

WEINER GUSTAVO SILVA COSTA

EFEITO DA VARIAÇÃO DO GRADIENTE HIDRÁULICO NA ESTRUTURA DE UM  
SOLO COMPACTADO

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2016

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da  
Universidade Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

C837e  
2016  
Costa, Weiner Gustavo Silva, 1990-  
Efeito da variação do gradiente hidráulico na estrutura  
de um solo compactado / Weiner Gustavo Silva Costa. -  
Viçosa, MG, 2016.  
xix, 80f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui anexo.

Orientador : Dario Cardoso de Lima.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de  
Viçosa.

Referências bibliográficas: f.64-68.

1. Mecânica dos solos. 2. Percolação. 3. Solos -  
Compactação. 4. Solos - Permeabilidade. 5. Gradiente  
hidráulico. I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento  
de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em  
Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.15136

WEINER GUSTAVO SILVA COSTA

EFEITO DA VARIAÇÃO DO GRADIENTE HIDRÁULICO NA ESTRUTURA DE UM  
SOLO COMPACTADO

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS – BRASIL  
2016

WEINER GUSTAVO SILVA COSTA

EFEITO DA VARIAÇÃO DO GRADIENTE HIDRÁULICO NA ESTRUTURA DE UM  
SOLO COMPACTADO

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de Magister Scientiae.

APROVADA: 29 de janeiro de 2016.

---

Prof. Taciano Oliveira da Silva

---

Prof. Heraldo Nunes Pitanga  
(Coorientador)

---

Prof. Dario Cardoso de Lima  
(Orientador)

À minha família e à Sarah.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por tudo.

Aos meus pais e irmãos e à Sarah.

Ao Professor Dario Cardoso de Lima.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq.

Ao Departamento de Engenharia Civil e a Universidade Federal de Viçosa.

Aos Professores Heraldo Nunes Pitanga, Paulo Sérgio de Almeida Barbosa, Taciano Oliveira da Silva, Cláudio Henrique de Carvalho Silva, Carlos Ernesto Gonçalves R. Schaefer.

Aos técnicos, secretários e colegas da pós-graduação da Engenharia Civil.

## **BIOGRAFIA**

WEINER GUSTAVO SILVA COSTA, engenheiro civil, filho de João Adelcio Alves Costa e Janilda Aparecida Silva Costa, nasceu em 16 de outubro de 1990, na cidade de Campo Belo, Estado de Minas Gerais.

Em março de 2009, iniciou o curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa-MG, concluindo-o em março de 2014.

Em março de 2014, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, com área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa-MG, defendendo dissertação em 29 de janeiro de 2016.

# ÍNDICE

<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>x</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....</b>	<b>xiv</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>xvi</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xviii</b>
<b>1       INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1    OBJETIVO.....	2
1.2    RELEVÂNCIA DO TRABALHO PROPOSTO.....	2
<b>2       REVISÃO DE LITERATURA .....</b>	<b>3</b>
2.1    SOLO .....	3
2.2    ESTRUTURA DO SOLO .....	4
2.3    ÁGUA NO SOLO .....	6
2.4    PERMEABILIDADE DOS SOLOS .....	7
2.4.1    Considerações Iniciais.....	7
2.4.2    Determinação da permeabilidade.....	10
2.4.3    Permeômetros.....	14
2.4.4    Ensaio de percolação em coluna.....	15
2.5    GRADIENTE HIDRÁULICO .....	16
2.5.1    Considerações Iniciais.....	16
2.5.2    Erosão interna de solos.....	18
2.6    MICROMORFOLOGIA .....	21
2.7    ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO .....	25
<b>3       MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>28</b>
3.1    CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	28
3.2    MATERIAIS .....	28
3.2.1    Solo .....	28
3.2.2    Softwares .....	30
3.3    MÉTODOS .....	31
3.3.1    Coleta e preparação do solo .....	31
3.3.2    Ensaio de permeabilidade .....	31
3.3.3    Estudos de micromorfologia .....	35
3.3.4    Estudos estatísticos.....	38

<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>40</b>
4.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	40
4.2	PERMEABILIDADE .....	40
4.2.1	Relação k versus gradiente hidráulico .....	43
4.3	TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA .....	44
4.3.1	Considerações iniciais.....	44
4.3.2	Gradiente Hidráulico 15.....	44
4.3.3	Gradiente hidráulico 66 .....	46
4.3.4	Gradiente hidráulico 85 .....	47
4.3.5	Gradiente hidráulico 140 .....	48
4.3.6	Análise comparativa entre as tensões cisalhantes máximas..	49
4.3.6.1	Considerações iniciais .....	49
4.3.6.2	Análise estatística .....	52
4.4	MICROMORFOLOGIA .....	54
4.4.1	Considerações Gerais .....	54
4.4.2	Análise quantitativa de feições .....	54
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>61</b>
5.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	63
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>64</b>
	<b>ANEXO A .....</b>	<b>69</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Valores típicos de permeabilidade dos solos (VARGAS, 1977) ...	8
Tabela 2. Valores limites de gradiente hidráulico recomendados pela norma D 5084 (ASTM, 1990) para solos de baixa permeabilidade.....	14
Tabela 3. Resultados da caracterização geotécnica da amostra de solo da jazida ETA (CANESCHI, 2012).....	29
Tabela 4. Nomenclatura dos corpos de prova .....	38
Tabela 5. Tabela da análise de variância (BUSSAB e MORETIN, 2004) ..	39
Tabela 6. Coeficiente de permeabilidade e desvio padrão de cada ensaio para todos os gradientes hidráulicos .....	41
Tabela 7. Análise de variância (ANOVA) dos resultados de coeficiente de permeabilidade .....	43
Tabela 8 Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 15.....	45
Tabela 9. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base - gradiente hidráulico 15 .....	45
Tabela 10. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 66.....	46
Tabela 11. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base – gradiente hidráulico 66 .....	46
Tabela 12. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 85.....	47
Tabela 13. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base – gradiente hidráulico 85 .....	48
Tabela 14. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 140.....	48
Tabela 15. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base - gradiente hidráulico 140 .....	49
Tabela 16. Análise de variância (ANOVA) para a média geral da Tensão Cisalhante Máxima .....	52

Tabela 17. Análise de variância (ANOVA) dos dados de tensão cisalhante da camada de base .....	53
Tabela 18. Análise de variância (ANOVA) dos dados de tensão cisalhante da camada do meio .....	53
Tabela 19 Análise de variância (ANOVA) dos dados de tensão cisalhante da camada de topo .....	53
Tabela 20. Quantificação de feições para a lâmina de topo de corpo de prova de solo compactado (SC) não percolado .....	55
Tabela 21. Quantificação de feições para a lâmina de base de corpo de prova de solo compactado (SC) não percolado .....	56
Tabela 22. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 15 .....	56
Tabela 23. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 15.....	56
Tabela 24. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 66 .....	56
Tabela 25. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 66.....	56
Tabela 26. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 85 .....	57
Tabela 27. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 85.....	57
Tabela 28. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 140 .....	57
Tabela 29. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 140.....	57
Tabela 30. Análise de variância dos dados da quantificação de Grãos de Quartzo (Qz) para as seções analisadas em todos os corpos de prova ....	58
Tabela 31. Análise de variância dos dados da quantificação de poros para as seções analisadas em todos os corpos de prova.....	58
Tabela 32. Análise de variância (ANOVA) dos dados da quantificação de plasma avermelhado para as seções analisadas em todos os corpos de prova.....	59

Tabela 33. Análise de variância (ANOVA) dos dados da quantificação de plasma amarelado para as seções analisadas em todos os corpos de prova .....	59
Tabela 34. Resultado do Teste de Tukey para a média dos resultados para a feijão plasma avermelhado .....	60
Tabela 35. Resultado do Teste de Tukey para a média dos resultados para a feijão plasma amarelado .....	60

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Água percolando num permeâmetro. ....	7
Figura 2. Variação do coeficiente de permeabilidade com a variação do índice de vazios para alguns solos (LAMBE e WITHMAN, 1969).....	9
Figura 3. Coeficiente de permeabilidade versus grau de saturação para uma argila compactada (ALONSO, 2005). ....	10
Figura 4. Sistemas hidráulicos de carga constante: a) reservatório de carga hidráulica constante; b) variação de carga irrelevante devido ao tamanho do recipiente de abastecimento; e, c) tubo de Marriotte (DOURADO, 2003). ....	11
Figura 5. Sistemas de carga hidráulica variável: a) na entrada; b) na entrada e na saída (DOURADO, 2003). ....	11
Figura 6. Tensões no solo quando o fluxo é ascendente (PINTO, 2006). .	13
Figura 7. Tensões no solo quando o fluxo é descendente (PINTO, 2006).	13
Figura 8. Gráficos de $k \times i$ obtidos em amostras de argila com filtros sinterizados (SIN) e filtros de areia/silte (SS) para densidades secas de $1000 \text{ kg.m}^{-3}$ (a), $1250 \text{ kg.m}^{-3}$ (b), $1375 \text{ kg.m}^{-3}$ (c) e $1500 \text{ kg.m}^{-3}$ (d) (AL-TAIE et al., 2014).....	17
Figura 9. Exemplo de fotomicrografia de uma amostra de Latossolo Roxo, com aumento de 50 vezes (MALTONI, 1994).....	24
Figura 10. Exemplo de fotomicrografia de uma amostra de Latossolo Vermelho-Amarelo compactado (a) estaticamente e (b) dinamicamente (CRISPIM, 2007).....	24
Figura 11. Os princípios do ensaio de Cisalhamento Direto. ....	25
Figura 12. Layout esquemático do ensaio de Cisalhamento Direto. ....	27
Figura 13. Vista frontal do local de coleta de amostras da jazida de empréstimo do LVA. ....	29
Figura 14. Imagem de satélite da localização da jazida de empréstimo ETA. ....	29
Figura 15. Curva granulométrica do LVA (CANESCHI, 2012). ....	30
Figura 16. Curva de compactação do LVA (CANESCHI, 2012).....	30

Figura 17. Sistema dos ensaios de percolação em coluna: (a) painel para aplicação de pressão na interface; (b) reservatório de armazenamento (interface); e (c) conjunto do permeâmetro. ....	31
Figura 18. Visão geral do equipamento em utilização. ....	32
Figura 19. Croqui esquemático dos ensaios. ....	33
Figura 20. Produção dos corpos de prova para o ensaio de Cisalhamento Direto. ....	34
Figura 21. Célula de ensaio de cisalhamento direto. ....	35
Figura 22. Croqui esquemático indicando a região de retirada das lâminas de solo a serem analisadas. ....	36
Figura 23. Separação de feições executado no software paint.net; a) plasma avermelhado; b) plasma amarelado; c) grãos de quartzo; d) poros. ....	37
Figura 24. Separação das feições no software paint.net; a) imagem original; b) imagem com feições separadas. ....	37
Figura 25. Laminas extraídas dos corpos de prova do solo LVA. ....	38
Figura 26. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 15.....	41
Figura 27. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 66.....	42
Figura 28. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 85.....	42
Figura 29. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 140.....	42
Figura 30. Relação do coeficiente de permeabilidade com o gradiente hidráulico. ....	43
Figura 31. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 15 contidos na tabela ao lado.....	45
Figura 32. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 66 contidos na tabela ao lado.....	46
Figura 33. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 85 contidos na tabela ao lado.....	47
Figura 34. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 140 contidos na tabela anterior.....	48

Figura 35. Variação da média geral da Tensão Cisalhante Máxima em função do gradiente hidráulico.....	50
Figura 36. Comparativo entre as médias das tensões cisalhantes máximas para cada gradiente hidráulico e para cada posição.....	51
Figura 37. Variação da tensão cisalhante máxima média da camada da base em função do gradiente.....	51
Figura 38. Modelo de deformação da microestrutura granular do LVA em que (a) Microestrutura granular ovóide, indeformada, natural, do horizonte Bw do Latossolo estudado; e (b) latossolo compactado. ....	55
Figura 39. Gráfico das médias da quantificação das feições para os corpos de prova.....	58
Figura 40. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I1502; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	69
Figura 41. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I1503; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	70
Figura 42. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I1504; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	71
Figura 43. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I6601; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	72
Figura 44. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I6602; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	73
Figura 45. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I6604; (b) gráfico tensão versus deslocamento	

horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	74
Figura 46. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I8502; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	75
Figura 47. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I8503; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	76
Figura 48. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I8504; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal. ....	77
Figura 49. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I14002; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.....	78
Figura 50. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I14003; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.....	79
Figura 51. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I14004; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.....	80

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$v$  : velocidade de percolação

$k$ : coeficiente de permeabilidade

$i$  : gradiente hidráulico

$Q$  : vazão

$j$  : força de percolação

$h$  : perda de carga

$\gamma_w$ : peso específico da água

$A$  : área da seção percolada

$L$  : comprimento do meio poroso

$\sigma'$  : tensão efetiva

$\gamma_{sub}$  : peso específico submerso

$\gamma_n$  : peso específico natural

$d_{15c}$  : diâmetro de 15% em massa passante na parte grosseira do solo

$d_{85f}$  : diâmetro de 85% em massa passante na parte fina do solo.

$U$  : coeficiente de uniformidade do material ( $U = D_{60}/D_{10}$ ),

$D_{60}$  : diâmetro das partículas do solo para o qual 60% das partículas são menores.

$D_{10}$  : diâmetro das partículas do solo para o qual 10% das partículas são menores.

LVA: Latossolo Vermelho-Amarelo

ETA: Estação de Tratamento de Água

LL : limite de liquidez

LP : limite de plasticidade

IP : índice de plasticidade

$\gamma_s$  : peso específico dos grãos

$W_{ot}$  : umidade ótima

$\gamma_{dmax}$  : peso específico aparente seco máximo

SQTotal : soma dos quadrados total

SQTrat : soma dos quadrados do tratamento

QMTrat : quadrado médio do tratamento

SQRes : soma dos quadrados do resíduo

QMRes : quadrado médio do resíduo

I : número de tratamentos

J : número de repetições

$\mu_t$  : as médias dos tratamentos

$\Delta$  : Diferença Mínima Significativa

q : amplitude total estudentizada

$\tau_{max}$  : tensão cisalhante máxima

GC : grau de compactação

$\tau$  : tensão cisalhante

$\varepsilon_v$  : deformação específica volumétrica

## RESUMO

COSTA, Weiner Gustavo Silva, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, janeiro de 2016. **Efeito da variação do gradiente hidráulico na estrutura de um solo compactado.** Orientador: Dario Cardoso de Lima. Coorientadores: Heraldo Nunes Pitanga, Cláudio Henrique de Carvalho Silva e Carlos Ernesto Gonçalves Reynaud Schaefer.

A busca por equipamentos de laboratório que sejam ágeis e eficazes e que possam ser empregados para a realização de ensaios tem sido constante na atual conjuntura, em especial para aplicações geoambientais e, mais especificamente, nos ensaios de percolação em coluna para o estudo de transporte de contaminantes em solos. Esses ensaios muitas vezes são realizados em equipamentos de laboratório que empregam gradientes hidráulicos que demandam tempos excessivos para as suas execuções. Partindo-se desse pressuposto, esse trabalho objetivou caracterizar a influência do gradiente hidráulico utilizado em ensaios de percolação em coluna na estrutura de solos compactados. O solo empregado foi um residual maduro pedologicamente classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo, de expressiva ocorrência no Brasil e, em especial, no Sudeste brasileiro. Esse material apresenta 67% de argila, 10% de silte e 23% de areia, LL de 82% e LP de 46%. Esse solo foi compactado na sua umidade ótima (31,37%) de forma a se obter corpos de prova com o peso específico aparente seco máximo de 13,54 kN/m<sup>3</sup>. Tais corpos de prova foram utilizados em ensaios de permeabilidade, nos gradientes hidráulicos 15, 66, 85 e 140, dos quais se extraiu após o ensaio lâminas do topo e da base para análise micromorfológica e corpos de prova menores das camadas do topo, meio e base para realização de ensaios de cisalhamento direto. Os resultados obtidos sustentam que: (i) estatisticamente ao nível de significância de 5%, não se observa a ocorrência de variação significativa no coeficiente de permeabilidade, na tensão de cisalhamento máxima e nas feições micromorfológicas em função do gradiente utilizado nos

ensaios; (ii) sob o prisma geotécnico, há: (a) leve tendência de aumento no coeficiente de permeabilidade e de queda na tensão cisalhante máxima com a elevação do gradiente hidráulico; e (b) quanto à influência do posicionamento adotado para a obtenção dos corpos de prova para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, isto é, topo, meio e base, nota-se tendência de decréscimo nos valores médios da tensão cisalhante máxima com o aumento do gradiente hidráulico para o topo e o meio do corpo de prova. Por outro lado, tem-se decréscimo entre as médias da tensão cisalhante máxima da base entre os gradientes 15 e 66 e de acréscimo a partir deste último valor, inclusive superando aqueles determinados no topo, o que pode indicar possível ocorrência de carregamento de finos da base para o topo dos corpos de prova.

## ABSTRACT

COSTA, Weiner Gustavo Silva, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, January, 2016. **Effect of varying the hydraulic gradient in the one compacted soil structure.** Adviser: Dario Cardoso de Lima. Co-advisers: Heraldo Nunes Pitanga, Cláudio Henrique de Carvalho Silva and Carlos Ernesto Gonçalves Reynaud Schaefer.

The search for laboratory equipment that are agile, effective and can be employed for reliable testing has been constant nowadays, particularly for geo-environmental applications and, more specifically, in column percolation tests applied to the study of transport of contaminants in soils. These tests are often performed in laboratory equipment employing low hydraulic gradients that require excessive time for their executions. Starting from this assumption, this work aimed to characterize the influence of the hydraulic gradient used in column percolation tests in the structure of a compacted soil. A mature residual soil pedologically classified as a Red-Yellow Latosol of expressive occurrence in Brazil, in particular, in Southeastern Brazil was used throughout the experiment. It was a 67% clay, 10% silt and 23% sandy soil, LL to 82% and LP to 46%. Soil compacted specimens were produced at the maximum dry density ( $13.54 \text{ kN.m}^{-3}$ ) and the optimum moisture content (31.34%) of the Standard Proctor compaction effort to be used in the permeability test at the hydraulic gradients of 15, 66, 85 and 140. After tests, micromorphological analyses were taken of images captured from soil thin section slides in the top and base of the specimens. Moreover, direct shear tests were performed in other smaller specimens from the top, middle and base of the compacted soil for each of the hydraulic gradients. The results obtained support that: (i) statistically, at the significance level of 5%, there is no significant variation in the coefficient of permeability, in the maximum shear stress and in the micromorphological features in function of the hydraulic gradient used in the tests; (ii) geotechnically, there is: (a) slight tendency of increasing the

coefficient of permeability and dropping the maximum shear stress from the elevation of the hydraulic gradient; and (b) regarding the influence of the position adopted in the specimen in order to produce other specimens for the realization of direct shear tests, that is, top, middle and base, there is tendency of decrease in the mean values of the maximum shear stress with increasing the hydraulic gradient for the top and middle of the specimens. On the other hand, it is observed decrease between the averages of the maximum shear stress for the hydraulic gradients 15 and 66, and increase from this last value, even surpassing those determined at the top, which could indicate possible movement of fine soil particles from the base to the top of the specimens.

# 1 INTRODUÇÃO

Nos dias atuais, a busca por inovação tecnológica tornou-se a chave mestra do desenvolvimento de um país, com resultados expressos em patentes e novas tecnologias de engenharia.

Aliado a este quadro há a limitação na disponibilidade de equipamentos de laboratório que possam ser empregados para a realização de ensaios que, simulando condições de campo, sejam ágeis e reduzam a duração de ensaios convencionais, em especial para aplicações geoambientais.

Dentre estes ensaios, cita-se o de percolação em coluna, comumente aplicado no estudo de transporte de contaminantes em solos finos, em geral, realizados em equipamentos de laboratório que empregam gradientes hidráulicos relativamente baixos e que, no caso do estudo de contaminantes, demandam tempos excessivos para as suas execuções.

Com relação a trabalhos prévios, Pacheco e Silva (2005), Boff (1999), Leite (2001) e Basso (2003) empregaram, nesses ensaios, pressão de ar comprimido de 76 kPa (gradiente hidráulico de 52), com base no fato de que este gradiente era representativo de pressões ocorridas em barreiras selantes de aterros sanitários (comumente, na faixa de 50 a 100 kPa). Por outro lado, Yong (2001) adotou gradiente hidráulico em torno de 55, enquanto que Alves (2005) trabalhou com gradiente hidráulico de 24, a partir de recomendações da ASTM D 4874 (ASTM, 1995). Rojas et. al. (2007) trabalharam com gradiente hidráulico máximo de, aproximadamente, 92.

Considerando a literatura consultada acima, entende-se que há interesse em se caracterizar a influência da velocidade de percolação utilizada em ensaios de percolação em coluna na estrutura dos solos, haja vista que alterações produzidas na mesma podem afetar significativamente as respostas hidráulica e mecânica destes materiais. Assim, no presente trabalho, buscou-se analisar a influência da variação do gradiente

hidráulico em ensaios de percolação em coluna na estrutura de solos compactados, através dos resultados dos ensaios de permeabilidade e de cisalhamento direto realizados em corpos de prova de um solo argiloso compactado, incorporando-se no estudo, também, os resultados de análise micromorfológica.

## **1.1 OBJETIVO**

O objetivo geral do presente trabalho foi analisar os possíveis efeitos decorrentes da variação do gradiente hidráulico e, conseqüentemente, da velocidade de percolação na estrutura de um solo compactado, com base em estudos que envolvem a análise de parâmetros geotécnicos de resistência mecânica, permeabilidade e análise micromorfológica.

Os objetivos específicos da pesquisa direcionaram-se à análise das eventuais variações estruturais produzidas em um solo residual maduro, pedologicamente classificado como Latossolo Vermelho-Amarelo, pela variação do gradiente hidráulico empregado em ensaio de percolação, considerando-se resultados de ensaios de permeabilidade e cisalhamento direto, bem como de estudo micromorfológico.

No presente trabalho, busca-se analisar a influência da variação do gradiente hidráulico em ensaios de percolação na estrutura de solos compactados através dos resultados de ensaios de permeabilidade e de resistência mecânica realizados em corpos de prova de um solo argiloso compactado, visando refletir condições de campo de fundações de aterros sanitários.

## **1.2 RELEVÂNCIA DO TRABALHO PROPOSTO**

Considerando o grande campo de aplicação de ensaios de percolação em coluna em estudos geoambientais, principalmente no que tange às análises da contaminação de solos, e o fato de que os mesmos são, comumente, ensaios que demandam longos períodos de tempo para as suas realizações, a importância do presente estudo reside no fato de

que se vai avaliar a possibilidade de otimização de procedimentos que permita a obtenção de dados de interesse geotécnico de forma mais expedita.

Ademais disso, devido à grande aplicação dos solos na forma compactada, esse estudo é relevante quanto à análise do comportamento geotécnico do solo em questão quando submetido a gradientes hidráulicos elevados.

## **2 REVISÃO DE LITERATURA**

### **2.1 SOLO**

O solo é constituído de partículas sólidas e vazios ocupados pelas fases líquida e gasosa. A parcela sólida que o compõe engloba os minerais, a matéria orgânica e os organismos vivos, sendo que a proporção de cada uma destas pode variar para cada tipo de solo. A fase líquida engloba os líquidos como um todo, geralmente sendo a água o principal constituinte. Por último estão os gases, como o oxigênio, presente na atmosfera, e o gás carbônico, proveniente da respiração dos organismos que habitam o solo (FOTH, 1990).

As frações minerais da fase sólida são denominadas de pedregulho, areia, silte e argila, sendo os limites destas faixas características diferenciados por norma técnica, podendo-se referir, por exemplo, à escala adotada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas na NBR 6502 (ABNT, 1995).

Quanto à sua origem, pode-se classificar os solos como transportados e residuais. Os solos transportados são aqueles que sofreram transporte do seu local de origem para outro, seja pela ação do vento (eólicos), da água (aluvionares), do gelo ou via o escorregamento de encostas (coluvionares). Já os solos residuais, são aqueles formados pela decomposição in situ das rochas ou mesmo de outros solos e apresentam graus de intemperização diferentes, sendo comum dividi-los em horizontes.

Com base na literatura geotécnica, pode-se diferenciá-los como segue (VARGAS, 1977): solo residual, que é a camada mais superficial que perdeu toda a estrutura original da rocha mãe; saprolito ou solo saprolítico, que é o solo que mantém a estrutura original da rocha mãe, mas não tem mais a consistência da rocha; e rocha alterada, que engloba as alterações ocorridas apenas ao longo de fraturas, deixando grandes blocos de rocha.

Os solos podem-se desenvolver a partir da decomposição de plantas e animais (material orgânico) ou de rochas e minerais e a constituição do mineral de origem influencia as suas características mineralógicas, como destaca Foth (1990). Neles, os minerais são compostos naturais inorgânicos, podendo ser classificados em dois grandes grupos, os primários e os secundários. Os minerais primários resultam da fragmentação da rocha mãe e os minerais secundários advêm da alteração dos minerais primários(FOTH, 1990).

Foth (1990) relata que a fração argila é composta em sua maioria de minerais secundários, devido ao seu tamanho pequeno, sendo esta a fração onde ocorrem os processos de troca do solo e as reações químicas. Devido à variedade de elementos químicos presentes no solo, o número de minerais que podem ocorrer são em grande quantidade.

## **2.2 ESTRUTURA DO SOLO**

Como dito o solo é constituído por um conjunto de partículas minerais, com vazios preenchidos com água e/ou gases, apresentando um carácter polifásico, bem como texturalmente ele pode ser classificado como granular ou coesivo. Considerando a desproporção significativa entre as massas das partículas e de água nos solos granulares, é comum desprezar-se o efeito dessa última na sua resistência ao cisalhamento ou considerá-lo de segunda ordem; no entanto, nos solos coesivos, a fração líquida geralmente é expressiva em relação à massa total do sistema e passa a ser, pelo seu potencial eletroquímico, um elemento significativo na resposta mecânica destes materiais. Além disso, a forma como se

organizam as partículas presentes no solo influenciam o comportamento geotécnico do mesmo (LAMBE E WHITMAN, 1969).

O solo, independente da sua constituição, desde a sua formação adquire uma forma ou um arranjo estrutural das suas fases. Tal arranjo influi muito no que diz respeito às suas propriedades geotécnicas. Conforme relatam Mitchell e Soga (2005), resistência mecânica, permeabilidade e compressibilidade são dependentes da disposição e das forças entre partículas. Além disso, o tamanho e a forma das mesmas também são importantes. Portanto, com as facilidades que a tecnologia traz atualmente, tem-se buscado avaliar muitas dessas propriedades, utilizando-se recursos ópticos como a microscopia, raios x, entre outros. Isso pode ser feito por meio da visualização do arranjo das partículas, principalmente em solos argilosos.

Busca-se, por meio da avaliação da estrutura do solo, fazer uma correspondência com o seu comportamento geotécnico. Nesse contexto, Mitchell e Soga (2005) definem o que chamam de fabric do solo como sendo o arranjo de partículas, conjunto de partículas e espaços vazios e diferenciam o conceito de estrutura como sendo o efeito combinado do arranjo de partículas, composição do líquido intersticial e forças interpartículas. Nota-se que, cada um desses fatores é importante em um solo quando analisado sob o ponto de vista do seu comportamento geotécnico.

Segundo Mitchell e Soga (2005), podem-se identificar três tipos elementares presentes em arranjos de partículas, os quais são descritos a seguir:

- arranjo de partículas elementares: agrupamento de partículas elementares classificadas como areia, silte e argila que interagem individualmente, podendo-se citar placas de argila interagindo entre si, floculadas ou dispersas;

- aglomerado de partículas: agrupamento de partículas com contorno definido e com função mecânica específica. Consiste de uma ou mais formas de arranjo de partículas elementares; e
- poros: vazios do arranjo espacial de partículas do solo preenchidos com fluidos e ou gases.

Como visto, entende-se a estrutura de um solo englobando o efeito combinado do arranjo espacial das suas partículas ou de grupos de partículas, líquido intersticial e das forças interpartículas. Assim, mudanças nestes elementos redundam em mudanças na estrutura do solo que, em função de sua magnitude, podem modificar de modo expressivo a sua resposta mecânica, hidráulica e em termos de compressibilidade.

### **2.3 ÁGUA NO SOLO**

Os vazios do solo são ocupados pelas fases líquida e gasosa, sendo a água o elemento constituinte mais usual. Esses vazios, segundo Franciss (1980), determinam diferentes tipos de configurações de poros (vacuolar, intersticial, de fraturas e de canais).

Vargas (1977) exemplifica como a percolação ocorre, comparando o comportamento hidráulico de areias e argilas. As areias podem ser representadas como materiais constituídos por canalículos interconectados uns aos outros, nos quais ocorre, via de regra, água livre. Já nas argilas, onde se tem a ação de fenômenos físico-químicos e capilares agindo na estrutura do solo, observa-se que o modelo anterior perde sua validade, dentre outros motivos, devido à possível transferência de pressões entre os grãos e a água, o que não ocorre efetivamente nas areias, bem como ao fato de, devido às pressões instaladas, a fase gasosa presente pode estar parcialmente dissolvida na água.

Com relação à água presente nos solos argilosos, destaca-se que ela apresenta características peculiares, pois ocorrem camadas de água diferentes entre si em função da pressão a que estão submetidas. Vargas (1977) as caracteriza como sendo uma camada solidificada próxima aos

grãos e outra adsorvida, com propriedades de líquido viscoso preso aos grãos, sendo que o comportamento dessas camadas está relacionado com a constituição da dupla camada difusa; o restante da água ocorre na forma de água livre.

## 2.4 PERMEABILIDADE DOS SOLOS

### 2.4.1 Considerações Iniciais

No estudo do movimento da água no solo, Henry Darcy correlacionou a velocidade superficial de percolação com o gradiente hidráulico e estabeleceu uma relação experimental conhecida como Lei de Darcy, representada pela Equação 1. Essa é uma relação da velocidade de descarga ( $v$ ) de um fluido através de um meio poroso, com um gradiente hidráulico ( $i$ ), como se apresenta na Equação 2. O gradiente hidráulico por si só é a relação entre a perda de carga ( $h$ ) e o comprimento do meio poroso ( $L$ ), sendo  $z$  a altura de água na saída do corpo de prova.

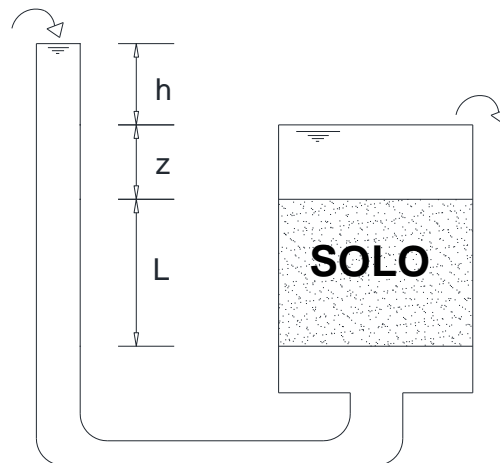


Figura 1. Água percolando num permeômetro.

$$v = k \cdot i$$

Equação 1

$$i = h/L$$

Equação 2

Em um fluxo ocorrendo através de uma área A, sendo Q a vazão, tem-se a relação expressa pela Equação 3, sendo v denominada velocidade superficial de percolação.

$$Q = v.A \quad \text{Equação 3}$$

Logo, chega-se à Equação 4, representando-se a permeabilidade (k), como destaca Alonso (2005). Segundo esse autor, a constante k relaciona-se com as características do solo e depende da massa específica e da viscosidade do fluido. Já com relação ao solo, fatores como tamanho das partículas, índice de vazios, estrutura, estratificação e grau de saturação afetam a sua permeabilidade. Quanto maiores as partículas, maior o índice de vazios e, portanto, maior a permeabilidade. Já quando as partículas são pequenas, diminui-se o índice de vazios e, também, a permeabilidade.

$$Q = k.i.A \quad \text{Equação 4}$$

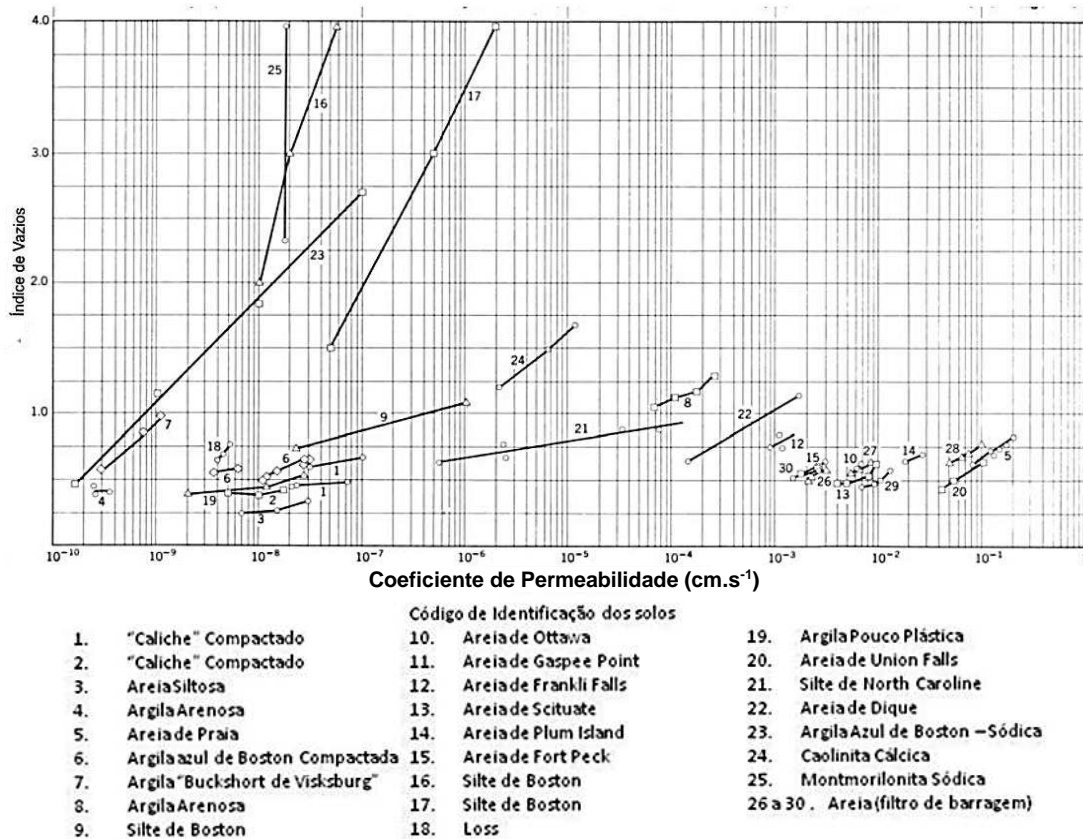
Os solos podem ser divididos em permeáveis ou com drenagem livre ( $k > 10^{-5} \text{ cm.s}^{-1}$ ) e impermeáveis ou com drenagem impedida (VARGAS, 1977). Na Tabela 1, apresentam-se exemplos de valores de permeabilidade dos solos, 'segundo a visão de Vargas (1977).

Tabela 1. Valores típicos de permeabilidade dos solos (VARGAS, 1977)

Solos	Grau de Permeabilidade	Tipos de Solos	$k(\text{cm.s}^{-1})$
<b>Permeáveis</b>	Alta	Pedregulho	$>10^{-1}$
	Média	Areias	$10^{-1}$ a $10^{-3}$
	Baixa	Siltos e Argilas	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
<b>Impermeáveis</b>	Muito Baixa	Argilas	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
	Baixíssima	Argilas	$<10^{-7}$

A permeabilidade dos solos é influenciada de várias formas. Pinto (2006) enuncia como fatores de interesse: (i) o estado do solo, mais especificamente o seu índice de vazios, como se ilustra na Figura 2 modificada de Lambe e Withman (1969); (ii) o grau de saturação do solo, sendo que valores maiores proporcionam permeabilidades maiores, como se mostra na Figura 3 (ALONSO, 2005); (iii) a estrutura ou disposição

relativa dos grãos e a anisotropia do solo, que podem fazer com que a permeabilidade varie, com destaque para a sua diminuição, quando a estrutura dita floculada (por exemplo, no ramo seco de solos compactados) se torna dispersa (no ramo úmido), para o mesmo índice de vazios; (iv) a temperatura, que influencia na variação da massa específica e da viscosidade do líquido.



**Figura 2.** Variação do coeficiente de permeabilidade com a variação do índice de vazios para alguns solos (LAMBE e WITHMAN, 1969).

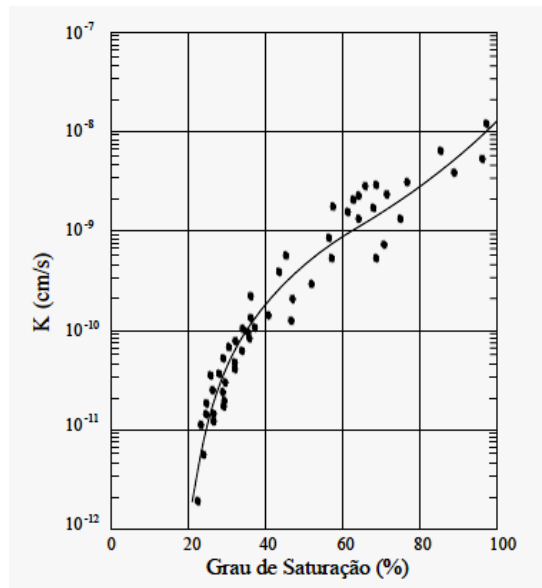


Figura 3. Coeficiente de permeabilidade versus grau de saturação para uma argila compactada (ALONSO, 2005).

#### 2.4.2 Determinação da permeabilidade

Segundo Pinto (2006), a determinação da permeabilidade dos solos pode ser feita por meio de ensaios de laboratório, ensaios de campo ou via métodos indiretos. Nos ensaios de laboratório, empregam-se os permeômetros de carga constante e de carga variável, como se ilustram na Figura 4 e na Figura 5 (DOURADO, 2003), respectivamente, sendo este último mais indicado quando a permeabilidade do solo é muito baixa. Muitas vezes, os ensaios de campo podem ser associados a sondagens de reconhecimento, onde se aproveitam os furos destas para a execução do ensaio, mas podem ser realizados em cavas, trincheiras, entre outros.

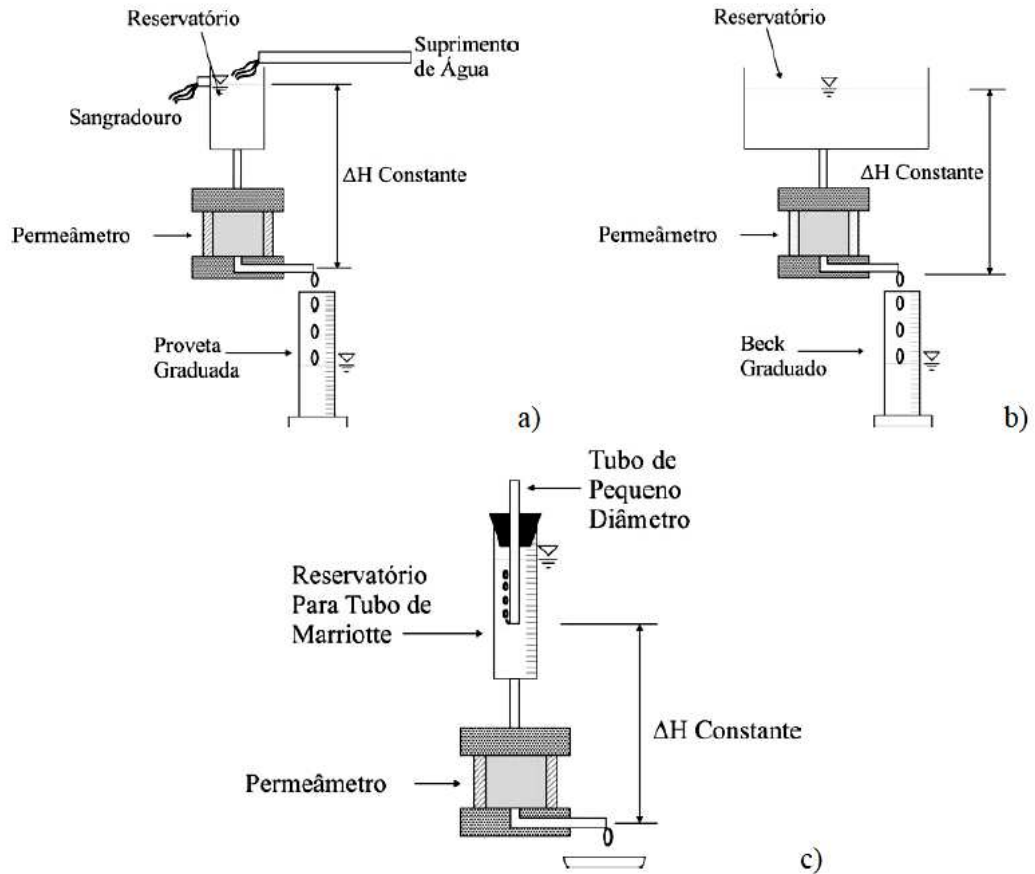


Figura 4. Sistemas hidráulicos de carga constante: a) reservatório de carga hidráulica constante; b) variação de carga irrelevante devido ao tamanho do recipiente de abastecimento; e, c) tubo de Marriotte (DOURADO, 2003).

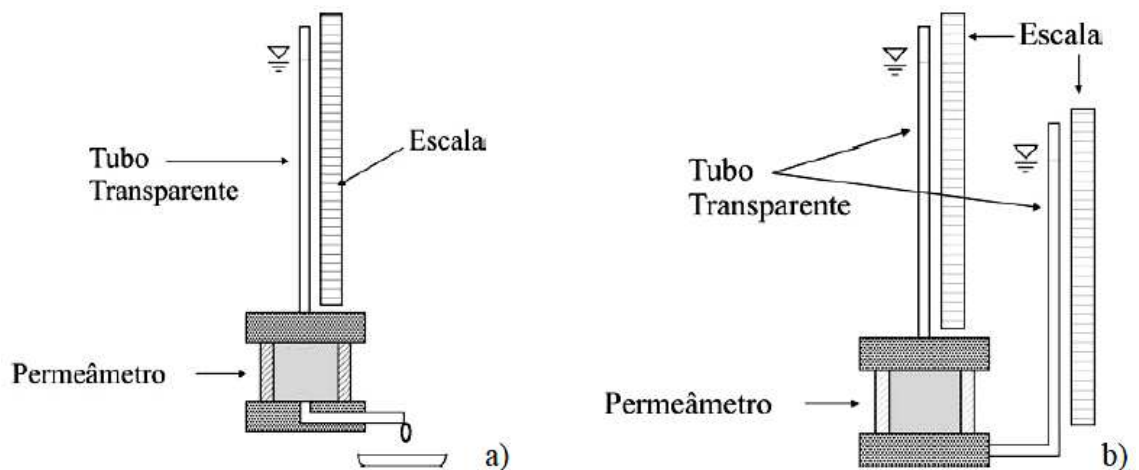


Figura 5. Sistemas de carga hidráulica variável: a) na entrada; b) na entrada e na saída (DOURADO, 2003).

Dourado (2003) considera que a determinação da permeabilidade através de ensaios de laboratório apresenta vantagens com relação aos ensaios de campo, por se controlar as condições de realização do ensaio,

como saturação, nível de tensões efetivas, carga hidráulica e direção de fluxo, bem como a anisotropia hidráulica e o fator tempo e, conseqüentemente, o custo dos ensaios. Contudo, refere-se que, nos ensaios realizados em laboratório o efeito de escala é uma influência negativa, já que o volume de solo ensaiado é pequeno em relação ao que ocorre no campo, além de possíveis problemas de amostragem.

O ensaio de permeabilidade em laboratório apresenta algumas dificuldades inerentes à sua realização, podendo ocorrer (DIXON et al., 1999): saturação incompleta, fluxo entre o corpo de prova e a parede da célula (no caso de ensaio em parede rígida), vazamento na membrana (no ensaio de parede flexível), bolha de ar e menisco nas tubulações e no sistema de medição de fluxo, mudança na estrutura do solo produzida por gradientes hidráulicos elevados empregados ou por reversão na direção de fluxo, amostras não uniformes, mudanças químicas induzidas nos solos argilosos, crescimento de bactérias e variações na temperatura de ensaio.

Refere-se que durante a realização do ensaio de permeabilidade, na percolação ocorre uma diferença de carga total entre a entrada e a saída do corpo de prova, correspondente a uma diferença de pressão. Segundo Pinto (2006), essa diferença é dissipada em atrito viscoso na percolação e provoca um esforço ou arraste na direção do movimento, tendendo a carregar partículas do solo. Em um fluxo uniforme, pode-se determinar a força por unidade de volume ( $j$ ) segundo a Equação 5.

$$j = \frac{h \cdot \gamma_w \cdot A}{A \cdot L} = \frac{h \cdot \gamma_w}{L} = i \cdot \gamma_w \quad \text{Equação 5}$$

sendo  $j$  denominada força de percolação, que é função do peso específico da água e do gradiente hidráulico.

No fluxo ascendente, (Figura 6) tem-se que, para gradientes elevados, a poropressão ( $u$ ) sofre um aumento ao longo de todo o corpo de prova, reduzindo a tensão efetiva que pode levar a variações significativas ou não na estrutura do solo, para fins práticos de engenharia. Isto pode ser visto, pois a poropressão é função da carga hidráulica que dissipa na

percolação. No caso do fluxo descendente, (Figura 7) entende-se que a aplicação de gradientes hidráulicos muito elevados provoca o aumento da tensão efetiva ao longo do corpo de prova. Tal fato pode, por exemplo, causar a redução do índice de vazios, sendo que a porção final da amostra pode sofrer uma consolidação excessiva, levando a uma diminuição da permeabilidade (PINTO, 2006).

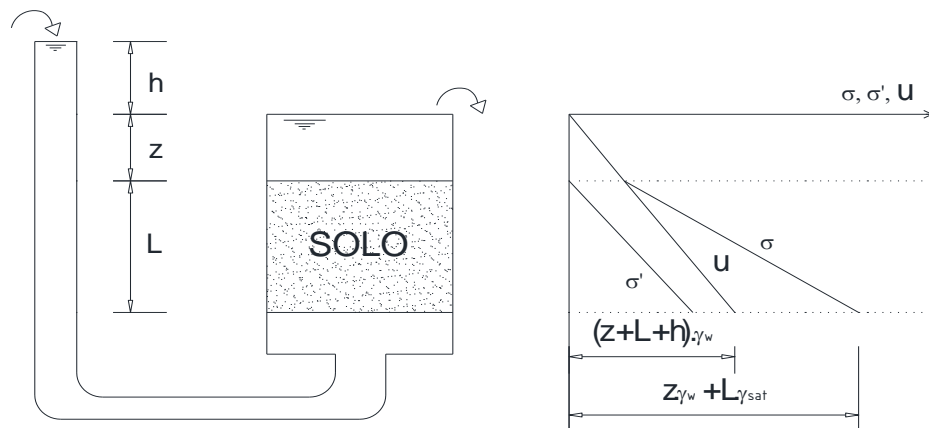


Figura 6. Tensões no solo quando o fluxo é ascendente (PINTO, 2006).

Para o fluxo ascendente, tem-se que a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) pode ser determinada como segue:

$$\sigma' = (z \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}) - (z \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_w + h \cdot \gamma_w) \rightarrow \sigma' = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) - h \cdot \gamma_w$$

Tensão Total I - Poropressão

$$\sigma' = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) - \frac{L}{L} h \cdot \gamma_w \rightarrow \sigma' = L \cdot \gamma_{sub} - L \cdot i \cdot \gamma_w$$

$$\sigma' = L \cdot (\gamma_{sub} - j)$$

Equação 6

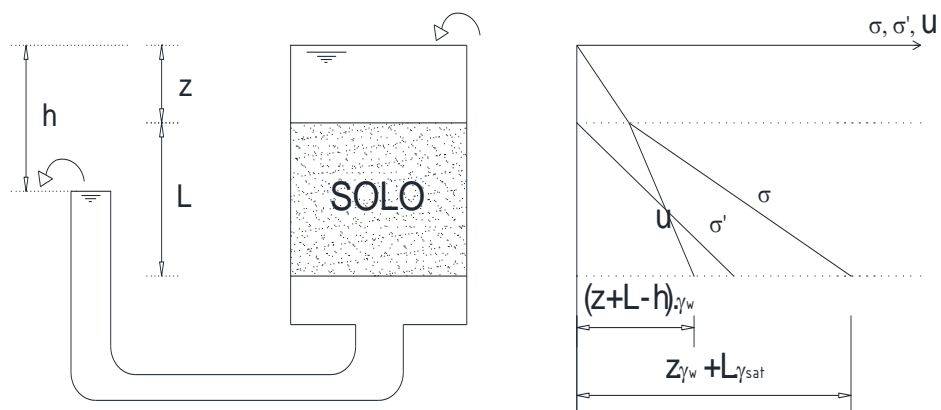


Figura 7. Tensões no solo quando o fluxo é descendente (PINTO, 2006).

Já para o fluxo descendente, tem-se que a tensão efetiva ( $\sigma'$ ) pode ser determinada como segue:

$$\sigma' = (z \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_{sat}) - (z \cdot \gamma_w + L \cdot \gamma_w - h \cdot \gamma_w) \rightarrow \sigma' = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) + h \cdot \gamma_w$$

Tensão Total - Poropressão

$$\sigma' = L \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) + \frac{L}{L} h \cdot \gamma_w \rightarrow \sigma' = L \cdot \gamma_{sub} + L \cdot i \cdot \gamma_w$$

$$\sigma' = L \cdot (\gamma_{sub} + j) \quad \text{Equação 7}$$

Além dessa redução da permeabilidade pela consolidação, a norma norte-americana ASTM D 5084 (ASTM, 1990) ainda informa que o uso de gradientes hidráulicos elevados pode levar ao carreamento de partículas finas no interior do corpo de prova de solos argilosos e ocasionar o aprisionamento de partículas menores na sua porção final, o que pode bloquear o fluxo e reduzir a permeabilidade, ou levar ao carreamento total das partículas finas no caso de solos granulares, o que pode aumentar a permeabilidade. Cruz (2004) refere que, em geral, devem ser utilizados gradientes hidráulicos que se aproximem dos valores encontrados no campo, enquanto que a norma ASTM D 5084 recomenda utilizarem-se os valores apresentados na Tabela 2, no caso de solos de baixa permeabilidade.

Tabela 2. Valores limites de gradiente hidráulico recomendados pela norma D 5084 (ASTM, 1990) para solos de baixa permeabilidade

<b>Coefficiente de permeabilidade (cm.s<sup>-1</sup>)</b>	<b>Gradiente hidráulico máximo recomendado</b>
<b>3 x 10<sup>-3</sup> a 1 x 10<sup>-4</sup></b>	2
<b>1 x 10<sup>-4</sup> a 1 x 10<sup>-5</sup></b>	5
<b>1 x 10<sup>-5</sup> a 1 x 10<sup>-6</sup></b>	10
<b>1 x 10<sup>-6</sup> a 1 x 10<sup>-7</sup></b>	20
<b>Menor que 1 x 10<sup>-7</sup></b>	30

### 2.4.3 Permeâmetros

Os equipamentos de laboratório utilizados em ensaios de permeabilidade, denominados permeâmetros, podem ser de parede rígida ou de parede flexível. Dourado (2003) descreve quatro tipos diferentes de

permeômetros de parede rígida: permeômetros tipo cilindro de compactação, quando o solo é compactado no tubo em que se realiza a percolação; permeômetros tipo célula de consolidação, para solos argilosos sem pedregulho, onde pode-se controlar as tensões no corpo de prova; permeômetros tipo tubo de amostragem, para amostras indeformadas; e demais permeômetros, em que o corpo de prova não fica em contato com a parede e é envolvido pelo material selante (normalmente, bentonita associada ou não com parafina).

Os permeômetros de parede flexível são montados dentro de uma câmara entre duas pedras porosas e envolvidos por uma membrana flexível que tem a função de separar a pressão externa da poropressão. Nesse caso, tem-se a saturação por contrapressão como uma vantagem sobre os permeômetros de parede rígida (DOURADO, 2003).

As desvantagens dos permeômetros de parede rígida podem ser a ocorrência de não saturação da amostra, não existência de controle das pressões atuantes no corpo de prova e a existência da possibilidade de haver fluxo lateral pelas superfícies laterais do tubo do permeômetro. Ao contrário, os permeômetros de parede flexível proporcionam um selamento ao redor de toda a amostra em função da membrana, sendo que amostras indeformadas podem ser facilmente testadas, a contrapressão pode ser utilizada para saturar a amostra e as tensões verticais e horizontais podem ser monitoradas, sendo, nesse sentido, mais confiáveis (DOURADO, 2003).

#### **2.4.4 Ensaios de percolação em coluna**

Pacheco e Silva (2005) considera que o ensaio de percolação em coluna de laboratório reflete de forma adequada as condições de transporte de contaminantes no campo, podendo ser empregado para se entender mais adequadamente os mecanismos químicos, biológicos e físicos relativos ao transporte e destinação de contaminantes no meio ambiente. Esse autor destaca que o objetivo do ensaio é realizar a percolação de soluções representativas que contenham constituintes químicos através de

um corpo de prova de solo. Durante esta operação, amostras de efluentes são coletadas periodicamente, para posterior análise química. Com base na determinação dos constituintes do efluente que foi percolado através do solo e na sua comparação com os resultados desta determinação realizada no começo do processo de alimentação, é possível quantificar o quanto foi retido de contaminante pelo solo.

## **2.5 GRADIENTE HIDRÁULICO**

### **2.5.1 Considerações Iniciais**

Em problemas de percolação, viu-se que o gradiente hidráulico relaciona-se diretamente ao estado de tensão atuante no solo, principalmente no que diz respeito às tensões efetivas. Essa característica, por si só, pode promover alterações no solo.

Alguns autores citam a influência do gradiente hidráulico na permeabilidade de tal forma que possa ocasionar uma diminuição da mesma. Como justificativa, tem-se o fato de que quando a estabilidade microestrutural de partículas finas do solo é fraca, pode ocorrer erosão, transporte e acúmulo de partículas, levando ao entupimento dos espaços vazios e, conseqüentemente, à redução na condutividade. Erosão e transporte de partículas finas, também, podem levar a aumentos na condutividade hidráulica dos solos devido ao aumento dos vazios (AL-TAIE et al., 2014; KE e TAKAHASHI, 2012).

Al-Taie et al. (2014) analisaram o efeito do gradiente na permeabilidade de corpos de prova produzidos com uma argila rica em esmectita, denominada Argila Verde, encontrada na região norte do Iraque, a diferentes densidades secas. Eles observaram a não constância da permeabilidade em relação às variações do gradiente hidráulico (5 a 10.000), como se ilustra na Figura 8. Foram utilizadas células oedométricas de aço inox para obter a permeabilidade. As amostras secas ao ar foram preparadas por compactação estática (a uma taxa de deformação de 1,5 mm.min<sup>-1</sup>) em quatro camadas de 5 mm de espessura para alcançar as

densidades secas desejadas. Além da variação de densidade, foi analisada também a influência do tipo de filtro utilizado no conjunto. Utilizou-se um filtro de aço inoxidável sinterizado e um filtro com uma camada de silte e areia.

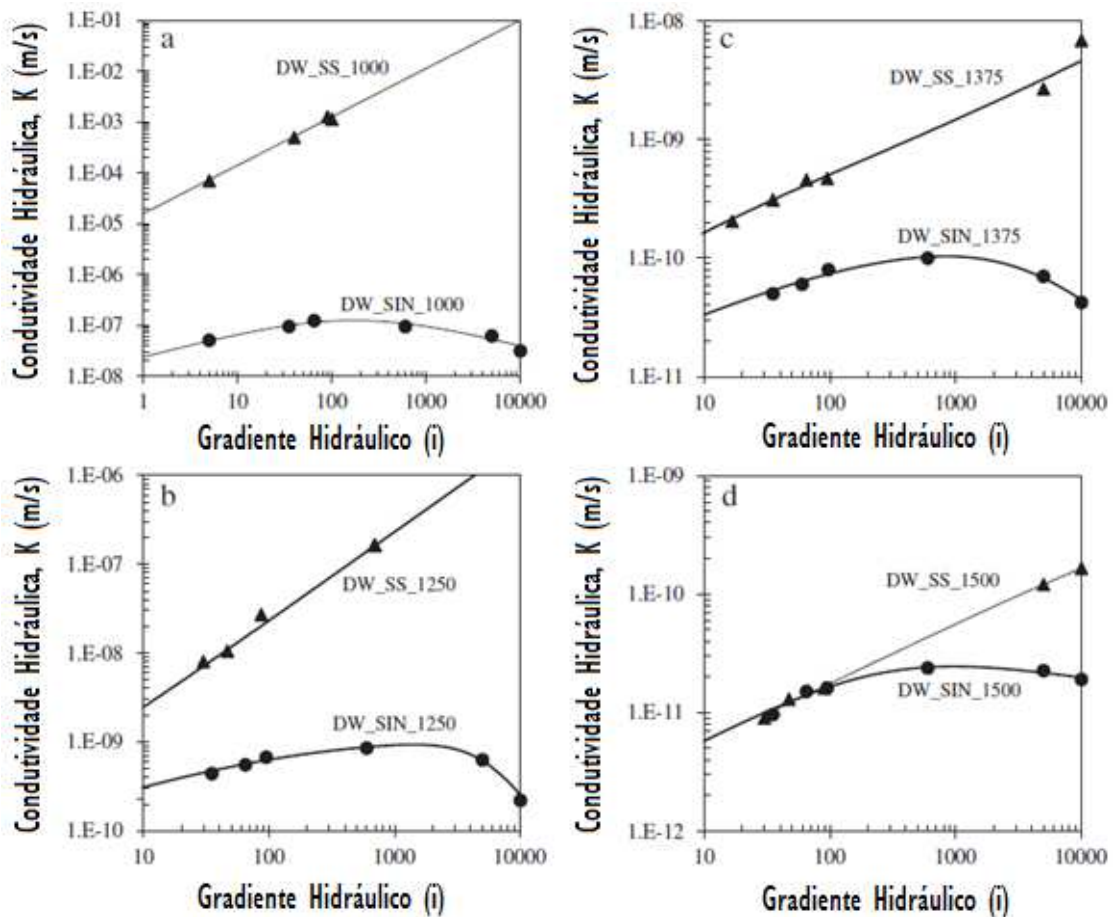


Figura 8. Gráficos de  $k \times i$  obtidos em amostras de argila com filtros sinterizados (SIN) e filtros de areia/silte (SS) para densidades secas de  $1000 \text{ kg.m}^{-3}$  (a),  $1250 \text{ kg.m}^{-3}$  (b),  $1375 \text{ kg.m}^{-3}$  (c) e  $1500 \text{ kg.m}^{-3}$  (d) (AL-TAIE et al., 2014).

Na Figura 8, observa-se que, para gradientes superiores a 100, os valores de condutividade hidráulica encontrados foram maiores para o caso dos filtros de silte e areia. Como possíveis justificativas, os autores apontam o alargamento dos canais de fluxo, a redução da viscosidade da água devido às altas tensões cisalhantes causadas pelos altos gradientes e o aumento de espaços vazios devido à erosão interna.

Para altos gradientes, na Figura 8, observou-se redução da permeabilidade no caso dos filtros de aço inoxidável sinterizado. Segundo Al-Taie et al. (2014) o acúmulo de material coloidal (gel) arrastado pelo fluxo até o filtro pode ser a justificativa desse fato, já que pode ocorrer o bloqueio da passagem do líquido percolante. Outra possibilidade é a ocorrência de adensamento devido à alta pressão de água aplicada nesses casos.

A razão para a diferença entre o uso do aço sinterizado e silte/areia pode se relacionar ao fato de que filtros de material sem coesão permitem a passagem de argila lixiviada através dos agregados sem causar entupimento dos seus vazios (AL-TAIE et al., 2014). Nesse sentido, observa-se um resultado interessante no ensaio realizado para a maior densidade seca, Figura 8d, onde até um gradiente da ordem de 100 não se observou influência do tipo de filtro nos resultados. Segundo Al-Taie et al. (2014), isso sugere que o aumento na condutividade deve-se apenas à ativação de mais água intersticial e não a alterações na microestrutura. Nesse caso, tomou-se tal gradiente como um gradiente crítico.

### **2.5.2 Erosão interna de solos**

Normalmente, aspectos que envolvem a percolação de água nos solos e, mesmo, o escoamento superficial trazem à tona problemas relacionados à erosão. A erosão interna, já observada no trabalho desenvolvido por Al-Taie et al. (2014), é um mecanismo relativo à percolação de água no interior de um maciço, ocasionando problemas como piping em barragens de terra, por exemplo. Destaca-se como erosão interna no solo o destacamento de partículas da sua estrutura por meio da ação química ou mecânica do fluxo de um líquido. Segundo Ke e Takahashi (2012), o processo de erosão interna engloba, habitualmente, os fenômenos de suffusion e piping. Na suffusion, o fluxo produz o carreamento de partículas finas através dos espaços vazios entre as partículas maiores da matriz do solo, enquanto que no piping tem-se a erosão progressiva e o transporte de partículas do solo ao longo de um trajeto de escoamento, formando uma tubulação contínua. Logicamente,

suffusion e piping podem acarretar alterações na porosidade e, conseqüentemente, aumento significativo na condutividade hidráulica e potencial redução na resistência mecânica do solo. Suffusion e piping são fenômenos que ocorrem conjuntamente, sendo que aquele acaba desencadeando este.

Segundo Ke e Takahashi (2012), a ação química que resulta na erosão de solos argilosos é denominada dispersão, ocorrendo, principalmente sob forma de erosão hídrica pluvial em situações práticas.

O fenômeno de erosão interna tem sido estudado por diversos autores. Kaoser et al. (2006) citam um critério definido por Istomina (1957) acerca da ocorrência de erosão interna em função da granulometria do solo, como segue:

- não ocorre erosão interna se  $U < 10$ ;
- ocorre uma condição de transição se  $10 < U < 20$ ; e
- é passível de erosão interna para  $U > 20$ ;

onde,  $U$  é o coeficiente de uniformidade do material ( $U = D_{60}/D_{10}$ ), bem como  $D_{60}$  e  $D_{10}$  são, respectivamente, os diâmetros das partículas do solo para os quais 60% e 10% das partículas são menores.

Chang et al. (2013) referem-se ao critério de Kezdi (1969) para todos os solos, com base no critério de Terzaghi para o dimensionamento de filtros, onde ocorre estabilidade interna se a relação  $(d_{15c}/d_{85f})_{max}$  for menor ou igual a 4, onde  $d_{15c}$  é o diâmetro de 15% em massa passante na parte grosseira do solo e  $d_{85f}$  é o diâmetro de 85% em massa passante na parte fina do solo.

Em um solo susceptível à erosão interna, quando algumas partículas finas são carregadas, a sua microestrutura muda, podendo ocorrer alterações nas suas condições hidráulicas e mecânicas. Ayadat et al. (1998) estudaram a migração de partículas finas, buscando explicar o mecanismo de colapso em solos. Isso foi feito realizando ensaios em três solos

potencialmente colapsíveis que, segundo Ayadat e Bellili (1995), foram produzidos utilizando-se areia e partículas finas (menores que 80  $\mu\text{m}$ ) em diferentes proporções.

Utilizando-se um permeâmetro de carga constante, o ensaio consistiu em saturar e manter o fluxo de água através da amostra durante um período determinado. Após este tempo, interrompeu-se o ensaio, deixando-se o solo estabilizar durante um certo período de tempo. Em seguida, a amostra foi dividida em três camadas, que foram pesadas e determinou-se o teor de umidade de cada uma delas. Além disso, determinou-se a porcentagem de finos por camada. Os resultados obtidos por Ayadat et al. (1998) mostraram que houve influência da carga hidráulica sobre a migração de partículas finas. Com o aumento da carga hidráulica, o percentual de partículas finas no nível de entrada do fluxo diminuiu e no nível de saída ocorreu um aumento significativo. Essa característica comprovou os resultados obtidos na análise da colapsibilidade do solo obtidos pelos mesmos autores. Atestaram, ainda, que o aumento da carga hidráulica e o consequente aumento da velocidade de percolação fez com que as partículas finas se movimentassem no sentido da percolação, criando vazios adicionais com redução do volume devido ao carregamento relativo ao fluxo. Com isto os autores concluíram existir uma influência marcante da carga hidráulica sobre o comportamento colapsível dos solos. O potencial para a colapsibilidade aumentou à medida que a carga de percolação aumentou. Esse crescimento foi ainda mais importante nos solos que estavam numa condição solta e continham uma grande quantidade de partículas finas.

Kaoser et al. (2006) realizaram experimentos semelhantes, utilizando uma mistura de areia de sílica natural (passante na peneira 40) e bentonita sódica (passante na peneira 200). Os corpos de prova umedecidos foram submetidos a diferentes pressões hidráulicas, medindo-se a condutividade hidráulica ( $k$ ) usando um aparelho de carga constante composto, principalmente, de permeâmetros de parede rígida construídos com cilindros em aço e Acrilonitrila butadieno estireno (ABS). Esses

autores concluíram que a condutividade hidráulica final das misturas aumentou à medida que o gradiente hidráulico aplicado nas amostras aumentou. Além disso, mostrou-se que, sob pressão hidráulica, ocorreu a lavagem de partículas finas, observando-se até mesmo a turvação da água no efluente durante o experimento.

## **2.6 MICROMORFOLOGIA**

Em geral, propriedades de engenharia dos solos de interesse geotécnico têm íntima relação com características das partículas (forma e arranjo) e forças entre elas. A compreensão, portanto, do comportamento dos solos passa pela consideração destes fatores, particularmente em solos compactados, onde a condição de solo não saturado implica na existência de importantes interações entre ar, água e sólidos (MITCHELL e SOGA, 2005).

Estudos voltados para a caracterização microscópica dos solos têm sido realizados desde a década de 1950, ganhando ênfase nas últimas três ou quatro décadas, sendo que ao longo deste tempo diferentes técnicas vêm sendo desenvolvidas e aprimoradas para melhor caracterizar a estrutura e o comportamento destes materiais.

Dentre os métodos utilizados para o estudo do arranjo entre partículas individuais, dos agrupamentos de partículas e poros em solos naturais ou compactados se destacam as técnicas de microscopia ótica, microscopia eletrônica, difração de Raios-X, porosimetria de mercúrio e, mais recentemente, tomografia computadorizada (MITCHELL e SOGA, 2005).

Neste trabalho, apenas a técnica de microscopia ótica é abordada, porém maiores detalhes sobre as demais técnicas podem ser encontradas em Mitchell e Soga (2005) e também em Romero e Simms (2008). Os primeiros autores fazem extensa abordagem sobre estas e outras técnicas e os últimos abordam, em especial, a porosimetria de mercúrio e a

microscopia eletrônica, além de listarem trabalhos voltados à investigação da microestrutura de solos não saturados.

Nos estudos de morfologia de solos, a utilização do microscópio petrográfico ótico é bastante comum. Na microscopia ótica, através da análise de seções finas (com, aproximadamente, 25  $\mu\text{m}$  de espessura), podem ser observadas características como superfícies fraturadas, partículas de tamanho silte ou maiores, agregados de partículas argilosas, orientação preferencial de partículas, homogeneidade, tamanho e distribuição de poros e zonas de cisalhamento (RESENDE et al., 2002). Conforme esses autores, o microscópio ótico permite a obtenção de imagens com aumentos superiores a 1.000 vezes, mas é comum empregarem-se, em análises micromorfológicas, aumentos de 10 a 100 vezes, chegando, excepcionalmente, a 500 vezes, sendo a dimensão mínima dos elementos observáveis da ordem de 20  $\mu\text{m}$ .

Podem ser reconhecidos, basicamente, três elementos na descrição micromorfológica dos solos: o plasma; o esqueleto; e os poros. O plasma, de tamanho coloidal (cerca de  $10^{-6}$  a  $10^{-9}$  m), representa o material passível de ser movimentado por efeito de ações mecânicas ou pela ação da água no solo; por outro lado, o esqueleto é formado por grãos de tamanho superior ao coloidal e os poros são os vazios presentes nos solos (CRISPIM, 2007).

Os grãos do esqueleto são caracterizados por fatores como dimensões, forma, grau de arredondamento e distribuição e proporção em relação ao plasma. Já a distribuição relativa entre esqueleto e plasma pode ser classificada como segue (CASTRO, 2008; RESENDE et al., 2002):

- porfiropéctica - em que os grãos do esqueleto estão inseridos num plasma quase contínuo;
- aglomerática - quando o preenchimento do plasma entre os grãos é frouxo e incompleto;

- intertêxtica - quando os grãos do esqueleto são ligados por pontes de plasma ou situados no interior de um fundo plásmico muito poroso;
- granular - onde só o esqueleto está presente.

Quanto aos poros, estes podem ser divididos em microporos e macroporos, respectivamente menores e maiores que 50  $\mu\text{m}$ , que se manifestam sob as seguintes formas (RESENDE et al., 2002):

- fendas - que apresentam grande relação comprimento/ largura;
- cavidades - que apresentam valores de comprimento e largura próximos;
- vesículas - que são poros isolados circulares e
- poros de empacotamento - que, em estruturas granulares, podem ser poros de empacotamento livre, onde os grânulos se tocam livremente, ou poros de empacotamento compacto, onde os grânulos são soldados.

No estudo micromorfológico, a partir da análise de seções finas, se faz o reconhecimento dos constituintes do solo, observando tamanho, forma, arranjo e orientação dos agregados e dos vazios que os separam, assim como a distribuição relativa do plasma em relação aos grãos do esqueleto (FITZPATRICK, 1971). Segundo esse autor, a análise deve ser feita, basicamente, em três níveis (FITZPATRICK, 1993):

- descrição visual do componente de interesse (tamanho, abundância, área proporcional, cor, forma, textura da superfície, limites, variabilidade, orientação e padrões de distribuição);
- comparação visual do componente de interesse, com referências conhecidas; e
- medições diretas do componente de interesse.

A título de exemplo, na Figura 9 e na Figura 10 são apresentados exemplos de fotomicrografias. Na Figura 9, é apresentada a identificação dos principais componentes de interesse na sua descrição micromorfológica em uma amostra de Latossolo Roxo.

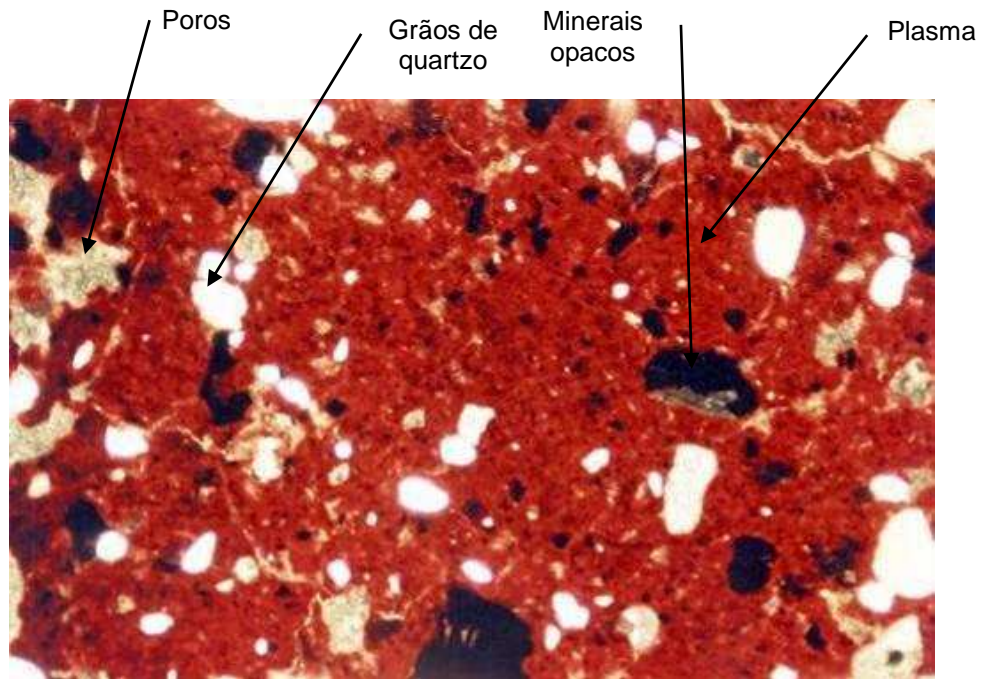


Figura 9. Exemplo de fotomicrografia de uma amostra de Latossolo Roxo, com aumento de 50 vezes (MALTONI, 1994).

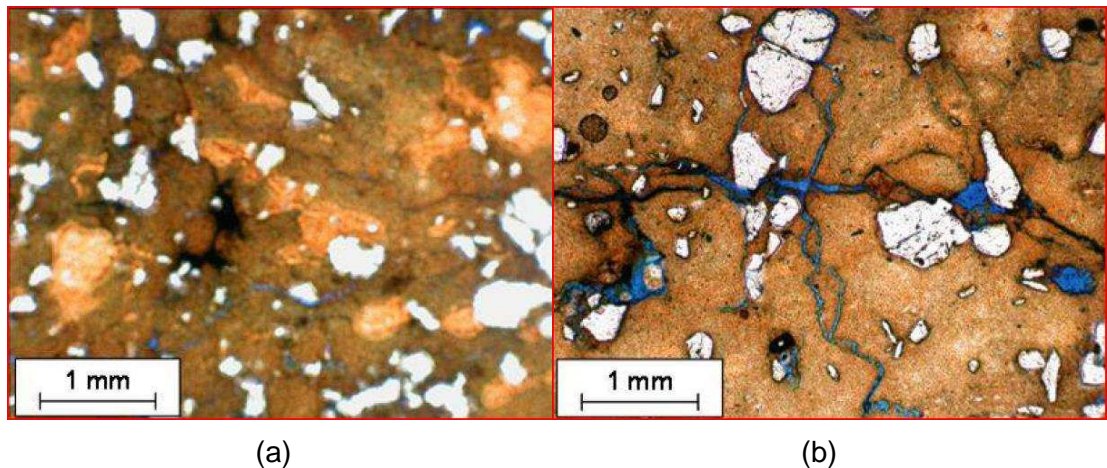


Figura 10. Exemplo de fotomicrografia de uma amostra de Latossolo Vermelho-Amarelo compactado (a) estaticamente e (b) dinamicamente (CRISPIM, 2007).

Outros aspectos mais detalhados e aprofundados da caracterização morfológica e microestrutural dos solos podem ser encontrados nas referências citadas (CASTRO, 2008; FITZPATRICK, 1993; RESENDE et

al., 2002). Quanto ao estudo de solos brasileiros podem-se citar os trabalhos de Schaefer (2001) e Viana et al. (2004) e, especificamente, quanto à caracterização micromorfológica de solos da Zona da Mata Mineira em auxílio à interpretação dos seus comportamentos geotécnicos, Azevedo (1999), Crispim (2007) e Trindade (2006).

## 2.7 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

No que diz respeito à análise da resistência ao cisalhamento dos solos, sabe-se da importância das tensões cisalhantes no comportamento mecânico destes materiais. Nesse contexto, um elemento de solo, quando submetido a um dado estado limite de tensão, rompe-se ao longo de um plano onde atua a tensão cisalhante de ruptura do solo. Dentre os ensaios para a determinação da resistência ao cisalhamento dos solos, cita-se o ensaio de cisalhamento direto que, segundo Terzaghi et al. (1996), é uma das formas mais antigas e simples de se determinar a resistência mecânica dos solos. Os princípios deste ensaio constam na Figura 11 e na Figura 12.

O ensaio consiste na aplicação de uma tensão normal ao solo e uma força horizontal de modo que ocorra cisalhamento do solo numa superfície central do corpo de prova. Determina-se o deslocamento devido ao cisalhamento e a força necessária para promover esse deslocamento (Figura 12).

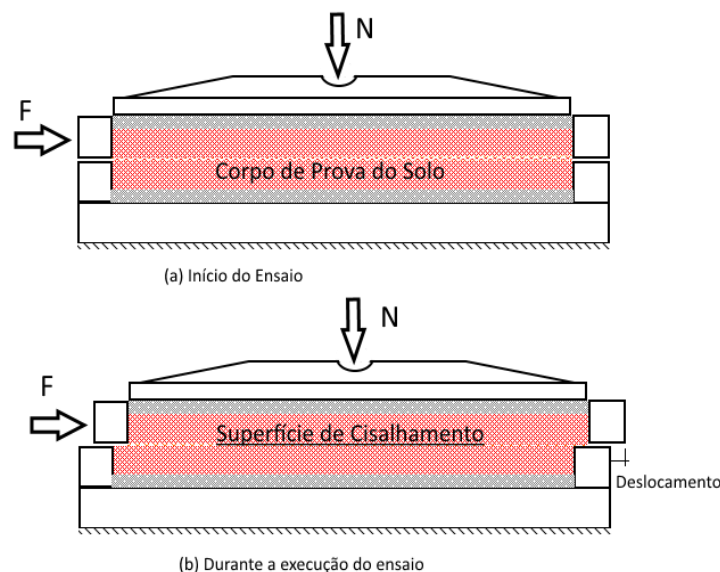


Figura 11. Os princípios do ensaio de Cisalhamento Direto.

Segundo Pitanga (2002), o ensaio apresenta limitações e vantagens, como se segue:

- Vantagens:

- i. o ensaio é relativamente rápido e simples de ser realizado;
- ii. os princípios básicos do ensaio são fáceis de serem entendidos;
- iii. os princípios do ensaio podem ser estendidos aos solos pedregulhosos e outros materiais contendo partículas maiores, os quais podem ser mais caros se ensaiados por outros meios;
- iv. o equipamento pode ser usado para ensaios drenados e para a medida da resistência ao cisalhamento residual por meio do processo de multi-reversão da caixa de corte.

- Limitações:

- i. a amostra de solo não rompe segundo um plano de fraqueza, pois ela é forçada a romper ao longo de um plano de cisalhamento pré-determinado;
- ii. a distribuição de tensões sobre esta superfície não é uniforme, conseqüentemente a resistência ao cisalhamento também não o é;
- iii. as direções dos planos de tensões principais rotacionam durante o cisalhamento da amostra, tornando o modelo de tensões reais complexo;
- iv. não existem formas de controle sobre a drenagem, exceto pela variação da velocidade de carregamento que, no caso de solos argilosos, deve ser baixa, possibilitando o fluxo e a dissipação do excesso de poropressão;
- v. as poropressões não podem ser medidas;
- vi. o deslocamento que pode ser aplicado ao solo é limitado pelo máximo deslocamento do equipamento; e

- vii. a área de contato submetida às tensões no solo diminui com o prosseguimento do ensaio.

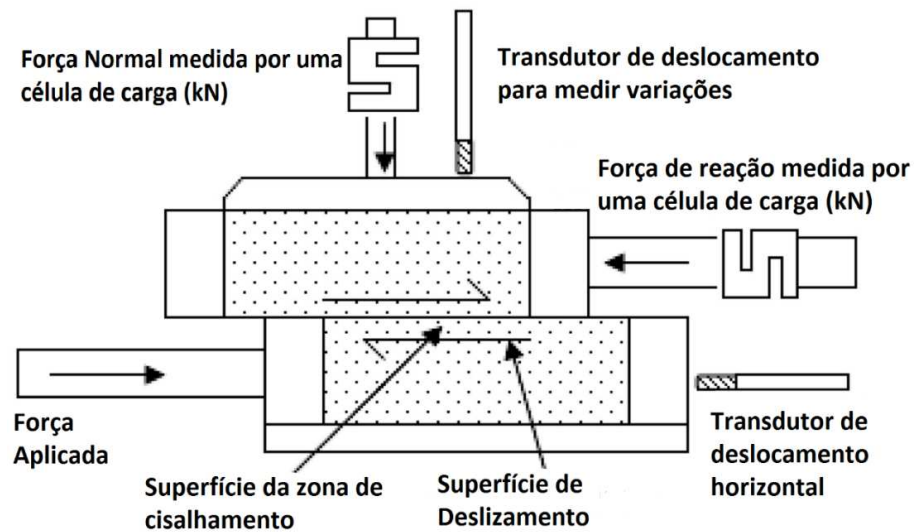


Figura 12. Layout esquemático do ensaio de Cisalhamento Direto.

Por meio do ensaio de cisalhamento direto, determina-se a tensão cisalhante máxima resistida por um solo, além de se poder analisar e obter dados acerca da condição pós-ruptura através de processo de reversão da caixa de corte. Essas determinações são importantes nas aplicações práticas da Engenharia Geotécnica.

## **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Para o desenvolvimento do projeto foram realizados estudos de laboratório relativos à preparação de amostras e corpos de prova, execução de ensaios de percolação em coluna e de cisalhamento direto, bem como estudos de micromorfologia realizados em lâminas obtidas dos corpos de prova ensaiados.

### **3.2 MATERIAIS**

#### **3.2.1 Solo**

No decorrer deste trabalho utilizou-se um solo classificado geotecnicamente como residual maduro de gnaiss e pedologicamente como Latossolo Vermelho-Amarelo (LVA). Essa classe de solo tropical ocorre com grande expressividade no território brasileiro e, em especial, na Zona da Mata Norte de Minas Gerais.

A amostra de solo foi coletada na jazida de empréstimo denominada Estação de Tratamento de Água (ETA) da cidade de Viçosa-MG, em um talude à margem direita da atual entrada para a Área de Eventos da Universidade Federal de Viçosa (UFV), na rodovia que liga Viçosa a Paula Cândido, no local de coordenadas 20°45'35"S; 42°52'28"W. Destaca-se que esse solo já foi empregado em pesquisas anteriores pelos Departamentos de Engenharia Civil e de Solos da Universidade Federal de Viçosa. A Figura 13 e a Figura 14 ilustram, respectivamente, uma visão aérea do local de coleta da amostra e a jazida de empréstimo.



Figura 13. Vista frontal do local de coleta de amostras da jazida de empréstimo do LVA.



Figura 14. Imagem de satélite da localização da jazida de empréstimo ETA.

Na Tabela 3, são apresentados os resultados da caracterização geotécnica do solo realizada por Caneschi (2012), considerando-se os parâmetros limites de Atterberg (LL e LP), peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) e distribuição granulométrica segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995) e os parâmetros ótimos de compactação (umidade ótima e peso específico aparente seco máximo), para o solo, obtidos através do ensaio de compactação, na energia do Proctor normal.

Tabela 3. Resultados da caracterização geotécnica da amostra de solo da jazida ETA (CANESCHI, 2012)

Solo	Limites de Atterberg			$\gamma_s$ (kN.m <sup>-3</sup> )	Granulometria			$W_{ot}$ (%)	$\gamma_{dmax}$ (kN.m <sup>-3</sup> )
	LL (%)	LP (%)	IP (%)		Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)		
LVA	82	46	36	27,27	23	10	67	31,37	13,54

Na Figura 15 está apresentada a curva de distribuição granulométrica do LVA e, na Figura 16 a curva de compactação desse solo.

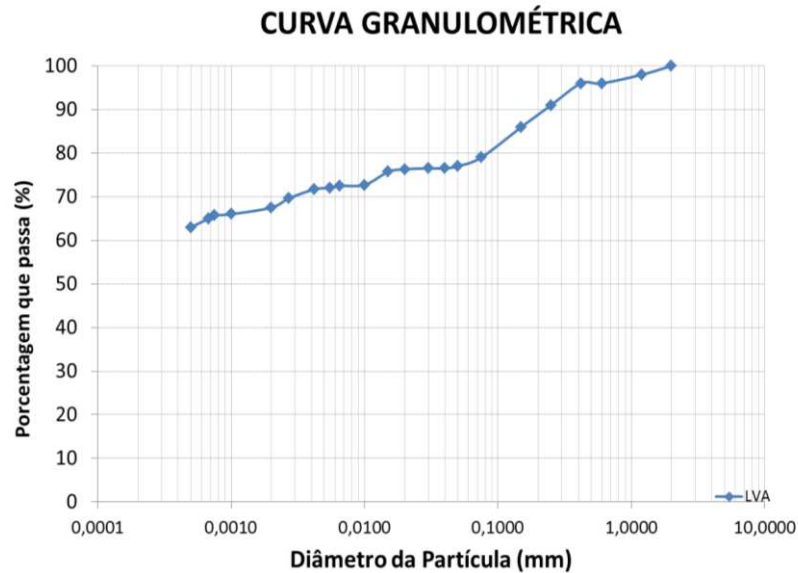


Figura 15. Curva granulométrica do LVA (CANESCHI, 2012).

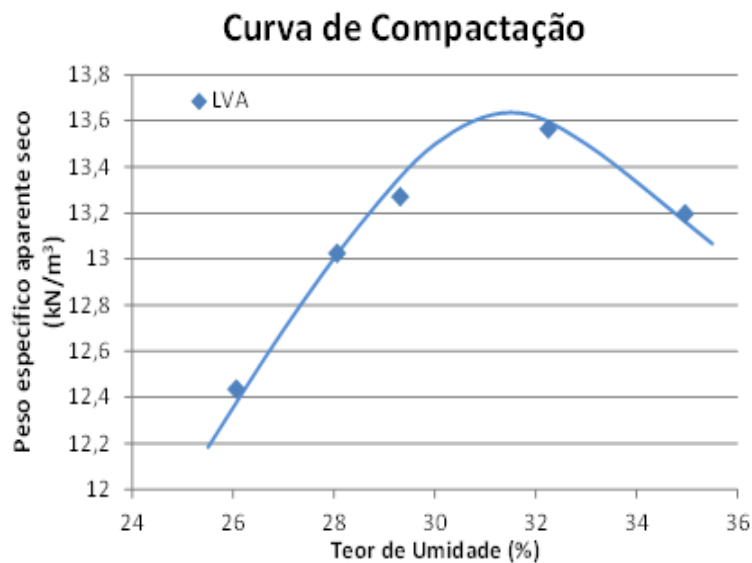


Figura 16. Curva de compactação do LVA (CANESCHI, 2012).

### 3.2.2 Softwares

Foram utilizados os softwares de edição e análise de imagens paint.net (BREWSTER, 2014) e ImageJ (SCHNEIDER et al., 2012), respectivamente.

### 3.3 MÉTODOS

#### 3.3.1 Coleta e preparação do solo

Foram coletadas amostras deformadas representativas do solo em estudo, quanto à textura e constituição química e mineralógica, que foram, posteriormente, armazenadas no Laboratório de Engenharia Civil (LEC). As amostras foram secas ao ar, destorroadas, passadas na peneira de abertura nominal de 2 mm e guardadas para uso futuro nos ensaios geotécnicos, em obediência à NBR 6457 (ABNT, 1986a).

#### 3.3.2 Ensaios de permeabilidade

Trabalhou-se com o equipamento de percolação em coluna desenvolvido por Caneschi (2012), em que se considerou aspectos gerais de funcionamento do sistema desenvolvido no Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos-USP por Leite et al. (1998) e, também, utilizado por Pacheco e Silva (2005). A Figura 17 e a Figura 18 ilustram o sistema desenvolvido por Caneschi (2012).

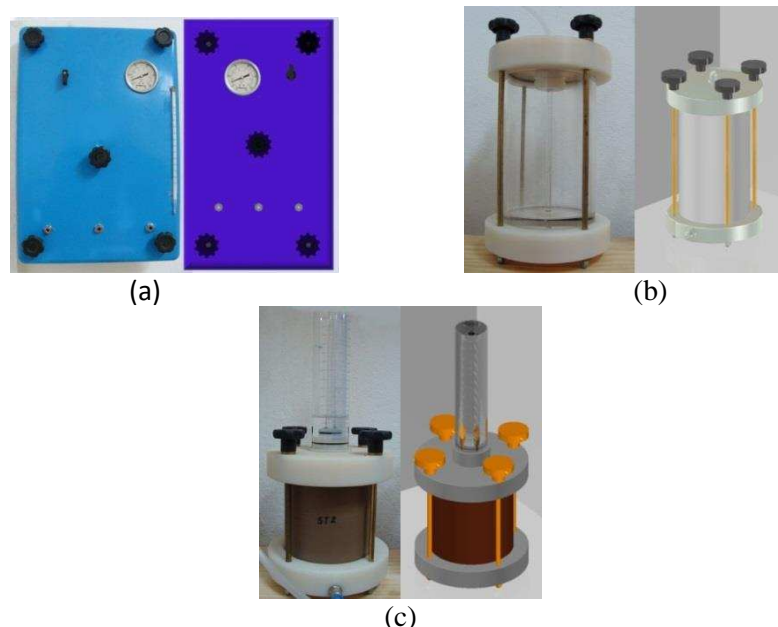


Figura 17. Sistema dos ensaios de percolação em coluna: (a) painel para aplicação de pressão na interface; (b) reservatório de armazenamento (interface); e (c) conjunto do permeômetro.



Figura 18. Visão geral do equipamento em utilização.

No estudo, foram compactados os corpos de prova segundo o procedimento definido pela NBR 7182 (ABNT, 1986b), na energia do ensaio de compactação Proctor normal, na umidade ótima ( $W_{ot}$ ), em tubos de PVC do equipamento de percolação em coluna para execução de ensaios de permeabilidade.

Os referidos cilindros foram vedados na parte superior e na parte inferior, de modo a permitir que o fluxo ocorresse no sentido ascendente, com a leitura de volume e coleta do líquido percolado sendo feitas na parte superior e empregando-se os gradientes hidráulicos 140, 85, 66 e 15. Para isso, aplicaram-se pressões no sistema de 16,8 mca, 10,2 mca, 7,92 mca e 1,8 mca, respectivamente. Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

Para a percolação de água, foram utilizadas interfaces de armazenamento (Figura 17 b) conectadas aos corpos de prova (Figura 17 c), na parte inferior nas quais se aplicou a pressão necessária para se ter o

gradiente hidráulico requerido. Montados os corpos de prova e preenchidas as interfaces com água destilada, deu-se início ao fluxo, de modo a saturar os vazios e medir o coeficiente permeabilidade da amostra. Na determinação do coeficiente de permeabilidade, foi empregado a Lei de Darcy. O ensaio de permeabilidade foi executado em sala com temperatura mantida constante em  $21\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Ressalta-se que segundo Caneschi (2012) o sistema de percolação em coluna teve seus fundamentos alicerçados nos sistemas convencionais de percolação empregados nos ensaios de laboratório para a determinação da condutividade hidráulica, ou seja, o recomendado pela NBR 14545 (ABNT, 2000) e pela NBR 13292 (ABNT, 1995b)

Na Figura 19 é apresentado um esquema da realização dos ensaios. Foram compactados quatro corpos de prova para realização de percolação para cada gradiente. Dos quatro, após a percolação, um foi destinado às análises micromorfológicas e os outros três para ensaios de Cisalhamento Direto.

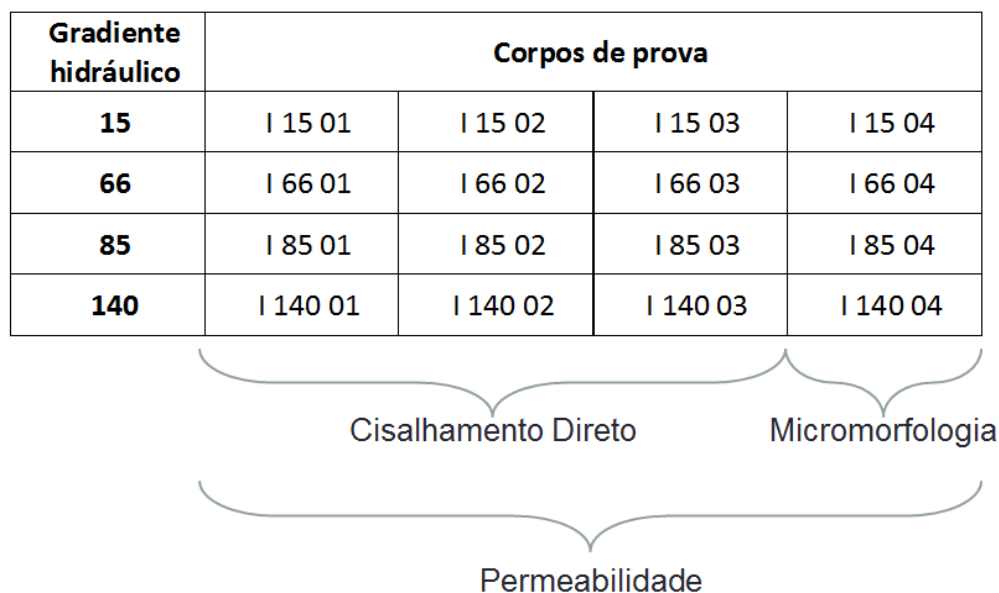


Figura 19. Croqui esquemático dos ensaios. Ensaio de cisalhamento direto

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto (ASTM, 2011) em corpos de prova do solo LVA, após a realização dos ensaios de permeabilidade nos mesmos, de modo a se analisar a possível variação da resistência ao cisalhamento com a variação do gradiente hidráulico.

Após a realização dos ensaios de permeabilidade, os corpos de prova cilíndricos (dimensões de 12 cm de altura e 10 cm de diâmetro) foram utilizados para a moldagem de outros a serem ensaiados em cisalhamento direto. Para esse fim, moldou-se um corpo de prova de cada uma das três camadas compactadas dos corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade como se ilustra na Figura 20. Como dito, para cada gradiente utilizaram-se três corpos de prova dos quatro ensaiados na permeabilidade, para o ensaio de cisalhamento, perfazendo o total de três repetições por camada.

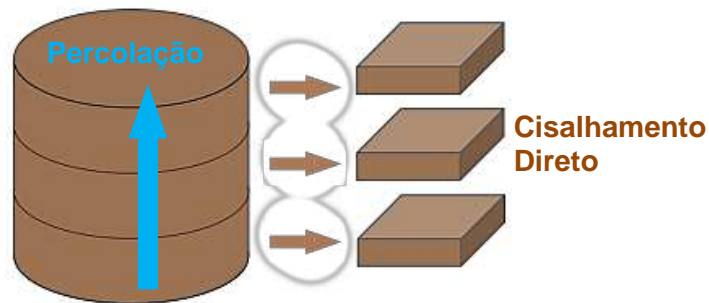


Figura 20. Produção dos corpos de prova para o ensaio de Cisalhamento Direto.

Os espécimes do ensaio de cisalhamento direto foram moldados nas dimensões de 6 cm x 6 cm x 2,5 cm (Figura 21), que foram ensaiados na tensão vertical de 100 kPa, na velocidade de deslocamento horizontal de 0,15 mm.min<sup>-1</sup>, de modo a se determinar a tensão cisalhamento máxima reda por de cada camada parase nível de carregamento. A escolha dessa tensão foi feita de forma aleatória visto que se interessava apenas em comparar as camadas e corpos de prova submetidos a variados gradientes. Além disso, aumentar o número de dados de um mesmo tratamento. Acerca da velocidade, sabe-se, de Pitanga (2002) que a velocidade não influencia nos resultados de resistência ao cisalhamento.



Figura 21. Célula de ensaio de cisalhamento direto.

Os corpos de prova foram inundados antes do ensaio, buscando-se a saturação. Além disso, presume-se que após a permeabilidade os mesmos tenham chegado próximo a uma condição de saturação. Apesar disso tudo, o controle dessa condição no ensaio de cisalhamento direto convencional, não pode ser feita.

### 3.3.3 Estudos de micromorfologia

Foram realizadas análises micromorfológicas em corpos de prova após a compactação e após a realização dos ensaios de permeabilidade, de modo a se verificar possíveis mudanças estruturais devidos a variação do gradiente hidráulico. Para realização das análises micromorfológicas os corpos de prova foram preparados para obtenção de lâminas segundo metodologia utilizada por Crispim (2007), como se segue:

- os corpos de prova do solo LVA compactados foram colocados em estufa a 60 °C por dois dias. Em seguida, foram impregnados com resina Revopal T-208 com corante Azul de Bayer, em mistura 1:1 com monômero de estireno, adicionando-se seis gotas de catalisador para cada 200 mL de mistura;

- após a impregnação, as lâminas polidas (seções-finas) foram confeccionadas nas dimensões de 2,5 cm x 4,7 cm em faces polidas no sentido perpendicular à superfície do cilindro, como se ilustra na Figura 22, e analisadas em microscópio petrográfico OLYMPUS DX-40 com câmera digital acoplada (NIKON Coopix);

- a partir das fotomicrografias obtidas em microscópio ótico, foram realizadas medidas quantitativas de porosidade, plasma e grãos, utilizando-se o software de código aberto e gratuito ImageJ.

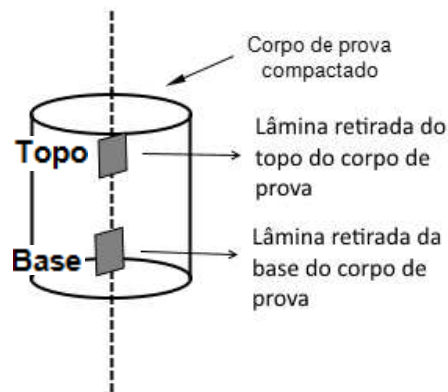


Figura 22. Croqui esquemático indicando a região de retirada das lâminas de solo a serem analisadas.

A extração de seções finas apenas no topo e base, ao invés de três camadas, se justifica pela impossibilidade física (dimensional) e pelo custo do serviço.

Utilizando-se o software livre Paint.net, as feições micromorfológicas foram separadas em quatro grupos, como se ilustram na Figura 23 e na Figura 24, sendo eles:

- grãos de quartzo e minerais opacos;
- poros: fendas e vesículas;
- plasma de coloração avermelhada;
- plasma de coloração amarelada;

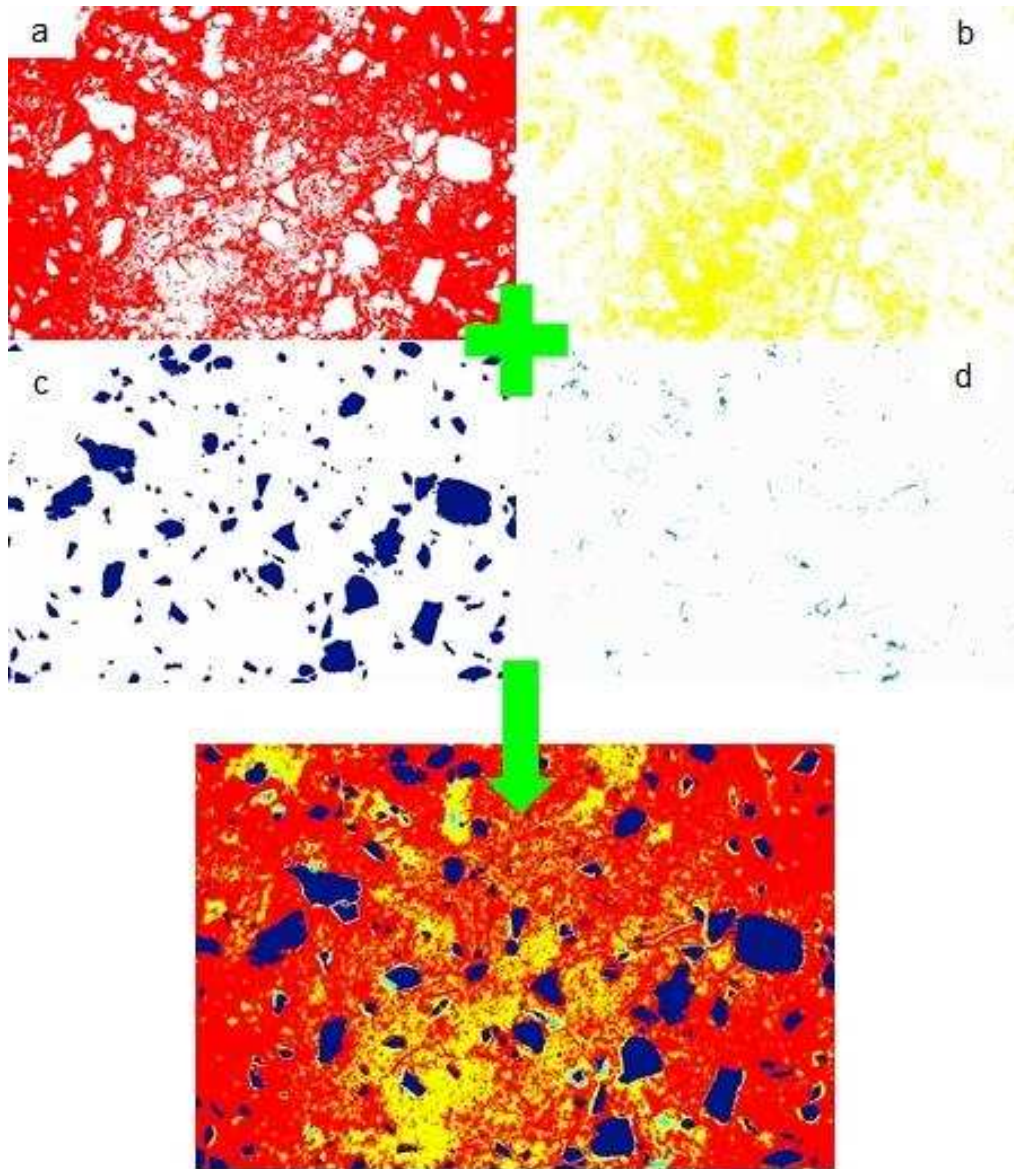


Figura 23. Separação de feições executado no software paint.net; a) plasma avermelhado; b) plasma amarelado; c) grãos de quartzo; d) poros.

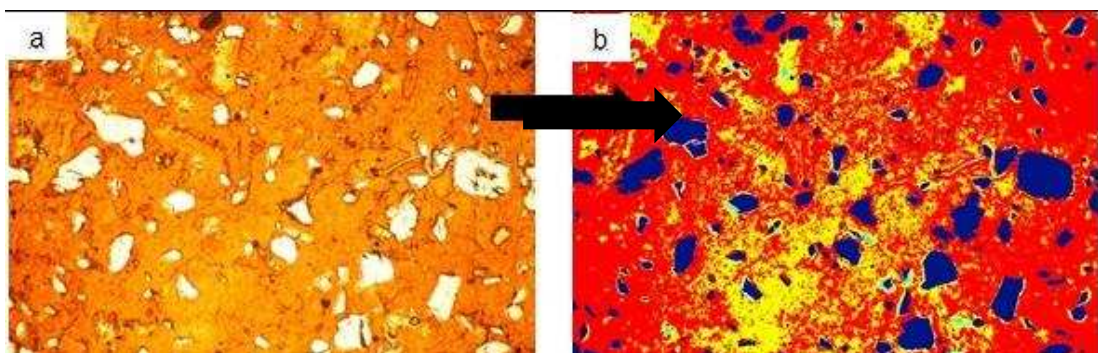


Figura 24. Separação das feições no software paint.net; a) imagem original; b) imagem com feições separadas.

Na Tabela 4, apresenta-se a nomenclatura utilizada na descrição das lâminas. Na Figura 25, tem-se a condição final das seções finas extraídas em lâminas.

Tabela 4. Nomenclatura dos corpos de prova

	Nomenclatura	Posição	
		Topo	Base
Solo Compactado	SC		
Gradiente 15	I15		
Gradiente 66	I66		
Gradiente 85	I85	1	2
Gradiente 140	I140		

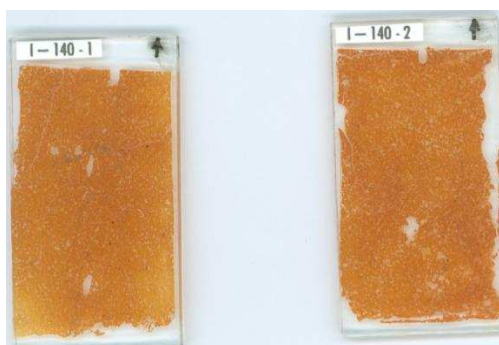


Figura 25. Laminas extraídas dos corpos de prova do solo LVA.

### 3.3.4 Estudos estatísticos

No presente trabalho, foram utilizados testes estatísticos para subsidiar as análises dos dados obtidos. Foi realizada análise de variância (ANOVA, Tabela 5), baseada na decomposição da variação total da variável resposta em partes que podem ser atribuídas aos tratamentos e ao erro experimental. Essa variação pode ser determinada por meio das somas de quadrados definidas para cada um dos seguintes componentes (BUSSAB; MORETIN, 2004):

$$SQ_{Total} = \sum_{i=1}^I \sum_{j=1}^J y_{ij}^2 - C \quad \text{em que} \quad C = \frac{(\sum_{i=1}^I \sum_{j=1}^J y_{ij})^2}{I \cdot J} \quad \text{Equação 8}$$

$$SQ_{Trat} = \frac{\sum_{i=1}^I y_i^2}{J} - C \quad \text{Equação 9}$$

em que I é o número de tratamentos e J o número de repetições.

Tabela 5. Tabela da análise de variância (BUSSAB e MORETIN, 2004)

Fontes de Variação	Graus de Liberdade	Soma de Quadrados	Quadrados Médios	F calculado
Tratamentos	I-1	SQTrat	QMTrat	QMTrat/QMRes
Resíduo	I(J-1)	SQRes	QMRes	
Total	IJ-1	SQTotal		

$$QMTrat = SQTrat / (I-1), \quad QMRes = SQRes / (I(J-1))$$

A soma de quadrados dos resíduos pode ser obtida pela diferença:

$$SQRes = SQTotal - SQTrat. \quad \text{Equação 10}$$

Isso se faz necessário, visto que existe o interesse em se testar se há diferenças entre as médias ( $\mu_i$ ) dos tratamentos, o que equivale a se testar as hipóteses:

$$\left\{ \begin{array}{l} H_0 : \mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_I \\ H_1 : \mu_i \neq \mu_{i'} \text{ para pelo menos um par } (i, i'), \text{ com } i \neq i' \end{array} \right.$$

considerando-se os limites unilaterais da distribuição F de Fisher-Snedecor ao nível de 5% de probabilidade. Se  $F_{\text{calculado}} > F_{\text{tabelado}}$ , rejeita-se a hipótese de nulidade  $H_0$ , ou seja, há evidências de contraste significativo entre pelo menos um par de médias de tratamentos, ao nível  $\alpha$  de significância escolhido. Caso contrário, não se rejeita a hipótese de nulidade  $H_0$ , ou seja, não há evidência de contraste significativo entre as médias dos tratamentos, ao nível  $\alpha$  de significância escolhido (BUSSAB; MORETIN, 2004).

As análises de variância foram aplicadas nas comparações entre médias de coeficientes de permeabilidade, resistência ao cisalhamento e feições micromorfológicas para diferentes gradientes e posições nos corpos de prova.

Se for determinado na análise anterior a existência de diferença significativa entre médias, é de interesse avaliar a que grau ocorreu estas diferenças, utilizando-se um teste de comparações múltiplas. Por meio do teste de Tukey, testou-se qualquer contraste entre duas médias de

tratamentos. O teste baseia-se na Diferença Mínima Significativa (  $\Delta$  ). A estatística do teste é dada da seguinte forma (MONTGOMERY, 2001):

$$\Delta = q \cdot \sqrt{\frac{QMRes}{J}}$$

Equação 11

em que  $q$  é a amplitude total estudentizada, tabelada em função do nível de significância, do número de tratamentos e do número de graus de liberdade do resíduo.

## **4 RESULTADOS E DISCUSSÃO**

### **4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

A seguir, apresentam-se os resultados obtidos no presente trabalho, englobando dados de ensaios de permeabilidade realizados nos gradientes hidráulicos 15, 66, 85 e 140 com fluxo ascendente nos corpos de prova, isto é, da base para o topo. Também são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e análise micromorfológica nos corpos de prova após serem submetidos aos ensaios de permeabilidade.

### **4.2 PERMEABILIDADE**

A média dos resultados dos ensaios de permeabilidade, realizados em quatro corpos de prova (quatro repetições), assim como o respectivo desvio padrão são apresentados na Tabela 6, para cada um dos gradientes ensaiados. Ressalta-se ainda que o ensaio foi realizado como representação de um ensaio mais longo de percolação em coluna, com o objetivo de emprego em análises geoambientais. A quantidade de leituras se prolongou mais do que o necessário, visando, justamente, analisar o efeito da percolação ao longo de um período de tempo maior do que o necessário para se determinar a permeabilidade.

Tabela 6. Coeficiente de permeabilidade e desvio padrão de cada ensaio para todos os gradientes hidráulicos

Repetição		Coeficiente de Permeabilidade ( $\times 10^{-8} \text{cm.s}^{-1}$ )			
		15	66	85	140
1	Média	3.45	4.93	4.25	4.99
	Desvio Padrão	0.94	0.79	0.31	0.91
2	Média	2.79	5.57	4.70	9.49
	Desvio Padrão	0.86	0.96	0.87	2.49
3	Média	3.80	5.82	5.14	6.95
	Desvio Padrão	1.12	0.63	1.06	2.24
4	Média	2.30	4.32	4.33	6.39
	Desvio Padrão	0.65	1.57	1.49	1.26
MÉDIA GERAL		3.08	5.16	4.61	6.95

Da Figura 26 à Figura 29 apresentam-se os resultados das quatro repetições (quatro corpos de prova por gradiente hidráulico) do ensaio de permeabilidade. O coeficiente de permeabilidade medido é apresentado em função da relação de volume de poros percolado. Nas figuras são apresentadas todas as leituras dos ensaios para cada repetição, de onde se retiraram as médias e desvios padrões contidos na Tabela 6.

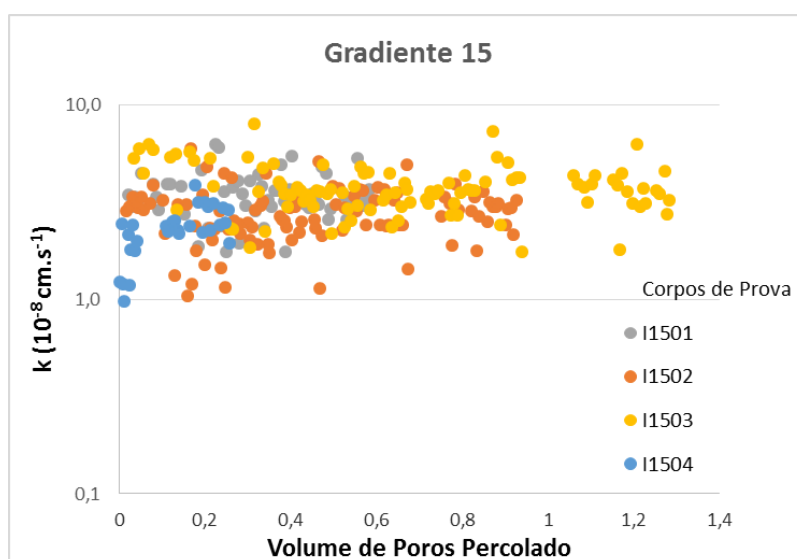


Figura 26. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 15.

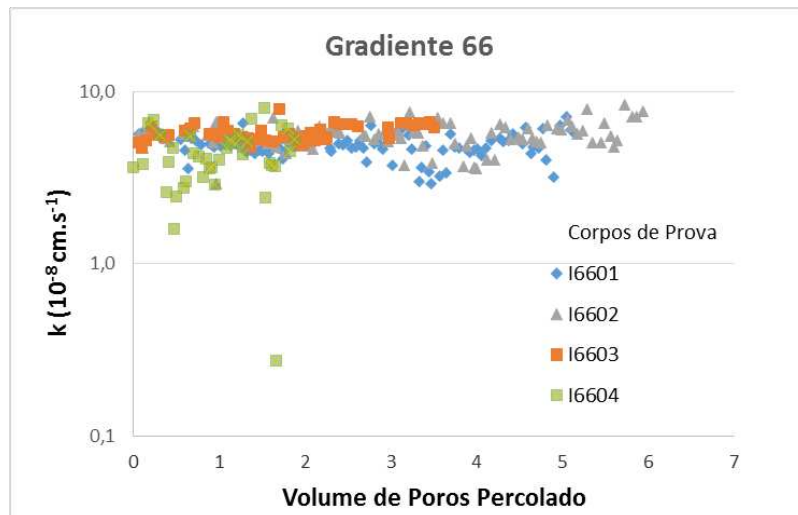


Figura 27. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 66.

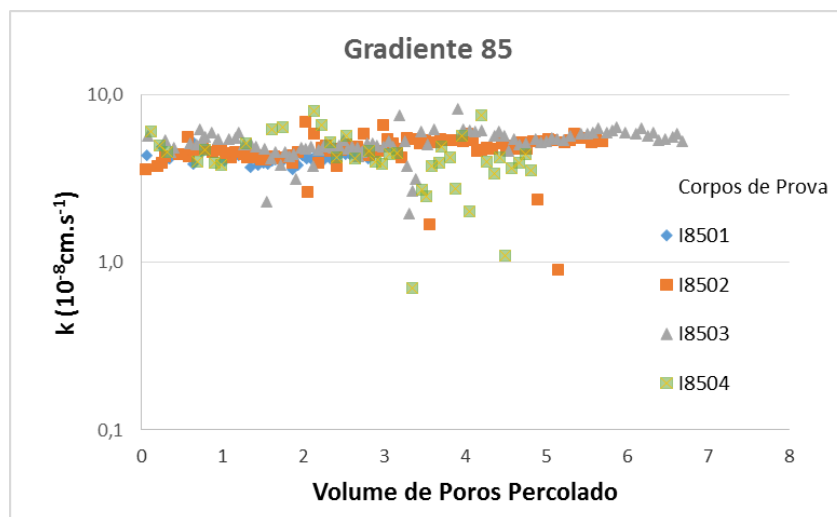


Figura 28. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 85.

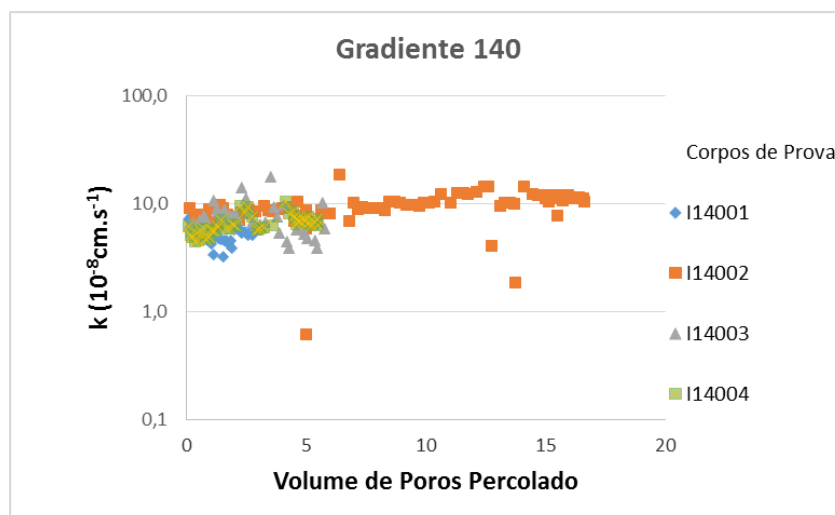


Figura 29. Resultados do ensaio de permeabilidade para o gradiente hidráulico 140.

#### 4.2.1 Relação k versus gradiente hidráulico

Na Figura 30, tem-se a variação do coeficiente de permeabilidade com o aumento do gradiente hidráulico empregado. Os valores apresentados para o coeficiente de permeabilidade estão limitados numa faixa que vai de  $3 \times 10^{-8}$  a  $7 \times 10^{-8} \text{ cm.s}^{-1}$ .

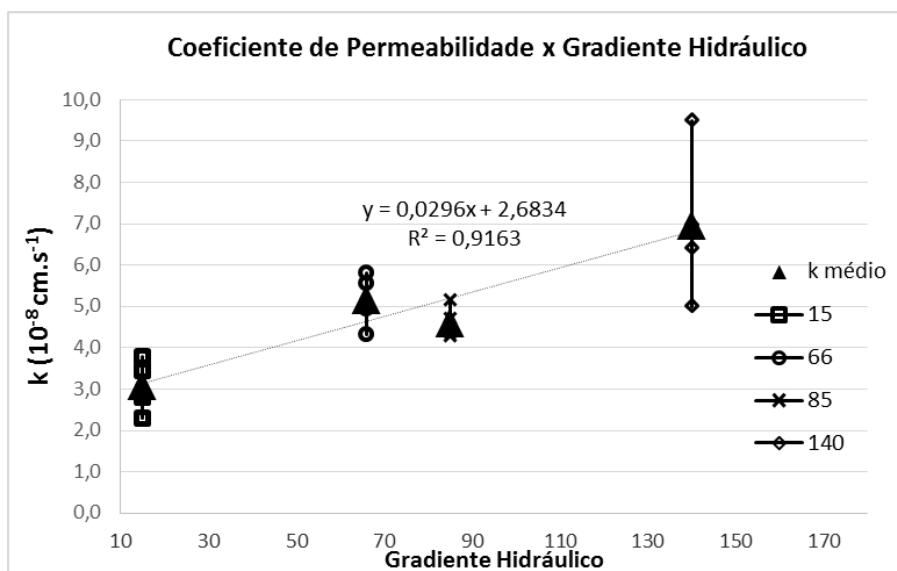


Figura 30. Relação do coeficiente de permeabilidade com o gradiente hidráulico.

Pode-se notar um leve aumento do coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) com a elevação do gradiente hidráulico. A seguir, na Tabela 7, é apresentada a análise estatística do comportamento do coeficiente de permeabilidade em função do gradiente hidráulico aplicado por meio da análise de variância (ANOVA), quando pode-se notar que existe contraste, entre médias de tratamentos, estatisticamente diferente de zero, ao nível de 5% de probabilidade.

Tabela 7. Análise de variância (ANOVA) dos resultados de coeficiente de permeabilidade

F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	3	3.06E-15	1.02E-15	8.89*
Resíd.	12	1.38E-15	1.15E-16	
Total	15	4.44E-15	$F_{5\%}(3;12)_{\text{tab}} = 3,49$	

\*significativo a 5% de significância

Porém, essa diferença, para fins práticos de engenharia, não representa uma variação significativa, já que os dados estão todos na mesma potência ( $10^{-8}$ ), observando-se uma tendência de crescimento de  $k$  com o aumento do gradiente hidráulico empregado. Na prática, essas variações no coeficiente de permeabilidade não representaram grandes variações no volume percolado.

### **4.3 TENSÃO CISALHANTE MÁXIMA**

#### **4.3.1 Considerações iniciais**

Para os ensaios de cisalhamento direto foram moldados nove corpos de prova para cada gradiente hidráulico utilizado no estudo. Para isso, como já dito, foram utilizados três corpos de prova compactados submetidos ao ensaio de permeabilidade, dos quais moldaram-se outros corpos de prova retirados do topo, meio e base.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, que foram realizados apenas para a tensão normal de 100 kPa, estão apresentados no texto a seguir, sendo que as respectivas curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal encontram-se no Anexo A.

#### **4.3.2 Gradiente Hidráulico 15**

Na Tabela 8 e na Figura 31 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto para os corpos de prova moldados de três espécimes submetidos ao gradiente hidráulico 15. Na Tabela 8 estão apresentadas, numericamente, as tensões cisalhantes máximas de todos os ensaios, bem como as médias de cada posição e geral. Na Figura 31 esses valores estão apresentados graficamente.

Destaca-se o descarte de um ensaio relativo à base do corpo de prova (ensaio I1503) devido a falhas na sua realização. Isso ocorreu, também, em outros ensaios e teve sua repetição inviabilizada, haja vista o tempo excessivo entre a preparação de um corpo de prova e a execução do ensaio.

Do ponto de vista prático de engenharia, pode-se notar dos dados acima, que não ocorrem variações significativas na tensão cisalhante máxima, ou seja, não ocorre diferenciação entre camadas para corpos de prova submetidos a tal gradiente hidráulico. Na média para cada camada, a diferença obtida entre topo e base é de aproximadamente 4 kPa. Ou seja, do ponto de vista geotécnico, não há diferenciação significativa na estrutura entre as camadas devido à percolação de água sob gradiente hidráulico 15.

Tabela 8 Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 15

	CP	$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa)
Gradiente Hidráulico 15	I1502 - topo	96.94
	I1502 - meio	83.33
	I1502 - base	85.83
	I1503 - topo	94.72
	I1503 - meio	91.39
	I1503 - base	
	I1504 - topo	83.89
	I1504 - meio	88.89
	I1504 - base	86.39
	Média	88.92
	Média Topo	91.85
	Média Meio	87.87
Média Base	86.11	

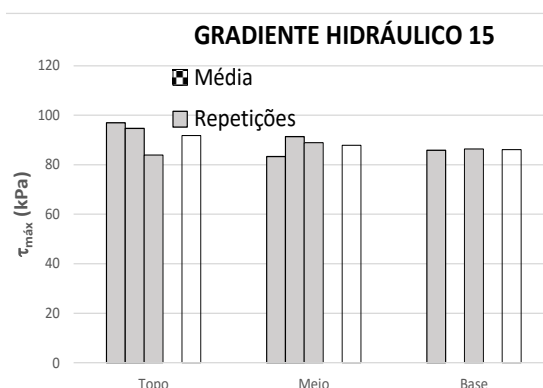


Figura 31. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 15 contidos na tabela ao lado.

Na Tabela 9 é apresentada a análise de variância para os dados obtidos relativos ao material submetido ao gradiente hidráulico 15. Dela, também vê-se que não há diferença marcante entre camadas no que diz respeito à tensão cisalhante máxima, ao nível de significância de 5%.

Tabela 9. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base - gradiente hidráulico 15

F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	2	44.87	22.44	0.85 <sup>n.s.</sup>
Resíd.	5	131.74	26.35	
Total	7	176.61	$F_{5\%}(2;5)_{tab} = 5,79$	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

Devido às dificuldades de controle no ensaio de cisalhamento direto ocorrem variações significativas do ponto de vista geotécnico. É o caso dos ensaios com resultados acima, realizados em espécimes retirados do topo. Ocorre uma variação máxima de 13 kPa entre as três repetições.

### 4.3.3 Gradiente hidráulico 66

Na Tabela 10, são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto para os corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 66 e, na Figura 32, tem-se a representação gráfica destes valores.

Tabela 10. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 66

	CP	$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa)
Gradiente Hidráulico 66	I6602-topo	87.50
	I6602-meio	75.00
	I6602-base	71.11
	I6601-topo	89.17
	I6601-meio	83.06
	I6601-base	86.39
	I6604 - topo	79.17
	I6604 - meio	81.39
	I6604 - base	77.78
	<b>Média</b>	81.17
	<b>Média Topo</b>	85.28
	<b>Média Meio</b>	79.81
	<b>Média Base</b>	78.43

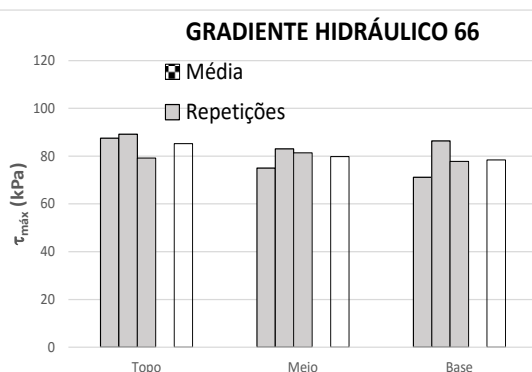


Figura 32. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 66 contidos na tabela ao lado.

Pelos resultados da ANOVA na Tabela 11, pode-se analisar, estatisticamente, a significância dos dados relativos ao gradiente 66.

Tabela 11. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base – gradiente hidráulico 66

F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	2	78.72	39.36	1.12 <sup>n.s.</sup>
Resíd.	6	210.91	35.15	
Total	8	289.63		$F_{5\%}(2;6)_{tab} = 5.14$

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

Da análise estatística, e sob o ponto de vista geotécnico, na Tabela 11 não ocorrem variações significativas entre as tensões cisalhantes máximas referentes às camadas analisadas quando o material é submetido à ocorrência de fluxo sob o gradiente hidráulico de 66. Sob o prisma geotécnico, nota-se ocorrência de pequena variação, da ordem de 6 kPa a 7 kPa, na tensão cisalhante máxima média entre as camadas do topo, do meio e da base do corpo de prova. Para os valores médios, observa-se

uma queda da tensão máxima cisalhante do topo para a base da ordem de 6 kPa, assim como uma amplitude mais significativa, da ordem de 15 kPa, entre os valores das tensões cisalhantes máximas dos ensaios realizados na base dos corpos de prova.

#### 4.3.4 Gradiente hidráulico 85

Na Tabela 12 são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto para os corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 85. Na Figura 33 têm-se apresentados esses valores graficamente. Nesse caso ocorreu também descarte de resultados devido a problemas na realização de alguns ensaios quando não foi aplicada tensão normal devida.

Tabela 12. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 85

	CP	$\tau_{m\acute{a}x}$ (kPa)
Gradiente Hidráulico 85	18504-topo	63.89
	18504-meio	77.22
	18504-base	
	18503-topo	
	18503-meio	84.44
	18503-base	80.00
	18502-topo	90.56
	18502-meio	83.06
	18502-base	86.11
	Média	80.75
	Média Topo	77.22
	Média Meio	81.57
	Média Base	83.06

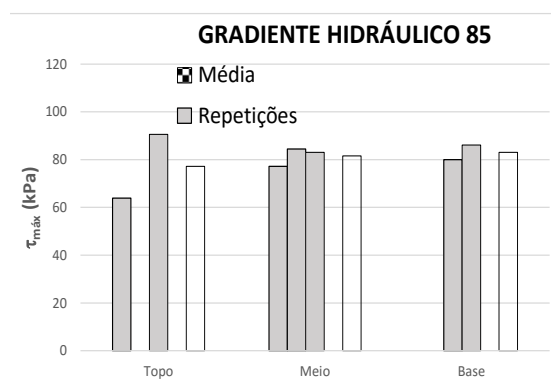


Figura 33. Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 85 contidos na tabela ao lado.

Para o material submetido ao gradiente hidráulico 85, não se pode inferir diferenciação significativa na tensão cisalhante máxima entre camadas, observando-se diferenças a ordem de 4 kPa e 6 kPa entre as médias do topo, meio e base, mas agora com valores maiores no meio e na base dos corpos de prova. Por outro lado, tem-se uma variação de quase 27 kPa na tensão cisalhante máxima, talvez relacionada com desvio das condições ideais de realização do ensaio de cisalhamento direto não detectado previamente, sendo que poderia se analisar a possibilidade de exclusão do menor valor.

Pela análise de variância, na Tabela 13, observa-se essa ausência de contraste entre médias.

Tabela 13. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base – gradiente hidráulico 85

F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	2	37.56	18.78	0.19 <sup>n.s.</sup>
Resíd.	4	403.60	100.90	
Total	6	441.16	F5%(2;4) <sub>tab</sub> = 6,94	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

#### 4.3.5 Gradiente hidráulico 140

Na Tabela e na Figura são apresentados os resultados do ensaio de cisalhamento direto para os corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 140.

Para esse caso percebe-se uma variação maior entre os resultados. A diferença entre a média das tensões cisalhantes máximas de base e topo é aproximadamente 13 kPa. Os próprios dados entre si apresentam variações maiores, como na camada do meio, onde se pode notar uma amplitude de variação de 27 kPa.

Tabela . Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 140

	CP	$\tau_{\text{máx}}$ (kPa)
Gradiente Hidráulico 140	I14003-topo	60.28
	I14003-meio	61.11
	I14003-base	89.72
	I14004-topo	70.83
	I14004-meio	80.56
	I14004-base	74.17
	I14002-topo	85.28
	I14002-meio	88.33
	I14002-base	92.50
	<b>Média</b>	80.31
	<b>Média Topo</b>	72.13
	<b>Média Meio</b>	76.67
	<b>Média Base</b>	85.46

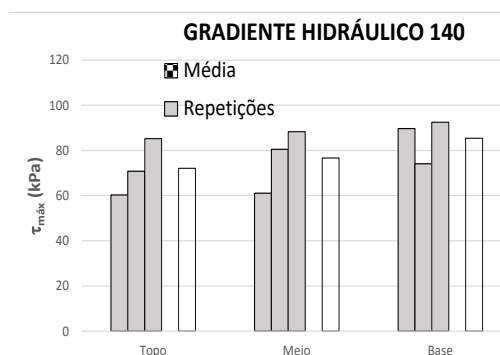


Figura . Tensão cisalhante máxima dos corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico 140 contidos na tabela anterior.

Para esse caso, variações maiores ocorridas dentro das repetições dificulta a análise, sob o ponto de vista geotécnico. A elevação da

velocidade de ensaio inerente ao aumento do gradiente pode ter condicionado essa amplitude de variação, a partir de possíveis modificações ocorridas na estrutura do solo compactado. Observa-se a ocorrência de variação na tensão cisalhante máxima da ordem de 4% e 13%, respectivamente, entre as camadas de topo e meio e topo e base dos corpos de prova. Espera-se que com os resultados da análise micromorfológica se possa apresentar explicação para essa variação observada.

Na Tabela 15, têm-se os resultados da análise de variância realizada para o gradiente 140, de onde se infere que não há variação significativa entre camadas, ao nível de significância de 5%.

Tabela 15. Análise de variância (ANOVA) para os dados de tensão cisalhante de topo, meio e base - gradiente hidráulico 140

F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	2	128.94	64.47	0.47 <sup>n.s</sup>
Resíd.	6	830.99	138.50	
Total	8	959.94	$F_{5\%}(2;6)_{\text{tab}} = 5,14$	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

#### 4.3.6 Análise comparativa entre as tensões cisalhantes máximas

##### 4.3.6.1 Considerações iniciais

Nesta fase das análises, aborda-se o conjunto de dados obtidos no estudo, para os ensaios de cisalhamento direto realizados nas camadas de base, meio e topo dos corpos de prova, denominado de média geral, e nessas camadas individualizadas.

Informa-se que o índice de vazios dos corpos de prova compactados analisados apresentou, para as doze determinações realizadas, média de 0,941 e desvio padrão de 0,009, o que atesta a relativa uniformidade deste parâmetro, respaldando os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, quanto à possível influência significativa da compactação nos resultados.

No primeiro caso, realça-se o grande alcance dos resultados obtidos, haja vista que eles refletem a resposta mecânica dos corpos de prova como um todo, através da tensão de cisalhamento máxima, enquanto que nas análises individuais das respostas das camadas dos corpos de prova, tem-se um quadro de resultados que permite analisar a ocorrência de possíveis mudanças estruturais ao longo dos corpos de prova, com possível carreamentos de finos da base para o topo, devido à percolação ascensional de água realizada nos ensaios de permeabilidade.

Na Figura 35, tem-se a apresentação da média geral das tensões cisalhantes máximas obtidas no estudo, assim como na Figura 36 e na Figura 37 apresentam-se, respectivamente, a média geral e os valores médios obtidos e as variações das tensões cisalhantes máximas médias de cada uma das camadas dos corpos de prova em função do gradiente hidráulico empregado. Com esses dados, busca-se possibilitar a comparação entre as respostas mecânicas dos corpos de prova quando submetidos aos diferentes gradientes hidráulicos.

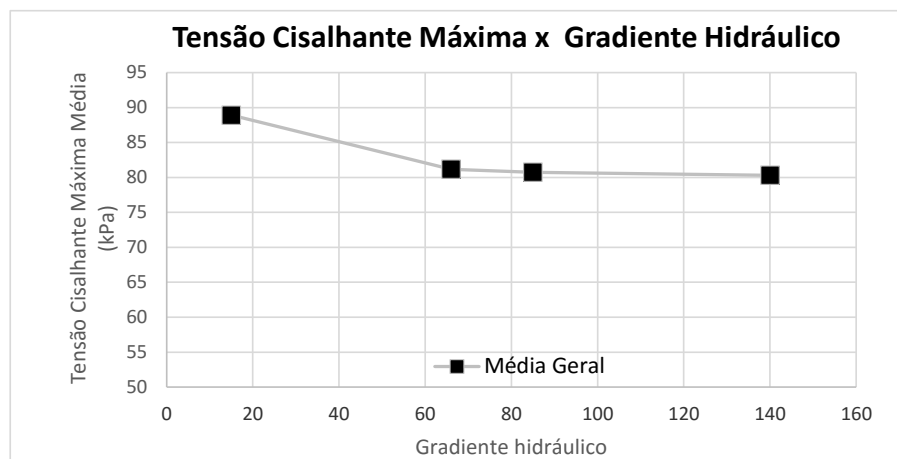


Figura 35. Variação da média geral da Tensão Cisalhante Máxima em função do gradiente hidráulico.

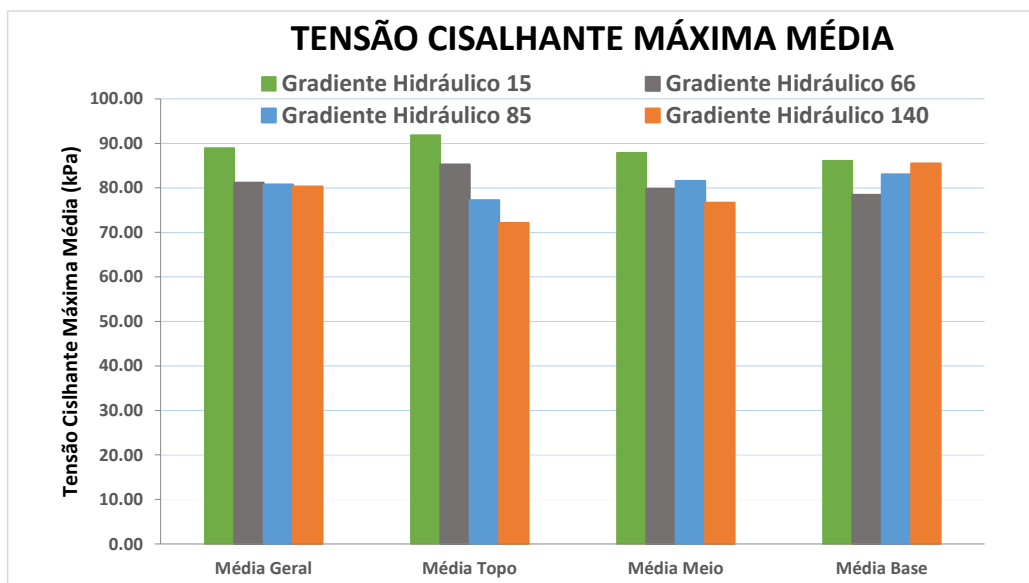


Figura 36. Comparativo entre as médias das tensões cisalhantes máximas para cada gradiente hidráulico e para cada posição.

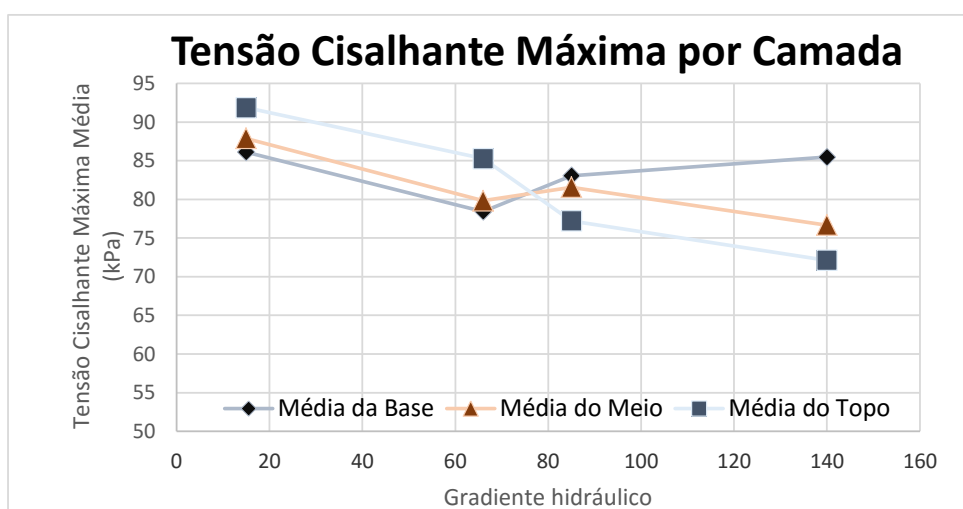


Figura 37. Variação da tensão cisalhante máxima média da camada da base em função do gradiente.

Quanto à análise dos valores relativos à média geral, Figura 35 e Figura 36, do ponto de vista geotécnico, nota-se ocorrência de leve superioridade, da ordem de 8 a 9 kPa, na tensão cisalhante média relativa ao gradiente hidráulico 15 em relação aos demais, sendo que não há diferença significativa entre os resultados obtidos para os gradientes 66, 85 e 140.

Por outro lado, nos resultados obtidos para o topo dos corpos de prova, na Figura 36 e na Figura 37, observa-se variação significativa nas tensões cisalhantes máximas médias entre os gradientes hidráulicos 15 e

140, que é da ordem de + 20 kPa; contudo, com base nos resultados relativos ao meio e à base dos corpos de prova, tem-se variações menores entre os referidos gradientes hidráulicos, respectivamente, da ordem de + 11 kPa e + 0,6 kPa. Nota-se, também, tendência de decréscimo nos valores das tensões cisalhantes máximas médias com o aumento do gradiente hidráulico empregado para os valores determinados no topo e no meio dos corpos de prova, assim como ocorrência de decréscimo entre as médias da base entre os gradientes 15 e 66 e de acréscimo a partir deste último.

Considerando-se que a percolação nos ensaios de permeabilidade é ascensional, isto é, da base para o topo do corpo de prova, os resultados da Figura 37 indicam a possível ocorrência de carreamento de finos da base para o topo dos corpos de prova a partir do gradiente hidráulico 66, levando a maior presença de finos e, conseqüentemente, a maior deformabilidade e a menor resistência mecânica no topo do que na base dos corpos de prova.

#### 4.3.6.2 Análise estatística

Na Tabela 16, apresenta-se a ANOVA de todos os resultados das tensões cisalhantes máximas (Média Geral) para os quatro tratamentos (gradientes hidráulicos), independentemente da posição no corpo de prova, buscando-se analisar o contraste entre as tensões médias de cada gradiente hidráulico.

Tabela 16. Análise de variância (ANOVA) para a média geral da Tensão Cisalhante Máxima

F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	3	537.88	179.29	2.49 <sup>n.s.</sup>
Resid.	29	2086.63	71.95	
Total	32	2624.51	$F_{5\%}(3;29)_{tab} = 2,93$	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

Segundo a análise realizada, Tabela 16, não há contraste entre médias de tratamentos, estatisticamente diferentes de zero ao nível de 5% de probabilidade. Portanto, em uma visão estatística, a variação do

gradiente não produziu alterações significativas na tensão cisalhante máxima dos corpos de prova. Nas Tabela 17 a Tabela 19, têm-se os resultados das análises de variância realizadas para cada camada dos corpos de prova, considerando-se a ocorrência de possíveis variações nas tensões de cisalhamento máximas em decorrência do gradiente hidráulico empregado. Como pode se observar, estatisticamente e ao nível de significância de 5%, não há diferença entre as tensões de cisalhamento máximas de cada camada dos corpos de prova.

Tabela 17. Análise de variância (ANOVA) dos dados de tensão cisalhante da camada de base

<b>ANOVA BASE</b>				
<b>F.V.</b>	<b>GL</b>	<b>SQ</b>	<b>QM</b>	<b>F</b>
<b>Tratos.</b>	3	100.33	33.44	0.61 <sup>n.s.</sup>
<b>Resíd.</b>	6	331.43	55.24	
<b>Total</b>	9	431.76	$F_{5\%}(3;9)_{tab} = 3,86$	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

Tabela 18. Análise de variância (ANOVA) dos dados de tensão cisalhante da camada do meio

<b>ANOVA MEIO</b>				
<b>F.V.</b>	<b>GL</b>	<b>SQ</b>	<b>QM</b>	<b>F</b>
<b>Tratos.</b>	3	200.36	66.79	1.08 <sup>n.s.</sup>
<b>Resíd.</b>	8	492.75	61.59	
<b>Total</b>	11	693.11	$F_{5\%}(3;8)_{tab} = 4,07$	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

Tabela 19 Análise de variância (ANOVA) dos dados de tensão cisalhante da camada de topo

<b>ANOVA TOPO</b>				
<b>F.V.</b>	<b>GL</b>	<b>SQ</b>	<b>QM</b>	<b>F</b>
<b>Tratos.</b>	3	661.33	220.44	1.87 <sup>n.s.</sup>
<b>Resíd.</b>	7	825.57	117.94	
<b>Total</b>	10	1486.90	$F_{5\%}(3;7)_{tab} = 4,35$	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

## **4.4 MICROMORFOLOGIA**

### **4.4.1 Considerações Gerais**

Neste estudo, foram extraídas lâminas de seções finas do topo e da base de um corpo de prova do solo em estudo, logo após a sua compactação, e de corpos de prova do mesmo solo que foram submetidos aos gradientes hidráulicos analisados. Em cada lâmina, buscou-se analisar como ocorreu o padrão e a composição microestrutural do material compactado antes e após a percolação de água.

Na análise micromorfológica, observou-se, com relação ao fenômeno de compactação de um modo geral, um padrão de deformação da microestrutura granular do solo, de acordo com as observações realizadas nas lâminas. Os poros de empacotamento estão, majoritariamente, perdidos, desenvolvendo uma estrutura em vazios não conectados (vuggy microstructure), em formato de estrelas, densificados nas bordas (STOOPS, 2008). A maior parte das porosidades média e grande foi perdida e uma rede não conectada de fissuras e vazios formou-se ao longo dos planos de ajustes intergranulares. A nova rede de vazios não oferece infiltrabilidade e a compactação do material fino, de natureza plásmica argilosa, foi quase total.

Zonas plásmicas densas e alongadas ocorrem ao redor dos grãos de quartzo do esqueleto e entre as faces de ajustes, em função da pressão orientada internamente, remodelando a argila intergranular presente na estrutura original latossólica (Stoops et al., 2010), como se ilustra na Figura 38.

A distribuição relativa entre esqueleto e plasma pode ser classificada como porfiropéctica.

### **4.4.2 Análise quantitativa de feições**

Apresenta-se, nas tabelas deste subitem, a quantificação das feições nas imagens feita no software ImageJ, para as seções retiradas

dos espécimes. Em cada tabela, tem-se a proporção de área para grãos de quartzo (Grãos Qz), poros, plasma avermelhado (Plasma V) e plasma amarelado (Plasma A) de cada imagem obtida de um corpo de prova, além da média obtida na lâmina. Ressalta-se a importância da análise principalmente de porosidade e de plasma já que a taxa dos grãos não deve variar visto que a granulometria do material não muda.

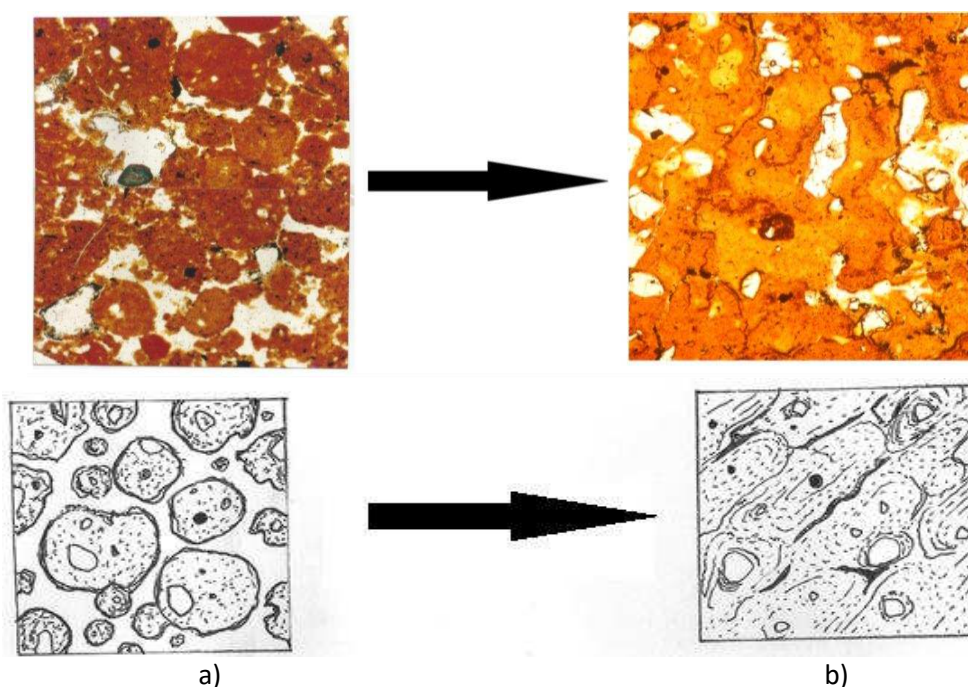


Figura 38. Modelo de deformação da microestrutura granular do LVA em que (a) Microestrutura granular ovóide, indeformada, natural, do horizonte Bw do Latossolo estudado; e (b) latossolo compactado.

Na Tabela 20 e na Tabela 21, são apresentados resultados obtidos para um corpo de prova com solo compactado apenas, sem execução de percolação. Pode se notar nesse caso uma pequena variação a porosidade entre topo e base do corpo de prova, bem como na taxa de cada um dos tipos de plasma analisados.

Tabela 20. Quantificação de feições para a lâmina de topo de corpo de prova de solo compactado (SC) não percolado

Feições	SC topo					Média
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	10.65%	14.49%	10.65%	11.18%	10.54%	<b>11.50%</b>
<b>Porosidade</b>	0.28%	0.54%	0.32%	2.92%	3.28%	<b>1.47%</b>
<b>Plasma V</b>	78.38%	74.55%	53.04%	58.88%	53.72%	<b>63.71%</b>
<b>Plasma A</b>	10.70%	10.41%	35.99%	27.02%	32.46%	<b>23.32%</b>

Tabela 21. Quantificação de feições para a lâmina de base de corpo de prova de solo compactado (SC) não percolado

Feições	SC base					Média
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	8.69%	14.34%	10.73%	15.75%	6.16%	<b>11.14%</b>
<b>Porosidade</b>	0.75%	0.31%	0.18%	0.57%	1.14%	<b>0.59%</b>
<b>Plasma V</b>	56.13%	80.87%	76.73%	37.13%	47.46%	<b>59.66%</b>
<b>Plasma A</b>	34.42%	4.48%	12.36%	46.54%	45.24%	<b>28.61%</b>

Nas Tabela 22 à Figura 29 estão apresentados os resultados obtidos para corpos de prova submetidos a gradientes 15, 66, 85 e 140.

Tabela 22. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 15

Feições	I15 topo					Média
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	10.54%	8.68%	13.36%	16.54%	10.98%	<b>12.02%</b>
<b>Porosidade</b>	1.20%	0.78%	2.14%	1.98%	0.41%	<b>1.30%</b>
<b>Plasma V</b>	31.23%	41.91%	39.68%	44.52%	45.14%	<b>40.50%</b>
<b>Plasma A</b>	57.03%	48.63%	44.82%	36.97%	43.47%	<b>46.18%</b>

Tabela 23. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 15

Feições	I15 base					Média
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	12.10%	13.59%	14.70%	14.88%	11.11%	<b>13.28%</b>
<b>Porosidade</b>	0.95%	0.48%	0.72%	0.73%	0.76%	<b>0.73%</b>
<b>Plasma V</b>	65.36%	64.66%	59.63%	67.56%	65.27%	<b>64.50%</b>
<b>Plasma A</b>	21.59%	21.27%	24.95%	16.83%	22.85%	<b>21.50%</b>

Tabela 24. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 66

Feições	I66 topo					Média
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	13.91%	16.47%	14.76%	10.40%	12.16%	<b>13.54%</b>
<b>Porosidade</b>	1.29%	1.78%	0.76%	2.01%	0.78%	<b>1.32%</b>
<b>Plasma V</b>	67.56%	71.10%	66.12%	67.97%	68.87%	<b>68.32%</b>
<b>Plasma A</b>	17.24%	10.66%	18.37%	19.61%	18.19%	<b>16.81%</b>

Tabela 25. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 66

Feições	I66 base					Média
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	16.45%	15.77%	13.81%	11.67%	13.48%	<b>14.24%</b>
<b>Porosidade</b>	0.36%	0.65%	1.45%	0.68%	2.76%	<b>1.18%</b>
<b>Plasma V</b>	69.71%	64.95%	67.15%	74.90%	72.59%	<b>69.86%</b>
<b>Plasma A</b>	13.48%	18.63%	17.59%	12.75%	11.17%	<b>14.72%</b>

Tabela 26. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 85

Feições	<b>I85 topo</b>					<b>Média</b>
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	12.36%	12.84%	14.65%	10.88%	13.24%	<b>12.79%</b>
<b>Porosidade</b>	1.62%	0.55%	0.47%	1.80%	0.23%	<b>0.93%</b>
<b>Plasma V</b>	76.25%	64.15%	74.01%	67.27%	75.84%	<b>71.51%</b>
<b>Plasma A</b>	9.77%	22.47%	10.86%	20.05%	10.68%	<b>14.77%</b>

Tabela 27. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 85

Feições	<b>I85 base</b>					<b>Média</b>
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	12.89%	11.18%	14.71%	11.31%	14.09%	<b>12.84%</b>
<b>Porosidade</b>	1.59%	0.96%	0.97%	1.33%	1.02%	<b>1.17%</b>
<b>Plasma V</b>	35.24%	51.22%	56.85%	54.27%	48.22%	<b>49.16%</b>
<b>Plasma A</b>	50.28%	36.63%	27.47%	33.09%	36.67%	<b>36.83%</b>

Tabela 28. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de topo de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 140

Feições	<b>I140 topo</b>					<b>Média</b>
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	11.21%	12.41%	9.40%	15.10%	12.84%	<b>12.19%</b>
<b>Porosidade</b>	1.01%	0.71%	0.59%	0.48%	1.03%	<b>0.77%</b>
<b>Plasma V</b>	70.30%	69.98%	80.38%	72.59%	71.30%	<b>72.91%</b>
<b>Plasma A</b>	17.48%	16.89%	9.64%	11.83%	14.83%	<b>14.13%</b>

Tabela 29. Quantificação de feições para imagens obtidas da lâmina de base de corpo de prova submetido a gradiente hidráulico 140

Feições	<b>I140 base</b>					<b>Média</b>
	Repetições					
<b>Grãos Qz</b>	14.99%	12.18%	14.94%	15.26%	11.90%	<b>13.85%</b>
<b>Porosidade</b>	1.30%	1.60%	2.88%	0.79%	1.86%	<b>1.68%</b>
<b>Plasma V</b>	73.60%	76.32%	66.98%	65.89%	71.66%	<b>70.89%</b>
<b>Plasma A</b>	10.11%	9.90%	15.20%	18.05%	14.58%	<b>13.57%</b>

Esses dados, representados na Figura 39, mostram que não há grandes variações nas feições Grãos de Qz e Porosidade, comprovado nas análises de variância a 5% de significância, apresentadas na Tabela 30 e na Figura 31. Com isso comprova-se o que foi dito anteriormente quanto aos grãos, já que não há variação significativa nessa taxa, ligada diretamente à granulometria. Na Tabela 30 e na Figura 31 apresenta-se uma análise da variância em torno da média para os dados de todas as seções finas analisadas. Pode-se ver que a porosidade e o teor de grãos

não variam significativamente, seja em relação à posição do espécime analisada, seja em função do gradiente hidráulico utilizado.

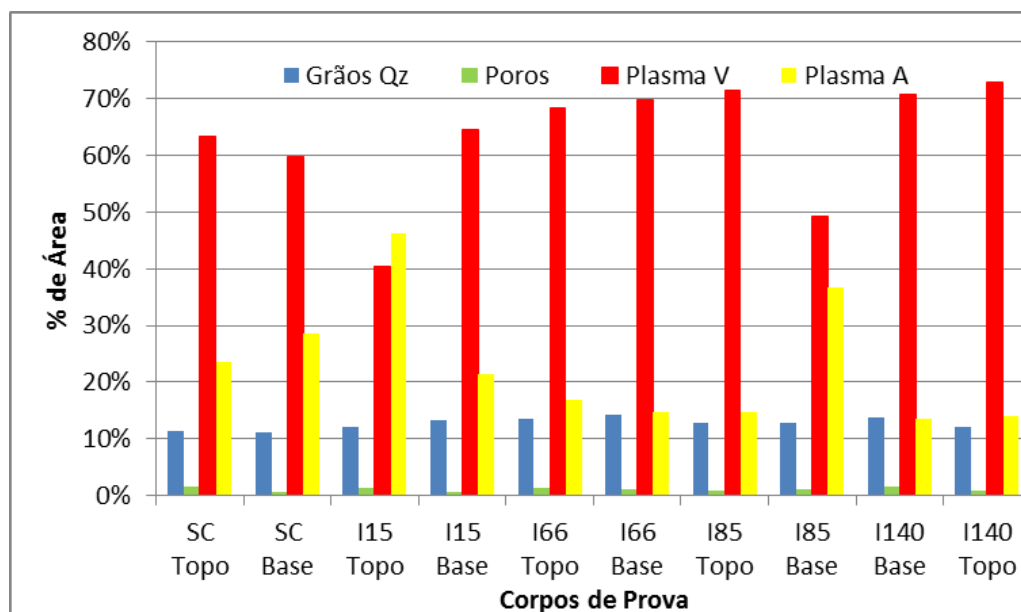


Figura 39. Gráfico das médias da quantificação das feições para os corpos de prova.

Tabela 30. Análise de variância dos dados da quantificação de Grãos de Quartzo (Qz) para as seções analisadas em todos os corpos de prova

ANOVA - GRÃOS				
F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	9	4.67E-03	5.19E-04	0.617 <sup>n.s.</sup>
Resíd.	40	3.36E-02	8.41E-04	
Total	49	3.83E-02	F <sub>5%</sub> (9;49) <sub>tab</sub> = 2,05	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

Tabela 31. Análise de variância dos dados da quantificação de poros para as seções analisadas em todos os corpos de prova

ANOVA - POROSIDADE				
F.V.	GL	SQ	QM	F
Tratos.	9	5.58E-04	6.20E-05	1.126 <sup>n.s.</sup>
Resíd.	40	2.20E-03	5.51E-05	
Total	49	2.76E-03	F <sub>5%</sub> (9;49) <sub>tab</sub> = 2,05	

<sup>n.s.</sup> não significativo a 5% de significância

O mesmo não se pode dizer acerca das diferentes formas de plasma que ocorrem nessas seções finas. Nas Tabela 32 e Tabela 33, apresentam-se as análises de variância em torno da média para as diferentes formas de plasma. Para ambos os casos, ocorrem contrastes

significativos entre as médias. Com isso, utilizou-se o Teste de Tukey para analisar os contrastes.

Tabela 32. Análise de variância (ANOVA) dos dados da quantificação de plasma avermelhado para as seções analisadas em todos os corpos de prova

<b>ANOVA - PLASMA AVERMELHADO</b>				
<b>F.V.</b>	<b>GL</b>	<b>SQ</b>	<b>QM</b>	<b>F</b>
<b>Tratos.</b>	9	5.10E-01	5.67E-02	8.171*
<b>Resíd.</b>	40	2.77E-01	6.93E-03	
<b>Total</b>	49	7.87E-01	F <sub>5%</sub> (9;49) <sub>tab</sub> = 2,05	

\*significativo a 5% de significância

Tabela 33. Análise de variância (ANOVA) dos dados da quantificação de plasma amarelado para as seções analisadas em todos os corpos de prova

<b>ANOVA - PLASMA AMARELADO</b>				
<b>F.V.</b>	<b>GL</b>	<b>SQ</b>	<b>QM</b>	<b>F</b>
<b>Tratos.</b>	9	5.52E-01	6.14E-02	8.385*
<b>Resíd.</b>	40	2.93E-01	7.32E-03	
<b>Total</b>	49	8.45E-01	F <sub>5%</sub> (9;49) <sub>tab</sub> = 2,05	

\*significativo a 5% de significância

Ao se analisar os dados relativos à feição plasma avermelhado por meio do Teste de Tukey, tem-se que:

$$\Delta = 17.6\% \text{ com } q_{5\%}(10;40)_{\text{tab}} = 4.73$$

Na Tabela 34, apresenta-se o resultado da análise dos contrastes entre médias em função da diferença mínima significativa ( $\Delta$ ). As médias, seguidas de pelo menos uma mesma letra, não diferem entre si ao nível de 5% de probabilidade, pelo teste de Tukey. Ou seja, apenas a seção obtida do topo do corpo de prova submetido ao gradiente hidráulico 15 e a na base do corpo de prova submetido ao gradiente hidráulico 85 destoam dos demais.

Tabela 34. Resultado do Teste de Tukey para a média dos resultados para a feição plasma avermelhado

PLASMA AVERMELHADO	Design.	Média	
	SC Topo	63.4%	ab
	SC Base	59.7%	ab
	I15 Topo	40.5%	c
	I15 Base	64.5%	ab
	I66 Topo	68.3%	b
	I66 Base	69.9%	b
	I85 Topo	71.5%	b
	I85 Base	49.2%	ac
	I140 Base	70.9%	b
	I140 Topo	72.9%	b

Com relação aos dados relativos à feição plasma amarelado, pelo Teste de Tukey, tem-se que:

$$\Delta = 18.1 \% \text{ com } q_{5\%}(10;40)_{\text{tab}} = 4.73$$

A Tabela 35 apresenta o resultado do Teste de Tukey para a feição plasma amarelado. Como já se referiu, as médias seguidas de, pelo menos uma mesma letra, não diferem entre si ao nível de 5% de probabilidade, pelo teste. Novamente, apenas a seção obtida do topo do corpo de prova submetido ao gradiente hidráulico 15 e a na base do corpo de prova submetido ao gradiente hidráulico 85 destoam dos demais.

Tabela 35. Resultado do Teste de Tukey para a média dos resultados para a feição plasma amarelado

PLASMA AMARELADO	Design.	Média	
	SC Topo	23.6%	ab
	SC Base	28.6%	abc
	I15 Topo	46.2%	c
	I15 Base	21.5%	ab
	I66 Topo	16.8%	a
	I66 Base	14.7%	a
	I85 Topo	14.8%	a
	I85 Base	36.8%	bc
	I140 Base	13.6%	a
	I140 Topo	14.1%	a

Sob o ponto de vista estatístico, os dados obtidos no estudo de micromorfologia confirmam os resultados advindos dos ensaios de permeabilidade e cisalhamento direto, haja vista que a porosidade e o teor de grãos não variam significativamente, seja em relação à posição analisada no corpo de prova, seja em função do gradiente hidráulico utilizado, bem como nota-se comportamento do plasma com pouca variação entre os corpos de prova submetidos aos diferentes gradientes hidráulicos analisados.

## 5 CONCLUSÕES

Foram realizadas análises sob os prismas geotécnico e estatístico, com base nos resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade e cisalhamento direto e no estudo micromorfológico.

Do ponto de vista geotécnico, observa-se que:

- há tendência de aumento no coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) com a elevação do gradiente hidráulico empregado e, por conseguinte da velocidade de percolação. Porém, para fins práticos de engenharia, essa variação pode ser considerada de pequena monta, haja vista que os resultados estão todos na mesma potência ( $10^{-8} \text{ cm.s}^{-1}$ ), com valores médios de  $k$  variando na faixa de  $3 \times 10^{-8}$  a  $7 \times 10^{-8} \text{ cm.s}^{-1}$ ;
- considerando-se a média de todos os valores obtidos no estudo, nota-se leve superioridade, da ordem de 8 a 9 kPa, na tensão cisalhante média relativa ao gradiente hidráulico 15 em relação aos demais, sendo que não há diferença significativa entre os resultados obtidos para os gradientes 66, 85 e 140;
- no que tange à influência do posicionamento adotado nos corpos de prova dos ensaios de permeabilidade para a extração dos corpos de prova para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, nota-se a tendência de decréscimo nos valores médios da tensão cisalhante máxima com o aumento do gradiente hidráulico para o topo

e o meio do corpo de prova, assim como ocorrência de decréscimo entre as médias da base entre os gradientes 15 e 66 e de acréscimo a partir deste último valor. Esses resultados indicam a possível ocorrência de carreamento de finos da base para o topo dos corpos de prova a partir do gradiente hidráulico 66, levando-se a maior presença de finos e, conseqüentemente, a maior deformabilidade e a menor resistência mecânica no topo do que na base dos corpos de prova, embora as diferenças sejam de pequena monta; e

- da análise micromorfológica realizada nos corpos de prova compactados, antes da percolação, pode-se observar a perda quase total dos poros de empacotamento no material compactado, criando-se um conjunto desconexo de fissuras e vazios ao longo dos planos de ajustes intergranulares, sendo que a compactação do material fino, de natureza plásmica argilosa, é quase total. Após a percolação, não se pode verificar diferenças significativas quanto à quantificação das feições micromorfológicas grãos, poros e plasma.

Sob o prisma estatístico e ao nível de significância de 5%, tem-se que:

- não há variação significativa no coeficiente de permeabilidade;
- não se detecta mudança significativa na média da tensão cisalhante máxima; e
- não ocorre alteração significativa na média das tensões cisalhantes no topo, meio e base dos corpos de prova ensaiados; e
- nos resultados de micromorfologia, tem-se que a porosidade e o teor de grãos não apresentam variação significativa em relação à posição analisada no corpo de prova e ao gradiente hidráulico utilizado, assim como o plasma tem pouca variação entre os corpos de prova submetidos aos gradientes hidráulicos considerados na pesquisa.

## 5.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dentre as dificuldades apresentadas pode-se colocar a questão das limitações do ensaio de cisalhamento direto, principalmente com relação ao controle de saturação. Por outro lado, recomenda-se cuidado especial com o controle da compactação de modo a não se produzirem alterações estruturais nos corpos de prova.

Dessa forma, sugere-se:

- analisar o efeito da inundação no ensaio de cisalhamento direto em solos compactados submetidos à saturação após ensaio de permeabilidade em contrapartida à não inundação.
- realizar maior número de ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova submetidos ao gradiente hidráulico da ordem de 140, de modo a se analisar a amplitude de variação de tensão cisalhante para esse nível de velocidade de percolação.
- em estudos futuros, adotar mais repetições para cada gradiente hidráulico, de modo a robustecer os resultados das análises estatísticas; e
- incorporar a compactação estática aos estudos realizados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALONSO, T. P. **Condutividade hidráulica de solos compactados em ensaios com permeâmetro de parede flexível**. Dissertação de mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos, São Paulo, 2005. 120 p.

ALVES, G. P. M. **Capacidade de atenuação do solo de fundo da lagoa anaeróbia da ETE de Passo Fundo/RS**. 2005. Dissertação. Mestrado em Engenharia - Faculdade de Engenharia e Arquitetura de Passo Fundo, 2005. 102 p.

AL-TAIE, L., PUSCH, R., KNUTSSON, S. **Hydraulic properties of smectite rich clay controlled by hydraulic gradients and filter types**. Applied Clay Science. 87, 73-80, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 3080: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions**, ASTM International, West Conshohocken, PA, DOI: 10.1520/D3080\_D3080M-11, 2011. 9p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 4874: Standard test method for leaching solid material in a column apparatus**. Philadelphia, 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 5084: Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter**. Philadelphia, 1990. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização: método de ensaio**. Rio de Janeiro-RJ: [s.n.], 1986 a. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro-RJ: [s.n.], 1995 a. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo - ensaio de compactação: método de ensaio**. Rio de Janeiro-RJ: [s.n.], 1986 b. 10 p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545: Solo- Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos: método de ensaio**. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000. 12 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13292, Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga constante**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1995 b. 8 p.

AZEVEDO, M. A. A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa MG**. Viçosa, Imprensa Universitária, Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa, 1999, 129 p.

AYADAT, T., BELOUAHRI, B., AND AIT-AMMAR, R. **La migration des particules fines comme approche d'explication du mecanisme de l'effondrement des sols**. Revue Francaise de Geotechnique 83(2), 1998. p. 73–82.

AYADAT, T., BELLILI, F. **Sols susceptibles d'affaissement: identification, mecanismes et traitement**. Revue Algérie Équipement, n° 20, juillet/août 1995, p.18-23,.

BASSO, J. B. **Transporte e retenção de K<sup>+</sup>, Cu<sup>+2</sup> e Cl<sup>-</sup> em uma mistura compactada de solos lateríticos para uso em barreiras selantes: procedimento de homogeneização da mistura e adaptações em equipamento de percolação em colunas**. Dissertação. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003. 168 p.

BOFF, F. E. **Avaliação do comportamento de uma mistura compactada de solos lateríticos frente a soluções de Cu<sup>+2</sup>, k<sup>+</sup> e Cl<sup>-1</sup> em colunas de percolação**. Dissertação. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999. 180p.

BREWSTER, R. **Paint.net**. Copyright (C) dotPDN LLC e Rick Brewster. Disponível em: <http://www.getpaint.net>. Acessado em 01 de setembro de 2015.

BUSSAB, W. O., MORETIN, P. A. **Estatística Básica**. 5. ed. São Paulo: Saraiva, 2004. 526 p.

CANESCHI, F. P. **Estudos geoambientais em solos modificados quimicamente**. Viçosa-MG, Universidade Federal de Viçosa, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Tese de doutorado, 2012, 117 p.

CASTRO, S. S. de. **Micromorfologia de solos: bases para descrição de lâminas delgadas**. 2ª Ed. CAMPINAS/ GOIÂNIA: UNICAMP/ UFG, 2008, 135p. Disponível em <<http://www.labogef.iesa.ufg.br/labogef/home>>. Acessado em fevereiro de 2014.

CHANG, D. S., ZHANG, L. M. **Extended internal stability criteria for soils under seepage**. Soils and Foundations, 2013, 53(4):569–583

CRISPIM, F. A. **Compactação de solos: influência de métodos e de parâmetros de compactação na estrutura dos solos**. Viçosa-MG,

Universidade Federal de Viçosa, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Dissertação de mestrado, 2007. 77p.

CRUZ, R. C. **Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados**. Porto Alegre-RS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Dissertação de Mestrado, 2004, 109p.

DIXON, D. A., GRAHAM, J. GRAY, M. N. **Hydraulic Conductivity of Clays in Confined Tests under Low Hydraulic Gradients**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, No. 5, 1999, pp. 815-825.

DOURADO, K. A. **Condutividade Hidráulica de Materiais de Baixa permeabilidade: Desenvolvimento, Construção e Teste de um Sistema de Medida**. Dissertação. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003. 96p.

FITZPATRICK, E. A. **Pedology: a systematic approach to soil science**. London: Oliver & Boyd, 1971, 306p.

FITZPATRICK, E. A. **Soil microscopy and micromorfology**. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1993. 304p.

FOTH, H. D. **Fundamentals of soil science**. 8th ed, New York, John Wiley & Sons, Incorporated, 1990. 384p.

FRANCISS, F. O. **Hidráulica de meios permeáveis: escoamento em meios porosos**. São Paulo: USP, 1980, 169p.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: permeability, shear strength and compressibility tests**. New York-NY: John Wiley and Sons Inc., 1982. Vol. 2: 412 p.

KAOSER, S., BARRINGTON, S., ELEKTOROWICZ, M., AYADAT, T. **The influence of hydraulic gradient and rate of erosion on hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures**. Journal of Soil & Sediment Contamination, 15:481–496, 2006.

KE, L., TAKAHASHI, A. **Strength reduction of cohesionless soil due to internal erosion induced by one-dimensional upward seepage flow**. Soils and Foundations, 2012, 52(4): 698-711.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969. 553 p.

LEITE, A. L. **Migração de íons inorgânicos em alguns solos tropicais, com ênfase nos processos de sorção e difusão molecular**. 2001. 254 f. Tese. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.

LEITE, J. C.; PARAGUASSÚ, A. B.; ZUQUETTE, L. V. **An equipment for percolation test in soil columns.** In: International Congress on Environmental Geotechnics, 4th, Lisboa, Portugal, 1998. Anais, V.1, pp. 211-215.

LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; SILVA, C. H. C. **Estabilização dos solos - técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa.** Viçosa: Imprensa Universitária, 1993. p. 32. Vol. 2.

MALTONI, K. L. **Estudo de compactação e/ou adensamento em subsuperfície de latossolos sob diferentes usos.** Viçosa, Universidade Federal de Viçosa: Imprensa Universitária, 1994, 139 p. (Tese de Doutorado).

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior.** 3rd. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005. 978-0-471-46302-7.

MONTGOMERY, D. C. **Design and analysis of experiments.** 5th ed. John Wiley & Sons, 2001. 684p.

PACHECO E SILVA, D. **Influência da contaminação por cloreto de cobre na resistência ao cisalhamento de solos utilizados em liners.** 2005. 136 f. Dissertação. (Mestre em Geotecnia) Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2005.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas/3ª Edição.** São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

PITANGA, H., N. **Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados.** Dissertação de Mestrado. Viçosa, Universidade Federal de Viçosa, 2002, 101 p.

RESENDE, M., CURI, N., RESENDE, S. B., CORRÊA, G. F. **Pedologia: base para distinção de ambientes.** 4ª ed. Viçosa, MG: NEPUT, 2002, 338p.

ROJAS J. W. J., CONSOLI N. C., HEINECK K. S. **Aplicação da Técnica de Encapsulamento em um Solo Contaminado com Borra Oleosa Ácida.** REA – Revista de estudos ambientais v.9, n.2, p. 6-15, jul./dez. 2007.

ROMERO, E.; SIMMS, P. H. Microstructure investigation in unsaturated soils: a review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2008, 26: 705-727.

SCHAEFER, C. E. R. Brazilian latosols and their B horizon microstructure as long-term biotic constructs. **Australian Journal of Soil Research**, 2001, 39:909-926.

SCHNEIDER, C. A.; RASBAND, W. S., ELICEIRI, K. W. **NIH Image to ImageJ: 25 years of image analysis**, Nature methods 9(7): 671-675, PMID 22930834, 2012.

STOOPS, G. Micromorphology. **Encyclopedia of Soil Science**. Dordrecht: Springer, 2008. 457 – 466p.

STOOPS, G., MARCELINO, V., MEES, F. (eds). **Interpretation of Micromorphological Features of Soils and Regoliths**. Elsevier, Amsterdam, 2010.

TERZAGHI, K., PECK, R. B., MESRI, G. **Soil Mechanics in Engineering Practice**, 3rd Ed. Wiley-Interscience, 1996. 512 p.

TRINDADE, T. P. **Caracterização tecnológica de solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em estradas e em obras geotécnicas de caráter ambiental**. Viçosa, Universidade Federal de Viçosa: Imprensa Universitária, 2006, 254 p. (Tese de Doutorado).

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1977. 509 p.

VIANA, J. H. M.; FERNANDES FILHO, E. I.; SCHAEFER, C. E. G. R. Efeitos de ciclos de umedecimentos e secagem na reorganização da estrutura microgranular de latossolos. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, 2004, 28:1-9.

YONG, R. N. **Geoenvironmental engineering: contaminated soils, pollutant fate and mitigation**. Boca Raton, London, New York, Washington, D. C.: CRC Press, 2001. ISBN: 0-8493-8289-0.

## ANEXO A

I1502	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.20%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.08
GC (%):	103.25%
Índice de Vazios:	0.936
Grau de saturação:	92.63%
Porosidade	48.36%

(a)

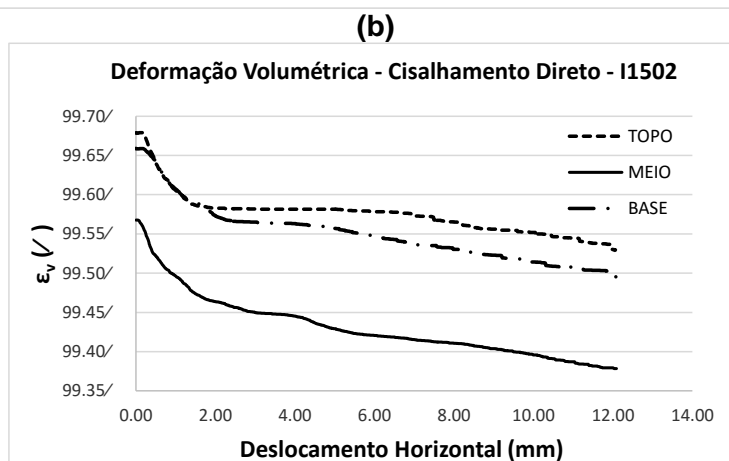
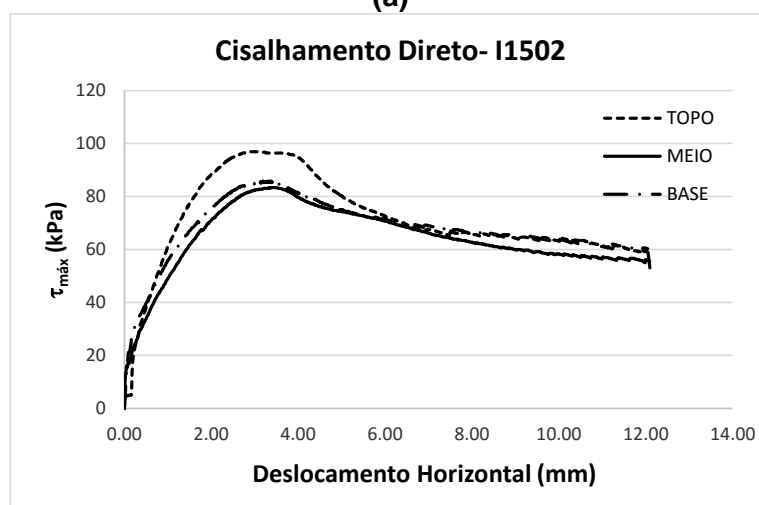


Figura 40. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I1502; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I1503	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.20%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	13.93
GC (%):	102.13%
Índice de Vazios:	0.958
Grau de saturação:	90.57%
Porosidade	48.92%

(a)

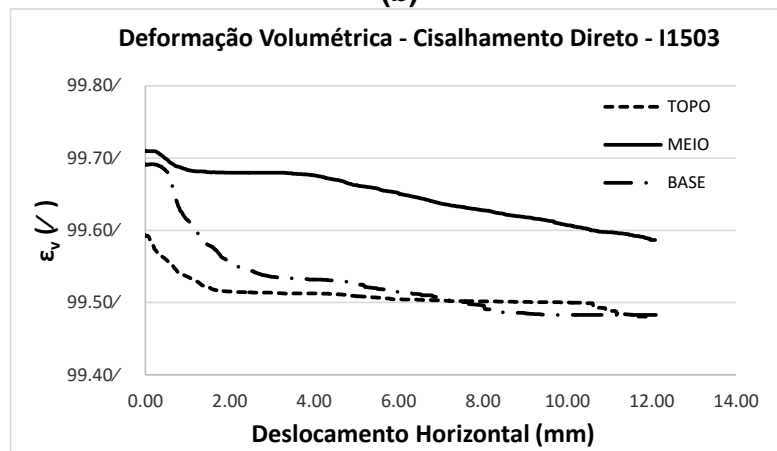
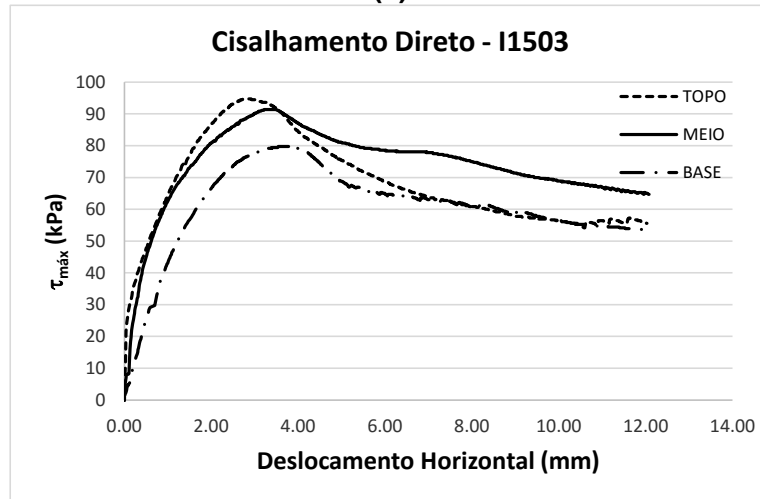


Figura 41. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I1503; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I1504	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.54%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.11
GC (%):	103.47%
Índice de Vazios:	0.932
Grau de saturação:	94.05%
Porosidade	48.25%

(a)

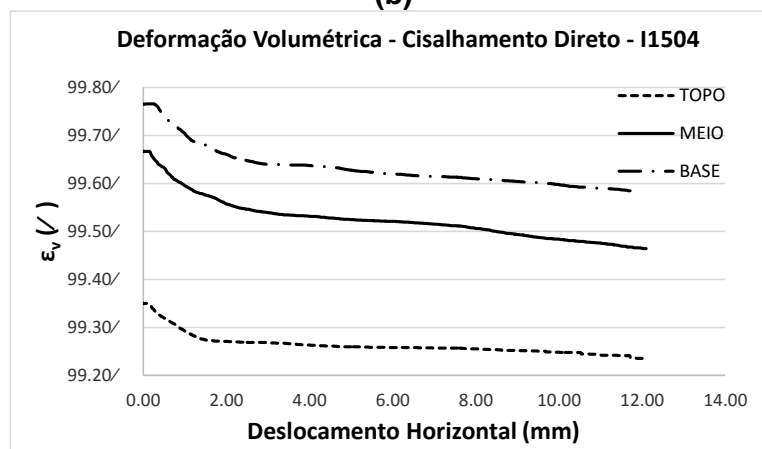
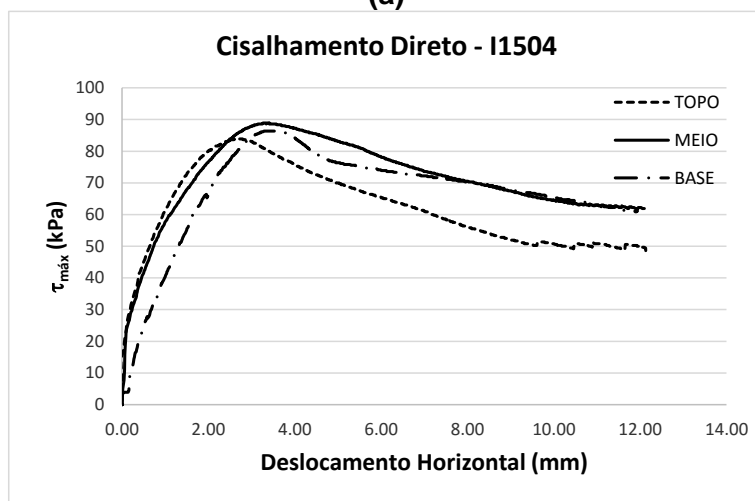


Figura 42. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I1504; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I6601	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31,90%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14,00
GC (%):	102,61%
Índice de Vazios:	0,949
Grau de saturação:	93,49%
Porosidade	48,68%

(a)

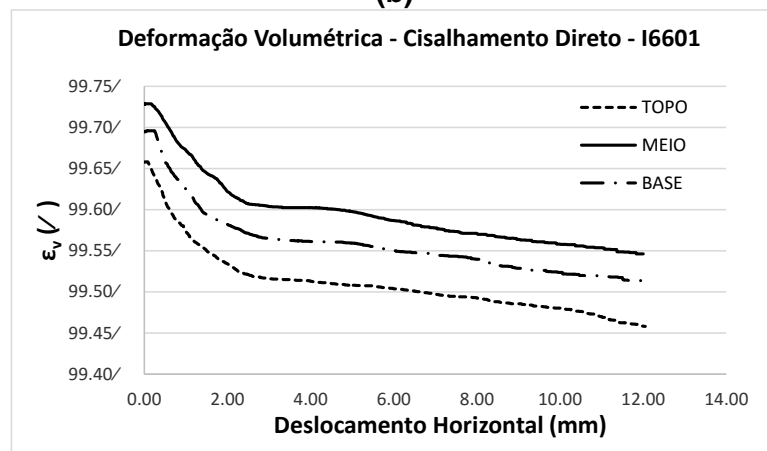
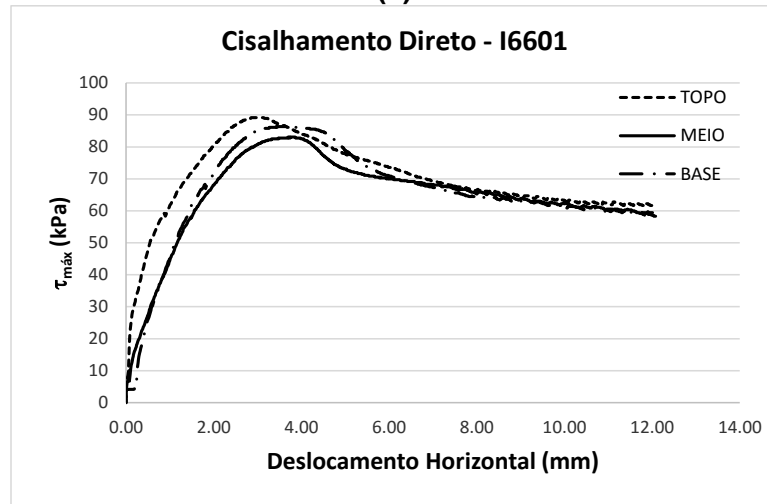
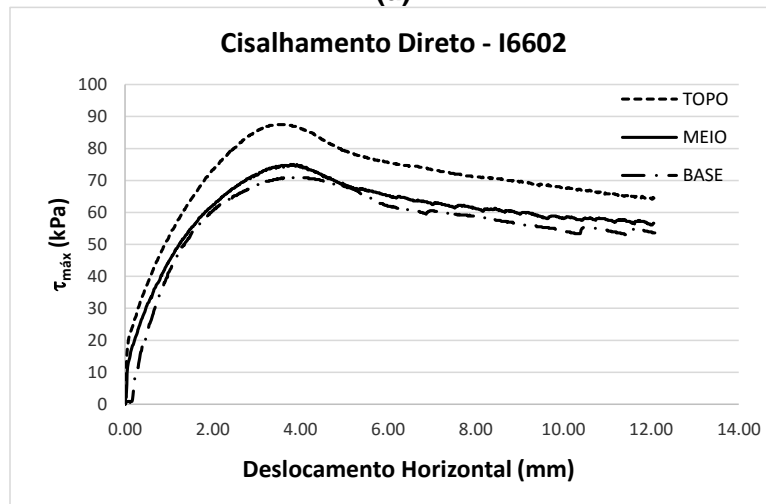


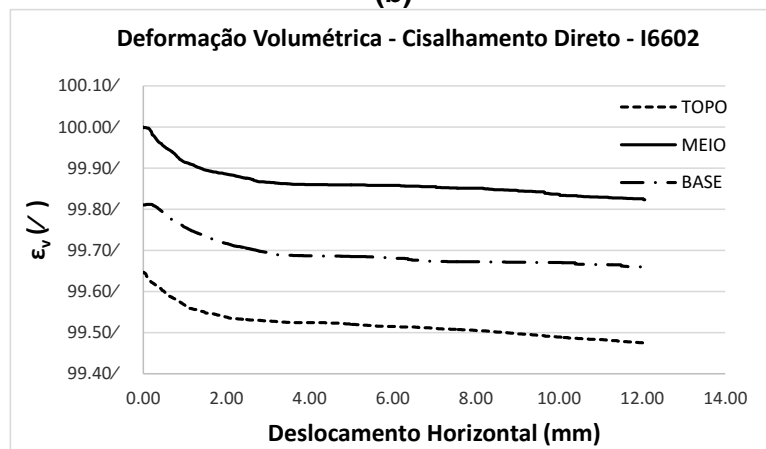
Figura 43. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I6601; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I6602	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.11%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	13.99
GC (%):	102.60%
Índice de Vazios:	0.949
Grau de saturação:	91.15%
Porosidade	48.68%

(a)



(b)



(c)

Figura 44. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I6602; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I6604	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.82%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.01
GC (%):	102.75%
Índice de Vazios:	0.946
Grau de saturação:	93.52%
Porosidade	48.61%

(a)

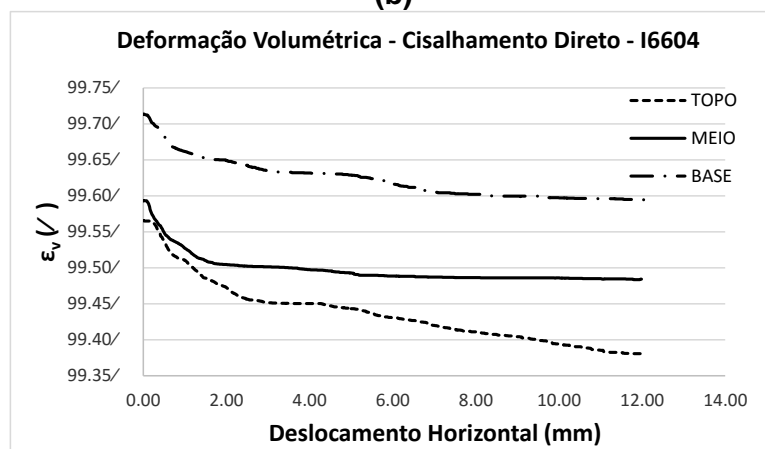
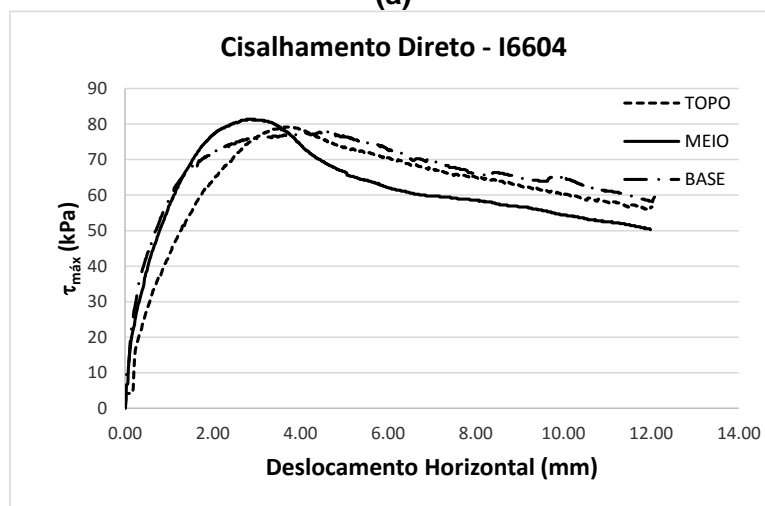


Figura 45. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I6604; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I8502	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	30.71%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.15
GC (%):	103.75%
Índice de Vazios:	0.927
Grau de saturação:	92.07%
Porosidade	48.11%

(a)

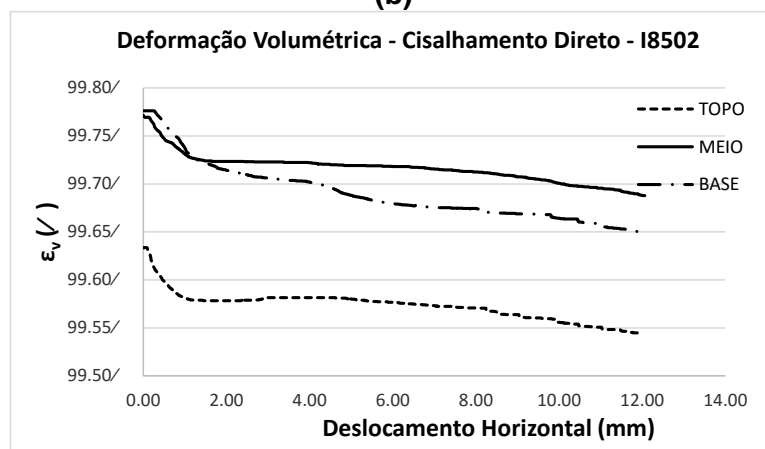
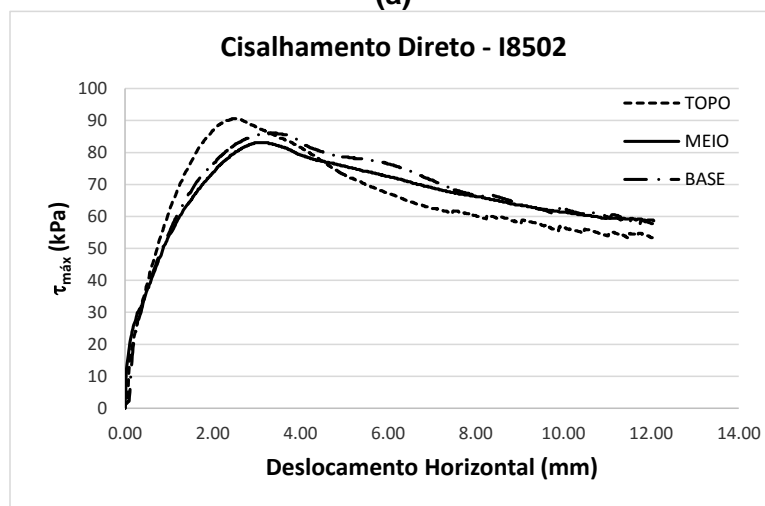
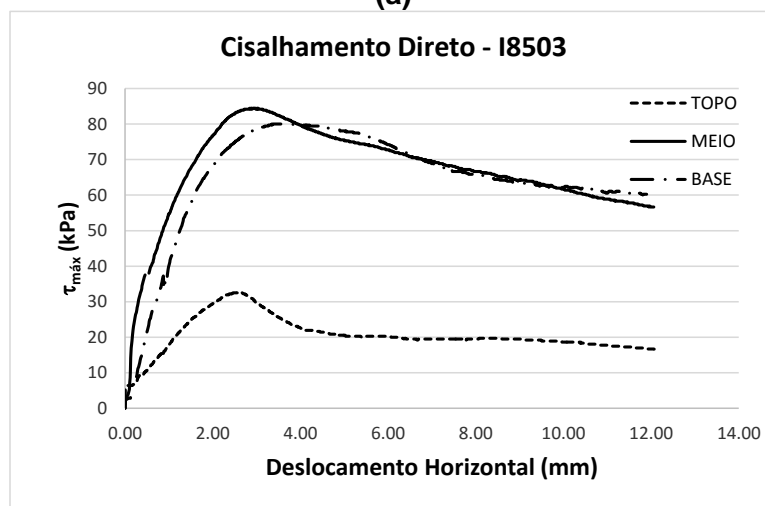


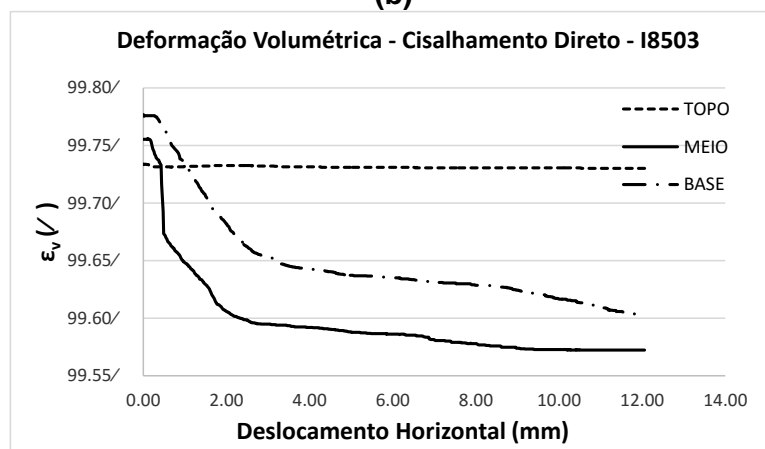
Figura 46. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I8502; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I8503	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.51%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.05
GC (%):	102.99%
Índice de Vazios:	0.941
Grau de saturação:	93.05%
Porosidade	48.49%

(a)



(b)



(c)

Figura 47. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I8503; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I8504	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.97%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.02
GC (%):	102.76%
Índice de Vazios:	0.946
Grau de saturação:	93.97%
Porosidade	48.61%

(a)

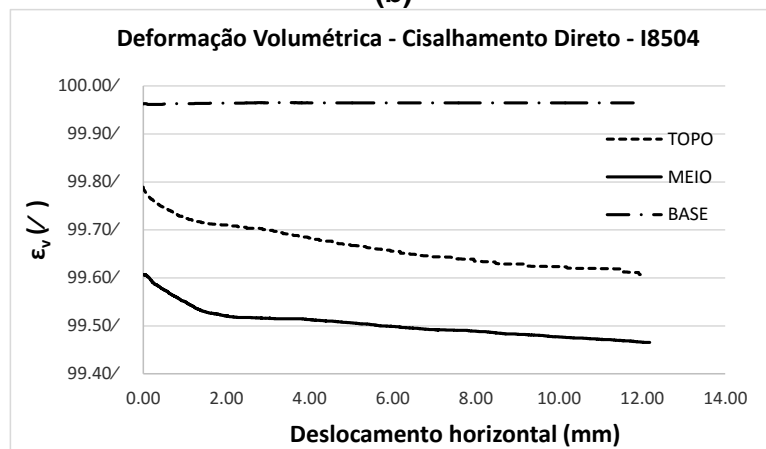
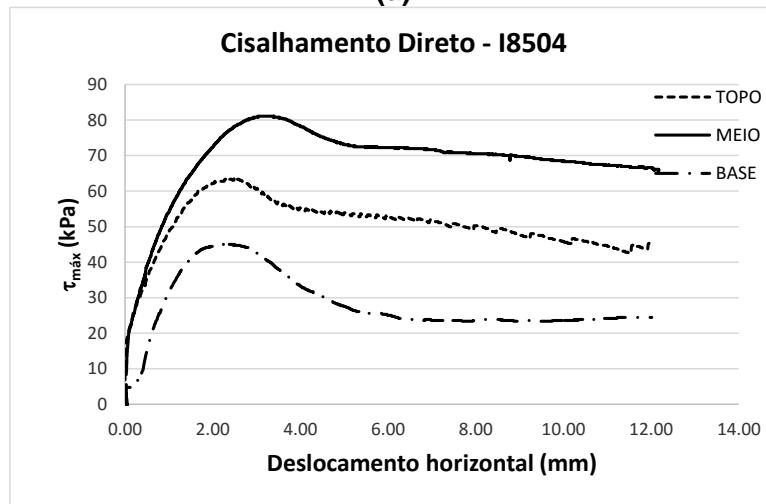
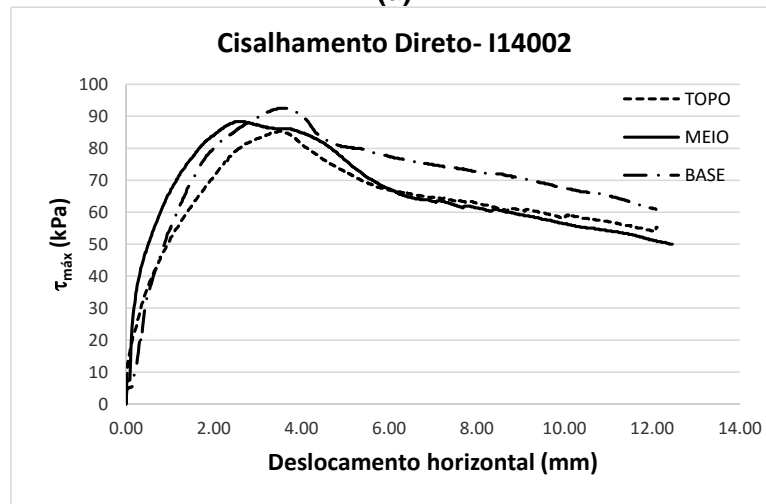


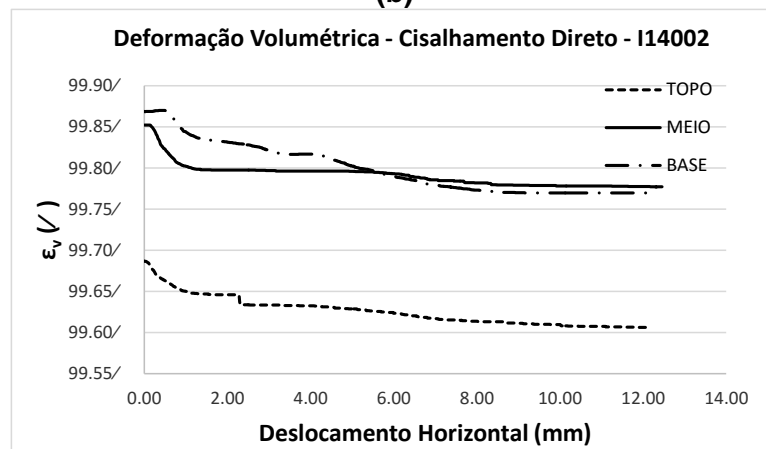
Figura 48. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I8504; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I14002	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	30.80%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.11
GC (%):	103.42%
Índice de Vazios:	0.933
Grau de saturação:	91.76%
Porosidade	48.27%

(a)



(b)



(c)

Figura 49. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I14002; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I14003	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.57%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.09
GC (%):	103.31%
Índice de Vazios:	0.935
Grau de saturação:	93.84%
Porosidade	48.33%

(a)

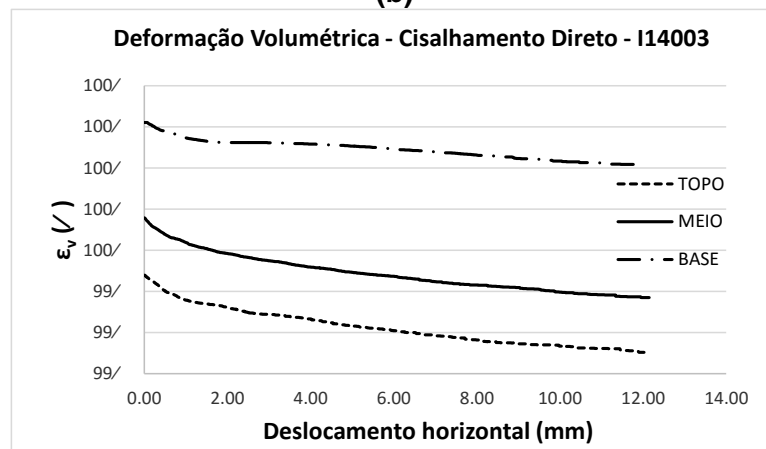
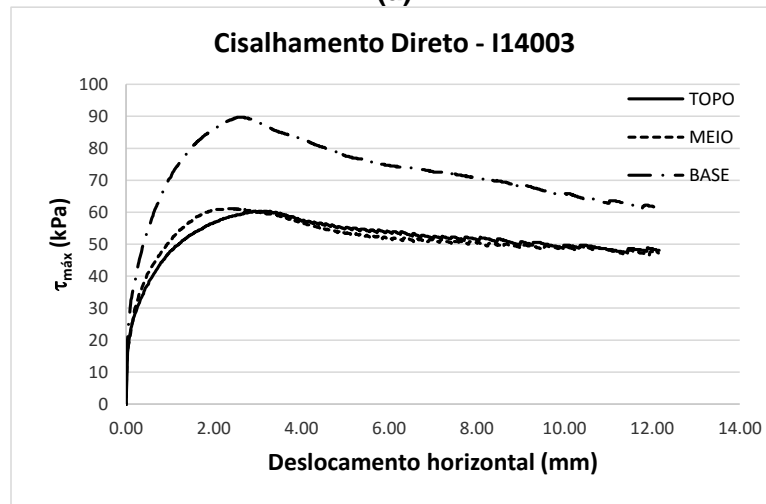


Figura 50. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I14003; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.

I14004	
Dados da Compactação	
Umidade média (%):	31.57%
$\gamma_d$ (kNm <sup>3</sup> ):	14.09
GC (%):	103.31%
Índice de Vazios:	0.935
Grau de saturação:	93.84%
Porosidade	48.33%

(a)

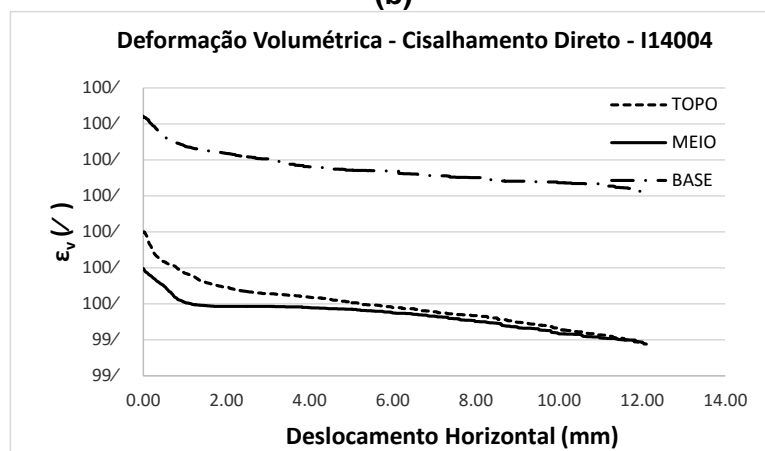
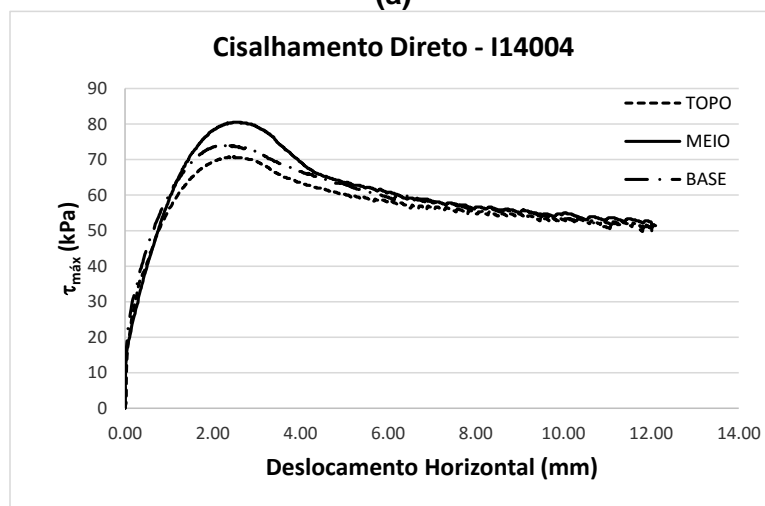


Figura 51. (a) Dados da compactação e curvas do ensaio de cisalhamento direto para o corpo de prova I14004; (b) gráfico tensão versus deslocamento horizontal; (c) gráfico deformação específica volumétrica versus deslocamento horizontal.