etapa de medição da viscosidade, de forma rigorosa, para minimizar possíveis erros nos resultados.

3.7. ENSAIOS DE CURVA DE RETENÇÃO DE CADA FLUIDO NO SOLO

Conforme apresentado na Tabela 6, as técnicas utilizadas para obtenção das curvas de retenção do solo para os diferentes fluidos devem ser empregadas para diferentes níveis de sucção. Desta forma, para a obtenção das respectivas curvas de retenção do solo para cada fluido (água, etanol e diesel) utilizou-se quatro técnicas distintas: o tensiômetro para a água; a placa de pressão (câmara de Richards) para água, etanol e diesel; a Câmara Multifásica para a água e diesel; e o papel filtro para a água. Vale ressaltar que, para os ensaios de curva de retenção utilizando as técnicas do tensiômetro e papel filtro, os corpos de prova compactados com 0,05 m de diâmetro e 0,10 m de altura, tiveram seu tamanho reduzido, sendo que cada CP de 0,10 m de altura foi transformado em três CPs de aproximadamente 0,03 m para utilização nos ensaios. Para a técnica da câmara multifásica os CPs foram compactados com diâmetro de 0,10 m e altura de 0,03 m, aproximadamente, no molde de compactação desenvolvido e descrito anteriormente. Para a técnica da placa de pressão foram utilizados

CP´s compactados com 0,05 m de diâmetro e 0,10 m de altura, os quais foram utilizados posteriormente nos ensaios triaxiais não saturados com sucção controlada.

Os resultados experimentais obtidos para a curva de retenção foram ajustados utilizando o modelo proposto por Fredlund e Xing (1994).

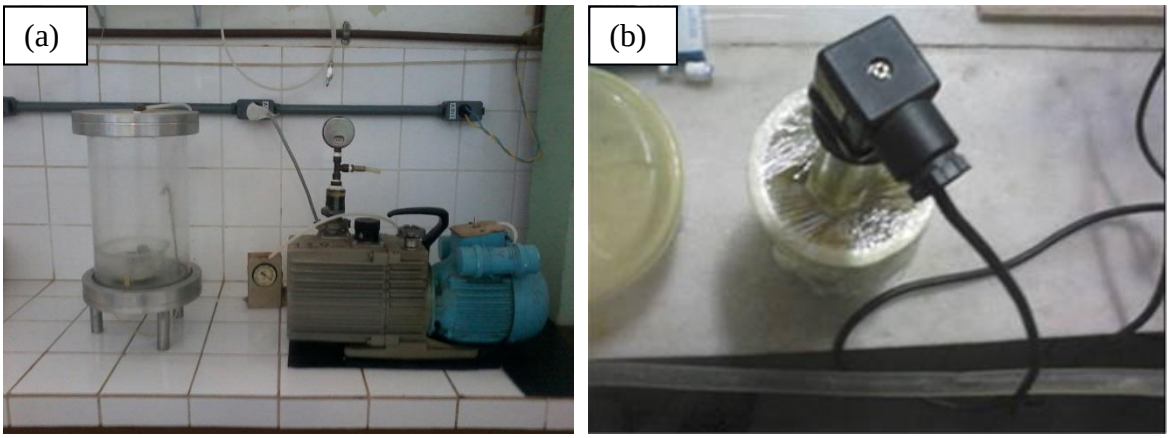
3.7.1 Técnica do tensiômetro

Conforme Sousa (2012), para o processo de saturação das capas utilizou-se um recipiente contendo água colocado no interior da câmara e submetido a um vácuo de aproximadamente 760 mmHg. Após total extração do ar, a câmara foi aberta para a substituição do recipiente com água por outro contendo as pontas porosas. Em seguida, a câmara foi novamente lacrada e submetida ao vácuo. Com o interior da câmara sob um vácuo, de aproximadamente 760 mmHg, a água foi transferida para o recipiente das capas. Totalmente submersas em água as capas foram mantidas no vácuo e somente foram retiradas à medida que os tensiômetros foram sendo montados.

As amostras de solo foram talhadas, umidificadas com variados volumes de água visando a atingir-se diversos graus de saturação e, posteriormente, envolvidas por plástico filme e devidamente acondicionadas em recipiente hermeticamente fechado. Após homogeneização da umidade por 7 dias, cada amostra foi acondicionada em recipiente de isopor e o tensiômetro posicionado com a ponta porosa tocando o solo sem pressioná-lo. Aguardou-se então a estabilização do valor de sução matricial lida no sistema e o processo foi repetido para as demais amostras. Para cada grau de saturação procederam-se medições de sucção em triplicata.

Através da Figura 49 são ilustradas as fases distintas do ensaio: (a) processo de desaeração das pontas porosas com auxílio da bomba de vácuo; (b) ensaio propriamente dito com leitura da sucção matricial.

Figura 49 – Fases do ensaio para medição de sucção matricial com o tensiômetro.

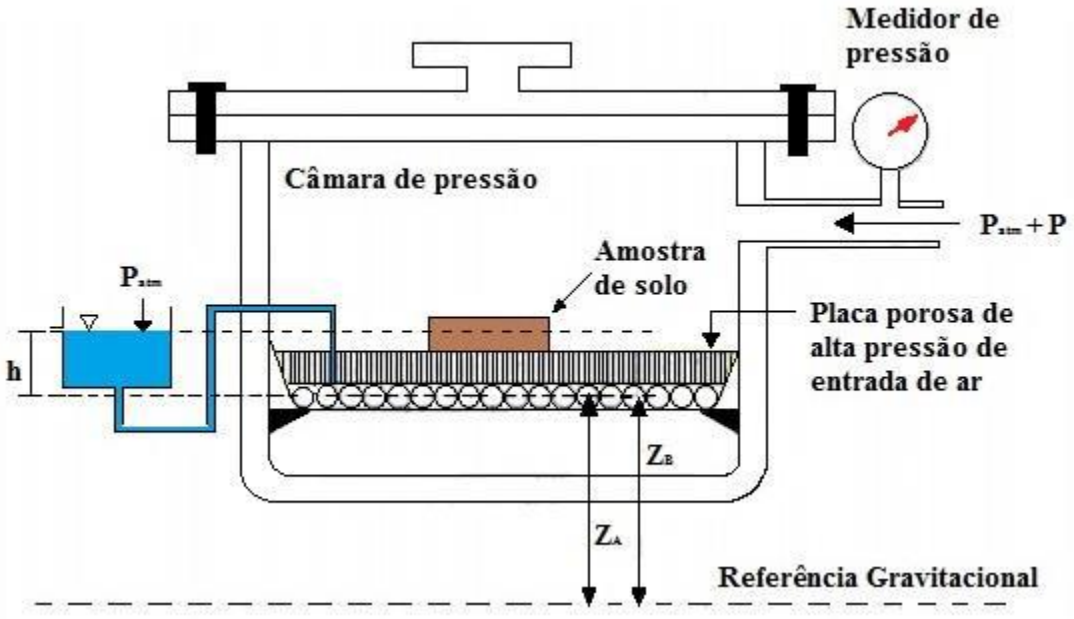


3.7.2 Técnica da placa de pressão

Essa técnica foi utilizada para a água, o etanol e o diesel. No caso da água, os CPs compactados na umidade ótima, com grau de saturação correspondente a cerca de 85%, foram saturados diretamente na placa de pressão (câmara de Richards) por submersão, por um período de 3 h, em média. No caso do etanol e diesel os CPs compactados foram secados ao ar por cinco dias e mais dois dias na estufa a 70ºC para, posteriormente, serem submergidos no etanol por 4h e no diesel por 24h. A diferença entre os tempos de submersão, principalmente entre o etanol e o diesel, justifica-se em função do surgimento, no caso do etanol, de fissuras e trincas nos CPs quando os CPs ficavam submersos por um tempo superior ao adotado.

Após esse período, o excesso de fluido da câmara foi eliminado e esta foi hermeticamente lacrada para aplicação da pressão de ar. A drenagem da pedra porosa foi posta em contato com a atmosfera, de forma que o valor de pressão de ar aplicado no interior da câmara correspondia ao valor da sucção matricial desejada (técnica de translação de eixos). As amostras foram submetidas às pressões de 100, 200 e 300 kPa. Os CPs utilizados para esse ensaio foram posteriormente aproveitados para o ensaio triaxial não saturado com sucção controlada. Após as amostras atingirem a drenagem máxima de fluido para o valor de sucção aplicado, assegurada por intermédio de pesagens sucessivas dos CPs, foi determinada a umidade do solo correspondente a cada sucção. A Figura 50 apresenta o esquema de funcionamento da câmara de Richards.

Figura 50 – Câmara de Richards.



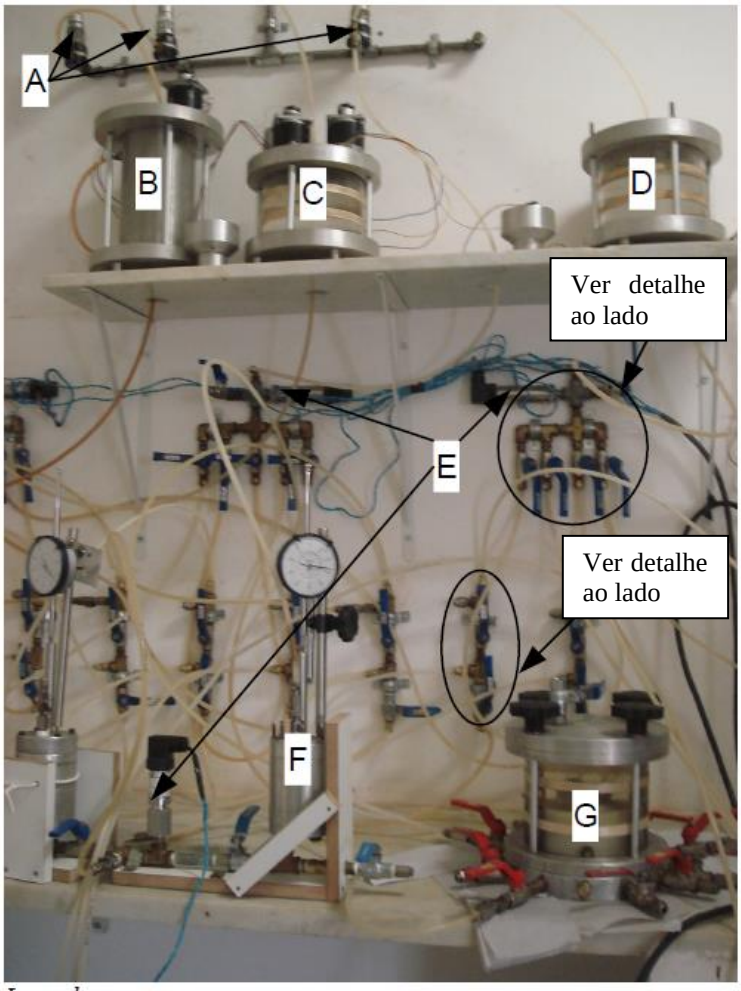
Fonte: Silva (2005).

3.7.3 Técnica da câmara multifásica

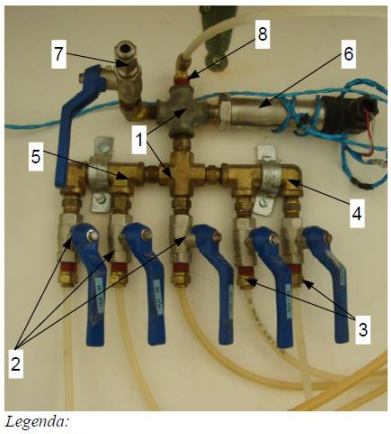
A técnica foi desenvolvida por Cardoso (2006) e aperfeiçoada por Cardoso (2011). O equipamento é constituído basicamente de quatro permeâmetros de parede flexível, sistema de medição de volume dos fluidos extraídos dos corpos de prova, sistema de aquisição de dados automatizado e sistema de aplicação e controle de pressão em todas as fases de forma independente. Esta técnica foi utilizada para obtenção de pontos da curva de retenção de água e também do diesel, para sucções entre 100 e 300 kPa. A decisão, por não utilizar essa técnica para a obtenção de pontos da curva de retenção do etanol, baseou-se no relato de Cardoso (2011) sobre as dificuldades encontradas para execução do ensaio com fluidos de elevada volatilidade, como no caso da gasolina e do etanol.

O detalhamento de todas as partes constituintes do equipamento está apresentado na Figura 51 e o desenho esquemático do arranjo experimental está ilustrado na Figura 52.

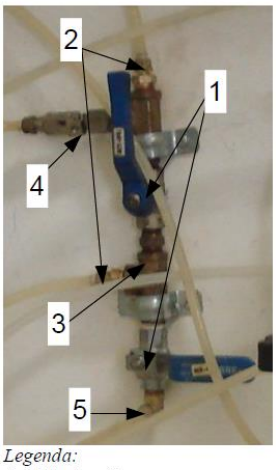
Figura 51 – Câmara Multifásica.



Legenda:
A: Válvulas reguladoras de pressão;
B: Interface para aplicação de pressão no óleo diesel;
C: Interface para aplicação de pressão na água;
D: Interface para plicação de pressão confinante nos permeâmetros;
E: Transdutores de pressão;
F: Medidor do volume de fluido retirado dos corpos de prova de solo;
G: Permeâmetro de parede flexível.



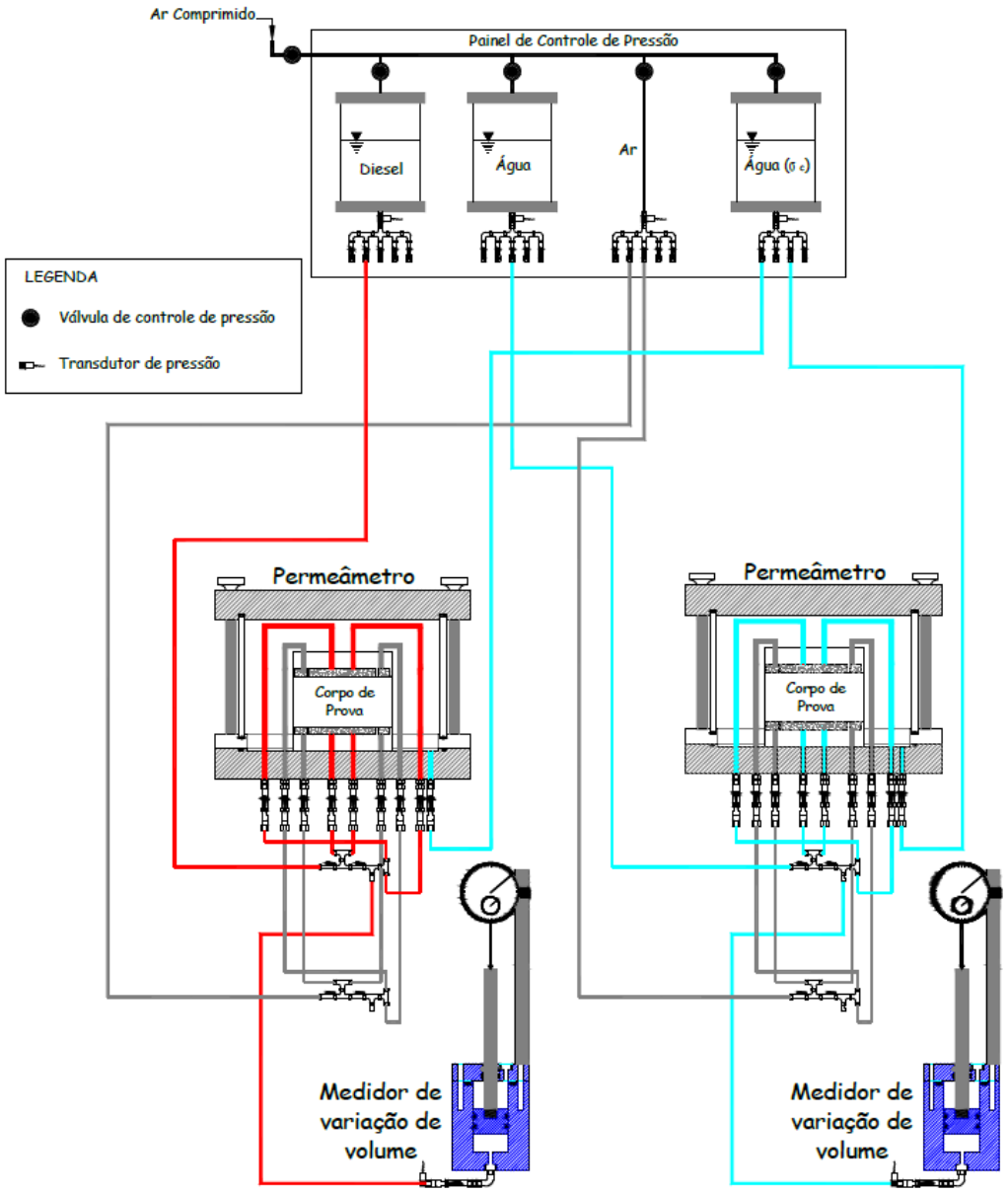
Legenda:
1: Cruzeta;
2: Válvula esfera;
3: Conector macho;
4: Cotovelo macho/fêmea;
5: Tê fêmea;
6: Transdutor de pressão;
7:Entrada para engate rápido;
8:Cotovelo macho tipo "push-in".



Legenda:
1: Válvula esfera;
2: Conector macho;
3: Tê fêmea;
4: Entrada para engate rápido;
5: Cotovelo macho.

Fonte: Adaptado de Cardoso (2011).

Figura 52 – Desenho esquemático do arranjo experimental.



Fonte: Cardoso (2011).

Os corpos de prova utilizados foram compactados na umidade ótima para a água, no molde desenvolvido e apresentado na Figura 43, com dimensões aproximadas de 0,10 m de diâmetro e 0,03 m de altura. A saturação dos corpos de prova foi realizada por percolação do fluido (agua ou diesel), feita através dos anéis de bronze sintetizados, bastando para isso conectar as linhas de água ou diesel aos registros ligados aos anéis de bronze sintetizados. Isso foi feito para otimizar o processo de saturação dos corpos de prova, tornando-o mais

rápido, já que os anéis de bronze têm um valor de permeabilidade elevado. Após a saturação dos corpos de prova as linhas destinadas a aplicação e controle de pressão do fluido não molhante (ar) no topo e na base dos corpos de prova foram novamente conectadas aos anéis de bronze. Vale ressaltar que, no caso da água, a umidade de compactação foi aproveitada e apenas complementou-se essa umidade para a obtenção da saturação, ou seja, não houve secagem prévia dos CPs antes da saturação. Para o diesel, entretanto, os CPs compactados na umidade ótima para a água foram secados ao ar por cinco dias e mais dois dias na estufa a 70ºC para, somente depois, serem submetidos ao processo de saturação por percolação, conforme descrito anteriormente.

A técnica da Câmara Multifásica consiste na aplicação de uma pressão do fluido não molhante no topo da amostra de solo (ar) que foi previamente saturada com o fluido molhante (água ou diesel). No início, com todos os registros fechados, não há fluxo pelo sistema, sendo registrado um aumento na pressão do fluido molhante presente nos poros do corpo de prova de solo, que se estabiliza em um valor igual ao valor da pressão do fluido não molhante que foi aplicada. Após a estabilização da pressão, os registros são abertos para permitir a drenagem de um certo volume do fluido molhante. Em seguida, após o fechamento dos registros, a pressão do fluido molhante torna a variar, atingindo, nos estágios subsequentes, valores de pressão de equilíbrio decrescentes, caracterizando aumento da sucção. Ao final de cada estágio se conhece a sucção na amostra e ao iniciar um novo estágio sabe-se o volume drenado. No entanto, não se tem a quantidade de fluido molhante ainda existente na amostra nestas etapas. Como se deve determinar a umidade da amostra ao final do ensaio, pode-se determinar o volume de água ou diesel existente no último estágio de sucção. O volume de fluido na amostra em cada etapa é então determinado somando-se o volume drenado com o volume existente na amostra na etapa anterior e, como o volume de fluido ao final do ensaio é conhecido, pode-se determinar a umidade da amostra nos estágios intermediários.

3.7.4 Técnica do papel filtro

Como o papel filtro utilizado somente possui curva de calibração para a água, não foi possível utilizá-lo com o etanol, tampouco com o diesel. Com essa técnica é possível medir sucções entre 400 e 30000 kPa, conforme apresentado na Tabela 6.

A utilização do método do papel filtro consistiu em colocar em um recipiente uma amostra de solo com determinada umidade e um papel filtro devidamente calibrado. No presente trabalho utilizaram-se as técnicas de medida de sucção total (sem contato papel filtro/solo) e de sucção matricial (com contato). Para o caso dos ensaios realizados com contato papel filtro/amostra (sucção matricial), foram determinadas curvas de retenção tanto por secagem como por umedecimento. O princípio do método consiste em provocar a transferência de água do solo para o papel filtro até que o equilíbrio seja atingido. Esse equilíbrio é atingido pela igualdade de sucções entre o solo e o papel filtro, o que impede que haja novas transferências de fluidos entre os materiais. Assim, ao final do ensaio, a determinação da sucção do solo é realizada verificando-se a umidade final, a qual, por intermédio da sua curva de calibração, possibilita calcular o valor da sucção de equilíbrio do conjunto solo/papel filtro. Com a determinação da umidade final do solo tem-se um par (umidade x sucção) da curva de retenção. Repetindo-se esse experimento para amostras com diferentes teores de umidade é possível traçar diferentes pontos da curva de retenção do solo.

Este ensaio foi padronizado pela norma ASTM D52 98 -10. O papel filtro utilizado foi o Whatman's 42, cujas curvas de calibração adotadas foram propostas por Chandler *et al.* (1992), sendo representadas pela Equação 28 e pela Equação 29, abaixo:

$$w > 47\% \rightarrow \psi = 10^{(6{,}05 - 2{,}48\log(w))} \qquad \text{Equação 28}$$

$$w \leq 47\% \rightarrow \psi = 10^{(4{,}84 - 0{,}0622(w))} \qquad \text{Equação 29}$$

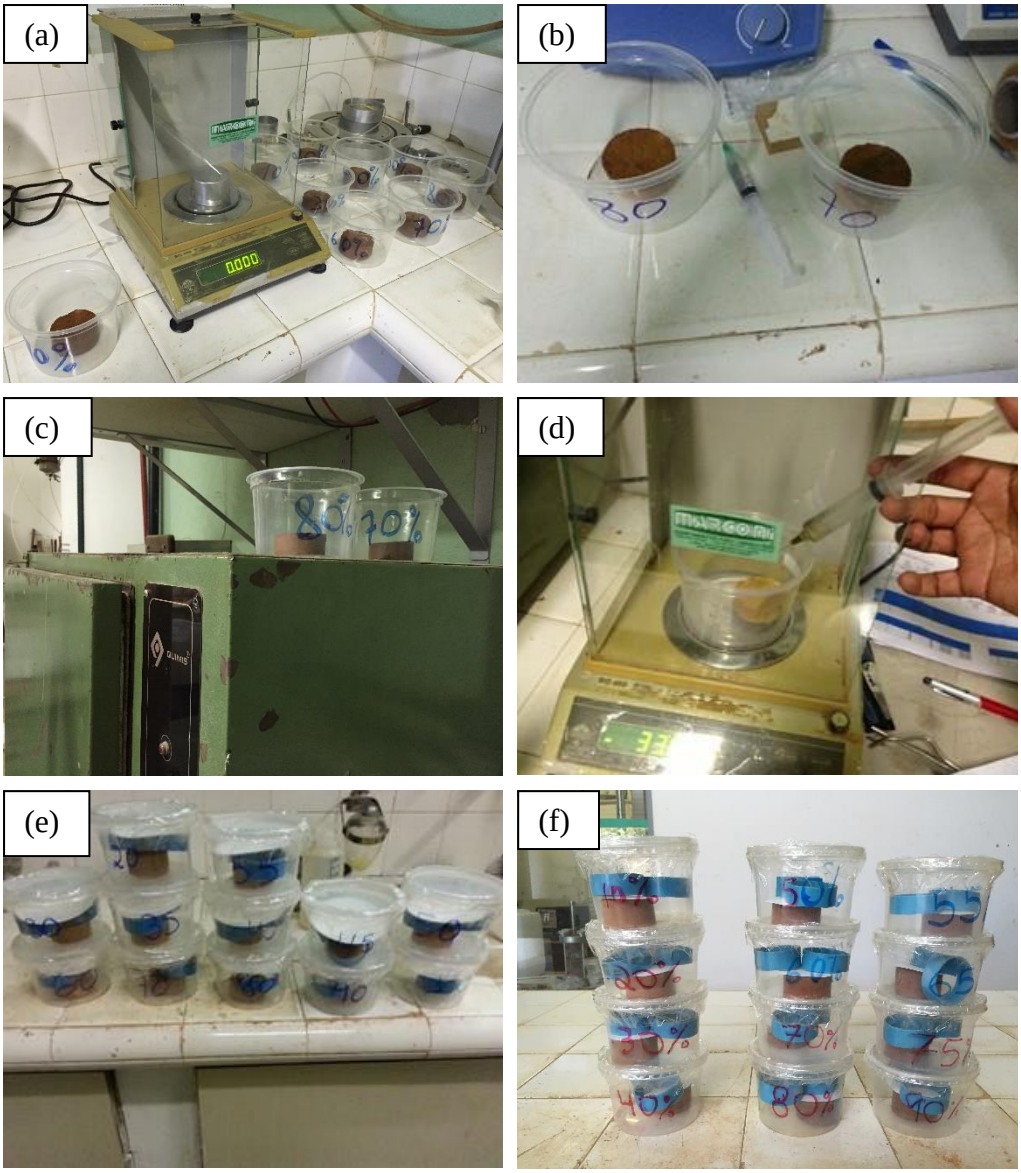
em que w é a umidade gravimétrica do papel filtro e ψ é a sucção em kPa.

A necessidade de duas equações para correlacionar a sucção com a umidade do papel reflete a sensibilidade do método para baixos e altos níveis de sucção. Sendo assim, para umidades gravimétricas do solo superiores a 47% adota-se a curva de calibração definida pela Equação 28. Por outro lado, para valores de umidade do solo iguais ou inferiores a 47%, adota-se a Equação 29. Vale ressaltar que, como somente existe metodologia bem definida

para o uso da técnica do papel filtro, inclusive com curva de calibração, para a água, não foi possível utilizá-lo para o diesel e etanol.

As etapas dos diferentes ensaios realizados com a técnica do papel filtro estão ilustradas na Figura 53, sendo: Preparação das amostras do ensaio por secagem (a); Preparação das amostras do ensaio por secagem (b) e (c); Preparação das amostras do ensaio por umedecimento (d); Ensaio sem contato solo/papel filtro (sucção total) (e); Ensaio com contato solo/papel filtro (sucção matricial) (f).

Figura 53 – Ensaio com a técnica do papel filtro.



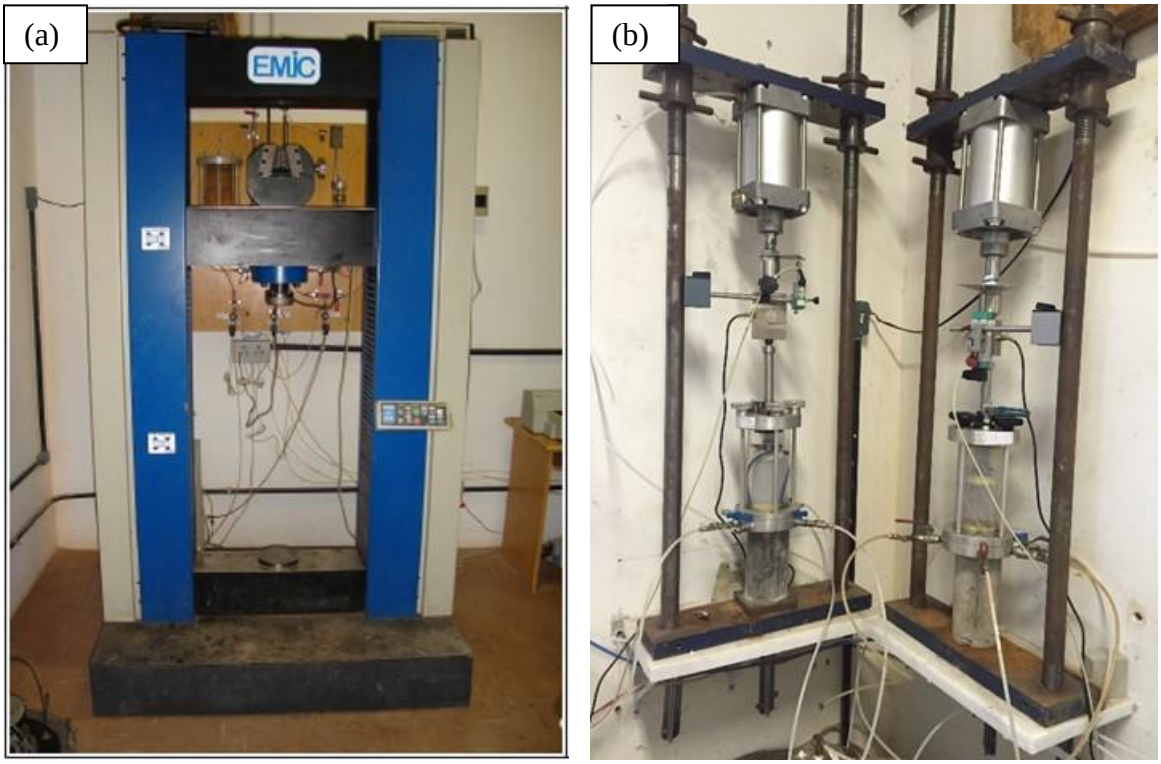
3.8. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL SATURADOS

Ensaios triaxiais executados com corpos de prova saturados a diferentes fluidos, água, etanol, diesel e ar (solo seco), foram testados na busca de definir uma tendência de comportamento do solo em termos de resistência ao cisalhamento, tanto em função da variação da constate dielétrica do fluido, quanto da constante dielétrica relativa do meio poroso com a presença de cada fluido utilizado.

Todos os ensaios triaxiais executados foram do tipo consolidado isotropicamente e drenado na fase de ruptura, sendo alguns com deformação controlada e outros com tensão controlada. A trajetória de tensões adotada para todos os ensaios foi 1:3, com taxas de cisalhamento definidas de acordo com os parâmetros de compressibilidade/adensamento do solo, de forma a garantir que durante a ruptura do corpo de prova não houvesse acréscimos de poro pressão.

A Figura 54 apresenta as prensas de deformação controlada (a) e tensão controlada (b) utilizadas nesse trabalho.

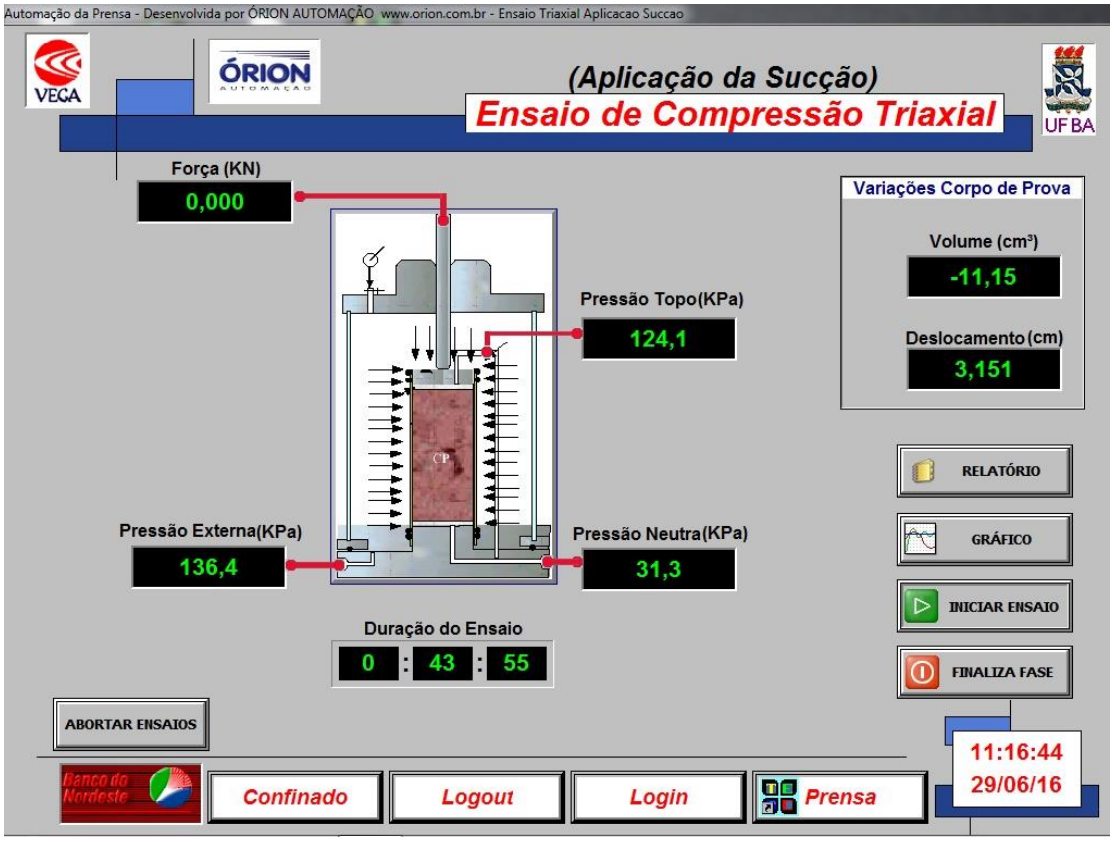
Figura 54 – Prensas utilizadas nos ensaios triaxiais.



O programa experimental foi iniciado com a prensa de deformação controlada. Contudo, após grande parte dos ensaios triaxiais em amostras saturadas terem sido executados, a prensa começou a apresentar diversos problemas operacionais, os quais acarretaram atrasos no cronograma inicialmente previsto. Neste momento decidiu-se pela construção e montagem de duas novas prensas triaxiais de tensão controlada. Dessa forma, a prensa antiga foi desativada e, tanto o sistema de aplicação e controle de pressões quanto o sistema de aquisição de dados acoplados a ela, foram direcionados para uma das novas prensas de tensão controlada. Para a segunda prensa um novo sistema de aplicação e controle de pressões foi montado, além da obtenção de um novo sistema de aquisição de dados especificamente para este novo equipamento. A partir daí os ensaios triaxias passaram a ser executados exclusivamente nos novos sistemas triaxiais de tensão controlada.

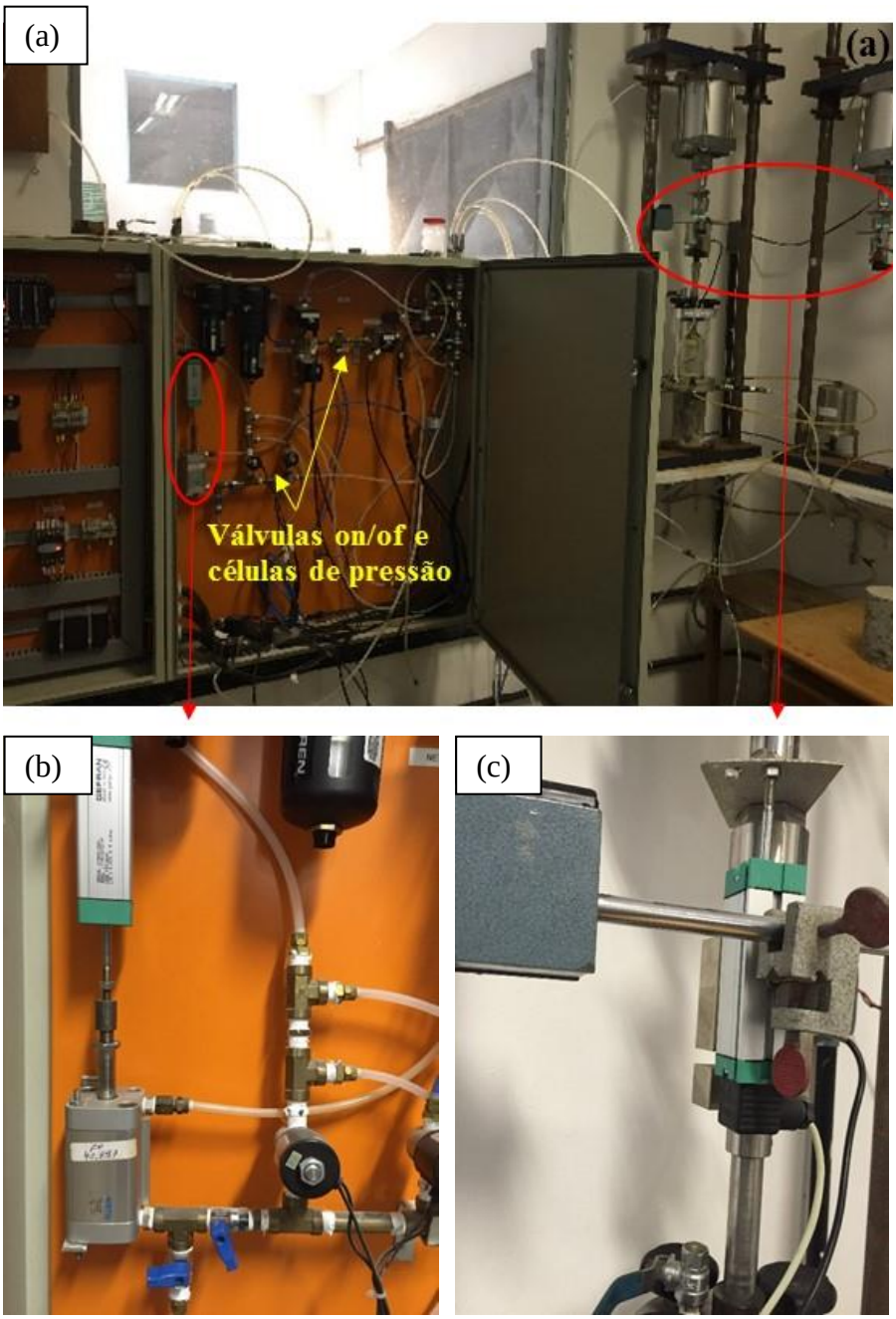
O software utilizado para gerenciamento dos ensaios foi desenvolvido pela HI Tecnologia, Industria e Comércio Ltda, cuja tela de supervisão durante a execução do ensaio é ilustrada na Figura 55.

Figura 55 – Tela do programa supervisório VEGA.



O sistema de aplicação e controle de pressões está ilustrado na Figura 56, sendo: (a) o painel de controle e aplicação de pressões localizado ao lado das prensas; (b) detalhe do transdutor de deslocamento utilizado na medição da variação de volume das amostras durante todo o ensaio; (c) detalhe dos transdutores de deslocamento utilizados na medição da deformação dos CPs, na fase de cisalhamento.

Figura 56 – Painel de aplicação e controle de pressões.



Conforme já mencionado, o programa experimental dos ensaios triaxiais com os CPs saturados utilizou, como fluidos intersticiais, água, etanol, diesel e ar (solo seco). Como todos os corpos de prova utilizados foram compactados na umidade ótima para a água, na energia do proctor normal, para que fossem ensaiados com outros fluidos (etanol, diesel e ar) houve a necessidade de secá-los previamente ao ar por cinco dias e mais dois dias de estufa a 70 ºC, para garantir a constância de peso e, consequentemente, a máxima retirada da água de compactação. Portanto, os ensaios realizados com esses fluidos (etanol, diesel e ar) passaram por um processo de secagem prévia.

Para garantir a consistência estatística da tendência do comportamento observado optou-se por realizar cada envoltória em triplicata. O planejamento dos ensaios triaxiais em amostras saturadas está apresentado na Tabela 13. A sigla (SS), destacada na Tabela 13, refere-se aos corpos de prova ensaiados sem secagem prévia, enquanto que a sigla (CS) caracteriza os corpos de prova ensaiados com secagem prévia.

Tabela 13 – Planejamento de ensaios triaxiais em corpos de prova saturados.

Fluido	Envoltória 01				Envoltória 02				Envoltória 03			
	Confinante (kPa)				Confinante (kPa)				Confinante (kPa)			
Água (SS)	50	100	200	400	50	100	200	400	50	100	200	400
Água (CS)	50	100	200	400	50	100	200	400	50	100	200	400
Etanol (CS)	50	100	200	400	50	100	200	400	50	100	200	400
Diesel (CS)	50	100	200	400	50	100	200	400	50	100	200	400
Ar (CS)	50	100	200	400	50	100	200	400	50	100	200	400

SS – Sem secagem prévia dos CPs CS – Com secagem prévia dos CPs.

Com os resultados dos ensaios triaxiais em triplicata, encontrou-se a envoltória de melhor ajuste dos pontos experimentais, a qual representou, para cada fluido, o comportamento do solo em termos de resistência ao cisalhamento na condição saturada.

3.8.1 Ensaios triaxiais em CPs saturados com água

Para a água foram realizados ensaios triaxiais do tipo deformação controlada e tensão controlada. Conforme mencionado anteriormente, com o intuito de avaliar os efeitos de um ciclo de secagem e umedecimento na resistência ao cisalhamento do solo, foram adotados,

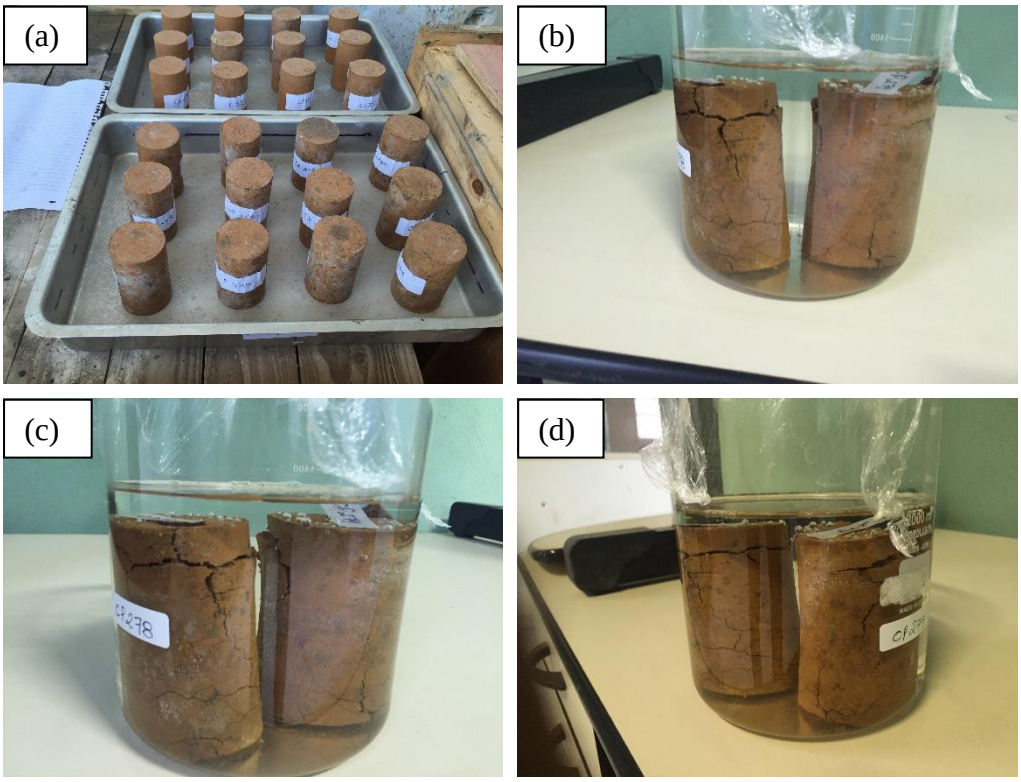
para a água, dois procedimentos de ensaio distintos. Para o caso do primeiro procedimento experimental, os corpos de prova, após compactados na umidade ótima e, portanto, com grau de saturação da ordem de 85%, foram levados para a câmara triaxial e submetidos a saturação por contrapressão, sem secagem prévia (SS). Esta fase de saturação foi padronizada em cinco dias para cada corpo de prova pois, por se tratar de amostras compactadas, a medição do parâmetro B ficava comprometida, sendo que foi constatado que com esse tempo de saturação o B ficava superior à 0,90.

Após a saturação por contrapressão os CPs foram submetidos ao estágio de adensamento, o qual teve duração média de 120 min, sendo suficientes para a definição do t_{100}, indicativo de término virtual da fase de adensamento primário. Após a fase de consolidação, os corpos de prova foram submetidos à fase de cisalhamento com uma taxa de deslocamento de 0,05 mm/min. A imposição da ruptura ao corpo de prova se deu por acréscimos de tensão axial, preservando-se a tensão confinante efetiva constante durante a fase de cisalhamento.

Para o caso do segundo procedimento experimental, os corpos de prova, após compactados na umidade ótima, foram submetidos a um processo de secagem ao ar por cinco dias, complementado por secagem em estufa a 70ºC por 48 horas. Essa metodologia foi denominada de com secagem prévia dos CPs (CS).

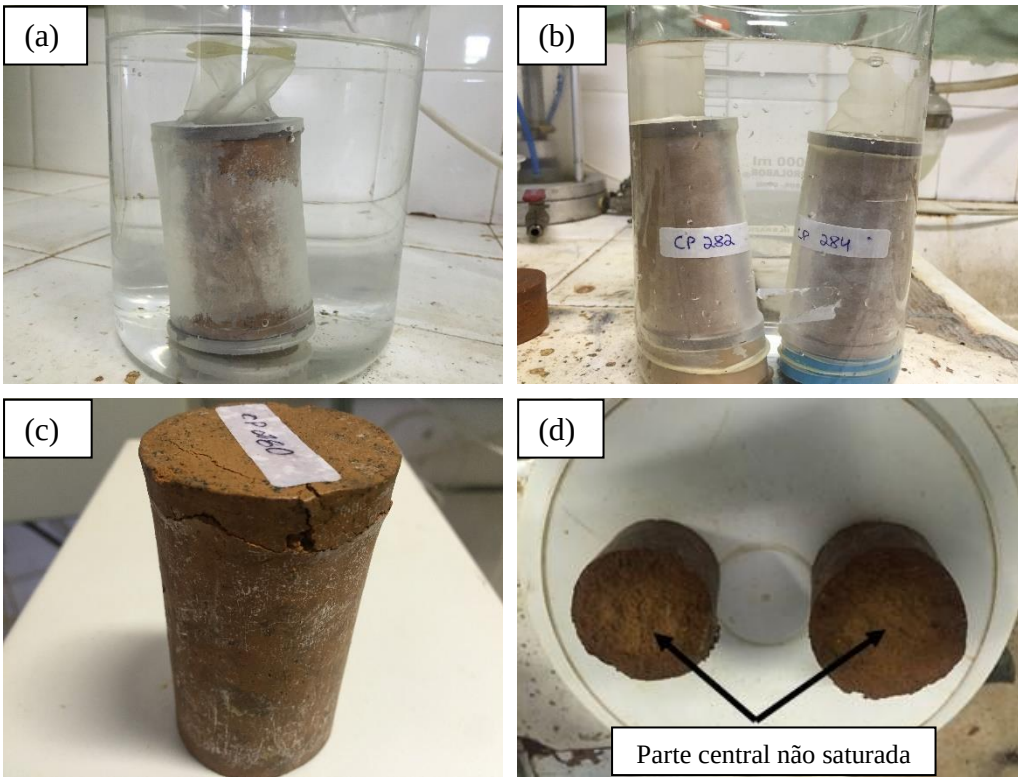
Em seguida, para o procedimento com secagem prévia, testou-se diferentes métodos para atingimento da saturação dos corpos de prova, sendo que alguns deles foram inviabilizados em função do aparecimento de volume considerável de trincas de grandes dimensões nas amostras, provocado pelo processo de saturação propriamente dito. A primeira tentativa de saturação pós secagem dos corpos de prova foi por intermédio da imersão dos CPs, sem envelopamento, em um Becker cheio de água destilada. Poucos minutos após a imersão os corpos de prova apresentaram diversos trincamentos, os quais inviabilizaram a utilização dessa técnica. Esse procedimento está ilustrado na Figura 57, a qual apresenta: (a) amostras após secagem e antes da saturação; (b), (c), e (d) amostras após saturação por imersão.

Figura 57 – Saturação dos CPs com água após secagem e sem proteção.



Optou-se então por proteger os CPs com uma membrana látex na tentativa de eliminar os trincamentos decorrentes do alívio de tensões provocado provavelmente pela redução da sucção nas amostras. Após quatro horas de submersão observou-se que os trincamentos continuaram, embora em menor magnitude. Além disso, a saturação não se mostrou muito eficiente, principalmente na parte central de cada CP. Na Figura 58 é possível acompanhar o procedimento de saturação com os seguintes detalhes: (a) e (b) CPs imersos no Becker; (c) trincamento no topo; (d) detalhe da ineficiência desse processo de saturação na parte central dos CPs.

Figura 58 – Saturação dos CPs com água após secagem e com proteção.



Por fim, optou-se pela utilização da câmara triaxial apenas, onde os CPs foram submetidos a saturação por contrapressão. Esta fase também foi padronizada em cinco dias para cada corpo de prova, pelos mesmos motivos anteriormente expostos. Após a fase de consolidação, os corpos de prova foram submetidos à fase de cisalhamento com uma taxa de carregamento que variou entre 5,0 e 9,0 kPa/min de forma a garantir uma duração mínima dessa fase em 120 min. Conforme a Tabela 13, em ambos tratamentos, os ensaios triaxiais foram realizados com tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Para cada tensão de confinamento adotada realizou-se ensaios em triplicata e a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo nessa condição de saturação foi definida utilizando os doze ensaios realizados.

Com esses dois tratamentos foi possível, por um lado, analisar as variações de resistência do solo compactado quando saturado com água, com e sem secagem prévia, e por outro, comparar as resistências apresentadas pelo solo quando saturado por diferentes fluidos, todos ensaiados com a mesma metodologia, ou seja, com secagem prévia dos CPs.

3.8.2 Ensaios triaxiais em CPs saturados com etanol

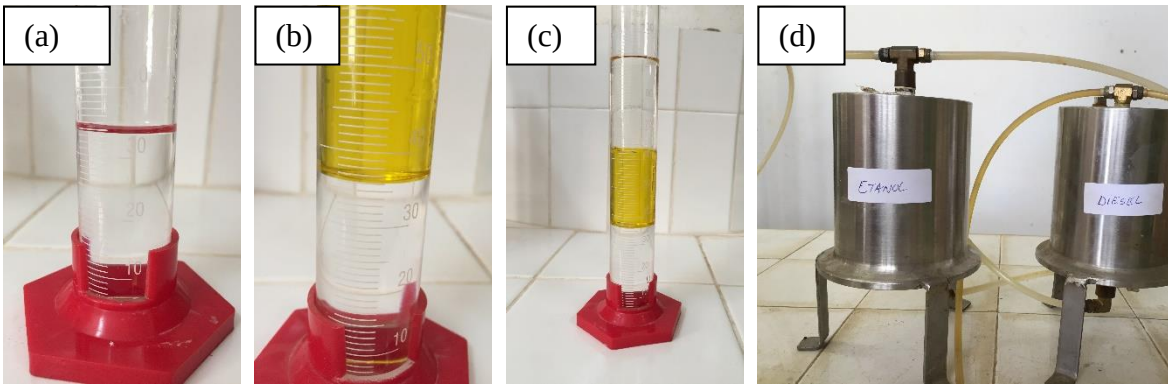
Os ensaios triaxiais saturados com etanol foram do tipo deformação controlada. Para a saturação com o etanol os CPs compactados na umidade ótima foram submetidos ao processo de secagem ao ar por cinco dias e dois dias a mais de secagem complementar em estufa a 70ºC.

Após a secagem os CPs foram levados para a câmara triaxial e submetidos a saturação com etanol por contrapressão, de uma forma análoga ao procedimento adotado para a água, também durante cinco dias. Após a fase de consolidação, os corpos de prova foram submetidos à fase de cisalhamento, com uma taxa de deslocamento axial de 0,05 mm/min.

O ensaio triaxial com as amostras saturadas com etanol demandou algumas adaptações na forma de aplicação de pressões às amostras. No ensaio triaxial rotineiro, cujos fluidos presentes são água e ar, a pressão neutra e, consequentemente, os medidors de variação de volume, são conectados diretamente ao topo e à base dos CPs via mangueiras, e a pressão neutra correspondente é aplicada através de água existente no sistema. Por se tratar de ensaios triaxiais especiais, cujo fluido presente nos poros do solo difere da água e do ar apenas, houve a necessidade do desenvolvimento e utilização de duas interfaces, em aço inox, para que fosse possível utilizar a linha de aplicação de pressão neutra com água para aplicação da pressão neutra com etanol, sem que os dois fluidos (água e etanol) se misturassem. Para isso, como é sabido que a água e o diesel não se misturam com facilidade, tampouco o diesel e o etanol, valeu-se desse princípio para fazer a adaptação no sistema para a realização do programa experimental.

Na Figura 59 o princípio de imiscibilidade dos fluidos utilizados é apresentado, com destaque para: (a) proveta com água; (b) proveta com diesel sobre a água (sem se misturarem); (c) proveta com etanol sobre o diesel e ambos sobre a água (sem mistura); (d) interfaces em aço inox, desenvolvidas com base no princípio da imiscibilidade entre os três fluidos.

Figura 59 – Adaptação no sistema de aplicação de pressão para diferentes fluidos.

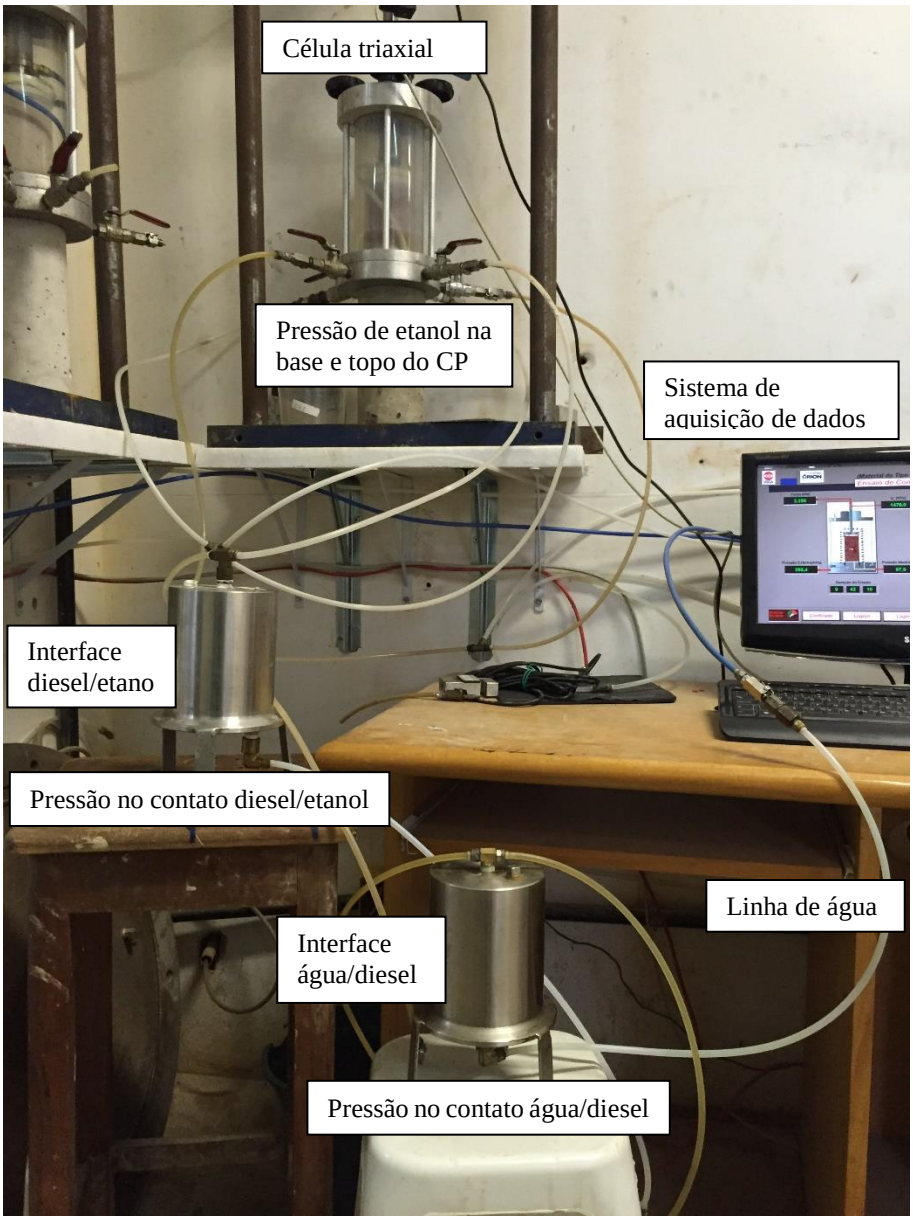


A mangueira de aplicação de pressão neutra do sistema triaxial convencional foi conectada à parte inferior da primeira interface (água/diesel) através de um engate rápido. Desta forma, a pressão neutra aplicada com água ao entrar em contato com o diesel, na primeira interface, sem se misturarem, transmite para esse fluido a mesma pressão existente na água. Esta primeira interface, por sua vez, teve uma mangueira instalada em sua parte superior a qual foi conectada à parte inferior da segunda interface (diesel/etanol).

Como também o diesel e o etanol não se misturam, esse segundo aparato, cheio de etanol, teve uma mangueira instalada em sua parte superior, a qual pôde ser conectada diretamente no topo e à base do CP saturado com etanol dentro da câmara triaxial. Esse procedimento proporcionou que a pressão neutra do sistema fosse transmitida para o diesel na primeira interface e este, por sua vez, transmitisse a mesma pressão para os CPs através da segunda interface.

Na Figura 60 esse arranjo é apresentado de uma forma mais global.

Figura 60 – Esquema do ensaio com CPs saturados com etanol.



3.8.3 Ensaios triaxiais em CPs saturados com diesel

Os ensaios triaxiais saturados com diesel foram do tipo deformação controlada. As amostras ensaiadas, tendo o diesel como o fluido intersticial, também foram submetidas ao processo de secagem, de forma análoga aos CPs saturados com etanol. Após a secagem, os CPs foram levados para a câmara triaxial e submetidos a saturação com diesel por contrapressão que, da mesma forma que para o etanol, permaneceu nessa fase por cinco dias

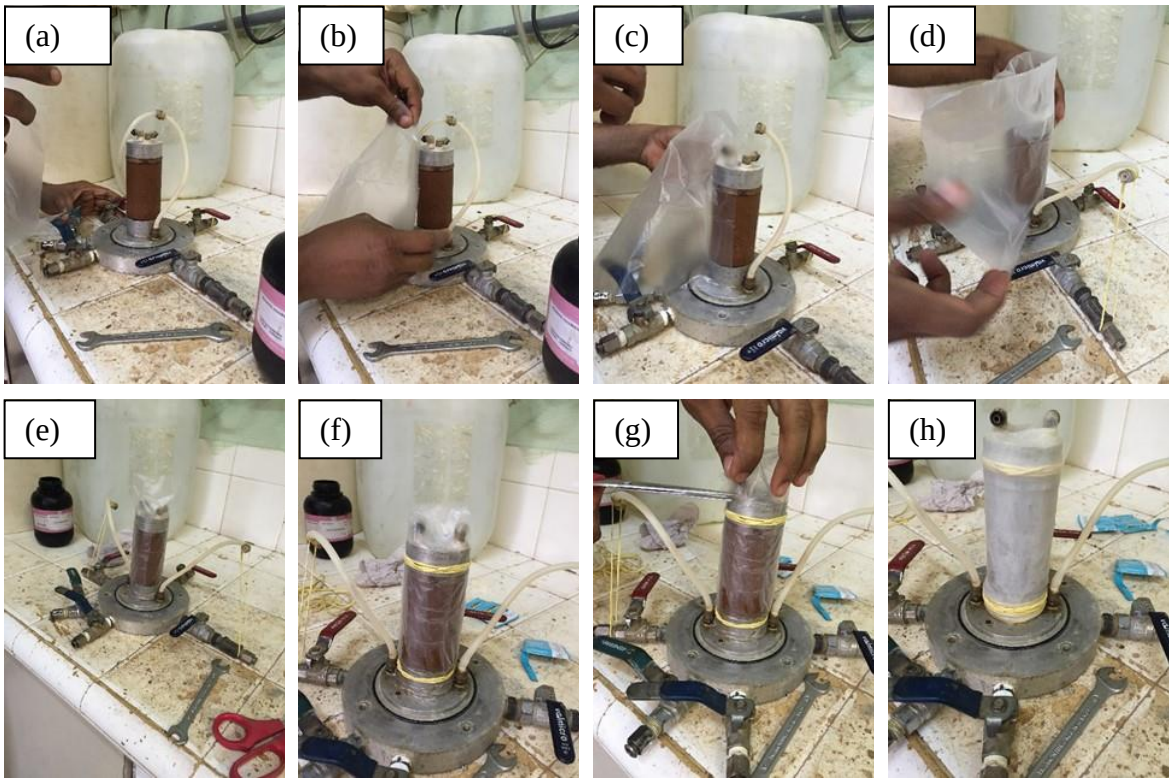
para cada corpo de prova. Após a fase de consolidação, os corpos de prova foram submetidos à fase de cisalhamento com uma taxa de deslocamento axial de 0,05 mm/min.

O ensaio triaxial com os CPs saturados com diesel também demandou adaptações na forma de aplicação de pressões no ensaio triaxial. O procedimento foi bastante parecido com o do etanol, diferindo apenas pelo fato de ter-se utilizado apenas uma interface, já que a água transferiu a pressão do sistema diretamente para a interface de diesel e este, por sua vez, transferiu para os CPs dentro da câmara triaxial.

Outro detalhe, que vale chamar atenção, é para o fato do alto potencial reativo entre o diesel e a membrana látex, utilizadas para envolver os corpos de prova nos ensaios triaxiais. Ao deixar o CP saturado com diesel em contato direto com a membrana látex, isto aumenta sensivelmente o risco de contaminação do ensaio com entrada de água da célula para o CP, em função de furos ocasionados pela reação entre o diesel e a membrana. Para evitar esse problema todos as amostras ensaiadas com diesel foram previamente protegidas por um filme de PVC (plástico) para, posteriormente, serem envolvidas pela membrana látex. A função do plástico é evitar o contato direto entre o diesel e a membrana, prevenindo assim o surgimento de vazamentos.

A sequência da montagem dos ensaios triaxiais com diesel está destacado na Figura 61, sendo: (a) corpo de prova na base da câmara triaxial; (b), (c) e (d) envolvimento do CP com o plástico; (e) Cp após envolvimento com o plástico; (f) colocação da borracha de vedação na base e topo da amostra; (g) corte do excesso de plástico no topo do CP; e (h) amostra após a colocação de três membranas latéx envolvendo o CP protegido pelo plástico.

Figura 61 – Montagem dos ensaios triaxiais com diesel utilizando plástico.



3.8.4 Ensaios triaxiais em CPs saturados com ar

Os ensaios triaxiais saturados com ar (solo seco) foram do tipo deformação controlada. Para esses ensaios, após a secagem por cinco dias ao ar e mais dois dias em estufa a 70ºC, os CPs foram deixados em repouso em dessecador para esfriar e, em seguida, montados diretamente na câmara triaxial.

Embora os corpos de prova tenham sido submetidos ao ensaio do tipo CD, diferentemente dos demais, em função da quantidade de água presente ser muito baixa, em torno da higroscópica, não houve medição de pressão neutra durante o ensaio e o topo e a base dos CPs foram mantidos abertos para a atmosfera. Após a fase de consolidação, os corpos de prova foram submetidos à fase de cisalhamento com uma taxa de deslocamento axial de 0,05 mm/min, sem medição da variação de volume dos CPs.

3.9. ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL NÃO SATURADOS

Outro foco desse estudo foi a determinação da resistência ao cisalhamento do solo em função de diferentes valores de sucção, para diferentes fluidos. Estes ensaios foram realizados com sucção controlada para a água, etanol e diesel. No caso da água foram realizados também ensaios triaxiais não saturados, sem controle de sucção. Vale ressaltar que os resultados também podem ser vistos como uma continuação da etapa anterior, pois ao se variarem os conteúdos relativos dos pares líquido/gás no meio, variam-se também as suas constantes dielétricas.

3.9.1 Ensaios triaxiais não saturados com sucção controlada

Na realização desta etapa experimental algumas alterações de procedimento tiveram que ser implementadas, em relação aos ensaios triaxiais com os corpos de prova saturados. A primeira delas diz respeito à eliminação da fase de saturação por contrapressão, ou seja, os corpos de prova, após passarem pelo processo de imposição da sucção desejada, foram imediatamente transferidos para a câmara triaxial, de forma a manter as condições de umidade inalteradas, e lá mantido com a sucção matricial aplicada por 48 horas.

A segunda alteração foi relacionada à forma de medição da variação de volume dos CPs nas fases de consolidação e cisalhamento. Nos ensaios com as amostras saturadas toda a variação de volume dos CPs implica a entrada e saída de água das amostras e, por isto, a medição de variação de volume pôde ser feita diretamente na linha de aplicação da pressão neutra. No caso dos ensaios com amostras não saturadas as variações de volume estão relacionadas a variações de conteúdos de água e ar, por isto, a medição desse parâmetro foi realizada externamente aos CPs pelo controle de entrada e saída de água da célula triaxial, com o auxílio da linha de aplicação da tensão de confinamento. Para garantir a precisão desse método, foi elaborada uma calibração da expansão do material constituinte da câmara triaxial, em acrílico, e a pressão externa aplicada. O coeficiente desse ajuste serviu para corrigir a variação de volume medida por essa técnica.

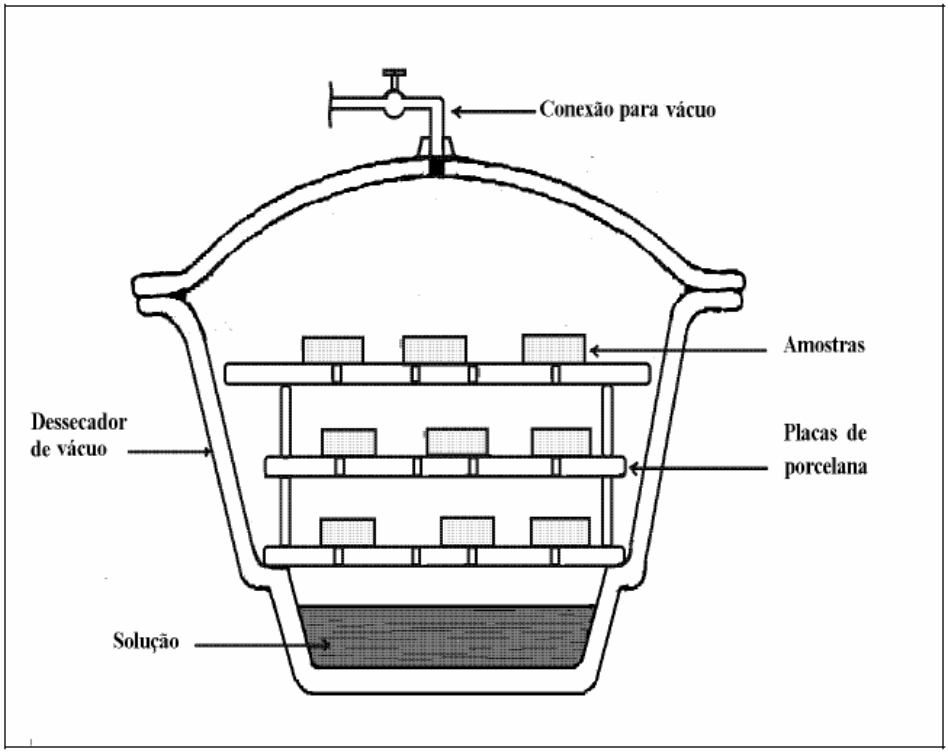
A terceira, e não menos importante alteração, foi a inserção de uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar (5 bar) na base da câmara triaxial, de forma a possibilitar a aplicação da sucção matricial prevista para cada ensaio. Por fim, como estes ensaios foram

realizados na prensa de tensão controlada, a taxa de carregamento na fase de cisalhamento variou entre 5 e 20 kPa/min, de forma a garantir a duração mínima dessa fase em 120 minutos.

A sucção dos corpos de prova, previamente à sua instalação nas câmaras triaxiais, foi inicialmente imposta com o uso da técnica do controle de sucção por imposição da umidade relativa através do dessecador de vácuo. Esta técnica foi desenvolvida por cientistas do solo e introduzida na Geotecnia por Esteban e Sáez (1988).

De acordo com Soto (2004), a técnica consiste em colocar os corpos de prova saturados com água em um dessecador contendo, em sua base, uma solução aquosa de um determinado composto químico solúvel, do qual já se conheça previamente a sua curva de sucção osmóptica. De acordo com as propriedades físico-químicas dessa solução (sucção osmóptica para uma determinada concentração), após atingido o equilíbrio dentro do dessecador, uma determinada umidade relativa é imposta ao ar do ambiente hermético, o qual transmite a sucção osmóptica aos corpos de prova. A Figura 62 ilustra o arranjo experimental utilizado para imposição da sucção às amostras por esse método.

Figura 62 – Controle de sucção por imposição da umidade relativa através do dessecador de vácuo.



Fonte: Soto (2004).

Nesse trabalho foi utilizada a solução de cloreto de sódio (NaCl) a 25ºC. As concentrações de NaCl foram definidas em função dos níveis estabelecidos de sucção a serem impostos nos corpos de prova, que foram incialmente definidos em 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa, conforme a Tabela 14.

Tabela 14 – Características das soluções de NaCl utilizadas para aplicação de sucção com o uso da técnica do dessecador de vácuo.

Molalidade (mols/kg)	Massa de NaCl/kg de água (g)	Sucção (kPa)
0,041	2,3899	100
0,061	3,5834	200
0,082	4,7769	300

Na Figura 63 o experimento montado para imposição de sucções de 100, 200 e 300 kPa é apresentado.

Figura 63 – Imposição de sucção através de dessecadores a vácuo.

De acordo com dados da literatura previu-se a obtenção do equilíbrio de vapor em 120 dias, aproximadamente. Contudo, após vários acompanhamentos semanais da massa dos corpos de prova, concluiu-se que não estava havendo redução significativa da massa das amostras e, consequentemente, o método não estava sendo eficaz para aplicação das sucções previstas.

Esse insucesso pode estar vinculado à manutenção da umidade relativa necessária no interior do dessecador para baixos valores de sucção, pois pôde-se verificar que, como a umidade relativa dentro do dessecador se encontrava muito próxima de 100%, era comum a ocorrência de condensações de água que acabavam por alterar as condições de equilíbrio do sistema. A alternativa encontrada para imposição dos níveis de sucção pretendidos foi utilizar a técnica da translação de eixos, com o uso da câmara de Richards. Nessa técnica, os corpos de prova compactados foram levados à câmara de Richards para aplicação da sucção desejada. Para os três fluidos (água, etanol e diesel), ao mesmo tempo que se aplicou os níveis desejados de sucção para o ensaio triaxial, aproveitou-se para definir pontos da curva de retenção de cada fluido no solo. O planejamento dos ensaios triaxiais não saturados, com sucção controlada, está apresentado na Tabela 15. Da mesma forma que nos ensaios saturados, as siglas (SS) e (CS), destacadas na Tabela 15, referem-se aos corpos de prova ensaiados sem secagem prévia e com secagem prévia, respectivamente.

Tabela 15 – Planejamento de ensaios triaxiais em corpos de prova não saturados para água e com sucção controlada.

Fluido	Sucção (kPa)	Envoltória 01			Envoltória 02			Envoltória 03		
		Confinante (kPa)			Confinante (kPa)			Confinante (kPa)		
Água (SS)	100	50	100	200	50	100	200	50	100	200
	200	50	100	200	50	100	200	50	100	200
	300	50	100	200	50	100	200	50	100	200
Etanol (CS)	100	50	100	200	50	100	200	50	100	200
	200	50	100	200	50	100	200	50	100	200
	300	50	100	200	50	100	200	50	100	200
Diesel (CS)	100	50	100	200	50	100	200	50	100	200
	200	50	100	200	50	100	200	50	100	200
	300	50	100	200	50	100	200	50	100	200

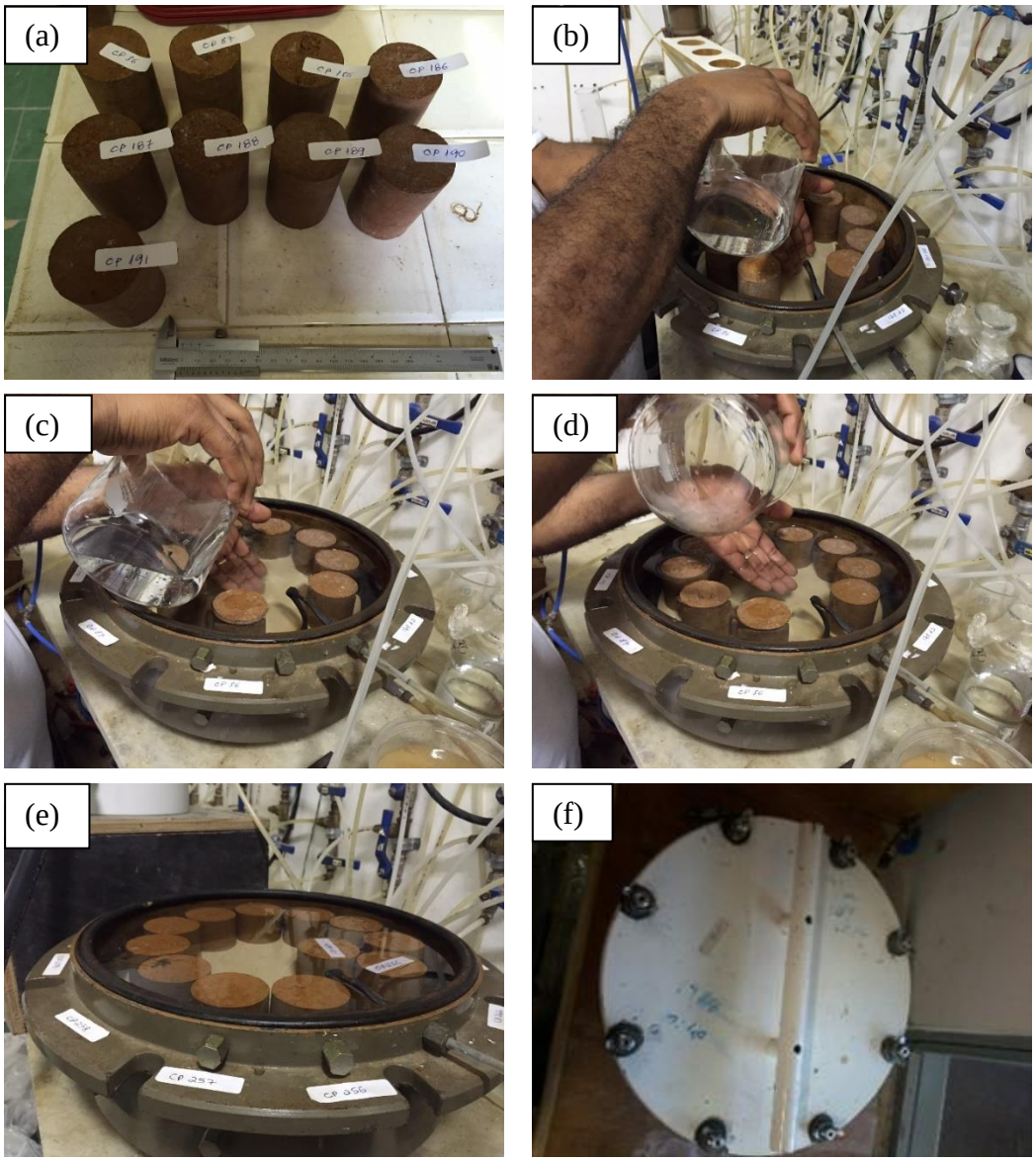
Para cada tipo de fluido e níveis de sucção planejados, foram levados para a câmara doze corpos de prova, em que nove estavam previstos para serem ensaiados na prensa triaxial para a definição da envoltória em triplicata, sendo três para cada tensão de confinamento. Os outros três CPs ficaram de reserva. Quando quaisquer dos três CPs reservas não eram utilizados, automaticamente estes eram aproveitados no próximo nível de sucção planejado.

Por questões operacionais, e por haver apenas uma câmara de Richards para a execução dos ensaios, definiu-se que seriam realizados primeiramente os ensaios com água, em seguida com etanol e, por último, com diesel. Para a saturação com água, os doze corpos de prova, já na câmara de Richards, foram cobertos por água destilada por três horas para que fossem atingidos valores de umidades próximos da saturação. Vale ressaltar que todos os corpos de prova foram compactados com água, na umidade ótima e, portanto, já apresentavam graus de saturação bastante elevados. Após decorrido esse tempo de saturação a água excedente foi drenada e a câmara foi hermeticamente lacrada para aplicação da pressão de ar correspondente à sucção desejada.

Para garantir a estabilização da sucção imposta, a pressão de ar aplicada foi mantida por quinze dias até que cessasse a saída de água da câmara e, consequentemente, ocorresse a estabilização de peso dos corpos de prova. Após esse período os CPs foram levados, um a um, para serem ensaiados na prensa triaxial, nas pressões de confinamento planejadas e apresentadas na Tabela 15 (50 kPa, 100 kPa e 200 kPa). Esse procedimento foi adotado para a aplicação dos três níveis propostos de sucção (100 kPa, 200 kPa e 300 kPa).

O detalhamento desse procedimento está apresentado na Figura 64, com destaque para: (a) amostras após compactação; (b), (c) e (d) processo de imersão dos CPs; (e) amostras imersas por três horas; (f) excesso de água removido e câmara devidamente lacrada para aplicação da pressão de ar.

Figura 64 – Processo de saturação com água e aplicação de sucção na câmara de Richards.



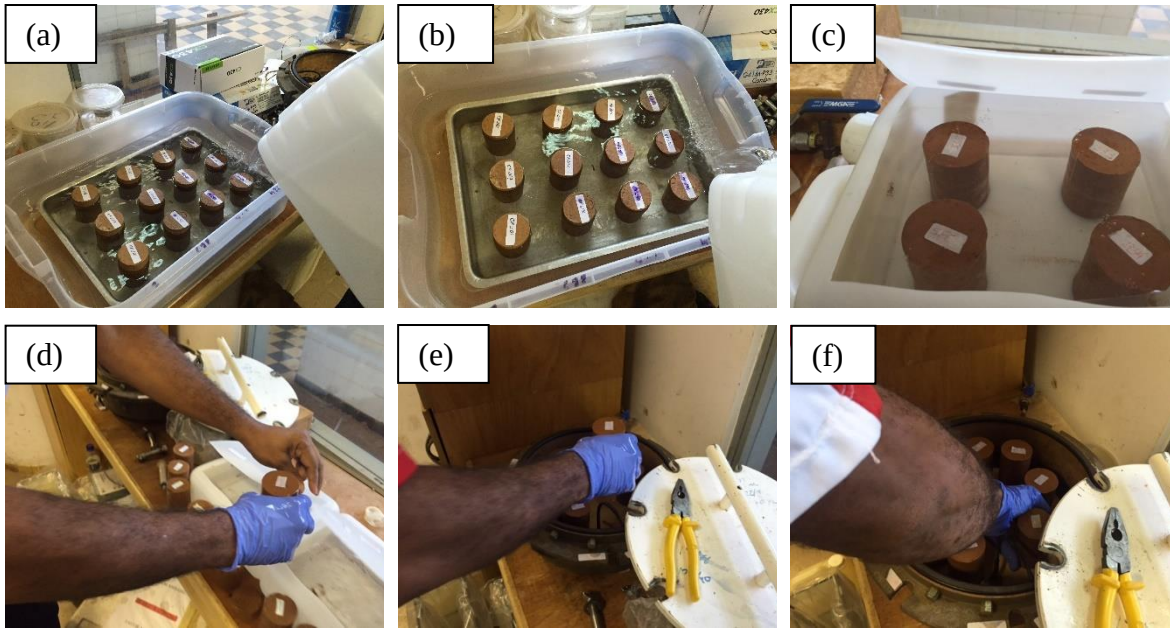
A saturação com o diesel seguiu, após a secagem prévia dos CPs, o mesmo procedimento adotado para a água, diferindo apenas pelo fato dos CPs terem ficado submersos por 24h. Para o etanol, contudo, em função de sua elevada volatilidade, após a secagem prévia das amostras, houve a necessidade da utilização de um recipiente auxiliar de forma a garantir que, após decorrido o tempo de imersão dos CPs, que durou em média quatro horas, estes fossem imediatamente transferidos para a Câmara de Richards e esta, por sua vez, fosse imediatamente lacrada, minimizando o risco de perda de umidade dos CPs durante o processo de esvaziamento da câmara, caso a saturação tivesse sido realizada

diretamente nela. Esse processo está ilustrado na Figura 65, onde: (a), (b) e (c) são os recipientes auxiliares utilizados para a saturação das amostras com etanol; (d), (e) e (f) transferência dos CPs para a câmara de Richards.

A sucção imposta no etanol foi mantida por quinze dias, enquanto no diesel, em função da sua elevada capacidade de reagir e danificar a borracha acoplada à pedra porosa da câmara de Richards, esse período foi encurtado para sete dias, em média. Essa redução no tempo de estabilização da sucção foi adotada após a ocorrência de alguns vazamentos.

Em decorrência dessas características do diesel, o tempo de equalização da sucção imposta na câmara triaxial, após a montagem do ensaio, foi reduzido de 48 para 24 horas, com o mesmo objetivo de evitar vazamentos decorrentes da interação do diesel com diversas partes da câmara triaxial.

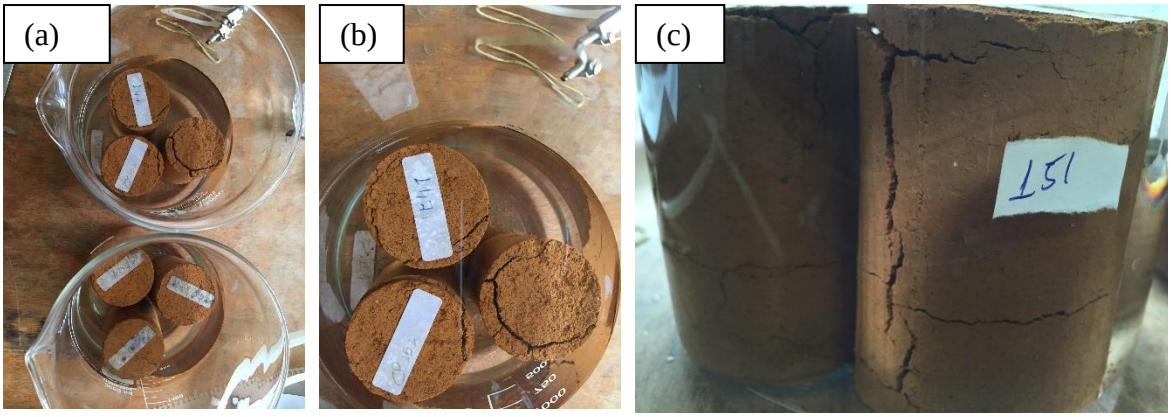
Figura 65 – Procedimento para saturação dos CPs com etanol e diesel.



Um fato que vale ser registrado é o efeito do tempo decorrido entre o final da secagem dos CPs (após estufa a 70ºC) e o início do processo de saturação. Ao deixar os CPs desprotegidos e em contato com a umidade relativa do ar por um período que variou entre cinco e quinze dias, verificou-se, no processo de saturação com etanol, a ocorrência de trincas nas amostras. Esse fenômeno pode estar relacionado à presença de água nos CPs em decorrência do equilíbrio mantido entre os corpos de prova secos e a umidade relativa do ar.

Sendo assim, os CPs, logo após saírem da estufa, foram colocados para esfriar por aproximadamente 15 min e, em seguida, foram imediatamente levados para a saturação com etanol. Desta forma, minimizou-se o efeito da umidade relativa e, consequentemente, não se observou o surgimento de fissuras e trincas perceptíveis à olho nu. Esse mesmo procedimento foi adotado para a saturação com o diesel e não se observou o surgimento de trincas nas amostras. Na Figura 66 é possível constatar as diferentes trincas observadas no processo de saturação com etanol, com destaque: (a) e (b) trincas no topo; (c) trincas em toda a amostra.

Figura 66 – Ocorrência de trincas no processo de saturação com etanol.



Após esta fase preparatória, para cada nível de sucção aplicado, os corpos de prova foram montados em uma câmara triaxial devidamente preparada, levados para prensa triaxial, um a um, e ensaiados com as pressões de confinamento definidas no planejamento apresentado na Tabela 15. A primeira providência, tomada logo no início de cada ensaio triaxial, foi aplicar a diferença de pressão de ar e água (ua – uw), correspondente ao nível de sucção aplicado anteriormente, e mantê-lo por dois dias (48h) para que fosse atingido o equilíbrio da sucção aplicada no corpo de prova. Após esta fase, deu-se sequência ao ensaio triaxial do tipo consolidado e drenado (CD), com controle de sucção.

Outro detalhe, não menos importante, diz respeito ao procedimento de retirada dos CPs com etanol da câmara de Richards, após a imposição da sucção, para serem preparados na câmara triaxial. Por ser o etanol muito volátil, houve necessidade de envolver os CPs na membrana látex ainda dentro da câmara de Richards para evitar perda de umidade (de etanol) no deslocamento entre as duas câmaras. A necessidade de utilização desse procedimento com o etanol foi observada após a execução dos ensaios com sucção de 100 kPa.

O artifício de utilização das interfaces para aplicação de pressão adotado para os ensaios saturados com etanol e diesel foi também adotado para os ensaios não saturados para esses dois fluidos.

3.9.2 Ensaios triaxiais não saturados sem controle de sucção

No caso dos ensaios não saturados com água, com o intuito de alcançar valores mais elevados de sucção, não sendo possível sua realização de forma controlada em função de restrições impostas pelo sistema de aplicação de pressões utilizado, optou-se pela imposição de tais níveis de sucção através do controle do grau de saturação dos corpos de prova. Sendo assim, os CPs compactados na umidade ótima para água, com grau de saturação de aproximadamente 85%, tiveram sua umidade ajustada para atingir o grau de saturação desejado. Desta forma, os CPs foram submetidos a um processo de secagem para que fossem atingidos graus de saturação de 14, 28, 42, 54, 66, 81%, aproximadamente e, para os valores de Sr iguais a 89 e 94%, empregou-se um processo de umedecimento das amostras. Para cada grau de saturação foi definida uma envoltória de ruptura do solo, na condição não saturada sem controle de sucção durante o ensaio, com tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa. Os ensaios triaxiais foram do tipo CD, com o topo e a base dos CPs conectados à atmosfera durante as fases de adensamento e cisalhamento. Estes ensaios são algumas vezes referidos na literatura como ensaios triaxiais a umidade constante, embora, a rigor, possa haver mudanças no conteúdo de água durante o ensaio. De toda a sorte, as amostras tiveram seus conteúdos de água antes e depois do ensaio determinados. O planejamento dos ensaios triaxiais não saturados, com sucção não controlada, está apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 – Planejamento dos ensaios triaxiais não saturados para água e sem controle de sucção.

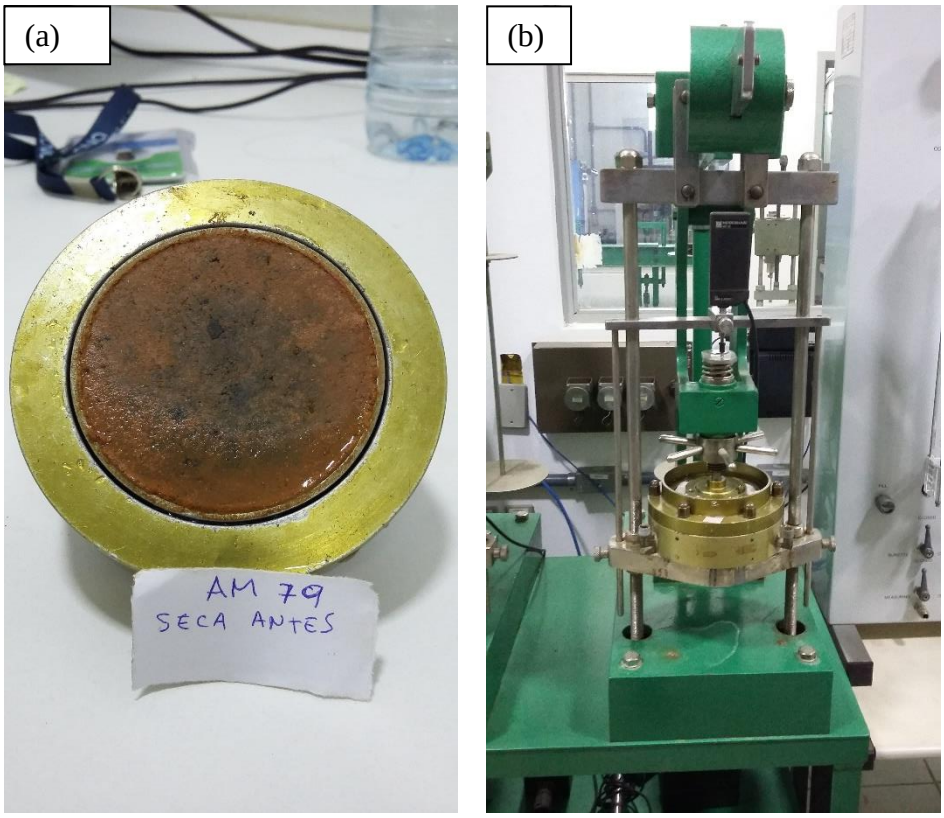
Sr (%)	Tensão de confinamento (kPa)			
13,76	50	100	200	400
27,71	50	100	200	400
41,85	50	100	200	400
54,38	50	100	200	400
66,23	50	100	200	400
81,33	50	100	200	400
87,23	50	100	200	400
94,37	50	100	200	400

3.10. ENSAIOS DE COMPRESSÃO CONFINADA

Com o objetivo de analisar a variação na tensão de pré-consolidação do solo foram realizados ensaios de compressão confinada em duas amostras, sendo que a primeira foi submetida ao ensaio logo após a compactação e, portanto, sem secagem prévia, e a segunda foi previamente secada ao ar por cinco dias e mais dois dias na estufa à 70ºC, logo após a compactação, para posteriormente ser ensaiada. Ambas as mostras foram ensaiadas na condição saturada (inundada).

Os testes foram realizados em equipamentos denominados convencionais, onde foram aplicados incrementos de tensão vertical nos corpos de prova (6,25 kPa; 12,5 kPa; 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa; 800 kPa; e 1600 kPa) e registradas as deformações das amostras em intervalos de tempo diversos, para cada estágio de carga. Foram utilizadas amostras de, aproximadamente, 0,05 m de diâmetro e 0,02 m de altura. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da UFBA. Destaca-se, na Figura 67, uma das amostras ensaiadas (a) e um dos equipamentos de compressão confinada utilizados (b).

Figura 67 – Ensaio de compressão confinada.



3.11. TRATAMENTO DOS DADOS E MODELAGEM DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os resultados dos ensaios triaxiais, com as amostras saturadas para cada tipo de fluido, foram submetidos a um tratamento estatístico, no qual foi possível estabelecer valores de média e desvio padrão da resistência ao cisalhamento do solo.

Dessa forma, o tratamento dos dados consistiu na construção de círculos de Mohr e ajuste da melhor reta pelo método dos mínimos quadrados para obtenção dos valores de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ'), utilizando-se para cada fluido os resultados dos ensaios triaxiais realizados para as tensões de confinamento adotadas, ou seja, de 50, 100, 200 e 400 kPa, para os ensaios saturados e à umidade considerada constante para a água, e 50, 100 e 200 kPa para os testes não saturados e com sucção controlada. Em seguida, com base no diagrama p x q obtido para os diferentes fluido e condições de saturação, procedeu-se o cálculo dos parâmetros de regressão linear, desvio padrão em torno do y ajustado ($S_{y.x}$), coeficiente de correlação (r^2) e desvio padrão dos coeficientes linear ($S_{d'}$) e angular ($S_{\alpha'}$) da reta ajustada pelo método dos mínimos quadrados. Para o cálculo de $S_{y.x}$, r^2, $S_{d'}$ e $S_{\alpha'}$ foram utilizadas as Equações 30, 31, 32 e 33, descritas abaixo (KIRCHNER, 2001).

$$S_{y.x}=\sqrt{\frac{\sum\left(y_i-y_{aj}\right)^2}{n-2}} \qquad \text{Equação 30}$$

$$r^2=\frac{\left(\sum(y_i-y_{med})^2-\sum\left(y_i-y_{aj}\right)^2\right)}{\sum(y_i-y_{med})^2} \qquad \text{Equação 31}$$

$$S_b=\frac{d'}{\sqrt{n-2}}\sqrt{\frac{1}{r^2}-1} \qquad \text{Equação 32}$$

$$S_a=\sqrt{\left(\frac{S_{y\bullet x}}{\sqrt{n}}\right)^2+(S_{\alpha'}x_{med})^2} \qquad \text{Equação 33}$$

Onde:

$y_i = q_{observado}$;

$y_{aj} = q_{ajustado}$;

$y_{med} = q_{médio}$;

n = número de amostras;

d´ = coeficientes linear da reta ajustada (diagrama p, q);

α' = coeficiente angular da reta ajustada (diagrama p, q);

$x_{médio} = p_{médio}$;

Como as variáveis estatísticas definidas anteriormente foram obtidas considerando o diagrama p x q, foi necessário realizar o devido ajuste para determinação dos desvios padrões em termos dos invariantes σ e τ. Desta forma, sabendo-se que ϕ' = arcsen (tgα') e que c´= d´/cosϕ', foi possível transformar o ajuste da reta de resistência ao cisalhamento do solo em termos de p e q para σ e τ, e calcular os desvios padrões dos valores de coesão, c', e do ângulo de atrito último, ϕ'.

Com base nesses valores calculados foi possível definir, com nível de confiança de 95%, uma faixa provável de resistência ao cisalhamento do solo, delimitada por duas envoltórias, uma mínima e outra máxima, correspondentes ao intervalo de $\pm$ 1,96 σ_τ. A faixa de ruptura definida para a água na condição saturada foi tomada como referência e comparada graficamente com as faixas de ruptura definidas para os demais fluidos (etanol, diesel e ar) nas mesmas condições de saturação.

Conhecendo esses valores médios de resistência ao cisalhamento do solo saturado, com os diferentes fluidos, em termos de tensão desviadora máxima (q), juntamente com os valores da constante dielétrica relativa de cada fluido (ε_f) e do meio poroso contendo cada um dos fluidos (ε_{meio}), estimados com base na equação CRIM, foi possível estabelecer a variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com diferentes fluidos em função da constante dielétrica do fluido e também do meio poroso, e suas respectivas equações de ajuste matemático.

De posse dos ensaios triaxiais não saturados, com sucção controlada, definiu-se o parâmetro ϕ^b proposto Fredlund *et al*. (1978) e promoveu-se, para cada um dos fluidos, o

ajuste dos resultados experimentais de resistência ao cisalhamento do solo em função da sucção imposta, com base na proposição desses autores.

Por fim, incorporando-se nas análises os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento do solo, na condição não saturada com água e sem controle de sucção, e tomando como parâmetro a resistência do solo saturado com água, foi possível estabelecer uma modelagem da relação entre a resistência ao cisalhamento do solo e a constante dielétrica dos fluidos, para diferentes condições de saturação e para diferentes tipos de fluido.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS FLUIDOS

Os resultados dos ensaios de tensão superficial e viscosidade obtidos, bem como os valores de constante dielétrica adotados, estão apresentados na Tabela 17. Conforme se pode observar, o diesel é o fluido mais viscoso, possuindo densidade similar à do etanol. Por outro lado, o diesel possui a menor constante dielétrica, o etanol apresenta valor intermediário dessa propriedade e a água se apresenta como fluido mais polarizado.

Tabela 17 – Caracterização dos Fluidos a 20ºC.

Fluido	Tensão Superficial (10^{-3} (N/m)	Viscosidade (cP)	Massa específica (g/cm³)	Constante Dielétrica Relativa
Diesel	25,98	3,08	0,829	2,13*
Etanol	24,45	1,67	0,845	24,30**
Água	70,75	0,87	0,998	80,00**

*(29ºC) Oliveira (2001) **Anandarajah e Zhao (2000).

4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E COMPACTAÇÃO

Os resultados dos ensaios de caracterização, englobando granulometria conjunta, composta pelas fases de peneiramento e sedimentação, limites de consistência (W_L, W_P e I_P), compactação ($\gamma_{dmáx}$ e w_{ot}), massa específica dos sólidos, além do índice de vazios e porosidade, obtidos para a condição ótima da curva de compactação, estão apresentados na Tabela 18. As curvas granulométrica e de compactação estão apresentadas na Figura 68 e na Figura 69, respectivamente.

Tabela 18 – Resultados dos ensaios de caracterização geotécnica do solo residual do granulito-gnaisse.

Granulometria (%)			Limites de consistência (%)			Compactação		γs ((kN/ m³)	e	n
areia	silte	argila	W_L	W_P	I_P	$\gamma_{dmáx}$ ((kN/ m³)	W_{ot} (%)			
26	18	56	78	42	36	13,34	31,8	27,04	1,03	0,51

Figura 68 – Curva granulométrica.

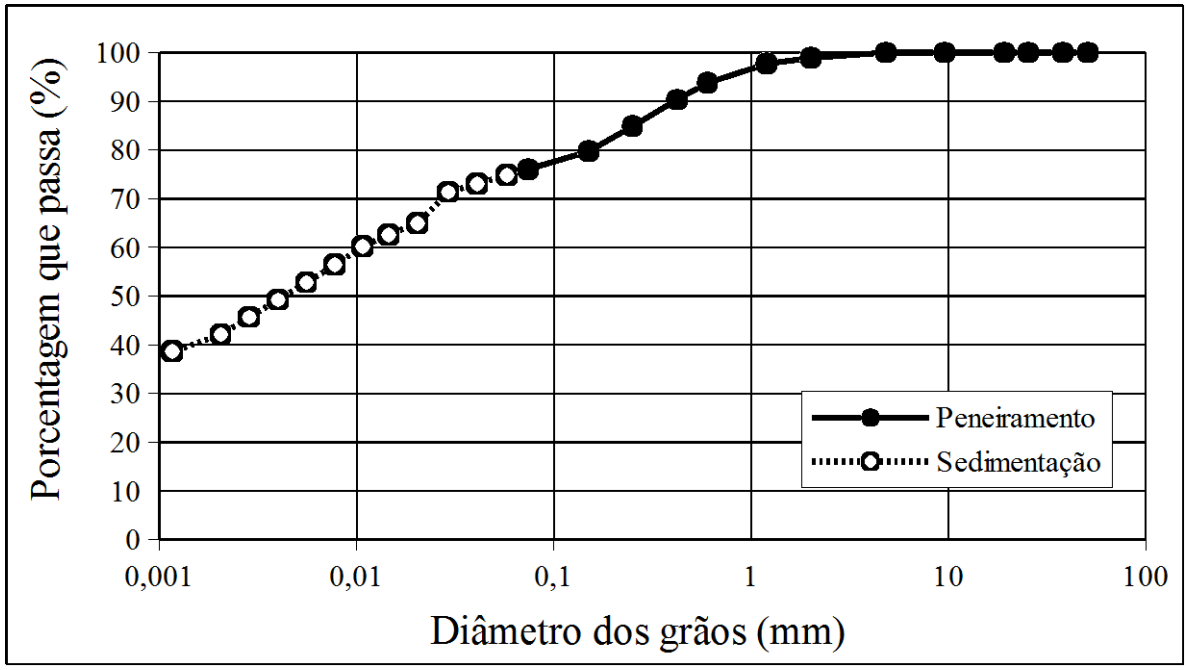
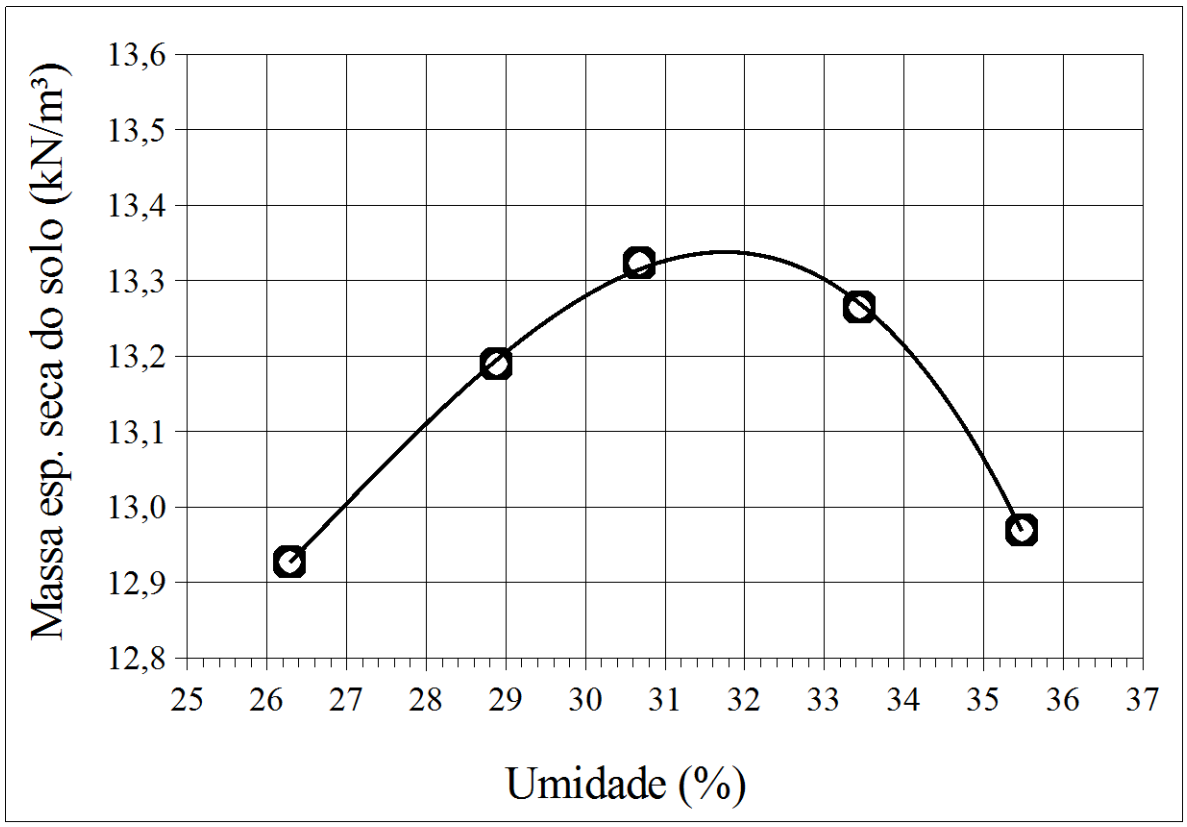


Figura 69 – Curva de compactação.



Do ensaio de granulometria conjunta, cujos resultados são apresentados na Tabela 18, é possível observar que o solo residual do granulito-gnaisse é caracterizado como um solo de predominância argilosa, com 74% passando na #200 (silte + argila), com abertura de 0,074 mm. Essa predominância da parcela fina confere ao solo elevados valores de W_L e W_P. Dos resultados de granulometria e índices físicos é possível calcular o Índice de Atividade de Skempton (IAs), definido por Skempton (1953) como a razão entre o índice de plasticidade (I_P) e a fração argila do solo (Equação 34).

$$IAs = \frac{Ip}{\%\ \text{fração argila}} \qquad \text{Equação 34}$$

Este índice classifica o solo como inativo (IAs ≤ 0,75), normal (0,75 < IAs ≤ 1,25) e ativo (IAs > 1,25). Considerando-se o percentual da fração argila e o Ip da Tabela 18, o solo do presente trabalho possui um IAs de 0,65 sendo, portanto, classificado como inativo.

4.3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA DO SOLO

4.3.1 Superfície específica e volume dos poros

Os resultados dos ensaios de medição da superfície específica (SE) e volume de poros do solo (VP) estão apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Superfície específica e volume de poros.

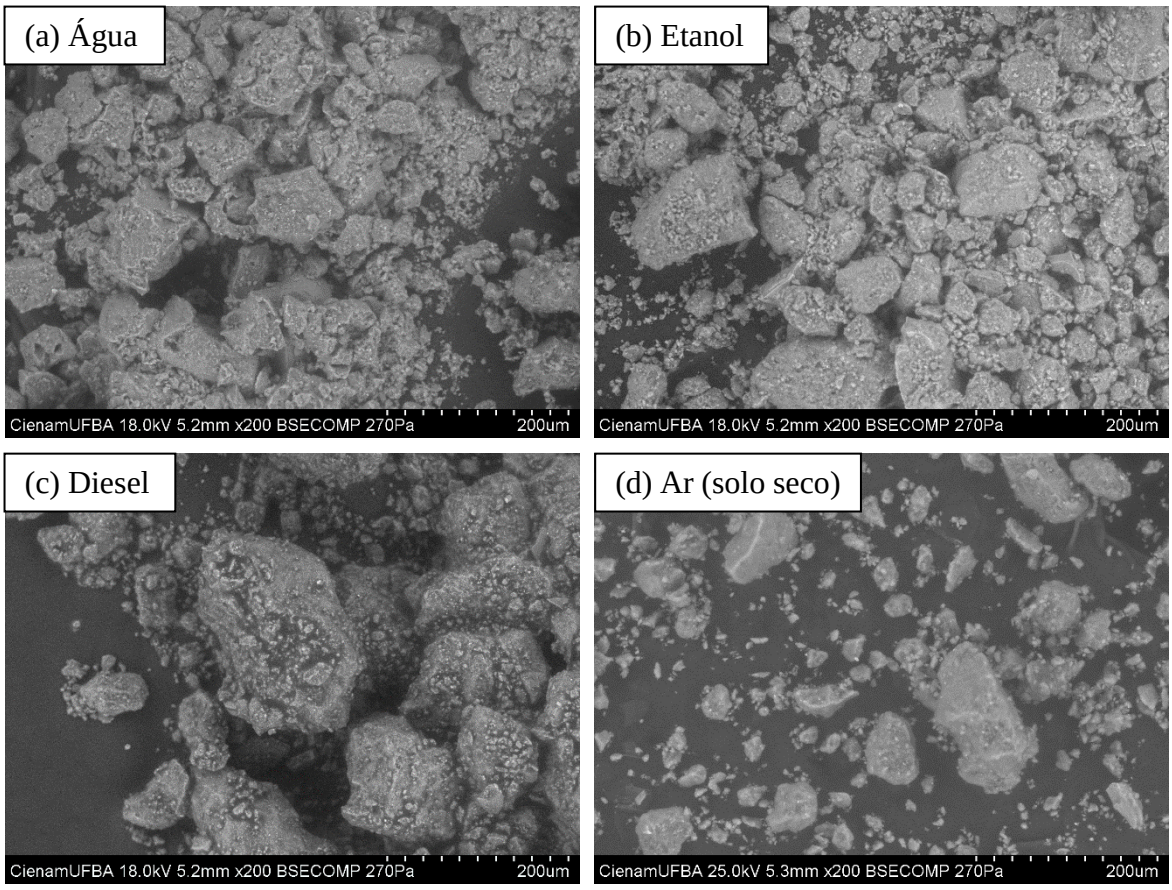
Material	SE (m^2/g)	VP (cm^3/g)
Passa na #10 e Retido na #16	44,22	0,197
Passa na #80	50,85	0,240
Passa na #200	71,99	0,342
Argila	83,74	0,420

Os valores de superfície específica do solo, em suas diversas frações, indicam a presença de minerais de Caulinita ou Ilita na fração argila, conforme valores apresentados por Hillel (1980) na Tabela 2.

4.3.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Na Figura 70 estão apresentadas as imagens do solo obtidas com o MEV, quando o solo é impregnado por diferentes fluidos.

Figura 70 – Imagens (MEV) do solo impregnado por diferentes fluidos: (a) água; (b) etanol; (c) diesel; (d) ar (solo seco).



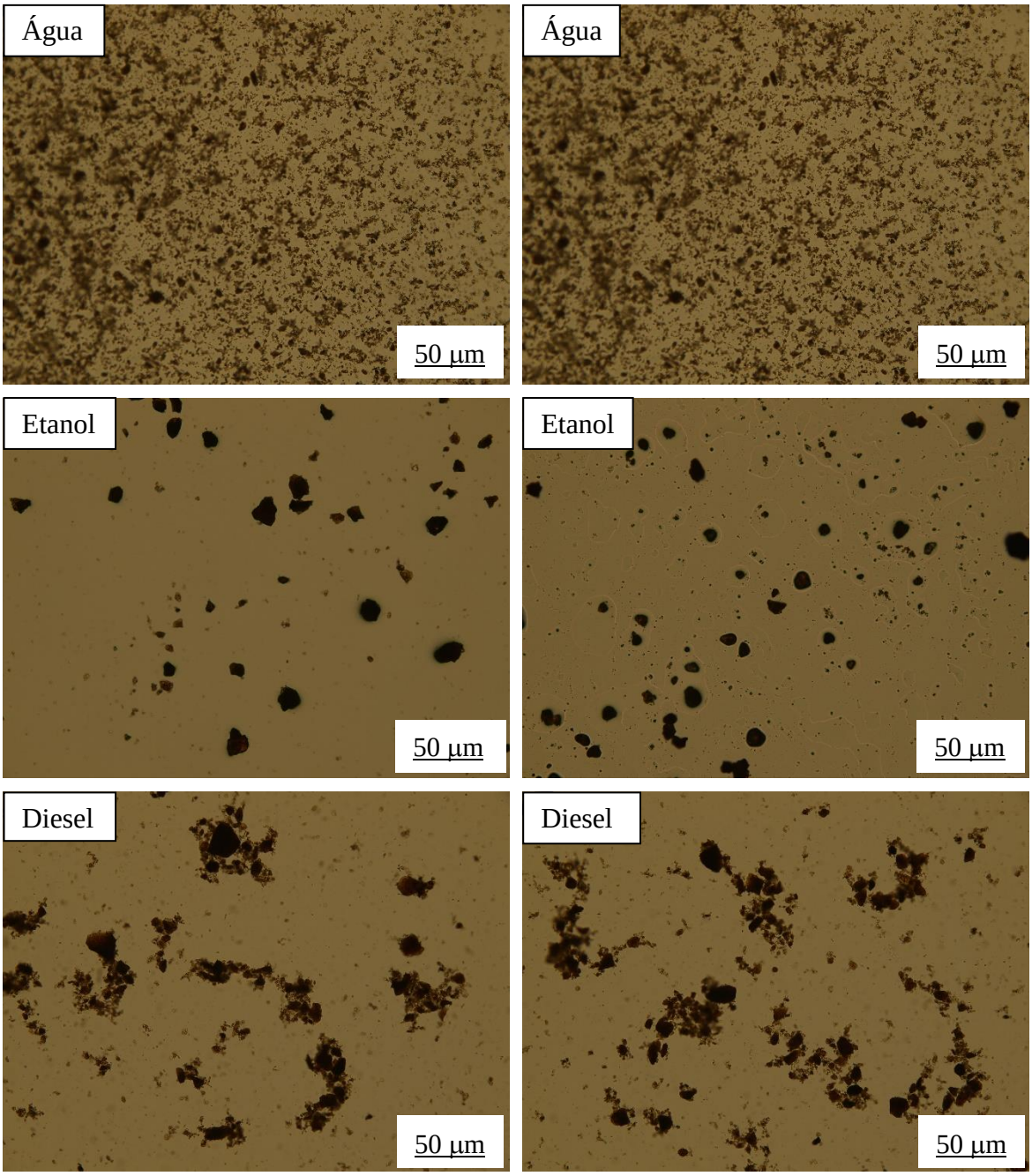
Embora na Figura 70(a) o solo impregnado com água apresente dispersão considerável, quando comparado às outras imagens, e a Figura 70(c), contendo diesel, apresente os maiores torrões, não foi possível observar de forma conclusiva as alterações na estrutura do solo com a utilização do MEV para os demais fluidos. Por esse motivo, as amostras impregnadas foram também visualizadas num microscópio óptico.

4.3.3 Microscopia Óptica

Utilizando-se a metodologia proposta por Kaya e Fang (2005), foi possível visualizar os efeitos da presença de cada um dos fluidos na estrutura do solo em termos de floculação

e dispersão. Na Figura 71 são apresentadas as variações impostas na estrutura do solo quando em contato com a água, etanol e diesel.

Figura 71 – Imagens do solo impregnado por diferentes fluidos através do microscópio óptico.



É possível observar da Figura 71 que quando é a água o fluido presente no solo, as partículas sólidas se mantêm relativamente dispersas. Quando o fluido é o etanol esse efeito

dispersivo é minimizado e pequenos tactóides, ou estruturas floculadas podem ser observadas. Já para o caso do diesel a floculação é mais intensa e os aglomerados formados são de maiores dimensões. Ao analisar-se a presença de cada um dos fluidos no solo é possível notar que características dos fluidos influenciam no comportamento do solo em termos de dispersão e floculação, conforme constatado por Kaya e Fang (2005). De acordo com Gilligam e Clemence (1984), fluidos de elevada constante dielétrica, como no caso da água ($\varepsilon_r = 80$), quando presentes no solo tendem a dispersá-lo e, por outro lado, fluidos cujas constantes dielétricas são de menor magnitude, como no caso do etanol ($\varepsilon_r = 24,3$) e diesel ($\varepsilon_r = 2,13$), quando presentes no solo, tendem a floculá-lo.

4.3.4 Composição química do solo

Os principais compostos químicos (base óxido) presentes no solo, obtidos com o uso da técnica de espectrometria de fluorescência de raios-X por dispersão de energia (EDX), estão apresentados na Tabela 20. São apresentados os resultados obtidos para as dezesseis amostras ensaiadas, conforme descrito na metodologia, sendo quatro da base (B1, B2, B3 e B4), quatro do meio inferior do CP (MI1, MI2, MI3 e MI4), quatro do meio superior (MS1, MS2, MS3e MS4) e quatro do topo (T1, T2, T3 e T4).

Observa-se da Tabela 20, que os óxidos de silício, alumínio e ferro, nessa ordem, representam as principais substâncias químicas presentes no solo estudado, sendo que essa participação é de 98,86% ± 0,09. Das demais substâncias químicas encontradas na análise destacam-se o dióxido de titânio (TiO_2), o óxido de bário (BaO), trióxido de enxofre (SO_3), óxido de manganês (MnO), dióxido de zircônio (ZrO_2), dentre outras, cuja participação somada é de 1,14% ± 0,13. É possível constatar também que a relação entre os óxidos de silício e alumínio presentes no solo é da ordem 1,15:1,00, valor compatível com o da caulinita em que essa relação é da ordem de 1:1.

Tabela 20 – Composição química do solo.

Local do CP	Substâncias químicas			
	SiO_2 (%)	Al_2O_3 (%)	Fe_2O_3 (%)	Outros (%)
B1	48,62	39,21	10,98	1,19
B2	46,45	40,76	11,64	1,15
B3	45,83	41,36	11,73	1,08
B4	47,83	39,28	11,65	1,24
MI1	46,46	40,41	11,93	0,95
MI2	46,58	40,04	12,18	1,20
MI3	45,64	41,25	11,76	1,53
MI4	45,65	41,94	11,33	1,08
MS1	46,67	40,75	11,46	1,12
MS2	47,17	40,59	11,20	1,040
MS3	46,92	40,52	11,40	1,16
MS4	45,86	41,50	11,51	1,14
T1	47,60	40,52	10,79	1,09
T2	47,54	40,35	10,96	1,15
T3	47,23	40,64	11,05	1,07
T4	47,28	41,29	10,45	0,99
Média	46,83	40,65	11,38	1,14
D. Padrão	0,85	0,74	0,45	0,13
CV (%)	1,82	1,82	3,98	11,52

4.3.5 Caracterização complementar

Os resultados da medição do pH base H_2O e base KCl, ΔpH, Capacidade de Troca Catiônica do solo (CTC) e atividade da fração argila (T) estão apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Valores de pH e CTC.

pH (H_2O)	pH (KCl)	ΔpH	CTC $cmol_c/kg$	T $cmol_c/kg$
5,93	5,89	-0,04	2,89	5,16

O valor de ΔpH negativo, associado à baixa CTC (2,89 $cmol_c/kg$) e a baixa atividade de argila (5,16 cmolc/kg) encontrados, sugerem que o solo estudado apresenta mineralogia caulinítica. De acordo com a Embrapa (2013), solos com valor T menores que 8 $cmol_c/kg$

são classificados como de atividade muito baixa. Estes resultados encontram-se coerentes com o valor de IAs obtido anteriormente.

Os resultados do ensaio de ataque sulfúrico são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Resultados obtidos do ensaio de ataque sulfúrico.

$Si0_2$ (%)	Al_20_3 (%)	Fe_20_3 (%)	Ki	Kr
14,10	13,76	7,56	1,74	1,29

Com base nos resultados da Tabela 22, de acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (Embrapa, 2013), como os valores das relações moleculares Ki e Kr são maiores que 0,75, conforme a Equação 26 e Equação 27, respectivamente, trata-se de um solo caulinítico. Como o Ki da caulinita é igual a 2, o fato do valor de Ki encontrado estar abaixo desse valor, indica que se trata de um solo bastante intemperizado.

4.4. ENSAIOS DE CURVA DE RETENÇÃO

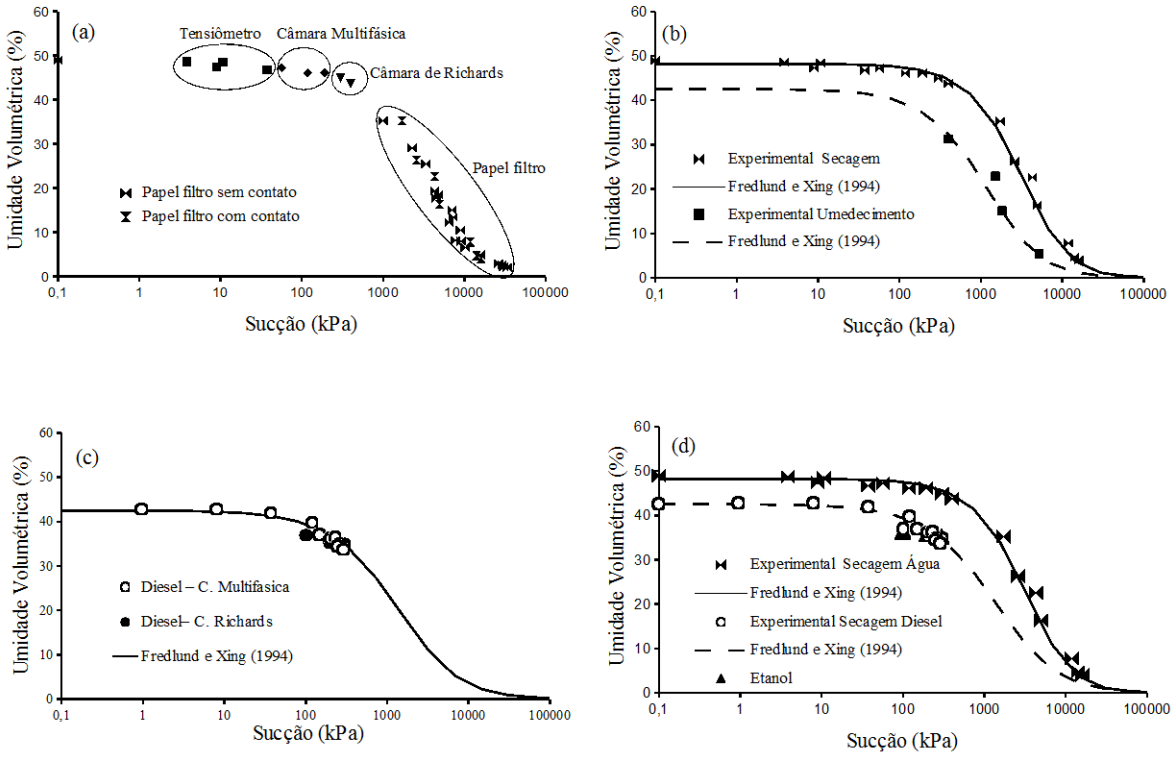
Neste item são apresentados os resultados dos ensaios de curva de retenção do solo para água, etanol e diesel, isoladamente, obtidos com as seguintes técnicas: tensiômetro (água), câmara multifásica (água e diesel), câmara de pressão de Richards (água, etanol e diesel) e papel filtro com e sem contato (água). Desta forma, a quantidade de pontos nas respectivas curvas de retenção de cada fluido se justifica pelo tipo de técnica utilizada, ou seja, para a água, por exemplo, onde utilizou-se a maior quantidade de técnicas, incluindo-se o papel filtro, tem-se a maior quantidade de pontos na curva. Por outro lado, no caso do etanol, apenas utilizou-se a câmara de Richards, aproveitando a fase de indução da sucção para os ensaios triaxiais e, por isto, tem-se para esse fluido poucos pontos.

É apresentada na Figura 72(a) a curva de retenção da água obtida com o uso das diferentes técnicas destacadas, sendo que para o caso da técnica do papel-filtro apresenta-se os resultados sem contato e com contato do papel com a amostra.

Conforme se pode observar, os pontos experimentais obtidos com e sem contato se mostram bastante próximos, o que indica uma pequena influência da parcela de sucção osmóptica no solo. Na Figura 72(b) são apresentadas as curvas de retenção de água obtidas com o uso das demais técnicas do papel-filtro com contato, pelos procedimentos de

umedecimento e secagem, além das demais técnicas empregadas e os respectivos ajustes dos pontos experimentais pela equação proposta por Fredlund e Xing (1994). A Figura 72(c) apresenta a curva de retenção do diesel, obtida com as técnicas da câmara Multifásica e da câmara de Richards, além do ajuste pela equação de Fredlund e Xing (1994). Na Figura 72(d) são apresentados, de forma comparativa, os resultados dos ensaios com água e diesel, obtidos com o auxílio das diferentes técnicas, todas pelo processo de secagem, com seus respectivos ajustes. Na Figura 72(d) são inseridos também os pontos da curva de retenção do etanol obtidos na câmara de Richards.

Figura 72 – Curvas de retenção dos diferentes fluidos no solo com ajuste de Fredlund e Xing (1994).



Observa-se da Figura 72(a) que a utilização das diferentes técnicas proporcionou cobrir uma grande faixa de sucções, principalmente para a água. Além disso, na Figura 72(b), onde apresentam-se os pontos com papel-filtro pelos processos de secagem e umedecimento, o fenômeno da histerese se apresenta de forma nítida. Na Figura 72(c) apresentam-se os resultados do diesel obtidos com o uso das técnicas da câmara multifásica e da câmara de

Richards, também ajustados por Fredlund e Xing (1994). Por fim, na Figura 72(d), observa-se a comparação entre os resultados dos três fluidos analisados, todos ensaiados pelo procedimento de secagem, incluindo-se os três pontos obtidos para o etanol na câmara de Richards, onde os resultados do etanol ficaram bem ajustados com os pontos do diesel. Vale notar estes resultados do diesel e etanol estão coerentes com a norma de escalonamento capilar proposta por Leverett (1941), visto que as tensões superficiais do diesel e do etanol são muito próximas (Tabela 17). Contudo, em relação à curva de retenção da água, não é possível afirmar quanto dessa diferenciação está a cargo do escalonamento capilar, pois as amostras de solo ensaiadas com água não foram secas previamente, como foram as dos outros dois fluidos.

Na Tabela 23 são apresentados os principais parâmetros adotados no ajuste dos pontos experimentais com o uso do método de Fredlund e Xing (1994).

Tabela 23 – Principais parâmetros de ajuste das curvas de retenção dos diferentes fluidos no solo com o uso do método de Fredlund e Xing (1994).

Procedimento	θsat (%)	θr (%)	ψr (kPa)	a	m	n	R^2
Secagem Água	48,21	4,01	25.000	4929	3,98	1,20	0,99
Umedecimento Água	42,52	2,50	20.000	1818	3,80	1,05	0,90
Secagem Diesel	42,51	2,50	20.000	2000	3,50	0,95	0,98

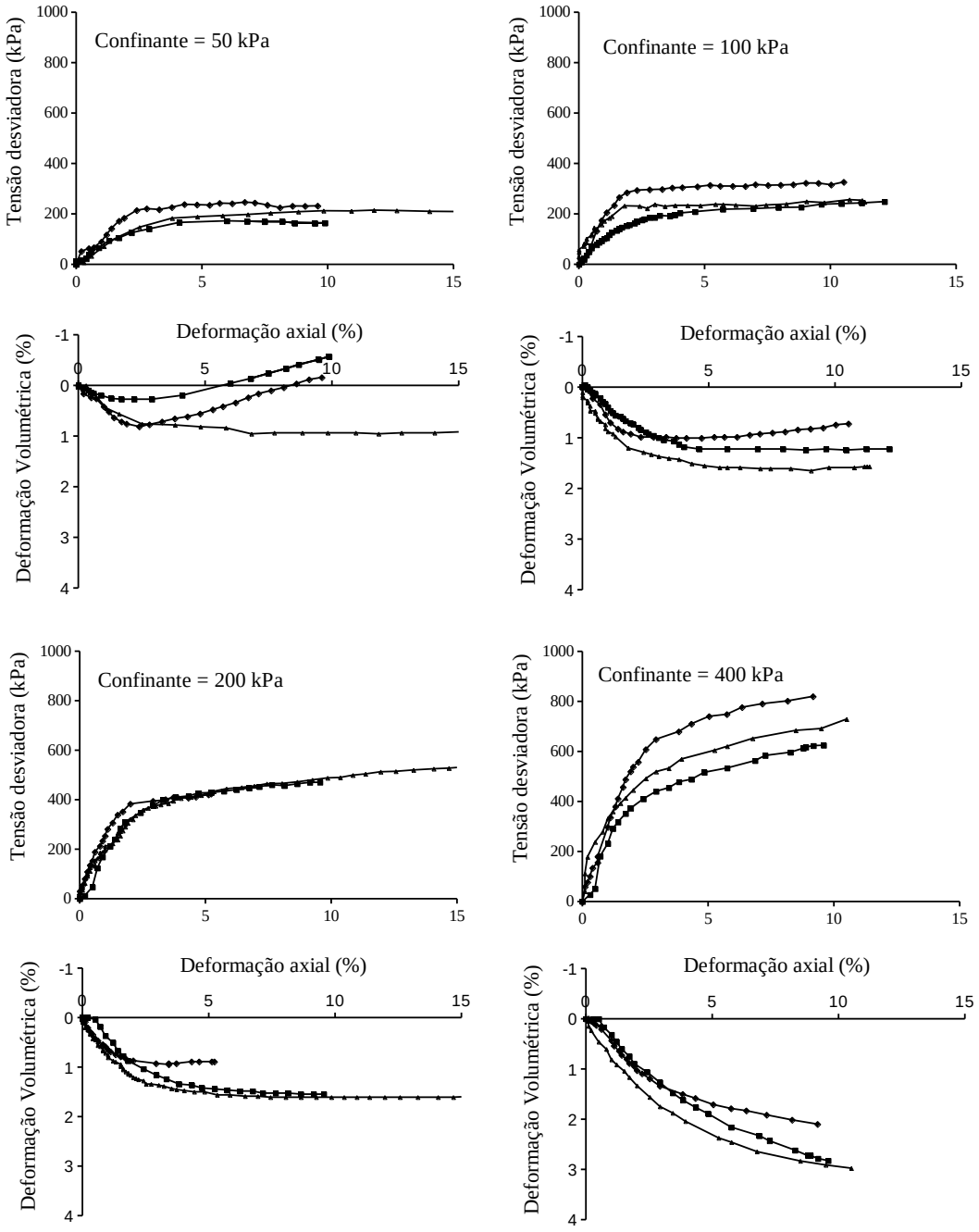
4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS SATURADOS

São apresentados inicialmente os resultados dos ensaios triaxiais do tipo consolidado e drenado (CD) executados com os corpos de prova saturados com água (com secagem prévia (CS) e sem secagem prévia (SS) dos CPs), etanol, diesel e ar (solo seco). Na sequência são apresentadas as envoltórias obtidas pelo método dos mínimos quadrados, para cada tipo de fluido (uso de doze amostras por envoltória). Posteriormente apresenta-se um gráfico comparativo entre as envoltórias obtidas para os diferentes fluidos. Por fim, correlaciona-se os resultados de resistência ao cisalhamento do solo com a constante dielétrica relativa do fluido e do meio.

4.5.1 Ensaios Triaxias em CPs saturados com água e sem secagem prévia

Na Figura 73 são apresentadas as curvas tensão/deformação e de variação volumétrica dos ensaios triaixiais realizados em amostras saturadas com água e sem secagem prévia, por tensão de confinamento utilizada.

Figura 73 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com água, sem secagem prévia, por tensão de confinamento.



Na Figura 73 é possível observar que para as confinantes de 50 e 100 kPa o solo apresenta comportamento plástico, enquanto que para as confinantes de 200 e 400 kPa o comportamento do solo é plástico com endurecimento.

Na Tabela 24 são apresentados alguns índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais saturados com água, sem secagem prévia. Os valores de umidade e porosidade antes do ensaio referem-se ao instante da montagem do ensaio.

Tabela 24 – Índices físicos dos CPs utilizados nos ensaios triaxiais saturados com água, ensaiados sem secagem prévia (SS).

CP	Conf. (kPa)	Compactação				Ensaios triaxiais saturados com água (SS)			
						Na montagem		Após o ensaio	
		γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	w (%)	n	w (%)	n
1	50	14,40	30,69	107,95	0,47	30,69	0,47	36,03	0,49
2	100	14,18	30,69	106,30	0,48	30,69	0,48	34,59	0,48
3	200	13,95	31,18	104,57	0,48	30,89	0,48	34,07	0,48
4	400	13,68	32,37	102,55	0,49	32,05	0,49	34,12	0,48
5	50	13,98	34,33	104,80	0,48	33,94	0,48	31,94	0,46
6	100	13,81	30,26	103,52	0,49	22,42	0,45	34,83	0,49
7	200	14,13	31,34	105,92	0,48	31,34	0,48	35,14	0,49
8	400	13,82	30,27	103,60	0,49	21,89	0,46	31,92	0,46
9	50	14,23	30,89	106,67	0,47	28,40	0,47	35,87	0,49
10	100	13,90	31,68	104,20	0,49	27,81	0,49	34,07	0,48
11	200	14,21	30,50	106,52	0,47	26,91	0,48	34,36	0,48
12	400	14,26	29,88	106,90	0,47	26,78	0,47	32,00	0,46
Média	-	14,05	31,17	105,29	0,48	28,68	0,47	34,08	0,48
D. Padrão	-	0,22	1,21	1,65	0,01	3,72	0,01	1,43	0,01
CV (%)	-	1,57	3,88	1,57	2,08	12,97	2,13	4,20	2,08

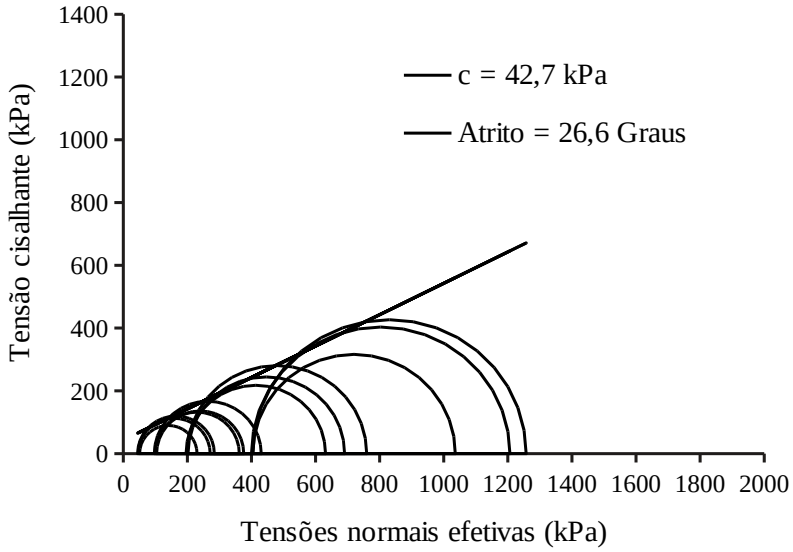
Na Tabela 24 nota-se que os corpos de prova compactados para os ensaios triaxiais com água (SS) apresentaram grau de compactação médio acima de 100%, em relação ao ensaio de compactação realizado na fase de caracterização do solo, apresentado na Tabela 18, em decorrência da energia aplicada pelo compactador estar ligeiramente acima da energia

padronizada para o proctor normal, conforme apresentado no item 4.2. O baixo desvio padrão, apresentado no grau de compactação dos CPs, reflete a baixa variação dos valores de porosidade das amostras ensaiados. A porosidade média antes da montagem dos ensaios foi de 0,47 e, depois da realização dos ensaios, apresentou pequeno aumento em função do processo de saturação para 0,48; ambas as etapas com desvio padrão de 0,01. Esse comportamento em relação ao grau de compactação das amostras se repetiu ao longo de todo o programa experimental, conforme poderá ser visualizado mais adiante.

Observa-se ainda da Tabela 24, que algumas amostras apresentaram redução em suas respectivas umidades médias entre as fases de compactação dos CPs e a montagem dos ensaios triaxiais decorrente, provavelmente, de falha no acondicionamento das amostras, com destaque para os CPs 6 e 8, indicando início de processo de secagem não previsto. Em função da discrepância apresentada na umidade dessas amostras no momento da montagem do ensaio, o desvio padrão dessa variável passou de 1,21% para 3,72% entre as fases de compactação e montagem do ensaio.

A envoltória de resistência ao cisalhamento do solo, obtida pelo método dos mínimos quadrados, para o solo saturado com água e sem secagem prévia, composta pelos doze ensaios realizados, está apresentada na Figura 74.

Figura 74 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e sem secagem prévia composta por 12 ensaios.



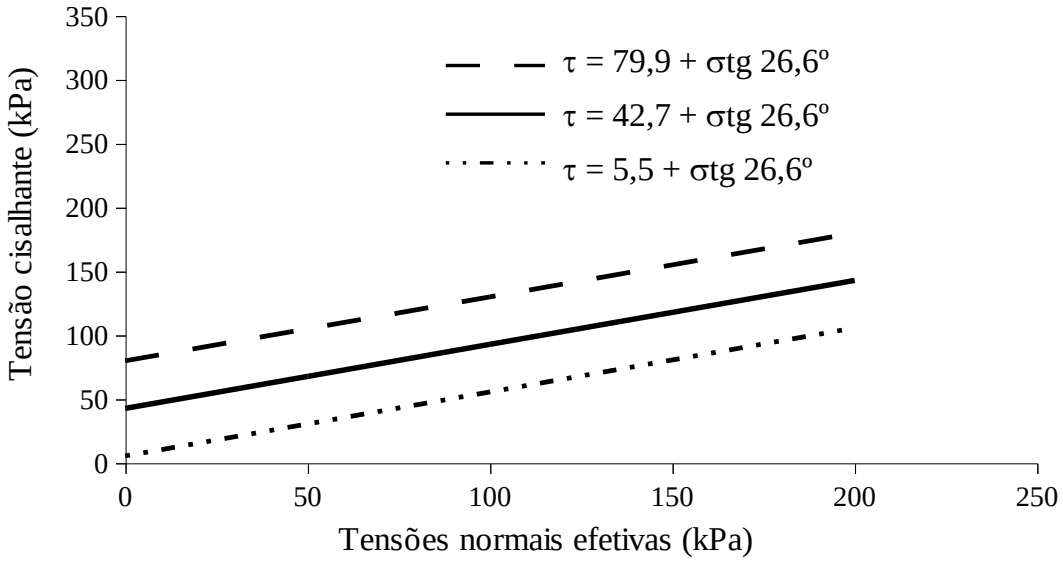
Na Tabela 25 são apresentados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos do procedimento experimental sem secagem prévia dos CPs, além dos respectivos parâmetros estatísticos obtidos, como desvio padrão (Sc´e Sϕ´) e coeficiente de variação (CVc´ e CVϕ´), e ainda, o desvio padrão da resistência ao cisalhamento do solo (Sτ) em torno do ajuste realizado e o coeficiente de correlação (R^2).

Tabela 25 – Parâmetros de resistência do solo saturado com água (SS).

Fluido	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R^2
Água (SS)	42,70	5,97	13,98	26,60	1,44	5,42	18,99	0,98

Com base nos parâmetros apresentados na Tabela 25 é possível definir, com 95% de nível de confiança (intervalo de ± 1,96 Sτ), a faixa de ruptura para o solo, com os respectivos limites inferior e superior de resistência ao cisalhamento, de acordo com os ensaios realizados. Considerou-se que a variação na resistência ocorre, estritamente, no intercepto coesivo, mantendo-se o ângulo de atrito constante. Na Figura 75 é apresentada a faixa de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água, para o procedimento experimental sem secagem, considerando o intervalo de variação definido.

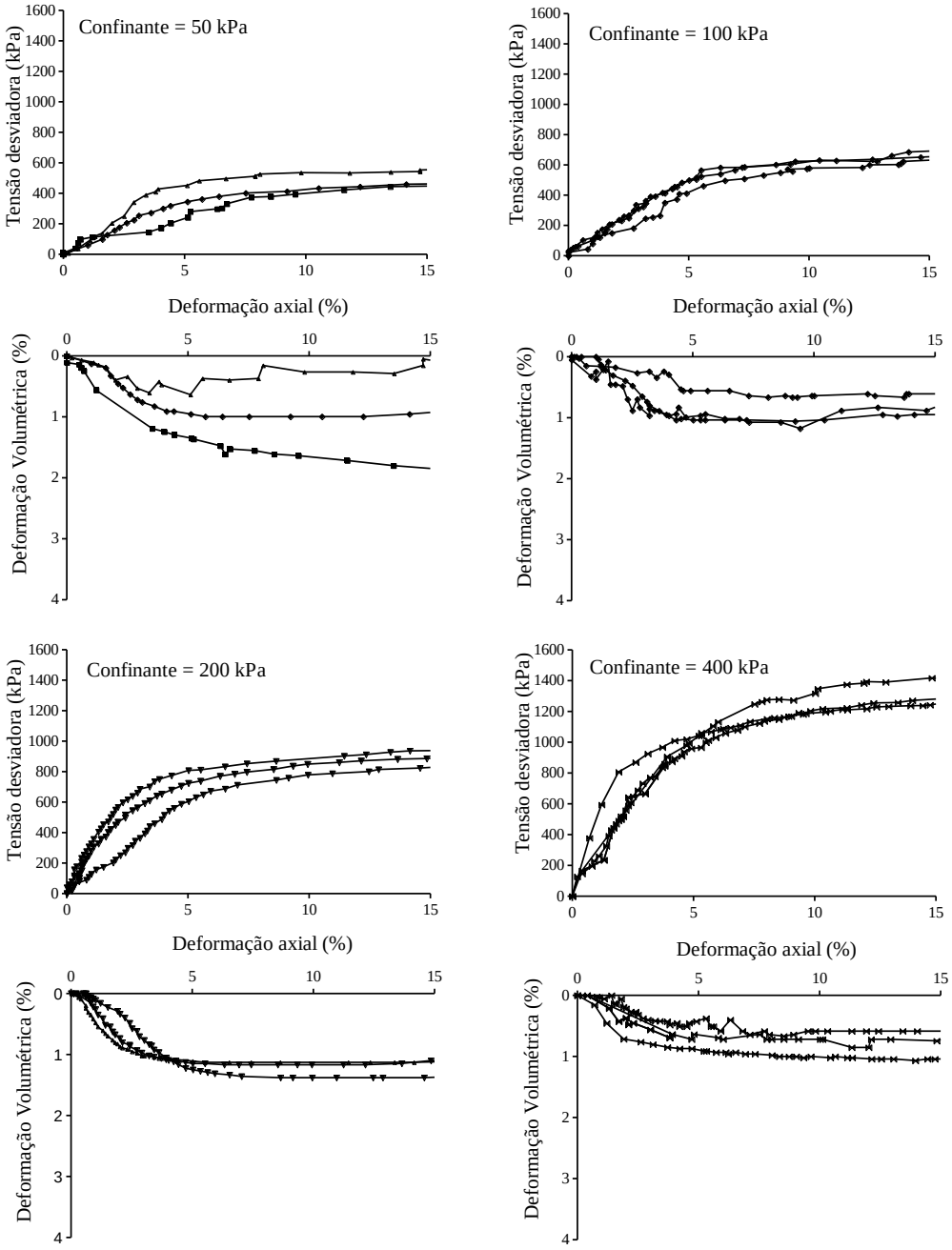
Figura 75 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e sem secagem prévia.



4.5.2 Ensaios Triaxias em CPs saturados com água e com secagem prévia

Na Figura 76 são apresentadas as curvas tensão/deformação e de variação volumétrica dos ensaios triaixiais realizados em amostras saturados com água, com secagem prévia dos corpos de prova após compactação.

Figura 76 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com água, com secagem prévia, por tensão de confinamento.



Em uma primeira comparação entre as curvas tensão/deformação, apresentadas na Figura 76 e Figura 73, para os procedimentos com e sem secagem, respectivamente, é possível notar, para todos os níveis de tensão de confinamento, que o solo apresentou, no caso de procedimento com secagem, níveis de resistência consideravelmente superiores ao do procedimento sem secagem, para as mesmas tensões confinantes.

Os índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais saturados com água, com secagem prévia (CS), estão apresentados na Tabela 26. Os valores de teor de umidade e porosidade antes do ensaio referem-se ao instante da montagem do ensaio, por tratar-se do procedimento experimental com secagem, após cinco dias de secagem ao ar mais dois dias de secagem na estufa à 70ºC.

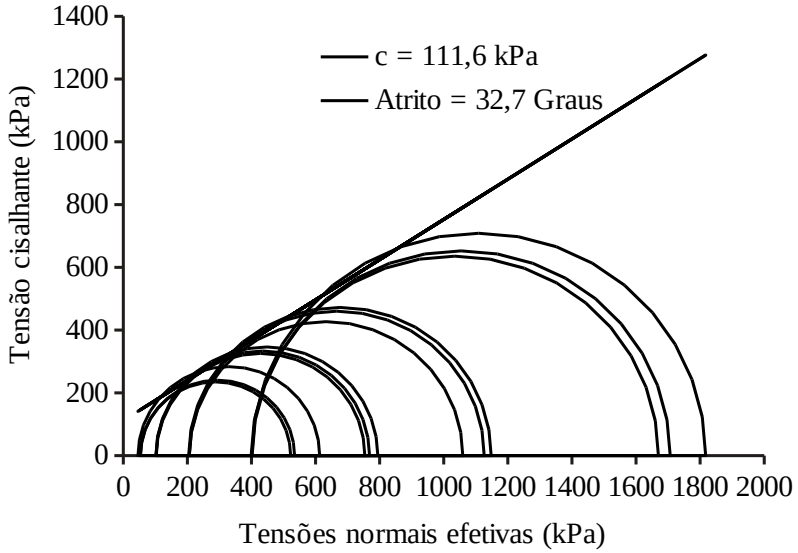
Tabela 26 – Índices físicos dos CPs utilizados nos ensaios triaxiais saturados com água, ensaiados com secagem prévia (CS).

CP	Conf. (kPa)	Compactação				Ensaios triaxiais saturados com água (CS)			
						Na montagem		Após o ensaio	
		γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	w (%)	n	w (%)	n
13	50	14,25	30,74	106,82	0,47	1,20	0,40	27,84	0,43
14	100	14,05	30,31	105,32	0,48	1,44	0,39	27,00	0,42
15	200	14,51	30,49	108,77	0,46	1,68	0,39	25,27	0,41
16	400	14,71	30,06	110,27	0,46	1,16	0,39	24,92	0,41
17	50	14,47	31,24	108,47	0,46	1,42	0,39	27,69	0,43
18	100	14,52	30,50	108,85	0,46	1,18	0,39	27,10	0,42
19	200	14,86	29,38	111,39	0,45	2,46	0,39	27,17	0,42
20	400	14,75	29,91	110,57	0,45	2,88	0,39	27,99	0,43
21	50	14,65	30,08	109,82	0,46	0,85	0,39	28,43	0,43
22	100	14,36	30,49	107,65	0,47	1,09	0,40	27,41	0,43
23	200	14,62	29,94	109,60	0,46	2,94	0,40	26,65	0,42
24	400	14,47	30,90	108,47	0,46	1,11	0,40	26,43	0,42
Média	-	14,52	30,34	108,83	0,46	1,62	0,39	26,99	0,42
D. Padrão	-	0,22	0,50	1,69	0,01	0,73	0,00	1,05	0,01
CV (%)	-	1,52	1,65	1,55	2,17	45,06	0,00	3,89	2,38

Da Tabela 26 verifica-se que os corpos de prova compactados para os ensaios triaxiais com água (CS) também apresentaram grau de compactação médio acima de 100% e desvio padrão relativamente baixo de 1,69%. Da mesma forma que no caso dos CPs ensaiados com água e sem secagem, esses números indicam uma baixa variação dos valores de porosidade das amostras ensaiadas. A porosidade média dos CPs após a realização do ensaio foi consideravelmente inferior ao procedimento sem secagem, indicando que as amostras desse procedimento experimental pré-adensaram ao serem secadas previamente, justificando a menor compressibilidade observada nas amostras, apesar destas não terem apresentado expansão, mesmo para a tensão confinante de 50 kPa.

A envoltória de resistência ao cisalhamento do solo, obtida pelo método dos mínimos quadrados, para o solo saturado com água e com secagem prévia, composta pelos doze ensaios realizados, está apresentada na Figura 77.

Figura 77 – Envoltória média de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e com secagem prévia.



Da mesma forma que no procedimento experimental sem secagem, apresentado anteriormente, os valores de coesão e ângulo de atrito apresentados na Figura 77 representam os melhores valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos doze ensaios triaxiais realizados, com tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa.

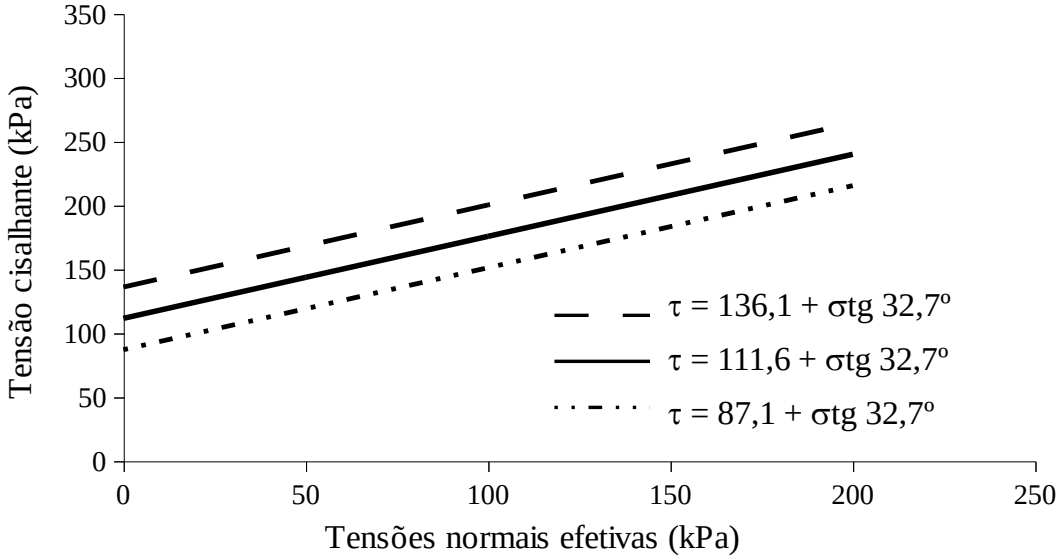
Na Tabela 27 são apresentados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos do procedimento experimental sem secagem prévia dos CPs, além do desvio padrão (Sc´e Sϕ´) e coeficiente de variação (CVc´ e CVϕ´), e ainda, o desvio padrão da resistência ao cisalhamento do solo (Sτ) em torno do ajuste realizado e o coeficiente de correlação (R^2).

Tabela 27 – Parâmetros de resistência do solo saturado com água (CS).

Fluido	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R^2
Água (CS)	111,60	6,47	5,80	32,70	0,85	2,60	12,52	0,99

Na Figura 78 é apresentada a faixa de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água, para o procedimento experimental com secagem (CS), considerando o intervalo de variação definido, aplicando-se a variação de ± 1,96 Sτ na resistência do solo apresentada na Tabela 27, considerando-se que a variação na resistência ocorre, estritamente, no intercepto coesivo, mantendo-se o ângulo de atrito constante.

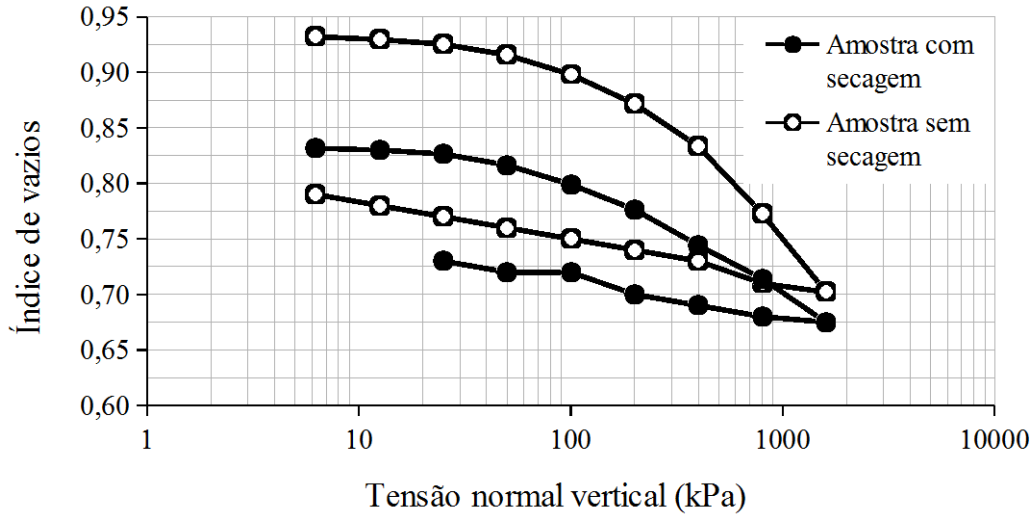
Figura 78 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e com secagem prévia.



Os parâmetros de resistência definidos para o solo saturado com água, com secagem prévia, em comparação ao procedimento sem secagem, indicam um aumento da resistência

do solo para esse segundo procedimento experimental. Este aumento de resistência está relacionado ao aumento da tensão de pré-consolidação destas amostras, hipótese que foi comprovada através dos ensaios de compressão confinada realizados, os quais estão apresentados na Figura 79.

Figura 79 – Ensaios de adensamento unidirecional em amostras com e sem secagem prévia.

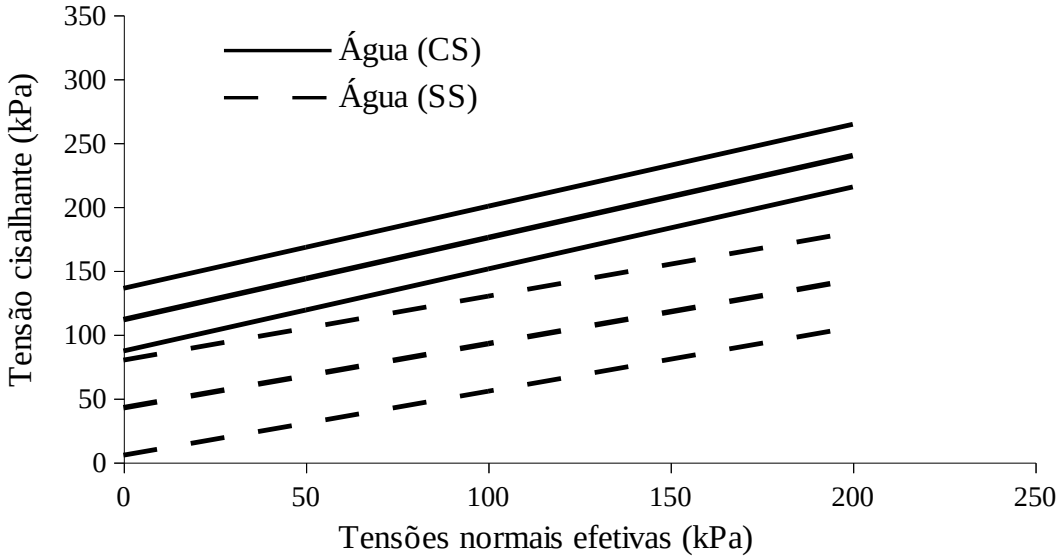


Na Figura 79 é possível observar o aumento da rigidez da amostra ensaiada com secagem, em comparação a amostra ensaiada sem secagem, com consequente diminuição do índice de vazios inicial do CP. Embora a determinação da tensão de pré-consolidação pelo método gráfico tenha apresentado valores praticamente idênticos para ambas amostras (250 kPa), esta constatação está relacionada ao nível de carregamento cujo as amostras foram submetidas no ensaio, em especial a amostra mais rígida (com secagem), visto que, caso carregamentos maiores tivessem sido aplicados, à partir de 3200 kPa, por exemplo, proporcionaria uma melhor definição da reta virgem e, consequentemente, uma determinação da tensão de pré-consolidação mais acurada. Desta forma, pode-se inferir que a principal razão para as amostras submetidas aos ensaios triaxiais, que tenham sido previamente secadas, apresentarem maior resistência ao cisalhamento, quando comparadas às amostras ensaiadas sem secagem, tendo como fluido intersticial a água, é o fato destas amostras carregarem consigo esse histórico de tensões, motivo pelo qual tendem a apresentar maior resistência.

4.5.3 Análise do efeito da secagem prévia na resistência do solo saturado com água

Na Figura 80 são apresentadas as duas envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água, com seus respectivos intervalos de variação, para os procedimentos experimentais sem e com secagem prévia dos CPs após a compactação.

Figura 80 – Comparação entre as faixas de resistência com e sem secagem.

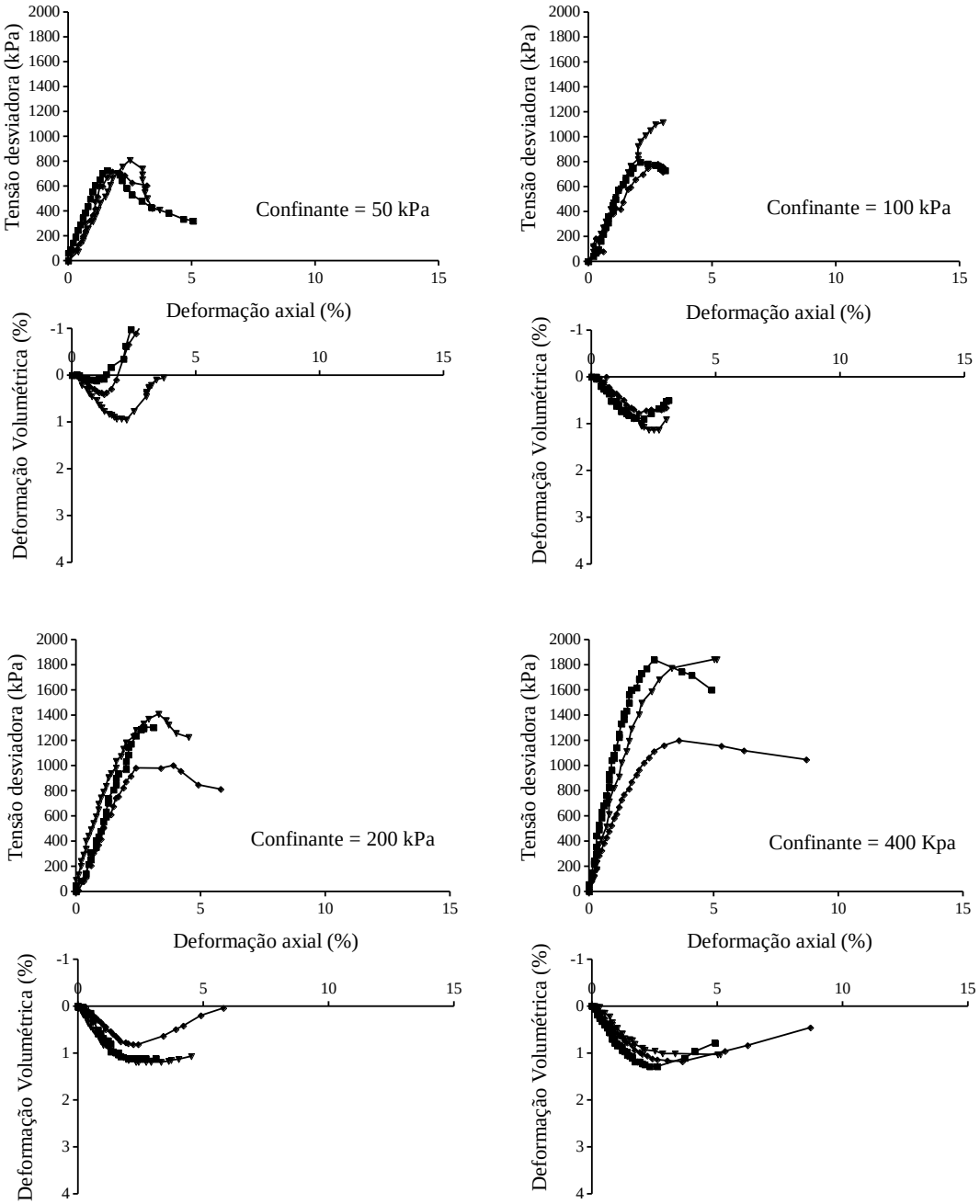


Na Figura 80 é possível observar que, mesmo considerando o intervalo de variação na resistência ao cisalhamento, o solo apresenta resistência ao cisalhamento mais elevada para o procedimento com secagem quando comparado ao sem secagem prévia dos CPs. Este comportamento pode ser explicado pelo pré-adensamento imposto pelo procedimento de secagem prévia às amostras ensaiadas, comprovado pelas diferenças observadas nos valores finais de porosidade dos CPs em cada um dos procedimentos. Essa constatação da ocorrência de pré-adensamento em função do aumento da sucção nas amostras de solo em decorrência da secagem prévia, está de acordo com as afirmações de Vargas (1977), Machado (1998) e Machado e Vilar (2003).

4.5.4 Ensaios triaxiais em CPs saturados com etanol

Na Figura 81 são apresentadas as curvas tensão/deformação e variação volumétrica obtidas para os ensaios realizados em amostras saturadas com etanol.

Figura 81 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com etanol, por tensão de confinamento.



Na Figura 81 é possível observar que para todas as confinantes o solo apresenta comportamento friável em termos de resistência, enquanto que em termos de deformabilidade apresenta dilatância para a confinante de 50 kPa e compressão para as confinantes de 100, 200 e 400 kPa.

Nas curvas tensão/deformação das amostras saturadas com etanol (Figura 81), em comparação às saturadas com água e com secagem prévia, tanto a deformação axial na ruptura quanto a deformação volumétrica são consideravelmente inferiores para todos os níveis de tensão de confinamento adotados. Esse fato indica um aumento da rigidez das amostras proporcionado pelo tipo de fluido utilizado. Como os fluidos utilizados possuem diferentes constantes dielétricas, este fato pode ser encarado de forma análoga ao que acontece com a curva LC (*loading collapse curve*) proposta por Alonso *et al.* (1990), em que um aumento na sucção do solo provoca um aumento na tensão de pré-adensamento. Apesar de se tratar aqui de amostras saturadas, a mudança na constante dielétrica do fluido intersticial altera as interações entre as partículas sólidas e o comportamento mecânico apresentado pelo solo.

Ao observar-se os resultados de resistência ao cisalhamento apresentados na Figura 81, para a tensão confinante de 400 kPa, a resistência máxima apresentada por um dos resultados ficou nitidamente abaixo dos outros dois, contribuindo para o aumento do desvio padrão da análise.

Na Tabela 28 são apresentados os índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais saturados com etanol. Os valores de teor de umidade (w) e porosidade (n) antes do ensaio triaxial referem-se ao momento da montagem do ensaio e, portanto, após cinco dias de secagem ao ar mais dois dias de secagem na estufa à 70ºC.

Tabela 28 – Índices físicos dos CPs saturados com etanol (CS).

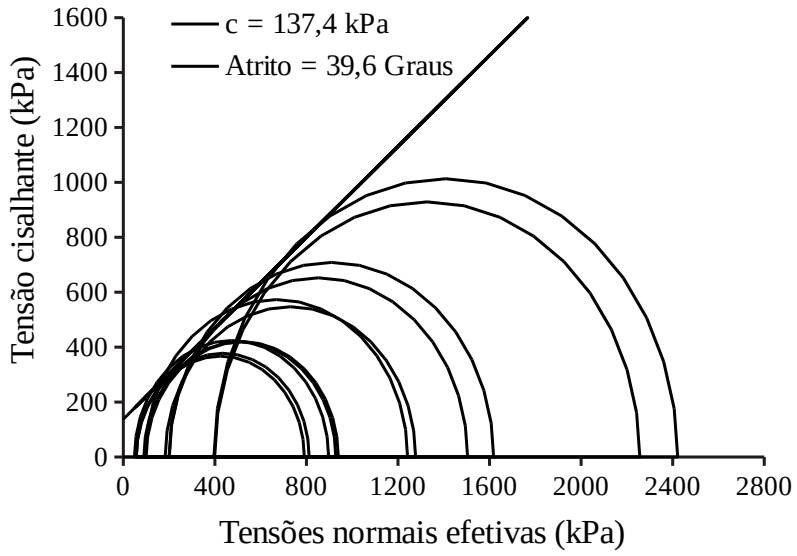
CP	Conf. (kPa)	Compactação				Ensaios triaxiais saturados com etanol (CS)			
						Na montagem		Após o ensaio	
		γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	w (%)	n	w (%)	n
25	50	13,96	32,92	104,65	0,48	4,49	0,40	22,28	0,42
26	100	13,89	32,91	104,12	0,49	1,70	0,40	21,93	0,41
27	200	13,92	32,86	104,35	0,49	0,47	0,39	22,28	0,42
28	400	14,14	30,94	106,00	0,48	3,26	0,41	20,97	0,41
29	50	14,17	32,51	106,22	0,48	1,65	0,41	22,72	0,42
30	100	14,10	32,56	105,70	0,48	3,82	0,41	22,81	0,42
31	200	14,12	32,13	105,85	0,48	4,36	0,40	23,23	0,43
32	400	14,14	32,56	106,00	0,48	4,69	0,41	24,63	0,44
33	50	14,08	33,05	105,55	0,48	3,15	0,39	21,35	0,41
34	100	14,14	32,53	106,00	0,48	2,67	0,41	22,75	0,42
35	200	14,00	32,53	104,95	0,48	3,29	0,38	20,92	0,40
36	400	13,99	33,04	104,87	0,48	3,66	0,41	21,13	0,40
Média	-	14,05	32,55	105,35	0,48	3,10	0,40	22,25	0,42
D. Padrão	-	0,10	0,57	0,73	0,00	1,28	0,01	1,09	0,01
CV (%)	-	0,71	1,75	0,69	0,00	41,29	2,50	4,90	2,38

Os valores de porosidade média e desvio padrão da Tabela 28 se apresentam similares aos das amostras ensaiadas com água (com secagem prévia) apresentados na Tabela 26. Isso indica que, na comparação entre esses dois fluidos, o processo de secagem prévia foi determinante para definição das características das amostras em termos de volume de vazios, em decorrência do processo de pré-adensamento gerado pela secagem.

Na Figura 82 é apresentada a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo saturado com etanol, obtidas pelo método dos mínimos quadrados, composta de onze dos doze ensaios realizados, em função da eliminação do um resultado discrepante observado para a confinante de 400 kPa.

Os valores de coesão e ângulo de atrito apresentados na Figura 82 representam os melhores valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios triaxiais realizados nas amostras saturadas com etanol, para tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa

Figura 82 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo saturado com etanol.



Na Tabela 29 são apresentados os valores de coesão e do ângulo de atrito obtidos para as amostras saturadas com etanol, bem como os respectivos parâmetros estatísticos do ajuste realizado.

Tabela 29 – Parâmetros de resistência do solo saturado com etanol.

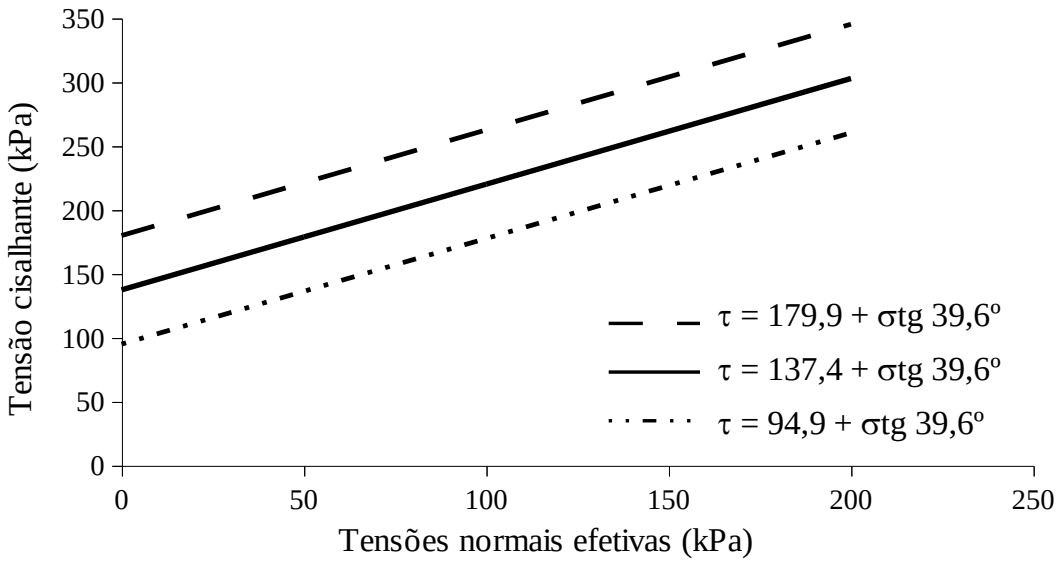
Fluido	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R^2
Etanol (CS)	137,40	17,41	12,67	39,60	1,47	3,71	21,67	0,99

Continuando a análise semi probabilística apresentada anteriormente, quando a água foi o fluido utilizado, e com base nos parâmetros apresentados na Tabela 29, definiu-se a faixa de ruptura para o solo, com os respectivos limites inferior e superior de resistência ao cisalhamento, de acordo com os ensaios realizados em triplicata. A mesma consideração feita para a água continua sendo mantida, ou seja, a variação na resistência ocorre, estritamente, no intercepto coesivo, mantendo-se o ângulo de atrito constante. Considerou-se para esse

tratamento estatístico os parâmetros da Tabela 29, obtidos considerando onze ensaios apenas, em função do menor desvio padrão da resistência ao cisalhamento.

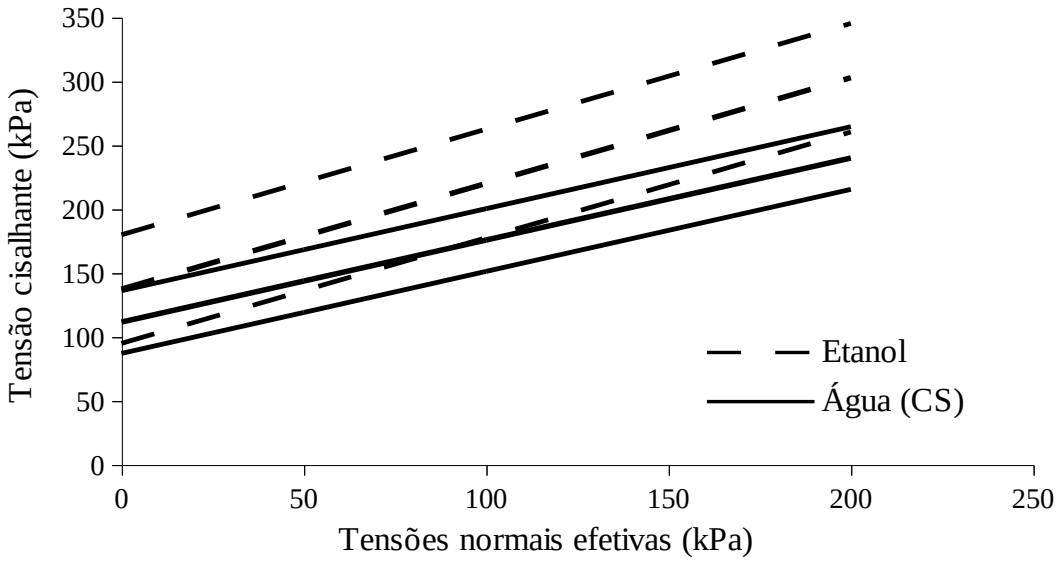
Na Figura 83 é apresentada a faixa de resistência ao cisalhamento do solo saturado com etanol, considerando o intervalo de variação definido.

Figura 83 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com etanol.



Na Figura 84 são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e com secagem (CS) e a do solo saturado com etanol, para o ajuste que considerou onze ensaios triaxiais, com seus respectivos intervalos de variação.

Figura 84 – Faixas de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água (CS) e do etanol.

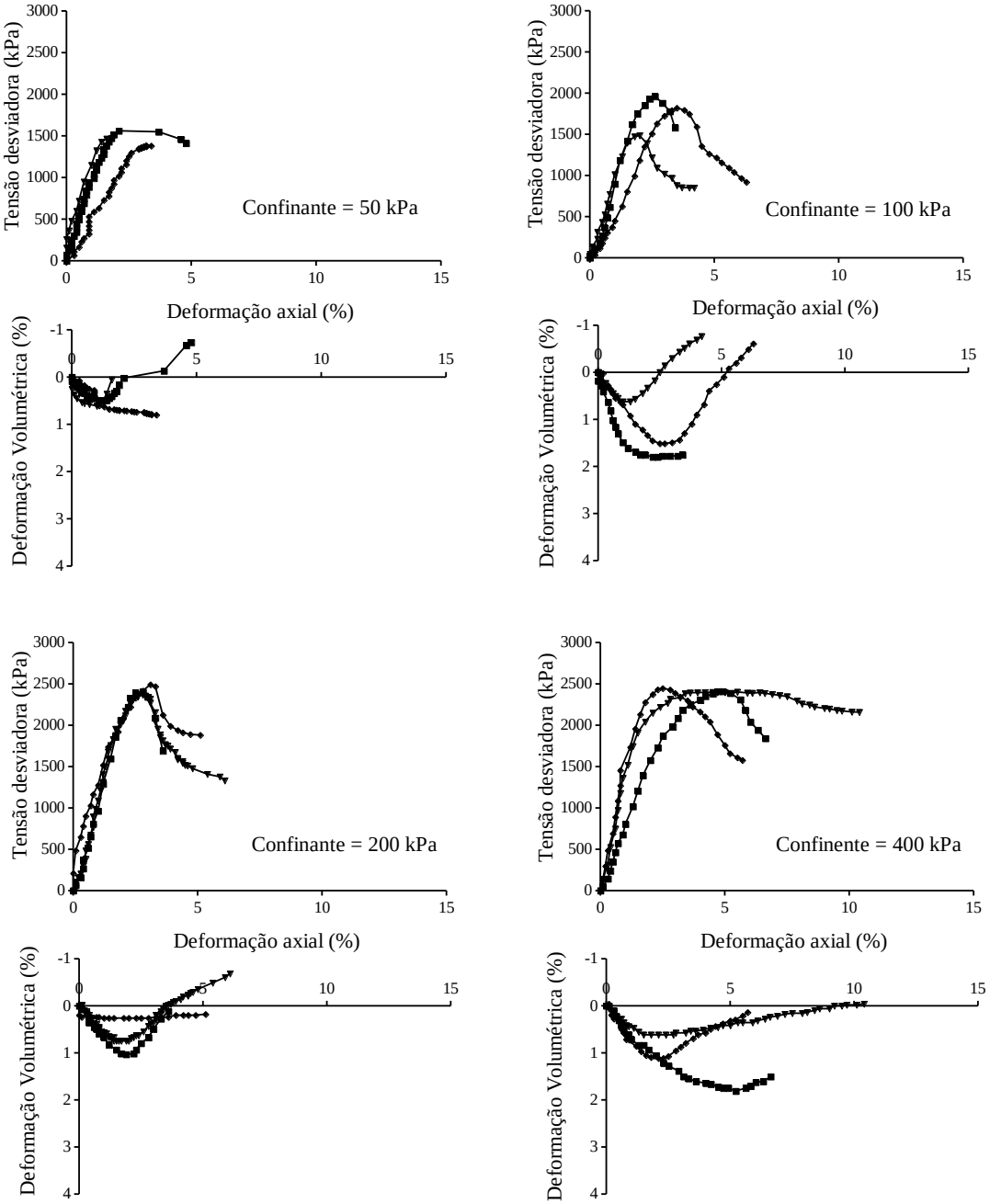


A comparação entre as envoltórias obtidas para os dois fluidos, apresentadas na Figura 84, indica que amostras saturadas com etanol apresentam maior resistência média ao cisalhamento que as saturadas com água, nas mesmas condições de secagem prévia dos CPs. Contudo, ao considerar-se o intervalo de variação estabelecido para um nível de confiança de 95%, percebe-se que há uma sobreposição dos valores de resistência. Isto pode ser justificado pelo fato do etanol, apesar de ser um fluido orgânico, apresentar relativamente uma alta polaridade ou constante dielétrica (Tabela 17).

4.5.5 Ensaios triaxiais com os CPs saturados com diesel

A curvas tensão/deformação e da variação volumétrica, obtidas para os ensaios realizados em amostras saturadas com diesel, com tensão de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa, são apresentadas na Figura 85.

Figura 85 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo saturado com diesel, por tensão de confinamento.



Na Figura 85 é possível constatar que para as confinantes de 50, 100 e 200 kPa o solo apresenta comportamento friável em termos de resistência, enquanto que para a confinante de 400 kPa apresenta comportamento friável e plástico. Com relação à deformabilidade o solo apresenta comportamento variando entre dilatância e compressão para todas as confinantes.

De uma forma mais acentuada que nas amostras saturadas com etanol, tanto a deformação axial na ruptura quanto a deformação volumétrica são consideravelmente inferiores para todos os níveis de tensão de confinamento adotados, quando comparadas aos ensaios saturados com água e com secagem prévia.

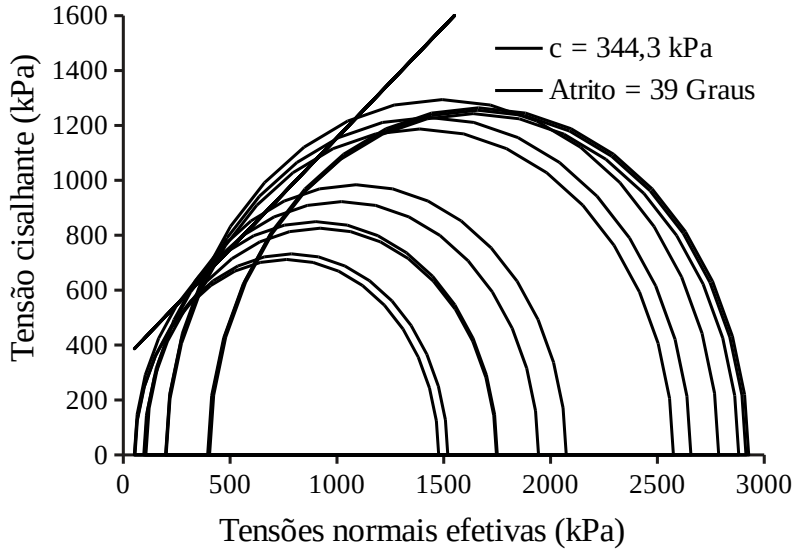
Alguns índices físicos dos corpos de prova utilizado nos ensaios triaxiais saturados com diesel são apresentados na Tabela 30.

Tabela 30 – Índices físicos dos CPs saturados com diesel (CS).

CP	Conf. (kPa)	Compactação				Ensaios triaxiais saturados com diesel (CS)			
						Na montagem		Após o ensaio	
		γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	w (%)	n	w (%)	n
37	50	13,84	33,56	103,75	0,49	3,15	0,42	20,85	0,40
38	100	13,85	33,73	103,82	0,49	3,10	0,40	21,17	0,41
39	200	14,20	34,29	106,45	0,47	4,31	0,40	18,65	0,38
40	400	14,23	33,55	106,67	0,47	3,65	0,42	21,07	0,41
41	50	13,97	33,28	104,72	0,48	1,42	0,42	21,00	0,41
42	100	13,93	34,29	104,42	0,48	5,28	0,41	19,34	0,39
43	200	14,24	33,02	106,75	0,47	3,74	0,41	19,69	0,39
44	400	14,07	33,50	105,47	0,48	5,13	0,43	20,26	0,40
45	50	14,06	32,82	105,40	0,48	2,15	0,39	19,96	0,39
46	100	14,17	32,53	106,22	0,48	4,43	0,41	20,02	0,40
47	200	14,25	32,77	106,82	0,47	4,65	0,42	19,21	0,39
48	400	14,05	32,55	105,32	0,48	3,24	0,40	19,19	0,39
Média	-	14,07	33,32	105,48	0,48	3,69	0,41	20,03	0,40
D. Padrão	-	0,15	0,61	1,12	0,01	1,16	0,01	0,85	0,01
CV (%)	-	1,07	1,83	1,06	2,08	31,44	2,44	4,24	2,50

Os círculos de Mohr obtidos dos ensaios triaxiais, executados em triplicata com os corpos de prova saturados com diesel, com a envoltória de resistência ao cisalhamento obtida pelo método dos mínimos quadrados, estão apresentados na Figura 86.

Figura 86 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo saturado com diesel.



A coesão e o ângulo de atrito apresentados na Figura 86 representam os melhores valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos doze ensaios triaxiais realizados nas amostras saturadas com diesel, para tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa.

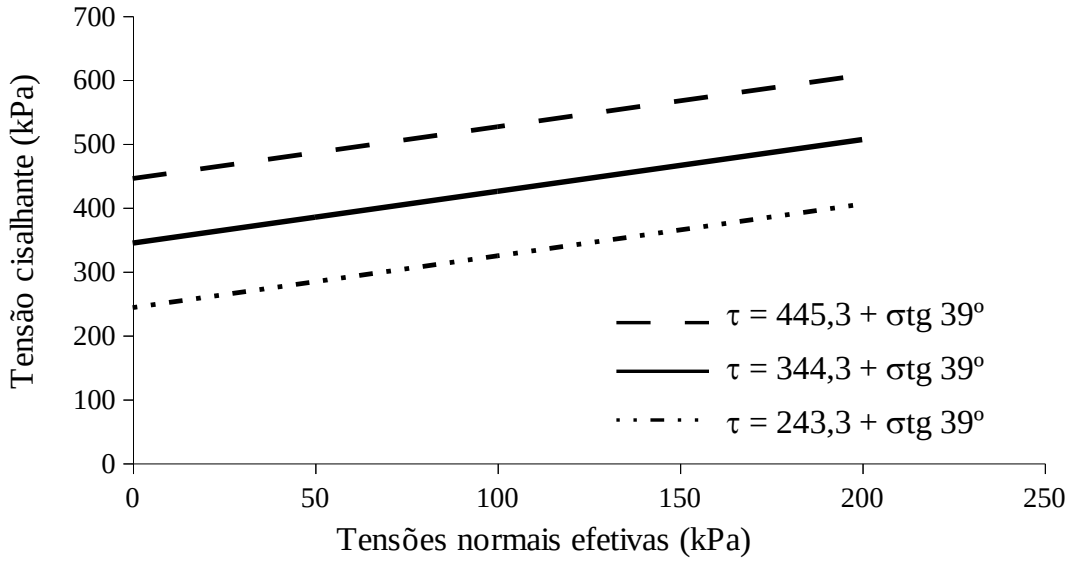
Na Tabela 31 esse par de valores é apresentado para as amostras saturadas com diesel, bem como os respectivos parâmetros estatísticos do ajuste realizado.

Tabela 31- Parâmetros de resistência do solo saturado com diesel.

Fluido	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R^2
Diesel (CS)	344,30	58,94	17,12	39,00	3,27	8,38	51,54	0,95

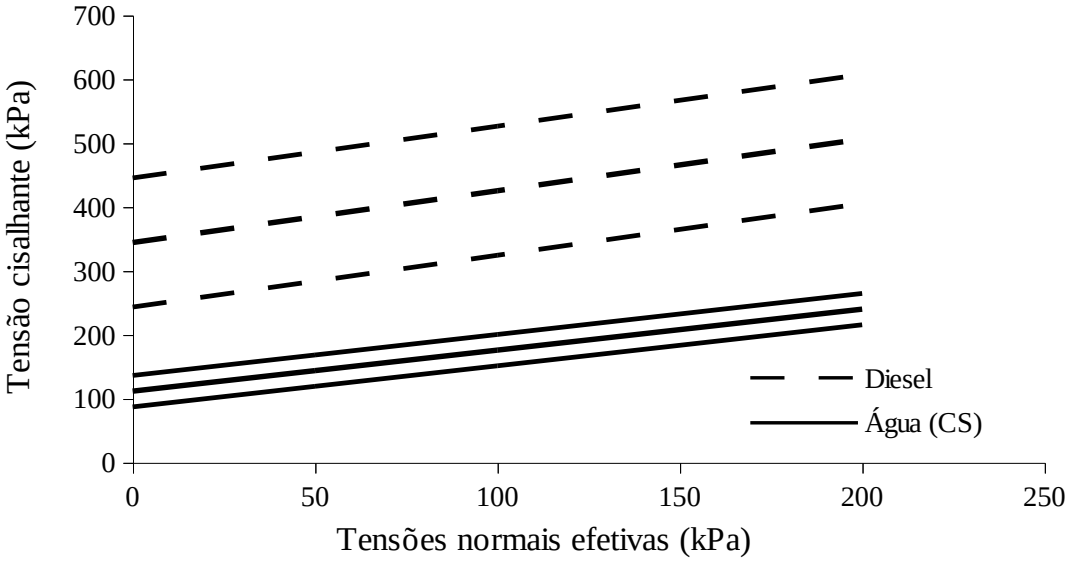
Na Figura 87 é apresentada a faixa de resistência ao cisalhamento do solo saturado com diesel, considerando o mesmo intervalo de variação anteriormente definido.

Figura 87 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado com diesel.



Na Figura 88 são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e com secagem (CS) e do solo saturado com diesel, com seus respectivos intervalos de variação.

Figura 88 – Faixas de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água (CS) e do diesel.

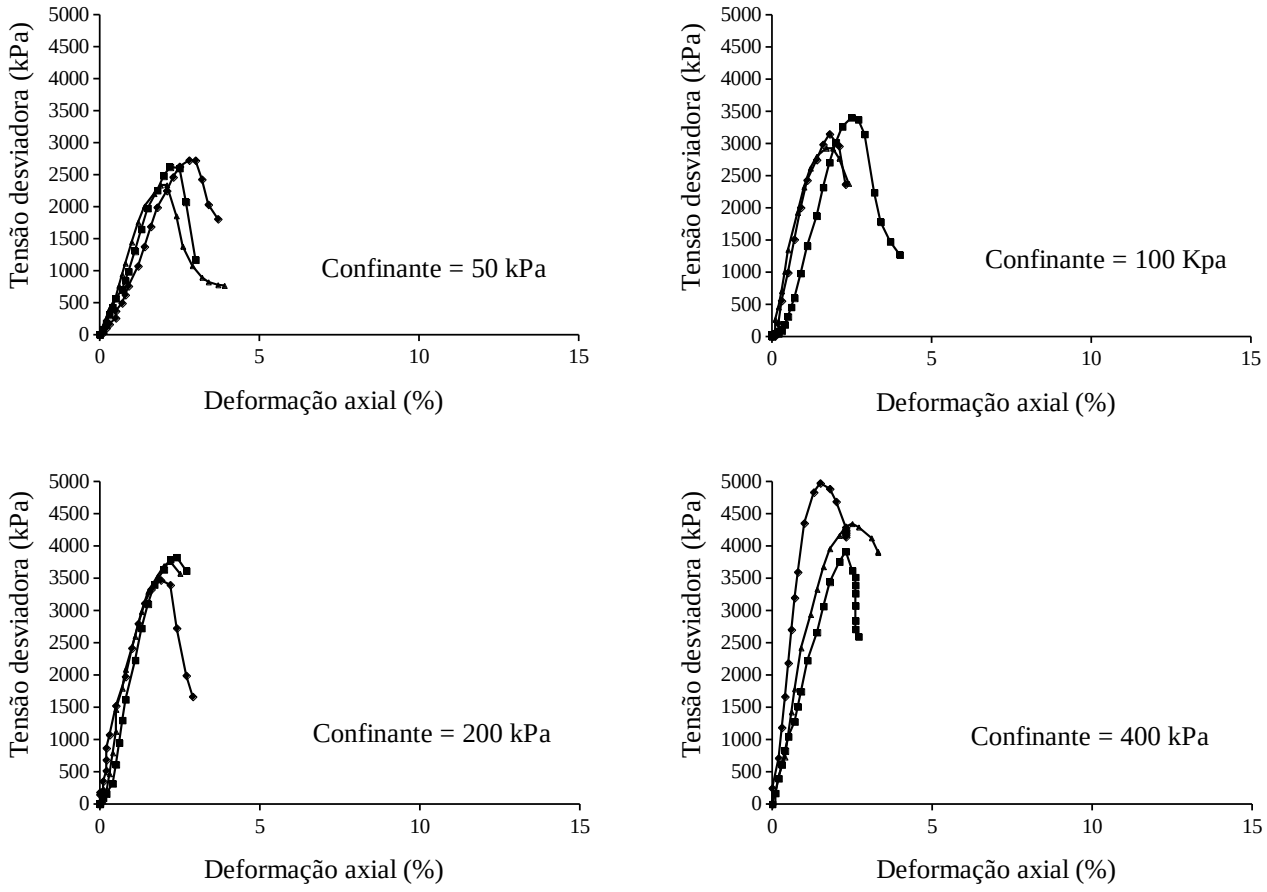


A comparação entre as envoltórias obtidas para os dos dois fluidos, apresentadas na Figura 88, indica que amostras saturadas com diesel apresentam maior resistência média ao cisalhamento que as saturadas com água, nas mesmas condições de secagem prévia dos CPs. Diferentemente do etanol, ao considerar-se o intervalo de variação estabelecido para um nível de confiança de 95%, e consequentemente, os valores máximos e mínimos do intervalo de resistência para ambos os fluidos, percebe-se que as envoltórias de resistência não possuem sobreposições, indicando serem as resistências do solo saturado com diesel sempre superiores às obtidas para o caso das amostras saturadas com água.

4.5.6 Ensaios triaxiais com os CPs saturados com ar (solo seco)

Os resultados obtidos com os ensaios triaxiais realizados com os corpos de prova secos, ou seja, saturados com ar, para as tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa, estão apresentados na Figura 89.

Figura 89 – Curvas tensão/deformação do solo saturado com ar (solo seco), por tensão de confinamento.



Na Figura 89, observa-se que para todas as confinantes o solo apresenta comportamento friável em termos de resistência.

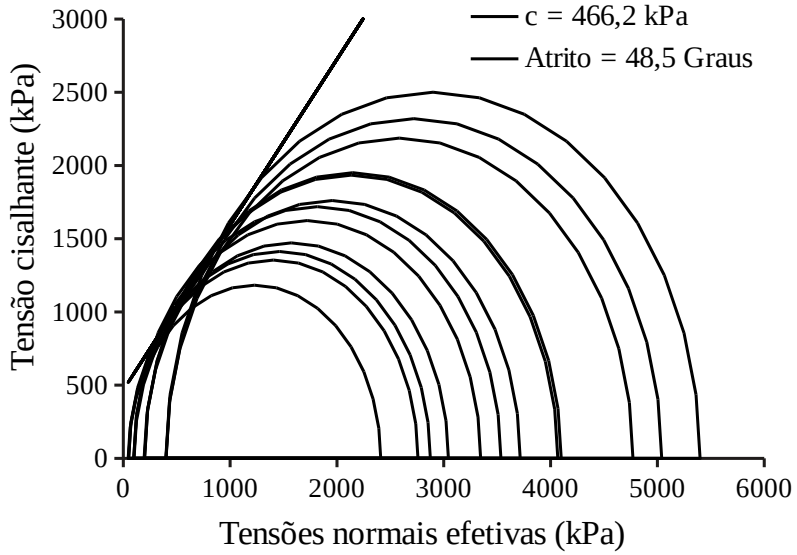
Alguns índices físicos dos corpos de prova utilizado nos ensaios triaxiais com o solo seco estão apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 – Índices físicos dos CPs saturados com ar (solo seco).

CP	Conf. (kPa)	Compactação				Ensaios triaxiais saturados com ar (CS)			
						Na montagem		Após o ensaio	
		γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	w (%)	n	w (%)	n
49	50	13,91	33,48	104,27	0,49	3,40	0,41	3,40	0,41
50	100	13,97	32,81	104,72	0,48	2,24	0,41	2,24	0,41
51	200	14,05	32,91	105,32	0,48	3,94	0,41	3,94	0,41
52	400	14,05	32,43	105,32	0,48	1,43	0,41	1,43	0,41
53	50	13,95	33,90	104,57	0,48	2,66	0,41	2,66	0,41
54	100	13,90	32,57	104,20	0,49	2,48	0,41	2,48	0,41
55	200	14,29	32,92	107,12	0,47	2,27	0,41	2,27	0,41
56	400	14,15	32,14	106,07	0,48	2,54	0,40	2,54	0,40
57	50	14,16	33,56	106,15	0,48	3,33	0,40	3,33	0,40
58	100	14,14	32,59	106,00	0,48	2,43	0,40	2,43	0,40
59	200	13,79	33,32	103,37	0,49	1,19	0,40	1,19	0,40
60	400	14,05	32,43	105,32	0,48	1,75	0,39	1,75	0,39
Média	-	14,03	32,92	105,20	0,48	2,47	0,41	2,47	0,41
D. Padrão	-	0,14	0,54	1,04	0,01	0,81	0,01	0,81	0,01
CV (%)	-	1,00	1,64	0,99	2,08	32,79	2,44	32,79	2,44

A envoltória dos ensaios triaxiais do tipo consolidado isotropicamente e drenado (CD), executados com os corpos de prova saturados com ar (solo seco) está apresentada na Figura 90.

Figura 90 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo seco.



Os valores de coesão e ângulo de atrito apresentados na Figura 90 representam os melhores valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos doze ensaios triaxiais realizados com o solo seco, para tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa.

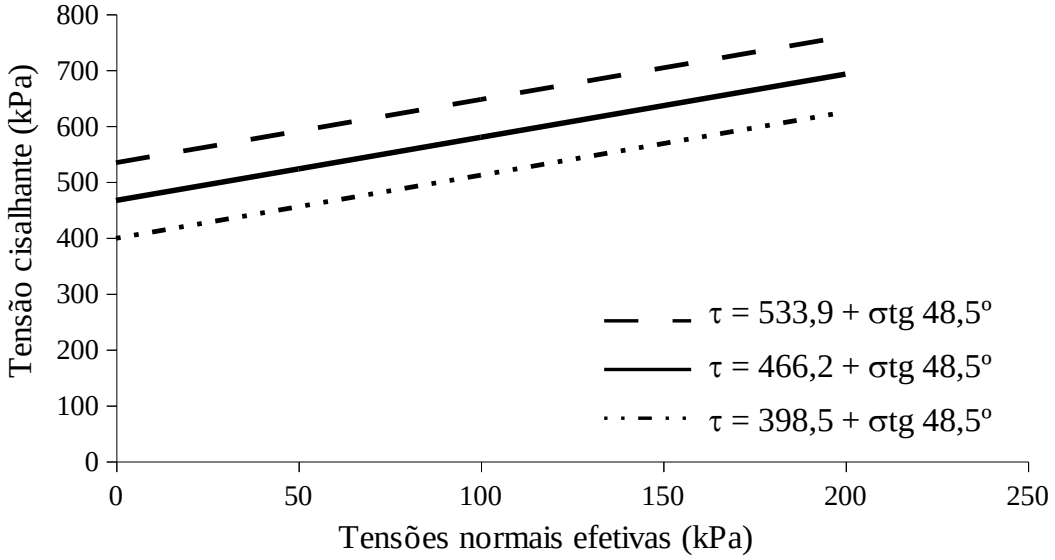
Na Tabela 33 são apresentados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para as amostras saturadas com ar, além dos respectivos parâmetros estatísticos do ajuste realizado.

Tabela 33 – Parâmetros de resistência do solo saturado com ar.

Fluido	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R^2
Ar (CS)	466,20	66,63	14,29	48,50	1,66	3,42	34,53	0,99

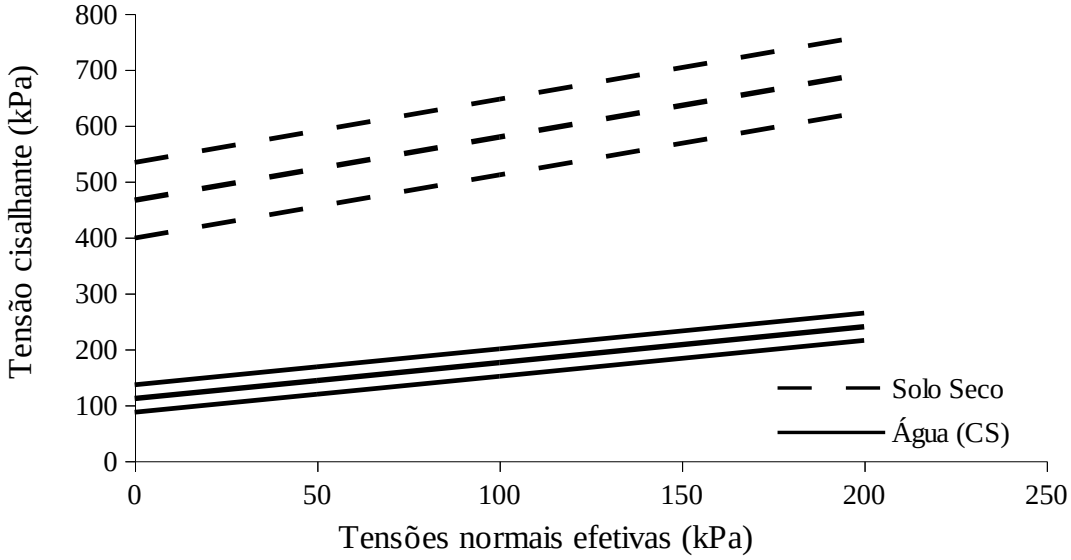
Na Figura 91 é apresentada a faixa de resistência ao cisalhamento do solo saturado com ar, considerando o mesmo intervalo de variação anteriormente definido.

Figura 91 – Intervalo de variação da resistência ao cisalhamento do solo seco.



Na Figura 92 são apresentadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo saturado com água e com secagem (CS) e do solo seco, com seus respectivos intervalos de variação.

Figura 92 – Faixas de resistência ao cisalhamento do solo seco e saturado com água (CS).

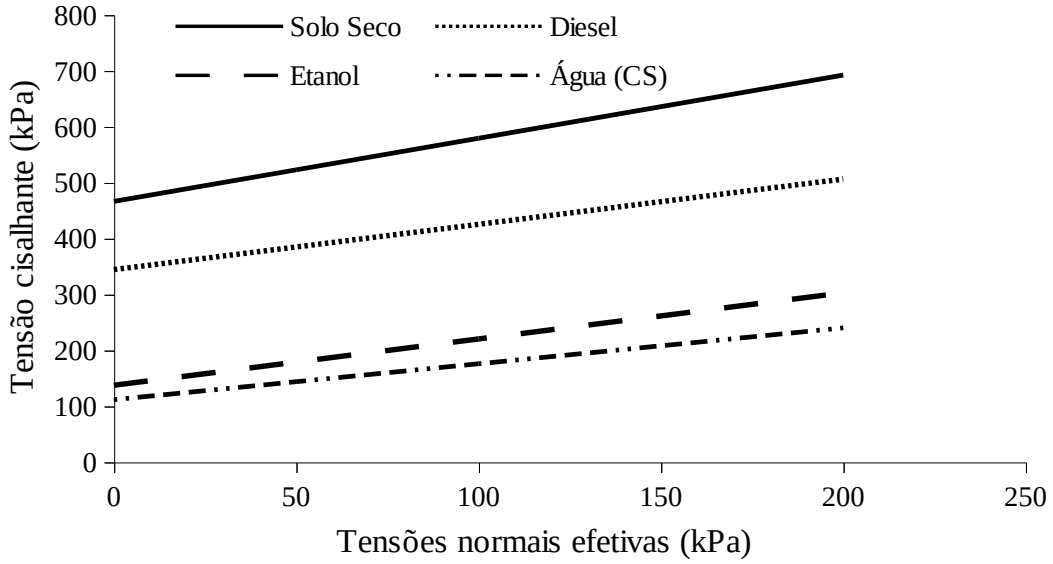


A comparação entre as envoltórias dos dois fluidos, apresentadas na Figura 92, indica que os ensaios realizados com o solo seco apresentam maior resistência ao cisalhamento que as amostras saturadas com água, nas mesmas condições de secagem prévia dos CPs antes dos ensaios triaxiais. Da mesma forma que no caso do diesel, ao considerar-se o intervalo de variação estabelecido para um nível de confiança de 95%, percebe-se que as envoltórias de resistência não possuem sobreposições, indicando serem as resistências do solo seco sempre superiores às obtidas para o caso das amostras saturadas com água.

4.5.7 Resistência ao cisalhamento do solo saturado por diferentes fluidos

Após a definição das melhores envoltórias ajustadas com o auxílio do método dos mínimos quadrados, para cada um dos quatro fluidos analisados, torna-se possível visualizá-las em um mesmo gráfico, conforme apresentado na Figura 93.

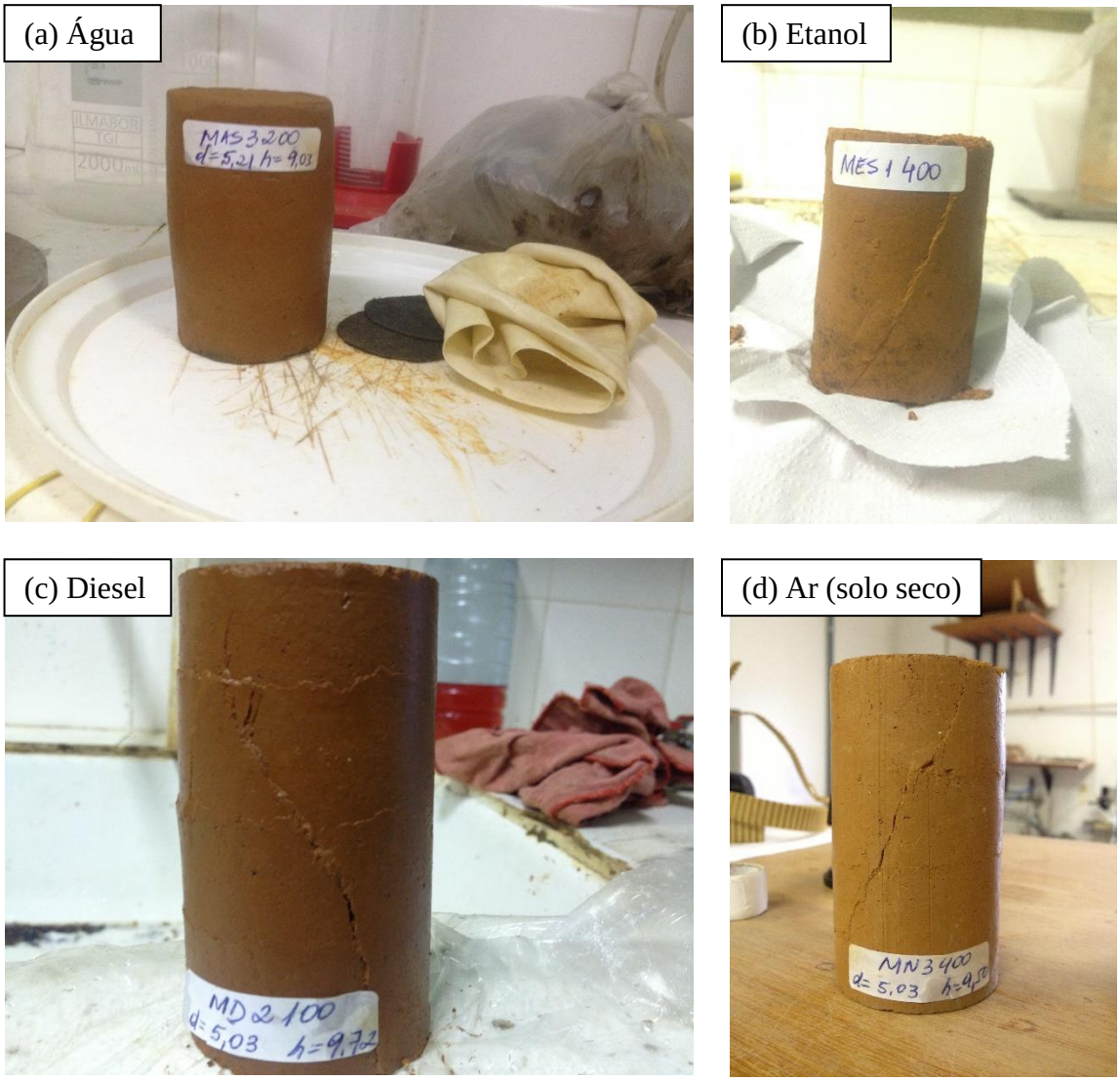
Figura 93 – Envoltórias de ruptura para os diferentes fluidos.



Observa-se que o solo apresenta envoltórias de resistência distintas em função do tipo de fluido utilizado para sua saturação. O solo quando saturado por um fluido de constante dielétrica relativa mais elevada apresenta parâmetros de resistência de menor magnitude que quando saturado por um fluido de menor constante dielétrica relativa. Estes resultados estão compatíveis com os apresentados por Di maio *et al*. (2004), Calvello *et al*. (2005) e Olgun e Yildiz (2012).

Na Figura 94 são apresentados alguns CPs após ruptura no ensaio triaxial, com as amostras saturadas com os diferentes fluidos, sendo: (a) água; (b) etanol; (c) diesel; e (d) solo seco.

Figura 94 – Corpos de prova saturados com os diferentes fluidos após ruptura.



4.5.8 Variação da resistência ao cisalhamento do solo em função da constante dielétrica relativa do fluido de saturação e do meio poroso

Para análise da influência da constante dielétrica na resistência ao cisalhamento do solo, os valores da constante dielétrica relativa do meio poroso foram obtidos utilizando-se a Equação 3 (CRIM). Para tanto, tornou-se necessário definir, prioritariamente, o valor da constante dielétrica relativa da fase sólida, ε_{rs}, com o uso da Equação 2, considerando-se a textura do solo do presente estudo (Tabela 18), como também os valores típicos mínimos de constante dielétrica relativa indicados para areia, silte e argila na Tabela 1. Os cálculos de $\varepsilon_{r\alpha}$ e da constante dielétrica relativa do meio poroso estão sumarizados na Tabela 34 e Tabela 35, respectivamente. Vale ressaltar que os valores de porosidade do solo representam a média calculada para cada fluido, apresentados anteriormente.

Tabela 34 – Cálculo da constante dielétrica relativa da fase sólida do solo.

Textura do solo ($\gamma\alpha$)			Constante dielétrica relativa da fase sólida ($\varepsilon_{r\alpha}$)			$\varepsilon_{rs} = \left(\sum \gamma\alpha . \sqrt{\varepsilon_{r\alpha}}\right)^2$
% Areia	% Silte	% Argila	Areia seca	Silte	Argila	
26	18	56	3	5	5	4,43

Tabela 35 – Cálculo da constante dielétrica relativa do meio poroso.

Fluido	ε_r (Fluido)	Sr (%)	n	ε_{rs}	ε_r (Meio poroso) $\sqrt{\varepsilon_r} = n.Sr.\sqrt{\varepsilon_{rw}} + (1-n).\sqrt{\varepsilon_{rs}} + n.(1-Sr)$
Ar (CS)	1,00	100	0,41	4,43	2,73
Diesel (CS)	2,13	100	0,40	4,43	3,41
Etanol (CS)	24,30	100	0,42	4,43	10,83
Água (CS)	80,00	100	0,42	4,43	24,77

Os parâmetros de resistência do solo saturado com diferentes fluidos, bem como as respectivas constantes dielétricas dos fluidos e meio poroso, estão apresentados na Tabela 36. Os valores das variáveis $p' = (\sigma_1+\sigma_3)/2$ e $q = (\sigma_1-\sigma_3)/2$ representam os valores médios obtidos para cada tensão de confinamento adotada nos ensaios triaxiais. A coesão e o ângulo de atrito traduzem o melhor ajuste obtido para os ensaios triaxiais saturados com cada fluido,

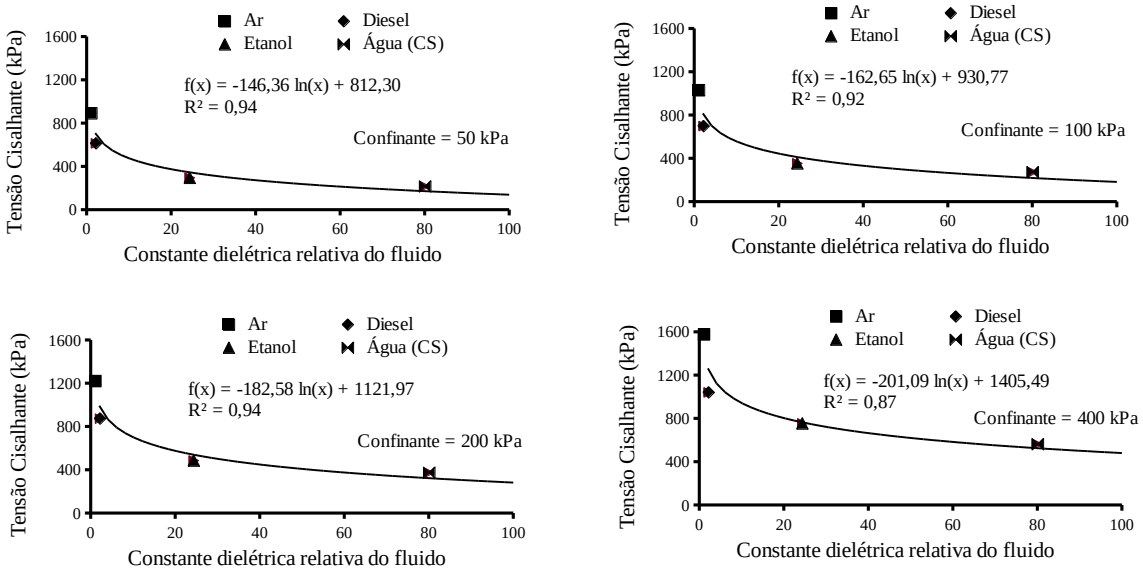
utilizando o método dos mínimos quadrados. O par de valores σ e τ na ruptura foram calculados com base nos valores de p, q, c´ e ϕ´.

Tabela 36 – Características dielétricas e parâmetros de resistência do solo saturado com diferentes fluidos.

Fluido	Conf. (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (graus)	σ (kPa)	τ (kPa)	n	ε_r Fluido	ε_r Meio poroso
Ar (CS)	50	1365,19	1316,36	466,20	48,50	379,30	894,92	0,41	1,00	2,73
	100	1704,13	1604,85			502,17	1033,80			
	200	2080,03	1881,76			670,68	1224,26			
	400	2735,01	2335,54			985,80	1580,44			
Diesel (CS)	50	817,73	764,45	344,30	39,00	336,65	616,91	0,40	2,13	3,41
	100	1013,84	910,63			440,76	701,22			
	200	1436,04	1236,91			657,63	876,83			
	400	1653,53	1254,18			864,25	1044,16			
Etanol (CS)	50	444,00	389,54	137,40	39,60	195,69	299,29	0,42	24,30	10,83
	100	565,77	470,73			265,72	357,22			
	200	830,55	635,95			425,18	489,14			
	400	1368,38	971,00			749,44	457,39			
Água (CS)	50	303,95	252,78	111,60	32,70	167,39	219,06	0,42	80,00	24,77
	100	437,36	334,99			256,38	276,19			
	200	658,17	453,06			413,41	377,01			
	400	1066,01	665,36			706,55	565,20			

Na Figura 95 são apresentadas as variações da resistência ao cisalhamento do solo em função da constante dielétrica relativa do fluido de saturação para cada tensão de confinamento, e considerando o resultado da água com a secagem prévia dos CPs (CS). Em cada curva foi definido um ajuste matemático dos pontos experimentais através de uma função logarítmica.

Figura 95 – Variação da resistência ao cisalhamento em função da constante dielétrica relativa dos fluidos.



Para as quatro tensões de confinamento adotadas, a resistência ao cisalhamento do solo varia de forma inversa e não linear com a constante dielétrica relativa do fluido de saturação. Este comportamento observado está coerente com os resultados apresentados por Anandarajah e Zhao (2000) e Calvello *et al*. (2005).

Na Figura 96, a visualização desse comportamento é facilitada pois apresentam-se todos os resultados de resistência ao cisalhamento do solo saturado de forma normalizada, $\tau/\sigma 3$, em função da constante dielétrica relativa dos fluidos de saturação em escala logarítmica. Essa visualização é importante pois, com ela, é possível perceber a tendência de comportamento do solo em todos os níveis de tensão de confinamento adotados.

Na Figura 97 são apresentadas as variações da resistência ao cisalhamento do solo em função da constante dielétrica relativa do meio poroso, calculada com base na equação de CRIM e apresentada na Tabela 36. Da mesma forma que para a constante dielétrica relativa do fluido, para as quatro tensões de confinamento adotadas, a resistência ao cisalhamento do solo varia de forma inversa e não linear com a constante dielétrica relativa do meio poroso, também ajustadas por uma função logarítmica.

Figura 96 – Resistência ao cisalhamento normalizada (tensão cisalhante/σ_3) em função da constante dielétrica relativa dos diferentes fluidos.

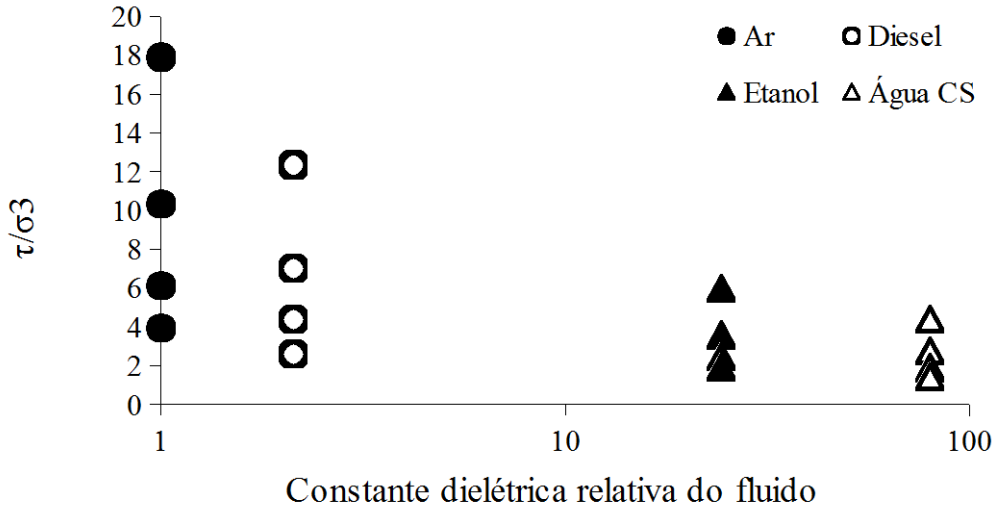
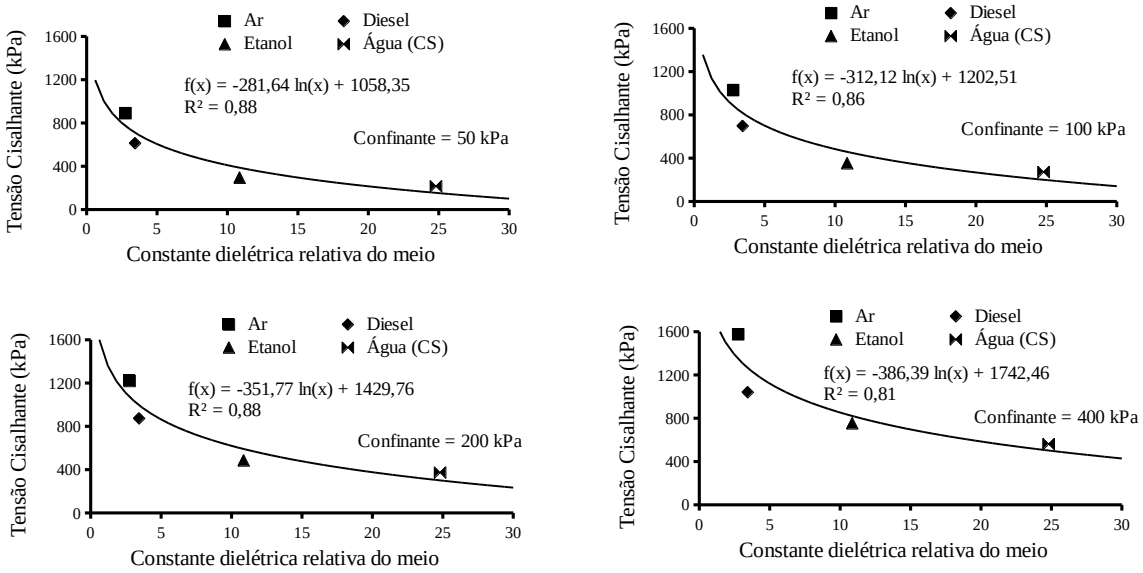


Figura 97 – Variação da resistência ao cisalhamento do solo saturado em função da constante dielétrica relativa do meio.



Nota-se que, para as quatro tensões de confinamento analisadas, a consideração da constante dielétrica relativa dos fluidos de saturação conduziu a um melhor ajuste, com valores do coeficiente de correlação (R^2) mais elevados, quando comparados aos mesmos ajustes considerando a constante dielétrica relativa do meio poroso.

Essa constatação indica ser mais vantajoso utilizar nos ajustes a constante dielétrica relativa do fluido, ao invés da do meio poroso pois, além de ajustar melhor o comportamento do solo em termos de resistência ao cisalhamento, seus valores já são conhecidos, evitando assim a necessidade de uso de ponderações mais elaboradas.

A explicação para os comportamentos observados na Figura 95 e Figura 97 está relacionada ao fato de que a polaridade do fluido afeta os campos elétricos em volta das partículas de argila, a espessura da camada dupla e, assim, as interações elétricas entre as partículas, que são incrementadas, conforme verificado por Olgun e Yildez (2010).

Vale ressaltar que, por se tratar de um ajuste meramente matemático, as equações obtidas e apresentadas na Figura 95 e na Figura 97 devem ser somente usadas dentro do intervalo de 1 a 80 de valores de constante dielétrica e somente para esse solo estudado.

4.6. ENSAIOS TRIAXIAIS NÃO SATURADOS

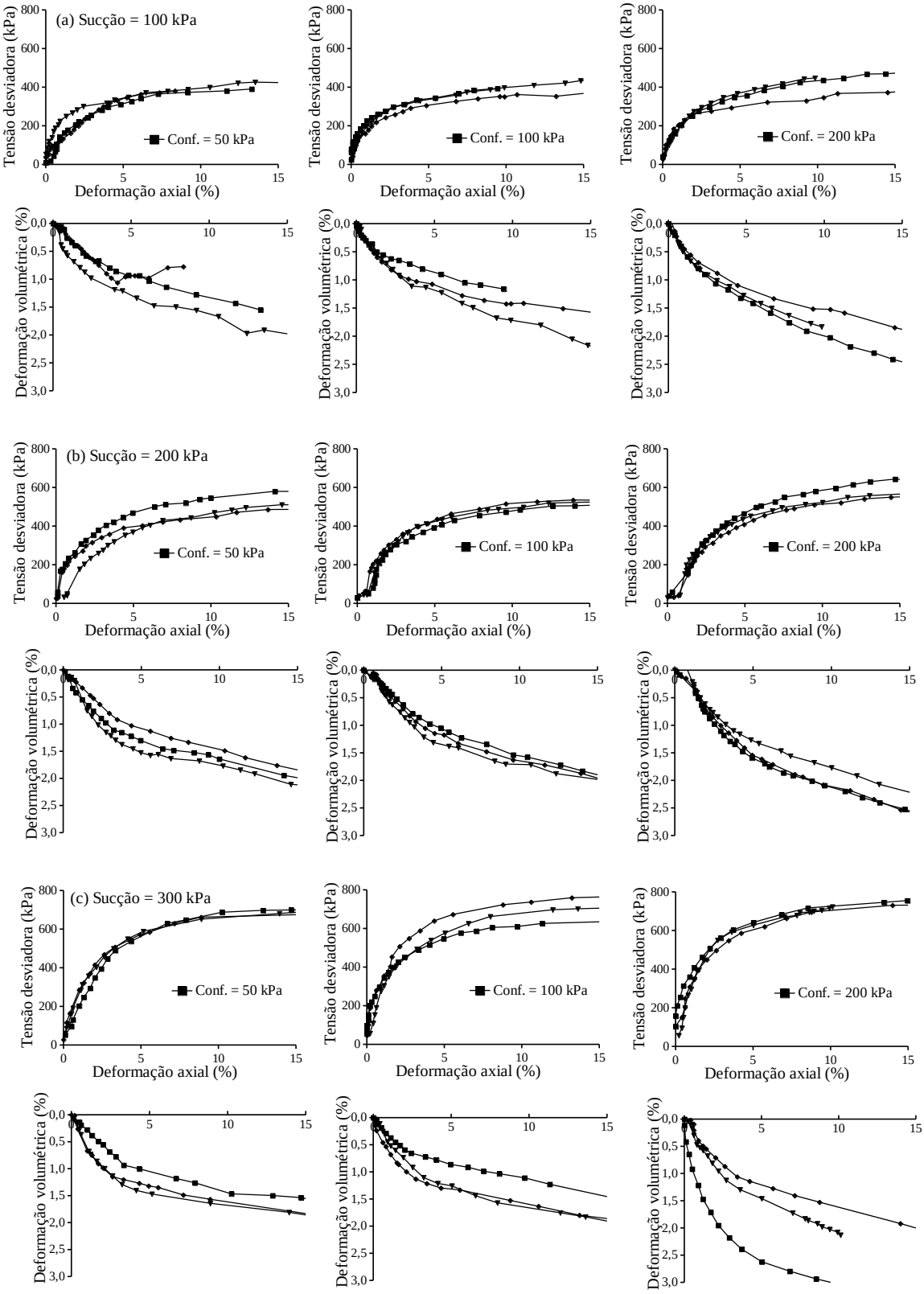
Nesse item serão apresentados os resultados dos ensaios triaxiais não saturados executados com água, etanol e diesel, com sucção controlada, além dos ensaios não saturados com água e sem controle de sucção (ensaios realizados com umidade considerada constante).

4.6.1 Ensaios triaxiais não saturados com água e com sucção controlada

As curvas tensão/deformação e de variação volumétrica dos ensaios triaxiais não saturados com água, com sucções controladas de 100, 200 e 300 kPa, para as tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa, estão apresentadas na Figura 98.

De modo geral, os resultados de tensão/deformação para os diferentes valores de sucção apresentaram pequeno nível de dispersão para cada tensão de confinamento ensaiada. Para a sucção de 100 kPa, por exemplo, as confinantes de 100 e 200 kPa apresentaram uma maior dispersão em um dos ensaios, os quais apresentaram níveis de resistência ao cisalhamento inferiores aos outros dois. Para a sucção de 200 kPa o mesmo comportamento foi observado para as confinantes de 50 e 200 kPa. Já para a sucção de 300 kPa essa pequena dispersão pode ser observada entre os três ensaios com confinante de 100 kPa. Com relação à variação volumétrica, observa-se coerência nos valores obtidos para as diferentes confinantes, com exceção de um dos ensaios com sucção de 300 kPa e confinante de 200 kPa, cuja deformação foi ligeiramente superior aos outros dois ensaios.

Figura 98 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo não saturado com água, por confinante. (a) sucção = 100 kPa; (b) sucção = 200 kPa; (c) sucção = 300 kPa.



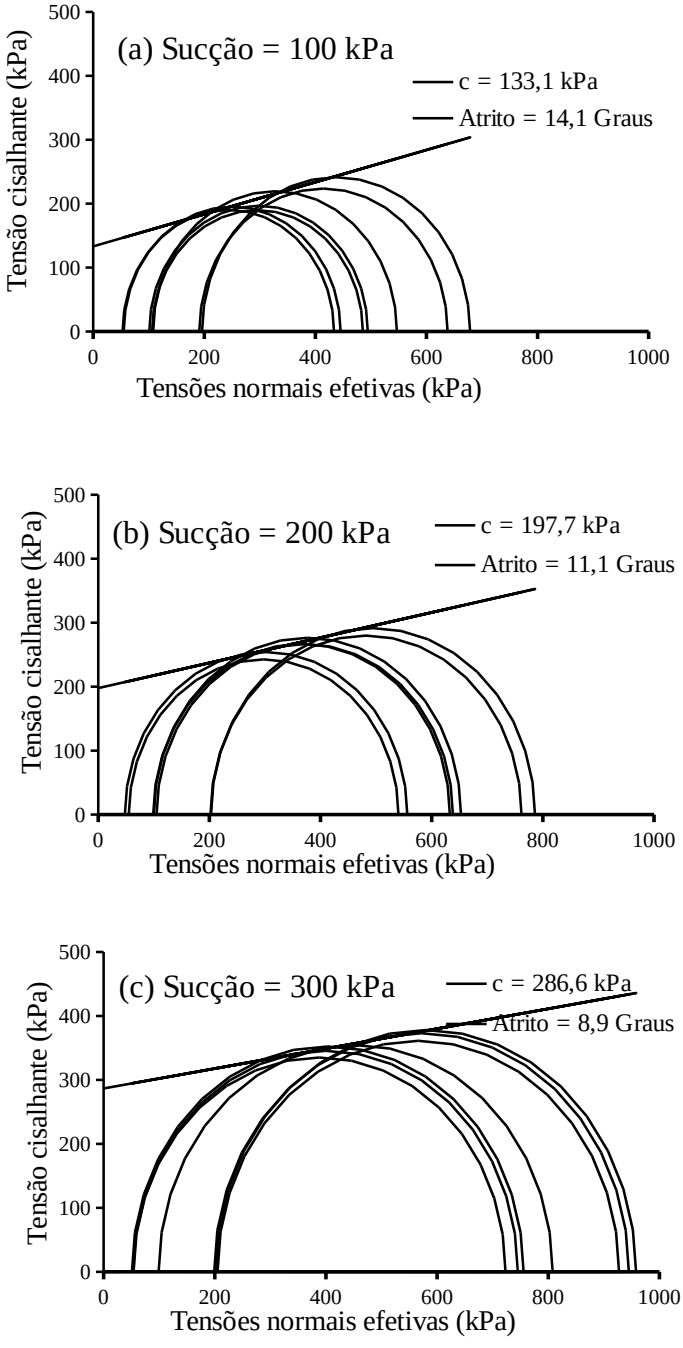
Alguns índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais não saturados com água, com sucção controlada, são apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 – Índices físicos dos CPs não saturados com água e com sucção controlada.

CP	Sucção (kPa)	Conf. (kPa)	Compactação				Após aplicação da sucção		
			γd (kN/m^3)	w (%)	GC (%)	n	n	w (%)	Sr (%)
61		50	14,63	31,05	109,67	0,46	0,46	30,98	97,52
62		100	14,27	31,56	106,97	0,47	0,47	32,51	97,81
63		200	14,40	31,43	107,95	0,47	0,47	30,82	95,26
64		50	14,43	30,81	108,17	0,47	0,45	28,05	93,77
65	100	100	14,54	29,81	109,00	0,46	0,46	31,06	98,53
66		200	14,36	30,02	107,65	0,47	0,47	30,34	94,17
67		50	14,23	30,18	106,67	0,47	0,47	30,37	92,44
68		100	14,45	29,44	108,32	0,47	0,46	31,01	99,54
69		200	14,21	29,34	106,52	0,47	0,46	30,69	96,47
Média		-	14,39	30,40	107,88	0,47	0,46	30,65	96,17
D. Pad.		-	0,14	0,84	1,06	0,00	0,01	1,16	2,40
CV (%)		-	0,97	2,76	0,98	0,00	2,17	3,78	2,50
70		50	14,72	27,90	110,34	0,46	0,44	29,71	99,49
71		100	14,67	30,09	109,97	0,46	0,46	30,47	94,80
72		200	14,28	30,74	107,05	0,47	0,46	29,82	94,94
73		50	14,49	29,23	108,62	0,47	0,45	28,64	92,90
74	200	100	14,53	29,37	108,92	0,46	0,45	29,80	96,85
75		200	14,35	30,80	107,57	0,47	0,46	29,77	95,82
76		50	14,32	30,81	107,35	0,47	0,46	29,65	95,12
77		100	14,59	29,59	109,37	0,46	0,46	30,59	97,61
78		200	14,42	30,69	108,10	0,47	0,45	29,13	95,49
Média		-	14,49	29,91	108,59	0,46	0,45	29,73	95,89
D. Pad.		-	0,16	0,99	1,17	0,01	0,01	0,60	1,89
CV (%)		-	1,10	3,31	1,08	2,17	2,22	2,02	1,97
79		50	14,08	31,16	105,55	0,48	0,47	29,80	90,87
80		100	14,29	30,99	107,12	0,47	0,47	28,45	90,71
81		200	14,26	31,22	106,90	0,47	0,47	28,99	91,00
82		50	14,27	31,72	106,97	0,47	0,47	28,58	90,58
83	300	100	14,24	30,74	106,75	0,47	0,47	28,43	90,38
84		200	14,28	31,23	107,05	0,47	0,47	28,03	88,10
85		50	14,28	30,30	107,05	0,47	0,47	28,39	90,63
86		100	14,41	30,30	108,02	0,47	0,46	27,94	91,72
87		200	14,21	30,10	106,52	0,47	0,48	31,65	92,88
Média		-	14,26	30,86	106,88	0,47	0,47	28,92	90,76
D. Pad.		-	0,09	0,54	0,65	0,00	0,00	1,16	1,26
CV (%)		-	0,63	1,75	0,61	0,00	0,00	4,01	1,39

As envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com água, ajustadas pelo método dos mínimos quadrados, para os diferentes níveis de sucção controlada, estão apresentadas na Figura 99.

Figura 99 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com água. (a) sucção = 100 kPa; (b) sucção = 200 kPa; (c) sucção = 300 kPa.



Os valores de coesão e ângulo de atrito apresentados na Figura 99 representam os melhores valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios triaxiais realizados com controle de sucção.

Na Tabela 38 são apresentados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para as amostras não saturadas com água, bem como os desvios padrões e coeficientes de variação em torno do ajuste realizado, além dos coeficientes de correlação (R^2).

Tabela 38 – Parâmetros de resistência do solo não saturado com água.

Fluido	Sucção (kPa)	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R^2
Água (SS)	0	42,70	5,97	13,98	26,60	1,44	5,42	18,99	0,98
	100	133,10	3,98	2,99	14,10	2,74	19,42	8,61	0,85
	200	198,00	2,83	1,43	11,10	2,11	18,89	6,89	0,85
	300	286,60	2,40	0,84	8,90	1,81	20,48	6,81	0,83

Os desvios padrões, dos resultados dos ensaios realizados com os diferentes níveis de sucção controlada, apresentados na Tabela 38, são inferiores àqueles observados para o solo saturado com os diferentes fluidos.

Na Figura 100 é possível comparar as envoltórias obtidas para a água na condição saturada, sem secagem prévia, e não saturada com os diferentes níveis de sucção controlada, considerando a melhor envoltória ajustada para cada condição. Vale lembrar que a utilização da condição saturada sem secagem prévia nessa comparação se justifica pelo fato dos ensaios não saturados também terem sido realizados sem secagem prévia dos CPs.

Observa-se da Figura 99 e Tabela 38 os baixos valores do ângulo de atrito para os três níveis de sucção utilizados, quando comparados ao ângulo de atrito na condição saturada. Em contrapartida, os valores de coesão crescem de forma demasiada com o aumento da sucção imposta, o que indica uma interdependência entre os valores de c´e ϕ´, de forma que a diminuição do ângulo de atrito com o aumento da sucção foi compensada pelo aumento da parcela coesiva, ou seja, o aumento de um desses parâmetros culminou na diminuição do outro. Vale ressaltar, entretanto, que por tratar-se de corpos de prova compactados, estes se comportam como amostras pré-adensadas para os níveis de confinamento empregados no experimento. Estas variações da coesão e do ângulo de atrito com a sucção ficam melhor visualizadas na Figura 101.

Figura 100 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com água para diferentes níveis de sucção controlada.

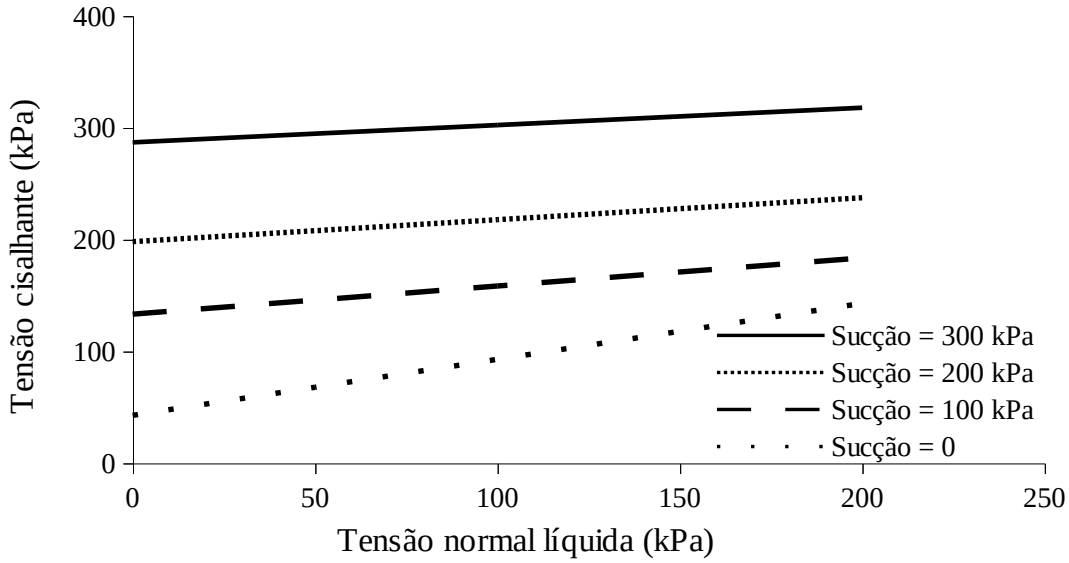
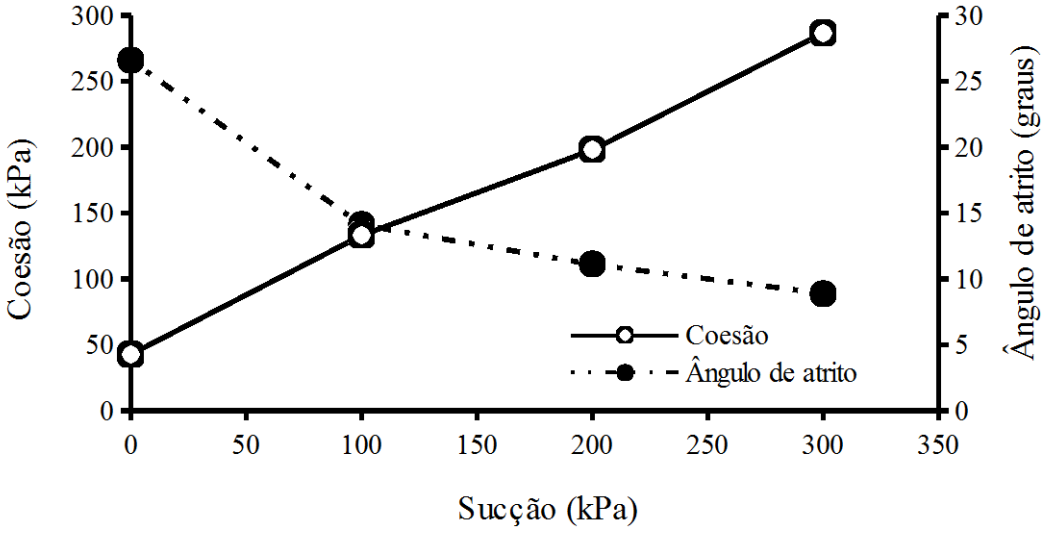


Figura 101 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função da sucção (água).



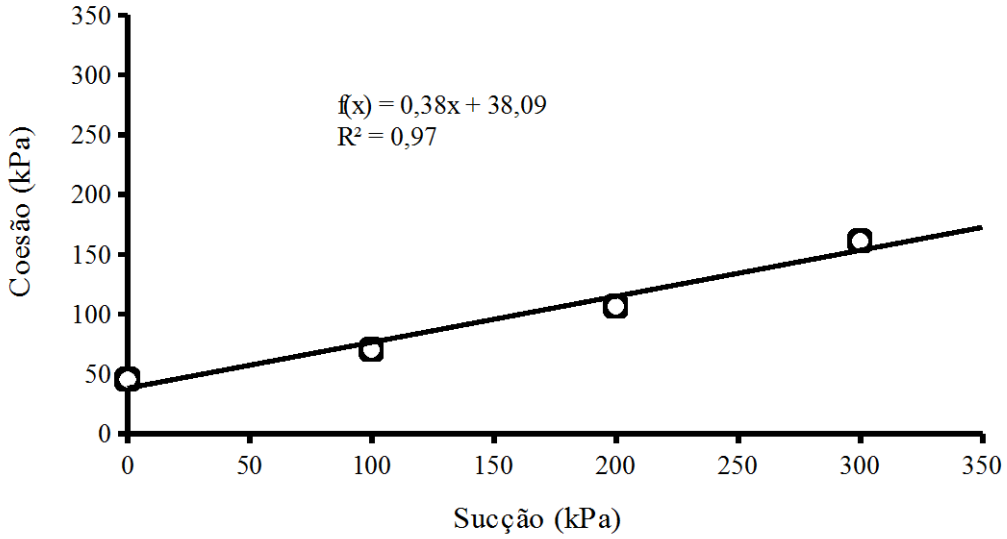
Na Tabela 39 são apresentados os parâmetros de resistência do solo não saturado com água, com sucção controlada, considerando-se o ganho de resistência do solo com o aumento da sucção se dá integralmente na parcela coesiva do solo, considerando o ângulo de atrito

constante e igual ao da condição saturada, conforme procedimento adotado por Ho e Fredlund (1982). A variação da coesão, após consideração do ângulo de atrito constante e igual ao da condição saturada, está ilustrada na Figura 102.

Tabela 39 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção (água).

Sucção (kPa)	Conf. (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	ϕ´ (graus)	σ (kPa)	τ (kPa)	c´ (kPa)
	50	154,60	107,30		106,55	95,90	
0	100	244,30	144,90	26,60	179,42	129,58	45,15
	200	446,40	247,40		335,62	221,25	
	50	246,76	192,74		160,46	172,34	
100	100	306,91	201,95	26,60	216,48	180,57	70,27
	200	425,93	232,42		321,86	207,82	
	50	299,87	248,36		188,66	222,07	
200	100	371,51	269,99	26,60	250,62	241,41	106,24
	200	487,80	285,66		359,89	255,42	
	50	397,03	344,36		242,84	307,91	
300	100	453,00	354,48	26,60	294,28	316,96	161,25
	200	572,75	370,78		406,73	331,53	

Figura 102 – Variação do ganho de resistência ao cisalhamento em função da sucção.

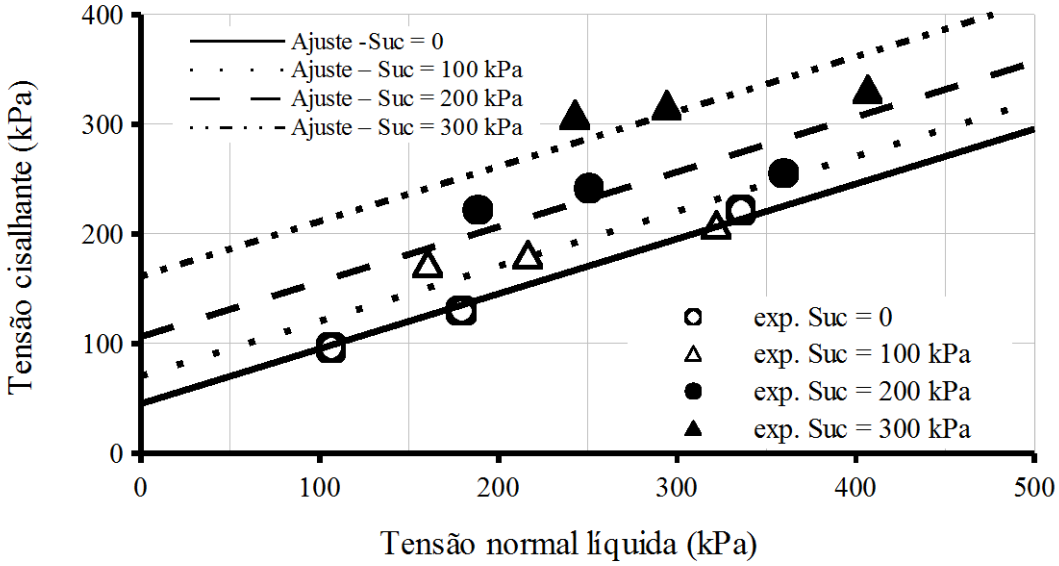


Na Figura 102 pode-se perceber que a resistência do solo contendo água é influenciada pelo nível de sucção imposto no ensaio triaxial. O ajuste dos pontos da variação

da coesão com a sucção, apresentado na Figura 102, proporcionou um R^2 de 0,97. Portanto, a inclinação da reta de ajuste dos pontos, corresponde ao parâmetro ϕ^b do solo, definido por Fredlund *et al*. (1978), conforme sugerido por Ho e Fredlund (1982), é igual a 20,81º. O valor do parâmetro ϕ^b determinado corresponde à aproximadamente 78% do ângulo de atrito do solo na condição saturada com água.

Com base nos resultados dos ensaios triaxiais saturados e não saturados com água, e após a determinação do parâmetro ϕ^b, torna-se possível promover o ajuste dos pontos experimentais utilizando-se a Equação 17, proposta por Fredlund *et al.* (1978), conforme a Figura 103, cujo R^2 é igual à 0,91.

Figura 103 – Ajuste utilizando a equação proposta por Fredlund *et al.* (1978) para os ensaios realizados com água.



4.6.2 Ensaios triaxiais não saturados com etanol e com sucção controlada

As curvas tensão/deformação e de variação volumétrica dos ensaios triaxiais não saturados com etanol, com sucções controladas de 200 e 300 kPa, para as tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa, estão apresentadas na Figura 104. Os ensaios com sucção de 100 kPa não foram aproveitados em função da secagem excessiva dos CPs no processo de preparação das amostras.

Os resultados de tensão/deformação para os diferentes valores de sucção apresentaram baixa dispersão, quando comparado aos ensaios com água, para cada tensão de confinamento ensaiada. Com relação à variação volumétrica, ao comparar-se os resultados para cada confinante verifica-se valores ligeiramente mais dispersos, principalmente para a sucção de 200 kPa. Esse fato pode estar relacionado à existência de bolhas de ar nas interfaces utilizadas no experimento para auxílio na aplicação da pressão neutra com o etanol.

Alguns índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais não saturados com etanol, com sucção controlada, são apresentados na Tabela 40.

Figura 104 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo não saturado com etanol, por tensão de confinamento.

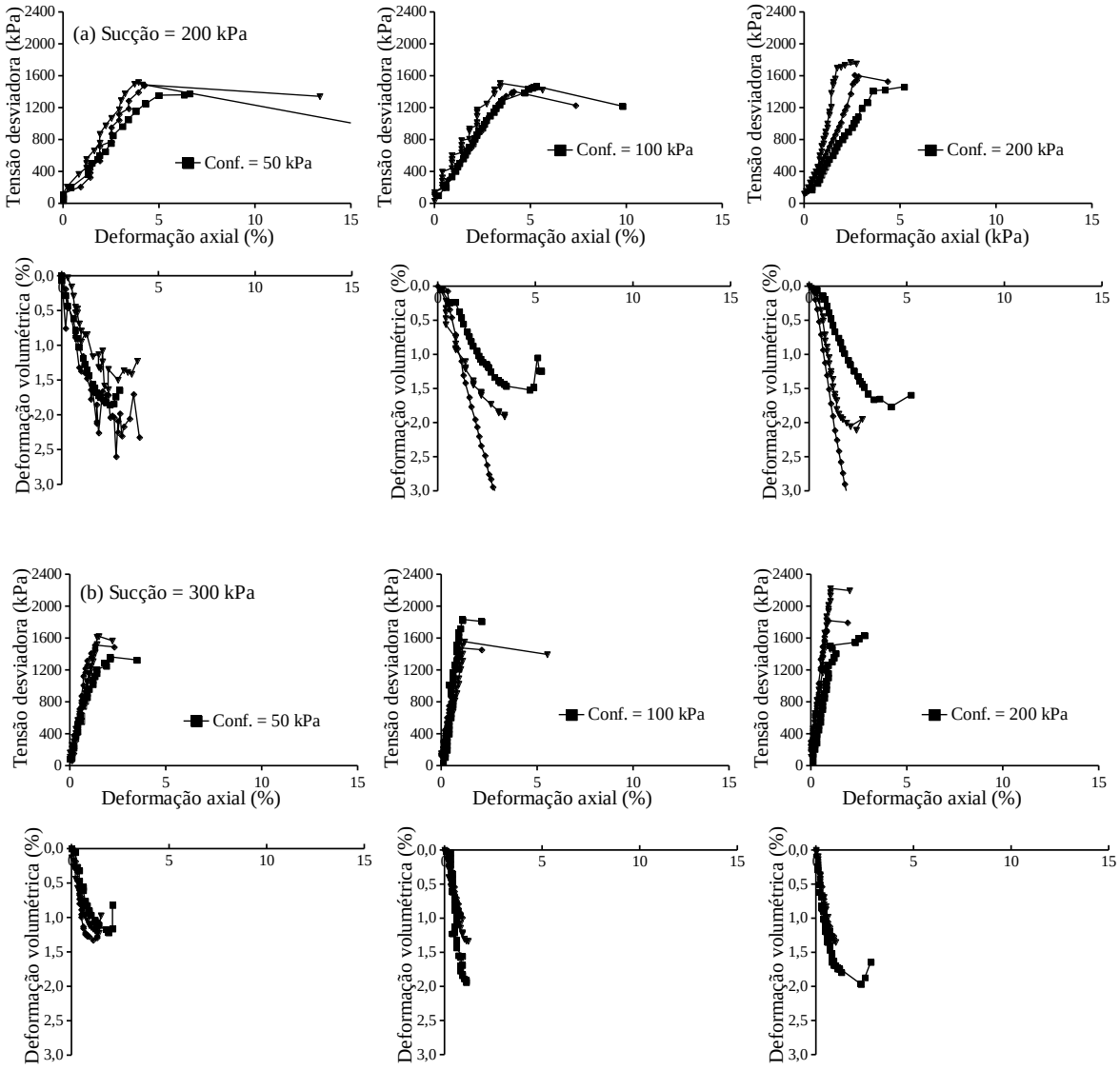


Tabela 40 – Índices físicos dos CPs não saturados com etanol e com sucção controlada.

CP	Sucção (kPa)	Conf. (kPa)	Compactação				Após aplicação da sucção		
			γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	n	w (%)	Sr (%)
88		50	14,44	30,48	108,25	0,47	0,41	19,49	88,49
89		100	14,73	29,58	110,42	0,46	0,41	17,60	80,95
90		200	14,58	30,63	109,30	0,46	0,43	19,33	82,19
91		50	14,59	30,58	109,37	0,46	0,40	18,49	90,24
92	200	100	14,51	30,31	108,77	0,46	0,39	18,60	92,25
93		200	14,53	30,30	108,92	0,46	0,39	18,73	92,47
94		50	14,55	30,84	109,07	0,46	0,43	18,91	80,03
95		100	14,57	30,34	109,22	0,46	0,39	18,81	94,79
96		200	14,68	30,34	110,04	0,46	0,39	18,82	92,65
Média		-	14,58	30,38	109,26	0,46	0,40	18,75	88,23
D. Pad.		-	0,09	0,35	0,65	0,00	0,02	0,54	5,67
CV (%)		-	0,62	1,15	0,59	0,00	5,00	2,88	6,43
97		50	14,59	30,47	109,37	0,46	0,39	18,77	94,16
98		100	14,40	30,95	107,95	0,47	0,43	18,13	77,30
99		200	14,53	29,61	108,92	0,46	0,40	18,58	88,61
100		50	14,19	31,51	106,37	0,48	0,42	18,36	81,34
101	300	100	14,35	29,69	107,57	0,47	0,40	19,37	91,55
102		200	14,39	29,28	107,87	0,47	0,43	18,21	75,73
103		50	14,19	31,83	106,37	0,48	0,40	18,63	90,22
104		100	14,18	32,21	106,30	0,48	0,42	19,88	86,67
105		200	14,21	31,91	106,52	0,47	0,41	18,39	83,21
Média		-	14,34	30,83	107,47	0,47	0,41	18,70	85,42
D. Pad.		-	0,16	1,11	1,16	0,01	0,01	0,57	6,42
CV (%)		-	1,12	3,60	1,08	2,13	2,13	3,05	7,52

As envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com etanol, ajustadas pelo método dos mínimos quadrados, para os diferentes níveis de sucção controlada, estão apresentadas na Figura 105.

Os valores de coesão e ângulo de atrito apresentados na Figura 105 representam os melhores valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios triaxiais realizados com o solo não saturado com etanol, pelo critério dos mínimos quadrados.

Na Tabela 41 são apresentados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para as amostras não saturadas com etanol, bem como os respectivos desvios padrões e coeficientes de variação em torno do ajuste realizado, além dos coeficientes de correlação (R^2).

Figura 105 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com etanol. (a) sucção = 100 kPa; (b) sucção = 200 kPa; (c) sucção = 300 kPa.

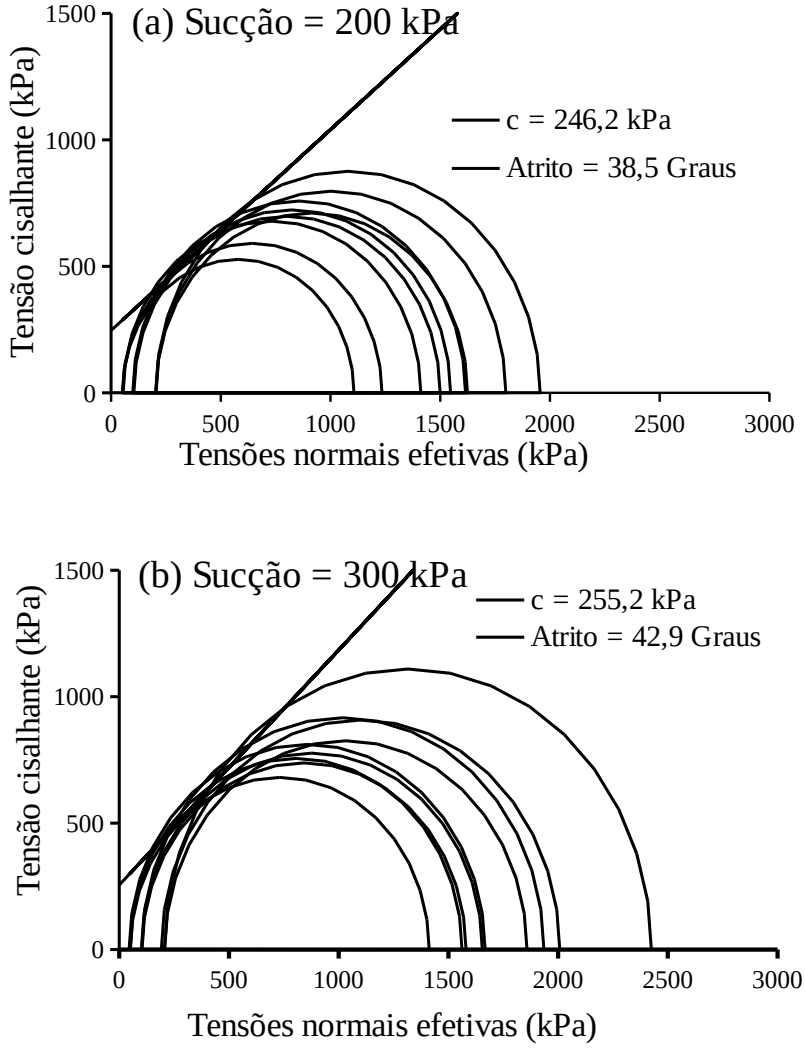
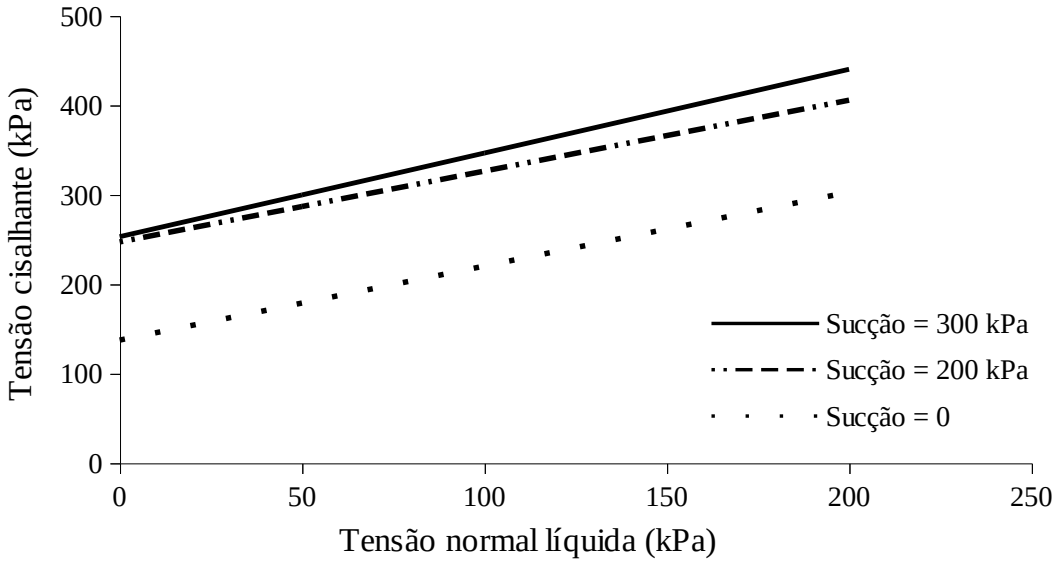


Tabela 41 – Parâmetros de resistência do solo não saturado com etanol.

Fluido	Sucção (kPa)	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R²
Etanol (CS)	0	137,40	17,41	12,67	39,60	1,47	3,71	21,67	0,99
	200	246,20	54,58	22,17	38,50	4,69	12,19	29,16	0,93
	300	255,20	89,16	34,93	42,90	5,68	13,24	37,12	0,93

Na Figura 106 é possível comparar as envoltórias obtidas para o etanol na condição saturada e não saturada com os diferentes níveis de sucção controlada.

Figura 106 – Envoltórias de resistência do solo para diferentes níveis de sucção controlada com etanol.



Diferentemente do caso da água, a variação do ângulo de atrito observada na Figura 105 e Tabela 41 não foi tão significativa, havendo aumento da sucção e ligeiro decréscimo desse parâmetro com o aumento da sucção. Estas variações da coesão e do ângulo de atrito com a sucção podem ser melhor visualizadas na Figura 107.

Na Tabela 42 são apresentados os parâmetros de resistência do solo não saturado com etanol, com sucção controlada, considerando-se, da mesma forma que para a água, que o ganho de resistência do solo se dá integralmente no intercepto coesivo, considerando o ângulo de atrito constante e igual ao da condição saturada com etanol.

Figura 107 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função da sucção (etanol).

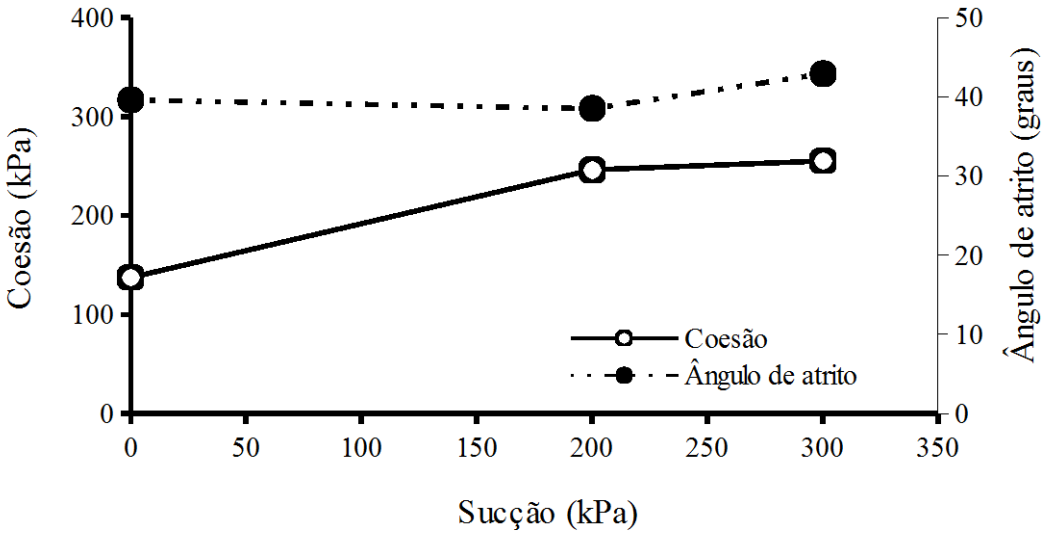
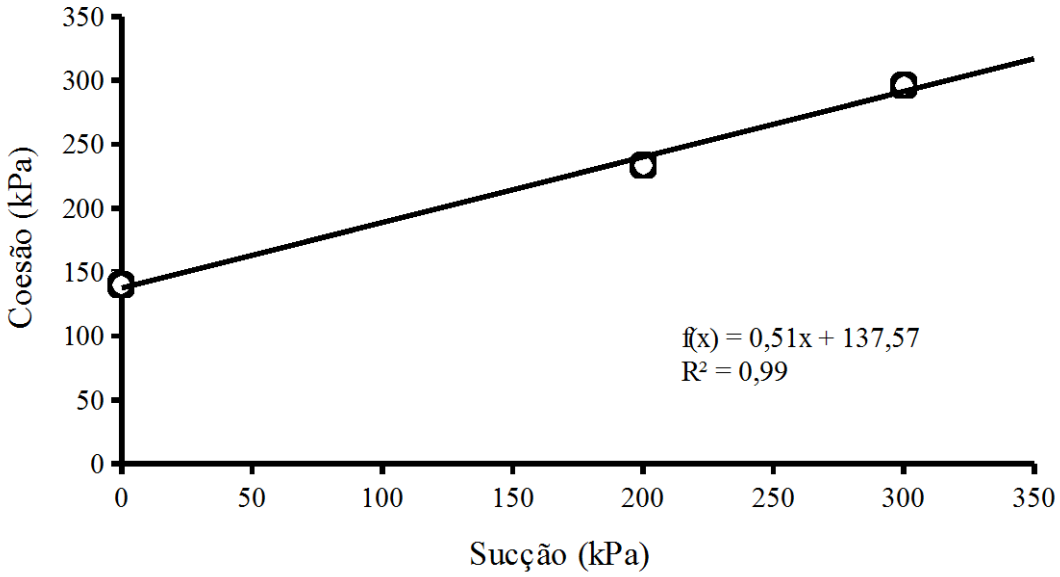


Tabela 42 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção com etanol.

Sucção (kPa)	Conf. (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	ϕ´ (º)	σ (kPa)	τ (kPa)	c´ (kPa)
	50	444,00	389,54		195,69	300,15	
0	100	565,77	470,73	39,60	265,72	362,70	139,80
	200	830,55	635,95		425,18	490,01	
	50	652,27	598,87		270,54	461,44	
200	100	827,65	726,32	39,60	364,68	559,64	233,50
	200	998,78	794,53		492,33	612,19	
	50	798,16	749,42		320,46	577,44	
300	100	913,11	810,63	39,60	396,39	624,60	295,96
	200	1149,69	947,72		545,60	730,23	

A variação do ganho de resistência do solo está ilustrada na Figura 108.

Figura 108 – Variação do ganho de resistência ao cisalhamento em função da sucção com etanol.

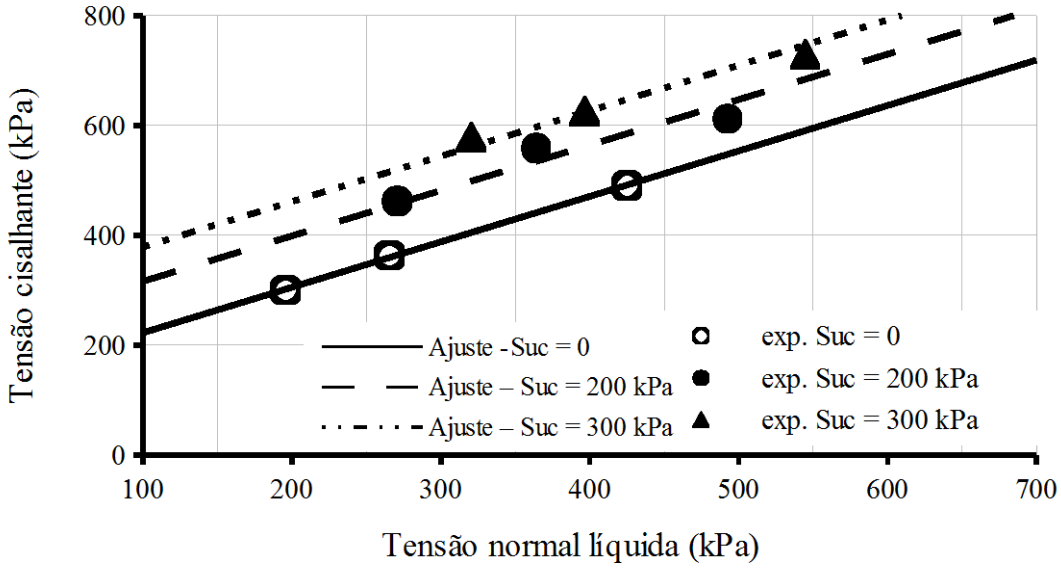


Da mesma forma que no caso da água, considerando-se a inclinação da reta de variação da resistência ao cisalhamento do solo em função da sucção, conforme a Figura 108, define-se o parâmetro ϕ^b, neste caso igual a 27,02º.

Comparativamente ao solo ensaiado com água, o parâmetro ϕ^b determinado para o solo com etanol se distanciou mais do ângulo de atrito na condição saturada (39,60º), para níveis equivalentes de sucção, correspondendo à 68% deste valor. Esse fato pode estar relacionado às características do fluido presente no meio poroso.

O ajuste dos pontos experimentais, utilizando-se a Equação 17 proposta por Fredlund *et al.* (1978), está ilustrado na Figura 109, com R^2 igual à 0,99.

Figura 109 – Ajuste dos resultados experimentais com etanol não saturado utilizando a equação proposta por Fredlund *et al.* (1978).

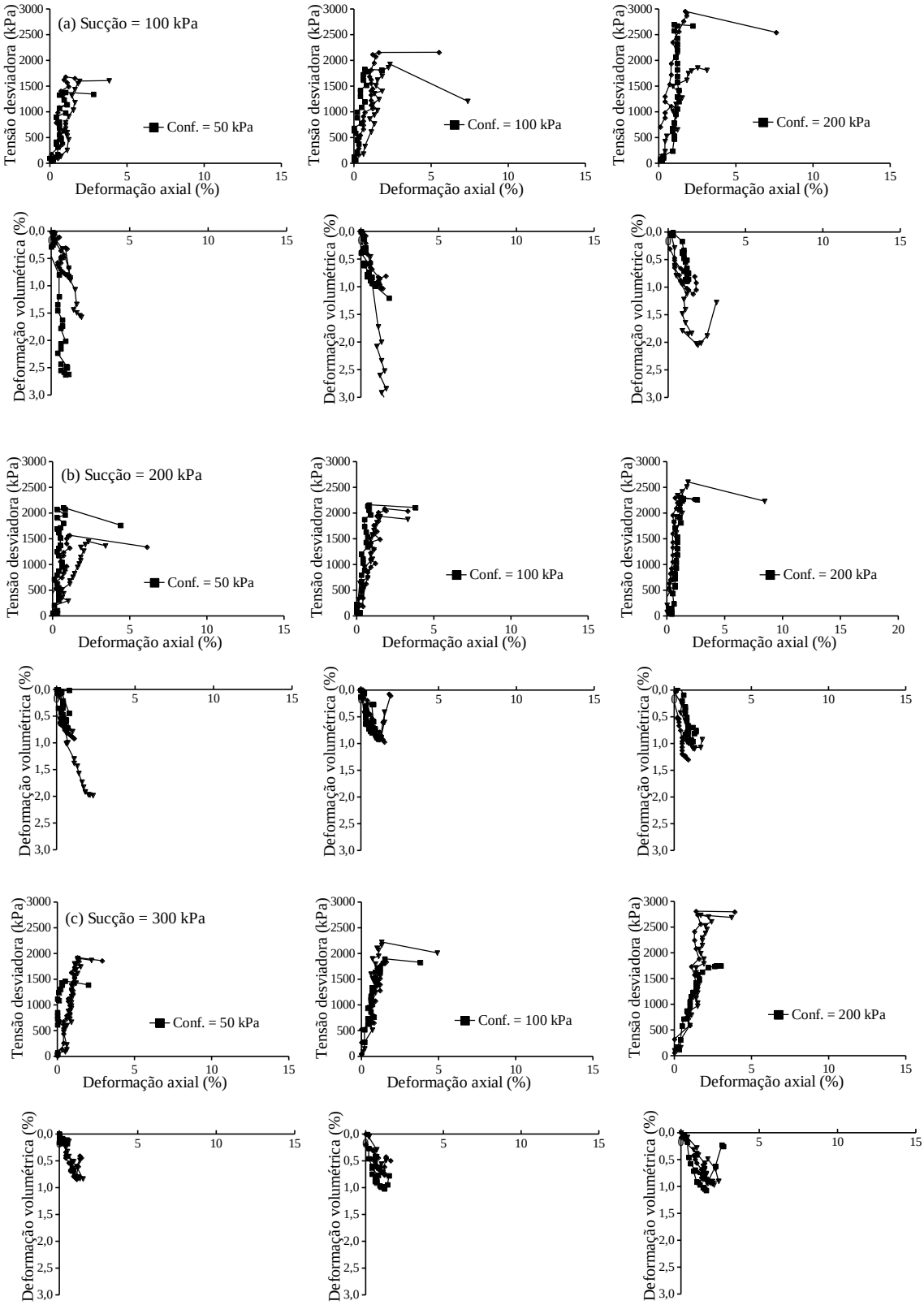


4.6.3 Ensaios triaxiais não saturados com diesel com sucção controlada

As curvas tensão/deformação e de variação volumétrica dos ensaios triaxiais não saturados com diesel, com sucções controladas de 100, 200 e 300 kPa, para as tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa, estão apresentadas na Figura 110.

Os resultados de tensão/deformação para os diferentes valores de sucção apresentaram baixa dispersão quando comparado aos ensaios com água, para cada tensão de confinamento ensaiada. Com relação à variação volumétrica, ao comparar-se os resultados para cada confinante verifica-se valores ligeiramente mais dispersos, principalmente para a sucção de 200 kPa. Esse fato pode estar relacionado à existência de bolhas de ar nas interfaces utilizadas no experimento para auxílio na aplicação da pressão neutra com o diesel.

Figura 110 – Curvas tensão/deformação e deformação volumétrica do solo não saturado com diesel, por tensão de confinamento.



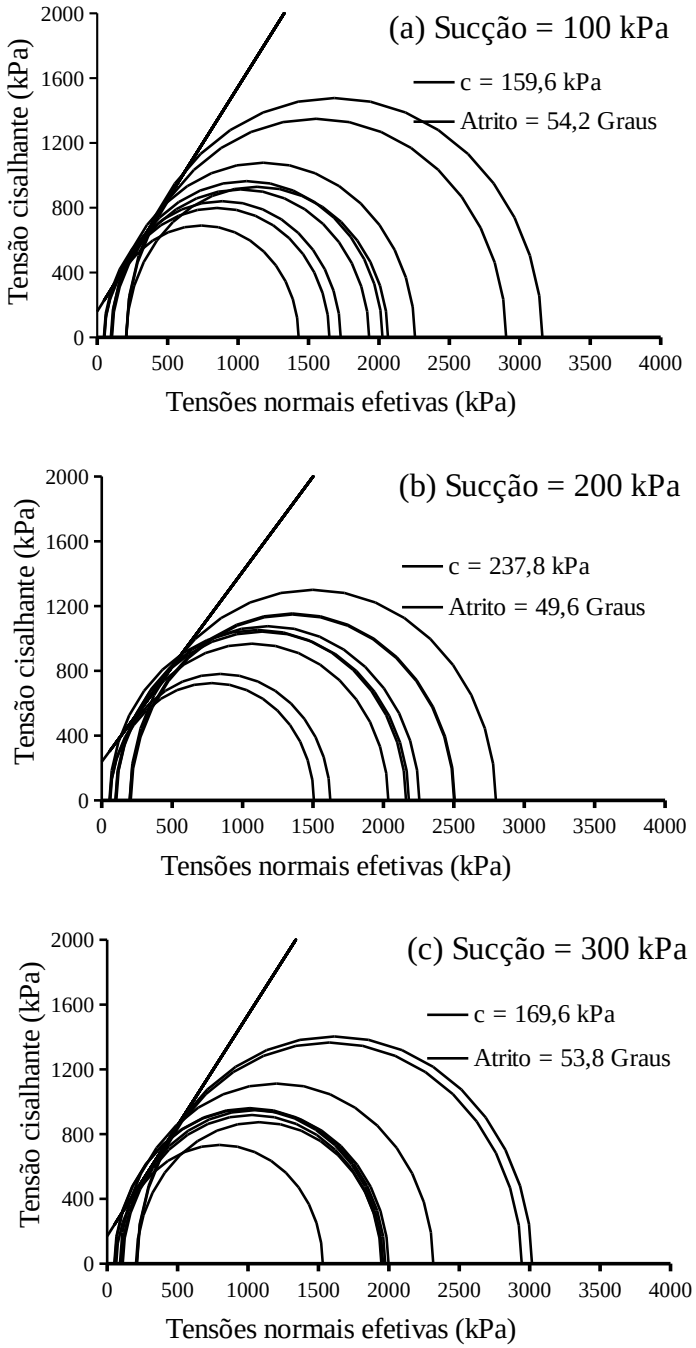
Alguns índices físicos dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais não saturados com diesel, com sucção controlada, são apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 – Índices físicos dos CPs não saturados com diesel e com sucção controlada.

CP	Sucção (kPa)	Conf. (kPa)	Compactação				Após aplicação da sucção		
			γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	n	w (%)	Sr (%)
106		50	14,46	28,81	108,40	0,47	0,41	18,16	85,03
107		100	14,46	28,93	108,40	0,47	0,41	19,07	88,13
108		200	14,54	28,79	109,00	0,46	0,42	18,11	82,22
109		50	14,38	28,79	107,80	0,47	0,40	18,72	90,29
110	100	100	14,52	29,30	108,85	0,46	0,40	19,44	95,41
111		200	14,55	29,68	109,07	0,46	0,40	19,21	94,79
112		50	14,40	29,57	107,95	0,47	0,40	20,24	97,28
113		100	14,51	29,88	108,77	0,46	0,40	19,38	94,18
114		200	14,56	29,90	109,15	0,46	0,41	19,14	91,72
Média		-	14,49	29,25	108,60	0,46	0,41	19,05	91,01
D. Pad.		-	0,07	0,54	0,49	0,00	0,01	0,66	5,07
CV (%)		-	0,48	1,85	0,45	0,00	2,43	3,46	5,57
115		50	14,45	28,82	108,32	0,47	0,39	17,68	88,71
116		100	14,48	29,31	108,55	0,47	0,40	17,96	86,47
117		200	14,51	28,90	108,77	0,46	0,40	17,70	86,05
118		50	14,45	29,42	108,32	0,47	0,40	18,38	94,43
119	200	100	14,55	29,65	109,07	0,46	0,40	18,97	91,06
120		200	14,48	29,75	108,55	0,47	0,40	16,72	85,64
121		50	14,52	29,65	108,85	0,46	0,40	17,91	88,03
122		100	14,46	29,27	108,40	0,47	0,39	16,44	83,99
123		200	14,41	29,91	108,02	0,47	0,41	19,44	90,70
Média		-	14,48	29,41	108,54	0,46	0,40	17,91	88,34
D. Pad.		-	0,04	0,37	0,32	0,00	0,01	0,96	3,26
CV (%)		-	0,28	1,26	0,29	0,00	2,50	5,36	3,69
124		50	14,33	28,82	107,42	0,47	0,40	17,27	84,76
125		100	14,33	29,81	107,42	0,47	0,38	15,96	83,17
126		200	14,29	28,90	107,12	0,47	0,40	15,56	82,51
127		50	14,29	30,14	107,12	0,47	0,40	18,16	87,23
128	300	100	14,32	30,14	107,35	0,47	0,41	18,30	84,23
129		200	14,54	29,32	109,00	0,46	0,41	17,67	83,57
130		50	14,55	29,32	109,07	0,46	0,41	18,08	86,60
131		100	14,28	29,90	109,05	0,47	0,41	17,87	84,49
132		200	14,31	30,11	107,27	0,47	0,41	18,43	85,53
Média		-	14,36	29,61	107,65	0,47	0,40	17,48	84,68
D. Pad.		-	0,11	0,53	0,80	0,00	0,01	1,04	1,56
CV (%)		-	0,77	1,79	0,74	0,00	2,50	5,90	1,84

As envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com diesel, ajustadas pelo método dos mínimos quadrados, para os diferentes níveis de sucção controlada, estão apresentadas na Figura 111.

Figura 111 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com diesel por nível de sucção.



Os valores de coesão e ângulo de atrito apresentados na Figura 111 representam os melhores valores de resistência ao cisalhamento obtidos dos ensaios triaxiais realizados com o solo não saturado com diesel, de acordo com o princípio de ajuste do método dos mínimos quadrados.

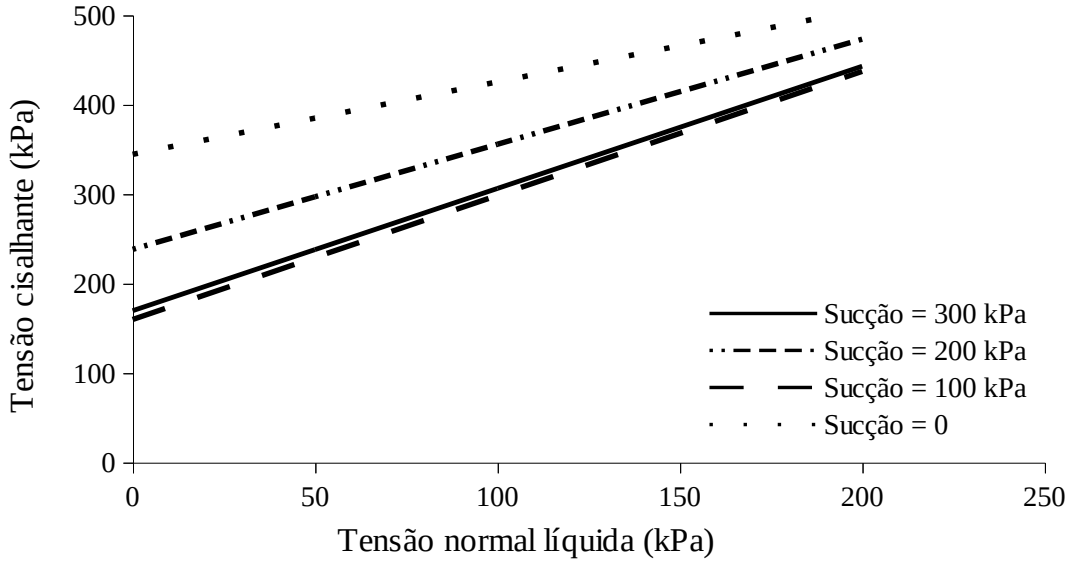
Na Tabela 44 são apresentados os valores de coesão e ângulo de atrito obtidos para as amostras não saturadas com diesel, bem como os desvios padrões e coeficientes de variação em torno do ajuste realizado, além dos coeficientes de correlação (R^2).

Tabela 44 – Parâmetros de resistência do solo não saturado com diesel.

Fluido	Sucção (kPa)	c´ (kPa)	Sc´ (kPa)	CVc´ (%)	ϕ´ (graus)	Sϕ´ (graus)	CVϕ´ (%)	Sτ (kPa)	R^2
Diesel (CS)	0	344,30	58,94	17,12	39,00	3,27	8,38	51,54	0,95
	100	159,70	113,76	71,23	54,20	4,05	7,47	36,81	0,98
	200	238,10	105,95	42,82	49,60	4,26	8,58	32,08	0,97
	300	169,50	163,80	96,62	53,80	5,81	10,81	46,23	0,96

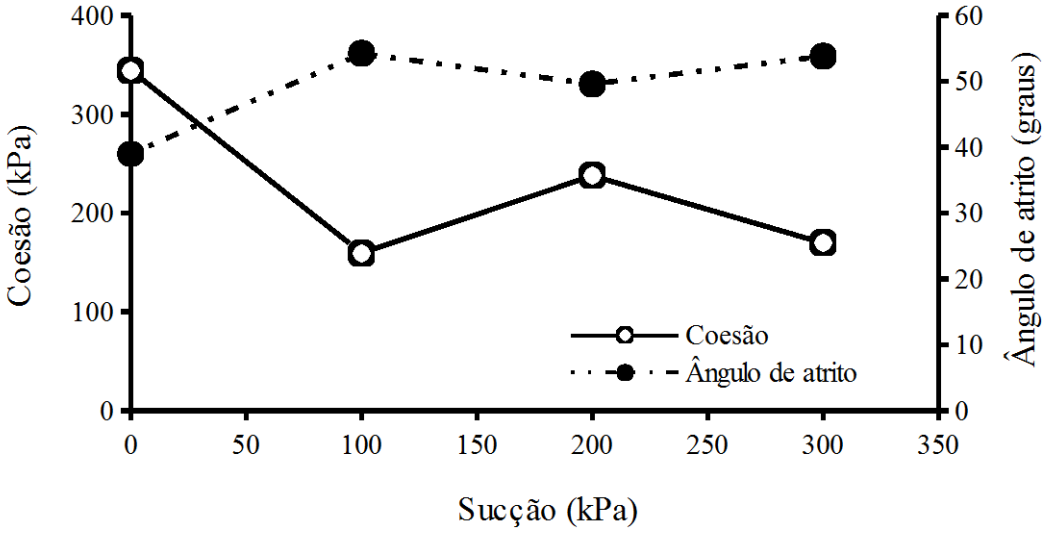
A envoltórias para o solo não saturado com diesel estão ilustradas na Figura 112.

Figura 112 – Envoltórias de resistência do solo para diferentes níveis de sucção controlada com diesel.



À primeira vista a resistência do solo parece diminuir com o aumento da sucção. Contudo, em uma análise mais apurada, observa-se que para as sucções de 100 e 300 kPa tanto a coesão quanto o ângulo de atrito (inclinação das retas) se assemelham bastante. Para o solo saturado e com sucção de 200 kPa, contudo, apesar do intercepto coesivo apresentar maiores valores, fica nítido que as inclinações das respectivas envoltórias e, consequentemente, os ângulos de atrito nessas duas situações são menores, conforme a Tabela 44. Na Figura 113 essa análise fica mais clara.

Figura 113 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função da sucção com diesel.



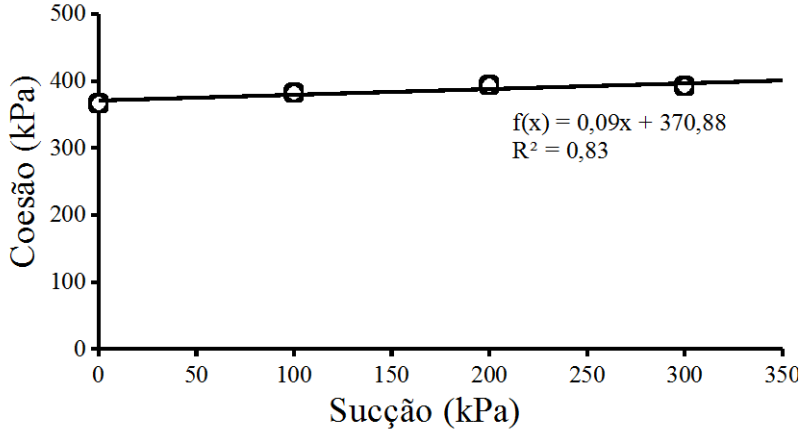
De forma geral, a resistência ao cisalhamento do solo não saturado com diesel apresenta pequena variação com o aumento da sucção. Vale ressaltar que para a água esse crescimento da resistência em função da sucção ficou claro, enquanto no etanol foi menos expressivo. Esses resultados indicam haver relação entre a variação da resistência do solo (função da sucção) e o tipo de fluido intersticial.

Sendo assim, seguindo a mesma metodologia adotada para o caso da água e do etanol, o ganho de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com diesel está sumarizado na Tabela 45 e Figura 114. O parâmetro ϕ^b encontrado do ajuste da Figura 114 é igual a 5,14º. Esse ajuste de ϕ^b conduziu a um R^2 igual à 0,83.

Tabela 45 – Ganho de resistência do solo com o aumento da sucção com diesel.

Sucção (kPa)	Conf. (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	ϕ´ (º)	σ (kPa)	τ (kPa)	c´ (kPa)
	50	817,73	764,45		336,65	594,09	
0	100	1013,84	910,63	39,00	440,76	707,70	366,99
	200	1436,04	1236,91		657,63	961,26	
	50	826,32	776,18		337,86	603,21	
100	100	1085,80	984,79	39,00	466,05	765,33	382,72
	200	1457,37	1251,81		669,58	972,84	
	50	910,83	852,85		374,11	662,79	
200	100	1128,75	1028,67	39,00	481,38	799,43	393,18
	200	1401,86	1200,92		646,10	933,29	
	50	939,15	882,54		383,75	685,86	
300	100	1094,48	992,82	39,00	469,68	771,56	392,09
	200	1423,33	1214,31		659,14	943,69	

Figura 114 – Variação do ganho de resistência ao cisalhamento em função da sucção com diesel.

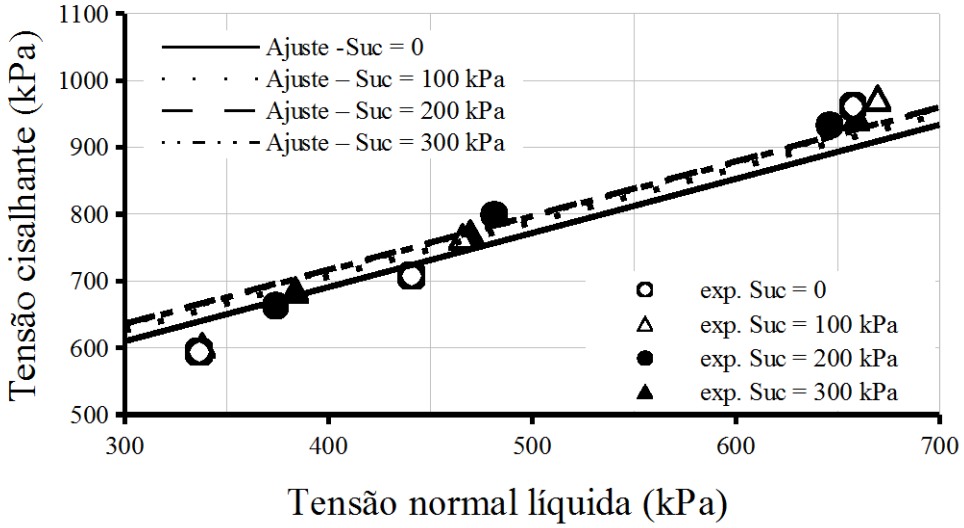


No caso do diesel o valor de ϕ^b determinado é aproximadamente 13% do valor de ϕ´ para esse fluido (39º), enquanto no etanol e na água esses percentuais foram de 68% e 80%, respectivamente. Desta forma, as características dos fluidos parecem influenciar de forma significativa no comportamento do solo não saturado por esses diferentes líquidos. O ajuste com a equação de Fredlund *et al*. (1978) pode ser visualizado na Figura 115, com R^2 de 0,94.

Os valores de ϕ^b aproximadamente constantes com o nível de sucção empregado, para os três fluidos analisados, deve estar relacionado ao alto valor de entrada de ar e aos altos

valores de graus de saturação das amostras, que por sua vez propiciaram áreas de atuação para a água intersticial similares as obtidas para os solos saturados, conforme parâmetro χ da equação de tensão efetiva de Bishop e Henkel (1962).

Figura 115 – Ajuste diesel não saturado utilizando a equação proposta por Fredlund *et al.* (1978).



4.6.4 Ensaios triaxiais não saturados com água sem controle de sucção (ensaios a umidade considerada constante)

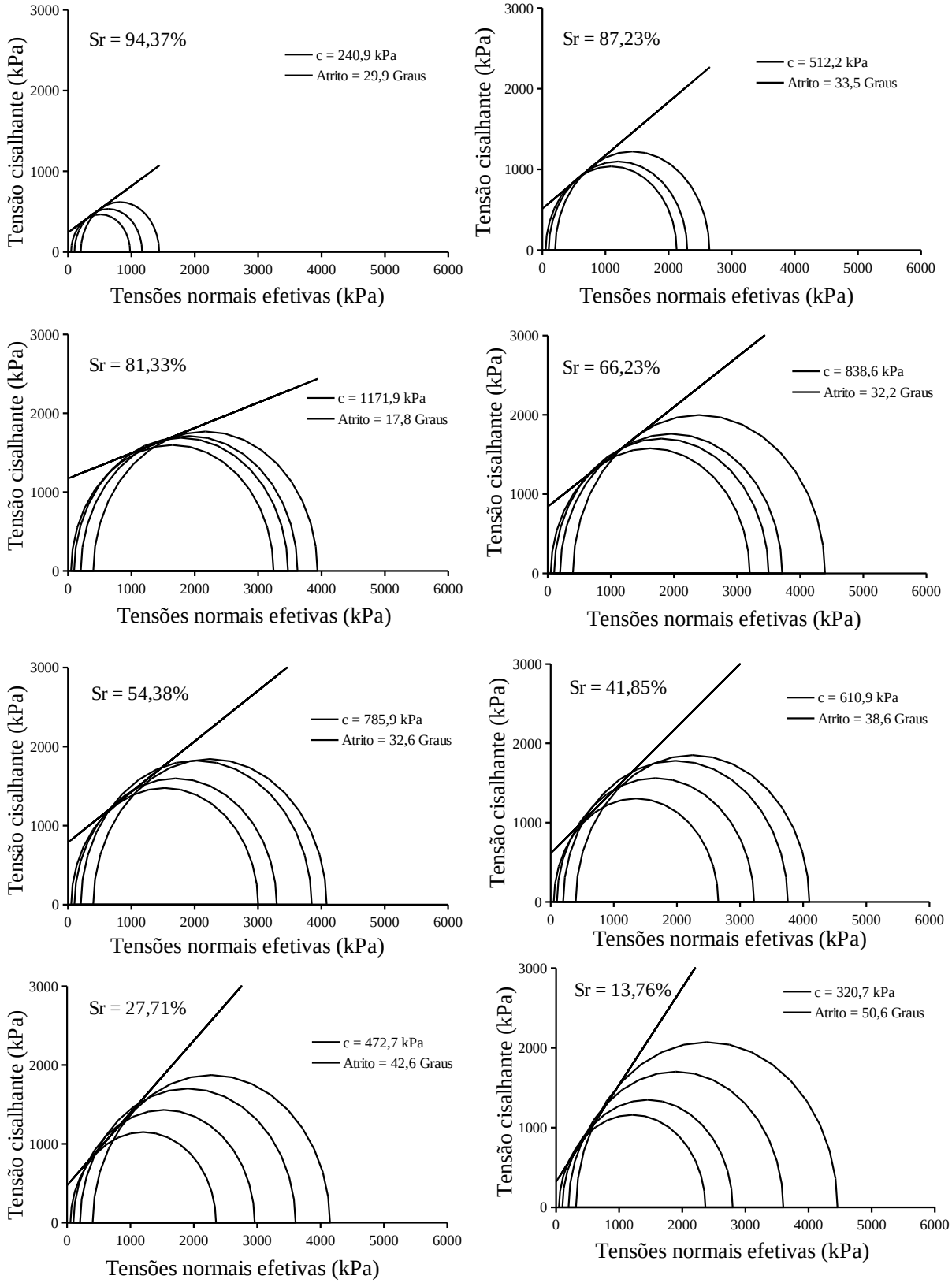
Os resultados dos ensaios triaxiais apresentados até aqui, na condição não saturada para os diferentes fluidos, atingiram níveis de sucção controlada que chegaram à 300 kPa. Esse nível de sucção máxima controlada foi definido em função de restrições impostas pelo sistema de aplicação de pressões de ar disponível no laboratório. A alternativa encontrada para solucionar esse problema foi a de impor valores mais elevados de sucção às amostras através do controle dos respectivos graus de saturação e, com base na curva de retenção já definida, calcular os valores de sucção equivalentes, considerando-se a mesma trajetória, no caso, de secagem. Portanto, para cada grau de saturação estabelecido foram executados ensaios triaxiais a umidade considerada constante, com tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa.

Os valores dos índices físicos de interesse de cada CP, desde a compactação até a montagem dos ensaios, estão apresentados na Tabela 46. As envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas, ajustadas pelo método dos mínimos quadrados, para os diferentes graus de saturação adotados, estão apresentadas na Figura 116.

Tabela 46 – Índices físicos dos CPs ensaiados à umidade considerada constante.

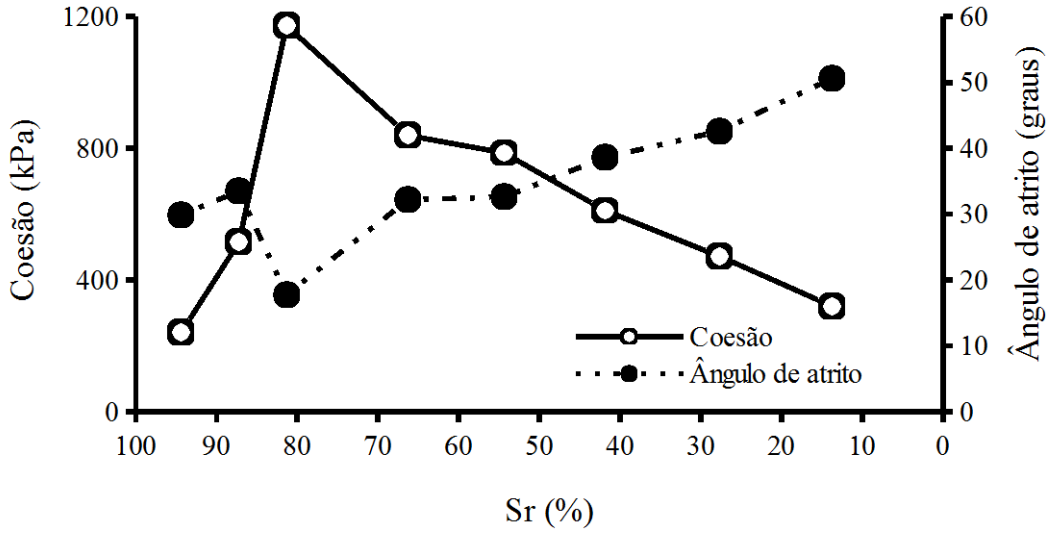
CP	Sr médio (%)	Conf. (kPa)	Compactação			Na montagem do ensaio		
			γd (kN/m³)	w (%)	GC (%)	n	w (%)	Sr (%)
133	13,76	50	14,42	30,69	108,10	0,40	3,49	14,16
134		100	14,28	31,67	107,05	0,40	3,43	13,91
135		200	14,76	30,80	110,64	0,40	3,49	14,16
136		400	14,58	30,59	109,30	0,40	3,16	12,82
Média	-	-	14,51	30,94	108,77	0,40	3,39	13,76
D. Pad.	-	-	0,21	0,50	1,55	0,00	0,16	0,64
CV (%)	-	-	1,45	1,62	1,43	0,00	4,72	4,65
137	27,71	50	14,19	30,82	106,37	0,39	6,77	28,63
138		100	14,30	31,59	107,20	0,39	6,58	27,83
139		200	14,58	30,11	109,30	0,39	6,34	26,81
140		400	14,52	31,07	108,85	0,39	6,52	27,58
Média	-	-	14,40	30,90	107,93	0,39	6,55	27,71
D. Pad.	-	-	0,18	0,62	1,37	0,00	0,18	0,75
CV (%)	-	-	1,25	2,01	1,27	0,00	2,75	2,71
141	41,85	50	14,58	28,86	109,30	0,38	9,32	41,12
142		100	14,19	31,60	106,37	0,39	10,05	42,50
143		200	14,08	30,76	105,55	0,39	10,21	43,18
144		400	14,49	30,74	108,62	0,39	9,60	40,60
Média	-	-	14,34	30,49	107,46	0,39	9,80	41,85
D. Pad.	-	-	0,24	1,16	1,78	0,01	0,41	1,20
CV (%)	-	-	1,67	3,80	1,66	2,56	4,18	2,87
145	54,38	50	14,65	29,03	109,82	0,38	12,59	55,54
146		100	14,43	30,66	108,17	0,39	12,96	54,81
147		200	14,30	31,43	107,20	0,40	13,14	53,30
148		400	14,53	31,08	108,92	0,39	12,74	53,88
Média	-	-	14,48	30,55	108,53	0,39	12,86	54,38
D. Pad.	-	-	0,15	1,06	1,11	0,01	0,24	0,99
CV (%)	-	-	1,04	3,47	1,02	2,56	1,87	1,82
149	66,23	50	14,52	30,55	108,85	0,41	15,86	61,71
150		100	14,52	30,44	108,85	0,39	15,95	67,46
151		200	14,29	31,13	107,12	0,39	16,50	69,78
152		400	14,60	29,65	109,45	0,39	15,60	65,98
Média	-	-	14,48	30,44	108,56	0,40	15,98	66,23
D. Pad.	-	-	0,13	0,61	1,00	0,01	0,38	3,40
CV (%)	-	-	0,90	2,00	0,92	2,50	2,38	5,13
153	81,33	50	14,53	30,01	108,92	0,39	19,01	80,40
154		100	14,67	29,84	109,97	0,39	18,64	78,83
155		200	14,21	31,50	106,52	0,39	19,88	84,08
156		400	14,41	30,93	108,02	0,39	19,39	82,01
Média	-	-	14,46	30,57	108,36	0,39	19,23	81,33
D. Pad.	-	-	0,19	0,78	1,46	0,00	0,53	2,24
CV (%)	-	-	1,31	2,55	1,35	0,00	2,76	2,75
157	87,23	50	14,55	29,92	109,07	0,41	22,16	86,23
158		100	14,51	30,31	108,77	0,41	22,33	86,89
159		200	14,40	31,11	107,95	0,41	22,76	88,56
Média	-	-	14,49	30,55	108,60	0,41	22,42	87,23
D. Pad.	-	-	0,08	0,60	0,58	0,00	0,31	1,20
CV (%)	-	-	0,55	1,96	0,53	0,00	1,38	1,38
160	94,37	50	14,50	30,46	108,70	0,42	25,53	95,33
161		100	14,43	30,70	108,17	0,43	25,78	92,41
162		200	14,33	31,38	107,42	0,43	26,18	93,84
163		400	14,47	30,51	108,47	0,42	25,68	95,89
Média	-	-	14,43	30,76	108,19	0,43	25,79	94,37
D. Pad.	-	-	0,07	0,42	0,56	0,01	0,28	1,57
CV (%)	-	-	0,49	1,37	0,52	2,33	1,09	1,66

Figura 116 – Envoltória de resistência ao cisalhamento do solo não saturado com água, sem controle de sucção, por diferentes graus de saturação.



Na Figura 117 é apresentada a variação da coesão e ângulo de atrito em função do grau de saturação, de acordo com as envoltórias da Figura 116.

Figura 117 – Variações da coesão e do ângulo de atrito do solo em função do grau de saturação.



Na Figura 117 pode-se notar que a coesão cresce com o grau de saturação (Sr) até atingir seu valor máximo com Sr = 81,33%. Daí em diante, o intercepto coesivo decresce continuamente até o menor grau de saturação analisado (Sr = 13,76%). A variação observada no ângulo de atrito se deu de forma inversa em praticamente toda a faixa de variação do grau de saturação.

Utilizando as informações contidas na Tabela 46, e também a curva de retenção de água no solo, com seus respectivos parâmetros de ajuste pelo processo de secagem (Tabela 23), é possível definir os níveis de sucção aos quais as amostras foram submetidas nos ensaios não saturados com água e sem controle de sucção. Adotando-se, ainda, o ângulo de atrito da condição saturada com secagem prévia dos CPs (CS) como constante é também possível definir o crescimento da resistência do solo com aumento da sucção em termos de variação da coesão. Todos esses dados estão sumarizados na Tabela 47.

.

Tabela 47 – Definição da sucção dos CPs ensaiados sem controle de sucção, a partir da equação de ajuste da curva de retenção.

Sr (%)	Umidade Volumétrica (%)	Sucção (kPa)	Conf. (kPa)	p (kPa)	q (kPa)	ϕ´ (º)	σ (kPa)	τ (kPa)	c´ (kPa)
13,76	5,50	11002	50	1206,33	1160,46	32,70	466,62	894,15	1210,09
			100	1449,18	1348,66		589,51	1039,16	
			200	1899,55	1701,44		815,01	1310,98	
			400	2386,99	2071,42		1066,62	1596,06	
27,71	10,81	6822	50	1201,67	1148,97	32,70	469,29	885,30	1185,14
			100	1530,76	1430,24		619,09	1102,02	
			200	1905,42	1700,85		821,26	1310,53	
			400	2276,45	1872,42		1082,92	1442,72	
41,85	16,32	4772	50	1352,41	1303,61	32,70	521,46	1004,45	1251,25
			100	1660,09	1561,52		664,74	1203,17	
			200	1977,75	1779,64		843,36	1371,24	
			400	2248,09	1850,89		1068,29	1426,14	
54,38	21,21	3818	50	1526,68	1475,93	32,70	585,89	1137,22	1297,86
			100	1699,34	1596,87		681,46	1230,41	
			200	2025,82	1822,47		864,13	1404,24	
			400	2241,50	1842,35		1067,14	1419,56	
66,23	26,49	2640	50	1624,63	1576,81	32,70	619,53	1214,95	1354,70
			100	1801,53	1699,06		718,51	1309,15	
			200	1956,16	1760,00		834,29	1356,10	
			400	2396,98	1996,85		1124,14	1538,60	
81,33	31,72	1888	50	1645,30	1597,48	32,70	627,03	1230,88	1303,00
			100	1783,83	1687,63		708,09	1300,34	
			200	1911,58	1710,54		821,24	1317,99	
			400	2167,83	1768,68		1040,43	1362,79	
87,23	35,76	1392	50	1090,45	1037,75	32,70	428,96	799,60	862,42
			100	1198,15	1097,63		498,49	845,74	
			200	1425,46	1222,47		646,23	941,93	
94,37	40,58	858	50	514,08	465,28	32,70	217,50	358,50	432,97
			100	636,10	533,63		295,95	411,17	
			200	819,84	618,80		425,40	476,79	
			400	1030,11	629,98		628,56	485,41	

Assim, a variação da resistência ao cisalhamento do solo, obtida dos ensaios triaxiais com os corpos de prova não saturados, sem controle de sucção para água, para diferentes graus de saturação, estão apresentados na Figura 118. Sendo: (a) variação de q em função de Sr dos ensaios à umidade considerada constante; (b) inclusão dos ensaios com amostras saturadas (SS).

A Variação de q em função da sucção nos ensaios à umidade considerada constante, para as confinantes de 50, 100, 200 e 400 kPa, e a visualização dessa variação de q, incluindo os ensaios com sucção controlada, para as confinantes de 50, 100 e 200 kPa, estão apresentados na Figura 119 (a) e (b), respectivamente.

Figura 118 – Variação da resistência ao cisalhamento do solo não saturado em função do grau de saturação.

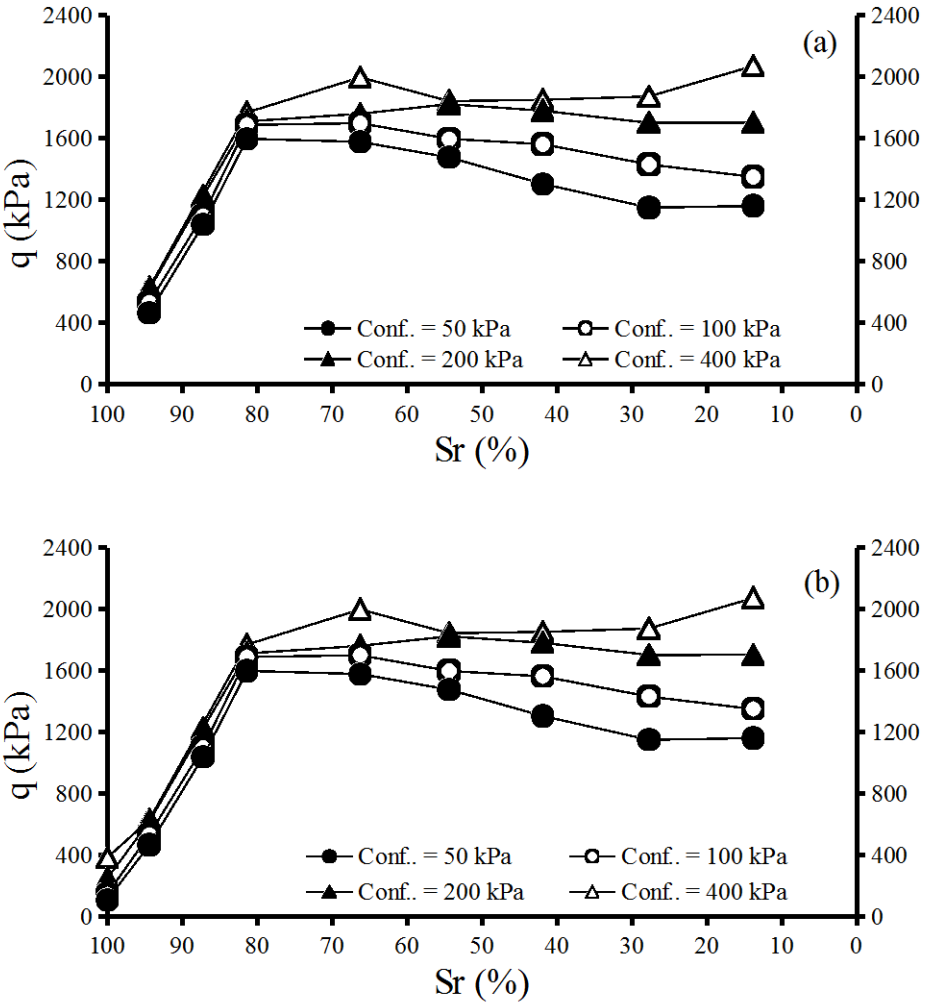
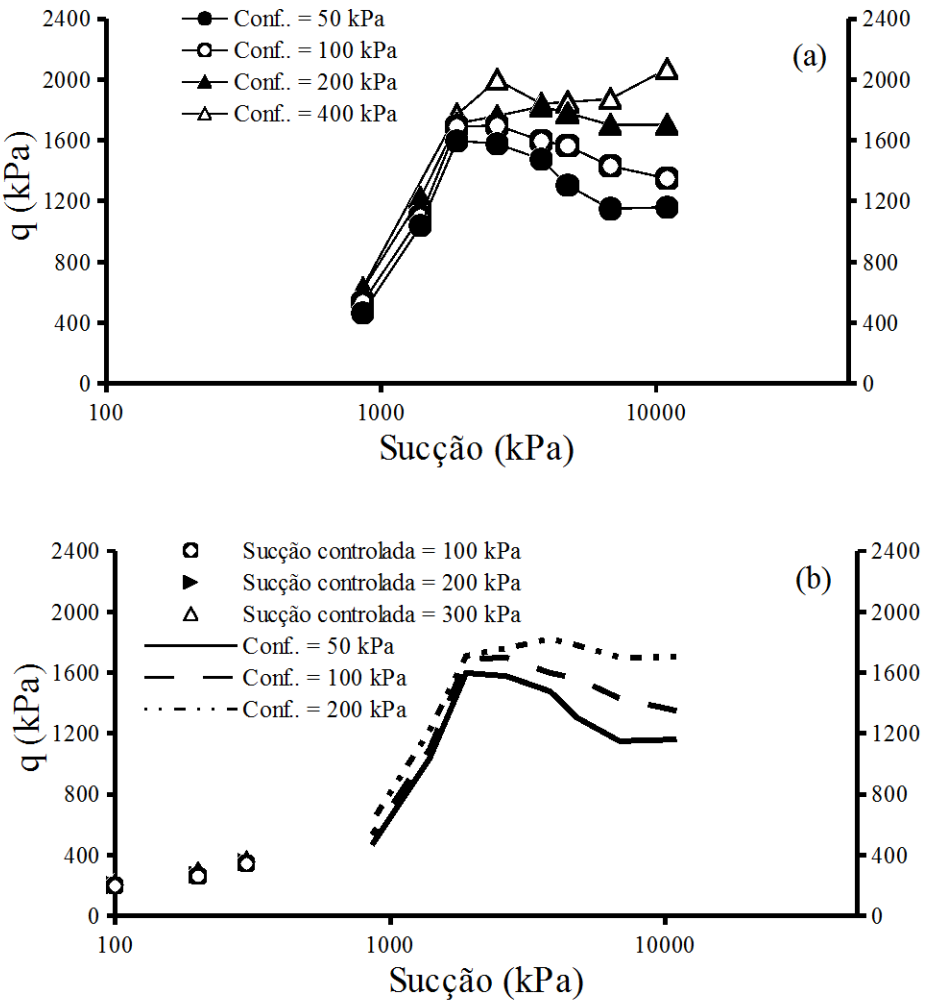


Figura 119 – Variação da resistência ao cisalhamento do solo não saturado em função do da sucção.



Da Figura 118 é possível notar que o crescimento de q, com a diminuição do grau de saturação e consequente aumento da sucção, se dá até o Sr próximo de 81,33%, que corresponde à uma sucção de 1888 kPa. Deste ponto em diante ocorrem comportamentos distintos em função da tensão de confinamento. Para as confinantes de 50 e 100 kPa ocorre uma nítida redução da resistência com o aumento da sucção. Para a confinante de 200 kPa, contudo, observa-se um pequeno aumento na resistência seguido de ligeira redução. Para a confinante de 400 kPa, embora ocorram pequenas elevações e reduções de resistência com o aumento da sucção a partir do grau de saturação de 80%, de forma geral o comportamento

do solo para essa confinante tende a um valor constante. Esse comportamento está de acordo com as afirmações de Escario e Jucá (1989).

4.7. TENTATIVA DE MODELAGEM DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO UTILIZANDO O BINÔMIO CONSTANTE DIELÉTRICA/TENSÃO SUPERFICIAL

A comparação entre a resistência ao cisalhamento do solo saturado com cada fluido, apresentado no item 4.5.8, demonstrou haver uma relação inversa entre a constante dielétrica dos fluidos e a resistência ao cisalhamento. Assim, quanto menor for a constante dielétrica do fluido presente no solo, maior será a resistência ao cisalhamento apresentada pelo material.

Com base nesse fato, a diferença entre a constante dielétrica do fluido intersticial, $\varepsilon_{Fluído}$, e a constante dielétrica da água (ε_w), ou seja, (ε_w - $\varepsilon_{Fluído}$), foi utilizada para a previsão da resistência ao cisalhamento do solo saturado. Para as amostras não saturadas, contudo, foi necessário definir um critério de ponderação que considerasse a influência do ar intersticial nos valores de constante dielétrica dos fluidos que preenchem os vazios do solo. Assim, a constante dielétrica do fluido intersticial como um todo, em qualquer condição de saturação, foi calculada com o uso da Equação 35, que permite ponderar a participação de cada fluido e definir a constante dielétrica do fluido resultante da mistura (ε_{FR}).

$$\sqrt{\varepsilon_{FR}} = Sr.\sqrt{\varepsilon_{Fluido}} + (1 - Sr).\sqrt{\varepsilon_{rar}} \qquad \text{Equação 35}$$

Em que:

ε_{FR} – Constante dielétrica resultante dos fluidos presentes no solo calculada através da equação CRIM;

ε_{Fluido} – Constante dielétrica relativa do fluido de interesse presente no solo;

ε_{rar} – Constante dielétrica relativa do ar (~1);

Dessa forma, nas análises efetuadas, a diferença em termos de constante dielétrica é, na realidade, representada por ε_w - ε_{FR}. Para cada diferença ε_w - ε_{FR} foi calculada a relação

entre as resistências do solo quando preenchido por outros fluidos intersticiais e pela água somente, representada por q_f/q_w.

Com os resultados dos ensaios triaxiais obtidos em diferentes condições (amostras saturadas e não saturadas com os diferentes fluidos empregados e com sucção controlada e ensaiados a umidade considerada constante para a água), foi possível modelar o comportamento do solo em termos de resistência ao cisalhamento, utilizando-se a hipérbole apresentada na Equação 36.

$$q_f = \left\{ \frac{\left(\varepsilon_{rw} - \varepsilon_{FR}\right)\left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_3}\right)\left(\frac{T_{SF}}{T_{SW}}\right) + a}{a + b\left(\varepsilon_{rw} - \varepsilon_{FR}\right)\left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_3}\right)} \right\} q_w \qquad \text{Equação 36}$$

Em que:

q_f - Tensão desviadora na ruptura prevista para o fluido de interesse (kPa);

q_w - Tensão desviadora na ruptura obtida para o ensaio saturado com água (kPa);

ε_{rw} – Constante dielétrica da água (~80);

ε_{FR} – Constante dielétrica resultante dos fluidos presentes no solo calculada através da equação CRIM;

σ_{atm} – Pressão atmosférica (~100 kPa);

σ'_3 – Tensão confinante efetiva;

T_{SF} – Tensão superficial do fluido ensaiado (10^{-3} N/m);

T_{SW} - Tensão superficial da água (10^{-3} N/m);

a e b – Constantes do ajuste.

É importante ressaltar que a utilização das tensões superficiais dos fluidos na Equação 36 tem como base a Equação 4, por ser a pressão capilar função desse parâmetro e, desta forma, ao considerá-lo na formulação busca-se generalizar a modelagem proposta para o caso de diferentes fluidos intersticiais.

Na Tabela 48, Tabela 49 e Tabela 50 são apresentados os parâmetros dos ensaios triaxiais realizados no solo saturado, não saturado com sucção controlada e não saturado sem

controle de sucção, respectivamente. Essas tabelas trazem, na sequência, o tipo de fluido utilizado nos ensaios, o grau de saturação de cada amostra, a tensão de confinamento (σ'_3) do ensaio, os valores máximos de resistência do solo para cada fluido (q_f), e para a água (q_w), a relação q_f/q_w, a constante dielétrica do líquido presente nos vazios do solo ($\varepsilon_{Fluído}$), a constante dielétrica da mistura de fluidos presentes no solo (ε_{FR}), ponderada com base na Equação 35, a diferença entre as constantes dielétricas da água e do fluido resultante (ε_w - ε_{FR}) e a tensão superficial de cada fluido (T_S).

Tabela 48 – Parâmetros dos ensaios triaxiais saturados para os diferentes fluidos.

Fluido	Sr (%)	σ'_3 (kPa)	q_f (kPa)	q_w sat (kPa)	q_f/q_w Calc.	ε_{Fluido}	ε_{FR}	ε_{rw} - ε_{FR}	T_{SF} (10^{-3} N/m)
Ar (CS)	0	50	1280,93	252,78	5,07	1,00	1,00	79,00	70,75
	0	100	1579,76	334,99	4,72	1,00	1,00	79,00	70,75
	0	200	1842,70	453,06	4,07	1,00	1,00	79,00	70,75
	0	400	2206,13	665,36	3,32	1,00	1,00	79,00	70,75
Diesel (CS)	100	50	734,27	252,78	2,90	2,13	2,13	77,87	25,98
	100	100	877,25	334,99	2,62	2,13	2,13	77,87	25,98
	100	200	1108,69	453,06	2,45	2,13	2,13	77,87	25,98
	100	400	1210,01	665,36	1,82	2,13	2,13	77,87	25,98
Etanol (CS)	100	50	389,54	252,78	1,54	24,30	24,30	55,70	24,45
	100	100	470,73	334,99	1,41	24,30	24,30	55,70	24,45
	100	200	635,95	453,06	1,40	24,30	24,30	55,70	24,45
	100	400	971,00	665,36	1,46	24,30	24,30	55,70	24,45
Água (CS)	100	50	252,78	252,78	1,00	80,00	80,00	0,00	70,75
	100	100	334,99	334,99	1,00	80,00	80,00	0,00	70,75
	100	200	453,06	453,06	1,00	80,00	80,00	0,00	70,75
	100	400	665,36	665,36	1,00	80,00	80,00	0,00	70,75

Tabela 49 – Parâmetros dos ensaios triaxiais não saturados com sucção controlada para os diferentes fluidos.

Fluido	Sr (%)	σ'_3 (kPa)	q_f (kPa)	q_w sat (kPa)	q_f/q_w Calc.	ε_{Fluido}	ε_{FR}	$\varepsilon_{rw} - \varepsilon_{FR}$	T_{SF} (10^{-3} N/m)
Água (SS)	96,17	50	192,74	107,25	1,80	80,00	74,65	5,35	70,75
	96,17	100	201,95	144,92	1,39	80,00	74,65	5,35	70,75
	96,17	200	232,42	247,44	0,98	80,00	74,65	5,35	70,75
	95,89	50	248,36	107,25	2,32	80,00	74,27	5,73	70,75
	95,89	100	269,99	144,92	1,86	80,00	74,27	5,73	70,75
	95,89	200	285,66	247,44	1,15	80,00	74,27	5,73	70,75
	90,76	50	344,36	107,25	3,21	80,00	67,41	12,59	70,75
	90,76	100	354,48	144,92	2,34	80,00	67,41	12,59	70,75
	90,76	200	370,78	247,44	1,50	80,00	67,41	12,59	70,75
Etanol (CS)	88,23	50	598,87	252,78	2,37	24,30	19,95	60,05	24,45
	88,23	100	726,32	334,99	2,17	24,30	19,95	60,05	24,45
	88,23	200	794,53	453,06	1,75	24,30	19,95	60,05	24,45
	85,42	50	749,42	252,78	2,97	24,30	18,98	61,02	24,45
	85,42	100	810,63	334,99	2,42	24,30	18,98	61,02	24,45
	85,42	200	947,72	453,06	1,90	24,30	18,98	61,02	24,45
Diesel (CS)	91,01	50	776,18	252,78	3,07	2,13	2,01	77,99	25,98
	91,01	100	984,79	334,99	2,94	2,13	2,01	77,99	25,98
	91,01	200	1251,81	453,06	2,76	2,13	2,01	77,99	25,98
	88,34	50	852,85	252,78	3,38	2,13	1,98	78,02	25,98
	88,34	100	1028,67	334,99	3,07	2,13	1,98	78,02	25,98
	88,34	200	1200,92	453,06	2,65	2,13	1,98	78,02	25,98
	84,68	50	882,54	252,78	3,49	2,13	1,93	78,07	25,98
	84,68	100	992,82	334,99	2,96	2,13	1,93	78,07	25,98
	84,68	200	1214,31	453,06	2,84	2,13	1,93	78,07	25,98

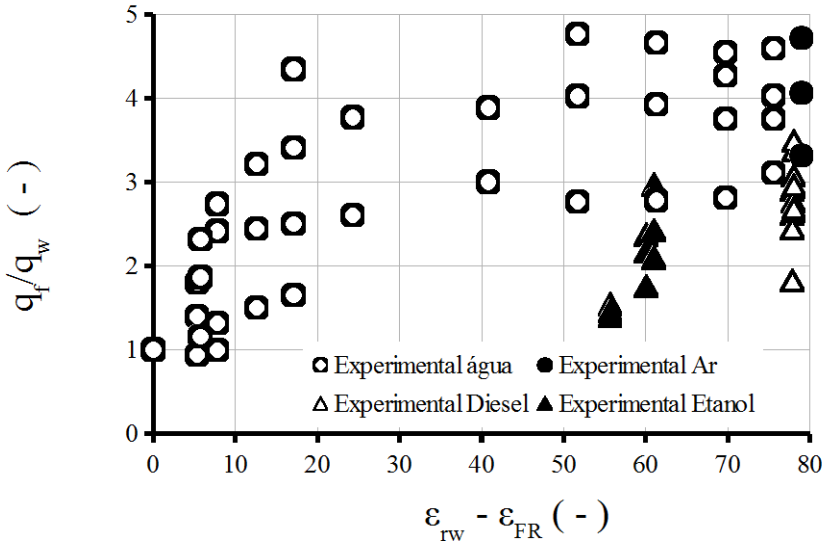
Tabela 50 – Parâmetros dos ensaios triaxiais não saturados com água à umidade considerada constante.

Fluido	Sr (%)	σ'_3 (kPa)	q_f (kPa)	q_w sat (kPa)	q_f/q_w Calc.	ε_{Fluido}	ε_{FR}	$\varepsilon_{rw} - \varepsilon_{FR}$	T_{SF} (10^{-3} /m)
Água (cw)	13,76	50	1160,45	252,78	4,59	80,00	4,38	75,62	70,75
	13,76	100	1348,66	334,99	4,03	80,00	4,38	75,62	70,75
	13,76	200	1701,44	453,06	3,76	80,00	4,38	75,62	70,75
	13,76	400	2071,42	665,36	3,11	80,00	4,38	75,62	70,75
	27,71	50	1148,97	252,78	4,55	80,00	10,25	69,75	70,75
	27,71	100	1430,24	334,99	4,27	80,00	10,25	69,75	70,75
	27,71	200	1700,85	453,06	3,75	80,00	10,25	69,75	70,75
	27,71	400	1872,42	665,36	2,81	80,00	10,25	69,75	70,75
	41,85	50	1303,61	252,78	5,16	80,00	18,70	61,30	70,75
	41,85	100	1561,52	334,99	4,66	80,00	18,70	61,30	70,75
	41,85	200	1779,64	453,06	3,93	80,00	18,70	61,30	70,75
	41,85	400	1850,89	665,36	2,78	80,00	18,70	61,30	70,75
	54,38	100	1596,87	334,99	4,77	80,00	28,30	51,70	70,75
	54,38	200	1822,47	453,06	4,02	80,00	28,30	51,70	70,75
	54,38	400	1842,35	665,36	2,77	80,00	28,30	51,70	70,75
	66,23	100	1699,06	334,99	5,07	80,00	39,21	40,79	70,75
	66,23	200	1760,00	453,06	3,88	80,00	39,21	40,79	70,75
	66,23	400	1996,85	665,36	3,00	80,00	39,21	40,79	70,75
	81,33	100	1682,78	334,99	5,02	80,00	55,67	24,33	70,75
	81,33	200	1708,47	453,06	3,77	80,00	55,67	24,33	70,75
	81,33	400	1735,06	665,36	2,61	80,00	55,67	24,33	70,75
	87,23	50	466,07	107,25	4,35	80,00	62,88	17,12	70,75
	87,23	100	493,51	144,92	3,41	80,00	62,88	17,12	70,75
	87,23	200	618,72	247,44	2,50	80,00	62,88	17,12	70,75
	87,23	400	629,94	382,02	1,65	80,00	62,88	17,12	70,75
	94,37	50	293,37	107,25	2,74	80,00	72,20	7,80	70,75
	94,37	100	349,78	144,92	2,41	80,00	72,20	7,80	70,75
	94,37	200	324,96	247,44	1,31	80,00	72,20	7,80	70,75
	94,37	400	379,31	382,02	0,99	80,00	72,20	7,80	70,75

Vale ressaltar, conforme já expressado ao longo do texto, que a resistência do solo saturado com água (q_w), apresentada nas tabelas, e que será utilizada na relação q_f/q_w para a modelagem, contempla as duas condições dos ensaios realizados, ou seja, com e sem secagem prévia dos corpos de prova. Isso se faz necessário pois os CPs ensaiados com água na condição não saturada não foram secados previamente, ao passo que, para a adição dos demais fluidos ao solo, houve secagem prévia das amostras. No caso dos ensaios não saturados com sucção controlada, esse procedimento se faz necessário pois, embora os graus de saturação das amostras tenham sido atingidos pelo processo de secagem, em sua maioria, algumas amostras foram ensaiadas com Sr superior ao da compactação e, portanto, tiveram que ser umidificadas. Dessa forma, as amostras com Sr $\leq$ 81,33% a resistência do solo saturado com água considerada na comparação foi a obtida com secagem prévia. Por outro lado, aquelas amostras com Sr > 81,33% a resistência do solo saturado com água considerada na comparação foi a obtida sem secagem prévia.

Com esses resultados representados em um gráfico cujo eixo das abscissas é a diferença $\varepsilon_w - \varepsilon_{FR}$ e o eixo das ordenadas é a relação (q_f/q_w), chega-se aos resultados apresentados na Figura 120.

Figura 120 – Relação (q_f/q_w) x ($\varepsilon_w - \varepsilon_{FR}$) para o solo em diferentes gaus de saturação, para os diferentes fluidos.



O melhor ajuste aos dados experimentais com o uso da Equação 36 foi obtido considerando a = 3,7, b = 0,16, o qual correspondeu a um $R^2 = 0,88$. O resultado desse ajuste está ilustrado na Figura 121. A comparação entre os pontos experimentais e a reta de 45º de melhor ajuste (linha de igualdade) está demonstrada na Figura 122.

Figura 121 – Ajuste dos dados experimentais saturados utilizando-se a Equação 36.

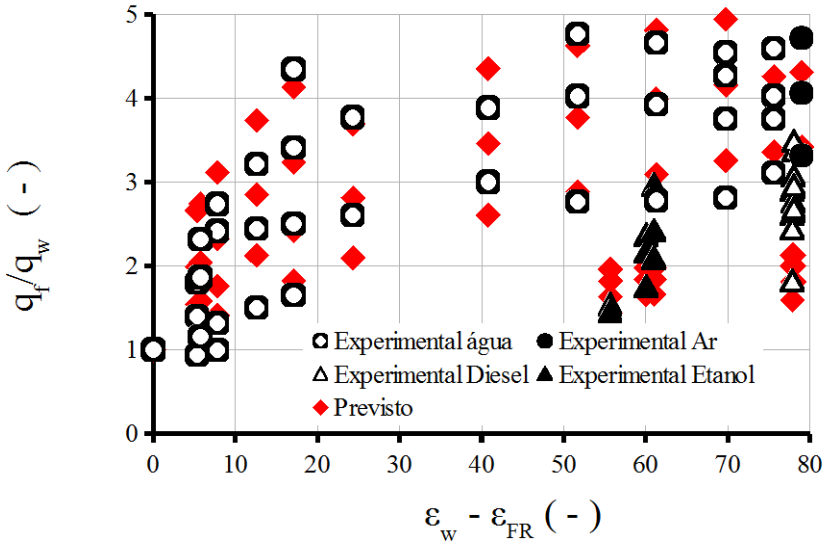
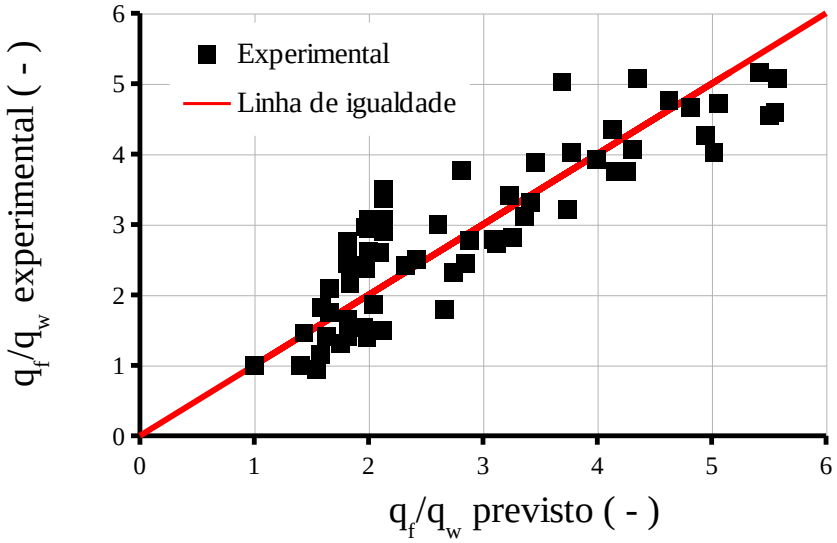


Figura 122 – Comparação entre valores experimentais e previstos de resistência ao cisalhamento do solo.



Ao analisar o ajuste dos resultados dos ensaios triaxiais, para as diferentes condições de ensaio, apresentado na Figura 121, especialmente para os ensaios com água onde uma

larga faixa de sucção foi testada, percebe-se que a utilização da diferença (ε_{rw} - ε_{FR}) como parâmetro para o estabelecimento da resistência do solo, conduz a resultados satisfatórios. Desta forma, é possível inferir que, no presente estudo, os diferentes valores de sucção experimentados pelo solo, em função da variação da quantidade de água presente no meio poroso, podem ser traduzidos em termos de variação da constante dielétrica resultante do fluido intersticial.

4.7.1 Verificação do modelo proposto para diferentes solos

Para verificação da eficiência do modelo de ajuste proposto na Equação 29, em diferentes tipos de solos e condições das amostras ensaiadas, serão ajustados os resultados obtidos por Machado (1998) e Oliveira (2004) em seus trabalhos de doutoramento, através de ensaios realizados em amostras indeformadas e compactadas, respectivamente.

Nos experimentos de Machado (1998) foram ensaiados corpos de prova indeformados da cidade de São Carlos/SP, coletados nas profundidades de 2, 5 e 8m. Os resultados dos ensaios de caracterização realizados por Machado (1998) estão apresentados na Tabela 51.

Tabela 51 – Caracterização do solo de Machado (1998).

Prof. (m)	Granulometria (%)			Limites de consistência (%)			γ_S (kN/ m³)	e	n
	areia	silte	argila	W_L	W_P	I_P			
2,0	60,8	11,9	27,3	27,9	16,0	11,9	27,10	0,99	0,50
5,0	66,7	5,9	27,4	30,9	19,8	11,1	27,50	0,88	0,47
8,0	68,9	13,7	17,4	28,4	17,2	11,2	27,10	0,68	0,41

Fonte: Machado (1998).

Os solos do experimento de Machado (1998), coletados nas diferentes profundidades, são materiais com predominância arenosa, com aproximadamente 31% a 39% passando na #200 (0,075 mm) e menos de 30 % de argila, com Ip médio de 11,4%.

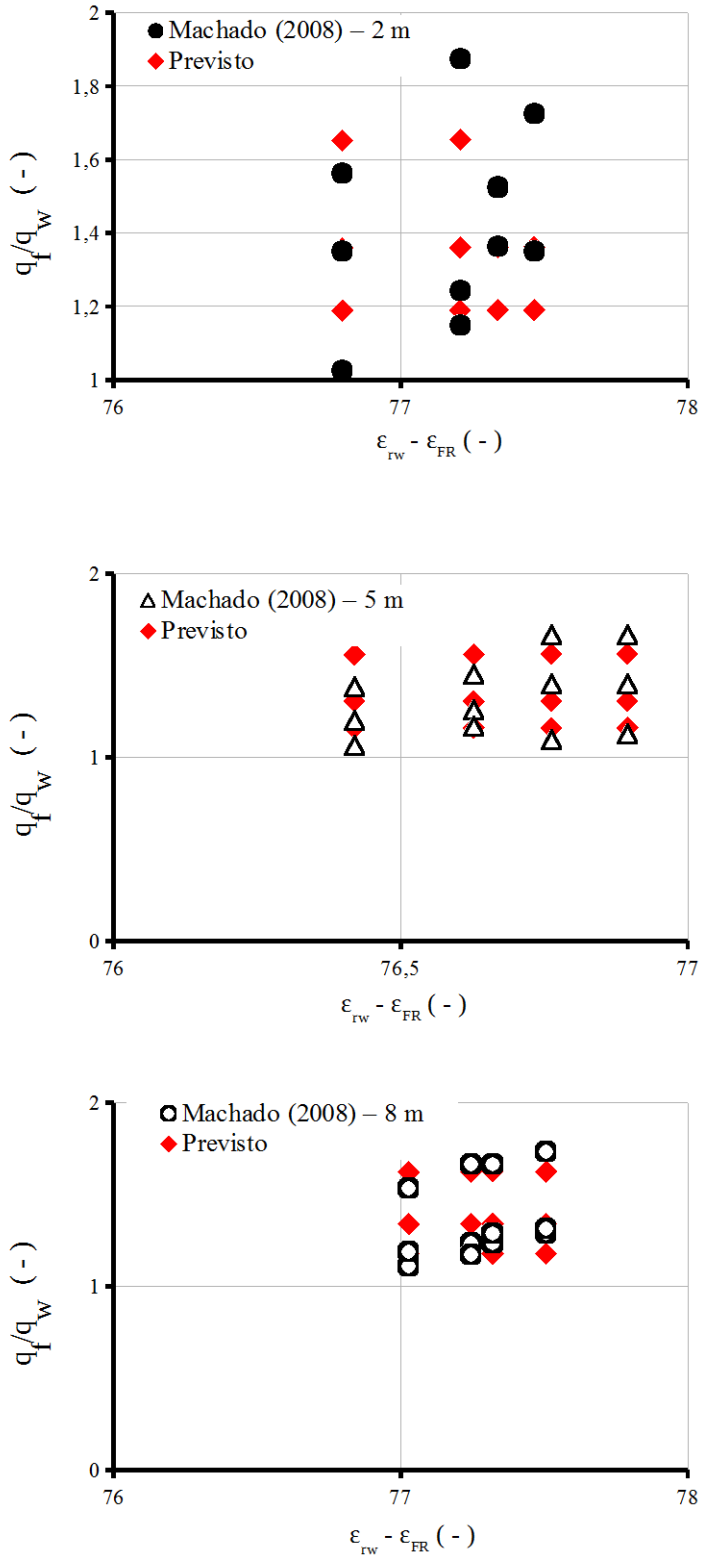
Os ensaios triaxiais executados por Machado (1998) foram do tipo CD, em amostras saturadas e não saturadas com água, com sucção controlada de 40, 80, 120 e 160 kPa. Os resultados desses ensaios estão apresentados na Tabela 52 (q_f e q_w) no mesmo formato das tabelas utilizadas anteriormente para o ajuste dos resultados dos ensaios do presente trabalho.

Os resultados de Machado (1998) foram ajustados pela Equação 36 para os solos coletados em cada profundidade, conforme a Figura 123.

Tabela 52 – Resultados dos ensaios saturados não saturados de Machado (1998) e demais parâmetros do ajuste com base na Equação 36.

Solo	Sr (%)	σ'_3 (kPa)	q_f (kPa)	q_w sat (kPa)	q_f/q_w Calc.	ε_{Fluido}	ε_{FR}	$\varepsilon_{rw} - \varepsilon_{FR}$	T_{SF} (10^{-3} N/m)
2 m	9,94	50	62,00	40,00	1,56	80,00	3,20	76,80	70,75
	9,94	100	135,00	100,00	1,35	80,00	3,20	76,80	70,75
	9,94	200	190,00	185,00	1,03	80,00	3,20	76,80	70,75
	8,45	50	75,00	40,00	1,88	80,00	2,79	77,21	70,75
	8,45	100	115,00	100,00	1,15	80,00	2,79	77,21	70,75
	8,45	200	230,00	185,00	1,24	80,00	2,79	77,21	70,75
	7,95	100	152,50	100,00	1,53	80,00	2,66	77,34	70,75
	7,95	200	252,50	185,00	1,36	80,00	2,66	77,34	70,75
	7,46	100	172,50	100,00	1,73	80,00	2,54	77,46	70,75
	7,46	200	250,00	185,00	1,35	80,00	2,54	77,46	70,75
5 m	11,23	50	105,00	87,50	1,20	80,00	3,58	76,42	70,75
	11,23	100	145,00	105,00	1,38	80,00	3,58	76,42	70,75
	11,23	200	255,00	240,00	1,06	80,00	3,58	76,42	70,75
	10,53	50	110,00	87,50	1,26	80,00	3,37	76,63	70,75
	10,53	100	152,50	105,00	1,45	80,00	3,37	76,63	70,75
	10,53	200	280,00	240,00	1,17	80,00	3,37	76,63	70,75
	10,06	50	122,50	87,50	1,40	80,00	3,24	76,76	70,75
	10,06	100	175,00	105,00	1,67	80,00	3,24	76,76	70,75
	10,06	200	262,50	240,00	1,09	80,00	3,24	76,76	70,75
	9,59	50	122,50	87,50	1,40	80,00	3,11	76,89	70,75
	9,59	100	175,00	105,00	1,67	80,00	3,11	76,89	70,75
	9,59	200	270,00	240,00	1,13	80,00	3,11	76,89	70,75
8 m	9,11	50	115,00	75,00	1,53	80,00	2,97	77,03	70,75
	9,11	100	152,50	137,50	1,11	80,00	2,97	77,03	70,75
	9,11	200	237,50	200,00	1,19	80,00	2,97	77,03	70,75
	8,30	50	125,00	75,00	1,67	80,00	2,75	77,25	70,75
	8,30	100	170,00	137,50	1,24	80,00	2,75	77,25	70,75
	8,30	200	235,00	200,00	1,18	80,00	2,75	77,25	70,75
	8,02	50	125,00	75,00	1,67	80,00	2,68	77,32	70,75
	8,02	100	170,00	137,50	1,24	80,00	2,68	77,32	70,75
	8,02	200	257,50	200,00	1,29	80,00	2,68	77,32	70,75
	7,29	50	130,00	75,00	1,73	80,00	2,49	77,51	70,75
	7,29	100	177,50	137,50	1,29	80,00	2,49	77,51	70,75
	7,29	200	262,50	200,00	1,31	80,00	2,49	77,51	70,75

Figura 123 – Ajuste dos resultados de Machado (1998) com o uso da Equação 36 para os solos coletados nas profundidades de 2, 5 e 8 m.



Os valores dos parâmetros a e b da Equação 36 que conduziram aos melhores ajustes dos resultados experimentais de Machado (2008) estão apresentados Tabela 53, juntamente com os respectivos valores de R^2.

Tabela 53 – Parâmetros a e b dos resultados de Machado (2008).

Solo	a	b	R^2
2 m	150	0,22	0,88
5 m	175	0,23	0,88
8 m	163	0,21	0,92

Os ensaios de Oliveira (2004) foram realizados em um solo residual do granulito gnaisse do Estado de São Paulo, cujas principais características estão definidas na Tabela 54.

Tabela 54 – Caracterização do solo de Oliveira (2004).

Densidade dos grãos (g/cm³)	2,71
Limite de liquidez (%)	47
Limite de plasticidade (%)	34
Índice de plasticidade (%)	13
Areia média (%)	6
Areia fina (%)	28
Silte (%)	46
Argila (%)	20
Classificação unificada	ML

Fonte: Oliveira (2004).

Trata-se, portanto, de um solo fino, com 66% passando na peneira #200 (0,075 mm) e índice de plasticidade de 13%.

Oliveira (2004) realizou ensaios triaxiais saturados e não saturados com água, com medição da variação da sucção com o uso de um tensiômetro, em amostras compactadas na umidade ótima. Os parâmetros de compactação das amostras compactadas por Oliveira (2004) estão sumarizados na Tabela 55.

Tabela 55 – Dados de compactação dos CPs para os ensaios triaxiais.

γ_d ((kN/ m³)	w_{ot} (%)	e	Sr (%)
15,30	25,30	0,77	88,90

Fonte: Oliveira (2004).

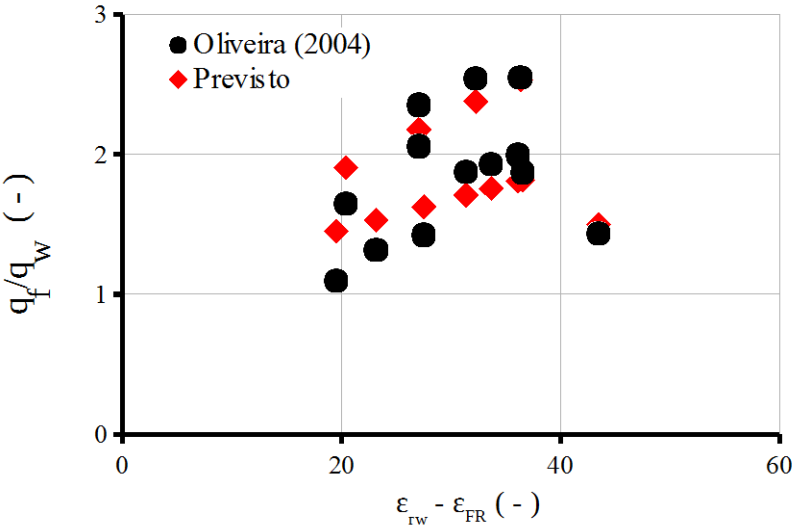
Os resultados dos ensaios triaxiais realizados por Oliveira (2004) também estão apresentados na Tabela 56 (q_f e q_w) no mesmo formato das tabelas utilizadas anteriormente.

Tabela 56 – Resultados dos ensaios saturados não saturados de Oliveira (2004) e demais parâmetros do ajuste com base na Equação 36.

Fluido	Sr (%)	σ'_3 (kPa)	q_f (kPa)	q_w sat (kPa)	q_f/q_w Calc.	ε_{Fluido}	ε_{FR}	$\varepsilon_{rw} - \varepsilon_{FR}$	T_{SF} (10^{-3} N/m)
	79,00	50	162,10	78,80	2,06	80,00	52,94	27,06	70,75
	82,30	100	189,50	143,85	1,32	80,00	56,82	23,18	70,75
	79,00	50	185,50	78,80	2,35	80,00	52,94	27,06	70,75
	78,60	100	204,90	143,85	1,42	80,00	52,48	27,52	70,75
	74,40	50	200,40	78,80	2,54	80,00	47,76	32,24	70,75
	75,20	100	269,60	143,85	1,87	80,00	48,64	31,36	70,75
Água	70,60	50	201,00	78,80	2,55	80,00	43,67	36,33	70,75
	70,40	100	269,20	143,85	1,87	80,00	43,46	36,54	70,75
	70,80	100	287,10	143,85	2,00	80,00	43,88	36,12	70,75
	84,60	50	129,90	78,80	1,65	80,00	59,61	20,39	70,75
	85,30	100	157,60	143,85	1,10	80,00	60,47	19,53	70,75
	73,10	100	277,20	143,85	1,93	80,00	46,34	33,66	70,75
	63,50	200	304,20	211,80	1,44	80,00	36,54	43,46	70,75

Os resultados de Oliveira (2004), ajustados pela Equação 36, estão apresentados na Figura 124. O melhor ajuste desses dados experimentais foi obtido considerando a = 39,0 e b = 0,07, o qual correspondeu a um $R^2 = 0,81$.

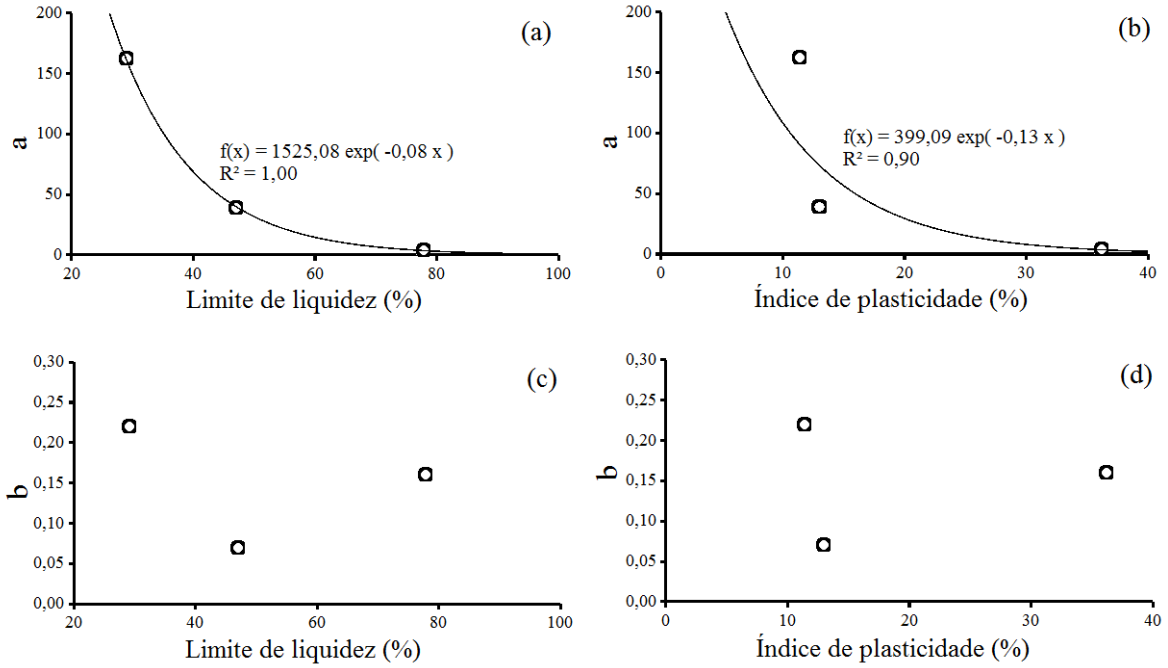
Figura 124 – Ajuste dos resultados de Oliveira (2004) com o uso da Equação 36.



Os ajustes dos resultados experimentais de Machado (1998) e Oliveira (2004), com valores de coeficiente de correlação elevados (acima de 0,75), pelo fato de tratar-se de diferentes solos e condições de ensaio (amostras compactadas e indeformadas) indicam que esse método de ajuste proposto é um caminho interessante a ser perseguido. Vale chamar a atenção para os diferentes valores das constantes de ajuste "a" e "b", obtidos para os diferentes solos. Como o fluido intersticial interage, predominantemente, na fração fina do solo, estas constantes de ajuste são muito provavelmente uma função da textura e mineralogia do solo e, consequentemente, da plasticidade de cada material. Enquanto no solo do presente estudo 56% do material é argila, com Ip de 36,2%, nos solos estudados por Machado (1998) são menos de 30% de argila com Ip da ordem de 11,4%, enquanto no material de Oliveira (2004) apenas 20% é argila com Ip de 13%.

A Figura 125 as variações de "a" e "b", da Equação 36, em função do limite de liquidez e índice de plasticidade dos diferentes solos analisados, sendo: (a) a x w_L; (b) a x Ip; (c) b x w_L; e (d) b x Ip.

Figura 125 – Variação das constantes de ajuste em função de w_L e I_P.



A variação de “a”, tanto com w_L quanto com I_P, apresentou um comportamento bem definido, com diminuição desse parâmetro com o aumento da plasticidade do solo, de forma não linear, ajustado por uma equação exponencial. Entretanto, o ajuste em função do limite de liquidez, que culminou num R^2 igual a 1,0, parece ser uma alternativa promissora para sua determinação para diferentes solos. Com relação à variação de “b”, embora ambos os ajustes, tanto em função de w_L quanto de I_P, apresentarem tendência de queda com o aumento da plasticidade, esse comportamento não ficou bem definido.

5. CONCLUSÕES

No presente estudo procurou-se compreender como a resistência ao cisalhamento do solo é afetada pela presença de diferentes fluidos intersticiais, admitindo-se que a constante dielétrica relativa de cada fluido influencia, de forma determinante, na sua interação com o solo. Com os resultados experimentais obtidos, aliados às respectivas analises ao longo texto, é possível concluir à cerca de alguns temas considerados de maior relevância, relacionados às curvas de retenção do solo aos diferentes fluidos empregados, ao efeito das condições de secagem dos corpos de prova, ao efeito da natureza do fluido intersticial, à resistência ao cisalhamento do solo em condições não saturadas, aos ensaios realizados sem controle de sucção e, por fim, e não menos importante, à modelagem da resistência ao cisalhamento do solo.

Curvas de retenção do solo aos diferentes fluidos empregados

Com base nas avaliações realizadas e nos resultados alcançados, pode-se concluir que a curva de retenção do solo é influenciada pela trajetória seguida no ensaio, se secagem ou umedecimento, resultando em histerese.

Na comparação entre os diferentes fluidos, ensaiados pelo processo de secagem, nos resultados alcançados não foi possível identificar o escalonamento capilar para o diesel e o etanol em relação à água. Esta análise ficou prejudicada pelo fato de que as amostras com água não foram secas previamente antes da saturação.

Efeito das condições de secagem dos corpos de prova

Os resultados dos ensaios triaxiais com o solo saturado com água, com e sem secagem prévia dos CPs após a compactação, ratificados pelos ensaios de compressão confinada, indicaram haver grande influência da tensão de pré-consolidação gerada no processo de secagem das amostras, resultando no aumento da resistência do solo.

Efeito da natureza do fluido intersticial

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados com o solo saturado com os diferentes fluidos demonstraram haver uma relação não linear entre a resistência ao cisalhamento do solo e a constante dielétrica relativa do fluido, de forma que quanto maior for a constante dielétrica relativa do fluido intersticial, menor a resistência ao cisalhamento do solo. A explicação para tal comportamento está vinculada ao fato de que a polaridade do fluido afeta os campos elétricos em volta das partículas de argila, a espessura da camada dupla e, assim, as interações elétricas entre as partículas, que são incrementadas.

Resistência ao cisalhamento do solo em condições não saturadas

Para a condição não saturada, os ensaios com sucção controlada resultaram na obtenção de parâmetros ϕ^b aproximadamente constantes, com o nível de sucção empregado, para os três fluidos analisados. Este fato deve estar relacionado ao alto valor de entrada de ar e aos altos valores de graus de saturação das amostras, que por sua vez propiciaram áreas de atuação para a água intersticial similares as obtidas para os solos saturados.

A partir dos resultados obtidos pôde-se ainda perceber que a influência da sucção na resistência do solo reduziu, à medida que a polaridade do fluido intersticial diminuiu, de forma que a magnitude dos valores do parâmetro ϕ^b obtidos para os diferentes fluidos decresceu, para fluidos menos polares. Isto pode ser explicado pela menor diferença entre a polaridade do fluido intersticial e a polaridade do ar. Em outras palavras, para fluidos de menor polaridade, o solo já parte de um alto valor de resistência inicial, sendo menos marcante o seu ganho de resistência com a secagem.

Ensaios realizados sem controle de sucção

Os ensaios não saturados com água, sem controle de sucção, apresentaram valores de resistência compatíveis com os valores obtidos a partir dos ensaios realizados com controle de sucção e proporcionaram uma análise mais ampla do comportamento do solo para uma

larga faixa de graus de saturação. Os resultados demonstraram haver um comportamento de pico de resistência do solo, não ocorrendo necessariamente na umidade residual, sendo que esse comportamento foi influenciado pela tensão de confinamento.

Modelagem da resistência ao cisalhamento do solo

A modelagem hiperbólica proposta para previsão da resistência ao cisalhamento do solo, tendo como base a constante dielétrica, indica um caminho promissor para o entendimento do comportamento do solo em termos de resistência ao cisalhamento, trazendo consigo algumas vantagens quando comparada às modelagens tradicionais que utilizam a sucção como parâmetro central. A principal delas seja, provavelmente, a facilidade de determinação da constante dielétrica de cada fluido presente no solo, função do grau de saturação apenas, quando comparado aos diferentes métodos de determinação e controle da sucção nas amostras, principalmente para fluidos diferentes da água.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**. Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

_____. **NBR 6457**: Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

_____. **NBR 6508**: Solo – Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm - Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984, 13p.

_____. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação, Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

Abramento, M. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: considerações teóricas e estudo experimental**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo/SP. 169p, 1988.

Abramento, M. e Carvalho, C. S. **Deslizamento em encostas da Serra do Mar**. Solos e Rochas, v. 12, número único, p. 27-36, 1989.

Alhanati, L. S. Alfaconnection. **Conceitos básicos sobre tensão superficial**. Disponível em: http://www.alfaconnection.pro.br/fisica/fisicoquimica/tensao-superficial/conceitos-basicos/. Acesso em: 08/10/2016.

Alonso, E. E., Gens, A., Hight, D. W. Special Problems soils. General Report. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Dublin, 1987.

Alonso, E. E., Gens, A., Josa, A. **A constitutive model for partially saturated soils**. Géotechnique, v. 40, n. 3, p. 405-430, 1990.

Anandarajah A. e Zhao D. **Triaxial Behavior of Kaolinite in Different Pore Fluids**, Journal of Geotechnical and Geo Environmental Engineering, 126, n. 2, p. 148-156, 2000.

Bishop, A. W. **The principle of effective stress**. Teknisk Ukeblad I Samarbeide Med Teknikk, Oslo, Norway, 106(39), p. 859–863, 1959.

Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., Donald, I. B**. Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils**. Proc. Am. Sot. Ciu. Engrs Research Conj: Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, p. 503-532; 1027-1042, 1960.

Bishop, A. W., Henkel, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. 2nd ed. London, England: Edward Arnold, 227p, 1962.

Blight, G. E. **Aspects of the capillary model of unsaturated soils**. 7th Asian Reg. Conference on S. M. F. E., Haifa, v. 1, p. 3-7, 1983.

Botelho, B. S. **Equipamento triaxial cúbico para ensaios em solos saturados e não saturados com sucção matricial controlada**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa/MG. 116p, 2007.

Borges, A.F. **Avaliação dos mecanismos de transporte de hexaclorociclohexano (HCH) no solo da Cidade dos Meninos, Duque de Caxias, RJ**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 1996.

Brown, K. W., Anderson, D. C. **Effects of organic solvents on the permeability of clay soils**. Environmental Protection Agency (U.S.), EPA-600/S283-016., 1983.

Brown, K. W., Thomas, J. C. **Conductivity of three commercially available clays to petroleum products and organic solvents**. J. of Hazardous Wastes 1: p.545-553, 1984.

Brunnauer, S., Emmett, P. H., Teller, E. **Adsorption of Gases in Multimolecular Layers**. Journal of the American Chemical Society, v. 60, p. 309-316, 1938.

Budhu, M., Giese Jr., R. F., Campbell, G., Baumgrass, L. **The permeability of soils with organics fluids**. Canadian Geotechnical Journal, v. 28: p. 140-147, 1991.

Buckingham, E. **Studies on the movement of soil moisture**. Bulletin 38. USDA Bureau of Soils, Washington, DC, 1907.

Calvello, M., Lasco, M., Vassalo, R. e Di Maio, C. **Compressibility and residual shear strength of smectitic clays: influence of pore aqueoussolutions and organic solvents**. Rivista Italiana di Geotecnica, p. 34-46, 2005.

Carcione, J. M. Seriani, G. **An electromagnetic modeling tool for the detection of hydrocarbons in the subsoil**. Geophysical Prospecting, v. 48, p. 231-256. 2000.

Cardoso, L. S. P. **Desenvolvimento de um equipamento para o estudo do transporte de poluentes automotivos em solos não saturados**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Salvador/BA, 117p, 2006.

Cardoso, L. S. P. **Estudo do transporte de poluentes imiscíveis em solos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal da Bahia, Salvador/BA, 145p, 2011.

Carvalho, T. M. O. **Efeitos de um licor cáustico na resistência ao cisalhamento de um solo residual de sienito e um coluvionar indeformados**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 167p, 2006.

Chandler, R. J.; Crilly, M. S. e Montgomery-Smith, G. **A low cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings**. Institute of Civil Engineering 92, Proceedings..., p. 82-89, 1992.

Confederação Nacional do Transporte (CNT). **Pesquisa CNT de rodovias**, 420p, 2015.

Davis J. L., Annan A. P. **Ground Penetrating Radar For High Resolution Mapping of Soil and Rock Stratigraphy**. Geophysical Prospecting, p. 531–551. 1989.

Dedavid, B. A., Gomes, C. I. **Machado, G. Microscopia eletrônica de varredura - Aplicações e preparação de amostras: Materiais Poliméricos, metálicos e semicondutores**. EDIPUCRS, Porto Alegre/RS. 60p, 2007.

Delage, P., Suraj de Silva, G. P. R., De Laure, E. **Um noveal appareil triaxial pourlês sol nom satures**. European Conference on Soil Mechanic and Foudation Engineering, Dublin, 1987.

Di Maio C., Santoli L. e Schiavone P. **Volume change behavior of clays: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state**. Mechanics of materials, v. 36, p. 435-451, 2004.

Edil, T. B., Motan, S. E., Toha, F. X. **Mechanical behavior and testing methods of unsaturated soils**. Laboratory shear strength of soil. ASTM STP 740, p. 114-129, 1981.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – Embrapa Solos. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 3.ed. Brasília: Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento. 353p, 2013.

Escario, V., Jucá, J. F. T. **Strength and deformation of partly saturated soils**. Proceedings of 12th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, v. 36, n. 3, p. 453-456, 1989.

Escario, V., Sáez, J. **The shear strength of partly saturated soils**. Géotechnique, volume 36, n. 3, p. 453-456, 1986.

Escario, V., Sáez, J. **Shear strength of partly saturated soils versus suction**. In: International Conference of expansive Soils. New Delhi, v. 2, p. 141-143, 1987.

Esteban, F., Sáez, J. **A device to measure the swelling of rock samples whit control of the suction up to very high values**. ISRM, Symposium on Rock Mechanics and Power Plants. Madrid. v. 2, 1988.

Fang, H. Y. **Introduction to environmental Geotechnology**. New York, CRC Press LLC, 230p, 1997.

Fernandez, F., Quigley, R. M. **Hydraulic Conductivity of Natural Clays Permeated with Simple Liquid Hydrocarbons**. Canadian Geotechnical Journal. v. 22, p. 205-214, 1985.

Fernandez, F., Quigley, R. M. **Viscosity and dielectric constant controls on the hydraulic conductivity of clayey soils permeated with water-soluble organics**. Canadian Geotechnical Journal. v. 25, p 582-589, 1988.

Fredlund, D. G. **Appropriate concepts and technology for unsaturated soils**. Canadian Geotechnical Journal, v. 16, p. 121-139, 1979.

Fredlund, D. G. **The character or the shear strength envelope for unsaturated soils**. In: De Mello Volume. São Paulo. Edgar Blucher Ltda. p. 142-149, 1990.

Fredlund, D. G. **Unsaturated soil mechanichs in engineering practice**. The 2005 Terzaghi Lecture; Journal of Geotechnical and Geoenvirommentel Engineering, ASCE, vol. 132, nº 3. Pp 286-321. 2006.

Fredlund, D. G., Morgenstem, N. R. **Stress state variables for unsaturated soils**. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proceedings or the American Society or Civil Engineering, New York, 103 (GT5): 447-466, 1977.

Fredlund, D. G., Morgenstem, N. R., A. Widger, R. **The Shear Strength of Unsaturated Soils**. Canadian Geotechnical Journal, v. 15, n. 3, p. 313-321, 1978.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Gan, J. K. M. **Non-linearity of strength envelope for unsaturated soils**. In: International Conference of expansive Soils. New Delhi, v. 2, p. 49-54, 1987.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, INC, 1993.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Fredlund, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics for Engineering Practice**. John Wiley & Sons, INC, 2012.

Fredlund, D. G., Xing. A. **Equations for the soil-water characteristic curve**. Canadian Geotechnical Journal, v. 15, n. 3, p. 521-532, 1994.

Garcia, J. R. Rodrigues, R. A., Lollo, J. A. **A Influência de Diferentes Fluidos de Inundação no Colapso Estrutural de um Solo Arenoso Laterítico**. Revista Engenharia Civil, Universidade do Minho, número 21. p. 49-58, 2004.

Georgetti, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP. 108p, 2010.

Ghildyal, B. P., Tripathi, R. P. **Soil Physics**. Wiley Eastern Limited. New Delhi, 656p, 1987.

Gilligan, E. D., Clemence, S. P. **Fabric and engineering behavior of organicsaturated clays**. Bulletin of the Association of Engineering Geologists, v. 21: p. 515-529, 1984.

Grim, R. E. **Applied Clay Mineralogy**. New York, McGraw-Hill Book Company. 422 p, 1962.

Grim, R. E. **Clay Mineralogy.** New York: McGraw-Hill Book Company, 1968.

Halliday, D., Resnick, R., Walker, J. Fundamentos de Física. v. 3: Eletromagnetismo. 7ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 376p, 2007.

Hillel, D. **Phisical principles**. Soil and water: Physical priciples and process. New York: Academic Press, p. 5-127, 1971.

Hillel, D. **Fundamentals of Soil Phisics**. San Diego, USA: Academic Press. 413p, 1980.

Hilf, J. W. **An investigation of pore-water pressure in compacted cohesives soils**. Ph.D. Thesis. Faculty of the Graduate Scholl of the University of Colorado, Derver, 109p, 1956.

Ho, D. Y. F., Fredlund, D. G. **A multistage triaxial test for unsaturated soils**. Geotechnical Testing Journal. v. 5, n. 1, p. 18-25, 1982.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Manual Técnico de Geologia**. 1998.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MEIO AMBIENTE (IBAMA). **Relatório de acidentes ambientais**. 2014.

Jucá, J. F. T. **Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succion controlada**. Doutorado. Universidad Politecnica de Madrid, 346p, 1990.

Kaya, A., Fang, H. **The effects of organic fluids on physicochemical parameters of fine-grained soils**. Canadian Geotechnical Journal, v. 37, p. 943–950, 2000.

Kaya, A., Fang, H. **Experimental evidence of reduction in attractive and repulsive forces between clay particles permeated with organic liquids**. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, p. 632–640, 2005.

Kaya, A., Lloyd, T.B., Fang, H.Y. **Interfacial parameters and work of adhesion in solid–liquid systems**. Geotechnical Testing Journal, v. 23, p. 464–471, 2000.

Kaya, A., Yukselen, Y. **Settling of Kaolinite in Different Aqueous Environment**. Marine Georesources and Geotechnology, v. 24, p. 203–218, 2006.

Kinsky, J., Frydman, S., Zaslavsky, D. **The effect of different dielectric liquids on the engineering properties of clay**. Proceedings, 4th Asian regional Conference on SMFE, v. 1, p. 369-372, 1971.

Kirchner, J. **Data analysis Toolkit10#: Simple linear regression**. Disponível em: http://seismo.berkeley.edu/~kirchner/eps_120/Toolkits/Toolkit_10.pdf. Acesso em: 15 mar. 2016.

Lambe, T.W., Whitman, R.V. Soil Mechanics, New York, John Wiley & Sons, Inc., 553p, 1969.

Leij, F., Sciortino, A., Dane, J., Naylor, M. **Hydraulic properties of soils subjected to aqueous solutions with diesel or ethanol-blended diesel**. Geoderma. p. 288-295, 2011.

Leverett, M. C., Lewis, W. B. **Steady flow of gas-oil-water mixtures through unconsolidated sands**. Trans. AIME, n. 142, p. 107-116, 1941.

Libardi, P.L. **Dinâmica da Água no Solo**. São Paulo, Editora da Universidade de São Paulo (EDUSP), 344p, 2005.

Lima, E. R. A. **Cálculo de propriedades físico-químicas de sistemas coloidais via equação de poisson-boltzmann**. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, 104p, 2008.

Machado, S.L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP, 360p, 1998.

Machado, S. L., Dourado, K. A. **Novas tecnicas para obtencao da curva característica de sucção do solo**. In: 4º Simpósio Brasileiro de solos não saturados, Porto Alegre. v.1. p.325–336. 2001.

Machado, S. L., Vilar. O. M. **Shear Strength of unsaturated soils: Laboratory tests ans predicting equations**. Solos e Rochas. v. 21(2), p. 65-78 (In Portuguese), 1998.

Machado, S. L., Vilar, O. M. **Geotechnical characteristics of an unsaturated soil deposit at São Carlos, Brazil**. Tan et al. (eds), Characterisation and Engeneering Properties of Natural Soils, Ed. Swets & Zeitlinger Publishers, Lisse, Netherlands, v. 2, p. 1305-1321, 2003.

Martins, A. P. S. **Estudo da influência das interações físico-químicas no comportamento de dois solos tropicais do Município de Ouro Preto/MG**. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, 336p, 2005.

Mesri, G., Olson, R. E. **Mechanisms controlling the permeability of clays.** Clays and Clay Minerals, v. 19: p. 151-158, 1971.

Mitchell, J.K. Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons, New York, 1976.

Nutting, P.G. **Physical analysis of oil sands**: Am. Assos. Petroleum. Geologists Bull. v.14, p. 1337-1349, 1930.

Olgun, M., Yildiz, M. **Effect of organic fluids on the geotechnical behavior of a highly plastic clayey soil**. Applied Clay Science, p. 615-621, 2010.

Olgun, M. e Yildiz, M. **Influence of acetic acid on structural change and shear strength of clays**. IJST, Transactions of Civil Engineering, v. 36, n. C1, p. 25-38, 2012.

Oliveira, O. M**. Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP, 330p, 2004.

Oliveira, J. C. S. **Contaminação de Sedimentos Argilosos por Combustíveis Automotivos: Problema de Avaliação da Permeabilidade**. Tese de Doutorado, UFBA, Salvador-BA, 204p, 2001.

Oliveira, J. C. S., Oliveira, I. B., Machado, S. L., Cardoso, L. S. **Avaliação da Eficiência de Impermeabilização de Bacias de Contenção em Terminais de Armazenamento de Petróleo e Derivados**. Editora da UFSC, Florianópolis/SC (Prelo), 2010.

Ribeiro, T. R., Lima, J. M., Curi, N. Oliveira, G. C., Lima, P. L. T. **Cargas superficiais da fração argila de solos influenciadas pela vinhaça e fósforo**. Quim. Nova, v. 34, n. 1, p. 5-10, 2011.

Rohm, S. A. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Arenoso Laterizado Não Saturado da Região de São Carlos**. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP, 1992.

Rohm, S. A. Monografia Geotécnica nº 4. EESC/USP, São Carlos/SP, 135p, 1993.

Santos, P. S. **Tecnologia das Argilas**. São Paulo, SP Editora da Universidade de São Paulo. 802 p, 1975.

Silva, B. C. P. **Elementos finitos para modelagem da sorção de contaminantes orgânicos na fração orgânica do solo**. Dissertação de Mestrado. Instituto Tecnológico da Aeronáutica. 100p, 2005.

Schofield, R. K. **The *p* F of the water in soil**. Trans. Int. Congr. Soil Sci., 3rd, H, p. 38-48, 1935.

Schramm, M., Warrick, A. W., Fuller, W. H. **Permeability of soils to four organic liquids and water**. Hazardous Waste & Hazardous Materials, v. 3(1), p. 21-27, 1986.

Skempton, A.W. **The colloidal "Activity" of clays**. Proceedings of the 3rd International Conference of Soil Mechanics and Founda-tion Engineering. (1), p. 57-60, 1953.

Soto, M. A. A. **Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados**. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP, 206p, 2004.

Sousa, R. P. **Estudo dos fluxos de óleo diesel e água em solos não saturados: desenvolvimento experimental e modelagem matemática**. Tese de Doutorado, Universidade Federal da Bahia, Salvador/BA, 282p, 2012.

Teixeira, R. S. **Resistência ao cisalhamento de um solo arenoso compactado não saturado**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos/SP, 1996.

Teixeira, R. S., Vilar, O. M. **Resistência ao cisalhamento de um solo compactado não saturado**. Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Rio de Janeiro/RJ, v. 1, p. 161-169, 1997.

Terzaghi, K. **The shear resistance of saturated soils**. Proceeding International Conference Soils Mechanics Foundation Engineering, v. 1, n. 19, p. 54-56, 1936.

Van Genuchten, M.T. **A Closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils**. Soil Sci. Soc. Am. Journal, v. 44, p. 892-898, 1980.

Vargas, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. McGraw Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, 509 p, 1977.

Vargas, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: Editora McGraw – Hill, 1981.

Vilar, O. M. A Simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsatureted soils. Canadian Geotechnical Journal, v. 43, p. 1088-1095, 2006.

Voyutsky, S. **Colloid Chemistry**. Traduzido para o ingles por Brobov, N., Moscow, Mir Publishers, 1978.

Winkler, H. G. F. **Petrogenesis of Metamorphic Rocks**. Fifth Edition. NEW YORK: Springer – Verlag, 1976.

Wolle, C. M. **Efeito tridimensional nos escorregamentos translacionais da Serra do Mar**. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Salvador/BA, v. 1, p. 403-410, 1990.

Wood, D. M. **The behaviour of partly saturated doils: a reviw**. CambridgeUniversity Engineering Departament Technical Report. CUED/D-Soils/TR69. 71p, 1979.