UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DO ALÍVIO DE TENSÕES NO DESENVOLVIMENTO DE POROPRESSÕES DE ÁGUA EM OBRAS SUBTERRÂNEAS EM SOLOS

DANILO LOMONACO VETTORELLO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia para a obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Hidrogeologia e Meio Ambiente

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

SÃO PAULO
2019

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

Serviço de Biblioteca e Documentação do IGc/USP
Ficha catalográfica gerada automaticamente com dados fornecidos pelo(a) autor(a)
via programa desenvolvido pela Seção Técnica de Informática do ICMC/USP

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de catalogação da publicação:
Sonia Regina Yole Guerra - CRB-8/4208 | Anderson de Santana - CRB-8/6658

Vettorello, Danilo Lomonaco
Avaliação dos efeitos do alívio de tensões no desenvolvimento de poropressões de água em obras subterrâneas em solos / Danilo Lomonaco Vettorello; orientador Fernando Antônio Medeiros Marinho. -- São Paulo, 2019.
196 p.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Recursos Minerais e Hidrogeologia) -- Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 2019.

1. Poropressões de água. 2. Alívio de tensões. 3. Escavações subterrâneas. 4. Modelagem numérica. 5. Mecânica dos solos. I. Marinho, Fernando Antônio Medeiros, orient. II. Título.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DO ALÍVIO DE TENSÕES NO DESENVOLVIMENTO DE POROPRESSÕES DE ÁGUA EM OBRAS SUBTERRÂNEAS EM SOLOS

DANILO LOMONACO VETTORELLO

Orientador: Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Dissertação de Mestrado

Nº 841

COMISSÃO JULGADORA

Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho

Dr. Eurípedes do Amaral Vargas Junior

Dr. Scandar Gasperazzo Ignatius

SÃO PAULO
2019

Dedico este trabalho à minha família.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, o Prof. Dr. Fernando A. M. Marinho, eu agradeço inicialmente a gentileza de ter aceitado me orientar. Sou-lhe grato por todo apoio ao longo deste período no qual viabilizou os trabalhos de campo, auxiliou nas questões laboratoriais, abriu oportunidades de interação com diversas instituições e pessoas, além de sempre estar disposto a ajudar. Digo, com toda sinceridade, que me sinto um privilegiado de ter sido orientado por ele, uma pessoa que em meio a todos os títulos que possui o de Cientista seja o que melhor o descreve.

À Eng. Patrícia D. G. Orlando agradeço pela orientação dentro do Instituto de Pesquisa Tecnológicas e, em especial, as discussões acerca da fase de modelagem numérica. Seu esmero e destreza foram imprescindíveis para que esta dissertação pudesse existir.

Ao Geól. Manolo M. Melo e equipe eu agradeço por todo apoio durante as atividades de campo no canteiro de obras do Rodoanel Mário Covas. Ao Manolo também agradeço sua solicitude admirável.

Ao Geól. Bruno R. Leite e equipe eu agradeço por todo apoio durante as atividades de campo no canteiro de obras da SABESP.

À minha grande amiga Elisangela C. Moura eu agradeço imensamente por ter cedido seu computador “dignidade” para a realização das análises numéricas.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos da EP-USP Antônio C. Heitzmann e Valdinéia dos S. Silva eu agradeço todo o apoio ao longo da fase experimental.

O Prof. Caetano Juliani agradeço a ajuda com a geologia do Grupo Serra do Itaberaba.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de nível Superior - Brasil (CAPES) eu agradeço o apoio financeiro a este trabalho (Código de Financiamento 001).

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) e sua fundação (FIPT) agradeço o apoio financeiro e de infraestrutura concedidos por meio do Programa Novos Talentos.

À Universidade de São Paulo agradeço por me acolher novamente, mas desta vez como aluno de pós-graduação. Agradeço, em especial, o Instituto de Geociências e a Escola Politécnica.

Aos meus familiares, amigos e colegas de profissão eu também gostaria de deixar registrada a minha gratidão pelo apoio.

RESUMO

Vettorello, L. D., 2019. Avaliação dos efeitos do alívio de tensões no desenvolvimento de poropressões de água em obras subterrâneas em solos [Dissertação de Mestrado], São Paulo, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 196p.

O alívio de tensões totais gerado pelo processo de escavação em obras subterrâneas em maciços terrosos induz a variação negativa da poropressão de água ($-\Delta u_w$). A depender da relação entre a magnitude do alívio de tensões e a poropressão de água inicial no maciço, há a possibilidade de que a poropressão de água final em algumas regiões ao redor da escavação fique negativa ($-u_w$). A poropressão de água negativa, ou sucção, promove o aumento da resistência do solo a tensões cisalhantes, efeito que, como consequência, melhora as condições de estabilidade da escavação como um todo. No entanto, a sucção tende a se dissipar conforme o equilíbrio hidrostático no maciço é restabelecido, esvaindo-se, simultaneamente, o efeito dela sobre a estabilidade da escavação. Baseando-se no fenômeno descrito, o desenvolvimento de poropressões de água no solo causado pelo processo de escavação em maciços terrosos foi analisado por meio do software RS3 da Rocscience. Para tal, foi realizada a caracterização geotécnica de três solos de natureza distinta visando fornecer parâmetros para a simulação numérica de uma escavação horizontal circular rasa no contexto dos solos saturados. As análises realizadas foram transientes e acopladas, ou seja, considerando a variação do tempo e a premissa de que alterações nas tensões do solo afetam os valores de poropressões de água. Os resultados apontam que a magnitude do alívio de tensões em escavações subterrâneas horizontais tende a ser maior quando as tensões horizontais efetivas no maciço são maiores que as tensões verticais efetivas ($k_0 > 1$). Também indicam que o coeficiente de condutividade hidráulica (k) parece ser o principal parâmetro associado a velocidade de dissipação do excesso de poropressões de água negativa e que, portanto, solos menos permeáveis, como as argilas, tendem a se beneficiar por mais tempo do aumento da resistência a tensões cisalhantes atribuído ao efeito da sucção. Observou-se também que para uma escavação perfeitamente circular o alívio de tensões tende a ser maior na porção central da face de escavação e menor nas extremidades, não por acaso, a plastificação do solo com o tempo evolui segundo o caminho inverso, das extremidades da face de escavação para a porção central.

Palavras chave: poropressões de água; alívio de tensões; escavações subterrâneas; modelagem numérica; solos saturados; solos não saturados; solos da região metropolitana de São Paulo.

ABSTRACT

Vettorello, L. D., 2019. Evaluation of the stress relief effect in pore-water pressure development considering underground excavations performed in soils [Masters Dissertation], São Paulo, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 196p.

The total stress relief related to excavation processes in underground works induces the negative variation of the pore-water pressure within the soil ($-\Delta u_w$). Depending on the relationship between the magnitude of the stress relief and the initial pore-water pressure, final pore-water pressure may become negative in some regions around the excavation ($-u_w$). The negative pore-water pressure, or suction, promotes the increasing in soil shear strength, and consequently, improves the stability of excavation as a whole. However, suction tends to dissipate during the recovery of the hydrostatic equilibrium reducing its effect on the excavation stability. Based on that phenomenon, the development of pore-water pressure related to stress reliefs in soil mass was analyzed using the software Rocscience RS3. Three types of soils were geotechnically characterized aiming to provide parameters to feed the numerical simulation of a shallow underground excavation in a water-saturated soil mass. The analyzes were transient and coupled, i.e. they were performed considering the time variation and the effect of the stress relief in the pore-water pressure. The results indicate that the magnitude of the stress relief promoted by horizontal underground excavations get bigger as the horizontal/vertical effective stress rate increases ($k_0 > 1$). Also, that the hydraulic conductivity (k) seems to be the main parameter related with the negative excess pore-water pressure dissipation rate and, therefore, that less permeable soils (e.g. clays) may benefit from suction effect in soil shear strength for longer time. It was also observed that for a perfectly circular excavation the stress relief tends to be greater in the central portion of the excavation face and decreases towards the edges, not by chance, the yielding of the soil over time evolves in the opposite way, from the edges of the excavation face to the central portion.

Key words: pore-water pressure; stress relief; underground excavations; numerical modeling; saturated soils; unsaturated soils; soils from the metropolitan region of São Paulo.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 1
2. OBJETIVOS 3
3. JUSTIFICATIVA 3
4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 4
4.1. Conceitos e fenômenos 4
4.1.1. Introdução ao estudo dos solos 4
4.1.2. O estado de tensões no solo 5
4.1.3. O efeito da variação de tensões no desenvolvimento de poropressão de água nos solos saturados 7
4.1.4. A sucção no meio não saturado 9
4.1.5. O impacto da sucção nas características do solo de resistência a tensões de cisalhamento 12
4.1.6. O efeito de tensões cisalhantes na variação da poropressão de água em solos no contexto não drenado 20
4.1.7. O efeito da drenagem da água nas propriedades de permeabilidade dos solos 22
4.2. Estudos de casos 24
4.2.1. O efeito do alívio de tensões na poropressão de água do solo registrado por meio de instrumentação de campo 24
4.2.2. O efeito do alívio de tensões na poropressão de água do solo registrado por meio de análises experimentais 28
4.2.3. A variação negativa da poropressão de água no solo avaliada por meio de análises numéricas 30
4.2.4. O efeito da variação da umidade relativa do ar na poropressão de água no solo 32
4.2.5. A influência da poropressão de água no tempo de autossustentação em escavações subterrâneas 34
5. MATERIAIS E MÉTODOS 39
5.1. Atividades de campo e amostragem 39
5.1.1. Locais de amostragem 40

5.1.2. Avaliação da sucção matricial no solo por tensiometria 46
5.2. Ensaios laboratoriais..... 53
5.2.1. Ensaios de caracterização..... 53
5.2.2. Ensaios para determinação da curva de capacidade de retenção de água dos materiais..... 53
5.2.3. Ensaio de resistência à compressão uniaxial..... 60
5.2.4. Tabela resumo de materiais ensaiados 61
5.3. Análise numérica..... 61
5.3.1. O RS3 (Rocscience Inc.)..... 62
5.3.2. O modelo e as condições de contorno 64
5.3.3. Metodologia utilizada para a determinação dos parâmetros geotécnicos..... 70
5.3.4. Análises propostas 72
6. RESULTADOS DAS ANÁLISES TENSIOMÉTRICAS 73
6.1. Rodoanel Mário Covas (Anel Norte) 73
6.2. Túnel da SABESP 75
7. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS..... 76
7.1. Ensaios de caracterização..... 76
7.2. Curvas de capacidade de retenção de água 79
7.2.1. Areia média a grossa pouco siltosa – Fm. Resende (BSSP)..... 79
7.2.2. Silte arenoso cinza e marrom – Fm. Nhanguçu (GSI)..... 82
7.2.3. Argila siltosa cinza esverdeada – Fm. Resende (BSSP)..... 84
7.3. Ensaio de resistência à compressão uniaxial com sucção conhecida..... 87
7.3.1. Determinação da sucção das amostras..... 87
7.3.2. Ensaio de resistência à compressão uniaxial 89
8. RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS..... 90
8.1. Determinação dos parâmetros 90
8.1.1. Estimativa de parâmetros de resistência, deformação e permeabilidade..... 90
8.1.2. Ponto de entrada de ar..... 91

8.1.3. Estimativa do valor de ϕ^b por meio do modelo de Vilar (2006) 92

8.1.4. Parâmetros de forma para o modelo de van Genuchten (1980) 95

8.2. Análises numéricas 96

8.2.1. Resultados obtidos para os materiais estudados 98

8.2.2. Variação dos parâmetros k e k_0 nas análises 105

8.2.3. Variação dos resultados em função da disposição espacial 110

9. DISCUSSÕES 114

9.1. Considerações sobre os diferentes solos analisados 114

9.1.1. Areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP) 114

9.1.2. Silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) 115

9.1.3. Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) 117

9.2. Considerações sobre aspectos técnicos e metodológicos 119

9.2.1. Ensaio de resistência à compressão uniaxial 119

9.2.2. Determinação da envoltória τ x (u_a-u_w) e do parâmetro ϕ^b 120

9.3. Considerações sobre os resultados das análises tensiométricas 122

9.3.1. Areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP) 122

9.3.2. Silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) 123

9.3.3. Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) 125

9.4. Considerações sobre características de retenção de água dos materiais 126

9.5. Considerações sobre o impacto que a variação de k e k_0 causam na geração e dissipação de poropressões de água negativas no solo 129

9.5.1. Variação do coeficiente de condutividade hidráulica (k) 130

9.5.2. Variação do coeficiente de empuxo em repouso (k_0) 132

9.6. Considerações sobre a percepção do alívio de tensões em diferentes disposições espaciais na face de escavação 134

10. CONCLUSÕES 135

10.1. Aspectos técnicos e metodológicos 135

10.2. Aspectos sobre o efeito do alívio de tensões no desenvolvimento de poropressões de água em obras subterrâneas realizadas abaixo do nível d'água 136

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 138
APÊNDICES..... 146
APÊNDICE A 147
APÊNDICE B 151
APÊNDICE C 154
APÊNDICE D 157
APÊNDICE E 164
APÊNDICE F..... 168
APÊNDICE G 187
APÊNDICE H 196

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição possível das tensões totais principais no solo. Fonte: Adaptada de Pinto (2006b). 6
Figura 2 - Película de água adsorvida em partículas do solo. Fonte: Adaptada de Libardi (2005). 10
Figura 3 - Efeito da tensão superficial da água em partículas do solo não saturado, onde: F_A - força de atração; T - tensão. Fonte: Adaptada de Pinto (2006c). 12
Figura 4 - Envoltória de resistência ao cisalhamento estendida para solos não saturados. Fonte: Adaptada de Fredlund et al. (2012b). 13
Figura 5 - Curva de retenção de água de um solo genérico, onde: S_{res} - saturação residual; $(u_a - u_w)_b$ - ponto de entrada de ar; $(u_a - u_w)$res - sucção residual. Fonte: Adaptada de Gitirana Júnior et al. (2015). 16
Figura 6 - Relação entre a curva de retenção de água de um solo e a respectiva evolução da resistência ao cisalhamento, onde: (a) - curva de retenção de água típica; (b) - evolução da resistência ao cisalhamento. Fonte: Adaptada de Vanapalli et al. (1996). 18
Figura 7 - Resultados típicos de ensaios triaxiais tipo CIU em argilas sobreadensadas. Evolução da resistência do solo ao cisalhamento (a) e da variação da poropressão de água (b) em função da deformação axial em porcentagem. Fonte: Adaptada de Lambe e Whitman (1976). 20
Figura 8 - Tracionamento da água intersticial devido à tendência à dilatação de solos argilosos submetidos a tensões cisalhantes em condição não drenada. Fonte: Adaptada de Ortigão (2007). 21
Figura 9 - Relação entre a curva de capacidade de retenção de água (a) e a função de permeabilidade para dois solos distintos (b). Fonte: Adaptada de Fredlund et al. (2012e). 23
Figura 10 - Variação da poropressão de água na Argila de Londres, onde: (a) - poropressão de água em função do tempo; (b) - poropressão de água em função da profundidade de instalação do sensor; a.n.s. - abaixo do nível da superfície. Fonte: Adaptado de Wan e Standing (2014). 26
Figura 11 - Variação dos valores de poropressão de água (Δu_w) associados à escavação de uma camada de solo superficial registrada por meio de piezômetros elétricos. PZ: Piezômetro. Fonte: Adaptada de Simonsen e Sorensen (2017). 27
Figura 12 - Efeito do carregamento e descarregamento de cargas na poropressão de água em um solo residual de gnaisse compactado mecanicamente, onde: A1 - Amostra 1 (S = 87%); A2 - Amostra 2 (S = 71%). Fonte: Adaptada de Marinho et al. (2003). 29

Figura 13 - Variação normalizada dos valores de poropressão de água no solo de acordo com a distância da face do túnel monitorado em diferentes posições, onde: (a) - abóboda; (b) - centro; (c) – invert; y - distância horizontal medida na longitudinal; D - diâmetro do túnel; $\Delta u/u_0$ - variação da poropressão de água normalizada. Fonte: Adaptada de Ng e Lee (2002). 31
Figura 14 - Deslocamento relativo das paredes do túnel em função da umidade relativa do ar. Extensômetro ancorado a 2m da parede do túnel, onde: Linha tracejada - variação da umidade relativa ao longo dos ciclos de saturação e dessaturação do ar; Triângulos e prismas - deslocamento relativo registrado pelos extensômetros; Linha cheia - variação estimada pelo modelo numérico. Fonte: Adaptada de Gens e Garitte (2013). 33
Figura 15 - Variação dos valores de poropressão de água ao longo do eixo *x* (normal a face de escavação) em função do tempo, onde: t - tempo; 0^+ - intervalo de tempo imediatamente após o alívio de tensões; t_s - intervalo de tempo próximo ao colapso do solo. Fonte: Adaptada de Schuerch et al. (2016). 37
Figura 16 - Canteiro de obras do Rodoanel Mário Covas. Destaque à região de concentração das atividades de campo (amarelo). Fonte: Google LLC (2019). Imagem de satélite referente ao dia 9 de Fevereiro de 2019. 40
Figura 17 - Planta e secção transversal esquemáticas do canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas. Poços (P1, P3 e P3) e face de escavação do túnel projetados na Seção A - A'. 41
Figura 18 - Disposição esquemática dos pontos analisados na face do túnel rodoviário pertencente ao segmento Norte do Rodoanel Mário Covas.....43
Figura 19 - Canteiro de obras (destacado em amarelo) que dá acesso ao túnel pertencente ao Projeto Tietê da Companhia de Saneamento Básico de São Paulo (SABESP). Fonte: Google LLC (2019). Imagem de satélite referente ao dia 5 de Outubro de 2018. 44
Figura 20 - Túnel pertencente ao Projeto Tietê da SABESP. Escavação em uma fácies argilosa da Formação Resende (BSSP). 45
Figura 21 - Figura esquemática de um tensiômetro de vácuo com dispositivo *jet-fill* da fabricante Soilmoisture Equipment Corporation. Fonte: Adaptada de Fredlund et al. (2012f). 47
Figura 22 - Tensiômetro de vácuo modelo *jet-fill* da Soilmoisture Equipment Corporation. .49
Figura 23 - Bomba de vácuo acoplada à haste plástica do tensiômetro durante o processo de saturação. 49
Figura 24 - Perfuração do solo por meio de tradagem manual. Local: Face do túnel do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas. 51

Figura 25 - Determinação da sucção por meio de tensiometria. Local: Face do túnel do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas. 51
Figura 26 - Poço de investigação escavado no canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas. Destaque para a posição de cravação do tensiômetro. 52
Figura 27 - Bancada de escavação na face do túnel da SABESP. Fácies argilosa da Formação Resende. Detalhe para a posição de cravação do tensiômetro. 52
Figura 28 - Representação esquemática da placa de sucção. Fonte: Adaptada de Marinho et al. (2015). 55
Figura 29 - Representação esquemática da placa de pressão. Fonte: Adaptada de Marinho et al. (2015). 57
Figura 30 - Manuseio do papel filtro por meio de pinça metálica e luvas plásticas. 59
Figura 31 - Amostra de solo com papel filtro embalada em filme PVC. 59
Figura 32 - Processo de moldagem de corpos de prova para a realização dos ensaios de resistência à compressão uniaxial, onde: (a) - Silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI); (b) - Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP). 60
Figura 33 - Desenho esquemático da escavação simulada no *RS3*, onde; h_w - altura da coluna de água. 64
Figura 34 - Estrutura física geral do modelo 3D gerado no *RS3* para simular o avanço de uma escavação subterrânea. Volume externo (32x36x24m) representando o solo, cilindro maior (16m e D = 4m) representando o túnel e cilindro menor (1m e D = 4m) representando a escavação, onde: D - diâmetro. 65
Figura 35 - Restrições às deformações impostas ao modelo. Pinos vermelhos, verdes e azuis representam respectivamente a impossibilidade de movimentação nos eixos *x*, *y* e *z*. 66
Figura 36 - Destaque das regiões do modelo em que condições de fluxo foram aplicadas. Faces superior e inferir formadas pelos eixos *xy* aplicada carga piezométrica constante de 0m e 24m respectivamente; e Face da escavação onde foi aplicado regime de fluxo de água livre. No entorno do túnel não há regime de fluxo. 67
Figura 37 - Malha em grade aplicada ao modelo. Células possuem cerca de 0,5m nas proximidades do túnel e da zona escavada e atingem até 2,0m nas extremidades do modelo. 68
Figura 38 - Zona de refinamento de malha (2x4x4m), onde: (a) - vista do plano *xz*; (b) - vista do plano *zy*. No interior da zona de refinamento a malha aplicada foi a uniforme de células tetraédricas (0,3m). 68
Figura 39 - Sucção matricial obtida por meio das análises tensiométricas realizadas no canteiro de obras do trecho Norte do Rodoanel Mário Covas, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel; RAM - Rocha alterada mole; RAD - Rocha alterada dura. 73

Figura 40 - Umidade gravimétrica das amostras de solo coletadas via trado durante as perfurações destinadas a realização das análises tensiométricas no Rodoanel. Resultados dispostos de acordo com a elevação topográfica, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel. 74
Figura 41 - Umidade gravimétrica das amostras de solo coletadas via trado durante as perfurações destinadas a realização das análises tensiométricas no Rodoanel. Resultados dispostos de acordo com a sucção aferida pelo tensiômetro, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel. 74
Figura 42 - Umidade gravimétrica das amostras de solo coletadas via trado durante as perfurações destinadas a realização das análises tensiométricas no túnel da SABESP. Resultados dispostos de acordo com a sucção aferida pelo tensiômetro. 75
Figura 43 - Curvas granulométricas dos materiais estudados, onde: Linha tracejada - interpolação dos dados experimentais; Linha cheia – interpretação do comportamento real esperado para os materiais. 78
Figura 44 - Carta de plasticidade. 78
Figura 45 - Curva de capacidade de retenção de água da areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP): Saturação por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada. 80
Figura 46 - Curva de capacidade de retenção de água da areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP): Umidade gravimétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada. 80
Figura 47 - Curva de capacidade de retenção de água da areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP): Umidade volumétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada. Nesta figura foi considerado que os pontos iniciais das amostras 4, 4b e 4c (0,01kPa) como sendo equivalente à porosidade do solo. 81
Figura 48 - Variação do índice de vazios em função do aumento da sucção referente às amostras analisadas de areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP). 81
Figura 49 - Curva de capacidade de retenção de água do silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI): Saturação por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada. 82
Figura 50 - Curva de capacidade de retenção de água do silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI): Umidade gravimétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada. 83

Figura 51 - Curva de capacidade de retenção de água do silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI): Umidade volumétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.....83
Figura 52 - Variação do índice de vazios em função do aumento da sucção referente às amostras analisadas de silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI). 84
Figura 53 - Curva de capacidade de retenção de água da argila siltosa cinza esverdeada da Formação Resende (BSSP): Saturação por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada. 85
Figura 54 - Curva de capacidade de retenção de água da argila siltosa cinza esverdeada da Formação Resende (BSSP): Umidade gravimétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.....85
Figura 55 - Curva de capacidade de retenção de água da argila siltosa cinza esverdeada da Formação Resende (BSSP): Umidade volumétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.....86
Figura 56 - Variação do índice de vazios em função do aumento da sucção referente às amostras analisadas de argila siltosa cinza e esverdeada da Formação Resende (BSSP).....86
Figura 57 - Valores de sucção registrados pelos corpos de prova de silte pouco arenoso cinza e marrom da Fm. Nhanguçu (GSI), onde: CP - Corpo de prova. 88
Figura 58 - Valores de sucção registrados pelos corpos de prova da argila siltosa cinza esverdeada da Fm. Resende (BSSP), onde: CP - Corpo de prova. 88
Figura 59 - Ensaio de resistência à compressão uniaxial em corpos de prova com sucção conhecida. 89
Figura 60 - Variação de ϕ^b para diferentes intervalos escolhidos na envoltória de resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção.....92
Figura 61 - Envoltória de resistência ao cisalhamento em função do aumento da sucção estimada para o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) a partir do modelo de Vilar (2006).....93
Figura 62 - Envoltória de resistência ao cisalhamento em função do aumento da sucção estimada para a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) a partir do modelo de Vilar (2006).....94
Figura 63 - Disposição espacial dos pontos analisados na face da escavação contida no plano *yz*. 96
Figura 64 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI). 99

Figura 65 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).....99
Figura 66 - Variação das tensões totais em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).....100
Figura 67 - Variação das tensões efetivas em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI)..100
Figura 68 - Evolução das deformações em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).....101
Figura 69 - Evolução das tensões totais e efetivas e da poropressão de água em função do tempo considerando a disposição espacial A na face da escavação (0m) para o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).....101
Figura 70 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) quando $k = 1.10^{-6}$cm/s e $k_0 = 2$. 102
Figura 71 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) quando $k = 1.10^{-6}$cm/s e $k_0 = 2$.....103
Figura 72 - Variação das tensões totais em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).....103
Figura 73 - Variação das tensões efetivas em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).104
Figura 74 - Evolução das deformações em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).....104
Figura 75 - Evolução das tensões totais e efetivas e da poropressão de água em função do tempo considerando a disposição espacial A na face da escavação (0m) para a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).....105
Figura 76 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros $k = 1.10^{-2}$cm/s e $k_0 = 1$.....106
Figura 77 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros $k = 1.10^{-3}$cm/s e $k_0 = 1$.....106

Figura 78 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-4}cm/s e k_0 = 1.....107
Figura 79 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-5}cm/s e k_0 = 1.....107
Figura 80 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-6}cm/s e k_0 = 1.....108
Figura 81 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-4}cm/s e k_0 = 2.....108
Figura 82 - Excesso de poropressão de água gerado no solo após 1min do alívio de tensões considerando somente a variação do coeficiente de empuxo em repouso. Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende.....109
Figura 83 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) quando k = 1.10^{-6}cm/s e k_0 = 1. 110
Figura 84 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial B.....111
Figura 85 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial C.....111
Figura 86 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial D. 112
Figura 87 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial E considerando. 112
Figura 88 - Evolução da plastificação do solo após a escavação em função do tempo considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com k_0 = 1 e k = 1.10^{-6}cm/s. Nota: azul - não plastificado.; vermelho - plastificado. 113
Figura 89 - Comparação entre o dado obtido via tensiometria e a curva de capacidade de retenção de água do mesmo material, a areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP), onde TF: Face do túnel.....122
Figura 90 - Comparação entre os dados obtidos via tensiometria e a curva de capacidade de retenção de água do material coletado no PI-3, o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI), onde: PI - poço de investigação; TF - face do túnel. 124

Figura 91 - Comparação entre o dado obtido via tensiometria e a curva de capacidade de retenção de água do mesmo material, a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP), onde: TF - face do túnel. 125
Figura 92 - Comparação entre o processo de dessaturação dos três tipos de materiais analisados. 126
Figura 93 - Variação da saturação dos materiais estudados em função do aumento de sucção baseado no ajuste da curva de capacidade de retenção de água proposta por van Genuchten (1980).....127
Figura 94 - Variação do coeficiente de condutividade hidráulica dos materiais estudados em função do aumento de sucção baseado no ajuste da curva de capacidade de retenção de água proposta pelo modelo de ajuste de van Genuchten (1980). 128
Figura 95 - Valor da sucção registrada no ponto central da face de escavação após o processo de escavação (t = 1s) em função do coeficiente de condutividade hidráulico (k). Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende e k_0 = 1.....130
Figura 96 - Tempo necessário para que ocorram deformações de diferentes dimensões no ponto A da face de escavação do túnel ao longo do eixo *xx* em função da variação do coeficiente de condutividade hidráulico (k) quando o coeficiente de empuxo em repouso (k_0) equivalente a 1. Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende. .131
Figura 97 - Variação da poropressão de água (Δu_w) registrada no centro da face de escavação imediatamente após o alívio de tensões (t = 1) em função dos coeficientes de condutividade hidráulica (k) e de empuxo em repouso (k_0). Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende.....132
Figura 98 - Tempo necessário para que ocorra uma deformação de 10mm de dimensão no ponto A da face de escavação do túnel ao longo do eixo *xx* em função da variação do coeficiente de condutividade hidráulico (k) e do coeficiente de empuxo em repouso (k_0). Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende. 133

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Caracterização dos locais e rotinas empregadas na atividade de campo realizada no canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas, onde: PI - poço de investigação; TF - face do túnel; h_i - altura/cota inicial; h_f - altura/cota final; Δh - variação; * - elevação média da superfície do terreno. 42
Tabela 2 - Caracterização dos locais e rotinas empregadas na atividade de campo realizada no túnel da SABESP, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel. 46
Tabela 3 - Amostras selecionadas para a determinação da curva de retenção de água, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel. 54
Tabela 4 - Resumo das amostras coletadas e ensaios laboratoriais realizados, onde: CP - Corpo de prova; RCU - Resistência à compressão uniaxial. 61
Tabela 5 - Esquematização da sequência metodológica aplicada ao modelo numérico simulado, onde: t_i - tempo = 0s; t_{i+1s} - tempo = 1s; t_{i+xs} - intervalos de tempo x; t_f - intervalo de tempo final. 69
Tabela 6 - Parâmetros necessários à fase de modelagem numérica e método de obtenção dos mesmos. 71
Tabela 7 - Descrição táctil visual, unidade geológica e natureza dos materiais estudados. 76
Tabela 8 - Parâmetros de caracterização e classificação dos materiais estudados. 77
Tabela 9 - Tensão total máxima e tensão cisalhante resultantes dos ensaios de compressão uniaxial em corpos de prova com sucção conhecida. 89
Tabela 10 - Parâmetros geotécnicos de resistência, deformação e permeabilidade assumidos para os materiais analisados. 90
Tabela 11 - Ponto de entrada de ar dos materiais analisados. Valores expressos em kPa. 91
Tabela 12 - Síntese dos parâmetros utilizados para a determinação de ϕ^b a partir da envoltória de resistência do solo ao cisalhamento estimada pelo modelo de Vilar (2006) para o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI). 93
Tabela 13 - Síntese dos parâmetros utilizados para a determinação de ϕ^b a partir da envoltória de resistência do solo ao cisalhamento estimada pelo modelo de Vilar (2006) para a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP). 94
Tabela 14 - Parâmetro de forma para o modelo de van Genuchten (1980). 95
Tabela 15 - Tabela resumo das análises numéricas realizadas, os respectivos parâmetros geotécnicos utilizados e tempo aproximado de processamento das análises. 97

LISTA DE SIGLAS

BSSP - Bacia Sedimentar de São Paulo

CMSP - Companhia do Metropolitano de São Paulo

ex. - Exemplo

Fm - Formação

GSI - Grupo Serra do Itaberaba

LMS-EP - Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

PI - Poço de investigação

RCSB - Rift Continental do Sudeste do Brasil

RCU - Resistência à Compressão Uniaxial

SABESP - Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo

TF - Face do túnel

UR - Umidade relativa do ar

LISTA DE SÍMBOLOS

✓ - afirmativa

≅ - aproximadamente igual

$(u_a - u_w)$ - sucção

$(u_a - u_w)_b$ - ponto de entrada de ar

$(u_a - u_w)_{medido}$ - sucção de c_{medido}

$(u_a - u_w)_{res}$ - sucção residual

$(\sigma - u_a)$ - tensão normal líquida

A - atividade

C - cobertura de solo

c - coesão total

c' - coesão efetiva

c_{final} - coesão do solo quando em sucção igual ou superior ao ponto de sucção residual

c_{medido} - coesão do solo em uma determinada sucção conhecida

D - diâmetro da escavação

e - índice de vazios

E - módulo de elasticidade

F_A - força de atração

h_f - altura/cota final

h_i - altura/cota inicial

h_w - altura da coluna de água

I_p - índice de plasticidade

k - condutividade hidráulica

k_0 - coeficiente de empuxo em repouso

Ø - diâmetro das partículas

S - saturação

S_{res} - saturação residual

T - tensão

TF - face do túnel

T.P - tempo de processamento

u_a - poropressão de ar

u_w - poropressão de água

w - umidade relativa do solo

w_L - limite de liquidez

x - negativa

Δ - variação

ϕ' - ângulo de atrito interno

ϕ^b - ângulo de acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção

γ - peso específico do solo em condições naturais

γ_d - peso específico do solo seco

γ_s - peso específico dos sólidos

γ_w - peso específico da água

μ - coeficiente de Poisson

ν - porosidade

θs, θr, α, n - parâmetros de forma para o modelo de van Genuchten (1980)

σ - tensão total no solo

σ' - tensão efetiva total no solo

σ_1, σ_2 e σ_3 - tensões principais

σ_h - tensão total horizontal

σ_h' - tensão efetiva horizontal

σ_t - resistência à tração

σ_v - tensão total vertical

σ_v' - tensão efetiva vertical

τ - tensão cisalhante

ψ - ângulo de dilatância

1. INTRODUÇÃO

A variação das tensões totais no solo, tal como ocorre em eventos de carregamento ou descarregamento, induz a variação da pressão que a água exerce nos poros do solo (ou poropressão de água). O fenômeno descrito está associado às propriedades físicas da água que, por possuir baixa compressibilidade, tende a resistir às solicitações de variação de volume a ela imposta. No contexto dos solos saturados, tensões de compressão tendem a induzir a aproximação das partículas sólidas que compõem o solo e a consequente diminuição de volume dos poros preenchidos por água. Neste caso, a saída da água dos poros é induzida, mas se a drenagem não for permitida a água passa a resistir à tensão de compressão imposta a ela pelas partículas sólidas. Já tensões de tracionamento imposta ao solo, tendem a induzir o afastamento das partículas sólidas que o compõem e o consequente aumento de volume dos poros preenchidos por água. Neste caso, se a drenagem da água for permitida, há a entrada de água nos poros, mas caso contrário, a água passa a resistir à tensão de tração imposta a ela pelas partículas sólidas. A pressão de resistência à compressão que a água exerce nos poros do solo é chamada de poropressão de água positiva (u_w) e, em oposição, a resistência à tração que a água exerce nos poros do solo é chamada de poropressão de água negativa ou sucção ($-u_w$).

Em maciços terrosos saturados a transmissão da variação de tensões à água intersticial é imediata e o reequilíbrio das poropressões no meio, promovido pelo fluxo de água, fica dependente das características de permeabilidade do solo. Portanto, a deformação do solo (adensamento ou expansão), fica associada ao tempo de reequilíbrio das poropressões de água no sistema. Já em maciços não saturados, a presença da fase gasosa aumenta a complexidade dos fenômenos de deformação, uma vez que o ar é facilmente compressível. A depender do grau de saturação do solo o fluxo no meio pode não ser controlado pela água, mas sim pelo ar, promovendo, como consequência, rápidas deformações como resposta a variação de tensões.

Um caso de particular interesse ocorre quando há a variação da poropressão de água em solos saturados como resultado do alívio de tensões totais. Como apresentado, a variação da poropressão de água no maciço gerada pelo alívio de tensões é negativa ($\Delta u_w < 0$) e, a depender da magnitude do alívio de tensões totais, assim como dos valores de poropressão inicial de água na região por ele afetada, há a possibilidade de a poropressão de água no solo imediatamente após o alívio ficar negativa, ou seja, o alívio de tensões pode gerar sucção. Neste caso,

considerando o princípio das tensões efetivas de Terzaghi, as tensões efetivas no solo não seriam anuladas de imediato, mas sim, diminuiriam progressivamente ao longo do processo de dissipação da sucção. Desta forma, pode-se considerar que as deformações no solo associadas a variação das tensões efetivas também seriam afetadas pela dissipação da sucção.

Em vias práticas, o caso de alívio de tensões descrito anteriormente pode ser perfeitamente estendido ao contexto das escavações subterrânea horizontais (ex.: túneis) realizadas em solos saturados, posto que o processo de escavação por si só, caracteriza um alívio de tensões totais e, consequentemente, gera uma variação da poropressão de água em seu entorno. Da mesma forma, a evolução das deformações no solo após a escavação, ao menos em parte, também poderia estar relacionada diretamente com o processo de dissipação da sucção no solo gerada pelo alívio de tensões.

Considerando as informações expostas até o momento, pode-se considerar que a sucção influenciaria positivamente na estabilidade de frentes de escavações, no entanto, um aspecto merece ser destacado. A depender da capacidade de retenção de água do solo a sucção gerada pelo alívio de tensões pode induzir a dessaturação do solo e, como já apresentado, a substituição da água pelo ar pode vir a ser desfavorável à estabilidade da escavação. A determinação da capacidade dos solos em reter água, assim como da determinação da sucção a partir do qual um solo saturado passa a dessaturar, compreende não mais à Mecânica dos Solos Clássica, mas sim ao estudo da Mecânica dos Solos Não Saturados.

O fenômeno da deformação do solo após o processo de escavação tem sido bastante estudado ao longo do tempo a partir de abordagens que levam em consideração a cinemática do movimento de deformação em si e, mais recentemente, esforços têm sido realizados para o estudar a partir de uma perspectiva que considere a interdependência entre deformação e fluxo de água. Com o desenvolvimento tecnológico computacional, que viabilizou a utilização de metodologias de análise numérica, o estudo do desenvolvimento das poropressões de água e das deformações no solo vem registrando alguns avanços. Desta forma, é possível considerar, portanto, a existência de campo de estudo ainda pouco explorado, mas de importância significativa para o desenvolvimento do conhecimento da estabilidade de escavações subterrânea e solos.

2. OBJETIVOS

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar os efeitos do alívio de tensões no desenvolvimento de poropressões de água em obras subterrâneas no contexto dos solos inicialmente saturados. De forma paralela, também se almeja avaliar o impacto que a variação da poropressão de água exerce nos aspectos de deformação do solo ao longo do tempo e, determinando as características de capacidade de retenção de água de alguns tipos de solo, avaliar a possibilidade de a sucção gerada pelo alívio de tensões ser capaz de dessaturar o solo da frente de escavação.

3. JUSTIFICATIVA

Uma vez que parte das deformações dos solos em escavações subterrâneas estariam relacionadas com o restabelecimento do equilíbrio natural das poropressões de água, alteradas pelo alívio de tensões totais ao longo do processo de escavação, o tempo de autossustentação das escavações também o estaria. Sabe-se que, por vezes, a evolução dos processos de deformação dos solos após a escavação é muito rápida exigindo a tomada de ações imediatas para a contenção da escavação, tal como a instalação de revestimentos. Neste contexto, estudar o desenvolvimento das poropressões de água no solo e ainda considerar as características de retenção de água do material pode ser considerado uma contribuição inovadora à temática do tempo de autossustentação de escavações em solo.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo possui por objetivo apresentar alguns conceitos e fenômenos de Mecânica dos Solos (clássica e dos solos não saturados) e, de forma complementar, também apresenta uma seleção de estudos de caso que abordem assuntos que se correlacionem com o tema da pesquisa.

4.1. Conceitos e fenômenos

4.1.1. Introdução ao estudo dos solos

No meio natural, o solo é um material originado da decomposição de rochas ou do acúmulo de material sedimentado desagregado, ambos, podendo ainda ser afetados por transformações relacionadas a fenômenos pedogenéticos e possuir matéria orgânica associada. Neste contexto, a abordagem dada do solo varia de acordo com a visão da ciência que o estuda, tal como ocorre na Agricultura, na Engenharia Geotécnica, na Geologia e na Pedologia.

Pinto (2006a) descreve que a Mecânica dos Solos, um ramo da Engenharia Geotécnica, é a ciência que abarcaria o estudo das características de resistência e deformação do solo, tanto quando submetidos a carregamentos, quanto quando submetidos a descarregamentos. Uma vez que as características de resistência e deformação do solo ao longo do tempo são os pontos de interesse da presente pesquisa, foi adotada, então, a abordagem do solo a partir da perspectiva da Mecânica dos Solos.

Na Mecânica dos Solos o solo é visto como um sistema que pode ser bifásico, porém que ocorre na Natureza predominantemente como um sistema trifásico. As fases que podem compor o sistema são de caráter sólido (inorgânico e predominantemente mineral), líquido (água com sais dissolvidos) e gasoso (composição diversa). Dentre as três fases apresentadas, somente a sólida é obrigatória na composição do sistema que, como dito, pode ser trifásico (sólido-líquido-gás), correspondente ao solo não saturado, ou bifásico (sólido-líquido ou sólido-gás), correspondendo ao solo saturado ou ao solo seco.

Em designações mais modernas, a Mecânica dos Solos é dividida em dois ramos, sendo estes a Mecânica dos Solos Saturados e a Mecânica dos Solos Não Saturados, sendo a primeira um caso particular da segunda. De acordo com Fredlund (2006), a Mecânica dos Solos Saturados trataria principalmente dos sistemas bifásicos enquanto a Mecânica dos Solos Não Saturados ficaria encarregada dos sistemas trifásicos. O mesmo autor ainda declara que devido a Mecânica dos Solos Saturados ter se desenvolvido no passado muito mais rapidamente que a dos Não Saturados, ela também poderia ser chamada de Mecânica dos Solos Clássica, tendo como um de seus grandes teóricos o Engenheiro Karl von Terzaghi.

Justamente pelo fato de o solo não saturado ser caracterizado por um sistema trifásico, portanto, de maior complexidade, que a evolução do seu estudo se deu de forma mais lenta se comparado à evolução do estudo da Mecânica dos Solos Clássica. Fredlund (2006) exemplifica que nos problemas teóricos apresentados pela Mecânica dos Solos Não Saturados, a resolução de equações com diversas variáveis, muito características da disciplina, por vezes exigiam a utilização de soluções numéricas que sem computadores com alta capacidade de processamento se tornavam custosas ou inviáveis. Já em questões práticas, os equipamentos utilizados eram complexos no sentido de construção, calibração e operação. Com o desenvolvimento da tecnologia computacional atual, muitos destes problemas foram superados havendo, então, o desenvolvimento significativo desta ciência.

4.1.2. O estado de tensões no solo

Para compreender o que é o alívio de tensões e quais as alterações que ele causa no estado de tensões ao qual um maciço está submetido, vale inicialmente definir quais são as componentes que constituem o estado de tensões no solo.

Para o caso de um maciço hipotético, composto por um único solo e completamente saturado por água, o estado de tensões em qualquer ponto de seu volume pode ser descrito em termos de tensões efetivas. A tensão efetiva total (σ') em um ponto do maciço, como descrito pelo princípio de Terzaghi (equação 4.1), considera a tensão total (σ) no ponto analisado e a ação da poropressão de água (u_w).

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (4.1)$$

A tensão total no solo (σ), na realidade, corresponde a uma tensão média das tensões principais que atuam sobre um ponto analisado dentro do maciço, tal como descrito pela equação 4.2. Estas tensões principais (σ_1, σ_2 e σ_3), devido ao caráter tridimensional da análise, são comumente representadas na forma de três componentes ortogonais entre si, como ilustrado na Figura 1. Por convenção, adota-se que σ_1 é a tensão principal maior, σ_3 é a tensão principal menor e σ_2 é a tensão principal intermediária.

$$\sigma = \frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3} \quad (4.2)$$

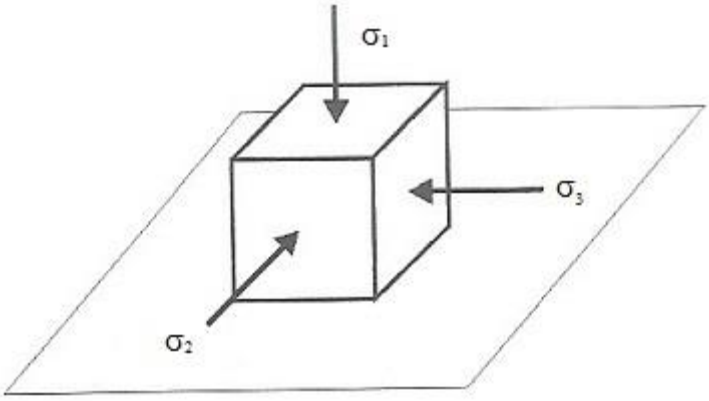


Figura 1 - Distribuição possível das tensões totais principais no solo. Fonte: Adaptada de Pinto (2006b).

A intensidade de cada uma das tensões principais varia de acordo com fatores específicos. A tensão total vertical (σ_v) ao ponto analisado, no caso, σ_1 da Figura 1, varia de acordo com a espessura da camada de solo sobrejacente, o peso específico dos materiais que a compõe e da incidência de cargas externas. Já no caso das tensões horizontais (σ_{h1} e σ_{h2}), no caso σ_2 e σ_3 da Figura 1, elas variam de acordo com a história evolutiva de tensões ao qual o maciço foi submetido e a fatores associados à composição do solo.

A poropressão de água (u_w) corresponde à pressão que a água exerce nos poros do solo, sendo definida no maciço pelo produto do peso específico da água (γ_w) pela altura de coluna d'água no ponto analisado. A ação da água nos poros é isotrópica e, portanto, age reduzindo com a mesma intensidade a tensão total vertical (σ_v) e as tensões totais horizontais (σ_{h1} e σ_{h2}). Como consequência, a tensão total (σ) no ponto analisado se reduz à uma tensão efetiva (σ').

No caso dos solos não saturados, uma vez que os poros não estão completamente preenchidos por água, a variação das tensões totais não é convertida de forma equivalente em tensões efetivas. Como exemplo de uma sugestão para o cálculo das tensões efetivas para meio não saturado há a equação proposta por Bishop (1959; equação 4.3) que a caracteriza em função da tensão normal líquida (σ - u_a), da sucção matricial do solo (u_a - u_w) e de um parâmetro (χ) associado a saturação do solo que variaria de 0 a 1.

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi.(u_a - u_w) \quad (4.3)$$

A equação de Bishop (1959), no entanto, não é de aplicação prática, apesar de servir como ponto de partida para ilustra a questão.

4.1.3. O efeito da variação de tensões no desenvolvimento de poropressão de água nos solos saturados

Considerando as tensões no solo saturado como definidas pelo princípio das tensões efetivas de Terzaghi (equação 4.1), pode-se afirmar que a variação da tensão total ou da poropressão de água, tendem a afetar diretamente as tensões efetivas no solo. As variações nas tensões totais podem representar, na prática, ações de carregamento, quando tensões totais são acrescidas, ou descarregamento, quando tensões totais são aliviadas no solo. Qualquer variação nas tensões totais, portanto, desequilibra o estado de tensões efetivas existentes originalmente. No meio natural, o desequilíbrio causado pela variação das tensões totais tem como resultado o desenvolvimento de deformações no solo que são, portanto, a expressões de um processo de reestabelecimento da condição de equilíbrio.

As deformações resultantes da variação das tensões totais, no entanto, ocorrem ao longo de um determinado período de tempo definido, principalmente, pelas características das fases que constituem o solo como um sistema (sólido-líquido-gás). Para o caso do solo saturado, considera-se, na prática, que as partículas sólidas são indeformáveis e a água incompressível. Estas características sugeririam, a princípio, a impossibilidade do solo se deformar quando submetido a eventos de compressão ou distensão, no entanto, isso somente seria válido em um contexto não drenado, ou seja, quando não considerado o efeito do fluxo de água no meio.

O fluxo de água se estabelece quando existem diferenças de potenciais hidráulicos, sempre do ponto onde há maior potencial para onde o potencial é menor. Quando há o aumento de tensões totais no solo, correspondente a um carregamento, a água nos poros do solo é pressionada resultando, devido sua natureza incompressível, no aumento da pressão que ela exerce nos poros do solo e, portanto, no aumento da poropressão de água. O oposto acontece com o alívio de tensões, na qual o descarregamento induz tensões de tracionamento à água nos poros do solo, que devido sua resistência à tração, responde com a diminuição da poropressão de água. Em termos de variação, o carregamento induz uma variação positiva da poropressão de água ($\Delta u_w > 0$), aumentando o valor da poropressão de água positiva no solo, enquanto, o alívio de tensões induz uma variação negativa da poropressão de água ($\Delta u_w < 0$), diminuindo o valor da poropressão de água no meio.

Em um sistema aberto, ou seja, que permite a drenagem da água no solo, a variação da poropressão de água representa a instalação de um estado de desequilíbrio hidráulico, portanto, induz o estabelecimento de fluxo de água no meio. Quando um solo é carregado, a água tende a sair dos poros de onde ela está sendo comprimida, para onde ela não o está. O resultado deste fenômeno é o adensamento do solo. No caso do alívio de tensões, a água do meio não tracionado tende a migrar para onde ela o está gerando tendência à expansão.

O tempo que o sistema necessita para dissipar o acúmulo de poropressões de água resultantes da variação das tensões totais no solo, no entanto, depende de características de permeabilidade do meio. Solos mais permeáveis tenderão a atingir o equilíbrio das poropressões de água no meio mais rapidamente que os solos menos permeáveis. Por este motivo o carregamento, ou descarregamento, em solos argilosos tende a propagar seus efeitos no solo por muito mais tempo que em um solo granular, visto que em um solo argiloso completamente saturado a água tende a fluir com maior dificuldade do que em um solo granular igualmente saturado (como será discutido no item 4.1.7.). A baixa permeabilidade das argilas garante a estas, portanto, um comportamento não drenado em períodos curtos de tempo, porém, em intervalos maiores, um comportamento drenado.

A magnitude da variação negativa da poropressão de água ($\Delta u_w < 0$) gerada pelo alívio de tensões no solo está associada à dimensão do alívio de tensões totais, havendo um exemplo desta afirmação apresentado em Pinto (2006b). O autor considera que para um bloco cúbico de

solo em condições não drenadas, ou seja, com drenagem impedida ou muito lenta, a dimensão do alívio de tensões corresponderia à redução de uma tensão isotrópica equivalente à média das três tensões principais atuantes no solo (equação 4.2) denominada tensão octaédrica (σ_{oct}). A resposta ao alívio gerado seria o desenvolvimento de uma poropressão de água negativa equivalente à tensão octaédrica ($u_w = -\sigma_{oct}$) mantendo, assim, a tensão efetiva total no solo sem modificações. O autor aponta, no entanto, que independentemente da qualidade da proteção das faces, com o passar do tempo, haveria a dissipação do excesso de poropressão de água negativa devido ao rearranjo estrutural das partículas do solo que venceriam algumas das forças transmitidas pela água adsorvida.

A consideração de Pinto (2006b) acerca da magnitude da variação negativa da poropressão de água associada ao alívio de tensões também é reafirmada por Simonsen e Sorensen (2017), mas estendida ao caso de escavações verticais também em solos saturados e em contexto de drenagem inicialmente não permitida. Para os autores, a magnitude da variação equivaleria à média das três tensões principais atuantes em cada porção da escavação (equação 4.2).

A variação negativa da poropressão de água devido ao alívio de tensões ($\Delta u_w < 0$) não implica necessariamente que o valor da poropressão resultante seja negativo, ou seja, não necessariamente a variação da poropressão de água gera sucção. O desenvolvimento de sucção irá depender tanto do valor da poropressão de água inicial do ponto analisado, assim como da intensidade da variação da poropressão, podendo gerar, inclusive, a dessaturação do solo. Havendo o desenvolvimento de sucção as propriedades de resistência e deformação do solo passam a se comportar de maneira diferente, tal como será discutido no itens 4.1.5.

4.1.4. A sucção no meio não saturado

O solo, como já explanado, é um material poroso que possui a capacidade de reter água em seu interior. Vale destacar, no entanto, que quando se fala de água, na verdade, subtende-se uma solução de água com diferentes sais dissolvidos. A capacidade do solo em reter água em seus poros, de acordo com Libardi (2005), estaria associada principalmente a dois fenômenos, sendo estes a capilaridade do meio poroso e a adsorção de água pelas partículas sólidas.

O efeito capilar nos solos se deve a natureza porosa do meio, no entanto, haveria uma hierarquização do tamanho destes poros de forma que nem todos contribuiriam de forma efetiva para o efeito capilar. A hierarquização proposta em Libardi (2005) é dada por macroporos (Ø > 100μm), mesoporos (30μm < Ø < 100μm) e microporos (Ø < 30μm). Os macroporos teriam efeito direto no transporte de água pelo solo sendo os principais agentes no fluxo de água. Os mesoporos agiriam principalmente no processo de redistribuição da água após os macroporos se esvaziarem durante a frenagem da água. Já os microporos, seriam os poros que efetivamente atribuiriam comportamento capilar ao solo. Devido às dimensões capilares, os microporos agiriam principalmente no armazenamento de água residual do solo e exigiriam maior energia do meio para serem esvaziados.

O fenômeno da adsorção de moléculas de água nas partículas sólidas que constituem o solo já é associado à composição da partícula em si. O processo de adsorção ocorre principalmente em argilominerais devido eles possuírem estrutura química eletricamente desbalanceada, o que favorece a atração de moléculas de água. Já em minerais eletricamente estáveis, o efeito de adsorção de moléculas de água se daria principalmente pelas forças de atração coesiva de van der Waals. A Figura 2 ilustra o efeito da adsorção de moléculas de água pelas partículas sólidas, na qual, após o processo de drenagem da água do solo, parte dela permanece adsorvida nas partículas sólidas formando uma espécie de película contínua de água.

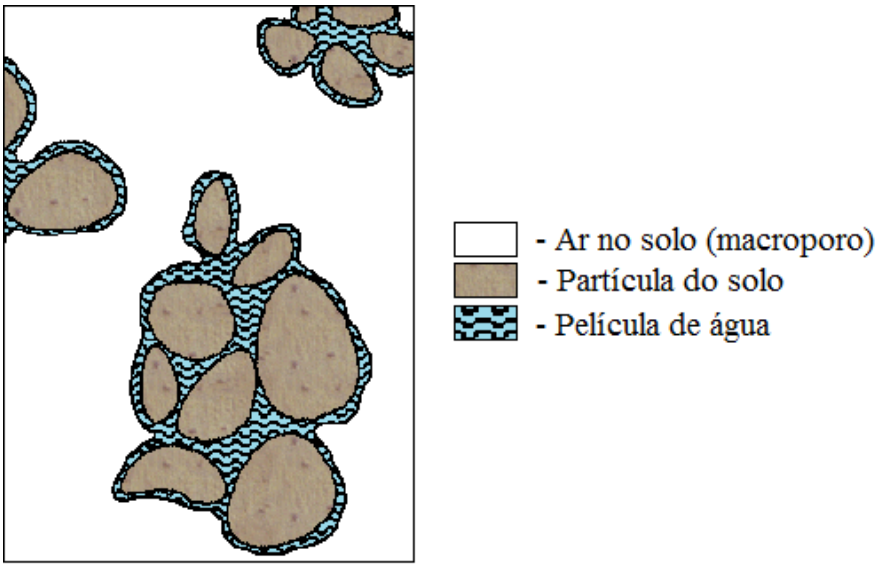


Figura 2 - Película de água adsorvida em partículas do solo. Fonte: Adaptada de Libardi (2005).

Segundo Carvalho et al. (2015), a composição mineralógica do solo é um fator de influência direta na determinação de qual fenômeno, capilaridade ou adsorção, atuaria de forma predominante na determinação da capacidade de retenção de água do solo, embora na realidade, ambos ocorressem de forma conjunta. Em solos compostos por quartzo, a exemplo, que é um mineral pouco reativo com a água e comumente está disposto no solo na forma granular, a ação capilar é o fenômeno predominante em detrimento à adsorção. Em contraposição, a adsorção é o fenômeno predominante em solos argilosos, cuja composição, comumente, é dada por argilominerais de grupos diversos, como o das caulinitas, ilitas, cloritas e esmectitas.

A atuação conjunta dos fenômenos de capilaridade e adsorção compões no solo o que é denominado de potencial matricial do solo. Tanto Libardi (2005) quanto Carvalho et al. (2015), no entanto, consideram inviável determinar a contribuição isolada no potencial matricial da capilaridade e da adsorção, mas concordam que com a evolução da drenagem da água a influência da água adsorvida nas partículas se torna mais relevante que a água retida por ação da capilaridade nos microporos do solo.

Além do potencial matricial do solo, há ainda outra componente que também contribui para a determinação do potencial total de retenção de água do solo, que é o potencial osmótico. O potencial osmótico possui relação com a concentração química de solutos (sais) na água presente nos poros do solo e, a exemplo, sua variação influencia diretamente na capacidade das moléculas de água passarem da fase líquida para a fase gasosa. Em contraposição, a contribuição do potencial osmótico é pequena dentro do potencial total de retenção de água do solo, a ponto de autores, como Fredlund et al. (2012a), considerarem que a o potencial total seria, praticamente, equivalente ao potencial matricial em casos em que não houvesse variação significativa da composição da solução nos poros do solo.

De forma a concatenar as informações apresentadas, o potencial total de retenção de água de um solo é relacionado, de forma simplificada, a duas componentes: o potencial matricial, que tende a ser tão maior quanto menor o diâmetro dos poros no solo (maior efeito capilar) e maior a capacidade de adsorção de água dos minerais que o compõe; e o potencial osmótico que, em via práticas, tende a ser desconsiderado.

4.1.5. O impacto da sucção nas características do solo de resistência a tensões de cisalhamento

O impacto que a sucção causa nas propriedades de resistência a tensões de cisalhamento do solo é mais facilmente compreendido quando no contexto dos solos não saturados ao longo de um processo de drenagem da água, apesar de também ser estendidos, com algumas modificações, ao contexto dos solos saturados submetidos a poropressões de água negativa. No caso dos solos não saturados Libardi (2005) descreve que o processo de drenagem da água dos solos se inicia com o esvaziamento dos macro e mesoporos e, seguidamente, é estabelecido pressão para o esvaziamento dos microporos. De acordo com Machado e Vilar (2015), no momento da solicitação para o esvaziamento dos microporos, e portanto, da drenagem da água intersticial, o solo passa a oferecer maior resistência à saída da água devido à interação dela com as partículas sólidas, seja pelas forças de adsorção das moléculas de água e/ou pelas forças resultantes da ação do efeito capilar.

A tensão de atração superficial (adsorção) e a tensão interfacial entre partículas (capilaridade), geradas pela interação entre a água e as partículas sólidas, permitem que a água se estruture no formato de menisco entre os poros do solo. Esta estrutura, comumente chamada de menisco capilar, possui comportamento semelhante a uma membrana elástica com capacidade de alterar as características de coesão do solo. A Figura 3 ilustra a ação de um menisco capilar entre duas partículas sólidas do solo. A tensão gerada pelo menisco, resultante das tensões de atração superficial e interfacial entre as partículas e a água, produzem uma força de atração entre as partículas sólidas e, consequentemente, uma coesão superior à do solo no estado saturado, fenômeno este, denominado de coesão aparente.

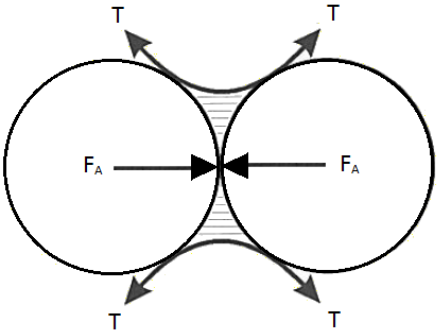


Figura 3 - Efeito da tensão superficial da água em partículas do solo não saturado, onde: F_A - força de atração; T - tensão. Fonte: Adaptada de Pinto (2006c).

A água entre os poros, quando na condição de menisco capilar, possui pressão inferior à pressão atmosférica. Por este motivo, a pressão negativa que a água exerceria nos poros do solo, ou poropressão, é chamada de poropressão de água negativa ou, simplesmente, sucção.

Da mesma forma que o potencial matricial total do solo é composto por duas componentes a sucção total é resultante da soma da sucção matricial com a sucção osmótica. Como expresso em Lima e Rodrigues (2015), a sucção matricial corresponde à parcela da sucção total referente à pressão isotrópica negativa que a água intersticial do solo gera devido às forças de capilaridade e de adsorção. Já a sucção osmótica, corresponde à parcela da sucção total associada à concentração de solutos na água. Como é possível de se deduzir, a sucção matricial do solo varia, portanto, em função das caraterísticas estruturais e químicas do solo.

A coesão aparente no solo, gerada como resposta à sucção, também pode ser ilustrada a partir da extensão da envoltória de Mohr-Coulomb aos solos não saturados (Figura 4) apresentada em Fredlund et al. (2012b).

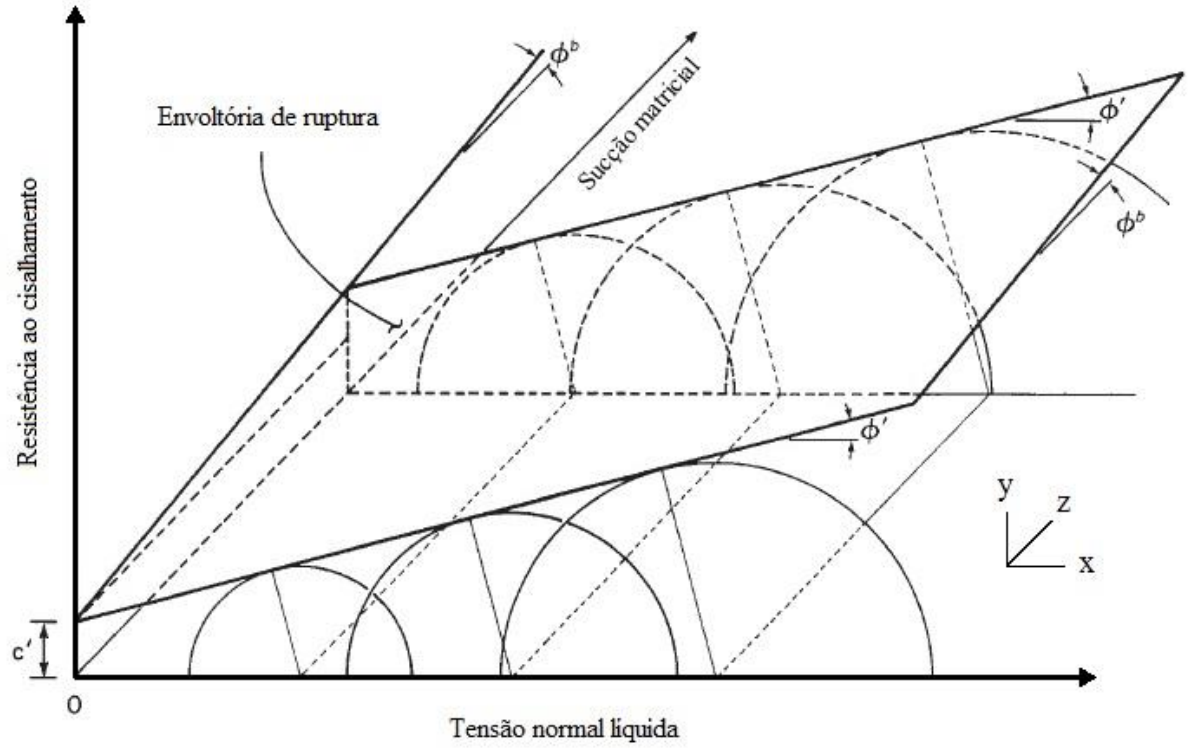


Figura 4 - Envoltória de resistência ao cisalhamento estendida para solos não saturados. Fonte: Adaptada de Fredlund et al. (2012b).

A partir da análise da Figura 4, é possível observar que o aumento da sucção implica em um acréscimo na resistência do solo ao cisalhamento a uma razão ϕ^b (eixo y-z). Simultaneamente, a resistência do solo ao cisalhamento também aumenta em função do aumento da tensão normal líquida aplicada, no entanto, que cresce a partir de uma razão ϕ' (eixo x-y). A interpolação das envoltórias de ruptura, definidas pelas trajetórias de aumento da resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção e da tensão normal líquida aplicada, definem para o solo não saturado uma superfície tridimensional de ruptura (eixos x-y-z). Naturalmente, como destacado em Fredlund et al. (2012b), ϕ' e ϕ^b representam na Figura 4 razões lineares que descrevem, de forma simplificada, a evolução de envoltórias de ruptura, que na realidade, não são lineares.

Fredlund et al. (2012b), assumindo a simplificação de que ϕ^b variaria de forma linear, propõe uma equação linear (equação 4.4) para a determinação da coesão aparente de um solo em função exclusiva do aumento da sucção.

$$c = c' + (u_a - u_w).\, tan\phi^b \quad (4.4)$$

Onde: c - coesão total; c' - coesão efetiva; $(u_a - u_w)$ - sucção matricial; e ϕ^b - ângulo de acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção.

A determinação da tensão cisalhante para o solo não saturado, no entanto, possui maior complexidade se comparada à equação utilizada aos solos saturados (equação 4.5). Enquanto nos solos saturados a equação é definida em termos de tensão efetiva, nos solos não saturados, de acordo com a proposta de Fredlund et al. (2012b), ela seria definida em função da tensão normal líquida (equação 4.6). A tensão normal líquida seria uma componente que consideraria o efeito da poropressão de ar, ou seja, a pressão de ar que existe nos poros do solo, sobre a tensão normal aplicada.

$$\tau = c' + (\sigma - u_w).tan\phi' \quad (4.5)$$

$$\tau = c' + (\sigma - u_a).tan\phi' + (u_a - u_w).tan\phi^b \quad (4.6)$$

Onde: c - coesão total; c' - coesão efetiva; ϕ' - ângulo de atrito interno; ϕ^b - ângulo de acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção; (σ - u_a) - tensão normal líquida; (u_a - u_w) - sucção matricial; u_a - poropressão de ar; u_w - poropressão de água.

Considerando um caso hipotético em que a sucção matricial do solo seja nula, a partir da análises da equação (4.6.), teríamos que a poropressão de ar se equivaleria a poropressão de água ($u_a \cong u_w$), reduzindo, portanto, a equação (4.6) à equação (4.5), demonstrando que a segunda seria um caso particular da primeira.

A premissa de que ϕ^b variaria de forma linear é uma simplificação que traz como consequência a implicação de que o aumento de sucção resulta sempre no aumento, a uma razão também linear, da coesão aparente do solo. O comportamento de ϕ^b é, na realidade, não linear, no entanto, a apresentação do conceito de curva de capacidade de retenção de água facilita a compreensão de tal fenômeno, como é discutido a seguir.

A caracterização dos solos não saturados passa preferivelmente pela caracterização de sua curva de capacidade de retenção de água. A curva de capacidade de retenção de água, como descrito em Fredlund et al. (2012c), estabelece a relação entre o conteúdo de água no solo (massa e/ou volume) e o estado energético da fase líquida, também interpretada em Gitirana Júnior et al. (2015) como sendo a relação entre a água presente no solo e a energia necessária para sua remoção. O fato é que a partir da caracterização da curva de capacidade de retenção de água que grande parte dos parâmetros para a compreensão do solo no estado não saturado são determinados, como o ponto de entrada de ar e o valor de sucção residual. A Figura 5 ilustra uma curva de capacidade de retenção de água para um solo genérico.

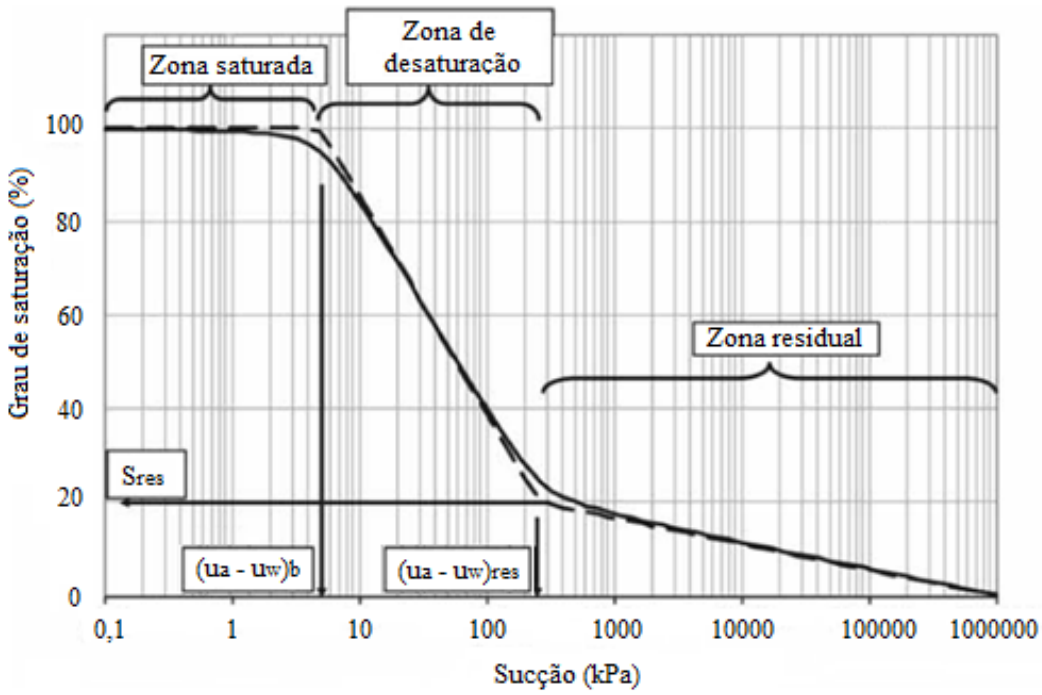


Figura 5 - Curva de retenção de água de um solo genérico, onde: S_{res} - saturação residual; $(u_a - u_w)_b$ - ponto de entrada de ar; $(u_a - u_w)$res - sucção residual. Fonte: Adaptada de Gitirana Júnior et al. (2015).

A curva de retenção de água, apresentada na Figura 5, representa um modelo de solo genérico onde é relacionado o grau de saturação do solo com uma sucção indistinta. A escolha da apresentação dos parâmetros nos eixos pode variar de acordo com o interesse do que se almeja destacar. No eixo representado na figura como sendo das ordenadas se pode representar: grau de saturação, teor de umidade volumétrica, permeabilidade, entre outros. Assim como o das abcissas representar: sucção total, matricial ou, mais raramente, sucção osmótica. A curva de retenção de água é apresentada em um diagrama em escala logarítmica, não havendo restrições com relação à representação dos eixos, podendo ser invertidos com relação ao que é apresentado na Figura 5.

De acordo com Gitirana Júnior et al. (2015) o diagrama pode ser separado em três porções:

- Zona saturada: Esta representa o trecho de total saturação do solo. O valor de sucção aumenta sem interferir de forma efetiva na saturação até o ponto que representa o valor de entrada de ar, a partir do qual é atingido o valor mínimo de sucção necessário para iniciar o processo de dessaturação do solo;

- Zona de dessaturação: Esta representa o trecho em que o solo é drenado ao longo do aumento dos valores de sucção sendo que a água drenada está em sua fase livre podendo fluir no meio poroso. Este fluxo livre continua até que se atinja o ponto que representa a sucção residual que é o limiar da zona de dessaturação com a zona residual sendo determinado também o grau de saturação residual; e

- Zona residual: A partir deste não é mais possível o fluxo livre da água, sendo que seu transporte exige altos valores de sucção sendo comum o fluxo no estado de vapor.

Conhecendo o comportamento genérico de dessaturação de um solo em função do aumento da sucção Vanapalli et al. (1996) apresentam um diagrama que ilustra a evolução esperada da envoltória que caracteriza a resistência do solo ao cisalhamento em função exclusiva do aumento de sucção, sendo ilustrado na Figura 6. De acordo com os autores, a tensão cisalhante aumentaria de forma aproximadamente linear em função do aumento da sucção até que se fosse atingido o ponto de entrada de ar do solo. Após o ponto de entrada de ar ser atingido, a variação da tensão cisalhante variaria de forma não linear caminhando a uma estabilização que seria atingida próximo à zona de saturação residual, a partir do qual, a variação da tensão cisalhante não seria mais significativa.

Considerando que antes do solo atingir o ponto de entrada de ar ele pode ser considerado como um solo predominantemente saturado, neste intervalo, a coesão total do solo aumentaria a uma razão aproximadamente linear equivalente ao ângulo de atrito interno (ϕ') do material e, deste ponto em diante, aumentaria de forma não linear. Sintetizando, ϕ^b seria equivalente a ϕ' enquanto o solo estivesse submetido a valores de sucção inferiores a $(u_a - u_w)_b$.

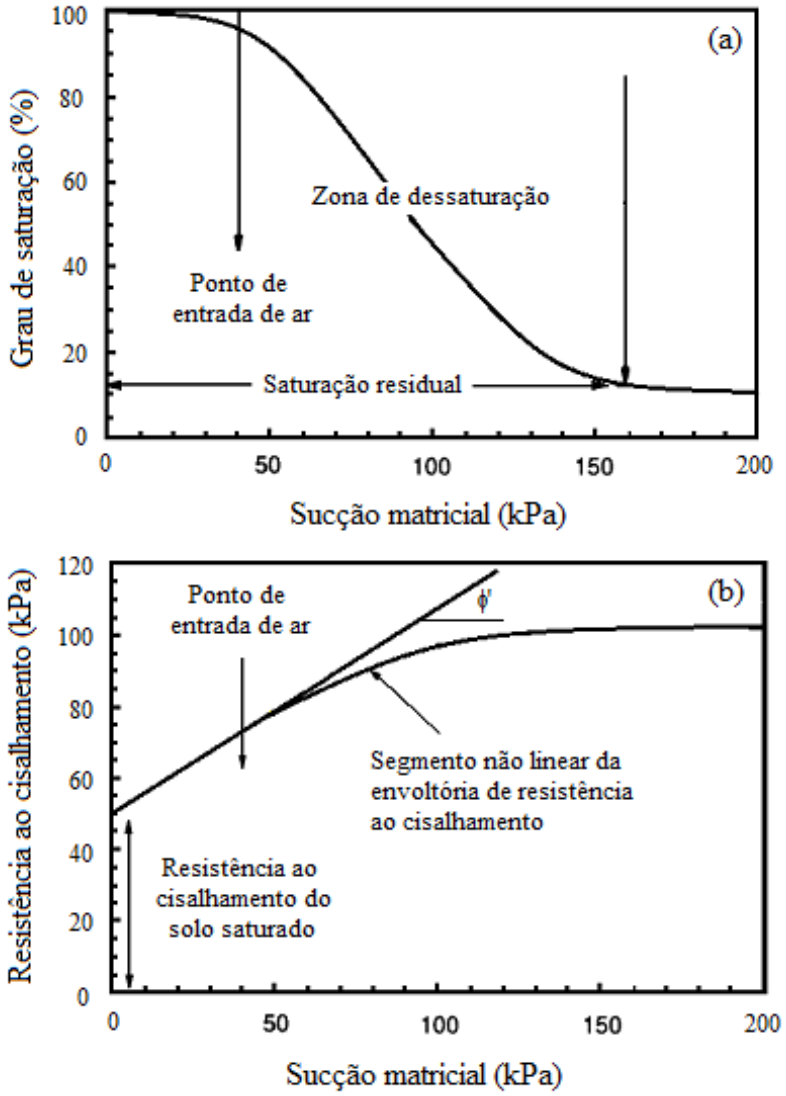


Figura 6 - Relação entre a curva de retenção de água de um solo e a respectiva evolução da resistência ao cisalhamento, onde: (a) - curva de retenção de água típica; (b) - evolução da resistência ao cisalhamento. Fonte: Adaptada de Vanapalli et al. (1996).

Diversos modelos foram propostos para a caracterização da envoltória determinada pela variação da tensão cisalhante do solo em função do aumento da sucção (ϕ^b), como os sintetizados em Fredlund et al. (2012d). Dentre estes modelos, o proposto por Vilar (2006), que se baseia no comportamento de equações hiperbólicas, foi adotado na presente pesquisa como metodologia para a realização de tal estimativa.

Vilar (2006) considera que o comportamento da envoltória de cisalhamento com o aumento da sucção seja semelhante ao que é ilustrado na Figura 6, ou seja, que a partir de um determinado valor de sucção não haveria mais uma variação significativa no incremento da resistência ao

cisalhamento do solo. A partir desta consideração, o autor propõe que a envoltória poderia ser representada por uma equação de comportamento hiperbólico, expressa pela equação 4.7.

$$c = c' + \frac{(u_a - u_w)}{a + b.(u_a - u_w)} \quad (4.7)$$

Onde: c - coesão total; c' - coesão efetiva; (u_a - u_w) - sucção matricial; e *a* e *b* são parâmetros de ajuste da equação. Sendo *a* (equação 4.8):

$$a = \frac{1}{tan\phi'} \quad (4.8)$$

Onde: ϕ' - ângulo de atrito interno.

E *b* (equação 4.9 ou 4.10):

$$b = \frac{1}{(c_{final} - c')} \quad (4.9)$$

ou

$$b = \frac{1}{(c_{medido} - c')} - \frac{a}{(u_a - u_w)_{medido}} \quad (4.10)$$

Onde: c' - coesão efetiva; c_{final} - resistência do solo ao cisalhamento quando não há mais variação significativa com o acréscimo da sucção; c_{medido} - resistência do solo ao cisalhamento quando ainda se verifica que há variação significativa com o acréscimo da sucção; $(u_a - u_w)_{medido}$ - sucção correspondente a c_{medido}.

Como destacado por Fredlund et al. (2012d), uma das características interessantes do modelo de Vilar (2006) é que ele não depende, em sua essência, diretamente de parâmetros obtidos a partir da curva característica de capacidade de retenção de água, como os pontos de entrada de ar ou a sucção residual. No entanto, conhecer o comportamento da curva ajuda a determinar o parâmetro de ajuste *b* da equação hiperbólica.

Após ser compreendido o impacto da sucção no aumento da resistência dos solos ao cisalhamento no caso dos solos não saturados fica mais fácil compreender o que ocorre no caso dos solos saturados. Diferentemente dos solos não saturados a existência de sucção no meio saturado não implica na existência de uma tensão normal líquida, uma vez que não há uma fase

gasosa compondo o sistema saturado. Por este motivo a resistência do solo ao cisalhamento aumentaria somente em função do aumento da sucção, ao menos antes do ponto de entrada de ar do material, como descrito pelo modelo de Vanapalli et al. (1996) ilustrado na Figura 6.

4.1.6. O efeito de tensões cisalhantes na variação da poropressão de água em solos no contexto não drenado

Em solos saturados no contexto não drenado a variação negativa da poropressão de água ($\Delta u_w < 0$) também pode ser induzida como resultado da aplicação de tensões cisalhantes. O fenômeno em questão é estudado experimentalmente por Lambe e Whitman (1976) para o caso de solos argilosos sobreadensados.

O estudo de Lambe e Whitman (1976) apresenta resultados acerca das deformações em argilas por meio de ensaios triaxiais do tipo CIU. O triaxial tipo CIU é caracterizado por uma fase inicial de adensamento do solo a uma tensão isotrópica na qual se permite a drenagem da água e uma segunda fase na qual se induz o cisalhamento do solo, mas com a drenagem da água não permitida. Desta forma, não é possível variar o volume e o índice de vazios do solo ao longo da deformação, ao menos para o caso dos solos saturados. A figura Figura 7 apresenta os resultados típicos dos ensaios triaxiais analisados em Lambe e Whitman (1976).

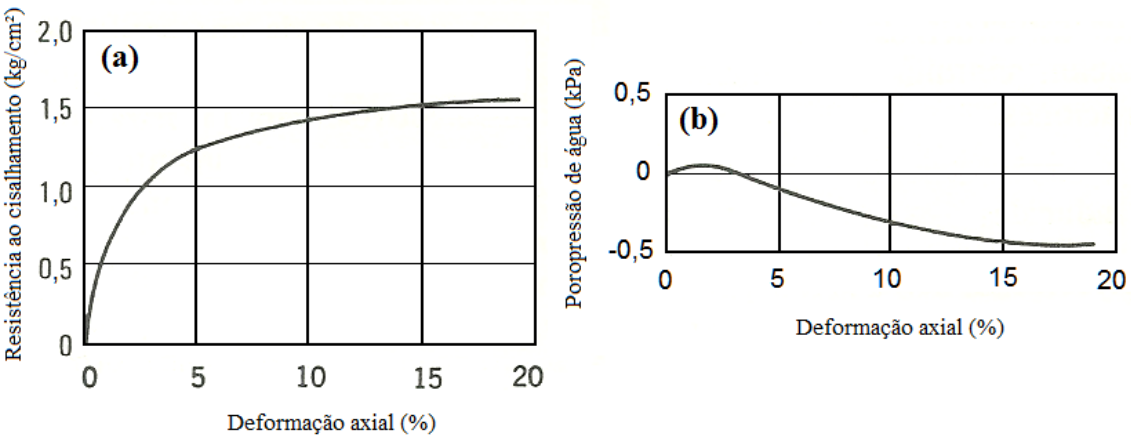


Figura 7 - Resultados típicos de ensaios triaxiais tipo CIU em argilas sobreadensadas. Evolução da resistência do solo ao cisalhamento (a) e da variação da poropressão de água (b) em função da deformação axial em porcentagem. Fonte: Adaptada de Lambe e Whitman (1976).

A análise conjunta das Figura 7a e Figura 7b mostram que conforme as tensões cisalhantes são induzidas no solo, forçando uma expansão volumétrica que é contida pela impossibilidade de drenagem da água no solo, os valores de poropressão de água, após subirem um pouco, tornam-se negativos ficando menores até atingir um valor mínimo de estabilidade de aparente estabilidade. Uma vez que o volume não pode variar no ensaio, a expansão das partículas é restringida pela água intersticial, como é ilustrado na Figura 8.

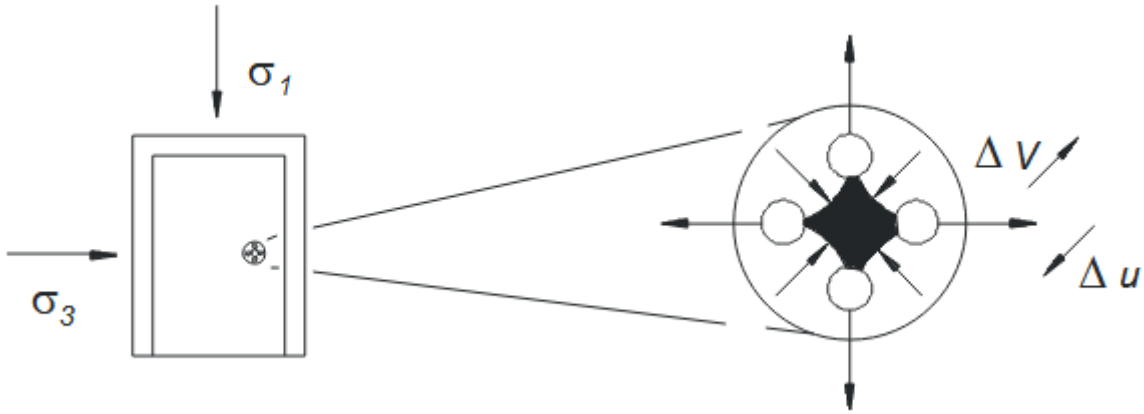


Figura 8 - Tracionamento da água intersticial devido à tendência à dilatação de solos argilosos submetidos a tensões cisalhantes em condição não drenada. Fonte: Adaptada de Ortigão (2007).

Na Figura 8 as partículas de solo tendem a se expandir como resposta à indução de expansão volumétrica gerada pela tensão cisalhante, mas a movimentação fica impedida pela água intersticial que, como discutido, é resistente a variações de volume.

Considerando os itens discutidos até o momento, pode-se concluir que o alívio de tensões gera a variação da poropressão de água no solo (Δu_w), no entanto, há outro fenômeno que também pode agir simultaneamente a ele. No caso de argilas sobreadensadas em contexto não drenado, ou seja, onde a variação de volume do solo é restringida, a aplicação externa de tensões cisalhantes também induz a variação negativa da poropressão de água ($\Delta u_w < 0$). Em casos práticos, a indução de tensões cisalhantes no solo é induzida por meio de perfurações mecanizadas em furos verticais ou mesmo pela ação da gravidade em faces de escavação de grande diâmetro.

4.1.7. O efeito da drenagem da água nas propriedades de permeabilidade dos solos

A permeabilidade à água dos solos saturados varia em função do índice de vazios e da conectividade entre os poros. Por este motivo, a existência de sucção no solo saturado, por si só, não afeta de forma imediata a permeabilidade à água do meio. No caso dos solos não saturados, além das componentes citadas, a condutividade hidráulica (termo adequado a ser utilizado quando se fala em permeabilidade à água do solo em contexto não saturado) também varia de acordo com a conectividade entre as gotículas de água presentes nos poros (Bicalho et al., 2015). A fase gasosa, comumente expressa na forma de bolhas de ar nos solos não saturados, age como um impedimento a conexão entre as gotículas de água existentes nos poros do solo. Como resultado deste fenômeno, é possível afirmar que a permeabilidade máxima de um meio poroso à água se dá quando ele está totalmente saturado, sendo reduzido conforme há o avanço do processo de drenagem da água.

As propriedades físicas e químicas dos solos interferem diretamente nas características de condutividade hidráulica do solo (Lambe, 1954). Desta forma, meios porosos com maior índice de vazios e maior continuidade entre os poros tendem ser mais permeáveis à água quando saturados, como ocorre no caso dos solos predominantemente granulares em detrimento aos solos predominantemente argilosos (Mello e Teixeira, 1962). No caso dos solos não saturados, no entanto, os meio porosos com maior índice de vazios e maior continuidade hidráulica, também são os que permitem a saída da água do meio em maior volume para menores valores de sucção (Bicalho et al., 2015), como ilustrado na Figura 9 .

Na Figura 9a é possível observar que a areia fina, que é um solo granular, começa a dessaturar a valores de sucção muito inferiores aos que registram o início da dessaturação do silte argiloso, considerando que a sucção é expressa em escala logarítmica. Consequentemente, como visto na Figura 9b, a condutividade hidráulica de ambos os materiais começa a diminuir em função da saída da água, no entanto, a taxa de queda da condutividade hidráulica é maior para o caso do material granular a ponto de, a partir de certo valor de sucção (aproximadamente 360kPa), a condutividade hidráulica do material granular ser inferior à do material silto argiloso. Desta forma, é possível afirmar que as características de capacidade de retenção de água dos solos influenciam diretamente na evolução da condutividade hidráulica dos materiais em função do aumento da sucção.

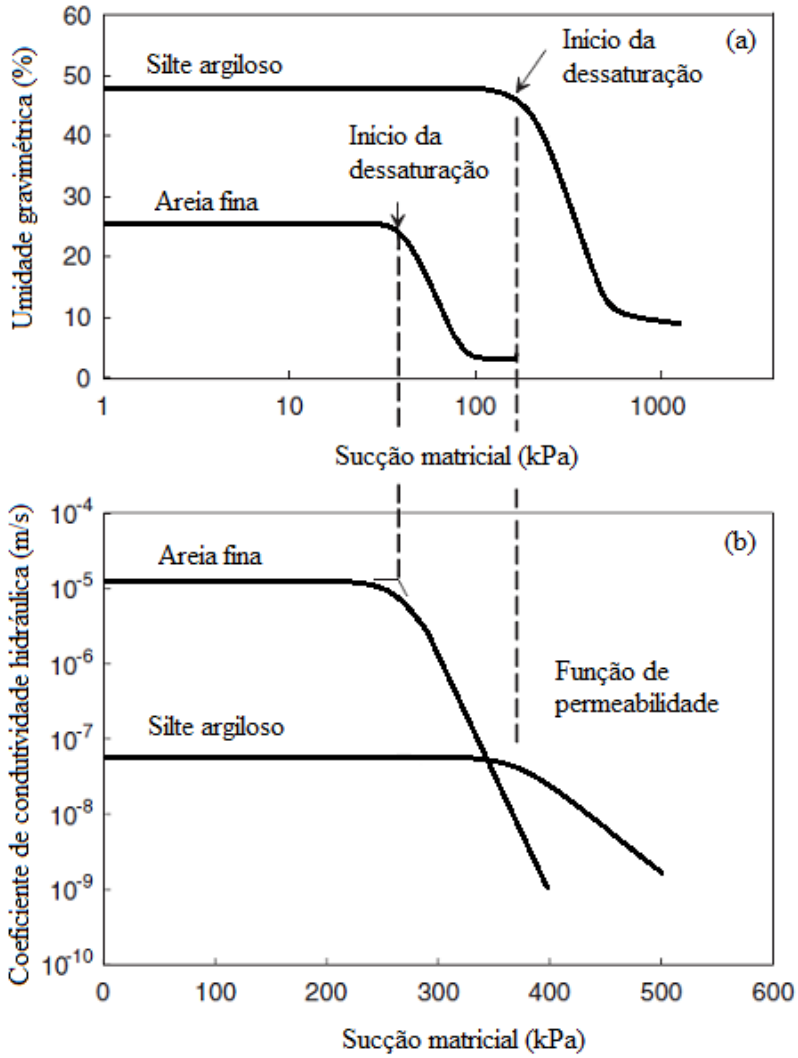


Figura 9 - Relação entre a curva de capacidade de retenção de água (a) e a função de permeabilidade para dois solos distintos (b). Fonte: Adaptada de Fredlund et al. (2012e).

A Lei de Darcy é utilizada de forma satisfatória para a determinação da permeabilidade à água dos solos saturados quando o regime de fluxo é o laminar. No caso dos solos não saturados o sistema trifásico aumenta a complexidade na determinação de uma função que represente a variação da condutividade hidráulica do solo em decorrência da variação da sucção. Desta forma, diversos modelos foram propostos para a determinação da permeabilidade à água do meio não saturado sendo um dos mais notávis o proposto por van Genuchten (1980). O modelo de van Genuchten (1980), por ser na prática a representação matemática da curva característica de capacidade de retenção de água de um solo, é utilizado para fins de análise numérica em softwares, que a exemplo, simulam a fluxo de água em meio não saturado.

4.2. Estudos de casos

O alívio de tensões em um solo ocorre em diversas situações práticas nas obras de engenharia. Um exemplo típico é a coleta de amostras de solo in situ, tal como a de um bloco de solo moldado no interior de um poço de investigação. O solo que constitui o bloco está submetido a um estado de tensões efetivas definidas pelas características do maciço, no entanto, após a moldagem do bloco, as tensões totais que agiam nas paredes do bloco são substituídas pela pressão do interior do poço de investigação que, comumente, é equivalente a pressão atmosférica. O mesmo fenômeno também pode ser atribuído a escavações verticais (ex.: poços de investigação e furos de sondagem) e escavações horizontais (ex.: túneis e galerias) uma vez que na iminência do avanço da escavação há uma carga atribuída à massa de solo e, logo após, a carga é anulada.

De forma complementar, tensões cisalhantes impostas no solo, por maquinários de escavação, também induzem a variação negativa da poropressão de água em solos cuja drenagem é, na prática, não permitida.

O presente capítulo possui como finalidade apresentar estudos que abordam a questão do desenvolvimento de poropressões de água no solo de forma geral, independentemente do ponto de vista metodológico (analítico, experimental ou empírico) ou da natureza da obra realizada (ex.: furos verticais, horizontais, escavações superficiais, cortes em taludes etc), para poder contribuir, assim, com a compreensão dos fenômenos estudados.

4.2.1. O efeito do alívio de tensões na poropressão de água do solo registrado por meio de instrumentação de campo

Um instrumento utilizado tradicionalmente para a avaliação da poropressão de água no solo é o piezômetro, cujo modelo mais comum é o de tubo aberto ou, como também é conhecido, piezômetro de Casagrande. No entanto, a avaliação da variação da poropressão de água no solo (Δu_w) tem sido realizada comumente por meio de modelos mais modernos, como é o caso do piezômetro hidráulico e do piezômetro elétrico (ou de corda vibrante). Alguns estudos disponíveis na literatura, que são discutidos a seguir, utilizam o instrumento como método de

avaliar a variação da poropressão de água no solo causada pelo alívio de tensões e, por vezes, também o impacto que essa variação causa nas propriedades do solo.

O trabalho de Vaughan e Walbancke (1973) avalia por meio do monitoramento de piezômetros hidráulicos o efeito do alívio de tensões gerado em um talude após anos da realização do corte. O talude estudado compreende a um corte realizado durante obras destinadas a construção da autoestrada M1 na Inglaterra, tendo como material predominante as Argilas de Londres que são argilas sobreadensadas de origem marinha associadas à Bacia Sedimentar de Londres. A pesquisa constituiu na instalação de cinco piezômetros hidráulicos no talude e no monitoramento das poropressões de água ao longo do período de um ano. Os resultados indicaram que mesmo após nove anos da realização do corte os valores de poropressão de água aferidos eram inferiores ao da condição de equilíbrio pressuposta. Para os autores, a retomada lenta do estado de equilíbrio hidrostático do solo estaria associada à baixa permeabilidade das argilas de Londres, fator que contribuiria também para a manutenção da estabilidade do talude ao longo de anos.

Casos de estudo da variação da poropressão de água no solo (Δu_w) resultantes do alívio de tensões, são apresentados em Wan e Standing (2014) e Simonsen e Sorensen (2017) que, em comum, descrevem experimentos baseados na análise de piezômetros elétricos. Em detrimento ao piezômetro convencional, o modelo elétrico possui a vantagem de poder monitorar a variação da poropressão de água no solo em diversas profundidades e de forma contínua.

O trabalho de Wan e Standing (2014) apresenta registros do tempo que a variação negativa da poropressão de água no solo ($\Delta u_w < 0$) gerada pelo processo de perfuração para a instalação do piezômetro elétrico demorou para se dissipar. O solo onde o piezômetro elétrico foi instalado correspondia também a Argila de Londres, como no caso estudado por Vaughan e Walbancke (1973). Os resultados são apresentados na Figura 10.

Na Figura 10a é possível observar que inicialmente os sensores registram um determinado valor de poropressão de água, mas que com o passar do tempo aumentam até atingirem uma aparente estabilização. Os autores assumem que os valores de poropressão de água registrados inicialmente correspondem à variação negativa da poropressão de água ($\Delta u_w < 0$) associada ao alívio de tensões gerado pela retirada de solo durante a perfuração, mas também resultantes da

deformação do solo em condições não drenada, fenômeno registrado experimentalmente por Lambe e Whitman (1976; Figura 7).

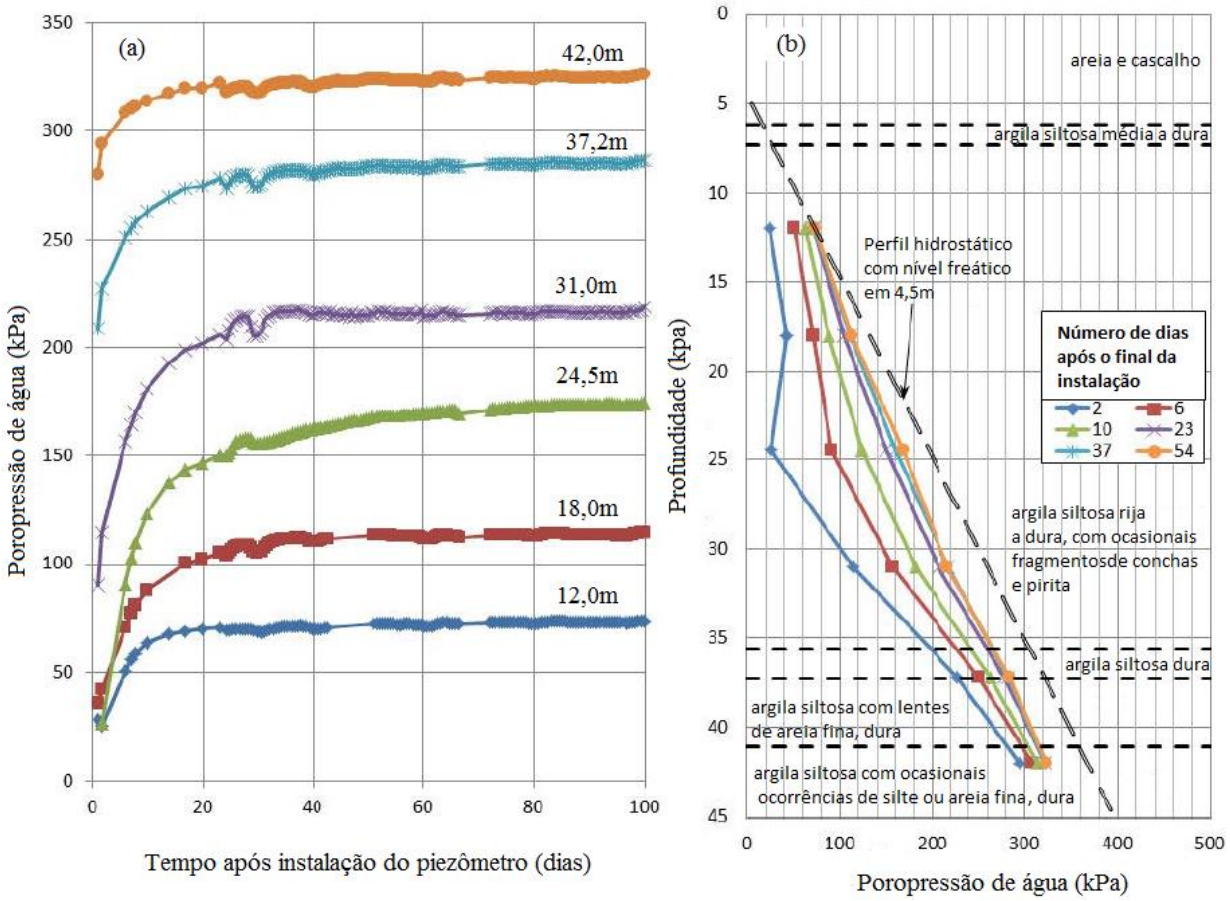


Figura 10 - Variação da poropressão de água na Argila de Londres, onde: (a) - poropressão de água em função do tempo; (b) - poropressão de água em função da profundidade de instalação do sensor; a.n.s. - abaixo do nível da superfície. Fonte: Adaptado de Wan e Standing (2014).

Os patamares de estabilização da poropressão de água registrados pelos sensores na Figura 10a são interpretados pelos autores como sendo o valor de poropressão de água no estado de equilíbrio para a profundidade em que o sensor foi instalado. Para o caso específico das argilas estudadas, o tempo de reequilíbrio das poropressões no solo foi de aproximadamente 30 dias. A Figura 10b também aponta a tendência à retomada do equilíbrio das poropressões de água no solo com o passar do tempo, uma vez que os perfis hidrostáticos temporários tendem a se aproximar cada vez mais do perfil hidrostático teórico de equilíbrio do solo. Ainda é destacado que as taxas de dissipação das poropressões de água ao longo do furo são diferentes entre si, comportamento que os autores relacionam a diferenças de permeabilidade no meio e à distribuição espacial da pressão hidrostática inicial ao longo do furo.

Simonsen e Sorensen (2017) analisam por meio de piezômetros elétricos com sensores multiníveis a variação negativa da poropressão de água ($\Delta u_w < 0$) no solo causada pela remoção de uma camada de solo da superfície. O contexto geológico é caracterizado por argilas sobreadensadas de origem marinha associadas à Formação Søvind Marl da Dinamarca.

Na área de estudo descrita pelos autores alguns piezômetros elétricos foram instalados dentre os quais são abordados aqui os resultados de dois destes. Os piezômetros elétricos, aqui denominados de PZ-1 e PZ-2, foram instalados cerca de 40m de distância um do outro, ambos possuindo sensores em diferentes profundidades. A remoção da camada superficial de solo, com espessura média de 4,4m, começou próximo ao PZ-1 e avançou em direção ao PZ-2. A variação das poropressões de água (Δu_w) registradas pelos piezômetros analisados é apresentada na Figura 11.

Os autores destacam que os resultados ilustrados na Figura 11 registram somente a variação total da poropressão de água (Δu_w) gerada pelo alívio de tensões, posto que a remoção da camada de solo superficial começou antes do reestabelecimento dos valores de poropressões de água aos esperados quando em equilíbrio hidrostático o que, como visto no trabalho de Wan e Standing (2014), poderia ser muito lento e se estender ao longo de diversas semanas.

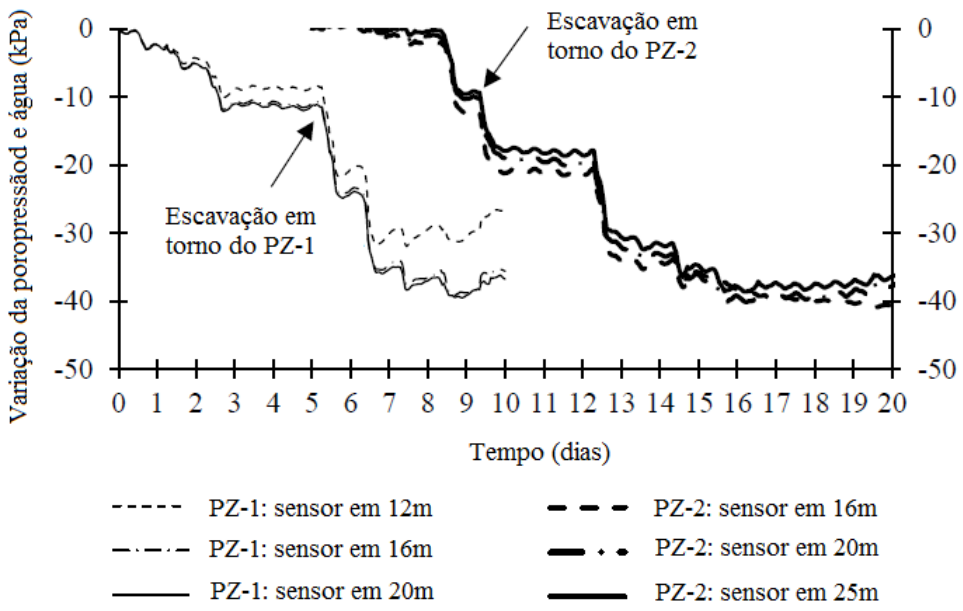


Figura 11 - Variação dos valores de poropressão de água (Δu_w) associados à escavação de uma camada de solo superficial registrada por meio de piezômetros elétricos. PZ: Piezômetro. Fonte: Adaptada de Simonsen e Sorensen (2017).

Analisando os resultados apresentados na Figura 11, pode-se verificar que ambos os piezômetros registram a queda dos valores da poropressão de água no solo associados à escavação da camada de solo superficial. A queda, no entanto, é mais expressiva quando as escavações se dão no entorno dos piezômetros, efeito que os autores associam ao alívio de tensões imediato das tensões totais.

A análise dos artigos apresentados aponta que a variação da poropressão água no solo (Δu_w) como resultado do alívio de tensões não é meramente teórica, sendo registrada via instrumentação tanto em pequenas perfurações verticais, como no caso de uma perfuração destinada à instalação de um piezômetro (Wan e Standing, 2014), quanto em grandes remoções de terra (Simonsen e Sorensen, 2017) ou cortes em taludes (Vaughan e Walbancke, 1973).

Outra constatação pertinente é a de que a queda da poropressão de água (Δu_w) não necessariamente sempre faz com que a água intersticial do solo do entorno da escavação chegue a pressões negativas (sucção), podendo simplesmente, reduzir muitos os valores de poropressão de água inicial, como visto na Figura 10a. Não somente, os três artigos também concordam que a retomada dos valores de poropressão de água a uma nova condição de equilíbrio após a variação negativa da poropressão de água ($\Delta u_w < 0$) varia de acordo com as características do material, sendo a permeabilidade à água do meio a variável mais importante.

4.2.2. O efeito do alívio de tensões na poropressão de água do solo registrado por meio de análises experimentais

A variação da poropressão de água (Δu_w) como resposta ao alívio de tensões também pode ser avaliada experimentalmente, como foi realizado por Marinho et al. (2003). Neste artigo os autores avaliam experimentalmente a variação da poropressão de água em amostras de solo compactado mecanicamente em função da carga e descarga de tensões. O solo utilizado na pesquisa compreende a um solo predominantemente siltoso derivado da decomposição de rochas gnáissica do Complexo Embu em sua porção aflorante na cidade de São Paulo (SP, Brasil).

A metodologia utilizada para a determinação da sucção no solo foi baseada na utilização de um tensiômetro de alta capacidade (até 500kPa) acoplado à célula triaxial de uma câmera triaxial em que ciclos de carregamento e descarregamento de tensões foram aplicados nas amostras ensaiadas. Duas amostras do solo residual foram compactadas mecanicamente em umidades distintas, sendo denominadas nesta pesquisa de amostras 1 e 2. A amostra 1 foi compactada a uma umidade gravimétrica de 25,1%, enquanto a amostra 2 a 22,5%. A saturação de água dos poros nas amostras 1 e 2 após a compactação foram, respectivamente, de 87% e 71%. Os resultados dos ensaios podem ser verificados na Figura 12.

Como pode ser observado na Figura 12, para ambas as amostras, é possível verificar que o ciclo de carregamento acarreta no aumento da poropressão de água no solo ($\Delta u_w > 0$) enquanto no ciclo de descarregamento há redução dos valores de poropressão de água ($\Delta u_w < 0$). É possível observar ainda que há o fenômeno de histerese das curvas de carga e descarga, sendo pouco pronunciado no solo mais saturado do que no solo menos saturado. Na amostra 2, inclusive, o valor da poropressão de água após o ciclo de descarregamento é inferior ao valor registrado antes da fase de carregamento. Os autores apontam para o fato de que imediatamente após a compactação dos solos a poropressão de água registrada é comumente negativa, tal como indicado na figura analisada, no entanto, com o passar do tempo, os valores tendem a aumentar levando a poropressão de água no solo a valores positivos.

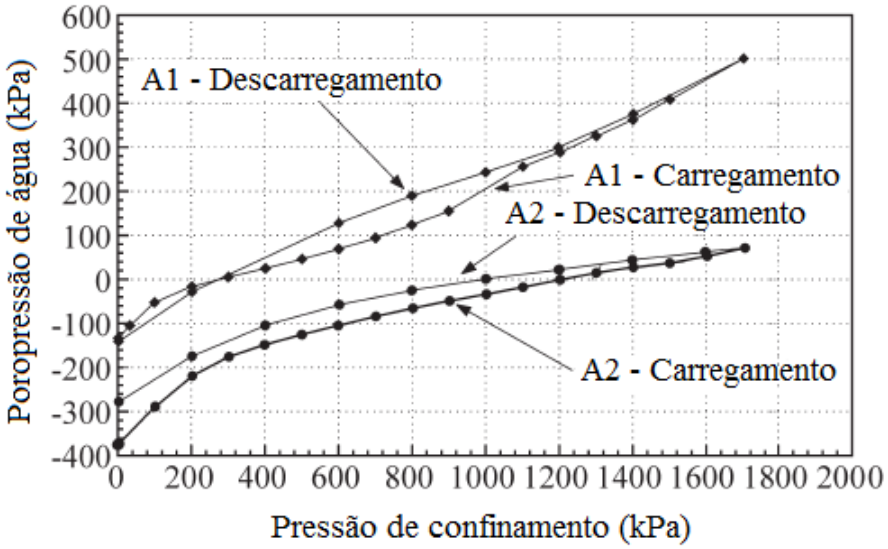


Figura 12 - Efeito do carregamento e descarregamento de cargas na poropressão de água em um solo residual de gnaisse compactado mecanicamente, onde: A1 - Amostra 1 (S = 87%); A2 - Amostra 2 (S = 71%). Fonte: Adaptada de Marinho et al. (2003).

O estudo de Marinho et al. (2003), portanto, verifica de forma experimental o efeito na variação da poropressão de água (Δu_w) causado tanto pelo alívio quanto pelo carregamento de tensões. Os ensaios de carregamento e descarregamento no solo estudado no artigo foram realizados em contexto não saturado, uma vez que a compactação mais eficiente do solo, ou seja, em sua umidade ótima, ocorre fundamentalmente nesta condição.

4.2.3. A variação negativa da poropressão de água no solo avaliada por meio de análises numéricas

Análises numéricas são utilizadas como ferramentas para simular diversos aspectos do comportamento mecânico e hidráulico dos solos, assim como a interação deles com estruturas metálicas ou de alvenaria. Ng e Lee (2002) propõem estudar o efeito da variação da rigidez de grampos no controle das deformações do solo na face de um túnel e, para tal, elaboram um modelo numérico 3D criado por meio do software Abaqus. Simultaneamente ao monitoramento das deformações do solo na face de escavação do túnel em função da rigidez dos grampos os autores também examinam a variação da poropressão de água no solo (Δu_w) de acordo com a magnitude das deformações e da posição na frente de escavação.

O modelo proposto pelos autores simulou o meio escavado como sendo correspondente a um material de natureza argilosa que fosse semelhante à Argila de Londres, que é caracterizada pela alta rigidez e baixa permeabilidade, portanto, simulando uma escavação no contexto inicialmente não drenado. As informações completas incluindo detalhes sobre o modelo numérico e suas condições de contorno podem ser conferidas no artigo em sua integralidade, sendo que o detalhamento aqui apresentado será voltado a alguns aspectos específicos dos resultados obtidos pelos autores.

Um dos resultas obtidos pela análise das simulações é de que efetivamente o incremento da rigidez dos grampos induz uma menor deformação do solo na frente de escavação. Também concluem que a deformação não é igual ao longo da face de escavação do túnel, que apesar de ser perfeitamente circular no modelo simulado, registra deformações maiores na porção central do que nas porções periféricas.

Os autores, então, analisam a variação da poropressão de água na face de escavação do túnel em função das deformações resultantes da aplicação de cada grampo analisado. Os resultados obtidos estão ilustrados na Figura 13, na qual o parâmetro de rigidez dos grampos é representado por E_nA_n que que cresce em função do aumento da rigidez do grampo. Na Figura 13 é possível observar que onde são aplicados grampos menos rígidos, portanto, que permitem maior deformação do solo, há também uma maior variação da poropressão de água. O comportamento descrito independe da posição da face do túnel analisa (abóbada, centro ou invert), no entanto, na posição central, onde se registram deformações maiores, também há uma maior variação da poropressão de água.

Para os autores, a origem da poropressão de água negativa no solo estaria associada ao significativo alívio de tensões devido à remoção do solo e também ao cisalhamento induzido na face do solo devido às práticas de construção do túnel. O trabalho de Ng e Lee (2002), portanto, ao demostrar que a magnitude da variação negativa das poropressões de água no solo ($\Delta u_w < 0$) pode ser limitada quando se reduz a capacidade de deformação do solo, consegue ilustrar, a partir de outro ponto de vista, os fenômenos discutidos nos itens 4.1.2 e 4.1.3.

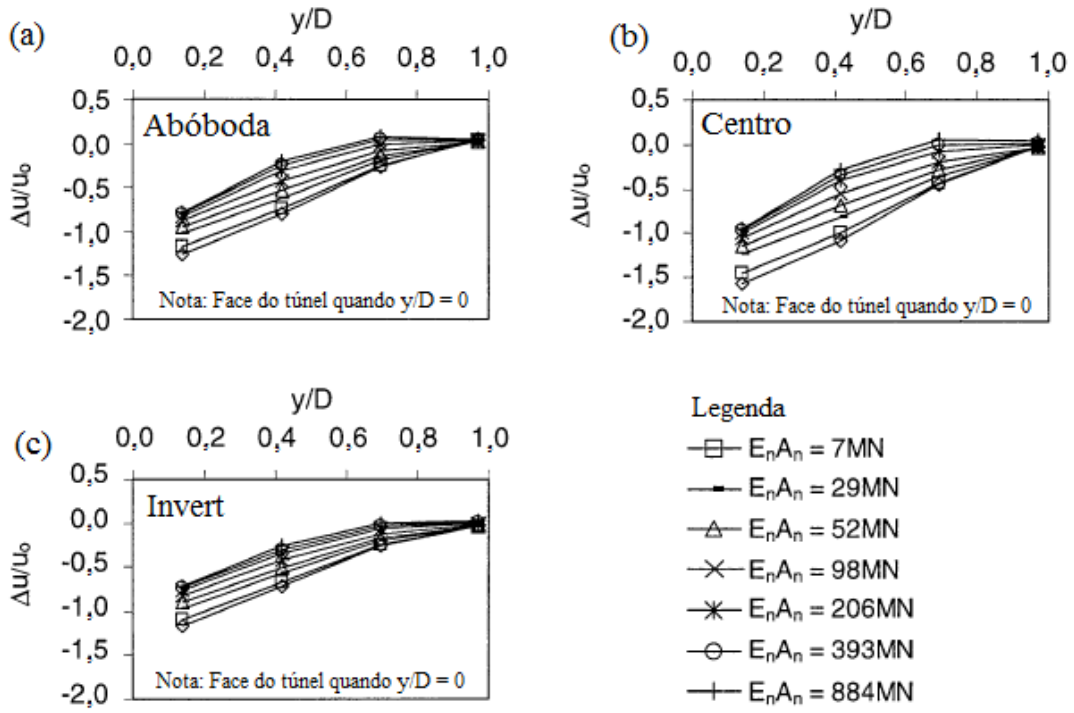


Figura 13 - Variação normalizada dos valores de poropressão de água no solo de acordo com a distância da face do túnel monitorado em diferentes posições, onde: (a) - abóboda; (b) - centro; (c) – invert; y - distância horizontal medida na longitudinal; D - diâmetro do túnel; $\Delta u/u_0$ - variação da poropressão de água normalizada. Fonte: Adaptada de Ng e Lee (2002).

4.2.4. O efeito da variação da umidade relativa do ar na poropressão de água no solo

A diminuição dos valores de poropressão de água no solo como vem sendo discutido até o momento, são geradas como resposta ao alívio de tensões e a indução de tensões cisalhantes em solos em estado não drenado. Estes fenômenos podem ser considerados os agentes principais na variação da poropressão de água no solo, no entanto a perda de umidade do solo para o ambiente também pode ser levada em consideração como um elemento de menor expressão.

Uma vez que em uma escavação há a exposição do solo escavado à umidade do ar no local, efeitos de saturação ou dessaturação do solo podem ocorrer devido ao fluxo de água entre o solo e o ar na forma de vapor. A umidade do ar em um túnel comumente é a atmosférica, no entanto, esta também pode ser resultante de um sistema de ventilação artificial. Estudos realizados por pesquisadores da Catalunha, Garitte e Gens (2012) e Gens e Garitte (2013), analisam conjuntamente o efeito da saturação e dessaturação do solo devido aos efeitos da ventilação artificial em túneis. O estudo é predominantemente experimental, mas possui suporte em modelos numéricos.

Nos artigos é descrito que um microtúnel de1,30m de diâmetro e 10,0m de extensão foi escavado em laboratório subterrâneo (Mont Terri, Catalunha, Espanha) construído em uma argila dura sobreadensada chamada de Argila Opalinus. Seguidamente, um sistema de ventilação artificial foi instalado possibilitando monitorar a variação da umidade relativa do ar (UR) dentro do túnel. Em 5 anos aproximadamente, dois ciclos de saturação (UR ≈ 100%) e dessaturação (UR descendente até aproximadamente 0%) foram realizados. Para monitorar o efeito destes ciclos de variação da UR no solo foram instalados em diferentes posições do maciço e do túnel higrômetros, piezômetros e extensômetros. Além destes instrumentos, sondagens foram realizadas para coletar amostras visando analisar a umidade relativa do solo.

No final do segundo ciclo de saturação e dessaturação do ar os autores relatam, embasados no monitoramento dos higrômetros, que houve também dessaturação do solo sendo possível, inclusive, delimitar uma zona de dessaturação. Os valores de umidade medidos pelos higrômetros nos primeiros 5cm de profundidade das paredes do túnel indicavam valores de umidade entre 50 e 60% e, conforme aumentava o distanciamento das paredes, os valores de

umidade cresciam até atingirem 100% a partir, aproximadamente, de 50cm de profundidade. O monitoramento dos piezômetros que foram instalados ao longo do túnel também indicou a existência de uma zona de dessaturação, já que quedas nos valores de poropressão de água foram registradas nos piezômetros que estavam instalados mais próximos às paredes do túnel.

A influência da variação da umidade no solo, como resultado da mudança da umidade relativa do ar também ficou evidente nas propriedades de resistência do solo. A Figura 14 ilustra os deslocamentos registrados pelos extensômetros instalados nas paredes do túnel em função da umidade do ar. Como esperado, foi registrado que com a diminuição da umidade do ar há contração do solo e, consequente, expansão quando há o aumento. Este fenômeno pode ser justificado pelo aumento ou diminuição das propriedades de resistência do solo em função das variações das forças de sucção, como discutido no item 4.1.5.

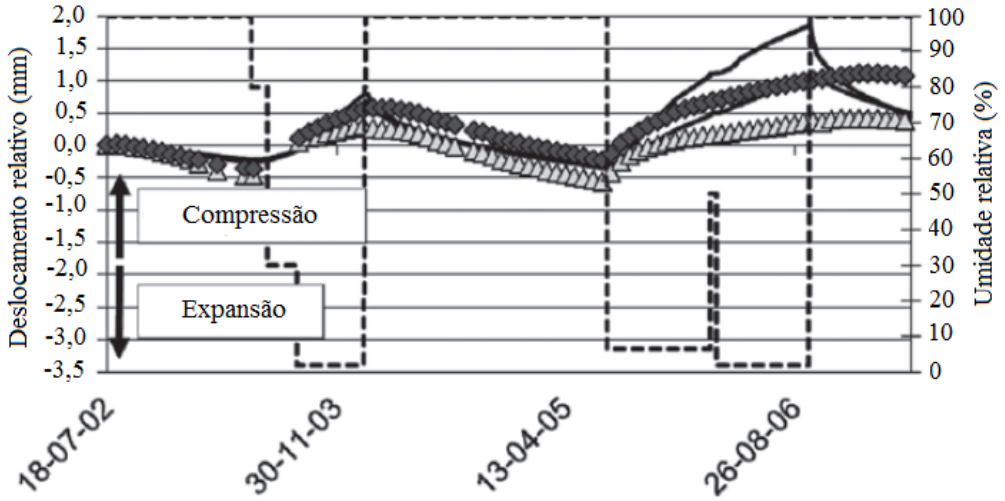


Figura 14 - Deslocamento relativo das paredes do túnel em função da umidade relativa do ar. Extensômetro ancorado a 2m da parede do túnel, onde: Linha tracejada - variação da umidade relativa ao longo dos ciclos de saturação e dessaturação do ar; Triângulos e prismas - deslocamento relativo registrado pelos extensômetros; Linha cheia - variação estimada pelo modelo numérico. Fonte: Adaptada de Gens e Garitte (2013).

A pesquisa apresentada de Garitte e Gens evidencia, portanto, que a interação do solo com a umidade relativa do ar pode modificar o grau de saturação do solo e consequentemente suas propriedades mecânicas. Apesar de ser considerado pelos autores como um elemento de pequena contribuição nos aspectos que controlam as deformações no solo, comparando-se a exemplo com o causado pelo alívio de tensões, é uma variável que dependendo da capacidade do solo em interagir com a umidade do ar pode se tornar um fator de maior relevância.

4.2.5. A influência da poropressão de água no tempo de autossustentação em escavações subterrâneas

O tempo de autossustentação dos solos é um assunto que vem sendo discutido desde as primeiras pesquisas desenvolvidas por Karl von Terzaghi, engenheiro que foi um dos maiores pesquisadores no estudo das propriedades mecânicas dos solos. Terzaghi possuía larga experiência em obras subterrâneas, especialmente nas que tangem aos túneis de mineração (Terzaghi, 1977) e, com base nesta experiência, elaborou uma classificação que buscava descrever o comportamento típico dos solos durante a escavação de túneis a qual chamou de Classificação do Tuneleiro. A Classificação do Tuneleiro propõe, a partir da análise do comportamento do solo no âmbito de sua estabilidade e deformação durante a escavação, a sistematização destes em seis classes, denominadas: firme, desplacante, corrediço, fluido, extrusivo e expansivo (Terzaghi, 1950).

Terzaghi (1950) determina que o tempo que varia logo após a finalização do avanço em uma frente de escavação em um túnel e o menor movimento perceptível do solo sob a área escavada, como o conceito de tempo de autossustentação do maciço (ou *stand-up time*). A Classificação do Tuneleiro, no entanto, não trabalha diretamente com a determinação do tempo de autossustentação do solo em si, mas propõe classes de comportamentos do solo que remetem a uma estabilidade de tempo relativa determinada de forma empírica. Como exemplo, um solo granular totalmente saturado pode se comportar como um solo fluido durante uma escavação, mas com o rebaixamento do lençol freático o comportamento do solo pode migrar para classes mais estáveis como a corrediça ou a desplacante.

A possibilidade de classes menos estáveis da Classificação do Tuneleiro migrarem para classes mais estáveis sugerem que existem fatores intrínsecos ao solo e ao estado de tensões do maciço que controlam a estabilidade da escavação e, consequentemente, determinam o tempo de autossustentação. A partir desta premissa, muitas abordagens para a determinação do tempo de autossustentação de maciços foram propostas ao longo do tempo baseadas em metodologias empíricas, analíticas, numéricas ou mesmo experimentais.

Dentre as metodologias propostas se destacam os trabalhos de Atkinson e Potts (1977), baseado em análise limite e modelos laboratoriais, aplicável a escavações circulares rasas em solos não

coesivos; o de Davis et al. (1980), também baseado em análise limite aplicável para escavações circulares rasas em solos coesivos; o de Mühlhaus (1985) para túneis circulares em grandes profundidade, baseado em análise limite; o de Leca e Dormieux (1950) que por meio de análise limite desenvolve um modelo considerando as características de coesão e ângulo de atrito interno do solo para um modelo de escavação de túneis circulares rasos; e a reinterpretação do modelo de Leca e Dormieux por meios numéricos realizado por Mollon et al. (2009).

Os modelos citados são exemplos de como a questão do tempo de autossustentação do solo pode ser abordada por meio de diferentes metodologias e, ainda assim, gerar soluções relativamente precisas na delimitação de faixas de valores de tensões na qual o maciço entraria em colapso. Apesar disto, estas propostas, em sua grande maioria, analisam o evento pela ótica da cinemática do mecanismo de colapso e não pelos mecanismos que geram as deformações.

Um exemplo de pesquisa que aborda o fenômeno do tempo de autossustentação em túneis escavados em solo pela ótica dos eventos de deformação é o que vem sendo realizado por uma equipe de pesquisa do Instituto Federal de Pesquisa de Zurique (Suíça), cujos resultados vêm sendo apresentados sistematicamente em diversos trabalhos como, a exemplo, em Schuerch e Anagnostou (2013), Schuerch et al. (2016) e Anagnostou et al. (2016).

Para o grupo de pesquisa a resposta do solo a uma escavação estaria intrinsicamente relacionada à permeabilidade do solo e que o gatilho para o início das deformações estaria associado ao fluxo de água ao longo do tempo. O fluxo de água promoveria o adensamento do solo como resposta à dissipação do excesso de poropressões de água permitindo assim, que deformações ocorressem. No caso de solos com baixa a média permeabilidade, a lenta dissipação das poropressões de água permitiria também que o tempo de deformação do solo fosse estendido, fazendo com que a estabilidade da escavação fosse possível no curto prazo, mas não no longo.

Para estudar o tempo de autossustentação de escavação considerando a deformação do solo como função do adensamento do solo, os autores lançam mão métodos de análise numérica. Para tal, desenvolvem um modelo de escavação em três dimensões (3D) por meio do software Abaqus, que opera realizando análises por meio do método dos elementos finitos. Para que as relações mecânico-hidráulicas do solo fossem passíveis de serem analisadas os autores optam

por realizar análises acopladas, ou seja, que levem em consideração o adensamento do solo como estando relacionado à dissipação do excesso de poropressões de água no solo.

Ao longo da evolução da pesquisa os autores trabalharam com diferentes situações, como escavações rasas em que a cobertura de solo é equivalente ao diâmetro da escavação (Schuerch e Anagnostou, 2013), ou escavações mais profundas em que a cobertura de solo era de duas vezes o diâmetro do solo (Schuerch et al., 2016). Para todos os casos, no entanto, os modelos analisados se mostraram satisfatórios em relacionar o tempo de autossustentação dos solos com o processo de adensamento, inclusive, propiciando o desenvolvimento de diagramas específicos de correlação do tempo de autossustentação dos solos a cada modelo estudado. Detalhes sobre os modelos, condições de contorno, propriedades do material e das malhas aplicadas podem ser conferidos nos artigos em sua integralidade.

Um diagrama interessante apresentado por Schuerch et al. (2016), reproduzido na Figura 15, descreve o comportamento observado da variação da poropressão de água ao longo do tempo, após o alívio de tensões em uma face de escavação de um túnel. A análise da figura permite verificar que a queda dos valores de poropressão de água é maior na região imediata a face de escavação diminuindo com o distanciamento, mesma região, a propósito, em que há a geração de sucção. Ao longo do tempo o excesso de poropressão negativa de água é dissipada até o estabelecimento de uma nova configuração do perfil hidrostático, que para o caso do artigo, é coincidente com o estabelecido pouco antes do colapso da face de escavação.

Outros autores, como Bertoldo e Callisto (2016), também atribuem ao adensamento do solo um efeito desfavorável na estabilidade de escavações devido à queda gradual na tensão efetiva média do meio. No entanto, estes autores ainda avaliam que o adensamento do solo, por mais que seja mínimo, afetaria de forma significativa as propriedades estruturais do solo. Por meio de simulações no software Abaqus, os autores demonstram que o adensamento em solos estruturados e de baixa permeabilidade, como argilas sobreadensadas, induzem deformações plásticas capazes de destruir a estruturação genética do solo. O efeito da destruição das estruturas do solo se manifestaria por meio da diminuição da resistência do solo e, consequentemente, no favorecimento do colapso da escavação.

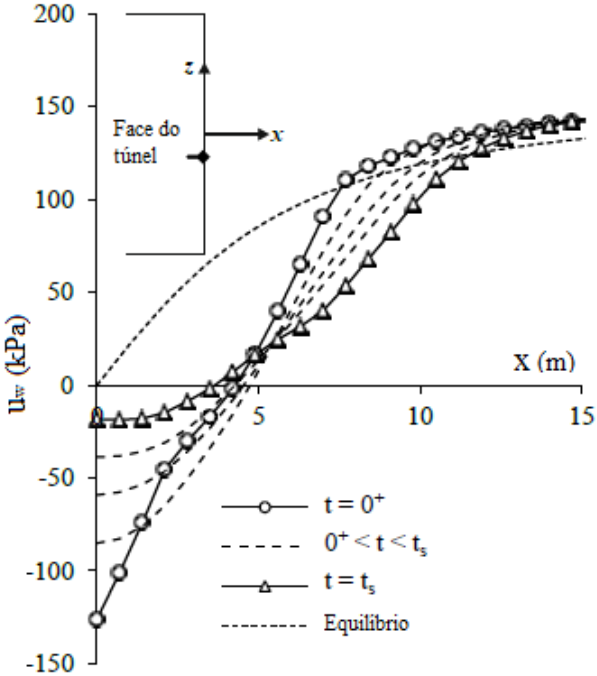


Figura 15 - Variação dos valores de poropressão de água ao longo do eixo *x* (normal a face de escavação) em função do tempo, onde: t - tempo; 0^+ - intervalo de tempo imediatamente após o alívio de tensões; t_s - intervalo de tempo próximo ao colapso do solo. Fonte: Adaptada de Schuerch et al. (2016).

Estudos que levem em consideração o efeito da variação negativa das poropressões de água ($\Delta u_w < 0$) ou a sucção ($-u_w$) como fatores que podem contribuir para a determinação do tempo de autossustentação em solos são relativamente restritos. O trabalho de Li et al. (2005) é um exemplo de proposta analítica para estudar o efeito da dissipação do excesso negativo de poropressão de água, ou seja, o retorno à condição de equilíbrio da poropressão de água no solo a partir do ponto que esta chegou após ser reduzida devido ao alívio de tensões e/ou o efeito de tensões cisalhante, na estabilidade de escavações verticais.

Neste trabalho os autores elaboram um modelo unidimensional baseado na teoria do adensamento de Terzaghi considerando que o reequilíbrio seria atingido por um mecanismo contrário ao fenômeno do adensamento. Desta forma, chegam ao resultado de que ao longo do processo de dissipação do excesso negativo de poropressões de água também são reduzidas as tensões efetivas no solo o que resultaria, portanto, em deformações. A variável tempo não é incluída diretamente na análise, sendo abordada de forma relativa. O tempo de manutenção do estado de tensões no solo seria, portanto, maior ou menor a depender da velocidade de dissipação das poropressões de água negativa, que são dependentes, como indicado pelos autores, da permeabilidade do material. No caso das escavações destinadas a fundações, tema

de estudo em questão, chega-se à conclusão de que a rápida construção da fundação após a escavação é uma atividade mais segura, uma vez que ela se beneficia da maior estabilidade das faces enquanto a poropressão negativa da água (sucção) ainda não se dissipou totalmente.

Um estudo que leva em consideração a sucção no solo para o cálculo do tempo de autossustentação é o de Kovacevic et al. (2007), no entanto, aplicado ao caso da estabilidade de taludes. O caso estudado descreve a necessidade de se avaliar o tempo de autossustentação de taludes temporários resultantes da escavação de um terreno destinado à construção de um terminal aeroportuário. O material escavado se tratava da argila de Londres, portanto, de alta rigidez, alto coeficiente de sobreadensamento e baixa permeabilidade. O modelo numérico foi elaborado por meio de um programa que trabalha com elementos finitos chamado ICFEP (Imperial College Finite Element Program) e as análises consideradas acopladas. Detalhes sobre cada modelo estudado, condições de contorno, propriedades do material e das malhas aplicadas no modelo podem ser conferidos no artigo em sua integralidade.

Os resultados das análises realizadas por Kovacevic et al. (2007) mostraram que, como era esperado, os taludes eram estáveis logo após o corte, porém instáveis quando considerados longos períodos de tempo. Os taludes, nas dimensões analisadas e de acordo com as condições de contorno impostas, não registrariam rompimentos profundos por mais de um ano quando considerada uma sucção média de 25kPa para o trecho do solo não saturado. A obra durou cerca de 6 meses não havendo registros de rompimentos profundos, concordando com o que foi proposto pelo modelo, havendo apenas rompimento superficiais associados a infiltrações de água de origem externa nas faces dos taludes. Os autores concluem que considerar a sucção no solo nas simulações de estabilidade pode ser muito útil na determinação do tempo de autossustentação de taludes temporários em obras, no entanto, recomendam que a validação do modelo seja feita junto ao monitoramento das deformações do talude ao longo da obra por meio de instrumentação.

5. MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia de investigação da presente pesquisa esteve fundamentada principalmente na simulação numérica de uma escavação subterrânea horizontal em um maciço terroso. Para tal, houve a necessidade de se delimitar o modelo numérico em si, mas também a natureza dos materiais a serem escavados. Por este motivo, três diferentes solos da região metropolitana da cidade de São Paulo foram escolhidos para compor o maciço terroso do modelo numérico. A metodologia utilizada para a obtenção dos parâmetros geotécnicos dos materiais adotados, no entanto, foi em parte direta, por meio análises experimentais, e em parte indireta, por meio de estimativas e informações disponíveis na literatura.

A partir do contexto exposto este capítulo possui por objetivos:

- Descrever as atividades de campo realizadas, incluindo: os locais de amostragem dos solos selecionados; informações acerca do contexto geológico ao qual as amostras de solo coletadas estão inseridas; informações simplificadas acerca da natureza e destinação da atividade de construção civil realizada no local das coletas, e; descrição da campanha de determinação de sucção *in situ* realizada por meio de tensiometria;
- Descrever as rotinas laboratoriais utilizadas durante a fase experimental dando ênfase aos experimentos realizados para a determinação das características de capacidade de retenção de água dos solos coletados;
- Discorrer sobre a temática da análise numérica, incluindo: informações sobre o software adotado; o modelo de escavação proposto e suas condições de contorno; explicar quais parâmetro geotécnicos foram necessários para a realização das análises, assim como quais foram obtidos de forma direta e indireta, e; quais foram as avaliações propostas para serem realizadas considerando os resultados das simulações numéricas.

5.1. Atividades de campo e amostragem

Neste capítulo são descritas as características principais dos locais de amostragem, os tipos de amostragens realizadas e o detalhamento do método de determinação da sucção do solo *in situ* por meio de tensiometria.

5.1.1. Locais de amostragem

5.1.1.1. Rodoanel Mário Covas (Anel Norte)

O primeiro local selecionado foi um trecho do Rodoanel Mário Covas, especificamente seu segmento Norte, localizado na cidade de Guarulhos, estado de São Paulo. O Rodoanel é uma obra que objetiva a construção de um anel viário que, quando da sua conclusão, circundará parte da região metropolitana da cidade de São Paulo. Ele é dividido em quatro segmentos (Norte, Sul, Leste e Oeste) sendo que atualmente somente o segmento Norte ainda está em fase de construção (DERSA, 2019). A Figura 16 é uma imagem de satélite que contém um dos canteiros de obras do segmento Norte do Rodoanel e que foi alvo de uma das atividades de campo desta pesquisa em Abril de 2018. O acesso ao canteiro se deu pela Avenida Silvestre Pires de Freitas.

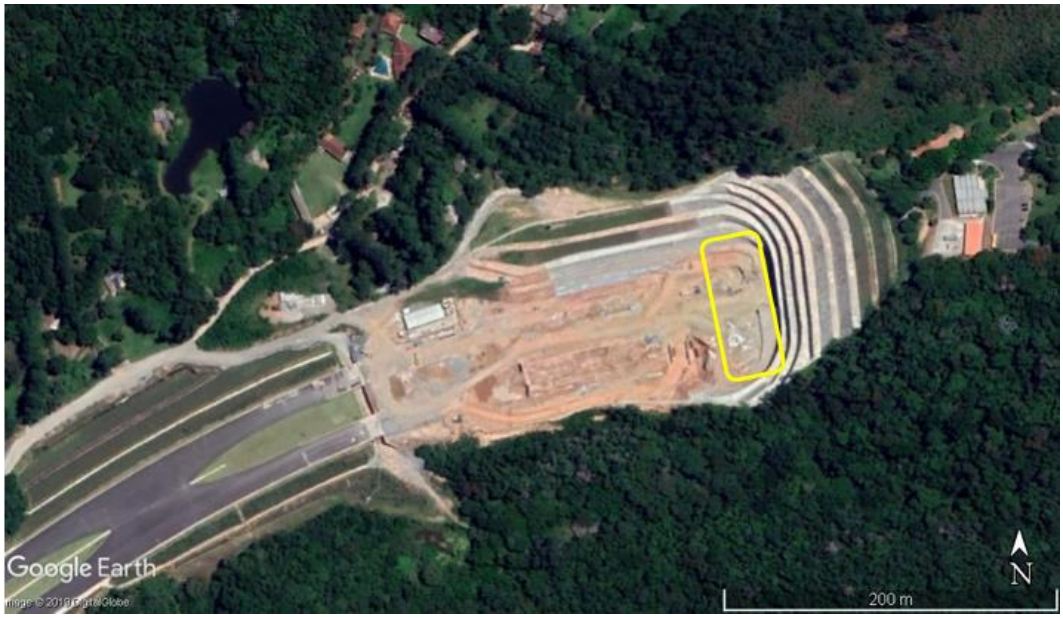


Figura 16 - Canteiro de obras do Rodoanel Mário Covas. Destaque à região de concentração das atividades de campo (amarelo). Fonte: Google LLC (2019). Imagem de satélite referente ao dia 9 de Fevereiro de 2019.

Dentro do contexto geológico o canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas está inserido no âmbito do Grupo Serra do Itaberaba (mesoproterozoico) que é uma unidade localizada na porção central do Cinturão Orogênico Ribeira (Almeida et al., 1973). De acordo com Pérez-Aguilar e Juliani (2016) o Grupo Serra do Itaberaba pode ser subdividido em quatro Formações, sendo estas da base para o topo: Morro da Pedra Preta, Jardim Fortaleza, Nhanguçu e Pirucaia. No local de estudo há a ocorrência de um perfil de alteração de solo proveniente da

alteração de rochas da Formação Nhanguçu que, segundo Juliani (1993), é caracterizada pela predominância de rochas pelíticas metamorfisadas, destacando-se os xistos ferro-manganíferos e os muscovita-clorita-xistos com andalusita, ambos podendo ocorrer em texturas mais fina como filitos. Dentro da mesma Formação, também haveria uma ocorrência menor de lentes de rochas carbonáticas e pequenos corpos de metabasitos e rochas metavulcanoclásticas. Este conjunto de litotipos sugere que o ambiente precedente aos eventos de metamorfismo fosse caracterizado como marinho de águas rasas com pouca interferência de atividades vulcânicas.

As atividades de campo realizadas dentro do canteiro de obras podem ser divididas em duas fases, sendo a primeira a análise de poços de investigação mecanicamente escavados e a segunda a análise da face de um túnel rodoviário. A Figura 17 apresenta a disposição espacial esquemática dos poços de investigação e do túnel rodoviário dentro do canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas.

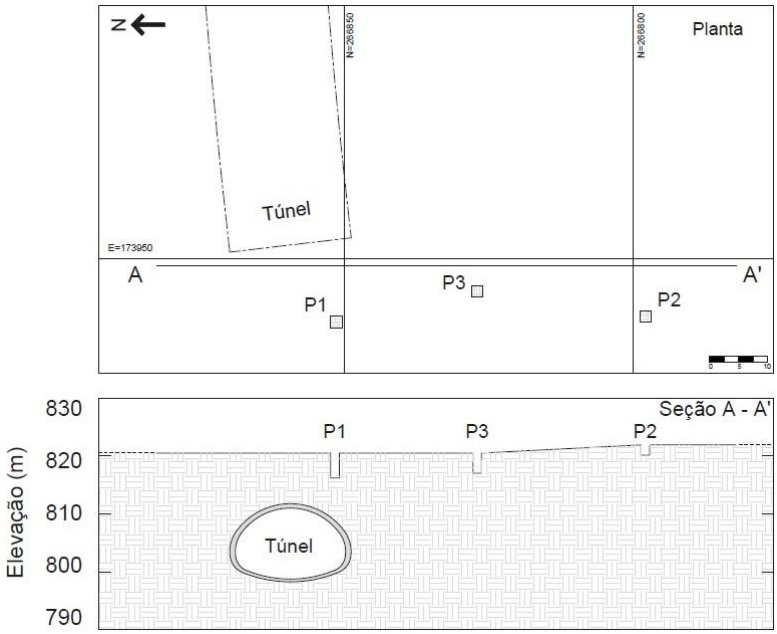


Figura 17 - Planta e secção transversal esquemáticas do canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas. Poços (P1, P3 e P3) e face de escavação do túnel projetados na Seção A - A'.

Na primeira fase da atividade de campo três poços de investigação foram escavados mecanicamente ao longo da área livre nas proximidades da base do talude observável na porção leste da Figura 16. Os poços possuíam dimensões aproximadas de 1x1,5m e profundidade variando em torno de 3,0 a 4,0m. No interior dos poços foram selecionados alguns pontos para a determinação da sucção por meio de tensiometria (metodologia no item 5.1.2.3.), realização

de classificação táctil-visual, coleta de amostras deformada para determinação laboratorial da umidade gravimétrica e coletas de amostras indeformadas para a realização de ensaios específicos (descrição no item 5.2.). O detalhamento dos locais investigados e das rotinas realizadas se encontram sintetizados na Tabela 1.

Tabela 1 - Caracterização dos locais e rotinas empregadas na atividade de campo realizada no canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas, onde: PI - poço de investigação; TF - face do túnel; h_i - altura/cota inicial; h_f - altura/cota final; Δh - variação; * - elevação média da superfície do terreno.

Local	Ponto	Elevação (m)			Rotinas			
					Tensiometria	Classificação tátil-visual	Amostragem	
		h_i	h_f	Δh			Deformada	Indeformada
PI-1	1	820,49	820,24	0,25	✓	✓	✓	x
	2		819,22	1,27				
	3		819,28	1,21				
	4		818,20	2,29				
PI-2	1	821,91	821,61	0,30	✓	✓	✓	x
	2		820,66	1,25				
	3		819,63	2,28				
PI-3	1	820,50	819,23	1,28	✓	✓	✓	✓
	2		818,33	2,18				
	3		817,34	3,16				
TF	1	820,97*	807,00	13,97	✓	✓	✓	x
	2		806,00	14,97				
	3		807,00	13,97				
	4		806,00	14,97				
	5		807,00	13,97				

Na segunda fase da atividade de campo a face de um túnel rodoviário foi analisada. De forma simplificada, a porção superior do túnel, a calota, encontrava-se cerca 10m abaixo da superfície média do terreno determinada pela média das cotas de superfície registradas para os poços de investigação. O avanço da escavação do túnel estava paralisado há alguns meses e, por este motivo, o trecho escavado estava selado por uma camada de concreto projetado. No momento da paralisação a escavação estava incompleta se verificando somente o avanço de sua porção superior, a calota. O método de escavação em utilização era o NATM (New Autrian Tunneling Method) e a seção de escavação completa compreenderia a dimensões aproximadas de 12x19m.

Na face do túnel foi possível realizar as análises tensiométricas (metodologia no item 5.1.2.3), realizar a classificação táctil-visual dos materiais e coletar amostras deformadas para determinação laboratorial da umidade gravimétrica, como sintetizado na Tabela 1. O acesso ao solo foi possível somente em cinco pontos da face do túnel (Figura 18), cuja camada de concreto projetado foi rompida por meio da utilização de um martelete. O nível d'água nos trechos analisados foi informado como sendo profundo, estando em torno da cota 800m, portanto o túnel se encontrava acima do nível d'água.

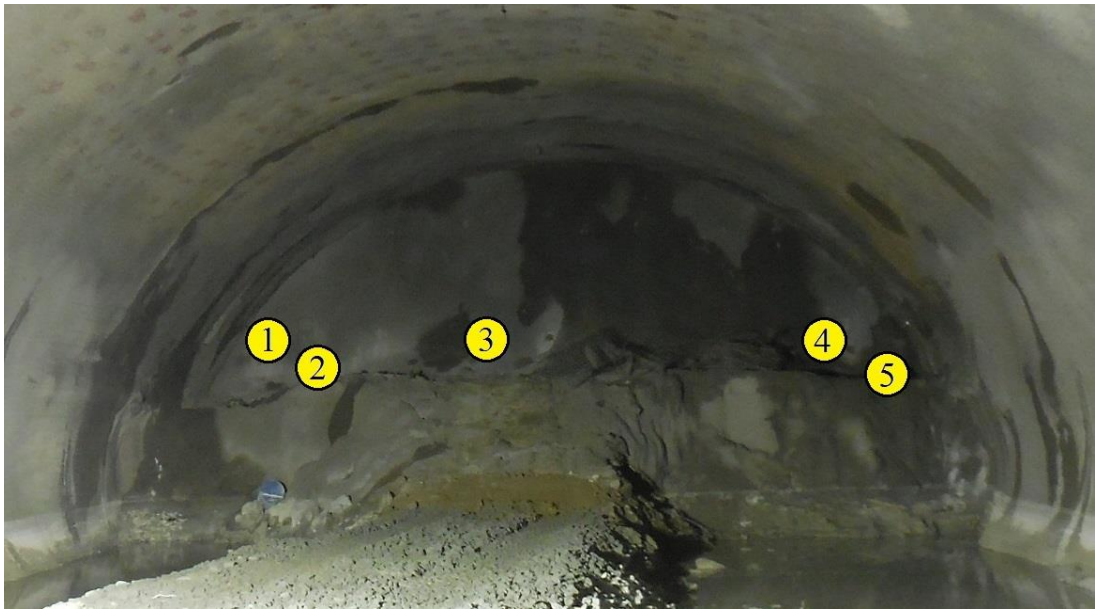


Figura 18 - Disposição esquemática dos pontos analisados na face do túnel rodoviário pertencente ao segmento Norte do Rodoanel Mário Covas.

5.1.1.2. Túnel da SABESP

O segundo local selecionado foi um túnel pertencente ao Projeto Tietê da Companhia de Saneamento Básico de São Paulo (SABESP), localizado às margens do rio Tietê no bairro da Água Branca na cidade de São Paulo, estado de São Paulo. O Projeto Tietê consiste em um programa de saneamento ambiental do Estado de São Paulo que por meio de obras de infraestrutura e esgotamento sanitário busca promover ações que contribuam para a despoluição do Rio Tietê (SABESP, 2019). A Figura 19 é uma imagem de satélite que contém o canteiro de obras que foi alvo de uma das atividades de campo esta pesquisa em Abril de 2018. O acesso ao canteiro se deu pela Avenida Santa Marina.

Figura 19 - Canteiro de obras (destacado em amarelo) que dá acesso ao túnel pertencente ao Projeto Tietê da Companhia de Saneamento Básico de São Paulo (SABESP). Fonte: Google LLC (2019). Imagem de satélite referente ao dia 5 de Outubro de 2018.

Dentro do contexto geológico o túnel da SABESP se localiza dentro da Bacia Sedimentar de São Paulo (BSSP). A Bacia Sedimentar de São Paulo (cenozoico) se formou no interior de uma macroestrutura conhecida como Rift Continental do Sudeste do Brasil. De acordo com Riccomini e Coimbra (1992) os sedimentos que a preenchem são subdivididos em unidades que datam do Paleogeno, como as Formações Resende, São Paulo, Tremembé e magmatismo alcalinos associados, e Neogeno representados pela Formação Itaquaquecetuba. A Formação Resende, em específico, é a unidade de maior volume preenchendo mais de 80% da BSSP e é a unidade que estava sendo interceptada nos dias da visita de campo à escavação. Esta unidade corresponderia a um sistema de deposição sedimentar atualmente associado a leques aluviais que gradam para planícies fluviais de rios entrelaçados. Detalhes sobre a BSSP no contexto geotectônico do RCSB, assim como dos ambientes deposicionais e litologias associadas podem ser encontrados em Riccomini (1989) e Riccomini et al. (2004). Contribuições acerca das características geológico-geotécnicas dos materiais que compões a BSSP e embasamento podem ser encontradas em obras dedicadas ao tema como Ferreira et al. (1992) e mais recentemente Negro Júnior et al. (2012) e Gurgueira (2013).

O túnel estava sendo escavado pela metodologia NATM (New Austrian Tunneling Method) e possuía seção arredondada de 3,0x2,8m. A escavação estava sendo realizada simultaneamente em dois sentidos que interceptavam fácies distintas da Formação Resende da Bacia Sedimentar de São Paulo a cerca de 17,0m abaixo da superfície. Em um dos sentidos era interceptado uma fácies arenosa enquanto no outro uma fácies argilosa. A fácies argilosa, no entanto, tratava-se um material muito característico da Formação Resende que é uma argila dura, plástica e de coloração cinza esverdeada que no meio técnico é chamada comumente de "taguá".

A Figura 20 ilustra a escavação do túnel da SABESP no sentido que interceptava a fácies argilosa da Formação Resende (BSSP).

Figura 20 - Túnel pertencente ao Projeto Tietê da SABESP. Escavação em uma fácies argilosa da Formação Resende (BSSP).

Nas duas faces do túnel a rotina de análise consistiu na determinação da sucção do solo por meio de tensiometria em um único furo (metodologia no item 5.1.2.3.), na classificação táctil-visual do material predominante na face da escavação, na coleta de amostras deformada para determinação laboratorial da umidade gravimétrica e na coleta de amostras indeformadas para a realização de ensaios específicos (descrição no item 5.2.). O detalhamento dos locais investigados e das rotinas realizadas se encontra sintetizado na Tabela 2.

Tabela 2 - Caracterização dos locais e rotinas empregadas na atividade de campo realizada no túnel da SABESP, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel.

Local	Ponto	Rotinas			
		Tensiometria	Classificação tátil-visual	Amostragem	
				Deformada	Indeformada
TF (fácies arenosa)	1	✓	✓	✓	✓
TF (fácies argilosa)	1	✓	✓	✓	✓

5.1.2. Avaliação da sucção matricial no solo por tensiometria

A avaliação da sucção nas frentes de escavação foi realizada por meio de um tensiômetro de vácuo modelo *jet-fill* da fabricante Soilmoisture Equipment Corporation (Figura 21 e Figura 22). Nos itens subsequentes é feita uma apresentação do tensiômetro de vácuo junto a uma justificativa para a escolha da utilização deste equipamento, é descrito o procedimento de saturação do tensiômetro e, seguidamente, a rotina prática realizada nas frentes de escavação analisadas é explicada de forma detalhada.

5.1.2.1. O tensiômetro

O tensiômetro é um dispositivo utilizado rotineiramente para controle da irrigação na agricultura (Azevedo e Silva, 1999), mas tem sido utilizado de forma cada vez mais ampla na investigação e monitoramento *in situ* dos valores de sucção de maciços terrosos não saturados em obras de geotecnia. Como exemplificado em Marinho et al. (2015), o tensiômetro pode ser empregado no monitoramento de encostas com risco de escorregamento, assim como para avaliar o desempenho de barreiras de resíduos sólidos.

O tensiômetro de vácuo (ou vacuômetro de Bourdon), esquematizado na Figura 21, é composto basicamente por uma ponteira de cerâmica porosa, um tubo plástico preenchido por água e um manômetro de vácuo que registra as variações da sucção no solo.

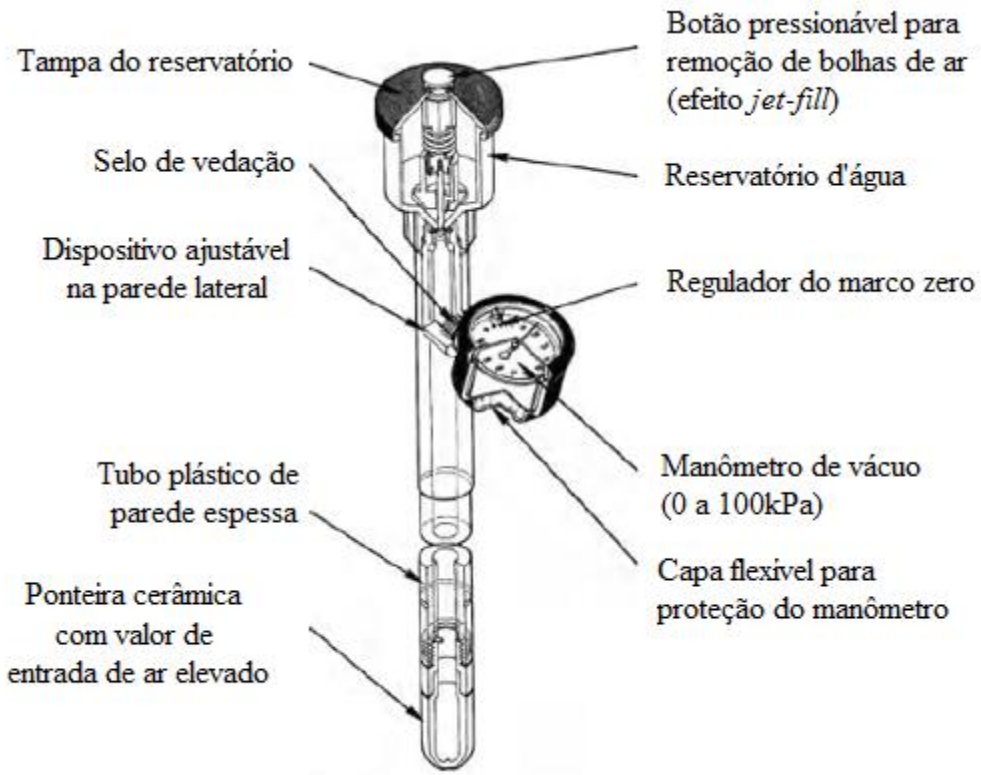


Figura 21 - Figura esquemática de um tensiômetro de vácuo com dispositivo *jet-fill* da fabricante Soilmoisture Equipment Corporation. Fonte: Adaptada de Fredlund et al. (2012f).

A cerâmica porosa que compõe a ponteira do tensiômetro de vácuo, esquematizado na Figura 21, é projetada para ser a interface entre a água do solo e a água no interior do tensiômetro. Esta cerâmica porosa, como característica, possui alto valor de entrada de ar de forma a impedir que bolhas de ar entrem no sistema. A ponteira é conectada a um tubo, usualmente feito de plástico, preenchido com água preferencialmente destilada e desaerada. Quando a ponteira entra em contato com o solo, a sucção no solo induz a saída da água do interior do tensiômetro por meio da cerâmica porosa. Devido ao interior do tubo estar selado, há a geração de vácuo que induz a deformação de uma espiral no interior do manômetro. Os padrões de deformação do material da espiral são conhecidos e correlacionáveis com valores de sucção que são registrados analogicamente pelo manômetro (Fredlund et al., 2012f).

A sucção registrada pelo tensiômetro de vácuo corresponde à sucção matricial do solo quando a pressão de ar é nula. Uma vez que os sais solúveis na água do solo podem passar pela ponteira porosa, a sucção osmótica não é registrada. No caso dos tensiômetro de vácuo, os valores de sucção passíveis de serem registrados variam entre 0 e aproximadamente 90kPa. Valores superiores a estes já induziriam cavitação da água no interior do tensiômetro diminuindo muito

sua sensibilidade (Fredlund et al., 2012f). Existem tensiômetros de alta capacidade que podem registrar valores de sucção mais elevados que os convencionais, uma breve apresentação e discussão destes modelos pode ser encontrada em Marinho et al. (2015) e um caso de aplicação prática em Marinho et al. (2003).

O tensiômetro de vácuo não é o único modelo existente, sendo também comuns, de acordo com Marinho et al. (2015), tensiômetros com manômetros de mercúrio ou com transdutores elétricos de pressão acoplados. Brito et al. (2009) compara o desempenho destes três modelos de tensiômetro. O com manômetro de mercúrio foi caracterizado como o mais sensível e preciso dos três, mas o manuseio incorreto poderia acarretar em riscos ambientais e à saúde no caso de vazamento do metal contido em seu interior. O tensiômetro de vácuo, em comparação com o tensiômetro com transdutores elétricos, apresentou resultados mais próximos aos valores obtidos por meio do tensiômetro com manômetro de mercúrio. Sendo assim, nesta pesquisa, optou-se por utilizar o tensiômetro de vácuo uma vez que os resultados obtidos por este são os mais parecidos com os valores de referência, obtidos por meio do tensiômetro com manômetro de mercúrio acoplado, mas com a vantagem de não possuir o risco de vazamento de materiais tóxicos de seu interior.

5.1.2.2. Saturação do tensiômetro

Inicialmente a ponteira de cerâmica porosa do tensiômetro foi saturada com água destilada por meio de sistema a vácuo, visando assim, que ela atingisse sua máxima permeabilidade à água. Em seguida a ponteira foi acoplada à haste plástica e o reservatório de água superior foi substituído por uma bomba de vácuo (Figura 23). A ponteira foi inserida em um recipiente com água destilada e previamente desaerada e deu-se a saturação de forma ascendente por meio de vácuo gerado pela bomba. Já com o interior do tensiômetro saturado a bomba de vácuo foi removida e o reservatório de água reinserido. Como finalização, o botão no reservatório superior foi pressionado algumas vezes de modo a remover as bolhas de ar acumuladas na porção superior do interior da haste plástica (efeito *jett-fil*). Para o transporte do tensiômetro aos locais das atividades de campo, um saco plástico de alta resistência contendo água em seu interior foi fixado na ponteira visando evitar a dessaturação da cerâmica porosa.

Figura 22 - Tensiômetro de vácuo modelo *jet-fill* da Soilmoisture Equipment Corporation.

Figura 23 - Bomba de vácuo acoplada à haste plástica do tensiômetro durante o processo de saturação.

Vale destacar que garantir a máxima saturação da ponteira de cerâmica porosa é importante, pois garante que a resposta do manômetro de vácuo à sucção imposta pelo solo também seja rápida. Justificando-se assim, o cuidado de saturar a ponteira de cerâmica porosa do tensiômetro por meio de sistema a vácuo. A utilização de água destilada também é adequada, pois evita que minerais precipitem nos poros da cerâmica os obstruindo.

Um problema que surge ao longo da utilização do tensiômetro de vácuo é o aparecimento de bolhas de ar na água presente no interior da haste plástica. As bolhas de ar comprometem o funcionamento do sistema de leitura de sucção do manômetro de vácuo e, portanto, devem ser evitadas ao máximo. A origem das bolhas de ar está associada à capacidade da água em dissolver gases e ao processo de cavitação.

A água naturalmente possui gases dissolvidos em seu interior, mas a capacidade em dissolvê-los muda em função da variação de sua pressão interna. No caso da água, quanto menor a pressão a qual ela é submetida, menor é a capacidade dela em dissolver gases. Quando a sucção do solo induz saída de água do interior do tensiômetro, a pressão interna da água na haste também diminui e, consequentemente, os gases que estavam dissolvidos na água passam a ocupar o sistema na forma bolhas de ar.

Uma forma de diminuir a quantidade de gases dissolvidos na água antes do processo de saturação do tensiômetro é desaera-la. Um método é o de elevar a água ao estado de ebulição,

mantê-la neste estado por alguns minutos e deixa-la esfriar naturalmente sem agitação. Durante o processo de ebulição da água os gases dissolvidos tendem a ser liberados para o meio externo. Desta forma, por mais que a pressão interna na água diminua dentro do tensiômetro, menos bolhas de ar serão formadas já que a quantidade de gases dissolvidos foi reduzida pela desaeração da água. Ainda assim, mesmo utilizando água desaerada, a saturação deve ser feita de forma ascendente dentro da haste plástica por dois motivos. O primeiro é o de que lançar a água por cima da haste plástica pode favorecer a entrada de gases novamente na água, e segundo que microbolhas de ar presas nas paredes da haste plástica são removidas pela trajetória ascendente da água deserada no interior da haste plástica.

Outro fenômeno que gera o aparecimento de bolhas de água é a cavitação, que é caracterizada pela passagem da água do estado líquido para o gasoso com a diminuição da pressão em temperatura constante. Este fenômeno já é mais difícil de evitar em tensiômetros comuns, o que de certa forma, impulsionou o desenvolvimento de tensiômetro de alta capacidade, como os descritos em Marinho et al. (2015).

5.1.2.3. Medições em campo

Para a determinação da sucção do solo por meio de tensiometria uma sequência metodológica foi realizada nos locais analisados, sendo ela descrita a seguir:

- Perfuração: Com o auxílio de um trado helicoidal de 1’ de diâmetro uma perfuração era realizada no local escolhido (Figura 24). A profundidade mínima da perfuração sempre era superior ao comprimento da ponteira de cerâmica porosa (6cm);
- Coleta de amostras deformadas: Parte do solo retirado por meio do processo de tradagem era removido sem contato manual e armazenado em sacos plásticos lacrados para a determinação da umidade relativa do solo em laboratório;
- Descrição táctil-visual: Parte do solo retirado por meio do processo de tradagem era descrito táctil-visualmente no local;
- Inserção de pasta de contato: Uma vez que o processo de tradagem promovia irregularidades no furo escavado e, consequentemente, dificultava o contato entre a ponteira de cerâmica porosa do tensiômetro e o solo, uma pasta de contato a base de água e caulinita (w = 85%) era inserida no furo. A escolha da caulinita, de formulação química $Si_4Al_4O_{10}(OH)_8$, deu-se principalmente pelas suas características de alta

estabilidade química e estrutural em presença de água. Dentre estas se destacam a baixa capacidade de troca catiônica e a não expansividade, além de diversas outras que são descritas em maior detalhe em Carvalho et al. (2015);

- Determinação da sucção: Já com a pasta de contato no furo em quantidade suficiente para cobrir a ponteira porosa o tensiômetro era inserido e ali permanece até que a sucção registrada pelo manômetro atingisse uma estabilidade aparente ou até o esgotamento do tempo disponível para a análise (Figura 25, Figura 26 e Figura 27). Para fins de correção do valor de sucção medido, a inclinação do tensiômetro em relação à superfície era registrada por meio de um clinômetro. Não foi registrada a variação da sucção em função do tempo.

Figura 24 - Perfuração do solo por meio de tradagem manual. Local: Face do túnel do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas.

Figura 25 - Determinação da sucção por meio de tensiometria. Local: Face do túnel do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas.

Dentro do contexto do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas a escolha dos locais a serem ensaiados na face do túnel rodoviário ficou condicionada às limitações locais, sendo a principal a necessidade de se romper parte da camada de concreto projetado para se ter acesso ao solo. No entanto, ainda assim foi possível analisar uma seção longitudinal ao longo da face do túnel tal como esquematizado na Figura 18. Já no caso dos poços de investigação, buscou-se analisar a sucção do solo a cada 1m de avanço da retroescavadeira. O limite para o avanço da escavação nos poços de investigação foi o aumento significativo da resistência do solo ao ponto de impedir o avanço da tradagem manual. No interior dos poços os furos eram realizados, preferencialmente, nas arestas basais da escavação, como indicado na Figura 26. O detalhamento da campanha tensiométrica está sumarizado na Tabela 1.

Diferentemente do caso do túnel rodoviário do Rodoanel o túnel da SABESP estava em plena escavação, o que limitou o número de análises tensiométricas realizadas assim como o tempo em que o tensiômetro ficou cravado nos furos. Em ambas as faces analisadas, procurou-se escolher um ponto em que fosse possível a escavação por tradagem manual dentro das limitações espaciais do local, como o tamanho reduzido da escavação e a presença de maquinário no local. A Figura 27 ilustra uma análise realizada na bancada da escavação escavada em uma das faces do túnel da SABESP, neste caso, na fácies argilosa.

Figura 26 - Poço de investigação escavado no canteiro de obras do segmento Norte do Rodoanel Mário Covas. Destaque para a posição de cravação do tensiômetro.

Figura 27 - Bancada de escavação na face do túnel da SABESP. Fácies argilosa da Formação Resende. Detalhe para a posição de cravação do tensiômetro.

5.2. Ensaios laboratoriais

Os ensaios laboratoriais possuíram como objetivo caracterizar os materiais coletados nas unidades geológicas estudadas e fornecer alguns parâmetros geotécnicos que pudessem ser utilizados na fase de modelagens numérica. Para isto, uma série de ensaios foi proposta sendo estes os sumarizados a seguir. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LMS-EP).

5.2.1. Ensaios de caracterização

A partir das amostras indeformadas coletadas em campo (Tabela 1 e Tabela 2), uma amostra considerada representativa para cada material foi selecionada e os seguintes ensaios realizados:

- Determinação da massa específica natural e seca por meio de balança hidrostática;
- Determinação da massa específica dos sólidos por meio do método do balão volumétrico;
- Caracterização granulométrica por meio de peneiramento e sedimentação;
- Determinação dos Limites de Atterberg.

Para a realização destes ensaios as seguintes normatizações serviram de referência: NBR 10838 (ABNT, 1998), NBR 6457 (ABNT, 1986), NBR 6459 (ABNT, 1984a), NBR 7180 (ABNT, 1984b), NBR 7181 (ABNT, 1984c) e D854-08 (ASTM, 2002).

5.2.2. Ensaios para determinação da curva de capacidade de retenção de água dos materiais

Para a determinação da curva de capacidade de retenção dos materiais coletados nas escavações (Tabela 1 e Tabela 2) se lançou mão das técnicas laboratoriais descritas a seguir. Vale ressaltar, como apontado em Marinho et al. (2015), que devido ao fenômeno de histerese da curva de retenção, ou seja, o comportamento da curva de retenção varia quando o ensaio se dá por secagem ou umedecimento do material, a trajetória imposta, portanto, deve se adequar ao problema a ser investigado. No caso de escavações subterrâneas, em que é comum a prática de rebaixamento do nível d'água, a trajetória de secagem do material pode ser considerada a mais adequada à questão. Não somente, as práticas laboratoriais para a determinação da curva de

retenção de água por secagem são mais simples que as necessárias para a determinação da mesma via trajetória de umedecimento. Para este trabalho, portanto, optou-se pela determinação da curva de retenção de água dos materiais pela trajetória de secagem.

5.2.2.1. Preparação das amostras

As amostras selecionadas para a análise foram talhadas cuidadosamente a partir de amostras coletadas de maneira indeformada nas atividades de campo (Tabela 1 e Tabela 2). No caso das amostras coletadas no PI-3, do Rodoanel, três postos distintos foram analisados, já no caso do túnel da SABESP, somente as amostras coletadas na face de escavação. A Tabela 3 sintetiza os nomes dados às amostras ensaiadas e detalha os locais de coleta. Notar na tabela que alguns trechos foram ensaiados mais de uma vez, para fins de comparação dos ensaios, e que a nomenclatura de identificação utilizada é aleatória.

Tabela 3 - Amostras selecionadas para a determinação da curva de retenção de água, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel.

Amostra	Origem		
	Local	Unidade	Cota
4	TF (SABESP)	Fm. Resende (BSSP) Fácies arenosa	-
4b			
4c			
5			
1	PI-3 (Rodoanel)	Fm. Nhanguçu (GSI)	819,23
1b			
2			818,33
3			817,34
3b			
6b	TF (SABESP)	Fm. Resende (BSSP) Fácies argilosa	-
21			
21b			

Na presente pesquisa foram utilizados anéis de PVC de tamanhos e diâmetros variados sendo registradas suas dimensões (diâmetro interno e altura) e massas previamente à moldagem do solo em seu interior. Com os solos já moldados nos anéis foi avaliada a massa inicial do

conjunto para a determinação da saturação inicial dos materiais que seguidamente foram enviados para a fase de saturação na placa de sucção (detalhamento no APÊNDICE F).

5.2.2.2. Placa de sucção

Para a determinação dos estágios iniciais da curva de retenção dos materiais analisados, entre 0 e 30kPa, utilizou-se a placa de sucção. Uma esquematização do sistema utilizado é apresentada na Figura 28.

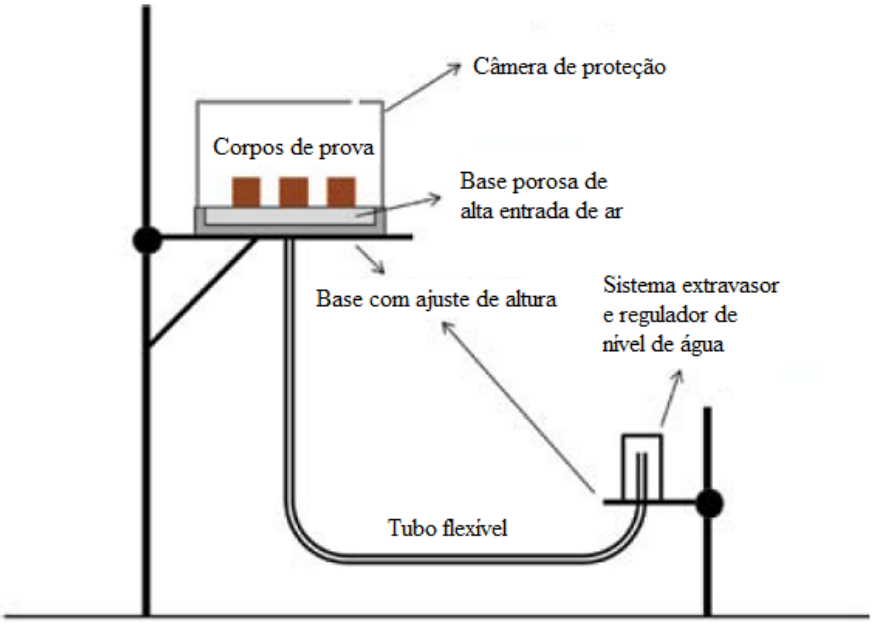


Figura 28 - Representação esquemática da placa de sucção. Fonte: Adaptada de Marinho et al. (2015).

Na Figura 28 é possível observar que a placa de sucção é constituída por um elemento poroso disposto em uma base de material impermeável. A partir desta base um tubo de material flexível conecta o elemento poroso a um regulador de nível d'água que também exerce a função de sistema extravasor de água. Estando o elemento poroso e o tubo flexível devidamente saturados é possível impor uma diferença de potencial hidráulico entre a placa e o regulador de nível d'água variando a diferença altimétrica entre estes, gerando sucção quando o nível d'água está abaixo da placa ou poropressão positiva quando acima.

Marinho et al. (2015) atentam que o elemento poroso a ser utilizado deve possuir ponto de entrada de ar superior à máxima sucção a qual a placa será submetida para evitar que ela perca

saturação ao longo do ensaio. Os mesmos autores destacam que apesar de o método possuir potencial teórico de gerar sucções de até 70kPa isto geralmente não é feito devida a dificuldade de se manter a continuidade hidráulica do sistema. Outro motivo, de cunho operacional, é que uma vez que a diferença de potencial hidráulico se dá pelo distanciamento altimétrico entre os elementos seria necessário, a exemplo, uma forma de distancia-los 5,0m para gerar uma sucção de 50 kPa, altura comumente indisponível em laboratórios de pesquisa.

No LMS-EP o sistema é constituído por seis bases fixadas a parede com distanciamento de 0,50m permitindo que a sucção gerada no sistema seja de até 30kPa (3,0m). O regulador de nível d'água é disposto em um sistema móvel, permitindo que este varie em intervalos milimétricos para a realização de ensaios com valores de sucção intermediários.

As amostras analisadas foram submetidas inicialmente a um processo inicial de saturação para que elas chegassem o mais próximo possível da saturação máxima (S = 100%). Os corpos de prova foram dispostos na placa de sucção e o regulador de nível d'água foi colocado a altura do ponto médio dos mesmos de forma a permitir que não houvesse sucção significativa no elemento poroso. Desta forma, permitiu-se que a água do elemento poroso saturasse os corpos de prova por sucção. O tempo aos quais os corpos de prova ficaram expostos ao processo de saturação foi de até 48 horas.

Após a fase de saturação dos corpos de prova, um primeiro estágio de sucção foi gerado pela variação altimétrica de um dos elementos e o sistema foi deixado em repouso até que houvesse equilíbrio entre a tensão solicitada e o conjunto composto pelo solo e o elemento poroso. O tempo de equilíbrio foi estimado de acordo com a natureza do material investigado, na qual materiais mais permeáveis exigiriam menos tempo para atingir o equilíbrio que os menos permeáveis.

Nos experimentos se tomou o cuidado de colocar uma câmera de proteção que cobrisse as amostras para evitar parte da evaporação. Um pequeno furo na câmera de proteção garantia que não houvesse alteração na pressão interna do sistema.

Detalhes sobre cada ensaio, como os valores de sucção impostos, estão disponíveis no APÊNDICE F.

5.2.2.3. Placa de pressão

A placa de pressão foi o método utilizado para continuar a determinação da curva de retenção dos materiais estudados após a placa de sucção atingir seu limite estrutural de 30kPa. Como comentado no item referente ao tensiômetro (item 5.1.2.2) o efeito da cavitação da água também pode ocorrer na placa de sucção quando ela é submetida a pressões negativas muito baixas. A placa de pressão contorna este problema por meio da técnica de Translação de Eixos de forma que a pressão de ar artificialmente aplicada equivale à sucção imposta na amostra quando a pressão de água é mantida igual à atmosférica.

Na placa de pressão as amostras são dispostas em um elemento poroso dentro de um recipiente hermeticamente vedado e ar pressurizado é inserido. A pressão de ar induz a saída da água da amostra para o elemento poroso que é conectado a uma bureta exposta à pressão atmosférica. Um esquema de uma placa de pressão pode ser visto na Figura 29.

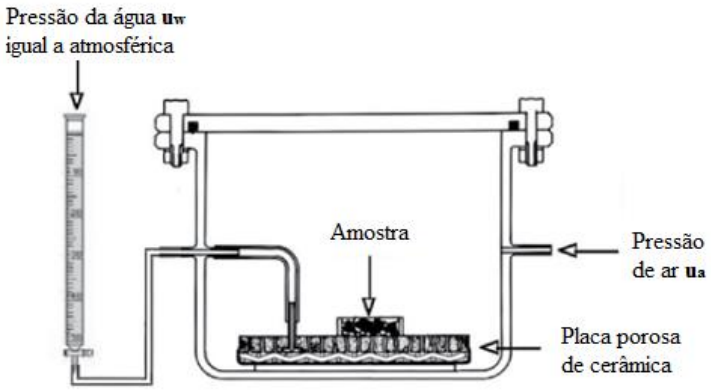


Figura 29 - Representação esquemática da placa de pressão. Fonte: Adaptada de Marinho et al. (2015).

A saída da água da amostra pode ser acompanhada pela bureta graduada. O sistema é caracterizado como em equilíbrio quando a variação da água na bureta é tida como estabilizada. Uma vez que a bureta é aberta para a manutenção da pressão atmosférica há de se considerar o efeito da evaporação da água nesta avaliação. O tempo de estabilização do sistema também depende dos mesmos fatores comentados no item referente à placa de sucção e foi estimado para cada material ensaiado. No LMS-EP a placa de pressão utilizada permite que sejam atingidos valores de sucção de até 500kPa. Detalhes sobre cada ensaio, como os valores de sucção impostos, estão disponíveis no APÊNDICE F.

5.2.2.4. Papel filtro

O papel filtro foi o método utilizado para continuar a determinação da curva de retenção dos materiais estudados após a placa de pressão atingir seu limite estrutural de 500kPa.

Segundo Marinho et al. (2015) a técnica do papel filtro está baseada no princípio de que quando um material poroso capaz de absorver água é colocado em contato com um solo, a água presente no solo passará para o material poroso até que o equilíbrio seja atingido. Conhecendo as características de retenção de água do material poroso se torna possível, portanto, determinar a sucção imposta pelo solo. O tipo de sucção determinado pode ser a matricial, quando há contato entre o solo e o papel filtro havendo a passagem da água por capilaridade, ou total quando a passagem da água para o material poroso se dá na forma de vapor. A metodologia pode determinar valores de sucção entre 10 e 100.000kPa.

A rotina de trabalho pelo método consistiu na aplicação, diretamente da caixa, do papel filtro sob o solo analisado por meio de uma pinça metálica como ilustrado pela Figura 30. A amostra era, então, enrolada em filmes de PVC e alumínio, respectivamente, e armazenada em uma caixa de isopor (Figura 31). Todo o procedimento de manuseio do papel filtro era realizado com o operador utilizando luvas plásticas e máscara para evitar qualquer contaminação do papel filtro com a água emanada pela respiração e/ou transpiração (Figura 30). Na presente pesquisa o papel filtro utilizado foi o Whatman n°42.

O tempo de armazenamento da amostra, que visava o equilíbrio da água do solo com o papel filtro, foi sempre de no mínimo 7 dias para este trabalho. Em Marinho et al. (2015) é dito que o período de 7 dias é suficiente para a avaliação da sucção matricial do solo, sendo que, em casos cujo objetivo é avaliar a sucção total, o tempo variaria de acordo com o intervalo de sucção a investigar. Após o tempo de armazenamento, tomando-se os mesmos cuidados de manuseio já mencionados, o papel filtro era retirado para a determinação da umidade gravimétrica por meio de secagem em estufa. A sucção era então determinada por meio das equações apresentada por Chandler et al. (1992), sendo estas:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4{,}84-0{,}0622.w)}\text{, quando } w_{\text{papel}} \leq 47\%$$

ou

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6{,}05-2{,}48.\log w)}\text{, quando } w_{\text{papel}} > 47\%$$

Na presente pesquisa as amostras analisadas, após a finalização da fase na placa de pressão, foram deixadas expostas ao ar livre para perderem umidade naturalmente para o meio por intervalos de tempo determinados empiricamente. Após este período de tempo a determinação da sucção por meio da técnica do papel filtro era realizada conforme a metodologa descrita anteriormente. A determinação da sucção por meio da técnica do papel filtro foi realizada algumas vezes para cada amostra sendo que o detalhamento dos experimentos pode ser encontrado no APÊNDICE F.

Figura 30 - Manuseio do papel filtro por meio de pinça metálica e luvas plásticas.

Figura 31 - Amostra de solo com papel filtro embalada em filme PVC.

5.2.2.5. Estimativa de sucção total com base na umidade do ar

Uma última metodologia utilizada foi a estimativa da sucção total imposta ao solo pelo ambiente. Esta metodologia é baseada no princípio do equilíbrio vapor que é discutido por Marinho et al. (2015). Considerando-se a temperatura do ambiente como sendo de 20° C a equação pode ser descrita como:

$$\text{Sucção total (kPa)} = -135.055 \ln (\text{UR})$$

Na presente pesquisa, os corpos de prova foram deixados secando em condições ambientais até que não fossem registradas mais variações significativas em suas massas. A umidade relativa do ar considerada foi de 75% para todos os materiais ensaiados.

5.2.3. Ensaio de resistência à compressão uniaxial

De forma a possibilitar a estimativa da envoltória delimitada pelo aumento da resistência ao cisalhamento do solo com o acréscimo da sucção pela metodologia proposta por Vilar (2006; ver item 4.1.5.) alguns ensaios de resistência à compressão uniaxial com sucção conhecida foram realizados para o solo siltoso da Fm. Nhanguçu (GSI) e para o solo argiloso da Fm. Resende (BSSP), o "taguá". Os ensaios de resistência à compressão uniaxial foram realizados seguindo a normatização descrita na NBR 12770 (ABNT, 1992) e a determinação da sucção dos corpos de prova por meio do método do papel filtro, como descrito no item 5.2.2.4.

As amostras ensaiadas da Fm. Nhanguçu (GSI) correspondem a mesma coleta que originou as amostras 3 e 3b da Tabela 3. No caso das amostras ensaiadas da Fm. Resende (BSSP), as amostras ensaiadas correspondem ao mesmo material das amostras 6, 21 ou 21b, também apresentadas na Tabela 3. Devido pequena quantidade disponível de material arenoso da Fm. Resende (BSSP) não foi possível a realização do ensaio de resistência à compressão uniaxial. Todos os corpos de prova ensaiados ao longo da pesquisa foram moldados à mão com o auxílio de um torno, como ilustrado pela Figura 32, e rompidas em uma prensa tipo *Instron* disponível no LMS-EP.

Figura 32 - Processo de moldagem de corpos de prova para a realização dos ensaios de resistência à compressão uniaxial, onde: (a) - Silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI); (b) - Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).

5.2.4. Tabela resumo de materiais ensaiados

A Tabela 4 sintetiza as amostras ensaiadas ao longo da fase de análise laboratorial e o tipo de ensaio realizado.

Tabela 4 - Resumo das amostras coletadas e ensaios laboratoriais realizados, onde: CP - Corpo de prova; RCU - Resistência à compressão uniaxial.

<table>
<tr><th rowspan="2">Material</th><th rowspan="2">Amostra</th><th rowspan="2">Caracterização</th><th colspan="4">Determinação da sucção</th><th rowspan="2">RCU</th></tr>
<tr><th>Placa de sucção</th><th>Placa de pressão</th><th>Papel filtro</th><th>Seco ao ar (estimativa)</th></tr>
<tr><td rowspan="4">Arenoso da Fm. Resende (BSSP)</td><td>4</td><td rowspan="3">x</td><td rowspan="4">✓</td><td rowspan="4">✓</td><td rowspan="3">x</td><td rowspan="4">✓</td><td rowspan="4">x</td></tr>
<tr><td>4b</td></tr>
<tr><td>4c</td></tr>
<tr><td>5</td><td>✓</td><td>✓</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Siltoso da Fm. Nhanguçu (GSI)</td><td>1</td><td rowspan="4">x</td><td rowspan="5">✓</td><td rowspan="5">✓</td><td rowspan="5">x</td><td rowspan="5">✓</td><td rowspan="5">x</td></tr>
<tr><td>1b</td></tr>
<tr><td>2</td></tr>
<tr><td>3</td></tr>
<tr><td>3b</td><td>✓</td></tr>
<tr><td>CP-01</td><td rowspan="2">x</td><td>x</td><td>x</td><td>✓</td><td>x</td><td>✓</td></tr>
<tr><td>CP-02</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Argiloso da Fm. Resende (BSSP)</td><td>6b</td><td>✓</td><td rowspan="3">✓</td><td rowspan="3">✓</td><td rowspan="3">✓</td><td rowspan="3">✓</td><td rowspan="3">x</td></tr>
<tr><td>21</td><td rowspan="4">x</td></tr>
<tr><td>21b</td></tr>
<tr><td>CP-02</td><td rowspan="2">x</td><td rowspan="2">x</td><td rowspan="2">✓</td><td rowspan="2">x</td><td rowspan="2">✓</td></tr>
<tr><td>CP-03</td></tr>
</table>

5.3. Análise numérica

Neste capítulo o software utilizado para a realização das análises numéricas é apresentado. Não somente, também são apresentadas as características do modelo numérico em si, tal como as dimensões adotadas, as condições de contorno utilizadas e a sequência de eventos propostos para simular um evento de escavação subterrânea. Também é apresentada a metodologia utilizada para a determinação dos parâmetros geotécnicos que foram utilizados ao longo das análises numéricas.

5.3.1. O RS3 (Rocscience Inc.)

O software adotado para a realização das análises numéricas nesta pesquisa foi o *RS3* da Rocscience (Rocscience Inc., 2019). O *RS3* (antigo RS^3) é um software utilizado para a resolução de problemas de engenharia geotécnica em geral como escavações superficiais e subterrâneas, construção de aterros e barragens, realizar análises acerca do adensamento de solos e também da estabilidade de taludes. O grande diferencial do programa em detrimento a outros é a possibilidade de desenvolver de modelos em três dimensões (3D) tanto para problemas de mecânica dos solos, quanto para problemas de mecânica de rochas. Como procedimento numérico para a resolução de equações o *RS3* adotada a metodologia dos elementos finitos.

O *RS3* foi escolhido como ferramenta para a realização das análises numéricas desta pesquisa, pois permite a realização de análises transientes e acopladas. Enquanto a análise transiente permite a inserção do fator tempo nas análises a metodologia de resolução de cálculos baseada nas equações propostas por Biot (1941), também chamada de análise acoplada, permite acompanhar a variação da poropressão de água no solo em função da variação de tensões. Além disto o software permite, apesar de por vezes de maneira simplificada, a utilização de parâmetros geotécnicos que dizem respeito ao comportamento de solos quando submetidos a poropressões de água negativa (sucção), tal como o ângulo de ângulo de acréscimo de resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção (ϕ^b).

Nesta pesquisa a versão do *RS3* utilizada para a realização das análises numéricas foi a 3.005 do ano de 2019. A licença utilizada foi obtida da Rocscience Inc. por meio do intermédio do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). As análises numéricas foram processadas em um computador equipado com processador Intel Core i7 8th Generation e memória RAM de 32Gb, quantidade recomendada para o funcionamento adequado do software pela fabricante.

Antes da realização das análises numérica dedicadas ao tema desta pesquisa em si, alguns testes foram elaborados com a finalidade de avaliar a forma como alguns parâmetros e fenômenos associados à sucção são interpretados pelo *RS3*. Dentre estes a forma como tensões efetivas são calculadas em um contexto de solo não saturado e como a resistência a tensões cisalhantes no solo varia em função do aumento da sucção antes e após o ponto de entrada de ar.

No que diz respeito às tensões efetivas no meio não saturado os testes chegaram à conclusão de que elas são calculadas exatamente como ocorre no meio saturado, ou seja, por meio da equação de Terzaghi (equação 4.1). Desta forma, o software não adota uma equação específica para o caso, como a exemplo, a proposta por Bishop (equação 4.3). Como já discutido no item 4.1.2., é descrito na literatura que o alívio de tensões totais no meio não saturado não se converte de forma equivalente em tensões efetivas, motivo tal que implicaria em resultados distintos para análises realizadas no meio saturado em comparação quando realizadas no meio não saturado. Considerando, portanto, que o software não faz distinção na maneira de calcular a tensão efetiva no solo para os meios saturado e não saturado, as análises nesta pesquisa ficaram restritas ao contexto dos solos saturados.

Outra consequência associada a forma como são calculadas as tensões efetivas no meio não saturado pelo software envolve o fenômeno da dessaturação. Em um caso hipotético em que o alívio de tensões originado por um evento de escavação fosse suficientemente grande para gerar um valor de sucção superior ao ponto de entrada de ar do solo, haveria a dessaturação do solo na face da escavação. Consequentemente, a tensão efetiva no meio responderia de forma diferenciada quando comparada com o que ocorreria no caso do meio saturado, fator que não é considerado pelo software como já explanado. Por este motivo, a avaliação da dessaturação da face como resposta ao alívio de tensões não foi investigada por meio de análises numéricas.

No que se refere ao incremento da resistência do solo a tensões cisalhantes em função do aumento da sucção, o software trabalha com a evolução bilinear da envoltória de resistência. No caso, o operador tem que fornece ao software um valor de sucção equivalente ao ponto de entrada de ar do material analisado e, a partir disto, quando a sucção imposta ao solo é superior ao ponto de entrada de ar o software passa a considerar que o incremento na resistência do solo ao cisalhamento deixa de variar em função de ϕ' (no caso: $\phi^b = \phi'$) e passa a variar em função de ϕ^b (no caso $\phi^b < \phi'$). Relembrando que o respaldo teórico para tais considerações está de acordo com o que foi discutido ao longo do item 4.1.5.

Na prática das análises realizadas pelo software, quando considerado o critério de ruptura de Mohr-Coulmb, a sucção no solo implica em um aumento da resistência do solo a tensões de cisalhamento que cresce em função de parâmetros ligados a saturação do meio (ϕ' e ϕ^b). A

dissipação da sucção no solo ao longo do tempo, portanto, pode aumentar o tempo com que determinadas porções do maciço não entrem em processo de plastificação.

5.3.2. O modelo e as condições de contorno

O modelo desenvolvido por meio do *RS3* possuiu como objetivo simular o efeito do alívio de tensões no desenvolvimento de poropressões de água em escavações subterrâneas para três materiais de natureza distinta. Para tal, foi idealizado um modelo de escavação subterrânea rasa de pequeno diâmetro realizada em um maciço terroso totalmente saturado cujo avanço da escavação em direção ao maciço se daria a partir de uma escavação previamente realizada e revestida, como esquematizado na Figura 33.

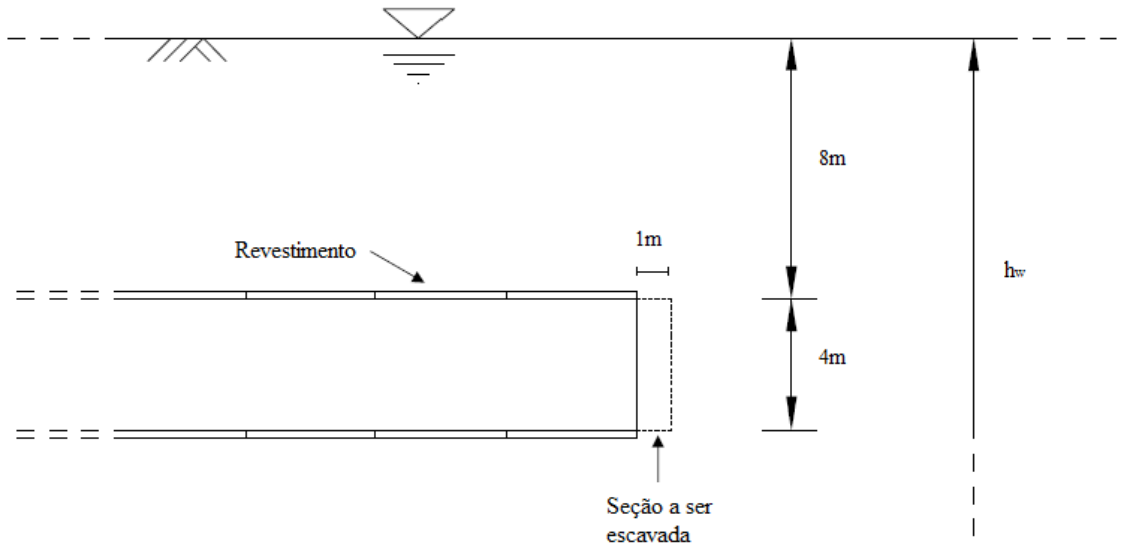


Figura 33 - Desenho esquemático da escavação simulada no *RS3*, onde; h_w - altura da coluna de água.

O modelo 3D desenvolvido no *RS3* foi constituído por um volume externo de base retangular de 32x36m (eixos *x* e *y* respectivamente) e 24m de altura (eixo *z*) representando o maciço terroso. O túnel foi representado por um cilindro de 16m de comprimento e diâmetro de 4m estando 8m abaixo da superfície do terreno. A orientação do túnel foi tida como paralela ao eixo *x* do modelo estando o túnel equidistante das faces do volume externo formadas pelos eixos *xz*. O avanço da escavação a partir do túnel foi simulado como um volume de mesmo diâmetro do túnel, avançando 1m de comprimento em direção ao maciço.

A estrutura física geral do modelo pode ser verificada na Figura 34.

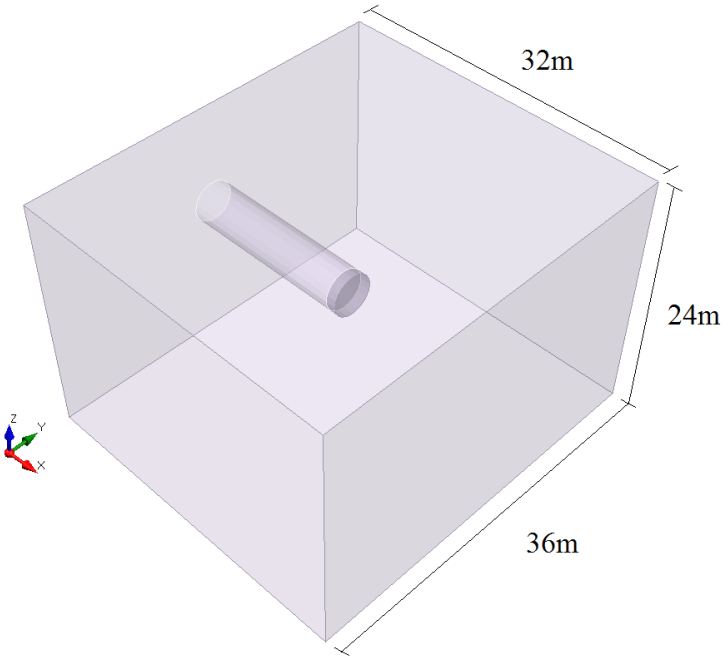


Figura 34 - Estrutura física geral do modelo 3D gerado no *RS3* para simular o avanço de uma escavação subterrânea. Volume externo (32x36x24m) representando o solo, cilindro maior (16m e D = 4m) representando o túnel e cilindro menor (1m e D = 4m) representando a escavação, onde: D - diâmetro.

As condições de contorno aplicadas ao volume externo no que diz respeito as deformações possíveis foram dadas da seguinte forma: Todas as faces do volume externo, a exclusão da face superior, foram dadas como impedidas a movimentação nos três sentidos possíveis (*x*, *y* e *z*), e; A face superior do volume externo foi dada como livre para movimentação em todos os sentidos possíveis (*x*, *y* e *z*), portanto, possibilitando a ocorrência de recalques na superfície.

As dimensões do volume externo foram planejadas de forma que as faces impedidas para movimentação não interferissem de forma significativa nas deformações que viessem a ocorrem na região da escavação. Como pode ser extraído a partir das dimensões do modelo, as faces formadas pelos planos *xz* estão a 14m das paredes do túnel, as faces yz a 16m da face de escavação e o plano *xy* inferior a 12m das paredes do túnel, ou seja, cerca de 3,5, 4 e 3 vezes respectivamente o diâmetro da escavação em questão.

No caso do volume correspondente ao túnel (cilindro maior) a condição de contorno aplicada foi a de restringir a movimentação em todos os sentidos possíveis (*x*, *y* e *z*). A utilização da

condição de contorno descrita para o túnel possui como finalidade simular, de maneira simplificada, a existência de um revestimento esterno a escavação que fosse perfeitamente indeformável e sem massa. Já no caso do volume correspondente à escavação (cilindro menor) não foi aplicada nenhuma condição de contorno, portanto, permitindo a deformação livre da face em todos os sentidos possíveis (*x*, *y* e *z*).

A esquematização das condições de contorno aplicadas ao modelo no que tange às deformações permitidas aos volumes existentes podem ser observadas na Figura 35, na qual os pinos vermelhos, verdes e azuis representam, respectivamente, a impossibilidade de movimentação nos eixos *x*, *y* e *z*.

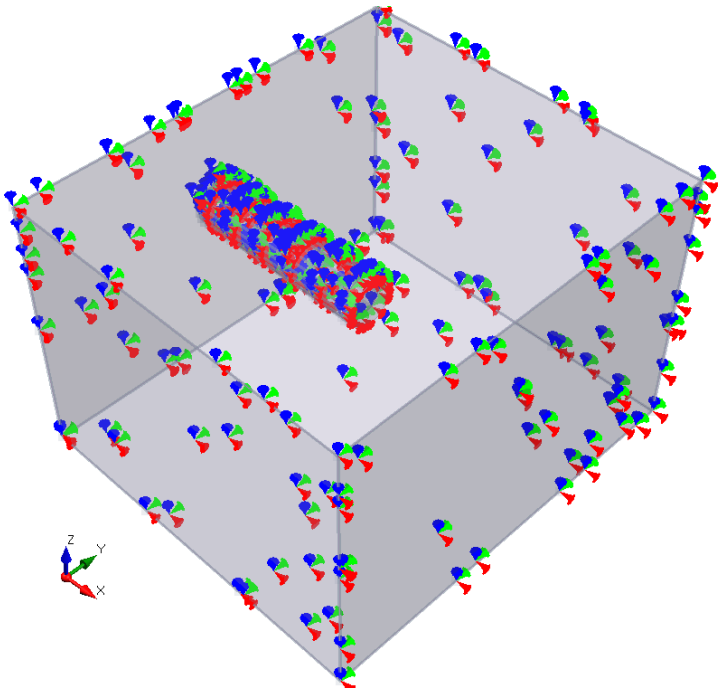


Figura 35 - Restrições às deformações impostas ao modelo. Pinos vermelhos, verdes e azuis representam respectivamente a impossibilidade de movimentação nos eixos *x*, *y* e *z*.

As condições de contorno no que tange aos regimes de fluxo de água no modelo foram aplicadas da seguinte maneira: Na face superior do volume externo formado pelo plano *xy* foi atribuída a condição de carga piezométrica nula e constante ao longo do tempo enquanto na face inferior do volume foi atribuída a carga piezométrica de 24m, também constante ao longo do tempo; Nenhuma condição de contorno foi aplicada no corpo do túnel (cilindro maior), ou seja, não foi permitida a existência de fluxo de água do maciço para o interior do túnel pelo trecho idealmente revestido, e; Na face de escavação (cilindro menor) foi aplicada a condição de fluxo

de água livre, nula imediatamente após a escavação, mas aumentando progressivamente com o passar do tempo até atingir o equilíbrio hidráulico com o meio.

No caso da condição de contorno aplicada ao volume externo (o maciço), houve o impedimento da formação de um cone de rebaixamento do lençol freático ao longo da drenagem da água do meio para o interior do túnel através da face de escavação. Neste sentido, o lençol freático foi compreendido como sendo constante ao longo do tempo, como se a reposição de água no sistema fosse imediata e equivalente à água drenada pela face escavada. A formação de um cone de rebaixamento era indesejada à análise, uma vez que a coluna de água acima da seção escavada variaria em função do tempo, tornando-se uma nova variável a interferir nos resultados das análises.

A não aplicação de uma condição de contorno no que se refere ao fluxo de água ao entorno do túnel (cilindro maior) foi uma forma de simular, de maneira simplificada, que o revestimento aplicado é perfeitamente impermeável à água. A Figura 36 destaca as regiões do modelo em que as condições de contorno referente aos regimes de fluxo de água nos volumes existentes foram aplicadas.

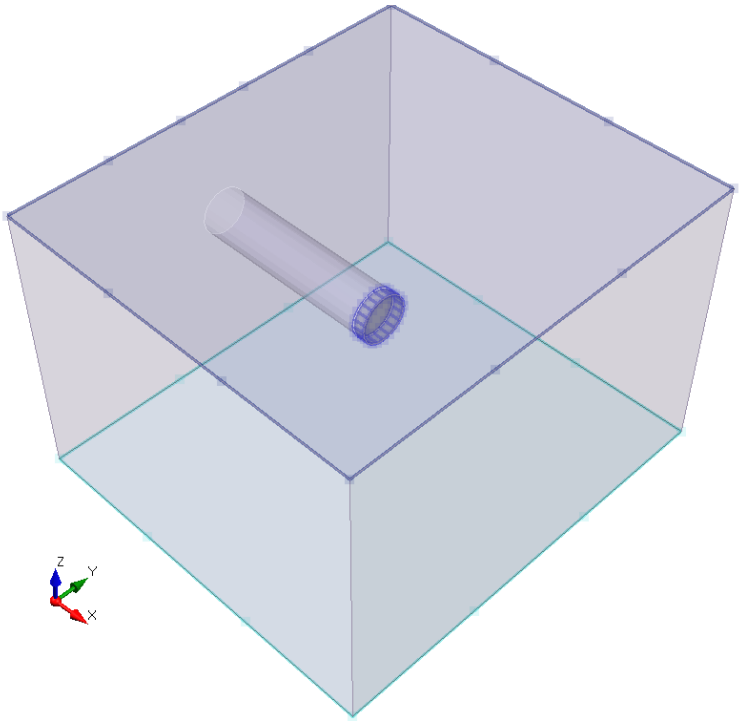


Figura 36 - Destaque das regiões do modelo em que condições de fluxo foram aplicadas. Faces superior e inferir formadas pelos eixos *xy* aplicada carga piezométrica constante de 0m e 24m respectivamente; e Face da escavação onde foi aplicado regime de fluxo de água livre. No entorno do túnel não há regime de fluxo.

A malha de elementos finitos imposta ao modelo, contendo 8795 nós e 49157 elementos, foi composta por células tetraédricas (4 nós) dispostas em grade. A disposição em grade é caracterizada por possuir elementos menores nas proximidades dos volumes a serem analisados e maiores nas extremidades do modelo. No caso, na região do túnel e da escavação, a malha possuía elementos de cerca de 0,5m enquanto nas faces externas do maciço eles atingiam até 2,0m (Figura 37). Visando apurar os resultados da análise, foi adicionada uma zona de refinamento da malha imediatamente a frente do trecho escavado. Esta zona de refinamento era constituída por uma malha uniforme com elementos de 0,3m contidos em um volume de 2x4x4m (Figura 38).

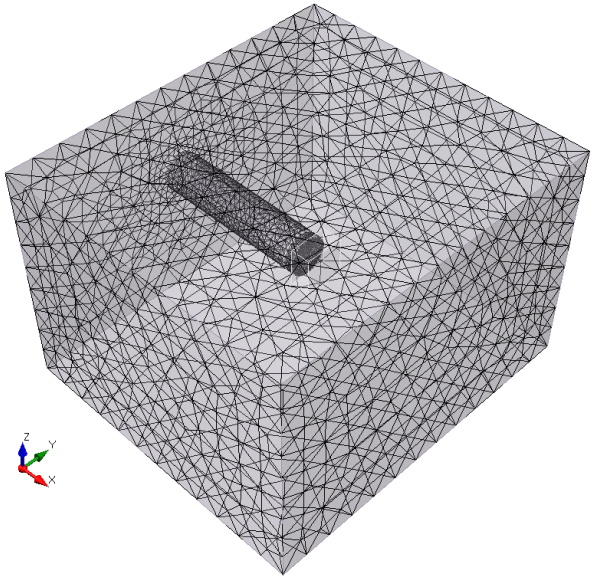


Figura 37 - Malha em grade aplicada ao modelo. Células possuem cerca de 0,5m nas proximidades do túnel e da zona escavada e atingem até 2,0m nas extremidades do modelo.

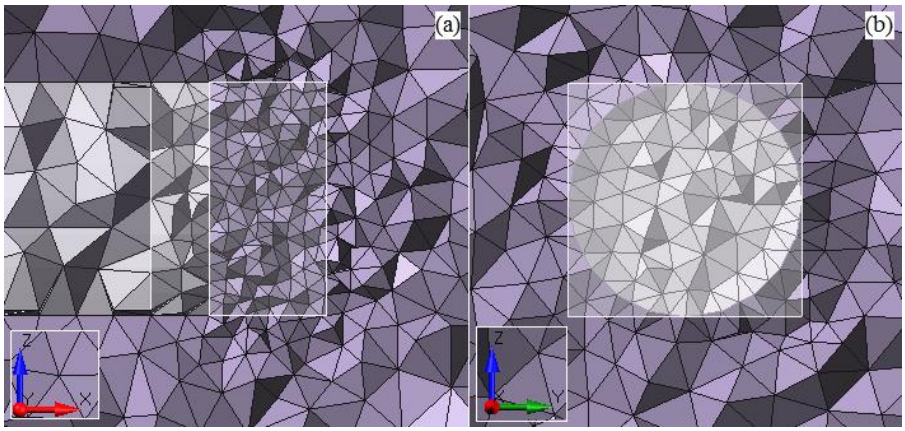


Figura 38 - Zona de refinamento de malha (2x4x4m), onde: (a) - vista do plano *xz*; (b) - vista do plano *zy*. No interior da zona de refinamento a malha aplicada foi a uniforme de células tetraédricas (0,3m).

Para a simulação da escavação uma sequência metodológica foi desenvolvida. Os itens a seguir sumarizam a sequência proposta tal como ela ocorreu ao longo da análise numérica:

1º. Fase: Esta é compreendida como o momento imediatamente anterior à fase de avanço da escavação. Ela é caracterizada pelo túnel perfeitamente revestido e com a face de escavação fechada por um selo impermeável e praticamente indeformável. Também é assumido que o processo de escavação do túnel e instalação do revestimento e do selo na face de escavação foram perfeitos e instantâneos, impedindo a ocorrência de qualquer deformação no solo portanto. Nesta primeira fase não há fluxo de água, estando todo modelo em equilíbrio hidrostático.

2º. Fase: Esta compreende ao avanço de 1m de escavação para além do túnel. Ela é caracterizada pela remoção imediata do selo impermeável e pouco deformável que obstruía a face de escavação do túnel e da ativação de um volume vazio de diâmetro igual ao túnel, mas com 1m de comprimento. O avanço da escavação, também como hipótese, é tido como instantâneo e perfeito. O tempo decorrido entre a fase de equilíbrio e a fase de escavação é dado como sendo de apenas 1s;

3º. Fase: Esta compreende ao monitoramento de alguns parâmetros e diferente pontos da face de escavação tal como a poropressão de água e a deformação do solo, ao longo do tempo.

A Tabela 5 sintetiza a sequência metodológica proposta para o modelo analisado.

Tabela 5 - Esquematização da sequência metodológica aplicada ao modelo numérico simulado, onde: t_i - tempo = 0s; t_{i+1s} - tempo = 1s; t_{i+xs} - intervalos de tempo x; t_f - intervalo de tempo final.

	t_i	t_{i+1s}	t_{i+xs}	...	t_f
Túnel revestido e impermeável	✓				
Selo pouco deformável e impermeável	✓	x			
Escavação de 1m de comprimento com fluxo de água livre permitido	x	✓			

O selo utilizado para obstruir a face do túnel foi simulado como uma parede de 30cm de espessura, sem massa, impermeável e possuindo parâmetros de rigidez (E = 300GPa e μ = 0,2).

Para a inserção do fator tempo na simulação as análises foram realizadas de forma transiente tendo como unidade temporal o segundo. Visando avaliar o efeito que o alívio de tensões geraria na poropressão de água no solo as análises realizadas também foram acopladas, ou seja, as soluções dos cálculos realizados eram baseadas nas equações propostas por Biot (1941). Como critério de plastificação do solo, adotou-se o critério de Mohr-Coulomb considerando o material como sendo elasto-frágil-plástico (tradução livre de *elasto-brittle-plastic*).

Nas análises numéricas realizadas por meio do método dos elementos finitos foi utilizado o valor de 0,01 como tolerância mínima para se aceitar que a solução obtida, no que se refere às análises de deformação, atingiu a convergência. O número de iterações, no entanto, poderia se estender até um valor máximo de 5000, a partir do qual a análises era dada como não convergente. No caso das soluções relativas às condições hidráulicas do meio, adotou-se um critério mais rigoroso, sendo a tolerância mínima permitida de até 0,001 com um número máximo de iterações de 500. As soluções foram calculadas sem a interferência do operador, portanto, sendo automatizadas.

O campo de tensões atuantes no modelo foi aplicado como sendo equivalente ao gravitacional, ou seja, as tensões normais no modelo variavam em função da profundidade a partir do plano *xy* superior em direção ao plano *xy* inferior. O software permitia a utilização de diferentes coeficientes de empuxo em repouso (k_0), no entanto, ele foi determinado caso a caso a depender do material utilizado e do objetivo da simulação.

O peso específico da água (γ_w) nas análises foi considerado como sendo de 9,81kN/m³.

5.3.3. Metodologia utilizada para a determinação dos parâmetros geotécnicos

A fase de modelagem numérica exigiu que os materiais utilizados fossem parametrizados. Buscando atender esta exigência, a presente pesquisa adotou uma abordagem mista para a determinação dos parâmetros sendo em parte direta, por meio de análise laboratorial, e em parte indireta, por meio de análises de dados disponíveis na literatura ou modelos teóricos. A Tabela 6 sintetiza quais foram os parâmetros necessários à fase de modelagem numérica e quais os métodos utilizados para a obtenção dos mesmos.

Tabela 6 - Parâmetros necessários à fase de modelagem numérica e método de obtenção dos mesmos.

<table>
<tr><th rowspan="2">Parâmetro</th><th colspan="3">Material</th></tr>
<tr><th>Arenoso da Fm. Resende (BSSP)</th><th>Siltoso da Fm. Nhanguçu (GSI)</th><th>Argiloso da Fm. Resende (BSSP)</th></tr>
<tr><td>γ</td><td colspan="3" rowspan="2">Determinado diretamente via análise laboratorial</td></tr>
<tr><td>ν</td></tr>
<tr><td>c'</td><td colspan="3" rowspan="8">Determinado indiretamente via literatura</td></tr>
<tr><td>ϕ'</td></tr>
<tr><td>σ_t</td></tr>
<tr><td>μ</td></tr>
<tr><td>E</td></tr>
<tr><td>ψ</td></tr>
<tr><td>k</td></tr>
<tr><td>k_0</td></tr>
<tr><td>$(u_a - u_w)_b$</td><td colspan="3">Determinado diretamente via análise das curvas de capacidade de retenção de água dos materiais</td></tr>
<tr><td>ϕ^b</td><td>Determinado indiretamente via literatura</td><td colspan="2">Determinado indiretamente a partir da análise da envoltória τ x $(u_a - u_w)$ estimada por meio do modelo matemático de Vilar (2006)</td></tr>
</table>

A análise na literatura para a determinação dos parâmetros foi realizada tentando privilegiar, quando existentes, publicações que tratassem especificamente dos mesmos materiais estudados (ex.: parâmetros da argila cinza esverdeada da Fm. Resende da BSSP, o “taguá”). Não havendo literatura disponível, lançou-se mão de publicações que tratassem de materiais semelhantes ao estudados (ex.: parâmetros da argila de Londres, que é um material semelhante ao “taguá”). Em último caso, utilizaram-se publicações que tratassem os materiais de forma genérica (ex.: parâmetros de argilas duras sobreadensadas, que é o caso do “taguá”).

Foi necessária a determinação de um valor fixo de ϕ^b para condições em que a sucção no meio fosse superior ao ponto de entrada de ar do material analisado. Para o material siltoso da Formação Nhanguçu (GSI) e para o material argiloso da Formação Resende (BSSP) ϕ^b foi estimado a partir da análise da envoltória τ x $(u_a - u_w)$ fornecida pelo modelo de Vilar (2006; ver item 4.1.5.). No caso do material arenoso da Fm. Resende (BSSP) o valor de ϕ^b foi estimado com base em informações disponíveis na literatura.

Para que fosse possível a utilização do modelo de Vilar (2006) para estimar a envoltória τ x (u_a - u_w), a realização de ensaios de resistência a compressão uniaxial se tornou necessária para a determinação do parâmetro de ajuste b da equação proposta para o modelo (equação 4.7). Optou-se por realizar os ensaios de resistência à compressão uniaxial com os corpos de prova submetidos a valores de sucção que fossem próximo à 1500kPa ao invés de deixá-los secar completamente. Por este motivo, a equação utilizada para a determinação do parâmetro b foi a equação 4.10. A determinação da sucção do corpo de prova no momento da realização do ensaio de compressão uniaxial foi realizada por meio do método do papel filtro (item 5.2.2.4.). A alteração da sucção ao longo do ensaio de resistência a compressão uniaxial devido a variação de volume dos corpos de prova foi desconsiderada por se considerar que ela seria pouco significativa.

A escolha do valor de 1500kPa como referência para a realização dos ensaios de resistência à compressão uniaxial foi baseada na premissa que quando se deixa o corpo de prova secar completamente fissuras no solo tendem a aparecer fragilizando, assim, a estrutura do corpo de prova tal como evidenciado em Valencia et al. (2007). As rachaduras, portanto, poderiam mascarar o efeito da sucção no aumento da resistência do solo a tensões de cisalhamento.

5.3.4. Análises propostas

A partir do modelo numérico descrito no item 5.3.2. algumas propostas de análises foram levantadas sendo estas as descritas a seguir:

- Avaliar os efeitos do alívio de tensões na geração de poropressões de água considerando os três materiais investigados (ver Tabela 4), assim como a velocidade de dissipação destas poropressões e o impacto que elas causam na taxa de deformação dos solos;
- Avaliar o impacto da variação do coeficiente de condutividade hidráulica (k) na geração e dissipação de poropressões de água;
- Avaliar o impacto da variação do coeficiente de empuxo em repouso (k_0) na magnitude do alívio de tensões gerado pela escavação;
- Avaliar a geração e dissipação de poropressões de água considerando disposições espaciais diferentes na face de escavação (ex.: centro da face e extremidades).

6. RESULTADOS DAS ANÁLISES TENSIOMÉTRICAS

No presente capítulo são apresentados os resultados das análises tensiométricas realizadas no Rodonel Mário Covas (Anel Norte) e no Túnel da SABESP. Os detalhamentos dos resultados estão disponíveis no APÊNDICE A.

6.1. Rodoanel Mário Covas (Anel Norte)

A Figura 39 exibe os valores de sucção matricial obtidos a partir das análises tensiométricas realizadas no canteiro de obras do Rodoanel, tanto nos poço de investigação (PI) quanto na face do túnel (TF), como descrito ao longo do item 5.1.1.1. Na mesma figura é apresentado um perfil teórico de sucção, considerando um nível d'água profundo próximo a cota de 800m, e a classificação esperada dos materiais com o aumento da profundidade segundo a proposta de Vaz (1996) desenvolvida para horizontes de solos de alteração de rochas em regiões tropicais. Lembrando que no local estudado há a predominância de rochas da Fm. Nhanguçu (GSI) em diferentes estados de alteração (item 5.1.1.1).

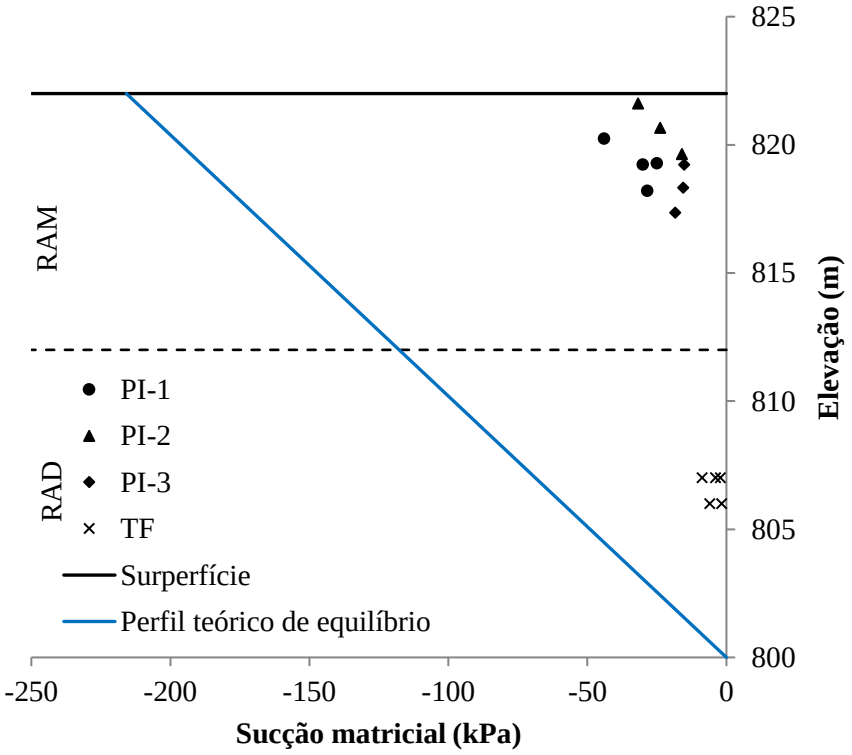


Figura 39 - Sucção matricial obtida por meio das análises tensiométricas realizadas no canteiro de obras do trecho Norte do Rodoanel Mário Covas, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel; RAM - Rocha alterada mole; RAD - Rocha alterada dura.

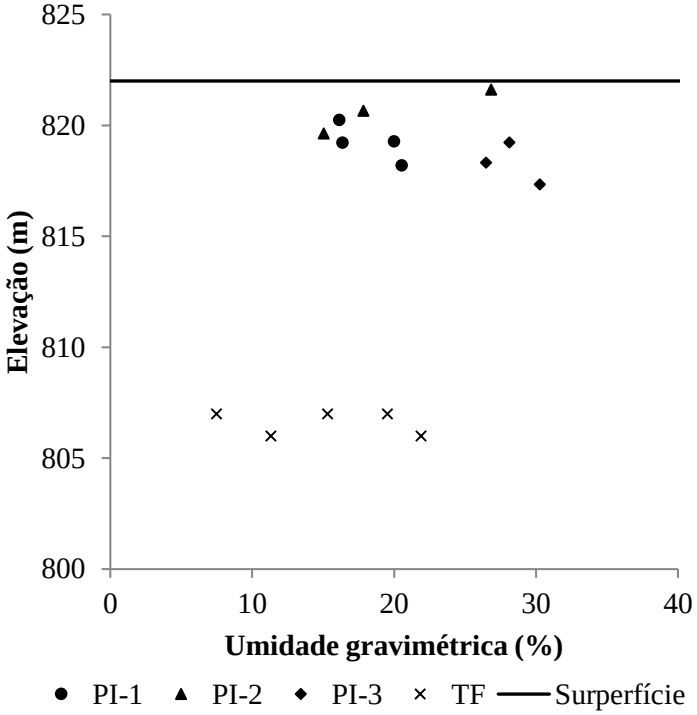


Figura 40 - Umidade gravimétrica das amostras de solo coletadas via trado durante as perfurações destinadas a realização das análises tensiométricas no Rodoanel. Resultados dispostos de acordo com a elevação topográfica, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel.

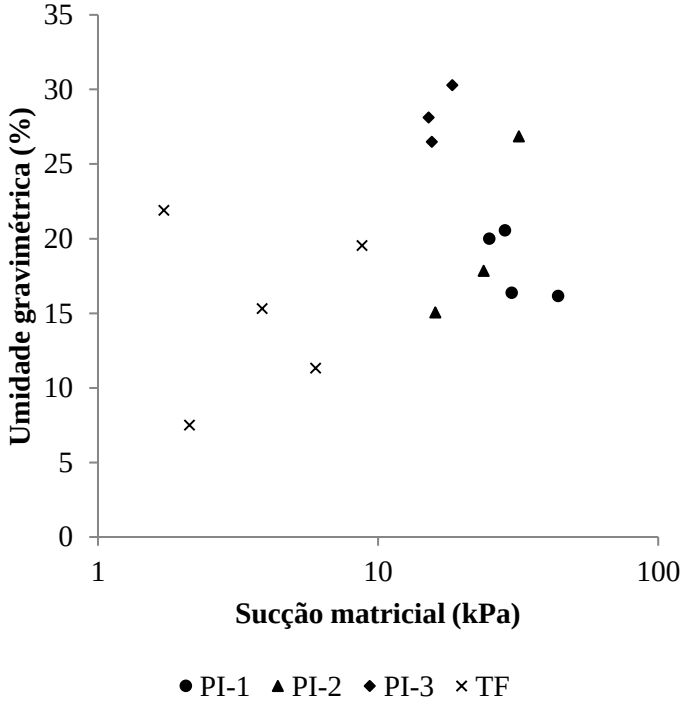


Figura 41 - Umidade gravimétrica das amostras de solo coletadas via trado durante as perfurações destinadas a realização das análises tensiométricas no Rodoanel. Resultados dispostos de acordo com a sucção aferida pelo tensiômetro, onde: PI - Poço de investigação; TF - Face do túnel.

A Figura 40 exibe os valores de umidade gravimétrica referentes às amostras de solo coletadas via tradagem durante o processo de abertura de furos para a avaliação da sucção do solo por meio de tensiometria (item 5.1.2.3), tanto dos poços de investigação (PI) quanto da face do túnel (TF), dispostos de acordo com a elevação topográfica. Já a Figura 41 apresenta os mesmos dados de umidade gravimétrica, mas dispostos de acordo com a sucção aferida pelo tensiômetro.

6.2. Túnel da SABESP

Tal como descrito ao longo do item 5.1.1.2., e também indicado na Tabela 2, somente duas análises para a determinação da sucção *in situ* por meio de tensiometria foram realizadas no túnel da SABESP. As aferições da sucção foram feitas em faces distintas do túnel onde ocorriam fácies diferentes da Fm. Resende (BSSP), uma arenosa e outra argilosa. A Figura 42 exibe os valores de umidade gravimétrica das amostras coletadas via tradagem durante o processo de abertura das perfurações destinadas a aferição da sucção por meio de tensiometria.

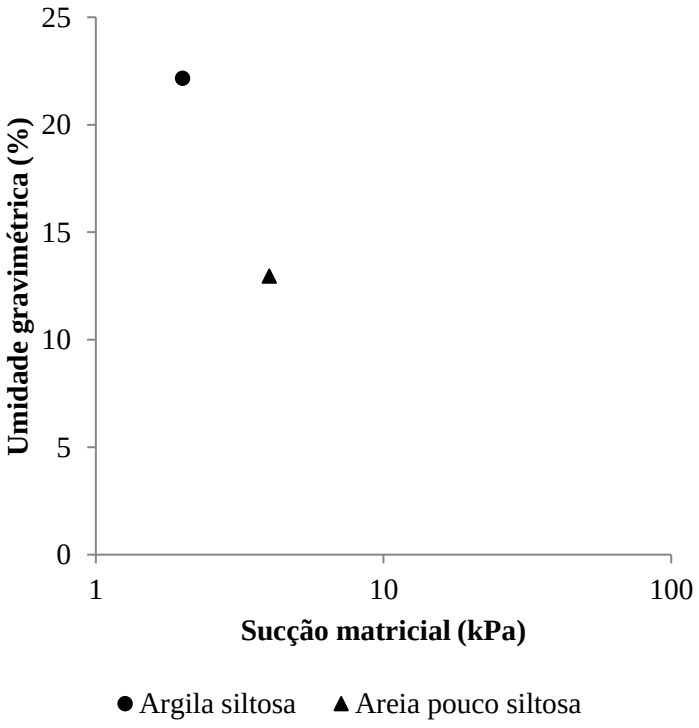


Figura 42 - Umidade gravimétrica das amostras de solo coletadas via trado durante as perfurações destinadas a realização das análises tensiométricas no túnel da SABESP. Resultados dispostos de acordo com a sucção aferida pelo tensiômetro.

7. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

7.1. Ensaios de caracterização

A Tabela 7 reúne a descrição tátil-visual, a unidade geológica correspondente e a natureza genética de cada um dos materiais coletados ao longo da fase de atividade de campo (Tabela 4) e que foram, posteriormente, submetidos a ensaios de caracterização.

Tabela 7 - Descrição táctil visual, unidade geológica e natureza dos materiais estudados.

Amostra	Descrição táctil visual	Unidade Geológica	Natureza
5	Areia média a grossa pouco siltosa, com pedregulhos milimétricos esparsos, cinza	Fm. Resende (BSSP)	Sedimentar
3b	Silte arenoso (areia fina a média), com fragmentos milimétricos de rocha esparsos, cinza e marrom	Fm. Nhanguçu (GSI)	Residual
6b	Argila siltosa, plástica, cinza esverdeada	Fm. Resende (BSSP)	Sedimentar

Os materiais analisados foram coletados em duas unidades geológicas distintas: a Bacia Sedimentar de São Paulo e o Grupo Serra do Itaberaba. Uma das consequências de trabalhar com solos provindos de unidades geológicas distintas é determinar qual a metodologia de classificação deve ser adotada. A Classificação Unificada de Casagrande, apesar de ser amplamente difundida no meio geotécnico, quando utilizada de forma isolada e indiscriminada, pode encobrir características importantes de alguns solos, além do fato de que nem sempre ela é adaptável à realidade dos solos brasileiros, como discutido em Massad (2016). Da mesma forma, classificações regionais tendem a ser úteis somente às unidades para as quais foram elaboradas. Assim, optou-se na presente pesquisa da utilização conjunta da Classificação Unificada de Casagrande e uma classificação regional pertinente. Para a Bacia Sedimentar de São Paulo foi utilizada a classificação adotada pela Companhia do Metropolitano de São Paulo (CMSP) devido sua ampla utilização em obras que se inserem neste contexto. A metodologia de classificação utilizada pela CMSP evoluiu junto com a ampliação da malha metroviária de São Paulo, de forma que a versão adotada na presente pesquisa é a mesma que está sintetizada em Gurgueira (2013), mas cuja versão original consta em Kutner e Bjornberg (1997). Já no caso do Grupo Serra do Itaberaba, foi utilizada a classificação proposta por Vaz (1996) que abrange horizontes de solos de alteração de rochas em regiões tropicais.

As rotinas para caracterização dos materiais ensaiados seguiram as descritas no item 5.2.1. Os resultados estão sintetizados na Tabela 8. As curvas granulométricas e o comportamento dos materiais estudados no contexto da carta de plasticidade são exibidos na Figura 43 e na Figura 44, respectivamente.

Os detalhamentos dos dados apresentados ao longo deste item estão disponíveis no APÊNDICE B, para informações sobre massa especifica e seca dos solos, no APÊNDICE C, para informações sobre a massa específica dos sólidos, no APÊNDICE D, para informações acerca da caracterização granulométrica, e no APÊNDICE E, para a informações referentes a determinação dos Limites de Atterberg.

Tabela 8 - Parâmetros de caracterização e classificação dos materiais estudados.

		Areia pouco siltosa	Silte arenoso	Argila siltosa
Parâmetros	w (%)	14,51	20,80	19,98
	γ (kN/m³)	20,6	20,3	20,7
	γ_d (kN/m³)	18,0	16,8	17,2
	γ_s (kN/m³)	26,1	28,9	27,5
	e	0,45	0,72	0,60
	ν (%)	31,1	41,9	37,4
	S (%)	84,1	83,4	92,3
	w_L (%)	71	48	64
	I_p (%)	32	17	36
	A	-	-	0,50
Classificação	Unificada	SM	ML	CH
	CMSP	$4Ar_3$	-	$4Ag_1$
	Vaz	-	RAM	-

Onde: w - umidade relativa do solo em condições naturais; γ - peso específico do solo em condições naturais; γ_d - peso específico do solo seco; γ_s - peso específico dos sólidos; e - índice de vazios; ν - porosidade; S - saturação; w_L - limite de liquidez; I_p - índice de plasticidade; A - atividade.

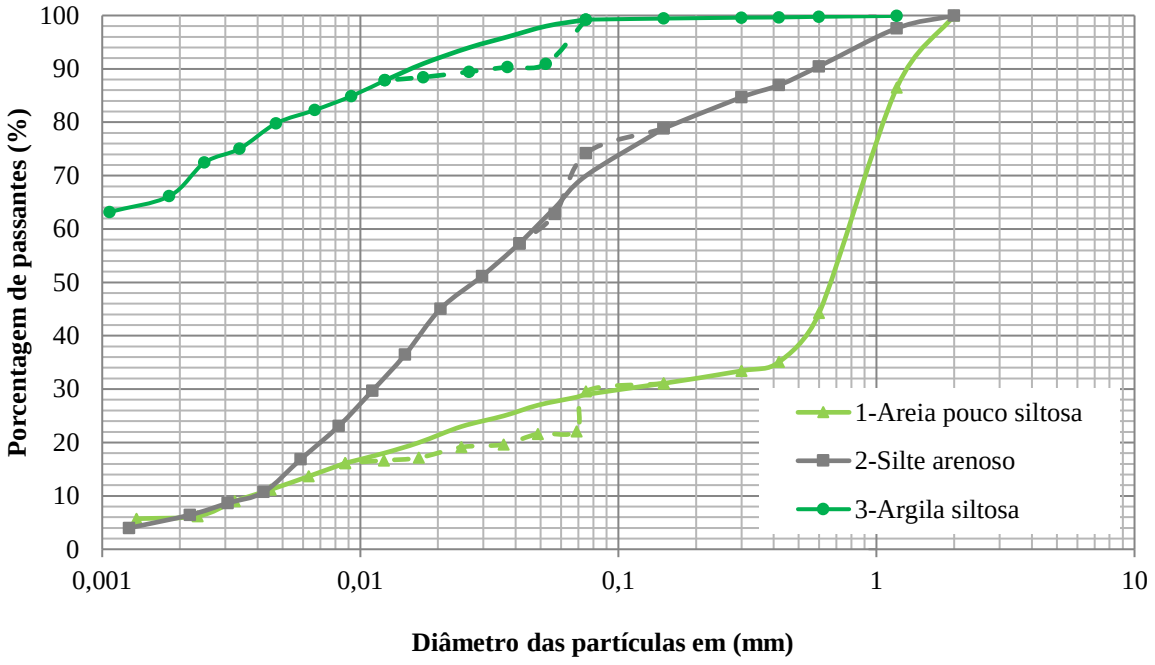


Figura 43 - Curvas granulométricas dos materiais estudados, onde: Linha tracejada - interpolação dos dados experimentais; Linha cheia – interpretação do comportamento real esperado para os materiais.

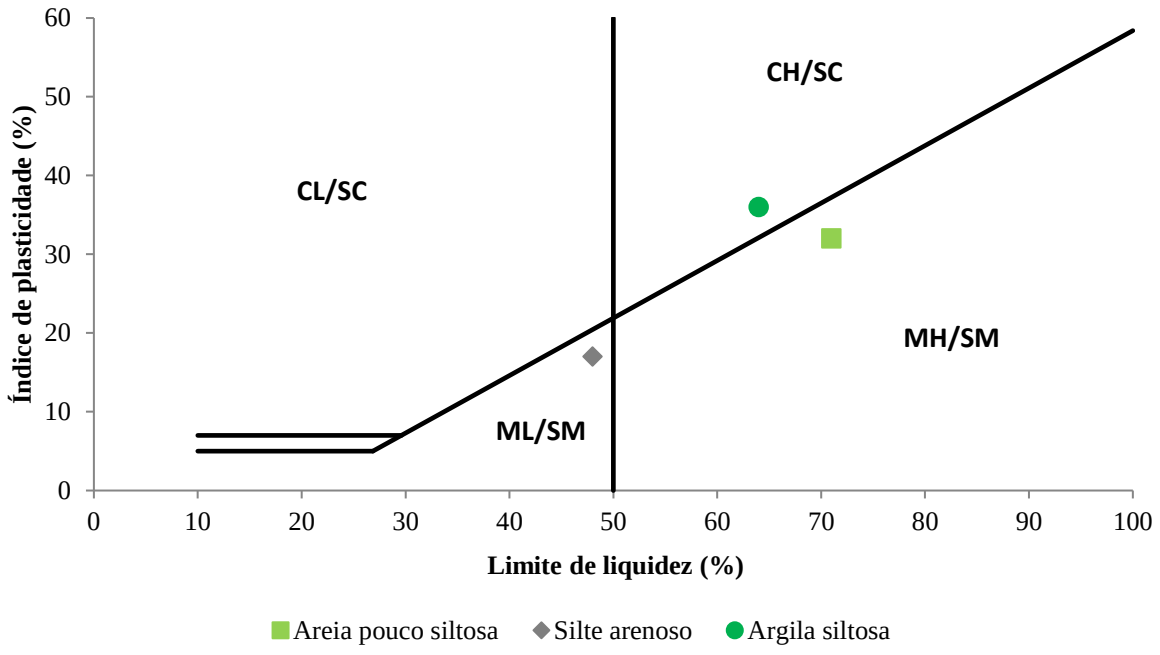


Figura 44 - Carta de plasticidade.

7.2. Curvas de capacidade de retenção de água

As rotinas para a determinação das curvas de retenção de água dos materiais analisados (Tabela 4) foram as descritas no item 5.2.2. Os detalhamentos dos dados apresentados ao longo deste capítulo estão disponíveis no APÊNDICE F.

É necessário ressaltar que, como descrito no item 5.2.2., enquanto os métodos da placa de sucção e da placa de pressão determinam a sucção matricial do solo, o método do papel filtro pode determinar tanto sucção matricial quanto sucção total. Apesar de em todas as análises realizadas pelo método do papel filtro o papel estar em contato com o solo, não há como garantir que ele está efetivamente em contato com a água e, portanto, não há como afirmar que o valor de sucção obtido é a sucção matricial ou total. No caso da estimativa da sucção com base na umidade relativa do ar, no entanto, os valores de sucção obtidos são sempre de sucção total.

Considerando as ressalvas apontadas e a premissa de que a componente osmótica da sucção total é muito pequena sendo, portanto, desprezível, adotou-se nesta pesquisa que tanto os resultados obtidos via papel filtro quanto a estimativa da sucção com base na umidade relativa do ar podem representar, sem grandes perdas, a sucção matricial do solo. A partir da consideração posta, as curvas de capacidade de retenção de água dos materiais estudados foram elaboradas e são apresentadas ao longo do presente capítulo.

7.2.1. Areia média a grossa pouco siltosa – Fm. Resende (BSSP)

A seguir são apresentadas as curvas de capacidade de retenção de água obtidas a partir de análises experimentais realizadas com amostras da areia média a grossa pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP) coletadas em uma das faces do túnel da SABESP (ver Tabela 4). Três variações da curva de capacidade de retenção de água são apresentadas. A Figura 45 apresenta a evolução da saturação do solo em função do aumento da sucção, a Figura 46 a evolução umidade gravimétrica do solo em função do aumento da sucção e a Figura 47 a evolução da umidade volumétrica do solo em função do aumento da sucção. Além das curvas de capacidade de retenção de água, ainda há a avaliação da variação do índice de vazios nas amostras em função do aumento da sucção como ilustrado na Figura 48.

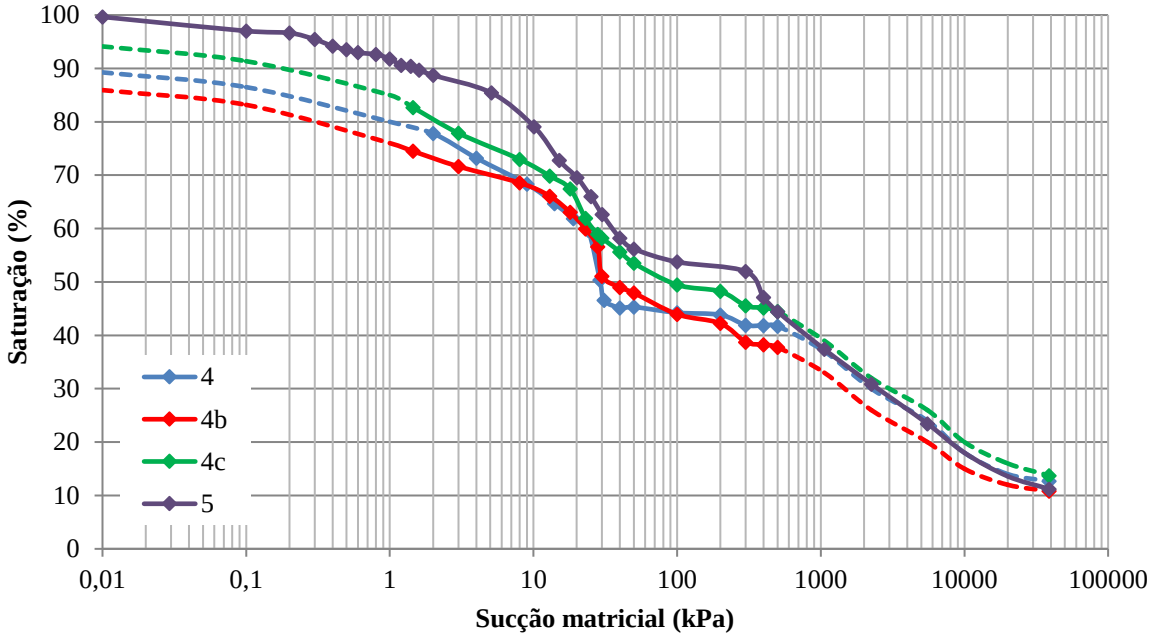


Figura 45 - Curva de capacidade de retenção de água da areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP): Saturação por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

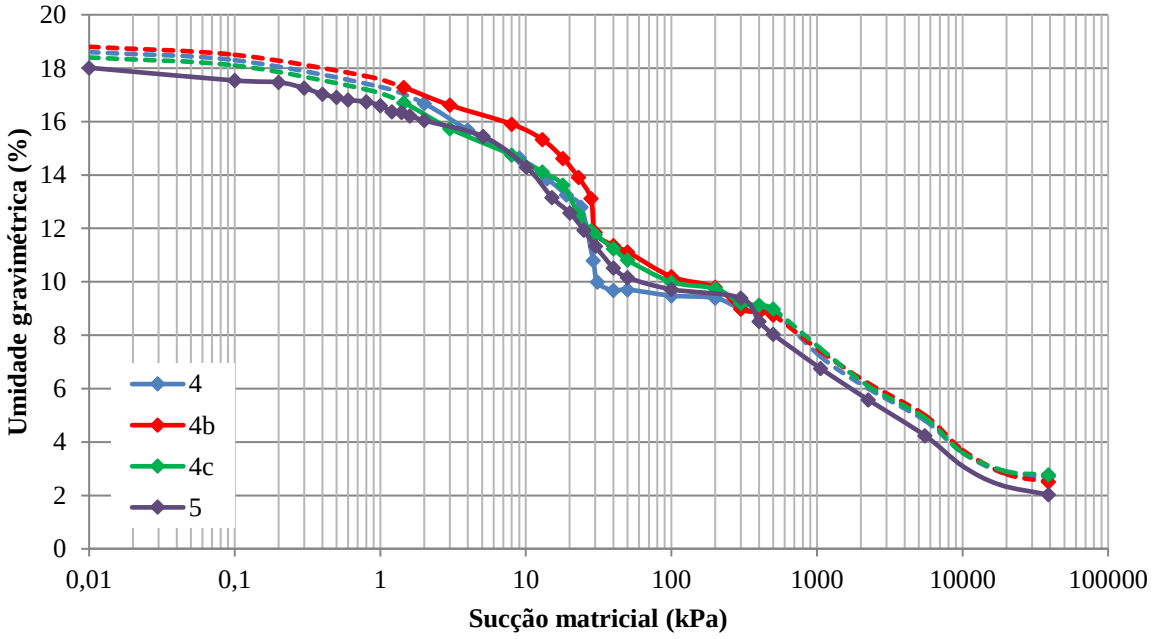


Figura 46 - Curva de capacidade de retenção de água da areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP): Umidade gravimétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

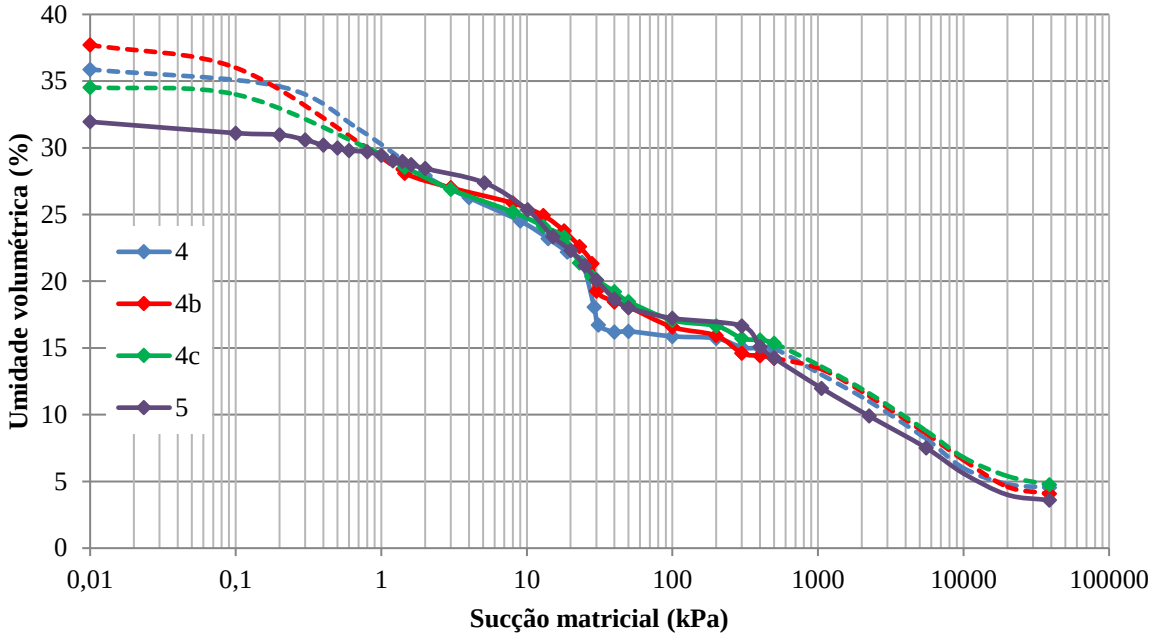


Figura 47 - Curva de capacidade de retenção de água da areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP): Umidade volumétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada. Nesta figura foi considerado que os pontos iniciais das amostras 4, 4b e 4c (0,01kPa) como sendo equivalente à porosidade do solo.

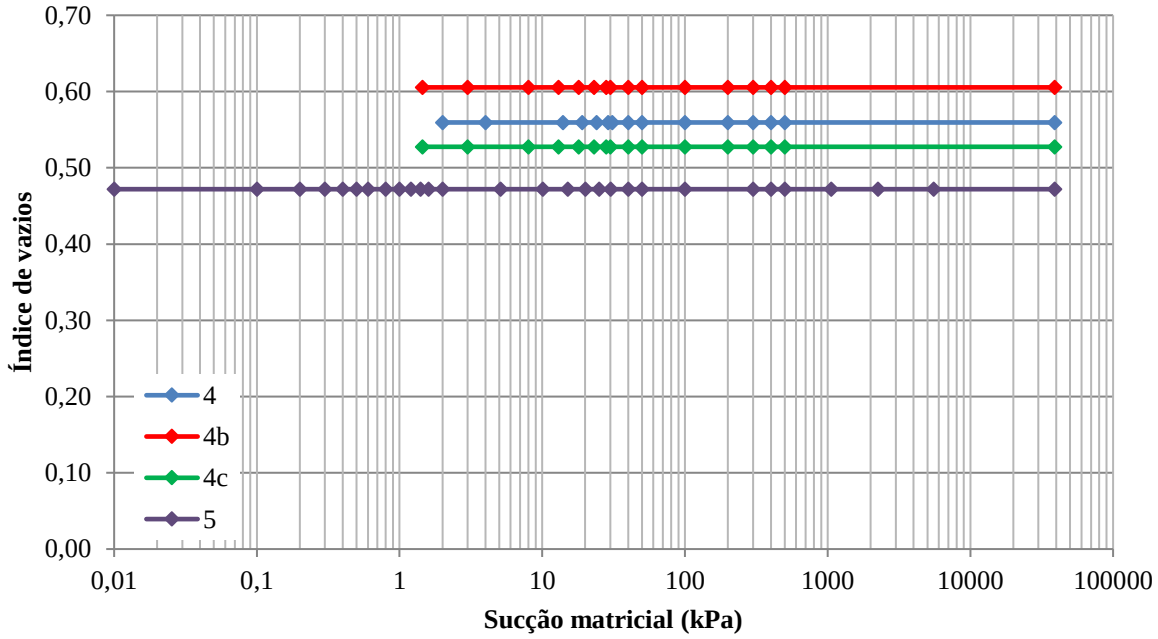


Figura 48 - Variação do índice de vazios em função do aumento da sucção referente às amostras analisadas de areia média a grossa pouco siltosa cinza da Formação Resende (BSSP).

7.2.2. Silte arenoso cinza e marrom – Fm. Nhanguçu (GSI)

A seguir são apresentadas as curvas de capacidade de retenção de água obtidas a partir de análises experimentais realizadas com amostras do silte arenoso cinza e marrom da Fm. Nhanguço (GSI) coletadas no interior de um poço de investigação localizado no canteiro de obras do Rodoanel (ver Tabela 4). Três variações da curva de capacidade de retenção de água são apresentadas. A Figura 49 apresenta a evolução da saturação do solo em função do aumento da sucção, a Figura 50 a evolução umidade gravimétrica do solo em função do aumento da sucção e a Figura 51 a evolução da umidade volumétrica do solo em função do aumento da sucção. Além das curvas de retenção de água, ainda há a avaliação da variação do índice de vazios nas amostras em função do aumento da sucção como ilustrado na Figura 52.

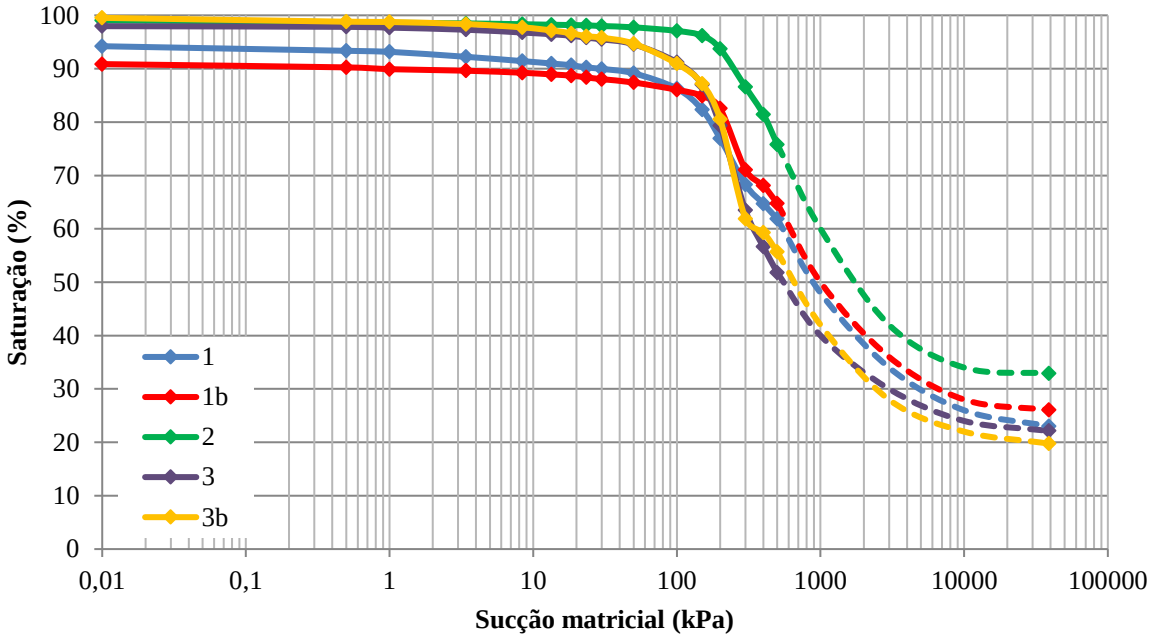


Figura 49 - Curva de capacidade de retenção de água do silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI): Saturação por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

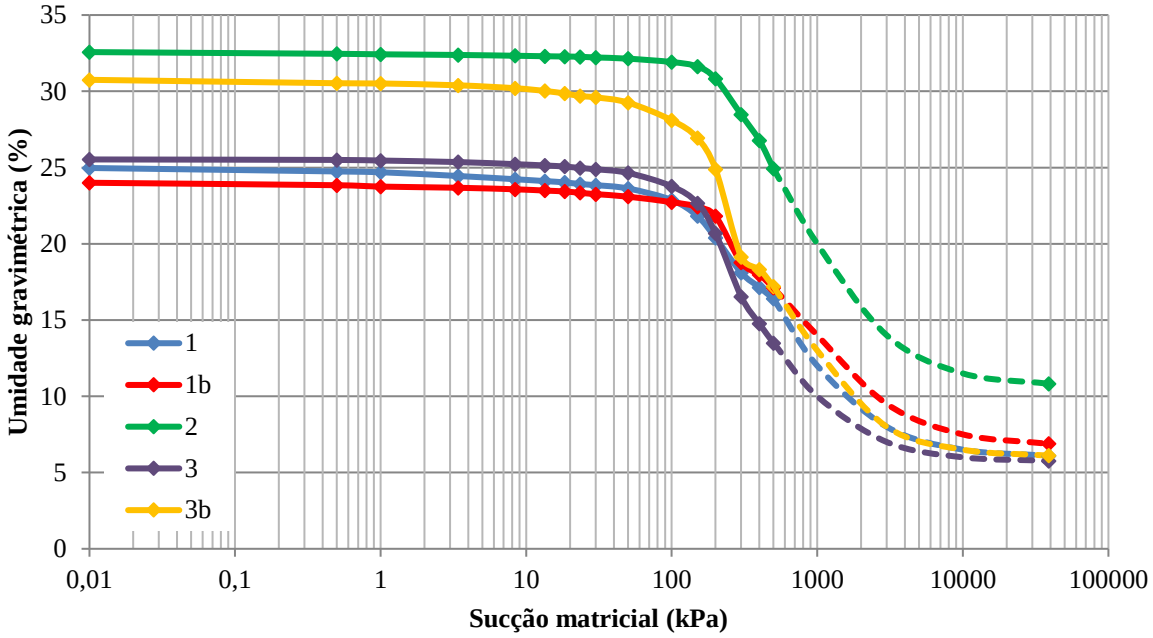


Figura 50 - Curva de capacidade de retenção de água do silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI): Umidade gravimétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

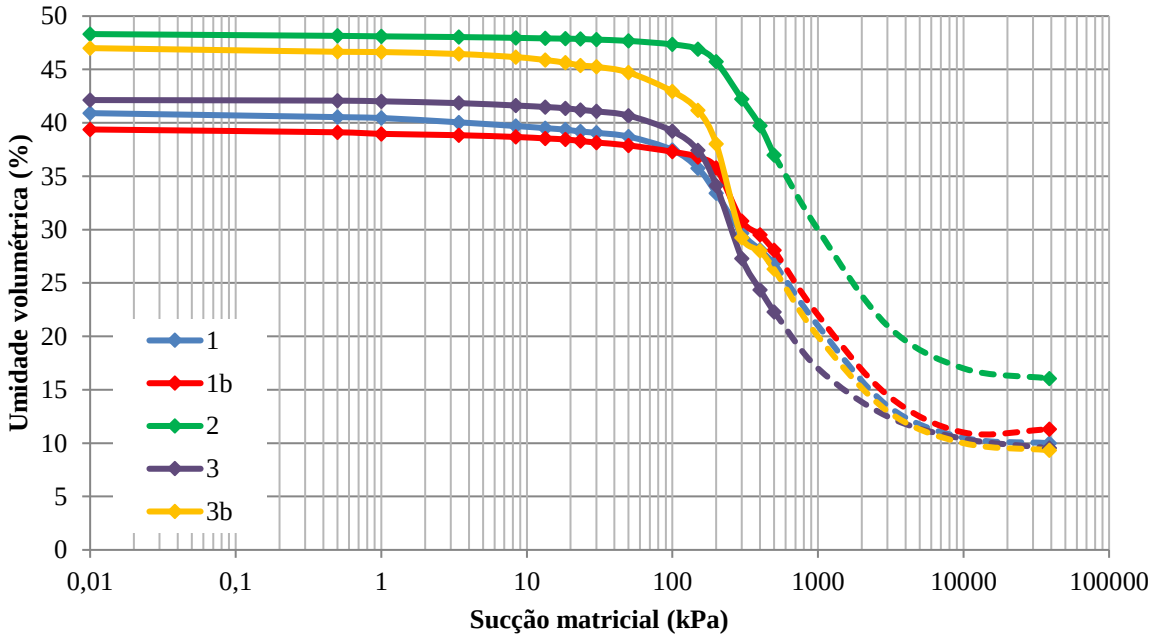


Figura 51 - Curva de capacidade de retenção de água do silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI): Umidade volumétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

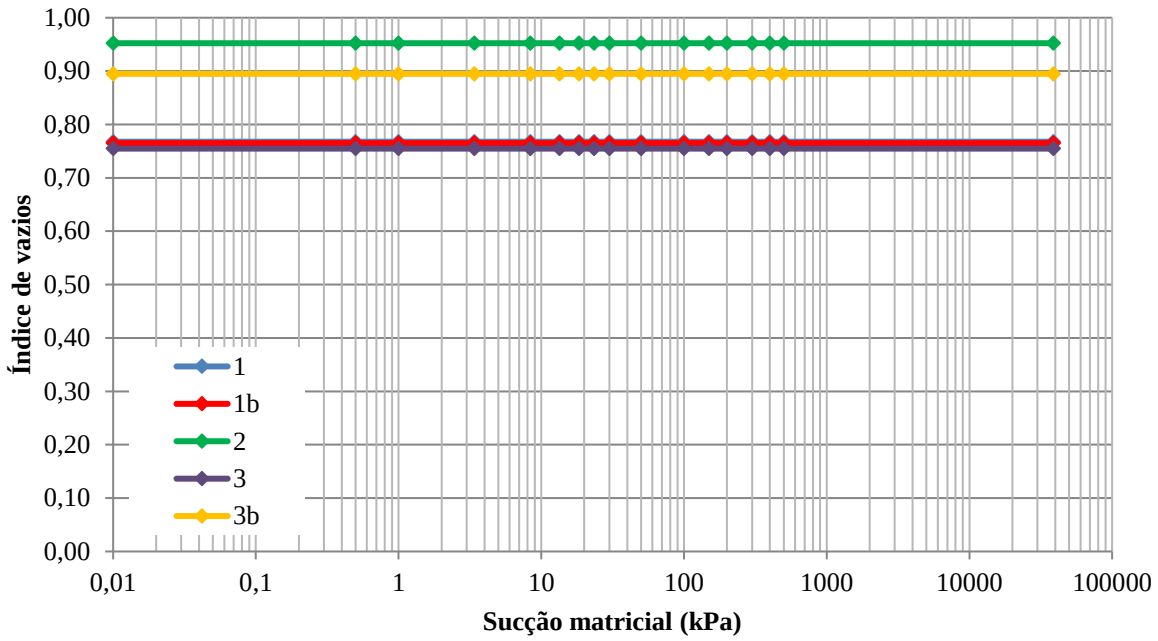


Figura 52 - Variação do índice de vazios em função do aumento da sucção referente às amostras analisadas de silte pouco arenoso cinza e marrom da Formação Nhanguçu (GSI).

7.2.3. Argila siltosa cinza esverdeada – Fm. Resende (BSSP)

A seguir são apresentadas as curvas de capacidade de retenção de água obtidas a partir de análises experimentais realizadas com amostras da argila siltosa cinza esverdeada da Fm. Resende (BSSP) coletadas em uma das faces do túnel da SABESP (ver Tabela 4). Três variações da curva de capacidade de retenção de água são apresentadas. A Figura 53 apresenta a evolução da saturação do solo em função do aumento da sucção, a Figura 54 a evolução umidade gravimétrica do solo em função do aumento da sucção e a Figura 55 a evolução da umidade volumétrica do solo em função do aumento da sucção. Além das curvas de capacidade de retenção de água, ainda há a avaliação da variação do índice de vazios nas amostras em função do aumento da sucção como ilustrado na Figura 56.

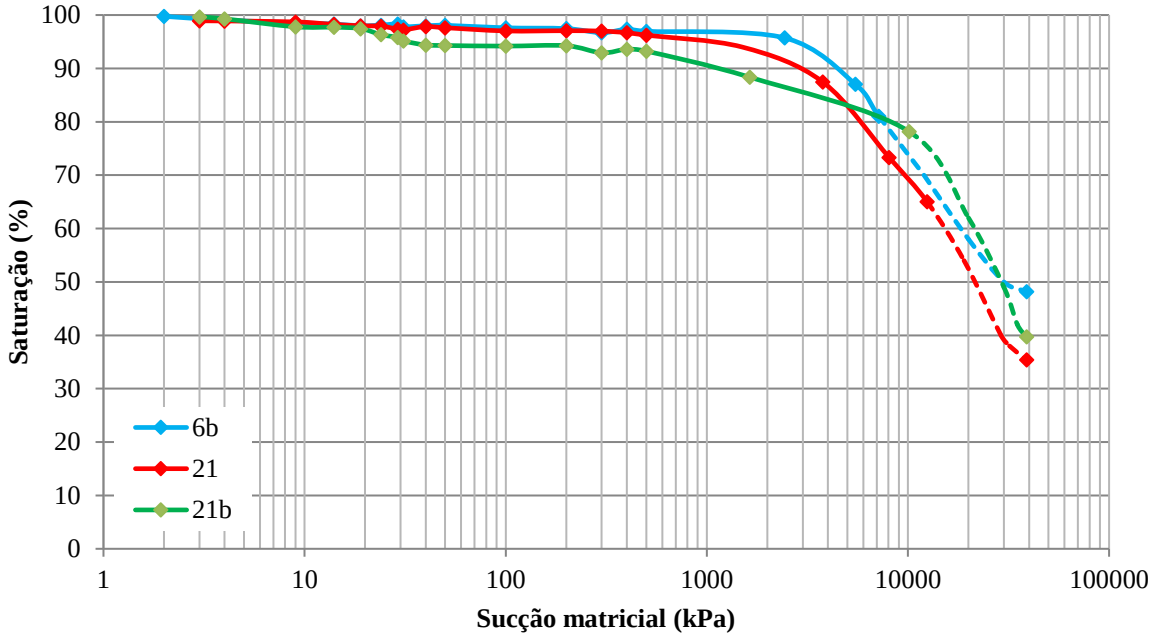


Figura 53 - Curva de capacidade de retenção de água da argila siltosa cinza esverdeada da Formação Resende (BSSP): Saturação por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

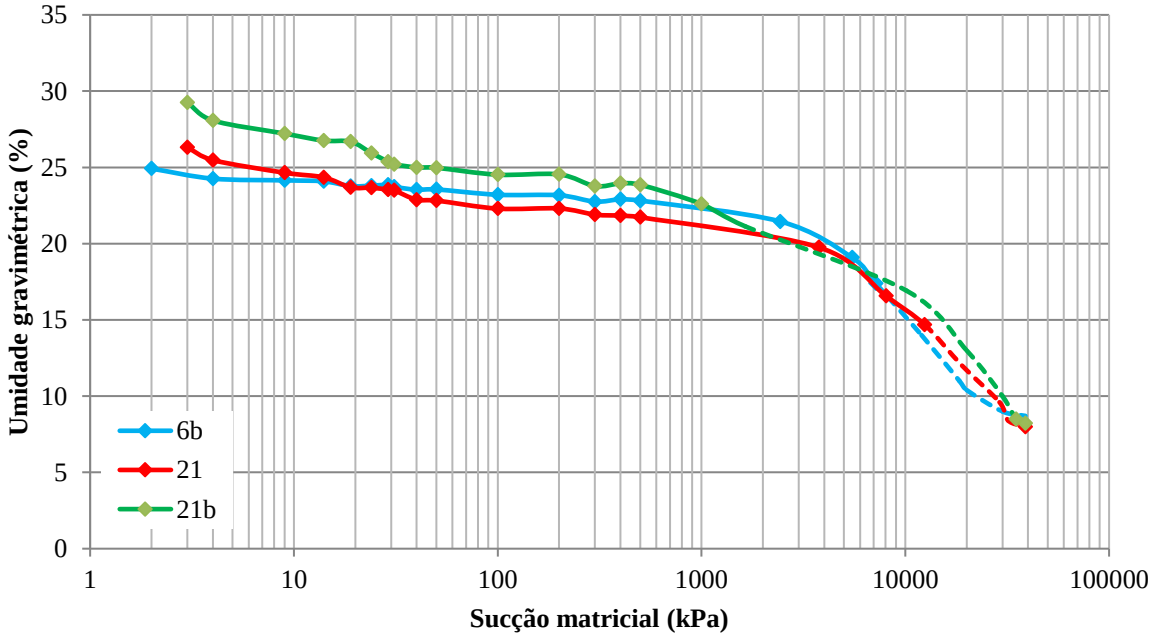


Figura 54 - Curva de capacidade de retenção de água da argila siltosa cinza esverdeada da Formação Resende (BSSP): Umidade gravimétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

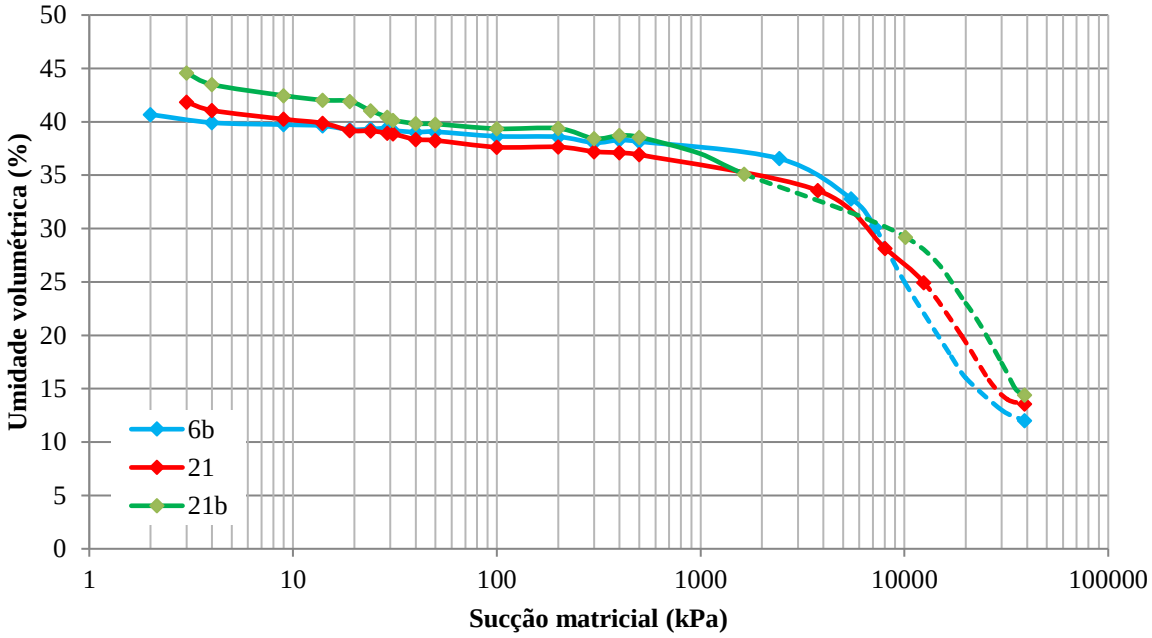


Figura 55 - Curva de capacidade de retenção de água da argila siltosa cinza esverdeada da Formação Resende (BSSP): Umidade volumétrica por sucção matricial. Linhas tracejadas: continuidade estimada.

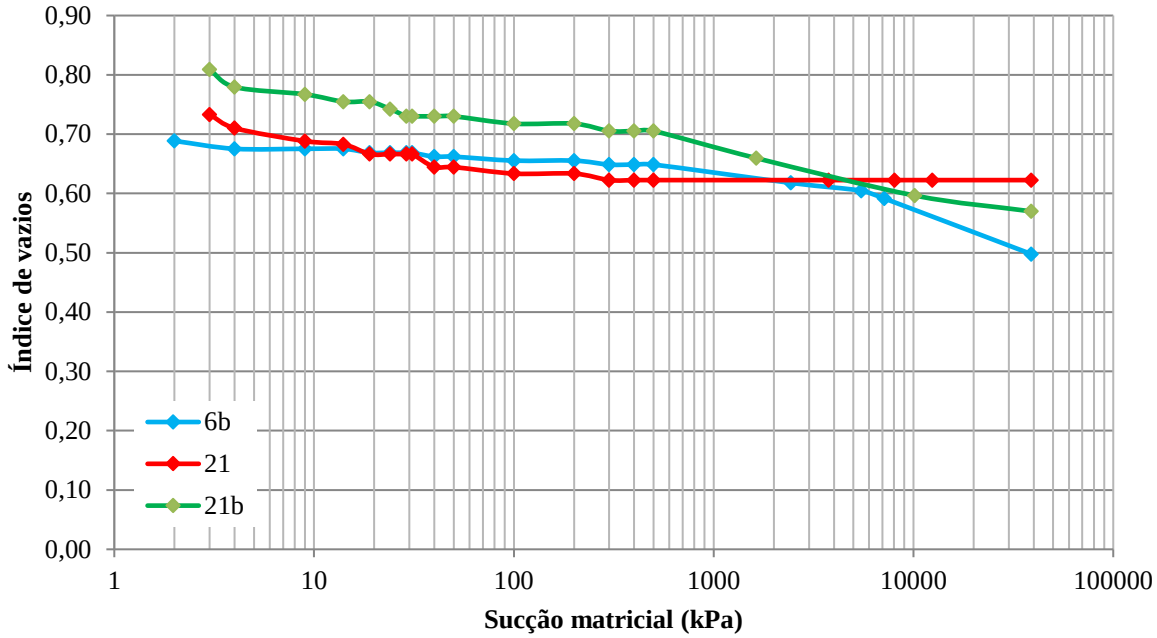


Figura 56 - Variação do índice de vazios em função do aumento da sucção referente às amostras analisadas de argila siltosa cinza e esverdeada da Formação Resende (BSSP).

7.3. Ensaio de resistência à compressão uniaxial com sucção conhecida

7.3.1. Determinação da sucção das amostras

Os ensaios de resistência à compressão uniaxial deveriam ser realizados com os corpos de prova submetidos a um valor de sucção próximo a 1500kPa para o fim de os resultados serem utilizados no modelo teórico de Vilar (2006), como discutido no final do item 5.3.3. Para tal, a determinação da sucção dos corpos de prova foi realizada utilizando o método do papel filtro (ver item 5.2.2.4.). No caso da argila siltosa cinza esverdeada da Fm. Resende (BSSP) foi constatado que o valor de sucção ao qual os corpos de prova estavam submetidos já era o suficiente para a realização do ensaio. Já no caso do silte pouco arenoso cinza e marrom da Fm. Nhanguçu (GSI), no entanto, a sucção ao qual os corpos de prova estavam submetidos estava abaixo do valor necessário. Para resolver a questão os corpos de prova foram deixados sob condições atmosféricas por um período de tempo determinado empiricamente para a saída de parte da umidade do solo e, logo após esse período de secagem, a sucção dos corpos de prova era avaliada novamente.

Os resultados da determinação da sucção dos corpos de prova do silte pouco arenoso cinza e marrom da Fm. Nhanguçu (GSI) podem ser conferidos na Figura 57 incluindo as avaliações realizadas durante o processo de secagem das amostras. Nesta figura os valores de sucção foram lançados sob a curva de capacidade de retenção de água do material (Figura 50).

Os resultados da determinação da sucção dos corpos de prova da argila siltosa cinza esverdeada da Fm. Resende (BSSP) podem ser conferidos na Figura 58. Novamente, os valores de sucção foram lançados sob a curva de capacidade de retenção de água do material (Figura 54).

As informações completas sobre a determinação dos valores de sucção dos corpos de prova estão disponibilizadas de forma detalhada no APÊNDICE F.

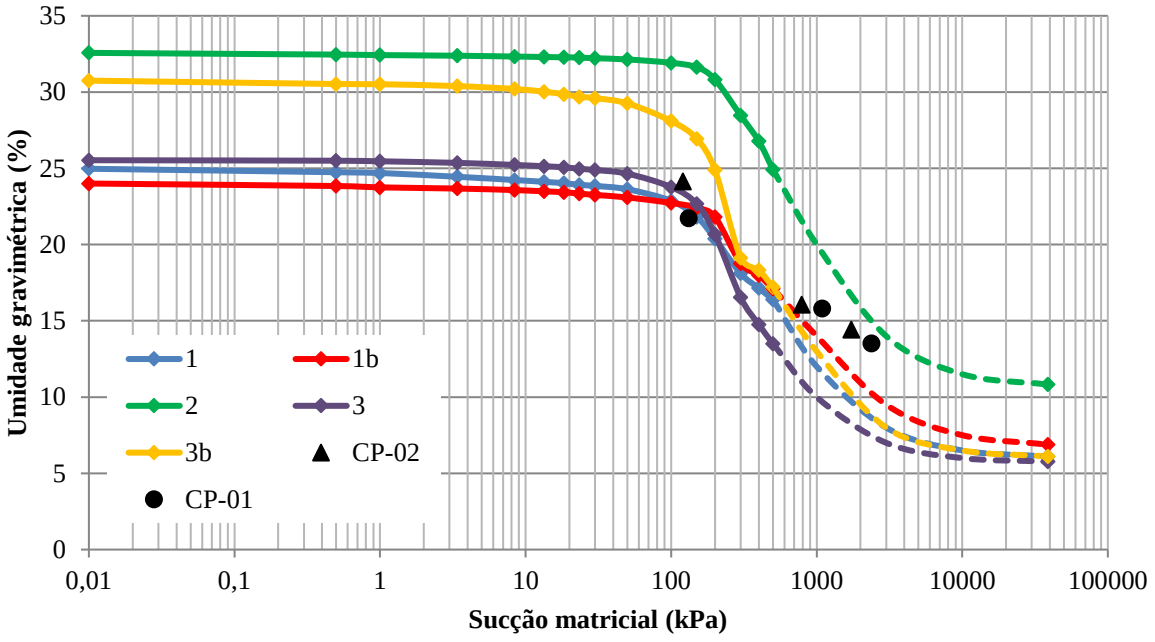


Figura 57 - Valores de sucção registrados pelos corpos de prova de silte pouco arenoso cinza e marrom da Fm. Nhanguçu (GSI), onde: CP - Corpo de prova.

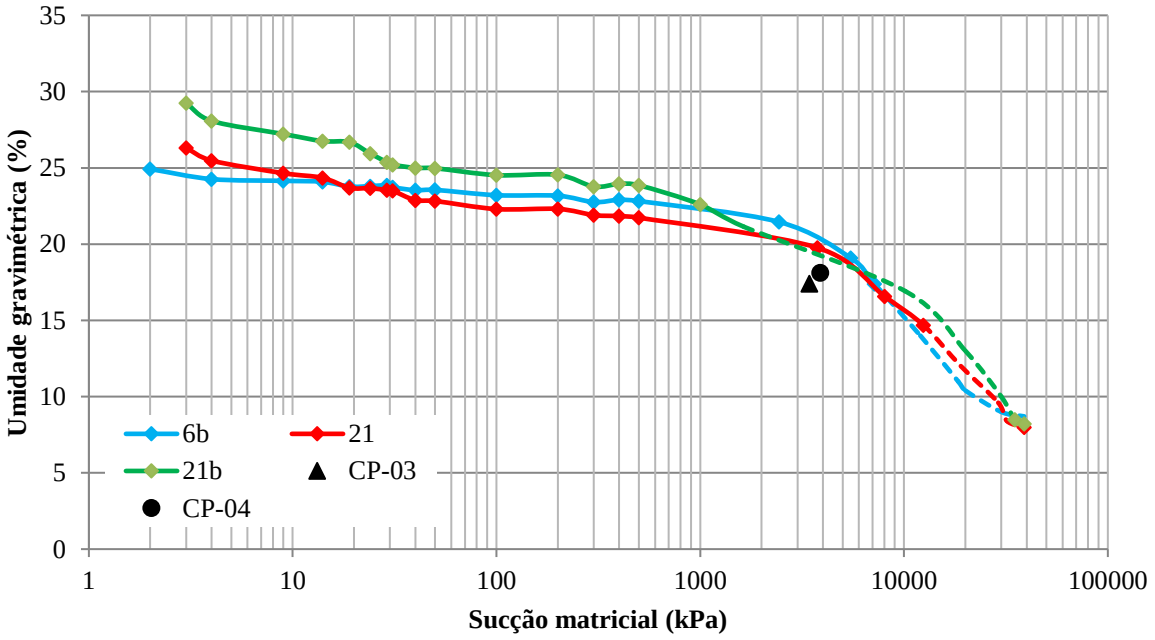


Figura 58 - Valores de sucção registrados pelos corpos de prova da argila siltosa cinza esverdeada da Fm. Resende (BSSP), onde: CP - Corpo de prova.

7.3.2. Ensaio de resistência à compressão uniaxial

Os ensaios de resistência à compressão uniaxial foram realizados de acordo com a metodologia descrita no item 5.2.3. A Tabela 9 sintetiza os resultados dos ensaio e na Figura 59 podem ser observadas as representações gráficas das trajetórias de deformações dos corpos de prova. As informações completas sobre os ensaios de resistência a compressão uniaxial estão disponíveis no APÊNDICE G que consta, inclusive, com as fotografias dos corpos de prova após o rompimento.

Tabela 9 - Tensão total máxima e tensão cisalhante resultantes dos ensaios de compressão uniaxial em corpos de prova com sucção conhecida.

	Silte arenoso		Argila siltosa	
	CP-01	CP-02	CP-03	CP-04
u_a-u_w (kPa)	2381	1738	3433	3888
σ_1 (kPa)	422	571	1854	1560
τ (kPa)	211	286	927	780

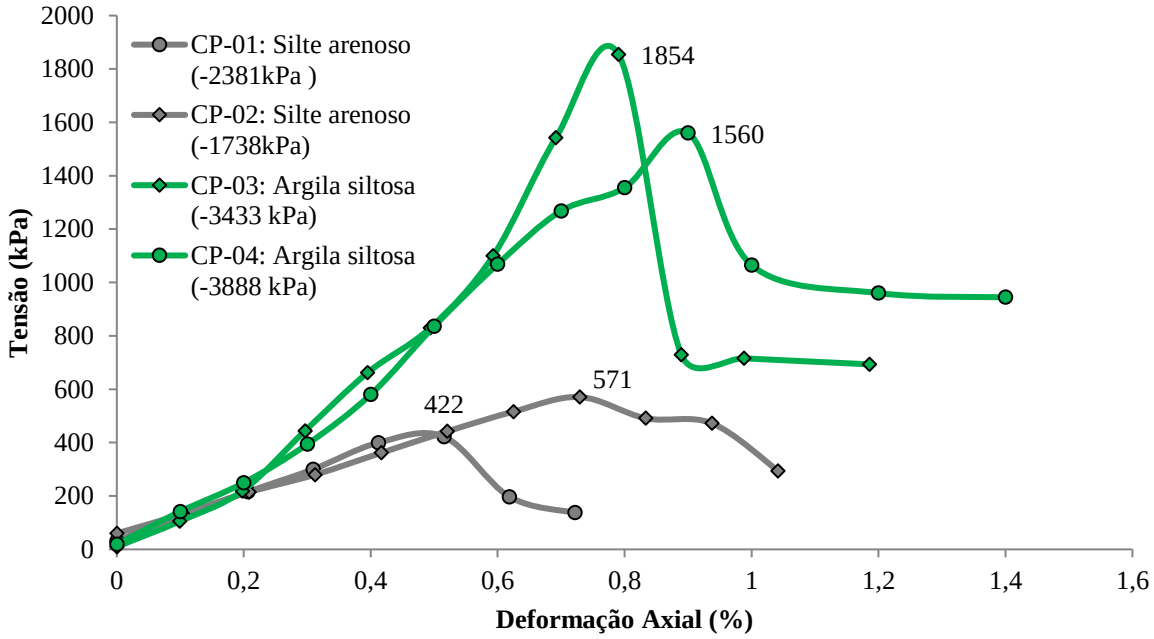


Figura 59 - Ensaio de resistência à compressão uniaxial em corpos de prova com sucção conhecida.

8. RESULTADOS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

8.1. Determinação dos parâmetros

8.1.1. Estimativa de parâmetros de resistência, deformação e permeabilidade

Como descrito no item 5.2.3., alguns parâmetros de resistência, deformação e permeabilidade seriam necessários para a realização das análises numéricas. Uma vez que a presente pesquisa não almejava a realização de tais ensaios os parâmetros foram estimados de acordo com informação presentes na literatura. A tabela Tabela 10 reúne os parâmetros escolhidos para os materiais estudados assim como as referências utilizadas para a determinação de cada um.

Tabela 10 - Parâmetros geotécnicos de resistência, deformação e permeabilidade assumidos para os materiais analisados.

Parâmetros		Areia pouco siltosa	Silte arenoso	Argila siltosa
Pico	c' (kPa)	5 [A]	27 [C, D]	100 [A, I]
	ϕ' (°)	35 [A]	32 [C, D]	21 [A, I]
	σ_t (kPa)	0 [J]	0 [J]	0 [J]
Residual	c' (kPa)	0 [K]	0 [K]	0 [K]
	ϕ' (°)	28 [L]	26 [L]	17 [L]
	σ_t (kPa)	0 [J]	0 [J]	0 [J]
μ (-)		0,30 [B, E]	0,30 [B, E]	0,20 [B, F]
E (MPa)		50 [A]	80 [B]	200 [H]
ψ (°)		0 [M]	0 [M]	0 [M]
k (cm/s)		1.10^{-3} [A]	1.10^{-4} [D, G]	1.10^{-6} [A]
k_0 (-)		0,40 [N]	0,50 [N]	2,00 [H]

Valor adotado a partir da análise de: A - CMSP (1994, disponibilizado em Gurgueira, 2013); B - Obrzud e Truty (2018, compilado de Kezdi, 1974 e Prat et al., 1995); C - Peloggia (1997), Futai et al. (2012), Pires e Ribeiro Jr. (2016) e Pozzebon et al. (2016); D - Pinto et al. (1993); E - Teixeira e Godoy (1998); F - Gasparre et al. (2007); G - Mello e Teixeira (1979); H - Massad (2012); I - Demarchi e Marinho (2018).

Considerações: J - Resistência à tração é nula; K - Coesão residual é nula; L - Equivale a 80% do valor no pico; M - O material não é dilatante; N - Foi utilizada a equação: $k_0 = 1 – sen(\phi')$.

8.1.2. Ponto de entrada de ar

Na presente pesquisa foi admitido que o ponto de entrada de ar para os materiais estudados corresponde à sucção do solo quando a saturação é de 90%. Tal premissa foi baseada no fato de que solos quase saturados (S ≥ 90%) ainda se comportam mecanicamente de forma similar aos solos saturados, como discutido em Marinho et al. (2016) e Carnero-Guzman e Marinho (2019). As determinações do ponto de entrada de ar foram realizadas a partir da análise das curvas de capacidade de retenção de água dos materiais estudados (ver item 7.2.), sendo que quando a curva de retenção não possuía continuidade experimental a 90% de saturação o ponto de entrada de ar era tido como indeterminável.

Os pontos de entrada de ar dos materiais analisados estão sumarizados na Tabela 11 e foram determinados a partir da análise de suas respectivas curvas de retenção de água na modalidade saturação por sucção matricial (Figura 45, Figura 49 e Figura 53).

Tabela 11 - Ponto de entrada de ar dos materiais analisados. Valores expressos em kPa.

Material	Amostra	$(u_a - u_w)_b$
Areia média a grossa pouco siltosa cinza- Fm. Resende (BSSP)	4	-
	4b	-
	4c	-
	5	1,4
Silte arenoso cinza e marrom - Fm. Nhanguçu (GSI)	1	-
	1b	-
	2	220
	3	110
	3b	110
Argila siltosa cinza esverdedada - Fm. Resende (BSSP)	6b	4200
	21	3000
	21b	1100

8.1.3. Estimativa do valor de ϕ^b por meio do modelo de Vilar (2006)

Como discutido ao longo do item 4.1.5., com o aumento da sucção há um incremento na resistência do solo ao cisalhamento que varia em função de uma razão ϕ^b. Para valores de sucção inferiores ao ponto de entrada de ar do material, pode-se considerar que ϕ^b evoluiria linearmente a uma razão semelhante à ϕ'. Após o ponto de entrada de ar, no entanto, a evolução da resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção assumiria um comportamento que para Vilar (2006) se assemelharia ao de uma hipérbole.

Como pode ser observado na Figura 60 a razão utilizada para determinar um valor de ϕ^b após o ponto de entrada de ar depende dos pontos iniciais e finais escolhidos. A exemplo, o ângulo caracterizado por ϕ^{b1} é maior que o por ϕ^{b2} e que é, consequentemente, maior que por ϕ^{b3}. Portanto, para a determinação de um valor fixo ϕ^b após o ponto de entrada de ar se faz necessário um estudo personalizado que considere um intervalo de valores de sucção que se adequem ao caso analisado.

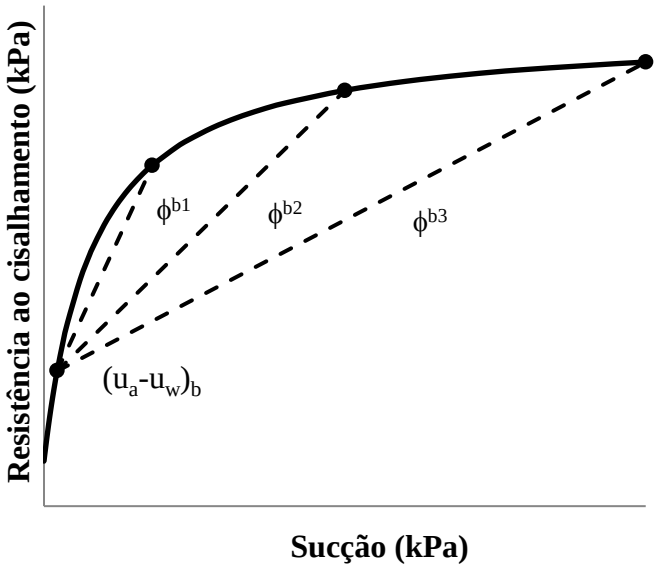


Figura 60 - Variação de ϕ^b para diferentes intervalos escolhidos na envoltória de resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção.

No caso do silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) foi estimado que o alívio de tensões causado pela escavação geraria uma variação na poropressão de água (Δu_w) significativa, mas que talvez fosse insuficiente para gerar valores de sucção além do ponto de entrada de ar do material. Por

este motivo foi adotado, para fins de determinação de um valor fixo de ϕ^b após ponto de entrada de ar, que a sucção máxima resultante da escavação não seria superior a 300kPa. A Tabela 12 sintetiza todos os parâmetros utilizados para a determinação do valor fixo de ϕ^b após a o ponto de entrada de ar do material e o valor de ϕ^b adotado em si. A equação do modelo de Vilar (2006) utilizada para estimar a envoltória de resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção (Figura 61) foi desenvolvida levando em consideração a equação 4.7. descrita no item 4.1.5.

Tabela 12 - Síntese dos parâmetros utilizados para a determinação de ϕ^b a partir da envoltória de resistência do solo ao cisalhamento estimada pelo modelo de Vilar (2006) para o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).

Parâmetros de entrada para o modelo de Vilar (2006)		
c' (kPa)	27	Tabela 10
ϕ' (º)	32	
c_{medido} (kPa)	211	Tabela 9 (CP-02)
$(u_a-u_w)_{medido}$ (kPa)	2381	
Ponto de entrada de ar e sucção máxima		
$(u_a-u_w)_b$ (kPa)	110	Tabela 11 (Amostra 3)
$(u_a-u_w)_{máx}$ (kPa)	300	Hipótese
Valor adotado de ϕ^b após $(u_a - u_w)_b$		
ϕ^b (º)	18,5	

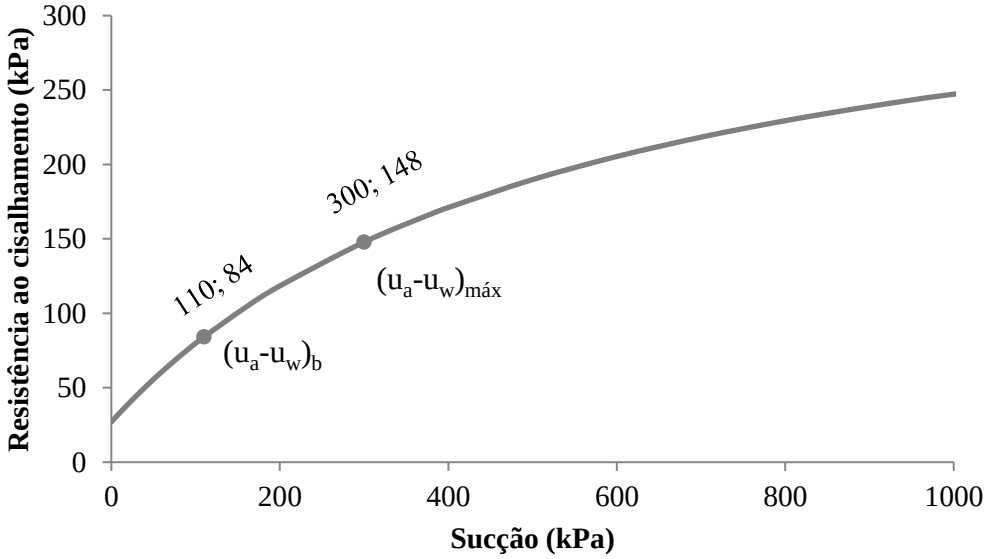


Figura 61 - Envoltória de resistência ao cisalhamento em função do aumento da sucção estimada para o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) a partir do modelo de Vilar (2006).

No caso da argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) foi estimado que o alívio de tensões causado pela escavação seria muito menor que o elevadíssimo ponto de entrada de ar do material. Por este motivo foi adotado, que a sucção máxima resultante não seria superior a 1500kPa. A Tabela 13 sintetiza todos os parâmetros utilizados para a determinação do valor fixo de ϕ^b após a o ponto de entrada de ar do material e o valor de ϕ^b adotado em si. A equação do modelo de Vilar (2006) utilizada para estimar a envoltória de resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção (Figura 62) foi desenvolvida levando em consideração a equação 4.7. descrita no item 4.1.5.

Tabela 13 - Síntese dos parâmetros utilizados para a determinação de ϕ^b a partir da envoltória de resistência do solo ao cisalhamento estimada pelo modelo de Vilar (2006) para a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).

Parâmetros de entrada para o modelo de Vilar (2006)		
c' (kPa)	100	Tabela 10
ϕ' (º)	21	
c_{medido} (kPa)	780	Tabela 9 (CP-04)
$(u_a-u_w)_{medido}$ (kPa)	3888	
Ponto de entrada de ar e sucção máxima		
$(u_a-u_w)_b$ (kPa)	1100	Tabela 11 (Amostra 21b)
$(u_a-u_w)_{máx}$ (kPa)	1500	Hipótese
Valor adotado de ϕ^b após $(u_a - u_w)_b$		
ϕ^b (º)	11,1	

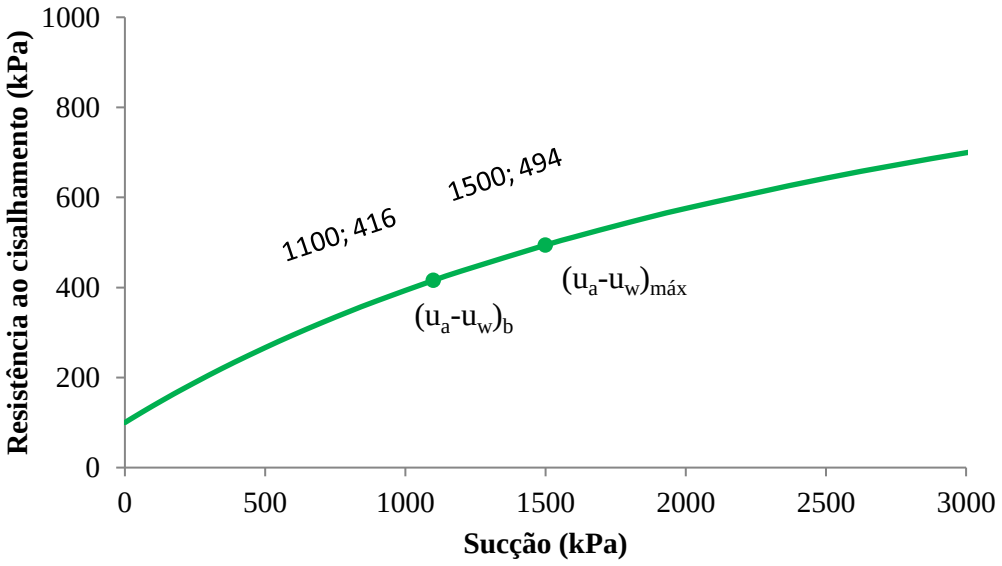


Figura 62 - Envoltória de resistência ao cisalhamento em função do aumento da sucção estimada para a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) a partir do modelo de Vilar (2006).

Para o caso da areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP), uma vez que não foram realizados ensaios de resistência à compressão uniaxial devido a quantidade restrita de material disponível, não foi possível estimar um valor fixo de ϕ^b após o ponto de entrada de ar a partir da envoltória de resistência estimada pelo modelo de Vilar (2006). Existem alguns exemplos de valores de ϕ^b para alguns tipos de solo, como os disponíveis em Fredlund et al. (2012b), mas que não compreendem areias compactadas de origem sedimentar. Por este motivo, o valor de ϕ^b adotado para o material em questão foi o de 20°, valor determinado empiricamente.

8.1.4. Parâmetros de forma para o modelo de van Genuchten (1980)

A Tabela 14 sintetiza os parâmetros de forma para o ajuste da curva de retenção de água segundo o modelo de van Genuchten (1980). Estes parâmetros foram obtidos por meio de processamento dos dados obtidos via curva de retenção de água dos materiais na interface online do programa SWRC Fit (2019), desenvolvido a partir da metodologia proposta por Seki (2007). Foram definidos os ajustes somente para as amostras em que o ponto de entrada de ar não foi considerado como indetermináveis pelos critérios estabelecidos no item 8.1.2.

Tabela 14 - Parâmetro de forma para o modelo de van Genuchten (1980).

Material	Amostra	van Genuchten (1980)			
		θs [m³/m³]	θr [m³/m³]	α [m^{-1}]	n [-]
Areia média a grossa pouco siltosa cinza - Fm. Resende (BSSP)	5	0,303	0,000	2,921	1,161
Silte arenoso cinza e marrom - Fm. Nhanguçu (GSI)	2	0,480	0,159	0,022	2,162
	3	0,417	0,095	0,042	2,183
	3b	0,462	0,091	0,045	1,933
Argila siltosa cinza esverdeada - Fm. Resende (BSSP)	6b	0,393	0,000	0,002	1,420
	21	0,390	0,000	0,003	1,304
	21b	0,408	0,000	0,003	1,350

8.2. Análises numéricas

As análises numéricas foram realizadas de acordo com as considerações descritas ao longo do item 5.3. Ao todo, os resultados de oito análises são apresentados neste capítulo considerando que uma nona análise proposta não chegou a convergir, como será explanado posteriormente. As informações completas sobre as análises numéricas estão disponíveis no APÊNDICE H.

A Tabela 15 sintetiza as informações referentes à identificação das análises, os parâmetros utilizados (compilação dos dados disponíveis em tabelas já apresentadas: Tabela 8, Tabela 10, Tabela 11, Tabela 12, Tabela 13 e Tabela 14) e o tempo de processamento aproximado dispendido para que a convergência da análise fosse alcançada.

Como discutido ao longo do item 5.3.4., foi proposto avaliar a geração e dissipação de poropressões de água considerando disposições espaciais diferentes na face de escavação (ex.: centro da face e extremidades). A Figura 63, atendendo a proposta, ilustra a identificação e a localização dos pontos analisados na face de escavação estando todos os pontos contidos no plano *yz* do modelo numérico. Os pontos analisados ainda se estendiam espacialmente ao longo do plano *x* (paralelo ao túnel) ao longo de 10m, havendo um ponto de observação a cada 0,5m, dando um total de 20 pontos de observação por linha.

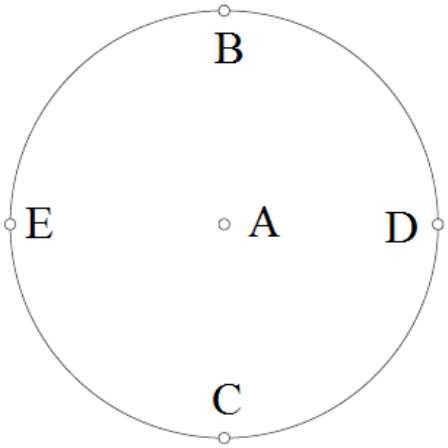


Figura 63 - Disposição espacial dos pontos analisados na face da escavação contida no plano *yz*.

Tabela 15 - Tabela resumo das análises numéricas realizadas, os respectivos parâmetros geotécnicos utilizados e tempo aproximado de processamento das análises.

Material	Análise (n°)	k_0	γ (kN/m³)	e (-)	Pico c' (kPa)	Pico ϕ' (°)	Pico σ_t (kPa)	Residual c' (kPa)	Residual ϕ' (°)	Residual σ_t (kPa)	ϕ^b (°)	μ (-)	E (MPa)	ψ (°)	$(u_a - u_w)_b$ (kPa)	k (cm/s)	α [m^{-1}]	n (-)	T.P. (h)
Areia pouco siltosa Fm. Resende (BSSP)	1	0,4	20,6	0,5	5	35	0	0	28	0	20,0	0,3	50	0	1,4	1.e-03	2,921	1,161	*
Silte arenoso Fm. Nhanguçu (GSI)	2	0,5	20,3	0,7	27	32	0	0	26	0	18,5	0,3	80	0	110	1.e -04	0,042	2,183	9
Argila siltosa Fm. Resende (BSSP)	3	2,0	20,7	0,6	100	21	0	0	17	0	11,1	0,2	200	0	1100	1.e-04	0,003	1,35	12
	4															1.e-06			17
	5	1,0														1.e-02			14
	6															1.e-03			9
	7															1.e-04			10
	8															1.e-05			10
	9															1.e-06			16

Nota: * Análise não convergiu.

8.2.1. Resultados obtidos para os materiais estudados

8.2.1.1. Areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP)

A análise realizada considerando a areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP; análise número 1 da Tabela 15) não convergiu. Já no primeiro estágio após a escavação, que corresponde ao intervalo de tempo de 1s, o limite máximo de iterações permitidas no que se refere às análises de deformações foi atingido (5000 iterações; ver item 5.3.2.). Por este motivo, foi considerado que para o material em questão, considerando o modelo de escavação proposto e as propriedades geotécnicas do material, não há estabilidade possível da escavação.

8.2.1.2. Silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI)

A seguir são apresentados os resultados obtidos para a análise numérica realizada considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI; análise 2 da Tabela 15) como o material que compõem o maciço escavado. Deve-se levar em consideração que os resultado apresentados se referem aos pontos de observação contidos na linha delimitada pelo ponto A da Figura 63, ou seja, que se origina no centro da face de escavação do túnel e se projeta ao longo de 10m de comprimento.

Os parâmetros selecionados para serem monitorados ao longo do tempo, antes e após o evento de escavação, foram: a poropressão de água, ilustrado na Figura 64; o excesso de poropressão de água, ilustrado na Figura 65; a tensão total (no eixo *xx*), ilustrada na Figura 66; a tensão efetiva (no eixo *xx*), ilustrada na Figura 67, e; as deformações no eixo *xx*, ilustradas na Figura 68. Já a Figura 69 exibe a variação da poropressão de água, da tensão total média e da tensão efetiva média no centro da face e escavação (ponto A da Figura 63) em função do tempo.

Detalhes sobre as análises numéricas podem ser encontrados no APÊNDICE H que inclui também o monitoramento dos mesmos parâmetros, mas em outros eixos como o *yy* e o *zz*.

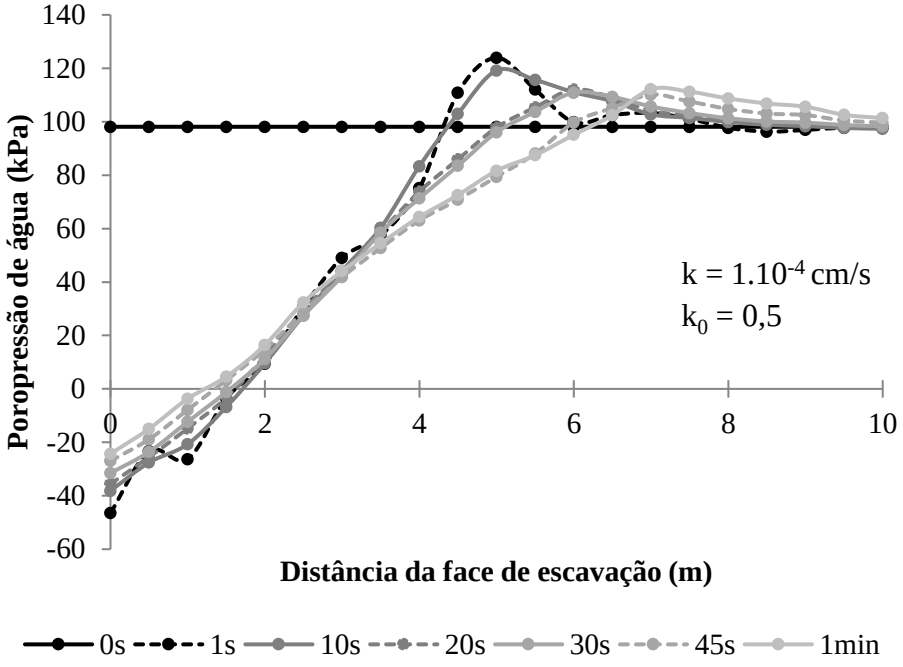


Figura 64 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).

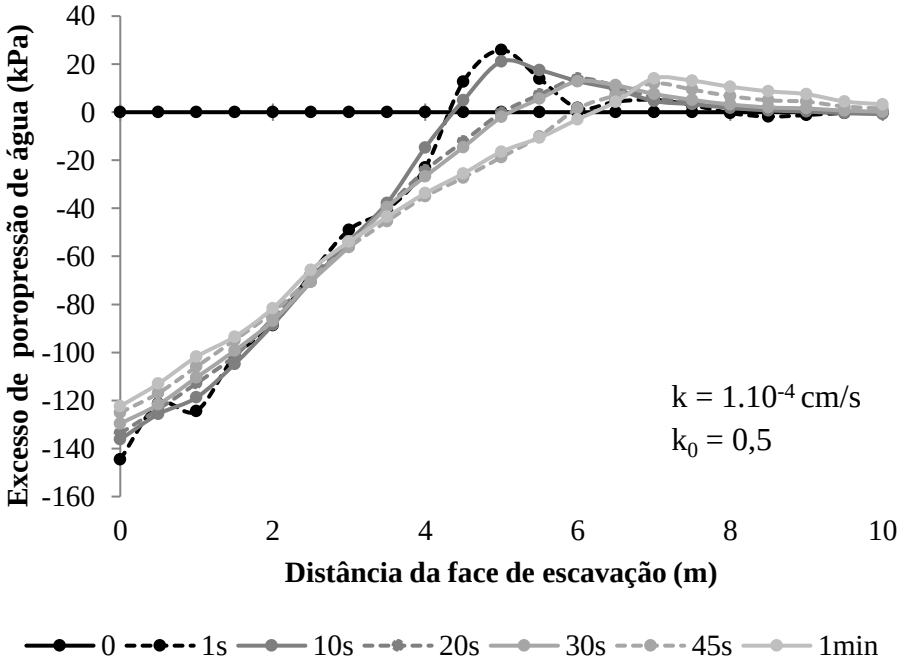


Figura 65 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).

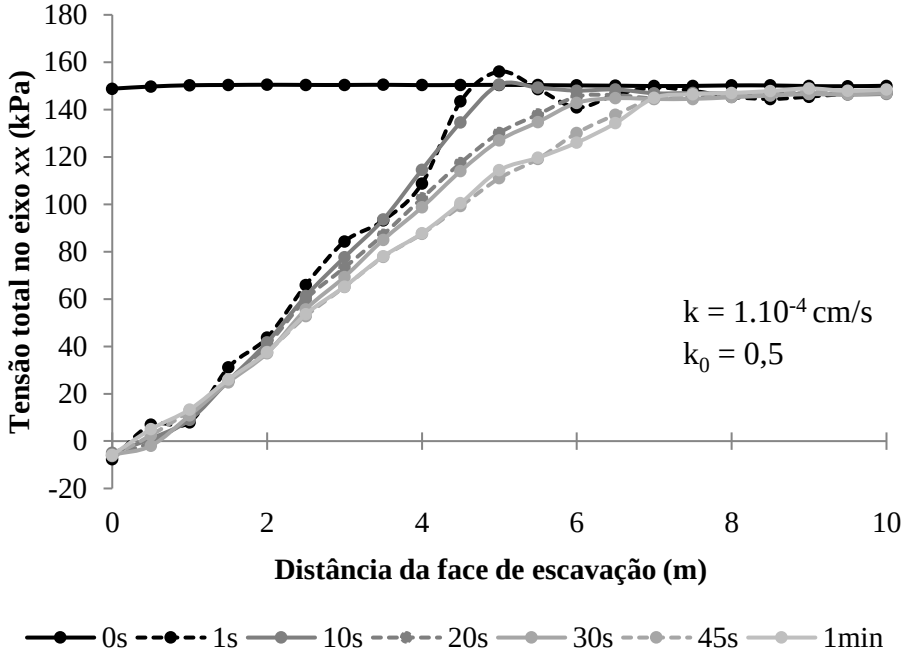


Figura 66 - Variação das tensões totais em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).

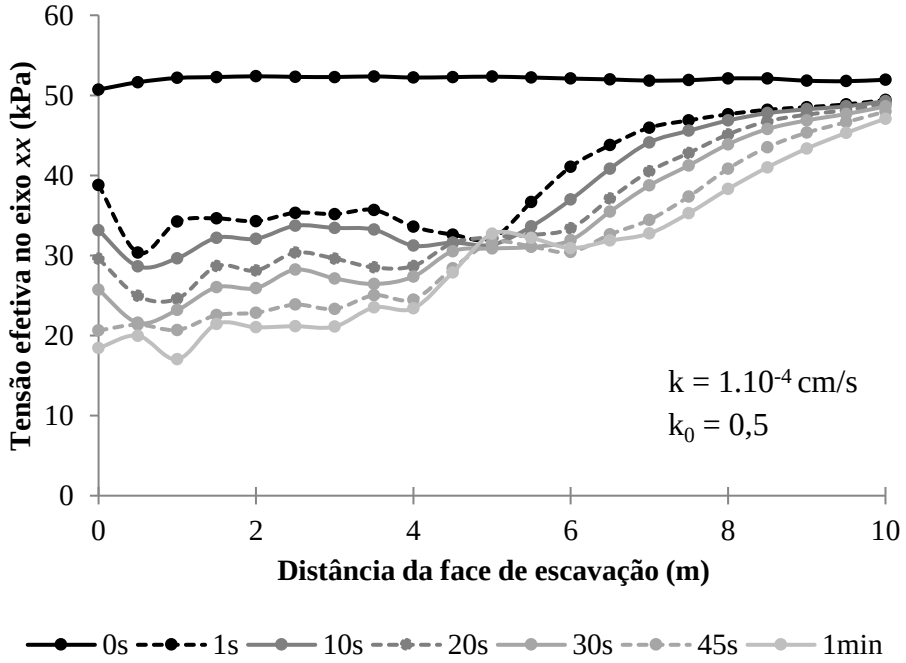


Figura 67 - Variação das tensões efetivas em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).

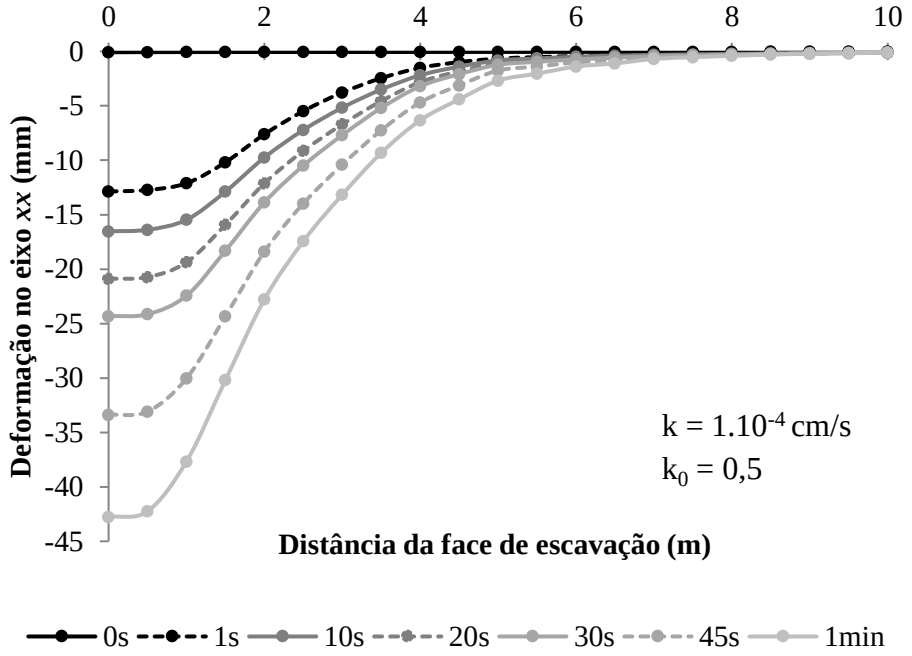


Figura 68 - Evolução das deformações em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).

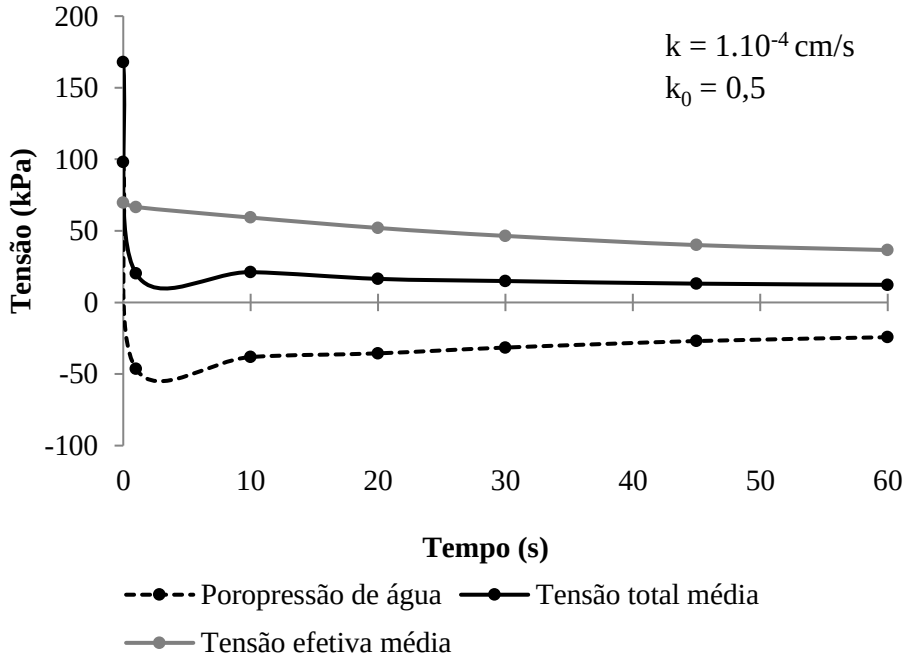


Figura 69 - Evolução das tensões totais e efetivas e da poropressão de água em função do tempo considerando a disposição espacial A na face da escavação (0m) para o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI).

8.2.1.3. Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP)

A seguir são apresentados os resultados obtidos para a análise numérica realizada considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP; análise 4 da Tabela 15) como o material que compõem o maciço escavado. Deve-se levar em consideração que os resultado apresentados se referem aos pontos de observação contidos na linha delimitada pelo ponto A da Figura 63, ou seja, que se origina no centro da face de escavação do túnel e se projeta ao longo de 10m de comprimento.

Os parâmetros selecionados para serem monitorados ao longo do tempo, antes e após o evento de escavação, foram: a poropressão de água, ilustrado na Figura 70; o excesso de poropressão de água, ilustrado na Figura 71; a tensão total (no eixo *xx*), ilustrada na Figura 72 ; a tensão efetiva (no eixo *xx*), ilustrada na Figura 73, e; as deformações no eixo *xx*, ilustradas na Figura 74. Já a Figura 75 exibe a variação da poropressão de água, da tensão total média e da tensão efetiva média no centro da face e escavação (ponto A da Figura 63) em função do tempo.

Detalhes sobre as análises numéricas podem ser encontrados no APÊNDICE H que inclui também o monitoramento dos mesmos parâmetros, mas em outros eixos como o *yy* e o *zz*.

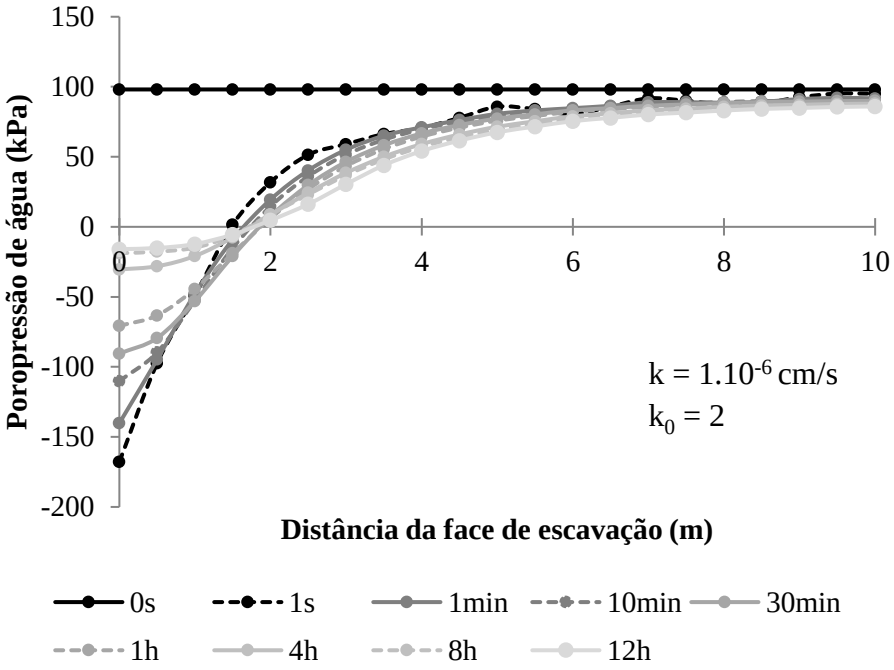


Figura 70 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) quando k = 1.10^{-6}cm/s e k_0 = 2.

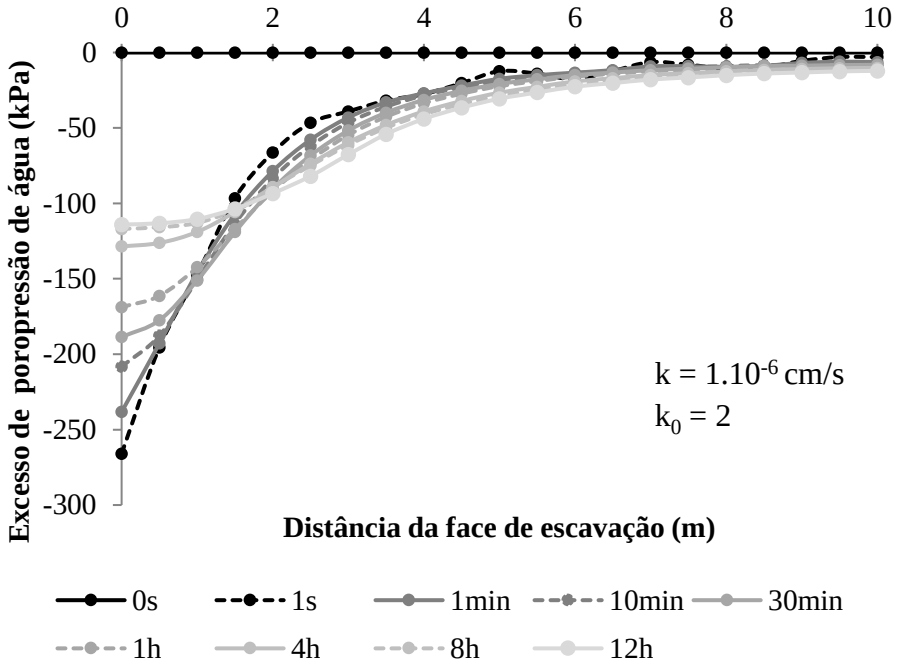


Figura 71 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) quando k = 1.10^{-6}cm/s e k_0 = 2.

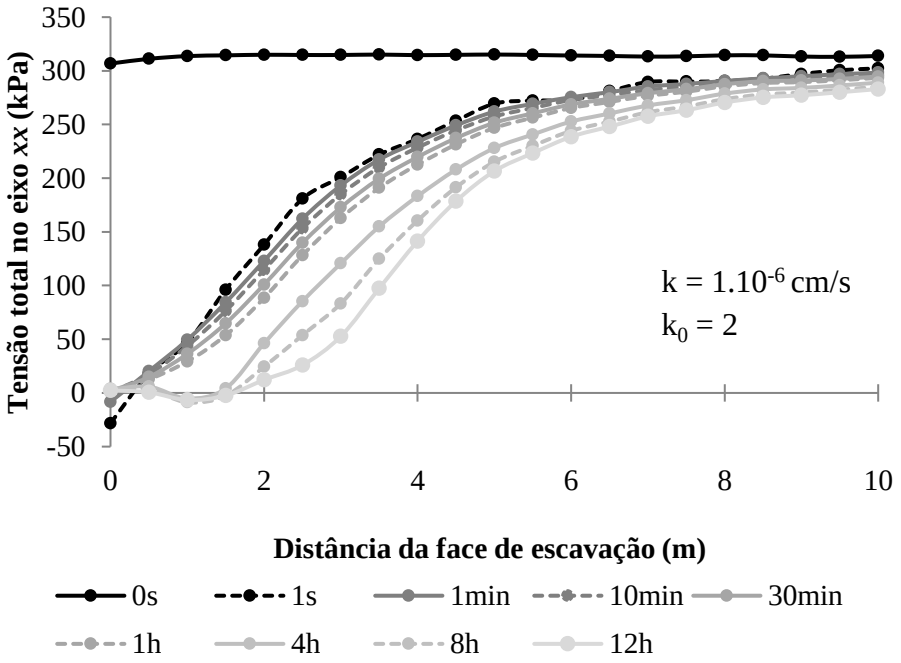


Figura 72 - Variação das tensões totais em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).

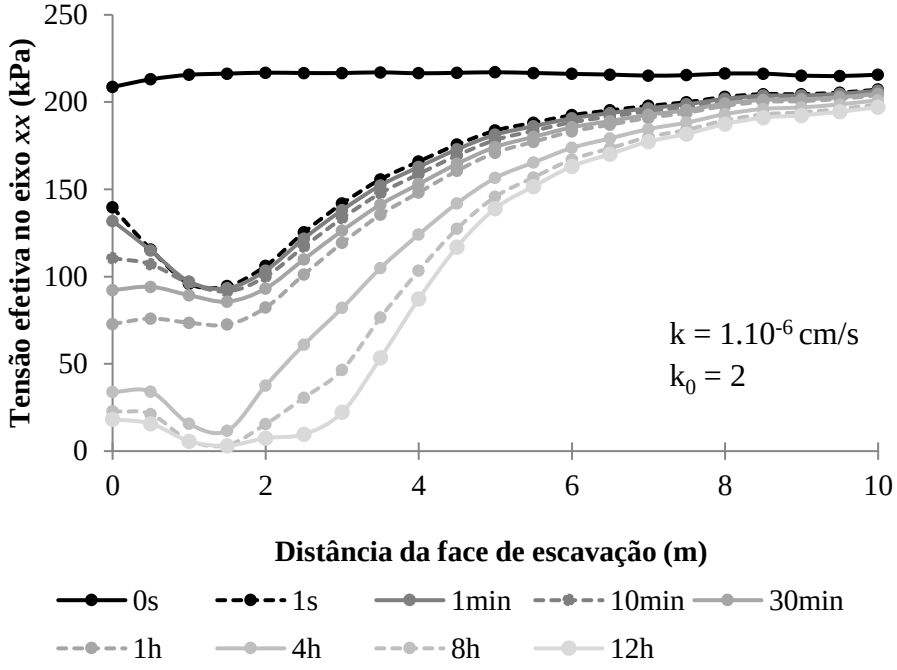


Figura 73 - Variação das tensões efetivas em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).

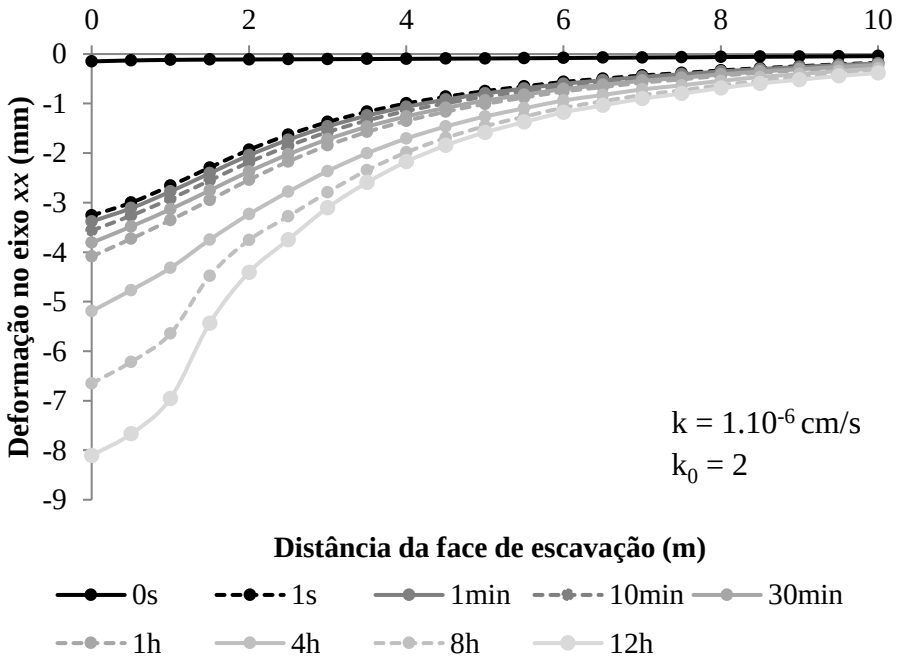


Figura 74 - Evolução das deformações em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).

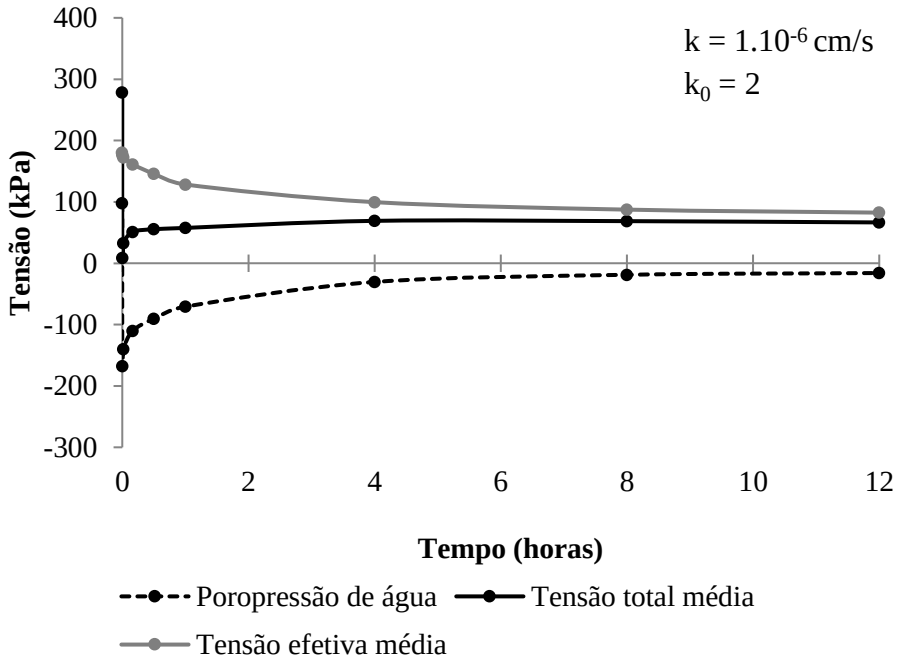


Figura 75 - Evolução das tensões totais e efetivas e da poropressão de água em função do tempo considerando a disposição espacial A na face da escavação (0m) para a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP).

8.2.2. Variação dos parâmetros k e k_0 nas análises

Para avaliar o impacto que a variação dos coeficientes de condutividade hidráulica (k) e de empuxo em repouso (k_0) causam no desenvolvimento de poropressões de água gerados pelo alivio de tensões algumas análises foram realizadas. Para o caso de tensões dispostas de forma isotrópica no maciço (k_0 = 1) cinco análises foram realizadas variando apenas o valor de k, como segue: 1.10^{-2}cm/s (Figura 76), 1.10^{-3}cm/s (Figura 77), 1.10^{-4}cm/s (Figura 78), 1.10^{-5}cm/s (Figura 79) e 1.10^{-6}cm/s (Figura 80). E para o caso das tensões no maciço serem anisotrópicas (quando k_0 = 2) duas análises foram realizadas variando também apenas o valor de k, como segue: 1.10^{-4}cm/s (Figura 81) e 1.10^{-6}cm/s (Figura 70). Nas figuras em questão, o parâmetro monitorado é a poropressão de água.

Neste item as análises foram feitas considerando os parâmetros de resistência e deformabilidade da argila siltosa da Fm. Resende (BSSP; análises 3 a 9 da Tabela 15), pois foi o material que gerou maior variação dos valores de poropressão de água resultantes do alívio de tensões, como observado pelos resultados apresentados no item 8.2.1. Nas figuras deste item as análises consideram o ponto A na face de escavação do túnel (Figura 63) e sua projeção ao longo do eixo *xx*. Os detalhamentos dos resultados apresentados estão disponíveis no APÊNDICE H.

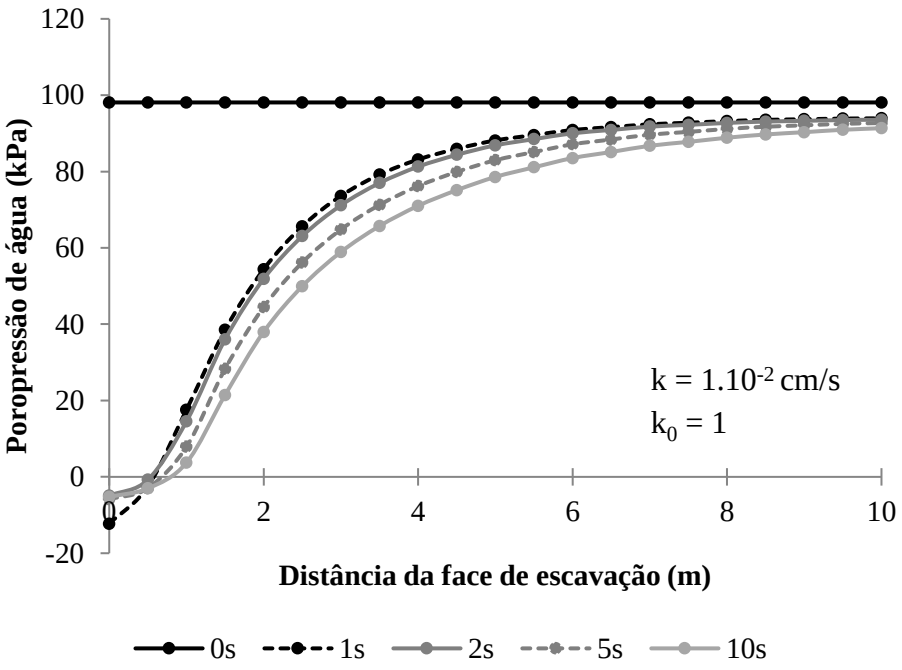


Figura 76 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-2}cm/s e k_0 = 1.

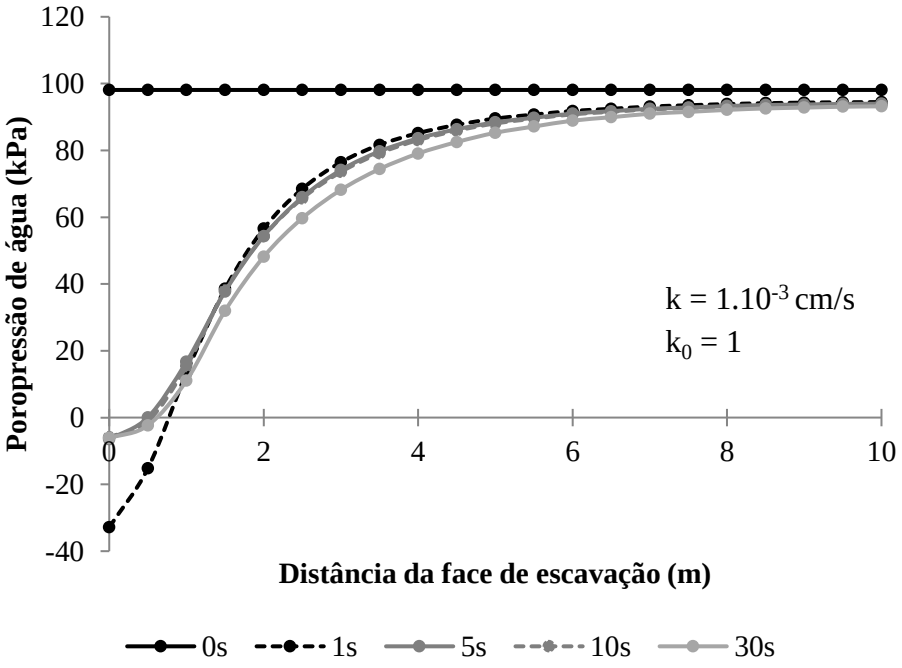


Figura 77 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-3}cm/s e k_0 = 1.

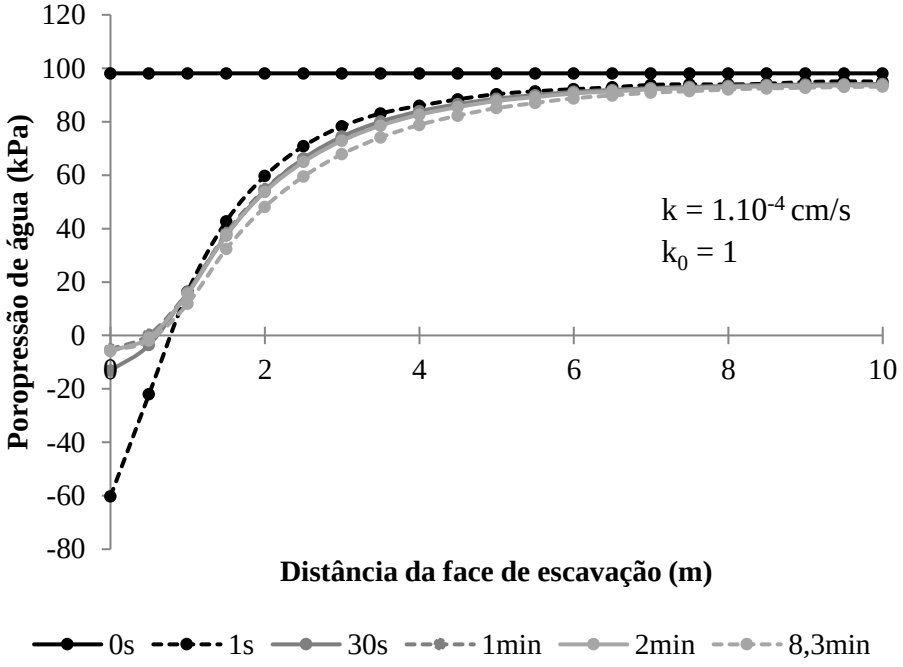


Figura 78 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-4}cm/s e k_0 = 1.

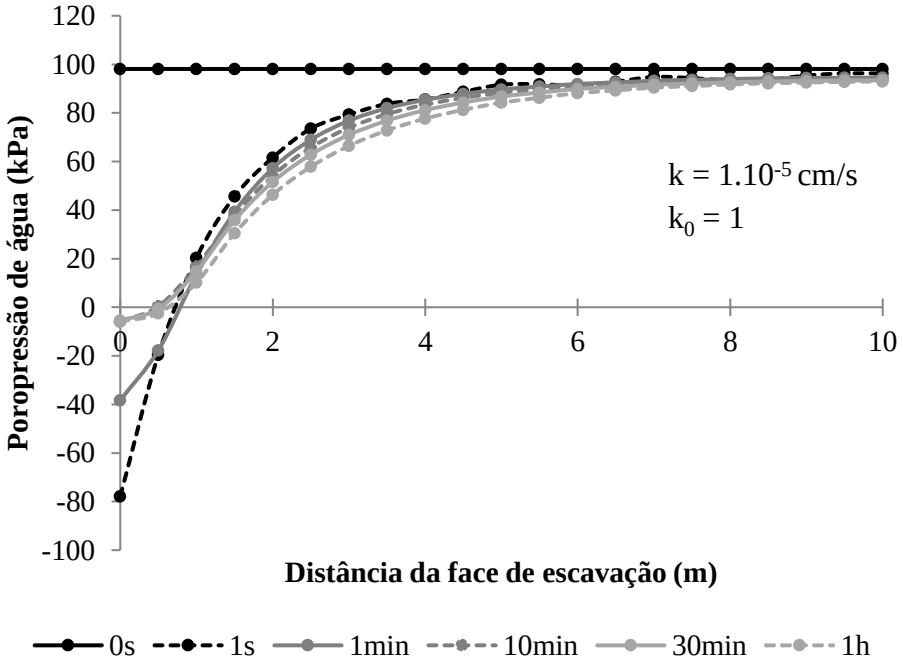


Figura 79 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-5}cm/s e k_0 = 1.

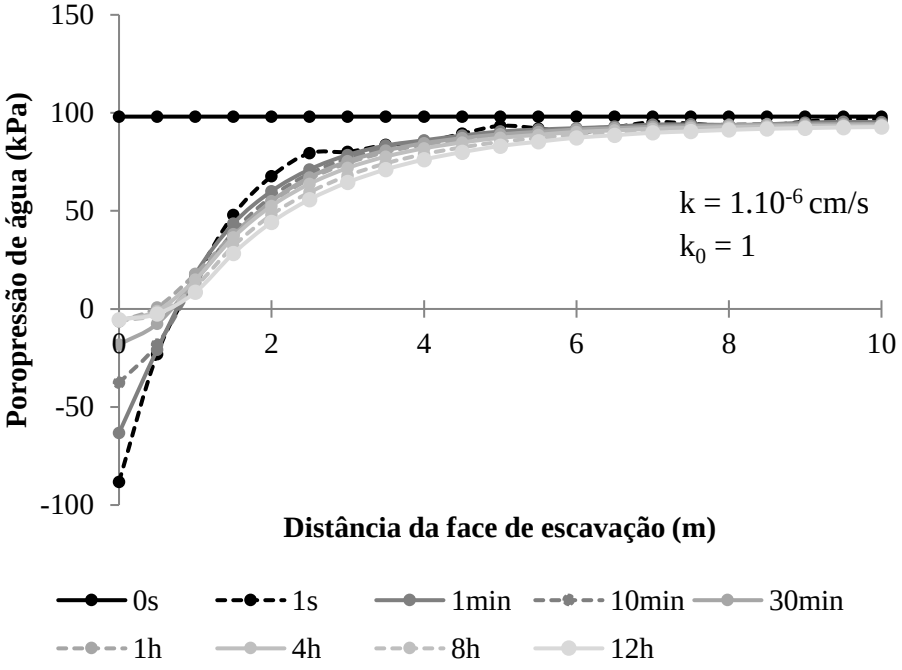


Figura 80 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-6}cm/s e k_0 = 1.

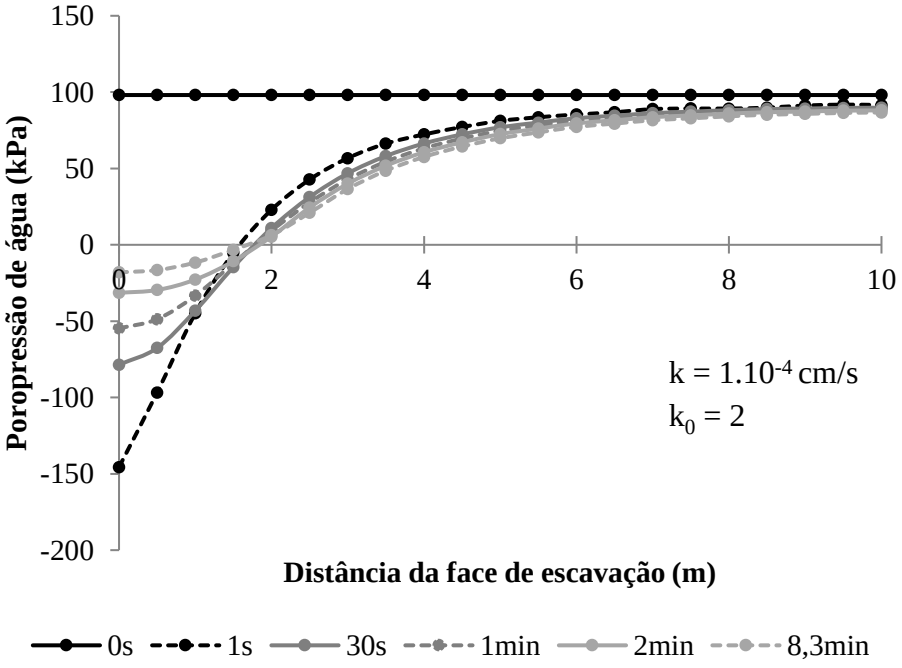


Figura 81 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com parâmetros k = 1.10^{-4}cm/s e k_0 = 2.

A Figura 82 ilustra o excesso de poropressões de água registrado no maciço após 1min do alívio de tensões gerado pelo processo de escavação. Na figura é comparado o excesso de poropressão de água gerado quando o maciço está submetido a diferentes estados de tensões, no caso, um anisotrópico ($k_0 = 2$) e outro isotrópico ($k_0 = 1$). O material utilizado para a avaliação foi a argila siltosa da Fm. Resende e em ambas as análises os parâmetros utilizados eram os mesmo (análises 4 e 9 da Tabela 15), inclusive o coeficiente de condutividade hidráulica ($k = 1.10^{-6}$cm/s). A variação do excesso de poropressão para os casos descritos podem ser verificados graficamente por meio da Figura 70 e da Figura 83.

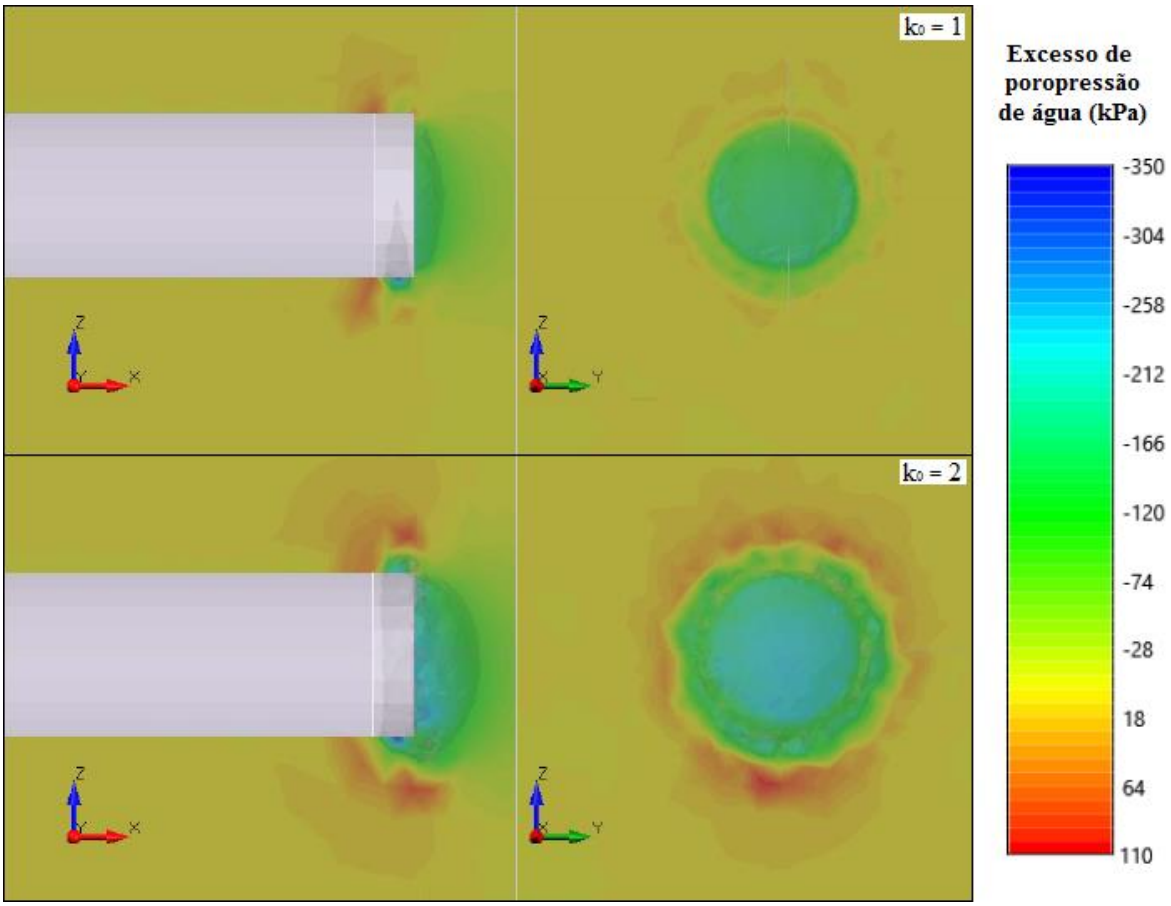


Figura 82 - Excesso de poropressão de água gerado no solo após 1min do alívio de tensões considerando somente a variação do coeficiente de empuxo em repouso. Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende.

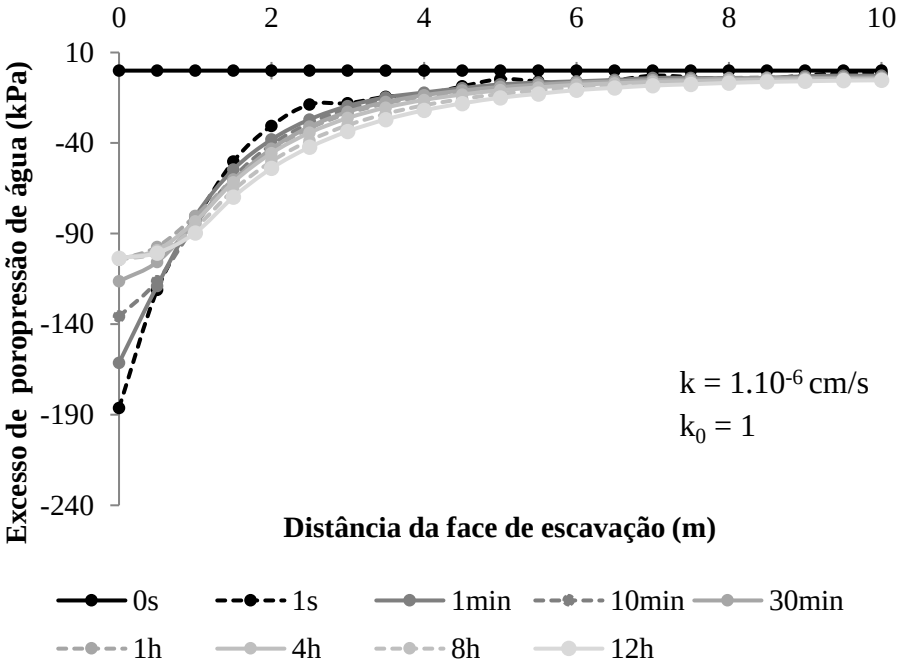


Figura 83 - Variação dos valores de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial A considerando a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) quando k = 1.10^{-6}cm/s e k_0 = 1.

8.2.3. Variação dos resultados em função da disposição espacial

A avaliação da geração e dissipação de poropressões de água associadas ao alívio de tensões causado pelo evento de escavação em disposições espaciais diferentes na face de escavação foi realizada a partir do monitoramento dos ponto A, B, C, D e E ilustrados na Figura 63. Para tais análises foi considerada a análise número 9 da Tabela 15, ou seja, considerando os parâmetros de resistência e deformabilidade da argila siltosa da Fm. Resende, porém com o coeficiente de empuxo em repouso (k_0) igual a 1. Tal escolha foi feita para evitar o impacto que tensões anisotrópicas existentes no maciço causariam nas análises. Os resultados das análises estão ilustrados para os pontos A, B, C, D e E, respectivamente, pela Figura 80, Figura 84, Figura 85, Figura 86 e Figura 87. Todas as figuras em questão ilustram a variação da poropressão de água em função do tempo e da distância da face de escavação. De forma complementar há ainda a Figura 88 que ilustra a evolução da plastificação do solo em função do tempo, observando-se um plano *xz* (paralelo ao túnel) e um plano *yz* a 10cm da face de escavação (normal à face do túnel). Os detalhamentos dos resultados apresentados estão disponíveis no APÊNDICE H

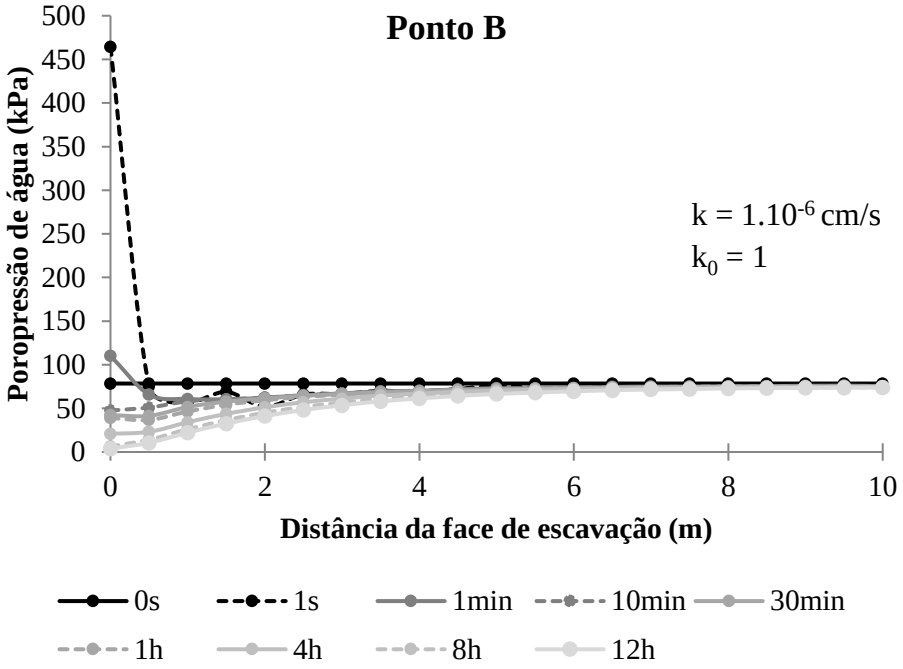


Figura 84 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial B.

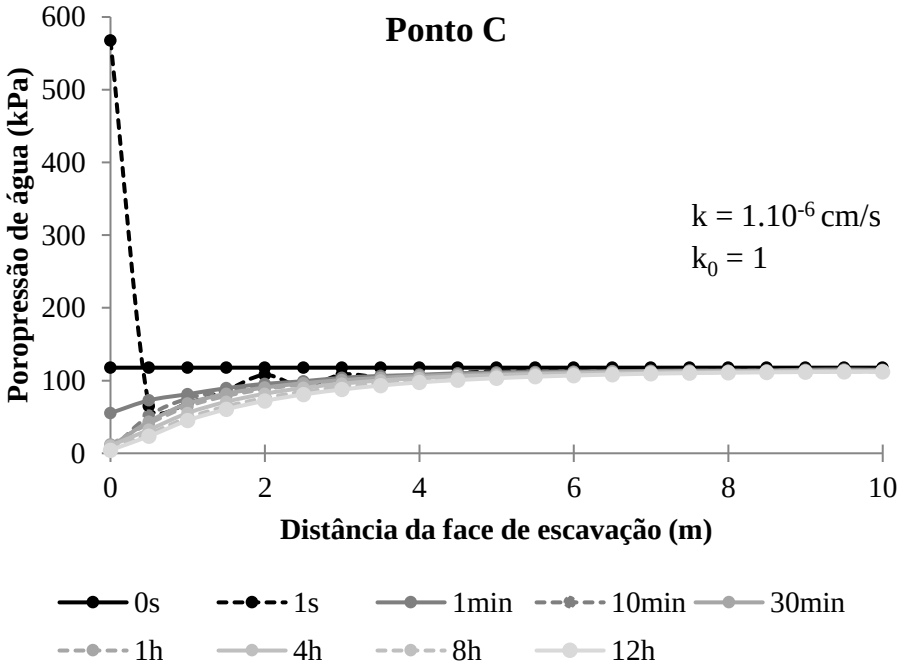


Figura 85 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial C.

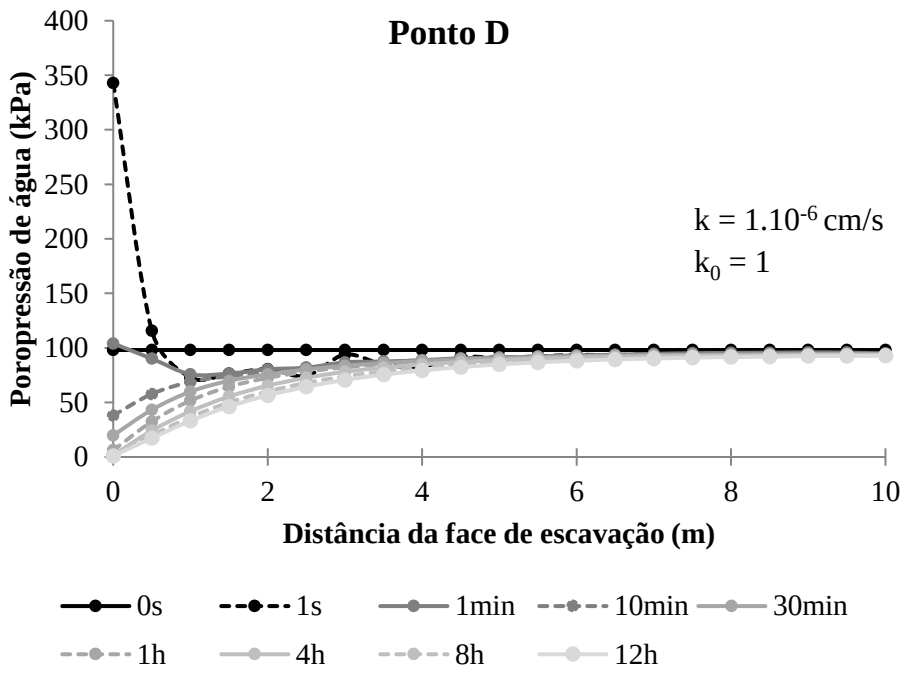


Figura 86 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial D.

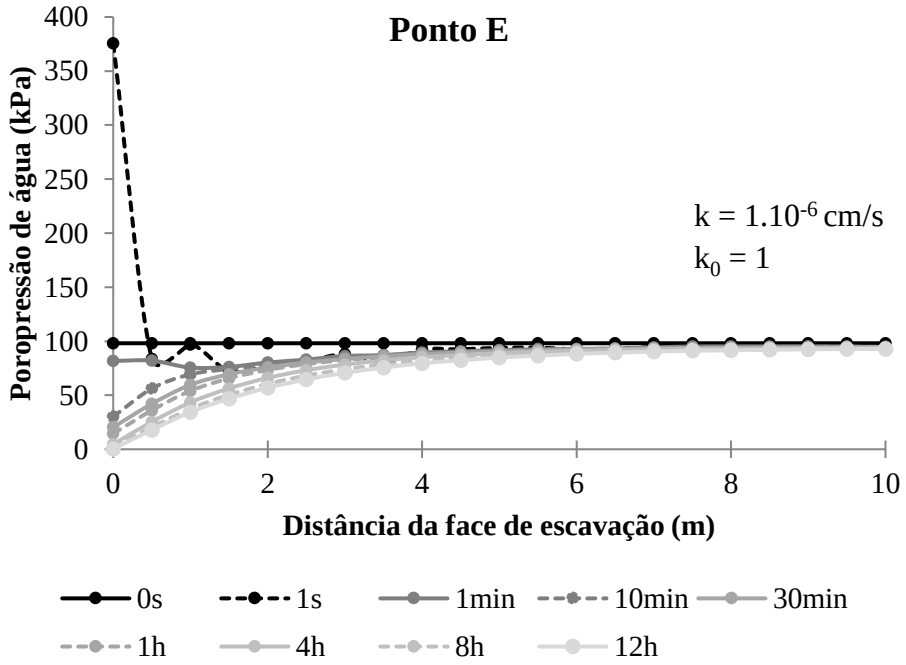


Figura 87 - Variação dos valores de excesso de poropressão de água em função do tempo e da distância da face da escavação na disposição espacial E considerando.

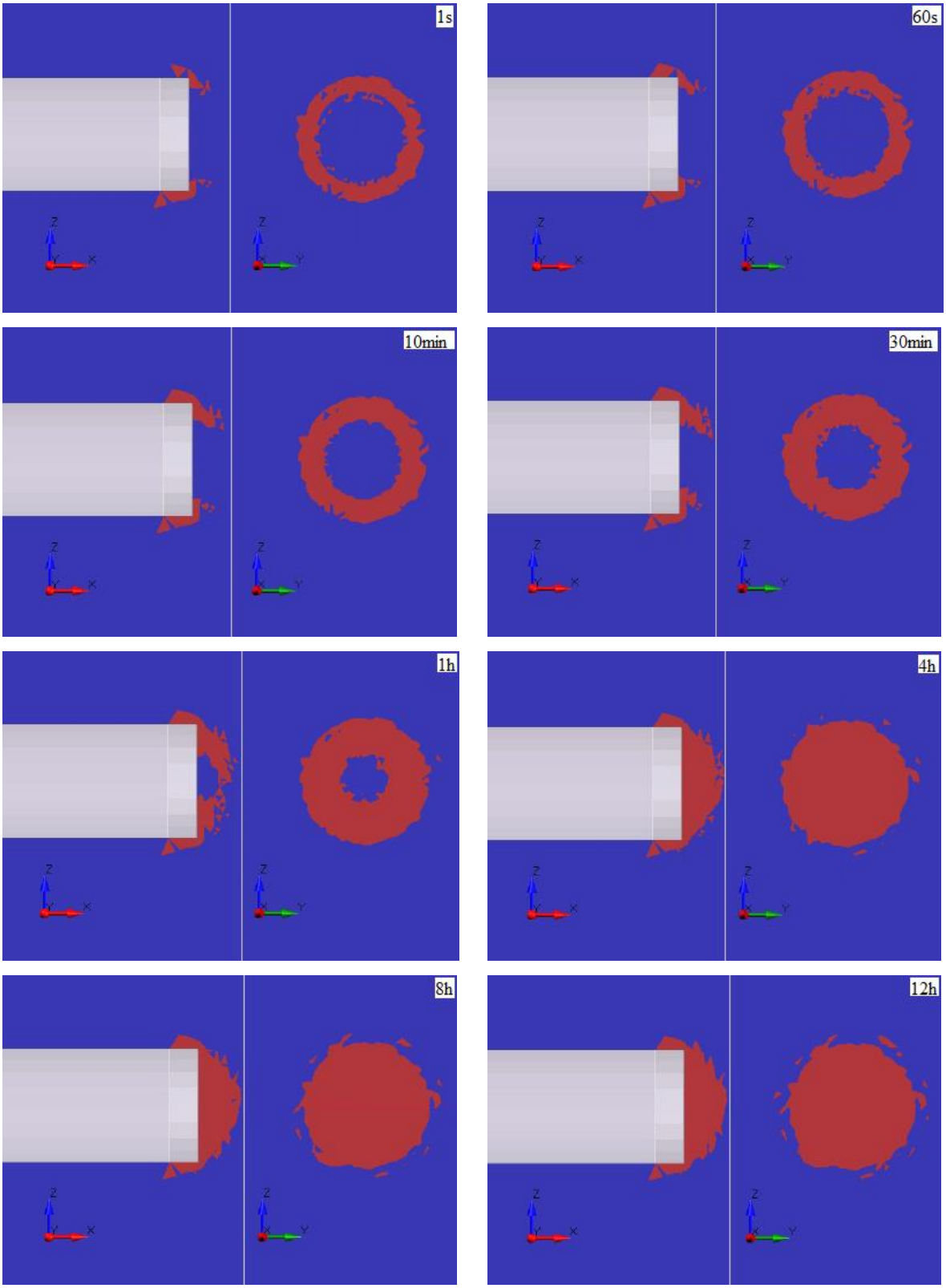


Figura 88 - Evolução da plastificação do solo após a escavação em função do tempo considerando a Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) com k_0 = 1 e k = 1.10^{-6}cm/s. Nota: azul - não plastificado.; vermelho - plastificado.

9. DISCUSSÕES

9.1. Considerações sobre os diferentes solos analisados

9.1.1. Areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP)

A areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP) coletada um uma das faces de escavação do túnel da SABESP (ver item 5.1.1.2.) foi submetida a análises laboratoriais que possibilitaram a determinação de algumas de suas características tais como a granulometria e capacidade de retenção de água (ver itens 7.1. e 7.2.). O resultado da análise granulométrica (Figura 43 e Figura 44) foi concordante com a análise tátil visual (Tabela 7) caracterizando o material como sendo composto predominantemente por grãos na fração areia (cerca de 70%), porém com uma significativa parcela de partículas finas (cerca de 30%) dentre as quais a fração silte é a predominante. Na Classificação Unificada (Tabela 8) o material pôde ser descrito como SM, ou seja, uma areia siltosa, e dentro da classificação regional da CMSP como $4Ar_3$.

As análises destinadas a determinar a capacidade de retenção de água da areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP) demostraram que tal material possui baixíssima capacidade de reter água em seus poros (ver item 7.2.1.) estando o ponto de entrada de ar em torno de 1,4kPa (Tabela 11). Os resultados das quatro amostras analisadas (Tabela 3 e item 7.2.1.) mostraram grande concordância no comportamento das curvas de capacidade de retenção de água sugerindo que, ao menos no universo amostral em questão, havia grande homogeneidade entre elas.

Durante a determinação das curvas de capacidade de retenção de água do material arenoso não foi verificada variação significativa do volume dos corpos de prova ensaiados com o aumento da sucção (Figura 48) sugerindo que, apesar do solo possuir uma parcela significativa de partículas finas em sua composição, silte em sua maioria, os grãos grosso controlam a estrutura do solo. No caso, o principal componente da fração grossa eram grãos de quartzo os quais, na prática, comportam-se como materiais incompressíveis às tensões impostas pela sucção.

A análise numérica dentro do modelo de escavação proposto (ver item 5.3.2.) considerando os parâmetros atribuídos a areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP; análise 1 da Tabela 15) não convergiu (ver item 8.2.1.1). Tal resultado pode ser associado principalmente a alta permeabilidade do material à água e a sua baixa capacidade de suporte. Em condições naturais o avanço em escavações em materiais arenosos só é possível quando considerados alguns

artifícios, muitas vezes atuando em conjunto, como o rebaixamento do nível d'água, a pressurização da frente de escavação, a instalação de sistemas de suporte e/ou o tratamento prévio do maciço.

9.1.2. Silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI)

O silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI), coletado dentro de um poço de investigação aberto no canteiro de obras do Rodoanel (ver item 5.1.1.1.), foi submetido a análises laboratoriais que possibilitaram a determinação de algumas de suas características tais como a granulometria e capacidade de retenção de água (ver itens 7.1. e 7.2.). O resultado da análise granulométrica (Figura 43 e Figura 44) foi concordante com a análise tátil visual (Tabela 7) caracterizando o material como sendo composto predominantemente por partículas finas (cerca de 70%), na qual a fração silte é a preponderante, mas com presença significativa de grãos na fração areia (cerca de 30%). Na Classificação Unificada (Tabela 8) o material pôde ser descrito como ML, ou seja, um silte de baixa compressibilidade, e dentro da classificação regional proposta por Vaz (1996) como RAM.

As análises destinadas a determinar a capacidade de retenção de água do silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) demostraram que tal material possui capacidade moderada de reter água em seus poros (ver item 7.2.2), na qual o ponto de entrada de ar varia em torno de 110 e 220kPa (Tabela 11). Os resultados das cinco amostras analisadas são concordantes entre si (Tabela 3 e item 7.2.2.), sendo a variação registrada pouco significante. Para o autor esta pequena variabilidade nos resultados é reflexo de uma alteração natural da composição mineralógica que pode estar associada tanto a composição da rocha matriz ou ao grau de alteração do material.

Durante a determinação das curvas de capacidade de retenção de água do material siltoso não foi verificada variação significativa do volume dos corpos de prova ensaiados com o aumento da sucção (Figura 52) sugerindo que as soma de partículas na fração silte e areia (>94%) controlam a estrutura do solo. De forma generalizada, tais partículas são compostas comumente quartzo que, na prática, é incompressível as tensões impostas pela sucção às partículas.

No item 7.3.1. a Figura 57 é apresentada e ela exibe os resultados da determinação do valor de sucção de corpos de prova de silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) destinados a realização do ensaio de RCU. A análise desta figura mostra que os dados obtidos são compatíveis com as

curvas de capacidade de retenção de água do solo e, inclusive, endossam de forma razoável a estimativa da continuidade das curvas entre o intervalo de 500 e 38853kPa.

No item 8.2.1.2. são apresentados os resultados da simulação numérica de um processo de escavação considerando o maciço terroso composto pelo silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI; análise 2 da Tabela 15). Tal análise contou com seis estágios de tempo sendo o intervalo máximo de investigação o de 1min.

Analisando os resultados do modelo numérico, em específico a Figura 64 e a Figura 65, é possível observar que o maior alívio de tensões gerado ocorre na face da escavação que registra uma variação negativa de poropressões de água de cerca de 145kPa ($\Delta u_w < 0$). O efeito do alívio de tensões na poropressão de água, no entanto, diminui em função da distância da frente de escavação chegando a ser praticamente nulo a aproximadamente 4m de distância.

Vale observar na Figura 65 que apesar da magnitude significativa do alívio de tensões ($\Delta u_w \cong$ 145kPa) a sucção gerada na frente da escavação (ponto A da Figura 63) foi inferior a 50kPa e sendo, inclusive, praticamente dissipada após cerca de 1min. Não somente, a sucção máxima gerada ($\cong$ 50kPa) foi inferior ao ponto de entrada de ar do material (110kPa), não promovendo dessaturação da face de escavação. Fica evidente, portanto, que o material analisado se beneficia pouco da melhora de suas características de resistência a tensões cisalhantes com o aumento da sucção e por pouquíssimo tempo (menos de 1min). O efeito da sucção no solo é menos significativo ainda para além da face de escavação, uma vez que se quer é registrada sucção para além de 1,80m de distância da face. A rápida dissipação da sucção, no caso, pode ser atribuída ao alto coeficiente de condutividade hidráulica do material ($k = 1.10^{-4}$cm/s).

A análise da Figura 66 mostra que o alívio de tensões totais ($\Delta\sigma$) gerado pelo processo de escavação, além de ser imediato, é grande na face de escavação e vai se tornado menos intenso conforme se aumenta a distância da mesma. Já a Figura 67 registra que a variação da tensão efetiva ($\Delta\sigma'$) não ocorre de forma total imediatamente após o alívio de tensões, apesar de também ser maior na face de escavação e ir diminuído com o distanciamento desta. O fenômeno registrado pela tensão efetiva (σ') é uma pequena variação imediata, cerca de 10kPa em 1s, que seguidamente evolui mais lentamente, cerca de 20kPa em 59s. O motivo de tal comportamento é, como discutido ao longo da dissertação (ver item 4.1.), o efeito da poropressão de água no solo o que, inclusive, pode ser visualizado na Figura 69.

As deformações no solo, como pode ser observado na Figura 68, também registram uma deformação inicial e, após esta, outras deformações que evoluem em função do tempo. Neste caso podemos separar dois eventos de deformação sendo o primeiro instantâneo, cerca de 12,8mm em 1s, e um segundo cuja taxa de deformação evolui em função do tempo, mas que na média deforma cerca de 30,0mm e 58s.

9.1.3. Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP)

A argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) coletada em uma das faces de escavação do túnel da SABESP (ver item 5.1.1.2.) foi submetida a análises laboratoriais que possibilitaram a determinação de algumas de suas características tais como a granulometria e capacidade de retenção de água (ver itens 7.1. e 7.2.). O resultado da análise granulométrica (Figura 43 e Figura 44) foi concordante com a análise tátil visual (Tabela 7) caracterizando o material como composto predominantemente por partículas finas (>98%), sendo a fração argila a preponderante (>68%), mas com significativa parcela de silte (>30%). Na Classificação Unificada (Tabela 8) o material pôde ser descrito como CH, ou seja, uma argila de alta compressibilidade, e dentro da classificação regional da CMSP como $4Ag_1$.

As análises destinadas a determinar a capacidade de retenção de água da argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) demostraram que tal material possui elevada capacidade de reter água em seus poros (ver item 7.2.3.), na qual o ponto de entrada de ar variaria entre 1100 e 4200kPa (Tabela 11). Os resultados das três amostras analisadas (Tabela 3 e item 7.2.3.) mostraram grande concordância no comportamento das curva de capacidade de retenção de água sugerindo que, ao menos no universo amostral em questão, havia grande homogeneidade entre elas. A variação dos valores de ponto de entrada de ar registrados pode ser justificada, em partes, à erros associados a dificuldade de se monitorar a variação de volume das amostras conforme há o aumento da sucção imposta.

A variação do volume das amostras com o aumento da sucção, como apontado na Figura 56, sugere que os argilominerais que compõem a fração argila do solo, que é a fração predominante, sejam sensíveis a variação de umidade, contraindo-se com a diminuição do teor de umidade e se expandindo com o aumento.

No item 7.3.1. a Figura 58 é apresentada e ela exibe os resultados da determinação do valor de sucção de corpos de prova de argila siltosa da Fm. Resende (BSSP) destinados a realização do ensaio de RCU. A análise desta figura mostra que os dados obtidos são compatíveis com as curvas de capacidade de retenção de água do solo.

No item 8.2.1.3. são apresentados os resultados da simulação numérica de um processo de escavação considerando o maciço terroso composto pela argila siltosa da Fm. Resende (BSSP; análise 4 da Tabela 15). Tal análise constou com oito estágios de tempo sendo o intervalo máximo de investigação o de 12h.

Analisando os resultados do modelo numérico, em específico a Figura 70 e a Figura 71, é possível observar que o maior alívio de tensões gerado ocorre na face da escavação que registra uma variação negativa de poropressão de cerca de 270kPa ($\Delta u_w < 0$). O efeito do alívio de tensões na poropressão de água, no entanto, diminui em função da distância da frente de escavação atingindo valores inferiores a 10% do registrado na face de escavação a partir de 4m de distância (≅ 27kPa) e valores próximos a 1% do total em 10m (≅ 3kPa). Apesar do grande alívio de tensões gerado, em apenas uma zona de aproximadamente 1,5m de comprimento a partir da face de escavação que é registada a presença de sucção. A sucção máxima registrada, cerca de 170kPa, ainda é bem inferir ao ponto de entrada de ar do material (1100kPa) não promovendo dessaturação da face de escavação.

Também a partir da análise da Figura 70 é possível observar que após 12h da escavação o solo na zona compreendida a 1,5m da face ainda registra valores de sucção, apesar de já bastante reduzidos (<16kPa). Essa dificuldade do material em dissipar o excesso de poropressões de água negativa está atrelada a baixa permeabilidade à água do solo ($k = 1.10^{-6}$cm/s), fazendo com que ele se beneficie por horas da melhoria em suas propriedades de resistência a tensões cisalhantes com o aumento da sucção.

A análise da Figura 72 mostra que o alívio de tensões totais ($\Delta\sigma$) gerado pelo processo de escavação, além de ser imediato, é grande na face de escavação e vai se tornado menos intenso conforme se aumenta a distância da mesma. Já a Figura 73 registra que a variação da tensão efetiva ($\Delta\sigma'$) não ocorre de forma total imediatamente após o alívio de tensões, apesar de também ser maior na face de escavação e ir diminuído com o distanciamento desta. O fenômeno registrado pela tensão efetiva (σ') é uma variação imediata de cerca de 69kPa em 1s, que

seguidamente evolui mais lentamente, cerca de 121kPa em praticamente 12h. O motivo de tal comportamento é, como discutido ao longo da dissertação (ver item 4.1.), o efeito da poropressão de água no solo o que, inclusive, pode ser visualizado na Figura 75.

As deformações no solo, como pode ser observado na Figura 74, também registram uma deformação inicial e, após esta, outras deformações que evoluem em função do tempo. Neste caso podemos separar dois eventos de deformação sendo o primeiro instantâneo, cerca de 3,1mm em 1s, e um segundo cuja taxa de deformação evolui em função do tempo, mas que na média deforma cerca de 5,0mm em praticamente 12h.

9.2. Considerações sobre aspectos técnicos e metodológicos

9.2.1. Ensaio de resistência à compressão uniaxial

Como é observável na Figura 59 a trajetória de deformação dos corpos de prova ensaiados em função do aumento da tensão, por vezes, não foi linear. Tal comportamento sugere que ao longo dos ensaios o carregamento pode ter sido desigual nas faces dos corpos de prova devido, provavelmente, às irregularidades físicas dos mesmos. Por este motivo, os resultados não foram considerados adequados para determinar o módulo de elasticidade dos materiais que, nesta pesquisa, foram estimados via literatura (ver item 8.1.1.). Entretanto, não houve prejuízo na determinação da tensão máxima aplicada no corpo de prova no momento do rompimento, parâmetro almejado para a determinação da resistência máxima do solo à tensão de cisalhamento.

No caso dos ensaios referentes ao silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI) o rompimento do CP-01 ocorreu na foliação natural do material (ver fotografia no APÊNDICE G). O autor atribui a este argumento o fato de que o CP-01, apesar de registrar valores de sucção superior ao CP-02, ter rompido com uma tensão total máxima inferior ao CP-02 (ver Figura 59 e Tabela 9). Como discutido ao longo do item 4.1.5., era esperado que o corpo de prova submetido a um maior valor de sucção registrasse maior resistência a tensões cisalhantes do que um submetido a um valor menor de sucção. Desta forma o autor credita à anisotropia estrutural do corpo de prova, no caso a foliação do solo, o fato ocorrido.

O mesmo fenômeno ocorre com as amostras de silte argiloso da Fm. Resende (BSSP) na qual a amostra que registrou maior sucção (CP-04) rompeu com uma menor tensão total máxima do que o corpo de prova que registrou menor valor de sucção (CP-03). Para este caso, no entanto, nenhuma feição estrutural do material foi detectada, não havendo uma justificativa aparente para o fenômeno registrado. No entanto o autor destaca a possibilidade de que pequenas trincas no material, indetectáveis a olho nu, sejam as responsáveis pelo ocorrido, fenômeno reportado, a exemplo, em Valencia et al. (2007).

9.2.2. Determinação da envoltória τ x (u_a-u_w) e do parâmetro ϕ^b

O modelo proposto pro Vilar (2006) para a estimativa da envoltória que descreve a evolução da resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção foi utilizado nesta pesquisa como descrito no item 4.1.5. Para tal, alguns ensaios de resistência à compressão uniaxial foram realizados com corpos de prova com valores de sucção conhecida como descrito no item 5.2.3. A determinação da envoltória em questão foi necessária para que fosse possível estimar um valor fixo ϕ^b para valores de sucção superiores ao ponto de entrada de ar do material analisado. Os resultados das análises se encontram ao longo dos itens 7.3. e 8.1.3.

Não é possível discutir se as envoltórias geradas a partir do modelo de Vilar (2006) seriam condizentes com as obtidas via ensaios triaxiais realizados em corpos de prova com sucção controlada uma vez que tais ensaios não foram realizados, pois excediam o escopo da presente pesquisa. No entanto, algumas considerações podem ser levantadas no que tange a realização dos ensaios de resistência à compressão uniaxial realizados e a metodologia para a determinação de ϕ^b por meio da envoltória.

Um ponto relevante para a discussão é a anisotropia estrutural presente em alguns solos. Como discutido ao longo do item 7.3.2. a anisotropia associada a foliação do silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI), cuja origem está associada as estruturas da rocha matriz, influenciou diretamente no resultado do ensaio realizado com CP-01. Uma vez que o solo possui zonas de fraqueza estrutural o incremento que a sucção atribui à resistência do solo ao cisalhamento pode não ser corretamente detectado, já que o aumento de coesão se dá entre os grãos do solo não influenciando necessariamente nos planos de fraqueza preexistentes. As anisotropias associadas a estruturas no solo atribuem a ele comportamento descontínuos, dificultando a abordagem da questão por meio da Mecânica dos Solos que, de forma geral, se atenta aos meios contínuos.

Por este motivo o autor recomenda atenção às análises realizadas com solos estruturados que possuem, a exemplo, foliações, durante a realização de ensaios da natureza em questão.

Outra questão a ser discutida é com relação a sucção ao qual o corpo de prova deve estar submetido quando da realização do ensaio de compressão uniaxial. Vilar (2006) propõem duas equações para a determinação do parâmetro *b* do seu modelo (ver item 4.1.5.). Uma primeira considera que o solo ensaiado não registra mais aumento de resistência ao cisalhamento em função do aumento da sucção, enquanto a segunda contempla casos em que se espera que ainda haja aumento da resistência do solo ao cisalhamento conforme há aumento do valor da sucção. A forma mais comum de garantir a primeira situação é deixar o corpo de prova secar em condições ambientais até não haver mais variação significativa de sua massa, ou seja, até o ambiente não possuir mais capacidade de dessaturar o solo e, após isto, realizar o ensaio de resistência a compressão uniaxial.

A metodologia descrita no parágrafo anterior, no entanto, provavelmente não é adequada quando se pretende realizar o ensaio em solos altamente coesivos, como é o caso da argila siltosa da Fm. Resende (BSSP). Materiais dessa natureza costumam desenvolver fraturas quando secam, muitas vezes imperceptíveis a olho nu, e que geram planos de fraqueza no corpo de prova estendendo o comportamento de resistência a compressão do solo a mecânica de meios descontínuos. Por este motivo, o autor recomenda que quando da realização de ensaios em solos altamente coesivos que se considere não realizar o ensaio de resistência a compressão com o solo totalmente dessaturado pelo ambiente e utilizar a segunda proposta (equação 4.10.) para a determinação do parâmetro *b* do modelo de Vilar (2006).

A questão da determinação do parâmetro ϕ^b a partir da envoltória de incremento da resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção foi discutida ao longo do item 8.1.3. sendo a questão ilustrada pela Figura 60. Em resumo, é adequado que a determinação de ϕ^b seja baseada considerando não somente o ponto de entrada de ar do material, mas também uma estimativa da sucção máxima ao qual o solo será submetido de forma a adequar a determinação de ϕ^b em função do caso a qual se pretende o utilizar, uma vez que a evolução da resistência do solo ao cisalhamento em função da sucção descreve uma envoltória não linear. Uma análise personalizada, portanto, reduz a possibilidade de superestimar ou subestimar o valor de ϕ^b.

9.3. Considerações sobre os resultados das análises tensiométricas

9.3.1. Areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP)

A Figura 89 exibe o resultado da análise tensiométrica realizada na face de escavação do túnel da SABESP onde ocorria a areia pouco siltosa da Fm. Resende (ver item 5.1.1.2 e Figura 42) lançado sobre a curva de capacidade de retenção de água do mesmo material (Figura 46).

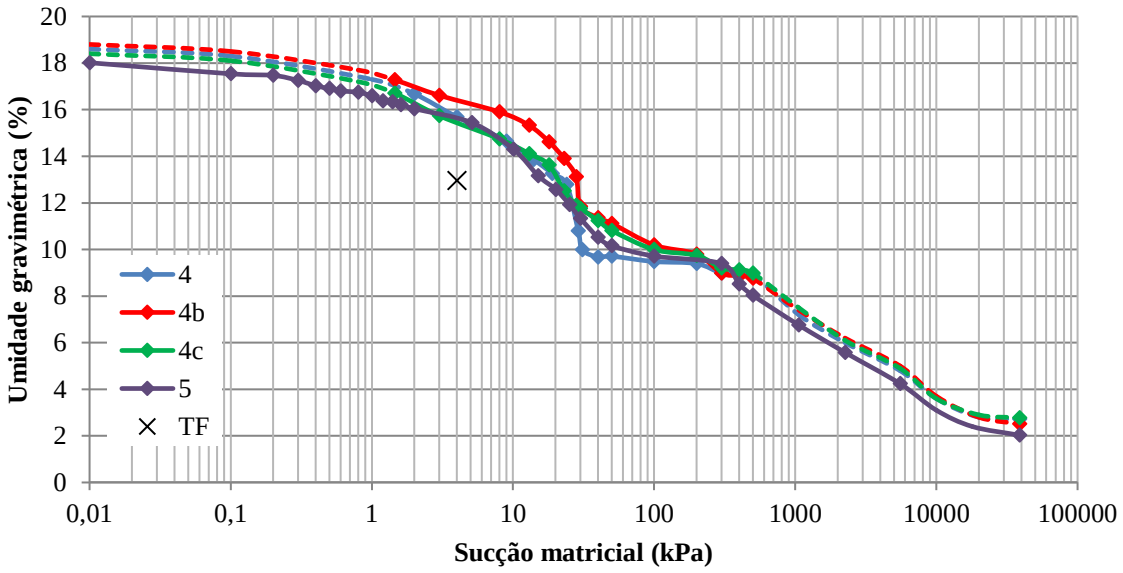


Figura 89 - Comparação entre o dado obtido via tensiometria e a curva de capacidade de retenção de água do mesmo material, a areia pouco siltosa da Fm. Resende (BSSP), onde TF: Face do túnel.

Analisando a Figura 89, observa-se que não há uma compatibilidade precisa do dado obtido via análise tensiométrica com os dados das curvas de capacidade de retenção de água do material. Para o valor de sucção detectado pelo tensiômetro, esperava-se que o material coletado possuísse um valor de umidade relativa maior do que o registrado. O autor acredita que essa diferença se deva a perca de umidade da amostra para o ambiente durante sua manipulação (extração via trado, armazenamento e manipulação no laboratório) uma vez que o material, como exposto na Figura 89, possui baixa capacidade de reter água em seus poros.

Pode-se destacar também que qualquer efeito do alívio de tensões gerado pela escavação na poropressão de água do solo da face de escavação do túnel teria se dissipado totalmente em poucos segundos quando considerado o alto coeficiente de condutividade hidráulico de materiais arenosos. Desta forma, o valor de sucção registrado pelo tensiômetro reflete a sucção

determinada pelo regime hidrostático no maciço já que durante a análise ele permaneceu cravado no solo por no mínimo 10min, tal como descrito no APÊNDICE A.

9.3.2. Silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI)

Analisando inicialmente a Figura 39, observa-se que não há compatibilidade entre os dados obtidos via tensiometria e o perfil teórico de sucção que foi estimado considerando um nível d'água profundo na região. Na figura em questão fica claro que os valores de sucção registrados via tensiometria, tanto na face de escavação quanto nos poções de investigação, são muito menores do que o esperado segundo o perfil teórico de sucção. Uma hipótese que pode ser levantada para justificar a questão, seria a existência de um possível carreamento de água por meio de descontinuidades geológicas, como fraturas, até o interior do maciço. No entanto, para embasar tal hipótese algumas avaliações que fogem o escopo desta pesquisa precisariam ser realizadas tal como avaliar as condicionantes hidrogeológicas do maciço e determinar o perfil real de sucção a partir da análise do regime pluviométrico regional.

Pode-se destacar também que qualquer efeito do alívio de tensões gerado pela escavação na poropressão de água do solo, tanto dos poços de investigação quanto da face de escavação do túnel, teria se dissipado totalmente em poucos minutos, como será discutido adiante com base nos resultados das análises numéricas. Desta forma os valores de sucção registrados pelo tensiômetro refletem a sucção local determinada pelo regime hidrostático no maciço, uma vez que durante as análises ele permaneceu cravado no solo por no mínimo 10min, tal como pode ser observado no APÊNDICE A.

A Figura 40 mostra que não há uma correlação entre a profundidade de coleta da amostra e a umidade relativa do solo registrado pelas análises, em que grandes variações no teor de umidade são registradas em cotas semelhantes. De forma complementar a Figura 41 ilustra que há uma leve correlação entre o teor de umidade relativa das amostras e o aumento de sucção, em que amostras com maiores teores de umidade, geralmente, apresentavam maior valor de sucção. Os resultados apresentados por estas duas figuras, no entanto, não destoam do que a teoria prega sobre o assunto. Solos submetidos a um mesmo valor de sucção, não necessariamente registram o mesmo valor de saturação ou umidade, uma vez que cada um possui sua capacidade específica de reter água em seus poros. As figuras sugerem, portanto, que pode existir uma variação composicional do solo maior do que a que foi identificada. Não somente, também não se pode

excluir problemas associados a perda de umidade das amostras ao longo do processo de coleta e manuseio ao longo da pesquisa.

A Figura 90 exibe os resultados das análises tensiométricas realizadas no canteiro de obras do Rodoanel, tanto em poços de investigação quanto na face de escavação de um túnel (ver item 5.1.1.1. e Figura 41), lançados sobre as curvas de capacidade de retenção de água do material coletado no PI-3 (ver Tabela 1 e Figura 50).

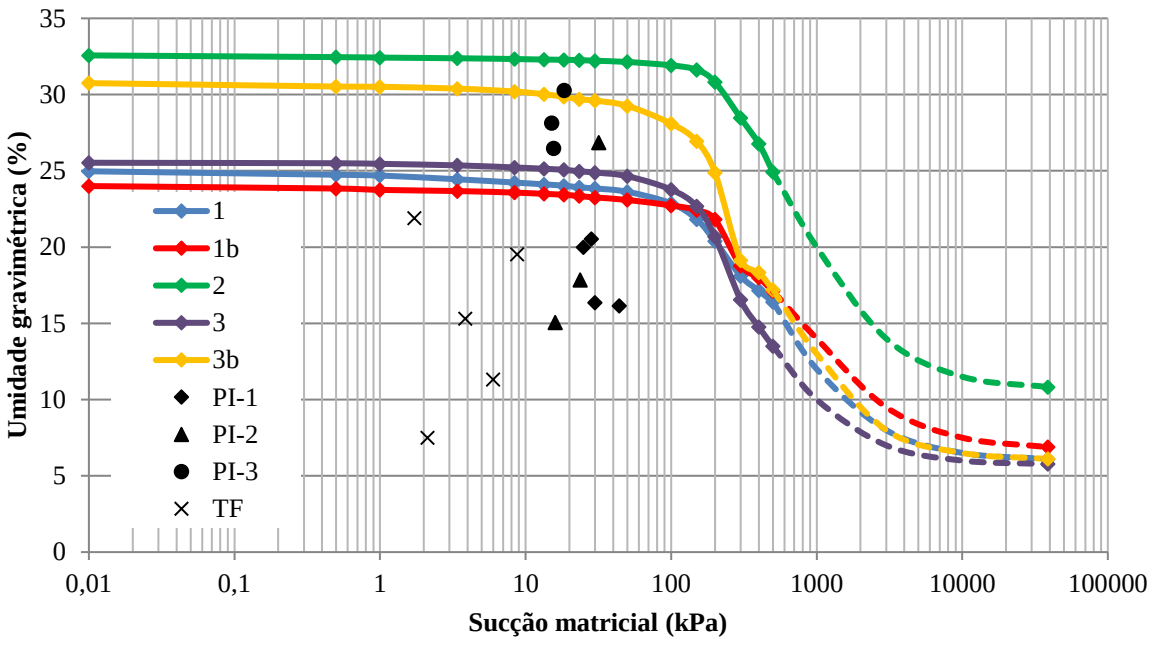


Figura 90 - Comparação entre os dados obtidos via tensiometria e a curva de capacidade de retenção de água do material coletado no PI-3, o silte arenoso da Fm. Nhanguçu (GSI), onde: PI - poço de investigação; TF - face do túnel.

Analisando a Figura 90, observa-se que não há uma compatibilidade precisa dos dados obtido via análise tensiométrica com os dados das curvas de capacidade de retenção de água do material coletado no PI-3, principalmente no caso dos dados coletados na face de escavação do túnel. Como apresentado ao longo do item 5.1.1.1, nos locais analisados há a presença de rochas da Fm. Nhanguçu (GSI), predominantemente filitos, claramente mais alterados na superfície, onde os poços de investigação foram abertos, do que em profundidade, onde o túnel estava sendo escavado. O autor acredita as curvas de capacidade de retenção de água determinadas para o material coletado no PI-3 talvez não seja adequadas à comparação dos dados obtidos via análise tensiométrica na face de escavação do túnel. Já para os dados coletados no interior dos poções de investigação, observa-se que a correlação é melhor quando considerado os dados de

tensiometria obtidos no PI-3 do que nos demais poços, sugerindo que a questão da variabilidade de materiais na região pode ser bastante significativa. O autor também não exclui eventuais problemas associados a perda de umidade das amostras ao longo do processo de coleta e manuseio ao longo da pesquisa.

9.3.3. Argila siltosa da Fm. Resende (BSSP)

A Figura 91 exibe o resultado da análise tensiométrica realizada na face de escavação do túnel da SABESP onde ocorria a argila siltosa da Fm. Resende (ver item 5.1.1.2 e Figura 42) lançado sobre a curva de capacidade de retenção de água do mesmo material (Figura 54).

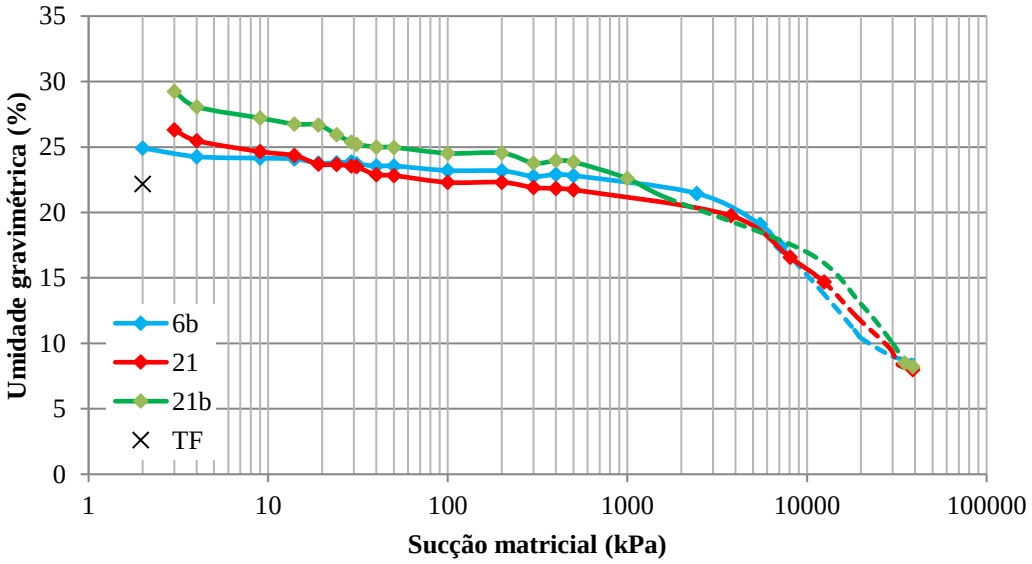


Figura 91 - Comparação entre o dado obtido via tensiometria e a curva de capacidade de retenção de água do mesmo material, a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP), onde: TF - face do túnel.

Analisando a Figura 91, observa-se que há uma boa compatibilidade do dado obtido via análise tensiométrica com os dados das curvas de capacidade de retenção de água do material. O autor acredita que isso se deva a alta capacidade de retenção de água do material no sentido de que, mesmo durante sua manipulação (extração via trado, armazenamento e manipulação no laboratório), não registrou perda significativa de sua umidade.

Considerando o baixo coeficiente de condutividade hidráulico atribuído ao material (Tabela 10), poderia se assumir a possibilidade de ainda haver algum efeito do alívio de tensões associado à escavação na poropressão de água, no entanto, como a escavação já havia ocorrido

há mais de 24h da realização da análise, o efeito já teria se dissipado em sua grande maioria, como sugerem os resultados das análises numéricas que serão discutidas adiante.

9.4. Considerações sobre características de retenção de água dos materiais

Ao longo da pesquisa a capacidade de retenção de água de três materiais de naturezas distintas foi investigada. Para tal, as curvas de capacidade de retenção de água deles foram determinadas por meio de diversas metodologias descritas ao longo do item 5.2.2. Um parâmetro importante que pode ser obtido a partir da curva de capacidade de retenção de água é o ponto de entrada de ar, e este foi obtido a partir da metodologia proposta no item 8.1.2. Não somente, a curva de capacidade de retenção de água também precisa se adequar a um modelo matemático para ser utilizada como referência para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica do meio não saturado em função da sucção no solo e, para tal, optou-se por utilizar o ajuste proposto por van Genuchten (1980), como detalhado no item 8.1.4.

A Figura 92 projeta todas as curvas de capacidade de retenção de água dos materiais analisados juntas considerando a variação da saturação de água dos poros em função da sucção (ver Figura 45, Figura 49 e Figura 53).

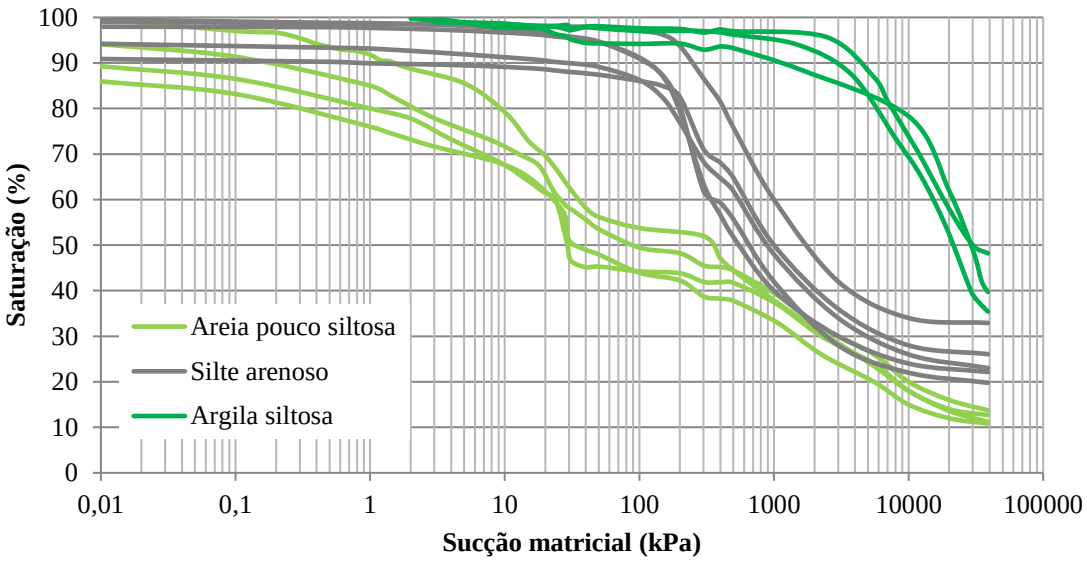


Figura 92 - Comparação entre o processo de dessaturação dos três tipos de materiais analisados.

Analisando a Figura 92 é possível observar que, como esperado, a capacidade de retenção de água da argila siltosa (Fm. Resende; BSSP) é superior a do silte arenoso (Fm. Nhanguçu; GSI) que, por sua vez, é maior que a da areia pouco siltosa (Fm. Resende; BSSP). É possível observar ainda que os ensaios realizados para os mesmos materiais, por mais que variem entre si, evoluem de maneira semelhante ilustrando, portanto, uma variabilidade natural dos resultados.

O modelo de ajuste teórico da curva de capacidade de retenção de água proposto por van Genuchten (1980) foi utilizado na presente pesquisa para permitir que algumas das curvas de retenção analisadas pudessem ser descritas enquanto uma função matemática. Na Tabela 14 se encontram sumarizadas as curvas de retenção analisadas e os respectivos parâmetros de forma para o ajuste do modelo em questão. De forma a permitir comparar os resultados obtidos experimentalmente, sumarizados na Figura 92, com a reconstituição das curva de capacidade de retenção de água a partir do ajuste de van Genuchten (1980), que a Figura 93 foi elaborada.

Na Figura 93 as curvas de capacidade de retenção dos seguintes materiais são reconstituídas a partir dos parâmetros de forma sintetizados na Tabela 14: Amostras 5 - Areia pouco siltosa da Fm. Resende; Amostra 3 - Silte arenoso da Fm. Nhanguçu, e; Amostra 21b - Argila siltosa da Fm. Resende. Os pontos de entrada de ar dos materiais exibidos na figura em questão estão sumarizados na Tabela 11.

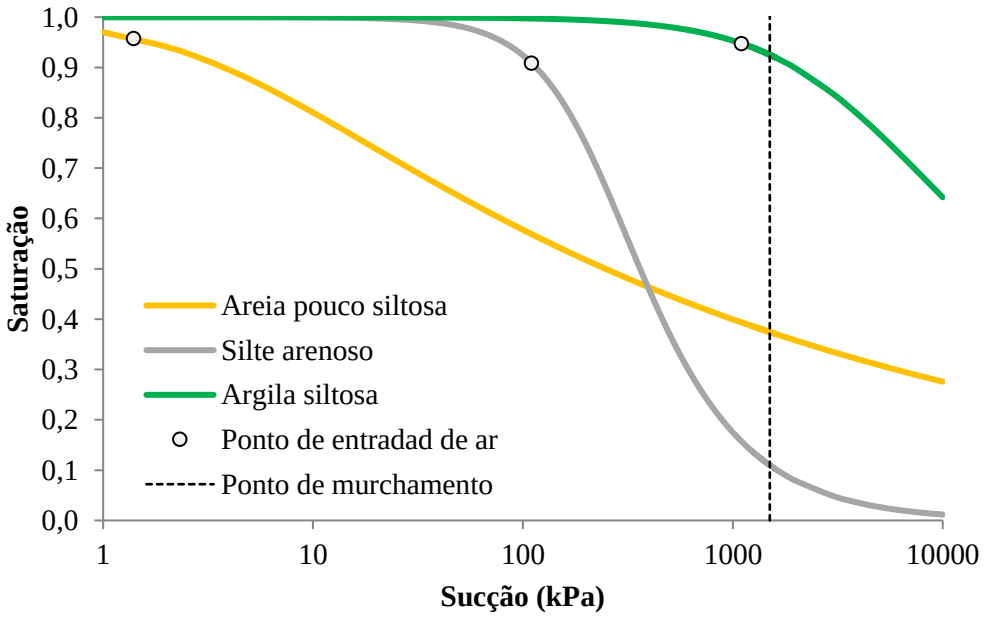


Figura 93 - Variação da saturação dos materiais estudados em função do aumento de sucção baseado no ajuste da curva de capacidade de retenção de água proposta por van Genuchten (1980).

O comportamento das curvas de retenção de água propostas pelo modelo de van Genuchten (1980; Figura 93), de forma geral, são bastante coerentes com os resultados reais (Figura 92). No entanto, há um ponto divergente que merece ser discutido. As curvas de capacidade de retenção de água reconstituídas com base no modelo de van Genuchten (1980), para o material arenoso e para o material siltoso, a partir de aproximadamente 450k se cruzam sugerindo que com o aumento da sucção o material siltoso passa a dessaturar de forma mais intensa que o material arenoso. No caso das curvas de retenção reais (Figura 92), no entanto, tal fenômeno não ocorre por mais que haja uma tendência observável. A justificativa para tal divergência seria a de que os modelos de ajuste são simplificações que tentam aproximar uma função matemática ao comportamento da curva reais, que por vezes, oferecem complexidades de comportamento para além da capacidade de ajuste do modelo teórico. As funções geradas pelo modelo de ajuste, por este motivo, nem sempre conseguem descrever perfeitamente a curva real em sua total continuidade, mas por vezes, apenas a um determinado trecho.

Considerando também o ajuste teórico com base no modelo de van Genuchten (1980) foi possível analisar a evolução do coeficiente de condutividade hidráulico (k) dos materiais analisados em função do aumento da sucção, sendo estes ilustrados na Figura 94.

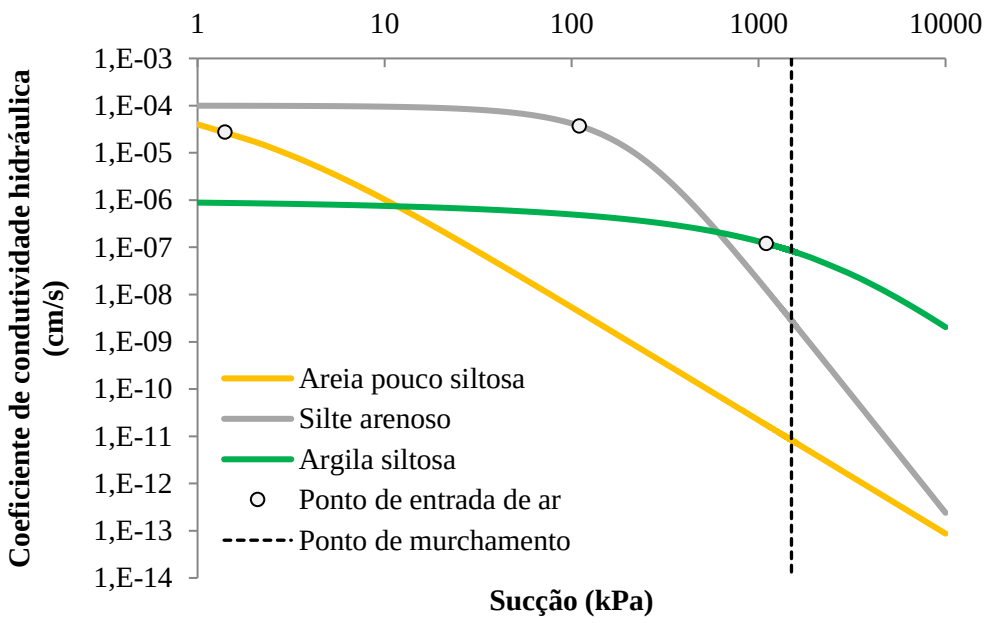


Figura 94 - Variação do coeficiente de condutividade hidráulica dos materiais estudados em função do aumento de sucção baseado no ajuste da curva de capacidade de retenção de água proposta pelo modelo de ajuste de van Genuchten (1980).

Como pode ser observado na Figura 94 o aumento da sucção impacta de forma diferente cada material. O material arenoso, devido sua baixa capacidade de reter a água em seus poros, tem sua permeabilidade a água rapidamente reduzida conforme há o aumento da sucção. O material argiloso, em oposição, possui maior capacidade de reter a água e tem sua permeabilidade à água menos impactada em função do aumento da sucção. O material siltoso, como era esperado, comporta-se de forma intermediaria. A taxa de queda no valor do coeficiente de condutividade hidráulica dos materiais analisados é tão diferente que, a exemplo, à sucção equivalente ao ponto de murchamento dos vegetais (1500kPa) o material argiloso passa a ser mais permeável que o material siltoso que, por sua vez, passa a ser mais permeável que o arenoso, característica completamente oposta da que ocorre em condições de saturação total dos poros dos mesmo materiais.

9.5. Considerações sobre o impacto que a variação de k e k_0 causam na geração e dissipação de poropressões de água negativas no solo

A argila siltosa da Fm. Resende (BSSP), devido seu baixo coeficiente de condutividade hidráulico (k), foi o material estudado em que o efeito do alívio de tensões na geração de poropressões negativas de água ficou mais evidente. Por esse motivo o material foi escolhido para a realização de algumas análises paramétricas buscando avaliar qual o impacto que a variação dos coeficientes de condutividade hidráulica (k) e de empuxo em repouso (k_0) têm na geração e dissipação de poropressões de água em solos associado ao alívio de tensões. Os parâmetros das análises realizadas se encontram disponíveis na Tabela 15 (análises 3 a 9).

9.5.1. Variação do coeficiente de condutividade hidráulica (k)

Considerando que as tensões no maciço são isotrópicas (k_0 = 1) e homogêneas a variação do parâmetro k foi avaliada levando em consideração os valores de 1.10^{-2}cm/s, 1.10^{-3}cm/s, 1.10^{-4}cm/s, 1.10^{-5}cm/s e 1.10^{-6}cm/s, sendo os resultados das análises ilustrados pelas Figura 76, Figura 77, Figura 78, Figura 79, e Figura 80 respectivamente. Analisando as figuras citadas é possível observar que independentemente dos parâmetros de resistência e de deformabilidade do material, que no caso são idênticos, a variação de k exerce ação fundamental na velocidade de dissipação do excesso de poropressões e água negativas no solo.

Com base nas mesmas figuras ainda é possível observar que o valor de sucção registrado no centro da face de escavação do modelo (0m; ponto A da Figura 63) imediatamente após a realização da escavação (t = 1s) é tão maior quanto menor o valor de k, como ilustrado na Figura 95. Considerando que o alívio de tensões totais é o mesmo para todos os casos, a justificativa para tal fenômeno seria a de que valores menores de k dificultariam a dissipação do excesso de poropressão de água negativo gerado pelo alívio de tensões.

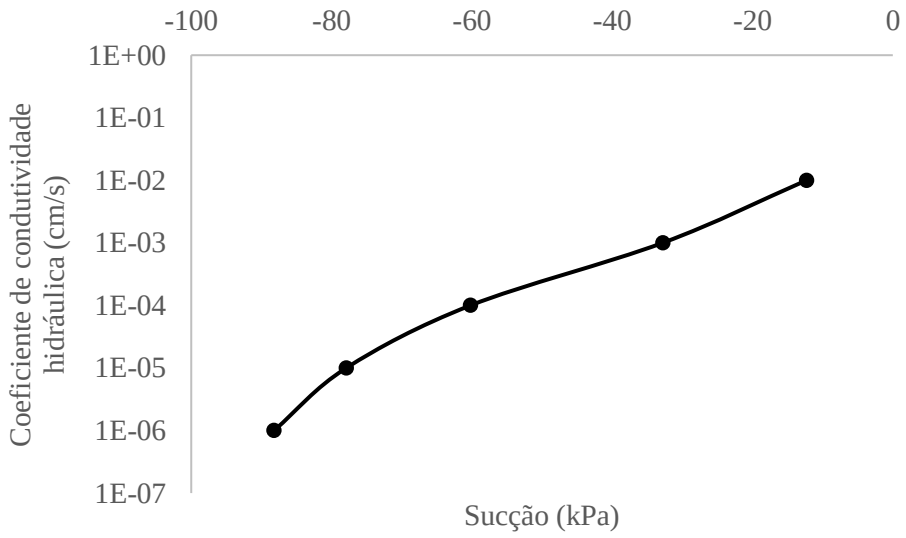


Figura 95 - Valor da sucção registrada no ponto central da face de escavação após o processo de escavação (t = 1s) em função do coeficiente de condutividade hidráulico (k). Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende e k_0 = 1.

Assumindo que menores valores de k possibilitam uma dissipação mais lenta do excesso de poropressões de água negativo, também é possível assumir que a taxa de variação das tensões efetivas após o alívio de tensões totais é menor. Consequentemente, é de se esperar que as

deformações que estejam associada a variação das tensões efetivas também evoluam em taxas diferentes em função de k. Para testar tal hipótese o tempo necessário para que determinas deformações na frente de escavação ocorressem em função da variação de k foram testados e os resultados ilustrados na Figura 96. A Figura 96 foi elaborada com base em regressões lineares geradas a partir dos gráficos de deformação em função do tempo resultantes das análises 3 a 9 da Tabela 15, todos disponíveis no APÊNDICE H.

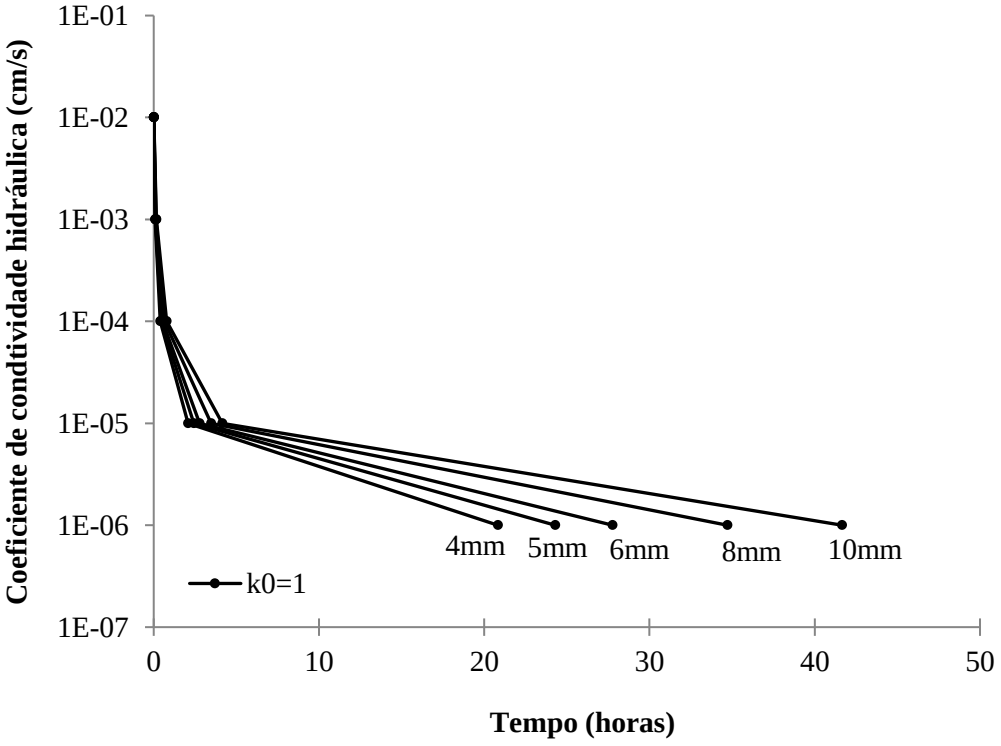


Figura 96 - Tempo necessário para que ocorram deformações de diferentes dimensões no ponto A da face de escavação do túnel ao longo do eixo *xx* em função da variação do coeficiente de condutividade hidráulico (k) quando o coeficiente de empuxo em repouso (k_0) equivalente a 1. Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende.

Analisado a Figura 96 é possível observar que o tempo necessário para que uma mesma deformação ocorra no centro da face de escavação (0m; ponto A da Figura 63) é tão maior quanto menor for o valor de k. Inclusive, pode-se dizer que a evolução das deformações em função da diminuição do valor de k, varia de forma aparentemente exponencial. Desta forma, pode-se dizer que o impacto que a variação de k causa na estabilidade de uma escavação é bastante significativo, sugerindo que a mudança em algumas ordens de grandeza de k pode fazer com que uma deformação que ocorreria em horas passe a ocorrer em apenas poucos minutos ou segundos.

9.5.2. Variação do coeficiente de empuxo em repouso (k_0)

A avaliação do impacto da variação do coeficiente de empuxo em repouso (k_0) foi feita comparando um maciço submetido a tensões isotrópicas (k_0 = 1) e um submetido a tensões anisotrópicas que, no caso, é equivalente a anisotropia natural associada a argila siltosa da Fm. Resende (BSSP; k_0 = 2). A Figura 97 sintetiza a variação das poropressões (Δu_w) registradas imediatamente após a realização da escavação (t = 1s) considerando valores distintos de k_0 e k. Os dados utilizados para a confecção da Figura 97 estão disponíveis no APÊNDICE H e são referentes as análises número 3, 4, 7 e 9 da Tabela 15.

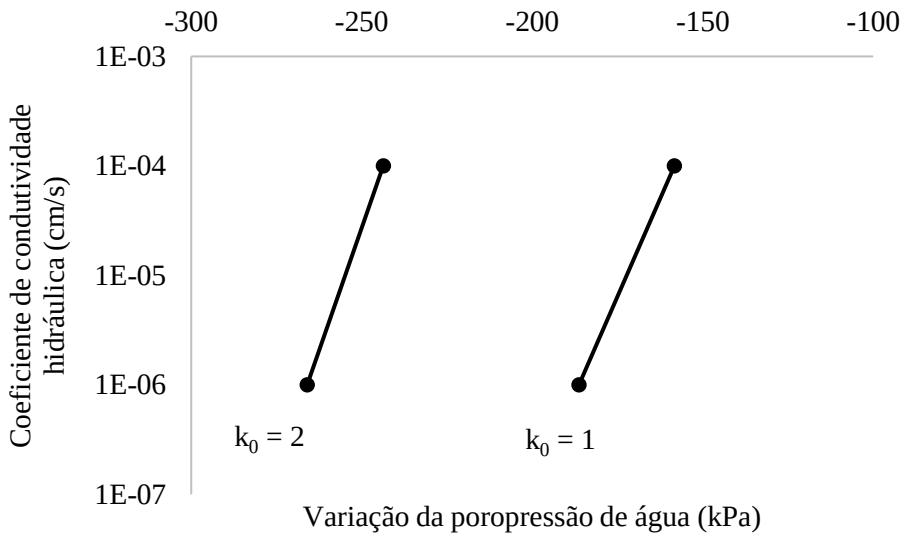


Figura 97 - Variação da poropressão de água (Δu_w) registrada no centro da face de escavação imediatamente após o alívio de tensões (t = 1) em função dos coeficientes de condutividade hidráulica (k) e de empuxo em repouso (k_0). Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende.

Como pode ser observado na Figura 97 a variação da poropressão de água (Δu_w) registrada imediatamente após a escavação (t = 1) é maior quando as tensões horizontais efetivas no solo são maiores que as tensões verticais efetivas (k_0 = 2), o que faz sentido quando se considera que o túnel é uma escavação horizontal e o alívio de tensões gerado pela escavação tende a ser maior se a tensão horizontal também o for. O mesmo comportamento é registrado independentemente da variação do valor de k, tal como esperado.

O fenômeno discutido por meio da Figura 97 pode ser analisado de forma visual na Figura 82 que ilustra o excesso de poropressões negativas de água registradas no maciço após 1mim do alívio de tensões causado pelo processo de escavação. Analisando a Figura 82 fica evidente que

o alívio de tensões gerado quando k_0 é equivalente 2 é maior em intensidade e se projeta por uma distância maior ao longo do interior do maciço a partir da face de escavação do túnel do que quando k é equivalente a 1. Outro comportamento registrado no modelo para ambos os casos é que apesar haver uma variação negativa da poropressão de água na região da face do túnel, o entorno registra uma variação positiva como resposta à escavação, também mais intensa no caso de k_0 igual a 2.

Tal como foi avaliado na Figura 96, é plausível investigar se a variação do coeficiente de empuxo em repouso (k_0) influencia de forma direta no tempo de evolução das deformações do solo na face de escavação. Para tal, a Figura 98 foi elaborada considerando uma deformação de 10mm ao longo do eixo *xx* no centro da face de escavação (0m; ponto A da Figura 63). Os pontos exibidos na figura foram estimados com base em regressões lineares geradas a partir dos gráficos de deformação em função do tempo resultantes das análises 3, 4, 7 e 9 da Tabela 15., todos disponíveis no APÊNDICE H.

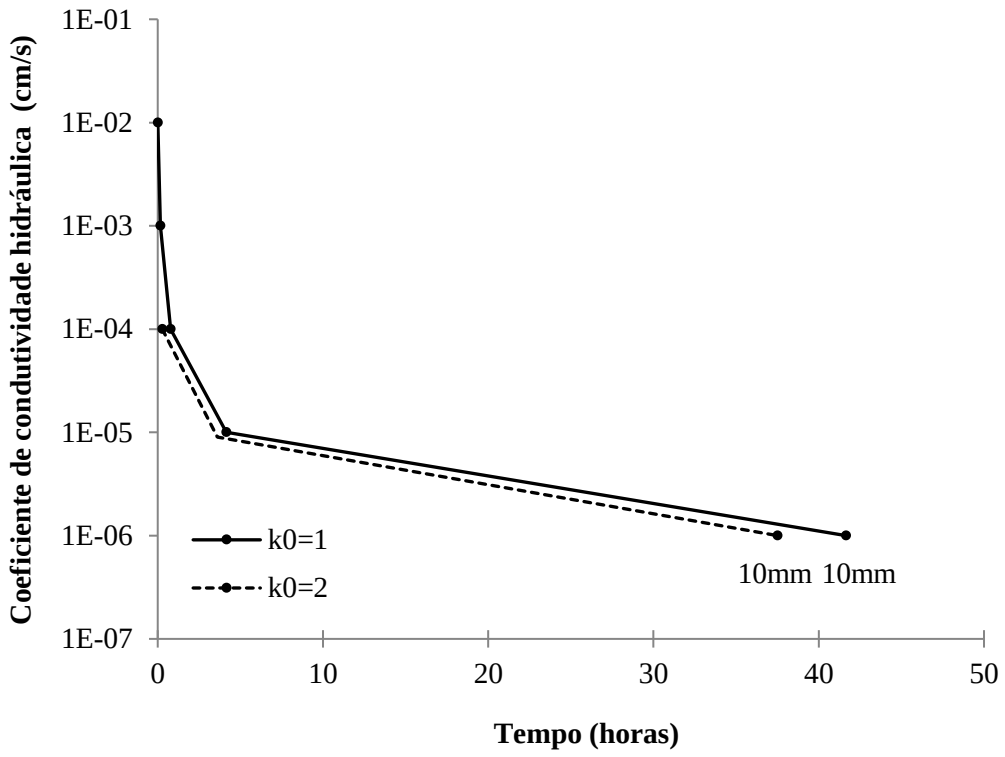


Figura 98 - Tempo necessário para que ocorra uma deformação de 10mm de dimensão no ponto A da face de escavação do túnel ao longo do eixo *xx* em função da variação do coeficiente de condutividade hidráulico (k) e do coeficiente de empuxo em repouso (k_0). Considera-se os parâmetros de resistência e deformação da argila siltosa da Fm. Resende.

Os resultados apresentados na Figura 98 sugerem que no caso em que as tensões horizontais no maciço são superiores as tensões verticais (k_0 = 2) a mesma deformação é atingida mais rapidamente do que no caso de tensões isotrópicas no maciço (k_0 = 1), no entanto, tal efeito aparenta ser de valor secundário, uma vez que a diferença de tempo entre os casos passa a ser mais representativa quanto menos permeável à água é o solo. A exemplo, quando k equivale a 1.10^{-6}cm/s a diferença de tempo para que a deformação de 10mm seja atingida entre os dois modelos analisados (k_0 = 1 e k_0 = 2) é de 4 hora, porém quando k aumenta para 1.10^{-4}cm/s a diferença já cai para 30min, o que sugere que o impacto do k_0 no tempo de deformação do solo se torna praticamente irrelevante com o aumento do valor de k.

9.6. Considerações sobre a percepção do alívio de tensões em diferentes disposições espaciais na face de escavação

Para avaliar a geração e dissipação de poropressões de água em disposições espaciais diferentes na face de escavação cinco pontos foram monitorados sendo estes os ilustrados na Figura 63. A análise numérica avaliada foi a número 9 da Tabela 15, pois ela não considerada anisotropias de tensões no maciço (k_0 = 1) e possui um baixo coeficiente de condutividade hidráulico (k).

A análise da Figura 80, da Figura 84, da Figura 85, da Figura 86 e da Figura 87, que são respectivamente referentes aos pontos A, B, C, D e E da Figura 63, sugerem que a variação negativa da poropressão de água não é homogênea ao longo da face de escavação como um todo. A variação é mais intensa e se estende por uma distância maior da face de escavação a partir da porção central da face (ponto A), diminuindo até as porções periféricas. Esse comportamento pode ser observado pelas figuras já citadas, mas também na Figura 82.

Outro comportamento observado é que nos pontos de monitoramento da periferia da face de escavação (B, C, D e E da Figura 63) é registrado um comportamento diferente do que ocorre no ponto central (ponto A). No caso dos pontos periféricos há uma variação positiva imediata dos valores de poropressão de água ($\Delta u_w > 0$) logo após o alívio de tensões gerado pela escavação (t = 1s), mas que evolui para uma variação negativa ($\Delta u_w < 0$) nos primeiros minutos seguintes. Como consequência dessa variação positiva dos valores de poropressão de água ($\Delta u_w > 0$), por mais que rápida, há a plastificação imediata do solo nas porções periféricas da escavação, como ilustrado na Figura 88.

Na Figura 88 ainda é possível observar a evolução do processo de plastificação do solo ao longo da dissipação do excesso de poropressões de água negativas em função do tempo. Após a plastificação inicial do solo no entorno já no momento imediato após a escavação (t = 1s), o processo de plastificação tende a evoluir em direção a porção central da face de escavação. Considerando que a taxa de dissipação das poropressões de água é igual no solo como um todo, a tendência do processo de plastificação do solo evoluir da periferia para o centro estaria associada a quantidade de poropressão de água negativa acumulada após o alívio de tensões que é, justamente, maior na região central do que nas porções periféricas.

Um quadro interessante da Figura 88 é o que se refere ao estado de plastificação do solo após 1h do alívio de tensões. Neste quadro é possível observar que há um núcleo de solo próximo a face de escavação que ainda não está plastificado sendo envolto por uma porção de solo, mais afastada, que já o está. Essa figura sugere que conforme há a dissipações do excesso de poropressões de água negativa, que em magnitude é tão menor quanto mais distante da face de escavação se está, as porções mais distantes da face vão se plastificando primeiro. Esse fenômeno sugere que, possivelmente, a estabilidade global da frente da escavação possa se comprometer muito antes do solo na superfície da face de escavação plastificar efetivamente.

10. CONCLUSÕES

As principais conclusões obtidas ao longo da pesquisa podem ser sumarizadas nos itens a seguir:

10.1. Aspectos técnicos e metodológicos

- A determinação do parâmetro *b* do modelo de estimativa da envoltória τ x (u_a-u_w) proposto por Vilar (2006) pôde ser obtido por meio da realização de ensaios de resistência à compressão uniaxial realizados em corpos de prova com sucção conhecida. Por este motivo é importante avaliar a existência de descontinuidades naturais no solo, como foliações ou fraturas, uma vez que estas são planos preferenciais de ruptura do corpo de prova que não são afetados diretamente pelo incremento de resistência do solo a tensões cisalhantes atribuído ao aumento da sucção;

- É recomendável que quando for necessário a adoção um valor fixo de ϕ^b para sucções superiores ao ponto de entrada de ar do solo que se leve em consideração um intervalo de valores de sucção coerente com o caso a ser analisado, uma vez que ϕ^b a partir do ponto de entrada de ar não varia de forma linear.

10.2. Aspectos sobre o efeito do alívio de tensões no desenvolvimento de poropressões de água em obras subterrâneas realizadas abaixo do nível d'água

- Os resultados das análises numéricas realizadas indicam que o alívio de tensões gerado pelo processo de escavação induz a variação negativa da poropressão de água em algumas porções do maciço ($\Delta u_w < 0$) e que, a depender da intensidade da variação e da poropressão de água inicial no ponto analisado, a poropressão de água final em algumas regiões do solo pode ficar negativa (sucção);

- Os resultados das análises numéricas ainda sugerem que a variação negativa da poropressão de água considerando uma escavação perfeitamente circular é maior na porção central da face de escavação e menor nas porções periféricas, apontando que o efeito do alívio de tensões não é homogêneo na área da face de escavação como um todo;

- A magnitude do alívio de tensões gerado pela escavação possui ligação direta com as tensões que compõem o maciço. Tal fenômeno foi possível de ser simulado numericamente ficando evidente que a intensidade do alívio de tensões na face de escavação do túnel simulado foi maior quando o coeficiente de empuxo em repouso caracterizava um meio cujas tensões efetivas horizontais eram maiores que as tensões efetivas verticais ($k_0 > 1$) do que quando em um meio de tensões isotrópicos ($k_0 = 1$);

- A velocidade com que as tensões efetivas são reduzidas no maciço terroso, após o alívio de tensões totais ($\Delta\sigma$), é afetada pela velocidade de dissipação do excesso de poropressões negativas, assim como as taxas de deformação do solo que são estritamente associadas a variação das tensões efetivas também o são;

- O coeficiente de condutividade hidráulica (k) parece ser o principal parâmetro associado a velocidade de dissipação do excesso de poropressões de água no solo gerado pelo alívio de tensões totais;

- O benefício do aumento da resistência dos solos a tensões cisalhantes atribuído à sucção parece ser mais significativo em solos com coeficiente de condutividade hidráulica (k) pouco elevado, como o é caso de materiais argilosos;

- Quando o alívio de tensões causado pelo processo de escavação gera sucção no maciço há o incremento da resistência do solo a tensões cisalhantes. Tal fenômeno foi possível de ser simulado numericamente considerando um material argiloso, sendo registrado o processo gradual de plastificação do solo na região da escavação em função da dissipação da sucção com o tempo. No caso em questão, o incremento da resistência do solo ao cisalhamento em função do aumento da sucção se deu em função de ϕ^b como sendo equivalente ao ângulo de atrito interno ϕ' do material, já que as sucções geradas não superavam o ponto de ar do material;

- Nas simulações realizadas considerando a argila siltosa da Fm. Resende e o silte arenoso da Fm. Nhanguçu a sucção gerada pelo processo de escavação não foi suficiente para promover a dessaturação do solo, ou seja, em nenhum dos casos a sucção gerada foi superior ao ponto de entrada de ar dos materiais. No caso do material argiloso, que possui um elevadíssimo ponto de entrada de ar, pode-se considerar que é remota a possibilidade de que a sucção gerada pelo processo de alívio de tensões promover a sua dessaturação. Já no caso do material siltoso há uma possibilidade maior do evento ocorrer, porém o impacto de tal fenômeno na estabilidade da frente de escavação ainda precisa ser melhor estudado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, F. F. M.; AMARAL, G.; CORDANI, U. G.; KAWASHITA, K. 1973. The Precambrian evolution of the South American Cratonic Margin south of Amazon River. In: NAIR A. E. M.; STEHLI, F. G. (Eds). **The ocean basin and margins**. Nova Iorque: Plenun, v.1, cap. 11, p. 411-446.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL (ASTM). 2002. **D854-02**: Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. Estados Unidos da América, 7p.

ANAGNOSTOU, G.; SCHUERCH, R.; PERAZZELLI, P.; VRAKAS, A.; MASPOLI, P. POGGIATI, R. 2016. **Tunnel face stability and tunneling induced settlements under transient conditions**. Zurique: Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). 1984a. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 6p.

_____. 1984b. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 3p.

_____. 1984c. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 13p.

_____. 1986. **NBR 6457**: Amostra de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 9p.

_____. 1992. **NBR 12770**: Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada, Rio de Janeiro, 4p.

_____. 1998. **NBR 10838**: Solo - Determinação da massa específica aparente de amostras indeformadas, como o emprego da balança hidrostática: Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 4p.

ATKINSON, J. H.; POTTS, D. M. 1977. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. **Géotechnique**, v.27, n.2, p. 203-215.

AZEVEDO, J. A.; SILVA, E. M. 1999. **Tensiômetro**: Dispositivo prático para controle da irrigação. Planaltina: Centro de Pesquisa Agropecuária dos Cerrados da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA).

BERTOLDO, F.; CALLISTO, L. 2016. Effect of consolidation on the behavior of the excavations in the fine-grained soils. **Procedia Engineering**, v. 158, p. 344-349.

BICALHO, K. V.; MACHADO, L. M.; GERSCOVISH, D. M. S. 2015. Condutividade hidráulica e fluxo em solos não saturados. In: CARVALHO, J. C. et al. (Orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 12, p. 297-326.

BIOT, M. A. 1941. General theory of three dimensional consolidation. **Journal of Applied Physics**. v.12, n.2, p.155-164.

BISHOP, A. W. 1959. The principles offective stress. **Teknisk Ukeblad**. Norwegian Geotechnical Institute. v.106, n.39, p. 859-863.

BRITO, A. S.; LIBARDI, P. L.; MOTA, J. C. A.; MORAES, S.O. 2009. Desempenho do tensiômetro com diferentes sistemas de leitura. **Revista Brasileira de Ciência dos Solos**, v.33, n.1, p.17-24.

CARNERO-GUZMAN, G. G.; MARINHO, F. A. M. 2019. Backpressure saturation effects on the mechanical behavior of a quasi-saturated compacted residual soil. **Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA**, v.50, n.1., p.37-44.

CARVALHO, J. C.; BARBOSA, M. C.; MENDONÇA, R. M. G.; FARIAS, W. M.; CARDOSO, F. B. F. 2015. Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In: CARVALHO, J. C. et al. (Orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 3, p. 39-78.

CHANDLER, R. J.; CRILLEY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. 1992. A low-cost method of assessing clay desiccation for low rise buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v.92, p. 82-89.

COMPANHIA DE SANEAMENTO BÁSICO DE SÃO PAULO (SABESP). **Página institucional**. São Paulo, Brasil. Disponível em: <http://site.sabesp.com.br/site/interna/Default.aspx?secaoId=701>, Acesso em 23 abr. 2019.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (CMSP). 2011. **Relatório geológico-geotécnico do projeto básico da Linha 6 – Laranja**: RT-6.24.00.00/4C3-001, RT-6.16.00.00/4C3-001, RT-6.08.00.00/4C3-001 e RT-6.04.00.00/4C3-001. São Paulo.

DAVIS, E. H.; GUNN, M. J.; MAIR, R. J.; SENEVIRATNE, H. N. 1980. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. **Géotechnique**, v.30, n.4, p. 397-416.

DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. (DERSA). 2019. **Página institucional**. São Paulo, Brasil. Disponível em: <http://www.dersa.sp.gov.br/empreendimentos/rodoanel-mario-covas/>, Acesso em 23 abr. 2019.

DEMARCHI, F. B.; MARINHO, F. A. M. M. 2018. Parâmetros naturais e intrínsecos da Argila de Londres e sua relação com o Taguá da cidade de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 19, Salvador, Bahia, Brasil. **Anais do XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 9p.

FERREIRA, A. A.; ALONSO, U. R.; LUZ, P. L. 1992. **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS) e Associação Brasileira de Empresas de Engenharia (ABEF).

FREDLUND, D. G. 2006. Unsaturated soil mechanics in engineering practice. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.132, n.3, p. 286-321.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. 2012a. State variables for unsaturated soils. In: _____. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. Nova Jersey: Wiley, cap. 3, p. 80-108.

_____. 2012b. Shear strength of unsaturated soils. In: _____. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. Nova Jersey: Wiley, cap. 11, p. 520-587.

_____. 2012c. Soil-water characteristic curves for unsaturated soils. In: _____. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. Nova Jersey: Wiley, cap. 5, p. 184-272.

_____. 2012d. Shear strength applications in plastic and limit equilibrium. In: _____. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. Nova Jersey: Wiley, cap. 12, p. 588-665.

_____. 2012e. Solving saturated/unsaturated water flow problems. In: _____. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. Nova Jersey: Wiley, cap. 8, p. 375-449.

_____. 2012f. Measurement and estimation of state variables. In: _____. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. Nova Jersey: Wiley, cap. 4, p. 109-183.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO JR, M. O.; ABRAMENTO, M. 2012. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos da região metropolitana de São Paulo. In: Negro JR et al. (Eds). **Seminário Twin Cities:** Solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 7, p. 153-184.

GARITTE, B.; GENS, A. 2012. The response of an argillaceous rock to ventilation: process identification and analysis of in situ experiment. In: QIAN, Q.; ZHOU Y. (Eds.), **Harmonizing rock engineering and the environment**. Londres: Taylor & Francis Group, p. 1679-1683.

GASPARRE, A.; NISHIMURA, S.; MINH, N. A.; COOP, M. R.; JARDINE, R. J. 2007. The stiffness of natural London Clay. **Géotechnique**, v.57, n.1, p. 33-47.

GENS, A.; GARITTE, B. 2013. Ventilation effects in an argillaceous rock tunnel examined via unsaturated soil mechanics. In: CAICEDO, B. et al. (Eds.). **Advances in unsaturated soils**. Londres: Taylor & Francis Group, p. 33-40.

GITIRANA JÚNIOR, G. F. N.; MARINHO, F. A. M. M.; SOTO, M. A. A. 2015. A curva de retenção de água de materiais porosos. In: CARVALHO, J. C. et al. (Orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 9, p. 205-230.

GOOGLE LLC. 2019. **Google Earth Pro**. Versão 7.3.2.5776. Disponível para download gratuito em: <https://www.google.com.br/intl/pt-BR_ALL/earth/versions/#earth-pro>. Acesso em 23 mai. 2019.

GURGUEIRA, M. D. 2013. **Correlação de dados geológicos e geotécnicos na Bacia de São Paulo**. 80 f. Dissertação (Mestrado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

JULIANI, C. 1993. **Geologia, petrogênese e aspectos metalogenéticos dos grupos Serra do Itaberaba e São Roque na região das serras do Itaberaba e da Pedra Branca, NE da cidade de São Paulo, SP**. 694 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

KÉZDI, A. 1974. **Handbook of soil mechanics**. Amsterdam: Elsevier.

KOVACEVIC, N.; HIGHT, D. W.; POTTS, D. M. 2007. Predicting the stand-up time of temporary London Clay slopes at Terminal 5, Heathrow Airport. **Géotechnique**, v.57, n.1, p. 63-74.

KUTNER, A. S.; BJORNBERG, A. J. S. 1997. Contribuição para o conhecimento geológico - geotécnico da Bacia de São Paulo: litotipos, notação estratigráfica e feições estruturais relevantes. **Revista Engenharia**, v.522, p. 65-73.

LAMBE, T. W. 1954. The permeability of fine-grained soils. In: SYMPOSIUM ON PERMEABILITY OF SOILS, Chicago, Estados Unidos da América. **Special Publication of the American Society for Testing and Materials (ASTM)**, p. 56-67.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. 1976. Comportamiento esfuerzo-deformación con o sin drenaje. In: _____. **Mecanica de suelos**. Cidade do México: Limusa, cap. 28, p. 447-462.

LECA, E; DORMIEUX, L. 1990. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. **Géotechnique**, v.40, n.4, p. 581-606.

LI, Y.; YING, H.; XIE, K. 2005. On the dissipation of negative excess porewater pressure induced by excavation in soft soil. **Journal of Zhejiang University -SCIENCE A**, v.6, n.3, p. 188-193.

LIBARDI, P. L. 2005. Retenção e cálculo da água no solo. In: _____. **Dinâmica da água no solo**. São Paulo: Edusp, cap. 3, p. 41-68.

LIMA, A.; RODRIGUES, R. A. 2015. Terminologia e simbologia. In: CARVALHO, J. C. et al. (Orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 1, p. 1-20.

MACHADO, S. L.; VILAR, O. M. 2015. Potenciais da água no solo. In: CARVALHO, J. C. et al. (Orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 4, p. 79-124.

MARINHO, F. A. M.; CARNERO-GUZMAN, G. G.; ORLANDO, P. D. G. 2016. Constant water content compression tests on unsaturated compacted soil with suction measurement using HCT. **International Journal of Geomechanics**, v.16, n.2, 8p.

MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A.; GITIRANA JÚNIOR, G. F. N. 2015. Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção. In: CARVALHO, J. C. et al. (Orgs.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 10, p. 231-256.

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

MASSAD, F. 2012. Resistência ao cisalhamento e deformabilidade dos solos sedimentares de São Paulo. In: Negro JR et al. (Eds). **Seminário Twin Cities:** Solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), cap. 5, p. 107-133.

MASSAD, F. 2016. Análise granulométrica dos solos. In: _____. **Mecânica dos solos experimental**. São Paulo: Oficina de Textos, cap. 3, p. 63-84.

MELLO, V.; TEIXEIRA, A. H. 1962. **Mecânica dos solos, fundações e obras de terra**. São Carlos: Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, n.72.

MOLLON, G.; DIAS, D.; ESOUBRA, A. H. 2009. Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability. **International Journal of Geomechanics**, v.9, n.6, p. 237-249.

MÜHLHAUS, H. B. 1985. Lower bound solutions for circular tunnels in two or three dimensions. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v.18, n.1, p. 37-52.

NEGRO JR, A.; NAMBA, M.; DYMINSKI, A. S.; SNACHE, V. L.; KORMANN, A. C. M. 2012. **Seminário Twin Cities**: Solos das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).

NG, C. W. W.; LEE, G. T. K. 2002. A three-dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilizing tunnel faces. **Computers and Geotechnics**, v.29, n.8, p. 673-697.

OBRZUD, R. F.; TRUTY, A. 2018. Parameter determination. In: _____. **The hardening soil model**: A practical guidebook. Z_Soil.PC 100701 revisado em 21 nov. 2018. Suíça: cap. 3, p. 47-128.

ORTIGÃO, J. A. R. 2007. Comportamento não-drenado de argilas. In: _____. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. 3º ed. Terratek, cap. 11, p. 277-303.

PELOGGIA, A. U. G. 1997. Parâmetros geomecânicos de solos saprolíticos do município de São Paulo. **Solos e Rochas**, v.20, n.3, p. 209-213.

PÉREZ-AGUILAR, A.; JULIANI, C. 2016. Geology of metamorphic rocks deriving from paleohydrothermal systems in the Mesoproterozoic Serra do Itaberaba Group, São Paulo State, southern Brazil. **Journal of Maps**, v.12, n.1, p. 101-107.

PINTO, C. S. 2006a. Origem e natureza dos solos. In: _____. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3º ed. São Paulo: Oficina de textos, cap. 1, p.13-33.

_____. 2006b. Resistência não drenada de argilas. In: _____. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3º ed. São Paulo: Oficina de textos, cap. 15, p. 319-342.

_____. 2006c. Tensões nos solos – Capilaridade. In: _____. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3º ed. São Paulo: Oficina de textos, cap. 5, p. 96-112.

PINTO, C. S.; GOBARA, W.; PERES, J. E. E.; NADER, J. J. 1994. Propriedades dos solos residuais. In: FERREIRA, A. A. et al (Eds.). **Solos do interior de São Paulo**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), cap. 5, p. 95-142.

PIRES, R. R.; RIBEIRO JR, I. 2016. Estudo da resistência ao cisalhamento dos solos residuais saprolíticos de filito da baixada cuiabana. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., Belo Horizonte, Minas gerais, Brasil. **Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 8p.

POZZEBON, B. H.; YAMAJI, M. H.; MASSAD, F. 2016. Estimativa dos parâmetros de resistência, deformabilidade e de pressão neutra de solos compactados de decomposição de rocha da região metropolitana de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 18., Belo Horizonte, Minas gerais, Brasil. **Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 7p.

PRAT, M.; BISCH, E.; MILLARD, A. MESTAT, P.; CABOT, G. 1995. **La modelisation des ouvrages**. Paris: Hermes.

RICCOMINI, C. 1989. **O Rift Continental do Sudeste do Brasil**. 256 f. Tese (Doutorado) - Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

RICCOMINI, C.; COIMBRA, A. M. 1992. Geologia da Bacia Sedimentar. In: FERREIRA, A. A. et al. (Eds). **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMF) e Associação Brasileira de Empresas de Engenharia (ABEF), cap. 2, p. 37-94.

RICCOMINI, C.; SANT'ANNA, L. C.; FERRARI, A. L. 2004. Evolução geológica do Rift Continental do Sudeste do Brasil. In: MANTESSO-NETO, V. Et al (Eds.). **Geologia do Continente Sul-Americano: Evolução da obra de Fernando Flávio Marques de Almeida**. São Paulo: Beca, cap. 23, p. 385-405.

ROCSCIENCE INC. 2019. **RS3**: 3D finite element program for soil and rocks application. Versão 3.005. Disponível para compra em: < https://www.rocscience.com/>. Acesso em 12 jul. 2019.

SCHUERCH, R.; ANAGNOSTOU, G. 2013. Analysis of stand-up time of the tunnel face. In: WORLD TUNNEL CONGRESS, 39., Genebra, Suíça. **Proceedings of the 39th World Tunnel Congress**, p. 709-714.

SCHUERCH, R.; POGGIATI, R.; MASPOLI, P.; ANAGNOSTOU, G. 2016. Design charts for estimating face stand-up time in soft ground tunneling. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON TUNNEL BORING MACHINES IN DIFFICULT GROUNDS, 2., Istanbul, Turquia. **Proceedings of the 2nd international conference on tunnel boring machines in difficult grounds**, 12p.

SEKI, K. 2007. SWRC fit - a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. **Hydrology and Earth System Sciences - Discussions**, v.4, p. 407-437.

SRWC Fit. 2019. **SRWC Fit**. Web interface: Disponível em: < http://swrcfit.sourceforge.net/>. Acesso em 31 mai 2019.

SIMONSEN, T. R.; SORENSEN, K. K. 2017. Field measurements of pore-water pressure changes in a stiff fissured very high plasticity Paleogene clay during excavation and pile driving. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 19., Seul, República da Coreia. **Proceedings of the 19th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, p. 2865-2868.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, A. H. 1998. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. et al (Eds.). **Fundações**: Teoria e Prática. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e Associação Brasileira de Empresas de Engenharia (ABEF), cap. 7, p. 227-264.

TERZAGHI, K. 1950. Geological aspects of soft-ground tunneling. In: TRASK, P.D. (Ed). **Applied sedimentation**. Nova Iorque: Wiley, cap. 11, p.193-209.

TERZAGHI, K. 1977. Reaction of ground to tunneling operations. In: PROCTOR R.V.; WHITE, T. L. (Ed). **Earth tunneling with steel supports**. Ohaio: Commercial Shearing, cap. 3, p. 25-36.

van GENUCHTEN, M. T. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. **Journal of Soil Science Society of America**, v.44, n.5, p. 892-898.

VALENCIA, Y. G.; FARIAS, M. M.; CAMAPUM, J. C.; CORDÃO NETO, M. P. 2007. Determinação dos parâmetros da envoltória de ruptura em solos não saturados a partir de diversos ensaios simples de laboratório. In: VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Salvador, Bahia, Brasil. **Anais do IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, v.2, p. 339-342.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E.; CLIFTON, A. W. 1996. Model for the prediction of shear strength respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, v.33, n.3, p. 379-392.

VAUGHAN, P. R.; WALBANCKE, H. J. 1973. Pore pressure changes and the delayed failure of cutting slopes in overconsolidated clay. **Géotechnique**, v.23, n.4, p. 531-539.

VAZ, L. F. 1996. Classificação genética de solos e horizontes de alteração de rochas em regiões tropicais. **Solos e Rochas**, v.19, n.2, p. 117-136.

VILAR, O. M. 2006. A simplified procedure to estimate the shear strength envelope of unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.46, n.10, p. 1088-1095.

WAN, M. S. P.; STANDING, J. R. 2014. Field measurement by fully grounted vibrating piezometers. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**: **-** Geotechnical Engineering, v. 167, n. 6, p. 547-564.

APÊNDICES

APÊNDICE A

Dados referentes às analises tensiométricas realizadas durantes as atividades de campo

APÊNDICE A - Dados referentes às análises tensiométricas realizadas durante as atividades de campo - RODOANEL MÁRIO COVAS[1]

Localização	Ponto	T (min)	ct (m)	h (m)	p (m)	α (°)	ct' (m)	u_a-u_w (kPa)	Δψ (kPa)	u_a-u_w' (kPa)	w (%)
PI-1	1	42	820,488	0,0	0,25	90	820,24	48,0	4,0	44	16,16
	2	10	820,488	1,0	0,27	90	819,22	34,0	4,0	30	16,37
	3	36	820,488	1,0	0,30	45	819,28	27,8	4,0	25	20,00
	4	82	820,488	2,0	0,29	90	818,20	32,4	4,0	28	20,54
PI-2	1	20	821,909	0,0	0,30	90	821,61	35,8	4,0	32	26,85
	2	20	821,909	1,0	0,25	90	820,66	27,8	4,0	24	17,85
	3	20	821,909	2,0	0,28	90	819,63	20,0	4,0	16	15,05
PI-3	1	20	820,504	1,1	0,25	45	819,23	18,0	4,0	15	28,13
	2	20	820,504	2,0	0,25	45	818,33	18,4	4,0	16	26,48
	3	15	820,504	3	0,25	40	817,34	21,0	4,0	18	30,28
TF	1	15	807,000	-	0,10	4	807,00	2,4	4,0	2	7,49
	2	25	806,000	-	0,20	4	806,00	2,0	4,0	2	21,89
	3	28	807,000	-	0,28	15	807,00	9,8	4,0	9	19,53
	4	15	806,000	-	0,15	3	806,00	6,2	4,0	6	11,32
	5	15	807,000	-	0,25	2	807,00	4,0	4,0	4	15,32

Onde: ct - cota altimétrica; ct' - cota altimétrica corrigida; h - profundidade de escavação do poço de investigação; PI - poço de investigação; p - profundidade de cravação do tensiômetro no solo; T - tempo que o tensiômetro permaneceu cravado no solo; TF - face de escavação do túnel; u_a-u_w - sucção registrada no tensiômetro no fim da análise; u_a-u_w' - sucção registrada no tensiômetro no fim da análise corrigida; w - umidade relativa do solo; α - inclinação do tensiômetro a partir de um plano horizontal; Δψ - variação máxima da sucção do tensiômetro em função da inclinação (90°).

Notas: 1 - Trecho de ocorrência de solos em diferentes estágios da alteração de rochas da Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE A - Dados referentes às análises tensiométricas realizadas durante as atividades de campo - RODOANEL MÁRIO COVAS[1]

	PI-1				PI-2			PI-3						TF				
Ponto	1	2	3	4	1	2	3	1		2		3		1	2	3	4	5
Cápsula	33	165	3	34	173	27	6	106	189	172	7	28	108	167	173	27	8	10
m_s + t (g)	80,50	100,78	79,80	88,88	95,36	89,03	84,61	88,64	83,97	98,95	109,40	86,36	85,80	32,81	87,32	67,38	58,27	54,03
m_d + t (g)	72,54	90,35	71,69	77,63	81,26	79,70	76,89	75,80	71,79	83,63	93,30	71,63	73,38	32,52	76,80	60,85	55,77	50,40
m_t (g)	23,28	26,64	31,14	22,87	28,75	27,42	25,60	30,64	28,02	27,23	30,89	24,21	31,28	28,65	28,75	27,42	33,68	26,70
m_w (g)	7,96	10,43	8,11	11,25	14,10	9,33	7,72	12,84	12,18	15,32	16,10	14,73	12,42	0,29	10,52	6,53	2,50	3,63
m_d (g)	49,26	63,71	40,55	54,76	52,51	52,28	51,29	45,16	43,77	56,40	62,41	47,42	42,10	3,87	48,05	33,43	22,09	23,70
w (%)	16,16	16,37	20,00	20,54	26,85	17,85	15,05	28,43	27,83	27,16	25,80	31,06	29,50	7,49	21,89	19,53	11,32	15,32
$\overline{w}$ (%)	-	-	-	-	-	-	-	28,13		26,48		30,28		-	-	-	-	-

	Coordenadas		
	PI-1	PI-2	PI-3
N	266851,282	266797,909	266826,942
E	173939,175	173940,058	173944,381
Cota	820,488	821,909	820,504

Onde: m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Trecho de ocorrência de solos em diferentes estágios da alteração de rochas da Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE A - Dados referentes às análises tensiométricas realizadas durante as atividades de campo - TÚNEL SABESP[1]

Localização	Ponto	T (min)	ct (m)	p (m)	α (°)	ct' (m)	u_a-u_w (kPa)	Δψ (kPa)	u_a-u_w' (kPa)	w (%)
TF - Argila	1	10	-	0,25	0	-	2,0	4,0	2,0	22,18
TF - Areia	1	10	-	0,08	0	-	4,0	4,0	4,0	12,96

	Argila siltosa		Areia pouco siltosa	
Ponto	1		1	
Cápsula	31	32	37	102
m_s + t (g)	73,76	79,15	106,54	103,48
m_d + t (g)	64,57	69,24	97,10	94,74
m_t (g)	23,52	24,12	24,43	27,14
m_w (g)	9,19	9,91	9,44	8,74
m_d (g)	41,05	45,12	72,67	67,60
w (%)	22,39	21,96	12,99	12,93
$\overline{w}$ (%)	22,18		12,96	

Onde: ct - cota altimétrica; ct' - cota altimétrica corrigida; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; p - profundidade de cravação do tensiômetro no solo; t - tara; T - tempo que o tensiômetro permaneceu cravado no solo; TF - face de escavação do túnel; u_a-u_w - sucção registrada no tensiômetro no fim da análise; u_a-u_w' - sucção registrada no tensiômetro no fim da análise corrigida; w - umidade relativa do solo; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo; α - Inclinação do tensiômetro a partir de um plano horizontal; Δψ - variação máxima da sucção do tensiômetro em função da inclinação (90°).

Notas: 1 - Túnel escavado em diferentes fácies sedimentares pertencentes à Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE B

Dados referentes aos ensaios para a determinação da massa específica e seca dos solos estudados

APÊNDICE B - Dados referentes aos ensaios para a determinação da massa específica e seca dos solos estudados

	Areia pouco siltosa[1]		Silte arenoso[2]		Argila sitosa[1]	
	AM-1	AM-2	AM-1	AM-2	AM-1	AM-2
ρ_p (g/cm³)	0,889	0,889	0,889	0,889	0,889	0,889
ρ_w (g/cm³)	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996	0,996
m_s (g)	143,63	121,36	121,22	94,53	80,77	43,92
m_{s+p} (g)	152,92	128,83	131,95	100,32	84,63	47,34
m_i (g)	74,20	60,60	61,11	46,84	41,56	22,26
m_p (g)	9,29	7,47	10,73	5,79	3,86	3,42
v_{s+p} (cm³)	79,04	68,50	71,12	53,69	43,24	25,18
v_p (cm³)	10,45	8,40	12,07	6,51	4,34	3,85
v_s (cm³)	68,59	60,10	59,05	47,18	38,90	21,33
ρ_n (g/cm³)	2,09	2,02	2,05	2,00	2,08	2,06
$\overline{\rho_n}$ (g/cm³)	2,06		2,03		2,07	
w (%)	0,149	0,141	0,202	0,214	0,188	0,211
m_d (g)	125,04	106,33	100,87	77,84	67,96	36,25
ρ_d (g/cm³)	1,823	1,769	1,708	1,650	1,747	1,699
$\overline{\rho_d}$ (g/cm³)	1,80		1,68		1,72	

Onde: m_d - massa de solo seco; m_i - soma das massas do solo e da parafina imersos em água; m_p - massa da parafina; m_s - massa de solo; m_{s+p} - soma das massa de solo e da parafina; v_p - volume da parafina; v_s - volume do solo; v_{s+p} - soma dos volumes do solo e da parafina; w - umidade relativa do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; $\overline{\boldsymbol{\rho_d}}$ - média da massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo; $\overline{\boldsymbol{\rho_n}}$ - média da massa específica natural do solo; ρ_p - massa específica da parafina; ρ_w - massa específica da água.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo; 2 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE B - Dados referentes aos ensaios para a determinação da massa específica e seca dos solos estudados

	Areia pouco siltosa[1]				Silte arenoso[2]				Argila siltosa[1]			
	AM-1		AM-2		AM-1		AM-2		AM-1		AM-2	
Material	Aparas[3]	Esfera[4]	Aparas[3]	Esfera[4]	Aparas[3]	Esfera[4]	Aparas[3]	Esfera[4]	Aparas[3]	Esfera[4]	Aparas[3]	Esfera[4]
Cápsula	161	32	35	31	165	38	173	37	28	102	171	164
m_s + t (g)	99,21	80,49	113,72	78,5	105,59	77,75	77,96	83,11	56,78	72,95	76,96	56,16
m_d + t (g)	89,96	73,36	103,48	71,15	92,33	69,2	69,27	72,62	51,61	65,04	68,39	50,76
m_t (g)	27,74	24,12	31,06	23,52	26,61	26,99	28,73	24,43	24,17	27,14	27,86	26,32
m_w (g)	9,25	7,13	10,24	7,35	13,26	8,55	8,69	10,49	5,17	7,91	8,57	5,40
m_d (g)	62,22	49,24	72,42	47,63	65,72	42,21	40,54	48,19	27,44	37,9	40,53	24,44
w (%)	14,87	14,48	14,14	15,43	20,18	20,26	21,44	21,77	18,84	20,87	21,14	22,09

Onde: m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo; 2 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba; 3 - Aparas de solo coletadas ao longo do processo de moldagem da amostra de solo; 4 - solo após a realização do ensaio.

APÊNDICE C

Dados referentes aos ensaios para a determinação da massa específica dos sólidos dos solos estudados

APÊNDICE C - Dados referentes aos ensaios para a determinação da massa específica dos sólidos dos solos estudados

	Areia pouco siltosa[1]						Silte arenoso[2]		Argila siltosa[1]			
#	30		10		4		10		50		10	
Picnômetro	6	7	16	14	3	6	3	6	2	3	7	8
T (°C)	22	21,8	23,8	23,8	24,2	24,2	24,2	24,2	21,8	21,8	24,2	24,2
ρ_w (g/cm³)	0,998	0,998	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,998	0,998	0,997	0,997
m_s (g)	51,10	54,43	52,85	56,18	101,56	101,71	59,04	52,85	52,37	53,29	51,41	50,68
w (-)	0,09	0,09	0,03	0,03	0,02	0,02	0,16	0,16	0,08	0,08	0,10	0,10
m_d (g)	46,99	50,05	51,19	54,42	99,15	99,30	50,79	45,47	48,29	49,14	46,69	46,02
m_{p+w} (g)	1283,55	1287,55	1223,64	1235,54	1396,60	1283,40	1396,50	1283,00	1276,80	1397,50	1287,25	1392,80
m_{p+w+s} (g)	1312,91	1319,17	1255,36	1269,50	1457,69	1344,80	1429,75	1312,80	1306,93	1427,80	1317,11	1422,05
ρ_s (g/cm³)	2,659	2,710	2,622	2,653	2,598	2,613	2,888	2,894	2,654	2,603	2,767	2,736
$\Delta\rho_s$ (g/cm³)	0,05		0,03		0,02		0,01		0,05		0,03	
$\bar{\rho}_s$ (g/cm³)	2,685		2,637		2,606		2,891		2,628		2,751	

Onde: # - número da peneira aos moldes ABNT; m_d - massa de solo seco; m_{p+w} - soma das massas do picnômetro e da água em seu interior na temperatura aferida; m_{p+w+s} - soma das massas do picnômetro com a solução de água e solo em seu interior; m_s - massa de solo; T - temperatura; w - umidade relativa do solo; ρ_w - massa específica da água; ρ_s - massa específica dos sólidos; $\Delta\rho_s$ - variação do valor da massa específica dos sólidos entre os picnômetros analisados; $\bar{\rho}_s$ - média da massa específica dos sólidos.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo; 2 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE C - Dados referentes aos ensaios para a determinação da massa específica dos sólidos dos solos estudados

	Areia pouco siltosa[1]					Silte arenoso[2]				Argila siltosa[1]	
#	30	10		4		50		10		10	
Cápsula	32	104	21	190	166	104	7	7	106	36	34
m_s + t (g)	41,14	82,44	83,75	109,44	100,22	63,65	75,42	73,56	79,51	70,32	67,35
m_d + t (g)	39,77	80,75	81,82	107,56	98,41	60,75	71,94	69,64	75,02	64,98	60,1
m_t (g)	24,11	26,35	24,51	27,19	26,70	26,35	30,89	30,88	30,63	25,14	22,10
m_w (g)	1,37	1,69	1,93	1,88	1,81	2,90	3,48	3,92	4,49	5,34	7,25
m_d (g)	15,66	54,4	57,31	80,37	71,71	34,4	41,05	38,76	44,39	39,84	38
w (%)	8,75	3,11	3,37	2,34	2,52	8,43	8,48	10,11	10,11	13,40	19,08
$\bar{w}$ (%)	8,75	3,24		2,43		8,45		10,11		16,24	

Onde: # - número da peneira aos moldes ABNT; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\bar{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo; 2 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE D

Dados referentes aos ensaios de caracterização granulométrica dos solos estudados

APÊNDICE D - Dados referentes aos ensaios de caracterização granulométrica dos solos estudados - AREIA POUCO SILTOSA[1]

Umidade relativa do solo		
Cápsula	104	21
m_s + t (g)	82,44	83,75
m_d + t (g)	80,75	81,82
m_t (g)	26,35	24,51
m_w (g)	1,69	1,93
m_d (g)	54,40	57,31
w (%)	3,11	3,37
$\overline{w}$ (%)	3,24	

Massa de solo analisado	
m_s (g)	66,09
m_d (g)	64,02

Peneiramento			
Peneira (ABNT)	Retido (g)	Passado (g)	Q (%)
# 16	8,65	36,45	86,49
# 30	35,68	9,42	44,26
# 40	41,54	3,56	35,11
# 50	42,62	2,48	33,42
# 100	44,12	0,98	31,08
# 200	45,07	0,03	29,60
Fundo	0,03	-	-

Onde: Q - percentagem de partículas passantes; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE D - Dados referentes aos ensaios de caracterização granulométrica dos solos estudados - AREIA POUCO SILTOSA[1]

Sedimentação												
T (°C)	ρ_w (g/cm³)	μ_w (g.s/cm²)	ρ_s (g/cm³)	Intervalo de tempo		Leitura	H (cm)	D (mm)	a (%)	ΔL	Lc	Q (%)
				-	s							
25,0	0,997044	9,1E-06	2,685	30 s	30	13,2	14,24	0,0680	100,0	4,30	8,90	22,11
25,0	0,997044	9,1E-06	2,685	1 min	60	13,0	14,30	0,0482	100,0	4,30	8,70	21,62
25,0	0,997044	9,1E-06	2,685	2	120	12,2	15,54	0,0355	100,0	4,30	7,90	19,63
25,0	0,997044	9,1E-06	2,685	4	240	12,0	13,50	0,0234	100,0	4,30	7,70	19,13
25,0	0,997044	9,1E-06	2,685	8	480	11,2	13,66	0,0166	100,0	4,30	6,90	17,15
25,0	0,997044	9,1E-06	2,685	15	900	11,0	13,70	0,0122	100,0	4,30	6,70	16,65
25,0	0,997044	9,1E-06	2,685	30	1800	10,8	13,76	0,0086	100,0	4,30	6,50	16,15
24,0	0,997296	9,3E-06	2,685	1 h	3600	10,0	14,00	0,0062	100,0	4,50	5,50	13,67
24,0	0,997296	9,3E-06	2,685	2	7200	9,0	14,20	0,0044	100,0	4,50	4,50	11,18
23,6	0,997394	9,4E-06	2,685	4	14400	8,2	14,44	0,0032	100,0	4,58	3,62	9,00
23,0	0,997538	9,6E-06	2,685	7	28800	7,2	14,74	0,0023	100,0	4,70	2,50	6,21
23,0	0,997538	9,6E-06	2,685	24	86400	7,0	14,80	0,0013	100,0	4,70	2,30	5,72

Onde: a - percentagem de grãos que passam na peneira # 10 (ABNT); D - diâmetro da partícula; H - altura de queda; Lc - leitura corrigida do densímetro; Q - percentagem de partículas passantes; T - temperatura; ΔL - leitura do densímetro no meio dispersor (água destilada) na mesma temperatura da suspenção; μ_w - viscosidade da água; ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE D - Dados referentes aos ensaios de caracterização granulométrica dos solos estudados - SILTE ARENOSO[1]

Umidade relativa do solo		
Cápsula	36	34
m_s + t (g)	70,32	67,35
m_d + t (g)	64,88	62,1
m_t (g)	25,14	22,88
m_w (g)	5,44	5,25
m_d (g)	39,74	39,22
w (%)	13,69	13,39
$\overline{w}$ (%)	13,54	

Massa de solo analisado	
m_s (g)	56,54
m_d (g)	49,80

Peneiramento			
Peneira (ABNT)	Retido (g)	Passado (g)	Q (%)
# 16	1,24	12,00	97,62
# 30	4,95	8,29	90,48
# 40	6,78	6,46	86,96
# 50	7,96	5,28	84,69
# 100	10,99	2,25	78,87
# 200	13,42	-0,18	74,19
Fundo	0,00	-	-

Onde: Q - percentagem de partículas passantes; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE D - Dados referentes aos ensaios de caracterização granulométrica dos solos estudados - SILTE ARENOSO[1]

Sedimentação												
T (°C)	ρ_w (g/cm³)	μ_w (g.s/cm²)	ρ_s (g/cm³)	Intervalo de tempo		Leitura	H (cm)	D (mm)	a (%)	ΔL	Lc	Q (%)
				-	s							
25,0	0,997044	9,1E-06	2,891	30 s	30	24,8	11,16	0,0568	100,0	4,30	20,50	62,84
25,0	0,997044	9,1E-06	2,891	1 min	60	23,0	11,90	0,0415	100,0	4,30	18,70	57,32
25,0	0,997044	9,1E-06	2,891	2	120	21,0	12,20	0,0297	100,0	4,30	16,70	51,19
25,0	0,997044	9,1E-06	2,891	4	240	19,0	11,60	0,0205	100,0	4,30	14,70	45,06
25,0	0,997044	9,1E-06	2,891	8	480	16,2	12,34	0,0149	100,0	4,30	11,90	36,48
25,0	0,997044	9,1E-06	2,891	15	900	14,0	12,90	0,0112	100,0	4,30	9,70	29,73
24,2	0,997246	9,6E-06	2,891	30	1800	12,0	13,50	0,0083	100,0	4,46	7,54	23,11
24,0	0,997296	9,3E-06	2,891	1 h	3600	10,0	14,00	0,0059	100,0	4,50	5,50	16,86
24,0	0,997296	9,3E-06	2,891	2	7200	8,0	14,50	0,0042	100,0	4,50	3,50	10,73
23,6	0,997394	9,7E-06	2,891	4	14400	7,4	14,68	0,0031	100,0	4,58	2,82	8,65
23,0	0,997538	9,8E-06	2,891	7	28800	6,8	14,84	0,0022	100,0	4,70	2,10	6,44
23,0	0,997538	9,8E-06	2,891	24	86400	6,0	15,00	0,0013	100,0	4,70	1,30	3,99

Onde: a - percentagem de grãos que passam na peneira # 10 (ABNT); D - diâmetro da partícula; H - altura de queda; Lc - leitura corrigida do densímetro; Q - percentagem de partículas passantes; T - temperatura; ΔL - leitura do densímetro no meio dispersor (água destilada) na mesma temperatura da suspenção; μ_w - viscosidade da água; ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água.

Notas: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE D - Dados referentes aos ensaios de caracterização granulométrica dos solos estudados - ARGILA SILTOSA[1]

Umidade relativa do solo		
Cápsula	7	106
m_s + t (g)	73,56	79,51
m_d + t (g)	69,64	75,02
m_t (g)	30,88	30,63
m_w (g)	3,92	4,49
m_d (g)	38,76	44,39
w (%)	10,11	10,11
$\overline{w}$ (%)	10,11	

Massa de solo analisado	
m_s (g)	59,82
m_d (g)	54,33

Peneiramento			
Peneira (ABNT)	Retido (g)	Passado (g)	Q (%)
# 16	0,04	0,38	99,93
# 30	0,13	0,29	99,76
# 40	0,20	0,22	99,63
# 50	0,22	0,20	99,60
# 100	0,31	0,11	99,43
# 200	0,42	0,00	99,23
Fundo	0,00	-	-

Onde: Q - percentagem de partículas passantes; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE D - Dados referentes aos ensaios de caracterização granulométrica dos solos estudados - ARGILA SILTOSA[1]

Sedimentação												
T (°C)	ρ_w (g/cm³)	μ_w (g.s/cm²)	ρ_s (g/cm³)	Intervalo de tempo		Leitura	H (cm)	D (mm)	a (%)	ΔL	Lc	Q (%)
				-	s							
24,8	0,997095	9,2E-06	2,628	30 s	30	35,0	8,50	0,0536	100,0	4,34	30,66	90,94
24,8	0,997095	9,2E-06	2,628	1 min	60	34,8	8,56	0,0380	100,0	4,34	30,46	90,35
24,8	0,997095	9,2E-06	2,628	2	120	34,5	8,65	0,0270	100,0	4,34	30,16	89,46
24,6	0,997146	9,2E-06	2,628	4	240	34,2	7,64	0,0180	100,0	4,38	29,82	88,45
24,6	0,997146	9,2E-06	2,628	8	480	34,0	7,70	0,0128	100,0	4,38	29,62	87,86
24,6	0,997146	9,2E-06	2,628	15	900	33,0	7,90	0,0094	100,0	4,38	28,62	84,89
24,2	0,997246	9,3E-06	2,628	30	1800	32,2	8,14	0,0068	100,0	4,46	27,74	82,29
24,0	0,997296	9,3E-06	2,628	1 h	3600	31,4	8,38	0,0049	100,0	4,50	26,90	79,80
24,0	0,997296	9,3E-06	2,628	2	7200	29,8	8,76	0,0035	100,0	4,50	25,30	75,05
23,6	0,997394	9,4E-06	2,628	4	14400	29,0	9,00	0,0026	100,0	4,58	24,42	72,44
23,0	0,997538	9,6E-06	2,628	7	28800	27,0	9,50	0,0019	100,0	4,70	22,30	66,16
23,0	0,997538	9,6E-06	2,628	24	86400	26,0	9,80	0,0011	100,0	4,70	21,30	63,19

Onde: a - percentagem de grãos que passam na peneira # 10 (ABNT); D - diâmetro da partícula; H - altura de queda; Lc - leitura corrigida do densímetro; Q - percentagem de partículas passantes; T - temperatura; ΔL - leitura do densímetro no meio dispersor (água destilada) na mesma temperatura da suspenção; μ_w - viscosidade da água; ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

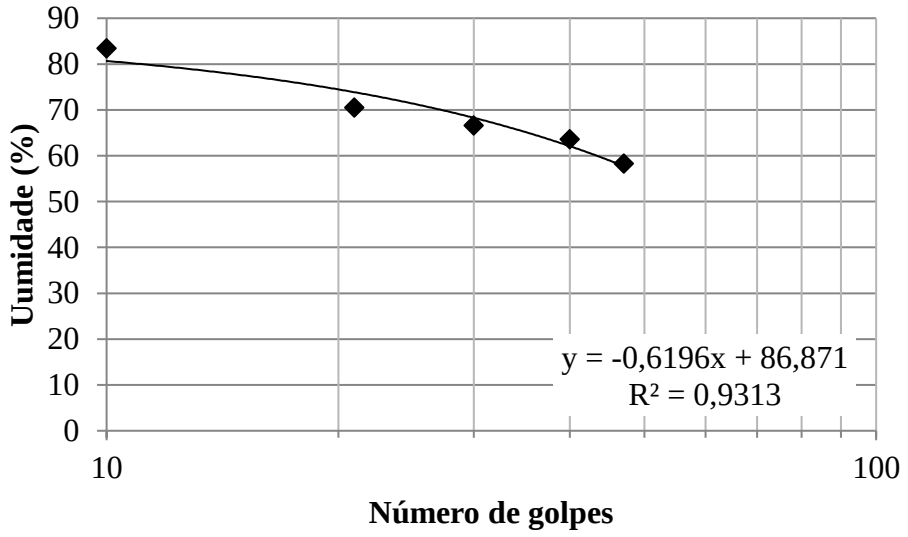
APÊNDICE E

Dados referentes aos ensaios para a determinação dos Limites de Atterberg dos solos estudados

APÊNDICE E - Dados referentes aos ensaios para a determinação dos Limites de Atterberg dos solos estudados - AREIA POUCO SILTOSA[1]

Limite de plasticidade			
Cápsula	76	24	91
m_s + t (g)	40,85	45,15	41,99
m_d + t (g)	40,53	44,89	41,65
m_t (g)	39,67	44,23	40,77
m_w (g)	0,32	0,26	0,34
m_d (g)	0,86	0,66	0,88
w (%)	37,34	39,16	38,81
$\overline{w}$ (%)	38,44		

Limite de liquidez					
Cápsula	72	2	103	82	97
m_s + t (g)	48,31	45,31	43,43	43,75	49,86
m_d + t (g)	44,62	43,25	41,58	41,45	47,48
m_t (g)	40,20	40,33	38,80	37,84	43,40
m_w (g)	3,69	2,06	1,85	2,30	2,38
m_d (g)	4,42	2,92	2,78	3,61	4,08
w (%)	83,48	70,52	66,62	63,66	58,36
Golpes	10	21	30	40	47



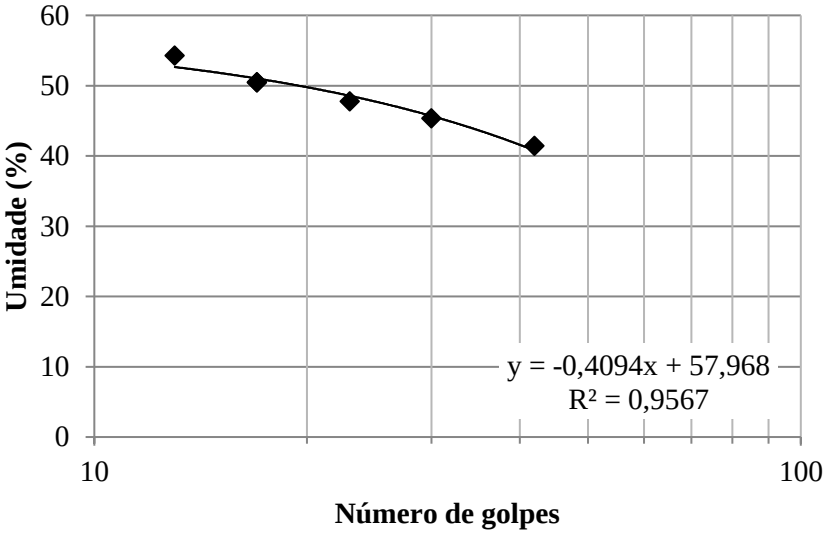
Onde: m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE E - Dados referentes aos ensaios para a determinação dos Limites de Atterberg dos solos estudados - SILTE ARENOSO[1]

Limite de plasticidade			
Cápsula	16	98	24
m_s + t (g)	40,79	46,94	47,82
m_d + t (g)	40,57	46,17	46,98
m_t (g)	39,85	43,66	44,23
m_w (g)	0,22	0,77	0,84
m_d (g)	0,72	2,51	2,75
w (%)	30,73	30,64	30,50
$\overline{w}$ (%)	30,62		

Limite de liquidez						
Cápsula	98	91	103	13	76	72
m_s + t (g)	48,78	46,25	44,46	48,62	46,62	48,79
m_d + t (g)	47,28	44,48	42,47	45,84	44,29	45,91
m_t (g)	43,657	40,77	38,80	39,71	39,67	40,20
m_w (g)	1,5	1,77	1,99	2,78	2,33	2,88
m_d (g)	3,623	3,71	3,67	6,13	4,62	5,71
w (%)	41,00	48,00	54,27	45,34	50,47	50,44
Golpes	42	23	13	30	17	17



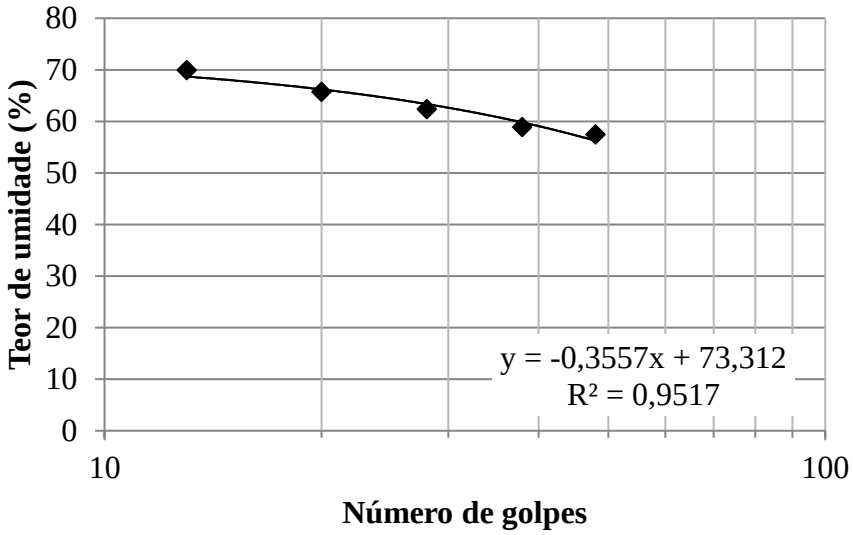
Onde: m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE E - Dados referentes aos ensaios para a determinação dos Limites de Atterberg dos solos estudados - ARGILA SILTOSA[1]

Limite de plasticidade			
Cápsula	16	91	97
m_s + t (g)	41,28	41,83	44,93
m_d + t (g)	40,97	41,60	44,60
m_t (g)	39,85	40,77	43,40
m_w (g)	0,31	0,23	0,33
m_d (g)	1,12	0,83	1,20
w (%)	27,78	27,85	27,55
$\overline{w}$ (%)	27,72		

Limite de liquidez					
Cápsula	68	81	20	80	25
m_s + t (g)	45,82	46,96	52,89	45,47	52,83
m_d + t (g)	43,82	44,15	49,12	42,96	49,92
m_t (g)	40,61	39,87	43,73	38,59	44,96
m_w (g)	2,00	2,81	3,77	2,51	2,92
m_d (g)	3,21	4,28	5,39	4,37	4,96
w (%)	62,34	65,71	69,92	57,42	58,88
Golpes	28	20	13	48	38



Onde: m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do solo.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F

Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

Material	Amostra	m_a	m_d	d	ρ_s	ρ_w
Areia pouco siltosa[1]	4	5,56	42,76	3,70	2,61	0,998
	4b	8,32	61,43	3,70	2,61	0,998
	4c	8,18	66,03	3,70	2,61	0,998
	5	8,34	66,62	3,70	2,61	0,998
Site arenoso[2]	1	4,53	36,51	3,77	2,89	0,998
	1b	4,50	37,13	3,78	2,89	0,998
	2	4,62	32,29	3,74	2,89	0,998
	3	4,54	37,35	3,78	2,89	0,998
	3b	4,53	34,58	3,78	2,89	0,998
Argila siltosa[1]	6b	5,70	44,50	n.c.	2,75	0,998
	21	3,55	26,99	n.c.	2,75	0,998
	21b	3,23	23,94	n.c.	2,75	0,998

Onde: d - diâmetro do solo no interior do anel de PVC; n.c. - não foi constante ao longo do ensaio; m_a - massa do anel de PVC; m_d - massa de solo seco (secagem em estufa a 105° por no mínimo 24h); ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água.

Notas: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo; 2 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

AREIA POUCO SILTOSA[1] - AMOSTRA 4											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
2,38	25,59	2,0	55,45	49,89	1,95	16,7	1,67	0,56	35,9	77,8	27,9
2,38	25,59	4,0	55,03	49,47	1,93	15,7	1,67	0,56	35,9	73,2	26,3
2,38	25,59	9,0	54,58	49,02	1,92	14,6	1,67	0,56	35,9	68,3	24,5
2,38	25,59	14,0	54,25	48,69	1,90	13,9	1,67	0,56	35,9	64,7	23,2
2,38	25,59	19,0	53,99	48,43	1,89	13,3	1,67	0,56	35,9	61,9	22,2
2,38	25,59	24,0	53,79	48,23	1,88	12,8	1,67	0,56	35,9	59,7	21,4
2,38	25,59	29,0	52,94	47,38	1,85	10,8	1,67	0,56	35,9	50,4	18,1
2,38	25,59	31,0	52,59	47,03	1,84	10,0	1,67	0,56	35,9	46,6	16,7
2,38	25,59	40,0	52,46	46,90	1,83	9,7	1,67	0,56	35,9	45,1	16,2
2,38	25,59	50,0	52,47	46,91	1,83	9,7	1,67	0,56	35,9	45,3	16,3
2,38	25,59	100,0	52,38	46,81	1,83	9,5	1,67	0,56	35,9	44,2	15,9
2,38	25,59	200,0	52,34	46,78	1,83	9,4	1,67	0,56	35,9	43,8	15,7
2,38	25,59	300,0	52,16	46,60	1,82	9,0	1,67	0,56	35,9	41,9	15,0
2,38	25,59	400,0	52,16	46,59	1,82	9,0	1,67	0,56	35,9	41,8	15,0
2,38	25,59	500,0	52,15	46,58	1,82	8,9	1,67	0,56	35,9	41,7	15,0
2,38	25,59	38853	49,48	43,92	1,72	2,7	1,67	0,56	35,9	12,7	4,5

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

AREIA POUCO SILTOSA[1] - AMOSTRA 4b											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
3,52	37,85	1,5	80,36	72,04	1,90	17,3	1,62	0,61	37,7	74,5	28,1
3,52	37,85	3,0	79,95	71,64	1,89	16,6	1,62	0,61	37,7	71,6	27,0
3,52	37,85	8,0	79,52	71,20	1,88	15,9	1,62	0,61	37,7	68,6	25,9
3,52	37,85	13,0	79,16	70,85	1,87	15,3	1,62	0,61	37,7	66,1	24,9
3,52	37,85	18,0	78,73	70,41	1,86	14,6	1,62	0,61	37,7	63,0	23,8
3,52	37,85	23,0	78,29	69,97	1,85	13,9	1,62	0,61	37,7	60,0	22,6
3,52	37,85	28,0	77,81	69,49	1,84	13,1	1,62	0,61	37,7	56,6	21,3
3,52	37,85	30,0	77,02	68,71	1,82	11,8	1,62	0,61	37,7	51,1	19,3
3,52	37,85	40,0	76,72	68,41	1,81	11,4	1,62	0,61	37,7	49,0	18,5
3,52	37,85	50,0	76,58	68,26	1,80	11,1	1,62	0,61	37,7	48,0	18,1
3,52	37,85	100,0	76,01	67,69	1,79	10,2	1,62	0,61	37,7	43,9	16,6
3,52	37,85	200,0	75,77	67,45	1,78	9,8	1,62	0,61	37,7	42,2	15,9
3,52	37,85	300,0	75,27	66,95	1,77	9,0	1,62	0,61	37,7	38,7	14,6
3,52	37,85	400,0	75,19	66,88	1,77	8,9	1,62	0,61	37,7	38,2	14,4
3,52	37,85	500,0	75,13	66,81	1,77	8,8	1,62	0,61	37,7	37,8	14,2
3,52	37,85	38853	71,29	62,97	1,66	2,5	1,62	0,61	37,7	10,8	4,1

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

AREIA POUCO SILTOSA[1] - AMOSTRA 4c											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
3,60	38,71	1,5	85,24	77,06	1,99	16,7	1,71	0,53	34,5	82,7	28,6
3,60	38,71	3,0	84,60	76,42	1,97	15,7	1,71	0,53	34,5	77,9	26,9
3,60	38,71	8,0	83,95	75,77	1,96	14,7	1,71	0,53	34,5	73,0	25,2
3,60	38,71	13,0	83,53	75,35	1,95	14,1	1,71	0,53	34,5	69,9	24,1
3,60	38,71	18,0	83,21	75,03	1,94	13,6	1,71	0,53	34,5	67,4	23,3
3,60	38,71	23,0	82,47	74,29	1,92	12,5	1,71	0,53	34,5	61,9	21,4
3,60	38,71	28,0	82,07	73,89	1,91	11,9	1,71	0,53	34,5	58,9	20,3
3,60	38,71	30,0	81,98	73,80	1,91	11,8	1,71	0,53	34,5	58,2	20,1
3,60	38,71	40,0	81,64	73,45	1,90	11,2	1,71	0,53	34,5	55,6	19,2
3,60	38,71	50,0	81,35	73,17	1,89	10,8	1,71	0,53	34,5	53,5	18,5
3,60	38,71	100,0	80,81	72,63	1,88	10,0	1,71	0,53	34,5	49,5	17,1
3,60	38,71	200,0	80,65	72,47	1,87	9,7	1,71	0,53	34,5	48,2	16,7
3,60	38,71	300,0	80,29	72,11	1,86	9,2	1,71	0,53	34,5	45,5	15,7
3,60	38,71	400,0	80,24	72,06	1,86	9,1	1,71	0,53	34,5	45,2	15,6
3,60	38,71	500,0	80,14	71,96	1,86	9,0	1,71	0,53	34,5	44,5	15,4
3,60	38,71	38853	76,05	67,86	1,75	2,8	1,71	0,53	34,5	13,7	4,7

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

AREIA POUCO SILTOSA[1] - AMOSTRA 5 (Parte 1/2)											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
3,50	37,63	0,01	86,96	78,62	2,09	18,0	1,77	0,47	32,1	99,7	32,0
3,50	37,63	0,1	86,64	78,30	2,08	17,5	1,77	0,47	32,1	97,0	31,1
3,50	37,63	0,2	86,60	78,26	2,08	17,5	1,77	0,47	32,1	96,6	31,0
3,50	37,63	0,3	86,45	78,12	2,08	17,3	1,77	0,47	32,1	95,4	30,6
3,50	37,63	0,4	86,30	77,96	2,07	17,0	1,77	0,47	32,1	94,2	30,2
3,50	37,63	0,5	86,22	77,88	2,07	16,9	1,77	0,47	32,1	93,5	30,0
3,50	37,63	0,6	86,15	77,82	2,07	16,8	1,77	0,47	32,1	93,0	29,8
3,50	37,63	0,8	86,11	77,78	2,07	16,7	1,77	0,47	32,1	92,6	29,7
3,50	37,63	1,0	86,02	77,68	2,06	16,6	1,77	0,47	32,1	91,8	29,4
3,50	37,63	1,2	85,87	77,53	2,06	16,4	1,77	0,47	32,1	90,6	29,0
3,50	37,63	1,4	85,84	77,51	2,06	16,3	1,77	0,47	32,1	90,4	29,0
3,50	37,63	1,6	85,76	77,42	2,06	16,2	1,77	0,47	32,1	89,7	28,8
3,50	37,63	2,0	85,64	77,31	2,05	16,0	1,77	0,47	32,1	88,7	28,4
3,50	37,63	5,1	85,25	76,91	2,04	15,4	1,77	0,47	32,1	85,4	27,4
3,50	37,63	10,1	84,48	76,15	2,02	14,3	1,77	0,47	32,1	79,1	25,4
3,50	37,63	15,1	83,72	75,39	2,00	13,2	1,77	0,47	32,1	72,8	23,3
3,50	37,63	20,1	83,34	75,00	1,99	12,6	1,77	0,47	32,1	69,6	22,3
3,50	37,63	25,1	82,90	74,57	1,98	11,9	1,77	0,47	32,1	66,0	21,2
3,50	37,63	30,1	82,51	74,17	1,97	11,3	1,77	0,47	32,1	62,7	20,1
3,50	37,63	40,0	81,97	73,63	1,96	10,5	1,77	0,47	32,1	58,2	18,7
3,50	37,63	50,0	81,73	73,39	1,95	10,2	1,77	0,47	32,1	56,2	18,0
3,50	37,63	100,0	81,43	73,09	1,94	9,7	1,77	0,47	32,1	53,7	17,2

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

AREIA POUCO SILTOSA[1] - AMOSTRA 5 (Parte 2/2)											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
3,50	37,63	300,0	81,22	72,88	1,94	9,4	1,77	0,47	32,1	52,0	16,7
3,50	37,63	400,0	80,63	72,29	1,92	8,5	1,77	0,47	32,1	47,1	15,1
3,50	37,63	500,0	80,31	71,97	1,91	8,0	1,77	0,47	32,1	44,4	14,2
3,50	37,63	1058	79,46	71,12	1,89	6,8	1,77	0,47	32,1	37,4	12,0
3,50	37,63	2249	78,68	70,34	1,87	5,6	1,77	0,47	32,1	30,9	9,9
3,50	37,63	5524	77,78	69,45	1,85	4,2	1,77	0,47	32,1	23,5	7,5
3,50	37,63	38853	76,31	67,97	1,81	2,0	1,77	0,47	32,1	11,2	3,6

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo.

Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

	Determinação da sucção por meio de papel filtro - AMOSTRA 5					
	08.10.2018		22.10.2018		05.11.2018	
Embalagem	21bx	21bz	21bx	21bz	6bx	6bz
m_{pf} + t (g)	1,5381	1,4854	1,5265	1,4676	1,3894	1,3551
m_{pfd} + t (g)	1,5117	1,4556	1,5049	1,4473	1,3723	1,3408
m_t (g)	1,4160	1,3594	1,4161	1,3616	1,2834	1,2524
m_w (g)	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01
m_{pfd} (g)	0,10	0,10	0,09	0,09	0,09	0,09
w_{pf} (%)	27,59	30,98	24,32	23,69	19,24	16,18
$\overline{w}$ (%)	29,28		24,00		17,71	

	Sucção - AMOSTRA 5		
	m_{a+s}	w_{pf}	(u_a-u_w)
08.10.2018	79,46	29,28	-1058
22.10.2018	78,68	24,00	-2249
05.11.2018	77,78	17,71	-5524

Onde: m_{a+s} - soma das massas do anel de PVC e do solo; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

SILTE ARENOSO[1] - AMOSTRA 1											
h (cm)	v (cm^3)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm^3)	w (%)	ρ_d (g/cm^3)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
2,00	22,33	0,01	50,16	45,63	2,04	25,0	1,64	0,77	43,4	94,2	40,9
2,00	22,33	0,5	50,08	45,55	2,04	24,7	1,64	0,77	43,4	93,4	40,5
2,00	22,33	1,0	50,06	45,53	2,04	24,7	1,64	0,77	43,4	93,2	40,5
2,00	22,33	3,4	49,97	45,44	2,04	24,4	1,64	0,77	43,4	92,2	40,1
2,00	22,33	8,4	49,89	45,36	2,03	24,2	1,64	0,77	43,4	91,4	39,7
2,00	22,33	13,4	49,85	45,32	2,03	24,1	1,64	0,77	43,4	91,0	39,5
2,00	22,33	18,4	49,81	45,28	2,03	24,0	1,64	0,77	43,4	90,6	39,4
2,00	22,33	23,4	49,78	45,25	2,03	23,9	1,64	0,77	43,4	90,2	39,2
2,00	22,33	30,0	49,75	45,22	2,03	23,8	1,64	0,77	43,4	90,0	39,1
2,00	22,33	50,0	49,67	45,14	2,02	23,6	1,64	0,77	43,4	89,1	38,7
2,00	22,33	100,0	49,39	44,86	2,01	22,9	1,64	0,77	43,4	86,3	37,5
2,00	22,33	150,0	49,01	44,48	1,99	21,8	1,64	0,77	43,4	82,3	35,7
2,00	22,33	200,0	48,49	43,96	1,97	20,4	1,64	0,77	43,4	76,9	33,4
2,00	22,33	300,0	47,65	43,12	1,93	18,1	1,64	0,77	43,4	68,3	29,7
2,00	22,33	400,0	47,30	42,77	1,92	17,1	1,64	0,77	43,4	64,7	28,1
2,00	22,33	500,0	47,03	42,50	1,90	16,4	1,64	0,77	43,4	61,9	26,9
2,00	22,33	38853	43,27	38,74	1,74	6,1	1,64	0,77	43,4	23,0	10,0

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

SILTE ARENOSO[1] - AMOSTRA 1b											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
2,02	22,67	0,01	50,54	46,04	2,03	24,0	1,64	0,77	43,3	90,9	39,4
2,02	22,67	0,5	50,48	45,98	2,03	23,8	1,64	0,77	43,3	90,2	39,1
2,02	22,67	1,0	50,45	45,95	2,03	23,8	1,64	0,77	43,3	89,9	39,0
2,02	22,67	3,4	50,42	45,92	2,03	23,7	1,64	0,77	43,3	89,6	38,8
2,02	22,67	8,4	50,38	45,88	2,02	23,6	1,64	0,77	43,3	89,2	38,7
2,02	22,67	13,4	50,35	45,85	2,02	23,5	1,64	0,77	43,3	88,9	38,5
2,02	22,67	18,4	50,33	45,83	2,02	23,4	1,64	0,77	43,3	88,7	38,4
2,02	22,67	23,4	50,30	45,80	2,02	23,3	1,64	0,77	43,3	88,4	38,3
2,02	22,67	30,0	50,26	45,76	2,02	23,3	1,64	0,77	43,3	88,0	38,2
2,02	22,67	50,0	50,20	45,70	2,02	23,1	1,64	0,77	43,3	87,4	37,9
2,02	22,67	100,0	50,07	45,57	2,01	22,7	1,64	0,77	43,3	86,0	37,3
2,02	22,67	150,0	49,96	45,46	2,01	22,4	1,64	0,77	43,3	84,9	36,8
2,02	22,67	200,0	49,73	45,23	2,00	21,8	1,64	0,77	43,3	82,6	35,8
2,02	22,67	300,0	48,60	44,10	1,95	18,8	1,64	0,77	43,3	71,1	30,8
2,02	22,67	400,0	48,31	43,81	1,93	18,0	1,64	0,77	43,3	68,1	29,5
2,02	22,67	500,0	47,98	43,48	1,92	17,1	1,64	0,77	43,3	64,8	28,1
2,02	22,67	38853	44,19	39,69	1,75	6,9	1,64	0,77	43,3	26,1	11,3

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

SILTE ARENOSO[1] - AMOSTRA 2											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
1,99	21,81	0,01	47,43	42,81	1,96	32,6	1,48	0,95	48,8	99,1	48,3
1,99	21,81	0,50	47,39	42,77	1,96	32,5	1,48	0,95	48,8	98,7	48,2
1,99	21,81	1,00	47,38	42,76	1,96	32,4	1,48	0,95	48,8	98,6	48,1
1,99	21,81	3,40	47,37	42,75	1,96	32,4	1,48	0,95	48,8	98,5	48,0
1,99	21,81	8,40	47,35	42,73	1,96	32,3	1,48	0,95	48,8	98,3	48,0
1,99	21,81	13,40	47,34	42,72	1,96	32,3	1,48	0,95	48,8	98,2	47,9
1,99	21,81	18,40	47,34	42,72	1,96	32,3	1,48	0,95	48,8	98,2	47,9
1,99	21,81	23,40	47,33	42,71	1,96	32,3	1,48	0,95	48,8	98,1	47,9
1,99	21,81	30,00	47,32	42,70	1,96	32,2	1,48	0,95	48,8	98,0	47,8
1,99	21,81	50,00	47,29	42,67	1,96	32,1	1,48	0,95	48,8	97,7	47,7
1,99	21,81	100,00	47,22	42,60	1,95	31,9	1,48	0,95	48,8	97,1	47,3
1,99	21,81	150,00	47,12	42,50	1,95	31,6	1,48	0,95	48,8	96,2	46,9
1,99	21,81	200,00	46,87	42,25	1,94	30,8	1,48	0,95	48,8	93,7	45,7
1,99	21,81	300,00	46,11	41,49	1,90	28,5	1,48	0,95	48,8	86,6	42,2
1,99	21,81	400,00	45,56	40,94	1,88	26,8	1,48	0,95	48,8	81,4	39,7
1,99	21,81	500,00	44,96	40,34	1,85	24,9	1,48	0,95	48,8	75,8	37,0
1,99	21,81	38853,00	40,41	35,79	1,64	10,8	1,48	0,95	48,8	32,9	16,1

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

SILTE ARENOSO[1] - AMOSTRA 3											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
2,02	22,67	0,01	51,42	46,88	2,07	25,5	1,65	0,75	43,0	98,0	42,1
2,02	22,67	0,5	51,41	46,87	2,07	25,5	1,65	0,75	43,0	97,8	42,1
2,02	22,67	1,0	51,39	46,85	2,07	25,5	1,65	0,75	43,0	97,7	42,0
2,02	22,67	3,4	51,36	46,82	2,07	25,4	1,65	0,75	43,0	97,3	41,9
2,02	22,67	8,4	51,30	46,76	2,06	25,2	1,65	0,75	43,0	96,8	41,6
2,02	22,67	13,4	51,27	46,73	2,06	25,1	1,65	0,75	43,0	96,4	41,5
2,02	22,67	18,4	51,25	46,71	2,06	25,1	1,65	0,75	43,0	96,2	41,4
2,02	22,67	23,4	51,21	46,67	2,06	25,0	1,65	0,75	43,0	95,8	41,2
2,02	22,67	30,0	51,18	46,64	2,06	24,9	1,65	0,75	43,0	95,5	41,1
2,02	22,67	50,0	51,09	46,55	2,05	24,6	1,65	0,75	43,0	94,6	40,7
2,02	22,67	100,0	50,76	46,22	2,04	23,8	1,65	0,75	43,0	91,2	39,2
2,02	22,67	150,0	50,35	45,81	2,02	22,7	1,65	0,75	43,0	87,0	37,4
2,02	22,67	200,0	49,61	45,07	1,99	20,7	1,65	0,75	43,0	79,4	34,1
2,02	22,67	300,0	48,06	43,52	1,92	16,5	1,65	0,75	43,0	63,5	27,3
2,02	22,67	400,0	47,40	42,86	1,89	14,8	1,65	0,75	43,0	56,6	24,4
2,02	22,67	500,0	46,93	42,39	1,87	13,5	1,65	0,75	43,0	51,8	22,3
2,02	22,67	38853	44,04	39,50	1,74	5,8	1,65	0,75	43,0	22,1	9,5

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

SILTE ARENOSO[1] - AMOSTRA 3b											
h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
2,02	22,67	0,01	49,75	45,22	1,99	30,8	1,53	0,89	47,2	99,5	47,0
2,02	22,67	0,5	49,67	45,14	1,99	30,5	1,53	0,89	47,2	98,8	46,7
2,02	22,67	1,0	49,67	45,14	1,99	30,5	1,53	0,89	47,2	98,7	46,6
2,02	22,67	3,4	49,63	45,10	1,99	30,4	1,53	0,89	47,2	98,4	46,5
2,02	22,67	8,4	49,56	45,03	1,99	30,2	1,53	0,89	47,2	97,7	46,2
2,02	22,67	13,4	49,50	44,97	1,98	30,0	1,53	0,89	47,2	97,2	45,9
2,02	22,67	18,4	49,44	44,91	1,98	29,9	1,53	0,89	47,2	96,6	45,6
2,02	22,67	23,4	49,38	44,85	1,98	29,7	1,53	0,89	47,2	96,1	45,4
2,02	22,67	30,0	49,35	44,82	1,98	29,6	1,53	0,89	47,2	95,8	45,2
2,02	22,67	50,0	49,23	44,70	1,97	29,3	1,53	0,89	47,2	94,7	44,7
2,02	22,67	100,0	48,83	44,30	1,95	28,1	1,53	0,89	47,2	90,9	42,9
2,02	22,67	150,0	48,43	43,90	1,94	26,9	1,53	0,89	47,2	87,2	41,2
2,02	22,67	200,0	47,72	43,19	1,91	24,9	1,53	0,89	47,2	80,6	38,0
2,02	22,67	300,0	45,73	41,20	1,82	19,1	1,53	0,89	47,2	61,9	29,2
2,02	22,67	400,0	45,45	40,92	1,81	18,3	1,53	0,89	47,2	59,3	28,0
2,02	22,67	500,0	45,07	40,54	1,79	17,2	1,53	0,89	47,2	55,7	26,3
2,02	22,67	38853	41,23	36,70	1,62	6,1	1,53	0,89	47,2	19,8	9,3

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

ARGILA SILTOSA[1] - AMOSTRA 6b												
d (cm)	h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
3,70	2,54	27,31	2,0	61,29	55,59	2,04	24,9	1,63	0,69	40,8	99,8	40,7
3,70	2,52	27,10	4,0	61,00	55,30	2,04	24,3	1,64	0,68	40,3	99,0	39,9
3,70	2,52	27,10	9,0	60,95	55,25	2,04	24,2	1,64	0,68	40,3	98,6	39,7
3,70	2,52	27,10	14,0	60,92	55,22	2,04	24,1	1,64	0,68	40,3	98,3	39,6
3,70	2,51	26,99	19,0	60,78	55,08	2,04	23,8	1,65	0,67	40,1	98,0	39,3
3,70	2,51	26,99	24,0	60,79	55,09	2,04	23,8	1,65	0,67	40,1	98,1	39,3
3,70	2,51	26,99	29,0	60,82	55,12	2,04	23,9	1,65	0,67	40,1	98,3	39,4
3,70	2,51	26,99	31,0	60,76	55,06	2,04	23,7	1,65	0,67	40,1	97,8	39,2
3,70	2,50	26,88	40,0	60,67	54,97	2,05	23,5	1,66	0,66	39,8	98,0	39,0
3,70	2,50	26,88	50,0	60,68	54,98	2,05	23,6	1,66	0,66	39,8	98,1	39,1
3,70	2,49	26,77	100,0	60,53	54,83	2,05	23,2	1,66	0,66	39,6	97,6	38,6
3,70	2,49	26,77	200,0	60,51	54,81	2,05	23,2	1,66	0,66	39,6	97,5	38,6
3,70	2,48	26,67	300,0	60,33	54,63	2,05	22,8	1,67	0,65	39,3	96,7	38,0
3,70	2,48	26,67	400,0	60,40	54,70	2,05	22,9	1,67	0,65	39,3	97,4	38,3
3,70	2,48	26,67	500,0	60,35	54,65	2,05	22,8	1,67	0,65	39,3	97,0	38,2
3,68	2,46	26,16	2433	59,75	54,05	2,07	21,5	1,70	0,62	38,2	95,7	36,6
3,68	2,44	25,95	5478	58,70	53,00	2,04	19,1	1,71	0,60	37,7	87,0	32,8
3,68	2,42	25,74	7159	57,94	52,24	2,03	17,4	1,73	0,59	37,2	81,1	30,1
3,60	2,38	24,23	38853	54,07	48,37	2,00	8,7	1,84	0,50	33,2	48,2	16,0

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

	Determinação da sucção por meio de papel filtro - AMOSTRA 6b					
	14.08.2018		27.08.2018		03.09.2018	
Embalagem	6b-x	6b-z	6b-x	6b-z	6b-x	6b-z
m_{pf} + t (g)	1,3962	1,3675	1,3941	1,3624	1,3918	1,3649
m_{pfd} + t (g)	1,3736	1,3463	1,3773	1,3454	1,3767	1,3493
m_t (g)	1,2816	1,2514	1,2813	1,2511	1,2814	1,2514
m_w (g)	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
m_{pfd} (g)	0,09	0,09	0,10	0,09	0,10	0,10
w_{pf} (%)	24,57	22,34	17,50	18,03	15,84	15,93
$\overline{w}$ (%)	23,45		17,76		15,89	

	Sucção - AMOSTRA 6b		
	m_{a+s}	w_{pf}	(u_a-u_w)
14.08.2018	59,7476	23,45	-2433
27.08.2018	58,70	17,76	-5478
03.09.2018	57,94	15,89	-7159

Onde: m_{a+s} - soma das massas do anel de PVC e do solo; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

ARGILA SILTOSA[1] - AMOSTRA 21												
d (cm)	h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
3,70	1,58	17,00	3,0	37,64	34,09	2,01	26,3	1,59	0,73	42,3	98,9	41,8
3,70	1,56	16,77	4,0	37,42	33,86	2,02	25,5	1,61	0,71	41,5	98,9	41,1
3,70	1,54	16,56	9,0	37,19	33,64	2,03	24,7	1,63	0,69	40,8	98,7	40,2
3,70	1,54	16,51	14,0	37,11	33,55	2,03	24,3	1,63	0,68	40,6	98,2	39,9
3,70	1,52	16,34	19,0	36,93	33,38	2,04	23,7	1,65	0,67	40,0	98,0	39,2
3,70	1,52	16,34	24,0	36,93	33,37	2,04	23,7	1,65	0,67	40,0	97,9	39,2
3,70	1,52	16,34	29,0	36,89	33,34	2,04	23,5	1,65	0,67	40,0	97,4	38,9
3,70	1,52	16,34	31,0	36,88	33,33	2,04	23,5	1,65	0,67	40,0	97,2	38,9
3,70	1,50	16,13	40,0	36,71	33,16	2,06	22,9	1,67	0,64	39,2	97,8	38,3
3,70	1,50	16,13	50,0	36,70	33,14	2,06	22,8	1,67	0,64	39,2	97,6	38,3
3,70	1,49	16,02	100,0	36,56	33,00	2,06	22,3	1,68	0,63	38,8	97,0	37,6
3,70	1,49	16,02	200,0	36,56	33,01	2,06	22,3	1,68	0,63	38,8	97,1	37,6
3,70	1,48	15,91	300,0	36,45	32,90	2,07	21,9	1,70	0,62	38,4	97,0	37,2
3,70	1,48	15,91	400,0	36,43	32,88	2,07	21,8	1,70	0,62	38,4	96,7	37,1
3,70	1,48	15,91	500,0	36,40	32,85	2,06	21,7	1,70	0,62	38,4	96,2	36,9
3,70	1,48	15,91	3765	35,87	32,32	2,03	19,8	1,70	0,62	38,4	87,5	33,6
3,70	1,48	15,91	8047	35,01	31,46	1,98	16,6	1,70	0,62	38,4	73,3	28,1
3,70	1,48	15,91	12444	34,50	30,95	1,94	14,7	1,70	0,62	38,4	65,0	24,9
3,70	1,48	15,91	38853	32,70	29,14	1,83	8,0	1,70	0,62	38,4	35,4	13,6

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

	Determinação da sucção por meio de papel filtro - AMOSTRA 21					
	14.08.2018		27.08.2018		03.09.2018	
Embalagem	21-x	21-z	21-x	21-z	21-x	21-z
m_{pf} + t (g)	1,4731	1,4322	1,4706	1,4285	1,4676	1,4242
m_{pfd} + t (g)	1,4541	1,4126	1,4561	1,4139	1,4561	1,4127
m_t (g)	1,3608	1,3166	1,3604	1,3165	1,3606	1,3168
m_w (g)	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
m_{pfd} (g)	0,09	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
w_{pf} (%)	20,36	20,42	15,15	14,99	12,04	11,99
$\overline{w}$ (%)	20,39		15,07		12,02	

	Sucção - AMOSTRA 21		
	m_{a+s}	w_{pf}	(u_a-u_w)
14.08.2018	35,8708	20,39	-3765
27.08.2018	35,01	15,07	-8047
03.09.2018	34,50	12,02	-12444

Onde: m_{a+s} - soma das massas do anel de PVC e do solo; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

ARGILA SILTOSA[1] - AMOSTRA 21b												
d (cm)	h (cm)	v (cm³)	u_a-u_w (kPa)	m_t (g)	m_s (g)	ρ_n (g/cm³)	w (%)	ρ_d (g/cm³)	e	n (%)	S (%)	θ (%)
3,70	1,46	15,74	3,0	34,17	30,94	1,97	29,3	1,52	0,81	44,7	99,7	44,6
3,70	1,44	15,48	4,0	33,89	30,66	1,98	28,1	1,55	0,78	43,8	99,3	43,5
3,70	1,43	15,38	9,0	33,68	30,46	1,98	27,2	1,56	0,77	43,4	97,8	42,5
3,70	1,42	15,27	14,0	33,57	30,35	1,99	26,8	1,57	0,75	43,0	97,7	42,0
3,70	1,42	15,27	19,0	33,56	30,33	1,99	26,7	1,57	0,75	43,0	97,5	41,9
3,70	1,41	15,16	24,0	33,38	30,15	1,99	25,9	1,58	0,74	42,6	96,3	41,0
3,70	1,40	15,05	29,0	33,24	30,01	1,99	25,4	1,59	0,73	42,2	95,8	40,4
3,70	1,40	15,05	31,0	33,20	29,97	1,99	25,2	1,59	0,73	42,2	95,1	40,2
3,70	1,40	15,05	40,0	33,15	29,92	1,99	25,0	1,59	0,73	42,2	94,4	39,8
3,70	1,40	15,05	50,0	33,15	29,92	1,99	25,0	1,59	0,73	42,2	94,3	39,8
3,70	1,39	14,95	100,0	33,04	29,81	1,99	24,5	1,60	0,72	41,8	94,2	39,4
3,70	1,39	14,95	200,0	33,04	29,82	1,99	24,5	1,60	0,72	41,8	94,3	39,4
3,70	1,38	14,84	300,0	32,86	29,63	2,00	23,8	1,61	0,71	41,4	92,9	38,4
3,70	1,38	14,84	400,0	32,90	29,67	2,00	24,0	1,61	0,71	41,4	93,6	38,7
3,70	1,38	14,84	500,0	32,88	29,65	2,00	23,9	1,61	0,71	41,4	93,2	38,6
3,65	1,38	14,44	1636	32,23	29,00	2,01	21,1	1,66	0,66	39,7	88,3	35,1
3,58	1,38	13,89	10136	31,22	27,99	2,01	16,9	1,72	0,60	37,4	78,2	29,2
3,55	1,38	13,66	38853	29,13	25,91	1,90	8,2	1,75	0,57	36,3	39,7	14,4

Onde: e - índice de vazios; h - altura do anel de PVC; m_s - massa do solo; m_t - soma das massas do anel de PVC e do solo; n - porosidade; S - saturação; u_a-u_w - sucção imposta; v - volume do anel de PVC; w - umidade gravimétrica do solo; θ - umidade volumétrica do solo; ρ_d - massa específica seca do solo; ρ_n - massa específica natural do solo. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE F - Dados referentes aos ensaios para a determinação das curvas de capacidade de retenção de água dos solos estudados

	Determinação da sucção por meio de papel filtro - AMOSTRA 21b			
	14.08.2018		27.08.2018	
Embalagem	21b-x	21b-z	21b-x	21b-z
m_{pf} + t (g)	1,5283	1,4752	1,5258	1,4694
m_{pfd} + t (g)	1,5058	1,4501	1,5128	1,4563
m_t (g)	1,4150	1,3594	1,4154	1,3597
m_w (g)	0,02	0,03	0,01	0,01
m_{pfd} (g)	0,09	0,09	0,10	0,10
w_{pf} (%)	24,78	27,67	13,35	13,56
$\overline{w}$ (%)	26,23		13,45	

	Sucção - AMOSTRA 21b		
	m_{a+s}	w_{pf}	(u_a-u_w)
14.08.2018	32,2272	26,23	-1636
27.08.2018	31,22	13,45	-10136

Onde: m_{a+s} - soma das massas do anel de PVC e do solo; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo.

APÊNDICE G

Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-01

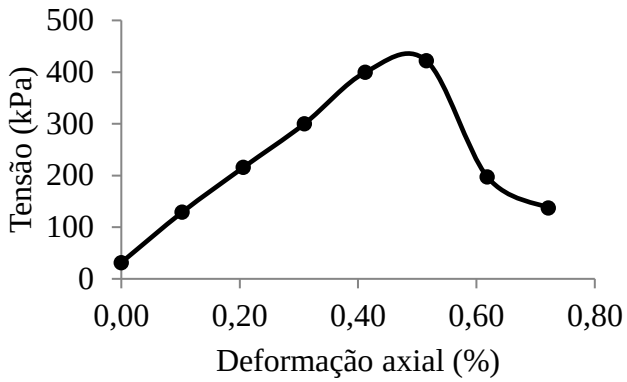
SILTE ARENOSO[1] CP-01	
m_s (g)	181,78
d (cm)	3,56
h (cm)	9,70
A (cm²)	9,94
v (cm³)	96,43
ρ (g/cm³)	1,89
m_d (g)	160,13
ρ_d (g/cm³)	1,66
ρ_s (g/cm³)	2,89
e	0,74
ρ_w (g/cm³)	0,998
S (%)	52,9
u_a-u_w (kPa)	-2381

SILTE ARENOSO[1] - CP-01					
Q (kgf)	Def. (mm)	ε (%)	A' (cm²)	σ (kgf/cm²)	σ (kPa)
3,20	0,0	0,00	9,94	0,32	31,57
13,10	0,1	0,10	,95	1,32	129,09
21,90	0,2	0,21	9,96	2,20	215,59
30,50	0,3	0,31	9,97	3,06	299,94
40,70	0,4	0,41	9,98	4,08	399,83
43,00	0,5	0,52	9,99	4,30	421,99
20,10	0,6	0,62	10,00	2,01	197,05
14,03	0,7	0,72	10,01	1,40	137,40

Onde: A - área do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; A' - área corrigida do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; CP - corpo de prova; d - diâmetro do corpo de prova; Def. - deformação registrada pelo deflectômetro; e - índice de vazios; h - altura do corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo do corpo de prova no momento do ensaio; Q - carga axial aplicada; S - saturação; u_a-u_w - sucção do solo no momento do ensaio; v - volume do corpo de prova; ε - deformação axial; ρ_d - massa específica de solo seco; ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água; ρ - massa específica do solo do corpo de prova no momento do ensaio; σ - tensão. Nota: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-01

Umidade relativa do corpo de prova[1]				
Cápsula	10	181	35	212
m_s + t (g)	58,94	53,98	64,13	218,92
m_d + t (g)	53,25	49,22	58,14	197,30
m_t (g)	26,70	27,20	31,07	37,40
m_w (g)	5,69	4,76	5,99	21,62
m_d (g)	26,55	22,02	27,07	159,90
w (%)	21,43	21,62	22,13	13,52
$\overline{w}$ (%)	21,73			



	Determinação da sucção por meio de papel filtro					
	25.06.2018		05.07.2018		27.08.2018	
Embalagem	F01-A	F01-B	F01-A	F01-B	F01-A	F01-B
m_{pf} + t (g)	1,8363	1,8291	1,7628	1,7455	1,7788	1,6538
m_{pfd} + t (g)	1,6880	1,6746	1,6696	1,6494	1,6933	1,5943
m_t (g)	1,3494	1,3226	1,3481	1,3192	1,3488	1,3285
m_w (g)	0,15	0,15	0,09	0,10	0,09	0,06
m_{pfd} (g)	0,34	0,35	0,32	0,33	0,34	0,27
w_{pf} (%)	43,80	43,89	28,99	29,10	24,82	22,39
$\overline{w}$ (%)	43,85		29,05		23,60	

	Sucção do CP-01		
	m_s	w_{pf}	(u_a-u_w)
25.06.2018	199,69	43,85	-132
05.07.2018	189,98	29,05	-1094
27.08.2018	181,78	23,60	-2381

Onde: CP - corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo. Nota: 1 - Cápsulas 10, 181 e 35 correspondem à umidade do solo do corpo de prova quando moldado e 212 após o ensaio.

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-02

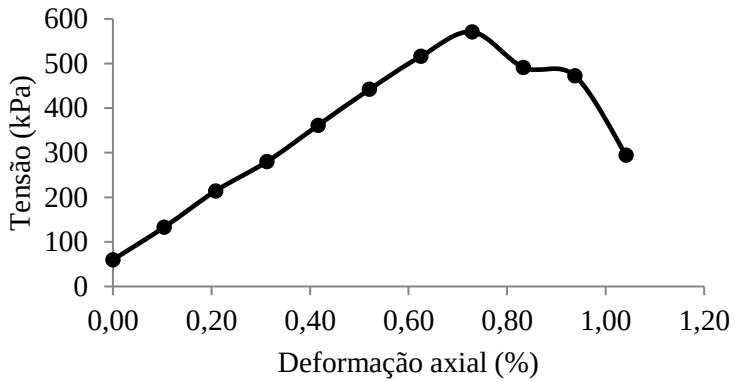
SILTE ARENOSO[1] CP-02	
m_s (g)	167,80
d (cm)	3,48
h (cm)	9,60
A (cm²)	9,50
v (cm³)	91,19
ρ (g/cm³)	1,84
m_d (g)	146,95
ρ_d (g/cm³)	1,61
ρ_s (g/cm³)	2,89
e	0,79
ρ_w (g/cm³)	0,998
S (%)	51,8
u_a-u_w (kPa)	-1738

SILTE ARENOSO[1] - CP-02					
Q (kgf)	Def. (mm)	ε (%)	A' (cm²)	σ (kgf/cm²)	σ (kPa)
5,80	0,0	0,00	9,50	0,61	59,88
12,90	0,1	0,10	9,51	1,36	133,03
20,80	0,2	0,21	9,52	2,19	214,28
27,20	0,3	0,31	9,53	2,85	279,92
35,18	0,4	0,42	9,54	3,69	361,67
43,05	0,5	0,52	9,55	4,51	442,11
50,30	0,6	0,63	9,56	5,26	516,03
55,70	0,7	0,73	9,57	5,82	570,83
47,97	0,8	0,83	9,58	5,01	491,09
46,20	0,9	0,94	9,59	4,82	472,47
28,80	1,0	1,04	9,60	3,00	294,22

Onde: A - área do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; A’ - área corrigida do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; CP - corpo de prova; d - diâmetro do corpo de prova; Def. - deformação registrada pelo deflectômetro; e - índice de vazios; h - altura do corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo do corpo de prova no momento do ensaio; Q - carga axial aplicada; S - saturação; u_a-u_w - sucção do solo no momento do ensaio; v - volume do corpo de prova; ε - deformação axial; ρ_d - massa específica de solo seco; ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água; ρ - massa específica do solo do corpo de prova no momento do ensaio; σ - tensão. Nota: 1 - Formação Nhanguçu, Grupo Serra do Itaberaba.

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-02

Cápsula	104	185	88
m_s + t (g)	69,34	62,61	205,41
m_d + t (g)	61,05	55,59	184,60
m_t (g)	26,35	26,36	37,94
m_w (g)	8,29	7,02	20,81
m_d (g)	34,70	29,23	146,66
w (%)	23,89	24,02	14,19
$\overline{w}$ (%)	23,95		



	Determinação da sucção por meio de papel filtro					
	25.06.2018		05.07.2018		02.08.2018	
Embalagem	F02-A	F02-B	F02-A	F02-B	F02-A	F02-B
m_{pf} + t (g)	1,7381	1,9110	1,8138	1,8207	1,7231	1,8341
m_{pfd} + t (g)	1,6116	1,7614	1,6972	1,7251	1,6413	1,7493
m_t (g)	1,3317	1,4195	1,3274	1,4180	1,3278	1,4176
m_w (g)	0,13	0,15	0,12	0,10	0,08	0,08
m_{pfd} (g)	0,28	0,34	0,37	0,31	0,31	0,33
w_{pf} (%)	45,19	43,76	31,53	31,13	26,09	25,57
$\overline{w}$ (%)	44,48		31,33		25,83	

	Sucção do CP-02		
	m_s	w_{pf}	(u_a-u_w)
25.06.2018	182,06	44,48	-121
05.07.2018	170,20	31,33	-790
02.08.2018	167,80	25,83	-1732

Onde: CP - corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo. Nota: 1 - Cápsulas 104 e 185 correspondem à umidade do solo do corpo de prova quando moldado e 88 após o ensaio.

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-03

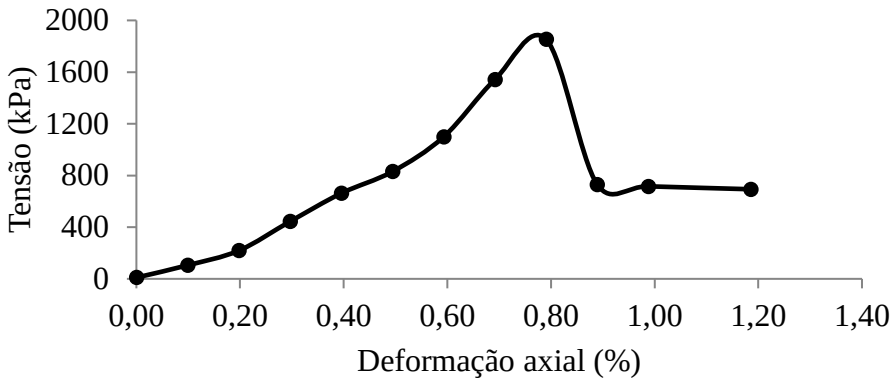
ARGILA SILTOSA[1] CP-03	
m_s (g)	261,95
d (cm)	3,96
h (cm)	10,12
A (cm²)	12,32
v (cm³)	124,64
ρ (g/cm³)	2,10
m_d (g)	223,09
ρ_d (g/cm³)	1,79
ρ_s (g/cm³)	2,75
e	0,54
ρ_w (g/cm³)	0,998
S (%)	89,4
u_a-u_w (kPa)	-3433

ARGILA SILTOSA[1] - CP-03					
Q (kgf)	Def. (mm)	ε (%)	A' (cm²)	σ (kgf/cm²)	σ (kPa)
1,25	0,0	0,00	12,32	,10	9,95
13,20	0,1	0,10	12,33	1,07	105,00
27,50	0,2	0,20	12,34	2,23	218,53
55,90	0,3	0,30	12,35	4,53	443,78
83,50	0,4	0,40	12,37	6,75	662,23
104,80	0,5	0,49	12,38	8,47	830,33
138,90	0,6	0,59	12,39	11,21	1099,41
195,00	0,7	0,69	12,40	15,72	1541,92
234,70	0,8	0,79	12,41	18,91	1853,99
92,45	0,9	0,89	12,43	7,44	729,57
90,80	1,0	0,99	12,44	7,30	715,84
88,12	1,2	1,19	12,46	7,07	693,32

Onde: A - área do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; A’ - área corrigida do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; CP - corpo de prova; d - diâmetro do corpo de prova; Def. - deformação registrada pelo deflectômetro; e - índice de vazios; h - altura do corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo do corpo de prova no momento do ensaio; Q - carga axial aplicada; S - saturação; u_a-u_w - sucção do solo no momento do ensaio; v - volume do corpo de prova; ε - deformação axial; ρ_d - massa específica de solo seco; ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água; ρ - massa específica do solo do corpo de prova no momento do ensaio; σ - tensão. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-03

Cápsula	12	74	90
m_s + t (g)	63,67	70,27	294,14
m_d + t (g)	59,79	66,86	256,81
m_t (g)	37,65	47,39	42,51
m_w (g)	3,88	3,41	37,33
m_d (g)	22,14	19,47	214,30
w (%)	17,52	17,51	17,42
$\overline{w}$ (%)	17,52		



	Determinação da sucção por meio de papel filtro	
	25.06.2018	
Embalagem	F01-A	F01-B
m_{pf} + t (g)	1,7980	1,7277
m_{pfd} + t (g)	1,7199	1,6565
m_t (g)	1,3477	1,3189
m_w (g)	0,08	0,07
m_{pfd} (g)	0,37	0,34
w_{pf} (%)	20,98	21,09
$\overline{w}$ (%)	21,04	

	Sucção do CP-03		
	m_s	w_{pf}	(u_a-u_w)
25.06.2018	261,95	21,04	-3433

Onde: CP - corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo. Nota: 1 - Cápsulas 12 e 74 correspondem à umidade do solo do corpo de prova quando moldado e 90 após o ensaio.

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-04

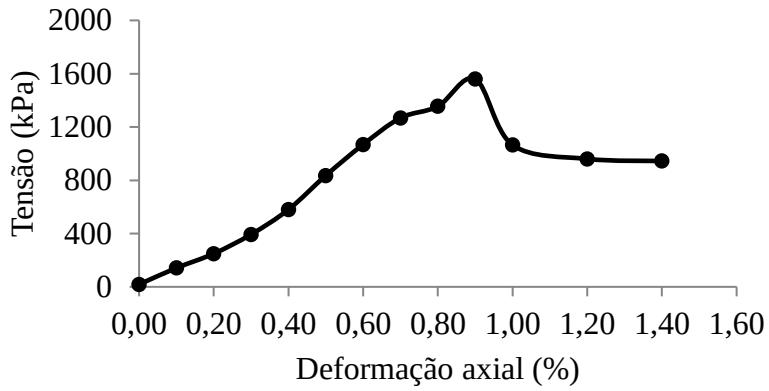
ARGILA SILTOSA[1] CP-04	
m_s (g)	252,91
d (cm)	3,91
h (cm)	10,00
A (cm²)	11,99
v (cm³)	119,87
ρ (g/cm³)	2,11
m_d (g)	214,10
ρ_d (g/cm³)	1,79
ρ_s (g/cm³)	2,75
e	0,54
ρ_w (g/cm³)	0,998
S (%)	92,5
u_a-u_w (kPa)	-3888

ARGILA SILTOSA[1] - CP-04					
Q (kgf)	Def. (mm)	ε (%)	A' (cm²)	σ (kgf/cm²)	σ (kPa)
2,27	0,0	0,00	11,99	0,19	18,57
17,35	0,1	0,1	12,00	1,45	141,80
30,54	0,2	0,20	12,01	2,54	249,35
48,30	0,3	0,30	12,02	4,02	393,97
71,20	0,4	0,40	12,03	5,92	580,17
102,70	0,5	0,50	12,05	8,52	836,01
131,40	0,6	0,60	12,06	10,90	1068,56
156,10	0,7	0,70	12,07	12,93	1268,15
167,00	0,8	0,80	12,08	13,82	1355,33
192,40	0,9	0,90	12,10	15,91	1559,90
131,50	1,0	1,00	12,11	10,86	1065,07
118,80	1,2	1,20	12,13	9,79	960,27
117,10	1,4	1,40	12,16	9,63	944,61

Onde: A - área do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; A' - área corrigida do corpo de prova onde a carga axial é aplicada; CP - corpo de prova; d - diâmetro do corpo de prova; Def. - deformação registrada pelo deflectômetro; e - índice de vazios; h - altura do corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_s - massa de solo do corpo de prova no momento do ensaio; Q - carga axial aplicada; S - saturação; u_a-u_w - sucção do solo no momento do ensaio; v - volume do corpo de prova; ε - deformação axial; ρ_d - massa específica de solo seco; ρ_s - massa específica dos sólidos; ρ_w - massa específica da água; ρ - massa específica do solo do corpo de prova no momento do ensaio; σ - tensão. Nota: 1 - Formação Resende, Bacia Sedimentar de São Paulo.

APÊNDICE G - Dados referentes aos ensaios de resistência à compressão uniaxial em sucção conhecida dos solos estudados - CP-03

Cápsula	124	202	218
m_s + t (g)	57,72	56,52	296,08
m_d + t (g)	54,94	53,00	256,08
m_t (g)	38,93	32,24	35,43
m_w (g)	2,78	3,52	40,00
m_d (g)	16,01	20,76	220,65
w (%)	17,36	16,96	18,13
$\overline{w}$ (%)	17,16		



	Determinação da sucção por meio de papel filtro	
	25.06.2018	
Embalagem	F02-A	F02-B
m_{pf} + t (g)	1,7908	1,7768
m_{pfd} + t (g)	1,7140	1,7158
m_t (g)	1,3276	1,4176
m_w (g)	0,08	0,06
m_{pfd} (g)	0,39	0,30
w_{pf} (%)	19,88	20,46
$\overline{w}$ (%)	20,17	

	Sucção do CP-03		
	m_s	w_{pf}	(u_a-u_w)
25.06.2018	252,91	20,17	-3888

Onde: CP - corpo de prova; m_d - massa de solo seco; m_{pf} - massa do papel filtro; m_{pfd} - massa do papel filtro seco; m_s - massa de solo; m_t - massa total; m_w - massa de água; t - tara; w - umidade relativa do solo; w_{pf} - umidade relativa do papel filtro; $\overline{w}$ - média da umidade relativa do material; u_a-u_w - sucção do solo. Nota: 1 - Cápsulas 124 e 202 correspondem à umidade do solo do corpo de prova quando moldado e 218 após o ensaio.

APÊNDICE H

Dados referentes às análises numéricas

[CD-ROM]