

GENARO GONZALO CARNERO GUZMÁN

**Contribuições ao estudo do comportamento de um solo residual
compactado quasi-saturado**

São Paulo

2014

GENARO GONZALO CARNERO GUZMÁN

**Contribuições ao estudo do comportamento de um solo residual
compactado quasi-saturado**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

Orientador: Prof. Dr.
Fernando Antônio Medeiros Marinho

São Paulo

2014

GENARO GONZALO CARNERO GUZMÁN

**Contribuições ao estudo do comportamento de um solo residual
compactado quasi-saturado**

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para obtenção do título de Mestre em
Ciências

Área de Concentração:
Engenharia Geotécnica

Orientador: Prof. Dr.
Fernando Antônio Medeiros Marinho

São Paulo

2014

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de abril de 2014.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

Catlogação-na-publicação

Carnero Guzmán, Genaro Gonzalo
Contribuições ao estudo do comportamento de um solo residual compactado quasi-saturado / G.G. Carnero Guzmán. -- versão corr. -- São Paulo, 2014.
229 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Solo quasi-saturado 2.Solo residual 3.Resistência ao cisalhamento 4.Sucção 5.Tensiômetro I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Dedico esta dissertação ao meu pai Erasmo Carnero, um dos primeiros peruanos em realizar estudos de pós-graduação na melhor universidade da América Latina. Meu herói por sempre.

AGRADECIMENTOS

Ao Deus de Israel. "Ora, àquele que é poderoso para fazer infinitamente mais do que tudo quanto pedimos ou pensamos, conforme o seu poder que opera em nós" [Efésios 3:20].

Ao meu pai Erasmo Carnero, mestre de muitas gerações de engenheiros, o primeiro em me instruir na arte da geotecnia.

À minha mãe Sonia Guzmán e à minha irmã Esmeralda, que aqueceram meu coração nesta viagem para longe de casa.

Ao Prof. Dr. Fernando Antônio M. Marinho, personagem criativo, arrojado, estrategista e ativo, que fortaleceu minha confiança no desenvolvimento desta pesquisa com sua presença permanente. Preservo nossas conversas como ponto de partida dos meus próximos projetos.

Ao Prof. Dr. Carlos de Sousa Pinto, pelas orientações dadas sobre o presente trabalho nos últimos meses, pela paciência e constância de permanecer me ajudando a entender esta maravilhosa arte. Sua presença transmite um privilegio enorme, paradigma de comportamento profissional e humano.

Aos Professores: Dra. Maria Eugenia Boscov, Dr. Faiçal Massad, Dr. Marcos Massao Futai, e Dr. José Jorge Nader, pelos seus ensinamentos nas diferentes matérias que realizei no mestrado.

Ao Dr. Orencio Monje Vilar e ao Dr. José Jorge Nader, pela revisão do trabalho na fase de qualificação.

Aos Srs. Joaquim Costa Júnior e Antônio Carlos Heitzmann, responsáveis pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da EPUSP, exemplo de dedicação e capacidade.

Aos amigos da pós-graduação: Carla Tinoco, Leticia Macedo, Mariana Caldo, Patricia Orlando, Veroska Zambrana, Giuliano Trindade, Julio Gonçalves, Norman Vilcanqui, Pedro Cacciari e William Ito, pelo companheirismo e colaboração nestes anos de pesquisa e formação pessoal.

À Organização dos Estados Americanos (OEA), por ter me selecionado para representar a minha nação junto a outros profissionais de toda América Latina.

A maravilhosa disposição e harmonia do universo só pode ter tido origem segundo o plano de um Ser que tudo sabe e tudo pode. Isso fica sendo a minha última e mais elevada descoberta.

Principia, Book III - Isaac Newton

RESUMO

A compactação de solos em climas com elevada concentração de precipitação apresenta dificuldade que afetam o cronograma físico e financeiro das obras. A execução de aterros com teor de umidade elevado gera solos com grau de saturação elevado que, por sua vez, induz poropressões indesejáveis durante a construção. Assim, o solo é, em geral, compactado no entorno do teor de umidade ótimo (+/- 3%) e densidade seca máxima (GC de 95% a 105%). No entanto, é possível avaliar o solo de modo a possibilitar a compactação acima do teor de umidade ótimo. Estes aterros são chamados “aterros úmidos”. Os poucos estudos realizados nestas condições encontraram como uma das dificuldades a ausência da medição da sucção durante os ensaios. A medição da sucção logo após a compactação utilizando-se o tensiômetro de alta capacidade (TAC) possibilitou estudos sobre o desenvolvimento da poropressão de água com o carregamento. Utilizando de ensaios triaxiais de umidade constante (CW) e com o uso do TAC é possível se obter as informações importantes para a execução de “aterros úmidos”.

O presente trabalho estuda experimentalmente o comportamento de um solo residual de gnaiss compactado na umidade ótima e em duas condições de compactação acima do teor de umidade ótimo. São realizados ensaios na condição saturada (ensaios CIU) e não saturada (ensaios CW) com medição direta de sucção com o tensiômetro de alta capacidade. O trabalho apresenta um estudo do comportamento dos solos compactados no estado quasi-saturado e avalia os seguintes aspectos: Efeito da técnica da contrapressão para saturação no comportamento mecânico do solo, desenvolvimento da sucção após a compactação e durante ensaios de resistência, correlação entre a curva de retenção de água e o comportamento mecânico do solo, aplicação das equações de Bishop (1959) e Fredlund et al. (1978), procedimento para determinação da superfície de ruptura.

O trabalho conclui que o solo residual estudado permite a construção de aterros úmidos sem o desenvolvimento de poropressões de água indesejáveis. Conclui-se ainda que com o uso do TAC associado a ensaios triaxiais CW é possível a obtenção da envoltória de ruptura na condição não saturada de forma simples.

Palavras-chave: Solo quasi-saturado. Solo residual. Resistência ao cisalhamento. Sucção. Tensiômetro.

ABSTRACT

The compaction of soils in climates with high concentration of rainfall has created problems that affect the physical and financial schedule of works. Embankments constructed with soils having high water content generate high degree of saturation, which, in turn, induces undesirable pore water pressures during construction. In general, the soil is compacted in the vicinity of the optimum water content ($\pm 3\%$) and maximum dry density (DC 95% to 105 %). However, it is possible to evaluate the soil behaviour to enable compaction above the optimum moisture content. These embankments are called "wet landfills". The few studies carried out in these conditions found difficulties in the measuring of the suction during tests. The measurement of suction immediately after compaction using a high-capacity tensiometer (HCT) allowed studies on the development of the pore-water pressure during loading. Using constant water content triaxial test (CW) and the HCT, it is possible to obtain necessary information to construct a "wet landfills".

This work experimentally investigate the behaviour of a residual soil of gneiss compacted at three conditions above the optimum moisture content. Tests are performed in the saturated (CIU tests) and unsaturated (CW trials) conditions with direct measurement of suction using a high-capacity tensiometer. The study evaluated the behaviour of a compacted soils in quasi-saturated state and investigating the following aspects: Effect of back-pressure technique for saturation on mechanical behaviour of the soil, development of suction after compaction and during shear tests, correlation between the soil water retention curve and the mechanical behaviour of the soil, evaluation of the use of the equations suggested by Bishop (1959) and Fredlund et al . (1978) for determining the failure surface.

The work concludes that the use of the residual soil studied allows the construction of "wet landfills" without undesirable positive pore-water pressure. In addition, the research concludes that using the high-capacity tensiometer associated with CW triaxial tests is possible to obtain the failure envelope in unsaturated condition in a simple way.

Keywords: Quasi-saturated soil. Residual soil. Shear strength. Suction. Tensiometer.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curvas de compactação obtidas com Proctor Standard e Proctor Modificado sobre o mesmo solo com dados fictícios (Leroueil e Hight, 2013).....	29
Figura 2.2 - Curvas de compactação para diferentes níveis de energia e curvas de isosucção de um solo residual de gnaiss (modificado de Marinho e Stuermer, 2000).	31
Figura 2.3 - Curvas da mesma sucção obtida de um silte de baixa plasticidade compactado estaticamente com diferentes energias (Suriol et al., 2002).	31
Figura 2.4 - Modelo de variação das pressões nas fases ar e água com o aumento da pressão total confinante (Fredlund e Rahardjo, 1993).	34
Figura 2.5 - Modelo de comportamento da sucção nas fundações durante a construção de uma barragem de terra (Pacho Silva, 1973).	35
Figura 2.6 - Pressões no ar e na água durante a construção de uma barragem de terra (modificado de Sandroni, 1985).	36
Figura 2.7 - Resultados de ensaios PH em solo residual de gnaiss compactado, comparação entre o desenvolvimento da sucção em amostra no ramo seco e na umidade ótima (modificado de Marinho et al., 2003).	37
Figura 2.8 - a) Curva de retenção hipotética de um solo dividida nas diferentes fases de dessaturação. b) Redução da área de água nas fases de dessaturação (modificado de Vanapalli et al. 1996).	40
Figura 2.9 - a) Curva de retenção de água típica. b) Resistência ao cisalhamento de um solo relacionado à curva de retenção do mesmo (Vanapalli et al. 1996).	41
Figura 2.10 - Variação da resistência ao cisalhamento nas diferentes fases de dessaturação, (a) Fase de efeito fronteira, (b) Fase de transição primária, (c) fase de transição secundária, (d) zona de dessaturação residual, (Vanapalli et al., 1996).....	43
Figura 2.11 - Determinação da “entrada de ar generalizada” de uma curva de retenção (modificado de Oliveira, 2004).	45
Figura 2.12 - Síntese do comportamento dos solos compactados, em condições desde após compactação até após saturação (modificado de Leroueil e Hight, 2013).....	47
Figura 2.13 - (a) Curva de compactação típica de um solo saprolítico de gnaiss (b) expansão ao longo da curva de compactação sem e com sobrecarga. (modificado de Nogami e Villibor, 1995).	49
Figura 2.14 - Resultados dos ensaios não drenados realizados em caulinita compactada ao longo da curva de compactação (Seed e Chan, 1959).....	50
Figura 2.15 - Resultados dos ensaios triaxiais não drenados (UU) realizados em corpos de prova saturados, compactados em pontos distintos da curva de compactação (Seed e Chan, 1959).	51
Figura 2.16 - Comparação de resultados em ensaios CU sobre argila siltosa compactada no ramo seco e no ramo úmido (Seed e Chan, 1959).....	53

Figura 2.17 - Resultados de ensaios triaxiais da barragem do Rio Verde (a) ensaios UU, (b) ensaios CU (modificado de Massad et al., 1978a).....	54
Figura 2.18 - Desenho esquemático da variação da resistência de acordo com o tipo de ensaio realizado (Marinho e Massad, 2011).....	55
Figura 2.19 - Influência da tensão externa e da sucção nas forças interpartículas (Modificado de Wheller e Karube, 1995).	57
Figura 2.20 - Resultados de ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras argilosas (Clay Shale) compactadas (Bishop et al. 1960).	59
Figura 2.21 - Determinação do valor de χ para ensaios triaxiais realizados com umidade constante e diferentes pressões confinantes (Bishop et al. 1960).....	59
Figura 2.22 - Determinação do valor de χ para o solo Brethead Silt mediante ensaios triaxiais com sucção controlada realizados na condição drenada e na umidade constante (modificado de Bishop e Donald, 1961).....	60
Figura 2.23 - Relação entre a o parâmetro de tensão efetiva χ e a razão da sucção $((u_a - u_w)/u_a - u_w)$, escala linear (Khalili e Khabbaz, 1998).	61
Figura 2.24 - Variáveis de estado de tensão aplicadas a um elemento de solo não saturado (Fredlund e Morgenstern, 1977).	62
Figura 2.25 - Superfície de ruptura para solos não saturados, representação da proposta de Fredlund et al. (1978).....	63
Figura 2.26 - Diagrama esquemático de ensaios em solo saturado e não saturado baseado em ensaios apresentados por Bishop e Blight (1963).	64
Figura 2.27 - a) Resultados de ensaios de cisalhamento direto com argilas preparadas nas mesmas condições iniciais e diferentes sucções; b) Resistência ao cisalhamento versus sucção para diferentes valores de tensões normais (Escário e Sáez, 1986).....	65
Figura 2.28 - Envoltória planar de resistência do solo considerando $\sigma_1 - \sigma_3$ máximo (Georgetti e Vilar, 2011).....	69
Figura 2.29 - Resultados dos ensaios CW com tensão confinante de 300 kPa. (a) curvas tensão-deformação. (b) desenvolvimento da sucção (Oliveira, 2004).	70
Figura 2.30 - Representação da superfície de ruptura correspondente às condições de moldagem na umidade ótima (Oliveira, 2004).....	71
Figura 2.31 - Influência do grau de saturação S no parâmetro B na Boulder Clay (Skempton, 1954).	74
Figura 2.32 -Faixas do parâmetro B em diferentes classes de solos para elevados graus de saturação (Black e Lee, 1973).	75
Figura 2.33 - Influência dos parâmetros de compactação no desenvolvimento de poropressões de água representadas com o parâmetro B (Pinto et al. 1970).	77
Figura 2.34 - Aplicação de acréscimos de tensão confinante e contrapressão, e as respostas da poropressão de água durante uma fase de saturação (Head, 1986).....	82

Figura 3.1 - Esquema do ensaio de placa de sucção (sem escala).....	85
Figura 3.2 - Esquema do ensaio de placa de pressão.	86
Figura 3.3 - Esquema do tensiômetro de alta capacidade (sem escala).	89
Figura 3.4 - Representação da prensa Bishop & Wesley (1975) com os canais de fornecimento de dados, em vistas de frente e de topo (Vieira, 2014).	92
Figura 3.5 - Esquema da prensa triaxial com tensiômetro na base.	93
Figura 3.6 - Equipamento para calibração por peso morto.....	95
Figura 3.7 - Equipamento para calibração de variação de volume.....	95
Figura 3.8 - Micrômetro para calibração de deslocamento axial.	96
Figura 3.9 - Regressão obtida pelo Triax 5.8.1 para o canal CH-2 que controla o deslocamento axial.	96
Figura 3.10 - Variação no volume devido à aplicação da contrapressão.....	98
Figura 4.1 - Curva Granulométrica do solo residual de gnaiss.	101
Figura 4.2 - Carta de Casagrande para classificação de solos finos.	101
Figura 4.3 - Curva de compactação do solo residual de gnaiss estudado comparado com a curva obtida por Oliveira (2004).	103
Figura 4.4 - Pontos de estudo situados na curva de compactação.	104
Figura 4.5 – Ensaio de expansão realizado numa amostra moldada na umidade ótima. ...	105
Figura 4.6 - Esquema dos ensaios triaxiais realizados e os corpos de prova empregados.	109
Figura 4.7 - Posição dos corpos de prova moldados para os três procedimentos de ensaios triaxiais em relação à curva de compactação do solo.	112
Figura 4.8 - Desenvolvimento da sucção num corpo de prova moldado no ponto de estudo “O” submetido a uma pressão de água de 20 kPa simultaneamente à aplicação de uma tensão confinante total de 50 kPa.....	116
Figura 5.1 - Curvas de retenção determinadas para os três pontos de estudo com corpos de prova estaticamente compactados.....	119
Figura 5.2 - Variação do índice de vazios em função da umidade gravimétrica e do grau de saturação.....	119
Figura 5.3 - Relação entre os teores de umidade (gravimétrico e volumétrico), grau de saturação, índice de vazios e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente no ponto “O” (umidade ótima) da curva de compactação.....	121
Figura 5.4 - Relação entre os teores de umidade (gravimétrico e volumétrico), grau de saturação, índice de vazios e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente no ponto “P” (+2% da umidade ótima) da curva de compactação.....	122

Figura 5.5 - Relação entre os teores de umidade (gravimétrico e volumétrico), grau de saturação, índice de vazios e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente no ponto “Q” (+4% da umidade ótima) da curva de compactação.....	123
Figura 5.6 - Ajuste aos pontos experimentais das curvas de retenção por van Genuchten (1980): (A) ponto “O”; (B) ponto “P”; (C) ponto “Q”.....	125
Figura 5.7 - Determinação da entrada de ar generalizada das curvas de retenção dos corpos de prova moldados nos pontos de estudo “O”, “P” e “Q”.....	127
Figura 6.1 – Valores de <i>B</i> obtidos com relação ao grau de saturação inicial dos corpos de prova moldados para os dois procedimentos de ensaio triaxial.	129
Figura 6.2 - Processo de saturação por contrapressão para o corpo de prova CSO1.....	130
Figura 6.3 - Posição inicial e final após o processo de saturação por contrapressão do procedimento 1.....	131
Figura 6.4 - Posição inicial e final após adensamento dos corpos de prova do procedimento 1.....	132
Figura 6.5 - Posição inicial e final após adensamento dos corpos de prova do procedimento 2.....	134
Figura 6.6 - Variação do índice de vazios nos diferentes estágios dos ensaios triaxiais para os procedimentos 1 e 2. (a) ponto “O”, (b) ponto “P”, e (c) ponto “Q”.....	136
Figura 6.7 – Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	139
Figura 6.8 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	140
Figura 6.9 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “Q”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	141
Figura 6.10 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	143
Figura 6.11 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	144
Figura 6.12 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “Q”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	145
Figura 6.13 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	147

Figura 6.14 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	148
Figura 6.15 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	149
Figura 6.16 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	151
Figura 6.17 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	152
Figura 6.18 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “Q”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.....	153
Figura 6.19 - Variação da sucção em função do tempo do corpo de prova CWP2 do procedimento 3.....	154
Figura 6.20 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.....	157
Figura 6.21 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.....	158
Figura 6.22 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão–deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.....	159
Figura 6.23 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.....	161
Figura 6.24 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.....	162
Figura 6.25 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “Q”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.....	163
Figura 7.1 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "O".....	168
Figura 7.2 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 1 (saturados por contrapressão), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "P".	169

Figura 7.3 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 1 (saturados por contrapressão), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "Q".	169
Figura 7.4 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 2 (sem sucção com presença de ar), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "O".	170
Figura 7.5 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 2 (sem sucção com presença de ar), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "P".	171
Figura 7.6 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 2 (sem sucção com presença de ar), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "Q".	171
Figura 7.7 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CW do procedimento 3 (com monitoramento de sucção), realizados com tensão controlada em corpos de prova do ponto "O" (a), ponto "P" (b) e ponto "Q" (c).	172
Figura 7.8 - Variação da sucção após aplicação da pressão confinante nos corpos de prova ensaiados no procedimento 3.	173
Figura 7.9 - Sucção após aplicação da tensão confinante e na ruptura dos corpos de prova ensaiados no procedimento 3 com umidade constante (CW).	174
Figura 7.10 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados em corpos de prova moldados no ponto "O".	176
Figura 7.11 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados em corpos de prova moldados no ponto "P".	176
Figura 7.12 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados em corpos de prova moldados no ponto "Q".	177
Figura 7.13 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU não saturados sem medição de sucção (procedimento 2), realizados em corpos de prova moldados no ponto "O".	178
Figura 7.14 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU não saturados sem medição de sucção (procedimento 2), realizados em corpos de prova moldados no ponto "P".	178
Figura 7.15 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU não saturados sem medição de sucção (procedimento 2), realizados em corpos de prova moldados no ponto "Q".	179
Figura 7.16 - (a) Tensões desviadoras na ruptura dos três procedimentos em função da umidade de moldagem. (b) Parâmetro A na ruptura em função da umidade de moldagem.	181

Figura 7.17 - (a) Tensões desviadoras na ruptura dos três procedimentos em função da tensão confinante aplicada. (b) Parâmetro A na ruptura em função da tensão confinante aplicada.	182
Figura 7.18 - (a) Tensões desviadoras na ruptura dos procedimentos 1 e 2 em função da umidade final. (b) Parâmetro A na ruptura em função da umidade final.	184
Figura 7.19 - Tensão desviadora na ruptura em função da densidade seca final para diferentes níveis de tensão de adensamento e procedimentos empregados.	185
Figura 7.20 - Diferença entre o grau de saturação final e o inicial para os dois procedimentos sem sucção.	186
Figura 7.21 - Envoltórias de resistência dos procedimentos 1 e 2. (a) ponto de estudo "O". (b) ponto de estudo "P". (c) ponto de estudo "Q".	187
Figura 7.22 - Parâmetros de resistência obtidos para diferentes umidades de moldagem e procedimentos empregados.	188
Figura 7.23 - Valores de coesão efetiva obtidos dos procedimentos empregados, para diferentes umidades de moldagem.	189
Figura 7.24 - Valores de tensão desviadora na ruptura obtidos dos procedimentos empregados, para diferentes umidades de moldagem e tensões confinantes.	190
Figura 7.25 - Valores do parâmetro A_r obtidos dos procedimentos 1 e 2, para diferentes umidades de moldagem e tensões confinantes.	191
Figura 7.26 - Posição média da coesão efetiva de cada envoltória de resistência na curva de compactação de Proctor Standard.	193
Figura 7.27 - Coesão efetiva em função da densidade seca final para as envoltórias obtidas para diferentes umidades de moldagem e procedimentos empregados.	194
Figura 7.28 - Obtenção da coesão aparente para os ensaios CW do procedimento 3 do ponto de estudo "O", mediante a utilização da envoltória saturada do procedimento 2.	196
Figura 7.29 - Obtenção da coesão aparente para os ensaios CW do procedimento 3 do ponto de estudo "P", mediante a utilização da envoltória saturada do procedimento 2.	196
Figura 7.30 - Obtenção da coesão aparente para os ensaios CW do procedimento 3 do ponto de estudo "Q", mediante a utilização da envoltória saturada do procedimento 2.	197
Figura 7.31 - Interpretação em termos efetivos dos ensaios CW do procedimento 3 para o ponto de estudo "O" assumindo $\chi = 1$	198
Figura 7.32 - Interpretação em termos efetivos dos ensaios CW do procedimento 3 para o ponto de estudo "P" assumindo $\chi = 1$	199
Figura 7.33 - Interpretação em termos efetivos dos ensaios CW do procedimento 3 para o ponto de estudo "Q" assumindo $\chi = 1$	199
Figura 7.34 - Comparação da poropressão de água dos ensaios CW na ruptura e a poropressão de água requerida para tangenciar a envoltória saturada.	200

Figura 7.35 - Obtenção de φ_b empregando coesão efetiva dos procedimentos 1 e 2. (a) ponto de estudo "O". (b) ponto de estudo "P". (c) ponto de estudo "Q".	203
Figura 7.36 - Envoltórias efetivas generalizadas em função do procedimento de saturação: (a) Procedimento 1, (b) Procedimento 2.	205
Figura 7.37 - Envoltórias não saturadas generalizadas em função do procedimento de saturação: (a) Procedimento 1, (b) Procedimento 2.	206
Figura 7.38 - Superfícies de ruptura obtidas dos ensaios do ponto "O". (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.	209
Figura 7.39 - Superfícies de ruptura obtidas dos ensaios do ponto "P". (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.	210
Figura 7.40 - Superfícies de ruptura obtidas dos ensaios do ponto "Q". (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.	211
Figura 7.41 - Superfícies de ruptura generalizadas. (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.	213
Figura 7.42 - Superfície de ruptura gerada a partir unicamente dos ensaios CW dos três pontos de estudo.	214

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Exemplos na América Latina de barragens construídas pelo método de aterros úmidos (modificado de Massad, 1978a).....	23
Tabela 2.1 - Possíveis combinações de variáveis de estado tensional para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).	62
Tabela 2.2 - Diferentes tipos de ensaios triaxiais para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).	66
Tabela 2.3 - Diferentes classes de solos classificados segundo a compressibilidade da estrutura	74
Tabela 3.1 - Características da pedra porosa para ensaio de placa de sucção (Soil Moisture Equipment Corp.).....	85
Tabela 3.2 - Características da pedra porosa para ensaio de placa de pressão (Soil Moisture Equipment Corp.).....	87
Tabela 3.3 - Tempo de equilíbrio para medição de sucção total (Marinho, 1997).	88
Tabela 4.1 - Caracterização do solo residual de gnaissse	102
Tabela 4.2 - Características dos corpos de prova moldados nos pontos de estudo.	104
Tabela 4.3 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo para a obtenção das curvas de retenção de água.	106
Tabela 4.4 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo dos ensaios triaxiais do procedimento 1.	110
Tabela 4.5 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo dos ensaios triaxiais do procedimento 2.	111
Tabela 4.6 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo dos ensaios triaxiais do procedimento 3.	111
Tabela 5.1 - Parâmetros de ajuste da equação de van Genuchten (1980) das curvas de retenção dos pontos de estudo.....	124
Tabela 6.1 - Resultados dos parâmetros físicos, parâmetro <i>B</i> e variação volumétrica dos corpos de prova após saturação por contrapressão no procedimento 1.	131
Tabela 6.2 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1, realizados com deformação controlada nos três pontos de estudo.	164
Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2, realizados com deformação controlada nos três pontos de estudo.	165
Tabela 6.4 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3, realizados com deformação controlada nos três pontos de estudo.	166
Tabela 7.1 - Equações de resistência obtidas com o procedimento 1.....	179

Tabela 7.2 - Equações de resistência obtidas com o procedimento 2.....	179
Tabela 7.3 - Coesão efetiva para deformação axial de 20% dos corpos de prova dos procedimentos 1 e 2.	195
Tabela 7.4 - Envoltórias de resistência definidas com os procedimentos 2 e 3 empregando a equação de Bishop (1959);.....	201
Tabela 7.5 - Envoltórias de resistência definidas com os procedimentos 2 e 3 empregando a equação de Fredlund et al. (1978).	204
Tabela 7.6 - Parâmetros de resistência obtidos das superfícies de ruptura.	208
Tabela 7.7 - Parâmetros de resistência obtidos das superfícies de ruptura generalizada. .	212

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	22
1.1	OBJETIVOS.....	25
1.2	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	26
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1	ASPECTOS TEÓRICOS SOBRE O COMPORTAMENTO DOS SOLOS COMPACTADOS.....	28
2.1.1	A sucção nos solos compactados	29
2.1.2	Os estados ocluso e aberto na fase de ar dos solos compactados	32
2.1.3	Os solos compactados e a curva de retenção de água	38
2.1.4	Modelo qualitativo geral para solos compactados	45
2.1.5	Adequação do modelo qualitativo para solos residuais saprolíticos	48
2.1.6	Comportamento mecânico dos solos compactados	49
2.1.7	Efeito da drenagem no comportamento mecânico	54
2.2	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS	55
2.2.1	Equação proposta por Bishop (1959)	56
2.2.2	Equação proposta por Fredlund et al. (1978)	61
2.2.3	Efeito da sucção na superfície de resistência ao cisalhamento.....	64
2.2.4	Determinação experimental da resistência não saturada	66
2.3	PARÂMETROS DE POROPRESSÃO E SATURAÇÃO POR CONTRAPRESSÃO ..	71
2.3.1	Parâmetros de poropressão em solos compactados.....	71
2.3.2	Aplicação de contrapressão em processos de saturação.....	80
3	DESCRIÇÃO DE EQUIPAMENTOS E PROCEDIMENTOS.....	84
3.1	PLACA DE SUCÇÃO	84
3.1.1	Saturação da pedra porosa e funcionamento da placa de sucção	84
3.2	PLACA DE PRESSÃO	86
3.2.1	Saturação da pedra porosa e funcionamento da placa de pressão.....	87
3.3	PAPEL FILTRO	87
3.3.1	Procedimento da técnica de papel filtro.....	88
3.4	TENSIÔMETRO DE ALTA CAPACIDADE	89
3.4.1	Princípio de funcionamento e calibração do tensiômetro.....	90
3.5	PRENSA DO TIPO BISHOP & WESLEY.....	91

3.6	PRENSA TRIAXIAL COM TENSÍOMETRO NA BASE	93
3.7	CALIBRAÇÃO DOS CANAIS DE FORNECIMENTO DE DADOS.....	94
3.8	CALIBRAÇÃO DO MEDIDOR DE VOLUME EXTERNO	97
4	CARACTERÍSTICAS DO SOLO ESTUDADO E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS ESPECIAIS.....	99
4.1	ASPECTOS GEOLÓGICOS REGIONAIS	99
4.2	LOCAL DE AMOSTRAGEM.....	99
4.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	100
4.4	CURVA DE COMPACTAÇÃO.....	102
4.5	DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO DOS ENSAIOS ESPECIAIS.....	103
4.6	ENSAIO DE EXPANSÃO EDOMÉTRICA.....	105
4.7	CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA.....	106
	4.7.1 Moldagem dos corpos de prova	106
	4.7.2 Metodologias utilizadas na determinação das curvas de retenção	107
4.8	ENSAIOS TRIAXIAIS	108
	4.8.1 Moldagem dos corpos de prova	109
	4.8.2 Metodologia utilizada nos ensaios triaxiais do procedimento 1.....	113
	4.8.3 Metodologia utilizada nos ensaios triaxiais do procedimento 2.....	114
	4.8.4 Metodologia utilizada nos ensaios triaxiais do procedimento 3.....	117
5	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DA CURVA DE RETENÇÃO.....	118
5.1	RESULTADOS DOS ENSAIOS DA CURVA DE RETENÇÃO	118
5.2	APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE AJUSTE DE VAN GENUCHTEN (1980)	123
5.3	OBTENÇÃO DA SUCCÃO DE “ENTRADA DE AR GENERALIZADA”	126
6	RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS.....	128
6.1	OBTENÇÃO DO PARÂMETRO <i>B</i> INICIAL.....	128
6.2	RESULTADOS DA FASE DE SATURAÇÃO UTILIZADA NO PROCEDIMENTO 1	129
6.3	RESULTADOS DA FASE DE ADENSAMENTO.....	132
	6.3.1 Fase de adensamento do procedimento 1	132
	6.3.2 Fase de adensamento do procedimento 2	133
6.4	RESULTADOS DA FASE DE CISALHAMENTO	137
	6.4.1 Fase de cisalhamento do procedimento 1	137

6.4.2	Tensões normalizadas na fase de cisalhamento do procedimento 1.....	142
6.4.3	Fase de cisalhamento do procedimento 2.....	146
6.4.4	Tensões normalizadas na fase de cisalhamento do procedimento 2.....	150
6.4.5	Fase de cisalhamento do procedimento 3.....	154
6.4.6	Tensões normalizadas na fase de cisalhamento do procedimento 3.....	160
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS ESPECIAIS	167
7.1	ANÁLISE DAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES.....	167
7.2	VARIAÇÕES DA SUCÇÃO NAS FASES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DO PROCEDIMENTO 3.....	173
7.3	ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA E PARÂMETROS EFETIVOS	175
7.4	COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO EM FUNÇÃO DO PROCEDIMENTO EMPREGADO.....	180
7.5	INFLUÊNCIA DO PROCEDIMENTO DE SATURAÇÃO EMPREGADO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO	185
7.5.1	Influência nos parâmetros de resistência do solo.....	186
7.5.2	Influência na tensão desviadora na ruptura.....	189
7.5.3	Influência no desenvolvimento das poropressões de água	191
7.5.4	Influência nas condições de moldagem dos corpos de prova.....	192
7.6	INTERPRETAÇÃO INTEGRADA DOS ENSAIOS SATURADOS E NÃO SATURADOS	195
7.6.1	Análise dos resultados por meio da equação de Bishop (1959)	197
7.6.2	Análise dos resultados por meio da equação de Fredlund et al. (1978)	201
7.6.3	Obtenção de ϕ^b generalizado em função do procedimento de saturação....	204
7.7	OBTENÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA	207
7.7.1	Superfícies de ruptura generalizadas em função do procedimento	212
7.7.2	Influência dos ensaios saturados na acurácia da superfície de ruptura.....	214
8	CONCLUSÕES.....	215
9	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	219
	ANEXO A	226

1 INTRODUÇÃO

A construção de aterros comumente se realiza compactando o solo no entorno da umidade ótima da curva de compactação, no entanto, este requisito pode nem sempre ser atingido ou desejado. Quando aterros são compactados em regiões sujeitas a chuvas prolongadas, ou quando o solo da jazida se encontra em condições de umidade acima do valor ótimo, usualmente, são empregadas técnicas para reduzir a umidade. Thomas (1995) menciona quatro alternativas possíveis:

1. Por adensamento acelerado: São dissipadas as poropressões de água produto dos carregamentos na construção do aterro utilizando sobrecarga e/ou camadas drenantes dentro do aterro.
2. Por mistura: O aterro pode ser secado misturando ou colocando o solo úmido entre materiais com menor conteúdo de umidade.
3. Por adição de cal: Dependendo da mineralogia e conteúdo da argila, aterros úmidos podem ser secados com a adição de cal viva granular hidratada com relativa rapidez (Bell, 1988 a, b).
4. Por evaporação: as técnicas de arejamento estão limitadas a locais que apresentam períodos secos relativamente prolongados para garantir a redução do teor de umidade, assim como a aterros conformados com solos de baixa plasticidade.

O uso das técnicas mencionadas implica modificações no cronograma da obra, assim como na aquisição de materiais especiais para a execução de cada uma delas que pode levar a prejuízos tanto no orçamento quanto no avanço físico estabelecido.

Por outro lado, existe a possibilidade de compactar o solo no ramo úmido da curva, sem realizar processo nenhum de redução do teor de umidade, dando origem aos chamados “aterros úmidos”. Nestas condições, o solo apresenta menor densidade e maior grau de saturação se for comparado com o ponto ótimo da curva. Outra característica importante, é que devido ao fato do solo ser compactado com umidade superior ao ótimo, podem-se desenvolver poropressões indesejáveis na construção.

Existem situações onde a compactação no ramo úmido traz benefícios e é desejada. Esta é a situação de fundos de aterros de resíduos, aterros que não possam sofrer trincas, entre outros. No primeiro caso a compactação no ramo úmido leva a

uma diminuição da condutividade hidráulica (desejada), no segundo caso tem-se uma maior deformabilidade do maciço, o que minimiza a formação de trincas (Massad et al. 1978a). Os autores citam experiências de construção com este método em barragens construídas na América Latina, as quais são apresentadas na Tabela 1.1. Observa-se que as alturas das barragens variam de 17 a 76 m, os graus de saturação oscilam entre 83 e 100% e o desvio da umidade ótima chega até +10%. Diversos autores (e.g. Sherard et al. 1963; Sherard, 1981; Vaughan, 1982) mencionam que o uso desta técnica foi aplicada em diferentes partes do mundo, obtendo desempenhos das obras dentro dos parâmetros de projeto.

Tabela 1.1 - Exemplos na América Latina de barragens construídas pelo método de aterros úmidos (modificado de Massad, 1978a).

Barragem	H (m)	Tipo de solo	G (%)	Δw (%)	S (%)	U_f (%)	\bar{B}_{max}
Presidente Alemán (México)	76	Argila bastante plástica	92 -	- (>+4)	83	87	-
Quebradona (Colômbia)	30	Areia siltosa (70% retida na peneira 200)	97 (94 a 103)	+2.5 (\leq +5)	85 a 95	83	33
Troneras (Colômbia)	38	Silte arenoso (70% passado na peneira 200)	98 (93 a 105)	+2.5 (\leq +10)	90 a 100	79	70
Miraflores (Colômbia)	55	Silte arenoso (43% passado na peneira 200)	100 (94 a 104)	+2.0 (\leq +6)	80 a 100	-	60
Rio Verde (Brasil)	17	Argila arenosa e silte argilo-arenoso	93 (88 a 98)	3.5 (+1.5 a +5.5)	80 a 95	80	20

H : Altura da barragem

G : Grau de compactação

Δw : Desvio da umidade médio, entre parêntesis, limites de variação.

S : Grau de saturação

U_f : Porcentagem de adensamento no final da construção

\bar{B}_{max} : Parâmetro de poropressão no final da construção

Quando o solo é compactado no ramo úmido, a fase de ar está em estado ocluso, ou seja, em forma de bolhas de ar, nestas condições o solo é chamado de “quasi-saturado” e o comportamento mecânico do solo é definido empregando o princípio das tensões efetivas da Mecânica dos Solos clássica (Cruz e Ferreira, 1993). Vanapalli et al. (1996) relacionaram o comportamento quasi-saturado com a “fase de efeito fronteira” da curva de retenção de água. Esta fase da curva é representada por valores de saturação próxima aos 100% e por sucções menores do que o valor da sucção de entrada de ar, que relaciona o grau de saturação no qual, o ar entra nos poros maiores da estrutura do solo. O projeto de construção de um aterro começa com a obtenção dos parâmetros saturados do solo (c' e φ'). Para obter estes

parâmetros em solos inicialmente não saturados como os solos compactados, emprega-se o procedimento de saturação por contrapressão antes de realizar os ensaios de resistência no laboratório (Bishop e Henkel, 1962).

No entanto, diversos autores (e.g. Carvalho, 2012) observaram que certos solos podem apresentar variações volumétricas consideráveis dependendo do nível de contrapressão e pressão confinante aplicadas nos ensaios triaxiais. Assim, um solo que passa por saturação por contrapressão e apresenta variações volumétricas consideráveis poderia gerar resultados nos parâmetros de resistência diferentes se fosse empregado um procedimento de saturação com influência menor no arranjo estrutural das amostras.

Outro fator importante a considerar no projeto de aterros úmidos é que além de serem necessários os parâmetros saturados, também é de importância conhecer o nível de sucção ($u_a - u_w$) do solo compactado, o que tem um efeito na resistência do aterro. Assim, Bishop (1959) e Fredlund et al. (1978) definiram parâmetros de acréscimo de resistência ao cisalhamento em função da sucção (χ e φ^b respectivamente). A obtenção simultânea dos parâmetros saturados e não saturados permite prever o comportamento mecânico quando variações no teor de umidade e na tensão total no aterro são produzidas.

Adicionalmente, nos aterros úmidos os acréscimos de umidade e tensão total têm efeito no desenvolvimento das poropressões de água ao longo da construção dos mesmos, devido a isto, é importante analisar este parâmetro ao longo de ensaios de laboratório nas condições saturadas e não saturadas para obter o comportamento mecânico real quando o solo no ramo úmido é empregado como material de construção.

Assim, estudos experimentais com ensaios de laboratório realizados em amostras saturadas e não saturadas que considerem estas variáveis são importantes, podendo também analisar a resistência do solo em função da curva de retenção de água como foi proposto por Vanapalli et al. (1996), o que possibilita empregar a relação entre o grau saturação e a sucção para estimar a resistência do aterro submetido à combinação de ditos fatores.

1.1 OBJETIVOS

O presente estudo pretende investigar o comportamento mecânico em condição saturada e não saturada de um solo residual saprolítico de gnaiss compactado quasi-saturado da cidade universitária da USP (São Paulo). Para esta finalidade, serão realizados ensaios de resistência triaxial com corpos de prova em condição saturada e não saturada.

Foram definidos três pontos de estudo, um na umidade ótima e dois no ramo úmido, +2% e +4% acima da umidade de ótima, para avaliar os efeitos do acréscimo da umidade nos resultados. Nesta perspectiva, a investigação contempla os seguintes tópicos:

1. Obter as curvas de retenção de água do solo e o valor da “entrada de ar generalizada” para relacionar os resultados mecânicos com as características hidráulicas do solo.
2. Obter resistência do solo em condição saturada mediante ensaios triaxiais CIU empregando dois processos de saturação diferentes e analisar a influência dos procedimentos nos parâmetros mecânicos (c' e ϕ'), na tensão desviadora e no desenvolvimento das poropressões de água.
3. Obter a resistência do solo em condição não saturada mediante ensaios triaxiais com umidade constante (CW) empregando um tensiômetro de alta capacidade para o monitoramento da sucção ao longo dos ensaios.
4. Definir os parâmetros de acréscimo de resistência ao cisalhamento em função da sucção χ e ϕ^b propostos por Bishop (1959) e Fredlund et al. (1978) respectivamente e empregar os mencionados parâmetros para obter as superfícies de ruptura para cada ponto de estudo até os valores de sucção presentes nos ensaios.
5. Obter a superfície de ruptura “generalizada” conformada pelos resultados dos três pontos de estudo para definir parâmetros mecânicos que possam ser empregados no projeto de aterros com o solo estudado.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação encontra-se dividida em 8 capítulos; a seguir, apresenta-se a descrição dos capítulos subsequentes.

O capítulo 2 destina-se a uma revisão sobre os solos compactados desde a abordagem física da sucção e o ar ocluso presente no ramo úmido, para finalmente apresentar um modelo qualitativo dos ramos seco e úmido para solos saprolíticos. Em seguida são apresentadas as principais equações de ruptura para solos não saturados e a envoltória de resistência nas diferentes fases de dessaturação. Finalmente, se realiza uma breve descrição dos parâmetros de poropressão empregados no estudo de resistência de solos não saturados, assim como uma revisão da técnica de saturação por contrapressão e os principais ensaios triaxiais destinados ao estudo do solo em condição não saturada.

O capítulo 3 apresenta a descrição dos equipamentos utilizados para a obtenção da curva de retenção de água e ensaios triaxiais saturados e não saturados, junto com os procedimentos utilizados para a calibração e funcionamento.

No capítulo 4, se apresentam os resultados dos ensaios de caracterização do solo residual de gnaiss estudado, assim como a curva de compactação e as três condições de moldagem utilizadas ao longo da pesquisa. Posteriormente, descrevem-se os procedimentos de preparação dos corpos de prova nos três pontos de estudo, indicando os parâmetros físicos a serem atingidos para a obtenção das curvas de retenção e nos corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais.

O capítulo 5 apresenta as curvas de retenção obtidas para cada ponto de estudo. São apresentados os respectivos ajustes pelo método de van Genuchten (1980) para cada curva de retenção e finalmente a definição da entrada de ar generalizada para cada uma delas.

O capítulo 6 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais. Apresentam-se os resultados em condição saturada (procedimentos 1 e 2) e em condição não saturada. Mostram-se os valores do parâmetro de poropressão B para cada ensaio, assim como as variações volumétricas ao longo das fases dos ensaios. Posteriormente, mostram-se as curvas de tensão-deformação e as curvas de tensão normalizada-deformação acompanhadas da resposta da poropressão de água ao logo do cisalhamento.

O capítulo 7 apresenta a análise dos resultados dos ensaios triaxiais. Primeiramente, apresentam-se as trajetórias de tensões e as envoltórias de

resistência em termos de tensões efetivas e totais junto com as equações de resistência obtidas. Compara-se em termos da tensão desviadora e da geração da poropressão de água os três procedimentos empregados. O desenvolvimento das poropressões de água é analisado usando os parâmetros \bar{A} . Analisa-se separadamente o efeito da saturação por contrapressão nos resultados do procedimento 1 que são comparados com os obtido do procedimento 2. Define-se o parâmetro φ^b mediante a análise integrada dos ensaios dos três procedimentos, para finalmente obter a superfície de ruptura para o nível de sucção dos ensaios.

No capítulo 8 são apresentadas as conclusões do estudo junto com sugestões para pesquisas futuras. As referências bibliográficas são apresentadas no capítulo 9.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados os principais aspectos teóricos que servirão como base para a interpretação e compreensão dos resultados experimentais. Apresenta-se uma revisão dos solos compactados, o estado aberto e ocluso da parcela de ar no solo e suas implicações no comportamento de engenharia. Inclui-se um modelo qualitativo de comportamento para o estudo de solos saprolíticos compactados. Em seguida, apresentam-se as principais equações de ruptura para solos não saturados e a variação da envoltória nas diferentes fases de dessaturação. Por último, são expostos os parâmetros de poropressão obtidos no laboratório, analisa-se a técnica de saturação por contrapressão e os principais ensaios triaxiais aplicados para solos não saturados.

2.1 ASPECTOS TEÓRICOS SOBRE O COMPORTAMENTO DOS SOLOS COMPACTADOS

A compactação é uma das atividades mais comuns na engenharia geotécnica e consiste na densificação do solo, onde mediante a aplicação de energia mecânica se expelle o ar no interior do mesmo. A compactação no laboratório pode ser realizada estaticamente, dinamicamente (impactos) e por pisoteamento. Se o solo for compactado com teores de umidade diferentes e com uma mesma quantidade de energia, obtém-se uma curva que relaciona a densidade seca do solo com os teores de umidade na compactação. A Figura 2.1 mostra que a densidade seca se incrementa até um valor máximo e logo cai quando o teor de umidade de compactação se incrementa. O teor de umidade no qual se obtém a densidade seca máxima é chamado de teor de umidade ótimo (w_{opt}). No mesmo diagrama, se apresentam linhas de isosaturação que só dependem da densidade dos grãos, para o caso da Figura 2.1, o ponto ótimo da curva tem grau de saturação de 72%. Pode-se observar que a curva de compactação nunca atinge a linha de 100% de saturação, o que indica que os solos compactados possuem ar preso na estrutura (e.g. Leroueil e Hight, 2013). A “linha dos ótimos” da Figura 2.1 indica os valores máximos da curva dos dois ensaios

com diferente energia, esta linha é essencialmente a linha de grau de saturação constante (S_{r-opt}), que no caso da figura corresponde a 72%.

Se o solo for compactado com um grau de saturação menor do que o ótimo (S_{r-opt}) se encontra no ramo “seco” da curva de compactação. Se o solo é compactado com grau de saturação maior que o ótimo se encontra no ramo “úmido” da curva que usualmente é paralelo às linhas de isosaturação.

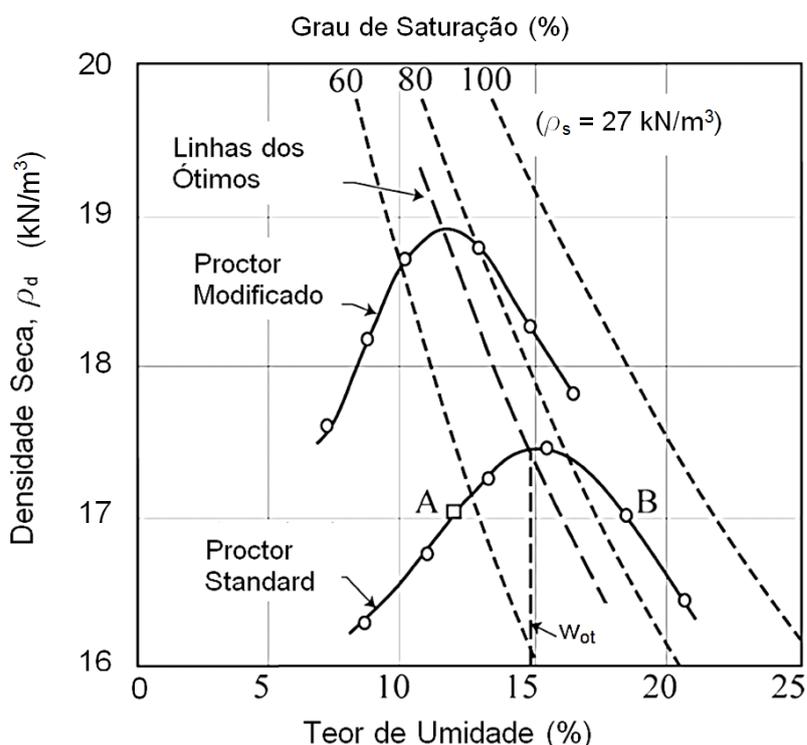


Figura 2.1 - Curvas de compactação obtidas com Proctor Standard e Proctor Modificado sobre o mesmo solo com dados fictícios (Leroueil e Hight, 2013).

2.1.1 A sucção nos solos compactados

Marinho (2005) definiu sucção como a energia com que um elemento poroso absorve água quando está livre para se mover, o autor associou este fenômeno à mineralogia, densidade, estrutura e umidade do solo. A sucção, também denominada sucção total (ψ), é composta por duas parcelas: a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial está relacionada ao tipo de partícula e ao arranjo estrutural do solo e, quantitativamente, é definida pela diferença entre a pressão atmosférica (ou pressão no ar) e a pressão na água contida nos vazios do solo ($u_a -$

u_w). A sucção osmótica ocorre devido à presença de sais ou outras substâncias dissolvidas na água do solo.

Fredlund (1976) obteve resultados experimentais com os quais concluiu que variações na componente osmótica devido a alterações na quantidade de água são relativamente pequenas. Assim, no presente estudo a sucção matricial será chamada como sucção para efeitos de simplicidade.

A sucção tem um aporte na resistência dos solos. Um dos primeiros estudos sobre a sucção em solos compactados foi conduzido por Olson e Langfelder (1965). Utilizando amostras de argila compactada estaticamente, observou-se que o valor da sucção inicial está relacionado principalmente ao teor de umidade de moldagem do solo e, que em segundo plano está o efeito da energia de compactação.

Marinho e Stuermer (2000) realizaram pesquisas sobre o mesmo solo residual estudado no presente trabalho e compactaram o solo com três energias de compactação diferentes. Nos corpos de prova foi medida a sucção após a compactação e foram determinadas linhas com mesmos valores de sucção (isosucção). A Figura 2.2 apresenta os resultados obtidos, onde é observável que a energia de compactação apresenta menor influência no ramo seco do que no ramo úmido, onde as linhas de isosucção tendem a ser cada vez mais inclinadas, aproximando-se à linha da saturação total o que indica que a energia de compactação tem maior influência nos valores de sucção.

Suriol et al. (2002) estudaram um silte com índice de plasticidade de 11.8% compactado com três diferentes energias. Os autores empregaram três energias de compactação e obtiveram as linhas de isosucção ao longo das curvas de compactação. A Figura 2.3 apresenta os resultados obtidos, observa-se a mesma tendência encontrada por Olson e Langfelder (1965) e Marinho e Stuermer (2000) na sucção ao longo das curvas de compactação. A sucção no ramo seco apresenta valores semelhantes para energias diferentes (linhas verticais), enquanto no ramo úmido a variação da sucção é maior devido à energia de compactação (linhas paralelas às linhas de saturação).

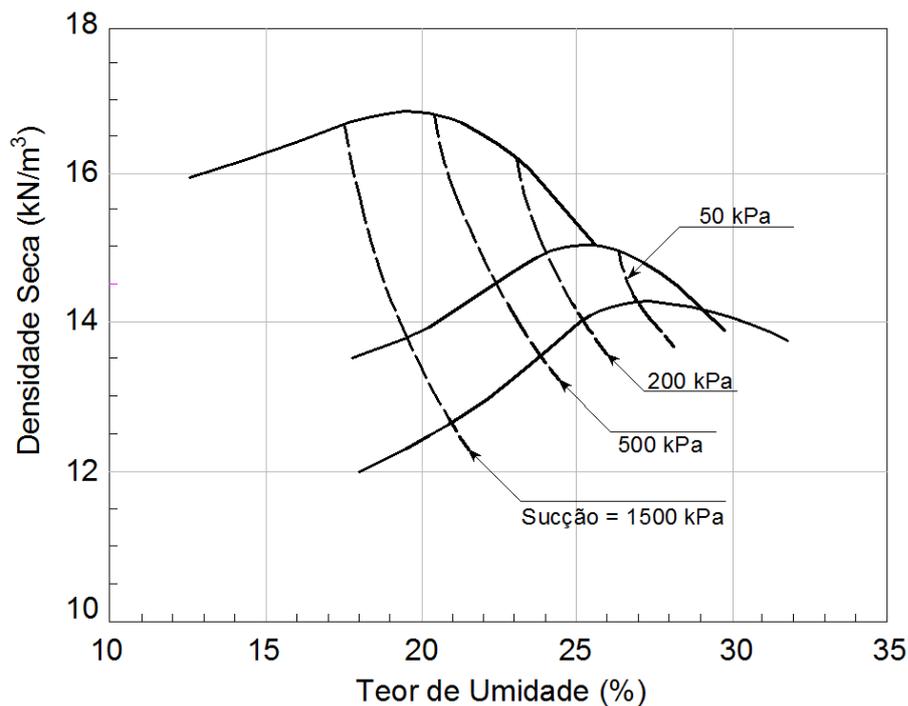


Figura 2.2 - Curvas de compactação para diferentes níveis de energia e curvas de isosucção de um solo residual de gnaiss (modificado de Marinho e Stuermer, 2000).

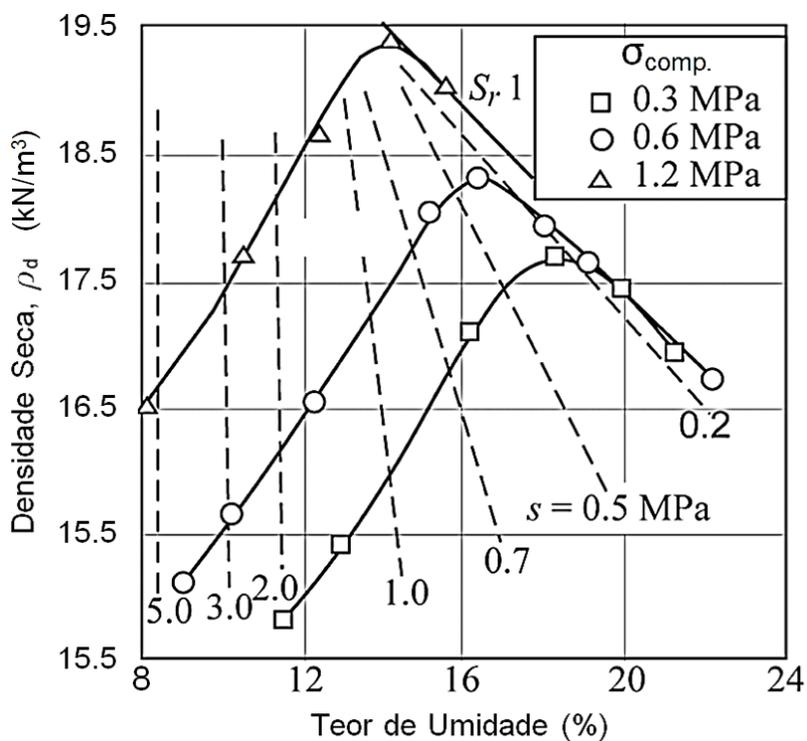


Figura 2.3 - Curvas da mesma succção obtida de um silte de baixa plasticidade compactado estaticamente com diferentes energias (Suriol et al., 2002).

2.1.2 Os estados ocluso e aberto na fase de ar dos solos compactados

A continuidade da parcela de ar no solo apresenta certas peculiaridades nos ramos seco e úmido da curva de compactação. Diversos estudos mostraram que a fase de ar é contínua no ramo seco que é conhecido como estado aberto. Já no ramo úmido, a parcela de ar encontra-se em estado ocluso, isto significa que o ar está em formas de bolhas e estão descontínuas na estrutura.

Langfelder et al. (1968) conduziram ensaios sobre solos com índices de plasticidade entre 2 e 30%, e observaram um decréscimo abrupto da permeabilidade ao ar quando o teor de umidade aproximava-se ao ponto ótimo, o que é independente da energia de compactação empregada.

Esta informação confirma a hipótese proposta por Olson (1963) que indica que a densidade seca máxima é atingida quando a permeabilidade ao ar torna-se pequena o suficiente para que o ar restante não consiga ser expelido e devido a isto a densidade não se incrementa. Similar informação foi observada por Mello (1958) e Casagrande e Hirschfeld (1960) que associaram este fenômeno a um grau de saturação igual para diferentes energias de compactação, o qual correspondia à linha dos ótimos. Cruz e Ferreira (1993) estudaram 11 solos compactados do interior de São Paulo, o grau de saturação no ponto ótimo das curvas variava entre 74.4 até 93.6%. Os autores indicam que para graus de saturação entre 92 e 95% o volume de ar tornava-se pequeno o suficiente para ocupar unicamente os vazios maiores e ficar isolado na estrutura do solo. Quando este estado é atingido, o solo passa a ser chamado de “quasi-saturado”.

Quando o solo apresenta estas características pode-se definir como solo “quasi-saturado”. Cruz (1996) menciona que se o volume de água for suficiente para isolar o ar nos vazios maiores em forma de bolhas, a pressão de ar continuará a ser diferente da pressão da água, devido à tensão capilar. A pressão “hidrostática” que atua nas partículas sólidas passa a ser a pressão da água. A pressão “hidrostática” que atua nas partículas sólidas passa a ser a pressão da água. Se a saturação do solo não é total, a área de atuação da água num plano a_w/A não será integral. O autor descreve que a tensão total no solo neste cenário é definida pela equação 2.1 enquanto a tensão efetiva suportada pelo solo é descrita pela equação 2.4.

$$\sigma = \sigma' + u_w \frac{a_w}{A} + u_a \frac{a_a}{A} \quad (2.1)$$

$$a_w = A - a_a \quad (2.2)$$

$$\sigma = \sigma' + u_w \frac{A}{A} + \frac{a_a}{A} (u_a - u_w) \quad (2.3)$$

$$\sigma' = (\sigma - u_w) - \frac{a_a}{A} (u_a - u_w) \quad (2.4)$$

O excesso de pressão sobre a pressão na água seria:

$$\sigma' + \frac{a_a}{A} (u_a - u_w) \quad (2.5)$$

Devido a que o valor de a_a/A é pequeno, a tensão efetiva poderia ser descrito com a equação 2.6.

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.5)$$

Cruz e Ferreira (1993) mencionaram que a expressão acima apresenta erros de cálculo, já que a_a/A é diferente de zero e a parcela da sucção ainda tem um aporte na resistência do solo. Cruz (1996) menciona que a presença de ar em estado ocluso modifica o comportamento do solo no tocante à compressão e à expansão, devido a que para um aumento de pressão na água corresponderá um processo de dissolução do ar na água e uma variação no volume ar-água. Quando há uma redução da pressão na água, o ar pode voltar à forma de bolhas com uma consequente redução do grau de saturação. Assim, os autores dão abertura ao estudo mais aprofundado do ar em estado ocluso.

O termo “quasi-saturado” também foi empregado por Shahu et al. (1999). Utilizaram o termo para classificar o solo não saturado que apresenta comportamento na engenharia prática similar ao solo em estado saturado. Os autores estudaram um solo siltoso compactado no ramo úmido da curva de compactação que foi submetido a ensaios triaxiais. Os autores mencionam que o ar do solo foi dissolvido quando foram aplicadas tensões confinantes em torno a 700 kPa sem drenagem. Posterior a esta fase, o solo foi submetido à fase de cisalhamento e os resultados obtidos foram similares ao obtidos na condição saturada.

Diversos autores estudaram as variações das pressões nas fases de ar e água no solo e a interface entre os estado aberto e ocluso. Fredlund e Rahardjo (1993) apresentaram um modelo das variações das fases água e ar ao longo de um confinamento. A Figura 2.4 apresenta o esquema proposto pelos autores que mostra

as variações de pressão nas fases de ar e água ao longo de um confinamento incrementado progressivamente, no qual se tem o solo inicialmente com ar contínuo. Podem-se distinguir três zonas em função da continuidade ou não do ar com o aumento da pressão. Na zona 1 a fase de ar encontra-se em estado aberto com certo valor de sucção. À medida que a pressão confinante é incrementada, a diferença entre as pressões das fases ar e água se reduz progressivamente, tendendo a apresentar um mesmo valor (zona 2), levando à sucção a valores próximos a zero. Este esquema foi baseado em estudos experimentais conduzidos por Bishop e Henkel (1962) em laboratório.

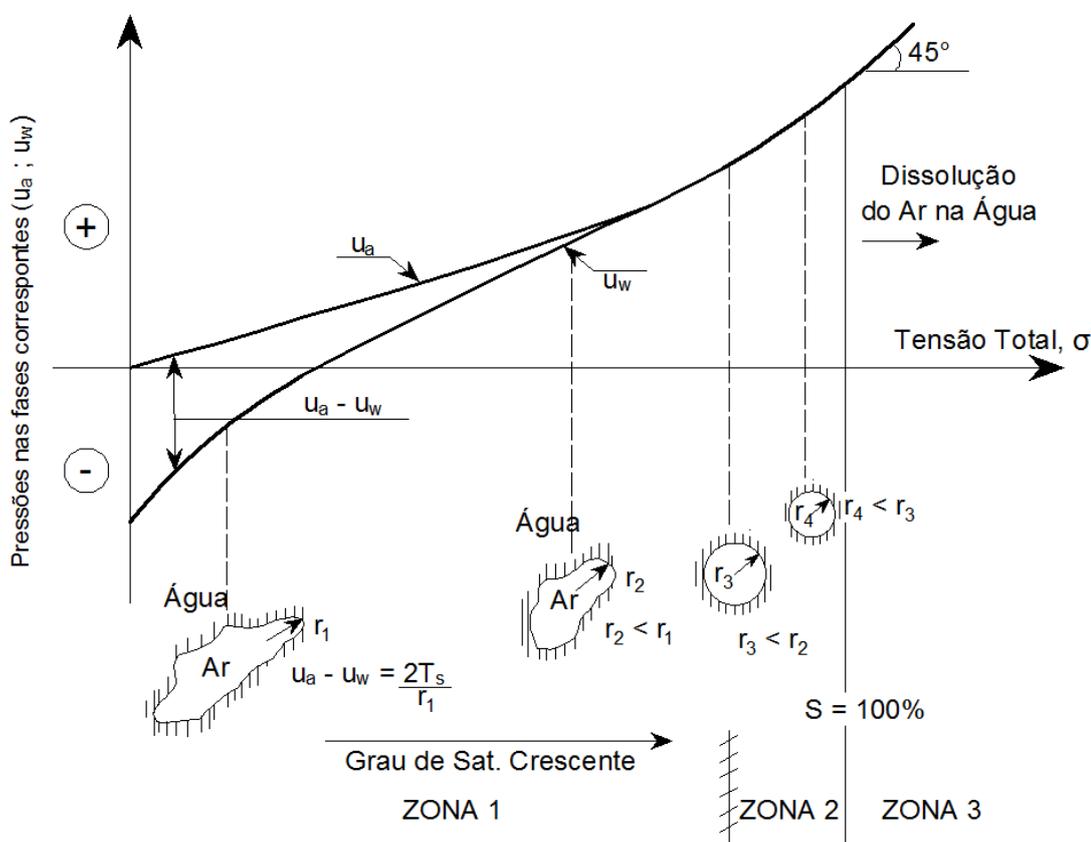


Figura 2.4 - Modelo de variação das pressões nas fases ar e água com o aumento da pressão total confinante (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Outro esquema do comportamento das parcelas ar e água baseado em medições de campo foi apresentado por Pacheco Silva (1973). O autor analisou as poropressões de geradas em barragens de terra homogênea ao longo da construção, com o qual, definiu um modelo de desenvolvimento das pressões nas fases ar e água em função do carregamento, apresentado na Figura 2.5. O modelo indica que no início do carregamento, correspondente ao trecho ABC, a poropressão pode diminuir. Este

trecho corresponde à situação em que o ar está em estado aberto e em contato com a atmosfera, devido a isto, a sucção iria-se incrementando. Este fenômeno é interrompido a partir do instante que o ar deixa de ter contato com a atmosfera (ponto C'), a partir de quando poropressões de água positivas são geradas, resultando na diminuição da sucção, até a oclusão e posterior dissolução do ar na água.

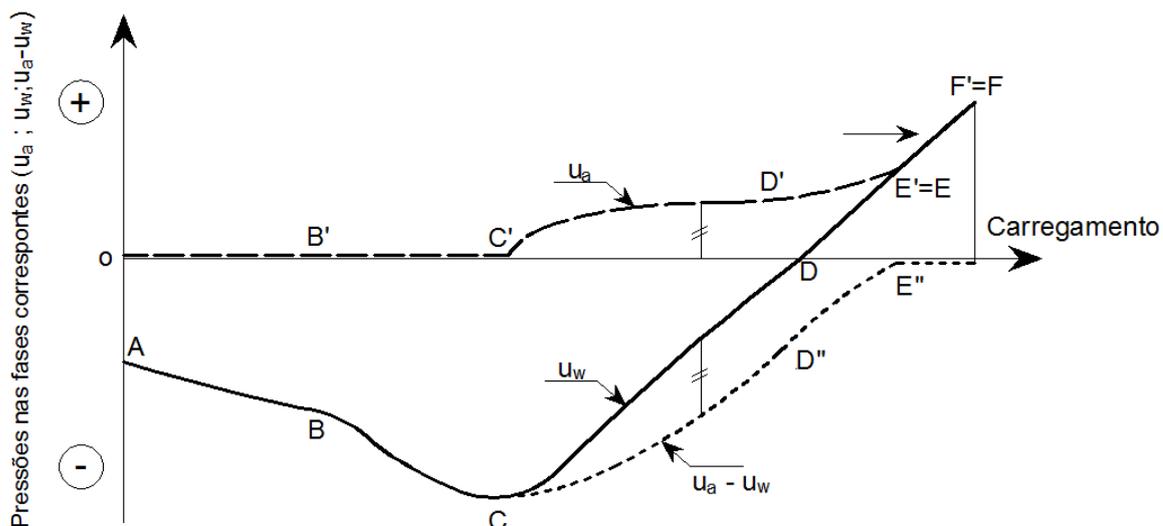


Figura 2.5 - Modelo de comportamento da sucção nas fundações durante a construção de uma barragem de terra (Pacheco Silva, 1973).

Por outro lado, Sandroni (1985) definiu um modelo mecânico diferente ao apresentado por Pacheco Silva (1973). A Figura 2.6 apresenta o modelo de Sandroni (1985) sobre o comportamento das pressões nas fases ar e água para as mesmas condições de carregamento do modelo de Pacheco Silva.

Observa-se nesta figura que com o incremento da altura do aterro a poropressão de água torna-se menos negativa quando o ar está em estado aberto e em contato com a atmosfera (trecho IO). No instante que acontece a oclusão do ar (ponto O), a pressão nas fases ar e água são consideradas iguais e atmosféricas (apesar que o valor da poropressão de água seja ligeiramente negativo). A partir deste ponto as pressões são consideradas positivas até a eventual dissolução do ar na água que indica a saturação total do solo.

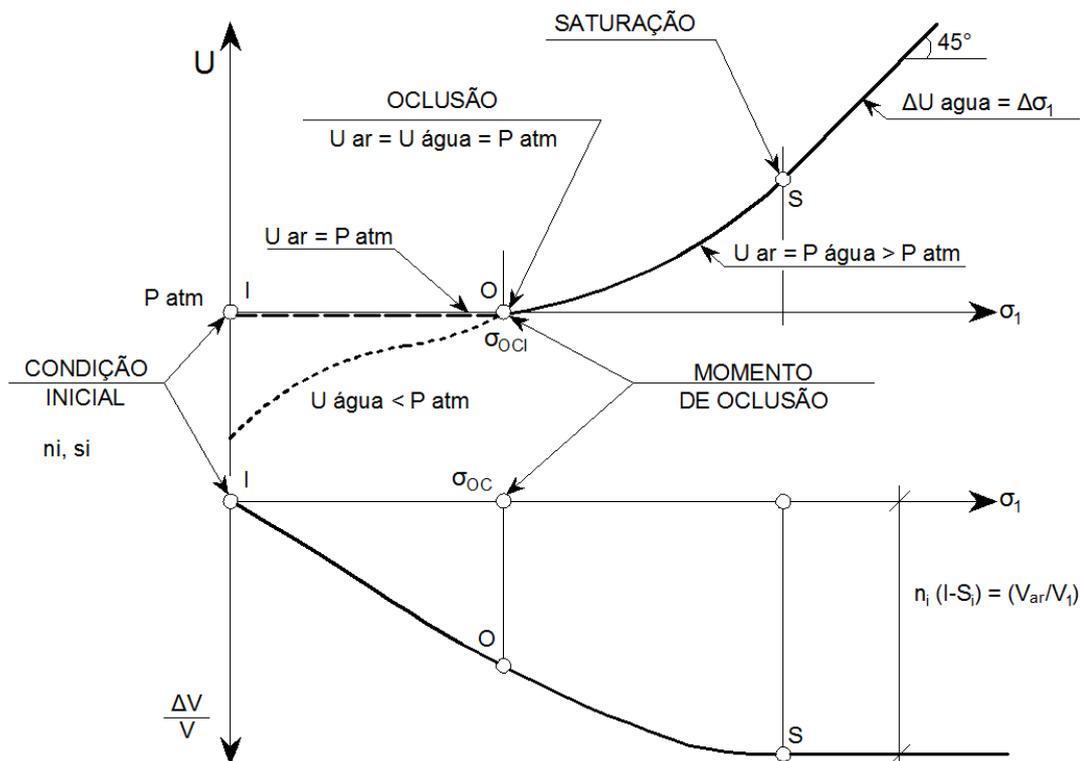


Figura 2.6 - Pressões no ar e na água durante a construção de uma barragem de terra (modificado de Sandroni, 1985).

Os modelos de Pacheco Silva e Sandroni são diferentes quando se analisa o desenvolvimento da sucção devido aos carregamentos quando o ar está em estado aberto que corresponde à zona 1 da Figura 2.4. Posteriormente, Penman (1986) realizou medições das pressões de ar e água ao longo da construção da barragem Chelmarsh. Foi empregado um piezômetro de corda vibrante com pedra porosa grossa para medir a pressão da água e um piezômetro hidráulico de tubo duplo com pedra de alta pressão de borbulhamento para medir a pressão no ar. Observou-se que ao longo do incremento da tensão total, a diferença entre as duas pressões que corresponde à sucção ia se reduzindo constantemente como foi proposto no modelo de Sandroni (1985). Penman (1986) concluiu que esta redução entre as pressões levaria eventualmente à saturação do maciço, com o qual as pressões apresentariam um mesmo valor o que estaria relacionada com a saturação, esta conclusão também foi considerada por Schuurman (1966) e Vaughan (1982) mediante estudos teóricos.

Marinho et al. (2003) realizaram ensaios no mesmo solo residual de gnaiss compactado utilizado no presente estudo. Realizaram-se ensaios PH, os quais consistem na aplicação de confinamento incrementado progressivamente que reproduz as condições dos modelos teóricos analisados anteriormente. Os resultados

dos ensaios são apresentados na Figura 2.7, na parte (a) se observam as curvas de compactação para diferentes energias acompanhadas das linhas de isosucção. Da curva de Proctor Standard foram tomadas as amostras SD-4 e SD-7 da umidade ótima e do ramo seco respectivamente e foram submetidas a ensaios PH. A parte (b) mostra que os corpos de prova SD-4 e SD-7 apresentaram sucções iniciais de 120 e 380 kPa respectivamente, a medição da sucção foi obtida mediante o uso do tensiômetro de alta capacidade.

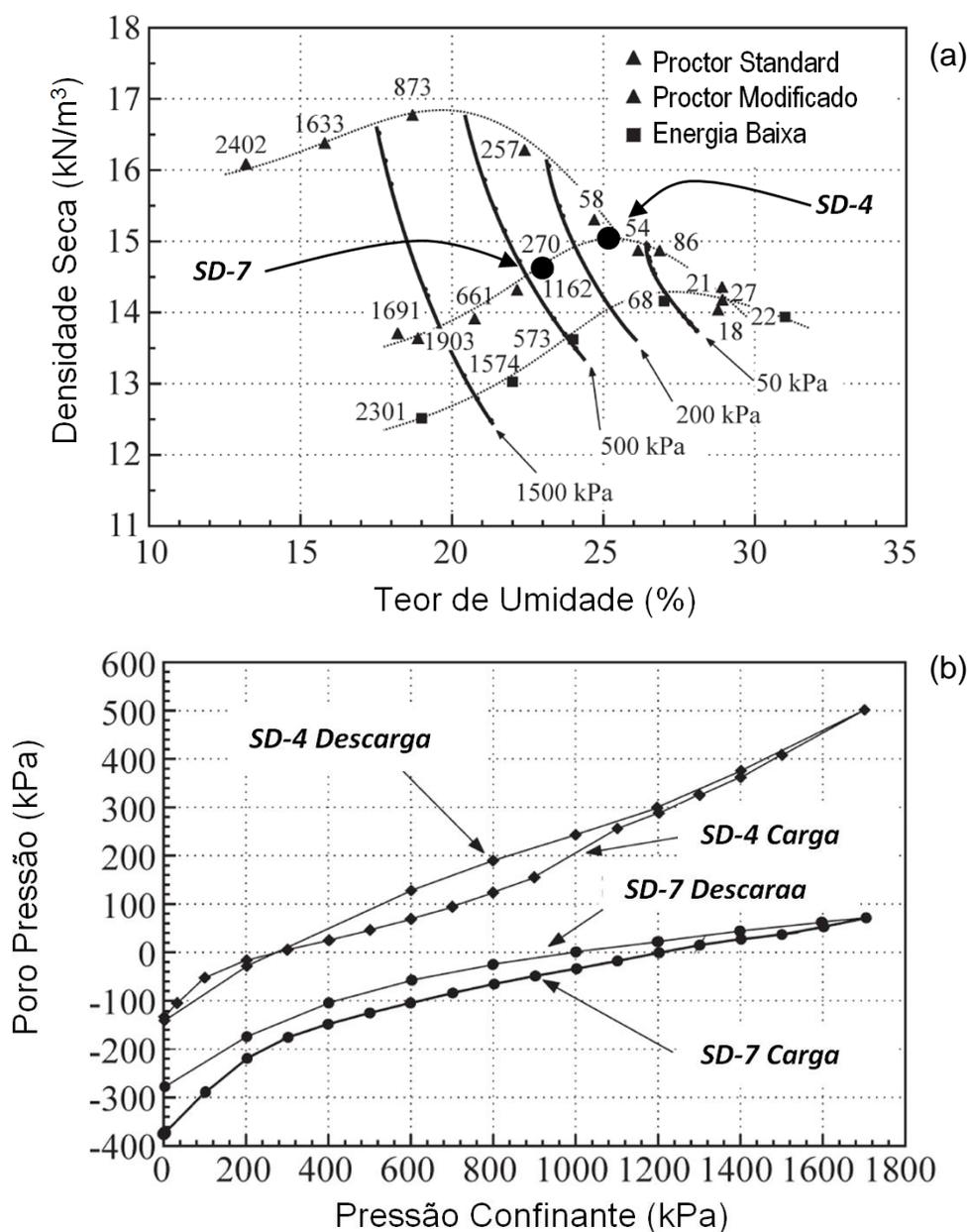


Figura 2.7 - Resultados de ensaios PH em solo residual de gnaiss compactado, comparação entre o desenvolvimento da sucção em amostra no ramo seco e na umidade ótima (modificado de Marinho et al., 2003).

Os corpos de prova são submetidos a incrementos de confinamento sem drenagem até 1700 kPa. Quando a sucção é menor (SD-4) o valor da pressão aplicada que anula a sucção está na ordem de 300 kPa, o qual representa um aterro de altura de 15m. Quando a sucção foi maior (SD-7), a pressão que anula a sucção foi da ordem de 1300 kPa, o que representa um aterro de aproximadamente 65m. A partir do instante em que a sucção é zero, as pressões na água e no ar são iguais e a saturação do solo é atingida.

Este estudo comprova experimentalmente os modelos propostos por Sandroni (1985) e Fredlund e Rahardjo (1993). Posteriormente, o estudo foi ampliado por Marinho e Massad (2011), no qual foi avaliado o efeito da sucção no ramo úmido do mesmo solo. Foram preparadas duas amostras com umidades entre 3 e 6% acima da ótima. Os corpos de prova foram submetidos a ensaios PH e observou-se valores de sucção iniciais entre 14 e 42 kPa, este fato demonstrou que existe uma diferença entre as pressões de ar e da água no solo incluso quando o ar encontra-se em forma de bolhas de ar (solo quasi-saturado). Posterior à medição da sucção inicial, os ensaios foram iniciados, onde se obteve que a pressão que anulou a sucção esteve entre 30 a 130 kPa, que representa um aterro entre 1.5 e 6.5m aproximadamente.

Estudos experimentais como estes permitem analisar o efeito de uma construção sobre a sucção do solo, os valores de sucção presentes no solo com ar em estado ocluso e finalmente, o nível de pressão requerida para levar à saturação o solo compactado.

2.1.3 Os solos compactados e a curva de retenção de água

Curva de retenção de água (CRA) é a expressão gráfica que relaciona a sucção com quantidade de água no solo. A quantidade de água pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico (w), definido como a relação entre os pesos de água e de sólidos, pelo teor de umidade volumétrico (θ), que corresponde à relação entre o volume de água e o volume total, ou em termos do grau de saturação (S). A CRA representa a capacidade de armazenar água quando submetido a diferentes valores de sucção e relaciona-se diretamente a distribuição e tamanho dos poros. Mediante a técnica de intrusão de mercúrio, é possível observar que solos compactados no ramo seco apresentam distribuição de poros bimodal, enquanto que solos compactados no

ramo úmido apresentam uma única família de poros (e.g. Ahmed et al. 1974; Vanapalli et al. 1999). Delage et al. (1996) realizaram estudos onde observaram que quando um solo é compactado no ramo seco são criadas agregações que dão lugar a duas famílias de poros, os microporos (raio de poro cerca de $0.3\mu\text{m}$) e os macroporos (cerca de $4\mu\text{m}$), caso contrário acontece no ramo úmido onde aparece uma única família (cerca de $0.5\mu\text{m}$ para o solo estudado). O ponto ótimo da curva forma uma transição entre os ramos e pode apresentar uma ou duas famílias de poros.

O arranjo do solo é refletido diretamente na curva de retenção de água (CRA), para um índice de vazios definido, a entrada de ar (que diretamente reflete o tamanho dos poros maiores no solo) é maior para solos compactados no ramo úmido do que os compactados no ramo seco (e.g. Vanapalli et al. 1999). Se duas amostras são moldadas no ponto A e B da Figura 2.1 podem apresentar diferentes arranjos e o comportamento mecânico será diferente em cada ramo da curva. Foi observado também que as agregações formadas no ponto ótimo são menores que no ramo seco, assim, o solo moldado nesta condição permanece saturado por mais tempo como o caso de solos moldados no ramo úmido.

White et al. (1970) definiu diferentes fases de saturação identificadas quando o processo de dessaturação no solo acontece, o estudo proveu os conceitos básicos que logo foram modificados por Vanapalli et al. (1996) e são apresentados na Figura 2.8. Existem três fases de dessaturação identificadas: a fase de efeito fronteira, a fase de transição (fase de transição primária e secundária), e a fase de dessaturação residual. A parte (b) da figura ilustra a variação da área de água com a dessaturação nas diferentes fases da CRA. Na fase de efeito fronteira todos os poros estão preenchidos de água (os meniscos de água em contato com as partículas e agregações são contínuos), o solo está essencialmente saturado. O início da fase de transição primária começa no valor da entrada de ar $(u_a - u_w)_b$, que é o valor de sucção no qual o ar entra nos poros maiores e forma canais contínuos de ar. A fase de transição secundária está representada pela presença de poros preenchidos com grande quantidade de ar e com uma redução significativa na água. Estas duas fases de transição se caracterizam porque a dessaturação acontece com variações pequenas na sucção. A fase de dessaturação residual acontece quando incrementos grandes na sucção geram mudanças pequenas na dessaturação do solo, esta fase está associada a teores de umidade baixos.

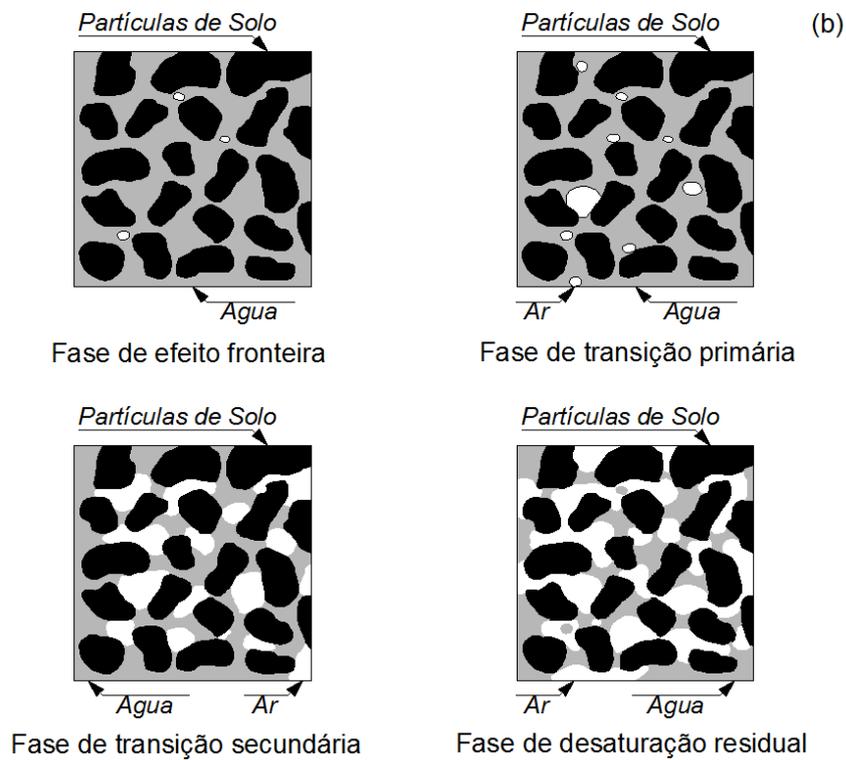
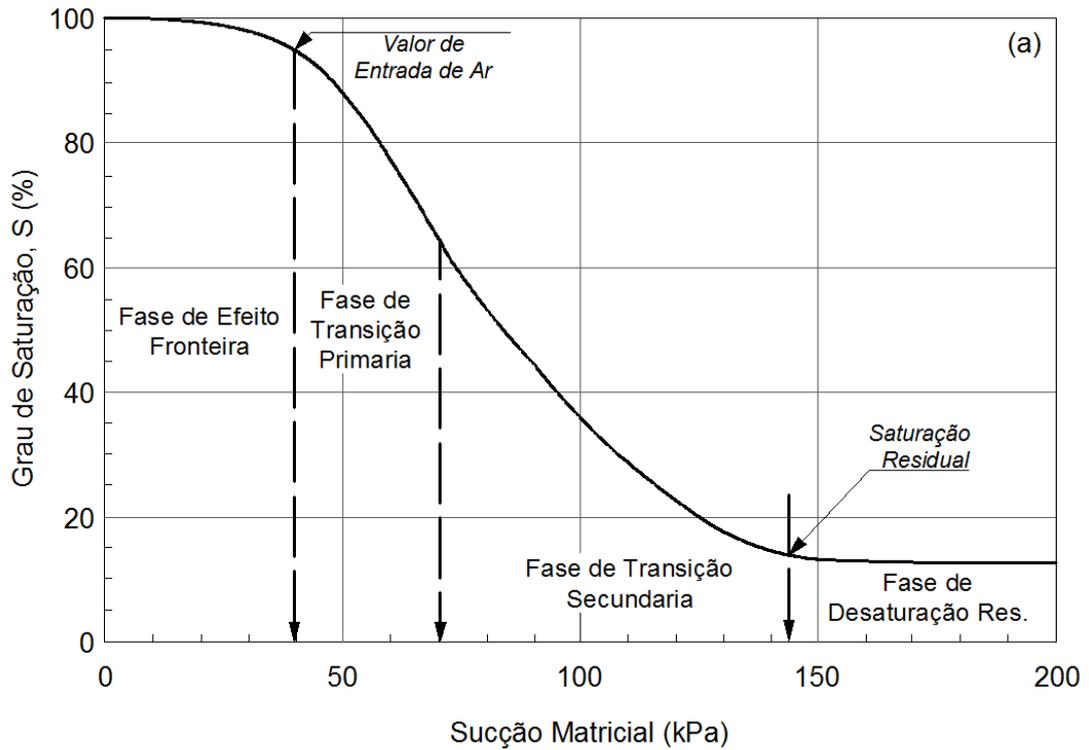


Figura 2.8 - a) Curva de retenção hipotética de um solo dividida nas diferentes fases de dessaturação. b) Redução da área de água nas fases de dessaturação (modificado de Vanapalli et al. 1996).

A relação entre a resistência ao cisalhamento e a CRA pode ser apreciada comparando-se as Figuras 2.9a e 2.9b. Existe um incremento linear na resistência ao

cisalhamento até a entrada de ar, o que corresponde ao comportamento quasi-saturado.

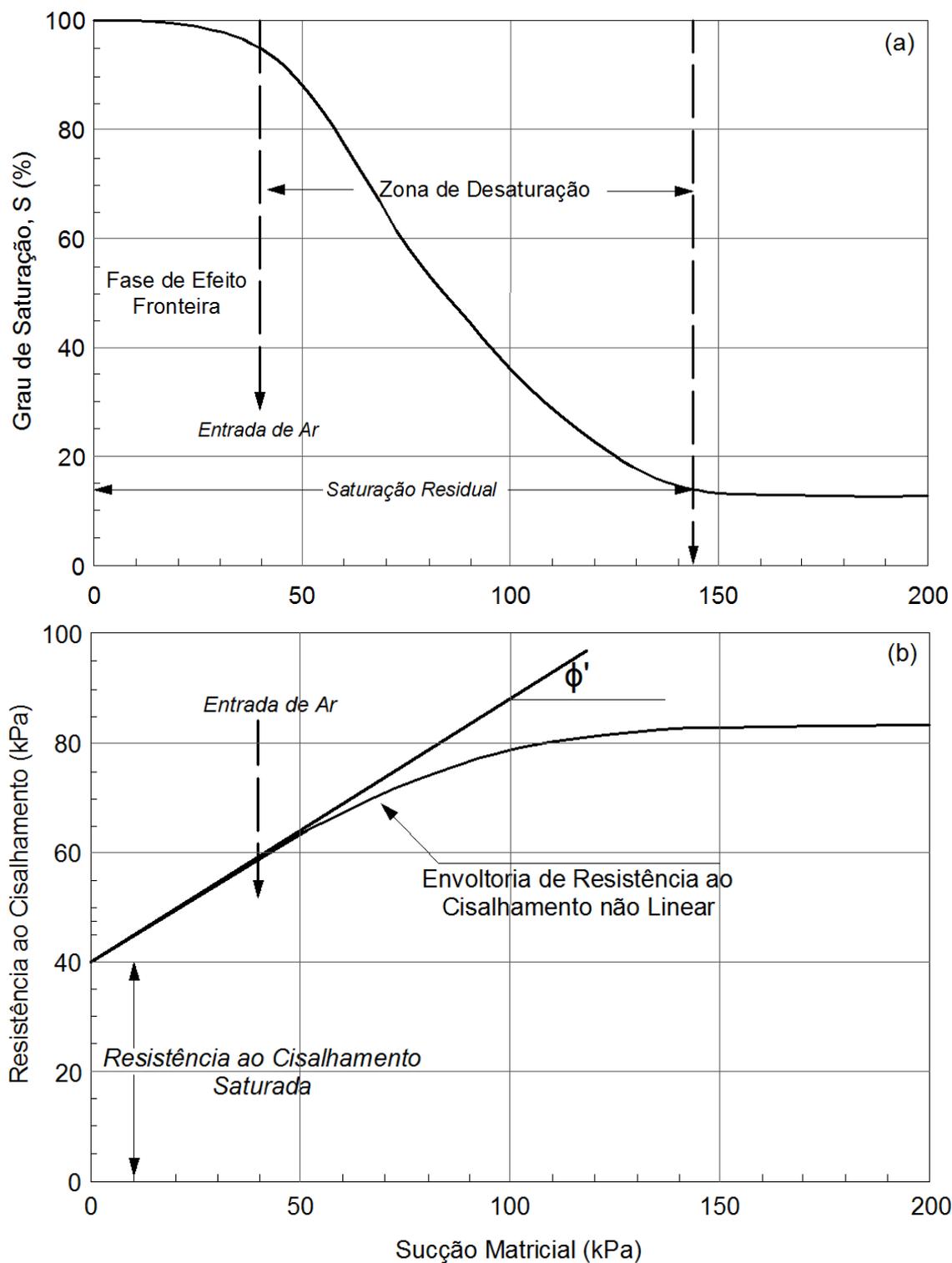


Figura 2.9 - a) Curva de retenção de água típica. b) Resistência ao cisalhamento de um solo relacionado à curva de retenção do mesmo (Vanapalli et al. 1996).

Posterior à entrada de ar, aparece um incremento não linear na resistência ao cisalhamento, porém, a resistência ao cisalhamento pode aumentar, diminuir ou se manter constante com o incremento da dessaturação. Em alguns casos, particularmente em solos com dessaturação rápida (areia e siltes) poderia se esperar que a resistência caísse, devido ao fato de que o teor de umidade em areias e siltes em condições de sucções residuais pode não transmitir efetivamente a sucção através das partículas do solo, deste modo, grandes incrementos de sucção não representam incrementos significativos na resistência ao cisalhamento. Caso contrário acontece em solos argilosos, onde a fase residual não está bem definida.

A Figura 2.10, apresenta esquematicamente as envoltórias de resistência para as quatro fases de dessaturação (Vanapalli et al., 1996). A parte (a) apresenta a envoltória da fase de efeito fronteira, que se situa sobre a envoltória saturada; a parte (b) apresenta a fase de transição primária onde a envoltória tem acréscimo de resistência um pouco menor do que a envoltória saturada; a parte (c) mostra a fase de transição secundária, onde a separação entre a resistência não saturada com a saturada é mais acentuada; finalmente a parte (d) mostra a fase de dessaturação residual, onde a resistência tende a ser constante, longe do acréscimo de resistência controlado por ϕ' . Como foi definido no item 2.1.2, os solos quasi-saturados possuem ar em estado ocluso e os valores de saturação são elevados, devido a isto, a envoltória de resistência é similar à obtida se o solo estivesse saturado.

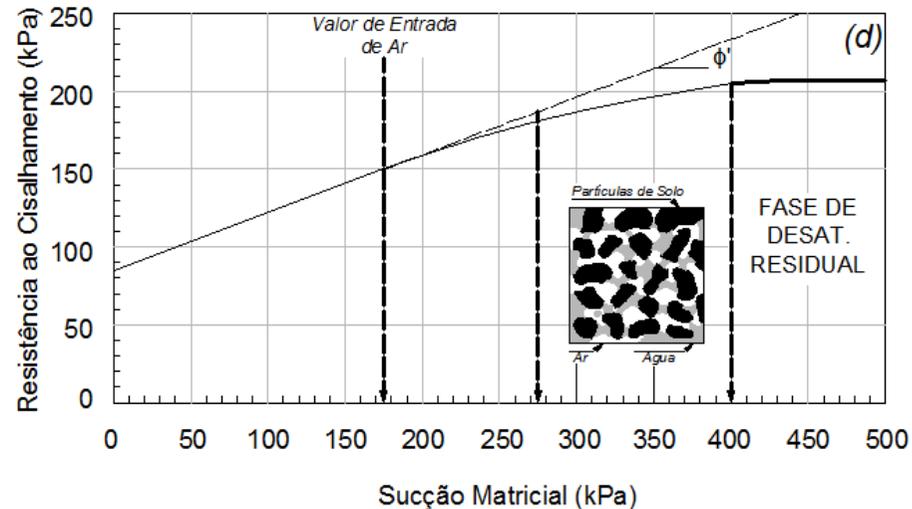
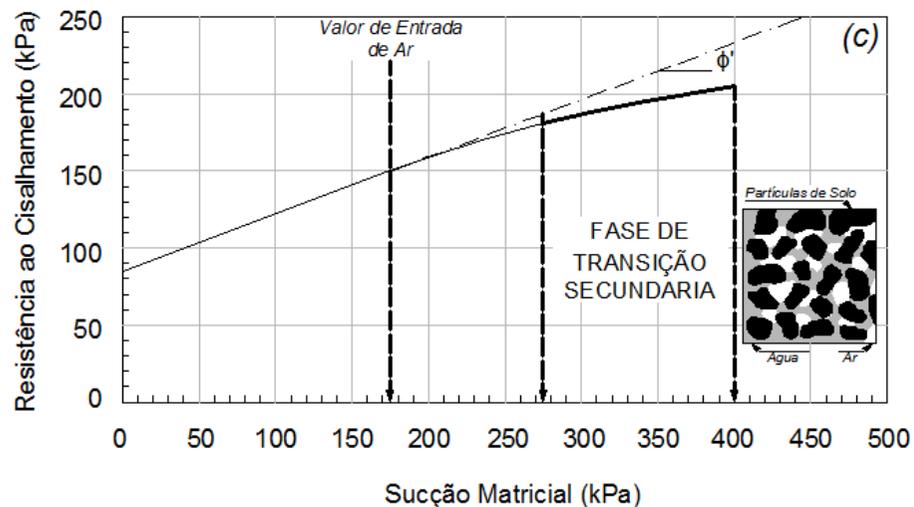
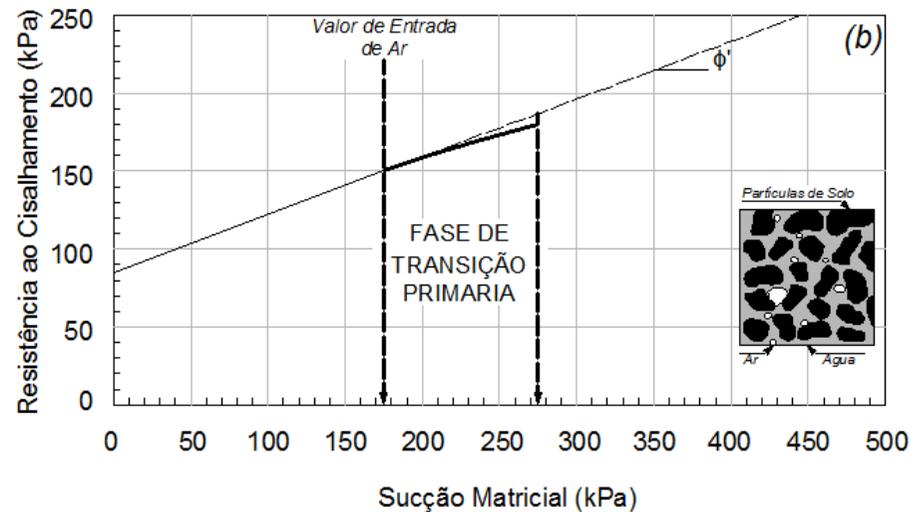
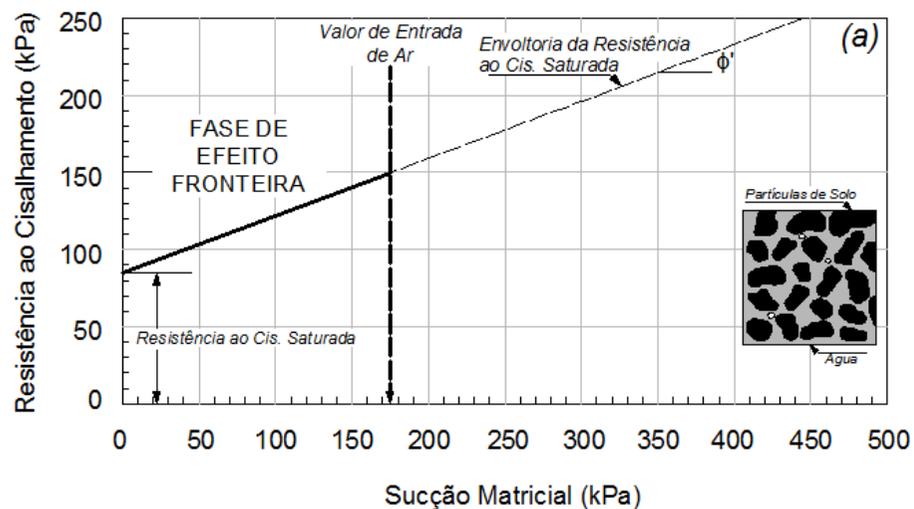


Figura 2.10 - Variação da resistência ao cisalhamento nas diferentes fases de dessaturação, (a) Fase de efeito fronteira, (b) Fase de transição primária, (c) fase de transição secundária, (d) zona de dessaturação residual, (Vanapalli et al., 1996).

A curva de retenção representa uma ferramenta importante na análise do comportamento dos solos não saturado, porém a principal dificuldade de seu uso da engenharia é o tempo gasto para obter os dados experimentais da mesma. Várias equações têm sido propostas para ajustar estes dados experimentais a certos parâmetros definidos. As equações em sua maioria são de natureza empírica, mas destacam-se as equações propostas por van Genuchten (1980) (Equação 2.6) e Fredlund e Xing (1994) (Equação 2.7) devido à sua versatilidade e por se ajustarem razoavelmente à maioria dos solos.

$$\theta_w = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad (2.6)$$

$$\theta_w = \theta_s C(\Psi) \left[\frac{1}{\ln \left(e + \left(\frac{\Psi}{a} \right)^n \right)} \right]^m \quad (2.7)$$

$$C(\Psi) = 1 - \left[\frac{\ln \left(1 + \Psi / \Psi_r \right)}{\ln \left(1 + 10^6 / \Psi_r \right)} \right]$$

- $\theta_w, \theta_s, \theta_r$ = Respectivamente, teores de umidade volumétrica a uma dada sucção (Ψ), de saturação e residual, cm^3/cm^3 .
- Ψ = Sucção para a qual se deseja obter a umidade.
- Ψ_r = Sucção correspondente à umidade volumétrica residual, kPa.
- $C(\Psi)$ = Fator de correção da Equação de Fredlund & Xing (1994).
- α, m, n = Parâmetros de ajuste da Equação de van Genuchten (1980) (Equação 2.1) $\alpha = 1/kPa$.
- α, m, n = Parâmetros de ajuste da Equação de Fredlund & Xing (1994) (Equação 2.2) $\alpha = kPa$.
- e = Número natural (2.71828).
- 10^6 = Valor limite de sucção para qualquer tipo de solo segundo Fredlund & Xing, kPa.

A obtenção do valor da entrada de ar é determinante, já que define a transição do estado ocluso e aberto do ar no solo e seu respectivo efeito no comportamento mecânico já discutido anteriormente. Oliveira (2004) obteve diversas curvas de retenção para umidades diferentes e níveis de confinamento diferentes, um exemplo destas curvas é apresentado na Figura 2.11.

Na curva apresentada, os pontos experimentais são ajustados mediante o uso da equação de Fredlund e Xing (1994). Observa-se que a saturação dos pontos cai a partir de 20 kPa de sucção. Fisicamente, pode-se estabelecer como valor de entrada de ar este nível de sucção, porém o autor emprega um método gráfico para a definição do mesmo. Utilizando a curva ajustada mediante Fredlund e Xing (1994), Oliveira (2004) define que a “entrada de ar generalizada” corresponde à sucção definida pela intersecção da linha horizontal, traçada pela parte inicial da curva, e a linha tangente que passa pelo seu ponto de inflexão, para o exemplo da figura este valor é 250 kPa. Este método gráfico será empregado na presente pesquisa para definir a transição do ar do estado ocluso ao aberto.

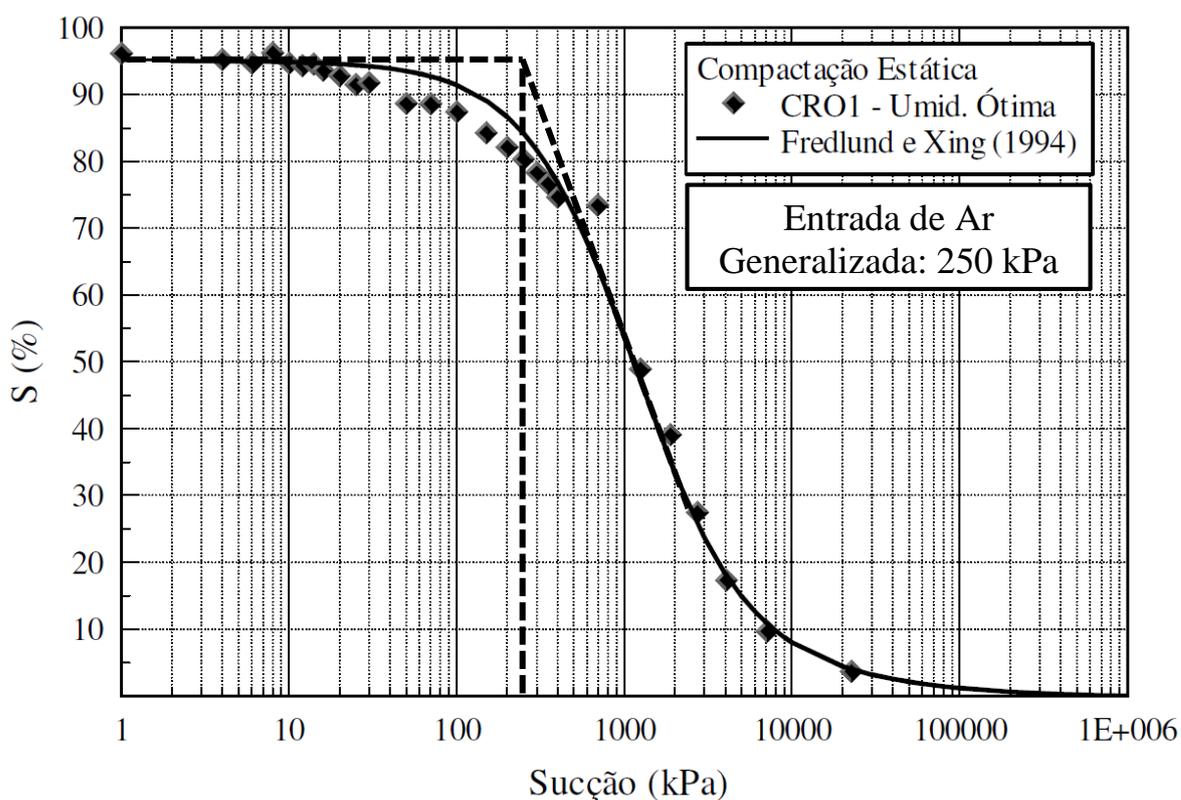


Figura 2.11 - Determinação da “entrada de ar generalizada” de uma curva de retenção (modificado de Oliveira, 2004).

2.1.4 Modelo qualitativo geral para solos compactados

Leroueil e Hight (2013) definem um modelo geral qualitativo para solos compactados mostrado na Figura 2.12, onde os solos compactados são divididos em duas categorias diferentes, aqueles compactados no ramo seco ($S_r < S_{r-opt}$) e os

compactados no ramo úmido ($S_r > S_{r-opt}$) os quais apresentam comportamento quasi-saturado. Este modelo proposto por Leroueil e Hight (2013) pode ter limitações em solos expansivos, mas prevê adequadamente o comportamento de solos com baixa plasticidade.

a) Após compactação (condição “as compacted”)

O solo em condição “as compacted” possui sucções maiores no ramo seco que no ramo úmido. Como consequência, o solo no ramo úmido é mais deformável. O ramo seco apresenta agregações do material e possui duas famílias de poros (macroporos e microporos), a fase de ar é contínua e o comportamento mecânico no ramo seco é controlado pelos princípios da mecânica de solos não saturado (e.g. $(\sigma - u_a)$, $(u_a - u_w)$ e possivelmente por S_r). No ramo úmido aparece uma estrutura mais homogênea e só com microporos, a fase de ar é oclusa e o comportamento é controlado pelas tensões efetivas $(\sigma - u_w)$.

b) Durante umedecimento ou submersão

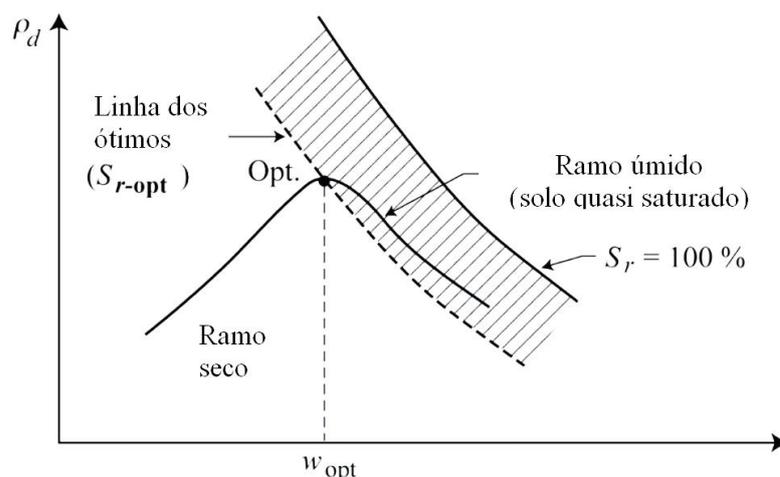
No ramo úmido a sucção cai permitindo o estabelecimento de um processo de expansão controlado pelo coeficiente de adensamento/expansão do solo (c_{vs}) ao longo de um trajeto de redução das tensões efetivas. No ramo seco, como a fase de ar é contínua, a redução na sucção está associada a um duplo processo: invasão dos macroporos pela água e expansão das agregações o que pode conduzir ao colapso global do solo compactado (Alonso et al. 2001).

c) Após umedecimento ou submersão

Sem importar o grau de saturação inicial o solo apresenta ar ocluso na sua estrutura após a saturação, assim, o comportamento mecânico do solo está controlado pelas tensões efetivas $(\sigma - u_w)$.

d) Após saturação

A condutividade hidráulica saturada é maior no ramo seco que no ramo úmido. Isto é devido aos macroporos presentes no ramo seco na compactação, sendo diferente para o caso de argilas com alta plasticidade. Como o solo está saturado o comportamento mecânico está controlado pelas tensões efetivas independente do ramo de compactação inicial.



Ramo Seco ($S_r < S_{r-opt}$)	Ramo Úmido ($S_r > S_{r-opt}$)
(a) Depois da compactação	
<ul style="list-style-type: none"> - Sucção relativamente alta - Estrutura com agregações com poros interconectados - Elevados valores de permeabilidade ao ar - Comportamento controlado pela mecânica de solos não saturados. Tensão líquida ($\sigma - u_a$) e sucção ($u_a - u_w$) 	<ul style="list-style-type: none"> - Sucção relativamente baixa - Estrutura homogênea e poros pequenos - Ar ocluso - Baixos valores de permeabilidade ao ar - Comportamento mecânico controlado por tensões efetivas ($\sigma - u_w$) e pelo fluido compressível dos poros.
(b) Durante umedecimento ou submersão	
<ul style="list-style-type: none"> - Algum ar é deslocado pela água - Variação de volume devido à diminuição da sucção 	<ul style="list-style-type: none"> - Maior parte do ar remanescente em estado ocluso - Variação de volume relativamente baixa
(c) Depois do umedecimento ou submersão: S_{r-sub}	
<ul style="list-style-type: none"> - O grau de saturação é muito maior que após compactação ($S_{r-sub} > S_{r0}$ com S_{r-sub} amíude perto do grau de saturação ótimo) - Ar restante em estado ocluso - Comportamento mecânico controlado por tensões efetivas ($\sigma - u_w$) e pelo fluido compressível dos poros. 	<ul style="list-style-type: none"> - Grau de saturação similar ao grau de saturação após compactação ($S_{r-sub} \sim S_{r0}$) - Ar restante em estado ocluso - Comportamento mecânico controlado por tensões efetivas ($\sigma - u_w$) e pelo fluido compressível dos poros.
(d) Depois de saturação: K_{w-sat}	
<ul style="list-style-type: none"> - K_{w-sat} relativamente alto - Comportamento mecânico controlado por tensões efetivas ($\sigma - u_w$) e pelo fluido incompressível dos poros. 	<ul style="list-style-type: none"> - K_{w-sat} relativamente baixo - Comportamento mecânico controlado por tensões efetivas ($\sigma - u_w$) e pelo fluido incompressível dos poros.

Figura 2.12 - Síntese do comportamento dos solos compactados, em condições desde após compactação até após saturação (modificado de Leroueil e Hight, 2013).

2.1.5 Adequação do modelo qualitativo para solos residuais saprolíticos

Os solos residuais são aqueles de decomposição das rochas que se encontram no próprio local em que se formaram; isto devido a que a velocidade de decomposição da rocha foi maior do que a velocidade de remoção por agentes externos. As condições existentes em regiões tropicais são favoráveis a degradações mais rápidas da rocha, por esta razão nestas regiões tem-se maior ocorrência de solos residuais que tomam o nome de solos tropicais (Pinto, 2006).

Nogami e Villibor (1995) definem que os solos tropicais podem-se dividir em lateríticos e saprolíticos. O primeiro grupo representa o nível mais avançado de decomposição onde a estrutura herdada da rocha original não é observável. Os solos saprolíticos caracterizam-se em possuir estrutura herdada do maciço de rocha que lhe deu origem, assim, se o maciço de rocha matriz for estratificado ou dobrado, o horizonte saprolítico também terá camadas estratificadas ou dobradas.

O solo estudado na presente pesquisa corresponde a um solo saprolítico produto da decomposição de gnaiss classificado por Nogami e Villibor (1995) dentro do Grupo NS' de acordo à classificação MCT. Os autores indicam que uma peculiaridade importante destes solos é a existência de caulinita na fracção silte. Este argilo-mineral apresenta-se sob a forma de macrocristais tortuosos ou muito alongados, que pode contribuir para o desenvolvimento de coesão aparente e também expansão no solo de maneira similar ao silte de mica. Estes dois minerais produzem expansibilidade com elevada velocidade quando imersos em água, contudo, apresenta baixa contração por perda de umidade é baixa.

A Figura 2.13a apresenta uma curva de compactação típica de um solo saprolítico de gnaiss estudada por Nogami e Villibor (1995), pode-se observar que estes solos possuem picos pouco acentuados. Variações consideráveis na umidade de compactação produzem valores de densidade seca próximos. Na Figura 2.13b observam-se os valores de expansão com e sem carga ao longo da curva de compactação do solo saprolítico. Na figura, observa-se que o solo após umedecimento expande entre 7% e 10 % (sem carga) no ramo úmido e no seco respectivamente; estes dados foram obtidos com o uso do ensaio CBR. Assim, pode-se concluir que o modelo proposto por Leroueil e Hight (2013) pode ser empregado para solos saprolíticos tendo em consideração que estes solos apresentam variações volumétricas após umedecimento ou submersão tanto no seco como no ramo úmido.

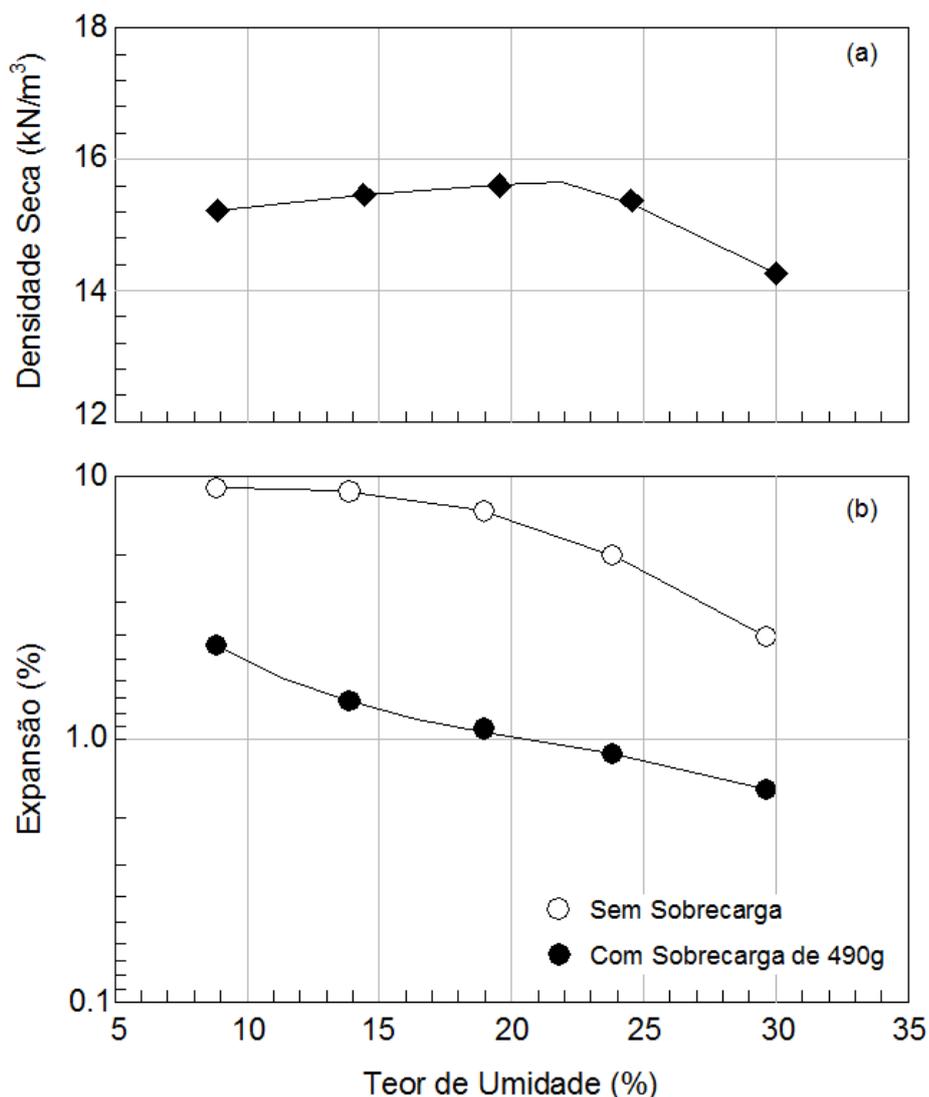


Figura 2.13 - (a) Curva de compactação típica de um solo saprolítico de gnaiss (b) expansão ao longo da curva de compactação sem e com sobrecarga. (modificado de Nogami e Villibor, 1995).

2.1.6 Comportamento mecânico dos solos compactados

a) Após compactação

Se a resistência não drenada S_u é analisada em condição “as compacted”, se observa que seu valor decresce quanto maior for o teor de umidade de moldagem. A Figura 2.14 apresenta um estudo realizado por Seed e Chan (1959) em caulinita. Os resultados das curvas 1 e 2 correspondem a corpos de prova moldados no ramo seco, a curva 3 corresponde à moldagem na umidade ótima e finalmente as curvas 4, 5 e 6 são corpos de prova moldados no ramo úmido. Observa-se que os corpos de prova moldados no ramo seco apresentam resistência e módulo de deformabilidade

maiores, e sua ruptura é atingida com deformações axiais menores. Incrementando o teor de umidade, o valor de resistência e o módulo de deformabilidade diminuem gradativamente, atingindo a ruptura com deformações axiais cada vez maiores. A diminuição na resistência com o incremento do teor de umidade pode ser explicada pelo decréscimo da sucção apresentada na Figura 2.2 e 2.3, resultado dos estudos conduzidos por Marinho e Stuermer (2000) e Suriol et al. (2002).

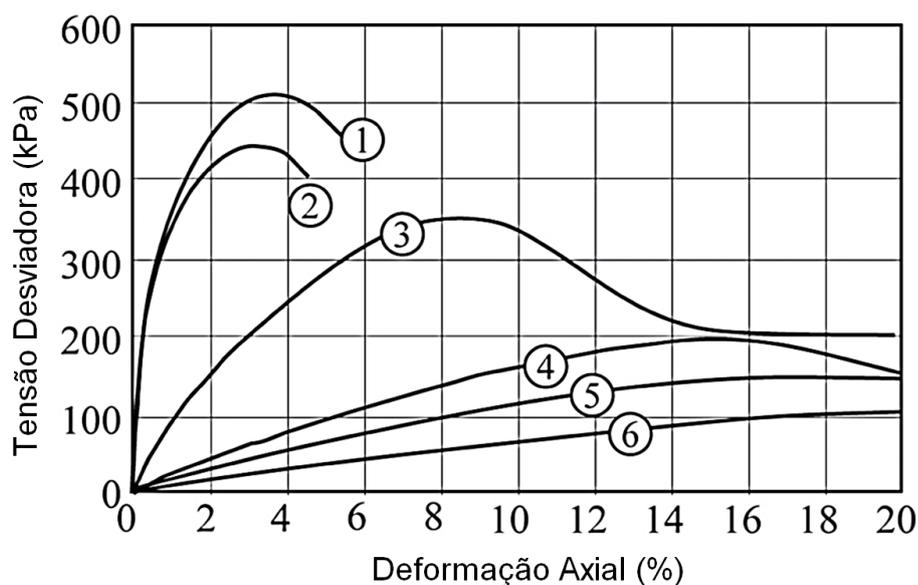


Figura 2.14 - Resultados dos ensaios não drenados realizados em caulinita compactada ao longo da curva de compactação (Seed e Chan, 1959).

b) Durante umedecimento ou submersão

Durante estes processos a sucção matricial e a resistência do solo são diminuídas. Para solos compactados no ramo úmido, o comportamento é controlado pelas tensões efetivas, o umedecimento está associado à diminuição nas tensões efetivas, o que produz expansão. Para solos compactados no ramo seco e com presença de agregações, a redução da sucção produz dois efeitos: expansão das agregações e mudanças no volume dos macroporos. O valor da expansão das agregações depende da sucção na condição “as compacted” (Leroueil e Hight, 2013).

c) Após saturação

O processo de saturação é utilizado para obter os parâmetros de resistência saturados. Se os solos compactados nos diferentes ramos da curva de compactação são ensaiados após esta fase o seu comportamento final sempre é controlado pelas

tensões efetivas. Seed e Chan (1959) realizaram ensaios em amostras saturadas de argila siltosa compactada tanto no ramo seco como no ramo úmido. Os procedimentos de saturação foram realizados de forma que os corpos de prova apresentaram o mesmo valor de densidade final. A Figura 2.15 mostra os resultados dos ensaios, onde se observa que o corpo de prova moldado no ramo seco apresenta maior resistência para deformações axiais até 18%.

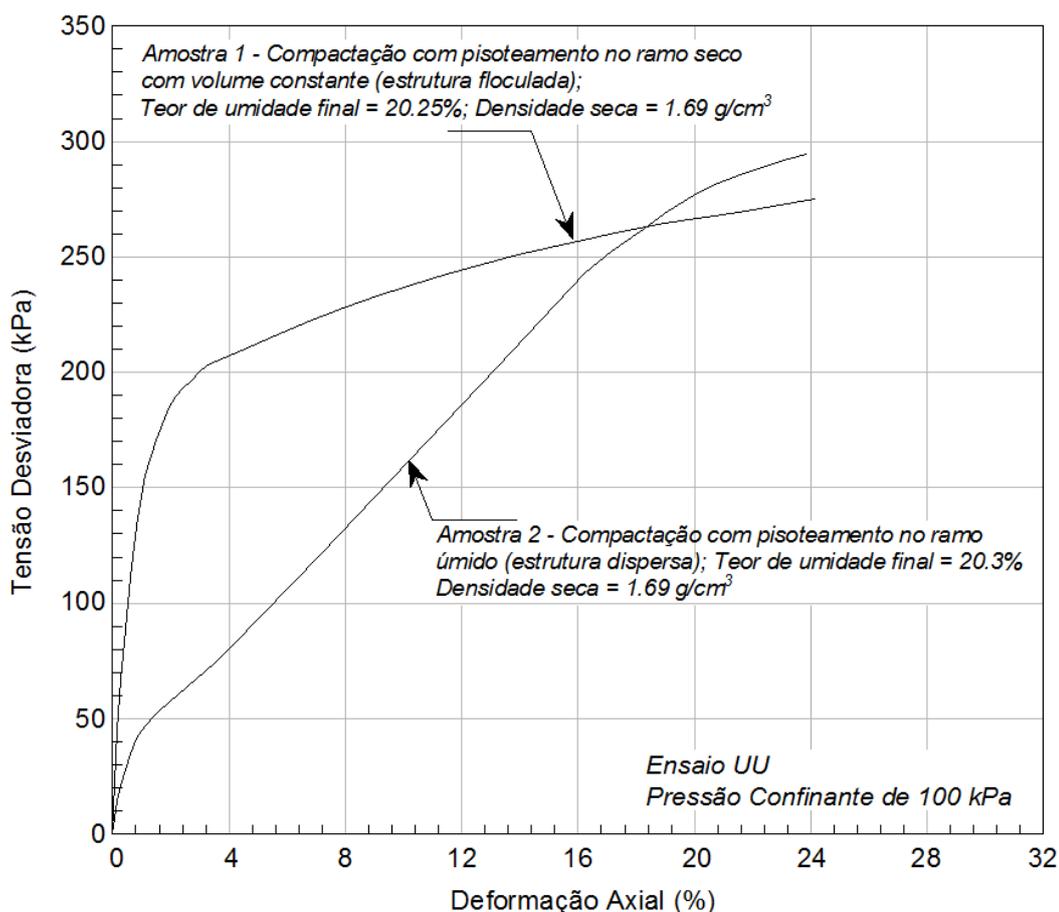


Figura 2.15 - Resultados dos ensaios triaxiais não drenados (UU) realizados em corpos de prova saturados, compactados em pontos distintos da curva de compactação (Seed e Chan, 1959).

A partir desse valor de deformação axial, os resultados dos ensaios são semelhantes. Dependendo do critério de ruptura utilizado, os corpos de prova podem apresentar o mesmo valor de resistência ou não. Se o critério de ruptura for adotado para grandes deformações, pode-se definir que o arranjo estrutural não tem influência sobre a resistência após saturação. Se o critério adotado é para baixas deformações se define que o ramo seco apresenta maior resistência.

Seed e Chan (1959) concluíram que uma avaliação mais realística da resistência é feita em termos de tensões efetivas. A Figura 2.16 apresenta uma comparação de ensaios CU realizados com uma argila siltosa compactada energias de compactação iguais moldada no ramo seco e no ramo úmido, sendo posteriormente submetida a saturação. A parte (d) da Figura 2.14 mostra as condições de moldagem e o caminho seguido pelos corpos de prova durante a saturação. Como se observa na parte (d) os corpos de prova incrementaram sua densidade após a saturação. A parte (a) apresenta as curvas de tensão desviadora em função da deformação axial.

As tensões efetivas apresentadas são o resultado da subtração da poropressão de água das tensões aplicadas, o desenvolvimento da poropressão de água está apresentado na parte (b), se observa que a amostra do ramo úmido gera maior poropressão de água ao longo do cisalhamento.

Na parte (c) se observam as tensões efetivas analisadas pelo resultado de σ'_1/σ'_3 . Se os ensaios são analisados em termos de tensões efetivas se verifica que as curvas são semelhantes. Desta forma, conclui-se que a arranjo estrutural não interfere no valor da resistência ao cisalhamento em condição saturada.

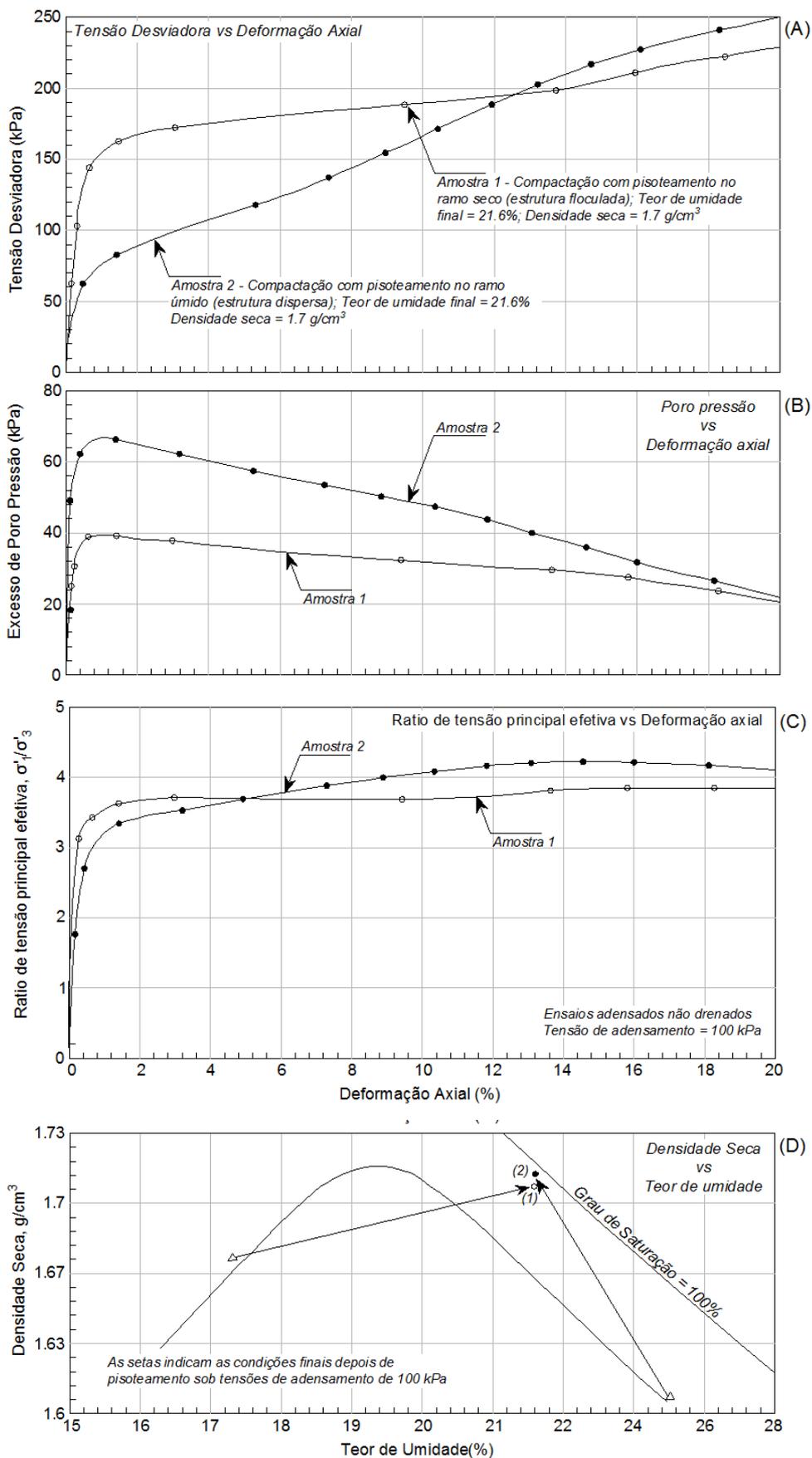


Figura 2.16 - Comparação de resultados em ensaios CU sobre argila siltosa compactada no ramo seco e no ramo úmido (Seed e Chan, 1959).

2.1.7 Efeito da drenagem no comportamento mecânico

Como foi exposto anteriormente, o estado de tensão do solo é afetado de acordo com a condição de drenagem no qual o solo está submetido. Um caso brasileiro do uso de aterros úmidos é a barragem do Rio Verde que aparece na Tabela 1.1, o caso foi documentado amplamente por Massad et al. (1978a), Massad et al. (1978b), e Teixeira e Massad (1978). Dois solos foram ensaiados, uma argila arenosa com 65 e 27% de LL e IP respectivamente, e um silte argilo-arenoso com 56 e 25% de LL e IP respectivamente. A Figura 2.17 apresenta os resultados obtidos por Massad et al. (1978) para o silte argilo-arenoso. Na parte (a) se apresenta os resultados dos ensaios UU (não adensados e cisalhados sem drenagem), e na parte (b) os resultados dos ensaios CU (adensados e cisalhados sem drenagem), nos dois ensaios as amostras foram ensaiadas sem processo de saturação prévio (condição “as compacted”) e no ramo úmido.

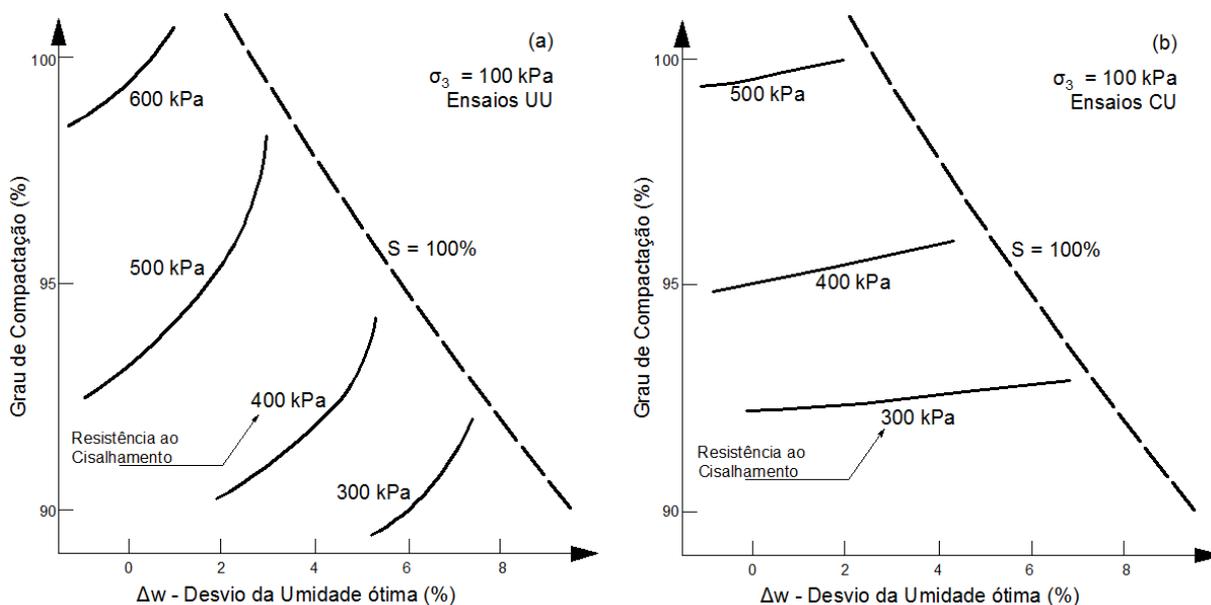


Figura 2.17 - Resultados de ensaios triaxiais da barragem do Rio Verde (a) ensaios UU, (b) ensaios CU (modificado de Massad et al., 1978a).

Observou-se que a resistência ao cisalhamento nos ensaios UU varia tanto com o teor de umidade como com a densidade seca; no entanto, nos ensaios CU a resistência ao cisalhamento não é influenciada consideravelmente pelo teor de umidade. Informação similar foi encontrada por Casagrande e Hirschfeld (1960). Para

um mesmo Δw e grau de compactação se observa que a resistência ao cisalhamento para os ensaios UU é maior que nos ensaios CU. Isto é devido a que os ensaios CU produzem uma redução do índice de vazios na fase de adensamento, o qual cria uma estrutura mais densa que gera maiores poropressões de água na ruptura.

Marinho e Massad (2011) apresentam esquematicamente a variação da resistência no ramo úmido na Figura 2.18. Observa-se que para um processo de construção acelerado (ensaio UU) com solo no ramo úmido, se obterá menor resistência quanto maior o teor de umidade; para um processo construtivo permitindo o adensamento (ensaio CU) a resistência ao cisalhamento é afetada em maior proporção se o grau de compactação for menor. Pinto (1971) observou resultados similares, como os quais se pode definir que a construção com o ramo úmido é possível se o controle de compactação é realizado adequadamente.

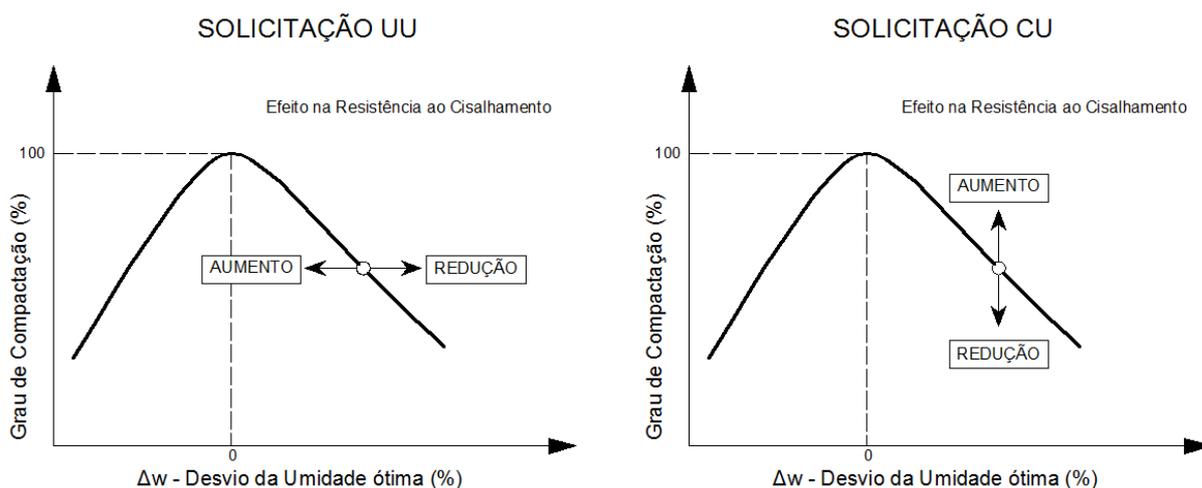


Figura 2.18 - Desenho esquemático da variação da resistência de acordo com o tipo de ensaio realizado (Marinho e Massad, 2011).

2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS NÃO SATURADOS

Terzaghi (1936) definiu que o estado de tensão do solo só depende das tensões efetivas atuantes em cada uma das três direções ortogonais, incluindo as componentes de cisalhamento, este conceito é a base fundamental dos estudos da mecânica de solos saturados. O próprio Terzaghi (1921) já descrevia o comportamento de solos argilosos sujeitos a pressões negativas de água, mesmo se

encontrado em estado saturado. Quando o solo não está completamente saturado possui ar e água como fluidos dos poros. Devido a este sistema trifásico (ar, água e sólidos) é difícil conhecer a parcela de tensão suportada pelos grãos (tensão efetiva) quando existe um carregamento externo. A não saturação do solo cria dificuldades para a determinação das tensões efetivas como descreve Bishop (1959), conseqüentemente, fizeram-se necessárias propostas novas para representar a resistência ao cisalhamento para solos não saturados. Para compreender a resistência do solo em qualquer condição de saturação são apresentados resumidamente os aspectos das teorias mais importantes utilizadas para definir o comportamento mecânico não saturado.

2.2.1 Equação proposta por Bishop (1959)

Bishop (1959) propôs uma equação que representa a tensão efetiva no solo com a seguinte forma:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.8)$$

Na Equação 2.8 u_a é a pressão de ar nos poros e χ é um parâmetro relacionado com o grau de saturação do solo, a magnitude de χ é 1 para um solo saturado é zero para um solo seco. Bishop observou que a relação entre χ e a saturação era única e que dependia do tipo de solo, do seu estado e de sua trajetória de tensões.

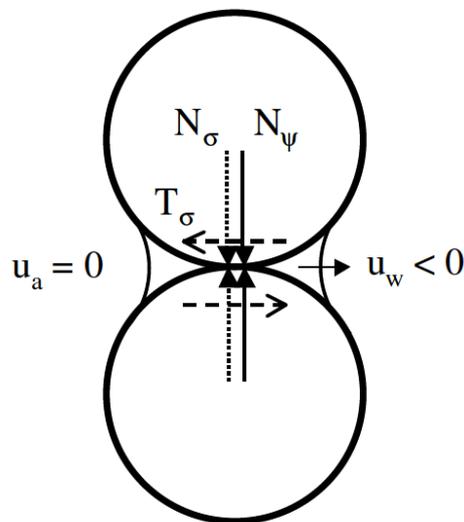
No entanto, o principal problema com a aplicação da tensão efetiva em solos não saturados está no fato de que a expressão proposta por Bishop não consegue representar adequadamente nem o colapso nem a expansão de solos submetidos à absorção de água. Gens (1995) explica que a equação de Bishop não funciona devido ao fato de que as forças intergranulares que surgem por aplicação de tensão ou por sucção possuem efeitos diferentes na deformação da estrutura do solo.

Estudos realizados por Jennings e Burland (1962) já demonstraram que tão logo o ar entra nos poros, a pressão de água passa a não atuar em toda a secção transversal e assim, o princípio de Terzaghi das tensões efetivas deixa de funcionar. Wheeler e Karube (1995) apresentam na Figura 2.19 os diferentes modos de ação da sucção e da tensão externa, onde se observa a idealização de um solo não saturado representado por duas partículas esféricas.

Na figura, a pressão de ar é a atmosférica e a pressão de água do menisco no contato é negativa. Se uma tensão externa σ é aplicada no contorno de um elemento de solo contendo diferentes partículas produzirá tensão normal e tangencial nos contatos das partículas, mesmo que o estado de tensão externo seja isotrópico. Deste modo, se a tensão externa é suficientemente incrementada, a força tangencial nos contatos produz deslizamento entre partículas e deformação plástica.

Por outro lado, o efeito da sucção (capilar) só produz um aumento da tensão normal nos contatos o que reduz a tendência de deslizamento entre partículas. Wheeler e Karube (1995) concluíram que o incremento de sucção é equivalente ao acréscimo da tensão efetiva no caso do solo saturado devido que isto causa um aumento nas forças normais interpartículas. No entanto, é como uma redução da tensão efetiva devido a que diminui a tendência de deslizamento entre partículas.

Bishop e Blight (1963) questionaram as conclusões de Jennings e Burland (1962), e provaram que a equação proposta por Bishop pode ser usada em termos de resistência ao cisalhamento, mas indicando que não é conveniente o seu uso em termos de variação de volume.



- N_{σ} - componente intergranular normal devido à tensão externa
- T_{ψ} - componente intergranular tangencial devido à tensão externa
- N_{ψ} - componente intergranular normal devido à sucção

Figura 2.19 - Influência da tensão externa e da sucção nas forças interpartículas (Modificado de Wheeler e Karube, 1995).

Assim, Bishop (1959) substitui a tensão efetiva no critério de Mohr-Coulomb para solos saturados pela Equação 2.8 gerando a expressão seguinte, que representa a resistência de solos não saturados:

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (2.9)$$

Se o solo se encontra saturado o valor de χ é 1, tornando a Equação 2.9 na equação proposta por Terzaghi (1936). Skempton (1960) interpretou o valor de χ como uma representação de uma parcela da área total do solo. Para um solo saturado considerou que a pressão de água nos poros atua sobre uma área χ por unidade de área do solo, e que a pressão de ar nos poros atua numa área $(1 - \chi)$. Quando o solo está saturado, os vazios estão preenchidos com água e o parâmetro χ está perto de 1, e quando o solo está seco o valor de χ é pequeno.

Bishop et al. (1960) examinaram solos argilosos compactados com fração menor de 2 μ de 22% (Clay Shale) e 4% (Bolder Clay). A Clay Shale foi compactada com teores de umidade de 18.6% e submetido a ensaios triaxiais não drenados. Ao longo do adensamento e cisalhamento, foram medidas as variações de u_a e u_w , obtendo os resultados apresentados na Figura 2.20. Foram plotados de forma a evitar a sobreposição de círculos de Mohr e permitir a obtenção de χ diretamente do gráfico. Os ensaios saturados estão representados pelas linhas retas inclinadas cujas abscissas são dadas por $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_w$ e as ordenadas por $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Os ensaios não saturados são representados em termos de $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_w$ e $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_a$ na abscissa e $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ na ordenada. A Figura 2.21 apresenta esquematicamente como se determina o valor de χ para este tipo de representação de resultados. A partir da Equação 2.8 tem-se que o valor de χ é dado por:

$$\chi = \frac{\sigma'(\sigma - u_a)}{(u_a - u_w)} \quad (2.10)$$

Para um determinado valor de resistência, o termo σ' representa a tensão efetiva obtida do ensaio saturado, correspondendo ao valor de b da Figura 2.21. O termo $(\sigma - u_a)$ é dado pelo comprimento c e a sucção pela diferença entre os termos $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_w$ e $(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_a$, sendo representada por $a - c$. Desta forma o valor de χ é obtido pela seguinte expressão:

$$\chi = \frac{b - c}{a - c} \quad (2.11)$$

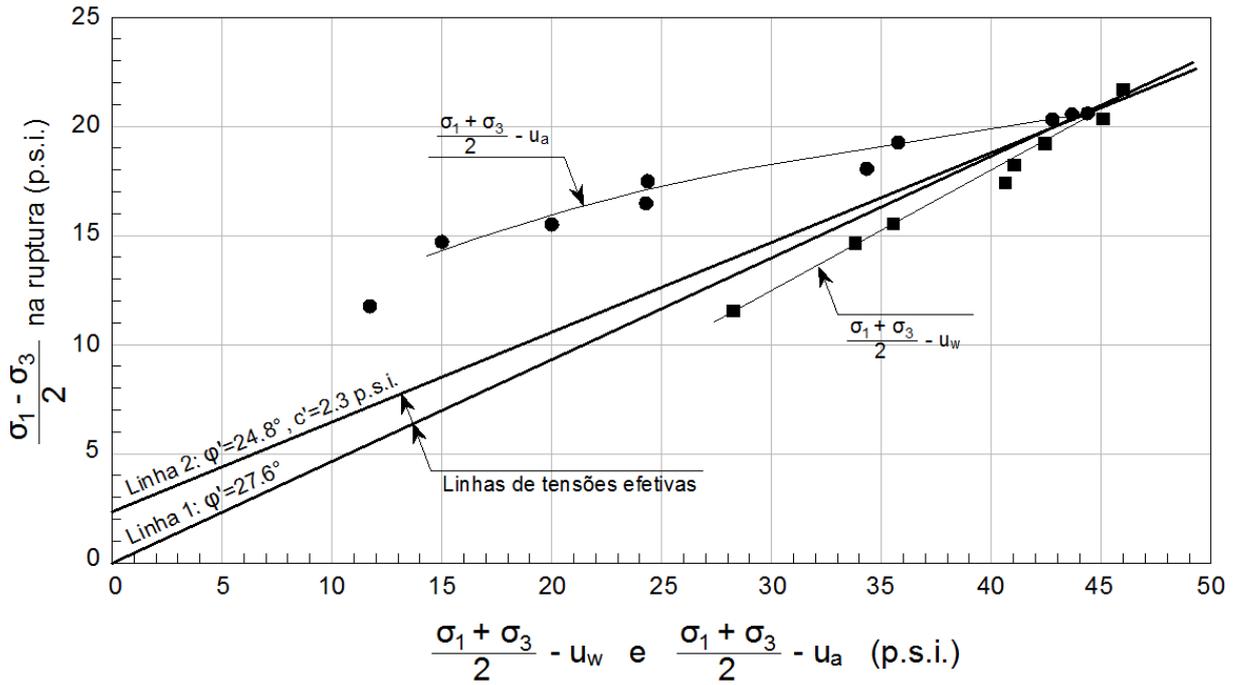


Figura 2.20 - Resultados de ensaios triaxiais não drenados realizados em amostras argilosas (Clay Shale) compactadas (Bishop et al. 1960).

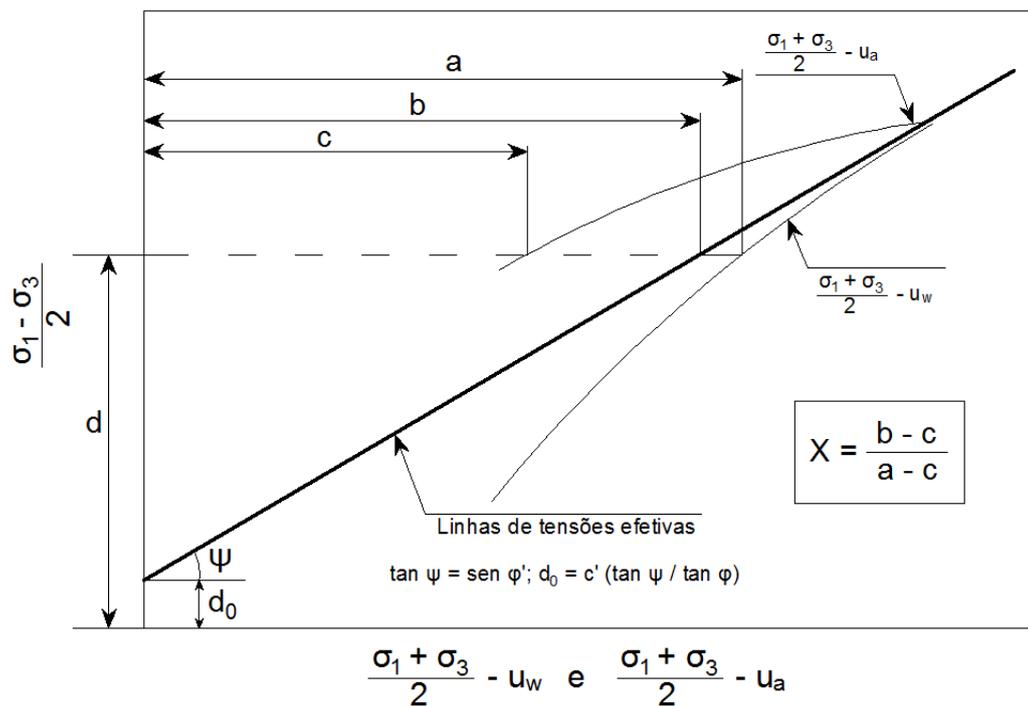


Figura 2.21 - Determinação do valor de χ para ensaios triaxiais realizados com umidade constante e diferentes pressões confinantes (Bishop et al. 1960).

Bishop e Donald (1961) realizaram ensaios triaxiais drenados e com umidade constante e ensaios de adensamento sobre um solo siltoso (Breahead Silt). O solo foi

preparado com uma consistência de lama e drenada a uma sucção constante de 0.2 kPa (0.9 p.s.i.), para logo ser submetido a uma pressão confinante de 14 kPa (2 p.s.i.), a partir desta condição foram ensaiados os corpos de prova com diferentes níveis de sucção. Nos ensaios drenados, σ_3 , u_a e u_w variam ao longo do cisalhamento e os valores de $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ são mantidos constantes.

Nos ensaios com umidade constante o valor de u_a permanece inalterado sendo assim obtidas as variações de u_w . A Figura 2.22 apresenta os resultados dos ensaios drenados e não drenados assim como a forma de obtenção do valor de χ para o solo Breahead Silt.

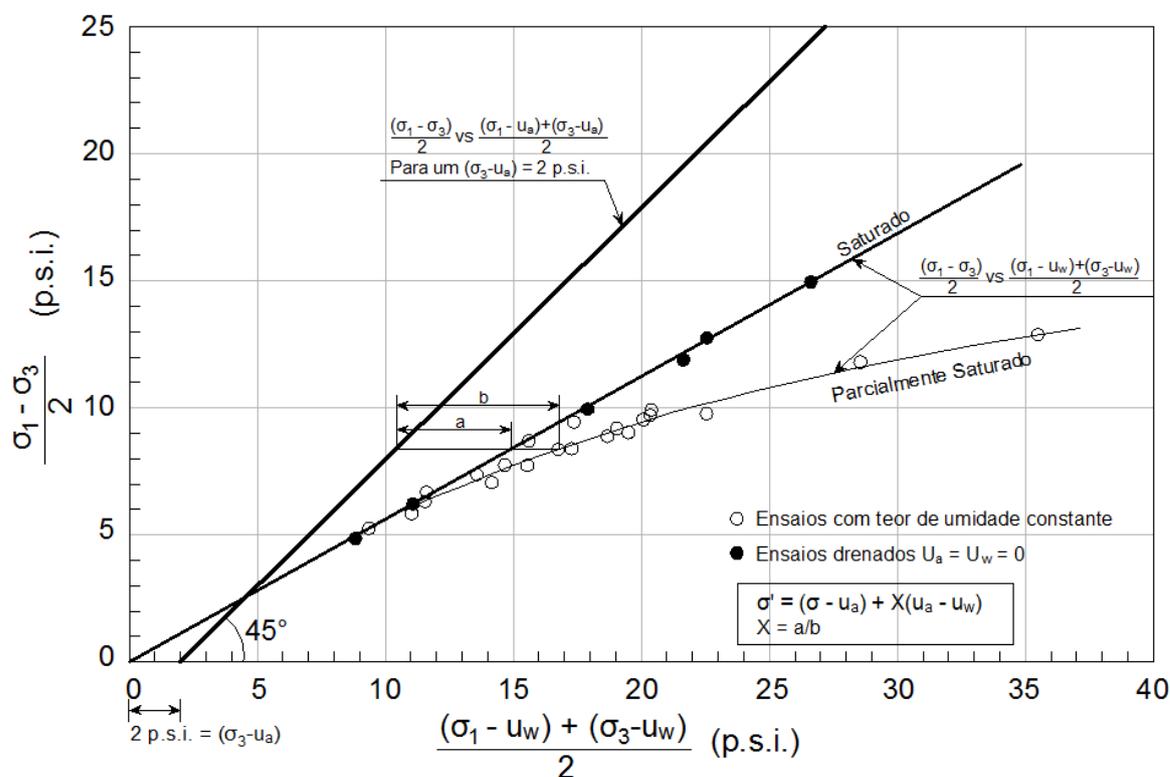


Figura 2.22 - Determinação do valor de χ para o solo Breahead Silt mediante ensaios triaxiais com sucção controlada realizados na condição drenada e na umidade constante (modificado de Bishop e Donald, 1961).

Mais recentemente, Khalili e Khabbaz (1998) concluíram que existe uma forma de obter o valor de χ associado ao valor da sucção da entrada de ar da curva de retenção. Mediante estudos experimentais obtiveram uma relação linear entre χ e a sucção matricial normalizada pela entrada de ar (razão da sucção) apresentado na Figura 2.23. O estudo foi ampliado por Khalili et al. (2004), onde obtiveram boa

concordância entre resultados de laboratório e previsão com o modelo, tanto de resistência ao cisalhamento quanto na variação de volume.

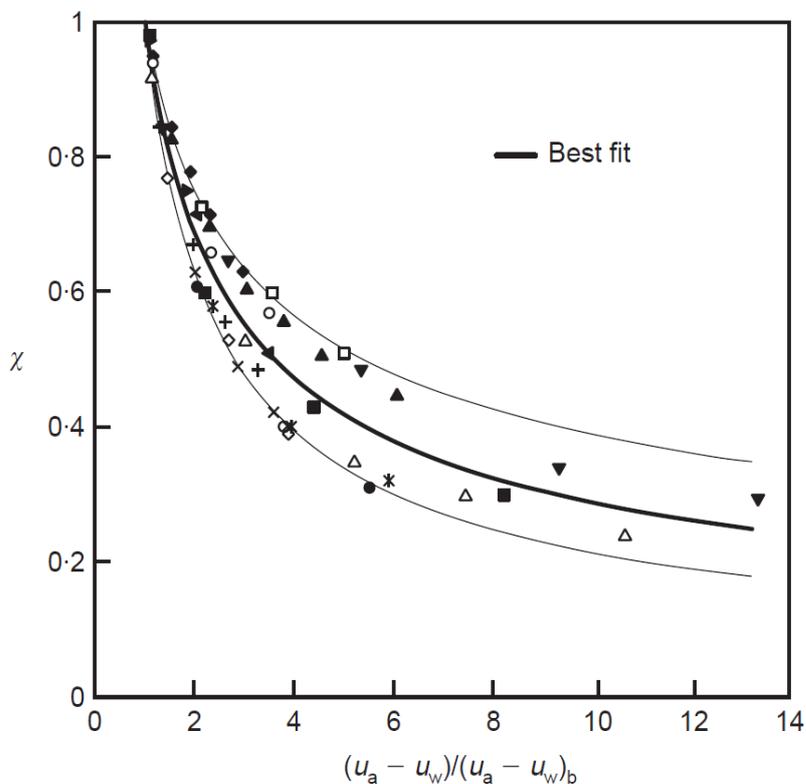


Figura 2.23 - Relação entre o parâmetro de tensão efetiva χ e a razão da sucção $(u_a - u_w)/(u_a - u_w)_b$, escala linear (Khalili e Khabbaz, 1998).

2.2.2 Equação proposta por Fredlund et al. (1978)

A equação da envoltória de resistência proposta por Fredlund et al. (1978) é na realidade a mesma sugerida por Bishop (1959), mas foi obtida considerando que o estado de tensão do solo não saturado pode ser expresso com duas variáveis. Fredlund et al. (1978) definiram a interface ar-água como uma quarta fase independente, que chamaram de membrana contrátil. O estado de tensão foi analisado desde a ótica da mecânica do contínuo, considerando que as partículas do solo são incompressíveis e o solo é quimicamente inerte. As fases foram consideradas independentes, estando associadas a um campo de tensão.

A Figura 2.24 mostra um elemento de solo não saturado onde estão representadas as variáveis de estado de tensão para as partículas do solo $(\sigma - u_w)$ e

para a membrana contrátil ($u_a - u_w$). As possíveis combinações de variáveis estão apresentadas na Tabela 2.1. A combinação das variáveis ($\sigma - u_a$) e ($u_a - u_w$) é a mais adaptável aos trabalhos de engenharia devido ao fato de que os efeitos da pressão normal líquida sobre o solo podem ser separados dos efeitos produzidos pela mudança da pressão de água nos poros (Fredlund et al., 1977).

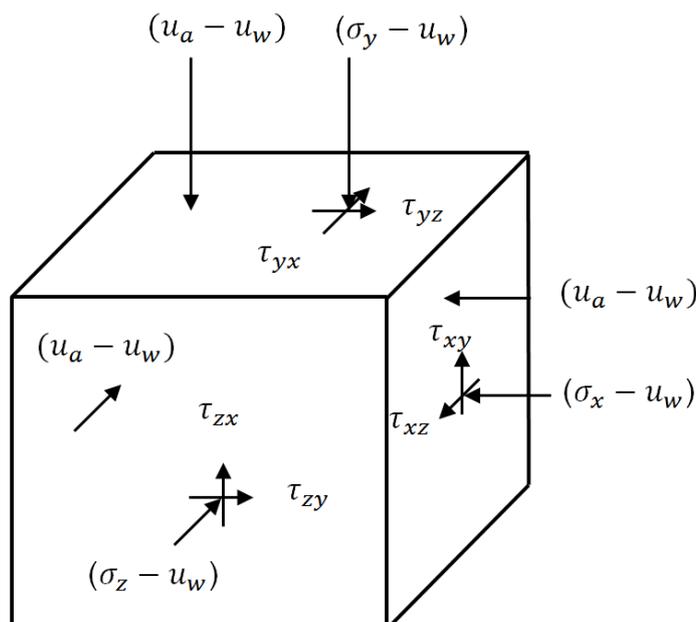


Figura 2.24 - Variáveis de estado de tensão aplicadas a um elemento de solo não saturado (Fredlund e Morgenstern, 1977).

A Equação 2.12 representa a resistência de solos não saturados proposta por Fredlund et al. (1978), onde φ^b é o ângulo que indica a razão de aumento na resistência em função da sucção aparente.

$$\tau = c' + (\sigma - u_a)\tan\varphi' + (u_a - u_w)\tan\varphi^b \quad (2.12)$$

Tabela 2.1 - Possíveis combinações de variáveis de estado tensional para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Pressão de Referência	Variáveis de Estado de Tensão
Ar - u_a	$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$
Água - u_w	$(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$
Tensão Líquida - σ	$(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$

A equação de resistência ao cisalhamento de Terzaghi (1936) é um caso particular das equações 2.8 e 2.12 propostas por Bishop (1959) e Fredlund et al.

(1978) respectivamente. Quando $u_a = u_w$, estas equações se reduzem à equação de Terzaghi.

A representação gráfica da equação proposta por Fredlund et al. (1978) se realiza considerando três eixos como mostra a Figura 2.25, na ordenada está representada a tensão cisalhante (τ) e as variáveis de estado de tensão ($\sigma - u_a$) e $(u_a - u_w)$ são apresentadas nas abscissas. O plano frontal ($\sigma - u_a$ versus τ) representa a condição saturada ($u_a - u_w = 0$). O acréscimo da resistência cisalhante devido à tensão normal é caracterizado pelo ângulo de atrito ϕ' , e sua correspondente devido ao aumento na sucção é caracterizada pelo ângulo ϕ^b .

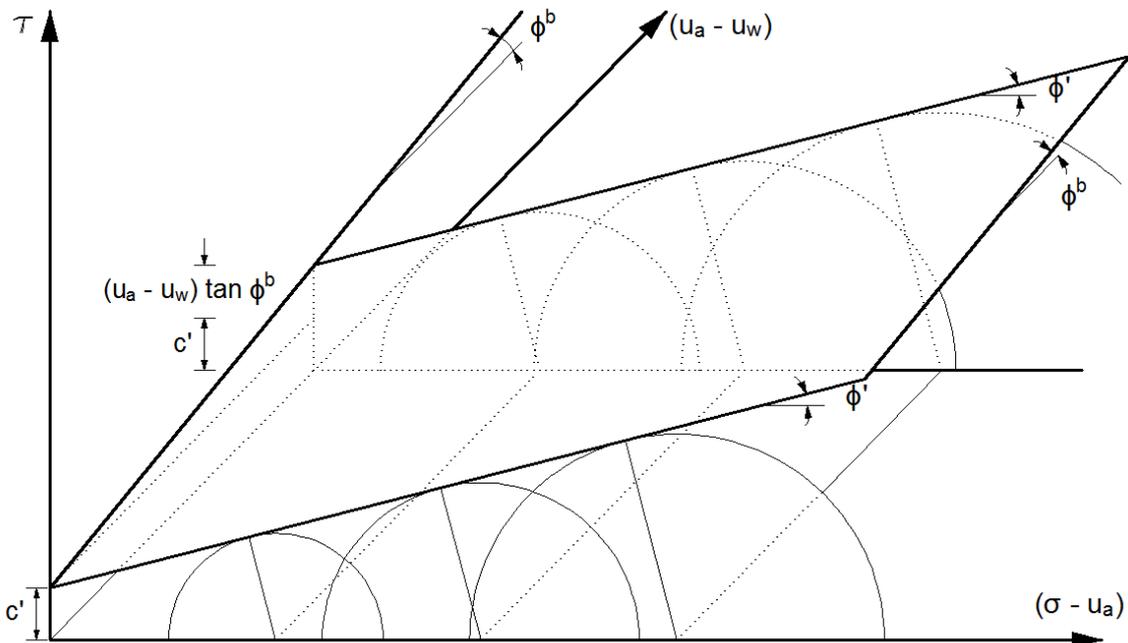


Figura 2.25 - Superfície de ruptura para solos não saturados, representação da proposta de Fredlund et al. (1978).

O uso de um gráfico tridimensional foi proposto primeiro por Bishop e Blight (1963). Utilizaram para cada eixo os valores de $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $(u_a - u_w)$, os quais são apresentados na Figura 2.26; a superfície de ruptura passa pelo ponto de máxima ordenada dos círculos de Mohr. O ponto A representa o resultado de um ensaio não confinado e os pontos B e C são amostras com mesmo teor de umidade inicial e submetidas a confinamentos diferentes. Na parte (b), as inclinações das retas AA', BB' e CC' estão relacionadas com o valor de χ pela seguinte equação:

$$m = \chi \operatorname{sen} \phi' \quad (2.13)$$

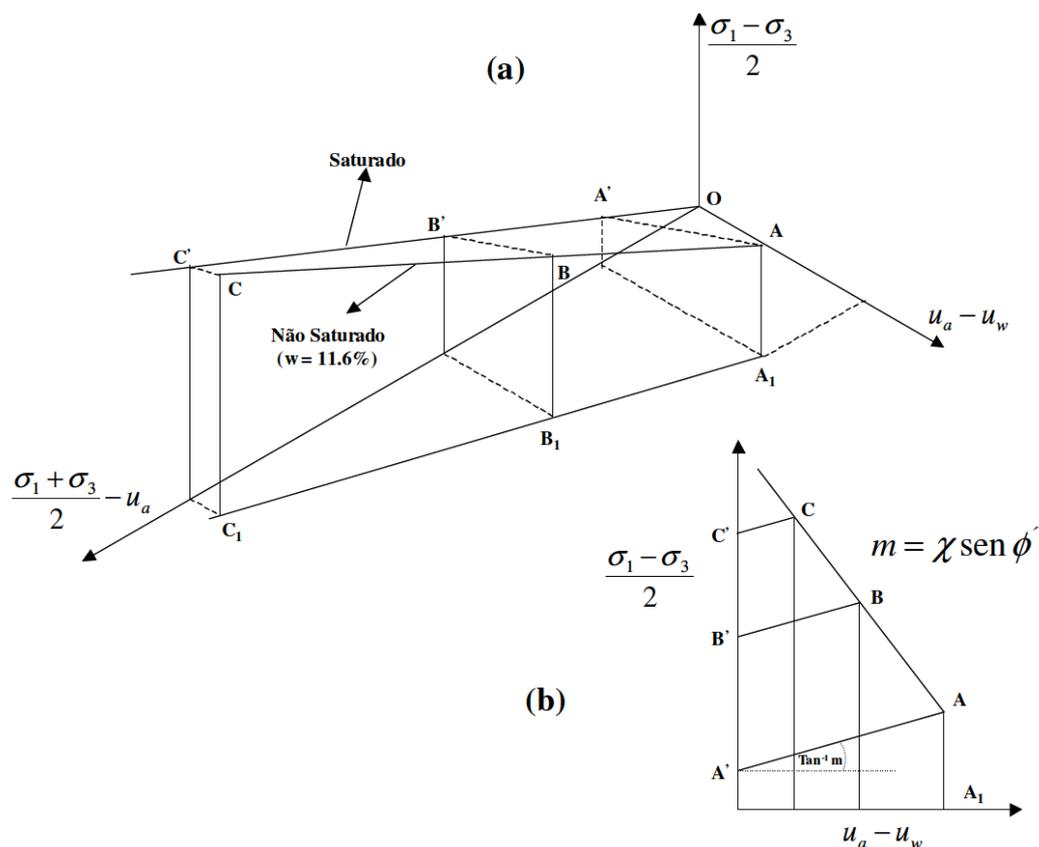


Figura 2.26 - Diagrama esquemático de ensaios em solo saturado e não saturado baseado em ensaios apresentados por Bishop e Blight (1963).

2.2.3 Efeito da sucção na superfície de resistência ao cisalhamento

A superfície de três eixos que representa a ruptura idealizada por Fredlund et al. (1978) obedece a Equação 2.7, onde assume que a superfície de ruptura seja plana, ou seja, que os valores de φ^b e φ' são considerados constantes. Diversos autores (e.g. Escário e Sáez, 1980, 1986; Abramento, 1988; Rohm e Vilar, 1995; Oliveira, 2004) demonstraram que o aumento da resistência devido a acréscimos na sucção varia de acordo com o nível de sucção presente no solo estudado.

Escário e Sáez (1986) realizaram ensaios num equipamento de cisalhamento direto modificado, obtendo as resistências ao cisalhamento de amostras quando submetidas a valores de sucção diferentes. Os corpos de prova foram moldados nas mesmas condições iniciais. A Figura 2.27 apresenta os resultados obtidos por Escário e Sáez (1986) para uma areia argilosa com 15 e 32% de IP e LL respectivamente. Observa-se que a resistência das amostras aumenta quanto maior é a sucção (a); no entanto, se os valores de tensão cisalhante são projetados no plano tensão cisalhante

- sucção para diferentes tensões líquidas (b) se percebe que o aumento da resistência não é proporcional ao aumento da sucção.

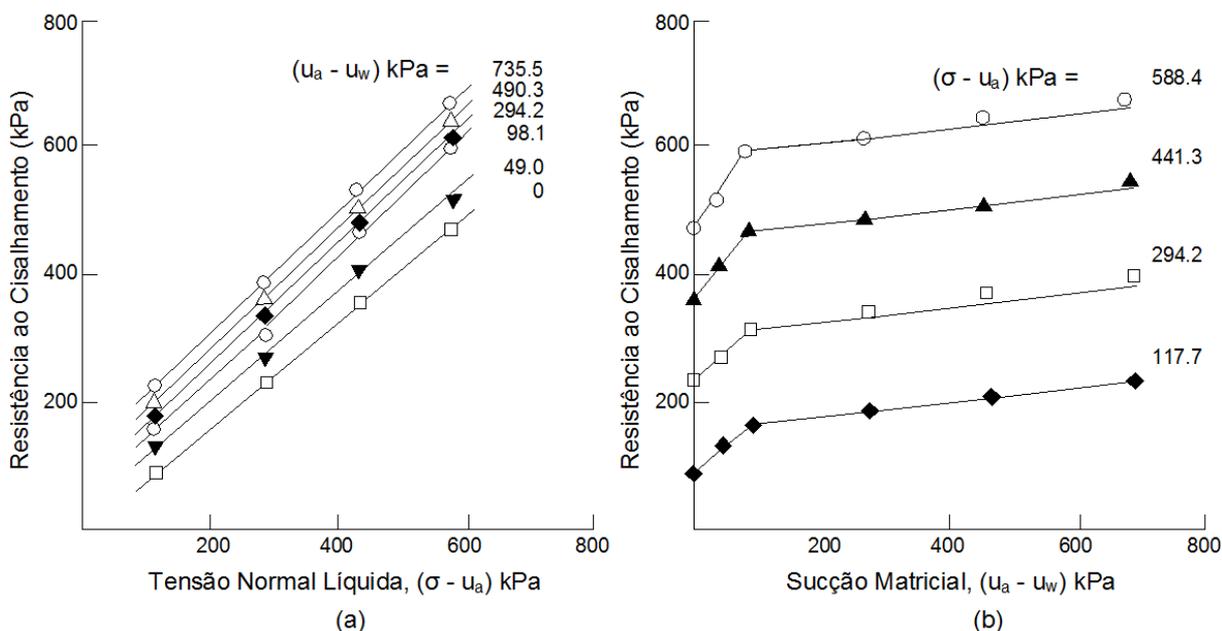


Figura 2.27 - a) Resultados de ensaios de cisalhamento direto com argilas preparadas nas mesmas condições iniciais e diferentes sucções; b) Resistência ao cisalhamento versus sucção para diferentes valores de tensões normais (Escário e Sáez, 1986).

O emprego de funções não lineares para definir o incremento da resistência em devido à sucção foi realizado por alguns autores. Rohm e Vilar (1995) realizaram ensaios triaxiais com solo arenoso lateríticos e os parâmetros de resistência foram avaliados empregando um diagrama q versus $(p - u_a)$ e q versus $(u_a - u_w)$ onde $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Os autores definiram que os pontos experimentais podiam ser ajustados numa função hiperbólica a qual apresentou um coeficiente de ajuste de até 0.996.

Um caso similar foi obtido por Abramento (1988) numa areia argilo-siltosa de origem coluvionar da Serra do Mar. O autor ajustou uma função exponencial aos dados experimentais obtidos para a faixa de sucção de zero até 60 kPa. Observou-se um valor de φ^b superior a φ' para o início do ajuste. Gradativamente o valor de φ^b ia diminuindo e o autor concluiu que a forma da equação de resistência das variáveis de estado depende unicamente do solo estudado e da faixa de tensões atingida.

2.2.4 Determinação experimental da resistência não saturada

Nos ensaios triaxiais, usualmente são usadas duas letras para designar um tipo de ensaio de acordo com a condição de drenagem aplicada nos dois estágios (adensamento e cisalhamento). Para a execução de ensaios em condição não saturada são necessárias algumas considerações como a regulação da pressão dos dois fluidos (água e ar), as medidas independentes de deformações volumétricas e variações na umidade da amostra (Fredlund e Rahardjo, 1993). A possibilidade de drenagem pode ser realizada nas duas fases juntamente ou só permanecer numa delas, como também em nenhuma, assim como as poropressões de ar e água podem ter condições de drenagem diferentes ao longo do cisalhamento. Fredlund e Rahardjo (1993) classificaram os ensaios triaxiais empregados na condição não saturada, que é apresentada na Tabela 2.2. Apresenta-se um resumo das condições de drenagem nas fases de adensamento e cisalhamento dos ensaios triaxiais, indicando se há adensamento, drenagem na fase de cisalhamento, se as pressões de água e ar são medidas ou controladas e finalmente se existe medição do volume ao longo do ensaio.

Tabela 2.2 - Diferentes tipos de ensaios triaxiais para solos não saturados (Fredlund e Rahardjo, 1993).

Tipos de Ensaios	Adensamento	Drenagem		Fase de Cisalhamento		
		u_a	u_w	u_a	u_w	ΔV
Adensado e Drenado (CD)	Sim	Sim	Sim	C	C	M
Teor de umidade constante (CW)	Sim	Sim	Não	C	M	M
Adensado e não drenado (CU)	Sim	Não	Não	M	M	--
Compressão não drenada	Não	Não	Não	--	--	--
Compressão não confinada (UC)	Não	Não	Não	--	--	--

M = Medido, C = Controlado

Diferentes tipos de ensaios podem ser realizados em solos não saturados, para obter o valor da sucção ao longo dos estágios, pode ser utilizada a técnica de translação de eixos ou o tensiômetro de alta capacidade cujo uso será detalhado no item 3.3. A seguir apresentam-se os conceitos básicos para cada um dos ensaios triaxiais utilizados no estudo de solos não saturados.

a) Ensaio adensado e não drenado - CU (consolidated undrained)

As fases de ar e água permanecem impedidas de drenar na fase de cisalhamento, produzindo assim excesso de poropressões de ar e água. A dificuldade do ensaio está na manutenção da condição não drenada do ar, quando os ensaios são longa duração existe a possibilidade de ter ar difuso nos poros de água, na membrana e em outras partes do equipamento triaxial empregado.

b) Ensaio não drenado - UU (unconsolidated undrained)

As fases de ar e água são impedidas de drenar no adensamento e durante o cisalhamento. O volume da amostra pode variar devido à compressão do ar. Devido à compressibilidade dos poros de ar, o grau de saturação da amostra vai aumentando, e dependendo do valor, pode atingir a saturação, a partir do qual representa o conceito de φ' nulo.

c) Ensaio de compressão não confinada - UC (unconfined compression)

É um tipo de ensaio especial de ensaios não drenados onde não existe aplicação da tensão confinante na amostra e no início do ensaio a amostra tem uma poropressão negativa e, como a poropressão de ar é zero (atmosférica), o valor da sucção é igual, em módulo, ao valor da poropressão de água. A aplicação da tensão desviadora é rápida para que não ocorra dissipação do excesso de poropressão de ar e água gerado pelo cisalhamento, mantendo-se a condição não drenada. Este tipo de ensaios será empregado na presente pesquisa.

d) Ensaio com teor de umidade constante - CW (constant water content)

A amostra de solo é adensada e cisalhada com a fase de ar drenada, enquanto a fase de água é impedida de drenar. Se a fase de ar é livre para drenar no cisalhamento, o valor da poropressão u_a permanece constante, enquanto que o valor da poropressão de água u_w desenvolve excesso de poropressão com o acréscimo da tensão desviadora.

e) Ensaios PH

Quando o ensaio permite a drenagem do ar é chamado PHO (Lins e Sandroni, 1994). Realiza-se incrementando a tensão confinante e impedindo a drenagem da água, assim, são desenvolvidas poropressões de água em resposta ao carregamento.

Quando as poropressões de água tornam-se positivas, a tensão que leva a esta condição leva o nome de “pressão de positivação”, a qual serve como parâmetro de projeto na construção de aterros. Uma vez que todo o ar foi expelido, os valores da resposta da poropressão de água e o carregamento igualam-se.

f) Ensaio PN

Quando o ensaio permite a drenagem do ar pode ser chamado PNO. Os incrementos na tensão confinante são aplicados anisotropicamente, o solo é submetido a acréscimo de pressões confinante e axial de tal forma que a relação entre elas se mantenha constante.

Quando a técnica de translação de eixos é empregada, os ensaios CW apresentam uma grande vantagem sobre os ensaios CD realizados em condição não saturada. Os ensaios CD devem garantir a dissipação total das poropressões de água. Como exemplo, pode ser citado o trabalho de Gulhati e Satija (1981) onde um solo foi testado empregando estes dois ensaios, a velocidade dos ensaios CW foi de 0.04% de deformação por minuto, tempo suficiente para permitir a equalização das poropressões de água. Por outro lado, a velocidade nos ensaios CD foi de 0.008% de deformação por minuto, tempo necessário para garantir a dissipação total das poropressões de água.

Assim como Gulhati e Satija (1981), outros autores como Bishop e Donald (1961) e Rahardjo et al. (2004) empregaram ensaios CW para a obtenção dos parâmetros de resistência não saturada. Georgetti e Vilar (2011) conduziram ensaios triaxiais numa areia fina argilosa coluvial submetida a laterização. Foram realizados ensaios CD e CU para a condição saturada e ensaios CW para a condição não saturada. Mediante a obtenção dos valores máximas das curvas de tensão-deformação de cada representação utilizada nos ensaios não saturados $[(\sigma_1 - \sigma_3), (\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_3 - u_w)]$ e $(\sigma_1 - \sigma_3)/(u_a - u_w)$ foram ajustadas envoltórias de ruptura planares. A Figura 2.28 apresenta uma das envoltórias planares, mediante esta representação foram obtidos os parâmetros de resistência do solo estudado.

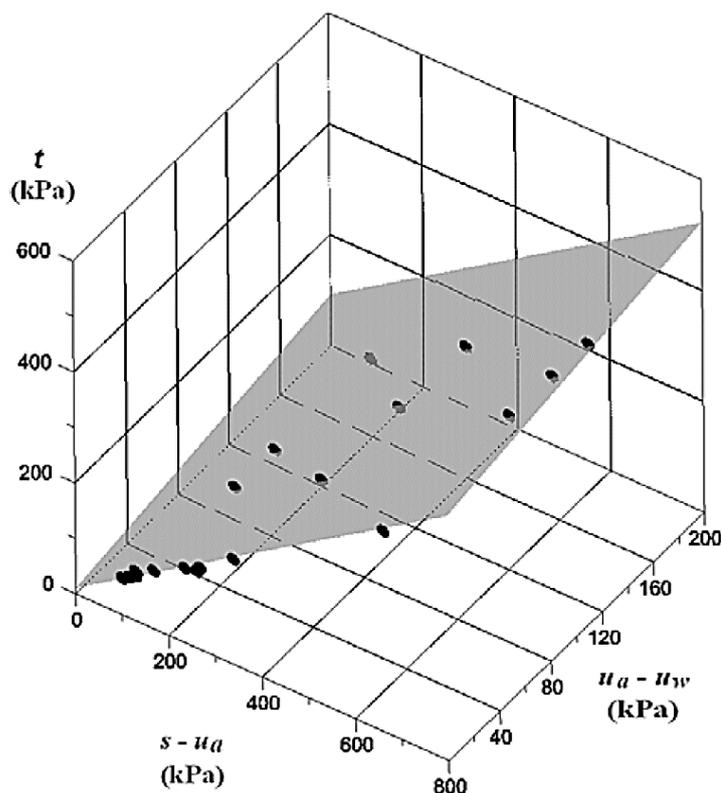


Figura 2.28 - Envolvória planar de resistência do solo considerando $(\sigma_1 - \sigma_3)$ máximo (Georgetti e Vilar, 2011).

Por outro lado, Oliveira (2004) utilizou um tensiômetro de alta capacidade (TAC) acoplado ao pedestal da câmara triaxial, o qual realiza medidas diretas de sucção nos ensaios CW e compressão simples. Na pesquisa, o autor estudou o mesmo solo residual de gnaiss do presente trabalho, o qual foi ensaiado em três pontos da curva de compactação, no ramo seco, no ponto ótimo e no ramo úmido respectivamente. Empregaram-se ensaios CD e CU para obter inicialmente os parâmetros saturados do solo nos três pontos de estudo. Posteriormente, realizaram-se diversos ensaios CW nos três pontos de estudo, como exemplo, a Figura 2.29 apresenta os resultados dos ensaios CW no ponto ótimo com tensão confinante de 300 kPa.

O emprego do tensiômetro de alta capacidade permite realizar os ensaios CW com maior velocidade devido a que a sucção é medida diretamente, não é necessário esperar por um tempo de equalização entre as pressões de ar e água com o qual os ensaios podem ser realizados em poucas horas. Oliveira (2004) empregou o mesmo método que (Georgetti e Vilar, 2011) para obtenção da superfície de ruptura.

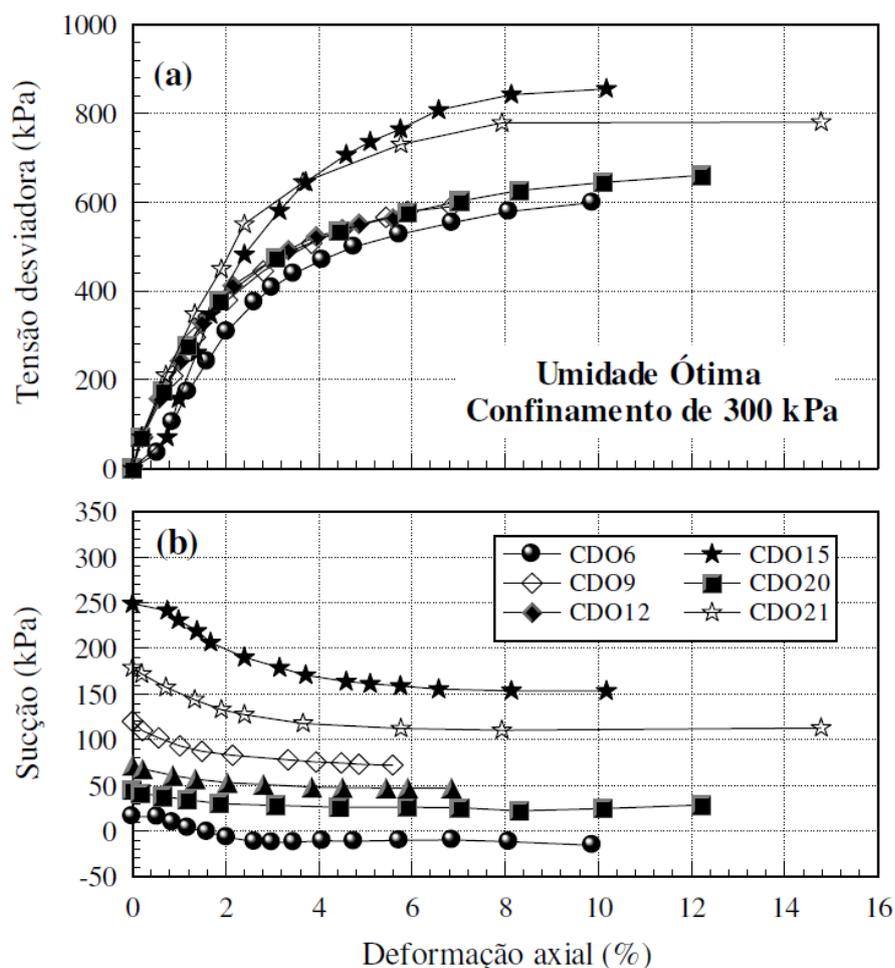


Figura 2.29 - Resultados dos ensaios CW com tensão confinante de 300 kPa. (a) curvas tensão-deformação. (b) desenvolvimento da sucção (Oliveira, 2004).

Na Figura 2.30 é apresentada uma das superfícies obtidas por Oliveira (2004) mediante os valores máximos de ruptura dos ensaios, o autor definiu que para o ponto ótimo do solo estudado, a superfície é definida por um ajuste planar até a sucção de 56 kPa e a partir deste nível de sucção é definida por um ajuste de potência.

Resultados como os obtidos pelos pesquisadores mostram a importância de utilização dos ensaios CW e em particular o uso do tensiômetro como ferramenta que pode proporcionar resultados mais acurados e em tempo menor comparado à técnica de translação de eixos.

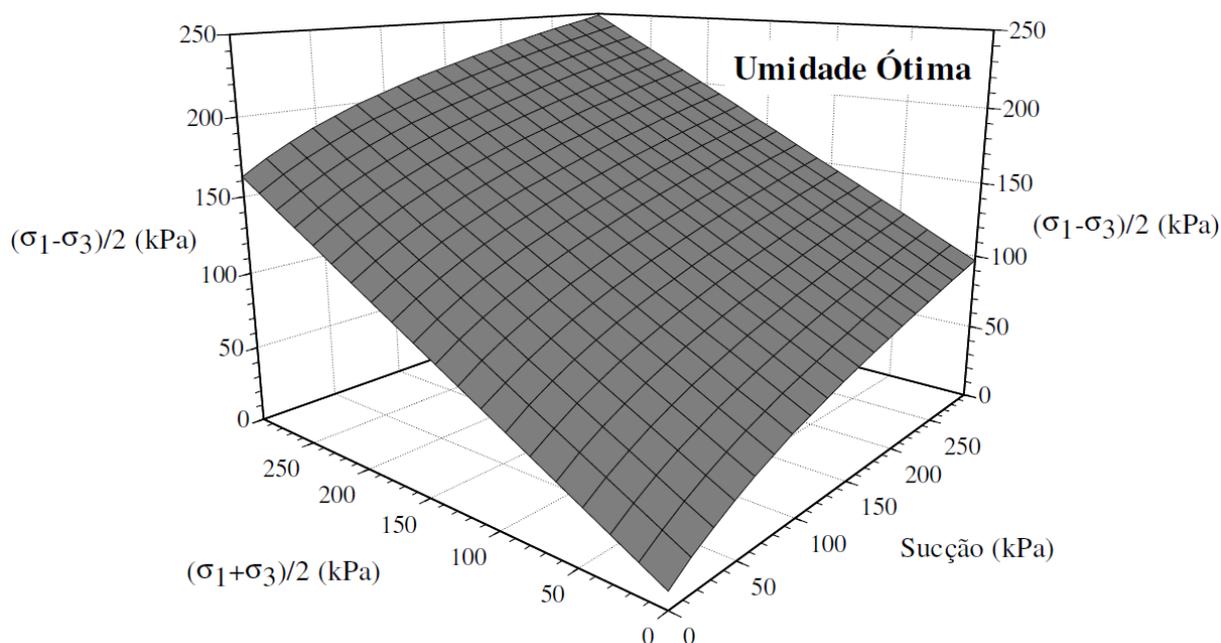


Figura 2.30 - Representação da superfície de ruptura correspondente às condições de moldagem na umidade ótima (Oliveira, 2004).

2.3 PARÂMETROS DE POROPRESSÃO E SATURAÇÃO POR CONTRAPRESSÃO

A obtenção de superfície de ruptura para solos não saturados baseada no critério de Mohr-Coulomb requer a obtenção dos parâmetros c' , φ' e φ^b , como foi explicado no início deste trabalho. Estes parâmetros são medidos em laboratório, os dois primeiros obtidos por ensaios em solos saturados, e o terceiro, que representa o efeito da sucção na resistência do solo, é obtido em condição não saturada. A condição de saturação ou não saturação pode ser avaliada empregando parâmetros de poropressão propostos por Skempton (1954). O nível de saturação pode ser ligado diretamente com estes parâmetros assim como a rigidez da estrutura.

2.3.1 Parâmetros de poropressão em solos compactados

As variações de poropressão de água em um solo afetam o seu comportamento mecânico e hidráulico, estas variações dependem das compressibilidades relativas dos componentes existentes no solo. Em solos compactados, podem existir quatro

componentes: sólidos, água, ar (e.g. Fredlund e Rahardjo, 1993). Em um carregamento não drenado, o esforço é suportado pelos quatro componentes citados de acordo com o grau de saturação em que o solo se encontra.

Cada fluido responde ao carregamento sem drenagem com uma variação na poropressão diferente, esta variação relaciona o excesso de poropressão com certa variação de esforço aplicado. A variação da poropressão de água é a mais importante do sistema de fluidos do solo, devido a que permite a resolução de problemas relacionados à resistência ao cisalhamento na condição não drenada dos solos. Na engenharia geotécnica se utilizam os parâmetros A, B e \bar{B} propostos por Skempton (1954), os quais são apresentados a seguir. O parâmetro r_u , sugerido por Bishop e Morgenstern (1960) se utiliza na análise de estabilidade de solos, mas não será detalhado no presente estudo.

a) Parâmetro B

Se for aplicado um acréscimo de pressão efetiva hidrostática $\Delta\sigma'$ a uma massa de solo com volume V permitindo a drenagem, a estrutura do solo terá uma variação ΔV_c , assim, sua compressibilidade pode ser expressa na equação seguinte:

$$C_c = \frac{\Delta V_c / V}{\Delta\sigma'} \quad (2.14)$$

Analogamente, os fluidos que existem nos vazios do solo foram submetidos a um acréscimo de pressão Δu_w . Do mesmo modo, a compressibilidade dos vazios é expressa na seguinte equação:

$$C_v = \frac{\Delta V_v / V}{\Delta u_w} \quad (2.15)$$

Quando uma variação de pressão hidrostática $\Delta\sigma_3$ é aplicada em solos não saturados, sem permitir a drenagem, esta pressão é suportada parcialmente pelo solo $\Delta\sigma'$ e parcialmente pelos fluidos (água, ar) Δu_w :

$$\Delta\sigma_3 = \Delta\sigma' + \Delta u_w \quad (2.16)$$

A variação de volume da estrutura do solo é determinada pelas equações 2.14 e 2.16, e é definida a seguir:

$$\Delta V_c = C_c \times V (\Delta \sigma_3 - \Delta u_w) \quad (2.17)$$

O volume dos fluidos é igual ao produto da porosidade do solo n pelo volume total V , a variação do volume de vazios da equação 2.15 pode ser expressa por:

$$\Delta V_v = C_v \times n \times V \times \Delta u_w \quad (2.18)$$

Devido a que a variação de volume da estrutura do solo é igual à variação de volume dos fluidos, pode-se definir a seguinte expressão:

$$C_c \times V \times (\Delta \sigma_3 - \Delta u_w) = C_v \times n \times V \times \Delta u_w \quad (2.19)$$

Onde finalmente se obtém:

$$\frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} = \frac{1}{1 + n \times (C_v/C_c)} = B \quad (2.20)$$

Skempton (1954) definiu a Equação 2.20 como o parâmetro B , que é a relação entre o excesso da poropressão da água provocada por certa pressão confinante aplicada ao solo. Se o solo estiver saturado a compressibilidade da água é desprezível quando comparada à compressibilidade da estrutura do solo, de tal modo que a parcela C_v/C_c da Equação 2.14 é aproximadamente zero, assim, o parâmetro B é igual a 1. Se o solo estiver seco, a compressibilidade do ar é muito superior à da estrutura do solo, devido a isto a parcela C_v/C_c da Equação 2.14 tende ao infinito e conseqüentemente o valor de B é praticamente nulo. No caso de solos não saturados, o parâmetro B pode variar desde zero até 1, dependendo do grau de saturação em que se encontra o solo e a magnitude do acréscimo de pressão confinante aplicada.

Skempton (1954) realizou ensaios triaxiais para obter o parâmetro B na Boulder Clay. A Figura 2.31 apresenta a relação entre o grau de saturação S e o parâmetro B ; pode se observar que B varia na faixa de 0.1 a 0.35 até a umidade ótima, isto é devido a que existe uma grande quantidade de ar e mistura de água/ar nos vazios do solo. A partir de 85% no grau de saturação, o valor de B se incrementa significativamente, estes resultados foram confirmados por Bishop (1957), Campbell (1973) e mais recentemente por Shahu et al. (1999).

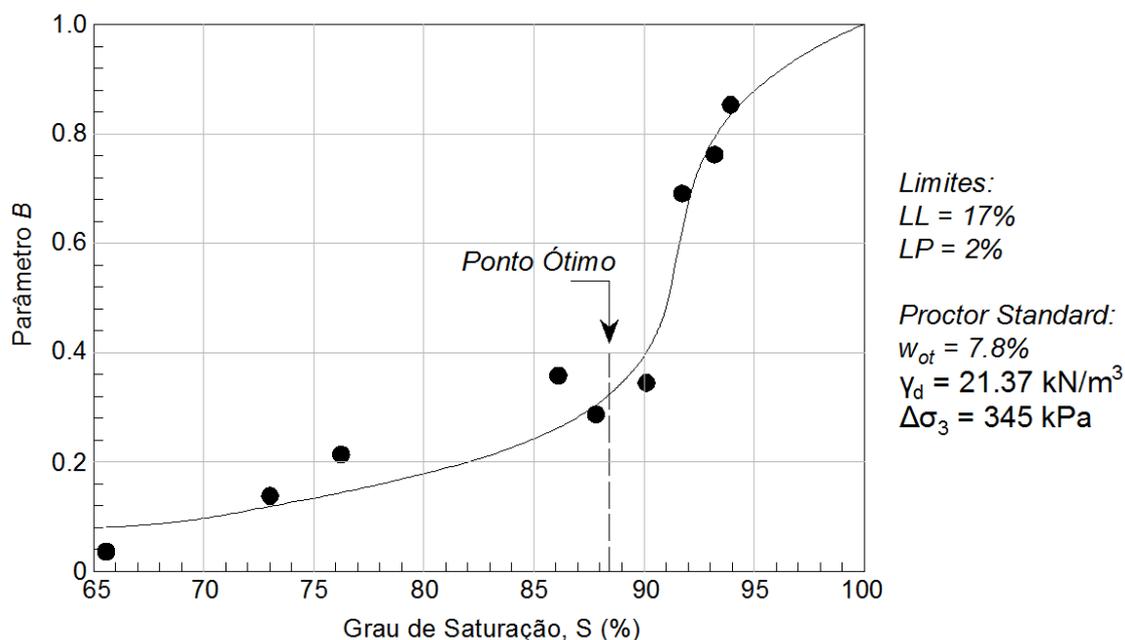


Figura 2.31 - Influência do grau de saturação S no parâmetro B na Boulder Clay (Skempton, 1954).

Com os resultados obtidos por Skempton (1954), diversos autores (e.g. Casagrande e Hirschfeld, 1960) procuraram definir o início do estado quasi-saturado de um solo utilizando o parâmetro B . Shahu et al. (1999) estudaram um silte argiloso da região litoral norte da Índia, com LL e IP de 28 e 12%, respectivamente. Definiram que o solo exibia o comportamento quasi-saturado quando B inicial era superior a 0.4 e o grau de saturação superior a 93%. Este método tem como limitante o fato de não considerar a rigidez do próprio material estudado. Black e Lee (1973) realizaram diversos ensaios para definir uma correlação entre B e o grau de saturação, os autores descobriram que este comportamento estava ligado com a rigidez do material ensaiado. Assim, definiram quatro classes de solos, apresentados na seguinte tabela:

Tabela 2.3 - Diferentes classes de solos classificados segundo a compressibilidade da estrutura

Classes de solos	Solos típicos	Índice de vazios médio	Compressibilidade da estrutura m^2/kN
Moles	Argilas normalmente adensadas	2	0.145×10^{-2}
Médio	Siltes e argilas compactadas, e argilas lig. sobreadensadas	0.6	0.145×10^{-3}
Rígido	Argilas sobreadensadas rígidas	0.6	0.145×10^{-4}
Muito Rígido	Areias densas e argilas rígidas	0.4	0.145×10^{-5}

O parâmetro B obtido em níveis de saturação elevados varia de acordo a classe de solo analisado, a Figura 2.32 apresenta as curvas definidas por Black e Lee (1973) para as quatro classes de solos.

Pode-se observar que solos com graus de saturação elevados poderiam apresentar valores de B baixos, mesmo assim, o solo exibiria comportamento quasi-saturado. Devido a isto, a determinação deste comportamento utilizando o B pode não ser satisfatória para solos com estruturas rígidas e médias.

Por conseguinte, resulta mais correto definir os comportamentos não saturado e quasi-saturado de um solo compactado utilizando a interpretação de Vanapalli et al. (1996) apresentada no item 2.1.2. Assim, o comportamento do solo é relacionado diretamente à curva de retenção do solo, sendo que a sucção de entrada de ar é a transição entre os dois comportamentos.

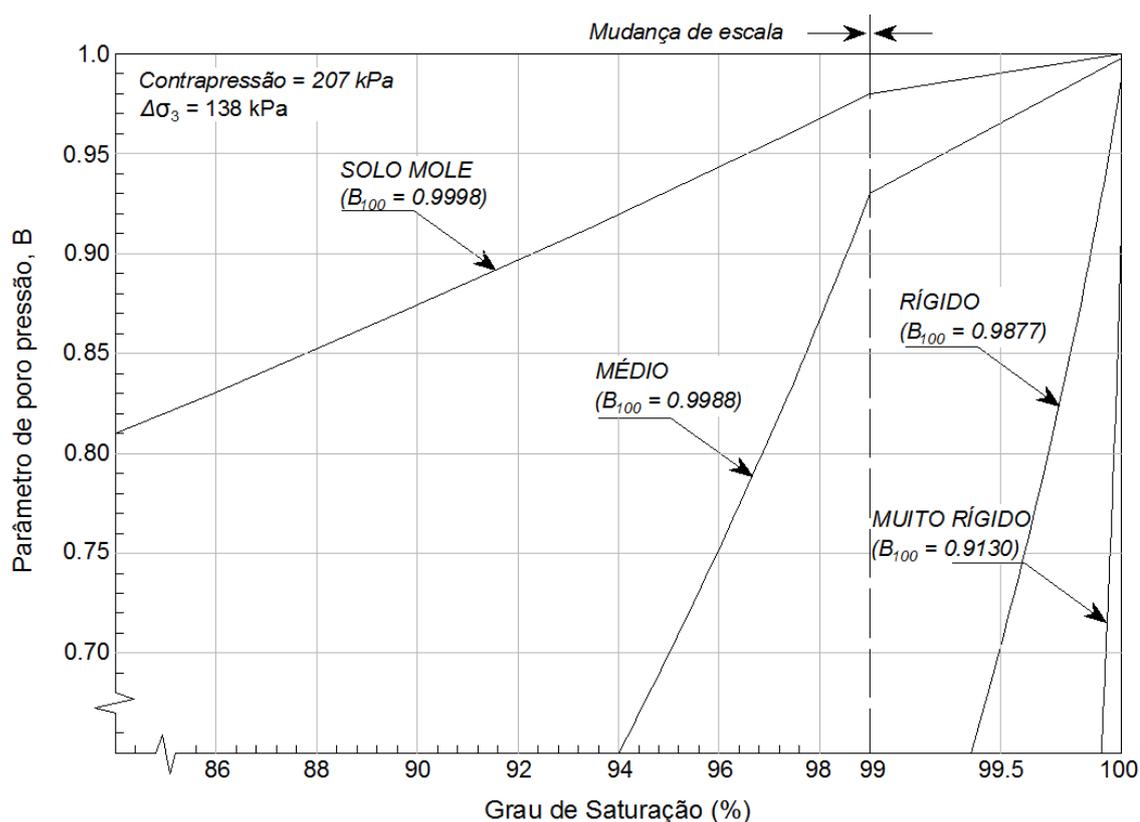


Figura 2.32 -Faixas do parâmetro B em diferentes classes de solos para elevados graus de saturação (Black e Lee, 1973).

Pinto et al. (1970) realizaram estudos num solo areno-argiloso utilizado na barragem de Ilha Solteira com LL e IP de 37 e 11% respectivamente. A Figura 2.29 apresenta a curva de Proctor Normal do solo e os valores de B obtidos para uma

pressão confinante de 400 kPa. Foram realizados 15 ensaios com diferentes condições de moldagem para definir linhas de mesmo valor de B por interpolação.

Dos resultados obtidos pode-se definir que:

- Para a mesma umidade de moldagem, a poropressão de água é tanto maior quanto mais elevada é a densidade.
- Para a mesma densidade, a poropressão de água é tanto maior quanto mais elevado o teor de umidade. Estes dois aspectos se explicam devido a que se a densidade é maior a quantidade de ar nos vazios é menor, por tanto, o solo se saturada mais rapidamente.
- Para um mesmo grau de saturação, a poropressão de água é tanto menor quanto mais elevada é a densidade ou quanto menor é o teor de umidade.

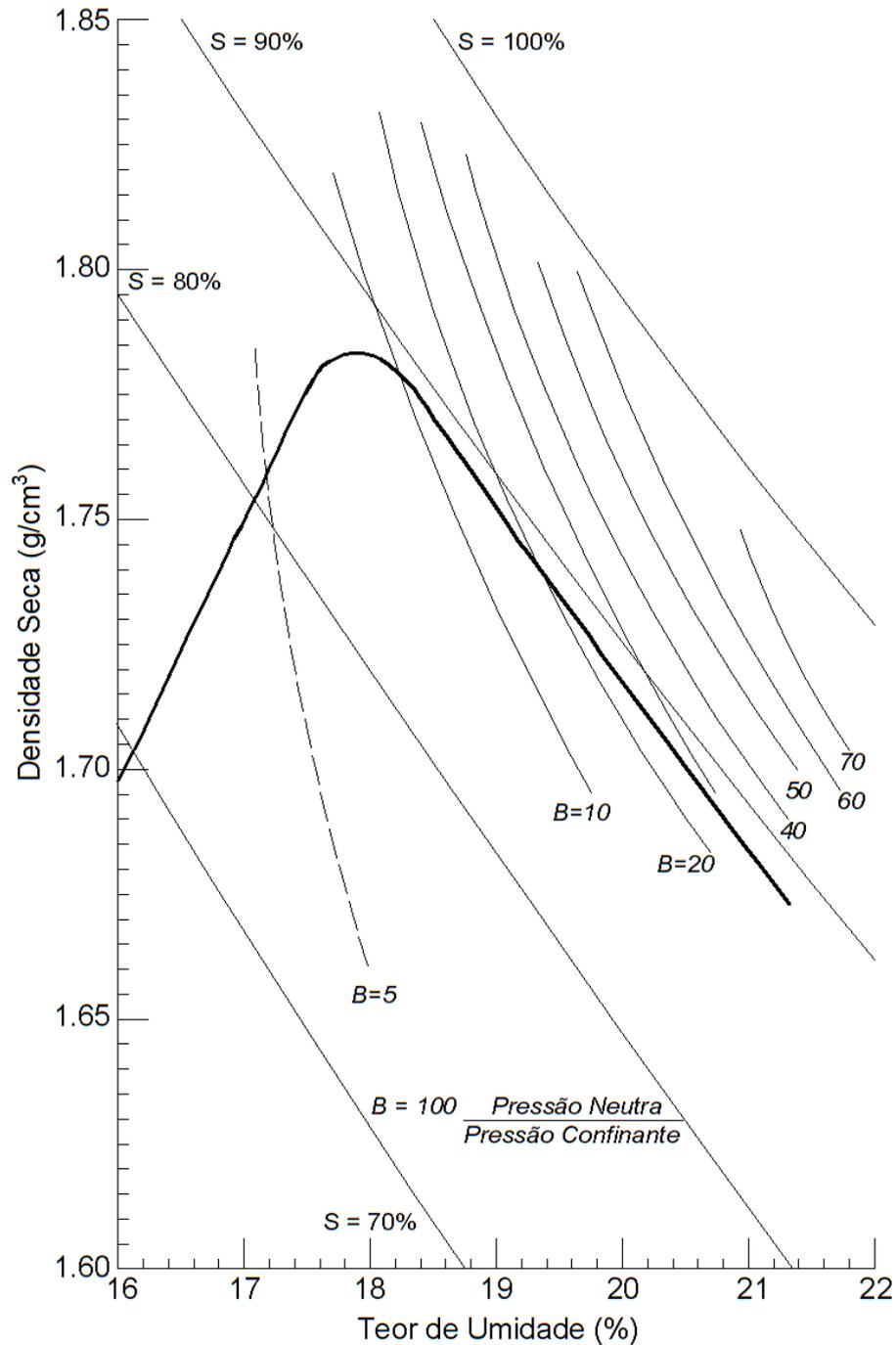


Figura 2.33 - Influência dos parâmetros de compactação no desenvolvimento de poropressões de água representadas com o parâmetro B (Pinto et al. 1970).

b) Parâmetro \bar{B}

O parâmetro \bar{B} é a relação do excesso de poropressão da água resultante da aplicação de incrementos de tensão na direção da tensão principal maior σ_1 , que é expresso pela equação seguinte:

$$\frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_1} = B \times \left[\frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_3} + A \left(1 - \frac{\Delta \sigma_1}{\Delta \sigma_3} \right) \right] = \bar{B} \quad (2.21)$$

Os valores de \bar{B} são medidos diretamente nos ensaios triaxiais não drenados, se é medido em um carregamento hidrostático, seu valor é igual a B . O parâmetro \bar{B} serve para simular a construção de aterros onde se aplica um carregamento anisotrópico sem drenagem. Enquanto se incrementa as tensões, medem-se as poropressões, para posteriormente calcular os valores de \bar{B} com relação ao σ_1 .

c) Parâmetro A

Quando uma massa de solo de volume V é inicialmente submetida a um acréscimo de pressão confinante $\Delta\sigma_3$ hidrostaticamente, e logo é submetida a um acréscimo da tensão axial desviadora $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$, serão geradas variações da poropressão na água Δu_w (devido à confinante) e Δu_d (devido à tensão desviadora).

$$\Delta u = \Delta u_w + \Delta u_d \quad (2.22)$$

Se um acréscimo da tensão desviadora é aplicado no solo, parte do acréscimo é suportado pelo solo $\Delta\sigma_1'$ e parte pelo fluido Δu_d :

$$(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = \Delta\sigma_1' + \Delta u_d \quad (2.23)$$

Devido ao fato de que a tensão total confinante não se altera com o acréscimo da tensão desviadora, a tensão efetiva confinante se reduz em Δu_d :

$$\Delta\sigma_3' = -\Delta u_d \quad (2.24)$$

Considerando que o solo se comporta de acordo com a teoria da elasticidade e que $\Delta\sigma_2' = \Delta\sigma_3'$, a variação de volume da estrutura do solo se define:

$$\Delta V_c = C_c \times V \times \Delta\sigma_{oct}' = C_c \times V \times \frac{1}{3} \times (\Delta\sigma_1' + 2\Delta\sigma_3') \quad (2.25)$$

A equação anterior pode ser analisada em termos de tensões totais e poropressão de água usando as equações 2.23 e 2.24:

$$\Delta V_c = C_c \times V \times \frac{1}{3} \times [(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) - 3 \times \Delta u_d] \quad (2.26)$$

Por outro lado, a variação de volume dos fluidos é:

$$\Delta V_v = C_v \times n \times V \times \Delta u_d \quad (2.27)$$

Sendo a variação de volume da estrutura do solo igual à dos fluidos, segundo as equações 2.26 e 2.27, a variação da poropressão provocada pela tensão desviadora torna-se:

$$\Delta u_d = \frac{1}{1 + n \times (C_v/C_c)} \times \frac{1}{3} \times (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (2.28)$$

O primeiro fator do segundo membro da equação anterior corresponde ao parâmetro B da equação 2.20:

$$\Delta u_d = B \times \frac{1}{3} \times (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (2.29)$$

Skempton (1954) concluiu que geralmente os solos não se comportam de acordo à teoria da elasticidade, portanto, o fator $1/3$ pode ser substituído pelo parâmetro A , que é determinado experimentalmente e é expresso a seguir:

$$\Delta u_d = B \times A \times (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (2.30)$$

Para fins na engenharia que envolve o estudo da resistência ao cisalhamento não drenada de solos, é conveniente expressar o excesso de poropressão da água Δu da equação 2.30 na seguinte forma:

$$\Delta u = B \times [\Delta\sigma_3 + A \times (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (2.31)$$

Devido a que os valores de $\Delta\sigma_3$, e $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$, são medidos nos ensaios, os parâmetros A e B podem ser obtidos diretamente:

$$\Delta u = B \times \Delta\sigma_3 + \bar{A} \times (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \quad (2.32)$$

O parâmetro $\bar{A} = A \times B$, é a relação entre a tensão desviadora $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ e o excesso de poropressão Δu em um instante qualquer. Quando o valor de B é conhecido o parâmetro A pode ser determinado, mas na engenharia prática, os parâmetros A e \bar{A} são confundidos entre si com frequência (Shahu et al. 1999). Só quando o solo estiver saturado ambos os parâmetros apresentam o mesmo valor.

Lambe e Whitman (1979) indicam que A varia de acordo com o tipo de solo, histórico de tensões, magnitudes das tensões e deformações, e o tempo do carregamento. Estes fatores produzem acréscimos de poropressão não proporcionais aos acréscimos da tensão desviadora.

Skempton (1954) apresenta resultados do parâmetro A na condição da ruptura para diferentes solos, este valor varia desde valores negativos até superiores à unidade. Areias muito fofas apresentam acréscimos na poropressão de água maiores que a pressão axial, assim, o valor de A é superior a 1; argilas normalmente adensadas apresentam valores de A entre a unidade e 0.5; argilas arenosas compactadas estão na ordem de 0.25 e 0.75; argilas sobre adensadas e areias compactadas tende a se expandir no carregamento, por consequência, o valor de A é negativo.

2.3.2 Aplicação de contrapressão em processos de saturação

Os parâmetros c' , φ' como foi mencionado anteriormente são obtidos de ensaios com corpos de prova saturados. Os solos não saturados já sejam em estado indeformado ou compactado devem passar por um processo de saturação antes de ser ensaiados. Existem três processos possíveis para saturação: Saturação por percolação, por aspersão de água destilada e saturação por contrapressão. Na aplicação de saturação por contrapressão estima-se que as variações volumétricas são menores se comparadas com os outros processos.

Este último processo consiste em incrementar a poropressão u_w na câmara triaxial ao mesmo tempo que é incrementada a pressão confinante σ_3 , com a finalidade de manter uma tensão efetiva constante ($\sigma_3 - u_w$) e baixa. Como resultado, a poropressão de ar aumenta e o volume do ar diminui por compressão e dissolução na água. Este procedimento é basicamente uma técnica de translação de eixos discutida amplamente por Bishop e Henkel (1962).

Ao longo do processo de incremento da pressão confinante a drenagem é impedida tanto para o ar quanto para a água. O teor de umidade do corpo de prova permanece constante enquanto o volume total do solo diminui devido à compressão do ar. A equação seguinte descreve o incremento da poropressão de ar necessário para saturar o corpo de prova:

$$\Delta u_a = \frac{(1-s_0)}{s_0 \times h} \times \bar{u}_{a0} \quad (2.33)$$

Onde S_0 é o grau de saturação inicial, h é o coeficiente de solubilidade volumétrica, e \bar{u}_{a0} é a poropressão de ar absoluta.

O incremento da poropressão de ar é a contrapressão requerida para incrementar o grau de saturação inicial, enquanto se assume que a poropressão de ar é igual à poropressão de água. Durante o processo, a água sob contrapressão é forçada a entrar no corpo de prova até um valor S qualquer. Assume-se que o volume total do solo e o volume dos vazios são constantes e que a poropressão de ar absoluta se incrementa em $(\bar{u}_{a0} + \Delta u_a)$. Pode-se calcular o incremento da poropressão de ar utilizando a lei de Boyle para o volume de ar livre e dissolvido. Por conseguinte, o volume do ar versus a poropressão de ar pode ser definido com a seguinte equação:

$$(1 - S_0 + h \times S_0)\bar{u}_{a0} = (1 - S_0 + h \times S)(\bar{u}_{a0} + \Delta u_a) \quad (2.34)$$

Considerando a Equação 2.33 na Equação 2.34, pode-se definir a expressão do incremento da poropressão de ar requerida para saturar por contrapressão o solo, que corresponde à seguinte equação:

$$\Delta u_a = \frac{(S - S_0)(1 - h)}{1 - S(1 - h)} \bar{u}_{a0} \quad (2.35)$$

Pinto (1979) apresenta um caso hipotético, onde a água que penetra o corpo de prova tem uma quantidade de ar dissolvido igual à da água dos vazios do corpo de prova e assumindo $h = 0.02$, obtém-se que a contrapressão necessária é de 50 kPa para cada 1% no grau de saturação abaixo de 100% em que esteja a amostra. Portanto, teoricamente um solo compactado no ponto ótimo com 88% de grau de saturação, precisará de uma contrapressão de 600 kPa para ser saturado.

Black e Lee (1973) demonstraram que além da limitante dos níveis elevados de contrapressão, a rigidez do solo interfere na saturação. Solos muito rígidos (compressibilidade da estrutura $\approx 0.145 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$) estudados pelos autores não superam saturações de 91.3%. Este fato foi corroborado por Lipiński e Wdowska (2011), que estudaram um solo coesivo sobreadensado com um grau de saturação inicial de 80%, os autores precisaram de uma contrapressão de 1000 kPa para atingir a saturação total.

Head (1986) descreve o procedimento de acréscimos de contrapressão. Cada incremento de contrapressão é aplicado logo de que um incremento na pressão confinante fosse aplicado no corpo de prova sem permitir a drenagem. Usualmente,

os primeiros dois incrementos são de 50 kPa e os seguintes incrementos são de 100 kPa. Pinto (1979) recomenda que os acréscimos de tensão confinante aplicados nunca sejam superiores à tensão efetiva que será usada na fase de adensamento.

A Figura 2.34 ilustra o procedimento de acréscimos de contrapressão e a resposta na poropressão. No caso mostrado, ao longo do processo mantem-se uma tensão efetiva de 10 kPa no corpo de prova, o valor de B tangente (B_w) é medido dividindo cada resposta de poropressão entre cada acréscimo de pressão confinante aplicada. A saturação é atingida quando B_w é igual a 1, mesmo assim, muitos solos podem nunca chegar até esse valor (Black e Lee, 1973).

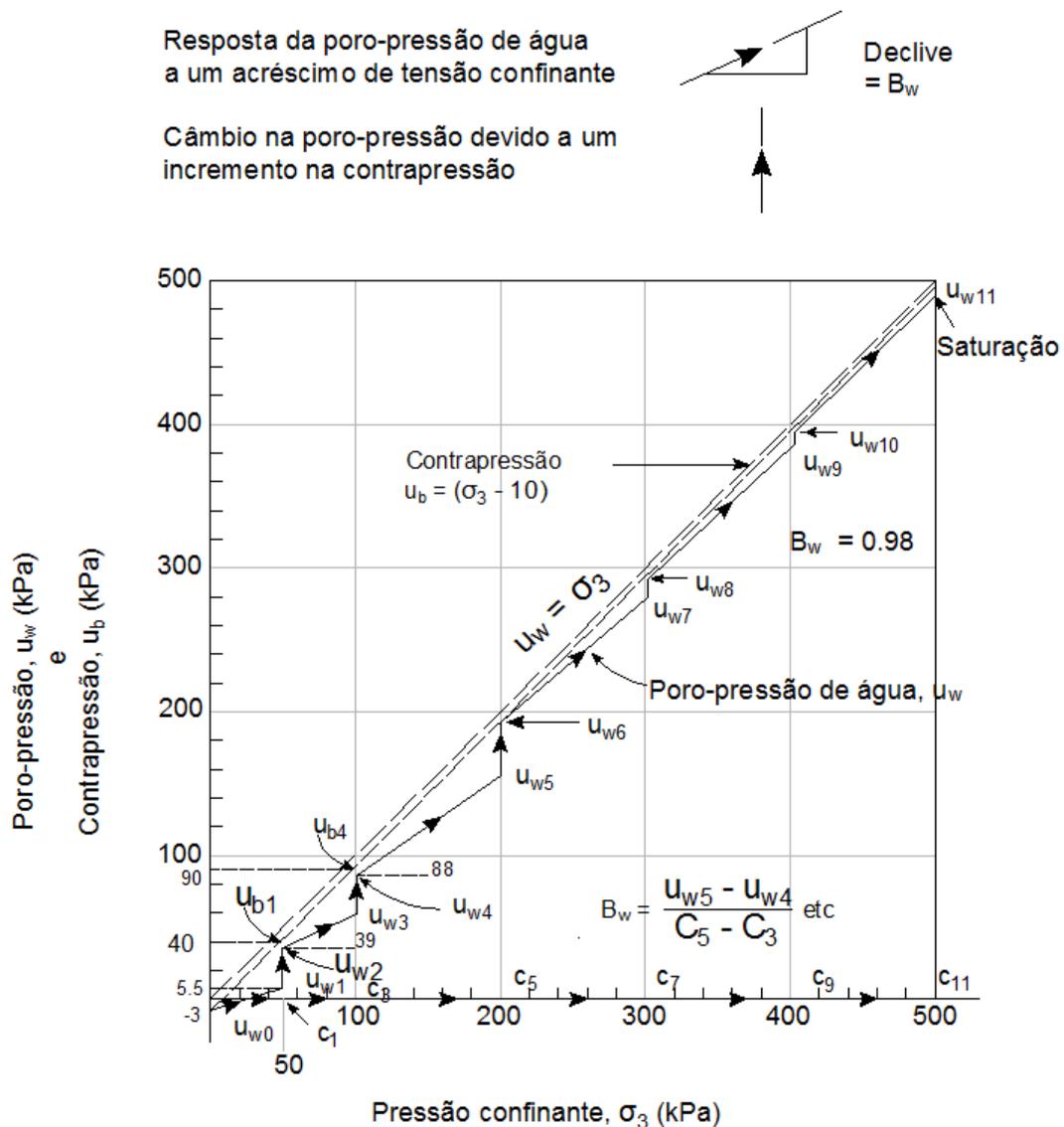


Figura 2.34 - Aplicação de acréscimos de tensão confinante e contrapressão, e as respostas da poropressão de água durante uma fase de saturação (Head, 1986).

Lowe e Johnson (1960) mencionam que esta técnica pode ser a única que garante a saturação total de corpos de prova, no entanto, os autores mencionam a importância de considerar a capacidade dos laboratórios para atingir as pressões necessárias do método, assim como o fato de que as câmaras triaxiais possam suportar tais pressões junto com os níveis de tensão confinante desejados.

Carvalho (2012) observou que estes requerimentos não são os únicos envolvidos na aplicação da contrapressão. A autora realizou um estudo sobre a influência das técnicas de saturação empregadas em laboratórios sobre o comportamento tensão-deformação-resistência de solos residuais quando submetidos a ensaios triaxiais do tipo CIU. Os solos provinham de diferentes litologias com diferenças na composição mineralógica, grau de intemperismo e estrutura. Um dos solos pertence ao perfil de alteração de uma rocha alcalina encontrada em Tanguá-RJ. Os outros solos são das feições melanocrática e leucocrática de um migmatito da baixada fluminense. Foi monitorada a variação de volume total dos corpos de prova na saturação para auxílio dos resultados de resistência. Devido a isto, empregou-se uma câmara triaxial dupla com medição da variação de volume total.

A autora concluiu que o método de saturação que consiste na percolação de água por meio de sucção com baixa tensão confinante seguida de aumento contínuo e simultâneo de tensões (saturação automática) mostrou ser o mais adequado para o solo residual de rocha alcalina, que apresenta estrutura frágil, sem agentes cimentantes e com elevado índice de vazios. No caso do solo residual de migmatito da feição melanocrática, que apresenta agentes cimentantes e elevada tensão de cedência, mostrou-se menos susceptível à técnica de saturação, tendo seu comportamento afetado apenas pelo emprego da técnica de incremento único de contrapressão.

Resultados como os apresentados anteriormente, mostra a importância de realizar estudos experimentais sobre solos com certas peculiaridades mineralógicas e de alteração, com os quais, pode-se selecionar com maior acurácia o procedimento de saturação que não afete o comportamento tensão-deformação-resistência do mesmo.

3 DESCRIÇÃO DE EQUIPAMENTOS E PROCEDIMENTOS

Neste capítulo serão descritos os equipamentos empregados na presente pesquisa tanto para a obtenção das curvas de retenção de água como para os ensaios de resistência ao cisalhamento. Inicialmente serão apresentados os equipamentos de medição de sucção para diferentes níveis da curva de retenção, os quais não são comuns em laboratórios convencionais de mecânica de solos tais como a placa de sucção, a placa de pressão e o tensiômetro de alta capacidade, empregados para a obtenção da curva de retenção de água de solos. Posteriormente serão apresentados os equipamentos para a realização dos ensaios triaxiais como a prensa triaxial tipo Bishop & Wesley (1975) e a prensa triaxial com tensiômetro na base, assim como os procedimentos de calibração dos sensores das mesmas.

3.1 PLACA DE SUCÇÃO

Este equipamento permite a obtenção de pontos experimentais da curva de retenção para sucções na faixa de zero a 30 kPa. Consiste em uma base de latão circular com um recipiente no interior onde é colocada a pedra porosa com alta entrada de pressão de ar de valor de 100 kPa. A Figura 3.1 apresenta esquematicamente o ensaio da placa de sucção. A Tabela 3.1 apresenta as características mais importantes da pedra porosa usada na placa de sucção, fabricada por Soil Moisture Equipment Corp.

3.1.1 Saturação da pedra porosa e funcionamento da placa de sucção

O processo de saturação implica a colocação da pedra porosa num dessecador com água destilada onde será aplicado um vácuo até o instante que não se percebe saída de ar da pedra porosa. Posteriormente, a placa de sucção é retirada e conectada pela base a um tubo de plástico cheio de água e conectado pelo outro extremo a um reservatório com água. Novamente a placa de sucção é imersa em água destilada

para os processos de circulação da água pela pedra porosa, para o qual, o reservatório deve se encontrar numa altura menor que a placa de sucção, este processo remove o ar no interior da pedra porosa. O processo de saturação das tubulações também é fundamental para o eficiente funcionamento da técnica.

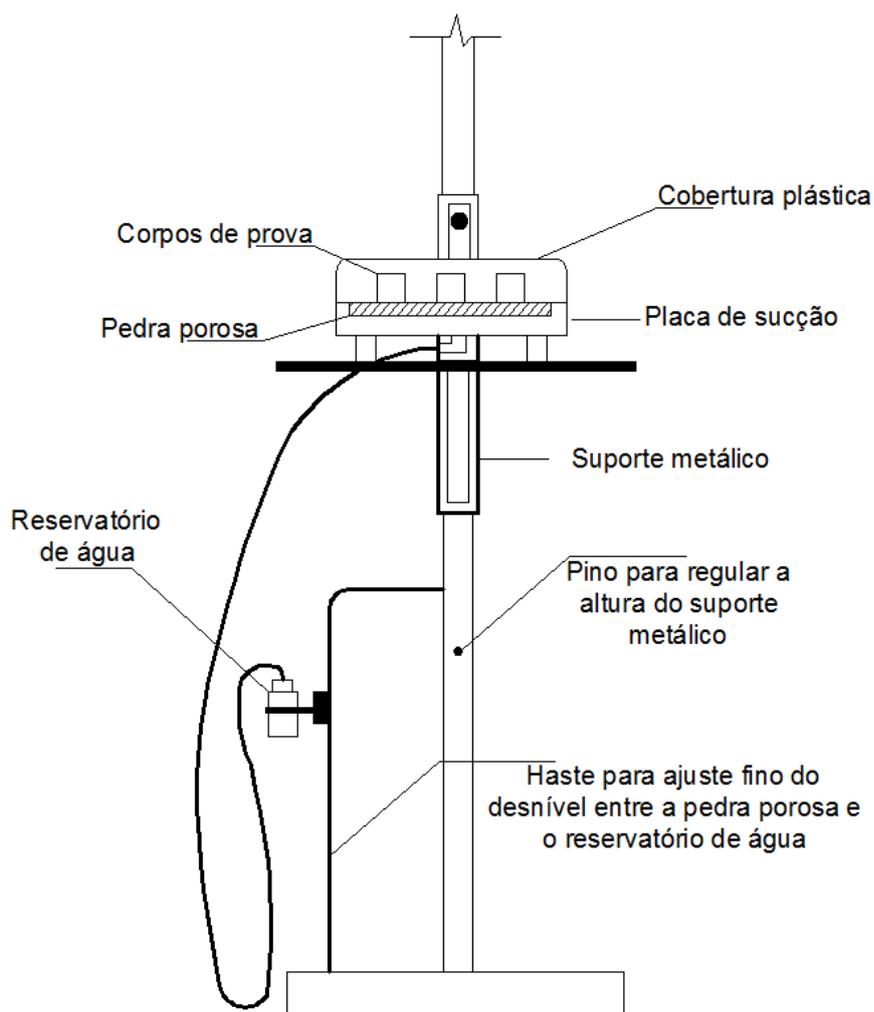


Figura 3.1 - Esquema do ensaio de placa de sucção (sem escala).

Tabela 3.1 - Características da pedra porosa para ensaio de placa de sucção (Soil Moisture Equipment Corp.)

Diâmetro (cm)	Espessura (cm)	Entrada de Ar (kPa)	Porosidade (%)	Máx. Diâmetro do poro (mm)	Permeabilidade saturada (cm/s)
15	0.7	100	34	2.1	3.46×10^{-7}

O princípio de funcionamento da placa de sucção baseia-se na ideia de impor um valor de sucção aos corpos de prova em função da diferença de altura entre o reservatório e a pedra porosa. O valor de sucção de entrada de ar da pedra porosa

impede que a água (no seu interior e no tubo) escoo para o reservatório, desta maneira a água na pedra porosa possui uma pressão negativa igual à diferença de altura em relação ao reservatório. Assim, 1m de diferença na altura representa 10 kPa de sucção; diferentes níveis de sucção são obtidos regulando a diferença de altura. O uso deste equipamento está limitado a uma sucção de 80 kPa, devido ao fenômeno de cavitação (Marinho, 2005).

3.2 PLACA DE PRESSÃO

Este equipamento permite a obtenção de pontos experimentais da curva de retenção para sucções até 1500 kPa o qual depende da pressão de entrada de ar da pedra porosa utilizada. O equipamento consiste em uma base de latão e duas peças mais que formam uma câmara pequena que permite o uso da técnica de translação de eixos. A câmara está vedada com o-rings e seis parafusos que atravessam o comprimento do equipamento unindo a base com o topo, possibilitando a aplicação de pressões de ar elevadas mediante o uso da técnica de translação de eixos. A Figura 3.2 mostra esquematicamente o equipamento descrito anteriormente. A Tabela 3.2 apresenta as características mais importantes da pedra porosa empregada nesta pesquisa, com uma entrada de ar de 500 kPa.

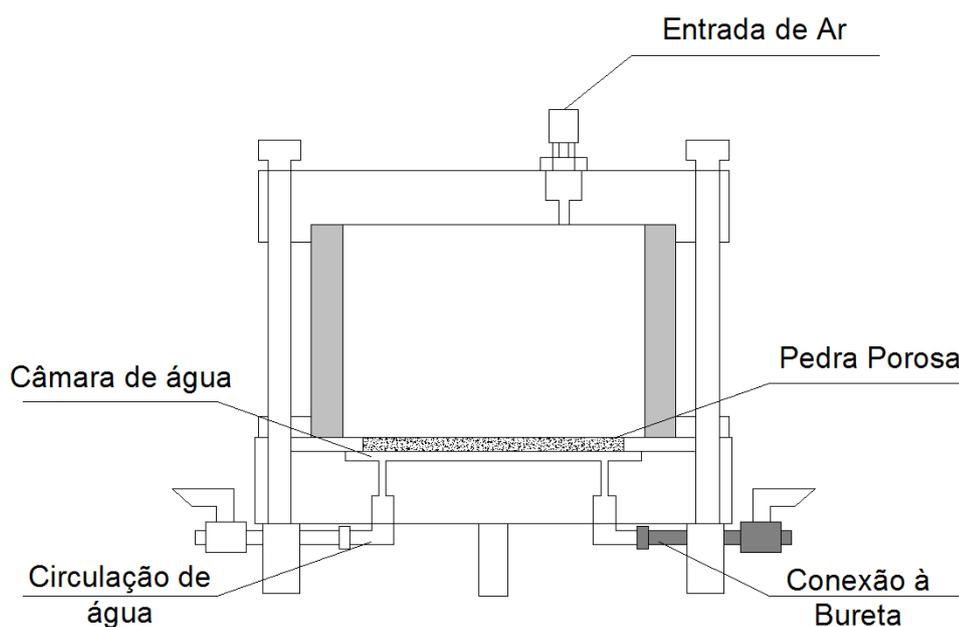


Figura 3.2 - Esquema do ensaio de placa de pressão.

Tabela 3.2 - Características da pedra porosa para ensaio de placa de pressão (Soil Moisture Equipment Corp.)

Diâmetro (cm)	Espessura (cm)	Entrada de Ar (kPa)	Porosidade (%)	Máx. Diâmetro do poro (mm)	Permeabilidade saturada (cm/s)
15	0.7	500	31	0.5	1.21×10^{-7}

3.2.1 Saturação da pedra porosa e funcionamento da placa de pressão

A saturação da pedra porosa se realiza em três etapas, na primeira a base do equipamento é colocada no dessecador e imersa em água e submetida a vácuo. Quando a saída de ar da pedra porosa termina, a base é retirada do dessecador e é submetido à circulação de água, processo que se realiza com a câmara preenchida até a metade de água. Posteriormente, é fechada a câmara e aplicada uma pressão de ar no interior. Após da abertura da conexão com a bureta, a água flui continuamente pela pedra porosa, finalmente se realiza a circulação de água pela base da pedra utilizando as duas conexões da base.

O ensaio usa como princípio a técnica de translação de eixos, suas limitantes estão só condicionadas à entrada de ar da pedra porosa e a capacidade de pressão do sistema. A pedra porosa está conectada ao exterior por um tubo conectado a uma bureta, como a água da pedra porosa tem pressão atmosférica (zero), a sucção imposta no equipamento corresponde ao valor de pressão de ar aplicada. O corpo de prova sobre a pedra porosa tende a ganhar ou perder água dependendo do nível de sucção presente no solo com relação à sucção aplicada pela pedra porosa. Realiza-se a estabilização da sucção imposta ao corpo de prova acompanhando a variação do nível de água na bureta.

3.3 PAPEL FILTRO

É uma técnica que consiste em colocar um pedaço de papel filtro em contato direto com o corpo de prova; o papel absorve água do solo até que seja estabelecido o equilíbrio de pressão entre ambos. Quando o papel filtro está em contato direto com o solo, a troca de água se dá por forças capilares, medindo-se assim a sucção

matricial (Oliveira, 2004). Na presente pesquisa, esta técnica foi empregada para obter valores de sucção superiores a 500 kPa.

O valor da sucção imposta e o teor de umidade do papel filtro correspondem a um ponto da curva de calibração. A ASTM-D5298 recomenda o uso de papel filtro “quantitativo” tipo II (e.g. Whatman N° 42) e aconselha que o papel seja seco em estufa no mínimo 16 horas antes do uso. No entanto, Marinho (1994) menciona que este procedimento pode afetar as características de absorção do papel, pelo qual, neste trabalho, utilizou-se o papel filtro Whatman N° 42 sem secagem prévia.

3.3.1 Procedimento da técnica de papel filtro

Os corpos de prova são secos ao ar até um nível de umidade determinado. Posteriormente, são colocados dois papéis filtro em contato direto com o solo (na parte superior e na inferior da amostra); que são cortados com um diâmetro similar ao dos corpos de prova. No procedimento, é empregada uma pinça metálica para evitar a modificação das características originais do papel.

As amostras são envolvidas em filme plástico e papel alumínio e são deixadas em repouso numa caixa de isopor por um período definido, ao longo do qual o equilíbrio entre a umidade do corpo de prova e do papel será alcançado. Este procedimento garante que o fluxo de água ocorra unicamente entre o solo e o papel, evitando a interferência do ambiente exterior. O tempo mínimo que o solo foi deixado em contato com o papel filtro foi definido de acordo com os resultados de Marinho (1997), apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Tempo de equilíbrio para medição de sucção total (Marinho, 1997).

Nível de Sucção Total (kPa)	Tempo de Equilíbrio Sugerido
0 - 100	> 30 dias
100 - 250	30 dias
250 - 1000	15 dias
1000 - 30000	7 dias

Após o tempo predeterminado, os papéis filtros são retirados rapidamente e colocados em sacos plásticos auto selantes. É determinado o peso úmido de cada papel filtro. O peso seco é obtido deixando o papel secar na estufa por um mínimo de 4 horas. Finalmente é calculado o teor de umidade do papel filtro.

A curva de calibração empregada na presente pesquisa corresponde à proposta por Chandler et al. (1992). A curva é composta pelas equações 3.1 e 3.2, as quais relacionam a sensibilidade da resposta do papel filtro Whatman N° 42 para menores e maiores valores de sucção respectivamente. Uma vez calculada a sucção para o teor de umidade determinado, o solo é seco ao ar novamente até um próximo nível de sucção, e o procedimento anteriormente mencionado é repetido.

Para teor de umidade $\leq 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4.84 - 0.0622w)} \quad (3.1)$$

Para teor de umidade $> 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6.05 - 2.48 \log w)} \quad (3.2)$$

3.4 TENSÍOMETRO DE ALTA CAPACIDADE

O tensiômetro de alta capacidade foi desenvolvido por Ridley e Burland (1993) com a função de medir diretamente a poropressão de água no solo que antes era somente conseguido com a técnica de translação de eixos. A Figura 3.3 apresenta esquematicamente o tensiômetro, o qual consiste de um transdutor, uma pedra porosa e água.

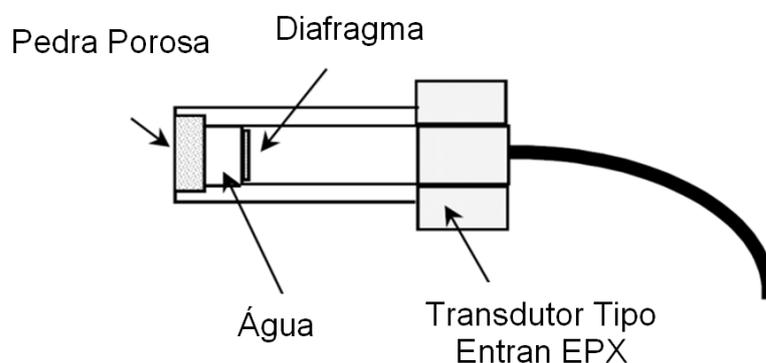


Figura 3.3 - Esquema do tensiômetro de alta capacidade (sem escala).

O transdutor utilizado é do tipo Entran EPX, localizado dentro de uma cápsula de aço inoxidável que no interior possui um medidor de volume pequeno em contato com a pedra porosa de alta entrada de ar e um diafragma. Marinho (1998) indica que

a câmara não pode ter imperfeições que possam criar núcleos de cavitação, além de tomar cuidado para que a cápsula ou a pedra porosa não toque a parte sensível do diafragma.

3.4.1 Princípio de funcionamento e calibração do tensiômetro

A medição da sucção de um corpo de prova está condicionada a que a água na estrutura do solo tem continuidade hidráulica com a água da pedra porosa do equipamento. Para garantir a continuidade hidráulica, é colocada uma pasta de caulim sobre o tensiômetro com teor de umidade próximo ao limite de liquidez, na qual é posicionado o corpo de prova. O corpo de prova suga água da pasta de caulim até entrar em equilíbrio o sistema. Estando a pasta em contato direto com a pedra porosa do tensiômetro, a pressão negativa de água é transmitida ao diafragma do transdutor. O valor da resistência elétrica do diafragma varia com a sua flexão. A variação da voltagem é registrada no sistema de aquisição de dados para logo ser transformada em unidades de pressão; esta conversão é produto de calibrações dos valores de voltagem versus pressão.

O tensiômetro depende de uma boa saturação da pedra porosa e que a parede interna de câmara esteja preenchida de água e sem bolhas de ar. Os núcleos de cavitação indesejáveis são evitados graças ao volume reduzido de água no tensiômetro e ao bom acabamento interior da cápsula. Tarantino et al. (2000) mencionam que a cavitação pode acontecer tanto na parede interna da câmara como na pedra porosa. Marinho (1998) indica que estudos mostram que para ocorrer cavitação no próprio líquido se precisa grande concentração de energia, a qual não é possível de ser gerada para medidas de sucção em solos.

Marinho (1998) afirma que é necessário aplicar ciclos de pressão positiva de água sobre o tensiômetro de 4 MPa, o que produz que o ar seja dissolvido na água pelas grandes pressões. Para afirmar se a saturação foi atingida, a velocidade de resposta do tensiômetro é um indicador importante da saturação do mesmo, se o tensiômetro não estiver saturado a resposta será lenta.

3.5 PRENSA DO TIPO BISHOP & WESLEY

A prensa tipo Bishop & Wesley (1975) transmite a pressão confinante, a contrapressão e a tensão desviadora mediante reguladores de pressão com interface ar/água. Possui um medidor de variação de volume externo que está conectado à contrapressão, a qual se transmite ao corpo de prova tanto pelo topo como pela base. O modelo permite a aplicação da tensão desviadora mediante a elevação da base da prensa, medindo a força transmitida no topo graças a uma célula de carga com capacidade de 5 kN.

O controle das pressões e da célula de carga se realiza mediante transdutores de pressão e de deslocamento, os quais estão conectados a um sistema de aquisição de dados com capacidade para 16 canais, medindo até 100 mv com resolução de 0.6 μ v. O processo de obtenção de dados pelos transdutores se realiza convertendo a medida de voltagem de cada canal em unidades de engenharia definidas mediante calibração.

A informação armazenada no sistema de aquisição de dados é enviada ao computador que utiliza como software o TRIAX 5.1.8. O software foi desenvolvido na Universidade de Durham e permite o controle das pressões, a criação de estágios automáticos ao longo dos ensaios e o cálculo automático de parâmetros físicos e mecânicos. O limite de pressão aplicável nos ensaios é 650 kPa devido as condições do laboratório.

A Figura 3.4 apresenta esquematicamente a prensa Bishop & Wesley (1975) com vistas de frente e topo, indicando os 6 canais utilizados para a obtenção da informação os quais são:

- CH-1: Força axial (célula de carga)
- CH-2: Deslocamento axial (medido externamente)
- CH-3: Pressão confinante
- CH-4: Contrapressão aplicada no topo
- CH-5: Contrapressão aplicada na base
- CH-6: Pressão aplicada na câmara inferior (controle de tensão desviadora)

O Sétimo canal de informação está referido à variação de volume controlado pelo medidor de volume externo conectado à contrapressão. Mostra-se na figura que

todos os canais possuem válvulas de controle de fechado localizados em ambos os lados dos transdutores.

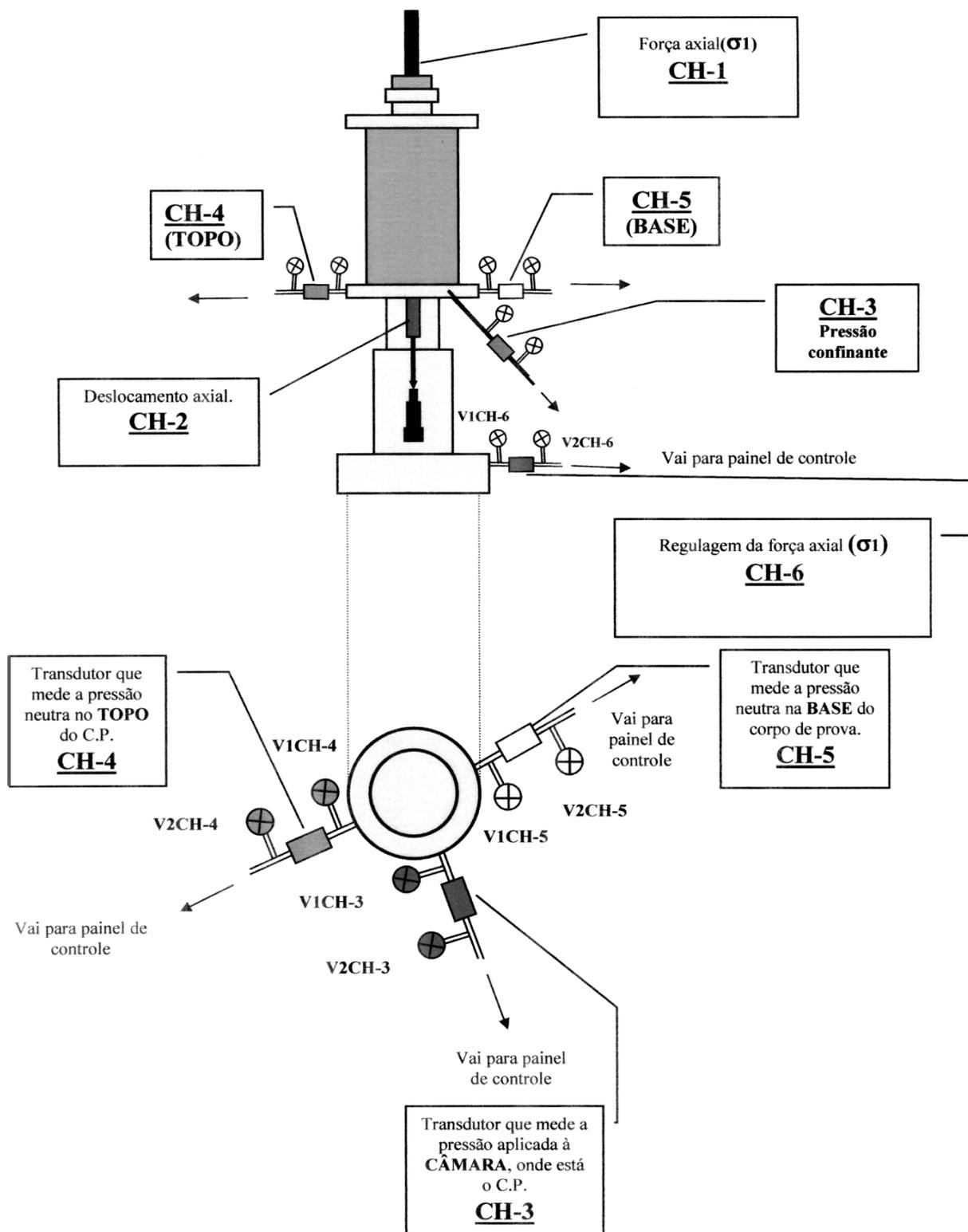


Figura 3.4 - Representação da prensa Bishop & Wesley (1975) com os canais de fornecimento de dados, em vistas de frente e de topo (Vieira, 2014).

3.6 PRENSA TRIAXIAL COM TENSÍÔMETRO NA BASE

Esta prensa possui unicamente dois canais de fornecimento de dados que controlam a pressão confinante e o tensiômetro de alta capacidade localizado na base da câmara. O sistema de aplicação de carregamento utiliza um pórtico metálico apoiado diretamente sobre o pistão colocado no topo do corpo de prova. O pórtico utiliza um sistema de roldanas com um contrapeso que impede que o peso do pórtico seja transmitido diretamente ao pistão ao longo da montagem dos ensaios. A pressão confinante é aplicada pelo compressor graças a uma interface ar-água como no caso da prensa Bishop & Wesley anteriormente descrita.

O tensiômetro de alta capacidade e o transdutor de pressão confinante estão conectados a um conversor que por sua vez transmite as leituras destes dois canais para o computador. Na fase de cisalhamento, são colocados incrementos de peso na parte inferior do pórtico metálico, aguardando até a estabilização da sucção do corpo de prova para realizar o próximo carregamento. A determinação da deformação axial obtém-se usando um extensômetro colocado no topo da câmara. A aquisição dos dados foi realizada com o software o TRIAX 5.1.8. A Figura 3.5 apresenta esquematicamente a prensa triaxial com tensiômetro na base.

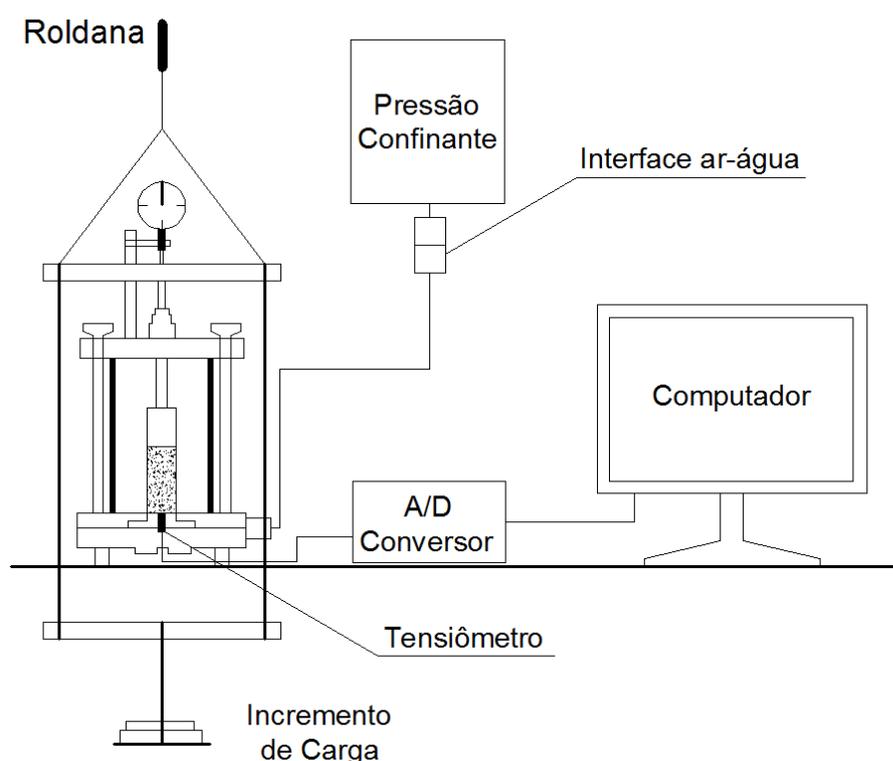


Figura 3.5 - Esquema da prensa triaxial com tensiômetro na base.

3.7 CALIBRAÇÃO DOS CANAIS DE FORNECIMENTO DE DADOS

Os canais foram calibrados mediante três métodos, os quais iam impondo variações medidas em mV pelos transdutores que logo foram armazenadas no TRIAX 5.1.8 colocando manualmente sua conversão em unidades de engenharia. Finalmente, obtiveram-se regressões lineares sobre os resultados com as quais foram criadas equações de conversão automática para os diferentes canais.

a) Calibração com peso morto

Foi usado para calibrar os canais CH-3, CH-4, CH-5 e CH-6. O processo consiste em que a partir de uma área conhecida na qual se aplica um peso de determinado, a pressão aplicada é conhecida. Logo depois de atingido o valor de 600 kPa, se descarrega os pesos na mesma sequência. Finalmente se obtém a regressão linear para cada um dos canais. O canal CH-1 que corresponde à célula de carga se calibrou colocando diretamente pesos sobre a mesma até atingir uma tensão de 600 kPa, posteriormente, os pesos foram retirados na mesma ordem sequencial na qual foram aplicados. Esta técnica também foi empregada na calibração do tensiômetro de alta capacidade, que foi instalado na prensa triaxial descrita no item 3.6. A Figura 3.6 apresenta o equipamento de peso morto utilizado nas calibrações.

b) Calibração com bureta

Este processo foi usado para calibrar o CH-7 que corresponde ao medidor de variação de volume externo. O processo consistiu em variar o volume de líquido no interior da bureta para o qual corresponde uma quantidade de volume conhecido, assim, se realizaram medições até 60cm^3 , aumentando o volume e diminuindo na mesma quantidade em pequenas proporções. A Figura 3.7 mostra a bureta usada.

c) Calibração com micrometro

A calibração com este processo foi utilizada no CH-2 que corresponde ao medidor de deslocamento axial. Usou-se um micrometro para medir pequenas variações de 0.1mm. O processo foi utilizado para calibrar 25 mm de variação possível de deslocamento. A Figura 3.8 apresenta o micrometro para calibração de deslocamento. A Figura 3.9 mostra a regressão linear obtida para o canal CH-2 com um total de 51 pontos armazenados.



Figura 3.6 - Equipamento para calibração por peso morto.

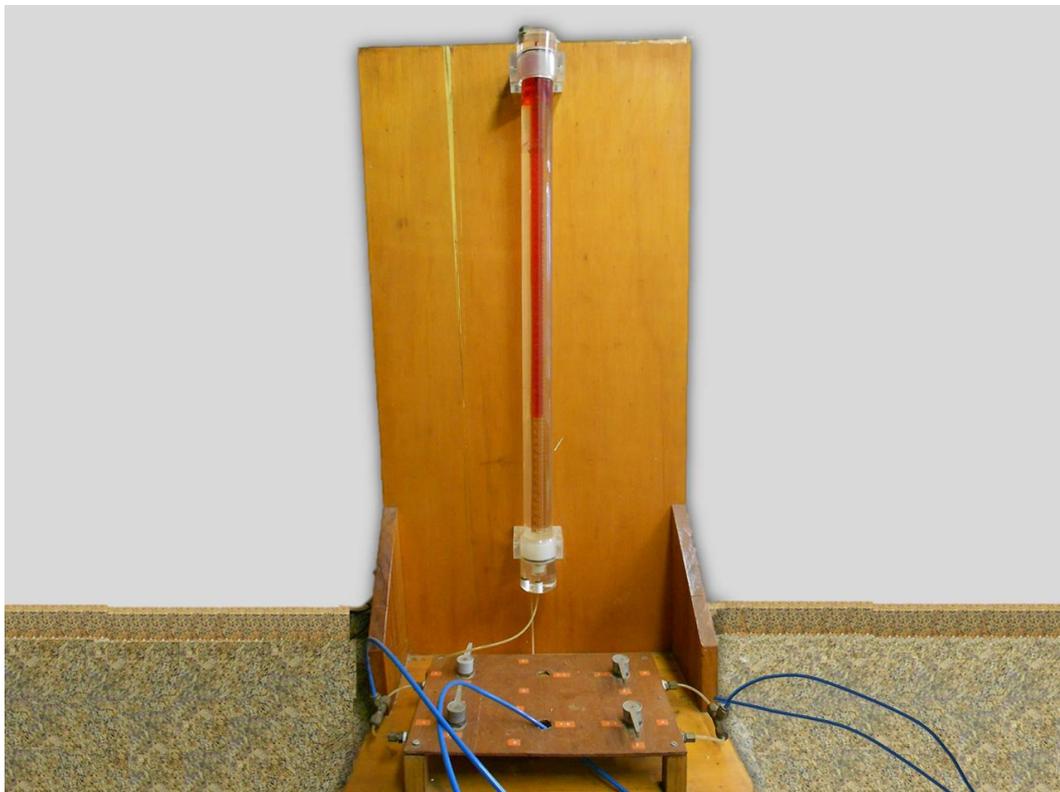


Figura 3.7 - Equipamento para calibração de variação de volume.



Figura 3.8 - Micrômetro para calibração de deslocamento axial.

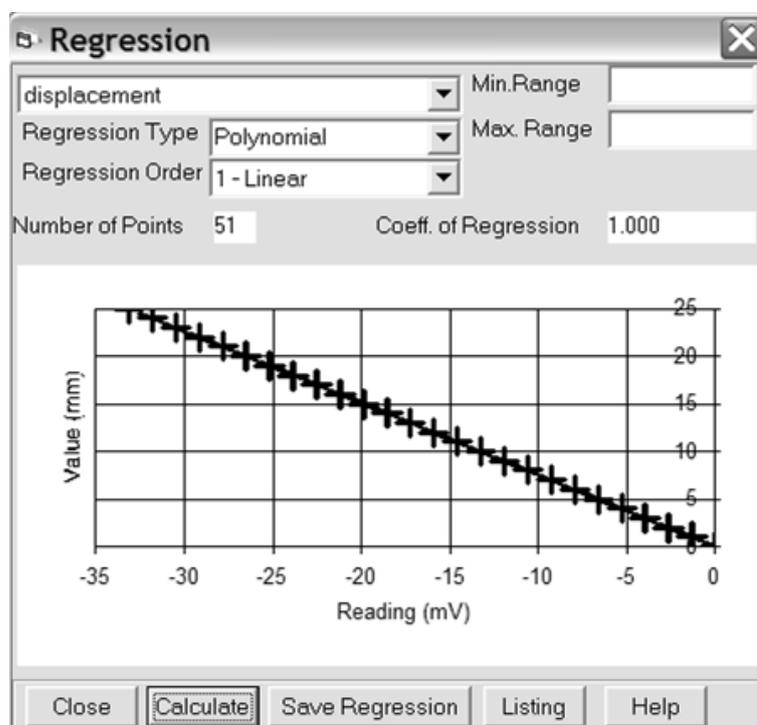


Figura 3.9 - Regressão obtida pelo Triax 5.8.1 para o canal CH-2 que controla o deslocamento axial.

3.8 CALIBRAÇÃO DO MEDIDOR DE VOLUME EXTERNO

O medidor externo mede as variações volumétricas segundo a quantidade de água que sai ou entra ao corpo de prova através do topo e da base, os quais estão conectados à contrapressão. Assim, assume-se que toda variação volumétrica corresponde diretamente à parcela de água no corpo de prova, porém, a variação do volume de ar não é possível de definir diretamente.

Na fase experimental da pesquisa foi observado que nos ensaios considerando a fase de saturação por contrapressão, as variações volumétricas registradas pelo medidor eram elevadas, pelo qual, surgiu a necessidade de avaliar a acurácia das medidas.

Realizou-se uma prova “cega” que consistiu em colocar um cilindro de acrílico entre o pedestal e o cabeçote que estão conectados à contrapressão com dimensões similares a um corpo de prova. A seguir, foi aplicada uma contrapressão de 500 kPa (ordem de grandeza usada para saturar os corpos de prova da pesquisa) tanto pelo topo como pela base. Devido a que o cilindro de acrílico não contém fluido, variações no volume não deveriam ser observadas. No entanto, observou-se que o medidor registrou variações volumétricas da ordem de 1.5 cm^3 , este fato possivelmente acontecia pela deformabilidade própria da membrana interior do medidor de volume. A Figura 3.10 apresenta os valores da variação de volume produto da aplicação da contrapressão na câmara triaxial. Foi definida uma equação de ajuste para todos os ensaios que serão submetidos a contrapressões elevadas. Com esta informação, foram corrigidos os parâmetros de volume, teor de umidade, e índice de vazios que o Software Triax 5.8.1 calcula diretamente das variações volumétricas do medidor de volume. Assim, no caso do teor de umidade, o valor sem correção era superior a 1.2% do valor real.

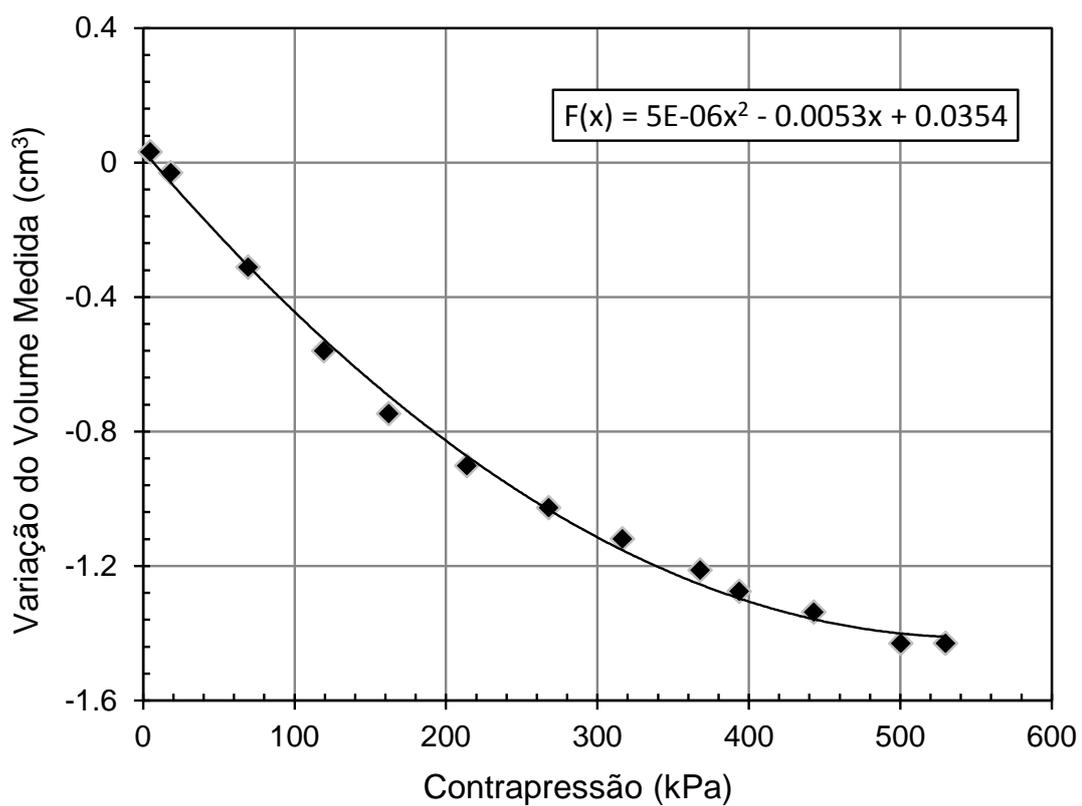


Figura 3.10 - Variação no volume devido à aplicação da contrapressão.

4 CARACTERÍSTICAS DO SOLO ESTUDADO E DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS ESPECIAIS

Este capítulo apresenta alguns aspectos geológicos da região onde foram coletadas as amostras. Posteriormente, são apresentadas as etapas de preparação e resultados dos ensaios de caracterização, a partir dos quais, foram determinadas as condições de preparação e moldagem dos corpos de prova. Os procedimentos dos ensaios de resistência realizados nos diferentes pontos de estudo são apresentados, assim como as características físicas dos corpos de prova usados.

4.1 ASPECTOS GEOLÓGICOS REGIONAIS

A cidade de São Paulo está situada no platô paulistano, com altitudes que variam desde os 715 até 900 m com uma área aproximada de 500 km². Apresenta grandes depressões e elevações comuns em uma bacia sedimentar com solos lateríticos e heterogêneos. ABEF (1989) realizou estudos completos da geologia do campus experimental da USP (local de amostragem do solo estudado), fornecendo a informação de que o subsolo está composto por solo saprolítico de migmatito, coberto por uma pequena capa de solo coluvionar, classificado como silte argiloso poroso com variação de cor que vai desde amarelo até marrom. Este solo saprolítico possui uma espessura média de 20 m e é composto por silte arenoso micáceo vermelho-púrpura, apresentando algumas ocorrências de silte com areia fina.

4.2 LOCAL DE AMOSTRAGEM

O campo experimental da USP está situado na bacia sedimentar do platô paulistano, do qual o solo estudado faz parte. Este solo foi retirado de um talude composto por camadas de areia siltosa micáceo com núcleos de caulim de feldspato e por pequenos veios de quartzo (Oliveira, 2004). Este solo foi estudado amplamente por Stuermer (1998), Vieira (1999) e Kuwajima (2000), e Oliveira (2004). Embora o

solo tenha sido retirado do mesmo local, observam-se pequenas variações nas suas características. O solo acumulado do local foi armazenado em sacos plásticos e foi passado pela peneira # 10 (2 mm) no laboratório. A umidade de campo registrada foi de 19%, seguidamente o solo foi colocado para secagem depois de completada a homogeneização por quarteamento.

4.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

O solo estudado foi preparado de acordo com a norma NBR 6457. Possui menos de 10% da porcentagem retida na peneira N° 40, devido a isto, foram realizados os ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e massa específica dos grãos, todos estes ensaios foram realizados com secagem prévia do solo. As normas correspondentes são:

- Massa específica dos grãos - NBR 6508
- Limite de liquidez - NBR 6459
- Limite de plasticidade - NBR 7180
- Análise granulométrica - NBR 7181

O ensaio granulométrico determinou que o solo apresenta uma predominância de silte na sua composição (45.5%), seguido por areia (31.5%), e argila (23%). A Figura 4.1 apresenta a curva granulométrica, onde se observa que o solo é bem graduado, com quase 70% de solo fino. A curva granulométrica do solo de Oliveira (2004) é também apresentada como referência devido à semelhança na granulometria. Os ensaios de limites de Atterberg determinaram que o solo possui limite de liquidez (w_l) de 48%, limite de plasticidade (w_p) de 29% com uma densidade dos grãos de 2.71 g/cm^3 . De acordo com esses valores, o solo é classificado como um silte de baixa plasticidade segundo a carta de plasticidade de Casagrande (Figura 4.2). Na mesma Figura, se apresenta também o solo de Oliveira (2004). A Tabela 4.1 apresenta as características do solo residual de gnaiss juntamente com as de Oliveira (2004); a comparação é feita com a finalidade de mostrar que os resultados de Oliveira em termos de resistência mecânica podem ser correlacionáveis com os resultados do presente estudo.

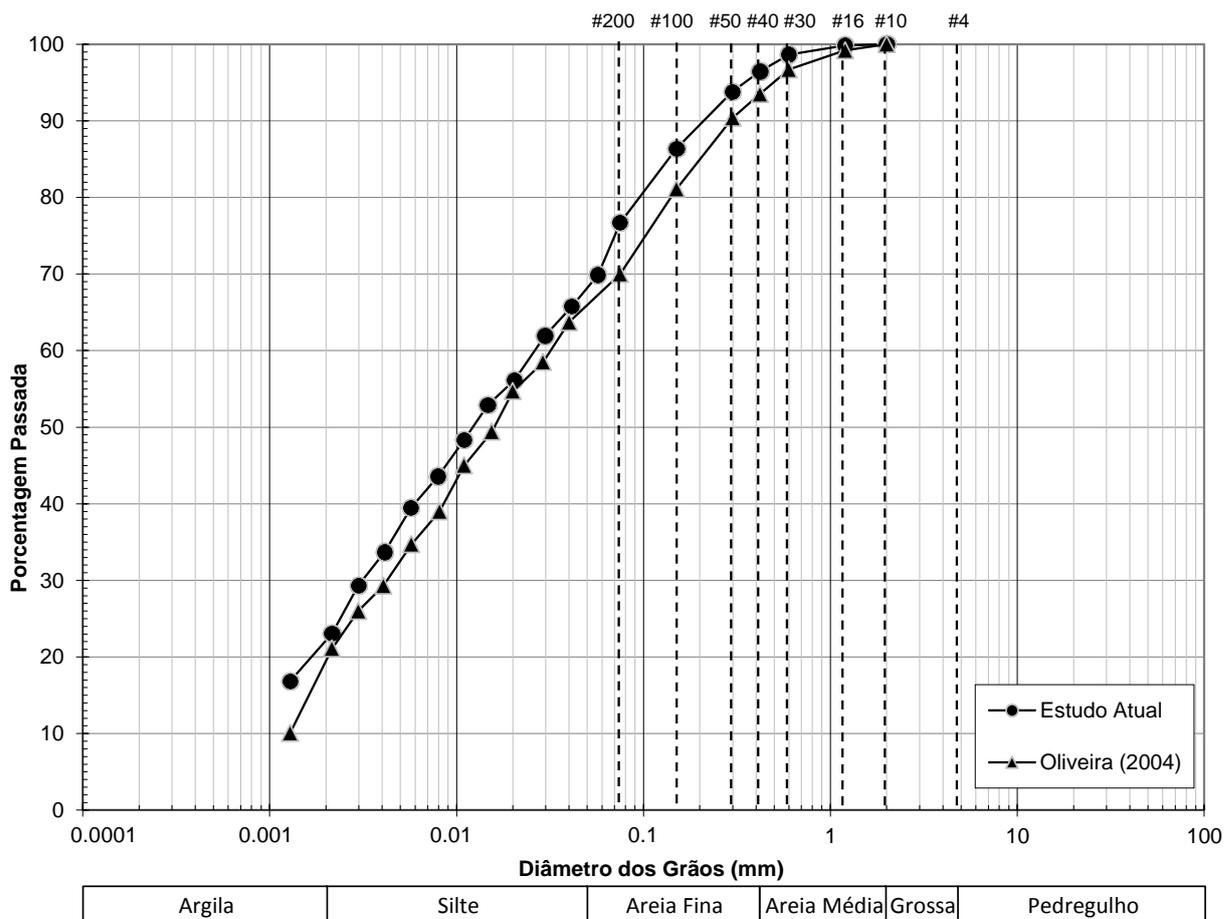


Figura 4.1 - Curva Granulométrica do solo residual de gnaiss.

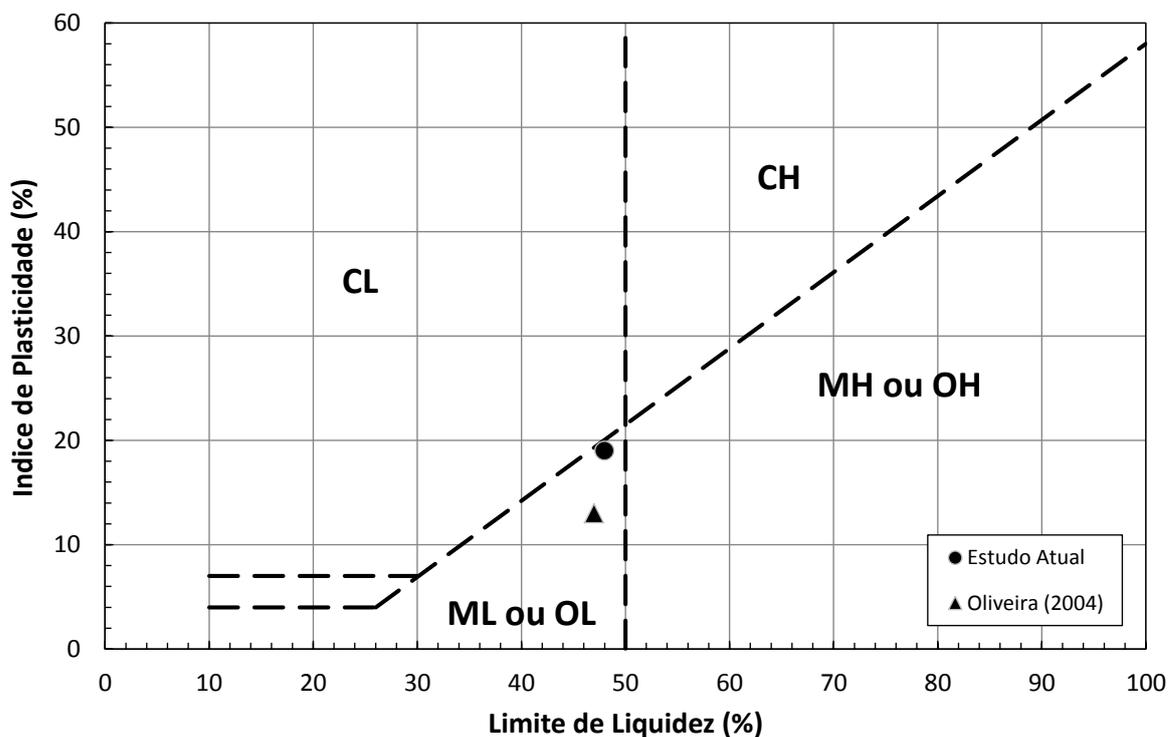


Figura 4.2 - Carta de Casagrande para classificação de solos finos.

Tabela 4.1 - Caracterização do solo residual de gnaisse

Item	Unidade	Estudo Atual	Oliveira (2004)
Classificação Unificada de Solos		ML	ML
Areia Grossa	%	-	-
Areia Média	%	4	6
Areia Fina	%	28	28
Silte	%	45	46
Argila	%	23	20
Densidade dos Grãos	g/cm ³	2.71	2.71
Limite de Liquidez	%	48	47
Limite de Plasticidade	%	29	34
Índice de Plasticidade	%	19	13

4.4 CURVA DE COMPACTAÇÃO

A norma NBR 7182 estabelece o procedimento seguido neste item. A preparação do solo para a compactação foi realizada como descrito no item 4.2. O ensaio realizou-se sem reuso utilizando o cilindro Proctor de 1000 cm³ de volume colocando o solo em três camadas e aplicando 26 golpes por cada uma (Proctor Standard).

O procedimento foi repetido em 6 pontos incrementando a umidade. Como resultado, foi definido que a densidade seca máxima corresponde a 1.635 g/cm³ e a umidade ótima é de 21.5%. O solo apresenta uma variação na densidade de 0.095g/cm³ ao longo da curva, e o teor de umidade variou entre 16.5% a 25.5%.

A curva de compactação é apresentada na Figura 4.3, acompanhada pela curva obtida por Oliveira (2004). Mesmo sendo retirado do mesmo local, o material apresenta grande diferença no formato e nos parâmetros de compactação das curvas. A curva do presente estudo mostra uma simetria entre o ramo úmido e o ramo seco, enquanto a curva obtida por Oliveira apresenta assimetria típica de solos siltosos.

ABEF (1989) obteve diversas curvas de compactação para o mesmo solo residual analisado nesta pesquisa, as densidades secas máximas obtidas estão na faixa de 1.53 e 1.68 g/cm³ e os teores de umidade ótimos encontram-se entre 19 e 24%. Nestas faixas podem-se encontrar tanto os parâmetros de compactação obtidos por Oliveira assim como os parâmetros do presente trabalho.

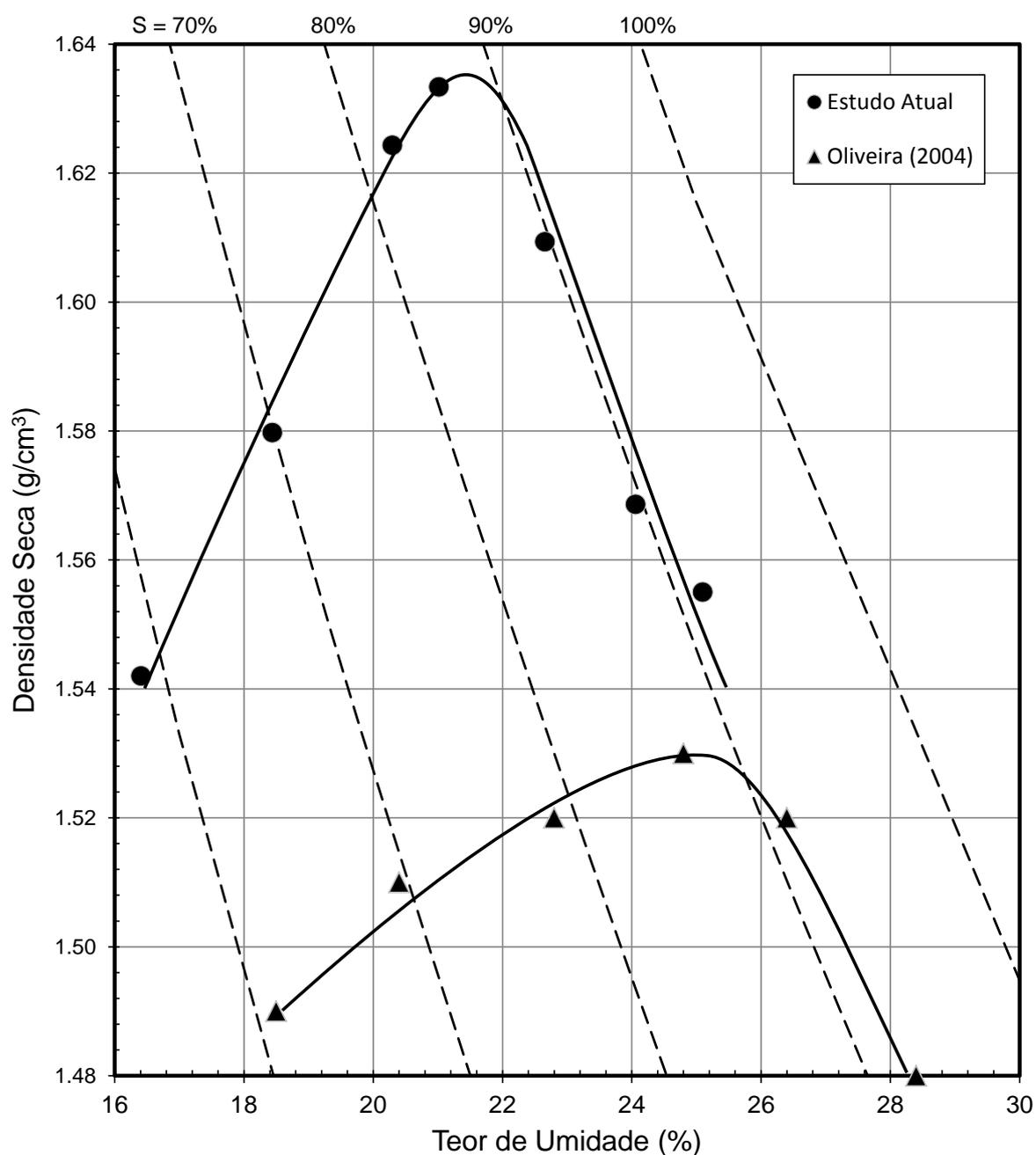


Figura 4.3 - Curva de compactação do solo residual de gnaiss estudado comparado com a curva obtida por Oliveira (2004).

4.5 DEFINIÇÃO DOS PONTOS DE ESTUDO DOS ENSAIOS ESPECIAIS

Os pontos de estudo foram situados tanto na umidade ótima quanto no ramo úmido. A finalidade é comparar o comportamento mecânico e o desenvolvimento de pressões do ramo úmido com os resultados na umidade ótima comumente utilizada na prática da engenharia. A Figura 4.4 mostra os pontos de investigação indicados

com as letras O, P e Q, que representam a moldagem dos corpos de prova na umidade ótima, 2% e 4% acima da ótima, respectivamente. A Tabela 4.2 mostra as características físicas dos corpos de prova para cada ponto de estudo.

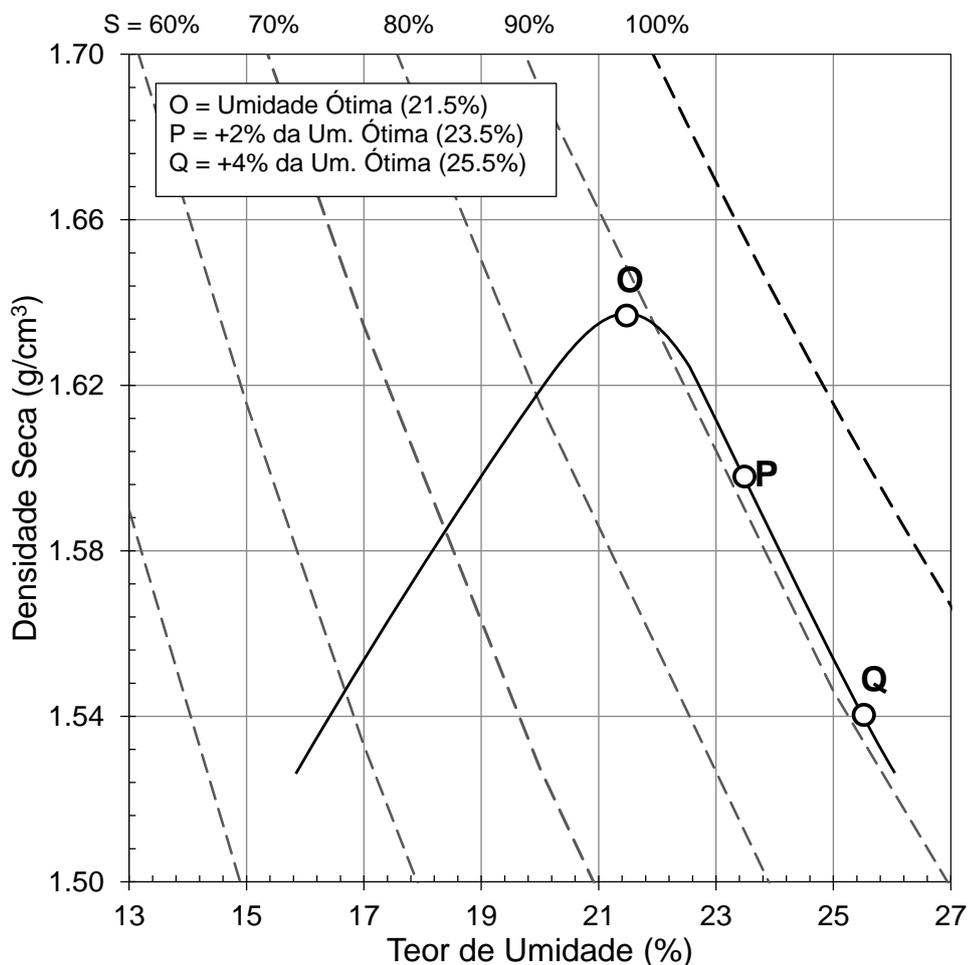


Figura 4.4 - Pontos de estudo situados na curva de compactação.

Assumindo os valores de densidade e de volume conhecidos, calculou-se o peso para cada ponto de estudo. O volume considerado foi de 90.73 cm³ que corresponde a um cilindro de 80 mm de altura por 38 mm de diâmetro.

Tabela 4.2 - Características dos corpos de prova moldados nos pontos de estudo.

Pontos	w (%)	ρ_d (g/cm ³)	e	S (%)	θ_w (%)
O	21.5	1.635	0.66	88.6	35.2
P	23.5	1.590	0.70	90.4	37.4
Q	25.5	1.540	0.77	90.3	39.1

4.6 ENSAIO DE EXPANSÃO EDMÉTRICA

Com a finalidade de avaliar a expansão do solo compactado, foi realizado um ensaio de expansão edométrica seguindo a norma americana ASTM D4546-08. Compactou-se estaticamente um corpo de prova na umidade ótima da curva de compactação num anel metálico de altura de 20 mm com diâmetro de 71.3 mm.

Foi calculado um peso de solo úmido para obter uma densidade seca de 1.635 g/cm^3 . No topo e na base do corpo de prova, foram colocadas pedras porosas e papel filtro, posteriormente o anel foi colocado na célula de adensamento descrita na norma NBR 12007.

Foi colocada uma carga de 5 kPa com a finalidade de zerar o sistema, o corpo de prova sofreu um recalque de 0.06 mm; posteriormente o corpo de prova foi inundado e a expansão edométrica medida foi 3.6%, estabilizada a partir de 4 horas de iniciada a inundação. Depois, foram adicionadas cargas de diferentes magnitudes para obter assim, a tensão de expansão do solo. A Figura 4.5 apresenta o resultado do ensaio, observa-se que a pressão de expansão do solo compactado no ponto ótimo após saturação é da ordem de 80 kPa. O valor encontrado indica que o solo expande após a saturação, ao longo deste processo o grau de compactação diminui modificando assim a estrutura inicial do solo compactado.

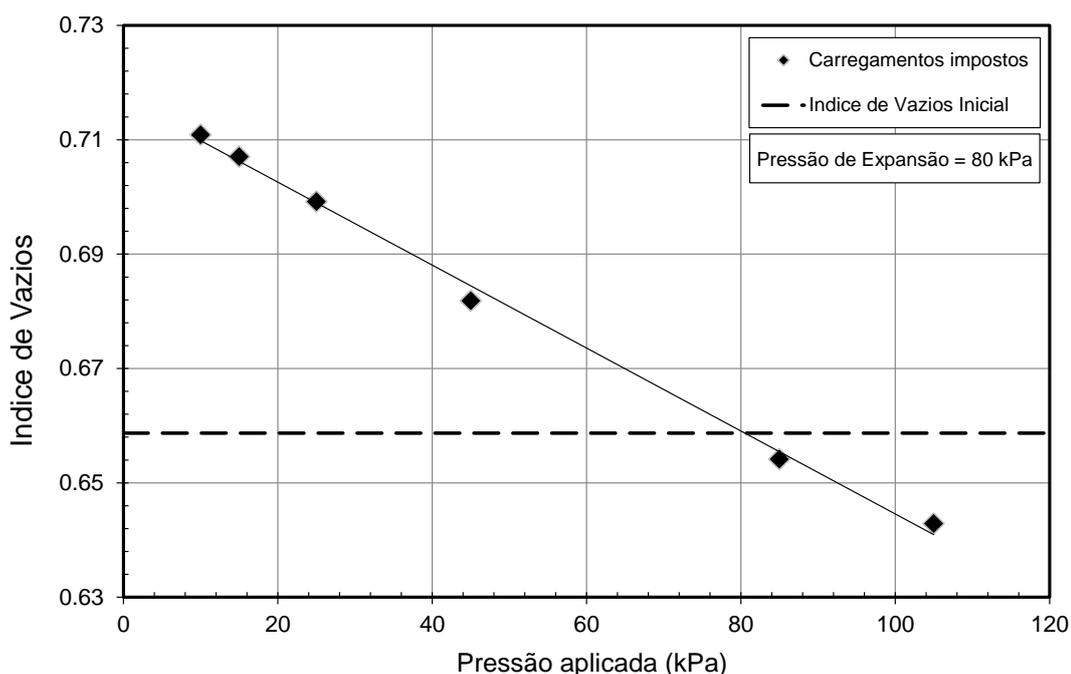


Figura 4.5 – Ensaio de expansão realizado numa amostra moldada na umidade ótima.

4.7 CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA

As curvas de retenção foram determinadas para a obtenção dos parâmetros hidráulicos do solo assim como ferramenta de auxílio na interpretação dos ensaios de resistência na validação dos valores de sucção registrados pelo tensiômetro de alta capacidade. Neste item serão descritos a moldagem dos corpos de prova e os procedimentos empregados na obtenção das curvas.

4.7.1 Moldagem dos corpos de prova

As curvas de retenção obtidas no presente estudo foram realizadas moldando corpos de prova nos três pontos de estudo descritos no item 4.5, com a finalidade de observar a influência das condições de moldagem na umidade e densidade seca no formato das curvas.

Os corpos de prova foram compactados estaticamente, em todos os casos prepararam-se dois corpos de prova por ponto de estudo. Foram moldados com alturas e diâmetro de 2 e 3.8 cm respectivamente, com a finalidade de colocar os seis corpos de prova juntos nas pedras porosas da placa de sucção e de pressão. De tal modo que se possa incrementar a sucção simultaneamente, empregando-se uma única vez a placa de sucção e a placa de pressão para um nível de sucção da curva de retenção. As características físicas dos corpos de prova são apresentadas na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo para a obtenção das curvas de retenção de água.

PONTO "O" - UMIDADE ÓTIMA (21.5%)					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
RO1	22.23	1.620	0.67	89.6	36.0
RO2	22.43	1.619	0.67	90.2	36.3
PONTO "P" - 23.5%					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
RP1	23.60	1.583	0.71	89.8	37.4
RP2	23.88	1.583	0.71	91.0	37.8
PONTO "Q" - 25.5%					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
RQ1	24.91	1.548	0.75	89.9	38.6
RQ2	25.72	1.535	0.77	91.0	39.5

4.7.2 Metodologias utilizadas na determinação das curvas de retenção

Após a moldagem dos corpos de prova, os mesmos foram colocados na placa de sucção descrita no item 3.1, na qual, o reservatório de água foi colocado na altura do topo dos corpos de prova para saturar os mesmos por percolação de água através da pedra porosa. Para evitar a perda de material devido à elevada umidade, colocou-se papel filtro entre os corpos de prova e a pedra porosa da placa de sucção. O conjunto, placa de sucção e corpos de prova, foi isolado do ambiente colocando-se um recipiente plástico como apresentado na Figura 3.1. O processo de saturação levou uma semana para finalizar, observando-se no final uma expansão de até 14% dos corpos de prova que será discutido no próximo capítulo. Ao final da fase de saturação, foram aplicadas as sucções de 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25 e 30 kPa. No início do ensaio os corpos de prova passaram a perder água para a pedra porosa, até estabilizar sua sucção interna com a imposta pela pedra porosa. O tempo de estabilização para cada nível de sucção levou entre 3 e 4 dias.

Após atingir os 30 kPa finais da placa de sucção, os seis corpos de prova foram colocados na placa de pressão. Neste equipamento foram submetidos às sucções de 30, 50, 100, 200, 300, 400 e 500 kPa. Na montagem dos ensaios, se verificava de que a pedra porosa estivesse saturada e as conexões com o meio externo estejam fechadas. Posterior ao fechamento da placa aplica-se uma pressão de ar no interior da câmara equivalente à sucção desejada, permitindo a saída de água dos corpos de prova através da conexão da pedra porosa com a bureta. A estabilização da sucção tomou de 3 a 4 dias.

Para sucções superiores a 500 kPa, foi empregada a técnica de papel filtro. Em cada corpo de prova, foram obtidas seis medidas de sucção empregando esta técnica, até sucções da ordem de 20000 kPa. O procedimento do ensaio segue o exposto no item 3.3.1. Após secagem ao ar os corpos de prova, realizaram-se as medições do teor de umidade dos papéis filtro colocados no topo e na base de cada amostra, com a umidade do papel, obteve-se o nível de sucção do mesmo empregando a calibração proposta por Chandler et al. (1992), para logo secar ao ar novamente os corpos de prova. Finalmente, obteve-se um ponto mais na curva de retenção empregando o valor da umidade relativa (RH). Marinho (1994), empregando conceitos da termodinâmica definiu uma relação direta entre a sucção e a umidade relativa do ar apresentada na Equação 4.1.

$$\text{Sucção (kPa)} = -135055 \times \ln(RH) \quad (4.1)$$

Após a obtenção do último ponto da curva de retenção com papel filtro, os corpos de prova foram secos ao ar por uma semana. Ao longo da mesma, foram deixados junto a um Data Logger de temperatura e umidade relativa, o qual registrou dados cada 5 minutos. Terminada a semana, os corpos de prova foram pesados e determinou-se que a umidade relativa média neste período foi de 68.4%, obtendo assim a sucção dos corpos de prova secos ao ar do valor de 570746 kPa. Por último, os corpos de prova foram levados à estufa e o peso seco dos mesmos foi obtido junto com o teor de umidade real dos corpos de prova.

4.8 ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios triaxiais foram empregados para comparar a resistência ao cisalhamento dos pontos de estudo devido ao acréscimo de umidade. Definiram-se três procedimentos a serem seguidos nos ensaios triaxiais, cada um deles realizado para levar à fase de ar ocluso numa circunstância determinada e comparar os resultados em termos de tensão desviadora e poropressão de água na ruptura.

Foram utilizados três procedimentos, nos procedimentos 1 e 2 os corpos de prova foram ensaiados em condição saturada, no procedimento 3 as amostras foram ensaiadas em condição não saturada. A quantidade de ensaios realizados em cada procedimento é apresentada a seguir:

- Procedimento 1: três ensaios com diferentes confinantes para cada ponto de estudo foram realizados, nos quais empregou-se a técnica de saturação por contrapressão, com o qual os corpos de prova foram saturados completamente (o ar ocluso foi removido da estrutura).
- Procedimento 2: três ensaios com diferentes confinantes para cada ponto de estudo foram realizados, ao longo da fase de adensamento, foi permitido o acréscimo do grau de saturação dos corpos de prova, mas sem atingir a saturação total e ensaiando o solo com pressão positiva (eliminando a sucção inicial dos corpos de prova).

- Procedimento 3: três ensaios com diferentes confinantes para cada ponto de estudo foram realizados. Os corpos de prova foram ensaiados com presença da sucção inicial de moldagem, no procedimento 3 empregando-se um tensiômetro de alta capacidade para o monitoramento da sucção ao longo do ensaio.

A Figura 4.6 apresenta esquematicamente os ensaios triaxiais realizados e os corpos de prova empregados para cada procedimento.

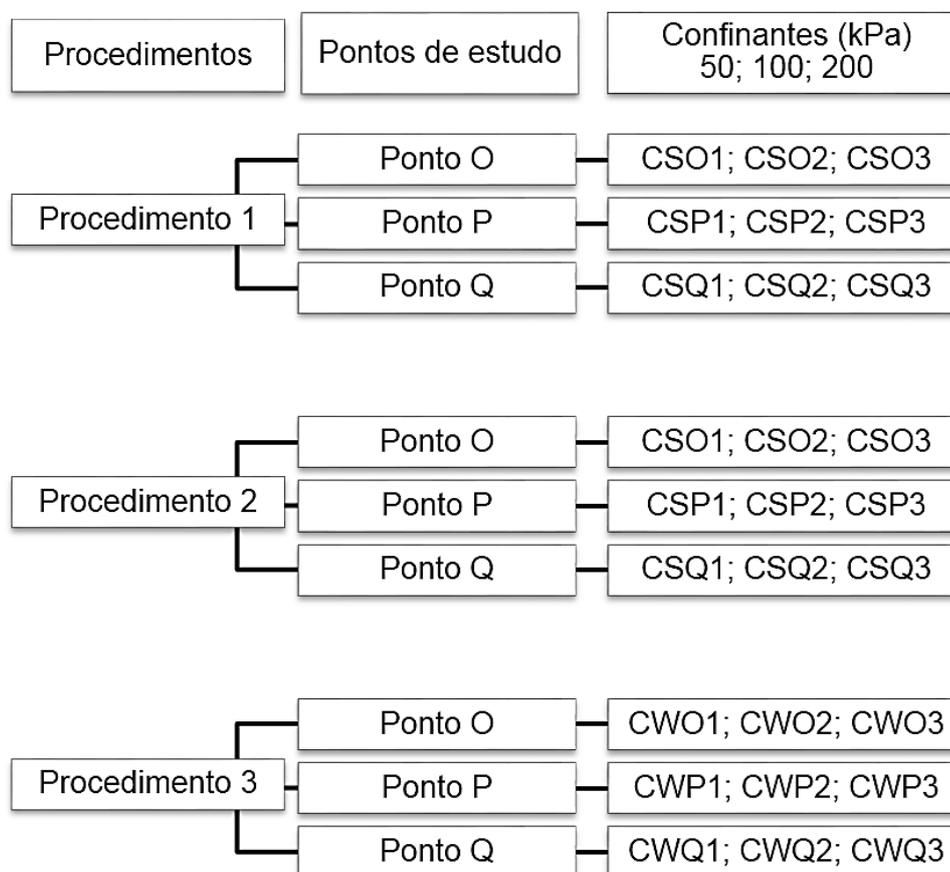


Figura 4.6 - Esquema dos ensaios triaxiais realizados e os corpos de prova empregados.

4.8.1 Moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova foi realizada por meio de compactação estática realizada em cinco camadas. Utilizou-se um cilindro tripartido de 3.82 e 8 cm de diâmetro e altura, respectivamente. Foi calculada a quantidade de água e o peso do material de acordo à densidade e o teor de umidade para cada ponto de estudo.

Dividiu-se o peso total dos corpos de prova em cinco partes posterior à homogeneização do solo com a quantidade de água. Os corpos de prova foram compactados estaticamente em cinco camadas, escarificando a camada subjacente; a umidade de compactação se obteve levando à estufa a mistura do solo com a água.

Os corpos de prova apresentaram uma expansão do volume por alívio de tensões após a retirada do molde da ordem de 0.8% que foi desprezada nos cálculos posteriores. Oliveira (2004) observou uma expansão de 1% que o autor considerou também desprezível.

Obtiveram-se 9 corpos de prova moldados nas características de cada ponto de estudo e empregaram-se três para cada procedimento de ensaio. A seguir, apresentam-se as características físicas dos corpos de prova moldados para os procedimentos 1, 2 e 3 nas Tabelas 4.4, 4.5 e 4.6, respectivamente. No caso da Tabela 4.6, são apresentados os valores de sucção da moldagem dos corpos de prova, dados que foram tomados no início dos ensaios do procedimento 3 utilizando o tensiômetro de alta capacidade.

Tabela 4.4 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo dos ensaios triaxiais do procedimento 1.

PONTO "O" - UMIDADE ÓTIMA (21.5%)					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
CSO1	21.6	1.632	0.66	88.8	35.3
CSO2	21.7	1.631	0.66	88.9	35.4
CSO3	21.6	1.634	0.66	88.8	35.3
PONTO "P" - 23.5%					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	E	S (%)	θ_w (%)
CSP1	23.8	1.583	0.71	90.6	37.7
CSP2	23.6	1.589	0.71	90.5	37.4
CSP3	23.1	1.593	0.70	89.3	37.8
PONTO "Q" - 25.5%					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
CSQ1	25.8	1.529	0.77	90.6	39.5
CSQ2	25.1	1.540	0.76	89.5	38.7
CSQ3	25.7	1.532	0.77	90.6	39.4

Tabela 4.5 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo dos ensaios triaxiais do procedimento 2.

PONTO "O" - UMIDADE ÓTIMA (21.5%)					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
CUO1	21.3	1.636	0.66	88.1	34.9
CUO2	21.4	1.635	0.66	88.4	35.0
CUO3	21.4	1.634	0.66	88.2	35.0
PONTO "P" - 23.5%					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
CUP1	23.3	1.591	0.70	89.6	37.0
CUP2	23.3	1.590	0.70	89.6	37.0
CUP3	23.8	1.584	0.71	90.6	37.6
PONTO "Q" - 25.5%					
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)
CUQ1	25.6	1.531	0.77	90.1	39.2
CUQ2	25.7	1.529	0.77	90.3	39.4
CUQ3	25.5	1.533	0.77	90.0	39.0

Tabela 4.6 - Características dos corpos de prova moldados em cada ponto de estudo dos ensaios triaxiais do procedimento 3.

PONTO "O" - UMIDADE ÓTIMA (21.5%)						
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)	$(u_a - u_w)$ (kPa)
CWO1	21.6	1.631	0.66	88.3	35.2	137
CWO2	21.5	1.628	0.66	87.7	35.0	133
CWO3	21.5	1.632	0.66	88.1	35.0	127
PONTO "P" - 23.5%						
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)	$(u_a - u_w)$ (kPa)
CWP1	23.5	1.595	0.70	90.9	37.4	111
CWP2	23.4	1.584	0.71	89.2	37.0	97
CWP3	23.8	1.584	0.71	90.8	37.7	86
PONTO "Q" - 25.5%						
C.P.	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	S (%)	θ_w (%)	$(u_a - u_w)$ (kPa)
CWQ1	25.6	1.533	0.77	90.3	39.2	62
CWQ2	25.6	1.534	0.77	90.6	39.3	66
CWQ3	25.6	1.529	0.77	89.9	39.2	60

A Figura 4.7 apresenta a posição dos corpos de prova moldados para os três procedimentos de ensaios triaxiais em relação à curva de compactação do solo, assim como a sucção de moldagem dos corpos de prova do procedimento 3. Observa-se que os valores de sucção para os três pontos de estudo estão na faixa de 60 a 137 kPa, sendo maior quanto menor a umidade de moldagem.

A linha tracejada indica a possível tendência de decréscimo da sucção com a umidade e observa-se que os dados obtidos alinham-se sobre a mesma. Conclui-se

que por cada porcentagem a mais na umidade óptima, a sucção de moldagem se reduz em torno a 17 kPa.

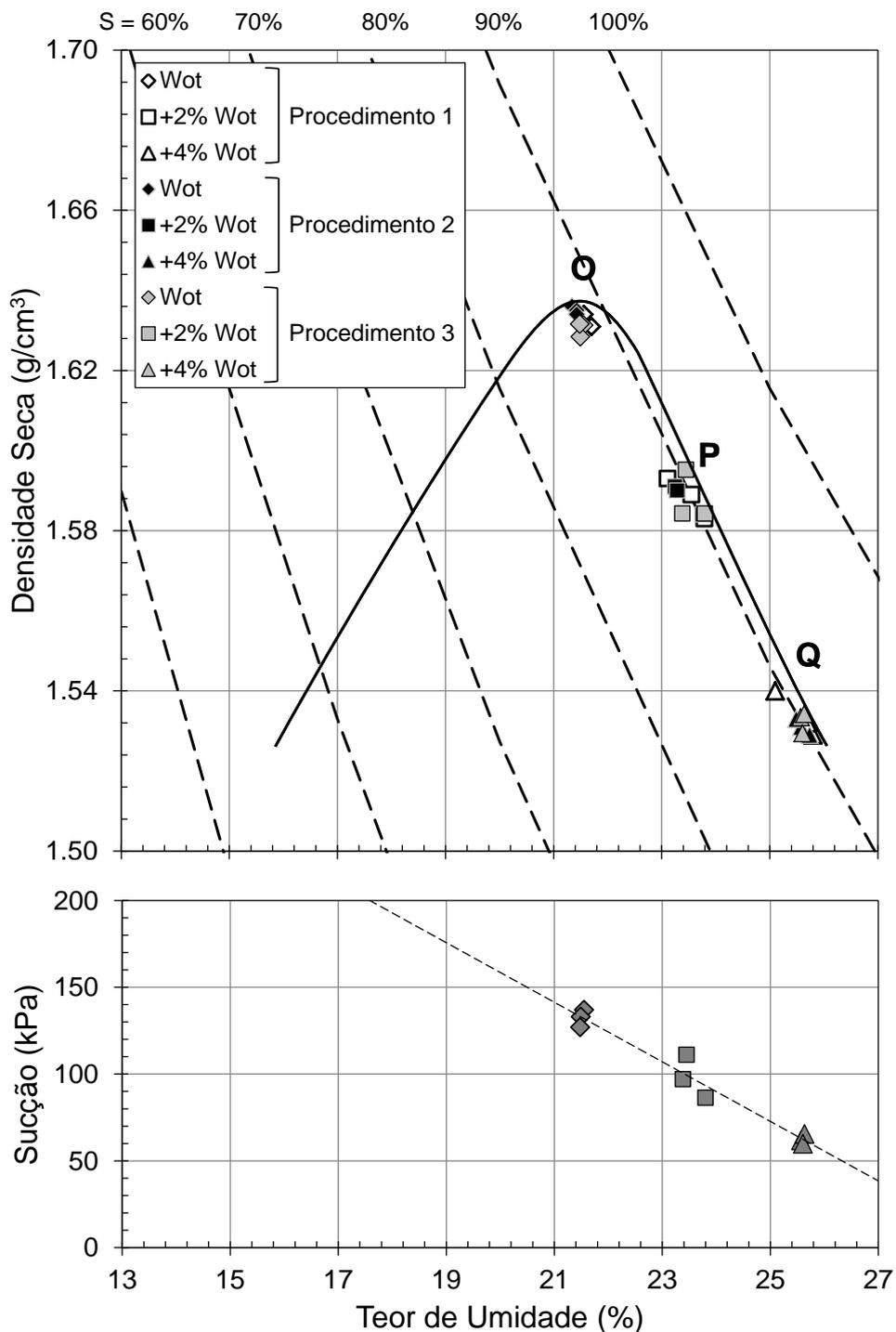


Figura 4.7 - Posição dos corpos de prova moldados para os três procedimentos de ensaios triaxiais em relação à curva de compactação do solo.

4.8.2 Metodologia utilizada nos ensaios triaxiais do procedimento 1

Na realização dos ensaios do procedimento 1 foi utilizada a prensa triaxial de deformação controlada tipo Bishop & Wesley (1975) descrita no item 3.5. A prensa não conta com o monitoramento da sucção mediante o uso do tensiômetro de alta capacidade (TAC). Os corpos de prova foram ensaiados na condição saturada. Para cada ponto de estudo foram testados três corpos de prova neste procedimento, no qual as amostras foram adensadas isotropicamente e cisalhadas sem drenagem (ensaio CIU) incluindo o processo de saturação por contrapressão anterior ao adensamento.

Os corpos de prova foram colocados sobre o pedestal da prensa em contato direto com um papel filtro e uma pedra porosa tanto pelo topo como pela base. Sobre a pedra porosa alocada no topo, foi posicionado um cabeçote conectado à entrada de água do medidor de volume externo, o pedestal da prensa também apresenta uma conexão de água do medidor de volume externo, estas duas conexões transmitem a contrapressão imposta nos ensaios.

O conjunto das pedras porosas, papel filtro, corpo de prova e cabeçote foi isolado da câmara por uma membrana. Após encher a câmara triaxial, aplicou-se uma tensão confinante de 50 kPa sem drenagem, com o objetivo de medir o valor de B inicial das amostras.

Seguida da medição de B , aplicou-se contrapressão para saturar os corpos de prova usando o procedimento descrito no item 3.2.2. A contrapressão foi aplicada tanto pelo topo como pela base das amostras. Cada amostra foi submetida a incrementos na contrapressão de 50 kPa, até atingir valores entre 400 e 500 kPa na contrapressão, mantendo sempre uma tensão efetiva menor que 10 kPa. Esta metodologia saturou os corpos de prova dissolvendo o ar em estado ocluso da estrutura do mesmo, devido a isto, os corpos de prova foram ensaiados sem sucção e obtiveram-se os parâmetros de resistência em termos efetivos.

Com valores de B finais superiores a 0.91 considerou-se que o solo estava em condição saturada, mesmo valor adotado por Oliveira (2004). Como foi mencionado no item 3.8, a variação de volume obtida do medidor de volume devido ao acréscimo da contrapressão foi corrigida usando a equação obtida por calibração. Esta correção na variação de volume modificou os valores calculados pelo TRIAX 5.1.8 nas variáveis de: volume final, teor de umidade e índice de vazios.

A fase de adensamento começou permitindo a drenagem pela base do corpo de prova, assim, foram aplicadas tensões efetivas σ_3' iguais a 50, 100 e 200 kPa em cada ponto de estudo. Ao longo do processo, a tensão foi aplicada com velocidade de 1 kPa/min. O tempo requerido foi de 2 horas para tensões de 50 kPa e 8 horas para 200 kPa. A fase de cisalhamento foi realizada com controle da deformação sem permitir a drenagem no processo. Foi monitorado o desenvolvimento de excesso de poropressão de água ao longo do cisalhamento. A velocidade utilizada no cisalhamento foi de 0.3 mm/min com o qual o corpo de prova atingia deformações de 25% em 70 minutos.

4.8.3 Metodologia utilizada nos ensaios triaxiais do procedimento 2

Na realização dos ensaios do procedimento 2 também foi utilizada a prensa triaxial de deformação controlada tipo Bishop & Wesley (1975) descrita no item 3.5. Os corpos de prova foram ensaiados em condição saturada. Para cada ponto de estudo foram testados três corpos de prova neste procedimento, no qual as amostras foram adensadas isotropicamente e cisalhadas sem drenagem (ensaio CIU) sem incluir o processo de saturação por contrapressão anterior ao adensamento como no caso do procedimento 1.

No pedestal da prensa, foi colocado o corpo de prova usando o mesmo procedimento mencionado no item 4.8.2. Após encher a câmara triaxial, aplicou-se uma tensão confinante de 50 kPa sem drenagem, com o objetivo de medir o valor de B inicial das amostras.

A fase de adensamento começou aplicando uma contrapressão de 20 kPa para permitir a aderência da membrana na parede do medidor do volume e permitir a entrada de água nos corpos de prova e incrementar a saturação dos mesmos sem retirar todo o ar da estrutura. Simultaneamente à aplicação da contrapressão de 20 kPa, foram aplicadas tensões efetivas σ_3' iguais a 50, 100 e 200 kPa permitindo a drenagem pela base dos corpos de prova e monitorando o excesso de poropressão pelo topo. Ao longo deste processo, o solo foi saturando até que a poropressão de água do corpo de prova entrou em equilíbrio com os 20 kPa da contrapressão.

Em todos os corpos de prova ensaiados (exceto os corpos de prova moldados no ponto "Q" confinados com 100 e 200 kPa) observou-se que o índice de vazios ia

se incrementando com o tempo. Foi observado que a partir de um tempo próximo de 800 minutos o índice de vazios atingiu um patamar constante, assim, a fase de adensamento foi realizada por um tempo de 1000 minutos para todos os ensaios. Quanto menor foi a confinante aplicada, maior foi a variação na umidade e no índice de vazios.

A fase de cisalhamento foi realizada com controle da deformação sem drenagem, foi acompanhada a resposta em excesso de poropressão produto do cisalhamento. A velocidade utilizada foi de 0.3 mm/min com o qual o corpo de prova atingia deformações de 25% em 70 minutos, as quais são as mesmas características consideradas no procedimento 1.

a) Validação da inexistência da sucção nos corpos de prova do procedimento 2

Para corroborar o fato de não apresentar sucção nenhuma antes do adensamento, foi moldado um corpo de prova com as características físicas do ponto de estudo "O" (umidade ótima), a amostra foi colocada na câmara com tensiômetro na base descrita no item 3.6. Colocou-se a amostra no pedestal e sobre a mesma uma pedra porosa e um cabeçote conectado a um reservatório de aplicação de carga constante situado a 2 m de altura com relação à base do corpo de prova. Este sistema representa os 20 kPa aplicados por contrapressão no procedimento 2 na prensa tipo Bishop & Wesley (1975).

O conjunto corpo de prova, pedra porosa e cabeçote, foi isolado da câmara por meio de uma membrana. O tensiômetro mediu a sucção de moldagem da amostra que foi 134 kPa. Após o enchimento da câmara, aplicou-se uma tensão confinante na amostra de 50 kPa e abriu-se a conexão do mariotte ao corpo de prova. A Figura 4.8 apresenta o desenvolvimento da sucção ao longo do teste, pode-se observar que após a aplicação simultânea da confinante e da água do mariotte a sucção vai se reduzindo paulatinamente. A sucção é eliminada totalmente após 400 min de iniciado o teste, a partir de 800 min observa-se que a poropressão de água da amostra entra em equilíbrio com a coluna de água imposta. Por conseguinte, assume-se que amostras moldadas com maior umidade (menor sucção de moldagem) e submetidas a tensões de adensamento superiores, precisariam menor tempo para que a sucção seja anulada e o equilíbrio seja atingido.

Outro fato a ser considerado é que o valor final de poropressão de água em equilíbrio a partir dos 800 min foi superior à pressão imposta pela coluna de água, devido a isto foi realizada prova deixando o tensiômetro ligado por 3 dias zerado no início da mesma. Observou-se que a capacidade do tensiômetro de manter o zero inicial vai se perdendo a partir de um tempo superior a 500 min, podendo apresentar uma variação de até 10 kPa. O corpo de prova foi retirado da câmara no final dos 1500 min que levou o ensaio, e observou-se que a saturação do corpo de prova se incrementou de 88% para 96%. O teste foi conduzido replicando as condições do procedimento 2, concluiu-se que os corpos de prova apresentaram ainda ar em estado ocluso no final do adensamento e a poropressão de água nas amostras não era negativa, porém estava em equilíbrio com a pressão de 20 kPa do sistema. O teste também serviu para validar que o tempo de 1000 min no qual o adensamento foi mantido no procedimento 2, foi suficiente para que a poropressão de água dos corpos de prova esteja em equilíbrio com a pressão do sistema.

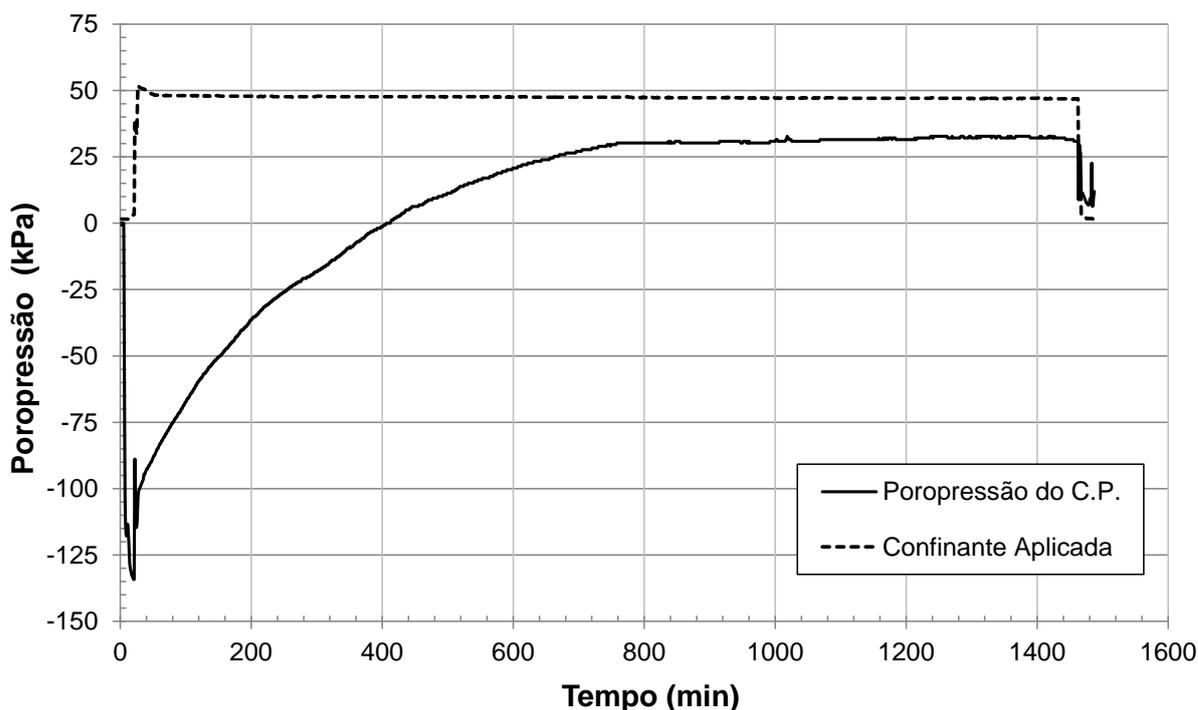


Figura 4.8 - Desenvolvimento da sucção num corpo de prova moldado no ponto de estudo "O" submetido a uma pressão de água de 20 kPa simultaneamente à aplicação de uma tensão confinante total de 50 kPa.

4.8.4 Metodologia utilizada nos ensaios triaxiais do procedimento 3

Na realização dos ensaios do procedimento 3 foi utilizada a prensa triaxial com tensiômetro na base descrita no item 3.6. O tensiômetro de alta capacidade (TAC) foi empregado no monitoramento da sucção ao longo de todo o ensaio. Para cada ponto de estudo foram testados três corpos de prova. Neste procedimento, as amostras foram adensadas isotropicamente e cisalhadas sem drenagem com umidade constante (ensaio CW). Neste procedimento não há processo de saturação.

No pedestal da prensa triaxial encontra-se localizado o tensiômetro de alta capacidade, sobre o qual é colocada uma pasta de caulim para melhorar continuidade da água da amostra com o tensiômetro. Colocaram-se as amostras no pedestal e sobre a mesma uma pedra porosa e um cabeçote conectado neste caso a uma bureta ao ar. O conjunto corpo de prova, pedra porosa e cabeçote, foi vedado da câmara triaxial com uma membrana. O ensaio continua com o enchimento da câmara monitorando a sucção ao longo da preparação do ensaio.

Nos ensaios realizados no procedimento 3 não foi possível a medição do parâmetro B dos corpos de prova, já que a aplicação de uma confinante 50 kPa sem drenagem como nos outros dois procedimentos reduziria uma parte do volume do ar por compressão das bolhas, com a conseqüente diminuição da sucção de moldagem das amostras.

Após a estabilização da sucção do corpo de prova, foram aplicadas tensões σ_3 iguais a 50, 100 e 200 kPa permitindo a drenagem através do cabeçote conectado à bureta ao ar. O adensamento é acompanhado monitorando a sucção, o processo termina quando a estabilização da mesma é atingida.

A fase de cisalhamento inicia-se colocando manualmente pesos sobre o pórtico metálico como descrito no item 3.6 (ensaio com controle de tensão). O ensaio realiza-se com drenagem ao ar nesta fase, os carregamentos são aplicados após a estabilização da sucção dos corpos de prova ou após 5 min. A deformação axial é tomada manualmente mediante o uso de um extensômetro. O tempo da fase de cisalhamento leva em torno de duas horas para ser completada.

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DA CURVA DE RETENÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados das curvas de retenção obtidas na presente pesquisa. Inicialmente apresentam-se as curvas de retenção obtidas para os três pontos de estudo e comparam-se as peculiaridades em termos de índice de vazios, grau de saturação e umidade gravimétrica. Posteriormente, apresentam-se os resultados da aplicação do ajuste proposto por van Genuchten (1980) aos dados experimentais obtidos. Finalmente, apresentam-se os valores da entrada de ar generalizada que servirão de auxílio na interpretação dos resultados dos ensaios de resistência.

5.1 RESULTADOS DOS ENSAIOS DA CURVA DE RETENÇÃO

A Figura 5.1 apresenta as curvas de retenção de água determinadas para os três pontos de estudo em função do grau de saturação. Como foi mencionado no item 4.7, foram compactados estaticamente dois corpos de prova por cada ponto de estudo (e.g. Wot A e Wot B). Observa-se uma grande semelhança no formato das seis curvas, o que é evidência direta da distribuição de poros que no caso do ramo úmido e o ponto ótimo é unimodal. Oliveira (2004) apresenta curvas similares ao do solo estudado no ramo úmido, no entanto, nas curvas obtidas a partir de amostras do ramo seco apresentam distribuição bimodal o que resulta da existência de agregações na estrutura. Na Figura 5.1 estão indicados os intervalos de sucção correspondentes aos resultados obtidos com a placa de sucção, placa de pressão, papel filtro, e a sucção das amostras secas ao ar, sendo esta obtida segundo a equação de Marinho (1994) empregando a umidade relativa.

A Figura 5.2 apresenta as variações dos índices de vazios em função dos teores de umidade gravimétrica e do grau de saturação. Os símbolos em cinza correspondem às condições iniciais de moldagem. No início da saturação, os corpos de prova saíram da condição inicial aumentando seu índice de vazios e atingiram a linha de saturação como se apresenta na figura 5.2.

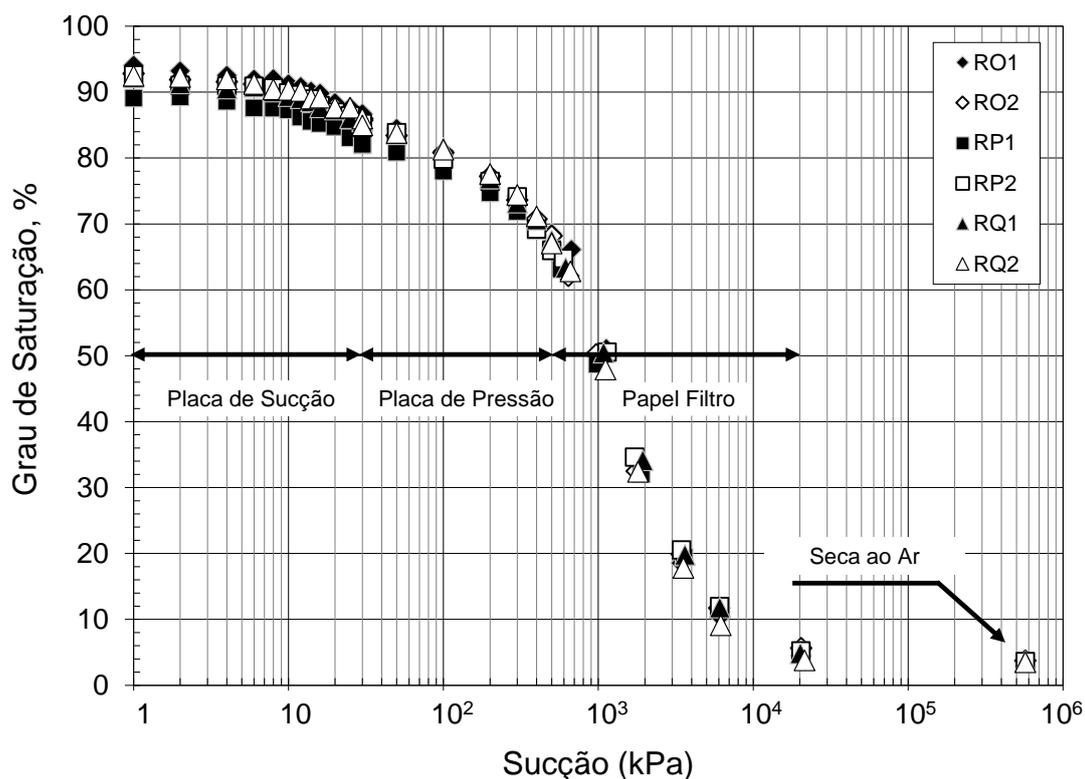


Figura 5.1 - Curvas de retenção determinadas para os três pontos de estudo com corpos de prova estaticamente compactados.

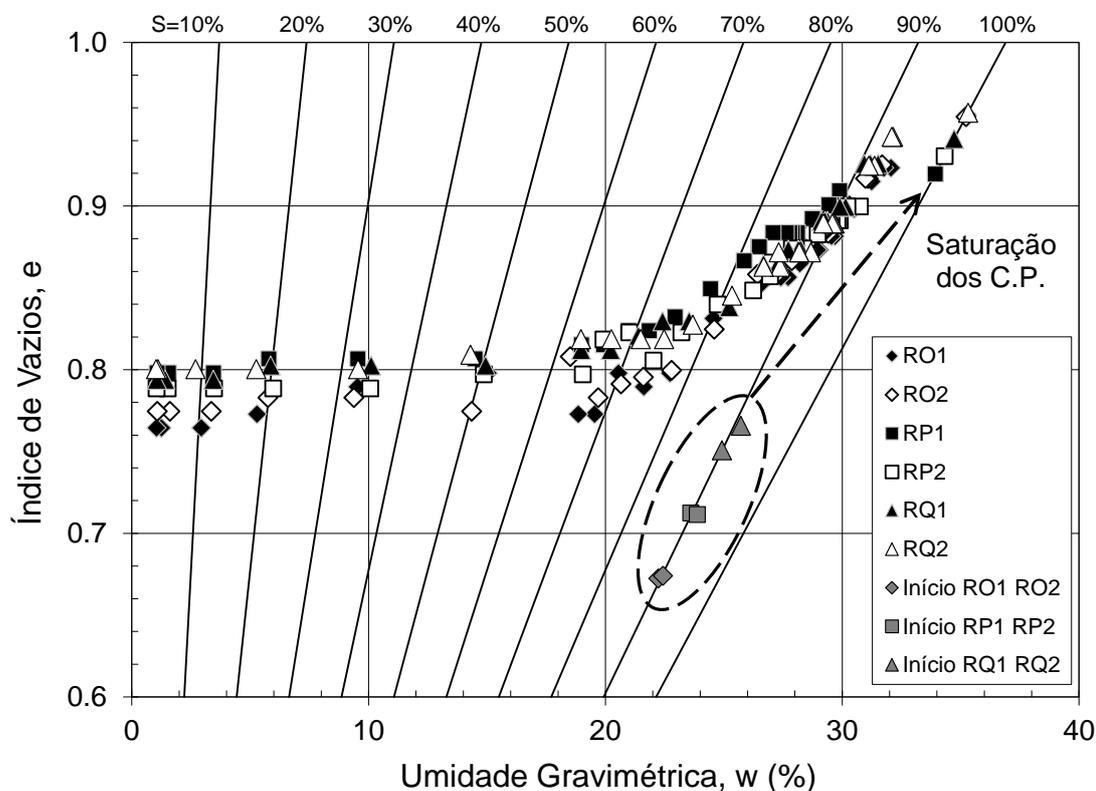


Figura 5.2 - Variação do índice de vazios em função da umidade gravimétrica e do grau de saturação.

Após atingir a saturação, os corpos de prova iniciam o caminho de redução de volume devido à secagem. À medida que o grau de saturação diminui estas variações volumétricas passam a ser menores, tornando-se praticamente nulas para graus de saturação inferiores a 50%. O grau de saturação de 50% corresponde, nas curvas de retenção apresentadas na Figura 5.1, às sucções em torno de 1000 kPa. Este fato indica que a efetividade da sucção em relação à contração volumétrica dos corpos de prova se dá até este nível de sucção.

Na Figura 5.2 constata-se que, após a saturação os corpos de prova sofreram uma expansão da ordem de 14% com relação ao volume inicial. O índice de vazios de moldagem nunca foi atingido pelos corpos de prova, o que indica que o solo residual saprolítico estudado após ser saturado, não retorna as suas características iniciais por aumento da sucção.

Os valores de teor de umidade gravimétrico, grau de saturação e índice de vazios em função da sucção, obtidos para os três pontos de estudo, estão apresentados nas Figuras 5.3, 5.4 e 5.5. Em cada figura apresentam-se os resultados dos dois corpos de prova moldados para cada ponto de estudo, os círculos pretos correspondem às condições iniciais de moldagem dos corpos de prova. Em cada figura aparecem em círculos vazados os três corpos de prova moldados no procedimento 3 para cada ponto de estudo cujas características físicas foram apresentadas na Tabela 4.6 e com o valor da sucção inicial obtida pelo tensiômetro.

A Figura 5.3 apresenta os resultados para o ponto “O” que corresponde à umidade ótima da curva de compactação. RO1 e RO2 são os corpos de prova empregados para a obtenção dos pontos da curva de retenção de água, e observa-se que as curvas de retenção em termos de w (%) e S (%) são similares entre RO1 e RO2. Os corpos de prova do procedimento 3 estão posicionados no primeiro tramo da curva de retenção (zona de efeito fronteira), contudo com grau de saturação superior aos pontos experimentais para a mesma sucção. O fenômeno foi explicado anteriormente, onde se um corpo de prova é saturado e logo é secado até um nível de sucção definido, este apresentará um índice de vazios superior e grau de saturação inferior comparado a um corpo de prova moldado para o mesmo nível de sucção. Em termos de e e S (%) em função de w (%) a posição inicial das amostras RO1 e RO2 é similar à posição dos corpos de prova do procedimento 3.

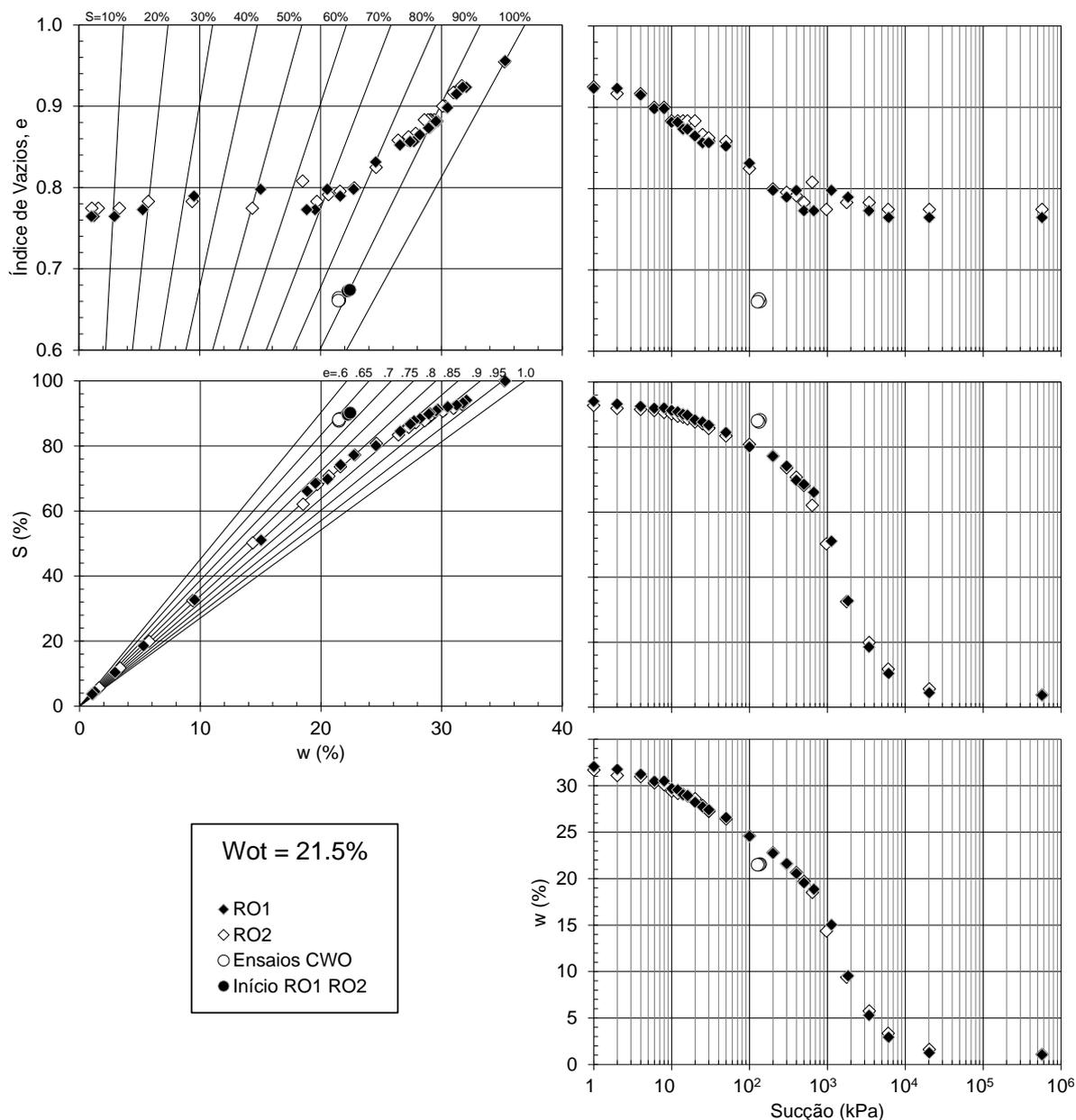


Figura 5.3 - Relação entre os teores de umidade (gravimétrico e volumétrico), grau de saturação, índice de vazios e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente no ponto “O” (umidade ótima) da curva de compactação.

A Figura 5.4 apresenta os resultados para o ponto “P” que corresponde a +2% da umidade ótima. Observa-se que as curvas de retenção de água obtidas são similares, os corpos de prova do procedimento 3 encontram-se mais próximos aos pontos experimentais das curvas em função de w (%) do que em função de S (%). Em termos de e e S (%) em função de w (%) a posição inicial das amostras RP1 e RP2 é similar à posição dos corpos de prova do procedimento 3.

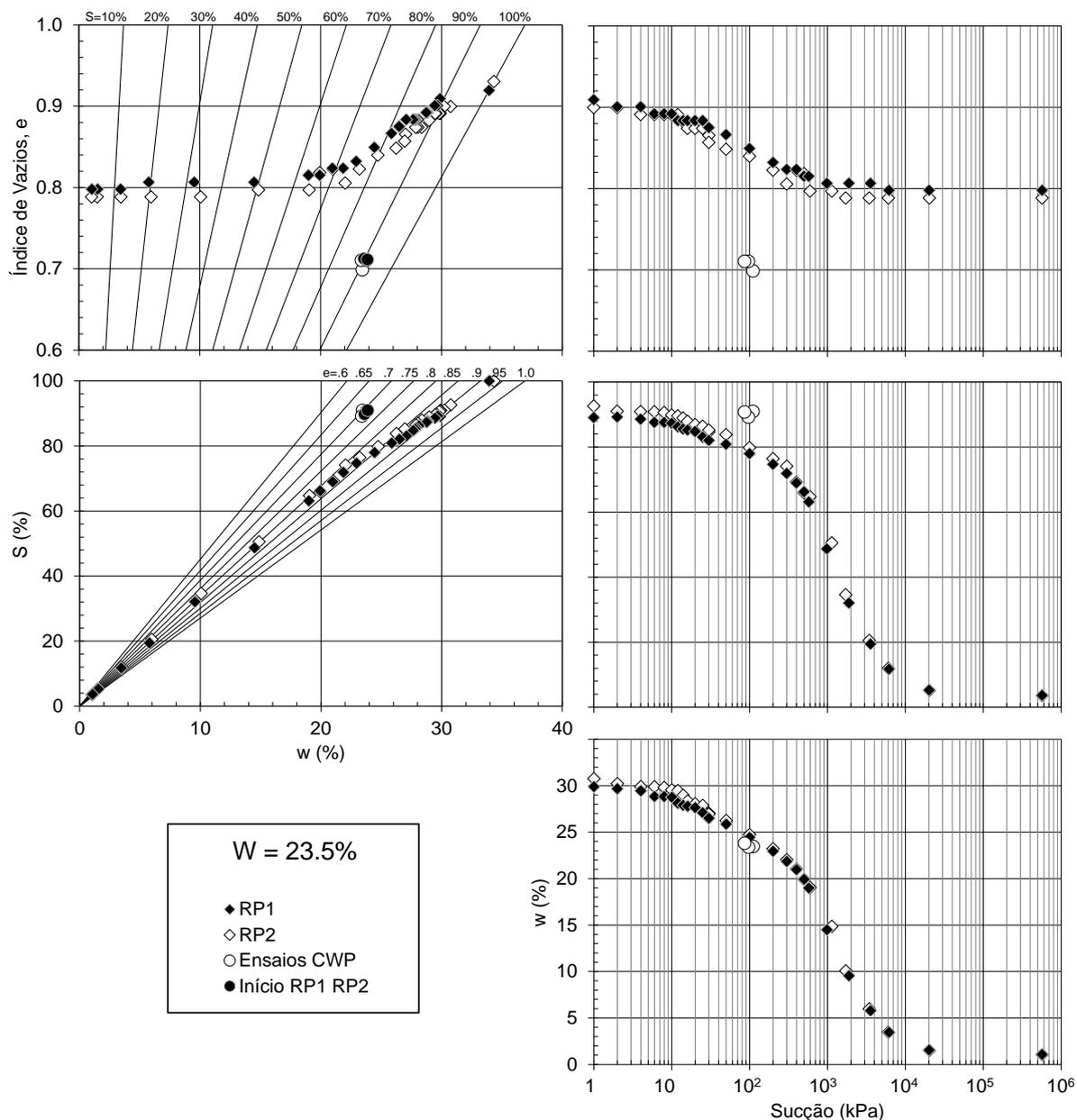


Figura 5.4 - Relação entre os teores de umidade (gravimétrico e volumétrico), grau de saturação, índice de vazios e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente no ponto “P” (+2% da umidade ótima) da curva de compactação.

A Figura 5.5 apresenta os resultados para o ponto “Q” corresponde a +4% da umidade ótima. O formato das curvas obtidas é similar e novamente os corpos de prova do procedimento 3 encontram-se mais próximos aos pontos experimentais das curvas em função de w (%) do que em função de S (%).

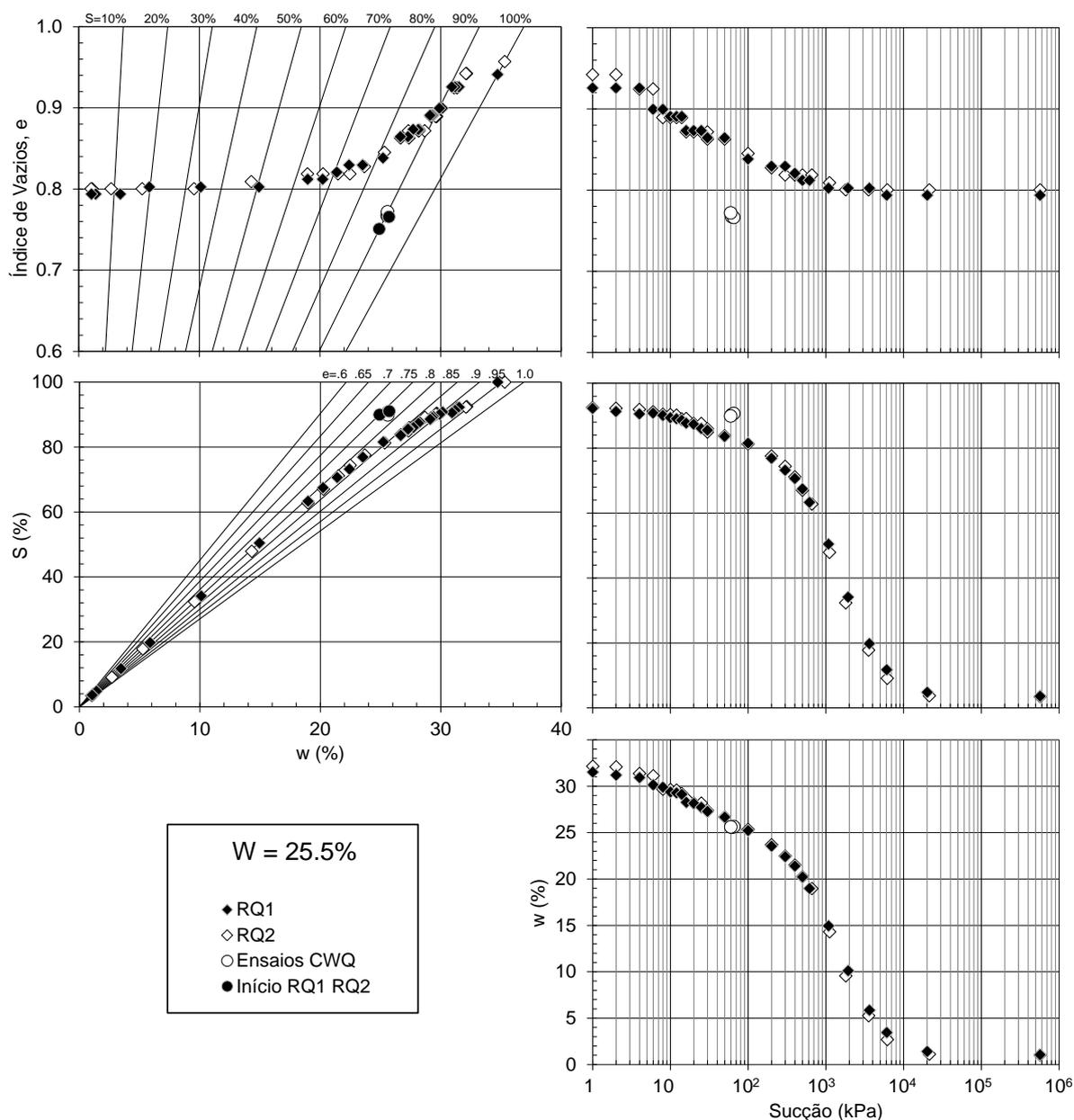


Figura 5.5 - Relação entre os teores de umidade (gravimétrico e volumétrico), grau de saturação, índice de vazios e a sucção dos corpos de prova compactados estaticamente no ponto “Q” (+4% da umidade ótima) da curva de compactação.

5.2 APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE AJUSTE DE VAN GENUCHTEN (1980)

Para os ajustes das seis curvas obtidas na presente pesquisa, foi empregada a equação proposta por van Genuchten (1980). Os ajustes foram feitos com o auxílio do software RETC 6.02, desenvolvido pela PC-Progress. O software realiza 200 iterações dando a possibilidade de determinar por meio dos mesmos parâmetros α ,

m e n , o ajuste mais acurado aos pontos de estudo. Foi empregado um ajuste unimodal para as curvas e introduziram-se os pontos experimentais em termos de umidade volumétrica e sucção, assim como o valor de θ_s e θ_r para cada curva de retenção. A Tabela 5.1 apresenta os valores dos parâmetros para cada curva de retenção. Observa-se grande similitude nos parâmetros dos ajustes, apresentando o mesmo valor de n em todos os casos, o que indica uma semelhança das curvas obtidas no ramo úmido e na umidade ótima da curva de compactação.

Tabela 5.1 - Parâmetros de ajuste da equação de van Genuchten (1980) das curvas de retenção dos pontos de estudo.

Ponto de estudo	Curva	a (1 / kPa)	m	n
"O" – 21.5%	Wot A	0.0015	0.832	1.005
	Wot B	0.0016	0.831	1.005
"P" – 23.5%	+2% Wot A	0.0011	0.965	1.005
	+2% Wot B	0.0012	0.915	1.005
"Q" – 25.5%	+4% Wot A	0.0012	0.897	1.005
	+4% Wot B	0.0012	0.897	1.005

A Figura 5.6 apresenta os ajustes por van Genuchten (1980) das curvas de retenção para os três pontos de estudo. Nesta figura, encontram-se os ajustes obtidos para o ponto de estudo "O", ponto "P" e ponto "Q" na parte (A), (B) e (C), respectivamente. Para fins práticos, observa-se que os ajustes são similares em todos os casos o que estão coerentes com os dados apresentados na tabela 5.1.

Oliveira (2004) ajustou as suas curvas empregando a equação de Fredlund e Xing (1994) para curvas de retenção dos ramos seco e úmido e da umidade ótima. Observou que os parâmetros e o formato das curvas da umidade ótima e do ramo úmido foram similares e os pontos experimentais encontram-se próximos aos ajustes realizados assim como no presente trabalho, de tal modo que se pode concluir que a metodologia empregada no ajuste foi satisfatória independentemente da equação empregada.

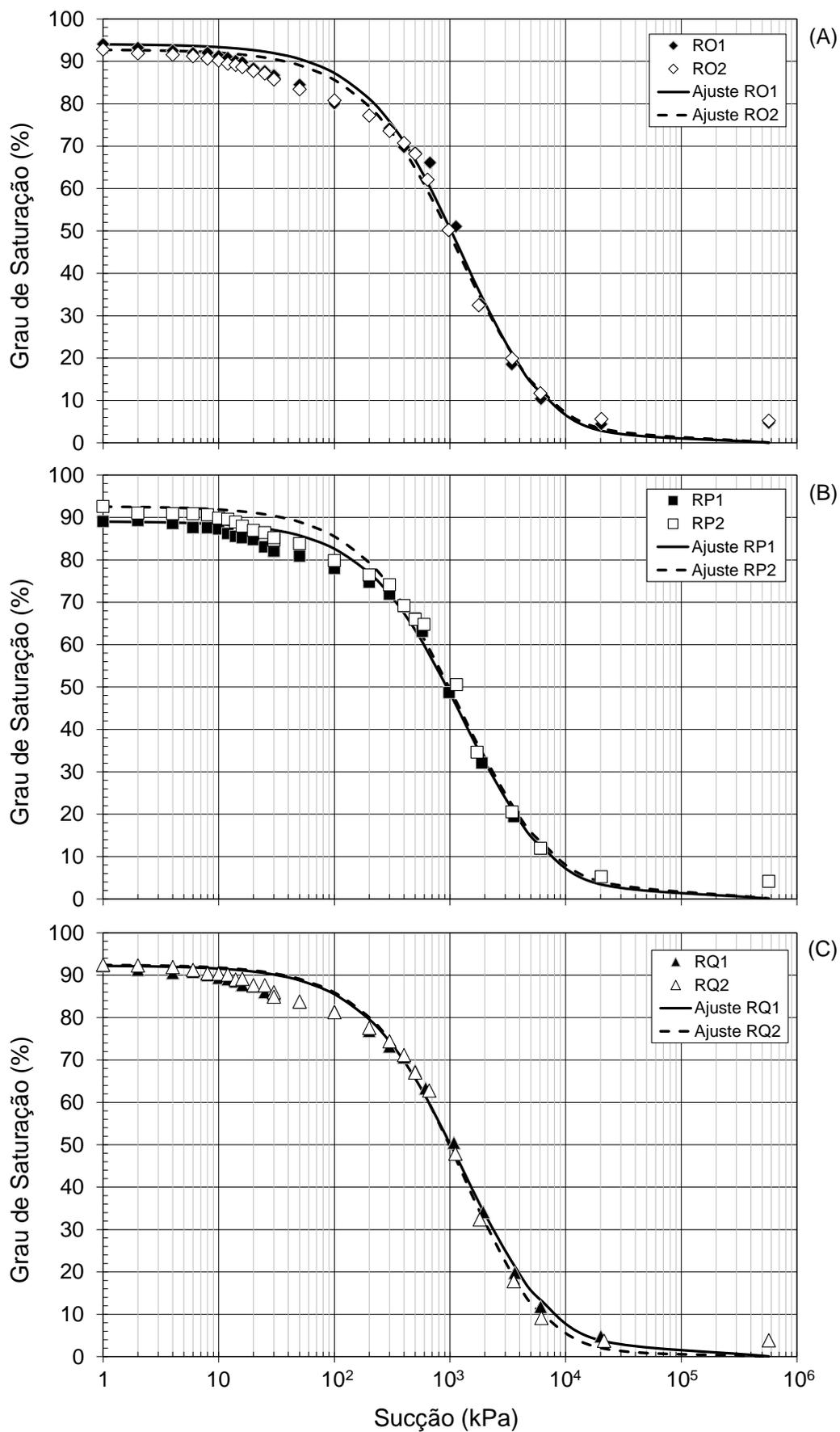


Figura 5.6 - Ajuste aos pontos experimentais das curvas de retenção por van Genuchten (1980): (A) ponto "O"; (B) ponto "P"; (C) ponto "Q".

5.3 OBTENÇÃO DA SUÇÃO DE “ENTRADA DE AR GENERALIZADA”

O valor da “entrada de ar generalizada” foi calculado segundo o método gráfico aplicado por Oliveira (2004) como foi mencionado no item 2.1.3. O método baseia-se em intersectar a linha horizontal traçada pela parte inicial da curva com a linha tangente que passa pelo seu ponto de inflexão.

O valor de sucção determinado por este método corresponde à transição entre a zona de efeito fronteira e a zona de dessaturação definidas por Vanapalli et al. (1996). Na Figura 5.6 estão definidas as sucções de entrada de ar das curvas de retenção dos três pontos de estudo.

O valor da sucção correspondente à entrada de ar para cada curva de retenção é similar para todos os casos, estando na ordem de 150 kPa. Com este resultado, pode-se concluir que a entrada de ar da umidade ótima e do ramo úmido é similar, e, portanto, a transição entre a zona de efeito fronteira e a zona de dessaturação acontece com o mesmo nível de sucção.

Nas Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 observou-se que os corpos de prova do procedimento 3 se encontravam na zona inicial das curvas, anterior à zona de dessaturação. Na Tabela 4.6 mostrou-se que a sucção de moldagem esteve na faixa de 60 a 137 kPa dos corpos de prova, valor de sucção que resulta menor do que a entrada de ar generalizada das curvas de retenção. Juntando estas duas informações, é possível definir que os corpos de prova estão localizados na fase de efeito fronteira. Juntamente com o exposto, se pode inferir também que o ar está ocluído nos corpos de prova, e devido a isto, espera-se que seu comportamento mecânico seja controlado pelo princípio das tensões efetivas (comportamento quasi-saturado).

A utilidade de empregar as curvas de retenção como ferramenta de auxílio para a interpretação do comportamento mecânico é demonstrada e permitiu a corroboração das leituras de sucção obtidas do tensiômetro de alta capacidade (TAC).

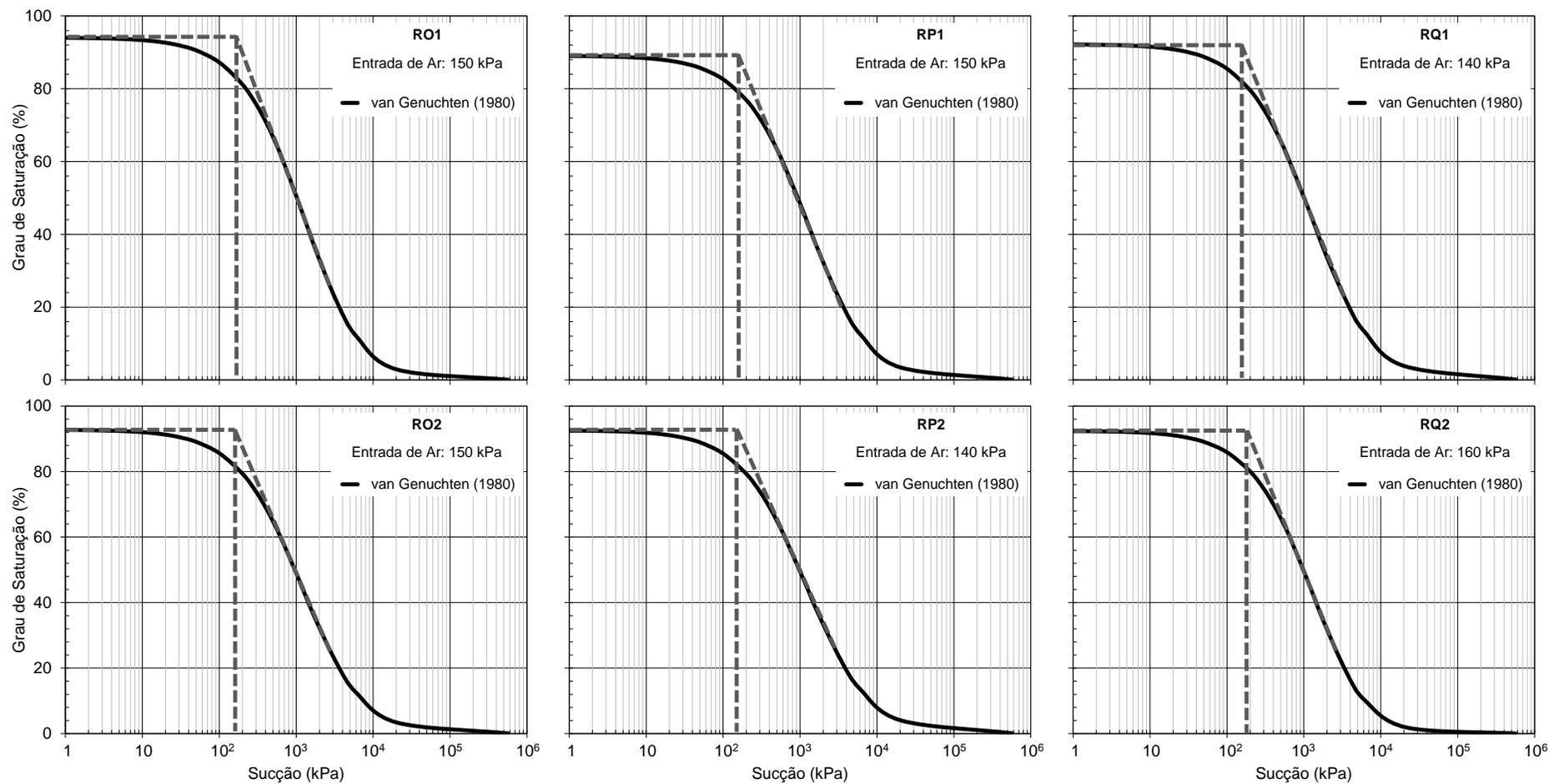


Figura 5.7 - Determinação da entrada de ar generalizada das curvas de retenção dos corpos de prova moldados nos pontos de estudo “O”, “P” e “Q”.

6 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais dos três procedimentos programados para o estudo do solo no estado quasi-saturado. Para ter uma comparação entre procedimentos empregados, apresentam-se os resultados de acordo com as etapas dos ensaios triaxiais. Inicialmente apresentam-se os valores do parâmetro B medidos no início dos ensaios para os corpos de prova dos procedimentos 1 e 2. Posteriormente, descrevem-se os resultados da saturação por contrapressão aplicada no procedimento 1. Em seguida, são analisados os corpos de prova dos procedimentos 1 e 2 após o adensamento. Finalmente, se apresentam as curvas de tensão deformação obtidas para os pontos de estudos dos três procedimentos empregados, assim como o desenvolvimento da poropressão de água (positiva ou negativa) na fase de cisalhamento.

6.1 OBTENÇÃO DO PARÂMETRO B INICIAL

Conforme mencionado nos itens 4.8.3 e 4.8.4, antes de realizar os ensaios triaxiais do procedimento 1 e 2, determinou-se o parâmetro B inicial aplicando-se uma confinante de 50 kPa para todos os corpos de prova. A Figura 6.1 apresenta os valores de B inicial em função do grau de saturação das amostras. Observa-se uma tendência de aumento do valor do B com o aumento da saturação, estando a faixa de valores de B situada entre 0.13 e 0.24.

O grau de saturação entre os corpos de prova é próximo, o que indica que o volume de ar nas amostras é similar, e assumindo que o ar encontra-se em estado ocluso ainda neste estado, o ar diminui a continuidade da água no solo. Como consequência, a resposta da poropressão de água à aplicação de uma tensão confinante é relativamente baixa. Pinto et al. (1970) encontraram valores similares de B que foram apresentados na Figura 2.33. Bishop (1957), Shahu et al. (1999) entre outros, encontraram valores de B para o ramo úmido próximos dos obtidos no presente trabalho.

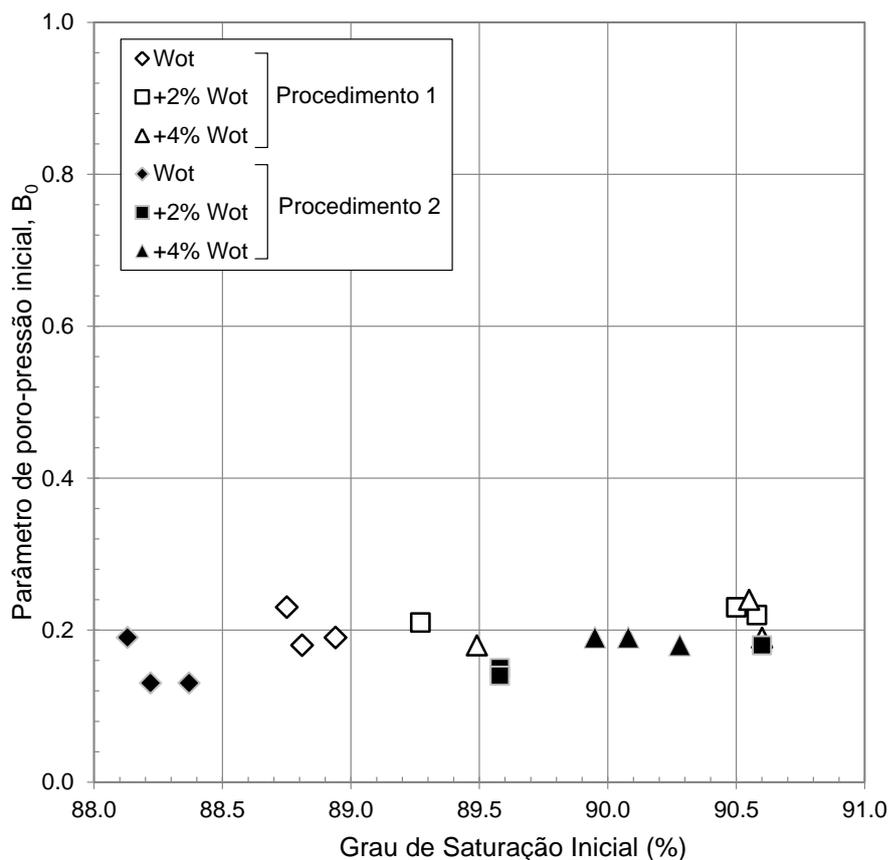


Figura 6.1 – Valores de B obtidos com relação ao grau de saturação inicial dos corpos de prova moldados para os dois procedimentos de ensaio triaxial.

6.2 RESULTADOS DA FASE DE SATURAÇÃO UTILIZADA NO PROCEDIMENTO 1

Os corpos de prova submetidos ao procedimento 1 foram submetidos à fase de saturação por contrapressão antes do adensamento. Este procedimento foi realizado conforme explicado no item 3.2.2 e segundo o esquema apresentado na Figura 2.34. Os corpos de prova foram saturados seguindo o esquema apresentado na Figura 6.2 que corresponde ao processo de saturação do corpo de prova CSO1, moldado no ponto de estudo “O”. Aplicou-se no início uma tensão confinante de 50 kPa, logo a resposta da poropressão de água foi dividida pela tensão confinante, obtendo assim o valor de B_1 de 0.2 (B tangente). Posteriormente, a contrapressão foi incrementada até manter uma tensão efetiva de 10 kPa. Um segundo estágio foi realizado similar ao anterior obtendo o valor de B_2 de 0.3. Oito estágios foram executados e para cada um

deles um valor de B tangente foi calculado até a obtenção de valores de B superiores a 0.9.

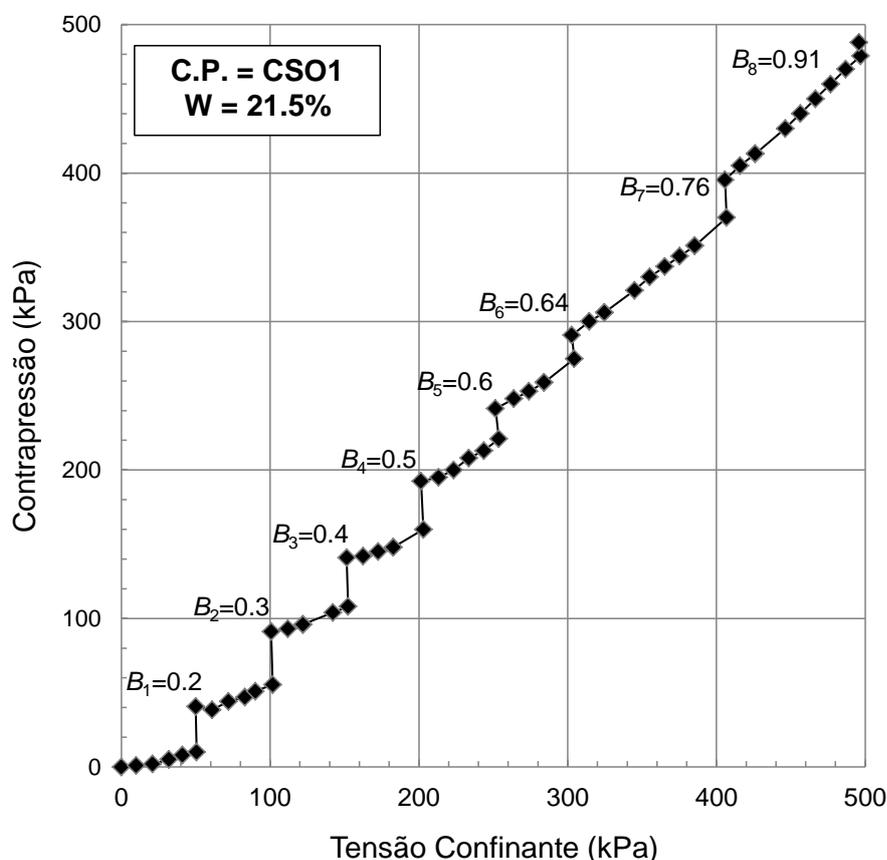


Figura 6.2 - Processo de saturação por contrapressão para o corpo de prova CSO1.

Estima-se que o processo de saturação por contrapressão como um método onde a variação volumétrica é baixa. No entanto, os corpos de prova do procedimento 1 sofreram variações volumétricas consideráveis afetando assim as condições de moldagem. Após o corpo de prova ter atingido a saturação, o solo exibiu até 6% em expansão volumétrica. Esta expansão levou o grau de compactação dos corpos de prova moldados na umidade ótima a cair cerca de 4% enquanto que para os corpos moldados no ramo úmido a queda foi de 3.5%.

A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros físicos, assim como o valor de B final e a variação volumétrica para todos os corpos de prova. Sobre estas considerações, pode-se concluir que o solo residual estudado muda sua estrutura inicial após umedecimento. Este fenômeno é devido aos minerais de caulim e micas presentes na estrutura do solo como foi observado por Nogami e Villibor (1995). A Figura 6.3 mostra a condição inicial e final dos corpos de prova submetidos ao processo de saturação.

Os corpos de prova moldados na umidade ótima apresentaram uma maior redução na densidade seca. Os índices de vazios apresentam também uma notória variação com relação às condições iniciais de moldagem apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 6.1 - Resultados dos parâmetros físicos, parâmetro B e variação volumétrica dos corpos de prova após saturação por contrapressão no procedimento 1.

C.P.	CSO1	CSO2	CSO3	CSP1	CSP2	CSP3	CSQ1	CSQ2	CSQ3
B_f	0.91	0.93	0.96	0.95	0.95	0.93	0.93	0.95	0.97
W_s (%)	26.9	26.9	28.0	28.5	29.5	29.4	29.4	29.7	30.2
e_s	0.73	0.73	0.76	0.77	0.80	0.80	0.80	0.81	0.82
ΔV (%)	-4.2	-4.2	-6.1	-3.6	-5.6	-5.7	-1.4	-2.6	-2.8

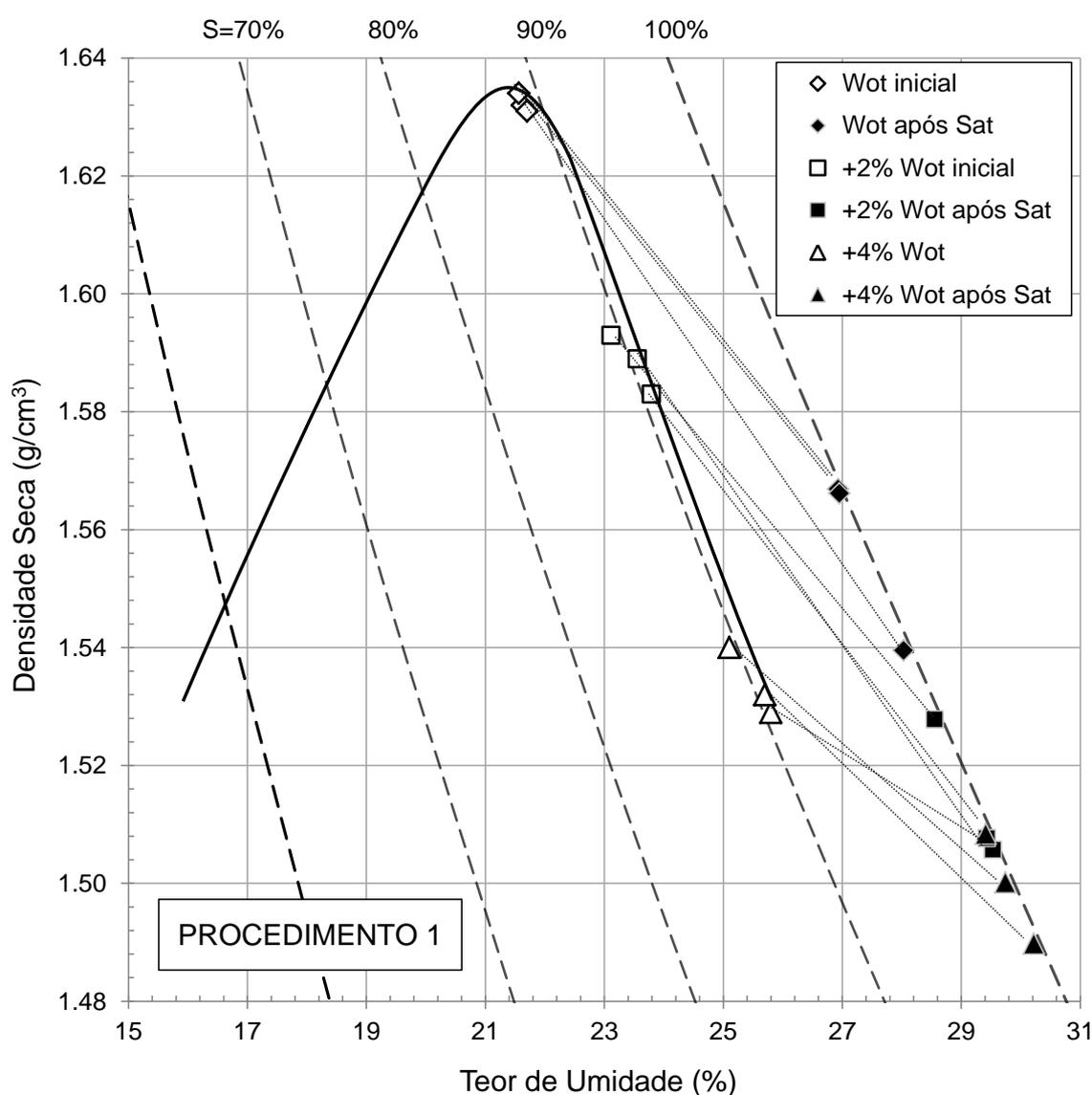


Figura 6.3 - Posição inicial e final após o processo de saturação por contrapressão do procedimento 1.

6.3 RESULTADOS DA FASE DE ADENSAMENTO

6.3.1 Fase de adensamento do procedimento 1

A Figura 6.4 apresenta as condições iniciais de moldagem e a posição final destes pontos após o adensamento dos corpos de prova do procedimento 1 em relação à curva de compactação. Dependendo do nível de confinante aplicada, os corpos de prova reduziram o seu índice de vazios resultante do processo de saturação.

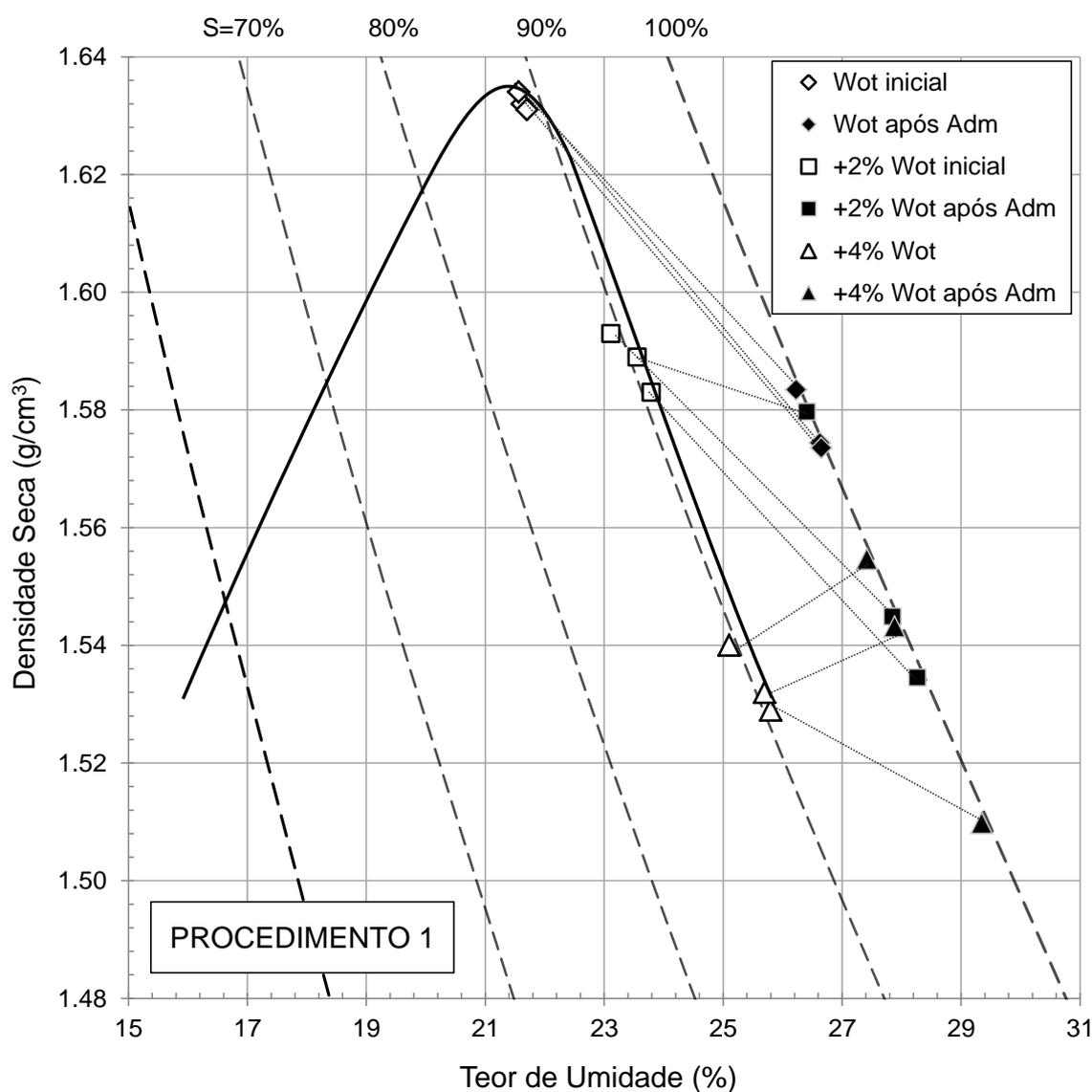


Figura 6.4 - Posição inicial e final após adensamento dos corpos de prova do procedimento 1.

Unicamente dois corpos de prova que foram moldados com 25.5% de teor de umidade apresentaram densidades secas superiores às iniciais (CSQ2, CSQ3). De maneira geral, observou-se que quanto menor a umidade e menor a tensão confinante aplicada, maior foi a expansão na fase de adensamento.

As duas figuras precedentes indicam que inicialmente os corpos de prova submetidos ao procedimento 1 sofreram uma expansão e posteriormente uma redução dos índices de vazios, mas sendo estes superiores aos índices de vazios iniciais de moldagem.

6.3.2 Fase de adensamento do procedimento 2

Conforme descrito no item 4.8.3, os corpos de prova foram submetidos a uma contrapressão de 20 kPa ao longo da fase de adensamento. Neste período, a água entrou no corpo de prova incrementando a umidade e eliminando a sucção existente na estrutura até entrar em equilíbrio com a pressão aplicada do sistema.

No final do processo, o software TRIAX 5.1.8 registrou o volume de água que entrou no corpo de prova com o qual calculou o novo teor de umidade ao longo do adensamento. Neste processo de aplicação simultânea da contrapressão e a confinante o ar da estrutura do solo foi comprimido e parcialmente dissolvido. Desafortunadamente, no sistema empregado não é possível medir a variação do volume da parcela de ar dos corpos de prova, devido a isto, foi necessário estimar o novo valor de grau de saturação através da aplicação das leis de Boyle-Mariotte e de Henry.

Certas hipóteses foram assumidas para calcular a quantidade de ar comprimido e dissolvido nas amostras:

- A pressão na água é igual à pressão no ar.
- A água no interior do corpo de prova e a água injetada pela contrapressão encontram-se saturadas de ar na pressão atmosférica.
- O incremento do volume da parcela de água das amostras é a variação volumétrica registrada pelo software.
- O teor de umidade final da amostra é teor de umidade calculado pelo software.

Assim, foi observado que o grau de saturação dos corpos de prova se incrementou na ordem de 2 a 3% em relação ao grau de saturação inicial. A Figura 6.5 apresenta a posição de moldagem e a posição final após adensamento dos corpos de prova do procedimento 2 com relação à curva de compactação. É notável que unicamente o corpo de prova moldado na umidade +4% acima da ótima e adensado com 200 kPa apresentou redução no índice de vazios em relação ao valor de moldagem. Os outros corpos de prova sofreram uma expansão volumétrica de até 3%; quanto menor a umidade e menor a tensão confinante aplicada, maior a expansão dos corpos de prova.

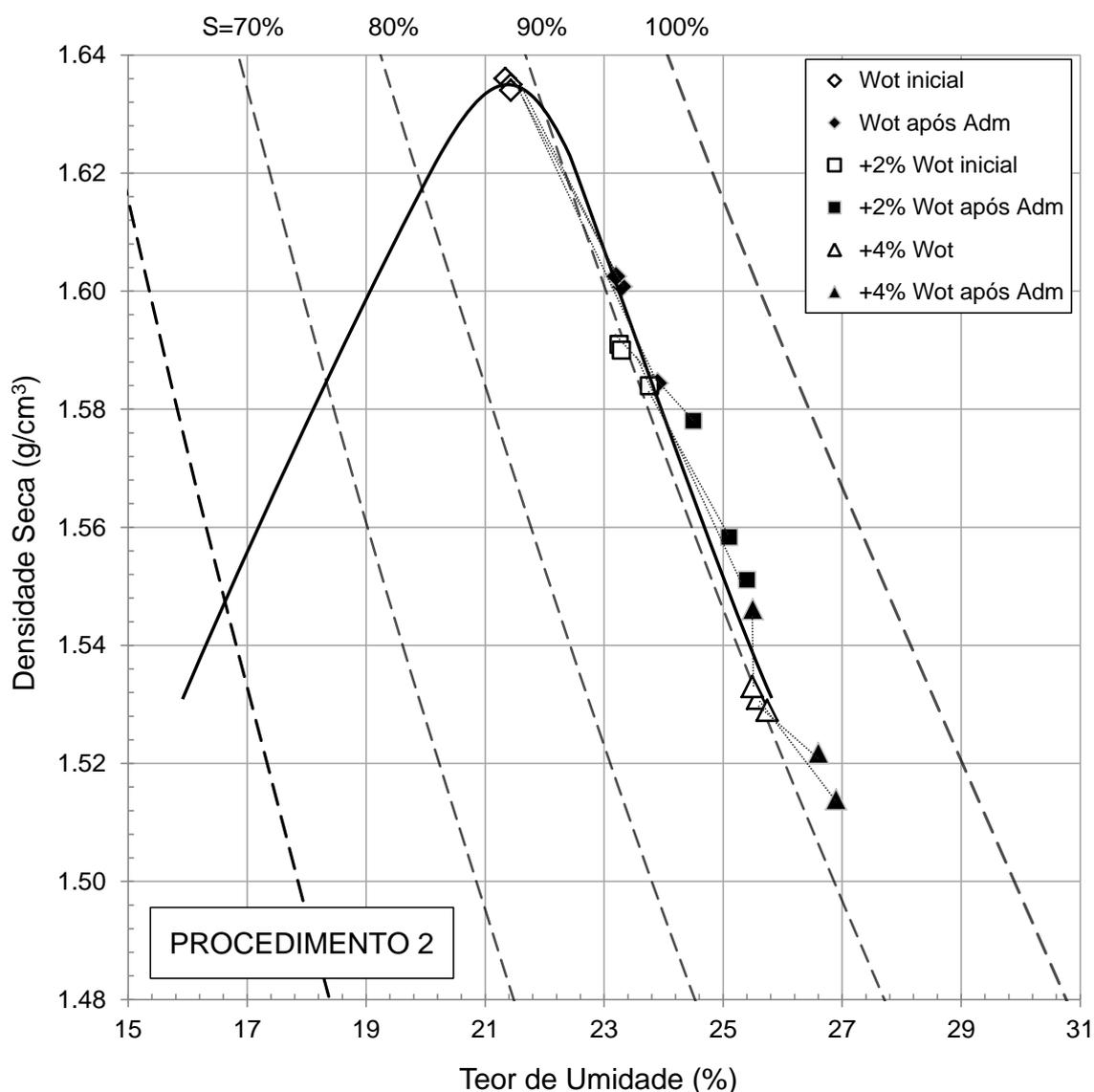


Figura 6.5 - Posição inicial e final após adensamento dos corpos de prova do procedimento 2.

As variações volumétricas registradas nos dois procedimentos podem ser analisadas a partir da trajetória dos índices de vazios dos corpos de prova. A Figura 6.6 apresenta a trajetória do índice de vazios ao longo dos estágios realizados nos dois diferentes procedimentos. Nota-se que os corpos de prova do procedimento 1 apresentam um incremento no índice de vazios após a saturação, seguidos por uma redução e posterior aproximação dos índices de vazios finais dos corpos de prova do procedimento 2.

Quanto menores as umidades de moldagem, mais próximas estão os índices de vazios finais obtidos por ambos os procedimentos. É notório observar que unicamente três amostras moldadas no ponto “Q” com umidade de 25.5% adensaram, ou seja, o índice de vazios final reduziu em relação ao inicial. Os corpos de prova CSQ2 e CSQ3 do procedimento 1 adensaram de forma similar ao corpo de prova CUQ3 do procedimento 2.

Pode-se observar também que embora o índice de vazios final fosse similar independente do procedimento usado, o procedimento 1 produz variações volumétricas que apresenta expansão na saturação e logo uma compressão da estrutura no adensamento. Como foi observado no capítulo anterior, os corpos de prova das curvas de retenção nunca recuperam suas características iniciais após a saturação, isto possivelmente é devido à expansibilidade da caulinita e da mica de silte presente no solo residual estudado assim como Nogami e Villibor (1995) observaram.

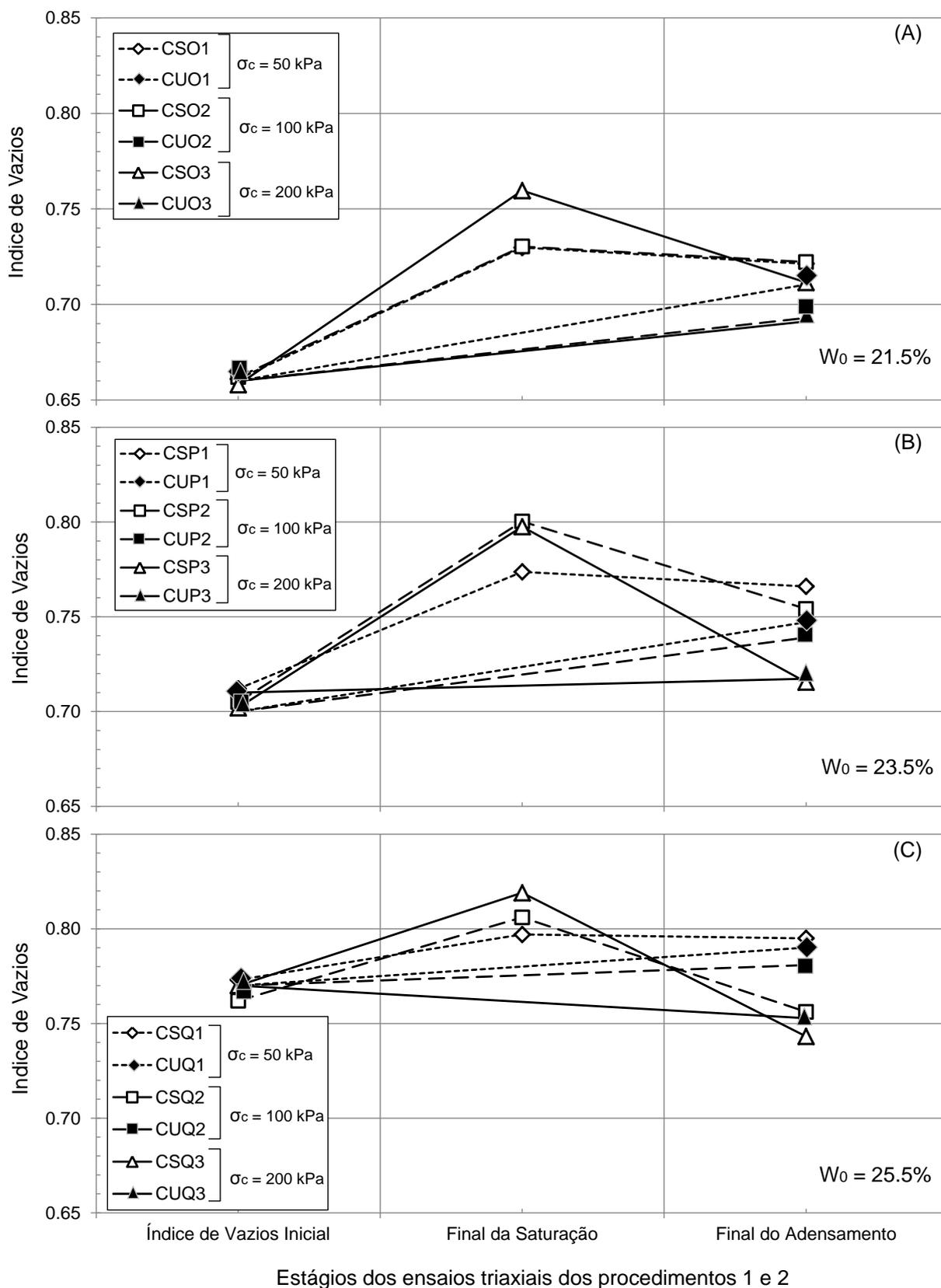


Figura 6.6 - Variação do índice de vazios nos diferentes estágios dos ensaios triaxiais para os procedimentos 1 e 2. (a) ponto "O", (b) ponto "P", e (c) ponto "Q".

6.4 RESULTADOS DA FASE DE CISALHAMENTO

6.4.1 Fase de cisalhamento do procedimento 1

O processo de cisalhamento representa a última etapa dos ensaios CIU realizados com deformação controlada incluindo o processo de saturação por contrapressão. Nas figuras 6.7, 6.8 e 6.9 são apresentados os resultados dos ensaios realizados com o procedimento 1. Na parte (a) das figuras estão as tensões desviadoras $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ em função da deformação axial, e na parte (b) o excesso de poropressão de água durante a fase de cisalhamento em relação à deformação axial.

A Figura 6.7 mostra os resultados obtidos com os corpos de prova moldados no ponto "O". Devido ao fato dos corpos de prova terem sido cisalhados com uma densidade seca superior à dos pontos "P" e "Q", os valores na tensão desviadora obtidos são maiores. Na Figura 6.7a observa-se que quanto maior a tensão confinante aplicada, maior é a tensão desviadora obtida.

Na Figura 6.7b observa-se o excesso de poropressão de água na fase do cisalhamento. Quanto maior a confinante aplicada, maior é o excesso de poropressão gerado no ensaio. Nos três ensaios apresentados, o excesso de poropressão aumenta até valores de deformações axiais entre 2 e 3%. Após atingir o valor máximo que corresponde ao início da ruptura, as poropressões de água diminuem chegando a valores negativos nos ensaios com confinantes de 50 e 100 kPa. No caso do ensaio com 200 kPa de confinante a Δu permaneceu positivo até o fim. O desenvolvimento das poropressões de água dos ensaios com confinantes de 50 e 100 kPa é muito similar, mantendo uma separação de 10 kPa entre eles, no caso do ensaio com 200 kPa de confinante a poropressão de água chega a valores de 100 kPa o que se reflete na maior tensão desviadora na ruptura.

A Figura 6.8 mostra os resultados para o ponto "P", o qual apresenta curvas tensão-deformação crescentes ao longo do ensaio. O valor de Δu aumenta até valores de deformações axiais de 4%. Após atingir o valor máximo, Δu diminui chegando a valores negativos nos ensaios com confinantes de 50 e 100 kPa. No caso do ensaio com 200 kPa de confinante, Δu manteve-se positivo ao longo do ensaio.

A Figura 6.9 mostra o resultado do cisalhamento para o ponto "Q". O valor de Δu aumenta até valores de deformações axiais de 3%; após atingir o valor máximo, a poropressão de água diminui. Só no caso do ensaio com 50 kPa, registrou-se valores negativos de Δu , no caso dos ensaios com 100 e 200 kPa, Δu é praticamente constante até o final do ensaio.

O formato das curvas obtidas nos pontos de estudo "P" e "Q" indica menor rigidez se for comparado com os ensaios realizados no ponto "O". As tensões desviadoras na ruptura vão diminuindo quanto maior for a umidade de moldagem e o desenvolvimento das poropressões de água nos ensaios com confinantes de 50 e 100 kPa é similar para os três pontos de estudo.

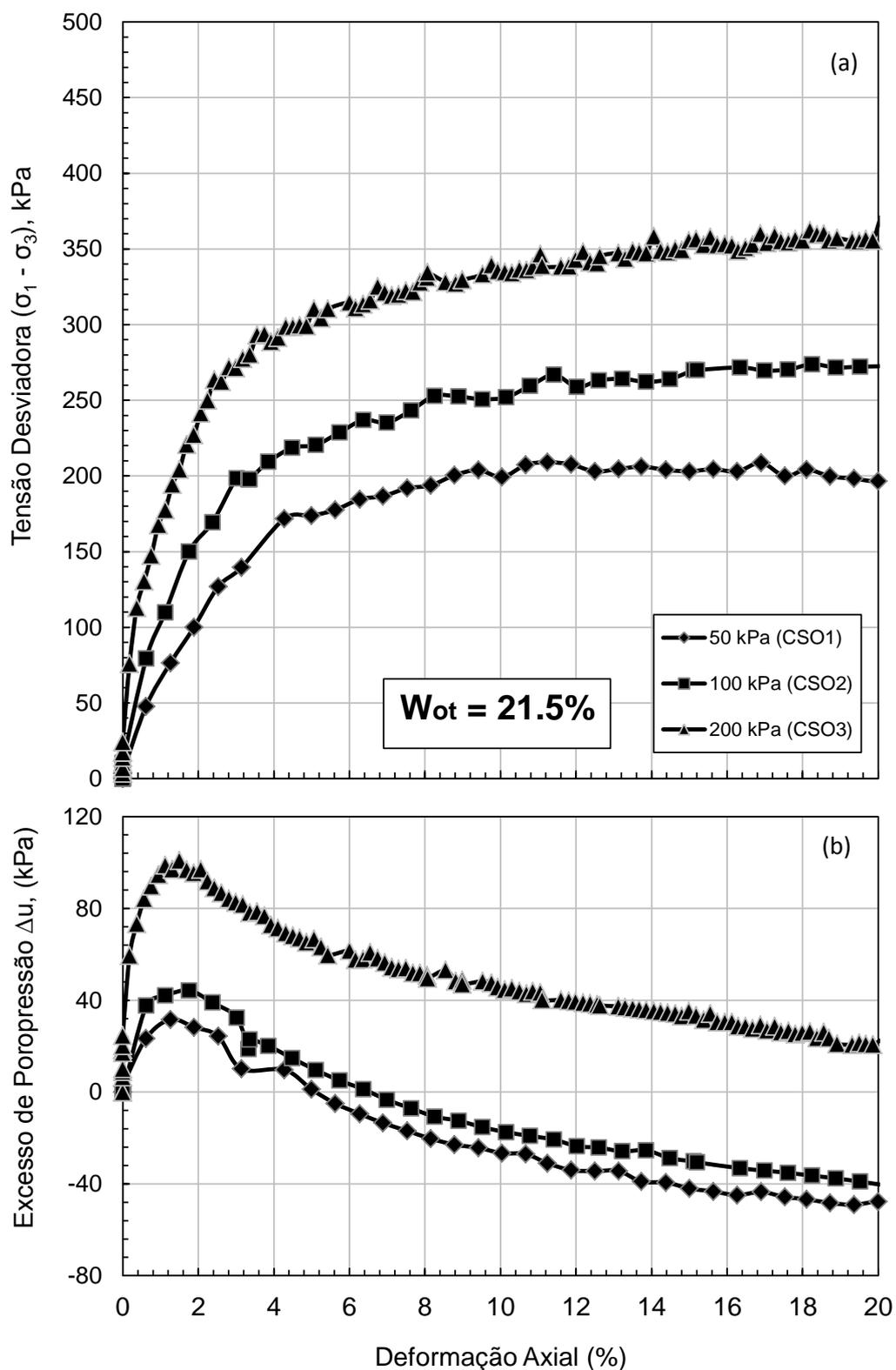


Figura 6.7 – Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão-deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

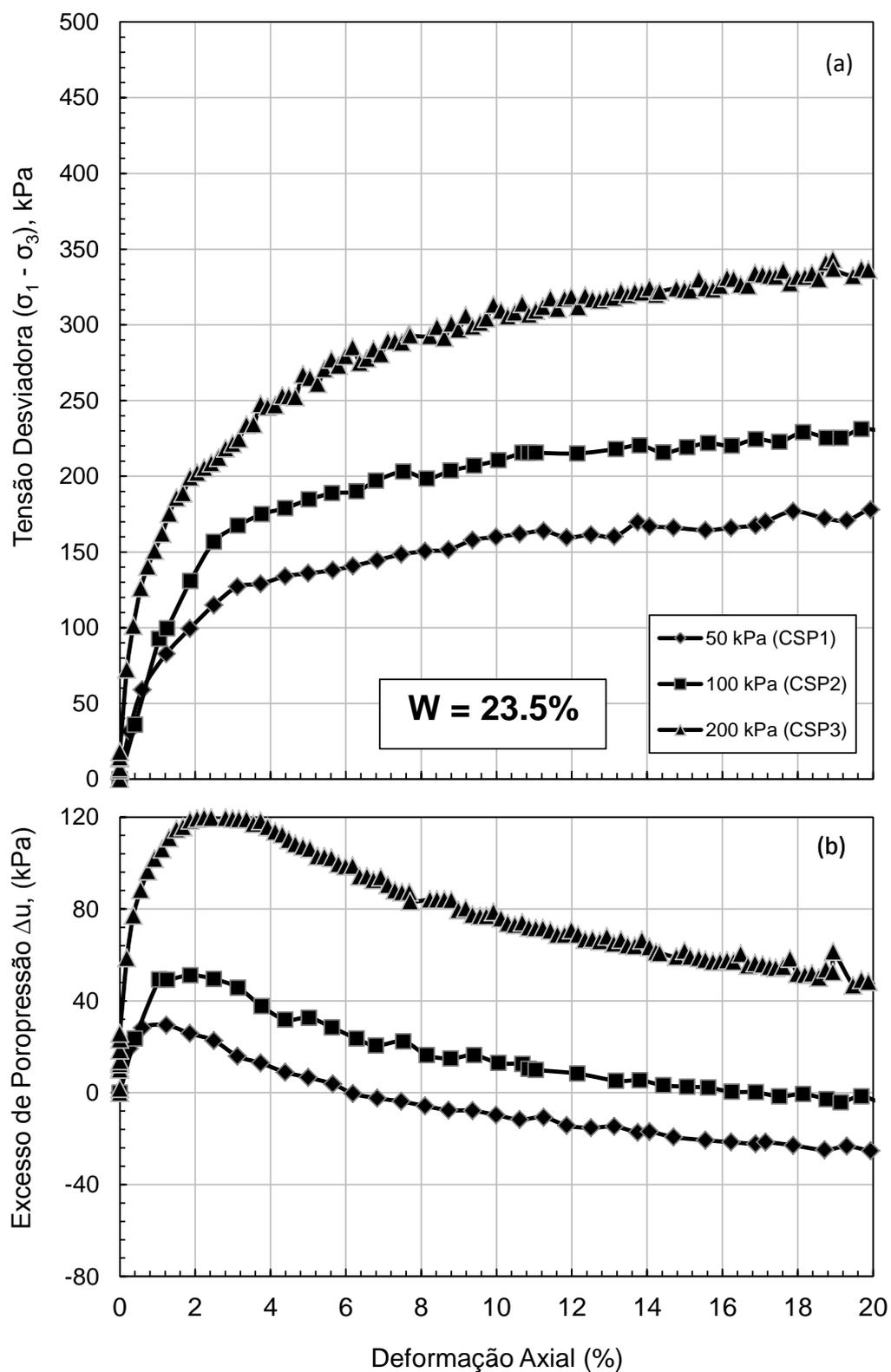


Figura 6.8 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão-deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

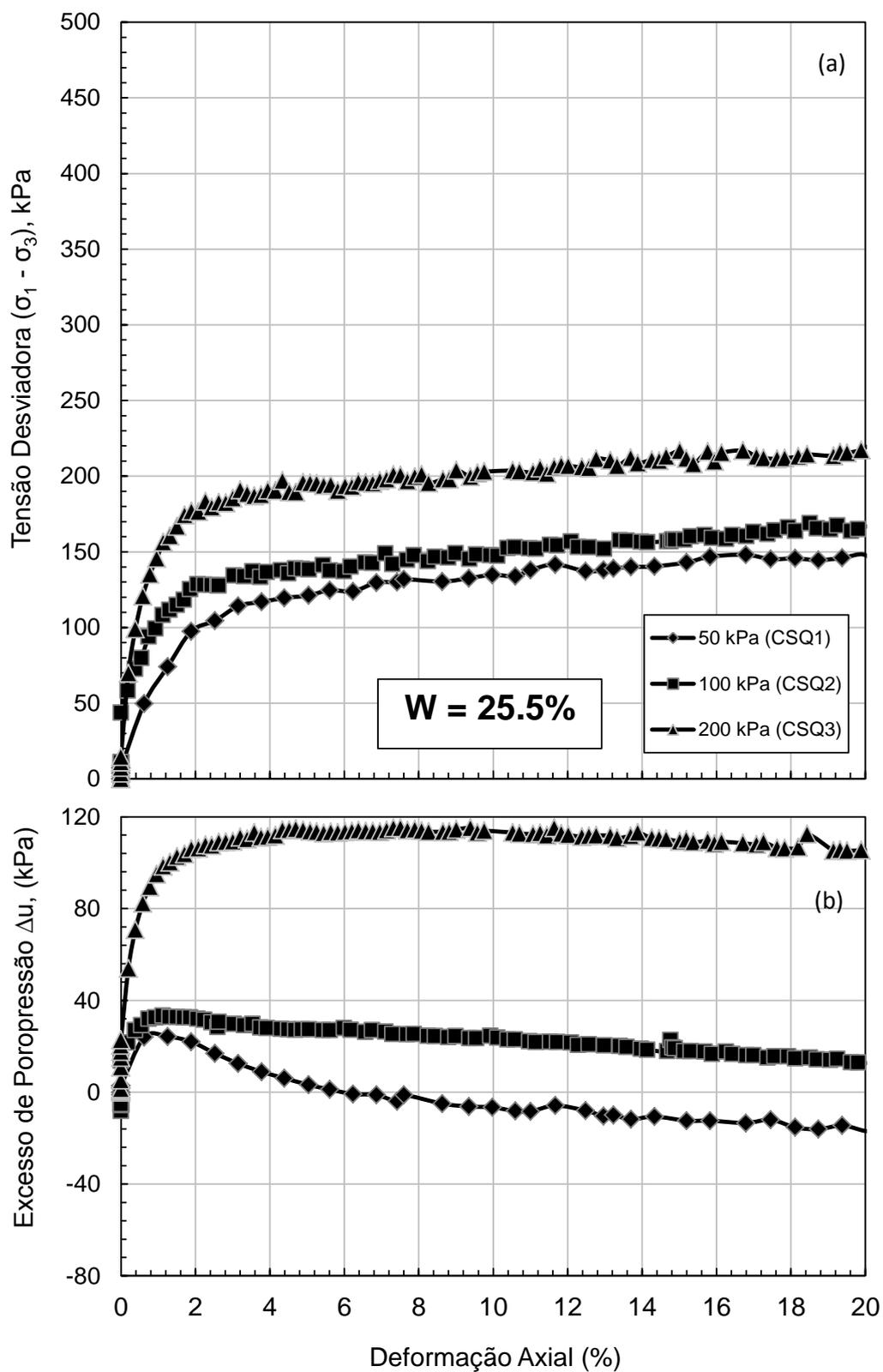


Figura 6.9 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "Q". (a) Curva tensão-deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

6.4.2 Tensões normalizadas na fase de cisalhamento do procedimento 1

O presente trabalho foca-se em estudar o comportamento mecânico do solo analisado e seus parâmetros de poropressão de água no instante da ruptura dos ensaios triaxiais. Para poder definir com maior facilidade a tensão desviadora na ruptura, podem-se empregar o princípio da normalização das curvas tensão-deformação. Este princípio consiste em dividir as tensões desviadoras dos ensaios pelas tensões confinantes efetivas em cada instante da curva. Este princípio é aplicado para solos na condição saturada, onde o princípio das tensões efetivas é válido. As Figuras 6.10, 6.11 e 6.12 apresentam na parte (a) as tensões normalizadas $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3'$ em função da deformação axial, e na parte (b) o excesso de poropressão de água durante a fase de cisalhamento com relação à deformação axial.

A Figura 6.10 mostra os ensaios realizados no ponto "O" no qual se observa um pico em cada curva que representa a tensão desviadora máxima. Os três ensaios realizados no ponto "O" apresentam picos os quais são os valores da tensão desviadora normalizada máxima que na sua vez está relacionado com o valor da máxima obliquidade da trajetória de tensões. Quando a trajetória alcança este valor, os grãos do solo começam a escorregar. Se a entrada de água fosse permitida, o solo romperia imediatamente. Entretanto, como o ensaio impede a entrada de mais água, neste ponto de máxima obliquidade a água do solo é submetida a tração o que induz a que a tensão entre os grãos se incremente. Assim, as tensões efetivas se incrementam, o solo suporta maior tensão na estrutura. Este fenômeno é observado também nas curvas de excesso de poropressão de água onde após atingir o patamar máximo, Δu diminui devido à tração experimentada pela água. Na Figura 6.10a observa-se que as tensões desviadoras normalizadas máximas ocorrem na faixa de 2 a 3% da deformação axial dos corpos de prova. Logo após atingir o pico, a tensão normalizada cai em todos os ensaios. Quanto menor a tensão confinante aplicada no ensaio, maior é a tensão desviadora normalizada obtida.

A Figura 6.11 mostra os ensaios no ponto "P" apresentam picos para deformações entre 2 e 4% com tensão normalizada máxima inferior à obtida no ponto "O". A Figura 6.12 mostra os ensaios realizados no ponto "Q" unicamente se observa um pico corresponde ao ensaio adensado com 50 kPa. Os ensaios de 100 e 200 kPa apresentam curvas constantes após 1% na deformação.

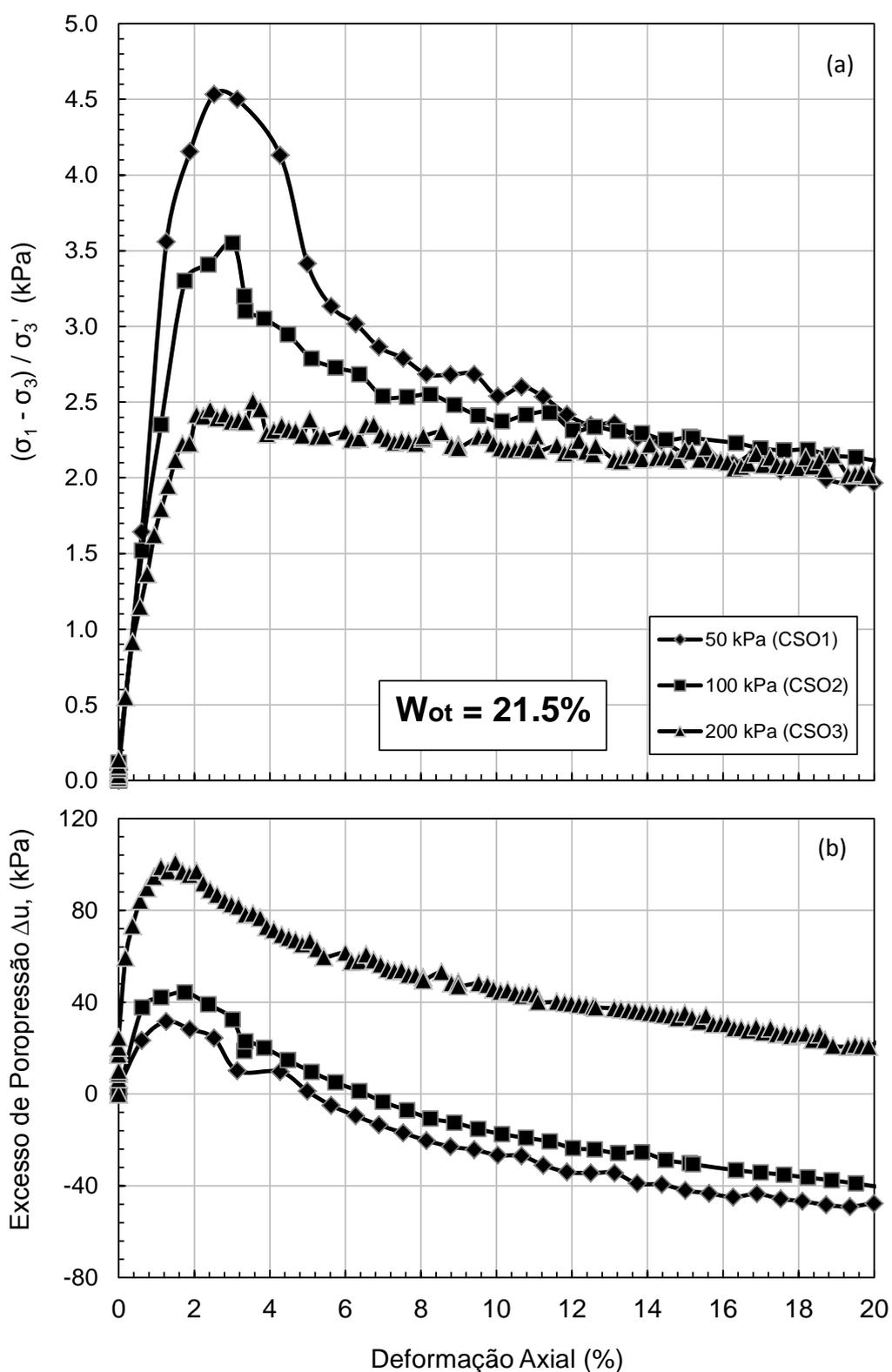


Figura 6.10 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

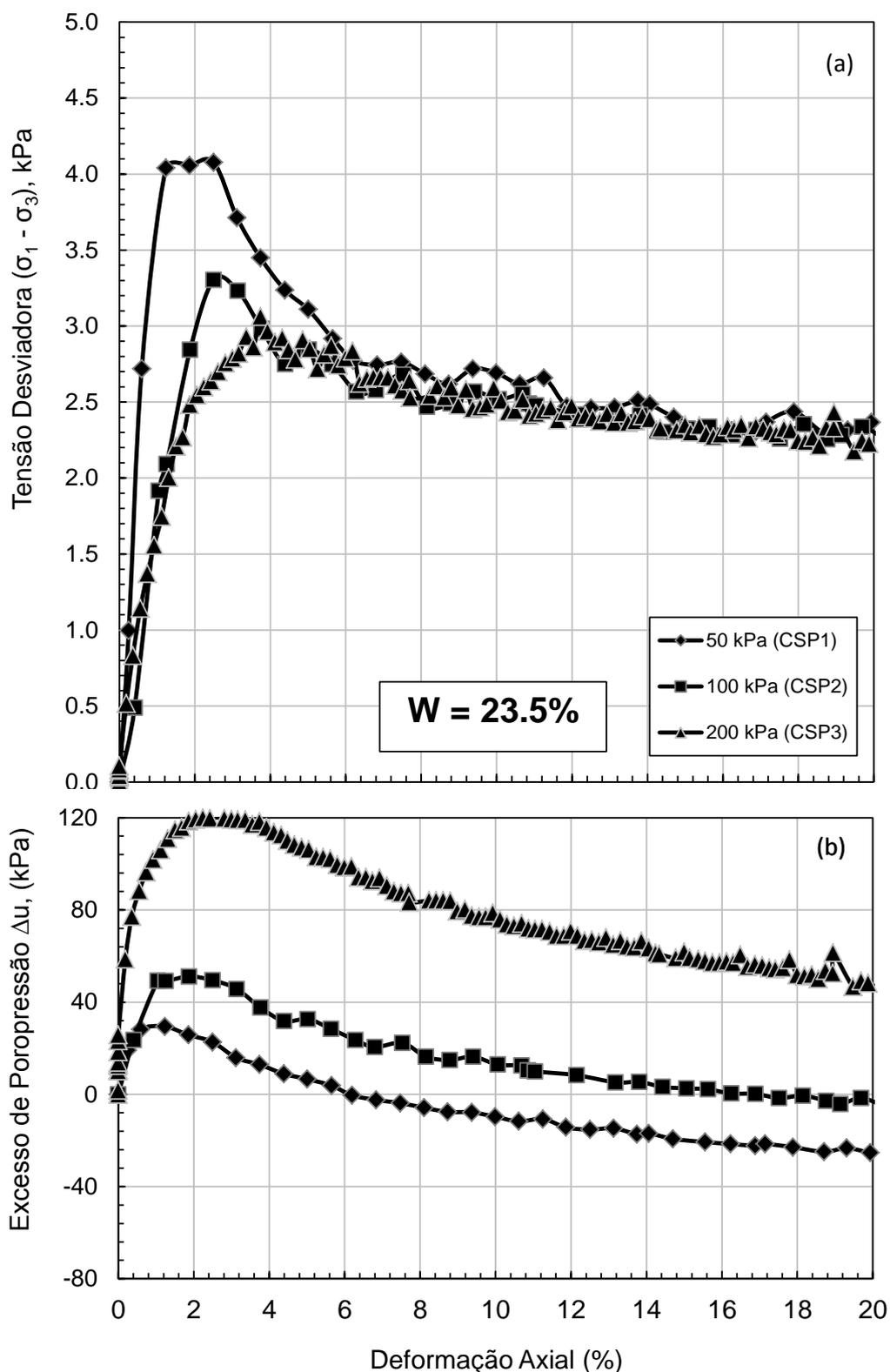


Figura 6.11 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "P". (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

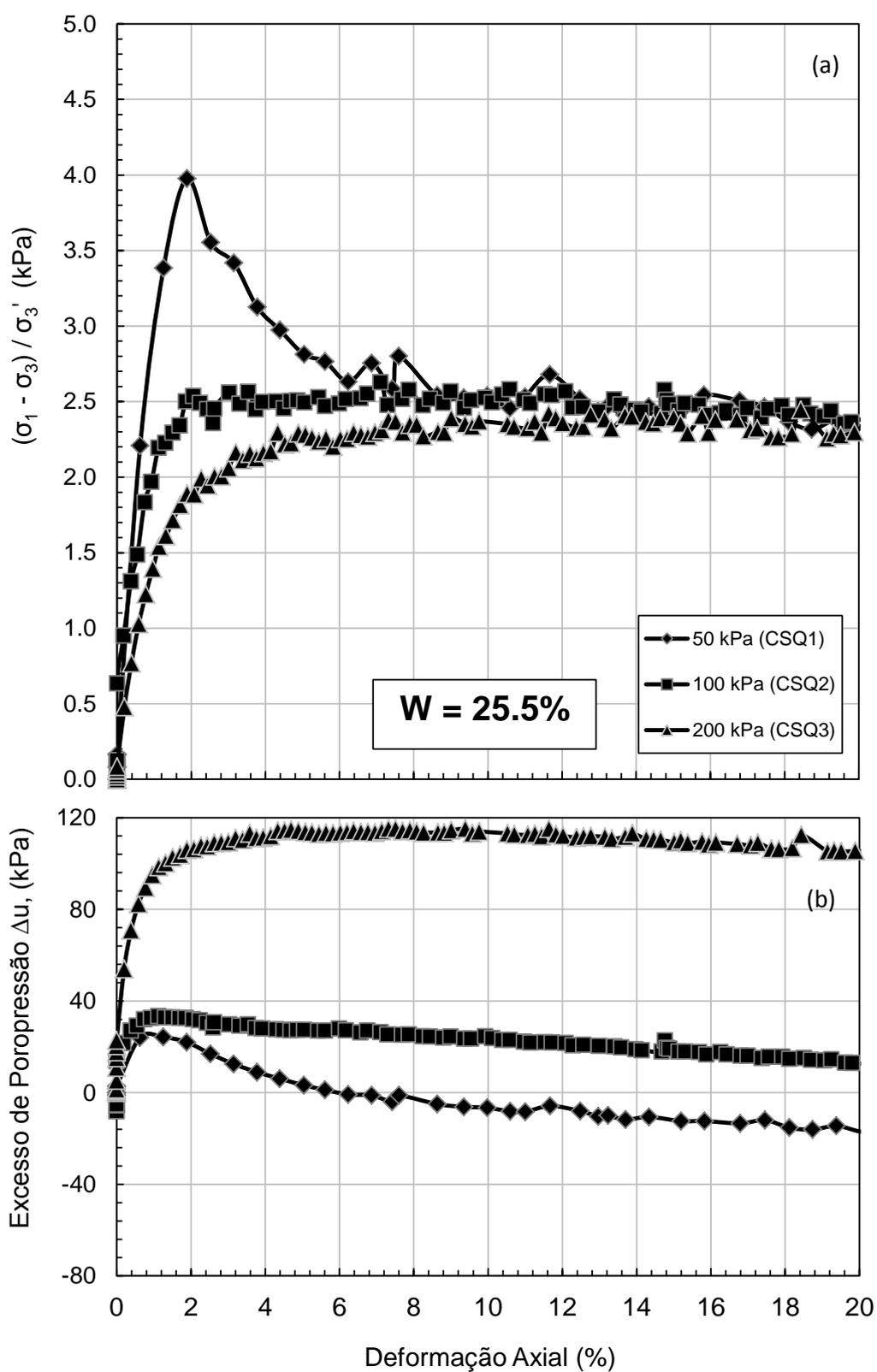


Figura 6.12 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “Q”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

6.4.3 Fase de cisalhamento do procedimento 2

O processo de cisalhamento representa a última etapa dos ensaios CIU com deformação controlada sem sucção inicial e com presença de ar remanescente na estrutura do solo. Nas Figuras 6.13, 6.14 e 6.15 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2. Na parte (a) das figuras apresentam-se as tensões desviadoras ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função da deformação axial, e na parte (b) o excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

A Figura 6.13 mostra os resultados obtidos no ponto "O". Obtiveram-se maiores tensões desviadoras do que nos pontos de estudo "P" e "Q". Na Figura 6.13a observa-se que quanto maior a tensão confinante maior a tensão desviadora obtida. A Figura 6.13b mostra que até deformações de 4%, o valor de Δu incrementa-se; após o corpo de prova atingir a ruptura, Δu diminui chegando a valores negativos nos três ensaios. Nota-se que os valores de Δu são menores do que os valores obtidos no procedimento 1 para a mesma condição inicial de moldagem.

A Figura 6.14 apresenta os resultados obtidos para os corpos de prova moldados no ponto "P". A parte (a) mostra que o formato da curva é similar ao obtido no procedimento 1. Observa-se na Figura 6.14b que o valor máximo de Δu é alcançado em 3% da deformação axial para depois diminuir e chegar a valores negativos nos ensaios adensados com 50 e 100 kPa. Já no ensaio com 200 kPa de confinante, a poropressão de água fica constante. A Figura 6.15 mostra os resultados no ponto "Q", onde o formato das curvas é semelhante às curvas obtidas pelo procedimento 1 para o mesmo ponto de estudo. Na Figura 6.15b observa-se que o valor máximo de Δu é atingido com deformações inferiores a 2%. Nos ensaios adensados com 50 e 100 kPa, Δu chega até valores negativos, enquanto que o ensaio adensado com 200 kPa apresenta um incremento constante, este fenômeno incrementa a resistência, pelo qual, a curva tensão-deformação também é crescente.

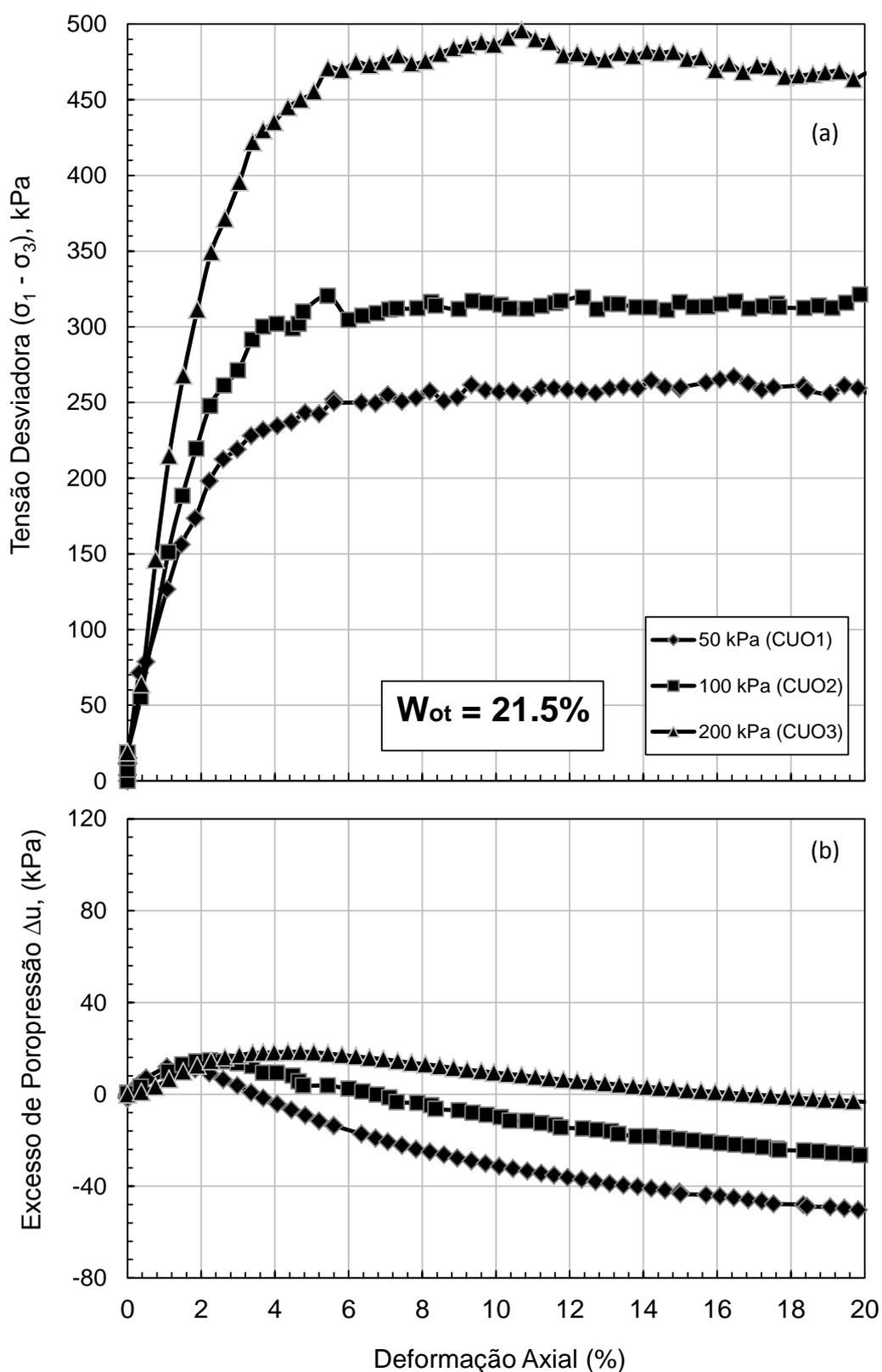


Figura 6.13 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "O". (a) Curva tensão-deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

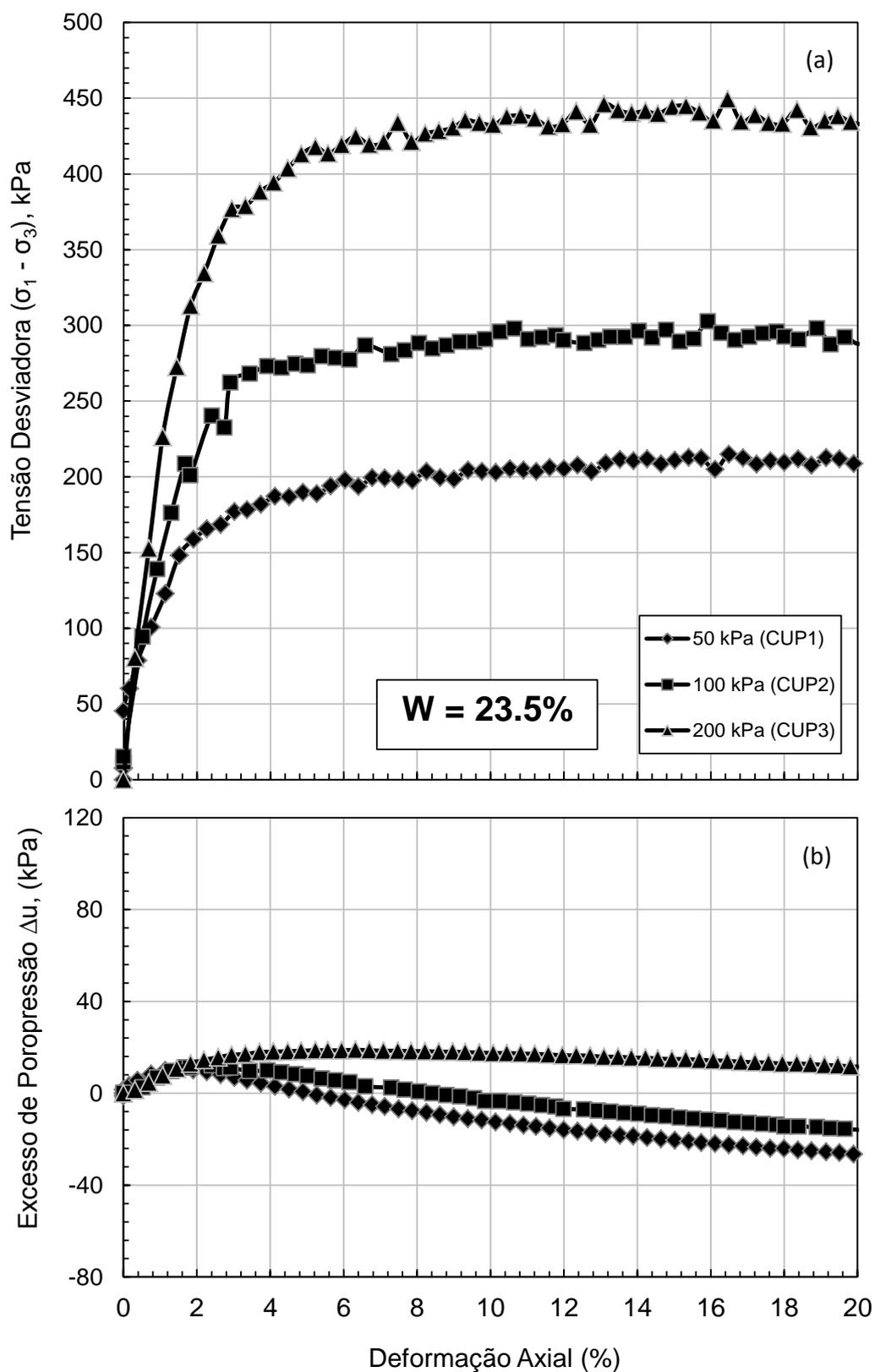


Figura 6.14 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "P". (a) Curva tensão-deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

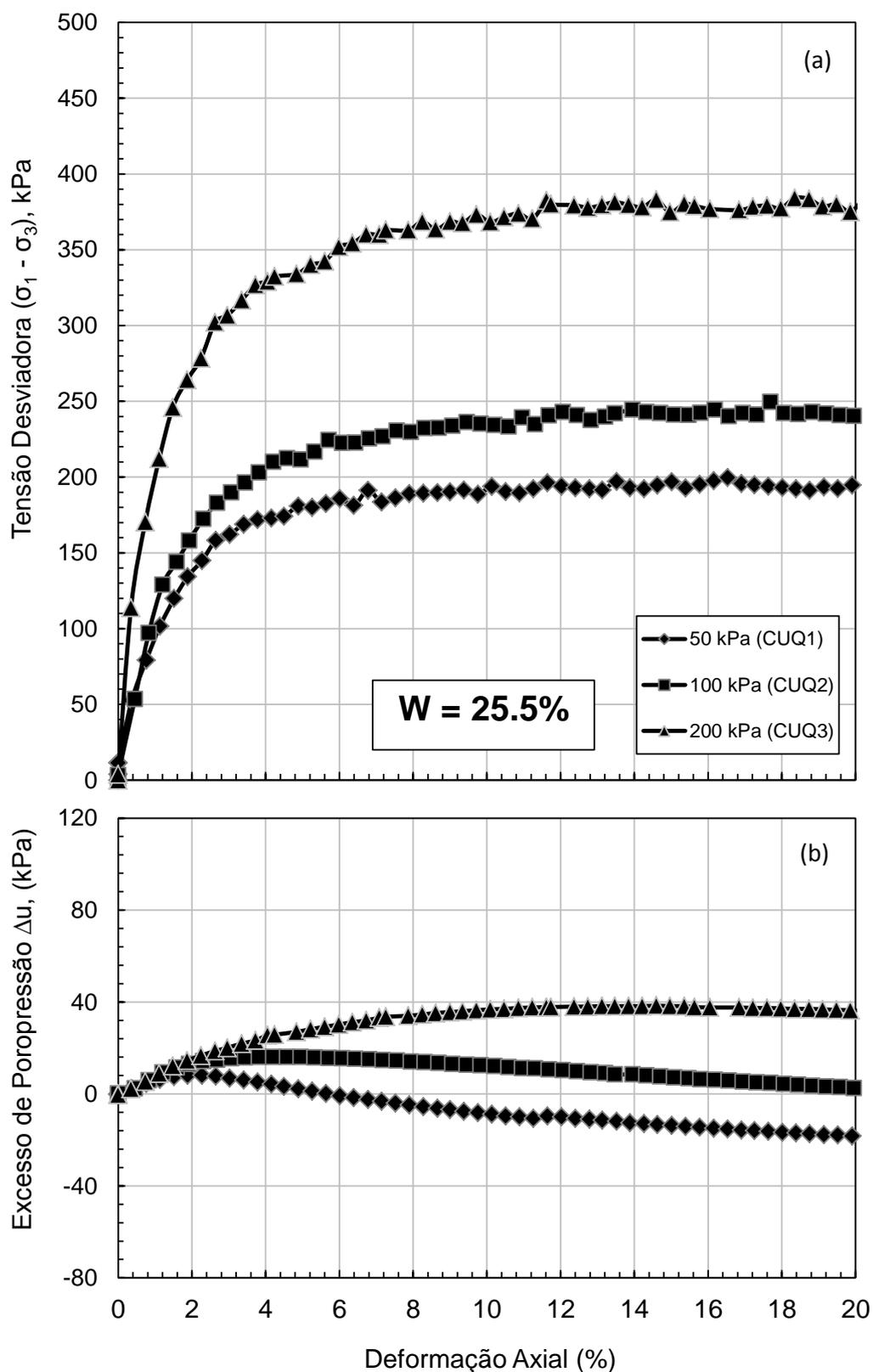


Figura 6.15 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "P". (a) Curva tensão-deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

6.4.4 Tensões normalizadas na fase de cisalhamento do procedimento 2

Os corpos de prova do procedimento 2 foram cisalhados com sucção inicial igual a zero e com graus de saturação acima de 90%. Considerando que seu comportamento é quasi-saturado, foram utilizadas as tensões normalizadas para definir o pico de resistência como no procedimento 1. As Figuras 6.16, 6.17 e 6.18 apresentam os resultados para os três pontos de estudo.

Para os três pontos de estudo se mostra que os ensaios feitos com confinante de 50 kPa tiveram valores maiores de tensão normalizada do que os ensaios adensados com 100 e 200 kPa. Os picos foram atingidos nas deformações axiais de 2 e 4%, passando em seguida a diminuir. Para os ensaios realizados com confinantes de 100 e 200 kPa não se tem um pico definido, mas observa-se que a partir de uma certa deformação axial a pressão normalizada fica constante.

Resumindo as informações mais importantes obtidas dos ensaios com procedimento 1 e 2, foram preparadas as Tabelas 6.2 e 6.3 para cada um dos procedimentos. Apresentam-se as características mais importantes dos corpos de prova obtidas ao longo dos ensaios, as quais serão utilizadas no Capítulo 7. São apresentadas informações como:

- W_f (%), teor de umidade final.
- e_f , índice de vazios final.
- ρ_f (g/cm³), densidade seca final.
- S_f (%), grau de saturação final.
- ΔV_f (%) variação volumétrica final.
- σ_{1r}' (kPa), tensão principal efetiva maior na ruptura.
- σ_{3r}' (kPa), tensão principal efetiva menor na ruptura.
- Δu_r (kPa), excesso de poropressão de água na ruptura.
- ε_r (%), deformação axial na ruptura.
- $s'_r = \sigma_1' + \sigma_3'/2$ (kPa), média das tensões principais efetivas na ruptura.
- $t_r = \sigma_1' - \sigma_3'/2$ (kPa), máxima semi-diferença das tensões principais na ruptura.
- q_r (kPa), tensão desviadora na ruptura.
- q / σ_{3r}' (kPa), tensão normalizada na ruptura.
- \bar{A}_r , parâmetro da poropressão de água na ruptura ($\Delta u / \Delta q$).

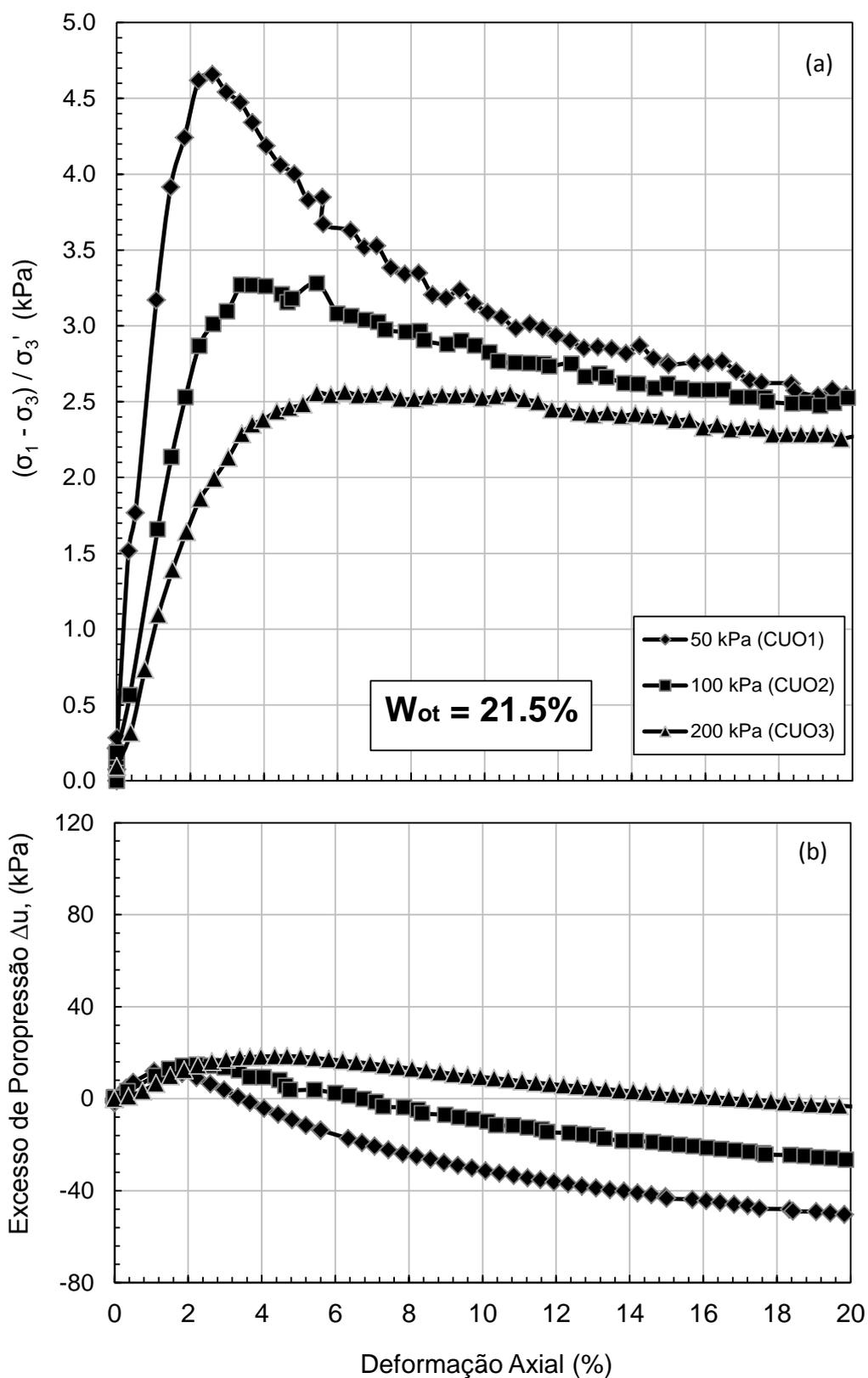


Figura 6.16 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

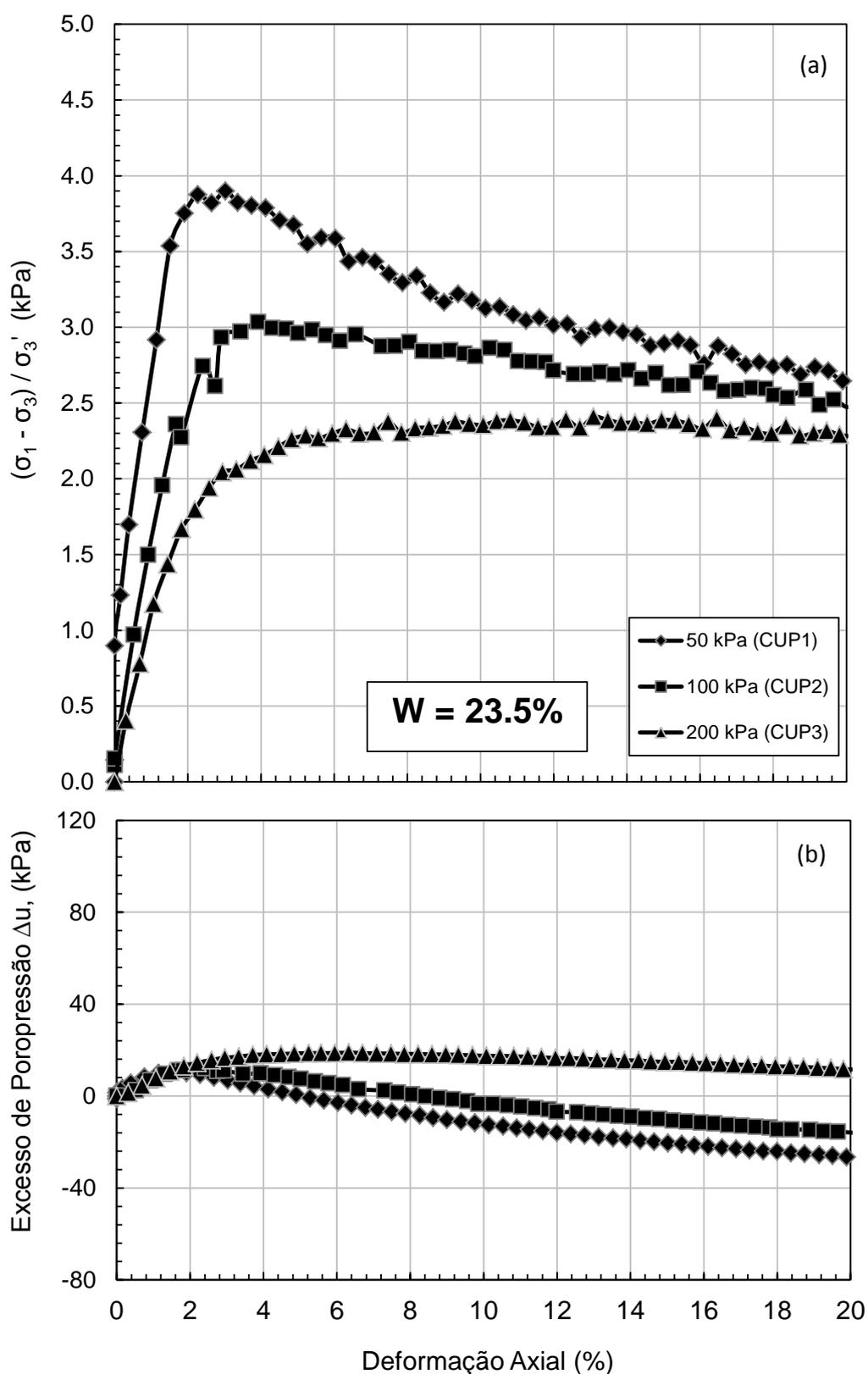


Figura 6.17 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “P”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

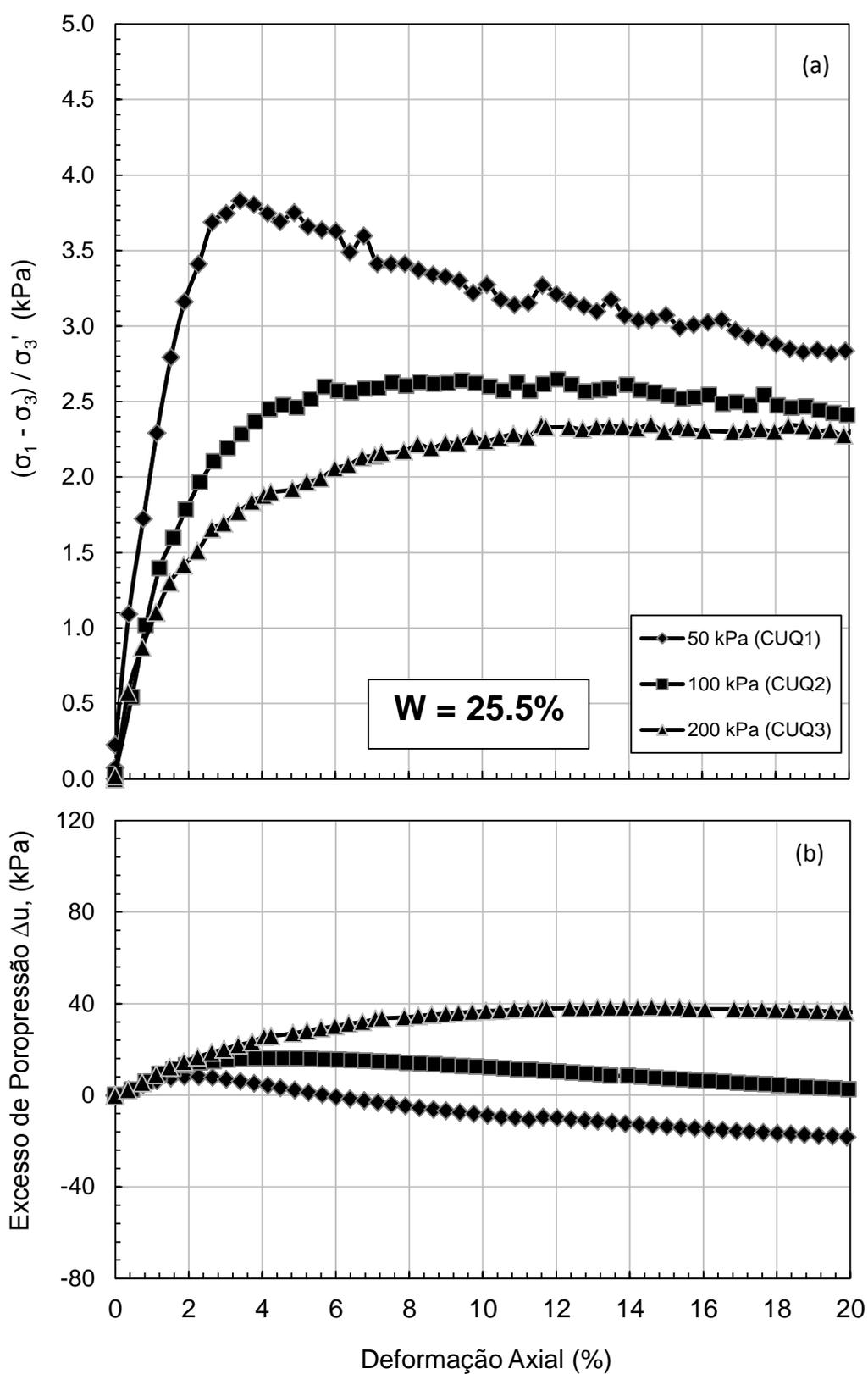


Figura 6.18 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “Q”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Excesso de poropressão de água em função da deformação axial.

6.4.5 Fase de cisalhamento do procedimento 3

Conforme foi mencionado anteriormente, os ensaios do procedimento 3 são do tipo CW nos quais se acompanhou a variação da sucção durante os ensaios. A aquisição de dados automática apresentou uma complicação e os dados de sucção em função do tempo não foram salvos para os primeiros 4 ensaios (três no ponto “O” e um no ponto “P”), devido a isto, as leituras desses ensaios foram tomadas manualmente. O acompanhamento da sucção para os cinco ensaios restantes encontram-se no Anexo A (dois no ponto “P” e três no ponto “Q”). Como exemplo de interpretação, apresenta-se a seguir os aspectos observados ao longo do ensaio realizado com o corpo CWP2.

Na Figura 6.19 é possível observar que a montagem do ensaio tomou uns 12 min, que inicia desde o posicionamento do corpo de prova no pedestal da prensa até o enchimento da câmara triaxial. Observa-se que ao longo da montagem registram-se alterações na sucção que posteriormente se estabiliza após uns 30 min. O valor da sucção de moldagem foi de 97 kPa, como foi apresentado na Tabela 4.6.

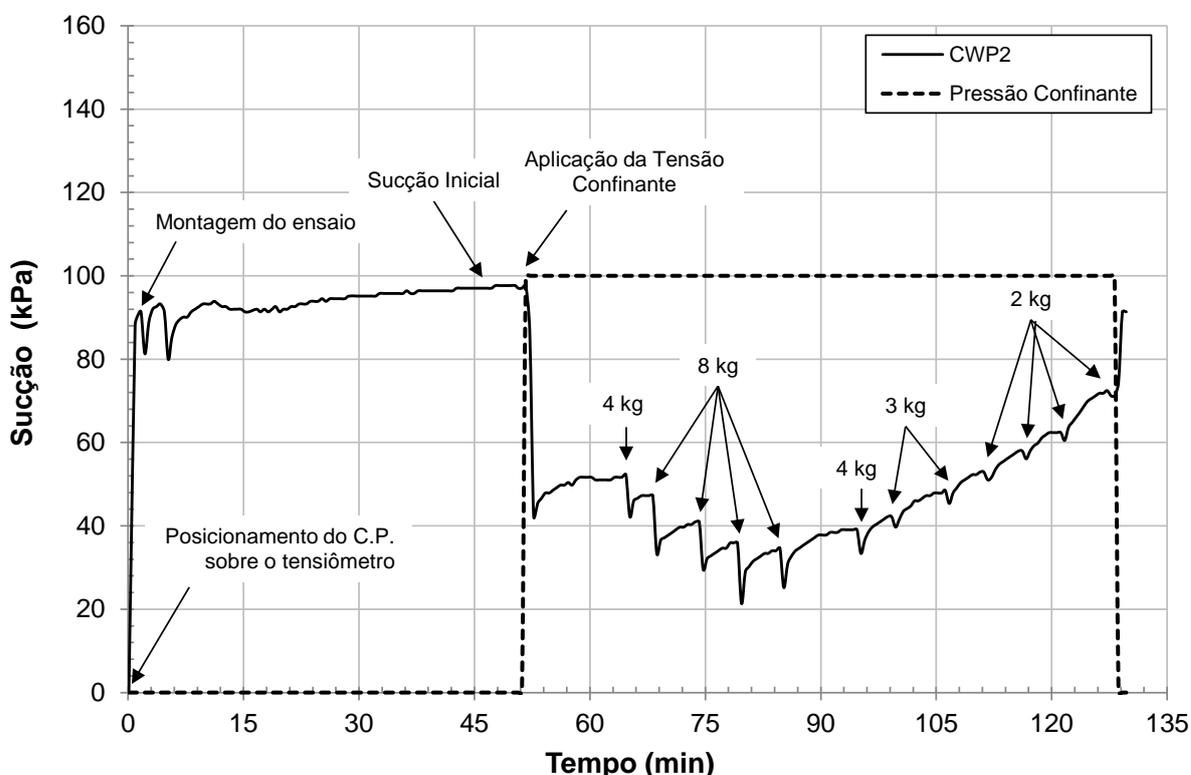


Figura 6.19 - Variação da sucção em função do tempo do corpo de prova CWP2 do procedimento 3.

Aplicou-se 100 kPa de tensão confinante no corpo de prova que aparece representada pela linha pontilhada na figura, devido à mesma, a sucção diminuiu e considerou-se o fim do adensamento quando a sucção apresentou um valor estável. Posteriormente foram aplicados os carregamentos com um intervalo de 5 min entre eles. A cada incremento na carga, a sucção diminuiu até o último carregamento de 2 kg, onde se aprecia um incremento na sucção, o que estaria relacionado com o início do escorregamento entre as partículas sólidas. Após a ruptura, o ensaio foi desmontado e o teor de umidade do solo foi determinado.

Nas Figuras 6.20, 6.21 e 6.22 são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3. Na parte (a) das figuras apresentam-se as tensões desviadoras ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função da deformação axial.

Na parte (b) das figuras está representado o desenvolvimento da sucção em função da deformação axial. Quando os valores da sucção aparecem na figura como negativos, interpreta-se como poropressão de água positiva gerada no ensaio. O único ensaio que desenvolveu poropressão de água positiva foi o apresentado na Figura 6.22b. Todos os gráficos esclarecem categoricamente que os valores negativos apresentados correspondem a valores positivos obtidos na poropressão de água para fins de estudo do desenvolvimento da sucção no solo.

A Figura 6.20 mostra os resultados obtidos no ponto "O". A ruptura foi atingida com deformações da ordem de 6%. Na parte (a) desta figura, se observa que os corpos de prova atingiram em todos os casos valores de tensão desviadora superior aos pontos de estudo "P" e "Q" como no caso dos procedimentos 1 e 2, devido a que as amostras foram moldadas com umidades menores e densidades secas superiores às dos pontos "P" e "Q".

A Figura 6.20b mostra que quanto maior o valor da confinante aplicada no adensamento, menor o valor da sucção no início do cisalhamento. Da mesma maneira, observa-se que a sucção apresenta uma redução para baixas deformações entre 1 e 2%. Salienta-se que após atingir este mínimo, a sucção passa a aumentar até a ruptura, que no caso da amostra CWO1 este valor superou a sucção de início do cisalhamento.

A Figura 6.21 apresenta os resultados dos corpos de prova moldados no ponto "Q"; onde se observa que os corpos de prova apresentam menor rigidez que os moldados no ponto "O" e atingem a ruptura com deformações superiores às da figura precedente. Na parte (b) da figura, observa-se que a sucção apresenta o mesmo

comportamento que o observado na figura anterior. A Sucção diminui até baixas deformações e logo se incrementa; somente o corpo de prova CWP3 apresenta um valor quase constante ao longo da deformação. A sucção na ruptura dos corpos de prova CWP1 e CWP2 apresenta um valor superior à sucção do início do cisalhamento.

A Figura 6.22 apresenta os resultados dos corpos de prova moldados no ponto “Q”. Observa-se que a rigidez diminui em relação aos ensaios dos pontos “O” e “P”, devido a isto, a ruptura é atingida com deformações próximas a 10%. Salienta-se que na parte (b) a amostra CWQ3 iniciou o cisalhamento com poropressão de água positiva de 6 kPa. Pode-se concluir com esta informação que uma tensão confinante de 200 kPa aplicada na amostra moldada com teor de umidade de 25.5% elimina a sucção presente na estrutura do solo. Já na fase de cisalhamento a poropressão de água atingiu o máximo valor de 40 kPa na deformação de 5% e o seu valor na ruptura foi de 30 kPa.

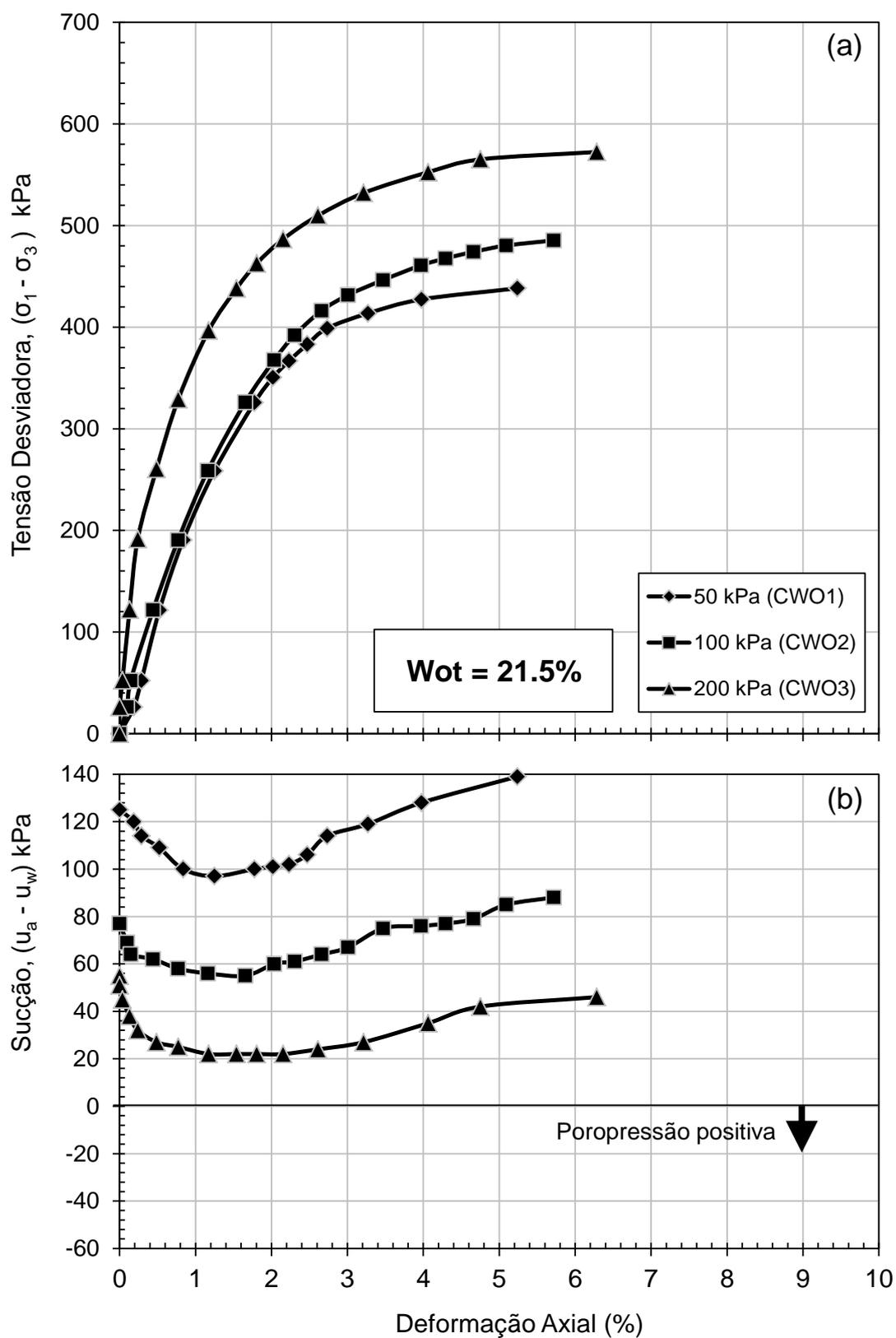


Figura 6.20 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "O". (a) Curva tensão-deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.

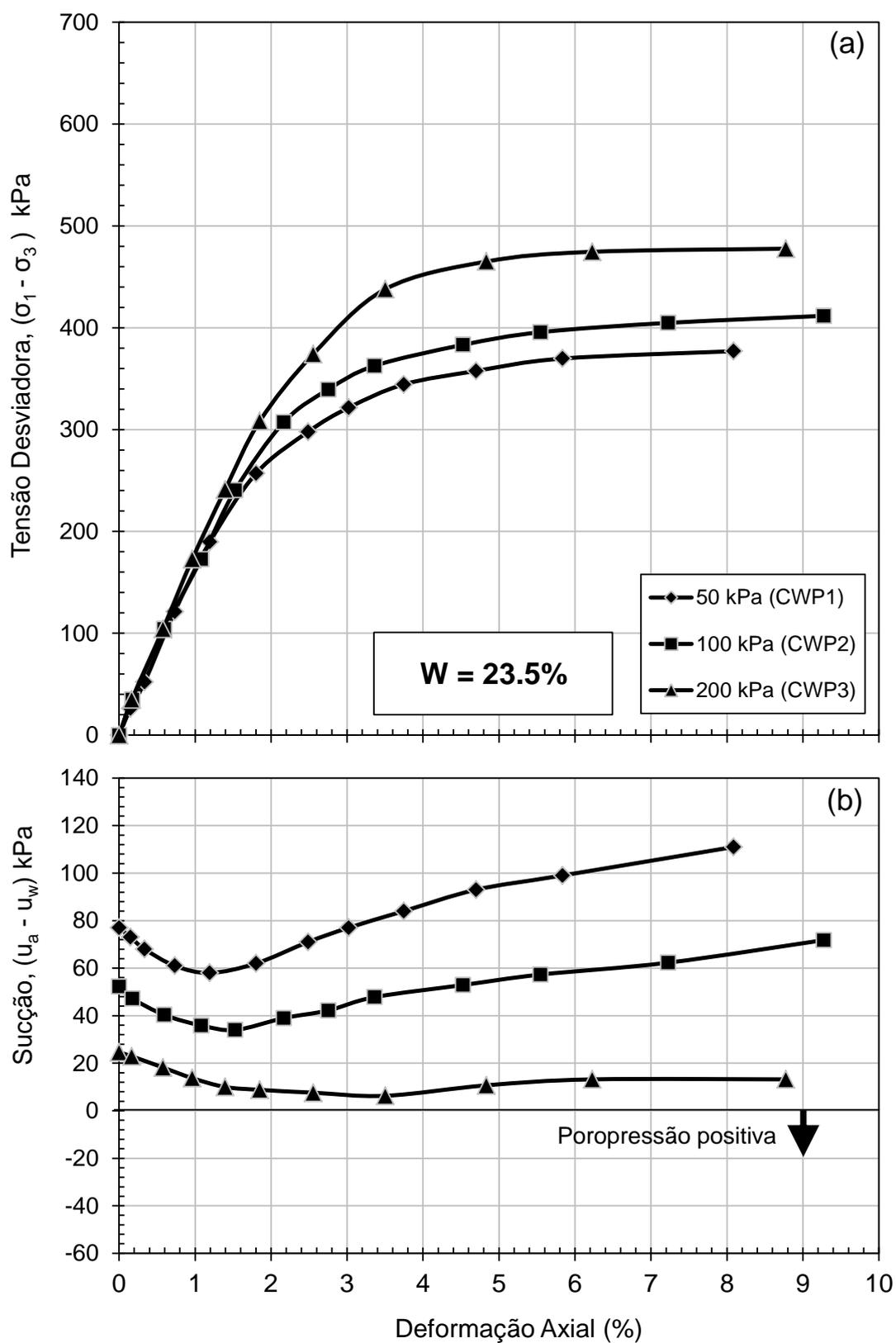


Figura 6.21 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "P". (a) Curva tensão-deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.

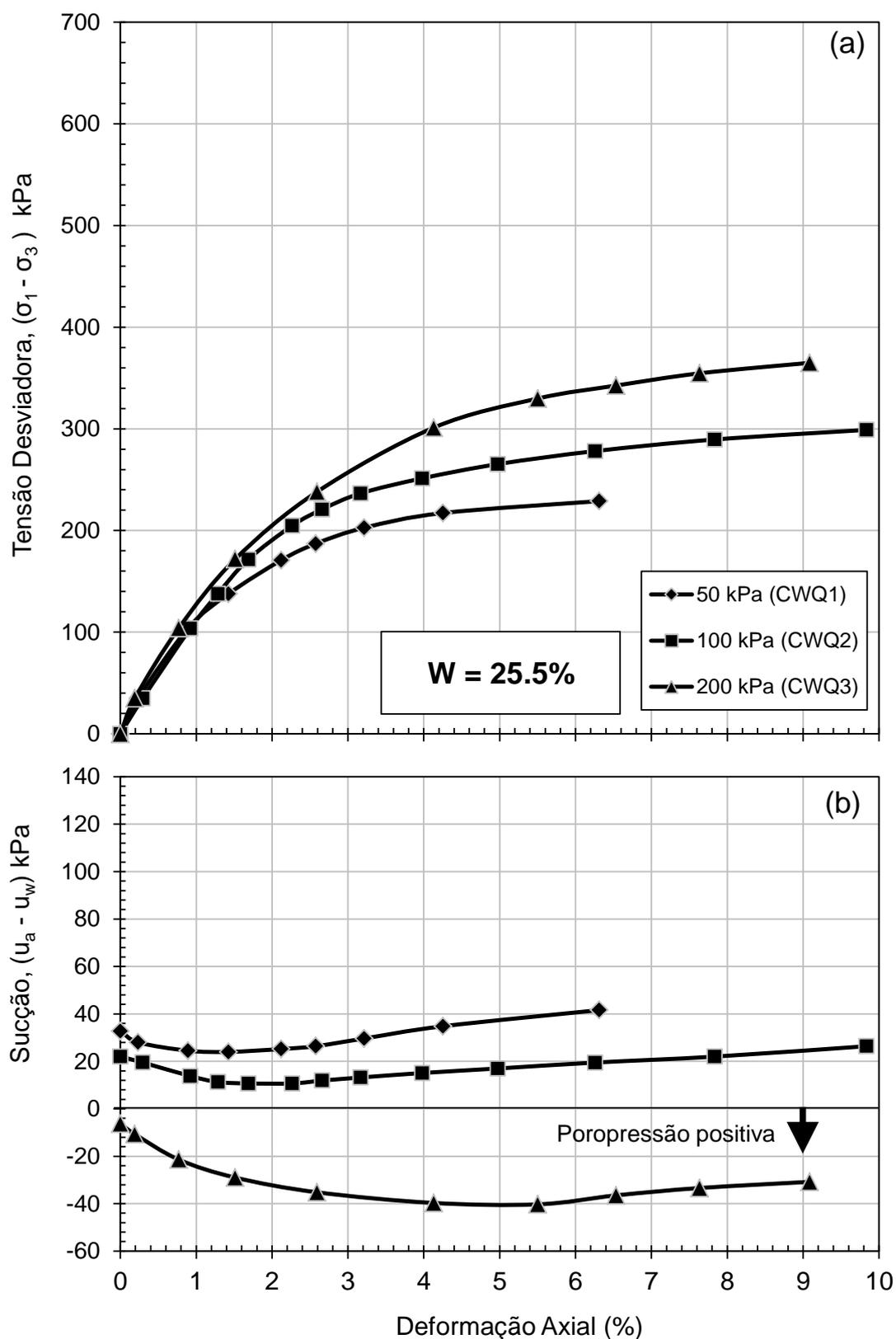


Figura 6.22 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "P". (a) Curva tensão-deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.

6.4.6 Tensões normalizadas na fase de cisalhamento do procedimento 3

As Figuras 6.23, 6.24 e 6.25 apresentam na parte (a) as tensões normalizadas $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3'$ em função da deformação axial, e na parte (b) o excesso de poropressão de água durante a fase de cisalhamento com relação à deformação axial.

As curvas apresentam picos embora não bem definidos que foram observados nas curvas normalizadas dos procedimentos 1 e 2. Após atingir um valor entre 3 e 4 % em todos os ensaios dos três pontos de estudo, a tensão normalizada se mantém constante. O valor máximo é atingido com deformações axiais entre 2 e 5%, quando maior o teor de umidade de moldagem, maior a deformação axial de ruptura. É interessante observar que nas curvas normalizadas dos procedimentos 1 e 2, após atingir os picos, as curvas convergem todas para valores na faixa de 2 e 3 na medida em que a deformação axial ia se incrementando. Este fato pode mostrar que o comportamento do solo tende a um valor único relativo ao estado crítico do mesmo.

A Tabela 6.4 apresenta as informações mais importantes dos corpos de prova submetidos a ensaios triaxiais CW do procedimento 3. Esta tabela apresenta informações similares às das Tabelas 6.2 e 6.3, incluindo os valores da sucção de moldagem, após adensamento e na ruptura.

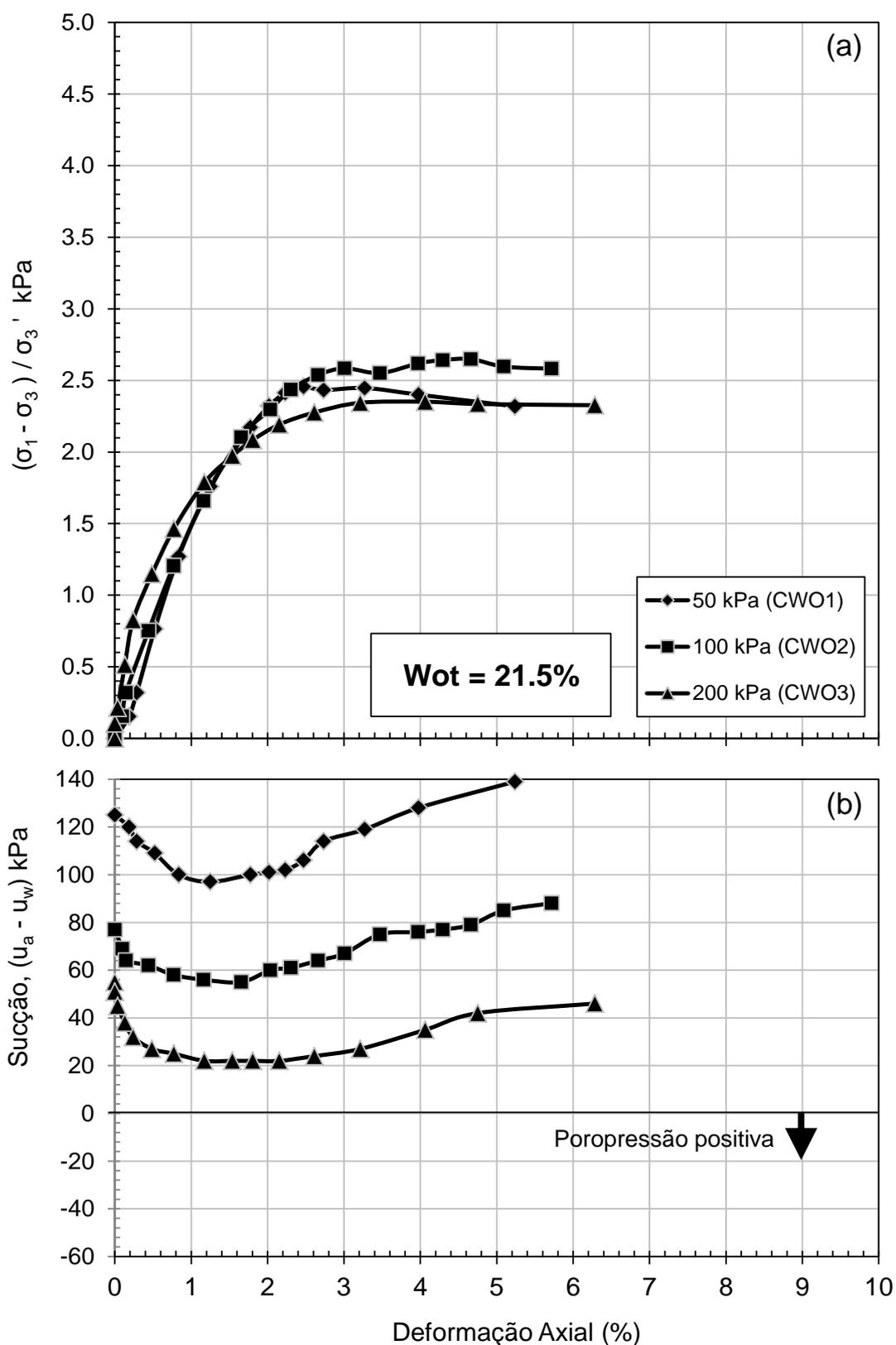


Figura 6.23 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto “O”. (a) Curva tensão normalizada–deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.

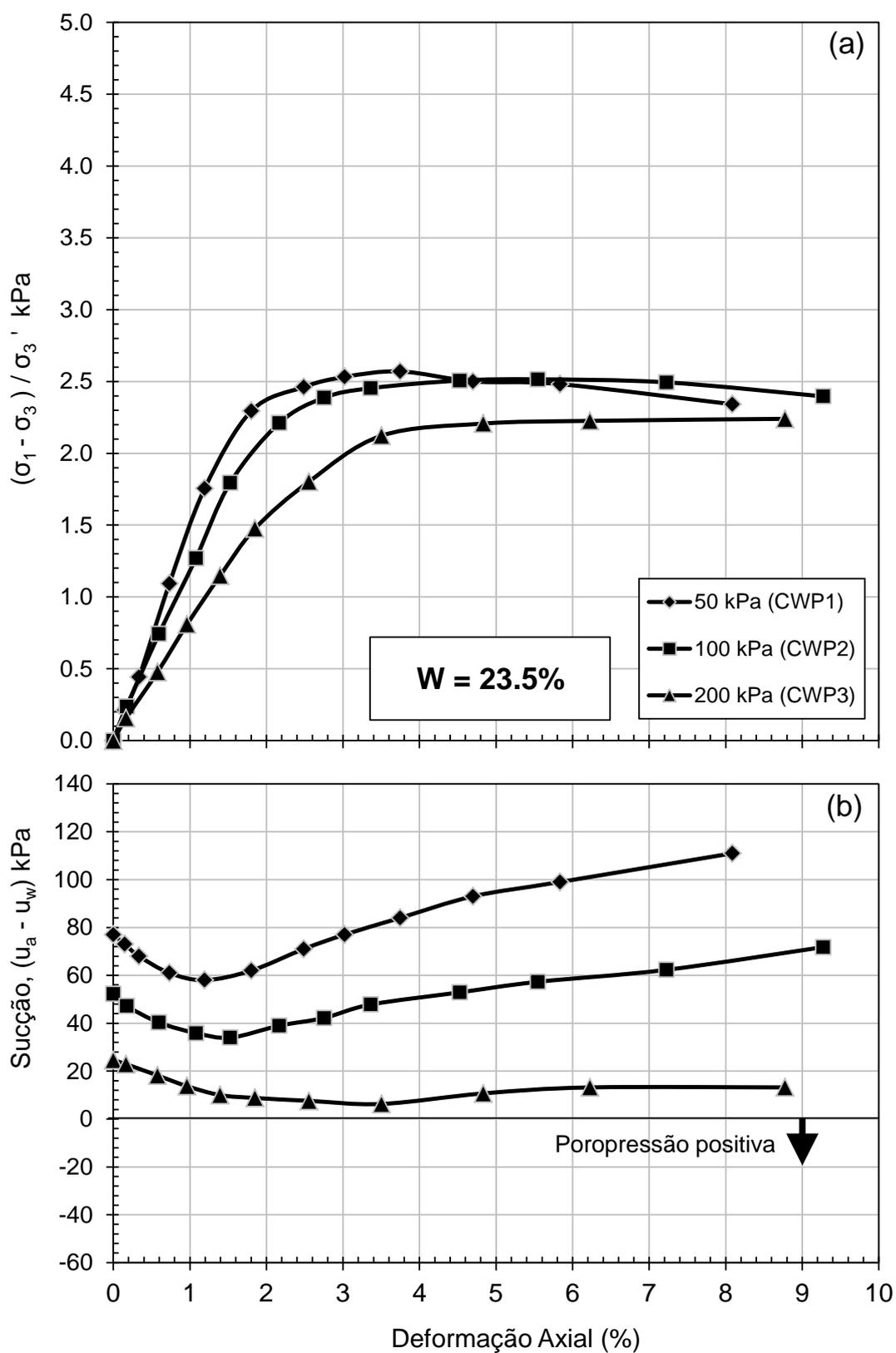


Figura 6.24 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "P". (a) Curva tensão normalizada-deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.

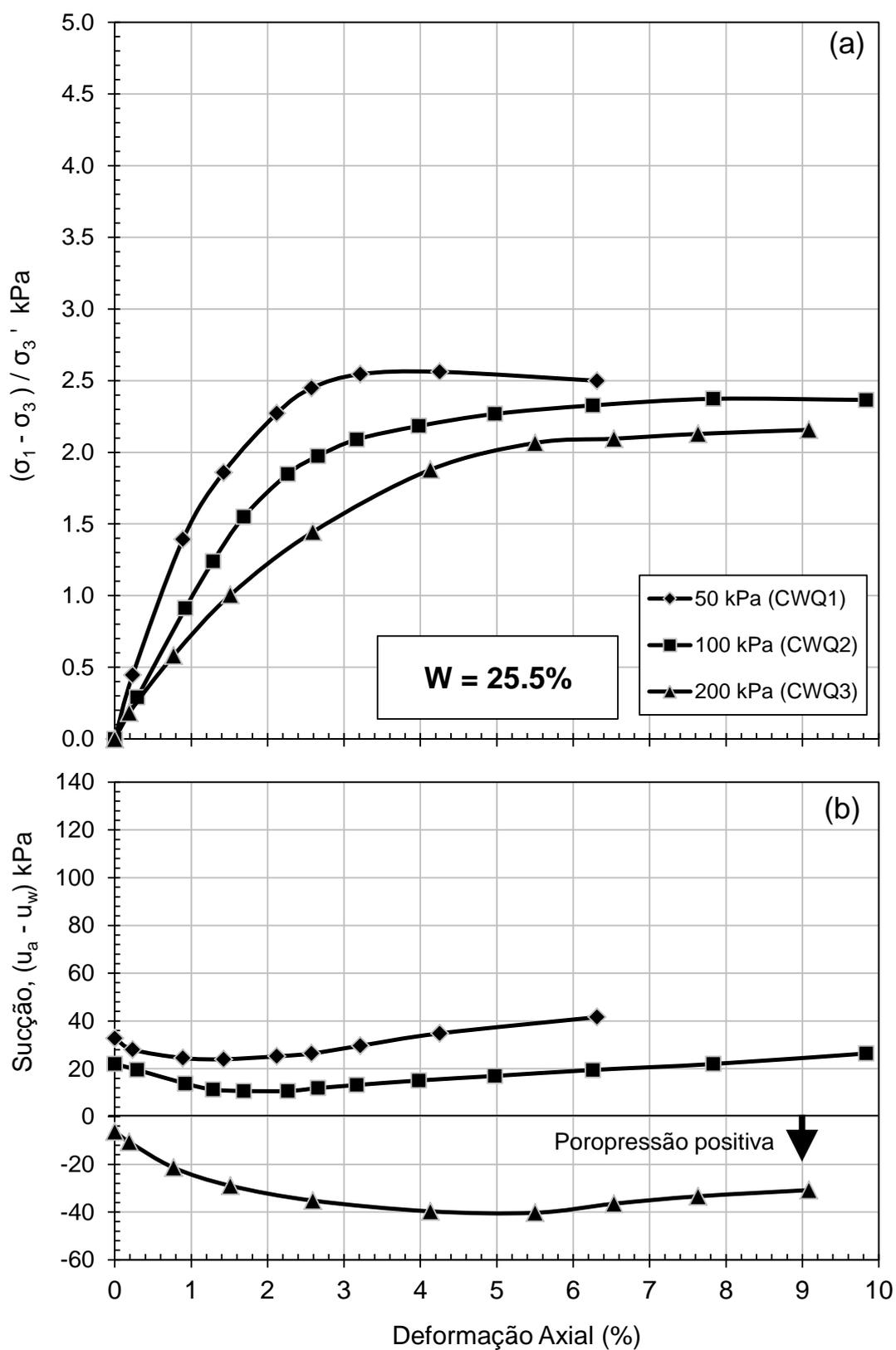


Figura 6.25 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3 da fase de cisalhamento para a condição de moldagem do ponto "Q". (a) Curva tensão normalizada-deformação. (b) Sucção em função da deformação axial.

Tabela 6.2 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 1, realizados com deformação controlada nos três pontos de estudo.

C. P.	CSO1	CSO2	CSO3	CSP1	CSP2	CSP3	CSQ1	CSQ2	CSQ3	
W_i (%)	21.6	21.7	21.6	23.8	23.6	23.1	25.8	25.1	25.7	
S_i (%)	88.8	88.9	88.8	90.6	90.5	89.3	90.6	89.5	90.6	
B_0	0.23	0.19	0.18	0.22	0.23	0.21	0.24	0.18	0.19	
e após Sat	0.730	0.730	0.760	0.774	0.800	0.798	0.797	0.806	0.819	
B_f	0.91	0.93	0.96	0.95	0.95	0.93	0.93	0.95	0.97	
σ_3' (kPa)	50	100	200	50	100	200	50	100	200	
NA RUPTURA	W_f (%)	26.62	26.65	26.23	28.26	27.84	26.41	29.35	27.88	27.42
	e_f	0.72	0.72	0.71	0.77	0.75	0.72	0.79	0.76	0.74
	ρ_F (g/cm ³)	1.57	1.57	1.58	1.53	1.54	1.58	1.51	1.54	1.55
	S_f (%)	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	ΔV_f (%)	-3.63	-3.62	-3.22	-3.16	-2.88	-0.79	-1.24	0.33	1.52
	σ_{1r}' (kPa)	154.90	219.10	371.40	150.80	219.20	316.20	121.90	186.90	295.90
	σ_{3r}' (kPa)	28.00	49.70	101.80	28.20	51.80	81.90	24.50	52.50	89.10
	Δu_r (kPa)	24.30	39.00	89.50	22.70	45.70	117.10	22.00	29.80	110.70
	ε_r (%)	2.53	2.38	2.49	2.50	3.14	3.55	1.89	3.03	13.33
	s_r' (kPa)	91.50	134.40	236.60	89.50	135.50	199.10	73.20	119.70	192.50
	t_r (kPa)	63.50	84.70	134.80	61.30	83.70	117.20	48.70	67.20	103.40
	q_r (kPa)	126.84	169.40	269.60	115.06	167.40	234.30	97.51	134.40	206.80
	q / σ_{3r}' (kPa)	4.53	3.41	2.65	4.08	3.23	2.86	3.98	2.56	2.32
A_r	0.19	0.23	0.33	0.20	0.27	0.50	0.23	0.22	0.54	

Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 2, realizados com deformação controlada nos três pontos de estudo.

C. P.	CUO1	CUO2	CUO3	CUP1	CUP2	CUP3	CUQ1	CUQ2	CUQ3	
W_i (%)	21.3	21.4	21.4	23.3	23.3	23.8	25.6	25.7	25.5	
S_i (%)	88.1	88.4	88.2	89.6	89.6	90.6	90.1	90.3	90.0	
B_0	0.19	0.13	0.13	0.15	0.14	0.18	0.19	0.18	0.19	
σ_3' (kPa)	50	100	200	50	100	200	50	100	200	
NA RUPTURA	W_f (%)	23.90	23.30	23.20	25.40	25.10	24.50	26.90	26.60	25.50
	e_f	0.72	0.71	0.71	0.76	0.75	0.73	0.81	0.80	0.77
	ρ_F (g/cm ³)	1.58	1.60	1.60	1.55	1.56	1.58	1.51	1.52	1.55
	S_f (%)	91.17	91.12	90.97	92.13	92.04	92.56	92.27	92.32	91.80
	ΔV_f (%)	-3.80	-2.89	-2.71	-3.53	-3.12	-1.40	-2.09	-1.58	0.06
	σ_{1r}' (kPa)	267.10	380.80	660.00	222.40	362.80	620.80	213.00	324.60	530.90
	σ_{3r}' (kPa)	48.20	89.20	185.20	45.40	90.80	184.20	44.10	90.20	165.50
	Δu_r (kPa)	3.80	12.30	16.50	6.80	9.10	17.10	6.10	12.10	35.60
	ε_r (%)	2.98	3.38	6.20	3.03	4.31	11.21	3.40	10.21	21.27
	s_r' (kPa)	157.70	235.00	422.60	133.90	226.80	402.50	128.60	207.40	356.00
	t_r (kPa)	109.50	145.80	237.40	88.50	136.00	218.30	84.50	117.20	192.10
	q_r (kPa)	218.90	291.59	474.85	177.01	272.00	436.60	168.90	234.40	365.40
	q / σ_{3r}' (kPa)	4.54	3.27	2.56	3.90	3.00	2.37	3.83	2.60	2.21
A_r	0.02	0.04	0.04	0.04	0.03	0.04	0.04	0.05	0.10	

Tabela 6.4 - Resultados dos ensaios triaxiais do procedimento 3, realizados com deformação controlada nos três pontos de estudo.

C. P.	CWO1	CWO2	CWO3	CWP1	CWP2	CWP3	CWQ1	CWQ2	CWQ3	
W_i (%)	21.6	21.5	21.5	23.5	23.4	23.8	25.6	25.6	25.6	
S_i (%)	88.3	88.0	88.6	90.9	89.2	90.8	90.3	90.6	89.9	
$(u_a - u_w)$ inicial	137.0	133.0	127.0	111.0	97.0	86.3	61.7	65.5	59.8	
σ_3' (kPa)	50	100	200	50	100	200	50	100	200	
$(u_a - u_w)$ após adm.	125.0	77.0	55.0	77.0	52.2	24.6	32.8	22.0	-6.3	
NA RUPTURA	$(u_a - u_w)_r$ (kPa)	139.0	88.0	46.0	111.0	71.8	13.2	41.6	26.4	-30.8
	σ_{1r} (kPa)	488.2	585.4	772.4	426.9	511.6	677.6	278.9	399.0	564.9
	σ_{1r}' (kPa)	627.2	673.4	818.4	537.9	583.4	690.8	320.5	425.4	534.1
	σ_{3r}' (kPa)	189.0	188.0	246.0	161.0	171.8	213.2	91.6	126.4	169.2
	ε_r (%)	5.2	5.7	6.3	8.1	9.3	8.8	6.3	9.8	9.1
	q_r (kPa)	438.2	485.4	572.4	376.9	411.6	477.6	228.9	299.0	364.9
	q / σ_{3r}' (kPa)	2.32	2.58	2.33	2.57	2.40	2.24	2.50	2.37	2.16
	A_r	-0.03	-0.02	0.02	-0.08	-0.05	0.02	-0.04	-0.01	0.07

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS ESPECIAIS

Neste capítulo são analisados os resultados dos ensaios de resistência descritos no Capítulo 6. As análises obtidas referem-se ao formato das trajetórias de tensões, as variações da sucção nas fases dos ensaios triaxiais, a obtenção dos parâmetros de resistência efetivos e a obtenção da coesão aparente dos ensaios realizados com monitoramento da sucção (procedimento 3). A seguir, analisa-se a influência do procedimento empregado nos resultados obtidos, assim como uma comparação do efeito do método de saturação sobre a resistência. Finalmente, realiza-se uma interpretação integrada dos dados dos três procedimentos empregando as teorias de Bishop (1959) e Fredlund et al. (1978) para definição dos parâmetros não saturados que serão comparados com a obtenção dos mesmos pela superfície de ruptura ajustada com os pontos experimentais da presente pesquisa.

7.1 ANÁLISE DAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES

Os procedimentos 1 e 2, foram analisados em termos de tensões efetivas, já que o solo estudado foi saturado por contrapressão (procedimento 1) ou mediante a absorção de água (procedimento 2) que eliminou a sucção da estrutura. As Figuras 7.1, 7.2 e 7.3 apresentam as trajetórias de tensões efetivas para os três pontos de estudo realizados com o procedimento 1 junto com a envoltória de ruptura em termos de s' e t . As trajetórias foram desenhadas até a deformação onde a tensão normalizada máxima é atingida, o que foi discutido no item 6.4.2; devido a que maiores deformações acontecem ao longo da envoltória de resistência. As trajetórias estão agrupadas de acordo com a umidade de moldagem, embora o teor de umidade final dos corpos de prova não fosse igual.

O efeito da saturação por contrapressão realizada no procedimento 1 é refletido diretamente nas trajetórias de tensões. Este processo de saturação leva o solo a gerar maiores poropressões de água ao longo do cisalhamento, portanto, pode-se observar que as trajetórias são deslocadas à esquerda das trajetórias totais que estariam localizadas a 45° com o eixo horizontal.

Depois de atingida a ruptura, a poropressão de água foi diminuindo, o que levou às trajetórias se movimentarem sobre a envoltória de resistência. O solo continuou ganhando resistência devido à tração da água que incrementou a tensão efetiva. Os parâmetros que definem a envoltória da trajetória de tensões (d e β) vão se reduzindo com o acréscimo da umidade de moldagem. O valor de β pode ser considerado similar nos três casos, enquanto que “ d ” apresenta variações um pouco mais consideráveis.

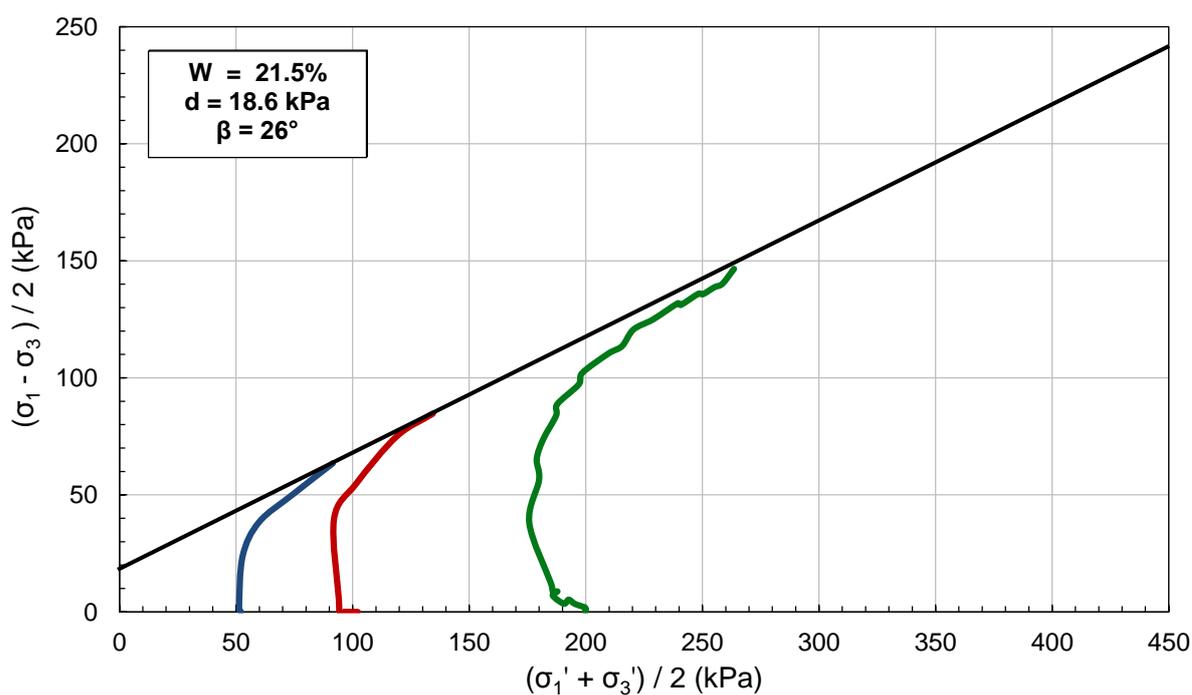


Figura 7.1 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "O".

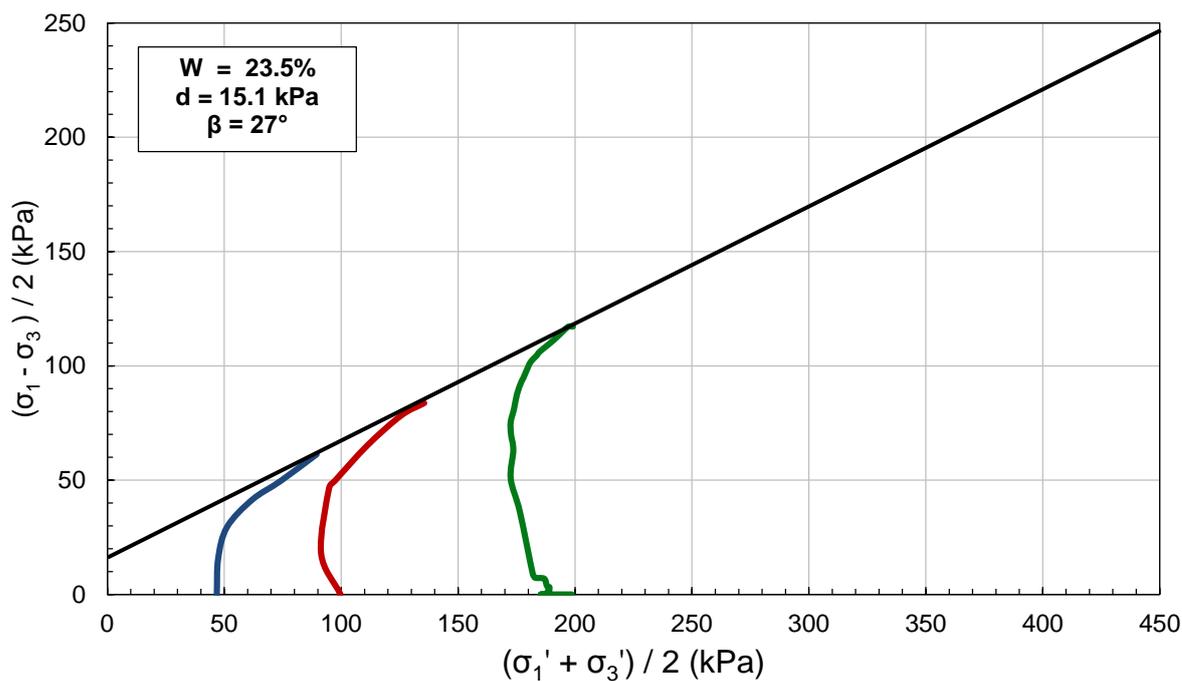


Figura 7.2 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 1 (saturados por contrapressão), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "P".

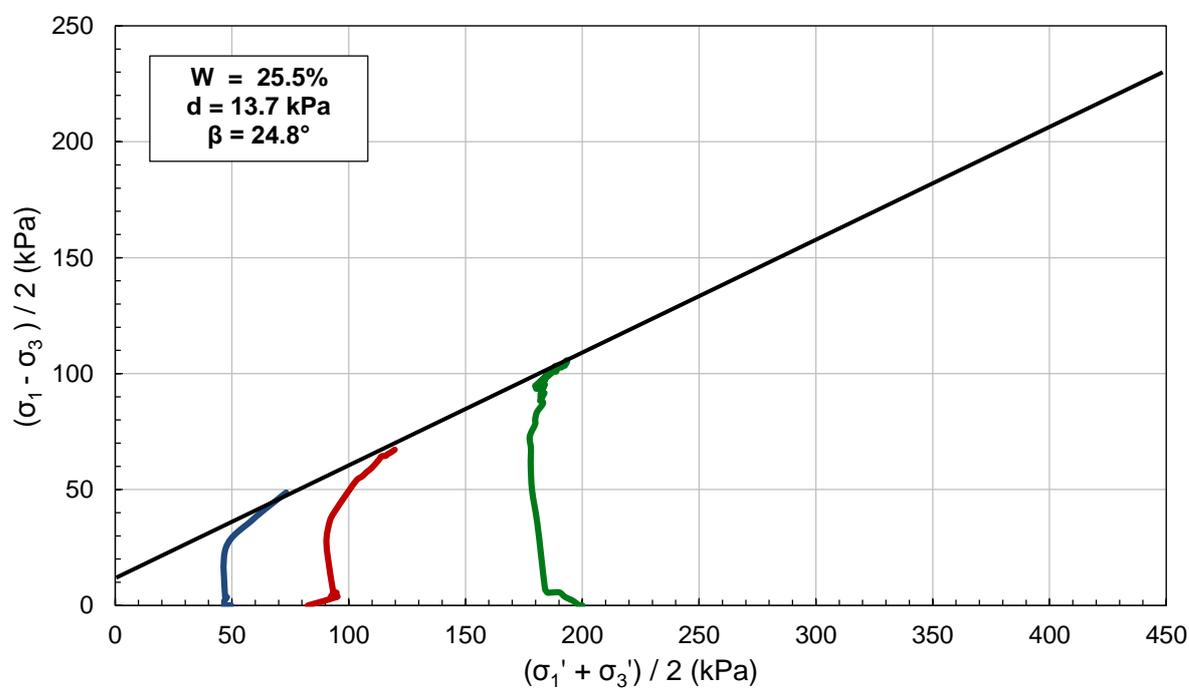


Figura 7.3 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 1 (saturados por contrapressão), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "Q".

As Figuras 7.4, 7.5 e 7.6 mostram as trajetórias de tensões efetivas para os três pontos de estudo ensaiados no procedimento 2. Os corpos de prova com grau de saturação acima de 91% geraram menor poropressão de água ao longo do carregamento como se pode ver nas trajetórias obtidas, as quais vão a quase 45° com o eixo horizontal, muito próximas das trajetórias em termos de tensões totais. A envoltória foi atingida com deformações baixas para logo caminhar sobre a envoltória de resistência apresenta nas figuras de maneira similar ao observado para o procedimento 1. Após atingir a ruptura, os corpos de prova continuaram ganhando resistência devido à diminuição da poropressão de água.

Os parâmetros que definem a envoltória da trajetória de tensões (d e β) vão se reduzindo com o acréscimo da umidade de moldagem. O valor de β é constante nas três umidades de moldagem, enquanto que “ d ” apresenta variações mais observáveis do que o procedimento 1. Observa-se também que quanto maior a umidade de moldagem, maior é o distanciamento entre as trajetórias de tensões efetivas e totais, embora este efeito seja mais bem observado nos resultados do procedimento 1.

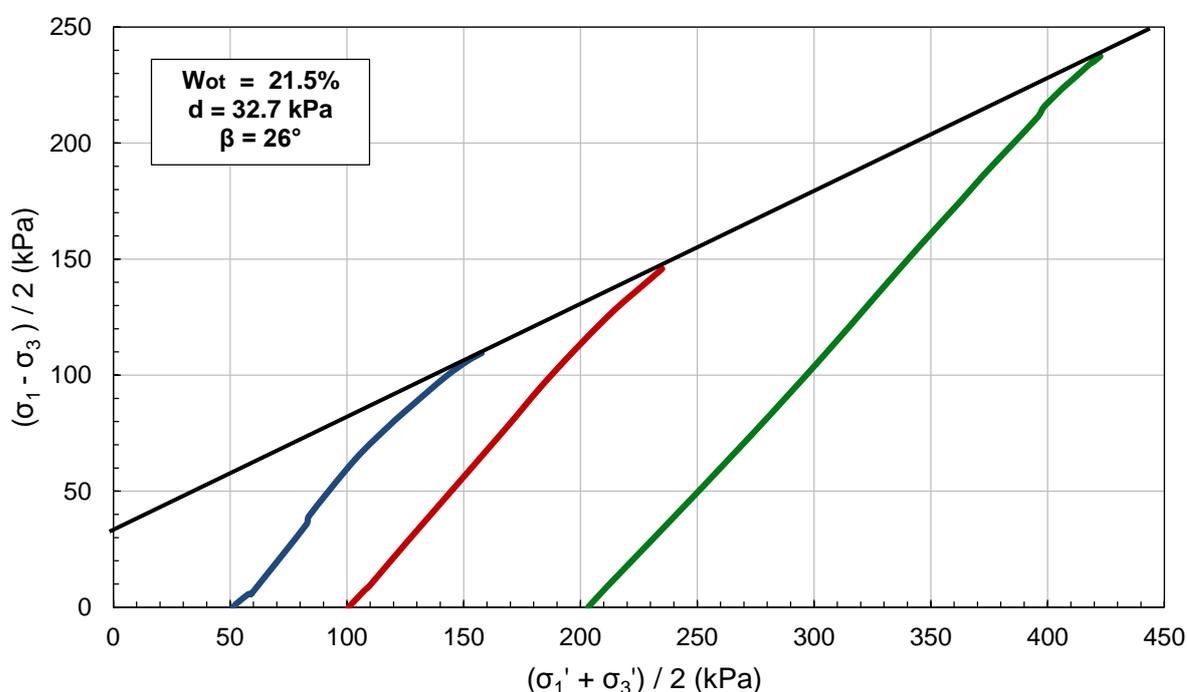


Figura 7.4 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 2 (sem sucção com presença de ar), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "O".

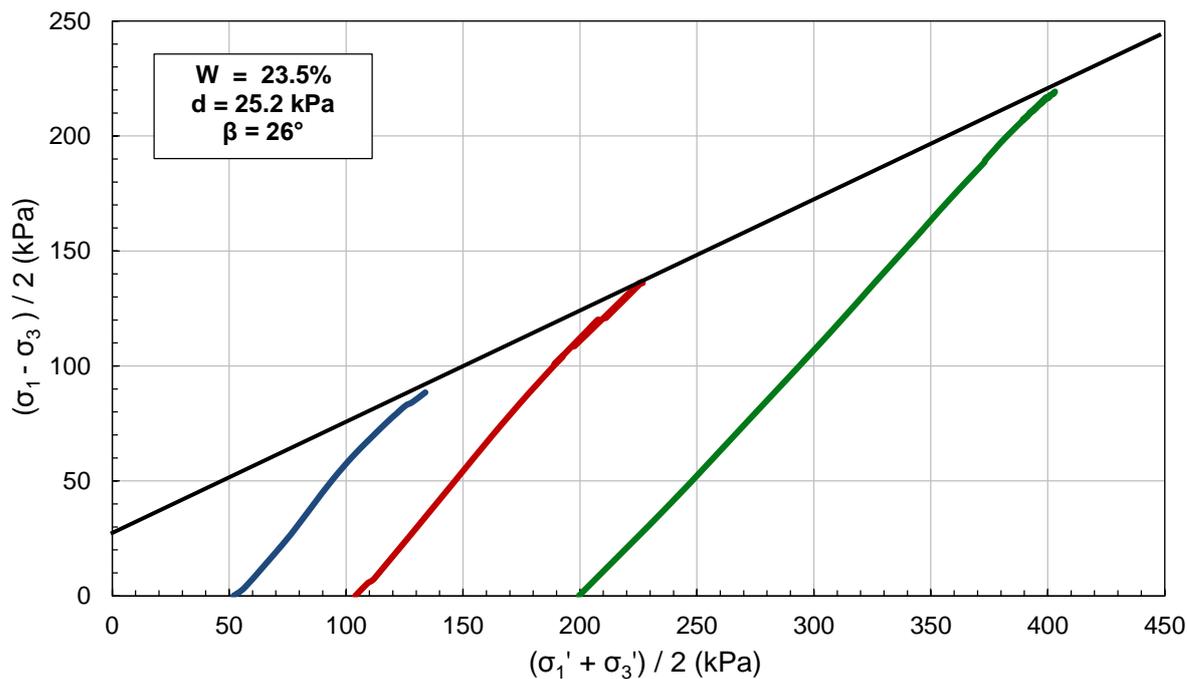


Figura 7.5 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 2 (sem sucção com presença de ar), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "P".

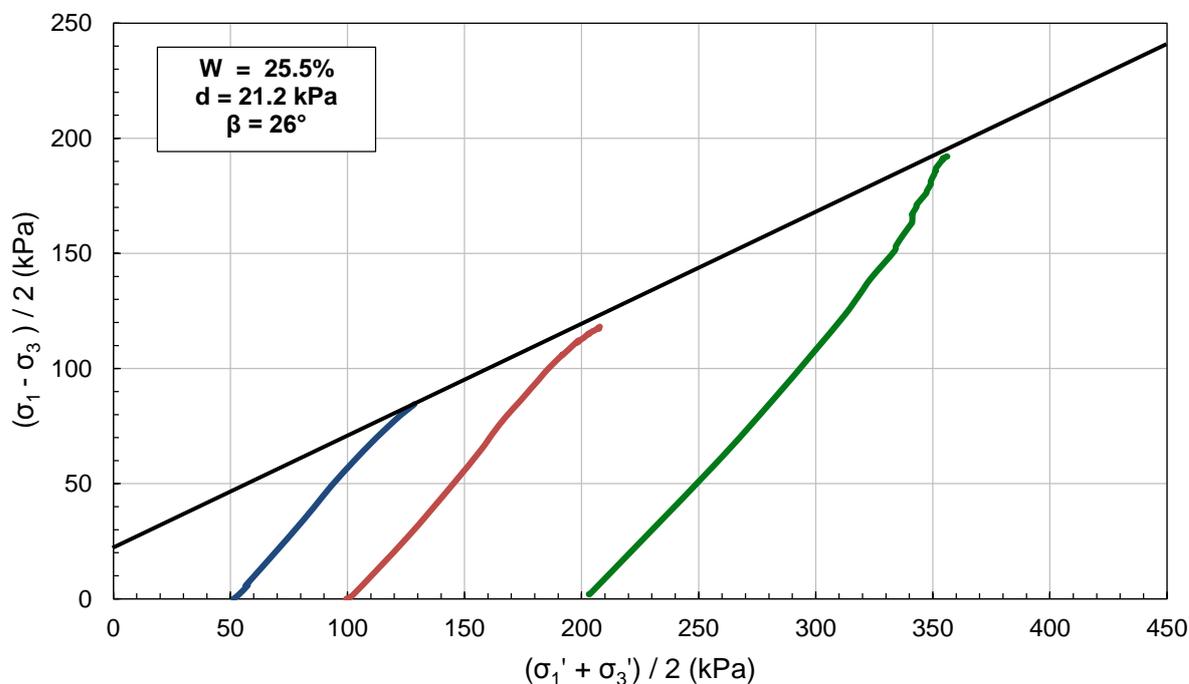


Figura 7.6 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CIU do procedimento 2 (sem sucção com presença de ar), realizados com deformação controlada em corpos de prova do ponto "Q".

A Figura 7.7 apresenta as trajetórias de tensões para os ensaios triaxiais CW do procedimento 3. O início das trajetórias corresponde ao valor da sucção dos corpos de prova após a aplicação da pressão confinante e o término das mesmas corresponde à sucção na ruptura.

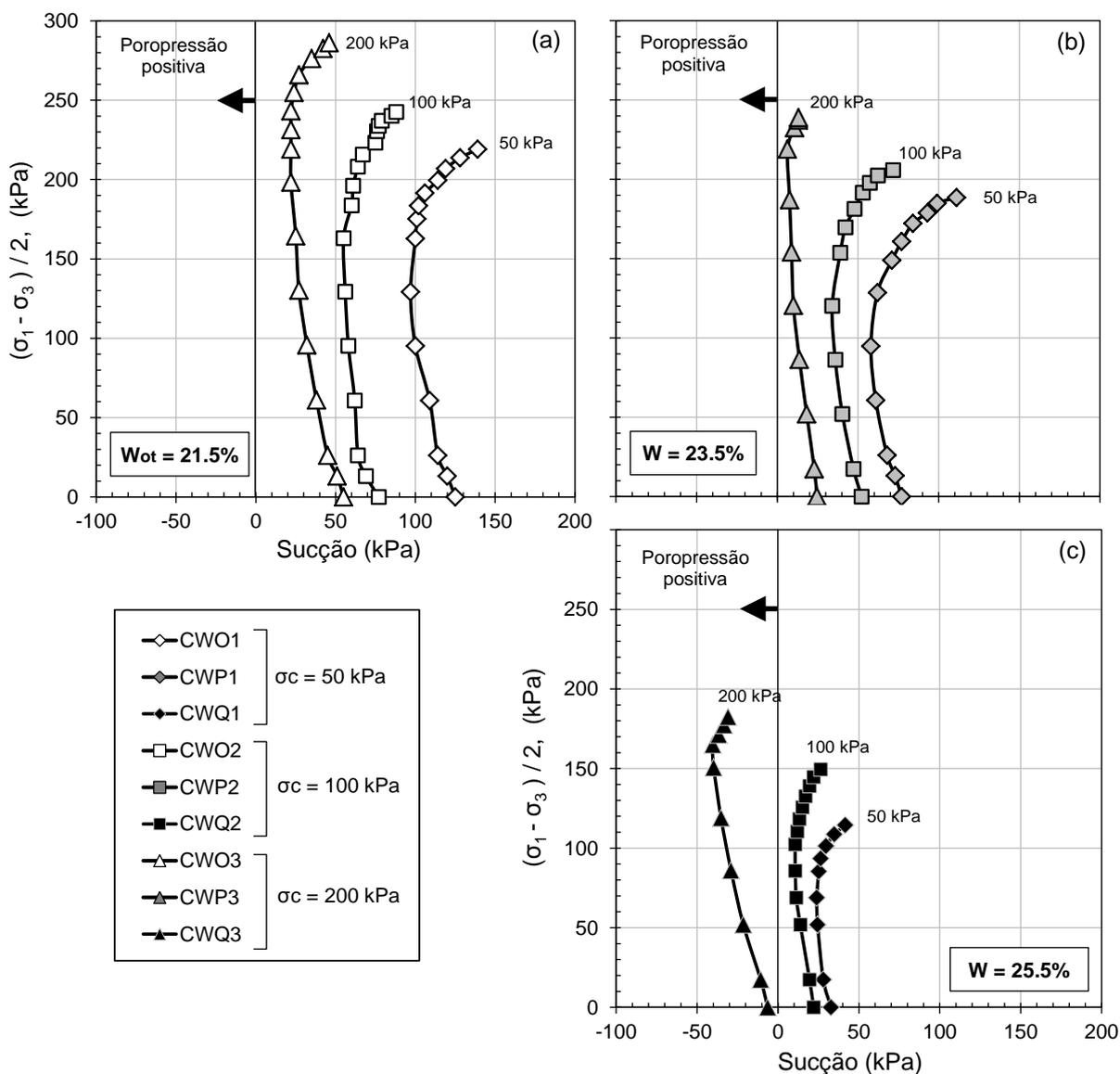


Figura 7.7 - Trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais CW do procedimento 3 (com monitoramento de sucção), realizados com tensão controlada em corpos de prova do ponto "O" (a), ponto "P" (b) e ponto "Q" (c).

A partir do formato das trajetórias, pode-se concluir que existe uma tendência das trajetórias apresentarem uma redução da sua curvatura à medida que a sucção inicial dos corpos de prova é menor. Independente da umidade de moldagem observa-se nas trajetórias que os corpos de prova rompem com sucções maiores às de

moldagem quando confinados com tensões de 50 e 100 kPa. Já no caso da confinante de 200 kPa, a sucção de ruptura foi inferior ao valor de moldagem para os três pontos de estudo.

Todos os corpos de prova estiveram submetidos à sucção nos ensaios, com exceção da amostra CWQ3, que iniciou a fase de cisalhamento com poropressão de água positiva de 6 kPa e rompeu com 30 kPa também no valor positivo. Devido a isto, nas figuras aparece categoricamente indicado que para fins de visualização e interpretação, os valores negativos da abcissa representam poropressões de água positivas.

7.2 VARIAÇÕES DA SUCÇÃO NAS FASES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DO PROCEDIMENTO 3

Ao longo dos ensaios a sucção foi monitorada, e observou-se que após a aplicação da confinante, o valor da sucção de moldagem diminuiu em proporção com o nível de confinante aplicada. A Figura 7.8 apresenta a diferença entre a sucção após a aplicação da confinante e a sucção de moldagem para os três pontos de estudo.

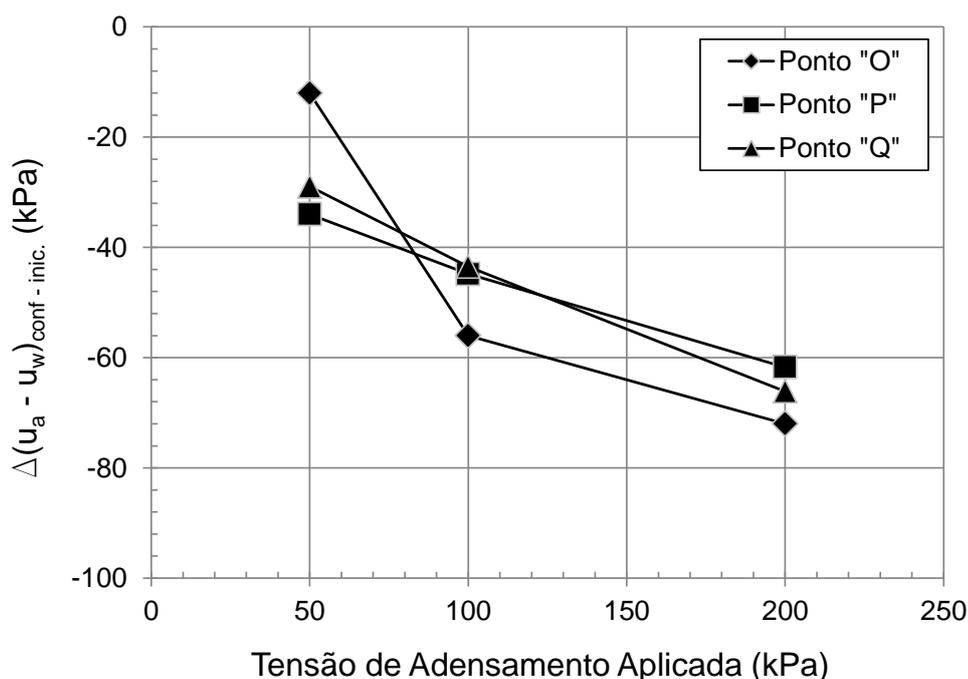


Figura 7.8 - Variação da sucção após aplicação da pressão confinante nos corpos de prova ensaiados no procedimento 3.

A Figura 7.9 apresenta a variação da sucção na fase de cisalhamento para os três pontos de estudo. Já que os corpos de prova foram ensaiados com umidade constante (triaxiais CW) a variação da sucção pode ser analisada de acordo com a confinante aplicada.

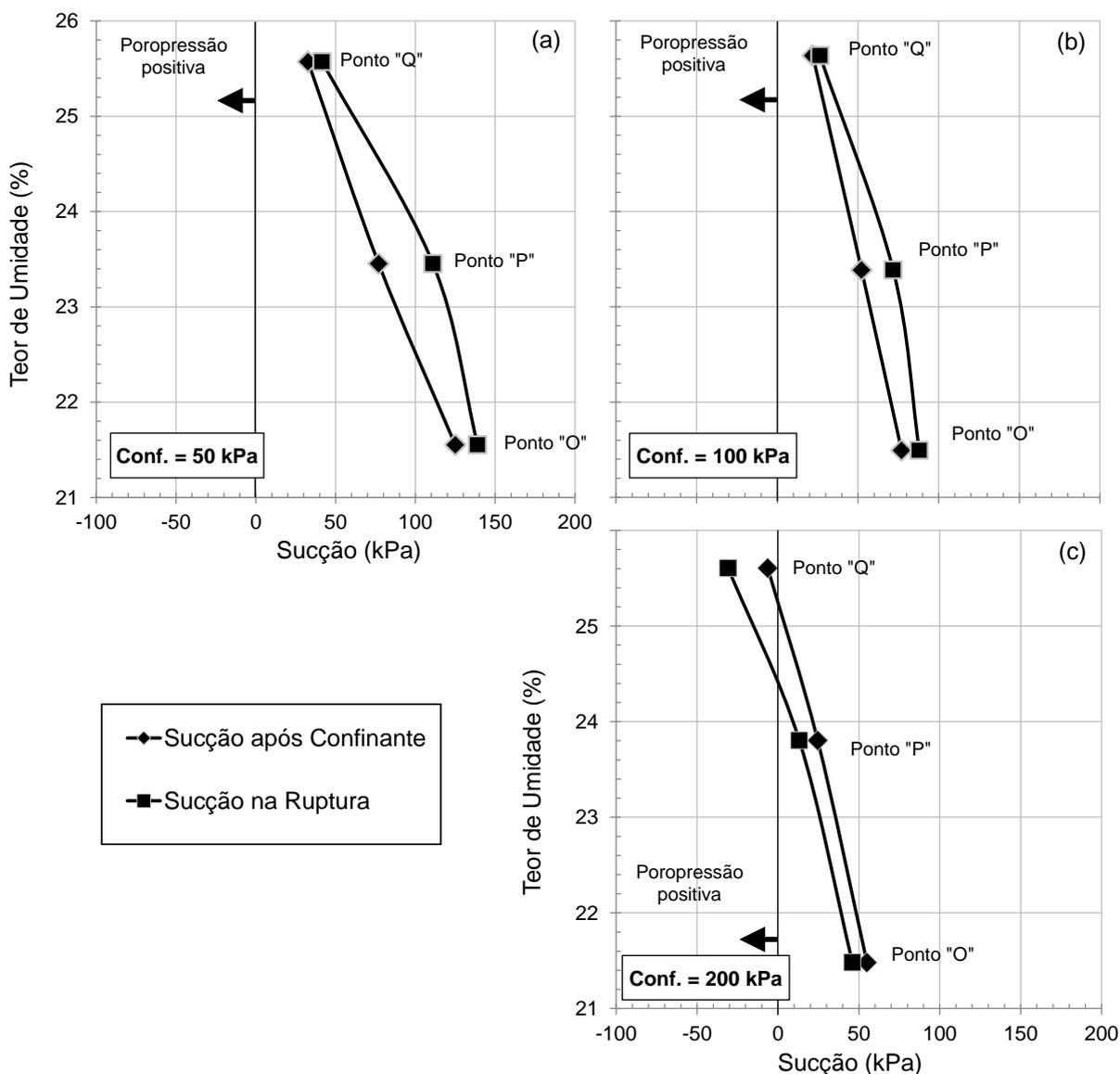


Figura 7.9 - Sucção após aplicação da tensão confinante e na ruptura dos corpos de prova ensaiados no procedimento 3 com umidade constante (CW).

Observa-se que a sucção na ruptura foi maior para os três teores de umidade de estudo quando as confinantes de 50 e 100 kPa foram aplicadas. O caso oposto acontece quando a confinante de 200 kPa foi aplicada, a sucção na ruptura apresentou um valor inferior à sucção após a aplicação da confinante. Quando as confinantes de 50 e 100 kPa são aplicadas, observa-se que existe uma variação maior

entre as suções de ruptura e após confinante quando a umidade de moldagem corresponde ao ponto “P” ($w = 23.5\%$). Já para a tensão de 200 kPa, a variação mais significativa entre as suções ocorre no ponto “Q” ($w = 25.5\%$). Esta figura confirma e facilita o analisado na Figura 7.7 da trajetória de tensões para o procedimento 3.

7.3 ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA E PARÂMETROS EFETIVOS

Os resultados dos ensaios dos procedimentos 1 e 2 serviram para definir em cada um deles parâmetros de resistência em termos efetivos já que os corpos de prova não apresentavam sucção na sua estrutura. As Figuras 7.10, 7.11 e 7.12 apresentam as envoltórias de resistência para o procedimento 1 com os parâmetros das mesmas em termos efetivos e totais. A linha tracejada e os círculos de Mohr estão em termos efetivos, enquanto a linha contínua representa a envoltória em termos totais. Nas três figuras, pode-se observar que os círculos de Mohr que atingem a envoltória encontram-se deslocados à esquerda, devido à poropressão de água gerada no cisalhamento.

É notória a diferença entre os parâmetros efetivos e totais para os três pontos de estudo, nos três casos o valor da coesão efetiva é menor se comparada com o valor obtido em termos totais, por outro lado, ϕ apresenta uma variação de até 15° entre o valor em termos efetivos e o obtido em termos totais. Por conseguinte, se uma análise da resistência do solo é realizada para tensões baixas até 50 kPa, a envoltória total determina maior resistência; não obstante, se a análise é feita com tensões superiores a 50 kPa, a envoltória total define resistências inferiores.

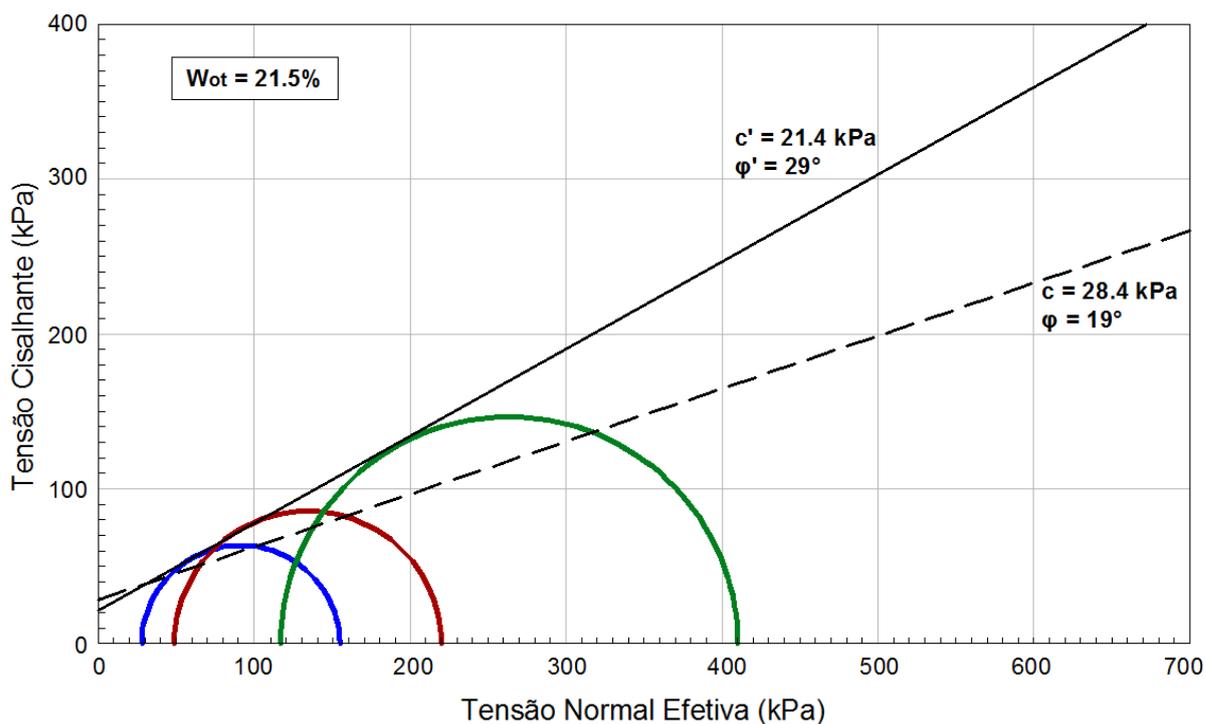


Figura 7.10 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados em corpos de prova moldados no ponto "O".

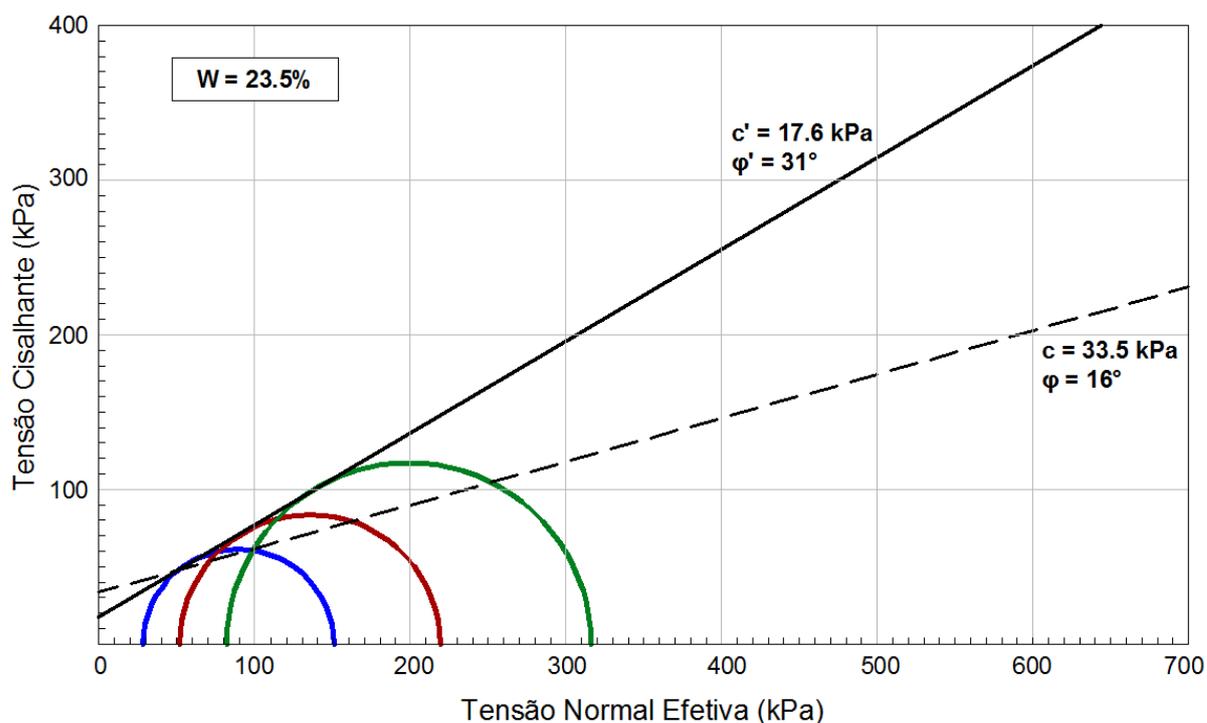


Figura 7.11 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados em corpos de prova moldados no ponto "P".

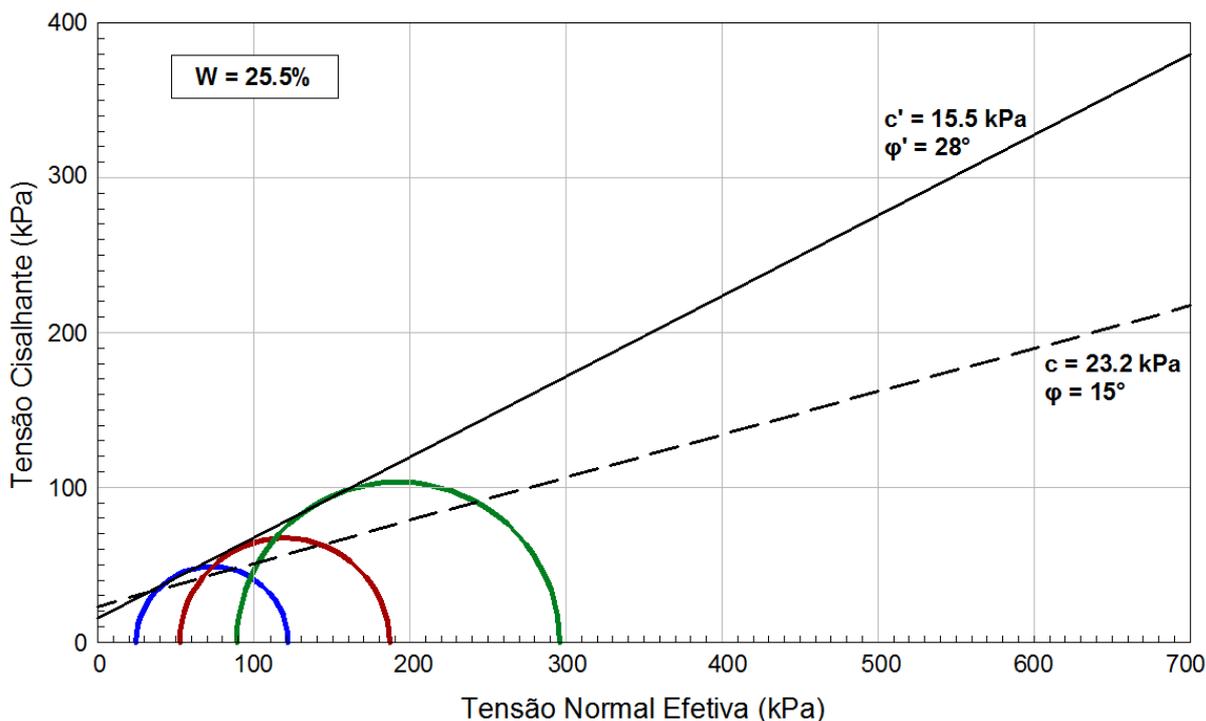


Figura 7.12 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU do procedimento 1 (saturados com contrapressão), realizados em corpos de prova moldados no ponto "Q".

As Figuras 7.13, 7.14 e 7.14 apresentam as envoltórias de resistência para o procedimento 2. A linha tracejada e os círculos de Mohr estão em termos efetivos, enquanto a linha contínua representa a envoltória em termos totais, desenhada com fins comparativos. Os círculos de Mohr que atingem a envoltória de resistência efetiva são maiores do que os obtidos no procedimento 1.

Visivelmente as envoltórias efetivas e totais são semelhantes, as variações no valor da coesão são desprezíveis, enquanto que φ não apresenta diferenças, onde só no caso dos ensaios realizados no ponto "Q" pode se observar uma variação de quase 5°. As poropressões de água geradas neste procedimento foram inferiores às observadas no procedimento 1. Por conseguinte, mesmo que o solo apresente graus de saturação elevados acima de 91%, as poropressões de água produto de um carregamento não drenado serão menores que as produzidas se o solo for ensaiado após ser saturado por contrapressão, por conseguinte, a tensão efetiva do solo será maior. O fato de apresentar menor coesão quando o solo não foi saturado por contrapressão leva a analisar outros fatores além da saturação propriamente dita, esta análise será realizada no item 7.6.

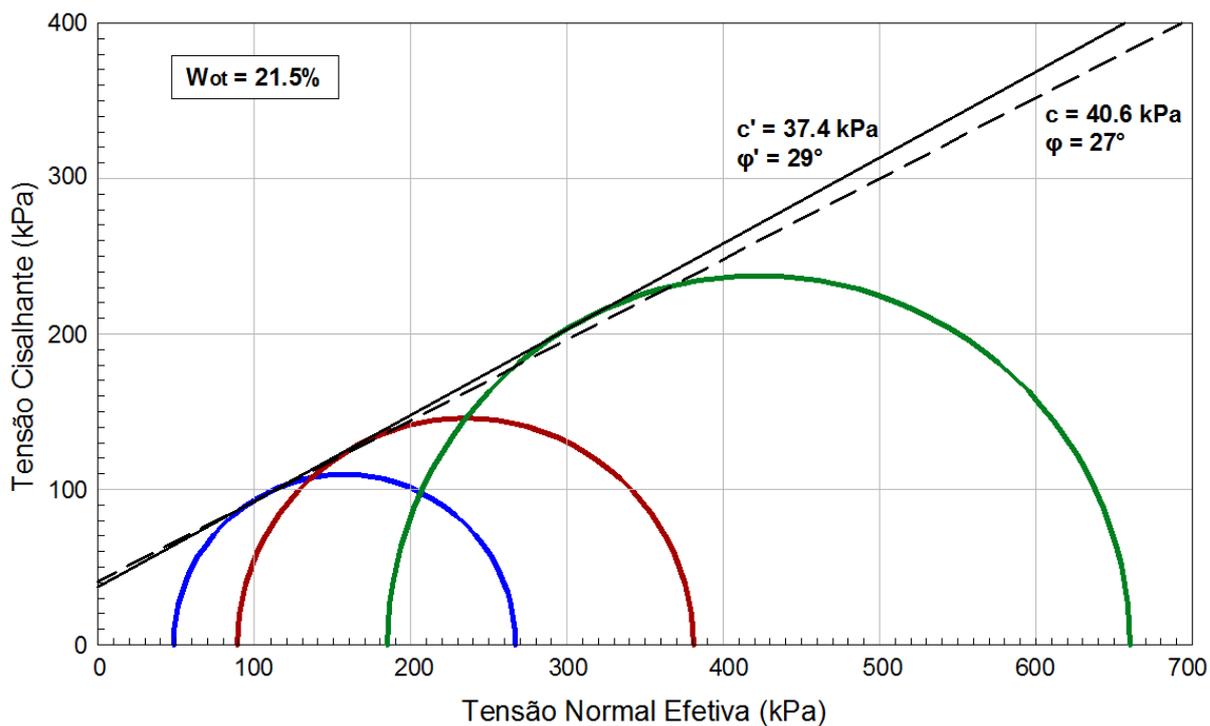


Figura 7.13 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU não saturados sem medição de sucção (procedimento 2), realizados em corpos de prova moldados no ponto "O".

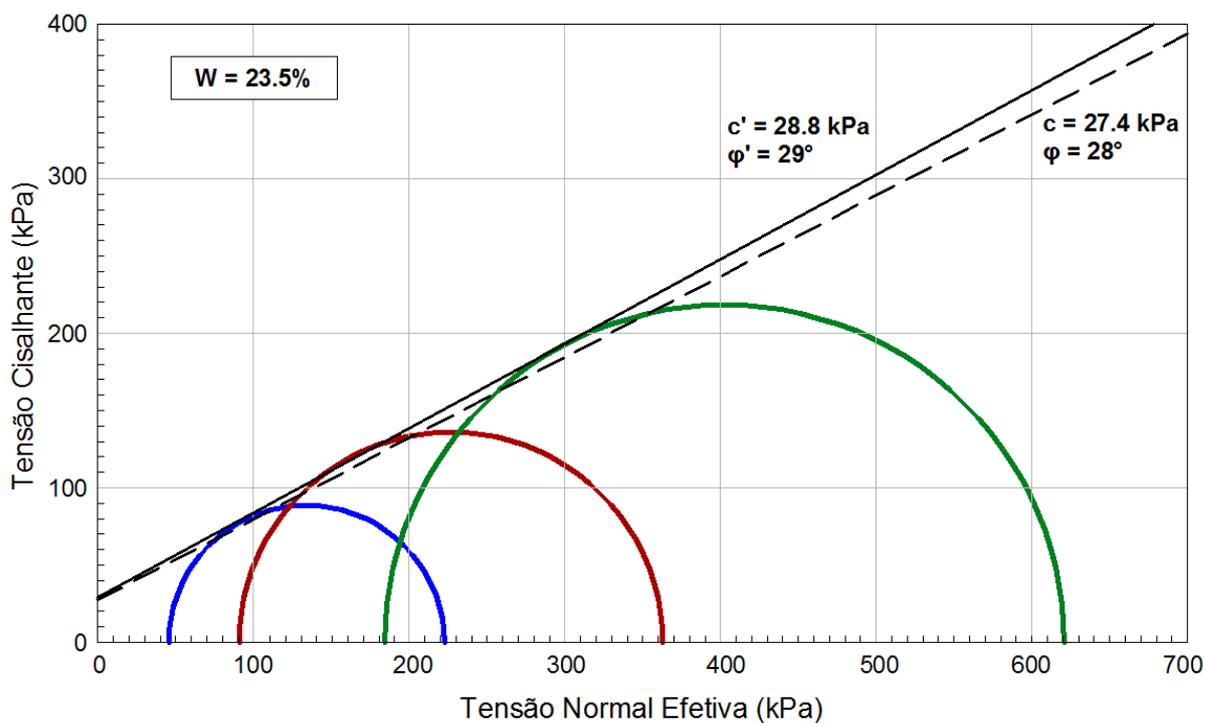


Figura 7.14 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU não saturados sem medição de sucção (procedimento 2), realizados em corpos de prova moldados no ponto "P".

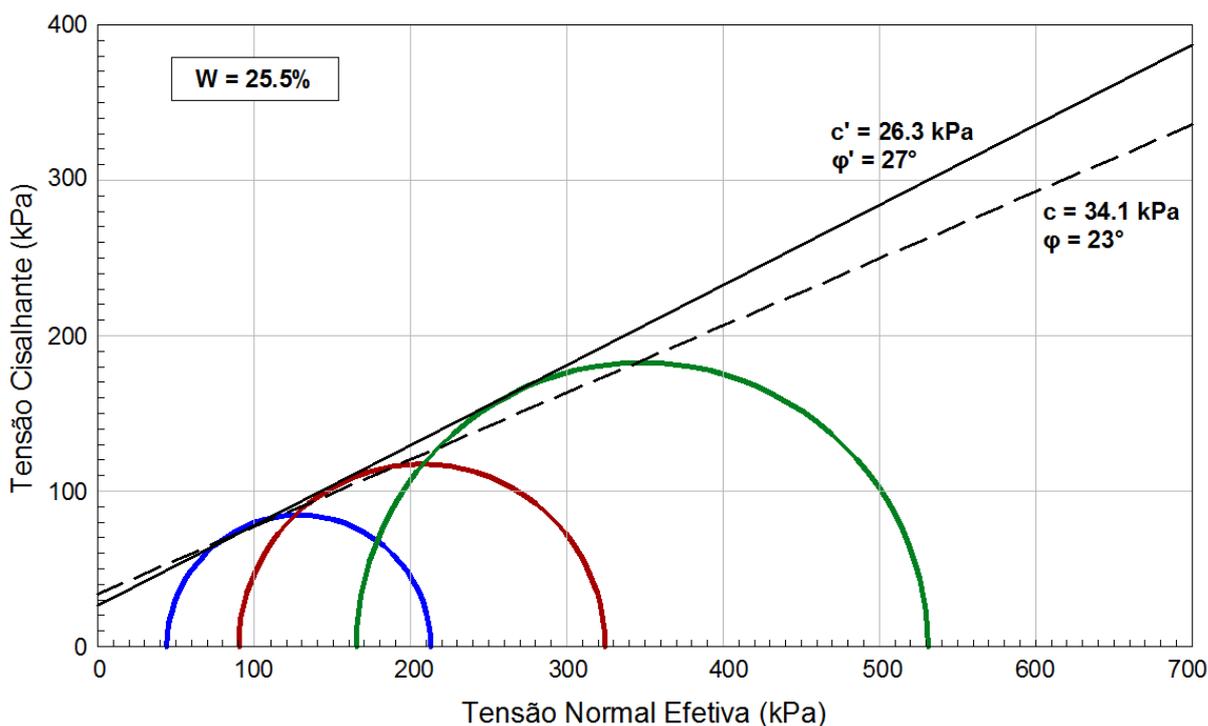


Figura 7.15 - Círculos de Mohr e parâmetros de resistência efetivos e totais nos ensaios CIU não saturados sem medição de sucção (procedimento 2), realizados em corpos de prova moldados no ponto "Q".

As Tabelas 7.1 e 7.2 apresentam as equações de resistência definidas mediante os ensaios realizados com o procedimento 1 e o procedimento 2 respectivamente. Observa-se que o valor de φ' não é sensível aos incrementos de umidade ou procedimento empregado. No entanto, a coesão varia consideravelmente, sendo menor quanto maior a umidade de moldagem e quando o procedimento 1 for usado na sua obtenção.

Tabela 7.1 - Equações de resistência obtidas com o procedimento 1.

Ponto de Estudo	Umidade de moldagem	Equação Mohr - Coulomb
O	$W_{ot} = 21.5\%$	$\tau = 21.3 \text{ kPa} + \sigma' \tan 29^\circ$
P	$W = 23.5\%$	$\tau = 17.6 \text{ kPa} + \sigma' \tan 31^\circ$
Q	$W = 25.5\%$	$\tau = 15.5 \text{ kPa} + \sigma' \tan 28^\circ$

Tabela 7.2 - Equações de resistência obtidas com o procedimento 2.

Ponto de Estudo	Umidade de moldagem	Equação Mohr - Coulomb
O	$W_{ot} = 21.5\%$	$\tau = 37.4 \text{ kPa} + \sigma' \tan 29^\circ$
P	$W = 23.5\%$	$\tau = 28.8 \text{ kPa} + \sigma' \tan 29^\circ$
Q	$W = 25.5\%$	$\tau = 26.3 \text{ kPa} + \sigma' \tan 27^\circ$

7.4 COMPARAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO EM FUNÇÃO DO PROCEDIMENTO EMPREGADO

Os três procedimentos empregados levaram a cisalhar as amostras em três condições diferentes da fase de ar em estado ocluso existente na estrutura do solo. O efeito do estado desta fase se reflete nos resultados dos ensaios triaxiais. Neste item, serão analisadas a tensão desviadora na ruptura e o parâmetro \bar{A} na ruptura, que relaciona o excesso de poropressão de água com a tensão desviadora aplicada ($\bar{A}_r = \Delta u / \Delta q$). A Figura 7.16 apresenta na parte (a) as tensões desviadoras na ruptura dos ensaios dos três procedimentos em função da umidade de moldagem e na parte (b) o parâmetro \bar{A} na ruptura em função da umidade de moldagem.

Salienta-se que na Figura 7.16a a tensão desviadora se reduz quanto maior a umidade de moldagem dos corpos de prova. A tendência é similar nos ensaios dos procedimentos 1 e 2, enquanto que é mais notória nos ensaios do procedimento 3. Quanto maior o nível de tensão confinante aplicada, maior o valor da tensão desviadora na ruptura. Tensões desviadoras maiores são obtidas com o procedimento 3, enquanto que o procedimento 1 apresenta os valores mais baixos.

Na Figura 7.16b se observa que o parâmetro \bar{A}_r é maior quanto maior a umidade de moldagem e o nível de tensão de adensamento, no entanto, esta tendência só é observável no gráfico para o procedimento 1, já os procedimentos 2 e 3 apresentam ganhos sutis neste aspecto. Os valores são próximos entre o procedimento 2 e 3. Este fato indica que Δu devido à $\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$ na ruptura é mínimo, além de que a sucção na ruptura foi menor do que de início do cisalhamento.

Uma análise pode ser realizada observando o efeito da tensão confinante aplicada nos ensaios. A Figura 7.17 apresenta na parte (a) as tensões desviadoras na ruptura dos ensaios dos três procedimentos em função da tensão confinante e na parte (b) o parâmetro \bar{A} na ruptura em função da tensão confinante. Nesta figura, se observa mais claramente o efeito dos diversos procedimentos nos resultados, assim, para as mesmas confinantes, têm-se valores em tensão desviadora e \bar{A}_r diferentes.

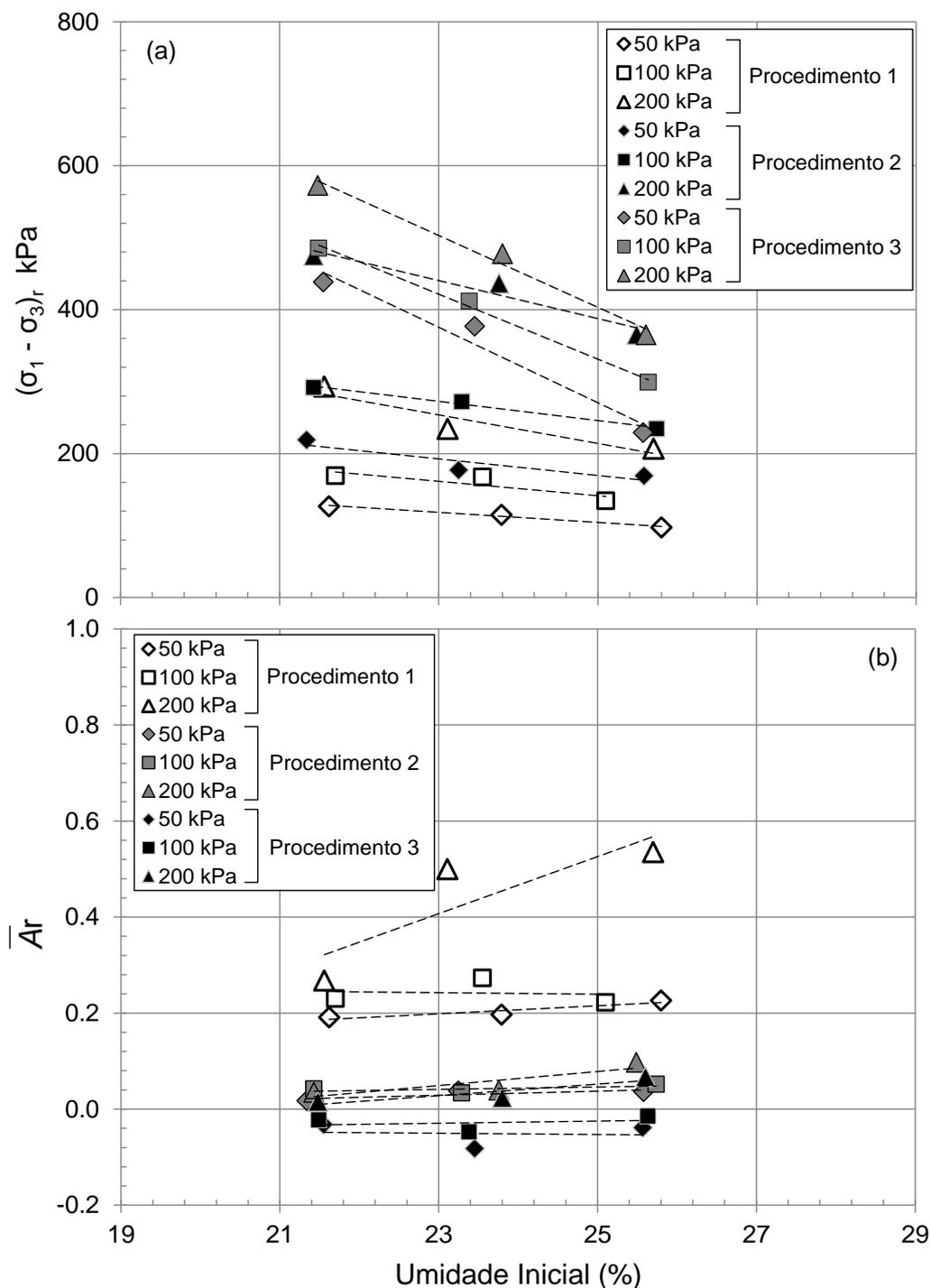


Figura 7.16 - (a) Tensões desviadoras na ruptura dos três procedimentos em função da umidade de moldagem. (b) Parâmetro \bar{A}_r na ruptura em função da umidade de moldagem.

Na Figura 7.17a se observa que a tendência a aumentar a tensão desviadora é similar entre os procedimentos 1 e 2, contudo, o procedimento 3 mostra que a tendência é menor, embora os valores de tensão desviadora para 200 kPa de confinante sejam similares quando empregado o procedimento 2. Este fato mostra

que os corpos de prova do procedimento 3 apresentaram uma redução considerável na sucção devido à confinante de 200 kPa, o que produziu valores similares em tensão desviadora comparado com os corpos de prova do procedimento 2.

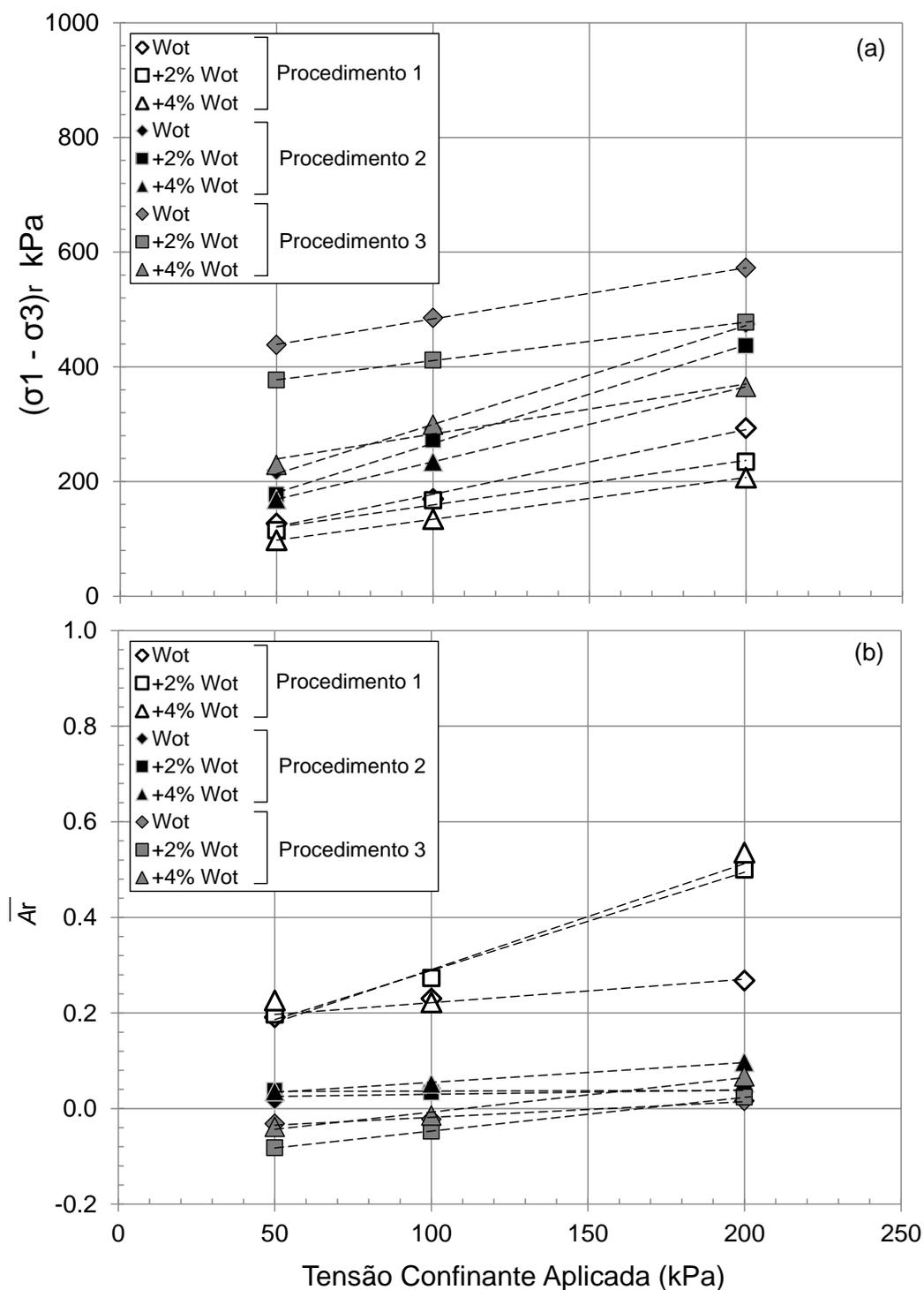


Figura 7.17 - (a) Tensões desviadoras na ruptura dos três procedimentos em função da tensão confinante aplicada. (b) Parâmetro \bar{A}_r na ruptura em função da tensão confinante aplicada.

Já que o solo foi ensaiado sem sucção nos procedimentos 1 e 2, esperava-se obter tensões desviadoras similares, mas o procedimento 1 apresenta valores baixos que são produto da maior geração de poropressões de água como foi observado nas trajetórias e círculos de Mohr em termos efetivos. Esta informação se reflete no parâmetro \bar{A}_r apresentado na Figura 7.17b onde se observa uma notória diferença na geração das poropressões de água entre os procedimentos 1 e 2.

Pode-se concluir que o procedimento 1 criou uma condição na qual o solo gera maiores poropressões de água até níveis que representam 50% da tensão desviadora aplicada, para o qual, faz-se necessário analisar os parâmetros finais dos corpos de prova dos procedimentos 1 e 2, já que no procedimento 3 não se teve mudanças na umidade e as variações volumétricas não foram registradas.

A utilização do medidor de volume externo na prensa tipo Bishop & Wesley (1975) permite o cálculo da umidade final dos corpos de prova e da densidade seca final, resultados que foram apresentados no item 6.3. A Figura 7.18 apresenta na parte (a) as tensões desviadoras na ruptura dos ensaios dos três procedimentos em função da umidade final e na parte (b) o parâmetro \bar{A} na ruptura em função da umidade final. Devido à aplicação da contrapressão para saturar os corpos de prova do procedimento 1, observa-se que a umidade final foi superior à do procedimento 2.

Este fato poderia explicar as tensões desviadoras inferiores do procedimento 1. Não obstante, observa-se o caso de duas amostras com umidade final na faixa de 26 a 27% ambas apresentaram o mesmo valor de tensão desviadora na ruptura para os dois procedimentos, no entanto, a amostra do procedimento 1 foi submetida a uma tensão confinante o dobro do que a amostra do procedimento 2. Este fato indica que para a mesma umidade o solo testado no procedimento 1 ainda apresenta resistência menor.

Na Figura 7.18b observa-se informação similar, para umidades finais similares entre corpos de prova testados com ambos os procedimentos, o parâmetro \bar{A}_r foi consideravelmente superior no procedimento 1 e apresenta tendência a aumentar quanto maior a umidade e a tensão confinante, o que é pouco notório no procedimento 2.

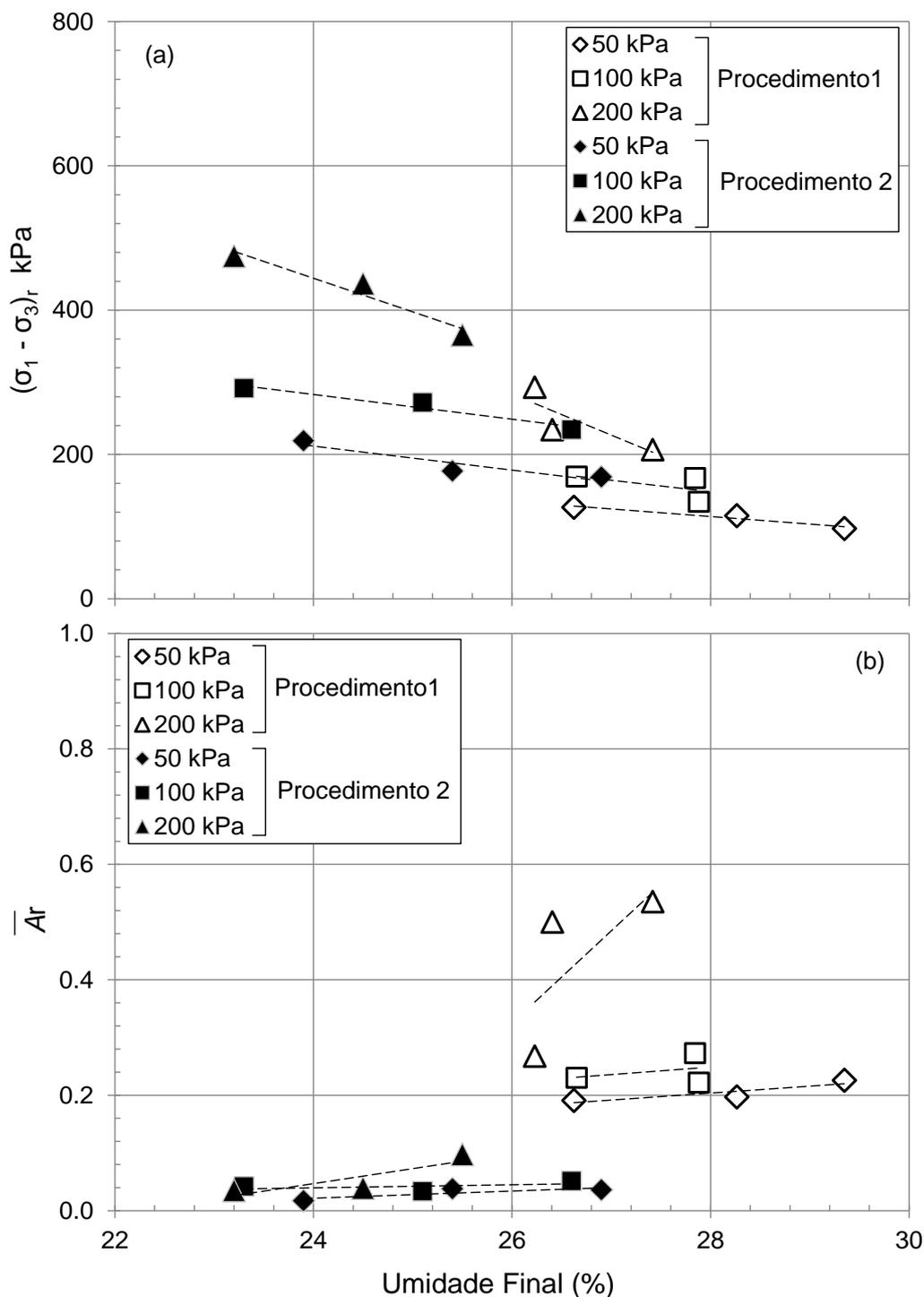


Figura 7.18 - (a) Tensões desviadoras na ruptura dos procedimentos 1 e 2 em função da umidade final. (b) Parâmetro \bar{A}_r na ruptura em função da umidade final.

Outra variável a considerar é a densidade seca final dos corpos de prova. A Figura 7.19 apresenta a tensão desviadora na ruptura em função da densidade seca final dos corpos de prova. Para diferentes níveis de tensão de adensamento e procedimentos de ensaio. São definidas seis linhas de tendências baseadas numa mesma tensão de adensamento e procedimento empregado. Quanto maior a

densidade seca, maior a tensão desviadora obtida. Salieta-se o incremento na tensão desviadora devido à densidade seca tem quase a mesma tendência para todos os níveis de tensão confinante. No entanto, se a densidade seca fosse a característica principal da qual depende a resistência, para ambos os procedimentos se teria uma única tendência. Contudo, o procedimento 2 apresentou valores de resistência sempre superiores, assim, conclui-se que outro fator é responsável pela perda de resistência no procedimento 1, além da umidade inicial, da umidade final, do nível de tensão confinante e da densidade final.

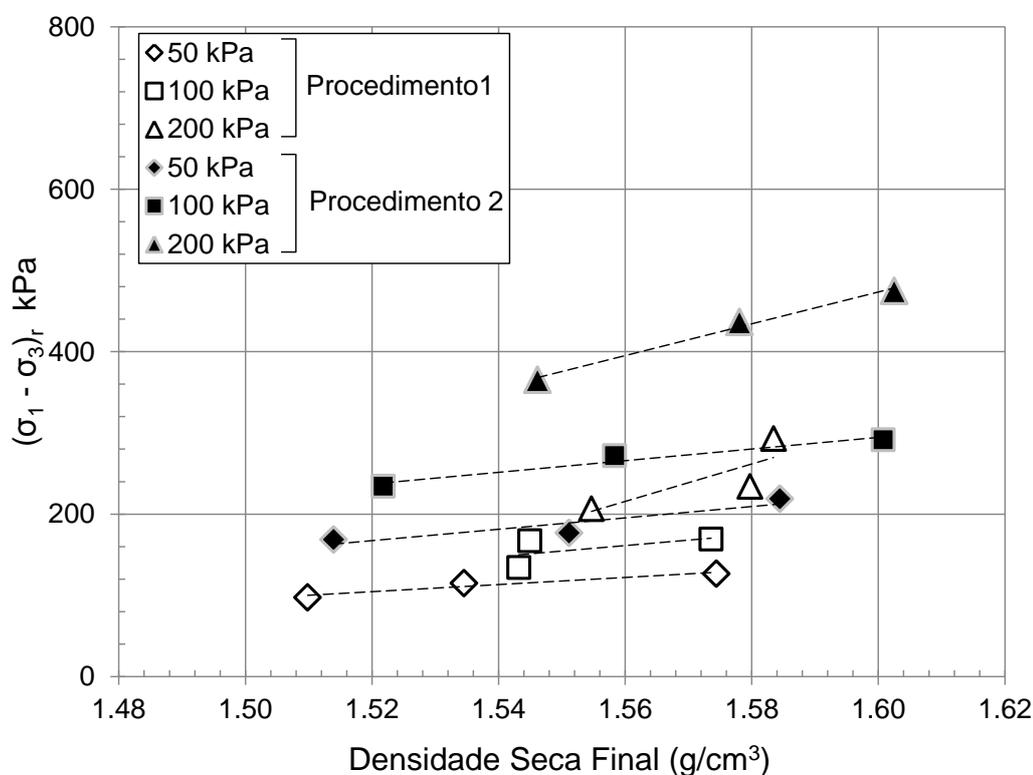


Figura 7.19 - Tensão desviadora na ruptura em função da densidade seca final para diferentes níveis de tensão de adensamento e procedimentos empregados.

7.5 INFLUÊNCIA DO PROCEDIMENTO DE SATURAÇÃO EMPREGADO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO

Os procedimentos 1 e 2 incrementaram o grau de saturação das amostras devido aos procedimentos de saturação empregados. A Figura 7.20 apresenta a diferença entre o grau de saturação final e o inicial para os dois procedimentos. No caso do procedimento 1 o ar foi removido em quase sua totalidade e a diferença entre

grau de saturação final e o inicial encontra-se na faixa de 9 a 11%. Por outro lado, o procedimento 2 incrementou o grau de saturação entre 2 a 3%.

Embora exista esta diferença, a sucção foi anulada em ambos os procedimentos, e o ar remanente encontra-se isolado na estrutura do solo. Devido a isto, no presente item será analisada as diferenças do comportamento mecânico produto dos ensaios dos dois procedimentos.

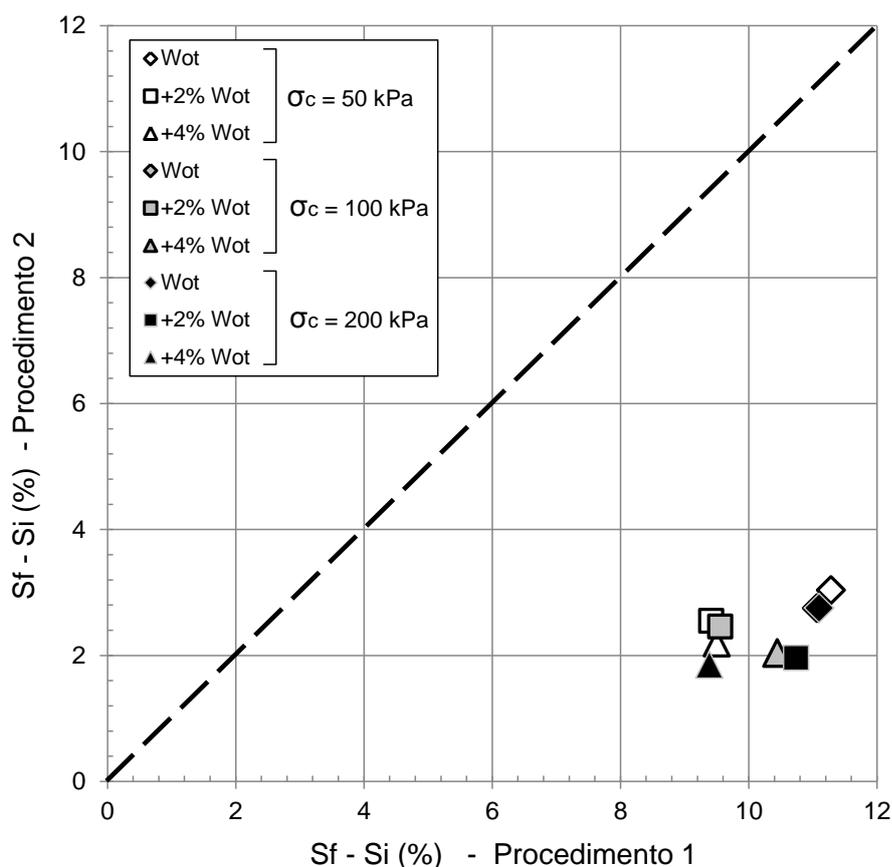


Figura 7.20 - Diferença entre o grau de saturação final e o inicial para os dois procedimentos sem sucção.

7.5.1 Influência nos parâmetros de resistência do solo

A Figura 7.21 apresenta as envoltórias de resistência para o procedimento 1 e o procedimento 2, para os três pontos de estudo. Os marcadores nas figuras indicam os pontos onde os diferentes círculos de Mohr alcançam a envoltória de resistência. Se observa que as envoltórias do procedimento 1 apresentam valores de coesão efetiva inferior para as três umidades de moldagem.

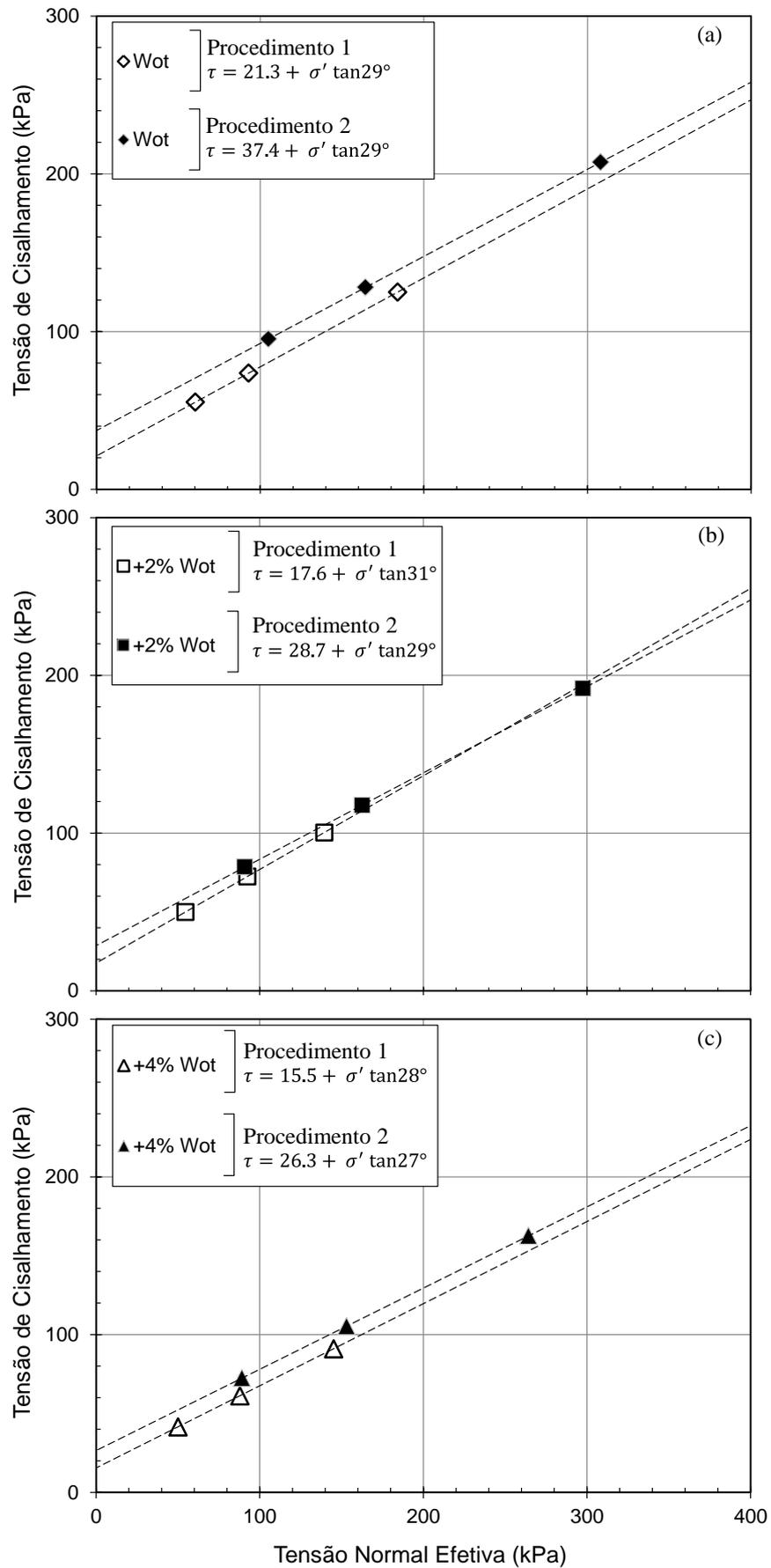


Figura 7.21 - Envolvórias de resistência dos procedimentos 1 e 2. (a) ponto de estudo "O". (b) ponto de estudo "P". (c) ponto de estudo "Q".

A Figura 7.22 apresenta os valores obtidos dos parâmetros de resistência para diferentes umidades de moldagem e procedimentos empregados. A parte (a) mostra o valor do ângulo de atrito e a parte (b) a coesão efetiva, obtidos para cada envoltória de resistência que foram apresentadas no item 6.2. Nota-se que o valor do ângulo de atrito não é sensível em grande proporção à umidade de moldagem ou devido ao procedimento empregado. Observa-se uma redução quando o procedimento 2 é empregado, mas para fins práticos, pode-se assumir que o seu valor é constante. Caso contrário acontece na coesão efetiva, onde variações significativas são visíveis, portanto, valores menores são obtidos para o procedimento 1.

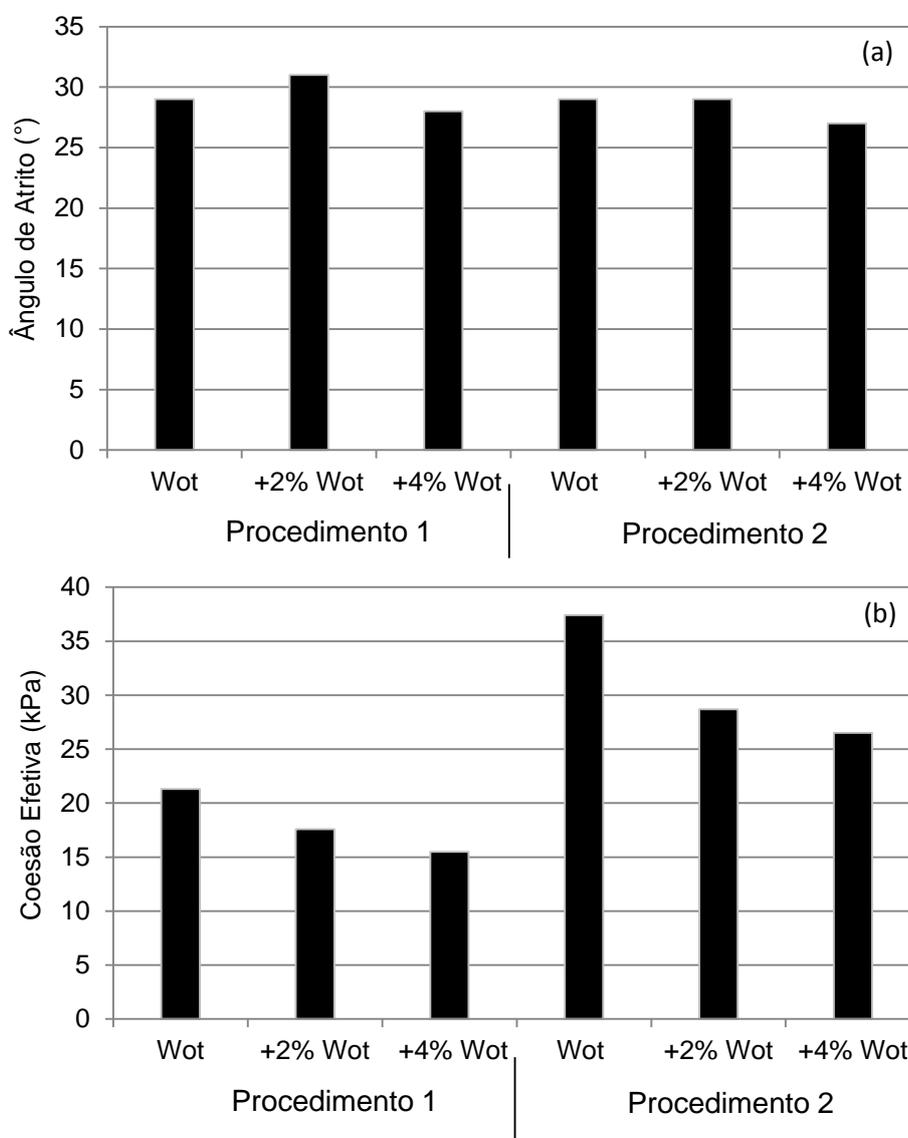


Figura 7.22 - Parâmetros de resistência obtidos para diferentes umidades de moldagem e procedimentos empregados.

A Figura 7.23 apresenta os valores da coesão efetiva mediante os dois procedimentos empregados para as três umidades de moldagem. Assumindo o princípio de quasi-saturação do ramo úmido novamente, se esperaria que os pontos estivessem próximos à linha de 45°, no entanto, observa-se um distanciamento quanto menor a umidade de moldagem. Assim, a coesão obtida pelo procedimento 1 representa quase 60% do valor obtido pelo procedimento 2.

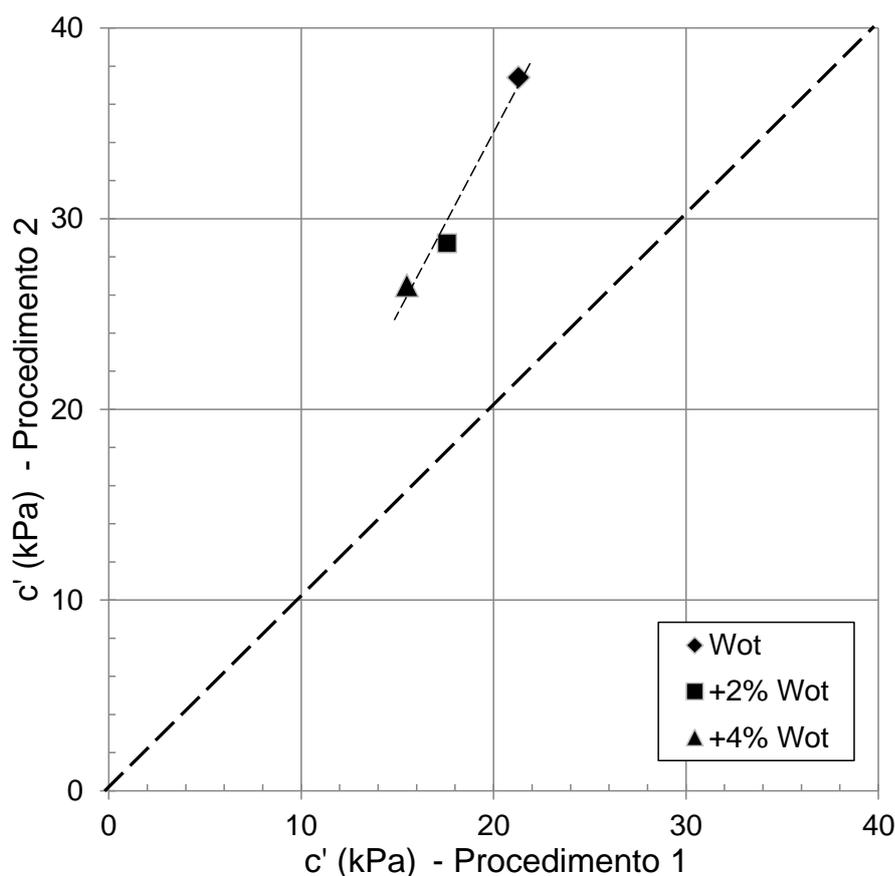


Figura 7.23 - Valores de coesão efetiva obtidos dos procedimentos empregados, para diferentes umidades de moldagem.

7.5.2 Influência na tensão desviadora na ruptura

A Figura 7.24 compara as tensões desviadoras na ruptura dos procedimentos 1 e 2, para diferentes umidades de moldagem e tensões de adensamento. A figura mostra a mesma linha de tendência observada na análise das coesões efetivas obtidas pelos dois procedimentos. Para uma mesma umidade de moldagem se têm maiores tensões desviadoras quanto maior a confinante aplicada. Para uma mesma

tensão confinante, maior é a resistência quanto menor a umidade de moldagem. Inicialmente, esperava-se que a linha de tendência fosse mais próxima da linha de 45° quanto maior a confinante aplicada; se fosse assim, se poderia inferir que o solo do procedimento 2 foi “saturando” quanto maior a confinante aplicada, e assim, valores similares de resistência entre o procedimento 1 e 2 seriam observados. No entanto, este distanciamento da linha central com a linha dos resultados para tensões maiores deve-se ao fato de maior geração de poropressão de água no procedimento 1. Nestes ensaios, a poropressão de água gerada no procedimento 1 chegou a ser 5 vezes maior do que o procedimento 2 para a umidade ótima e até 6 vezes maior para o ramo úmido. Devido a isto, têm-se reduções consideráveis na resistência do solo. Esta informação mostra que a resistência de um aterro úmido é consideravelmente maior se o grau de saturação é controlado no processo construtivo.

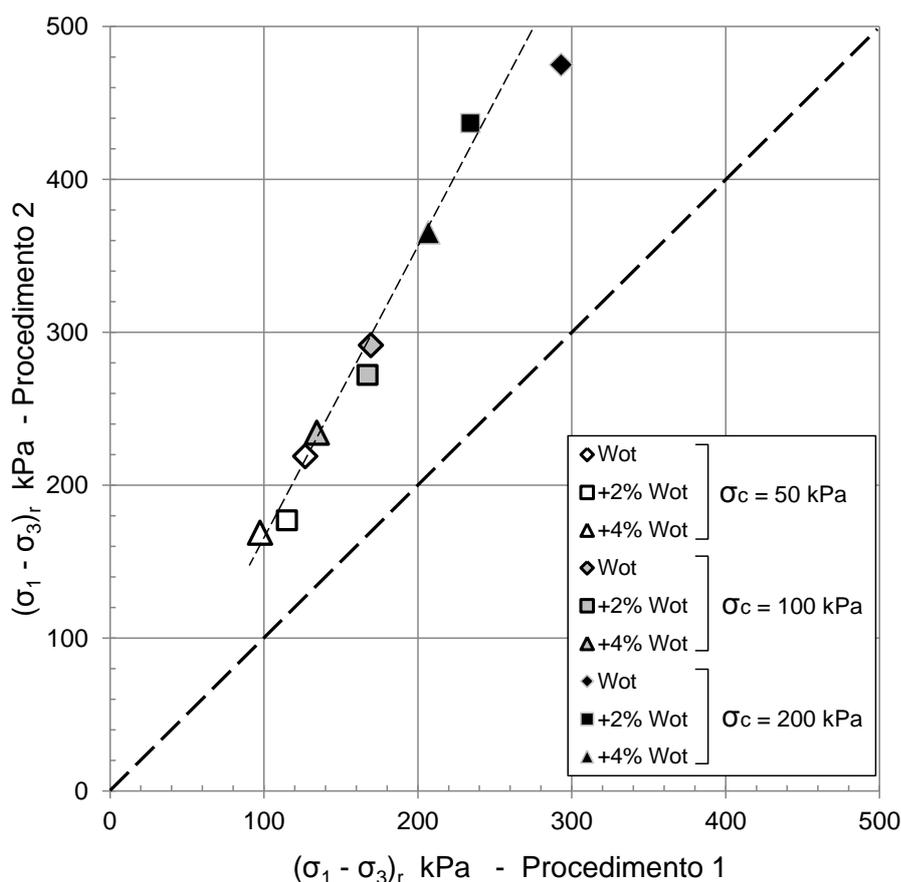


Figura 7.24 - Valores de tensão desviadora na ruptura obtidos dos procedimentos empregados, para diferentes umidades de moldagem e tensões confinantes.

7.5.3 Influência no desenvolvimento das poropressões de água

A Figura 7.25 apresenta o parâmetro \bar{A}_r obtido pelos procedimentos 1 e 2 para diferentes umidades de moldagem e tensões confinantes. Observa-se que os valores de \bar{A}_r para o procedimento 2 nunca foi maior de 0.1, enquanto que no procedimento 1 registraram-se valores até 0.3 para a umidade ótima e 0.54 para o ramo úmido para confinantes de 200 kPa. Devido a estes resultados, poderia se dizer que se o solo fosse cisalhado sem drenagem e o grau de saturação fosse inferior a 93%, Δu produto do carregamento seria 4% e 10% da $(\sigma_1 - \sigma_3)$ na ruptura no ponto ótimo e no ramo úmido, respectivamente. Por outro lado, se o solo estivesse saturado, Δu seria 30% e 54% da $(\sigma_1 - \sigma_3)$ na ruptura no ponto ótimo e no ramo úmido, respectivamente. Esta informação permite concluir que a construção de aterros com solo do ramo úmido é possível e seguro em termo de poropressões de água quando o grau de saturação é controlado ao longo da construção.

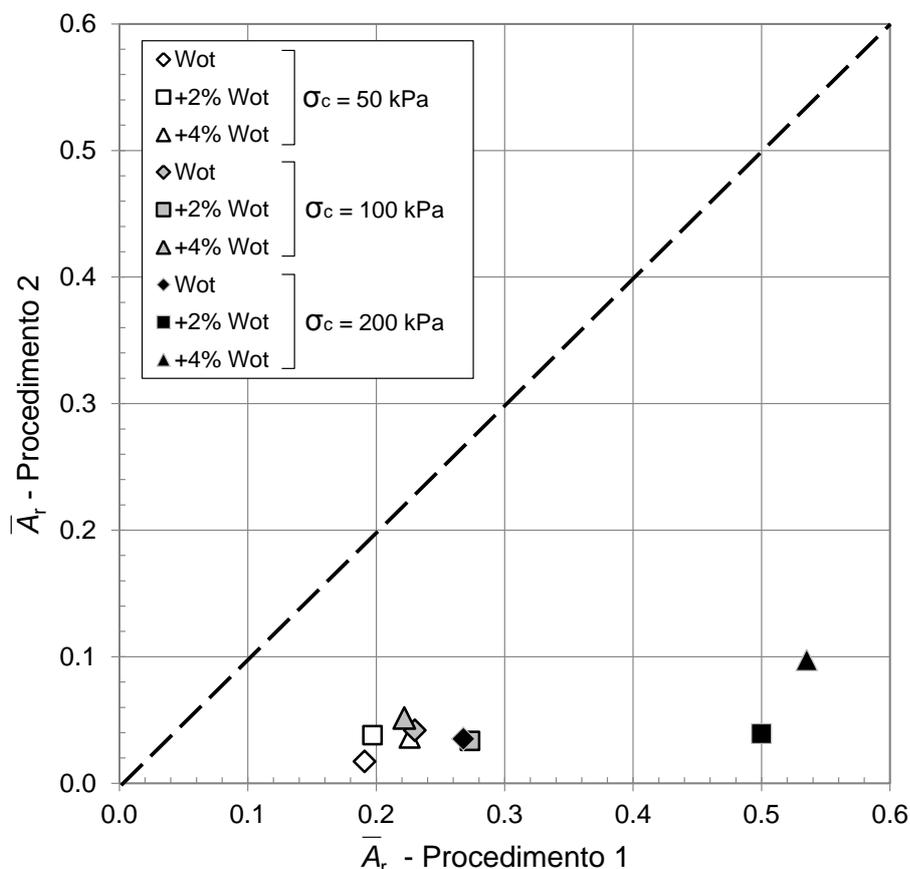


Figura 7.25 - Valores do parâmetro \bar{A}_r obtidos dos procedimentos 1 e 2, para diferentes umidades de moldagem e tensões confinantes.

7.5.4 Influência nas condições de moldagem dos corpos de prova

A saturação por contrapressão é conhecida por produzir mudanças volumétricas pequenas nos corpos de prova, mas como foi observado por Nogami e Villibor (1995) o solo residual saprolítico aqui estudado expande depois de saturado. Argilominerais de grande dimensão como a caulinita se encontram dobrados na estrutura inicial do solo após ser submetidos a esforços de compactação. Após a saturação estes argilominerais podem se alongar, o que produz a expansão observada nos ensaios triaxiais e no ensaio de expansão edométrica expostos no item 4.6. Assim, esta expansão se reflete na perda de densidade seca dos corpos de prova, que começaram a fase de cisalhamento em condições físicas muito diferentes das iniciais. A Figura 7.26 apresenta a posição final dos corpos de prova das envoltórias de resistência em relação à curva de Proctor e os pontos de estudo iniciais. Os valores indicados na figura correspondem à coesão efetiva obtida de cada envoltória de resistência. Os símbolos foram situados na figura tomando a média dos valores de umidade final e densidade seca final das três amostras ensaiadas para a obtenção de cada envoltória do item 6.2, este processo foi realizado com finalidade de simplificar a apresentação dos resultados.

Observa-se uma perda da coesão com o incremento da saturação do solo. No entanto, os valores de coesão do procedimento 1 são menores, incluso com densidades secas menores, as três coesões obtidas pelo procedimento 2 é sempre superior. No procedimento 1, depois de que os corpos foram saturados por contrapressão, as amostras expandiram, e logo tensões confinantes foram aplicadas e a densidade seca resultante foi menor à inicial em todos os casos. Esta “trajetória estrutural” pode ter reduzido a resistência do solo.

Como foi apresentado no item 2.24, Oliveira (2004) realizou ensaios triaxiais usando o mesmo solo estudado na presente pesquisa. Foram realizados ensaios triaxiais CD na umidade ótima utilizando saturação pelo método de expansão livre, e definiu-se como parâmetros de resistência do solo 12 kPa e 31° para c' e ϕ' , respectivamente. Resultados similares foram obtidos em ensaios CU, neste caso, os corpos de prova foram saturados com o método de contrapressão. O comportamento mecânico similar, refletido na obtenção de parâmetros de resistência similares, daria indício de que as amostras também sofreram variações estruturais com magnitude similar devido aos dois procedimentos de saturação.

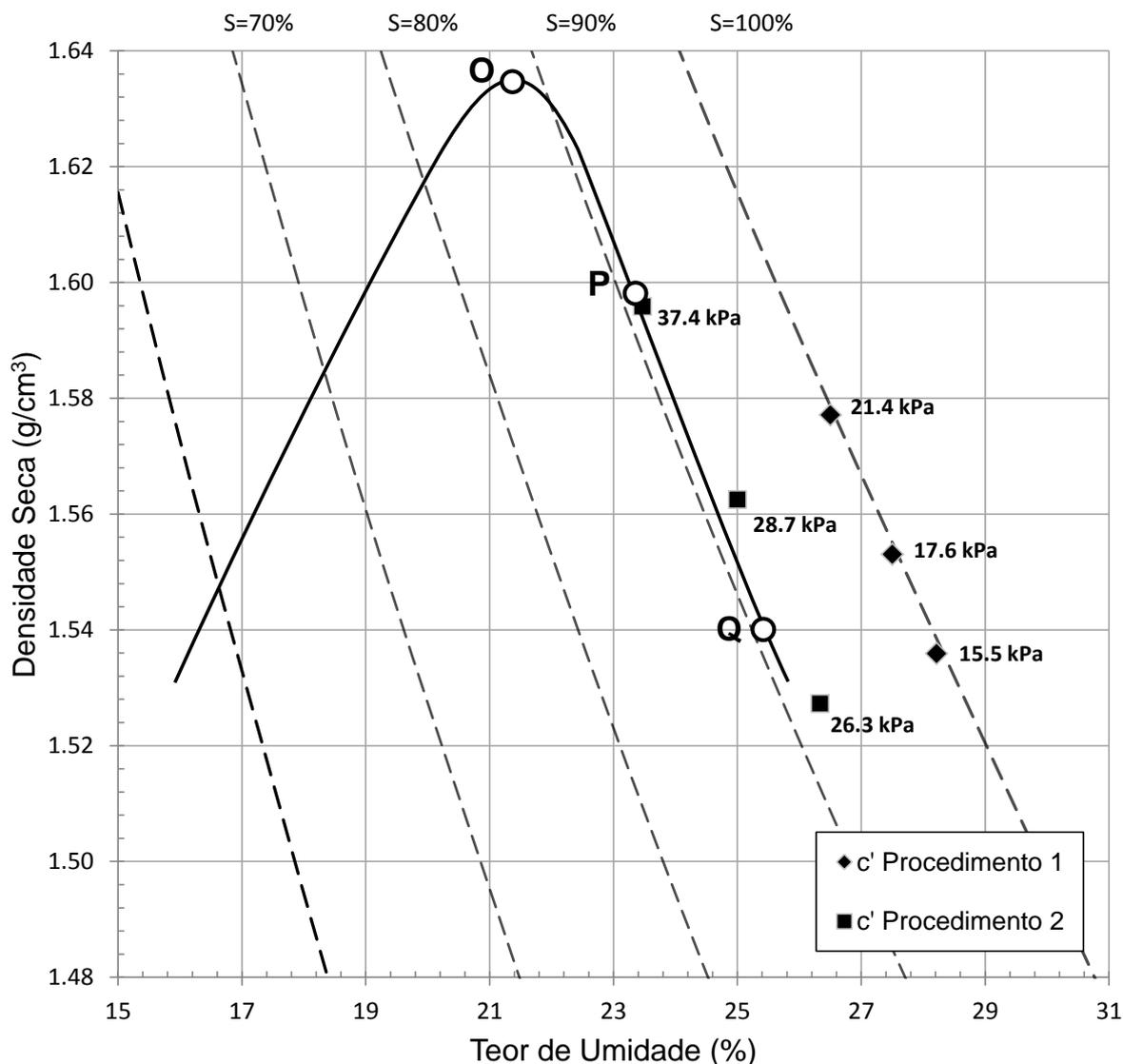


Figura 7.26 - Posição média da coesão efetiva de cada envoltória de resistência na curva de compactação de Proctor Standard.

A Figura 7.27 apresenta a coesão efetiva em função de densidade seca final para cada envoltória de resistência. A coesão efetiva é maior quanto maior a densidade seca, não obstante, os dois processos criam duas tendências diferentes uma separada da outra por 11 kPa, que representaria o efeito da “trajetória estrutural” produto da aplicação da contrapressão. Por conseguinte, valores muito conservadores de coesão efetiva podem ser obtidos com ensaios saturados por contrapressão para este tipo de solo residual, que chegariam a representar em torno de 60% de coesões obtidas em solos ensaiados com baixas contrapressões. Carvalho (2012) mostrou que certos solos com características mineralógicas especiais não podem ser saturados por métodos convencionais, assim, o solo estudado na presente pesquisa se encaixa neste grupo de solos devido a sua expansão depois de saturado.

O processo de saturação de um aterro pode estar mais relacionado ao procedimento 2 empregado na presente pesquisa. O solo é colocado no local em condição não saturada e logo é solicitado sem drenagem e a saturação pode ser eventualmente atingida. No entanto, a aplicação de contrapressão elevada para dissolver todo o ar do solo como os empregados neste trabalho pode não ser conduzida no campo, sendo possível que o aterro apresenta sucção igual a zero, mas com pouco de ar remanescente na estrutura. Assim, conclui-se que os parâmetros de resistência saturados do solo para cada condição de moldagem correspondem aos valores produto dos ensaios do procedimento 2 e que os parâmetros obtido dos ensaios do procedimento 1 apresentam o comportamento mecânico do solo após ser submetido a mudanças estruturais.

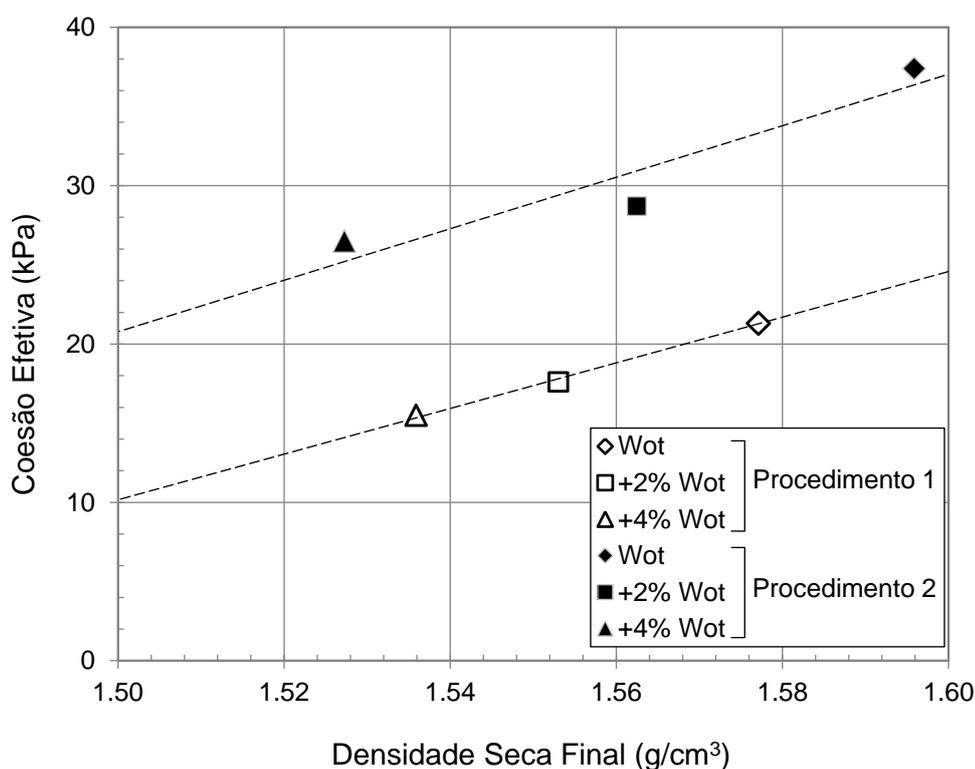


Figura 7.27 - Coesão efetiva em função da densidade seca final para as envoltórias obtidas para diferentes umidades de moldagem e procedimentos empregados.

Finalmente, para avaliar se a diferença na coesão é produto da desestruturação do solo, foram obtidas as envoltórias de resistência para a máxima deformação registrada nos ensaios triaxiais dos procedimentos 1 e 2, que foi de 20% de deformação axial. A Tabela 7.3 apresenta os valores de coesão produto da análise com deformações de 20%. Neste nível de deformação, o ângulo de atrito não

apresentou mudanças consideráveis com relação aos valores definidos na ruptura. Por outro lado, a coesão diminuiu e se aproxima a zero no caso dos ensaios do procedimento 1. O estado crítico do solo é atingido para deformações consideráveis, neste ponto, mudanças estruturais no solo deixam de afetar os parâmetros mecânicos do mesmo. A informação da tabela sugere que os parâmetros tendem a se aproximar. Infelizmente, o ensaio triaxial não é desenhado para obter os valores residuais do solo, mas sugere que se as deformações continuassem, o efeito da mudança estrutural, produto da saturação por contrapressão, desapareceria e a coesão das envoltórias dos procedimentos 1 e 2 para uma determinada umidade de moldagem seria igual.

Tabela 7.3 - Coesão efetiva para deformação axial de 20% dos corpos de prova dos procedimentos 1 e 2.

Ponto de Estudo	c' (kPa) Procedimento 1	c' (kPa) Procedimento 2
O	2.1	14
P	8.1	16.5
Q	7.8	16.5

7.6 INTERPRETAÇÃO INTEGRADA DOS ENSAIOS SATURADOS E NÃO SATURADOS

Os ensaios CW realizados no procedimento 3 permitem a aplicação dos modelos propostos por Bishop (1959) e Fredlund et al. (1978) para a obtenção dos parâmetros que relacionam o acréscimo da resistência ao cisalhamento em função da sucção. As Figuras 7.28, 7.29 e 7.30 apresentam os círculos de Mohr na ruptura para os pontos de estudo “O”, “P” e “Q”, respectivamente. Os círculos são apresentados em tensão normal líquida, ou seja, em termos totais. Pode-se observar que círculos maiores são obtidos quanto menor a umidade de moldagem e quanto maior a tensão confinante imposta nos ensaios. Para definir os valores de coesão aparente de cada ensaio não saturado empregou-se a envoltória saturada do procedimento 2. As linhas tangenciam os círculos de Mohr e valores de coesão aparente maiores são obtidos quanto menor a umidade de moldagem e menor a tensão confinante imposta no ensaio. Esta última observação é coerente com o fato de que a sucção ao início do cisalhamento era superior nos ensaios com confinantes menores e, devido a isto, o solo apresenta um ganho na coesão em função da sucção.

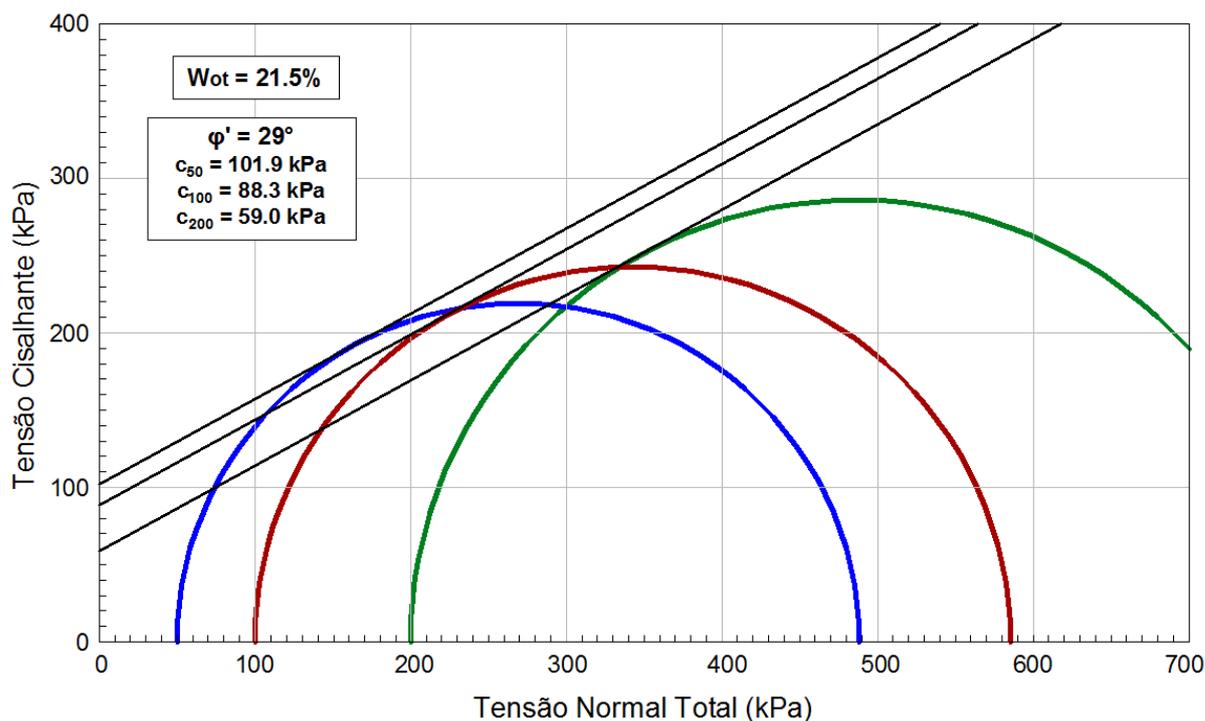


Figura 7.28 - Obtenção da coesão aparente para os ensaios CW do procedimento 3 do ponto de estudo "O", mediante a utilização da envoltória saturada do procedimento 2.

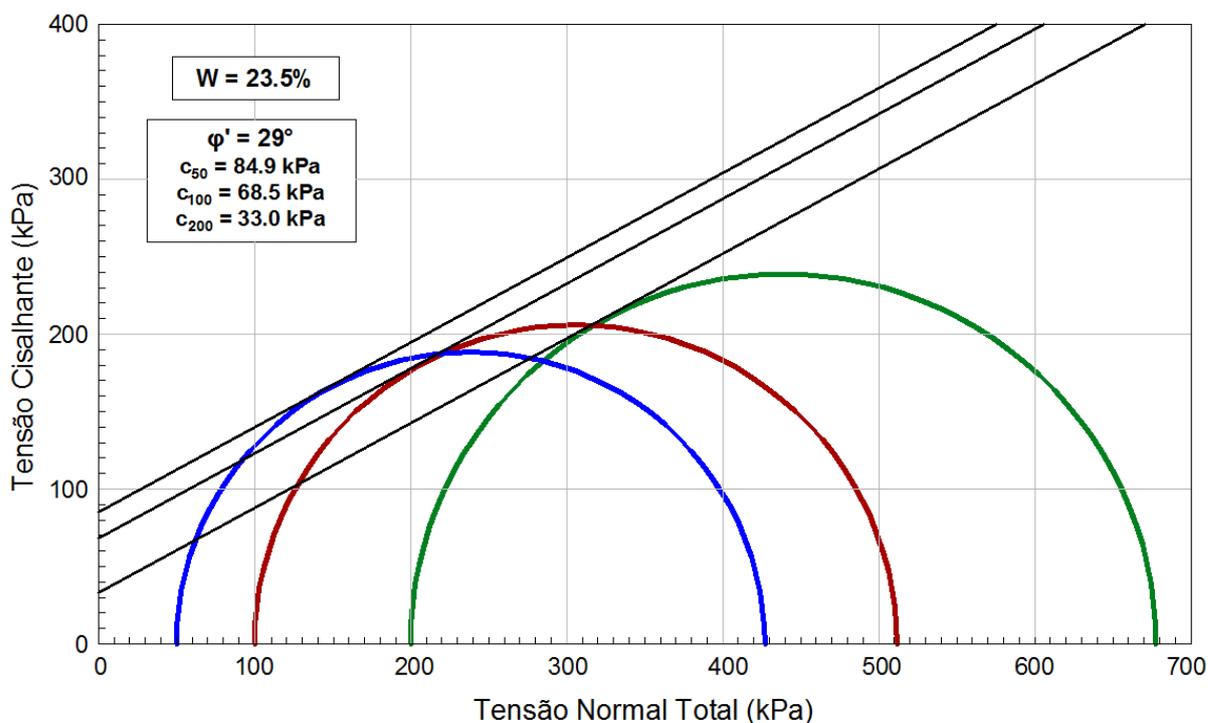


Figura 7.29 - Obtenção da coesão aparente para os ensaios CW do procedimento 3 do ponto de estudo "P", mediante a utilização da envoltória saturada do procedimento 2.

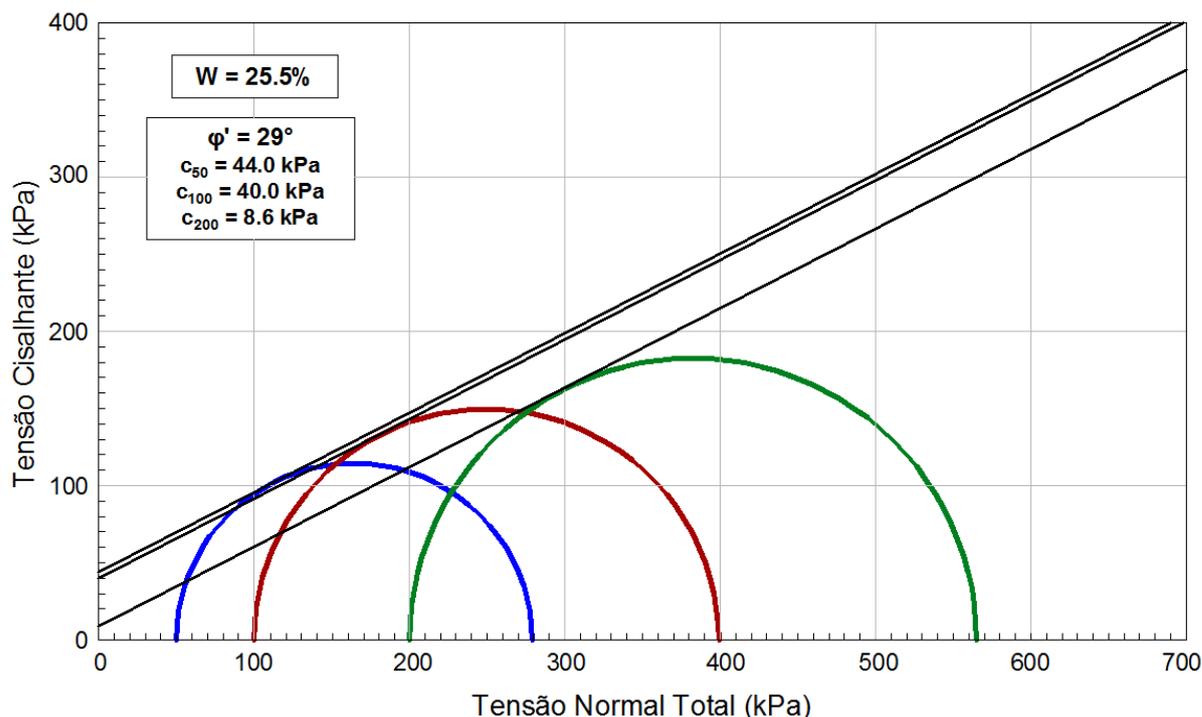


Figura 7.30 - Obtenção da coesão aparente para os ensaios CW do procedimento 3 do ponto de estudo “Q”, mediante a utilização da envoltória saturada do procedimento 2.

7.6.1 Análise dos resultados por meio da equação de Bishop (1959)

Como foi exposto no item 2.2.1, a equação de Bishop (1959) definida em tensões efetivas menciona que existe um valor de χ que multiplica o valor da sucção do solo para obter a resistência ao cisalhamento do solo.

Por outro lado, o solo estudado na presente pesquisa é definido como quasi-saturado, e seu comportamento é controlado pelo princípio das tensões efetivas, assim, o valor de χ seria 1, correspondente a um solo em condição saturada. Se este princípio é considerado, os círculos apresentados nas Figuras 7.28, 7.29 e 7.30 que foram apresentados em termos totais, podem ser interpretados em termos de tensões efetivas deslocando os círculos para a direita numa proporção igual ao valor da sucção na ruptura de cada ensaio. Unicamente o ensaio CWQ3 seria deslocado à esquerda devido a que o corpo de prova unicamente gerou poropressões de água positivas.

Como resultado, apresentam-se as Figuras 7.31, 7.32 e 7.33 que são a interpretação em termo efetivos dos ensaios CW do procedimento 3 quando $\chi = 1$, para com o qual os círculos foram deslocados à esquerda numa proporção igual ao valor da sucção na ruptura. Somente no caso do ensaio CWQ3 os círculos foram

deslocados à direita já que ao longo do cisalhamento gerou-se poropressão de água positiva. As Figuras 7.31, 7.32 e 7.33 apresentam a interpretação em tensões efetivas dos ensaios CW do procedimento 3 para os pontos de estudo “O”, “P” e “Q”, respectivamente. Juntamente com os resultados dos ensaios é plotada a envoltória de resistência saturada obtida do procedimento 2 para cada ponto de estudo.

Salienta-se o fato de que os círculos dos três pontos de estudo encontram-se próximos a tangenciar completamente a envoltória, unicamente os ensaios CWO1 e CWP1 apresentam uma separação mais acentuada com a linha tracejada. A hipótese para explicar este fenômeno baseia-se em que nas amostras CWO1 e CWP1 a quantidade de ar era superior à presente nos demais corpos de prova. A hipótese é feita baseado em que os dois corpos de prova foram confinados com 50 kPa, assim, o efeito da confinante reduziu o volume de ar numa proporção menor do que as confinantes de 100 e 200 kPa, devido a isto, no cisalhamento as amostras apresentaram grau de saturação menor o que leva a um valor em χ um pouco menor do que 1.

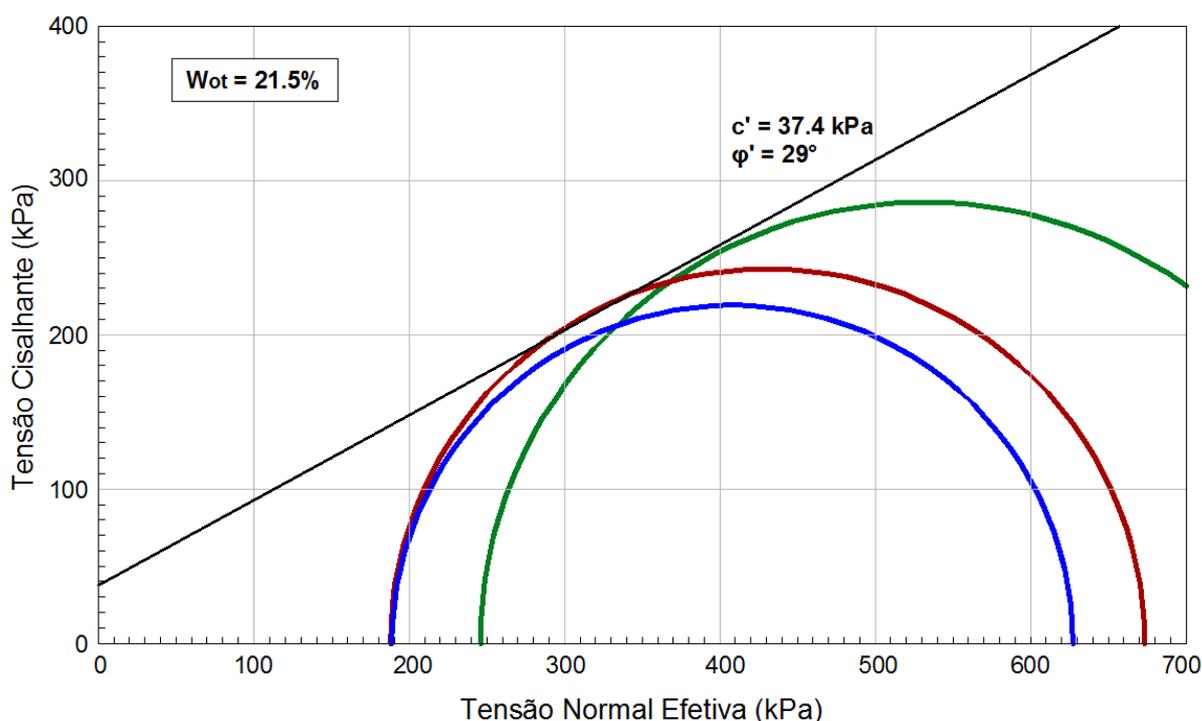


Figura 7.31 - Interpretação em termos efetivos dos ensaios CW do procedimento 3 para o ponto de estudo “O” assumindo $\chi = 1$.

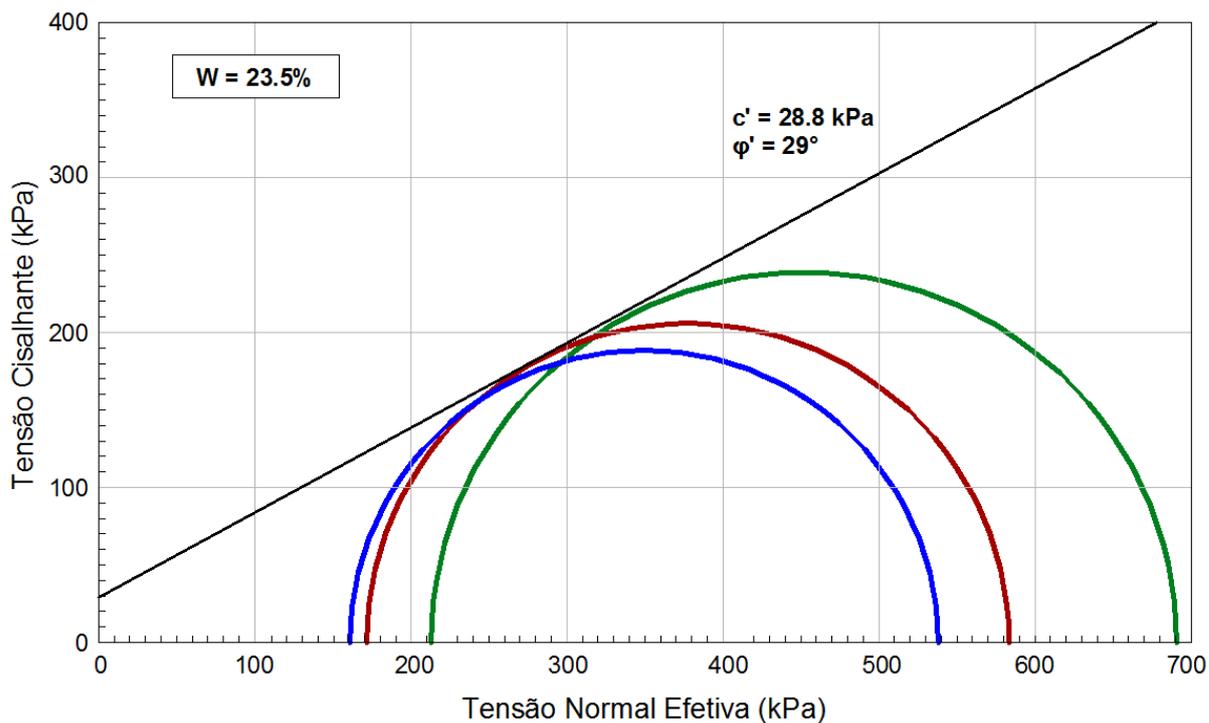


Figura 7.32 - Interpretação em termos efetivos dos ensaios CW do procedimento 3 para o ponto de estudo "P" assumindo $\chi = 1$.

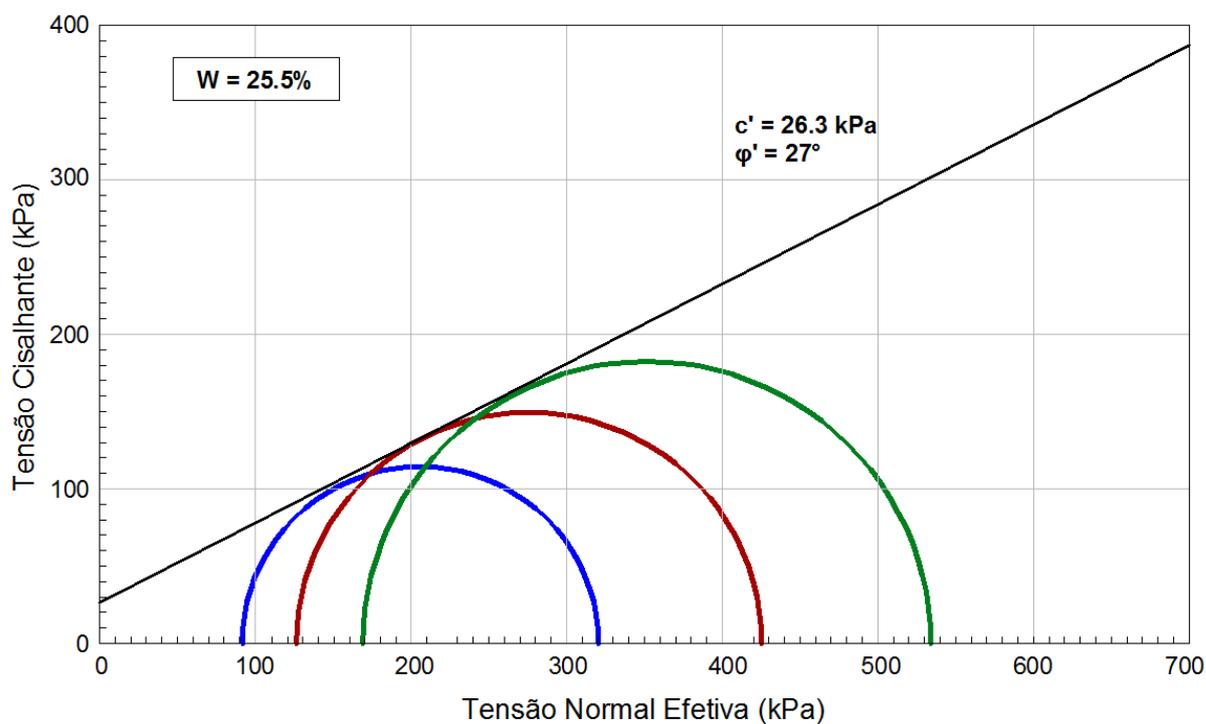


Figura 7.33 - Interpretação em termos efetivos dos ensaios CW do procedimento 3 para o ponto de estudo "Q" assumindo $\chi = 1$.

Para avaliar a acurácia da interpretação sobre o valor de $\chi = 1$, preparou-se a Figura 7.34. No eixo da ordenada temos a propressão de água dos corpos de prova

na ruptura, enquanto que no eixo da abcissa tem-se o valor de poropressão de água requerida para tangenciar completamente a envoltória saturada. Observa-se que os valores de sucção reais dos ensaios realizados são próximos aos calculados para tangenciar a envoltória. Conclui-se que é válido o emprego de $\chi = 1$ para os ensaios não saturados realizados no procedimento 3.

A Tabela 7.4 apresenta as envoltórias de resistência para o solo não saturado na faixa de sucção estudada (sucções menores à entrada de ar) em termos da equação proposta por Bishop (1959). Observa-se que as equações obtidas são similares, em particular as equações dos pontos “P” e “Q” que apresentam parâmetros de resistência próximos.

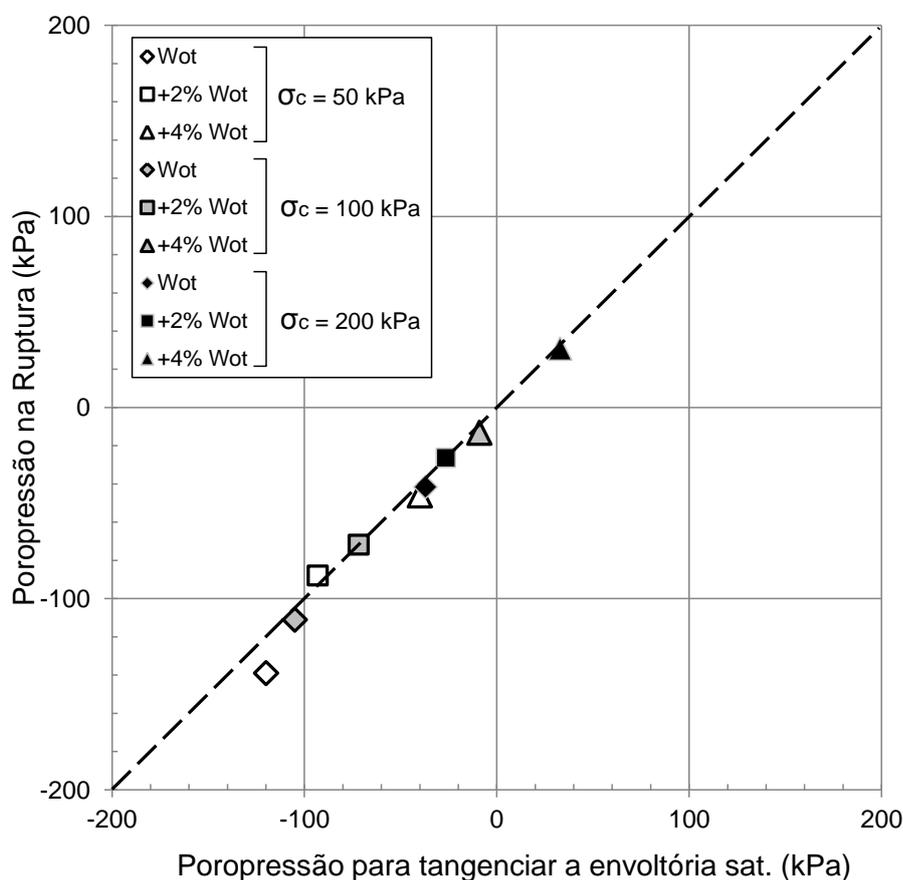


Figura 7.34 - Comparação da poropressão de água dos ensaios CW na ruptura e a poropressão de água requerida para tangenciar a envoltória saturada.

Tabela 7.4 - Envoltórias de resistência definidas com os procedimentos 2 e 3 empregando a equação de Bishop (1959);

Ponto de Estudo	Umidade de moldagem	Equação Bishop (1959)
O	$W_{ot} = 21.5\%$	$\tau = 37.4kPa + [(\sigma - u_a) + (u_a - u_w)]\tan 29^\circ$
P	$W = 23.5\%$	$\tau = 28.8kPa + [(\sigma - u_a) + (u_a - u_w)]\tan 29^\circ$
Q	$W = 25.5\%$	$\tau = 26.3kPa + [(\sigma - u_a) + (u_a - u_w)]\tan 27^\circ$

7.6.2 Análise dos resultados por meio da equação de Fredlund et al. (1978)

Em conjunto com a equação de Bishop (1959) para definir a resistência dos solos não saturados, foi discutido no item 2.2.2 a equação proposta por Fredlund et al. (1978), na qual as parcelas de tensão líquida e sucção são tratadas separadamente, sendo o parâmetro φ^b o acréscimo da resistência ao cisalhamento em função da sucção, onde o valor de φ^b não pode ser superior a φ' . Mediante os dados experimentais da presente pesquisa, este parâmetro pode ser definido até valores de sucção relativos ao início do comportamento quasi-saturado.

Para esta análise são considerados os valores de coesão aparente dos ensaios não saturados obtidos anteriormente para cada ponto de estudo ou umidade inicial, os mesmos são unidos com o valor da coesão efetiva.

A Figura 7.35 apresenta a obtenção do valor de φ^b cada ponto de estudo. Os pontos no eixo das ordenadas representam as coesões efetivas do procedimento 1 (símbolos vazios) e do procedimento 2 (símbolos sólidos). Autores como Escário e Sáez (1986) e Abramento (1988) ajustaram curvas aos resultados experimentais obtidos por eles. No entanto, os dados apresentados na presente pesquisa podem ser ajustados linearmente, obtendo assim um único valor de φ^b para os níveis de sucção estudados. As linhas apresentadas na Figura 7.35 foram desenhadas de modo a coincidir com os valores de coesão aparente dos dois procedimentos em condição saturada. Salienta-se o fato de que os pontos são mais bem ajustados quando a coesão efetiva considerada é do procedimento 2, para os três pontos de estudo. Observa-se também que quando a coesão efetiva do procedimento 1 é considerada, o valor de φ^b supera ao do φ' da condição saturada.

Como foi exposto no item 2.2.3, Abramento (1988) ajustou uma função exponencial ao acréscimo da resistência em função da sucção. Observou também que o valor de φ^b ao início da curva ajustada era superior ao valor de φ' , o que traz a questionamento o fundamento teórico definido por Fredlund et al. (1988). Uma possível explicação aos resultados na análise da aplicação das pressões de ar e água no método de translação de eixos. A pesquisa de Abramento (1988) foi desenvolvida utilizando a técnica de translação de eixos, impondo pressões de ar e água e esperando ao corpo de prova estabilizar nesses valores. O tempo no qual se equalizam os valores de u_a e u_w pode afetar os resultados dos ensaios, sugerindo sucções menores do que de fato são.

Na presente pesquisa foi observado que quanto mais perto o corpo de prova está da ruptura, a sucção continua-se incrementando como foi apresentado no item 6.4.5 e nas figuras do Anexo A. Quando os corpos de prova atingem a ruptura, esta se desenvolve rapidamente, a qual poderia impor uma dificuldade para o emprego da técnica de translação de eixos, já que a equalização das pressões de água e ar pode não ser realizada na mesma velocidade presente na ruptura.

Tomando em conta estas considerações, junto com o fato de que o solo sofreu uma desestruturação no procedimento 1 e também devido à menor acurácia do ajuste linear dos pontos experimentais quando se emprega a coesão efetiva deste procedimento, pode-se considerar que o valor de φ^b é definido empregando a coesão efetiva do procedimento 2.

Utilizando a coesão do procedimento 2 o valor de φ^b apresenta valores inferiores, entretanto próximos a φ' para cada ponto de estudo. Esta informação satisfaz a hipótese de que o solo se encontra na zona de efeito fronteira definida por Vanapalli et al. (1996), e por conseguinte exibe comportamento quasi-saturado. O comportamento quasi-saturado acontece até o valor da entrada de ar, que no caso do solo estudado, encontra-se na ordem de 150 kPa como foi definido no item 5.3 mediante as curvas de retenção de água obtidas. Até este nível de sucção a mesma é tão efetiva na resistência quanto a pressão confinante, de forma que $\varphi' \approx \varphi_b$.

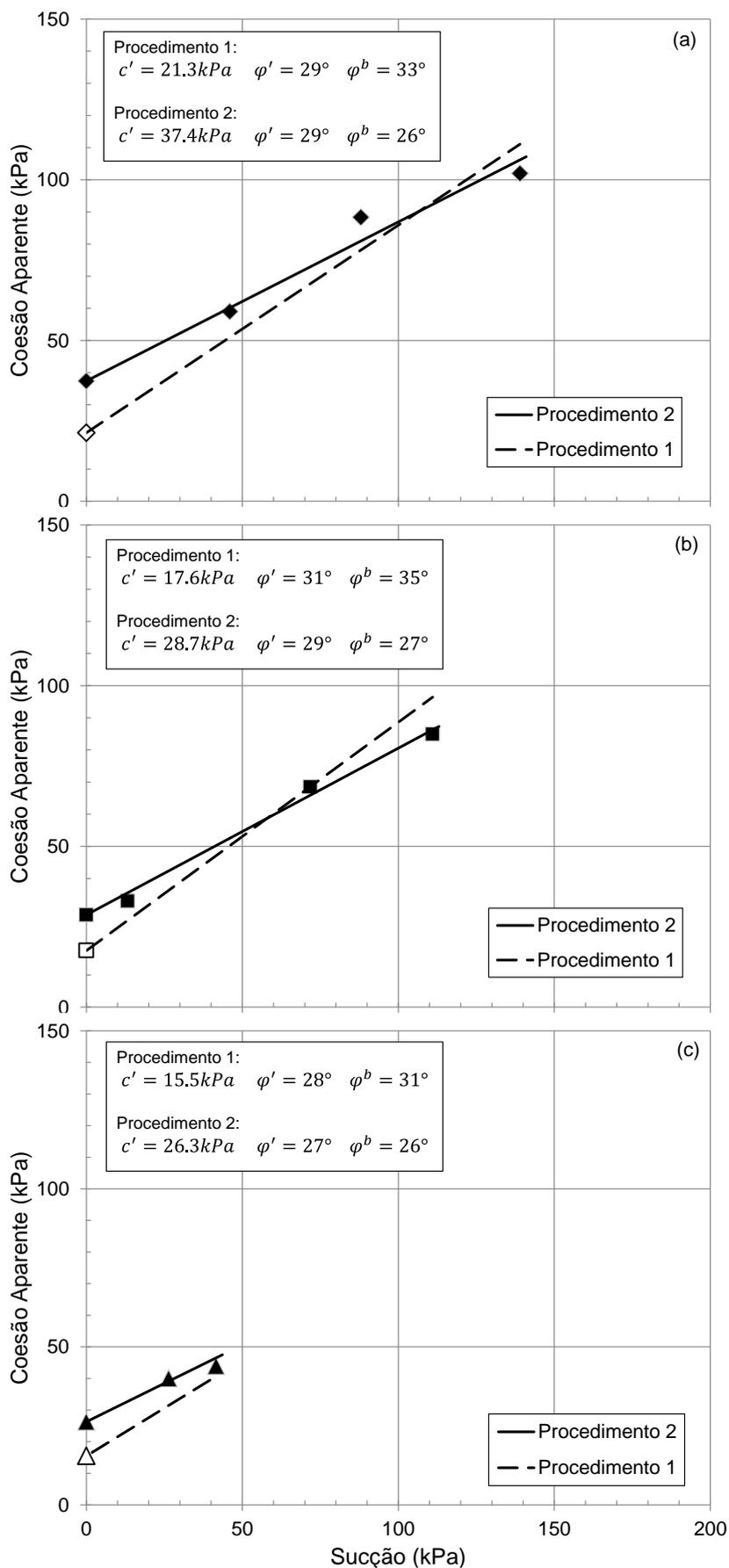


Figura 7.35 - Obtenção de φ^b empregando coesão efetiva dos procedimentos 1 e 2. (a) ponto de estudo "O". (b) ponto de estudo "P". (c) ponto de estudo "Q".

A Tabela 7.5 apresenta as envoltórias de resistência para o solo não saturado na faixa de sucção estudada (sucções menores à entrada de ar) em termos da equação proposta por Fredlund et al. (1978).

Tabela 7.5 - Envoltórias de resistência definidas com os procedimentos 2 e 3 empregando a equação de Fredlund et al. (1978).

Ponto de Estudo	Umidade de moldagem	Equação Fredlund et al. (1978)
O	$W_{ot} = 21.5\%$	$\tau = 37.4kPa + (\sigma - u_a)\tan 29^\circ + (u_a - u_w)\tan 26^\circ$
P	$W = 23.5\%$	$\tau = 28.8kPa + (\sigma - u_a)\tan 29^\circ + (u_a - u_w)\tan 27^\circ$
Q	$W = 25.5\%$	$\tau = 26.3kPa + (\sigma - u_a)\tan 27^\circ + (u_a - u_w)\tan 26^\circ$

7.6.3 Obtenção de ϕ^b generalizado em função do procedimento de saturação

Na tabela precedente observa-se que as equações são similares entre os pontos de estudo, assim como foi observado na Tabela 7.4 referente às envoltórias de resistência definidas empregando a equação de Bishop (1959). O estudo mostrou que os parâmetros de ramo úmido são muito próximos (pontos “P” e “Q”), inclusive, o ponto “O” da umidade ótima apresenta maior coesão que os outros pontos, porém esta diferença não é muito ampla. O estudo pode concluir que os ensaios realizados nos três pontos de estudo podem ser analisados conjuntamente, com o qual, se obterá uma única envoltória que depende unicamente dos pontos saturados considerados (procedimento 1 ou procedimento 2). Estas envoltórias serão chamadas de “generalizadas” devido a considerar as informações dos três pontos de estudo.

A Seguir, na Figura 7.36 se apresentam as envoltórias generalizadas em função do procedimento de saturação empregado. Na parte (a) observa-se a envoltória de resistência empregando os ensaios triaxiais do procedimento 1 dos três pontos de estudo, e na parte (b) a envoltória de resistência empregando os ensaios do procedimento 2.

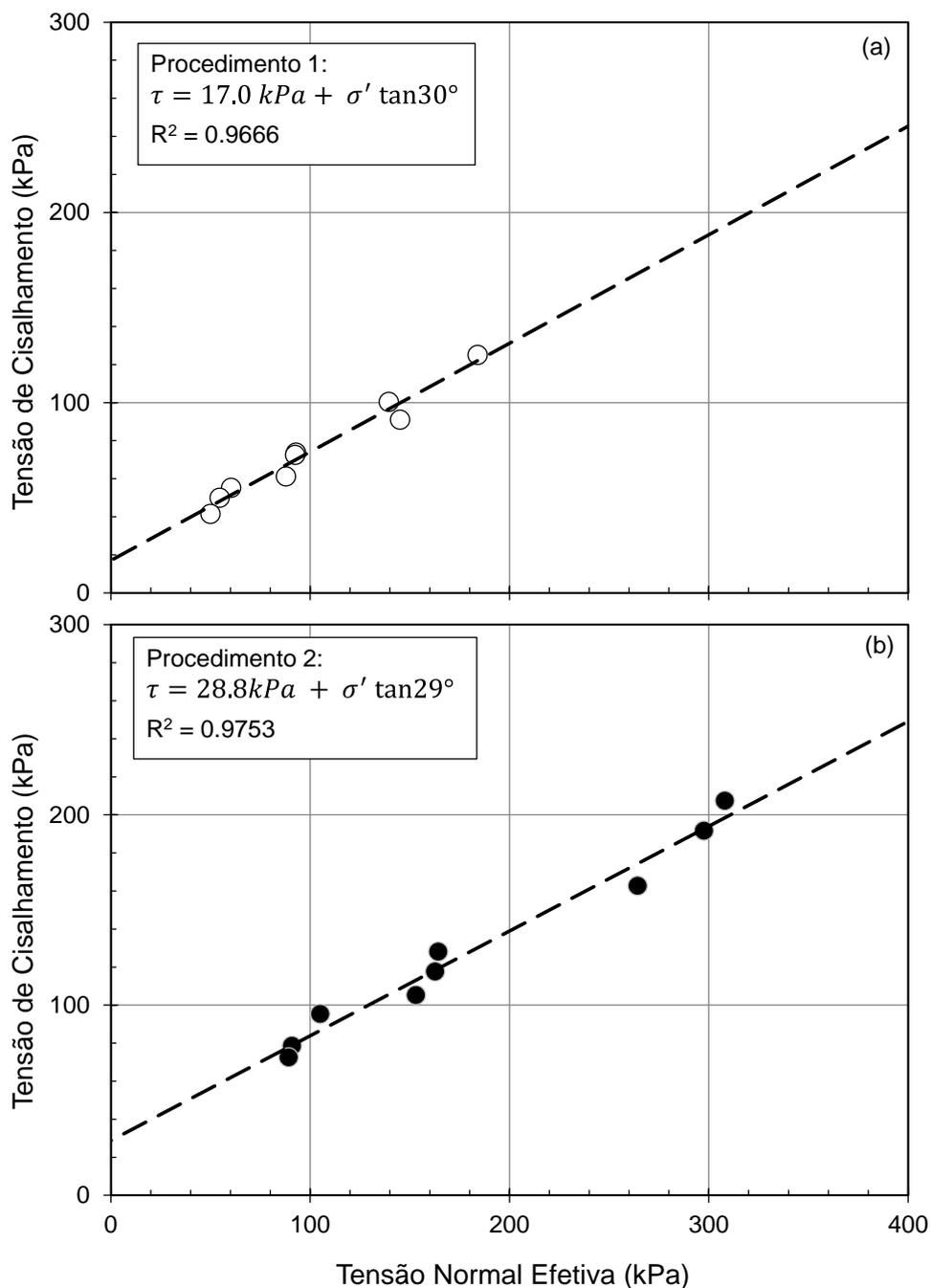


Figura 7.36 - Envoltórias efetivas generalizadas em função do procedimento de saturação: (a) Procedimento 1, (b) Procedimento 2.

De forma similar, pode-se definir a envoltória generalizada para o solo na condição não saturada empregando a equação de Fredlund et al. (1978) considerando todos os ensaios dos três pontos de estudo do procedimento 3. Na Figura 7.37 se apresentam as envoltórias não saturadas generalizadas em função do procedimento de saturação empregado. Na parte (a) tem-se a envoltória empregando os ensaios do procedimento 1, e na parte (b) a envoltória empregando o procedimento 2.

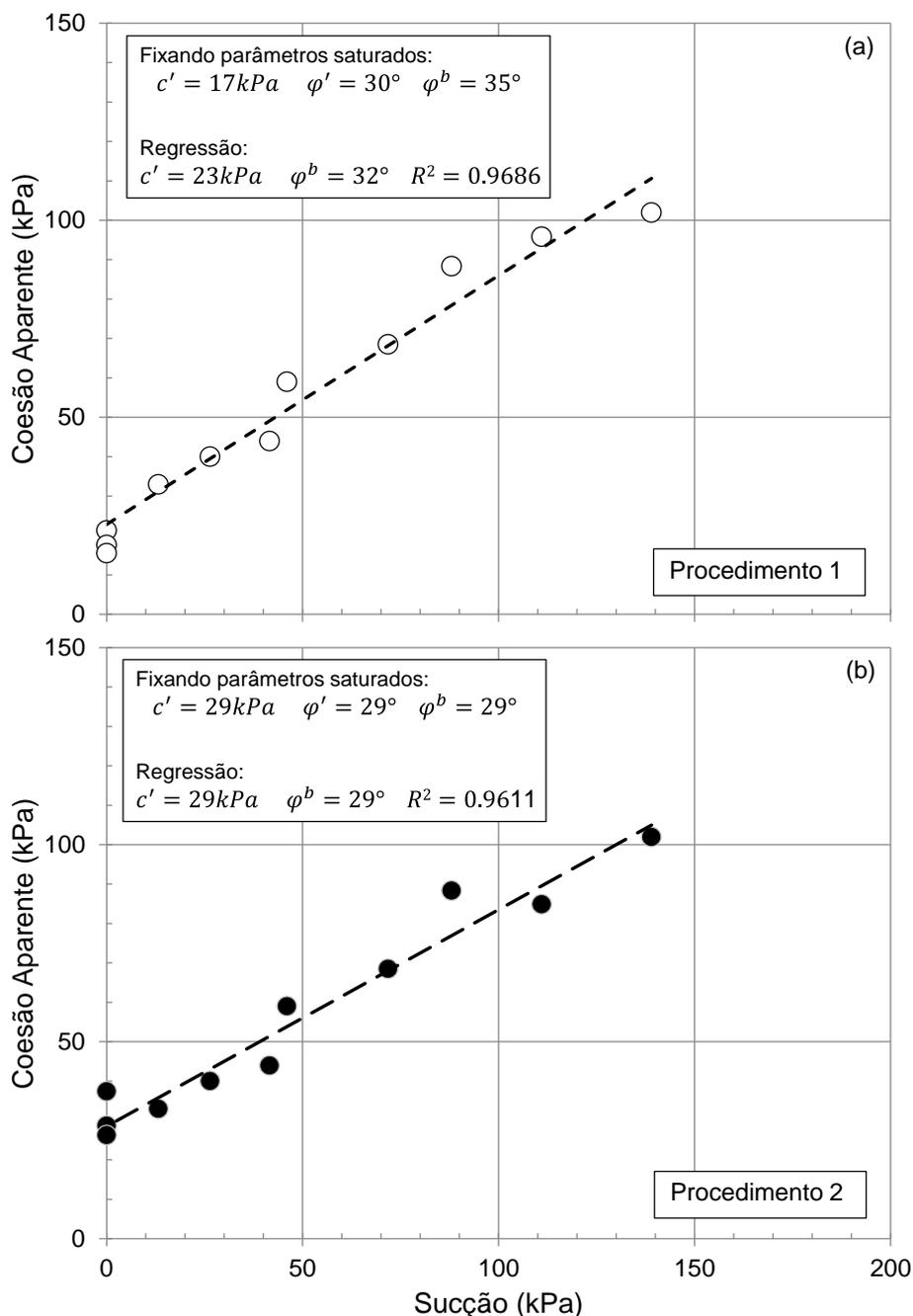


Figura 7.37 - Envoltórias não saturadas generalizadas em função do procedimento de saturação: (a) Procedimento1, (b) Procedimento 2.

Nas partes (a) e (b) da figura, se apresentam as envoltórias obtidas mediante regressão linear. Comparam-se estes resultados com as envoltórias que seriam obtidas se fossem desenhadas de modo a coincidir com os parâmetros saturados obtidos da Figura 7.36. Pode-se observar que quando a envoltória é definida empregando o procedimento 2 (Figura 7.36b) tanto a envoltória obtida por regressão como a obtida fixando valores produzem os mesmos valores em c' e φ^b . Já na Figura

7.36a observa-se que existe uma diferença entre os parâmetros c' e φ^b . Baseado nesta observação pode-se concluir que a obtenção das envoltórias não saturadas empregando os resultados do procedimento 2 apresenta melhores ajustes nas análises realizadas.

7.7 OBTENÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA

Empregando outra forma de análise, pode-se obter o valor de φ^b dos pontos de estudo através do uso do diagrama $(s \cdot t \cdot r)_r$ onde:

$$s_r = \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \right]_r \quad (7.1)$$

$$t_r = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} - u_a \right]_r \quad (7.2)$$

$$r_r = [u_a - u_w]_r \quad (7.3)$$

$$s_r = d' + t_r \tan \psi' + r_r \tan \psi^b \quad (7.4)$$

As superfícies de ruptura foram obtidas ajustando-se um plano com inclinações ψ' e ψ^b aos ensaios CW de cada ponto de estudo. Salienta-se que se fixaram como constantes os valores de c' e φ' obtidos dos ensaios saturados do procedimento 1 e 2 para comparar novamente os parâmetros finais.

As superfícies produto desta análise são apresentadas Nas Figuras 7.38, 7.39 e 7.40 para os pontos de estudo “O”, “P” e “Q” respectivamente. Na parte (a) apresenta-se a superfície ajustada aos pontos do procedimento 1 e na parte (b) a superfície ajustada aos pontos do procedimento 2.

Os parâmetros mecânicos do solo c' , φ' e φ^b foram determinados pelas relações apresentadas a seguir:

$$\sin \varphi' = \tan \psi' \quad (7.5)$$

$$\tan \psi^b = \tan \varphi^b \cdot \cos \varphi' \quad (7.6)$$

$$d' = c' \cdot \cos \varphi' \quad (7.7)$$

Na Tabela 7.6 apresentam-se os parâmetros obtidos através das superfícies de ruptura ajustada tanto ao procedimento 1 como ao procedimento 2.

Tabela 7.6 - Parâmetros de resistência obtidos das superfícies de ruptura.

Ponto Estudo	Ajuste ao Proced.	$\tan\psi^b$ (°)	$\tan\psi'$ (°)	d' kPa	r^2	φ' (°)	φ^b (°)	c' kPa
O	1	0.56	0.48	18.6	0.996	29	33	21.3
P	1	0.45	0.52	15.1	0.997	31	28	17.6
Q	1	0.53	0.47	13.7	0.995	28	31	15.5
O	2	0.43	0.48	32.7	0.997	29	26	37.4
P	2	0.43	0.48	25.1	0.998	29	26	28.7
Q	2	0.43	0.45	23.4	0.993	27	26	26.3

Os valores de φ^b obtidos a partir do ajuste com o procedimento 1 são superiores ao valor de φ' da envoltória, o que também foi observado no item anterior. Os resultados em φ^b são comparáveis aos obtidos analisando em duas dimensões os resultados dos ensaios. Por outro lado, observa-se que os coeficientes de correlação (r^2) apresentados na tabela são elevados. Conclui-se que a definição da superfície de ruptura com um plano com um valor único de φ^b oferece coerência com a informação analisada.

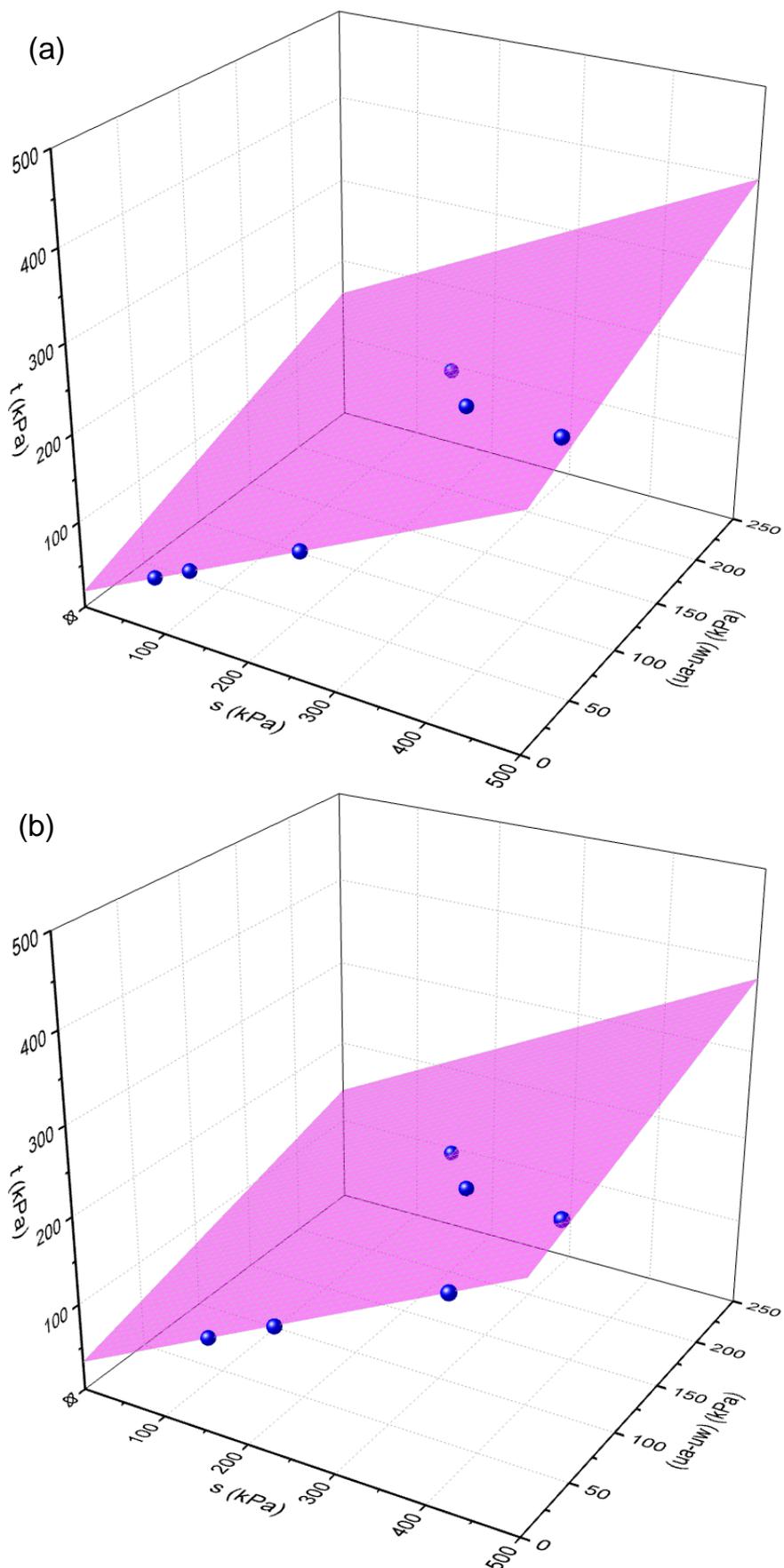


Figura 7.38 - Superfícies de ruptura obtidas dos ensaios do ponto "O". (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.

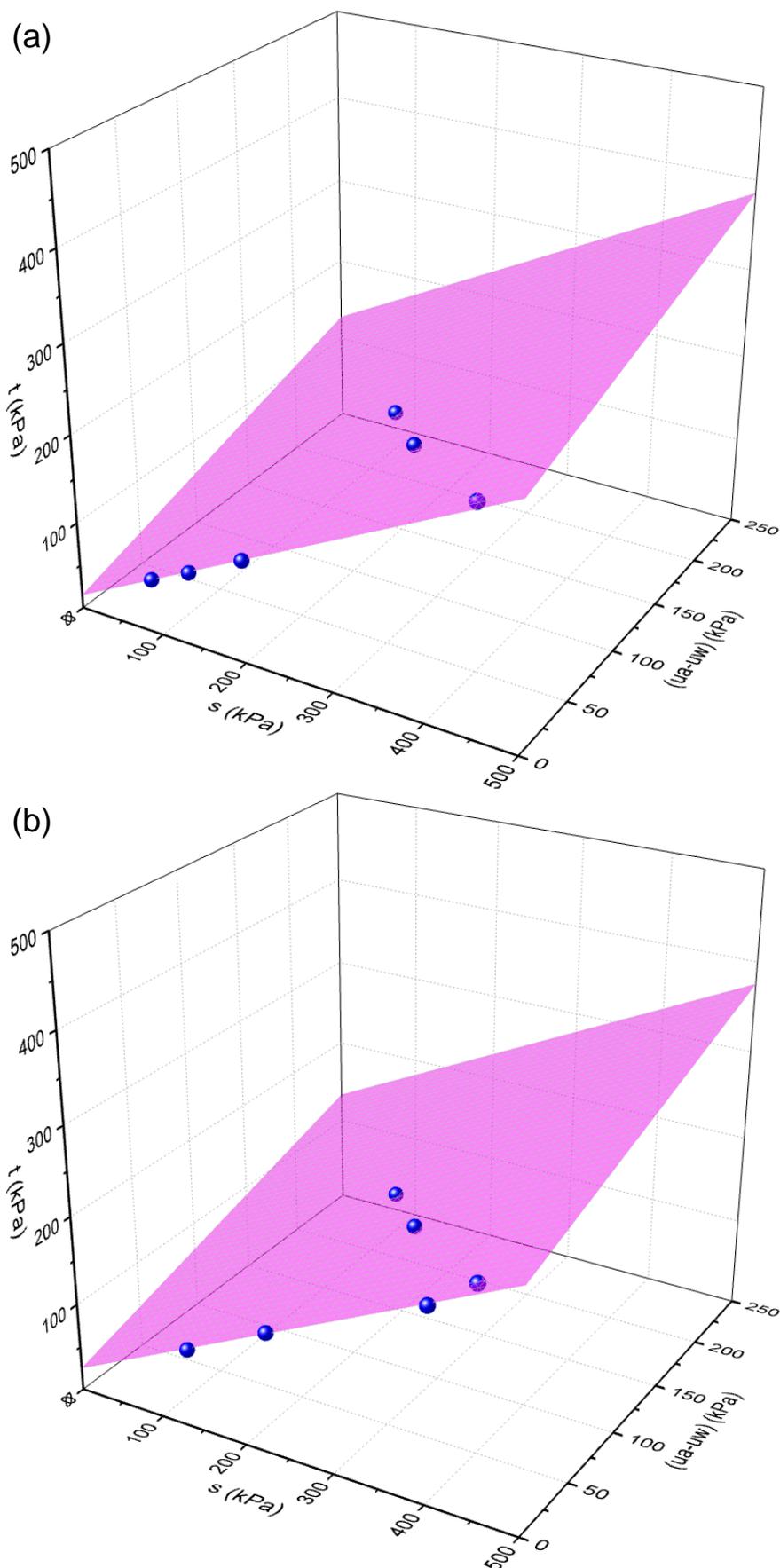


Figura 7.39 - Superfícies de ruptura obtidas dos ensaios do ponto “P”. (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.

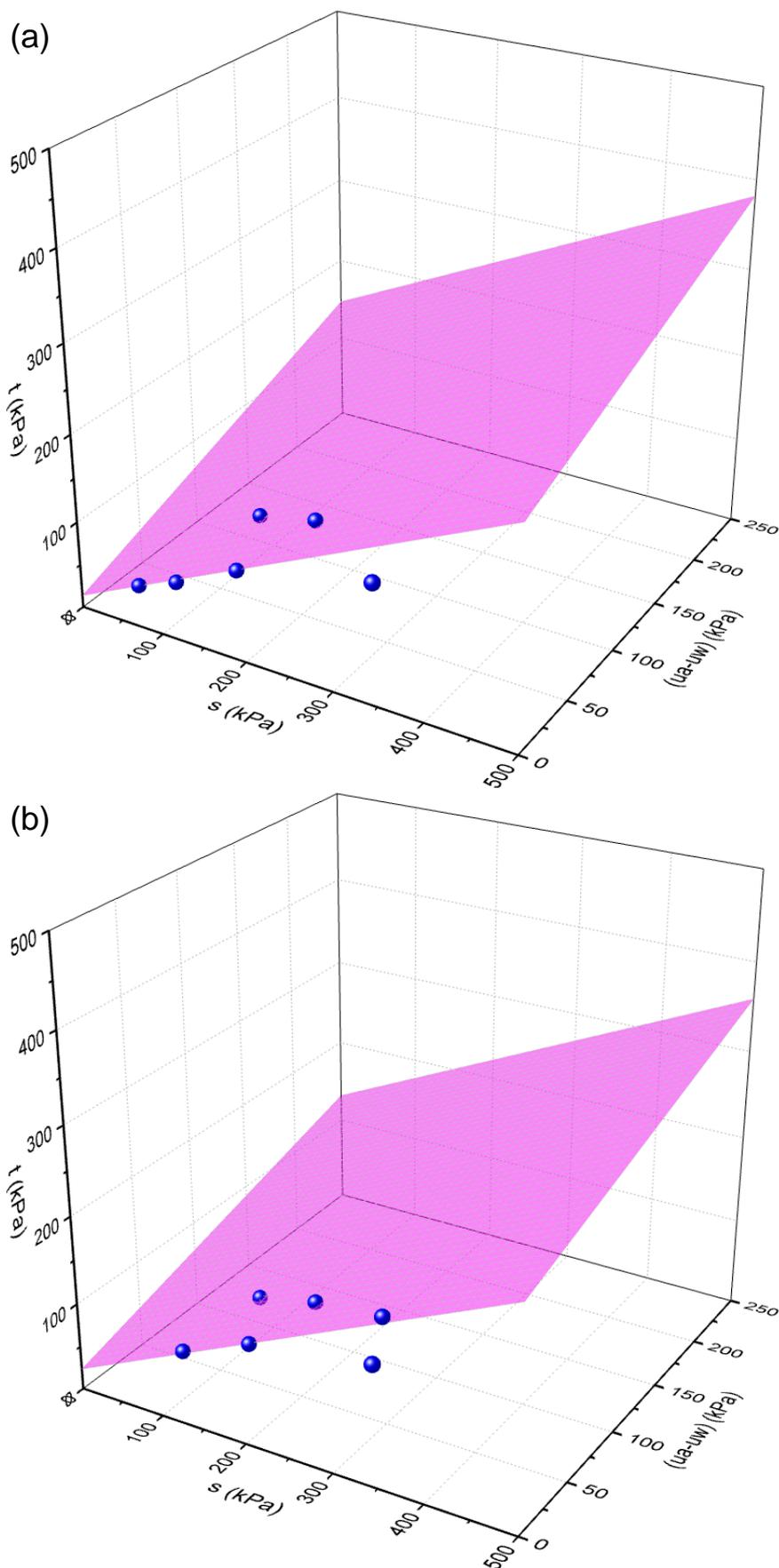


Figura 7.40 - Superfícies de ruptura obtidas dos ensaios do ponto “Q”. (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.

7.7.1 Superfícies de ruptura generalizadas em função do procedimento

Seguindo o procedimento do item 7.6.3, pode-se definir uma única superfície “generalizada” em função do procedimento empregando os resultados dos três pontos de estudo. A Figura 7.41 apresenta a superfícies de ruptura generalizada, na parte (a) ajustada aos pontos do procedimento 1 e na parte (b) ajustada aos pontos do procedimento 2.

O ensaio CWQ3 não figura nos planos já que no ensaio desenvolveu-se poropressão de água positiva. A Tabela 7.7 apresenta os parâmetros obtidos dos planos ajustados com os ensaios dos três pontos de estudo em função do procedimento empregado.

Tabela 7.7 - Parâmetros de resistência obtidos das superfícies de ruptura generalizada.

Ajuste ao Proced.	$\tan\psi^b$ (°)	$\tan\psi'$ (°)	d' kPa	r^2	φ' (°)	φ^b (°)	c' kPa
1	0.53	0.50	14.8	0.996	30	31	17.0
2	0.47	0.48	25.2	0.986	29	28	28.8

Observa-se que os coeficientes de correlação (r^2) apresentados na tabela são elevados para ambos os casos. Novamente, o valor de φ^b é maior ao valor de φ' quando o procedimento 1 é empregado. Conclui-se que os três pontos de estudo podem apresentar uma superfície de ruptura generalizada representada por um plano com um valor único de φ^b .

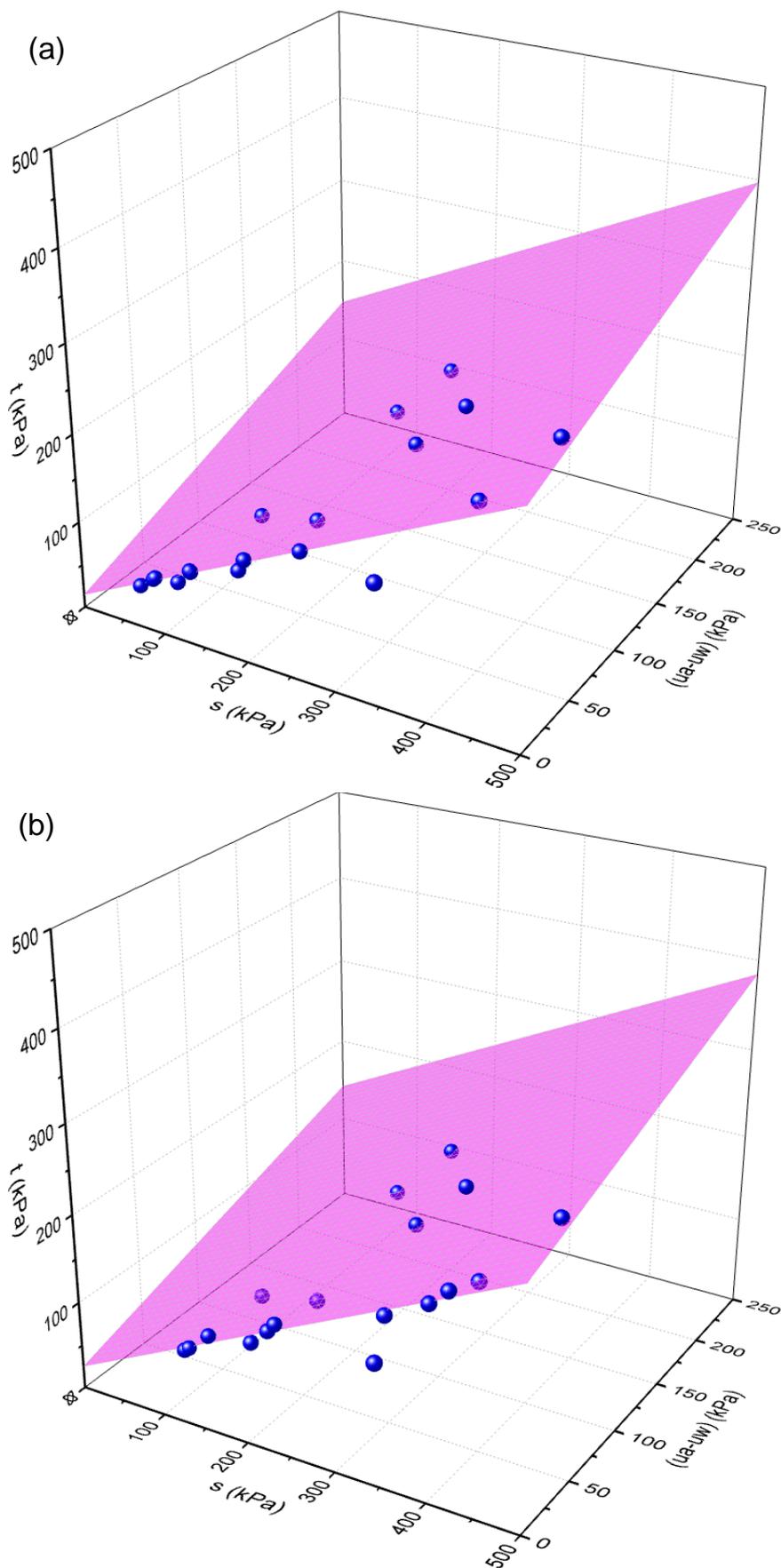


Figura 7.41 - Superfícies de ruptura generalizadas. (a) Ajuste com procedimento 1. (b) Ajuste com procedimento 2.

7.7.2 Influência dos ensaios saturados na acurácia da superfície de ruptura

A possibilidade de definir a superfície de ruptura generaliza só utilizando os ensaios CW pode ser uma tentativa quando não se tem informação dos parâmetros efetivos do solo. Na Figura 7.42 se mostra a superfície generalizada obtida unicamente com os ensaios CW dos três pontos de estudo. Salienta-se o fato de que a superfície localiza-se sobre os pontos experimentais com boa coerência com um parâmetro de correlação de 0.991. Contudo, c' definido por este método é 1.2 kPa, φ' é 32° e finalmente, φ^b é 34° . A figura mostra que a pesar de que o plano seja bem representado, os parâmetros calculados podem distar dos parâmetros reais do solo. Este fenômeno foi observado na definição de todas as superfícies de ruptura, quando os parâmetros saturados não são mantidos constantes no cálculo, os mesmos são calculados e a diferença entre eles em alguns casos tende a ser considerável. Conclui-se que para a definição das superfícies, a previa obtenção de dados saturados permite uma melhor definição do modelo em três dimensiones.

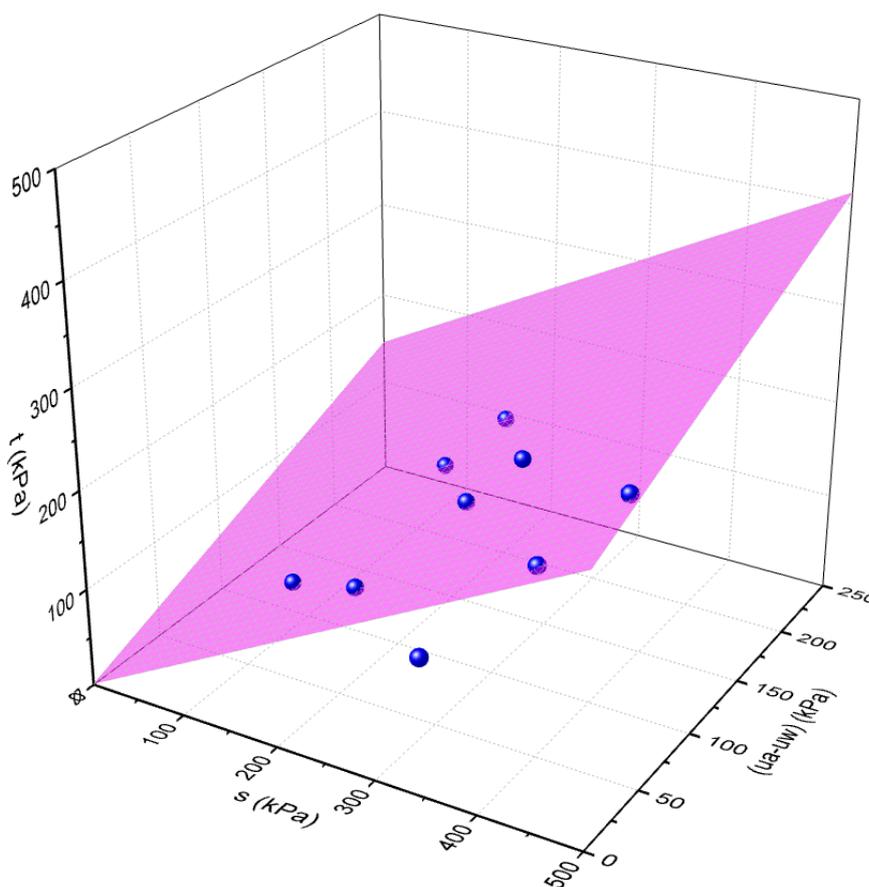


Figura 7.42 - Superfície de ruptura gerada a partir unicamente dos ensaios CW dos três pontos de estudo.

8 CONCLUSÕES

Foram realizados estudos experimentais de laboratório com um solo residual de gnaiss compactado. Estes estudos possibilitaram a avaliação do comportamento mecânico do solo e suas implicações práticas. Foram definidos três pontos de estudo na curva de compactação, um no ponto ótimo e dois no ramo úmido (+2 e +4% respectivamente), em cada ponto, foram moldados corpos de prova para a obtenção de curvas de retenção e a realização ensaios triaxiais seguindo três procedimentos diferentes. Chegaram-se as seguintes conclusões:

Curvas de Retenção de Água

- Os corpos de prova preparados para a obtenção das curvas de retenção de água apresentaram expansões da ordem de 14% do volume inicial após ser saturados.
- É possível que esta expansão seja devida as caulinitas e micas presentes na fração silte.
- Durante o processo de secagem os corpos de prova continuaram com índices de vazios superiores aos da condição inicial.
- O formato similar entre as curvas de retenção obtidas do ponto ótimo e dos pontos do ramo úmido mostra que o tamanho e distribuição dos poros é similar.
- O valor da sucção correspondente à entrada de ar generalizada para cada curva de retenção é similar para todos os casos, estando na ordem de 150 kPa.
- A entrada de ar dos corpos de prova compactados na umidade ótima e no ramo úmido é similar, e, portanto, a transição entre a zona de efeito fronteira e a zona de dessaturação acontece com o mesmo nível de sucção.
- Observou-se que os corpos de prova de prova não submetidos a processo de saturação (procedimento 3) apresentaram valores de sucção posicionados na zona do efeito fronteira da curva de retenção.

Ensaio Triaxiais – Processo de Saturação

- O valor do parâmetro B inicial dos ensaios realizados com o procedimento 1 e 2 variou de 0.13 a 0.24 para graus de saturação de 88 e 91%.
- Observou-se que o processo de saturação por contrapressão (procedimento 1) requereu grandes pressões (da ordem de 500 kPa) para saturar as amostras com graus de saturação iniciais próximos a 90%.
- Ao longo do processo de saturação por contrapressão foram observadas variações volumétricas da ordem de 6%. Este fato pode estar associado à presença de caulinitas e micas na estrutura do solo.
- Comprovou-se que os corpos de prova submetidos a baixa contrapressão (procedimento 2) iniciaram a fase de cisalhamento com sucção igual a zero.
- A expansão observada nos corpos de prova do procedimento 2 foi menor do que a observada no procedimento 1.
- O procedimento 1 levou a uma expansão inicial considerável e, posteriormente, a uma menor redução dos índices de vazios. Já no procedimento 2 se observou expansão ou contração dependendo da umidade e nível de tensão confinante aplicada.

Ensaio Triaxiais – Cisalhamento

- Os resultados da fase de cisalhamento dos ensaios realizados conforme os procedimentos 1 e 2, foram analisados em termos de tensões efetivas já que o solo encontrava-se com sucção igual a zero.
- Os ensaios submetidos ao procedimento 1 registraram valores de tensão desviadora na ruptura menores do que os obtidos nos ensaios com o procedimento 2.
- Poropressões de água maiores foram geradas no procedimento 1, devido a isto, os ensaios do procedimento 1 atingiram a envoltória de ruptura com tensões efetivas mais baixas.
- Quanto menor o teor de umidade de compactação maior a resistência ao cisalhamento obtida.

- No entanto, no procedimento 1, o excesso de poropressão representou 30% e 54% da tensão desviadora aplicada na ruptura, no ponto ótimo e no ramo úmido respectivamente.
- O procedimento 1 criou uma condição que propicia a geração de maiores poropressões de água até níveis que representam 50% da tensão desviadora aplicada. Ou seja, o parâmetro \bar{A} chegou a valores de até 0.54.
- As poropressões de água desenvolvidas nos corpos de prova submetidos ao procedimento 2 representaram 4 e 10% da tensão desviadora aplicada na ruptura, no ponto ótimo e no ramo úmido, respectivamente.
- A construção de um aterro úmido pode ser viável em termos de segurança se o grau de saturação mantiver-se em uma faixa não superior a 93%.
- Observou-se que corpos de prova submetidos a saturação com expansão livre levaram a resultados similares àqueles submetidos a saturação por contrapressão para o solo estudado. Assim, pode-se assumir que os resultados obtidos na presente pesquisa no procedimento 1 são produtos de mudanças estruturais produzidas no solo devido à aplicação da contrapressão.
- As equações de resistência saturada e não saturada são similares entre os três pontos de estudo, sendo muito próximas para os pontos “P” e “Q”.
- Os ensaios realizados no procedimento 3 foram analisados em termos de tensões totais para a obtenção das coesões aparentes de cada ensaio e em termos de tensões efetivas assumindo o valor de $\chi = 1$ da equação proposta por Bishop (1959).
- Foi provado que o valor de $\chi = 1$ satisfaz aos resultados obtidos para os solo estudado na condição quasi-saturada.
- Obtiveram-se as equações de resistência não saturada para cada condição de umidade de moldagem em função do procedimento de saturação empregado.
- Observou-se que a utilização da coesão efetiva obtida nos ensaios do procedimento 2 oferecem melhores ajustes para a obtenção da equação de resistência não saturada de Bishop (1959).
- Empregando a equação de Fredlund et al. (1978), conclui-se que a definição da superfície de ruptura com um plano, com um valor único de ϕ^b , é adequada até o valor de sucção de entrada generalizada de ar (150 kPa) que foi obtido mediante as curvas de retenção de água.

- Foi observado que empregando o procedimento 2 obtiveram-se melhores ajustes das equações de resistência não saturada e os valores de φ^b foram similares aos valores de φ' .
- Nos resultados obtidos com o procedimento 1 os valores de φ^b foram superiores aos valores de φ' , em dois dos pontos analisados. Considera-se que estes resultados vão de encontro às teorias apresentadas.
- Foram obtidas equações “generalizadas” utilizando os resultados dos ensaios com os três pontos de estudo, obtendo-se um bom ajuste ($r^2 > 0.96$) dos parâmetros mecânicos.
- As superfícies de ruptura forma definidas como planos.
- Os planos obtidos utilizando-se os resultados dos ensaios do procedimento 2 apresentaram melhor ajuste do que aqueles obtidos com o procedimento 1.
- As superfícies de ruptura “generalizadas”, considerando os resultados dos três pontos de estudo, também apresentou melhor ajuste quando os resultados do procedimento 2 foi utilizado.
- A determinação da superfície de ruptura sem o uso dos resultados dos ensaios na condição saturada não se mostrou adequada.

9 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEF – **Research on Foundation Engineering**. Publicado no XII ICMF, 1989.

ABRAMENTO, M. **Resistencia ao cisalhamento de solos não saturados: considerações teóricas e estudo experimental sobre solo coluvionar das encostas da Serra do Mar**. Tese (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1988.

AHMED, S.; LOVELL, C.W.; DIAMOND, S. **Pore sizes and strength of compacted clay**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, n.100, v.4, p. 407–425, 1974.

ALONSO, E. E.; VAUNAT, J.; GENS, A. **Modeling the mechanical behavior of expansive clays**. Engineering Geology, v.54, p. 173-183, 2001.

BELL, F. G. **Stabilization and treatment of clay soils with lime. Part 1 – basic principles**. Ground Engineering, n.21, v.1, p. 10-15, 1988.

BELL, F. G. **Stabilization and treatment of clay soils with lime. Part 2 – some applications**. Ground Engineering, n.21, v.2, p. 22-30, 1988.

BISHOP, A. W. **The principle of effective stress**. In: Teknisk Ukeblad, v.106, n.39, p. 859-863, 1959.

BISHOP, A. W.; MORGENSTERN, L. **Stability coefficients of earth slopes**. Géotechnique, v.10, n.4, p. 129-147, London, 1960.

BISHOP, A. W.; ALPAN, J.; BLIGHT, G. E.; DONALD, I. B. **Factors controlling the strength of partly saturated saturated cohesive soils**. Research Conference Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, p. 503-532, 1960.

BISHOP, A. W.; DONALD, B. **The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus**. 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, v.1, p. 13-21, 1961.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial tests, Second Edition**. Edward Arnold, London, 1962, 227p.

BISHOP, A. W.; BLIGHT, G. E. **Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils**. Géotechnique, v.13, n.3, 1963.

BLACK, D.K.; LEE, K.L. **Saturating laboratory samples by back pressure**. Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, v.99, n.1, p. 75–93, 1973.

CAMPBELL, J. D. **Pore pressure and volume changes in unsaturated soils**. PhD. Dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1973.

CARVALHO, T. M. O. **Desenvolvimento de um sistema de medição de variação de volume total de amostras triaxiais não saturadas e avaliação do efeito de processos de saturação no comportamento de solos saprolíticos.** Tese (doutorado) apresentada – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2012.

CASAGRANDE, A.; HIRSCHFELD, R. C. **Stress-Deformation and Strength Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight.** Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Colorado, p. 359-417, 1960.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. **A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings.** Proceeding of the Institute of Civil Engineering. n.2, p. 82-89. 1992.

CRUZ, P. T. **100 Barragens Brasileiras Casos Históricos Materiais de Construção Projeto.** Oficina de Textos, São Paulo, 1996, 648p.

CRUZ, P. T.; FERREIRA, R. C. **Aterros compactados. Solos do Interior de São Paulo.** ABMS, USP/SC, p. 277-313, 1993.

DELAGE, P.; AUDIGER, M.; CUI, Y. J.; HOWAT, M. **Microstructure of compacted silt.** Canadian Geotechnical Journal, n.33, v.1, p. 150–158, 1996.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. **The shear strength of partly saturated soils.** 6th International Conference on Expansive Soils, ASCE, p.602-605, New Delhi, India, 1980.

ESCÁRIO, V.; SÁEZ, J. **The shear strength of partly saturated soils.** Géotechnique, v.36, p. 453-456, 1986.

FREDLUND, D. G. **Density and compressibility characteristics of air-water mixtures.** Canadian Geotechnical Journal, v.12, n.4, p. 121-139, 1976.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. **Stress state variables for unsaturated soils.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, v.103, n.GT5, p. 447-466, 1977.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. WIDGER, R. A. **The shear strength of unsaturated soils.** Canadian Geotechnical Journal, v.15, n.3, p. 313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils.** John Wiley & Sons, New York, 1993, 517p.

FREDLUND, D. G.; XING, A. **Equations for the soil-water characteristic curve.** Canadian Geotechnical Journal, v.32, n.3, p. 521-532, 1994.

GENS, A. **Constitutive modeling: Application to compacted soils.** First International Conference on Unsaturated Soil, Paris, v.3, p. 1179-1200, 1995.

GEORGETTI, G. B.; VILAR, O. M. **Constant water content triaxial compression test with a compacted.** In: ALONSO e GENS (eds). Unsaturated Soils. London, Taylor & Francis Group, p. 1419-1424, 2011.

GULHATI, S.; SATIJA, D. J. **Shear strength of partially saturated soils.** In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, p.609-612, 1981.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: Volume 3 – Effective stress tests.** Pentech Press Limited, London, 1986, 1238p.

JENNINGS, J. E.; BURLAND, J. B. **Limitation to the use of effective stresses in partly saturated soils.** Géotechnique, v.12, n.2, p. 125-144, 1962.

KHALILI, N.; GEISER, F.; BLIGHT, G. E. **Effective stress in unsaturated soils: Review with new evidence.** International Journal of Geomechanics, ASCE, v.4, p. 115-126, 2004.

KHALILI, N.; KHABBAZ, M. H. **A unique relationship for X for the determination of the shear strength of unsaturated soils.** Géotechnique, v.28, n.5, p. 681-687, 1998.

KUWAJIMA, R. M. **Determinação da sucção “in situ” em solo residual compactado utilizando-se o parâmetro B e a medição direta da sucção.** Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2000.

LAMBE, T. W. **The structure of compacted clay.** Journal of Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, United States, v.84, n.2, p. 1-35, 1958.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics.** John Wiley Interscience Publications, New York, 1979, 553p.

LANGFELDER, L. J., CHEN, C. F.; JUSTICE, J. A. **Air permeability of compacted cohesive soils.** Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, v.94, n.4, p. 981–1001, 1968.

LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. **Compacted soils: From physics to hydraulic and mechanical behaviour.** In: CAICEDO et al. (eds) Advances in unsaturated soils, p. 41-59, London, Taylor & Francis Group, 2013.

LINS, A. H. P.; SANDRONI, S. S. **The development of pore-pressure in a compacted soil.** XII ISCMFE, New Delhi, p. 177-180, 1994.

LIPÍŃSKI, M.J.; WDOWSKA, M. **Saturation criteria for heavy overconsolidated cohesive soils.** Annals of Warsaw University of Life Sciences - SGGW. Land Reclamation. v.42, i.2, p. 295-302, 2011.

LOWE, J.; JOHNSON, T. D. **Use of back pressure to increase degree of saturation of triaxial test specimens.** Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, Colorado, p. 819-836, 1960.

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção com o método do papel filtro.** In: Anais COBRAMSEF 10, Foz do Iguaçu. v.2, p. 515-522.1994,

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção em solos.** In: Anais Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 3, Rio de Janeiro. v2, p. 373-384. 1997.

MARINHO, F. A. M. **Introdução ao comportamento de solos não saturados.** Minicurso ministrado durante o XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Brasília, 1998.

MARINHO, F. A.M.; STUERMER, M. M. **The influence of the compaction on the SWCC of a residual soil.** Advances in Unsaturated Geotechnics, Denver, Colorado, n.99, p. 125-141, 2000.

MARINHO, F. A. M.; STANDING, J. R.; KUWAGIMA, R. M. **Soil suction development under isotropic loading and unloading in a compacted residual soil.** Solos e Rochas, São Paulo, v. 26, n.2, p. 115-128, 2003.

MARINHO, F. A. M. Os solos não saturados: **aspectos teóricos, experimentais e aplicados.** Concurso de Livre-Docência (Geomecânica). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005, 201p.

MARINHO, F. A. M.; MASSAD, F. **Behaviour of wet fill using residual soil.** In: ALONSO e GENS (eds). Unsaturated Soils. London, Taylor & Francis Group, p. 1419-1424, 2011.

MASSAD, F.; MASSAD, E.; YASUDA, A. J. **Análise do comportamento da barragem do Rio Verde através de instrumentos de auscultação.** XII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, p. 63-84, 1978.

MASSAD, F.; ROCHA, J. L. R.; BARROS, J. M. C. **Características geotécnicas de solos de aterros úmidos, compactados sobre fundação compressível.** XII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, p. 253-273, 1978.

MELLO, V. F. B. **Propriedades geotécnicas dos solos argilosos compactados.** II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Campina Grande, v.2, p. 201-226, 1958.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** Editora Villibor, São Paulo, 1995, 213p.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado.** Tese (doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 2004.

OLSON, R. E. **Effective stress theory of soil compaction.** Journal of Soil Geomechanics and Foundations Division, ASCE, n.89, v.2, p. 27–45, 1963.

OLSON, R. E.; LANGFELDER, L. J. **Pore water pressures in unsaturated soils.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceeding ASCE, v.91, n.4, p. 127-150, 1965.

PACHECO SILVA, F. **Poro-pressões e recalque em barragens de terra**. Publicação IPT, n.982, 1973, 16p.

PARSONS, A. W. **Construction and placement of clay fills**. Procedure Conference of Clay, Institute of Civil Engineers, London, p.143-148, 1978.

PENMAN, A. D. M. **On the embankment dam**. Geotechnique, v.36, n.3, p. 303-348, 1986.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos - Exercícios Resolvidos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 112p.

PINTO, C. S. **Resistencia ao cisalhamento de solos**. EPUSP, São Paulo, 1979, 137p.

PINTO, C. S. **Sobre As Especificações de compactação dos solos**. VII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, 1971.

PINTO, C. S.; NAKAO H.; MORI R. **Resistência e deformabilidade em ensaio não drenado de um solo compactado**. IV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia de Fundações, v.1, p. 35-67, 1970.

RAHARDJO, H.; HENG, O. B.; CHOON, L. E. **Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water content triaxial tests**. Canadian Geotechnical Journal, v.41, p. 421-436, 2004.

RIDLEY, A. M.; BURLAND, J. B. **A new instrument of the measurement of soil moisture suction**. Géotechnique, v.43, n.2, p. 321-324, 1993.

ROHM, S. A.; VILAR, O. **Shear strength of a unsaturated Sandy soil**. Proceeding of the First International Conference on Unsaturated Soil. Paris, France, v.1, p. 189-193, 1995.

SANDRONI, S. S. **Estimativa de poro-pressões positivas em maciços de terra compactada durante a fase de construção**. XVI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte, p. 697-717, 1985.

SEED, H. B.; CHAN, C. K. **Structure and strength characteristic of compacted clays**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings ASCE, v.85, n.5, p.87-127, 1959.

SHAHU, J. T.; YUDHBIR; KAMESWARA RAO, N. S. V. **Effective stress behavior of quasi-saturated compacted cohesive soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v.125, p. 322-329, 1999.

SHERARD, J. L.; WOODWARD, R. J.; GIZIENSKI, S. F.; CLEVINGER, W. A. **Earth and earth-rock dams**. John Wiley and Sons, New York, 1963, 428p.

SKEMPTON, A. W. **Effective stress in soils, concrete and rocks**. Conference Pore Pressure and Suction, p. 277-313, London, 1960.

SKEMPTON, A. W. **The pore pressure coefficients A and B.** Géotechnique, v.4, n.4, p. 143-147, London, 1954.

STUERMER, M. M. **Estudo da capacidade de retenção de água em um solo residual compactado.** Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1998.

SURIOL, J.; GENS, A.; ALONSO, E. E. **Volumetric behavior of a compacted soil upon wetting.** Proceeding of the Third International Conference on Unsaturated Soils, Recife, v.2, p. 619-623, 2002.

TARANTINO, A.; BOSCO, G.; MONGIOVI, L. **Response of the IC tensiometer with respect to cavitation.** Unsaturated Soils for Asia, p. 309-314, 2000.

TEIXEIRA, H. R.; MASSAD, F. **Barragem construída em clima úmido e sobre solos compressíveis.** XII Seminário Nacional de Grandes Barragens, São Paulo, p. 85-110, 1978.

TERZAGHI, C. **Foundation problems and laboratory research.** Engineering News-Record, v. 87, n. 2, p. 77-78, New York, 1921.

TERZAGHI, K. **The shear resistance of saturated soils.** Proceeding International Conference Soils Mechanics Foundation Engineering. v.1, p. 54-56, 1936.

THOMAS, B. R. **Application of evaporative dewatering methods to allow the use of wet fills in the construction of earthworks.** Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications, v.10, p. 237-244, 1995.

VAN GENUCHTEN. **A Closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soil.** Soil Science Society of American Journal, v.44, n.5, p. 893-898, 1980.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. **The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till.** Géotechnique, n.49, v.2, p.143–159, 1999.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. **Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction.** Canadian Geotechnical Journal, v. 33, p. 379-392, 1996.

VAUGHAN, P. R. **Design and construction with wet fills.** Special Lecture presented at the Brazilian Society for Soil Mechanics, São Paulo, 1982, 16p.

VIEIRA, A. M. **Variação sazonal da sucção em um talude de solo residual de gnaiss.** Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, São Paulo, 1999.

VIEIRA, A. M. **Esquema de prensa triaxial tipo Bishop & Wesley (1965).** Comunicação Pessoal, 2014.

WHEELER, S. J.; KARUBE, D. **Constitutive modeling.** First International Conference on Unsaturated Soil, Paris, v.3, p. 1323-1356, 1995.

WHITE, N. F.; DUKE, H. R.; DUNADA, D. K.; COREY, A. T. **Physics of desaturation in porous materials.** Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, v.96, p. 165-191, 1970.

ANEXO A

Varição da sucção em função do tempo obtida para os ensaios CW do procedimento 3 realizados com tensão controlada.

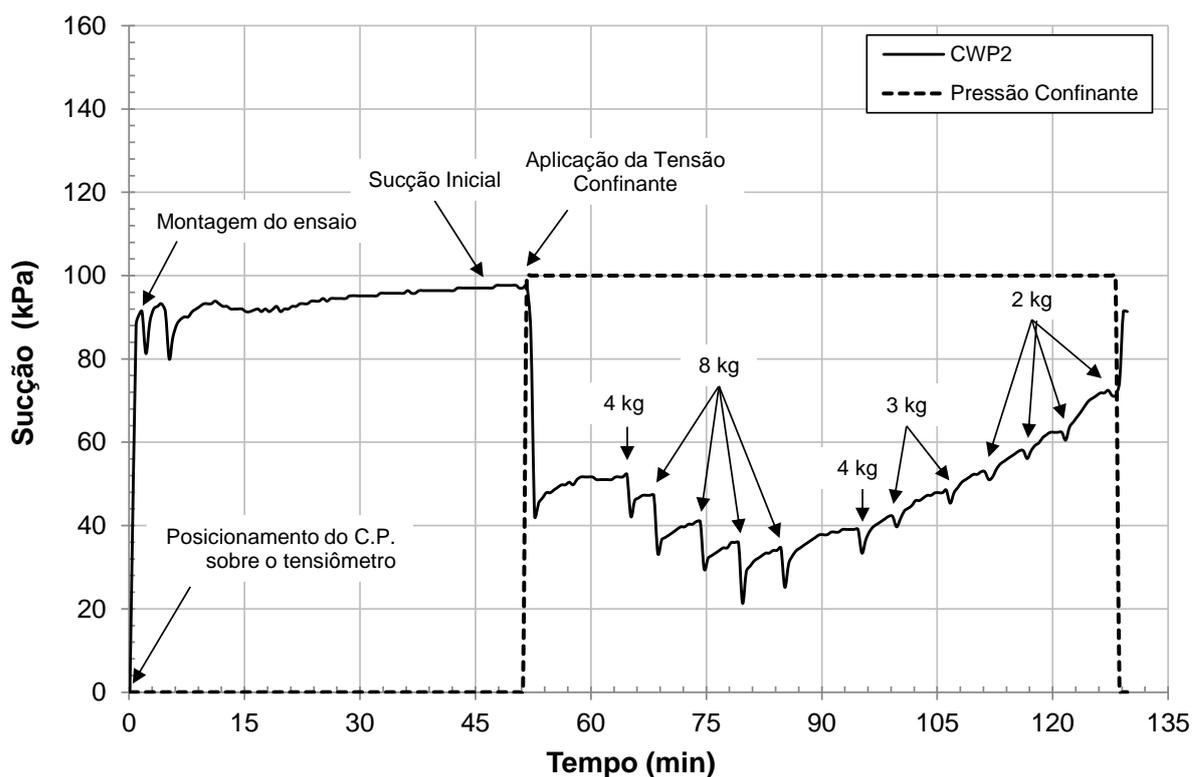


Figura A1 – Variação da sucção em função do tempo do corpo de prova CWP2 do procedimento 3.

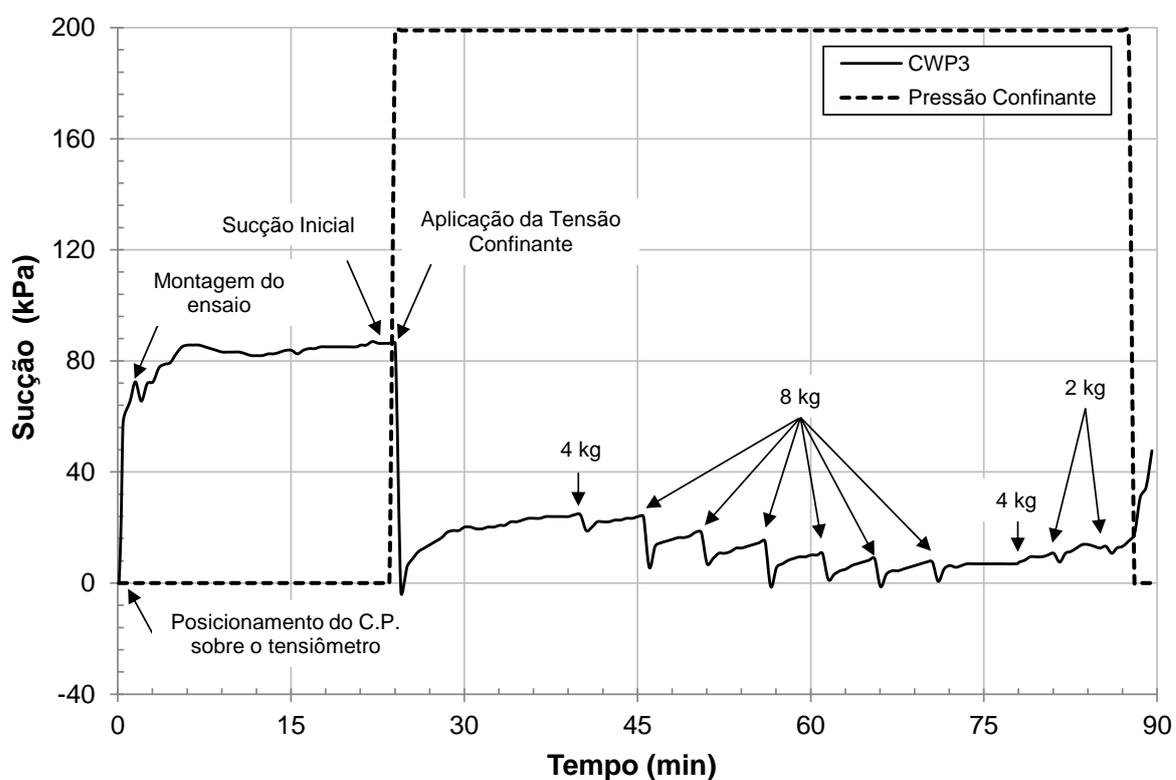


Figura A2 – Variação da sucção em função do tempo do corpo de prova CWP3 do procedimento 3.

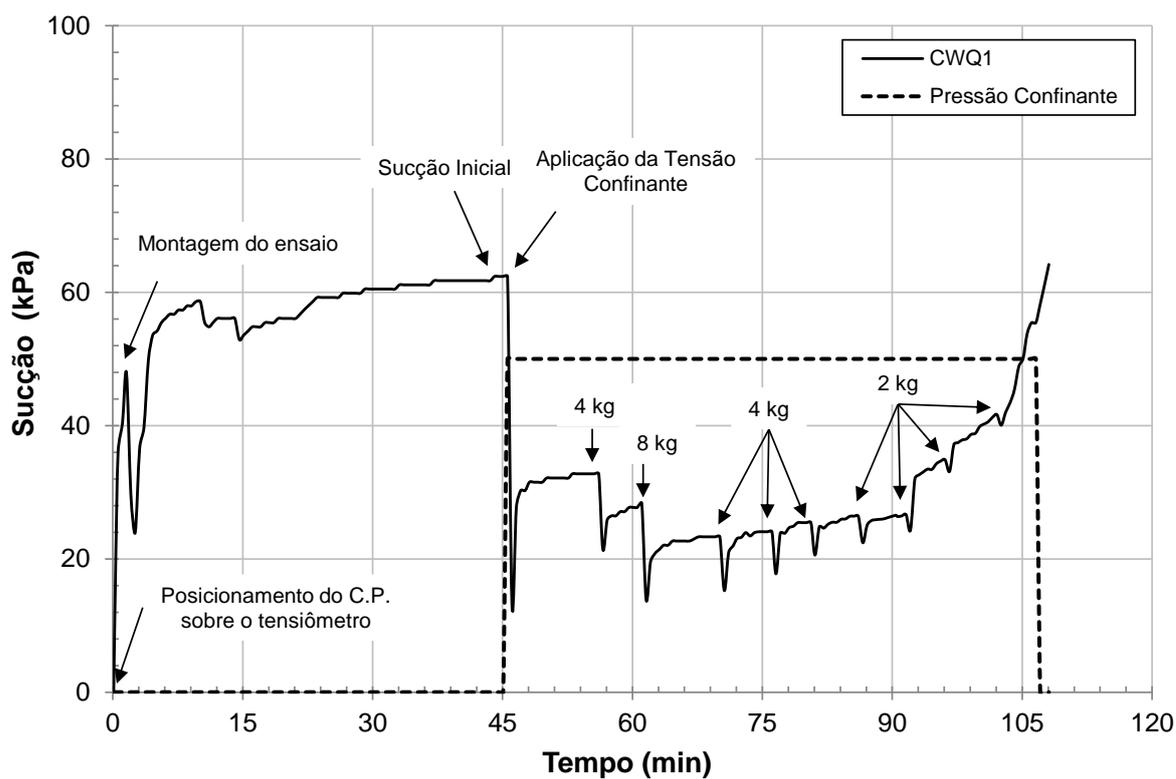


Figura A3 – Variação da sucção em função do tempo do corpo de prova CWQ1 do procedimento 3.

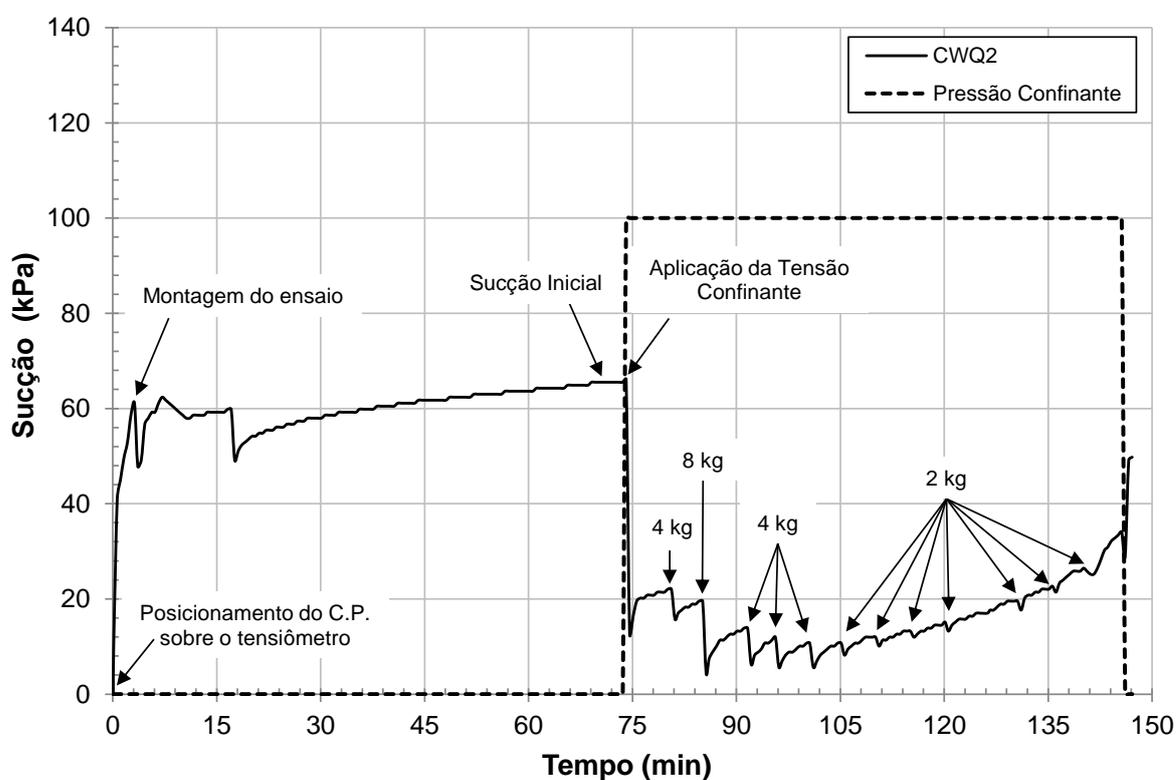


Figura A4 – Variação da sucção em função do tempo do corpo de prova CWQ2 do procedimento 3.

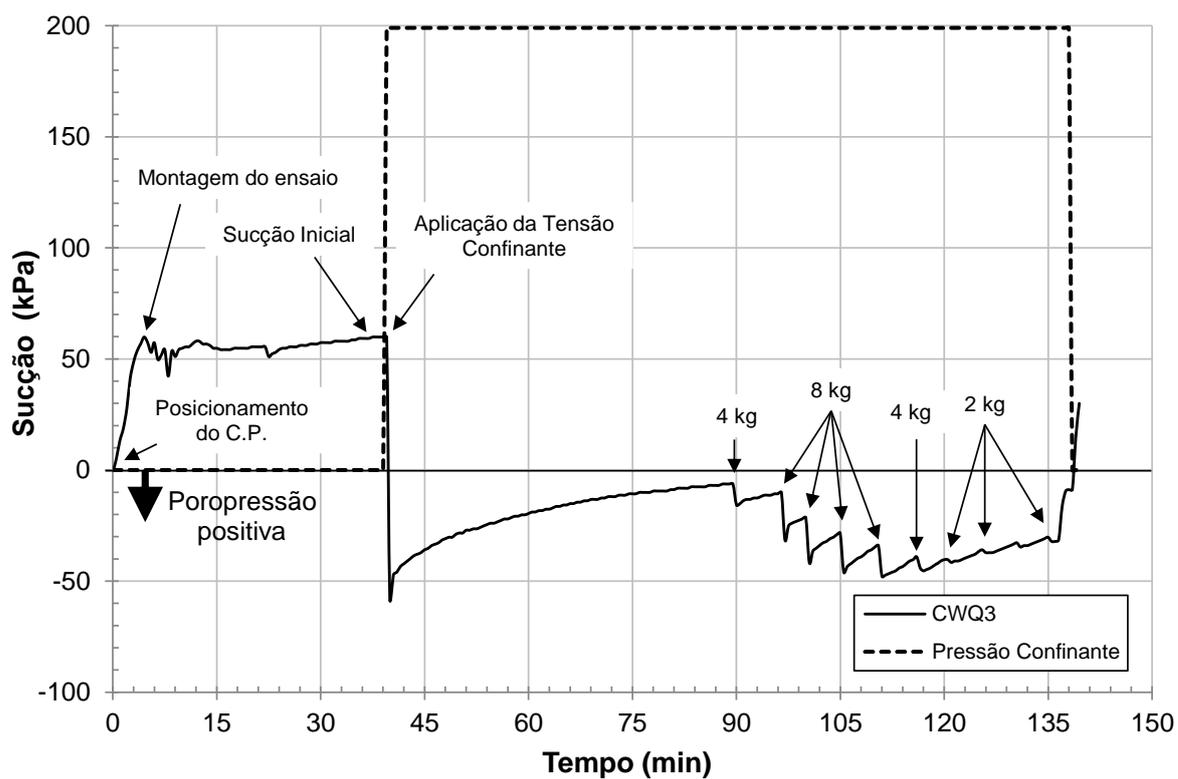


Figura A5 – Variação da sucção em função do tempo do corpo de prova CWQ3 do procedimento 3.