



## ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Lorena Silva Lopes

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão  
Antonio Carlos Rodrigues Guimarães

Rio de Janeiro  
Dezembro de 2017

ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E  
MECÂNICO DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Lorena Silva Lopes

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão, Ph.D.

---

Prof. Antonio Carlos Rodrigues Guimarães, D.Sc.

---

Prof<sup>ª</sup>. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

---

Prof<sup>ª</sup>. Rosângela dos Santos Motta, D.Sc.

---

Prof<sup>ª</sup>. Maria Esther Soares Marques, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 2017

Lopes, Lorena Silva

Análise experimental do comportamento hidráulico e mecânico de um pavimento ferroviário/ Lorena Silva Lopes. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

XIX, 136 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão  
Antonio Carlos Rodrigues Guimarães

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p. 118-124.

1. Ferrovia. 2. Solos tropicais. 3. Sucção. 4. Sublastro. 5. HYPROP 6. WP4-C 7. Ensaio triaxiais. 8. SAFL. 9. IVFlow. 10. Systrain. I. Aragão, Francisco Thiago Sacramento *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais,  
José Roberto e Maria da Penha,  
que venceram toda e qualquer dificuldade  
para que eu chegasse até aqui.

Obrigado por serem a minha maior inspiração.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a meu pai José Roberto e minha mãe Maria da Penha por sua paciência, confiança, apoio e incentivo em todos os momentos da minha vida e em especial na trajetória para a realização do mestrado e ao meu irmão Diones Lopes por me dar força e coragem nas horas de dificuldade.

Aos meus orientadores Thiago Aragão e Antonio Guimarães pela oportunidade de compor os seus grupos de pesquisa, por todo apoio e orientações, além da imensurável compreensão dado alguns problemas de saúde durante o mestrado.

À professora Laura Motta pelas críticas, sugestões e orientações, mas principalmente pelo exemplo e inspiração.

À professora Maria Claudia Barbosa pelo uso da seção de geotecnia ambiental do Laboratório de Geotecnia Prof. Jacques de Medina do Programa de Engenharia Civil COPPE/UFRJ, sobretudo pelo uso do HYPROP.

À Embrapa Solos, em especial ao pesquisador Dr. Wenceslau Teixeira, pelo uso do equipamento WP4C e a estagiária Júlia Cardoso por sua boa vontade e auxílio.

Aos colegas que de alguma forma me ajudaram a concluir o presente trabalho: Felipe Lima, Mariluce Ubaldo, Carlos Correia, Robson, Álvaro, Ricardo Gil, Sérgio Iório, Carlinhos, Luizão, Roberto, Washington, Leandro e Alan. Em especial, aos colegas Cid Dieguez e Alex Duarte, pelo auxílio em ensaios, discussões e amizade que deixaram essa caminhada mais leve.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

## ANÁLISE EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MECÂNICO DE UM PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Lorena Silva Lopes

Dezembro/2017

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão  
Antonio Carlos Rodrigues Guimarães

Programa: Engenharia Civil

Os métodos tradicionais de seleção de materiais para emprego em obras de pavimentação ferroviária utilizam como critérios de aceitação a granulometria, o Índice de Suporte Califórnia e os índices físicos. Esses métodos não são adequados para avaliar solos sob a ação de cargas repetidas, especialmente no caso de solos tropicais. Solos de comportamento laterítico, consagrados no meio rodoviário por seu bom comportamento mecânico, podem ser descartados se forem avaliados apenas por esses critérios. O principal objetivo desta pesquisa é avaliar a viabilidade do uso de quatro solos tropicais, finos e pedregulhosos, tendo em vista a previsão da utilização desses materiais na camada de sublastro de um pavimento ferroviário. Para tal, foram realizados ensaios triaxiais de carga repetida (deformação permanente e módulo de resiliência), HYPROP e WP4-C (curva característica e condutividade hidráulica não saturada) e o permeâmetro de carga variável (condutividade saturada). Os resultados experimentais mostraram que as amostras 1 (LA') e 4 (LAT) apresentaram bom comportamento mecânico e hidráulico e estão aptas a serem empregadas na camada de sublastro. A amostra 2 (LA) apresentou boas propriedades mecânicas, porém trata-se de um material muito sensível a presença de água. E a amostra 3 (NA') apresentou comportamento mecânico e hidráulico inadequados para uso em pavimentação ferroviária.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

AN EXPERIMENTAL ANALYSIS OF HYDRAULIC AND MECHANICAL  
BEHAVIOR OF A RAILWAY

Lorena Silva Lopes

December/2017

Advisors: Francisco Thiago Sacramento Aragão  
Antonio Carlos Rodrigues Guimarães

Department: Civil Engineering

Traditional methods of selecting materials for use in railway construction use grain-size distribution, California Bearing Ratio, Atterberg limits, and weight-volume relationships as acceptance criteria. These methods are not suitable for evaluating soils under repeated loads, especially for tropical soils. Soils with lateritic behaviour, which are commonly used in the highway paving due to their good mechanical behaviour, can be discarded if they are evaluated only by these criteria. The primary goal of this research is to evaluate the feasibility of four tropical soils, including fine and gravel, to be used as subblast materials for a railway. To that end, triaxial load (permanent deformation and resilience modulus), HYPROP and WP4-C (soil-water characteristic curve and unsaturated hydraulic conductivity) and variable head permeameter (saturated conductivity) tests were performed. The experimental results showed that sample 1 (LA') and sample 4 (laterite) presented good mechanical and hydraulic behavior and are suitable for use in the subblast layer. Sample 2 (LA) presented good mechanical properties, but it is a material very sensitive to the presence of water. And sample 3 (NA') presented mechanical and hydraulic behavior unsuitable for use in railway paving.

## SUMÁRIO

Capítulo 1: INTRODUÇÃO.....	1
Capítulo 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1. Via Permanente: Visão sistêmica.....	6
2.1.1. A camada de sublastro.....	8
2.2. A água no pavimento ferroviário.....	11
2.3. Solos tropicais, compactados e não saturados aplicados a pavimentação.....	13
2.4. Mecânica dos solos não saturados: Conceitos introdutórios.....	18
2.4.1. Curva característica dos solos.....	19
2.4.2. Condutividade hidráulica.....	24
2.5. Mecânica dos pavimentos.....	27
2.5.1. Módulo de resiliência.....	28
2.5.2. Deformação permanente.....	30
2.5.3. Teoria do <i>shakedown</i> .....	33
Capítulo 3: MATERIAIS E MÉTODOS.....	37
3.1. Introdução.....	37
3.2. Materiais selecionados.....	38
3.2.1. Amostra 1: LA'.....	39
3.2.2. Amostra 2: LA.....	41
3.2.3. Amostra 3: NA'.....	42
3.2.4. Amostra 4: LAT.....	44
3.2.5. Considerações finais.....	46
3.3. Métodos utilizados nesta pesquisa.....	47
3.3.1. Análise da interação solo-água.....	47
3.3.1.1. Preparo das amostras.....	47
3.3.1.2. Permeâmetro de carga variável.....	51
3.3.1.3. HYPROP.....	53
3.3.1.4. WP4-C.....	55
3.3.1.5. Considerações e ajustes finais.....	56
3.3.2. Análise de tensões e deformações.....	58
3.3.2.1. Ensaio triaxial de cargas repetidas.....	58
Capítulo 4: RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	61
4.1. Análise da interação solo-água.....	61
4.1.1. Curva característica.....	61
4.1.2. Condutividade hidráulica.....	68
4.1.3. Considerações finais.....	76

4.2. Análise de tensões e deformações .....	80
4.2.1. Deformação permanente.....	80
4.2.2. Shakedown.....	85
4.2.3. Módulo de resiliência .....	92
4.2.4. Considerações finais .....	92
Capítulo 5: ANÁLISE COMPLEMENTAR – SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	95
5.1. IVFlow .....	95
5.1.1. Introdução .....	95
5.1.2. Dados de entrada .....	96
5.1.3. Resultados e discussões das simulações.....	101
5.1.4. Considerações finais.....	104
5.2. Systrain .....	106
5.2.1. Introdução.....	106
5.2.2. Dados de entrada .....	106
5.2.3. Resultado e discussão da simulação .....	110
Capítulo 6: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS .....	113
6.1. Conclusões.....	113
6.2. Sugestões para pesquisas futuras.....	117
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	118
ANEXO I.....	125
ANEXO II.....	132
ANEXO III .....	135

## LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1. Via Permanente Ferroviária (Adaptado de SELIG e WATERS, 1994) .....	7
Fig. 2.2. Variação da serventia com o tráfego ou com o tempo decorrido de utilização da via (HAAS et al., 1994 apud. MUNIZ DA SILVA, 2002).....	8
Fig. 2.3. Aspecto da camada de sublastro executada com SAFL. (SILVA FILHO et al., 2018).....	11
Fig. 2.4. Trecho da EFC cujo sublastro foi executado com pedregulho laterítico (Antonio C. R. Guimarães (2014), acervo pessoal) .....	14
Fig. 2.5. Parâmetros de uma curva característica (GITIRANA JR. et al., 2015) .....	21
Fig. 2.6. Alguns formatos típicos da curva característica (Gitirana Jr. & Fredlund, 2004 apud. GITIRANA JR. et al., 2015).....	22
Fig. 2.7. Diferença das curvas obtidas por umedecimento e secagem (MARINHO et al., 2015).....	23
Fig. 2.8. Curva característica e curva de condutividade hidráulica em função da distribuição de água e ar no solo (adaptado de LU & LIKOS, 2004) .....	26
Fig. 2.9. Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida (BERNUCCI et al., 2006).....	29
Fig. 2.10. Quatro tipos de respostas de um solo submetido a carregamento cíclico. ....	33
Fig. 2.11. Faixas de comportamento da deformação permanente (WERKMEISTER et al., 2001).....	35
Fig. 2.12. Forma da curva $E_p \times E_p/N$ - comportamento AB (OSTEN, 2012). .....	36
Fig. 2.13. Limite das zonas A, B e C para o Granodiorito. (WERKMEISTER, 2003)..	36
Fig. 3.1. Fluxograma do programa experimental utilizado nesta pesquisa. ....	38
Fig. 3.2. (a) Trincamento in situ do material (b) Aspecto geral do material no momento da coleta - LA' (GUIMARÃES & SANTANA, 2014). ....	39
Fig.3.3. Curva granulométrica da amostra 1 denominada LA'. ....	40
Fig. 3.4. (a) Aspecto do talude de origem da amostra LA (GUIMARÃES & SANTANA, 2014). (b) Material pronto para ensaio.....	41
Fig. 3.5. Curva granulométrica da amostra 2 denominada LA.....	42
Fig. 3.6. (a) Aspecto do talude de origem da amostra NA' (GUIMARÃES & SANTANA, 2014). (b) Material pronto para ensaio. ....	43
Fig. 3.7. Curva granulométrica da amostra 3 denominada NA'. ....	44

Fig. 3.8. Material pronto para ensaio - LAT.....	44
Fig. 3.9. Curva granulométrica da amostra 4 denominada LAT .....	45
Fig. 3.10. (a) Etapa 04: Fim da cravação do amostrador no CP (10x20 cm). (b) Etapa 05: Nivelamento e escarificação do topo e da base do CP final.....	49
Fig. 3.11(a) Etapa 01: Posicionamento. (b) Etapa 02: Início da cravação. (c) Etapa 03: Entalhe.....	49
Fig. 3.12. (a) Etapa 01: Proteção contra a perda de umidade. (b) Etapa 02: Aspecto da face após o corte. (c) Etapa 03: Saturação por capilaridade.....	51
Fig. 3.13. (a) Etapa 04: Posicionamento. (b) Etapa 05: Cravação. (c) Etapa 06: Nivelamento e escarificação.....	51
Fig. 3.14. Visão esquemática de um permeâmetro de carga variável (NBR 14545:2000) .....	52
Fig. 3.15. (a) HYPROP Refill Unit. (b) Conjunto: balança de precisão, unidade sensora e corpo de prova.....	53
Fig. 3.16. Equipamento WP4-C e alguns acessórios posicionados para a realização do ensaio.....	56
Fig. 3.17. Superfície do CP após montagem final do ensaio: (a) amostra LA' e (b) amostra LAT.....	57
Fig. 3.18. Equipamento triaxial de carga repetida da COPPE/UFRJ usado nesta pesquisa.....	58
Fig. 4.1. Curva característica da amostra LA' obtida com o HYPROP.....	61
Fig. 4.2. Curva característica da amostra LA' obtida com o HYPROP e WP4-C.....	62
Fig. 4.3. Superfície “brilhosa” do CP durante a saturação – LA.....	63
Fig. 4.4. Curva característica da amostra LA obtida com o HYPROP nesta pesquisa...	64
Fig. 4.5. Curva característica da amostra LA obtida com o HYPROP e WP4-C nesta pesquisa.....	64
Fig. 4.6. (a) Expansão durante a saturação. (b) Superfície “brilhosa” do CP durante a saturação – NA'.....	65
Fig. 4.7. Curva característica da amostra NA obtida com o HYPROP e WP4-C nesta pesquisa.....	66
Fig. 4.8. Curva característica da amostra NA' obtida com o HYPROP nesta pesquisa.....	66
Fig. 4.9. Superfície do CP durante a saturação por capilaridade – LAT.....	67

Fig. 4.10. Curva característica da amostra LAT obtida com o HYPROP nesta pesquisa. .....	67
Fig. 4.11. Curva característica da amostra LAT obtida com o HYPROP e WP4-C nesta pesquisa. ....	68
Fig. 4.12. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LA' desta pesquisa. ....	69
Fig. 4.13. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra LA' desta pesquisa.	70
Fig. 4.14. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LA' ajustada sem a limitação da permeabilidade nesta pesquisa.....	71
Fig. 4.15. Curva característica da amostra LA' obtida com o HYPROP e WP4-C. Ajuste sem a limitação da permeabilidade.....	71
Fig. 4.16. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra LA desta pesquisa.	72
Fig. 4.17. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LA desta pesquisa. ....	73
Fig. 4.18. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra NA' desta pesquisa. .....	74
Fig. 4.19. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra NA' desta pesquisa. ....	74
Fig. 4.20. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra NA desta pesquisa.	75
Fig. 4.21. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LAT.	76
Fig. 4.22. Comparação entre os modelos de melhor ajuste da CCSA das amostras desta pesquisa. ....	77
Fig. 4.23. Comparação entre os modelos de melhor ajuste da CCSA das amostras desta pesquisa. ....	79
Fig. 4.24. Aspecto do corpo de prova da amostra 1 desta pesquisa pronto para ser ensaiado – LA'.....	80
Fig. 4.25. Variação da deformação permanente total da amostra LA' ao longo dos ciclos de aplicação de cargas nesta pesquisa. ....	81
Fig. 4.26. Aspecto do corpo de prova da amostra 2 desta pesquisa pronto para ser ensaiado – LA.....	82
Fig. 4.27. Variação da deformação permanente total da amostra LA desta pesquisa. ...	82
Fig. 4.28. Aspecto do corpo de prova pronto para ser ensaiado – NA'.....	83
Fig. 4.29. Variação da deformação permanente total - NA. ....	84

Fig. 4.30. Variação da deformação permanente total - LAT.....	85
Fig. 4.31. Aspecto do corpo de prova da amostra 4 desta pesquisa pronto para ser ensaiado – LAT. ....	85
Fig. 4.32. Pesquisa de ocorrência do shakedown para a amostra LA' desta pesquisa. ..	86
Fig. 4.33. Comparação entre o limite de shakedown para um granodiorito. (WERKMEISTER, 2003) e os valores obtidos para a amostra LA' nesta pesquisa. ....	87
Fig. 4.34. Comparação entre o limite de shakedown para um granodiorito. (WERKMEISTER, 2003) e os valores obtidos para a amostra LA desta pesquisa. ....	88
Fig. 4.35. Pesquisa de ocorrência do shakedown para a amostra LA desta pesquisa.....	88
Fig. 4.36. Pesquisa de ocorrência do shakedown na amostra 3 desta pesquisa – NA' ...	89
Fig. 4.37. Comparação entre o limite de <i>shakedown</i> para um granodiorito. (WERKMEISTER, 2003) e os valores obtidos para a amostra NA'.....	90
Fig. 4.38. Ampliação da pesquisa de ocorrência do shakedown na amostra 3 desta pesquisa– NA' (Ensaio 1).....	90
Fig. 4.39. Pesquisa de ocorrência do shakedown da amostra 4 desta pesquisa – LAT. .	91
Fig. 4.40. Comparação entre o limite de <i>shakedown</i> para um granodiorito. (WERKMEISTER, 2003) e os valores obtidos para a amostra LAT.....	91
Fig. 5.1. Fluxograma dos dados requeridos pelo software IVFlow.....	96
Fig. 5.2. Seção transversal típica do IVFlow utilizada na presente pesquisa. ....	97
Fig. 5.3. Umidade volumétrica após decorrido 6min do início da simulação - LA'.....	102
Fig. 5.4. Umidade volumétrica após decorrido 30min do início da simulação - LA' ...	102
Fig. 5.5. Umidade volumétrica no tempo zero da simulação (umidade inicial) - LA' .	102
Fig. 5.6. Umidade volumétrica após decorrido 3h do início da simulação - LA'.....	103
Fig. 5.7. Umidade volumétrica após decorrido 1h e 30min do início da simulação - LA' .....	103
Fig. 5.8. Poropressão após 3h (fim da simulação) - LA .....	104
Fig. 5.9. Poropressão após 3h (fim da simulação) - LAT.....	104
Fig. 5.10. Fluxograma dos dados requeridos pelo Sysstrain.....	106
Fig. 5.11. Seção transversal em aterro do pavimento ferroviário da duplicação da EFC no trecho 30-31 (SOUTO, 2010).....	107
Fig. 5.12. Deslocamento vertical da amostra 1 (LA') desta pesquisa.....	111

Fig. 5.13. Tensão vertical total na camada de sublastro para a amostra LA'.....	112
Fig. 6.1. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (0,7x0,7 MPa). .....	125
Fig. 6.2. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (1,0x2,0 MPa). .....	125
Fig. 6.3. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (0,7x2,1 MPa). .....	125
Fig. 6.4. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (1,2x3,6 MPa). .....	126
Fig. 6.5. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (1,0x3,0 MPa). .....	126
Fig. 6.6. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (0,7x0,7 MPa).	126
Fig. 6.7. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (1,0x2,0 MPa).	127
Fig. 6.8. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (0,7x2,1 MPa).	127
Fig. 6.9. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (1,0x3,0 MPa).	127
Fig. 6.10. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (0,7x0,7 MPa). .....	128
Fig. 6.11. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (1,2x3,6 MPa). .....	128
Fig. 6.12. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (0,7x2,1 MPa). .....	128
Fig. 6.13. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (1,0x2,0 MPa). .....	129
Fig. 6.14. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (1,2x3,6 MPa). .....	129
Fig. 6.15. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (1,0x3,0 MPa). .....	129
Fig. 6.16. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (0,7x0,7 MPa). .....	130
Fig. 6.17. Módulo de resiliência tradicional – LAT. ....	130
Fig. 6.18. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (0,7x2,1 MPa). .....	130
Fig. 6.19. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (1,2x3,6 MPa). .....	131

Fig. 6.20. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (1,0x3,0 MPa). .....	131
Fig. 6.21. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (1,0x2,0 MPa). .....	131
Fig. 6.22. Umidade volumétrica no tempo zero - LAT .....	132
Fig. 6.23. Umidade volumétrica após 3h (fim da simulação) - LAT .....	132
Fig. 6.24. Umidade volumétrica no tempo zero - NA' .....	133
Fig. 6.25. Umidade volumétrica após 3h (fim da simulação) - NA' .....	133
Fig. 6.26. Umidade volumétrica no tempo zero - LA.....	133
Fig. 6.27. Umidade volumétrica após 3h (fim da simulação) - LA.....	134
Fig. 6.28. Poropressão após 3h – LA' .....	134
Fig. 6.29. Poropressão após 3h - NA' .....	134
Fig. 6.30. Tensão vertical total na camada de sublastro - LA .....	135
Fig. 6.31. Tensão vertical total na camada de sublastro - NA' .....	135
Fig. 6.32. Tensão vertical total na camada de sublastro - LAT.....	136

## LISTA DE TABELAS

Tab.3.1. Composição granulométrica da amostra 1 deste estudo.....	39
Tab. 3.2. Caracterização geotécnica da amostra 1 (LA') pelos ensaios tradicionais. ....	40
Tab. 3.3. Composição granulométrica da amostra 2 (LA). ....	41
Tab. 3.4. Caracterização geotécnica da amostra 2 (LA) pelos ensaios tradicionais.....	42
Tab. 3.5. Composição granulométrica da amostra 3 (NA').....	43
Tab. 3.6. Caracterização geotécnica da amostra 3 (NA') pelos ensaios tradicionais. ....	43
Tab. 3.7. Composição granulométrica da amostra 4 (LAT).....	45
Tab. 3.8. Caracterização geotécnica da amostra 4 (LAT) pelos ensaios tradicionais. ...	45
Tab. 3.9. Estados de tensões utilizados. ....	59
Tab. 4.1. Resumo: Curva característica das amostras desta pesquisa .....	77
Tab. 4.2. Condutividade hidráulica saturada - Permeâmetro de carga variável das amostras desta pesquisa. ....	78
Tab. 4.3. Deformação permanente acumulada - LA' .....	81
Tab. 4.4. Deformação permanente acumulada - LA. (Continua) .....	83
Tab. 4.5. Deformação permanente acumulada – NA' . ....	83
Tab. 4.6. Deformação permanente acumulada - LAT. ....	84
Tab. 4.7. Variação do módulo de resiliência médio após o ensaio de deformação permanente para os cinco estados de tensões utilizados e para as quatro amostras desta pesquisa. ....	92
Tab. 4.8. Contribuição da camada de sublastro para a deformação permanente total (7,5 mm).....	93
Tab. 4.9. Variação do módulo após o ensaio a deformação permanente dos materiais desta pesquisa. ....	94
Tab. 5.1. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - LA' .....	98
Tab. 5.2. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - LA .....	99
Tab. 5.3. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - NA' (Continua).....	99
Tab. 5.4. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - LAT.....	100
Tab. 5.5. Informações do banco de dados do IVFlow utilizado na presente pesquisa. ....	100

Tab. 5.6. Resumo dos dados de saída do IVFlow para os dados dos materiais de sublastro desta pesquisa .....	105
Tab. 5.7. Resultado das simulações numéricas com o Systrain para os materiais desta dissertação. ....	110
Tab. 5.8. Máxima tensão total atuante no sublastro composto pelos materiais desta pesquisa. ....	110

## SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- AASHO: American Association of State Highway and Transportation Officials
- ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas
- AREMA: American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association
- CBR: California Bearing Ratio
- CCSA: Curva Característica Solos-água
- COPPE/UFRJ: Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
- CP: Corpo de Prova
- DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
- DP: Deformação Permanente
- EDP: Equação Diferencial Parcial
- HRB: Highway Research Board
- INMET: Instituto Nacional de Meteorologia
- IME: Instituto Militar de Engenharia
- IP: Índice de Plasticidade
- ISC: Índice de Suporte Califórnia
- ISF: Instrução de Serviço Ferroviário
- LL: Limite de Liquidez
- LP: Limite de Plasticidade
- LVDT: Linear Variable Differential Transformer
- MCT: Miniatura Compactado Tropical
- MDF: Método das Diferenças Finitas
- MEF: Método dos Elementos Finitos
- MR: Módulo de resiliência
- NA: Nível d'água

NBR: Norma Brasileira

NP: Não Plástico

PIL: Programa de Investimento em Logística

SAFL: Solo Arenoso Fino Laterítico

SUCS: Sistema Unificado de Classificação dos Solos

TRB: Transportation Research Board

USCS: Unified Soil Classification System

VEA: Valor de Entrada de Ar

---

## Capítulo 1: INTRODUÇÃO

---

A via permanente é uma estrutura da engenharia civil conceituada, de modo preliminar, como um conjunto de camadas, elementos de suporte e acessórios responsáveis por resistir às solicitações impostas pelo tráfego e orientar a passagem das composições. Este pavimento pode ser dividido basicamente em superestrutura (trilhos, fixações, dormentes, lastro e sublastro) e infraestrutura (reforço, regularização e subleito).

Os procedimentos utilizados nos projetos de via permanente, de acordo com os documentos normativos DNIT:ISF-207 e DNIT:ISF-212 publicados em 2015, utilizam ainda como critérios de aceitação de materiais: a granulometria, o Índice de Suporte Califórnia (ISC ou tipicamente CBR, do inglês, *California Bearing Ratio*) e os índices físicos, ou seja, parâmetros de projeto obsoletos, dadas as tecnologias atuais. Até mesmo o dimensionamento guiado à luz da mecânica dos pavimentos, por meio de ensaios tais como o módulo de resiliência e a deformação permanente, realiza a aquisição das propriedades mecânicas dos materiais com base em sua umidade ótima. Entretanto, em se tratando de pavimento ferroviário, cujas camadas estão constantemente expostas à ação da chuva, esta hipótese pode não ser válida, a julgar pela possibilidade de infiltração da água por dentro das camadas.

Por outro lado, sabe-se que a variação da umidade nos solos compactados utilizados em pavimentos pode alterar significativamente suas propriedades mecânicas, incluindo o caso do tradicional ensaio de CBR. Assim, para que haja um correto dimensionamento do pavimento ferroviário é necessário que se estude as eventuais variações da umidade das camadas, sob ação das chuvas, bem como seu efeito no comportamento mecânico dos solos constituintes do pavimento ferroviário.

A análise e o dimensionamento de pavimentos vêm passando nas últimas décadas por um processo de reestruturação, visto que os métodos tradicionais se baseiam sobretudo em conhecimentos empíricos. Devido a esta atual fase de transição e aprimoramento tecnológico, especialmente para os pavimentos ferroviários, diversos são os questionamentos a serem esclarecidos sobre o desempenho global da via permanente para

que se obtenha, ao fim desse processo, um método que faça uso de ensaios e procedimentos acurados para escolha dos materiais e para o dimensionamento.

Com a retomada de investimentos do governo através do Programa de Investimento em Logística - PIL e da busca das concessionárias por soluções técnicas mais seguras e econômicas, o cenário no meio ferroviário vem tomando novos rumos. Com o objetivo de aprimorar os procedimentos de dimensionamento e otimizar os custos de implantação de novas obras ferroviárias, o Instituto Militar de Engenharia – IME vem realizando em parceria com a Vale S.A. uma série de estudos voltados a rever os critérios de projeto utilizados atualmente pela engenharia ferroviária. Tal conjunto de pesquisas refere-se a iniciativa intitulada como “Revisão dos Critérios de Projeto da Via Permanente”. Dentre as pesquisas neste âmbito, encontra-se o presente trabalho, com o qual o convênio VALE-IME se estende e integra o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia – COPPE/UF RJ.

Para a seleção dos materiais, a importância da referida revisão decorre do fato de que o atual critério de seleção está associado a métodos de ensaio pouco competentes para avaliar os solos sob carga repetida, especialmente os de clima tropical, visto que os critérios foram desenvolvidos em regiões de clima temperado. Por exemplo, as práticas usuais descartam solos com elevado teor de argila uma vez que nos locais de clima frio a temperado a presença desta fração está muito associada ao argilomineral expansivo. Além disso, há grande quantidade de material pétreo disponível para uso na construção civil, o que diminui a necessidade do uso de solos. Em contrapartida, nas regiões de clima tropical os horizontes compostos por solo são profundos, em geral, apresentam minerais estáveis, tais como hematita e goethita, e argilominerais de estrutura 1:1, ou seja, não expansivos e com boas características mecânicas.

Em muitos casos este tipo de material compõe os taludes de corte nos locais onde o pavimento será implantado, mas não podem ser utilizados por não atenderem os requisitos exigidos pelas normas atuais. Assim é necessário um maior custo para transporte e aquisição de outros materiais. Estes solos denominados de solos de comportamento laterítico, já são de uso consagrado em pavimentos rodoviários de baixo custo no estado de São Paulo, e em vários estados, em menor extensão. A necessidade de novas verificações se prende a um melhor entendimento do comportamento destes materiais frente ao diferente estado de tensões imposto pelas ferrovias de carga pesada ou *heavy*

*haul* em relação às rodovias e do seu desempenho frente a interação com a água, haja visto que a plataforma ferroviária está constantemente exposta à ação do meio físico.

Quando aplicados para fins de pavimentação estes materiais são estabilizados mecanicamente e, de forma geral, encontram-se em estado não saturado. Esses dois mecanismos atuam na melhoria de suas propriedades. Da compactação ocorre a formação de um esqueleto mineral de resistência elevada e a água presente nos poros da massa sólida atuam fornecendo ao material uma parcela de resistência adicional. Este incremento de resistência ocasionado pela poropressão negativa da água no interior do solo pode ser perdido total ou parcialmente com o aumento de umidade, o que gera uma preocupação quanto à avaliação das propriedades mecânicas deste material apenas em sua umidade ótima, dada a maior possibilidade de variações sazonais nas ferrovias.

Além disso, após a construção do pavimento podem ocorrer deformações denominadas plásticas ou permanentes, devido principalmente à densificação adicional causada pelo tráfego e por ruptura ao cisalhamento. Estes problemas podem ser mitigados pelo conhecimento acurado dos materiais, aplicando-se novos ensaios e critérios de seleção, que também permitem um projeto estrutural racional e eficiente.

O objetivo principal desta dissertação é a análise das características hidráulicas (curva característica e condutividade hidráulica) e mecânicas (deformação permanente e módulo resiliente) de quatro solos tropicais, finos e pedregulhosos, a fim de avaliar a aplicabilidade de cada um como camada de sublastro em pavimentos ferroviários.

Os objetivos secundários são:

- Analisar o comportamento quanto a deformação permanente dos solos estudados;
- Investigar a ocorrência de *shakedown*, ou acomodamento das deformações permanentes;
- Verificar a variação do módulo de resiliência dos solos após o incremento de deformações permanentes;
- Explorar as curvas características e da condutividade hidráulica de solos tropicais compactados;
- Contribuir para elaboração de métodos mais adequados de seleção de materiais para pavimentação ferroviária;

- Contribuir para a calibração e validação de dois novos softwares destinados a avaliação de pavimentos ferroviários, o IVFlow e o Systrain;
- Fornecer propriedades mecânicas e hidráulicas para estudos numéricos.

Para obtenção dos dados necessários para as análises destinadas a entender o comportamento do material, os seguintes equipamentos foram utilizados: triaxial de carga repetida para avaliar a deformação permanente e obter o módulo de resiliência, HYPROP e WP4-C, equipamentos de medição do potencial da água para análise das propriedades hidráulicas dos solos (curva característica e condutividade hidráulica não saturada) e o permeâmetro de carga variável destinado a obtenção da condutividade hidráulica saturada ou permeabilidade. Ademais, utilizaram alguns dados preliminares coletados por SOUSA (2016).

Assim, foi possível mostrar os diferentes tipos de comportamento dos materiais estudados frente à variação de umidade, ou da sucção, e quanto à sua deformabilidade, com o intuito de contribuir para o desenvolvimento de um método mais acurado de seleção de solos destinados à pavimentação ferroviária. Concluiu-se, do ponto de vista puramente mecânico, que as amostras LA' (solo arenoso laterítico), LA (areia laterítica) e LAT (pedregulho laterítico) estão aptas para emprego em camada de sublastro, visto que apresentam elevada capacidade de suporte e deformação permanente relativamente baixa. Entretanto, devido a ação do meio físico no pavimento ferroviário faz-se necessário uma análise mais ampla, por este motivo, do ponto de vista hidráulico, pode-se concluir, de forma preliminar, que apenas as amostras LA' e a LAT estarão adequadas para atuar como material constituinte de camada de sublastro em pavimento ferroviário. No entanto ainda é necessário para um diagnóstico mais acurado a realização de simulações numéricas e execução de trechos experimentais.

Esta dissertação está estruturada em cinco capítulos, incluindo a introdução, a saber:

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica envolvendo: (i) a via permanente, componentes da via e conceituação da estrutura em camadas; (ii) a presença de água no pavimento ferroviário; (iii) os solos de comportamento laterítico; (iv) a mecânica dos pavimentos aplicada à ferrovia e (v) os conceitos de mecânica dos solos não saturados, capacidade de retenção e condutividade hidráulica dos solos.

O Capítulo 3 expõe os procedimentos e materiais utilizados na pesquisa. São descritos os métodos de ensaio utilizados para a aquisição da deformação permanente, módulo de resiliência, curva característica, condutividade hidráulica e permeabilidade dos solos estudados.

O Capítulo 4 é dedicado à análise e discussão dos resultados obtidos pela execução dos ensaios. Nesse são discutidos aspectos relacionados as características mecânicas e hidráulicas dos solos obtidas experimentalmente, além de uma análise complementar realizada com o auxílio dos *softwares* denominados como IVFlow e Systrain.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas na pesquisa e sugestões para estudos futuros.

Após as Referências Bibliográficas, são apresentados anexos relativos aos resultados dos ensaios de módulo de resiliência após a deformação permanente e as respostas adquiridas com o uso dos programas citados.

---

## Capítulo 2: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

### 2.1. Via Permanente: Visão sistêmica

De forma sucinta, trata-se por Via Permanente Ferroviária o “conjunto de instalações e equipamentos que compõem a infra e a superestrutura da ferrovia” (ABNT NBR 7641:1980). Entretanto, baseando-se em conceitos presentes nas obras de BRINA (1988), MEDINA(1988), SELIG e WATERS (1994), INDRARATNA (2011), NABAIS *et al.* (2014), GUIMARÃES (2015) e MEDINA & MOTTA (2015), sugere-se o seguinte esboço de conceituação:

Via permanente, ou pavimento ferroviário, é o nome dado a estrutura complexa constituída pela grade ferroviária (trilhos, fixações e dormentes) assente sobre um sistema em camadas de material “in natura” ou beneficiados (lastro, sublastro e reforço) e edificada sobre uma plataforma de suporte, denominada subleito. O trabalho conjunto destes elementos é responsável por guiar de maneira eficiente, estável e segura as rodas dos veículos (motores e rebocados) sob diferentes condições ambientais e operacionais, tais como variações de temperatura, carregamento e velocidade. Para o bom desempenho, cada um de seus componentes deve exercer sua devida função de maneira satisfatória a fim de preservar o adequado alinhamento lateral e vertical da estrutura, garantindo que não ocorram deformações plásticas excessivas, problemas relacionados ao subleito ou perda das características mecânicas do sistema como um todo, durante o período de projeto determinado, sob as cargas previstas.

O termo “pavimento ferroviário” foi apresentado por Jacques de Medina em 1988 em analogia ao tradicional pavimento rodoviário, devido às suas semelhanças estruturais (estrutura em camadas) e funcionais (SPADA, 2003). Este sistema composto por múltiplas camadas, usualmente agrupadas em infra e superestrutura, tem como função primordial resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego e

do clima. Existem divergências entre os autores quanto aos elementos que compõem as seções deste pavimento, principalmente no que tange a literatura estrangeira. No Brasil e para efeitos desta pesquisa, refere-se a estes componentes como (ABNT NBR 7641:1980; BRINA, 1988; NABAIS *et al.*, 2014 e MEDINA & MOTTA, 2015):

**Superestrutura:** Seção superior da via permanente que suporta diretamente os esforços oriundos da passagem dos veículos e os transmite à infraestrutura da via pela complexa interação entre seus componentes. Os principais elementos constituintes deste segmento são: (i) trilhos, (ii) fixações e acessórios, (iii) dormentes, (iv) lastro e, quando necessário, (v) sublastro e (vi) aparelhos de mudança de via.

**Infraestrutura:** Conjunto de obras destinado a formar a plataforma da ferrovia e suportar a superestrutura. A infraestrutura é composta por todas as obras abaixo do greide de terraplenagem, incluindo: (i) subleito, (ii) terraplenagem (aterros e cortes), (iii) reforço, (iv) elementos de drenagem superficial e profunda, (v) taludes de corte e aterro, (vi) obras de arte correntes e especiais (pontilhões, pontes e viadutos) e (vii) túneis.

Alguns dos elementos citados podem ser vistos na Fig. 2.1, que ilustra uma seção ferroviária simplificada e a disposição de seus elementos.

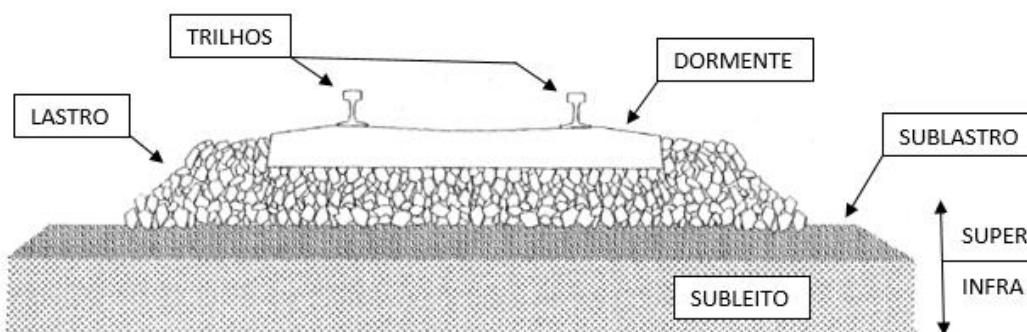


Fig. 2.1. Via Permanente Ferroviária (Adaptado de SELIG e WATERS, 1994)

A estrutura de um pavimento não apresenta ruptura súbita, logo a sua vida útil está atrelada ao acúmulo progressivo de defeitos ao longo dos anos. Neste aspecto, destacam-se dois conceitos importantes que envolvem a avaliação funcional de um pavimento, serventia e desempenho. A serventia que se refere à capacidade de um pavimento, em um dado momento de sua vida útil, de servir ao usuário quanto à função para o qual foi construído (BERNUCCI *et al.*, 2006). E o desempenho, que é a variação da serventia ao longo do tempo de uso do pavimento ou da passagem do tráfego.

O gráfico da Fig. 2.2 ilustra os conceitos apresentados, ou seja, com o passar do tempo ocorre a deterioração da via, devido à passagem do tráfego e ação do clima, até um valor de serventia tomado como aceitável (fim da vida útil). Neste ponto uma intervenção de manutenção corretiva é requerida de modo a reestabelecer um valor adequado de serventia e o trecho ganha uma nova vida útil (MUNIZ DA SILVA, 2002).

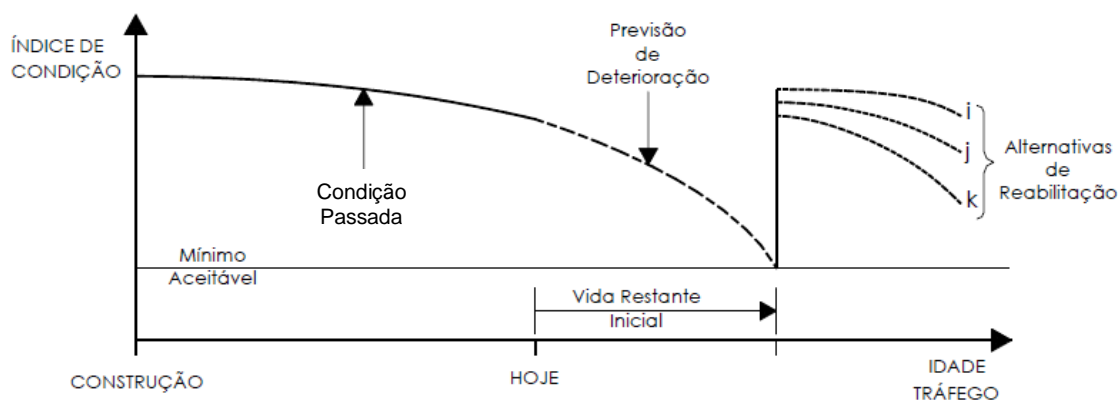


Fig. 2.2. Variação da serventia com o tráfego ou com o tempo decorrido de utilização da via (HAAS *et al.*, 1994 *apud*. MUNIZ DA SILVA, 2002).

No caso das ferrovias, segundo NABAIS *et al.* (2014), as principais atividades de manutenção e correção da via permanente são: (i) regularização aparente da plataforma, ou seja, livrando-a de material terroso carreado por deslizamentos, de lixo e da retenção de água; (ii) remoção da vegetação, (iii) fixar, enquadrar e substituir dormentes inadequados; (iv) substituição de trilhos defeituosos; (v) reaperto, reposicionamento, complementação, substituição e reposição de fixações; (vi) limpeza e recomposição do lastro e (vii) correções na geometria da via.

#### 2.1.1.1. A camada de sublastro

O sublastro é o elemento da superestrutura que se encontra em íntima interação com a infraestrutura, apresenta espessura de 100 a 200 mm e atua como camada mediadora responsável por conciliar as propriedades dos materiais das camadas que o margeiam. Sua utilização melhora o padrão técnico do sistema e reduz os custos de manutenção do pavimento. Localizada entre o lastro e o subleito esta camada tem como principais funções (BRINA, 1988; SELIG & WATERS, 1994; NABAIS *et al.*, 2014 e MEDINA & MOTTA, 2015):

- a. Aumentar a capacidade de suporte da plataforma;
- b. Resistir às tensões na área de contato com o lastro, absorver parte destas e melhorar a distribuição das mesmas, reduzindo as solicitações no subleito;
- c. Prevenir o bombeamento de finos do subleito para o lastro;
- d. Proteger a superfície do subleito contra a penetração dos agregados de grande dimensão do lastro;
- e. Conferir relativa resiliência ao apoio do lastro;
- f. Aumentar a resistência do subleito à erosão e à penetração de água;
- g. Facilitar o *runoff* da água da chuva, isto é, interceptar a água da chuva que permeia pelo lastro e direcioná-la para os dispositivos de drenagem localizados às margens do pavimento;
- h. Melhorar a drenagem pela declividade adotada na construção desta camada (2,5 a 5%).

Para INDRARATNA (2011) a função chave do sublastro é trabalhar como elemento filtrante e camada de drenagem. Assim, sua aplicação tem por objetivos principais: (i) atuar como um meio permeável para conduzir a água lateralmente para os dispositivos de drenagem e (ii) dissipar o excesso de poropressão do subleito saturado, por permitir a ascensão da água. Para isso o material selecionado para compor o sublastro deve ter maior permeabilidade do que o solo do subleito e menor que o lastro.

Segundo SELIG & WATERS (1994) esta camada é composta comumente por agregado britado ou misturas de areia e cascalho, ou seja, materiais granulares com uma curva granulométrica bem graduada, que atendam a função de drenagem e ao critério de filtro/separação.

O critério de “filtro” aplicado ao sublastro tem origem e critérios de definição da granulometria associados a compor uma “escala” de tamanho entre o lastro e o subleito visando impedir o movimento das partículas de solo do subleito para o lastro. Este fenômeno pode ocorrer: (i) pelo carregamento das partículas devido a ação da água no subleito, (ii) pelo bombeamento de lama formada pelo atrito entre as duas camadas na presença de água e (iii) bombeamento de lama através de abertura e fechamento de trincas no subleito (INDRARATNA, 2011).

Os primeiros critérios de “filtro”, de uso comum no Brasil até os dias atuais, foram desenvolvidos por Bertram, em 1940, sob a orientação de Terzaghi e Casagrande, estudados posteriormente pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos. Tais critérios são:

$$D_{15}(\text{filtro}) \leq 5.D_{85}(\text{solo protegido}) \quad (\text{Eq. 2.1})$$

$$D_{50}(\text{filtro}) \leq 25.D_{50}(\text{solo protegido}) \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde,  $D_i$  é o diâmetro da partícula que passa na porcentagem  $i$  no ensaio de granulometria.

No que tange aos solos tropicais finos, é de se esperar que estes não atendam aos critérios propostos, devido à grande porcentagem de material fino que compõe estes solos, além de apresentarem tamanhos de partículas muito inferiores ao do material do lastro. Nestes casos, quando necessário, pode-se fazer uso de geossintéticos como agente filtrante, de forma a impedir a ascensão de finos para o lastro. Entretanto, no caso de solos tropicais finos a perda de umidade em campo acarreta a formação de blocos rijos e de alta resistência mecânica, sendo esperado que não haja o bombeamento de finos.

Assim, torna-se necessário a realização de pesquisas voltadas para a caracterização da camada de sublastro executada com solo com alto teor de finos, que apresentam comportamento laterítico pela classificação MCT (DNER-CLA 259/96), tal como o solo comumente conhecido em rodovias como SAFL (solo arenoso fino laterítico), ou com solo pedregulhoso laterítico, quanto aos critérios de drenagem e filtro tradicionais.

Segundo BRINA (1988), a utilização de materiais localizados próximos ao local de implantação da via traz benefícios econômicos relevantes para a implantação da superestrutura devido a diminuição de custos de transportes.

Neste aspecto, estudos recentes como os de OSTEN (2012), DELGADO (2012) e SILVA FILHO *et al.* (2018) tem avaliado a utilização de solos finos como material para compor as estruturas de pavimentos ferroviários. Isto porque, em muitos casos os perfis de solo localizados às margens das áreas de implantação do pavimento apresentam boas propriedades mecânicas, porém não atendem as especificações vigentes.

OSTEN (2012) estudou quatro solos classificados como inadequados para o uso em camada de sublastro pelo método tradicional, e verificou por meio de ensaios de

deformação permanente e simulação numérica, que a contribuição dos materiais estudados para o afundamento total do pavimento é muito pequena e, desta perspectiva, podem ser utilizados como material de pavimentação ferroviária.

DELGADO (2012) avaliou um solo fino tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro, e do ponto de vista do comportamento mecânico do material, concluiu que o solo classificado como LG' estaria apto a ser empregado em camada de pavimento ferroviário.

SILVA FILHO *et al.* (2018) analisaram o desempenho no campo de um solo arenoso fino laterítico como camada de sublastro. O trecho teste foi executado no município de Açailândia/MA no projeto de ampliação de um pátio ferroviário compartilhado pela VLi e a Vale S.A. A Fig. 2.3 mostra o aspecto da camada de sublastro executada com SAFL após o acabamento final de selagem das trincas. O material em questão faz parte da análise da presente pesquisa e será apresentado nos capítulos seguintes.



Fig. 2.3. Aspecto da camada de sublastro executada com SAFL. (SILVA FILHO *et al.*, 2018)

## 2.2. A água no pavimento ferroviário

As camadas de um pavimento ferroviário estão diretamente expostas à ação do clima, notadamente a precipitação atmosférica e a radiação solar. Diferente dos pavimentos rodoviários, a ferrovia não é revestida por material impermeabilizante, fato que pode expor seus componentes a uma condição de intemperismo acentuado. A exposição à água

pode dar origem a graves problemas técnicos e levar a perda total ou parcial da serventia da estrutura.

De acordo com INDRARATNA (2011), a água pode atingir a via férrea de três maneiras distintas: (i) Precipitação: como o lastro tem função drenante a água percola pela estrutura, (ii) Escoamento superficial: oriundo das encostas adjacentes e (iii) Ascensão da água subterrânea: em regiões onde o nível d'água está localizado próximo à superfície do subleito.

Segundo MOTTA (1991), três decisões podem ser tomadas em relação a água nos projetos de pavimentos:

1. Impedir que esta atinja as camadas de solo e o subleito;
2. Remover a água que entre na estrutura com o auxílio de um sistema de drenagem eficiente;
3. Dimensionar o pavimento considerando o excesso de água que possa vir a existir.

A autora complementa afirmando que é necessário o uso de métodos racionais de projeto de sistemas de drenagem para que a situação danosa causada pela entrada de água deixe de ser qualitativa e passe a quantitativa, permitindo uma estrutura mais otimizada.

De acordo com CAMAPUM DE CARVALHO *et al.* (2012), foram propostas no meio técnico soluções de engenharia para mitigar este problema, no que se refere aos pavimentos asfálticos. Dentre elas o conceito de pavimento drenante vai de encontro ao item 2 mencionado por MOTTA (1991). Ao se aplicar esse conceito adaptado a ferrovia tem-se que o pavimento drenante pode ser definido como aquele que permite a infiltração imediata da água da chuva através da camada pedregulhosa de lastro assente sobre um sublastro composto de material de baixa permeabilidade quando estabilizado por meio de compactação. A água que infiltra pela camada pedregulhosa vai escoar sobre a camada impermeável de sublastro e deve ser direcionada e adequadamente coletada pelos dispositivos de drenagem.

Na concepção de SELIG e WATERS (1994), o sistema de drenagem é um dos componentes mais importantes da via férrea. São dispositivos destinados a proteger da ação da água todos os elementos que compõem o pavimento e assim, garantir sua segurança, durabilidade e estabilidade. Segundo estes autores, o excesso de água na

estrutura causa um aumento significativo nos custos de manutenção da via férrea em função dos seguintes problemas:

- Aumento da poropressão sob a ação das cargas cíclicas, o que gera um aumento no acúmulo de deformação plástica, redução na rigidez e na resistência ao cisalhamento do pavimento;
- Perda de resistência ao cisalhamento com o aumento da umidade;
- Bombeamento hidráulico do material fino presente no sublastro e/ou subleito para o lastro, gerando a colmatação e enrijecimento do mesmo;
- Mudança de volume por expansão;
- Descompactação devido ao degelo;
- Degradação do lastro e dos dormentes pela ação abrasiva da mistura água e partículas de solo.

A pesquisa de SILVA FILHO & GUIMARÃES (2014) evidenciou a importância da variação de umidade nas camadas de um pavimento ferroviário. No estudo de caso de um trecho de via, o diagnóstico inicial foi que o colapso da estrutura se deu pela falha de esmerilhamento do trilho. O detalhamento do diagnóstico visou a determinação da causa raiz da ocorrência ferroviária e constatou que a camada de sublastro composta por material pedregulhoso e seixo atuava com elevada condição de umidade, logo com um módulo de resiliência abaixo do valor de projeto (dado na umidade ótima). Assim, esta camada contribuiu de forma determinante para a aceleração da fadiga do trilho.

### 2.3. Solos tropicais, compactados e não saturados aplicados a pavimentação

NOGAMI & VILLIBOR (1995) dividem os solos tropicais em dois grandes grupos: os solos de comportamento laterítico e os solos não lateríticos, neste último destacam-se os saprolíticos e os superficiais. Os solos não lateríticos apresentam propriedades e comportamento muito heterogêneos, quando comparado aos solos lateríticos, podem apresentar desde baixa capacidade de suporte, ser altamente erodíveis, muito plásticos e expansivos ou até apresentarem elevada capacidade de suporte e não serem sujeitos à erosão. Os solos lateríticos por sua vez são de interesse particular para a pavimentação por apresentarem comportamento altamente desejável quando compactados, como elevada resistência a deformação permanente e alta capacidade de suporte, além de baixa permeabilidade.

Além dos solos finos estudados por Nogami e Villibor, em relação aos solos tropicais, destacam-se os solos pedregulhos lateríticos, materiais que são amplamente utilizados em pavimentação rodoviária no Brasil. Em ferrovias, esse material não é de uso comum em pavimentação, porém existem alguns trechos executados, como pode ser visto na Fig. 2.4.



Fig. 2.4. Trecho da EFC cujo sublastro foi executado com pedregulho laterítico (Antonio C. R. Guimarães (2014), acervo pessoal)

COSTA (1991) conceitua laterito ou laterita por “rochas formadas ou em fase de formação por meio de intenso intemperismo químico de rochas preexistentes, inclusive de lateritos antigos, sob condições tropicais ou equivalentes”. Sua utilização é de interesse especial para a pavimentação principalmente por sua composição granular e alto enrijecimento após a compactação.

Os solos tropicais de comportamento laterítico são típicos da evolução de solos localizados em área de clima quente, com regime de chuvas moderadas a intensas, topografia que possibilite uma drenagem eficiente, além de outras características do meio como a rocha-mãe, a biosfera e o tempo de exposição aos agentes intempéricos. Estas condições de intemperismo químico intenso característico das regiões de clima tropical, denominado processo de laterização, confere ao solo um comportamento peculiar, que em geral, é dado pela associação mineral entre o argilomineral de estrutura atômica do tipo 1:1 (caolinita) e os oxi-hidróxidos de ferro e de alumínio. A presença de quartzo envolto por uma película de óxidos nas frações silte, areia e pedregulho também

evidenciam as boas características mecânicas do material segundo vários autores, entre os quais NOGAMI & VILLIBOR (1995), TEIXEIRA *et al.* (2000) e PINTO (2006). A presença do quartzo no perfil de ocorrência do solo é explicada pelo fato deste material ser bastante resistente ao intemperismo, permanecendo como elemento residual, ao contrário dos argilominerais e sesquióxidos que são neoformados.

Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995), a peculiaridade mais notável dos solos lateríticos está associada ao seu comportamento frente ao aumento da umidade. Nestes casos o material apresenta: (i) manutenção da elevada porosidade aparente e da permeabilidade, (ii) resistência à compressão e ao cisalhamento muito acima da prevista pelos índices físicos tradicionais, (iii) facilidade na homogeneização do teor de umidade de compactação e (iv) preservação dos grumos de solo quando submetidos a condição de imersão.

BERNUCCI (1995) em sua tese sobre o projeto de dimensionamento de pavimentos de baixo custo, discute a importância da coesão nos solos lateríticos e relata que este item é uma peça chave no sucesso do comportamento mecânico e na estabilidade destes materiais.

Neste tipo de solo a coesão total atuante pode ser dividida em duas parcelas, denominadas de coesão aparente e de coesão verdadeira, que, segundo MARTINS (2016), define-se como:

**Coesão aparente:** é o nome dado ao fenômeno que proporciona aos solos um acréscimo de tensão efetiva, logo de resistência ao cisalhamento, devido à pressão de sucção induzida pela interação grão, água e ar, acrescido do efeito membrana. Este incremento de resistência desaparece com a saturação do material.

**Coesão verdadeira** ou cimentação: é a íntima ligação dos grãos minerais do material que confere a este certa resistência à tração.

À vista disso, quando solos lateríticos ficam submersos a parcela de coesão aparente é desfeita, entretanto o solo conta ainda com a coesão verdadeira oriunda da ação dos oxi-hidróxidos de Fe e de Al que atuam como agente cimentante.

Cabe aqui colocar, que os conceitos acima expostos fazem menção a este tipo de solos como um todo, porém dentro da gama de materiais classificados pelo método MCT

podem ocorrer divergências quanto à interação do material com a água, assunto que será melhor discutido no capítulo 4.

MORAES SILVA (2000) analisou a influência do uso de defloculante nas curvas granulométricas de solos coluvionares e concluiu que a variação em torno de 50% no conteúdo de argila, para as curvas com e sem defloculante, pode ocorrer devido a ação do agente químico que é capaz de desagregar os grumos de argila formados pelo processo de laterização (quebra da coesão verdadeira). Para a autora a curva obtida sem o uso de defloculante demonstra o real comportamento *in situ* do material.

Estes materiais apresentam-se em campo em condição não saturada, com índice de vazios elevado, alta permeabilidade e baixa capacidade de suporte. Entretanto, desempenham comportamento mecânico desejável quando submetidos ao processo de compactação (PINTO, 2006).

A estabilização do solo por compactação é uma técnica simples e econômica que promove a melhoria geral das propriedades do material. Por meio desta, objetiva-se o aumento da resistência ao cisalhamento e de sua estabilidade, além da redução da erodibilidade, da infiltração de água e da deformabilidade. O método consiste em condicionar o solo de forma que ele atinja o seu menor índice de vazios possível, permitindo maior entrosamento entre as partículas o que confere ao material maior resistência por atrito entre os grãos. Todavia, para que esta condição seja atingida é necessário a adição de um conteúdo de água ideal, denominado de umidade ótima. Na prática, o controle da condição ótima de compactação é realizada pela massa específica aparente seca, que, de maneira indireta, evidencia, por seu valor máximo, o mínimo índice de vazios para o solo em questão e para a energia de compactação predeterminada. O produto final do ensaio é um solo melhorado sob o ponto de vista mecânico e no estado não saturado.

Segundo DAWSON (1999), a energia e o método de compactação adotados na construção das camadas conferem ao material propriedades que impactam diretamente no desempenho global do pavimento. Em geral, é desejável maior densidade a fim de obter mais resistência à deformação permanente.

De acordo com MEDINA & MOTTA (2015), a umidade de equilíbrio do subleito nas rodovias brasileiras, aquelas munidas de dispositivos de drenagem eficiente, pode ser considerada menor ou igual ao teor de umidade ótimo do ensaio Proctor normal de

compactação. Ou seja, nestes casos o que governa o comportamento da plataforma são as leis da mecânica dos solos não saturados. Caso a assertiva seja verdadeira também para os pavimentos ferroviários, o solo que atua nas camadas apresentará as características estáveis de um solo laterítico cujas propriedades mecânicas foram melhoradas pelo processo de compactação, acrescido de uma parcela extra de resistência proporcionada pela condição de não saturação.

Em relação ao comportamento tensão-deformação de solos finos lateríticos - SAFL, diversos estudos foram desenvolvidos com o intuito de quantificar suas características e investigar a possibilidade de seu uso em pavimentação. Na área ferroviária, estudos recentes buscaram o emprego do material sobretudo na camada de sublastro, como por exemplo: (i) DELGADO (2012): “Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás” (ii) OSTEN (2012): Avaliação de solos tropicais para sublastro da Estrada de Ferro Carajás e (iii) SOUSA (2016): “Análise geotécnica de solos tropicais de ocorrência ao longo da Estrada de Ferro Carajás para uso como camadas de pavimento ferroviário.”

Quanto às lateritas, a instrução de serviço ferroviário do DNIT:ISF-212 (2015) que trata do projeto de superestrutura da via permanente, recomenda o pedregulho laterítico como material de sublastro. Porém, utilizam ainda como critério de aceitação deste material a granulometria, o CBR e os índices físicos. Segundo o documento, os materiais a serem utilizados na camada de sublastro devem se enquadrar nas faixas granulométricas da AASHO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) segundo o método DNER-M 80-64, possuir Índice de Suporte Califórnia mínimo de 20, expansão máxima de 1%, Índice de Grupo (IG) igual a zero, Limite de Liquidez (LL) menor ou igual a 25% e Índice de Plasticidade (IP) menor ou igual a 6%. No caso de solos lateríticos admite-se: expansão máxima de 0,5%, LL menor ou igual a 40% e IP menor ou igual a 15%.

Entretanto, alguns estudos na área rodoviária como os de SANTOS (1998) e GUIMARÃES (2009), já evidenciam o bom comportamento mecânico deste tipo de solos a partir de outros critérios mais modernos de deformabilidade.

## 2.4. Mecânica dos solos não saturados: Conceitos introdutórios

Em analogia ao conceito de mecânica dos solos apresentados por Terzaghi em 1943, muitos autores passaram a definir o comportamento particular de solos na situação de umidade abaixo da saturação, criando relações particulares para esta situação. Como exemplo, pode-se citar os pioneiros na área: HILF, J. (1948), SITZ, M. (1948), AITCHISON, G. D. & DONALD, I. B. (1956), CRONEY, D., COLEMAN, J. D. & BLACK, W. P. M. (1958) e BISHOP, A. W. (1959), além do próprio TERZAGHI, K. (1943).

LU & LIKOS (2004) definem a mecânica dos solos não saturados como "a aplicação das leis da mecânica, da hidráulica e da física interfacial em problemas de engenharia relacionados a solos parcialmente saturados". A importância desta disciplina que compõe a engenharia geotécnica está associada a resolução de problemas de fluxo (p. ex., infiltração de água ou ascensão capilar em camadas de pavimentos), de resistência ao cisalhamento (p. ex. capacidade de suporte) e de variação de volume (p. ex. expansão ou retração).

De modo geral, o que difere um solo saturado de outro em condição parcial de saturação é o número de fases presentes em determinada massa de solo, ou seja, quando está 100% saturado um corpo de prova apresenta apenas duas fases, água e partículas de solo. Para o caso dos solos não saturados, de acordo com FREDLUND & RAHARDIJO (1993), podem ser distinguidas quatro fases, água, ar, solo e a membrana contrátil (interface ar-água). Para um melhor esclarecimento do assunto, o dicionário Aurélio define fase por: "Cada uma das partes homogêneas de um sistema físico-químico, conforme a coesão das suas moléculas".

A quarta fase age como uma fina membrana elástica situada na fronteira entre o ar e a água ao longo dos vazios do solo. Um exemplo que permite entender este modelo de comportamento pode ser dado pela análise do fenômeno da retração visto em camadas de pavimentos executados com SAFL: à medida que a água evapora a membrana elástica puxa as partículas umas contra as outras causando até mesmo o trincamento da camada. O mecanismo responsável por este efeito membrana é a tensão superficial. Segundo FREDLUND *et. al.* (2012), as alterações no estado de tensões desta fase podem acarretar mudanças no teor de umidade, no volume e na resistência ao cisalhamento do material.

Segundo FREDLUND & MORGENSTERN (1977), com o intuito de computar todas as fases, diversos autores propuseram equações tendo em vista a determinação da tensão efetiva de forma análoga aos solos saturados, entre eles: CRONEY, D., COLEMAN, J. D. & BLACK, W. P. M. (1958), BISHOP, A. W. (1959), JENNINGS, J. E. B. (1960), LAMBE, T. W. (1960), AITCHISON, G. D. (1961) e RICHARDS, B. G. (1966). Contudo, FREDLUND & RAHARDIJO (1987), aplicando os princípios da mecânica dos solos não saturados na engenharia rodoviária, relatam que nesta condição de saturação os solos são mais bem descritos em termos de duas variáveis do estado de tensão, a tensão normal líquida ( $\sigma - u_a$ ) e a sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ). Nestas expressões,  $\sigma$  é a tensão normal total,  $u_a$  é a pressão de ar nos poros e  $u_w$  é a pressão de água nos vazios do solo.

O termo genérico sucção faz menção à variável de estado de maior relevância para o solo não saturado. A sucção total é a combinação da ação de duas componentes: mátrica e osmótica. Os dados de sucção associados à medidas de umidade do material dão origem à curva característica solos-água – CCSA, que é uma função usada para a avaliação das propriedades do solos parcialmente saturados (FREDLUND *et. al.*, 2012).

A retenção e o fluxo de água no meio não saturado estão intimamente associados aos diferentes potenciais de água no solo, dentre eles os principais são (AITCHINSON, 1965 *apud*. MOTTA, 1991 e MACHADO & VILAR, 2015):

**Potencial matricial:** é o efeito conjunto dos fenômenos de capilaridade e de adsorção sobre a energia livre da água do solo, onde: (i) *Potencial capilar:* resultado da força de atração entre as moléculas de água entre si. Sua magnitude é dada pela estrutura do solo e pela intensidade das cargas superficiais das partículas; e (ii) *Potencial de adsorção:* forças de atração entre as moléculas de água e o solo, ocorrem de acordo com o tipo e magnitude das cargas elétricas superficiais existentes nas partículas de solo.

**Potencial osmótico:** está relacionado com a diferença de concentração eletrolítica existente no solo e na água (concentração de sais).

#### 2.4.1. Curva característica dos solos

A aplicação dos conceitos da mecânica dos solos não saturados é de suma importância para o entendimento do mecanismo de funcionamento de um pavimento ferroviário, sobretudo pela localização do país em uma região de clima tropical onde ocorrem, em

geral, baixas umidade de equilíbrio e por sua total exposição aos agentes climáticos. Logo, para a correta avaliação da interação solo-água nas camadas de pavimento, torna-se indispensável o conhecimento de dados sobre a curva característica e a condutividade hidráulica dos materiais que irão compor a camada de sublastro.

A capacidade de retenção de água no solo, quantificada por sua curva característica, não é uma propriedade fundamental do material e sim depende de uma série de fatores, entre eles pode-se elencar: distribuição do tamanho de poros (granulometria), umidade e método de compactação (estrutura), índice de vazios, tipo do solo, textura, mineralogia, história de tensões e grau de intemperismo. Destes, a história de tensões e a umidade de compactação apresentam maior influência na estrutura do solo (VANAPALLI *et. al.*, 1999). Segundo GITIRANA JR. *et al.* (2015), a CCSA é a propriedade mais importante de um material não saturado, visto que promove uma relação constitutiva entre o conteúdo de água e a energia necessária para removê-la. Além disso, os autores consideram a interpretação e emprego da curva uma tarefa desafiadora devido a quantidade de fatores que a controlam, embora sendo uma propriedade que fornece um grande volume de informações a respeito do solos.

A apresentação da curva característica pode ser realizada de diferentes formas, porém em linhas gerais, trata-se de um gráfico semi-logarítmico cujas ordenadas apresentam o conteúdo de água, seja este em termos de umidade gravimétrica, volumétrica ou grau de saturação. Nas abscissas é feita a plotagem dos dados de sucção de acordo com a técnica de aquisição utilizada: sucção total ( $\psi$ ), matricial, ( $u_a - u_w$ ) e osmótica ( $\pi$ ).

De acordo com FERNANDES (2016), devido à gama de valores possíveis de sucção m uma massa de solo, de zero a centenas de MPa, utiliza-se em geral o parâmetro pF para expressar esta grandeza. Trata-se do logaritmo decimal da sucção expressa em cm de água (altura em cm de uma coluna de água que exerce uma pressão igual em valor absoluto). A escala utilizada para pF varia entre 0 e 7, que é o valor máximo de sucção medido em argilas montmoriloníticas secas em estufa (105 – 110 °C). Segundo MEDINA & MOTTA (2015), o termo pF foi adotado pelo pesquisador Schofield em 1935. Assim:

$$pF = \log_{10} Z_w (cm) \quad (2.3)$$

Onde,  $Z_w$ , em centímetros, é a altura de coluna d'água que exerce pressão equivalente à força de atração ou de retenção do solo para a água.

Na Fig. 2.5 está representada uma curva característica com a relação entre grau de saturação e sucção (genérica) com seus principais parâmetros destacados.

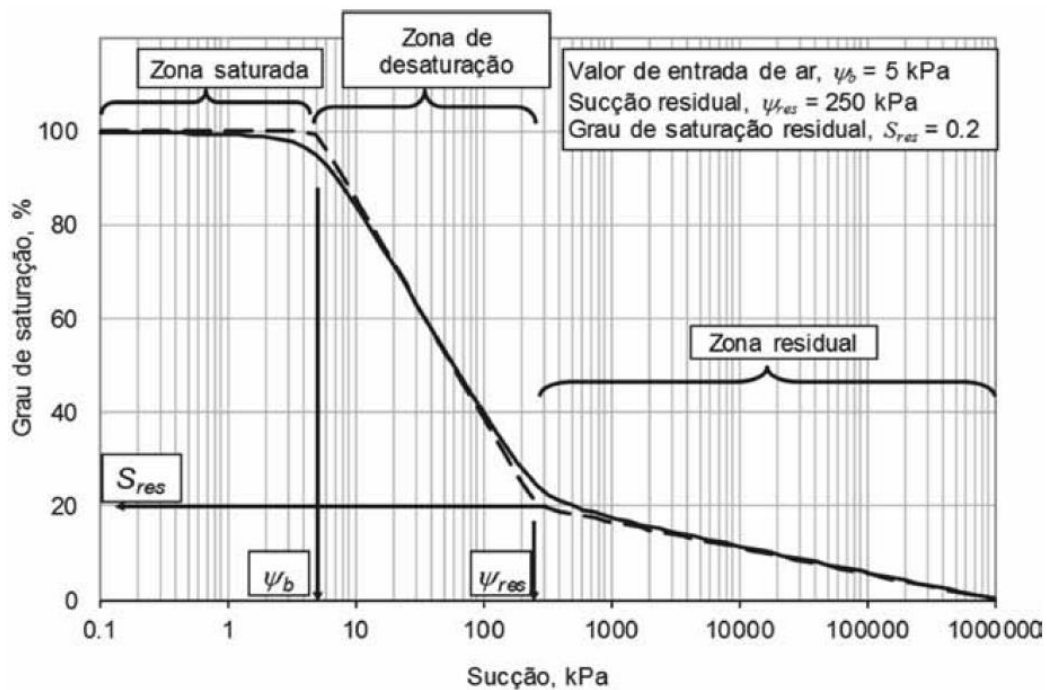


Fig. 2.5. Parâmetros de uma curva característica (GITIRANA JR. *et al.*, 2015)

A seguir são apresentadas os significados físicos de cada trecho (FREDLUND & XING, 1994; VANAPALLI *et al.*, 1999; FREDLUND *et al.*, 2012 e GITIRANA JR. *et al.*, 2015):

**Zona de saturação:** intervalo de sucção para o qual o material encontra-se essencialmente saturado. Em campo esta zona corresponde à franja capilar e apresenta grau de saturação da ordem de 90 a 100%. Nesta, a água encontra-se preenchendo quase todos os vazios e é considerada como uma fase contínua e o ar apresenta-se em forma de bolhas oclusas na amostra (fase descontínua).

**Valor de entrada de ar – VEA ( $\psi_b$ ):** é o valor que demarca a transição da zona saturada para a zona de transição. “Para que haja movimento, fluxo, de qualquer fluido em um meio qualquer, é necessário que haja diferenças de energia interna ou intrínseca entre as moléculas do fluido (...)” (MACHADO & VILAR, 2015), logo o valor de entrada de ar é a pressão diferencial entre ar e água requerida para causar a drenagem dos macroporos do solo. No caso de curva bimodal existe um segundo valor de entrada de ar referente a drenagem dos microporos.

**Zona de desaturação:** situada entre o valor de entrada de ar e a sucção residual, é nela que ocorre fluxo de água no estado líquido sob o efeito do aumento da sucção. Nesta zona ambas as fases ar e água são contínuas, além disso a condutividade hidráulica decresce de forma linear até atingir o conteúdo de água residual. O grau de saturação varia de 90 a 15%.

**Sucção residual ( $\psi_{res}$ ):** valor de sucção que assinala o fim da zona de desaturação e início da zona residual.

**Conteúdo de água residual,** associado à imagem (Fig. 2.5) em termos de grau de saturação ( $S_{res}$ ): “quantidade de água armazenada nos poros do material em condição relativamente menos livre do que a água drenada na forma de fluxo líquido” (GITIRANA JR. *et al.*, 2015).

**Zona residual:** a partir do valor de sucção denominado de residual a água nos vazios aparece descontínua e demanda uma elevada energia para a sua remoção. O ar preenche a maior parte dos vazios e o grau de saturação fica em torno de 15 a 0%.

A Fig. 2.6 ilustra alguns comportamentos típicos da curva característica de acordo com o tipo de solo. O grupo 2, curva no formato bimodal, é de especial interesse para a geotecnia de pavimentos, pois este formato peculiar é o apresentado pelos solos lateríticos, solos fortemente estudados para o uso de pavimentação no Brasil.

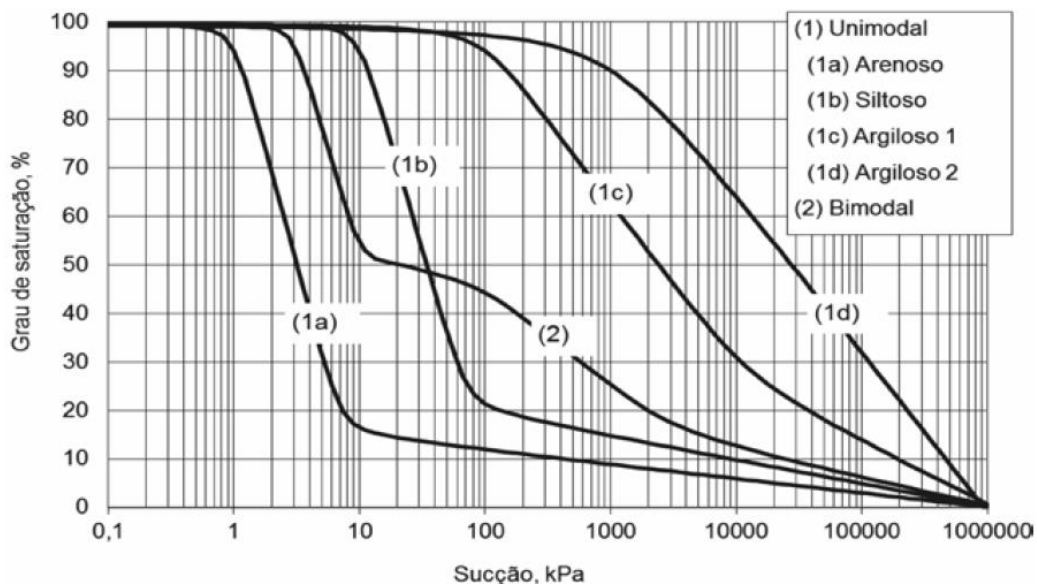


Fig. 2.6. Alguns formatos típicos da curva característica (Gitirana Jr. & Fredlund, 2004 *apud*. GITIRANA JR. *et al.*, 2015)

Segundo GITIRANA JR. *et al.* (2015), este formato da curva, apresentado pelo grupo 2, pode ser resultado de materiais com distribuição granulométrica descontínua, estrutura de poros com macro e microporos formados por agregação física pelo processo de intemperismo e no caso de solos compactados, quando o material é compactado com baixa energia e no ramo seco.

Outro ponto importante é o método de obtenção da curva, ou seja, por umedecimento ou secagem, o que dá origem a curvas distintas e resulta no fenômeno denominado como histerese. O pavimento ferroviário *in situ* está exposto a ação de precipitações pluviométricas e evaporação da água presente nas camadas a medida que a temperatura aumenta, tais fenômenos podem reduzir ou aumentar a sucção no solo e, portanto, afetam a resistência ao cisalhamento dos materiais, ou em termos de pavimentação alteram seu módulo de resiliência e deformação permanente. O ideal é que se obtenha as duas curvas para uma melhor compreensão deste mecanismo, porém por questões práticas a curva de secagem é comumente empregada. Ao avaliar a resistência ao cisalhamento por essas duas trajetórias observou-se que na secagem esta resistência é levemente maior (NISHIMURA & FREDLUND, 2002). A Fig. 2.7 ilustra uma curva obtida pelas trajetórias de umedecimento e secagem.

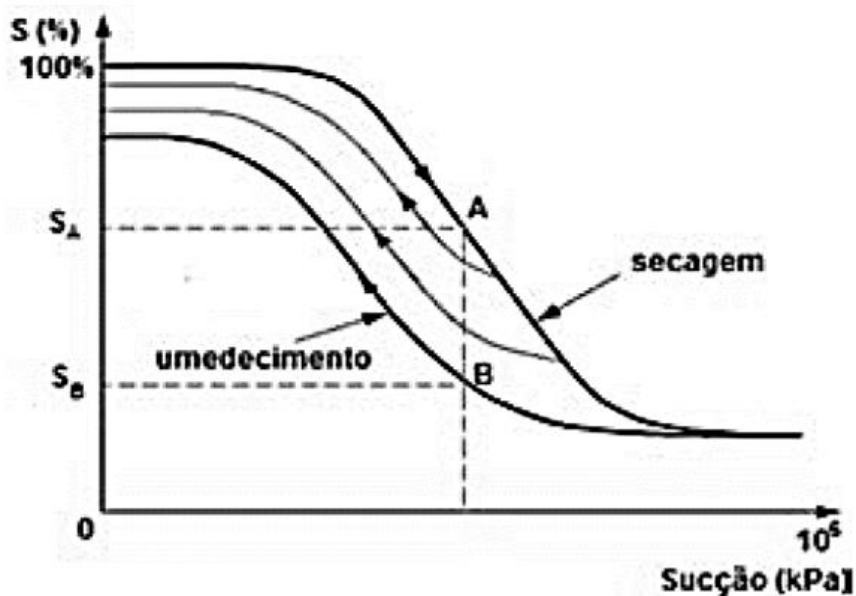


Fig. 2.7. Diferença das curvas obtidas por umedecimento e secagem (MARINHO *et al.*, 2015)

A aplicação prática da mecânica dos solos não saturados está diretamente relacionada à capacidade de medir a sucção do solo de modo acurado. Diversos equipamentos podem

ser utilizados para obtenção da curva característica, como por exemplo, placa de sucção (pF 0 - 3), placa de pressão (toda a faixa), papel-filtro (toda a faixa), dessecador a vácuo (pF 5 - 7), psicrômetro ou WP4-C (pF 3 - 6,5) e HYPROP (pF 0 - 3). Na presente pesquisa foram utilizados os dois últimos mencionados.

De acordo com o manual do HYPROP, o equipamento opera baseado no método Wind-Schindler, também chamado de método de evaporação simplificado. O equipamento mede o potencial matricial ao longo do processo de evaporação da amostra por meio de dois tensiômetros posicionados em diferentes posições no solo. O valor de pF da amostra é calculado com base no valor médio das leituras dos tensiômetros. A alteração da massa da amostra ao longo do tempo é determinada com um auxílio de uma balança de precisão e assim, o conteúdo de água é calculado com base na variação de massa.

O psicrômetro, como o do modelo WP4-C (*Dewpoint Potential Meter*) aqui utilizado, usa a técnica do ponto de orvalho para medição do potencial total da água no solo em amostras deformadas. Segundo VANAPALLI *et. al.*, (1999), na faixa de baixa sucção (pF 0 - 4,2) a macroestrutura governa o comportamento da CCSA e a microestrutura governa o comportamento da curva para altas sucções (pF 5,3 - 7), logo, ao que parece, a estrutura da amostra não influencia a CCSA nesta faixa. Além disso, segundo FREDLUND & XING (1994), a sucção mátrica e a sucção total podem ser consideradas essencialmente equivalentes para sucções elevadas.

#### 2.4.2. Condutividade hidráulica

Segundo FORMIGA *et al.* (2012), a “condutividade hidráulica é definida como a taxa de escoamento da água através do solo sob um gradiente hidráulico unitário. Essa taxa depende da umidade do solo e tem unidade dada em  $LT^{-1}$ .”

De acordo com LAMBE & WHITMAN (1969) e FREDLUND *et al.* (2012), no caso dos solos saturados, o coeficiente de permeabilidade, ou condutividade hidráulica saturada, é considerado uma constante de fácil determinação em laboratório ou em campo. Ou seja, quando o material encontra-se na zona de saturação capilar a condutividade é igual ao coeficiente encontrado no ensaio de permeabilidade tradicional. Dentre os métodos para obtenção do mesmo em laboratório estão: o permeâmetro de carga constante, permeâmetro de carga variável e medidas diretas ou indiretas durante o ensaio edométrico.

Segundo MACHADO & VILAR (2015), quando o fluxo de água ocorre na zona situada acima do lençol freático, informações da permeabilidade ou condutividade hidráulica saturada não são suficientes para entender o fluxo de água no solo.

Nos solos não saturados a condutividade hidráulica pode variar amplamente dependendo do estado de tensões do solo e nestes casos assume a forma de uma função matemática. Ou seja, qualquer alteração no conteúdo de água ou sucção do solo pode afetar a condutividade, sendo que o efeito desta variação é mais significativa após o valor de entrada de ar (FREDLUND et al., 2012).

A função de condutividade hidráulica descreve a velocidade do fluxo de água no solo em função da umidade ou sucção do sistema (LU & LIKOS, 2004). Estes autores apresentam uma relação entre a seção transversal de um solo, a CCSA e a condutividade hidráulica. A relação pode ser verificada pela análise das Fig. 2.8.

Da Fig. 2.8 observa-se que no ponto (a) ocorre o valor máximo de condutividade da água, enquanto a condutividade do ar é zero, isto porque a água preenche toda a seção transversal dos poros. Nota-se que este ponto corresponde ao maior valor de umidade traçado na curva característica (Fig. 2.8).

Entre os pontos (a) e (b), a condutividade diminui ligeiramente devido a formação de bolhas de ar no interior da amostra, ou seja a fase ar está desconexa e se comporta como um grão de solo.

Na condição (b) o solo atinge a pressão de entrada de ar e inicia-se a drenagem dos macroporos. A partir deste ponto qualquer incremento de sucção ocasiona na drenagem do sistema e à medida que o ar entra na amostra os caminhos disponíveis para o fluxo de água diminuem.

No ponto (c), há uma mudança na inclinação da curva devido ao fim da drenagem dos maiores poros e mais interligados, neste ponto o conteúdo de água na amostra decresceu de forma significativa. Conforme a sucção aumenta a condutividade continua a reduzir em função da redução da seção dos caminhos de passagem da água e da redução da interligação entre eles.

No ponto (d), a água encontra-se na forma de meniscos desconectados entre os grãos do solo, então admite-se que o fluxo líquido cessa e a água é transportada essencialmente pelo fluxo de vapor.

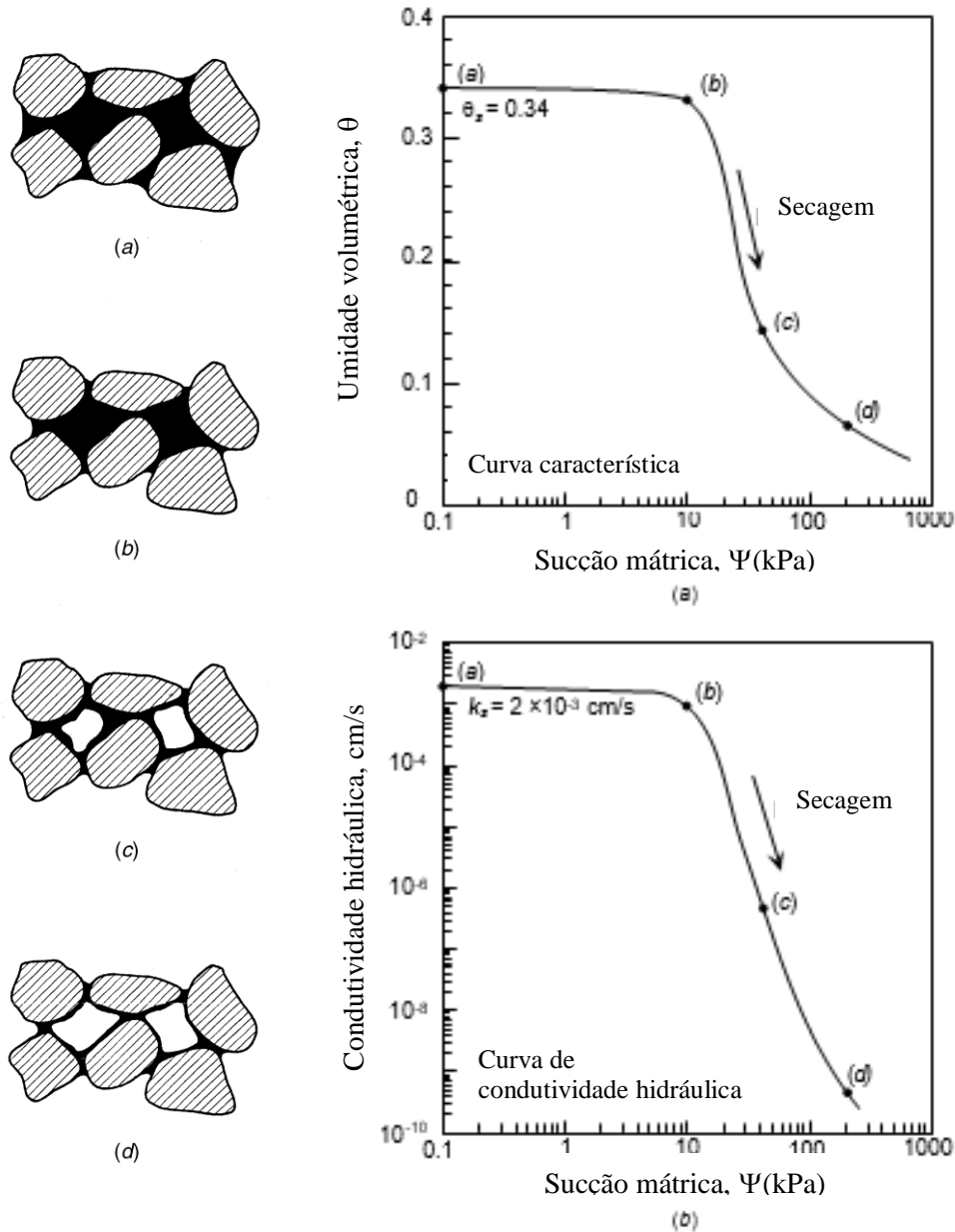


Fig. 2.8. Curva característica e curva de condutividade hidráulica em função da distribuição de água e ar no solo (adaptado de LU & LIKOS, 2004)

Segundo FREDLUND & RAHARDJO (1993) e BICALHO et al. (2007), o grande número de fatores que influenciam a condutividade torna este parâmetro de difícil obtenção, além disso demanda elevado tempo para execução e equipamentos específicos. Sua determinação pode ser realizada por técnicas diretas ou indiretas em laboratório ou

em campo. Os métodos diretos de laboratório podem ser divididos em dois grupo de acordo com o tipo de fluxo: estacionários ou permanentes (ex. carga constante e centrífuga) e transientes (ex. térmico e perfil instantâneo).

Na presente pesquisa, para obtenção das curvas de condutividade hidráulica não-saturada foi utilizado o HYPROP. No método desenvolvido por PETERS, A. & DURNER, W. (2008) e PETERS, A. *et al.* (2015) calculam-se os valores de condutividade hidráulica do solo a partir da taxa de evaporação, ou da diferença de peso, da amostra durante todo o procedimento de ensaio. As medidas resultam da variação de leituras dos dois tensiômetros que compõem o equipamento. Quando o tensiômetro superior indica uma umidade menor que a leitura do tensiômetro inferior, o equipamento assinala uma condutividade hidráulica baixa. Caso os dois tensiômetros indiquem valores semelhantes pode-se dizer que a condutividade é elevada.

De acordo com BICALHO et al. (2015), em virtude da dificuldade de obtenção da curva experimentalmente pode-se utilizar de métodos indiretos que são modelos matemáticos baseados em uma série de pontos da curva característica (umidade saturada e residual, sucção de entrada de ar e condutividade hidráulica saturada).

## 2.5. Mecânica dos pavimentos

Os conceitos de mecânica dos pavimentos instituído por MEDINA & MOTTA (2015) são também aplicáveis ao pavimento ferroviário. Assim, os autores apresentam a seguinte conceituação:

“A Mecânica dos Pavimentos é uma disciplina da engenharia civil que estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Faz-se o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, conhecidos os parâmetros de deformabilidade, geralmente com utilização de programas de computador. Verifica-se o número de aplicações de carga que leva [...] à ruptura por fadiga. Deve-se atentar também, para as deformações permanentes e para a ruptura plástica. Variações sazonais e diárias de temperatura e umidade do subleito e das camadas do pavimento podem ser consideradas na sua resposta às cargas do tráfego. Ensaio dinâmico ou de cargas repetidas dos solos do

subleito [...] e materiais granulares fornecem os parâmetros de deformabilidade necessários ao dimensionamento. Ensaio de campo, deflectometria, medições com sensores de força, deslocamento e temperatura, pesagens de veículos e avaliação de defeitos em pavimento completam o quadro de dados experimentais necessários à calibração dos modelos de desempenho estrutural. Estes se associam aos de desempenho funcional, os quais se referem a parâmetros de conforto e segurança, [...]. Novos materiais podem ser avaliados no comportamento estrutural do pavimento. Fazem-se previsões e o empirismo deixa de predominar, mas fica na dose certa.”

O dimensionamento de uma via permanente guiado à luz da mecânica dos pavimentos requer o cálculo de espessuras das camadas e a compatibilização dos materiais que as constituem. Portanto, a seleção adequada dos componentes da via demanda um conhecimento acurado de seus parâmetros de deformabilidade, para isso são necessários ensaios de laboratório que serão descritos adiante. De acordo com WERKMEISTER *et al.* (2001), o dimensionamento de pavimentos tem por objetivo encontrar a combinação mais econômica da espessura das camadas e os tipos de materiais, levando em consideração as propriedades do subleito e o tráfego que o pavimento irá escoar.

#### 2.5.1. Módulo de resiliência

O módulo de resiliência ou resiliente é uma das propriedades mecânicas que determinam o desempenho dos materiais a serem empregados nas camadas de pavimento. Ele é responsável por caracterizar a rigidez do solo submetido a aplicação de carregamento dinâmico, ou seja, quanto maior o módulo de resiliência maior será a sua resistência às deformações elásticas.

A aplicação da carga do rodeiro sobre o trilho gera um deslocamento vertical da estrutura que reflete a ação conjunta dos elementos que compõem a via. Segundo BERNUCCI *et al.* (2006), a cada solicitação duas parcelas de deslocamentos são verificadas, uma recuperável e a outra permanente, como pode ser visto na Fig. 2.9b. Quando realizada em laboratório, a quantificação destes deslocamentos é feita pela utilização do equipamento denominado de triaxial de carga repetida. A aplicação de carga durante o ensaio é de um

pulso com um tempo de duração de 0,1 segundo de carregamento e repouso de 0,9 segundo. O procedimento decorre da aplicação de dezoito pares de tensões, onde a tensão confinante ( $\sigma_3$ ) é dada pela pressão de ar dentro da câmara e a tensão solicitante ( $\sigma_1$ ) é medida por uma célula de carga (Fig. 2.9a). Assim, o módulo de resiliência - MR é dado pela expressão:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.4)$$

Onde:

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 =$  tensão desvio aplicada repetidamente no eixo axial, conforme indicado na Fig. 2.9a, MPa;

$\sigma_1 =$  tensão principal maior, MPa;

$\sigma_3 =$  tensão principal menor ou tensão de confinamento, MPa;

$\varepsilon_r =$  deformação específica axial resiliente (recuperável), mm/mm. Sendo:  $\varepsilon_r = \delta_r / L$ , ou seja, deslocamento recuperável ( $\delta_r$ ) pela altura ou espessura (L) do corpo de prova submetida às tensões.

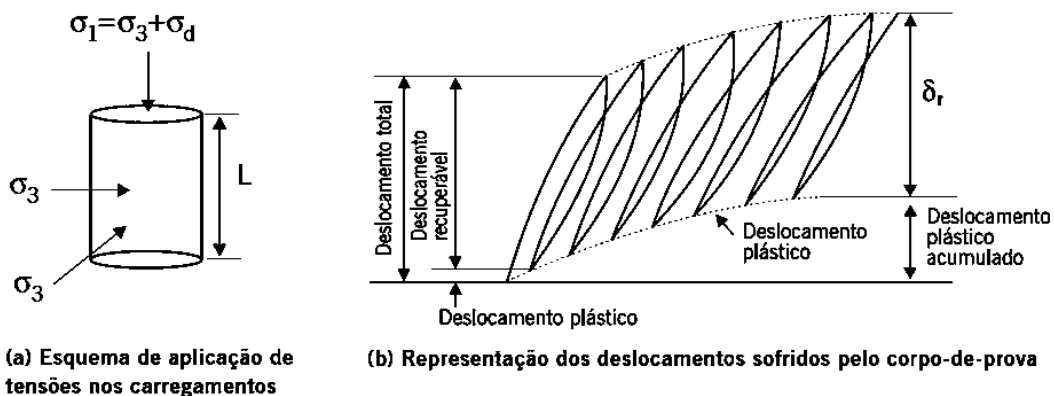


Fig. 2.9. Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida (BERNUCCI *et al.*, 2006)

Em termos de ordem de grandeza dos solos tropicais, os materiais estudados por BERNUCCI (1995) apresentam módulo de resiliência que variam de 150 a 1000 MPa de acordo com a energia de compactação e umidade de ensaio, isto para tensões principais da ordem de 200 a 300 kPa. Além disso, a autora complementa que um dos aspectos mais relevantes no comportamento dos solos lateríticos é a pequena diminuição do valor de módulo resiliente em laboratório após imersão do corpo de prova por quatro dias, independente da plasticidade do solo.

PARREIRA e GONÇALVES (2000) analisaram um solo denominado LG', quando classificado pela metodologia MCT, e constataram que o módulo do material aumenta com o incremento de sucção e diminui caso ocorra uma elevação no conteúdo de água.

SILVA (2009) avaliou a influência da oscilação do lençol freático no comportamento mecânico da estrutura de pavimento através da utilização de um modelo físico. Em seu estudo concluiu que a sucção e/ou teor de umidade afetam a deformabilidade das camadas, além de, em última análise, ser o fenômeno responsável pelos possíveis colapsos da estrutura.

TAKEDA (2006) estudou a influência da trajetória de umedecimento e secagem dos solos após a compactação no comportamento mecânico de rodovias do interior paulista. Pela gama de solos estudados, na trajetória de secagem ocorre o aumento do valor do módulo de resiliência e na trajetória de umedecimento este valor diminui.

#### 2.5.2. Deformação permanente

As irregularidades na geometria de uma via férrea podem vir a se tornar gatilho de uma série de movimentos oscilatórios dos veículos e esta interação veículo-via pode ter como produto final o desgaste demasiado dos componentes da via e dos veículos ou até mesmo levar a composição ao descarrilamento. Além disso, podem propiciar acúmulos locais de água deixando a plataforma mais elástica e novamente trabalhando contra a segurança operacional e conservação da via.

Um dos mecanismos responsáveis pelo desnivelamento da plataforma é a deformação permanente. Neste aspecto, a principal preocupação da ferrovia está voltada às camadas compostas por solo (sublastro, reforço e subleito), visto que estas são de difícil acesso para manutenção. Por este motivo é necessário quantificar ainda no período de projeto a contribuição de cada camada para a deformação plástica total do pavimento.

De acordo com LEKARP e DAWSON (1998), quando submetido a carregamento repetido o pavimento apresenta dois tipos de deformação: plástica (permanente ou não recuperável) e elástica (resiliente ou recuperável). A deformação de natureza plástica é uma pequena fração que compõe a deformação total, porém ao longo da passagem dos veículos ocorre o acúmulo gradual destes incrementos que podem levar o pavimento a

uma eventual falha. Assim, define-se por deformação plástica ou permanente a parcela da deformação total que não retorna à sua posição inicial quando solicitada pelo tráfego.

Existem diversos modelos de previsão do efeito cumulativo das deformações plásticas, dentre eles destaca-se, pela relevância histórica, o modelo de MONISMITH, C. L., OGAWA, N. & FREEME, C. R. (1975):

$$\varepsilon_p = A.N^B \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Onde,  $\varepsilon_p$  é a deformação permanente total, A e B são os parâmetros do modelo e N é o número de ciclos de aplicação de cargas.

Segundo GUIMARÃES *et al.* (2004), este é um modelo de fácil aplicação e apresenta boa correlação de  $\varepsilon_p$  com N, porém não é acurado para previsão com grande número de ciclos caso este número extrapole o que foi usado no ensaio, especialmente para o caso de o material apresentar acomodamento ou *shakedown*. Os autores propuseram a limitação desse modelo apenas até o número de ciclos correspondente ao ciclo de *shakedown*. A partir do ponto onde a taxa de acréscimo de deformação permanente total se torna nula, esta pode ser aproximada por uma reta com declividade muito pequena ou nula.

GUIMARÃES (2009) propôs um modelo para previsão de deformação permanente em solos tropicais, função do número de ciclos e do estado de tensões:

$$\varepsilon_p = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

Onde,  $\varepsilon_p$  é a deformação permanente,  $\sigma_3$  é a tensão confinante,  $\sigma_d$  é a tensão desvio, N é o número de aplicações cíclicas de carga,  $\rho_0$  é a pressão atmosférica e  $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ,  $\psi_3$  e  $\psi_4$  são parâmetros de regressão estatística.

Segundo MEDINA & MOTTA (2015), a proposta de Guimarães é muito mais adequada que o modelo de Monismith visto que inclui o estado de tensões e presta-se ao dimensionamento mecânico-empírico.

Um modelo de deformação permanente para solos tropicais é importante devido à necessidade de adequação dos métodos de dimensionamento tradicionais, visto a

crescente demanda de transporte de carga que resulta no aumento da carga por eixo, do número de trens ou no tamanho do trem.

De acordo com TUTUMLUER & PAN (2008) e GUIMARÃES (2009), a deformação plástica e a resistência ao cisalhamento estão diretamente associadas. Assim sendo, quando o material é submetido à ação do tráfego dos veículos, as forças cisalhantes atuantes nos pontos de contato do solo podem ultrapassar a resistência por atrito do material e a deformação da camada será o resultado do deslocamentos relativos (rearranjo dos grãos), quebra das partículas e da distorção. Por este motivo, os fatores que reduzem a resistência ao cisalhamento aumentam as deformações permanentes.

Conforme LEKARP *et al.* (2000) e GUIMARÃES (2009) os principais fatores que afetam a deformação permanente são: (i) Tensão: estado de tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda e história de tensões; (ii) Carregamento: magnitude, número de aplicação de carga, duração, frequência e sequência de carga; (iii) Umidade: permeabilidade do material, grau de saturação e poro-pressão; e (iv) Agregado: tipo de agregado, forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos.

DELGADO (2012) refere-se à deformação permanente como a principal preocupação do projetista quando se trata do emprego de solos em camadas de sublastro.

Para LEKARP & DAWSON (1998) a previsão do desempenho é de grande valia para analisar se um determinado pavimento experimentará acumulação progressiva de deformação permanente ou se este aumento cessará, resultando em uma resposta estável e totalmente resiliente.

GUIMARÃES & MOTTA (2002) apresentam um estudo sobre o comportamento mecânico de uma laterita da região metropolitana de Brasília usando o ensaio triaxial de carga repetida. Nesta pesquisa pode-se verificar que o material estudado apresenta baixa deformação permanente, tende atingir a condição de *shakedown*, além do aumento do módulo resiliente ao longo do ensaio de cargas repetidas. Ou seja, comportamento altamente desejável para emprego deste tipo de material em pavimentos.

### 2.5.3. Teoria do *shakedown*

*Shakedown* é o termo utilizado para designar a estabilização ou acomodamento das deformações permanentes após um determinado número de ciclos de aplicação de carga. Na prática, almeja-se que o pavimento acumule pouca ou nenhuma deformação permanente durante sua vida útil. Deste modo, em obras de pavimentação, este conceito é de grande valia para verificar se a deformação permanente irá conduzir o material selecionado à ruptura ou tenderá à estabilização (GUIMARÃES, 2001; WERKMEISTER, 2003).

O conceito da teoria do *shakedown* pode ser utilizado para determinar o comportamento a longo prazo da superfície do pavimento. O pressuposto básico do conceito é que existem quatro categorias de resposta do material sob carregamento repetido: puramente elástico, *shakedown* elástico, *shakedown* plástico e colapso incremental, como pode ser verificado na Fig. 2.10 (WERKMEISTER *et al.*, 2001 e COLLINS & BOULBIBANE, 2000).

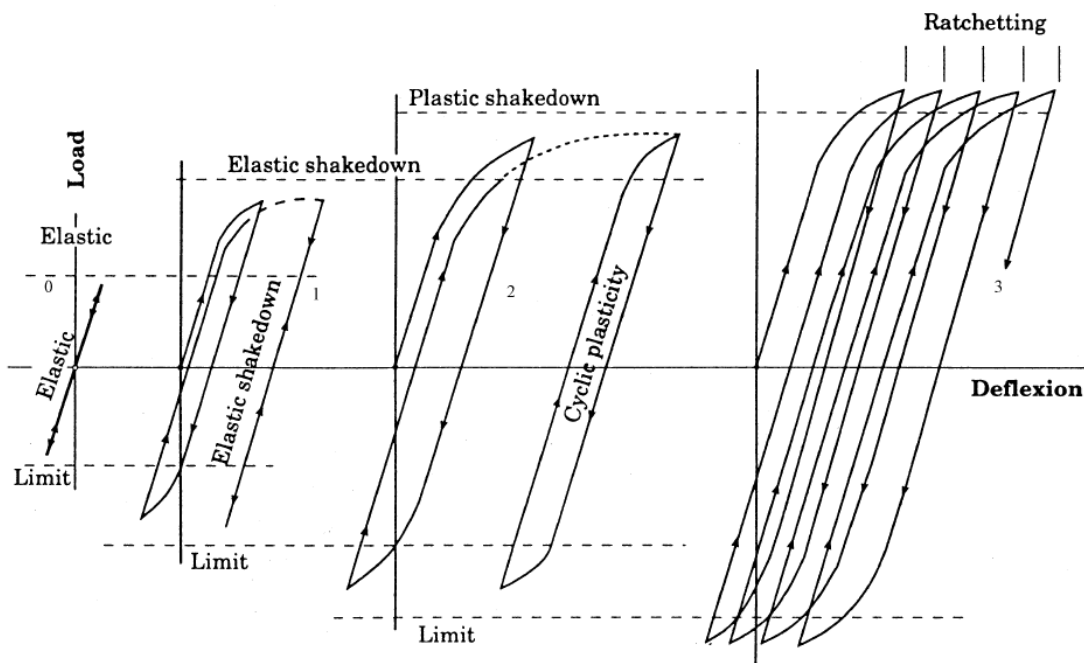


Fig. 2.10. Quatro tipos de respostas de um solo submetido a carregamento cíclico. JOHNSON (1986, *apud.* WERKMEISTER 2003).

De acordo com GUIMARÃES (2009), para os materiais de pavimentação não foi verificado na literatura uma resposta puramente elástica, visto que, mesmo para aplicação de estados de tensões baixos ocorrem deformações plásticas. Também não há registro de *shakedown* plástico para os materiais utilizados na construção de pavimentos. Já o

colapso incremental pode vir a ocorrer, porém para aplicações de carga superiores àquelas as quais o material será submetido nas condições de campo. Segundo o autor, a condição mais comum quando se trata de materiais de pavimentação é o *shakedown* elástico. Isto significa que o material apresenta deformações permanentes até um valor limite de número de aplicações de cargas, a partir do qual passa a trabalhar em um regime elástico.

Segundo GUIMARÃES (2009), “a condição de acomodamento das deformações plásticas está diretamente associada ao surgimento de tensões residuais, mais precisamente a um campo auto-equilibrado de tensões residuais que surge em materiais submetidos à ação de cargas repetidas, e que passa a interagir com o carregamento aplicado. As tensões residuais tendem a aumentar ao longo do tempo, diminuindo o efeito da carga aplicada em cada ciclo de carregamento, até que a tensão atuante no material não atinja a condição de escoamento plástico, e o material apresente apenas deformações elásticas.”

A Fig. 2.11 mostra os dados do Granodiorito estudado por WERKMEISTER *et al.* (2001). O gráfico foi traçado pelo método proposto por DAWSON e WELLNER (1999, *apud* WERKMEISTER *et al.*, 2001), ou seja, a taxa de deformação permanente vertical *versus* deformação permanente acumulada. Os autores identificaram três tipos de comportamento da deformação permanente usando ensaios triaxiais de cargas repetidas (WERKMEISTER *et al.*, 2001 e WERKMEISTER, 2003):

Faixa A – *Shakedown* plástico: o material apresenta deformações plásticas até um número finito de aplicação de carga, que pode ser chamado de período de pós compactação, a partir deste ponto a resposta do material é puramente resiliente e não haverá contribuições da camada para a deformação permanente do pavimento. Esta faixa corresponde ao *shakedown* ou acomodamento plástico, a condição é atingida quando a taxa de deformação permanente for da ordem de  $10^{-7}$  (x 0,001 m) por ciclo de aplicação de carga. Além disso, as curvas apresentam um formato aproximadamente vertical.

Faixa C – Colapso incremental: as deformações plásticas apresentam incremento progressivo ao longo das aplicações de carga e a taxa de deformação diminui lentamente. Este comportamento resultaria na falha do sistema e por este motivo não deve aparecer em um pavimento bem projetado. A concavidade das curvas voltadas para cima indicam uma deformação permanente crescente.

Faixa B – Resposta intermediária: durante os primeiros ciclos de aplicação de carga o alto nível da taxa de deformação plástica diminui e se torna quase constante, porém pode apresentar um acréscimo de deformação nos ciclos finais do ensaio. Esta faixa é caracterizada por tender a estabilizar as taxas de acréscimo de deformação permanente, mas não atingir a taxa de  $10^{-7}$  m/ciclo.

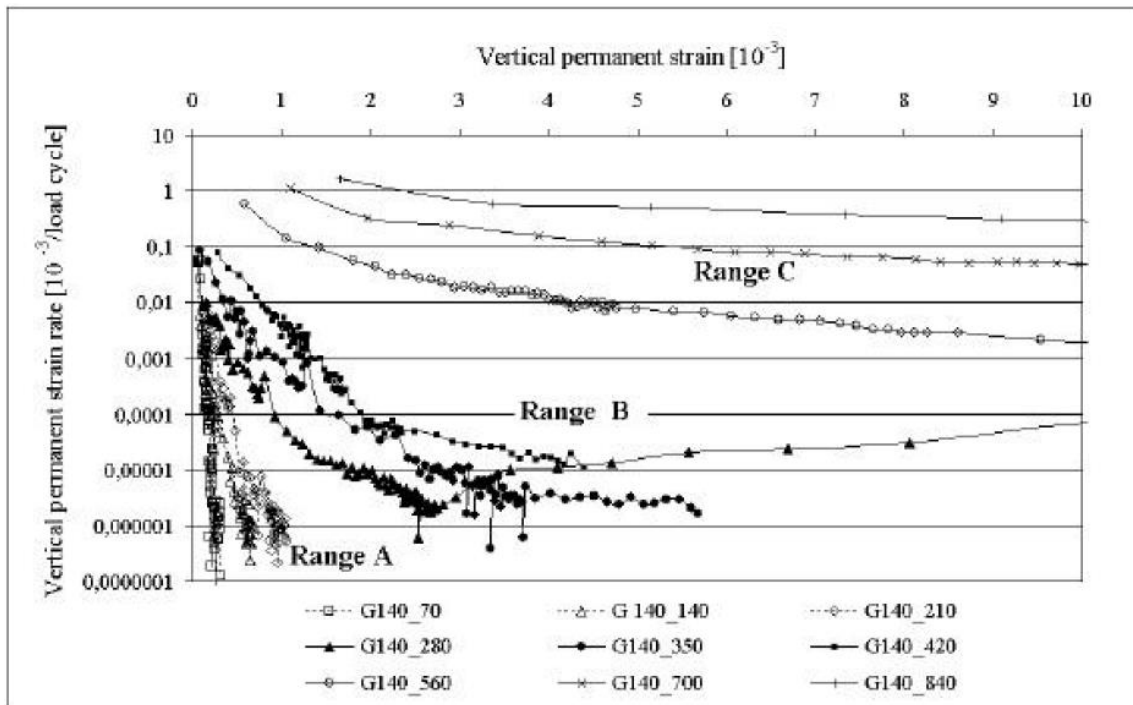


Fig. 2.11. Faixas de comportamento da deformação permanente (WERKMEISTER *et al.*, 2001).

GUIMARÃES (2009) identificou um quarto comportamento quanto a deformação permanente ( $E_p$ ) e o intitulou como AB (Fig. 2.12). Neste, a taxa de acréscimo das deformações são elevadas nos primeiros ciclos de aplicação de carga mas tendem a atingir a taxa de  $10^{-7}$  ( $\times 10^{-3}$  m/ciclo de carga) no final do carregamento. OSTEN (2012) também identificou este comportamento para os solos estudados pela autora.

De acordo com COLLINS & BOULBIBANE (2000) e WERKMEISTER (2003), para fins de dimensionamento de pavimentos é necessário conhecer o nível máximo de carga associada a uma resposta resiliente e assim, não excede-lo. O “limite de *shakedown*” pode ser entendido como o nível de carregamento crítico que separa as duas respostas cruciais da estrutura quando solicitada, independentemente do número de aplicações de carga: (i) resposta final puramente elástica (reversível); e (ii) resposta sempre plástica (irreversível), falha eminente.

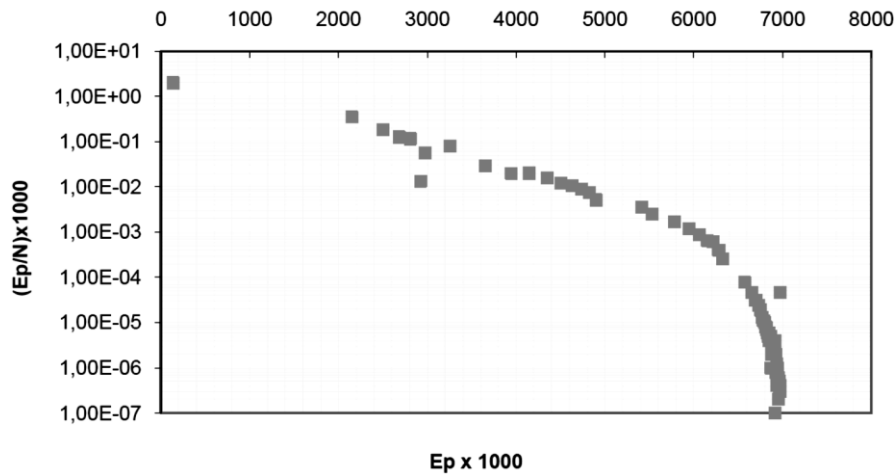


Fig. 2.12. Forma da curva  $E_p \times E_p/N$  - comportamento AB (OSTEN, 2012).

WERKMEISTER (2003) estabeleceu uma equação matemática para a delimitação das faixas A, B e C para os materiais estudados (Eq. 2.7). Desta forma, é possível conhecer o comportamento do material mesmo para os estados de tensões não ensaiados.

$$\sigma_{1max} = \alpha \left( \frac{\sigma_{1max}}{\sigma_c} \right)^\beta \quad (\text{Eq. 2.7})$$

Onde  $\sigma_{1m\acute{a}x}$  é a tensão axial total,  $\sigma_c$  é a tensão confinante e,  $\alpha$  e  $\beta$  são constantes experimentais. Segundo WERKMEISTER (2003), ao utilizar a equação 2.13 é possível deduzir o limite de *shakedown* mesmo para baixos níveis de tensão, como pode ser visto na Fig. 2.13.

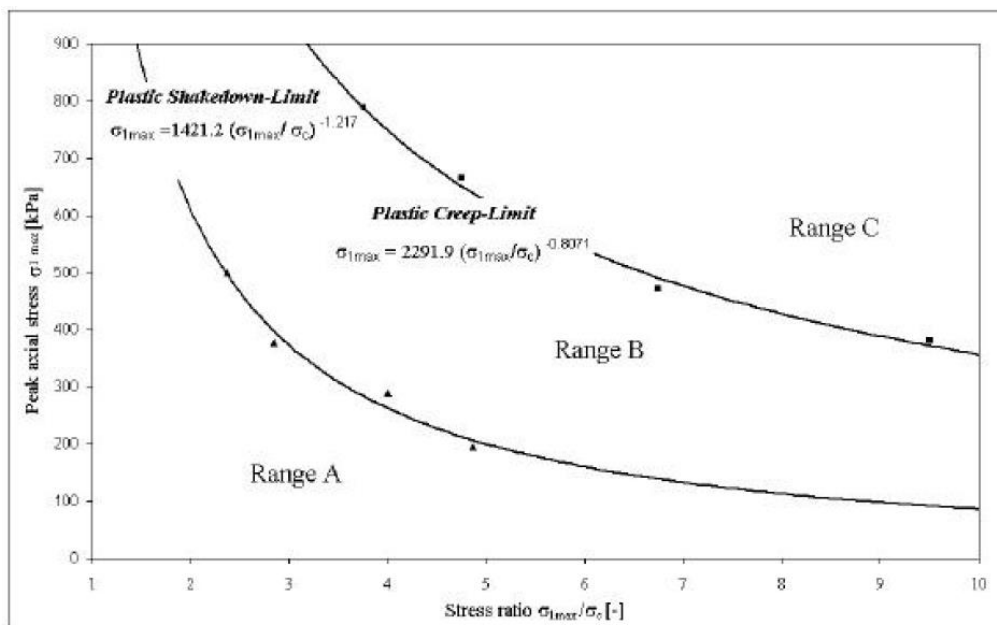


Fig. 2.13. Limite das zonas A, B e C para o Granodiorito. (WERKMEISTER, 2003).

---

## Capítulo 3: MATERIAIS E MÉTODOS

---

### 3.1. Introdução

A presente pesquisa está inserida no projeto intitulado como “Revisão dos Critérios de Projeto da Via Permanente”, fruto do convênio Vale S.A. e IME. O projeto foi destinado a rever os critérios de seleção de materiais e de dimensionamento utilizados atualmente pela engenharia ferroviária. Fazem parte de seu escopo as dissertações de mestrado de SILVA (2015), “Utilização do lastro ferroviário degradado como material de pavimentação” e SOUSA (2016), “Análise geotécnica de solos tropicais de ocorrência ao longo da Estrada de Ferro Carajás para uso como camadas de pavimento ferroviário”.

Segundo SOUSA (2016), a fase inicial do plano de trabalho do convênio deu-se pela seleção tátil-visual das amostras em campo visando coletar solos que, de acordo com as metodologias tradicionais, não atenderiam as especificações de projeto, entretanto que apresentam bom comportamento quando avaliado por métodos mais modernos. Foram extraídas 53 amostras de solos ao longo da Estrada de Ferro Carajás, dentre estas, três materiais foram selecionados para compor o presente trabalho, além da adição de um material complementar cuja jazida localiza-se na BR-163 no estado do Pará.

SILVA FILHO *et al.* (2018) apresentam o primeiro trecho ferroviário brasileiro cujo sublastro foi executado com solo arenoso fino laterítico, denominado pelo método de classificação MCT como pertencente ao grupo de comportamento LA'. O trecho teste foi construído no pátio compartilhado pela VLi e a Vale S.A em Açailândia no Maranhão. O material utilizado na execução deste sublastro também compõe esta dissertação e está aqui nomeado como amostra 1.

As principais preocupações ao que se trata do uso desse tipo de material, com alto teor de finos, estão associadas à deformação permanente e ao comportamento do material frente à ação das águas pluviais (variação da umidade e sucção). Desta forma, a metodologia aplicada na presente pesquisa consiste na obtenção de dados experimentais de quatro amostras de solo, sendo elas destinadas à análise da aplicabilidade de solos tropicais, finos e pedregulhosos, como materiais de sublastro, do ponto de vista mecânico (deformação

permanente e módulo resiliente) e hidráulico (curva característica e condutividade hidráulica).

Neste capítulo são apresentadas informações referentes aos materiais e aos procedimentos de ensaio utilizados. O fluxograma a seguir mostra um esquema do programa experimental adotado para este estudo (Fig. 3.1).

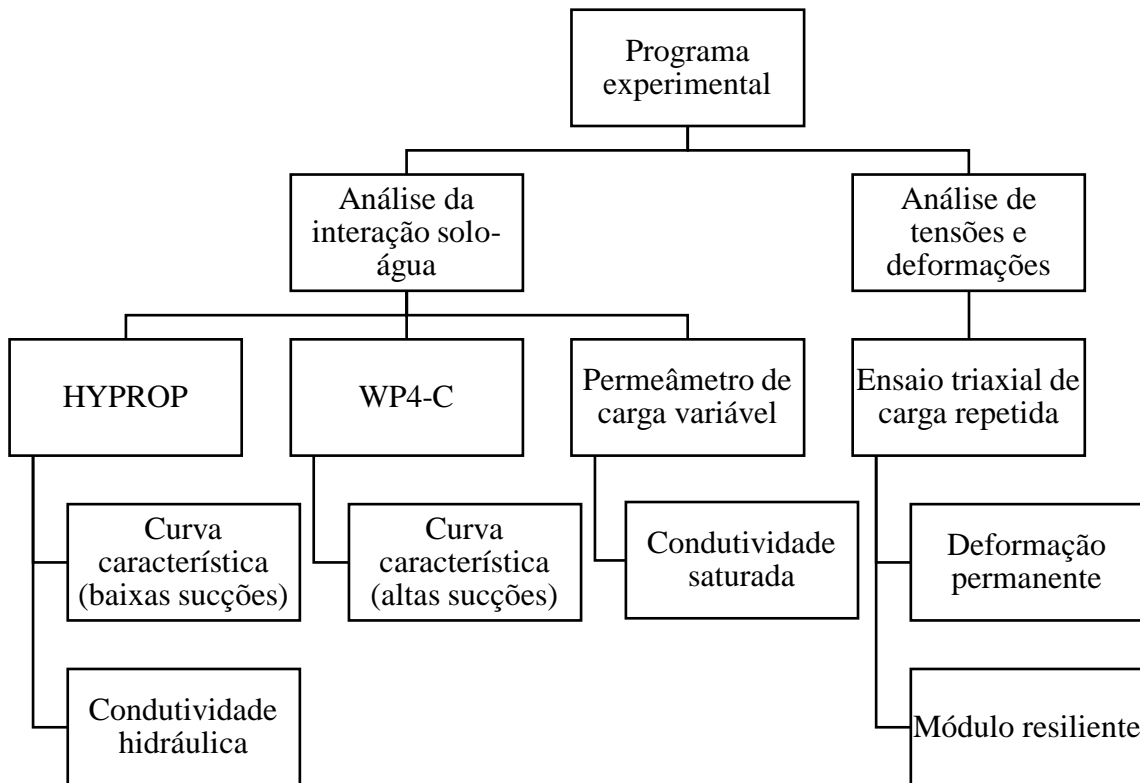


Fig. 3.1. Fluxograma do programa experimental utilizado nesta pesquisa.

### 3.2. Materiais selecionados

Com o objetivo de obter um diagnóstico inicial dos solos selecionados foram realizados ensaios de caracterização geotécnica. Neste primeiro momento realizaram os seguintes ensaios e suas respectivas normas: (i) Determinação do limite de liquidez – NBR 6459:1984; (ii) Determinação da massa específica - NBR 6508:1984; (iii) Determinação do limite de plasticidade – NBR 7180:1984; (iv) Análise granulométrica – NBR 7181:1984; (v) Ensaio de compactação – NBR 7182:1986. Além disso, foram utilizados resultados da classificação MCT (Miniatura Compactado Tropical) obtidos por SOUSA (2016). As amostras estudadas serão descritas detalhadamente nas próximas seções.

### 3.2.1. Amostra 1: LA'

A amostra 1, referenciada como amostra 34 no trabalho de SOUSA (2016) e também utilizada no trecho teste supracitado, é um solo fino de coloração amarela que em campo apresenta trincamento natural em blocos, comportamento verificado na Fig. 3.2a. A jazida explorada está localizada à margem da estrada vicinal do pátio da Vale em Açailândia/MA. O aspecto do material *in situ* pode ser observado na Fig. 3.2b.



Fig. 3.2. (a) Trincamento *in situ* do material (b) Aspecto geral do material no momento da coleta - LA' (GUIMARÃES & SANTANA, 2014).

Os resultados da caracterização geotécnica estão expostos na Fig. 3.3 e nas Tab. 3.1 e 3.2. Os resultados apresentados, do ponto de vista exclusivamente textural, indicam que a amostra trata-se de uma areia fina argilosa que apresenta uma curva granulométrica mal graduada. Cabe aqui ressaltar que por seguir as orientações da norma técnica citada este ensaio foi realizado com o uso de defloculante, prática esta que deve ser vista com ressalva quando trata-se de solos lateríticos como mostram os estudos orientados pelo professor emérito da COPPE/UFRJ, Willy Lacerda.

Tab.3.1. Composição granulométrica da amostra 1 deste estudo.

Composição Granulométrica (%) - (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
36	9	26	25	4	0

A Tab. 3.2 apresenta os dados de compactação e os índices físicos obtidos para esta amostra. A partir destes resultados o material pode ser encaixado nas seguintes

classificações tradicionais: (i) A-4: solo siltoso, cujo comportamento como material de subleito varia de “sofrível a mau” segundo a tabela HRB - *Highway Research Board* (atualmente TRB - *Transportation Research Board*) e (ii) SM-SC: Areia Siltosa - Areia Argilosa, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS ou *Unified Soil Classification System* – USCS.

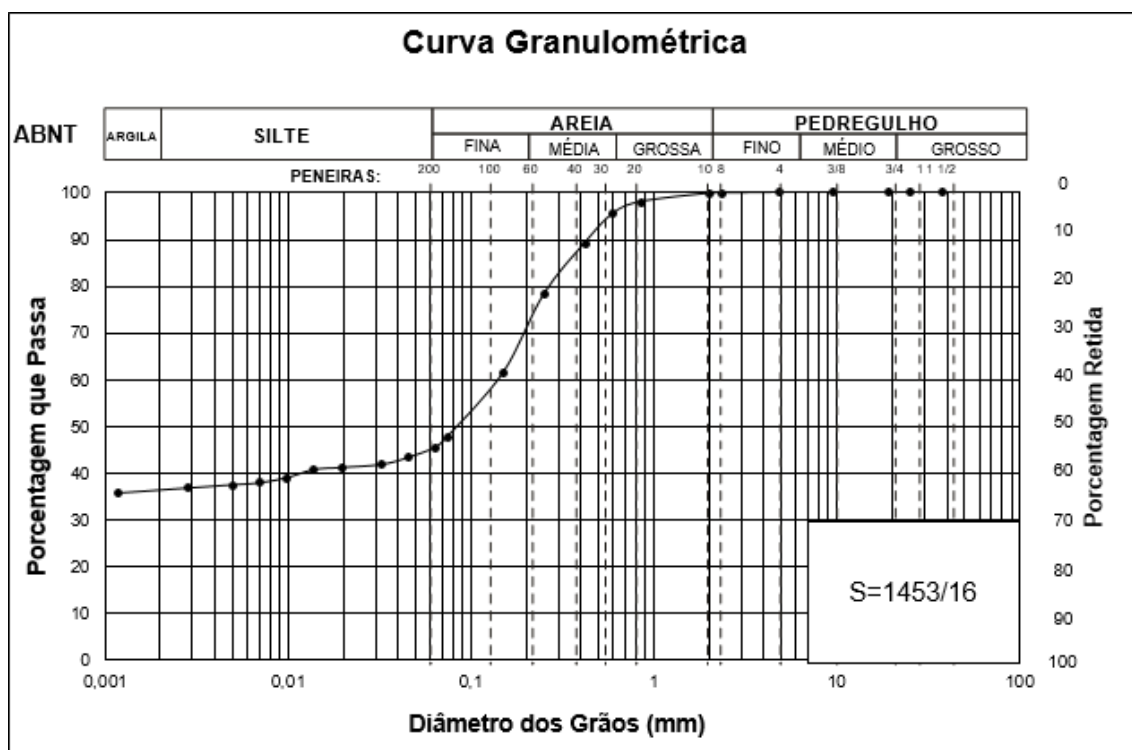


Fig.3.3. Curva granulométrica da amostra 1 denominada LA'.

Procedimentos mais modernos indicam a metodologia MCT como uma opção mais adequada para a classificação e seleção de materiais de pavimentação. SOUSA (2016) aplicou o referido método na amostra 1 e mostrou que esta enquadra-se na categoria LA', solo arenoso laterítico. O comportamento típico dos solos pertencentes a este grupo pode ser descrito como: (i) capacidade de suporte: alta a muito alta, (ii) perda de suporte por embebição: baixa, (iii) expansão: baixa, (iv) contração: baixa a média, (v) permeabilidade: baixa e (vi) plasticidade: baixa a média.

Tab. 3.2. Caracterização geotécnica da amostra 1 (LA') pelos ensaios tradicionais.

Compactação			Índices físicos			
Energia	W <sub>ót</sub> (%)	ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	LL (%)	LP (%)	IP (%)
INTERMEDIÁRIA	11,7	1,94	2,667	22	15	7

### 3.2.2. Amostra 2: LA

A Fig. 3.4 mostra o talude de origem da amostra 2 e o seu aspecto após preparada para ensaio. Em um primeiro contato identificou-se um solo de coloração alaranjada, de textura fina, com linhas de seixo e de difícil escavação (SOUSA, 2016). No trabalho da autora mencionada, pode-se encontrar dados complementares da amostra, onde encontra-se nomeada como AM-48.



Fig. 3.4. (a) Aspecto do talude de origem da amostra LA (GUIMARÃES & SANTANA, 2014). (b) Material pronto para ensaio.

Quanto à granulometria, o material é identificado como uma areia média argilosa de curva granulométrica bem graduada, as curva e as porcentagens de cada porção que a compõe podem ser verificadas na Fig. 3.5 e Tab. 3.3.

Tab. 3.3. Composição granulométrica da amostra 2 (LA).

Composição Granulométrica (%) - (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
16	7	29	38	5	5

De acordo com os dados apresentados na Tab. 3.4, a amostra 2 é classificada por meio das metodologias tradicionais como: (i) TRB: A-2-6 – Areia siltosa, cujo comportamento como material de subleito é considerado “excelente a bom” e (ii) SUCS: SC - Areia Argilosa.

SOUSA (2016) através da aplicação da metodologia MCT na amostra 2 caracterizou esta como um solo do tipo LA, areia laterítica. O que se espera de solos pertencentes a este

grupo são as seguintes características: (i) capacidade de suporte: alta, (ii) perda de suporte por embebição: baixa, (iii) expansão: baixa, (iv) contração: baixa, (v) permeabilidade: média a baixa e (vi) plasticidade: NP (Não Plástica) a baixa. O método é indicado para materiais com 100% passante na peneira de nº. 10 (2mm), entretanto a quantidade de material retido nesta é muito pequena, apenas 5%, assim considerou-se aplicar a metodologia MCT.

Tab. 3.4. Caracterização geotécnica da amostra 2 (LA) pelos ensaios tradicionais.

Compactação			Índices físicos			
Energia	W <sub>ót</sub> (%)	ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	LL (%)	LP (%)	IP (%)
NORMAL	10,8	1,99	2,655	16	NP	NP

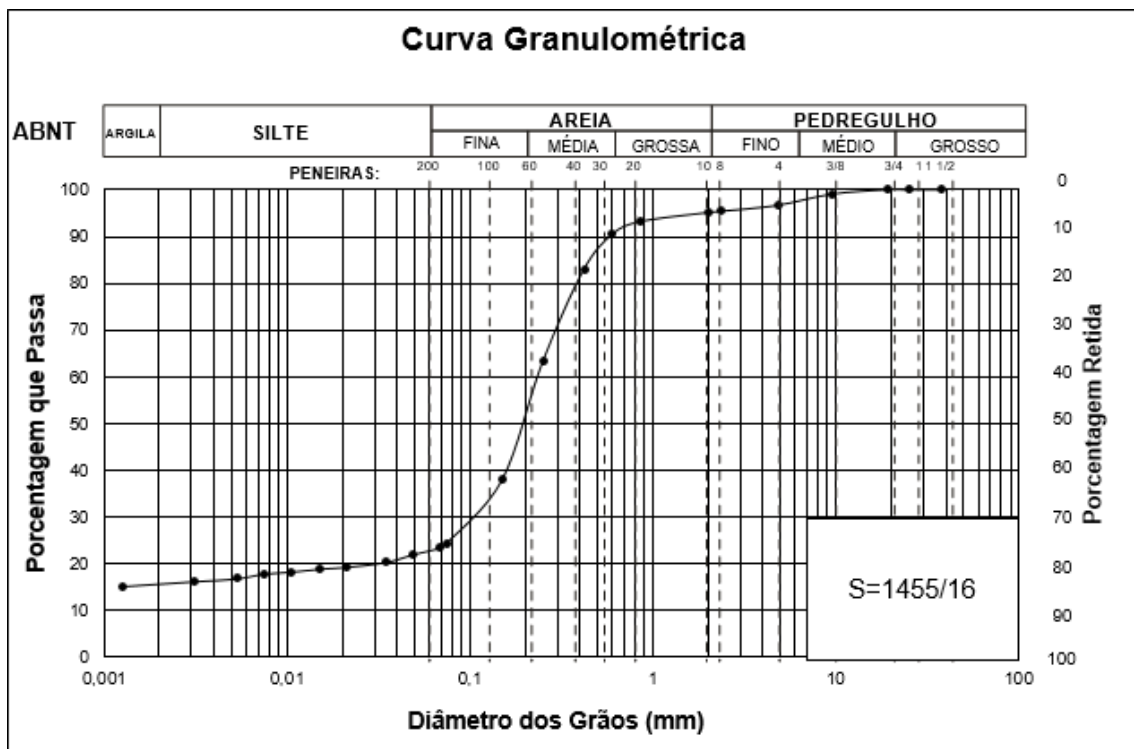


Fig. 3.5. Curva granulométrica da amostra 2 denominada LA.

### 3.2.3. Amostra 3: NA'

Segundo SOUSA (2016), o talude do qual esta amostra foi extraída apresenta estratificações que resultaram em duas amostras distintas em seu trabalho. Dentre elas o material identificado como 51A (solo fino rosa) é objeto de estudo da presente pesquisa e aqui foi nomeado como amostra 3. O aspecto da jazida e o material pronto para ser ensaiado podem ser verificados na Fig. 3.6.



Fig. 3.6. (a) Aspecto do talude de origem da amostra NA' (GUIMARÃES & SANTANA, 2014). (b) Material pronto para ensaio.

A análise granulométrica do material indica uma areia fina siltosa de curva granulométrica mal graduada. A curva e as porcentagens de cada porção que compõe a amostra podem ser verificadas na Fig. 3.7 e Tab. 3.5.

Tab. 3.5. Composição granulométrica da amostra 3 (NA')

Composição Granulométrica (%) - (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
6	8	73	13	0	0

De acordo com os dados apresentados na Tab. 3.6, a amostra 3 é classificada por meio das metodologias tradicionais como: (i) TRB: A-4 - Solo siltoso, cujo comportamento como material de subleito varia de “sofrível a mau” e (ii) SUCS: SM - Areia Siltosa.

Tab. 3.6. Caracterização geotécnica da amostra 3 (NA') pelos ensaios tradicionais.

Compactação			Índices físicos			
Energia	W <sub>ót</sub> (%)	ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	LL (%)	LP (%)	IP (%)
NORMAL	15,4	1,74	2,646	NL	NP	NP

A amostra 3 é classificada pela metodologia MCT como um solo do tipo NA', areia siltosa, segundo SOUSA (2016). O que se espera de solos pertencentes a este grupo são as seguintes características: (i) capacidade de suporte: alta, (ii) perda de suporte por embebição: baixa, (iii) expansão: baixa, (iv) contração: baixa a média, (v) permeabilidade: baixa e (vi) plasticidade: baixa a NP.

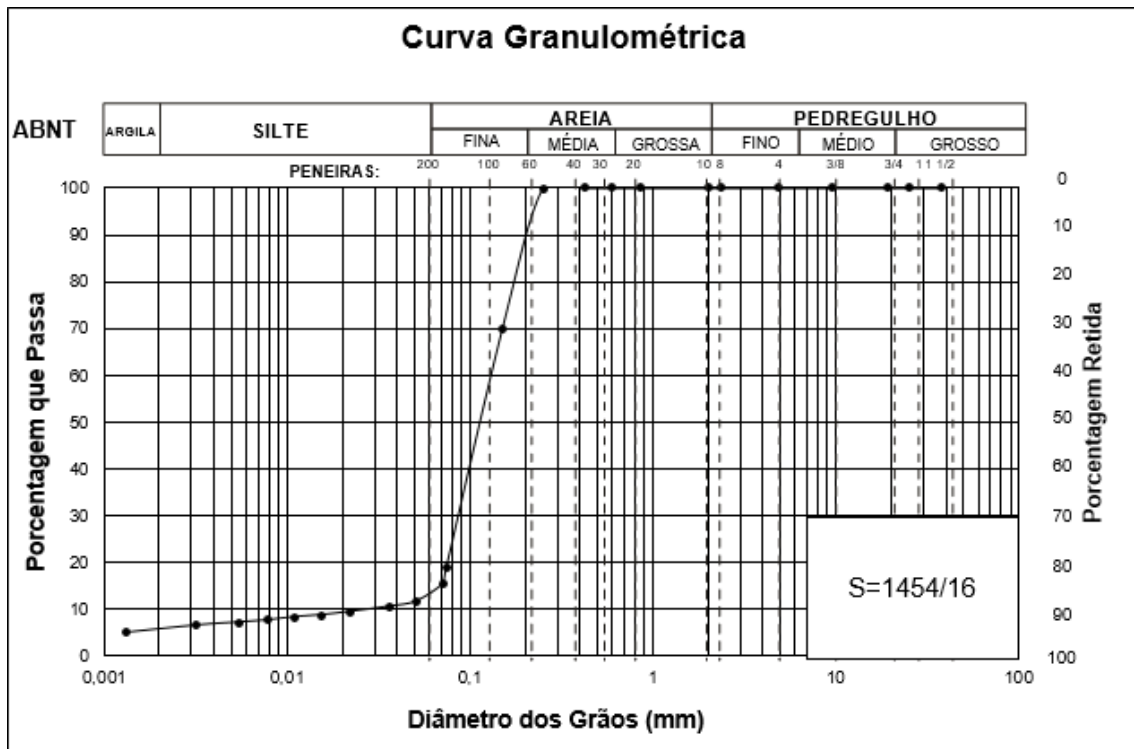


Fig. 3.7. Curva granulométrica da amostra 3 denominada NA'.

#### 3.2.4. Amostra 4: LAT

A amostra 4 trata-se de uma concreção laterítica ferruginosa ou laterita. O material foi coletado na BR-163 no estado do Pará e sua seleção para esse estudo se deve pela existência de alguns trechos executados com sublastro composto por este tipo de solo, por exemplo ao longo da EFC. Como este é um material complementar, que não faz parte da parceria IME-VALE, não há fotos da jazida do qual ele foi extraído. Entretanto, o aspecto deste material pode ser verificado na Fig. 3.8.



Fig. 3.8. Material pronto para ensaio - LAT.

As características granulométricas estão mostradas na Tab. 3.7 e Fig. 3.9. Portanto, quanto à granulometria, o material é considerado um pedregulho argiloso com uma curva mal graduada.

Tab. 3.7. Composição granulométrica da amostra 4 (LAT).

Composição Granulométrica (%) - (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
31	5	9	8	6	41

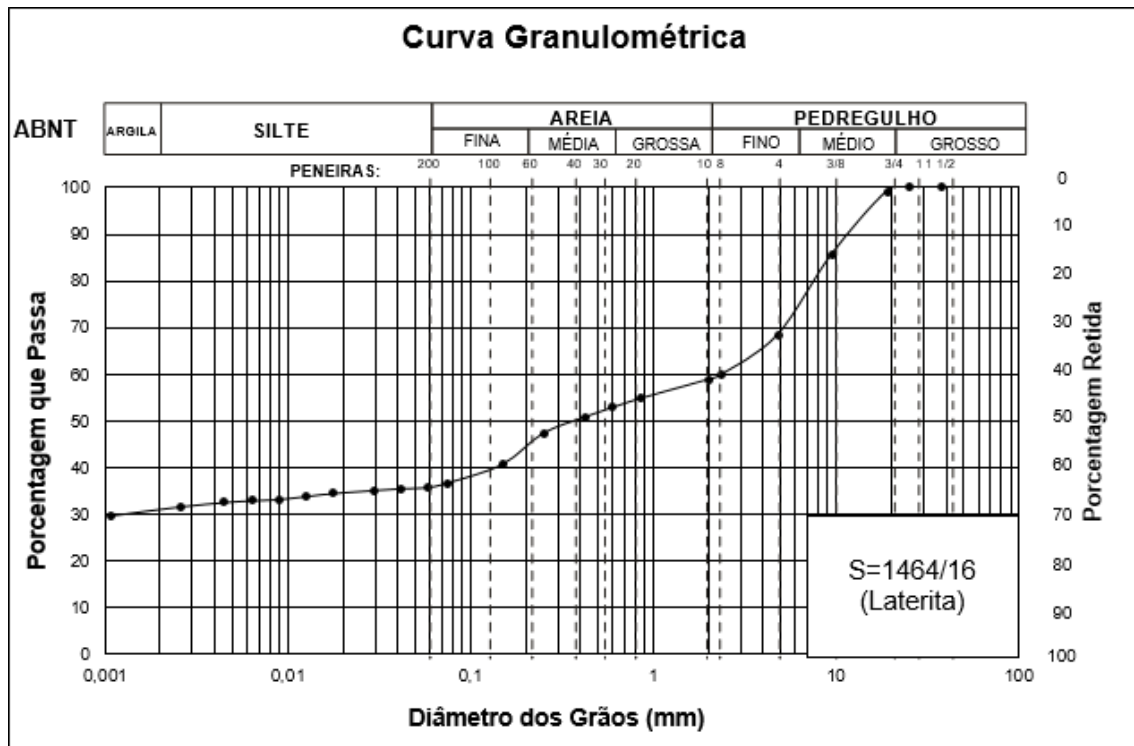


Fig. 3.9. Curva granulométrica da amostra 4 denominada LAT

De acordo com os dados apresentados na Tab. 3.8, amostra 4 é classificada por meio das metodologias tradicionais como: (i) TRB: A-7-6 - Solo argiloso, cujo comportamento como material de subleito é considerado “sofrível a mau” e (ii) SUCS: SC - Areia argilosa. Os sistemas se mostraram ineficientes, visto que o material apresenta uma quantidade considerável de pedregulho.

Tab. 3.8. Caracterização geotécnica da amostra 4 (LAT) pelos ensaios tradicionais.

Compactação			Índices físicos			
Energia	$W_{ót}$ (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	G <sub>s</sub>	LL (%)	LP (%)	IP (%)
INTERMEDIÁRIA	14,0	1,97	2,878	44	17	27

Segundo SANTOS (1998), a classificação MCT não se mostra eficaz para caracterizar a fração fina (que passa na peneira de nº. 10, malha de 2,0 mm) dos solos lateríticos pedregulhosos. Logo, a amostra 4 não foi classificada segundo esta metodologia.

### 3.2.5. Considerações finais

Quanto aos critérios de seleção de materiais é de uso comum na pavimentação ferroviária a utilização das recomendações das obras de STOPATTO (1987) e BRINA (1988). NABAIS *et al.* (2014) e a instrumentação de serviço do DNIT:ISF-212 (2015) apresentam critérios mais recentes, mas mesmo estas publicações utilizam ainda para seleção de materiais: a granulometria, o CBR e os índices físicos. A DNIT:ISF-212 (2015) possui parâmetros um pouco mais flexíveis para os solos lateríticos que por esse motivo serão aqui apresentados. As principais características requeridas para que o material possa ser empregado como camada de sublastro são:

- Granulometria: deverá se enquadrar numa das faixas A, B, C, D ou F da AASHO segundo o método DNER-M 80-64;
- Índice de suporte Califórnia – ISC ou CBR mínimo de 20 (medido pelo ensaio de CBR, determinado segundo o método DNER-ME-49-94 e com a energia de compactação, Proctor Intermediário, definida pelo método DNER-ME-162-94;
- O agregado retido na peneira nº 10 deve ser constituído de partículas duras e duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, isento de matéria vegetal ou outra substância prejudicial;
- A percentagem do material que passa na peneira nº 200 (0,074), não poderá superar 2/3 da percentagem que passa na peneira nº 40 (0,42mm).
- Limite de liquidez – LL máximo de 25%.
- Índice de plasticidade – IP máximo de 6%.
- Expansão máxima de 1%;
- Índice de grupo – IG igual a zero;
- No caso de solos lateríticos (identificados pelas relações sílica-alumina e sílica-sesquióxidos, DNER-ME 030/94):
  - Expansão máxima de 0,5% no ensaio de CBR;
  - Limite de liquidez – LL máximo 40%;
  - Índice de plasticidade – IP máximo de 15%.

Assim, pelo uso do referido documento normativo e dos resultados apresentados na seção 3.2, nenhum dos solos estudados possuem as características necessárias para compor uma camada de sublastro. Desta forma, faz-se necessário uma avaliação mais detalhada desses materiais com o objetivo de contribuir para elaboração de métodos mais adequados de seleção de materiais para pavimentação ferroviária.

### 3.3. Métodos utilizados nesta pesquisa

A metodologia da pesquisa foi dividida em dois grupos de ensaios, o primeiro voltado à análise da interação solo-água no pavimento ferroviário. O outro, visando a análise de tensões e deformações englobando ensaios necessários para o entendimento do comportamento mecânico do material.

#### 3.3.1. Análise da interação solo-água

##### 3.3.1.1. Preparo das amostras

Devido aos diversos fatores físicos e eletroquímicos que influenciam o formato da curva característica, o procedimento de preparação das amostras tentou ser o mais fiel o quanto possível à condição que o material se encontrará em campo.

O primeiro passo consiste no preparo e na compactação do material segundo as instruções da norma de determinação da deformação permanente, em consulta pública DNIT/2017-IE, exceto pela granulometria adotada. Neste estudo, optou-se por descartar o material retido nas peneiras com abertura igual ou superior a 2 mm, isto porque a presença de partículas de grande dimensão podem danificar o equipamento (HYPROP). Além disso, em uma abordagem simplificada, acredita-se que a fração fina é responsável por comandar o comportamento do solo quanto à sucção.

A compactação foi realizada com o auxílio de um equipamento mecânico automático e o procedimento seguiu as orientações da norma supracitada. Após este procedimento obtém-se o corpo de prova de dimensões 10 x 20 cm a partir do qual se extraiu dois novos CPs, um direcionado ao ensaio de permeabilidade (7 x 7 cm) e outro para o HYPROP (8 x 5 cm). Dois procedimentos foram necessários para a extração das amostras em função de suas características diferentes, que são descritos a seguir.

O WP4-C não demandou nenhum tipo de preparo preliminar das amostras. Os equipamentos HYPROP e WP4-C serão melhor descritos à frente.

#### Procedimento 1: NA' e LA

O processo de compactação destes materiais dá origem a corpos de prova extremamente sensíveis ao manuseio, por este motivo a extração das amostras nesses materiais foi realizada de maneira manual e o processo encontra-se descrito a seguir:

- i. Posicionar o amostrador no centro do CP – Fig. 3.10a;
- ii. Aplicar uma pequena força manual sobre o molde para que ocorra uma cravação inicial e este permaneça estável sobre o CP. Todas as vezes que esta etapa for realizada é importante que a força seja aplicada de modo estável para que o cilindro não penetre inclinado na amostra, evitando a ocorrência de espaços vazios no novo corpo de prova – Fig. 3.10b;
- iii. Com o auxílio de uma faca deve-se esculpir o corpo de prova a fim de facilitar a cravação, impedir a sobrecarga na base do CP no momento da cravação e evitar a propagação de trincas – Fig. 3.10c;
- iv. As etapas 2 e 3 devem ser repetidas até que o cilindro amostrador esteja todo preenchido – Fig. 3.11a;
- v. Nivelar o topo e a base do novo CP e, por fim, escarificar estas faces com um objeto pontiagudo para evitar a colmatação dos poros – Fig. 3.11b.

Nas figuras a seguir a metodologia está ilustrada com o molde utilizado no ensaio de permeabilidade, exceto na Fig. 3.11b, por este motivo em algumas imagens pode-se verificar a presença de vaselina, cuja a aplicação será esclarecida no item sobre permeabilidade. Entretanto, não deve-se utilizar esta resina no molde do HYPROP.



Fig. 3.11(a) Etapa 01: Posicionamento. (b) Etapa 02: Início da cravação. (c) Etapa 03: Entalhe.



Fig. 3.10. (a) Etapa 04: Fim da cravação do amostrador no CP (10x20 cm). (b) Etapa 05: Nivelamento e escarificação do topo e da base do CP final.

### Procedimento 2: LA' e LAT

A compactação destes materiais dão origem a corpos de prova rijos e por esta razão demandaram uma extração peculiar. Após alguns testes preliminares definiu-se o seguinte procedimento:

- i. Logo após a compactação, envolver as laterais do CP em plástico filme de PVC para evitar que ocorra a perda de umidade e, por conseguinte, retração. Isto porque, a variação de volume do elemento implica na variação de sua estrutura e de seu estado de tensões efetivas, logo variação no formato da curva de retenção.

É válido lembrar que estes solos apresentam retração natural nas condições de campo e ensaiá-los neste estado seria a situação mais próxima possível do comportamento do material *in situ*. Entretanto, optou-se por mitigar este efeito e realizar os ensaios na amostra com seu volume original de compactação devido à dificuldade de manejo do material. Em seguida o corpo de prova foi colocado em um saco plástico hermeticamente fechado e levado à câmara úmida por, no mínimo, 12 horas - Fig. 3.12a.

- ii. Decorrido o tempo de cura, serrar o corpo de prova ao meio com o auxílio de uma serra elétrica circular. O aspecto da face serrada pode ser visto na Fig. 3.12b;
- iii. Situar os dois corpos de prova obtidos, destinados aos ensaios de permeabilidade e o HYPROP, sobre uma pedra porosa e dispor em uma bandeja com água para promover a saturação da amostra por capilaridade. O objetivo desta etapa é apenas facilitar a cravação dos amostradores - Fig. 3.12c;
- iv. Posicionar o molde sobre a amostra para a realização da cravação com o apoio de uma prensa hidráulica - Fig. 3.13a;
- v. Inserir o molde cilíndrico no corpo de prova, na Fig. 3.13b verifica-se o processo em curso. Linhas verticais foram desenhadas com o intuito de verificar se haviam somente deformações no local solicitado ou se a base do CP estava sendo deformada, com isso foi constatado que a deformação era local. Todo o processo deve ser realizado lentamente para garantir uma amostragem de qualidade. O anel amostrador deve ser inserido a ponto de descartar o material próximo à face serrada.
- vi. Ao fim da cravação tem-se o CP que está ilustrado na Fig. 3.13c. Topo e base devem ser nivelados e escarificados. A escarificação nestes solos é ainda mais importante, pois o nivelamento da amostra gera uma superfície lisa e colmatada. O excesso de solo que envolve o cilindro deve ser removido assim como a membrana plástica.

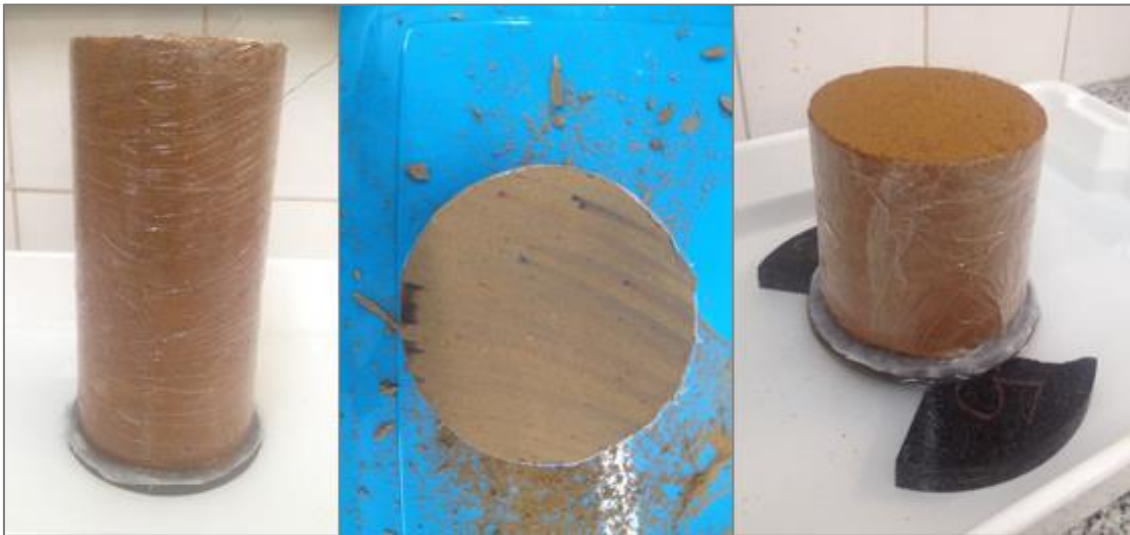


Fig. 3.12. (a) Etapa 01: Proteção contra a perda de umidade. (b) Etapa 02: Aspecto da face após o corte. (c) Etapa 03: Saturação por capilaridade.



Fig. 3.13. (a) Etapa 04: Posicionamento. (b) Etapa 05: Cravação. (c) Etapa 06: Nivelamento e escarificação.

### 3.3.1.2. Permeâmetro de carga variável

Para a determinação da permeabilidade dos materiais foi utilizado o permeâmetro de carga variável. O equipamento é utilizado para ensaiar solos de permeabilidade de baixa a média, ou seja, solos argilosos e siltsos. O procedimento de ensaio consiste na realização de diferentes leituras, em uma régua graduada, da descida de água no tubo, com o tempo. Ao fim das medidas calcula-se o coeficiente  $k$ , através da Eq. 3.1 e verifica-se a conversão das mesmas para os diferentes intervalos de tempo observados (NBR

14545:2000). O equipamento utilizado nesta pesquisa compõe o Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e sua visão esquemática pode ser verificada na Fig. 3.14. Utilizando os conceitos da Lei de Darcy e a equação da continuidade tem-se:

$$k = \frac{aL}{A\Delta t} \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (3.1)$$

Onde, “a” é a área da seção transversal do tubo, L é a altura do CP, A é a área da seção transversal do CP,  $h_1$  é altura da coluna d’água medida no tempo  $t_1$  e  $h_2$  é a altura da coluna d’água medida no tempo  $t_2$ ;

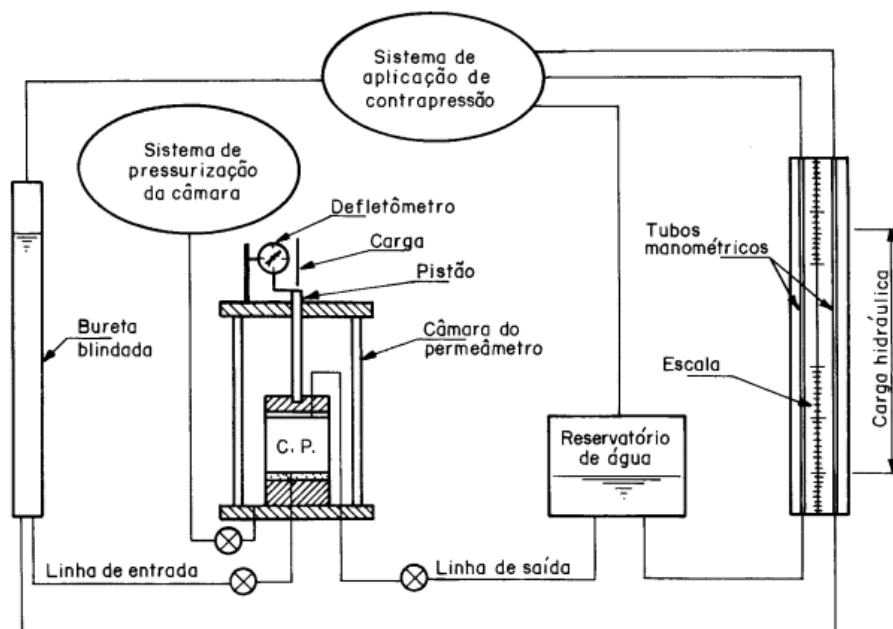


Fig. 3.14. Visão esquemática de um permeâmetro de carga variável (NBR 14545:2000)

De acordo com MARTINS (2015), alguns cuidados devem ser tomados quanto ao ensaio de permeabilidade de carga variável:

- i. Deve-se eliminar todo o ar presente na amostra para que se atinja um grau de saturação elevado. Isto porque as bolhas oclusas se comportarão como grãos de solo e causarão influência na determinação do coeficiente  $k$ . Neste caso, foi realizada a embebição dos CPs por no mínimo 96 horas, visando uma analogia com a saturação das amostras do ensaio de CBR.
- ii. É recomendável a utilização de vaselina de silicone nas paredes internas do molde a fim de evitar o “fluxo parasita”, ou seja, impedir que a água percole entre a amostra e a parede do molde, ocasionando medidas incorretas.

Como o ensaio de permeabilidade e o HYPROP compartilham o mesmo corpo de prova de origem, apenas o material passante na peneira de nº. 10 (2mm) foi utilizado neste ensaio, pois este foi o critério adotado para obtenção da curva de retenção.

### 3.3.1.3. HYPROP

A escolha do HYPROP para a determinação das propriedades hidráulicas do solos está condicionada ao fato de que o equipamento é uma opção moderna, rápida e totalmente automatizada capaz de medir centenas de pontos da curva de retenção.

Após o mecanismo de coleta citado, as recomendações do manual de operação do HYPROP foram aplicadas. Apresenta-se a seguir um resumo das etapas. Em todos os procedimentos citados neste item utiliza-se água desmineralizada e desaerada. Além disso, todas as vezes que houver a manipulação desta água é necessário que o procedimento seja realizado com cautela, pois sua movimentação excessiva pode acarretar na incorporação de ar na água. O ensaio foi realizado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ – Seção de Geotecnia Ambiental e o equipamento pode ser visto na Fig. 3.15.



Fig. 3.15. (a) HYPROP Refill Unit. (b) Conjunto: balança de precisão, unidade sensora e corpo de prova.

### Saturação das amostras

- i. Com a amostra devidamente preparada, como apresentado no item “Preparo das amostras”, encaixar o corpo de prova no prato de saturação. Entre a amostra e o prato é posicionado um tecido capaz de impedir a perda de material;
- ii. Encher um recipiente com 2 cm de água;

- iii. Posicionar a amostra de forma inclinada e colocá-la com cuidado no recipiente com água para que o ar na parte inferior do corpo de prova seja eliminado;
- iv. Apoiar uma das tampas de plástico sobre a face exposta da amostra para evitar a perda de umidade;
- v. Encher o recipiente até 5 mm abaixo do topo do CP.

#### Saturação do dispositivo

Para esta etapa foi utilizado o *HYPROP Refill Unit* (Fig. 3.15a) associado a um temporizador digital ajustável.

- i. Preencher com água os furos da unidade sensora através de gotejamento, para isto utilizar uma seringa;
- ii. Encaixar o acessório de saturação na unidade sensora e fixá-lo com as alças. Encher este acessório também com o auxílio da seringa e proceder de forma a evitar a formação de bolhas;
- iii. Parafusar os tensiômetros nos adaptadores e encher os *beakers*, que compõem os acessórios do equipamento, com água;
- iv. Fechar a válvula e programar o temporizador com o ajuste: 5 min ligado e 55 min desligado por no mínimo 24 horas.

#### Preparo do ensaio

O preparo do ensaio é a fase que demanda maior cuidado e atenção, pois o equipamento é muito sensível.

- i. Remover a unidade sensora e os tensiômetros do *HYPROP Refill Unit*;
- ii. Conectar a unidade ao adaptador USB para a verificação das tensões atuantes no sensor;
- iii. Proceder a implementação dos tensiômetros na unidade. Neste momento, se certificar de que a pressão no sensor não ultrapasse 200 kPa e, em nenhum caso, 300 kPa. Outro ponto importante é que as pontas cerâmicas dos tensiômetros não devem ser tocadas sem algum tipo de proteção. A oleosidade das mãos pode reduzir as características hidrofílicas da cerâmica;

- iv. Posicionar os *O-rings* dos tensiômetros para impedir que o solo se deposite nos furos da unidade e em seguida anexar o silicone de vedação para criar mais uma barreira de proteção;
- v. Checar a resposta dos tensiômetros quanto ao ponto zero e a resposta rápida, caso estes não atendam às especificações propostas pelo manual o sistema deve ser saturado ou desaerado novamente.

#### Montagem do ensaio

- i. Com o guia de perfuração e o mini trado manual perfurar a amostra criando os furos onde os tensiômetros serão encaixados;
- ii. Preencher os furos com água;
- iii. Encaixar a unidade na amostra;
- iv. Retirar o prato de saturação;
- v. Fixar as alças e limpar todo o excesso de solo e/ou água do conjunto;

Neste momento o ensaio está pronto para ser iniciado e deve ser feito o mais possível para evitar a perda de umidade. Portanto, conecta-se a unidade sensora à balança de precisão e inicia-se a aquisição de dados no software, HYPROP-FIT. A partir deste ponto, o equipamento realiza leituras intermitentes de temperatura, do peso da amostra e de tensão.

#### 3.3.1.4. WP4-C

O WP4-C foi utilizado para determinar alguns pontos complementares da curva de retenção obtida com o HYPROP. O ensaio foi realizado na Embrapa Solos e seguiu os procedimentos adotados pelo laboratório. A Fig. 3.16 mostra o equipamento utilizado.

#### Preparo das amostras

- i. Secar a amostra ao ar;
- ii. Peneirar o solo para que seja ensaiado apenas o material passante na peneira nº. 10 (2mm);
- iii. Pesar e armazenar as amostras em recipientes plásticos com tampa;
- iv. Homogeneizar as amostras de acordo com a fração de água necessária preestabelecida. Manter o solo em recipiente fechado durante o período mínimo de uma noite para que atinja o equilíbrio.



Fig. 3.16. Equipamento WP4-C e alguns acessórios posicionados para a realização do ensaio.

### Procedimento de ensaio

- i. Transferir o solo armazenado nos recipientes plásticos para as cubetas previamente pesadas e nivelar o topo da amostra. Não exceder a metade da altura da cubeta para que não haja derrame de amostra dentro do equipamento;
- ii. Abrir o compartimento e colocar a cubeta no aparelho. Fechar o compartimento e girar o botão da opção “open/load” para a opção “read”. Em aproximadamente 5 min a leitura estará finalizada;
- iii. Coletar os dados manualmente ou com o auxílio de um computador;
- iv. Remover a cubeta do equipamento e pesá-la de imediato;
- v. Colocar as cubetas com as amostras na estufa e deixá-las durante 24 horas a 105 °C e por fim, pesá-las para correção da umidade.

#### 3.3.1.5. Considerações e ajustes finais

Em um primeiro momento, buscou-se utilizar o HYPROP de forma isolada para obtenção da curva característica dos materiais, pois a faixa de altas sucções não seria primordial para as análises da presente pesquisa. Porém, em alguns casos os resultados obtidos por este equipamento foram insuficientes e por este motivo, o WP4-C foi anexado ao programa de ensaios.

Ainda sobre o uso do HYPROP, foram encontrados dois contratemplos quanto à sua utilização frente as amostras ensaiadas. O primeiro ainda na fase de preparo, onde a

condição de saturação requerida pelo manual não foi alcançada para as amostras LA' e LAT. À vista disso, houve a necessidade da alteração do procedimento e optou-se por manter o corpo de prova em imersão por no mínimo 4 dias, além disso, após a realização do ensaio, proceder o descarte das leituras iniciais (tempo necessário para o equilíbrio da amostra).

A compactação destes dois solos na umidade ótima dá origem a corpos de prova altamente rijos e de permeabilidade muito baixa, assim o tempo necessário para realizar a saturação tornou-se inviável, visto o tempo de espera de 30 dias sem alcançar o êxito desta condição.

Outro ponto discutível sobre o uso do equipamento para materiais deste tipo é a inserção do tensiômetro na montagem do ensaio. Devido a rigidez mencionada, quando as alças da unidade sensora são posicionadas e ocorre o ajuste final da amostra, a ponta do tensiômetro encontra dificuldade para cravar no solo. Isto gera a propagação de trincas que podem ser observadas na superfície do CP, Fig. 3.17.



Fig. 3.17. Superfície do CP após montagem final do ensaio: (a) amostra LA' e (b) amostra LAT.

O HYPROP é um equipamento sensível e o problema mencionado pode vir a causar danos no dispositivo, além disso as deformações locais na estrutura da amostra podem ocasionar alterações nas leituras do ensaio.

Para os demais materiais a saturação seguiu o processo tradicional e em média após 10 min já era possível visualizar a presença de água no topo da amostra. Também não houve problemas relacionados à cravação dos tensiômetros.

Neste estudo as curvas características de interação solo-água são apresentadas em termos de umidade volumétrica (%) por sucção (pF). Além da CCSA são apresentadas as curvas de condutividade hidráulica expressas por: (i)  $\log_{10} K$  (cm/d) por umidade volumétrica (%) e (ii)  $\log_{10} K$  (cm/d) por sucção (pF).

### 3.3.2. Análise de tensões e deformações

#### 3.3.2.1. Ensaio triaxial de cargas repetidas

O ensaio consiste na aplicação de uma tensão cíclica axial de grandeza fixada e de uma tensão de confinamento (estática) em um corpo de prova cilíndrico posicionado dentro de uma câmara triaxial.

No procedimento de montagem, o corpo de prova é envolto por uma membrana de borracha e acondicionado dentro da câmara triaxial, onde são feitos o ajuste iniciais dos transdutores LVDTs (*Linear Variable Differential Transformer*). Em seguida são posicionados o atuador de carga e os elementos de vedação e faz-se o ajuste fino dos LVDTs. Por fim, a câmara é preenchida com ar comprimido (tensão confinante) e determina-se a amplitude e o tempo do pulso de carga em função das condições de campo. A partir deste ponto pode-se realizar dois principais ensaios destinados a determinar a deformação permanente e o módulo de resiliência do material. Os detalhes do procedimento de ensaio utilizado neste trabalho, guiado pelas linhas de ensaio do Laboratório de Geotecnia – Setor de Pavimentos da COPPE/UFRJ, estão expostos nos itens seguintes. A Fig. 3.18 mostra um dos equipamentos triaxiais de carga repetida do referido laboratório.



Fig. 3.18. Equipamento triaxial de carga repetida da COPPE/UFRJ usado nesta pesquisa.

### Deformação permanente

Como guia para a realização dos ensaios de deformação permanente foram utilizadas as recomendações da norma em consulta pública DNIT/2017-IE (Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio), baseada nas práticas empregadas na seção de pavimentos do laboratório da COPPE/UFRJ.

O método de ensaio que antecede à norma citada difere deste, essencialmente, pela frequência de aplicação de carga e pela fase de condicionamento do corpo de prova. A inclusão de uma etapa de condicionamento com a aplicação de um estado de tensões baixo (30x30 kPa) visa eliminar as deformações referentes às irregularidades na superfície do CP ou no posicionamento do *top cap*. Essas deformações são pequenas e devem ser desconsideradas. A outra mudança refere-se a alteração da frequência de 1Hz para 2Hz, proporcionando mais agilidade ao ensaio sem interferir na acurácia dos resultados.

Isto posto, os materiais foram ensaiados na umidade ótima após a fase de condicionamento do corpo de prova e mediante os pares de tensão mostrados na Tab. 3.9. Os estados de tensões adotados foram escolhidos visando varrer as possíveis combinações de tensões as quais o material poderá estar exposto no pavimento ferroviário, que de modo geral são um pouco mais elevados que os observados nos pavimentos rodoviários. O número mínimo de ciclos adotados no ensaio foi 150.000.

Tab. 3.9. Estados de tensões utilizados.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	N
1	70	70	2	150.000
2		210	4	
3	100	200	3	
4		300	4	
5	120	360	4	

### Módulo de resiliência

Os resultados de módulo resiliente que serão apresentados a posteriori foram obtidos após a realização dos ensaios de deformação permanente. Portanto, todo o procedimento de preparo das amostras segue a norma mencionada no item anterior (DNIT consulta

pública/2017-IE) acrescida das modificações ocorridas pela realização do ensaio de deformação permanente.

Assim, o ensaio para determinação do módulo da amostra restringe-se ao procedimento de ensaio descrito no item 8: “Aplicação das cargas repetidas” de norma DNIT 134/2017 – ME (Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio).

Neste ensaio optou-se pela frequência de 1Hz mesmo após a realização do ensaio de deformação a 2Hz, isto porque estes materiais foram ensaiados nessa mesma frequência por SOUSA (2016), o que permitirá a utilização dos dados obtidos pela autora como base de comparação neste presente estudo.

### 4.1. Análise da interação solo-água

#### 4.1.1. Curva característica

##### Amostra 1: LA'

A Fig. 4.1 mostra a curva característica do material obtida apenas pelo uso do HYPROP, as leituras do equipamento são restritas a capacidade dos tensiômetros (pF:3) e por este motivo, não foi possível o ajuste de um modelo coerente pela utilização singela do mesmo. A linha de pF: 4.2 é uma marcação fixa da saída do HYPROP-FIT e trata-se do ponto de murcha das plantas, muito utilizado em estudos na área de agronomia.

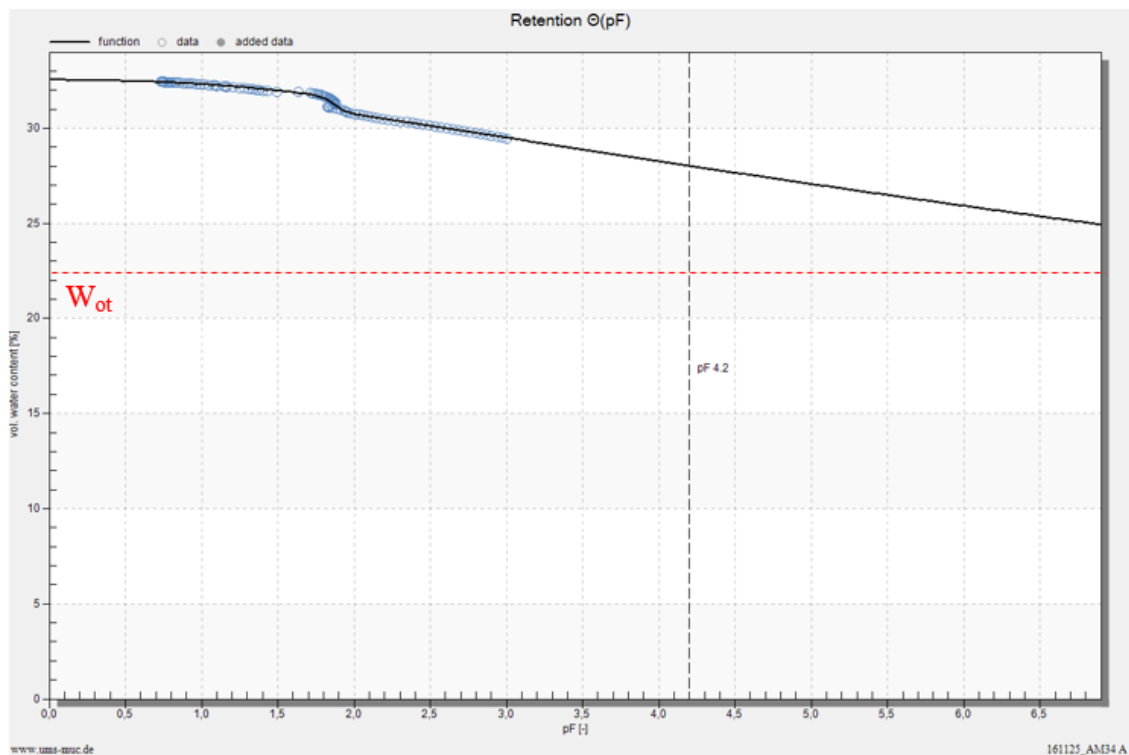


Fig. 4.1. Curva característica da amostra LA' obtida com o HYPROP.

Após a aquisição dos dados no WP4-C a curva pode ser traçada por completo e um modelo pode ser ajustado. A Fig. 4.2 mostra os pontos medidos no HYPROP associados as leituras do WP4-C. O modelo de melhor ajuste para estes pontos no HYPROP-FIT foi

o de Fredlund-Xing bimodal com a variante PDI (PETERS, A., 2013; IDEN, S. C. & DURNER, W., 2014), ainda não publicado pelos autores.

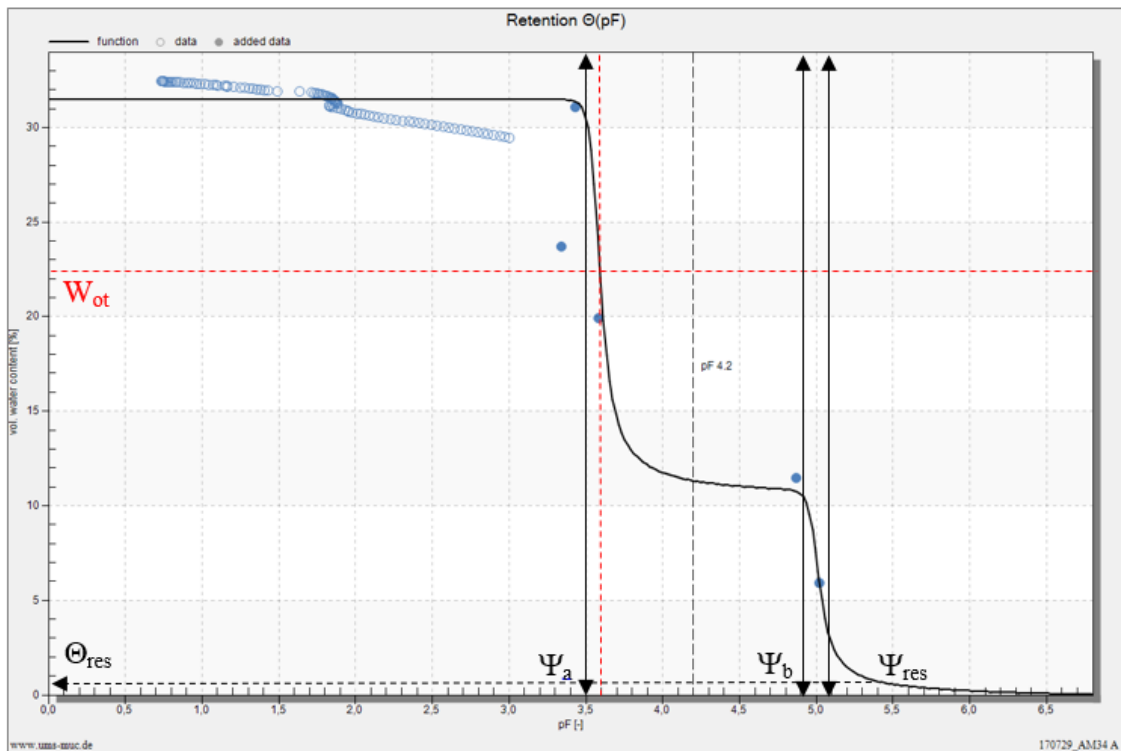


Fig. 4.2. Curva característica da amostra LA' obtida com o HYPROP e WP4-C.

Na zona de saturação existe uma variação considerável entre os pontos medidos e o modelo ajustado e, por conseguinte, no valor de entrada de ar. SILLERS & FREDLUND (2001) alegam que o ajuste da CCSA determina os parâmetros do modelo, de modo que a função matemática passa o mais próximo possível dos pontos obtidos experimentalmente, sem passar necessariamente por nenhum dos pontos.

O modelo indica que a condição de drenagem dos poros do solo LA' ocorre apenas quando a sucção atinge cerca de pF:3,5 e estima-se que este valor seja próximo de 3,2. Nos dois casos tem-se valores de entrada de ar elevados, ou seja, até este ponto as tensões de sucção oriundas da evaporação não são capazes de drenar o conteúdo de água presente no solo. Isto ocorre pela forte interação entre a água e as partículas de argila presentes em elevada percentagem.

As linhas vermelhas indicam os valores de sucção e condutividade hidráulica (que será apresentada à frente) na condição de umidade ótima, estima-se que o valor de sucção do material nessa umidade é pF:3,6. Outro ponto importante é o caráter bimodal da curva,

pois corrobora com a classificação MCT que constatou a laterização desta amostra. Este formato de curva é ocasionado pela drenagem de duas famílias de poros distintas. O valor de entrada de ar secundário, nos microporos, é  $pF:4,9$ .

#### Amostra 2: LA

Para este tipo de material todo o procedimento de ensaio do HYPROP se mostrou eficaz, mesmo sem o auxílio do WP4-C. A amostra durante a saturação pode ser vista na Fig. 4.3.

Os gráficos expostos nas Fig. 4.4 e 4.5 referem-se aos resultados do HYPROP sem e com o WP4-C, respectivamente. Para os dois casos foi possível o ajuste de um modelo coerente, Fredlund-Xing bimodal com a variante PDI (ainda não publicado pelos autores). No entanto, existe uma pequena variação no trecho final da curva, ou seja, apesar da possibilidade do ajuste sem o WP4-C o modelo não está totalmente correto.



Fig. 4.3. Superfície “brilhosa” do CP durante a saturação – LA.

A inclusão dos novos pontos obtidos pelo uso do WP4-C leva a curva a refletir o real comportamento do material no trecho de altas sucções. Por outro lado, caso o valor da sucção na umidade ótima fosse a informação requerida, por exemplo, não haveria alteração no valor obtido independente da curva adotada,  $pF: 1,8$ .

A curva característica do solo LA apresenta um valor de entrada de ar em torno de  $pF:1,6$ . Quando comparada com a amostra anterior pode ser considerado um valor muito baixo, comportamento típico de solos arenosos.

Em ambos os gráficos de umidade por sucção pode-se observar novamente o formato bimodal da curva, o que mais uma vez valida a classificação MCT. O valor de entrada de ar nos microporos é  $pF:3,1$ .

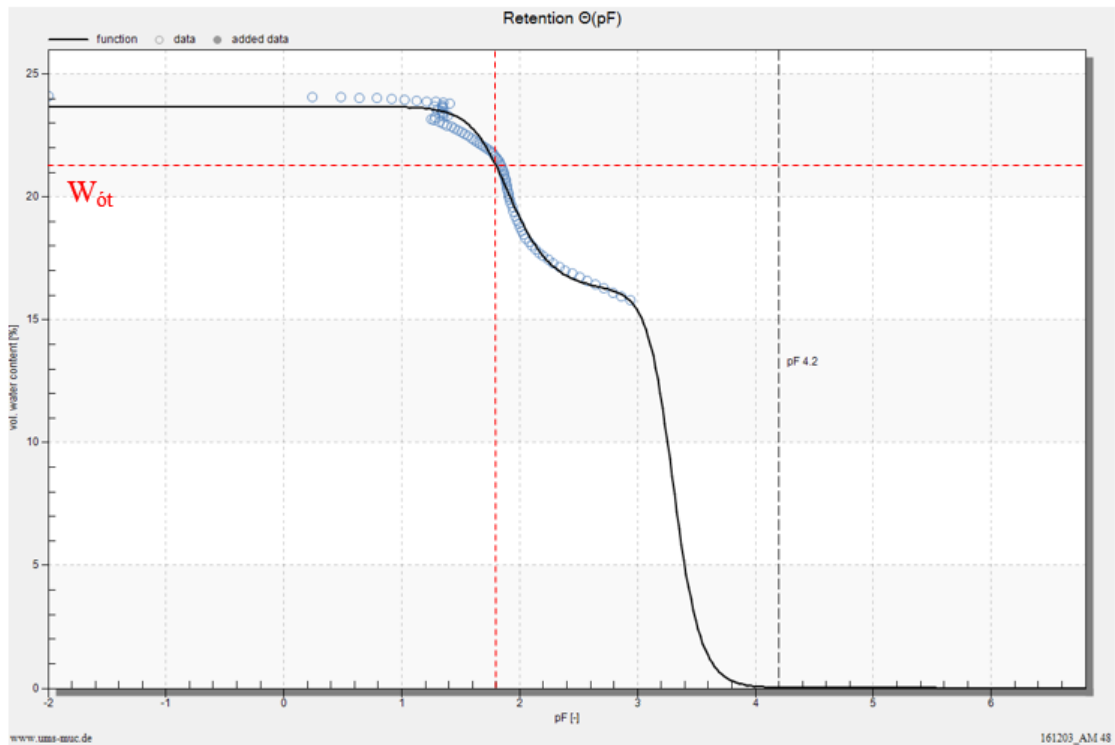


Fig. 4.4. Curva característica da amostra LA obtida com o HYPROP nesta pesquisa.

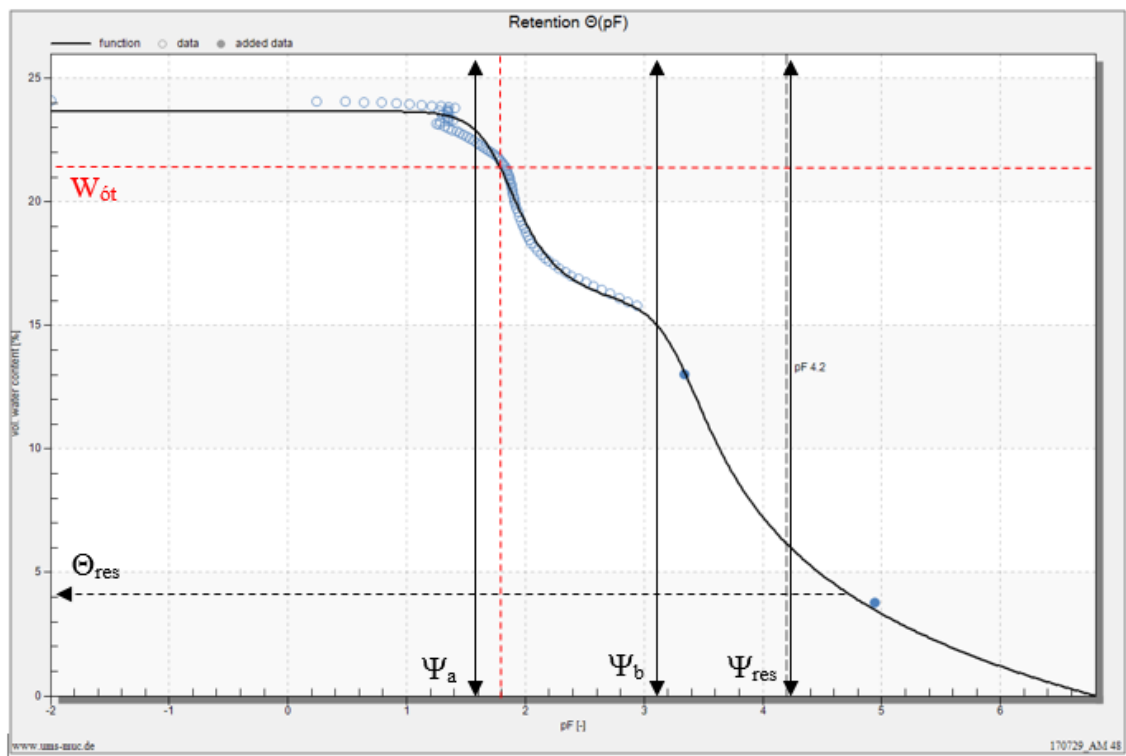


Fig. 4.5. Curva característica da amostra LA obtida com o HYPROP e WP4-C nesta pesquisa.

### Amostra 3: NA'

O solo pertencente ao grupo NA' apresentou uma expansão significativa durante a saturação (Fig. 4.6a). O excesso de solo foi removido e o topo da amostra foi novamente nivelado. A condição de saturação, dada pela superfície “brilhosa” do corpo de prova, pode ser vista na Fig. 4.6b.

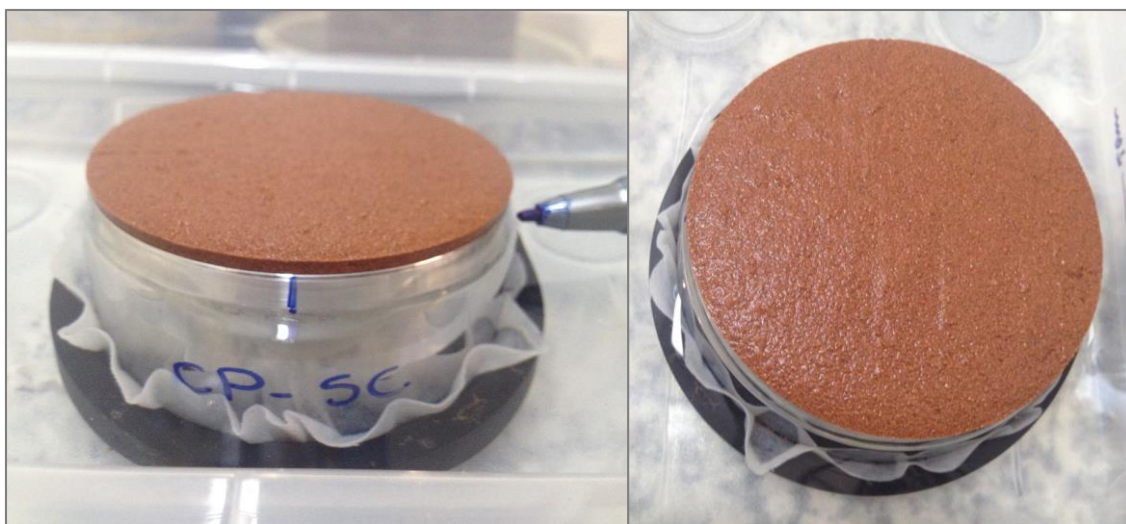


Fig. 4.6. (a) Expansão durante a saturação. (b) Superfície “brilhosa” do CP durante a saturação – NA'.

Para a determinação da curva característica do solo NA' o HYPROP também se mostrou eficaz mesmo sem o auxílio do WP4-C. Nas Fig. 4.7 e 4.8 estão expostos os gráficos referentes aos resultados do HYPROP e ao HYPROP associado ao WP4-C. Nos dois casos o modelo de Fredlund-Xing tradicional (ou unimodal) com a variante PDI (ainda não publicado pelos autores) apresentou um bom ajuste para a CCSA. Não foram constatadas variações significativas entre as curvas, em ambas tem-se que a sucção do CP na umidade ótima é  $pF:2,1$ .

O baixo valor de entrada de ar e o formato unimodal da curva indicam um comportamento de areia não laterítica e novamente confirma a classificação MCT. O valor de entrada de ar é igual a  $pF:1,65$ .

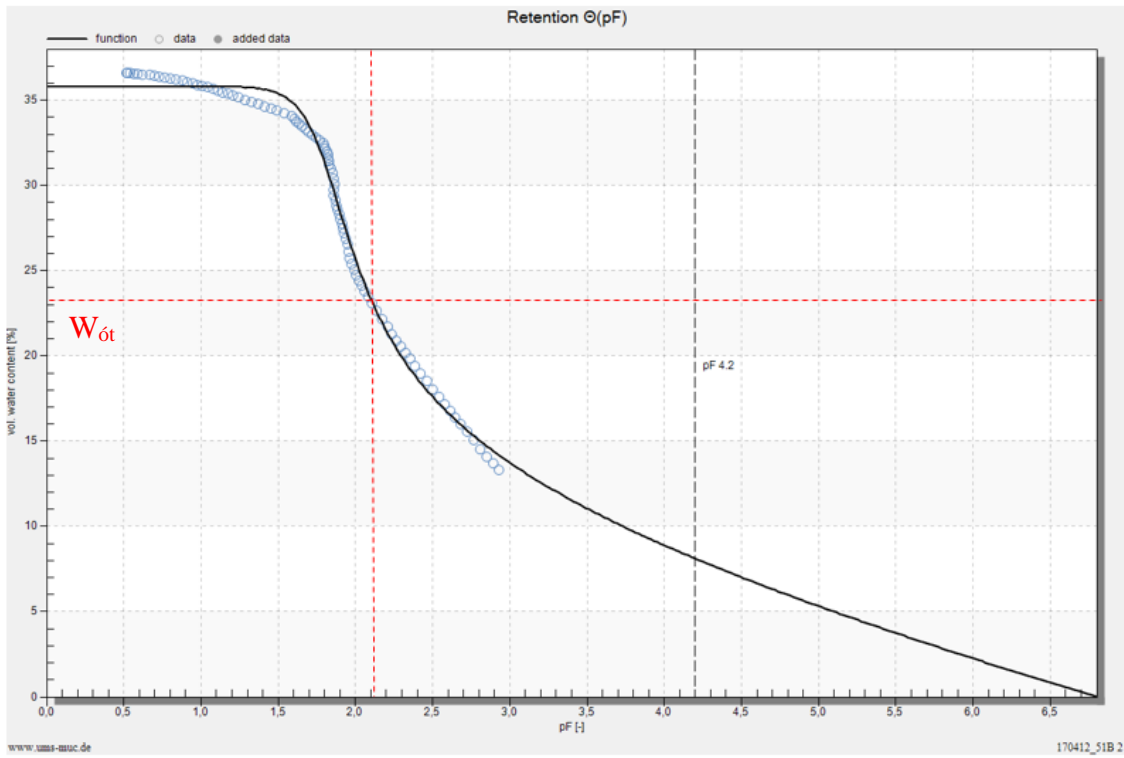


Fig. 4.8. Curva característica da amostra NA' obtida com o HYPROP nesta pesquisa.

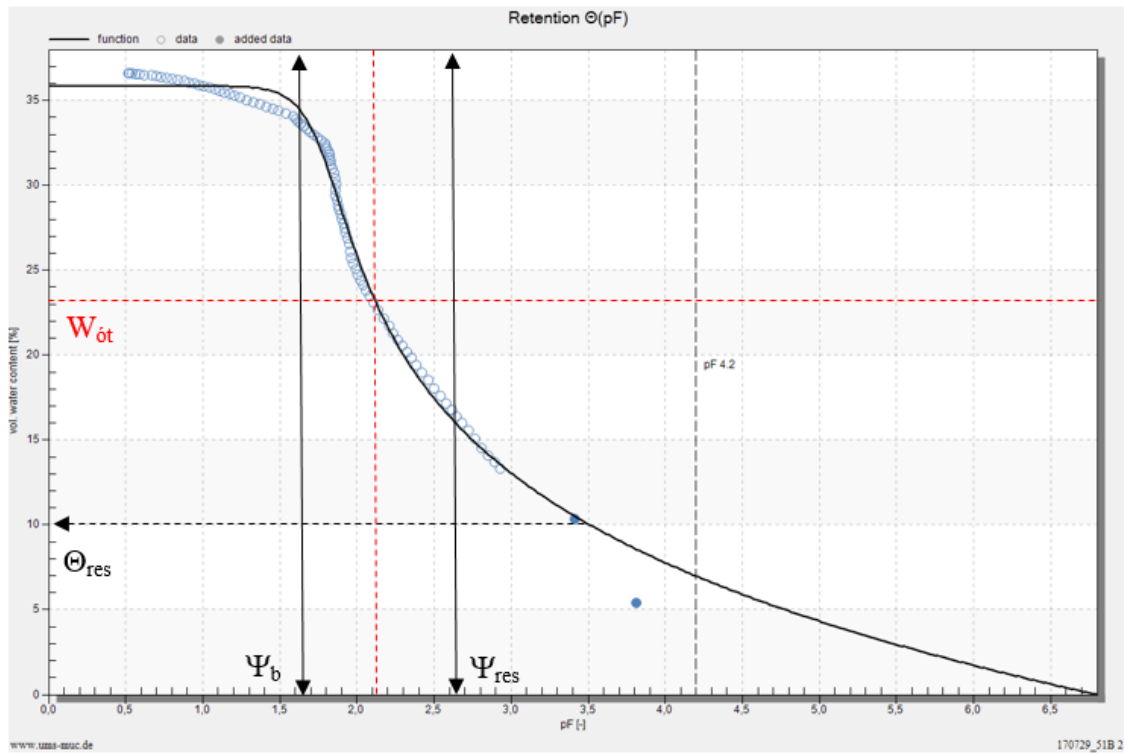


Fig. 4.7. Curva característica da amostra NA obtida com o HYPROP e WP4-C nesta pesquisa.

#### Amostra 4: LAT

Como mencionado anteriormente, a laterita (fração passante na peneira #10, 2mm) apresentou-se altamente rija após sua compactação, o que impossibilitou a saturação por capilaridade. A superfície do material durante a tentativa de saturação pode ser vista na Fig. 4.9. O gráfico na figura seguinte (Fig. 4.10) caracteriza o insucesso do HYPROP na determinação da CCSA do material para a faixa de altas sucções, por meio de uma das equações de ajuste disponibilizadas pelo software do equipamento.



Fig. 4.9. Superfície do CP durante a saturação por capilaridade – LAT.

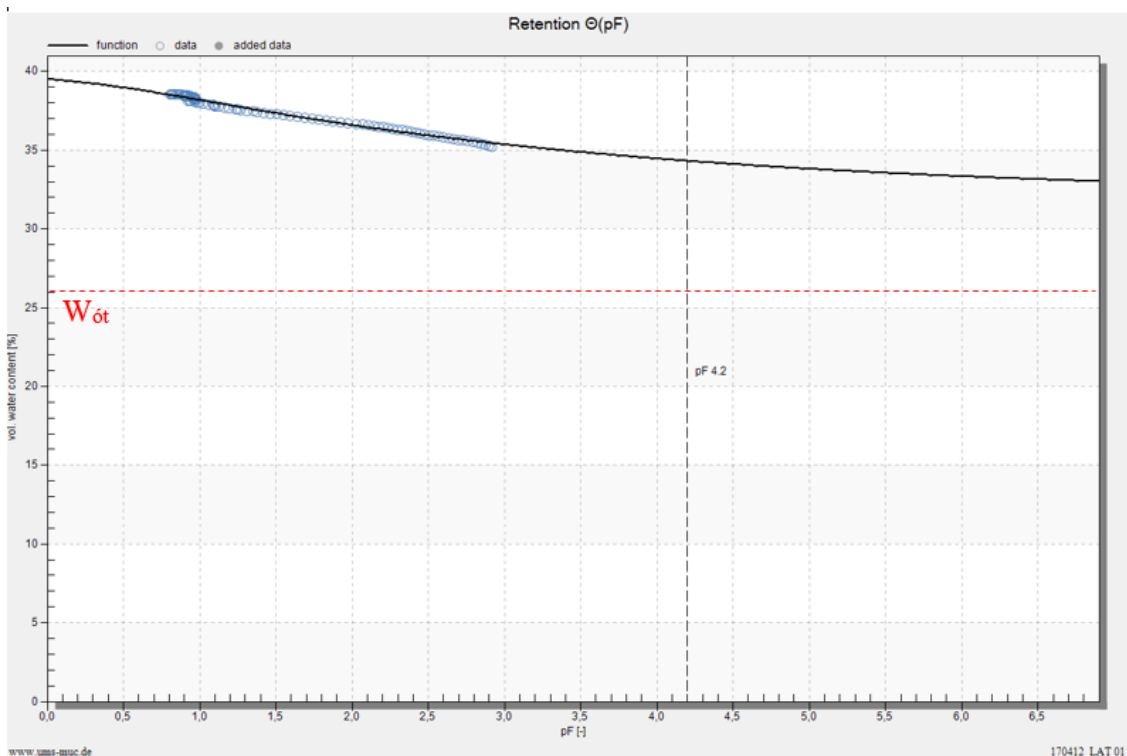


Fig. 4.10. Curva característica da amostra LAT obtida com o HYPROP nesta pesquisa.

As leituras do WP4-C possibilitaram a obtenção de uma curva completa, Fig. 4.11. O modelo compatível com a união das leituras dos dois equipamento foi o de FREDLUND & XING (1994).

A CCSA da amostra 4 apresenta o valor de entrada de ar mais elevado entre os solos analisados,  $pF:4.1$ . Seu formato unimodal sugere que a fração fina da laterita não é um material totalmente laterizado, porém não foram realizados ensaios comprobatórios. Esse fato pode ocorrer, por exemplo, pela presença de solo transportando junto à massa de pedregulho laterítico. A sucção do material na umidade ótima encontra-se em torno de  $pF:4,4$ .

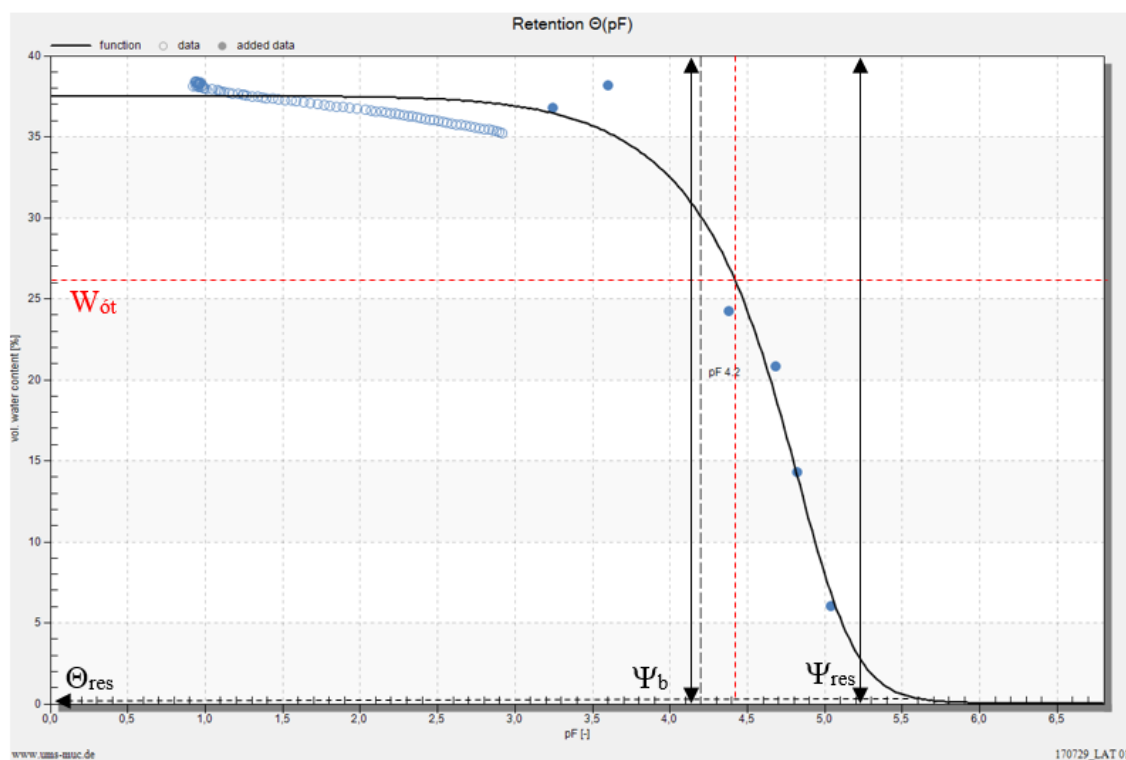


Fig. 4.11. Curva característica da amostra LAT obtida com o HYPROP e WP4-C nesta pesquisa.

#### 4.1.2. Condutividade hidráulica

##### Amostra 1: LA'

O modelo Fredlund-Xing bimodal com a variante PDI utilizado no ajuste da CCSA (Fig. 4.1) não apresentou um bom ajuste para as curvas de condutividade hidráulica, como pode ser verificado na Fig. 4.12 e 4.13. Destas curvas é possível extrair o valor de

condutividade para cada valor de sucção e/ou umidade, por exemplo, na umidade ótima. Caso o modelo ajustado fosse utilizado para esta finalidade, a condutividade hidráulica na umidade ótima seria igual a  $1 \times 10^{-7}$  cm/s, entretanto a tendência dos dados sugere um valor inferior. Sendo assim, devido ao ajuste insatisfatório a condutividade hidráulica na condição de umidade ótima não poderia ser determinada com acurácia pelo uso do referido modelo.

O ponto com preenchimento interno visto na Fig. 4.12 representa um dado lançado manualmente no software, neste caso trata-se da condutividade saturada, também conhecida por permeabilidade. Na zona de saturação é onde acontece o maior valor de condutividade hidráulica. Neste trecho o material apresenta um coeficiente  $k$  igual a  $1,22 \times 10^{-6}$  cm/s obtido pelo uso do permeâmetro de carga variável. Mesmo na condição de saturação este coeficiente de permeabilidade pode ser considerado muito baixo e é característico de material argiloso.

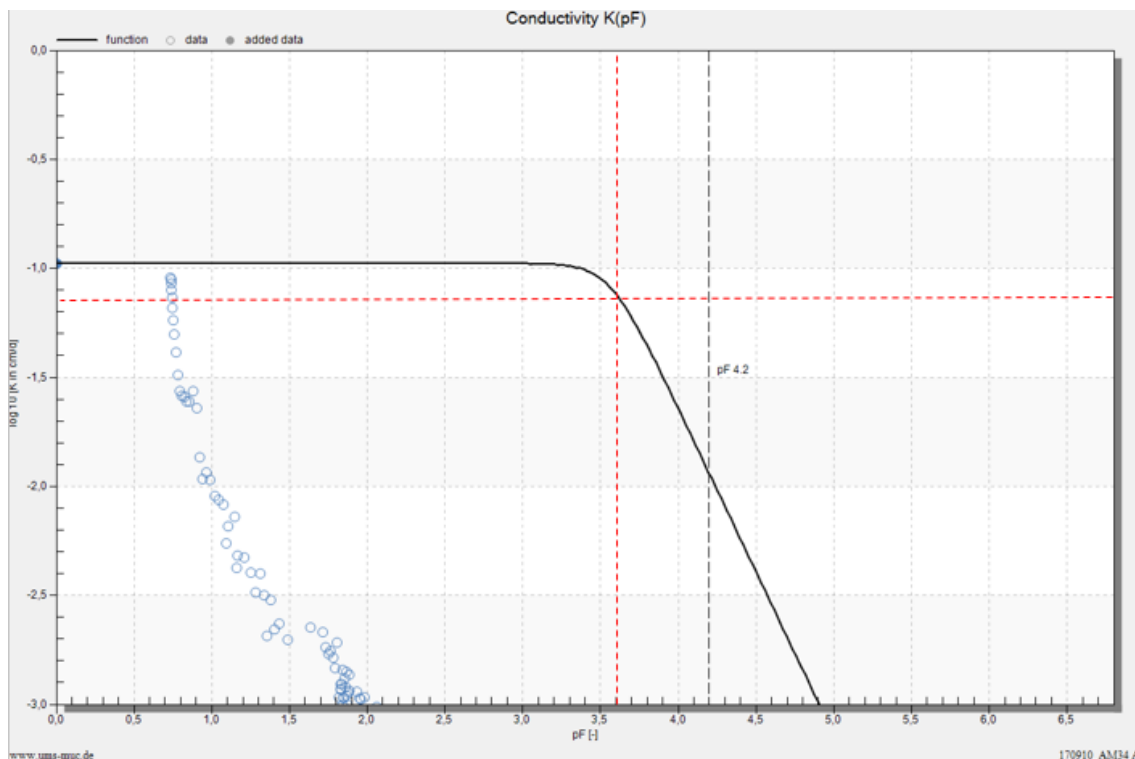


Fig. 4.12. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LA<sup>3</sup> desta pesquisa.

Com o objetivo de determinar um melhor ajuste para as curvas de condutividade foram testados diferentes modelos, porém a curva umidade volumétrica (%) por sucção (pF) apresentou melhor coerência com o modelo utilizado anteriormente (Fredlund-Xing

bimodal com a variante PDI), mas sem a inclusão do ponto de condutividade saturada medida em laboratório (Fig. 4.15). Nota-se o mesmo padrão de comportamento entre as leituras e o modelo, mas sem o enquadramento adequado. Pela análise do gráfico, a condutividade nestas condições é da ordem de  $1 \times 10^{-9}$  cm/s.

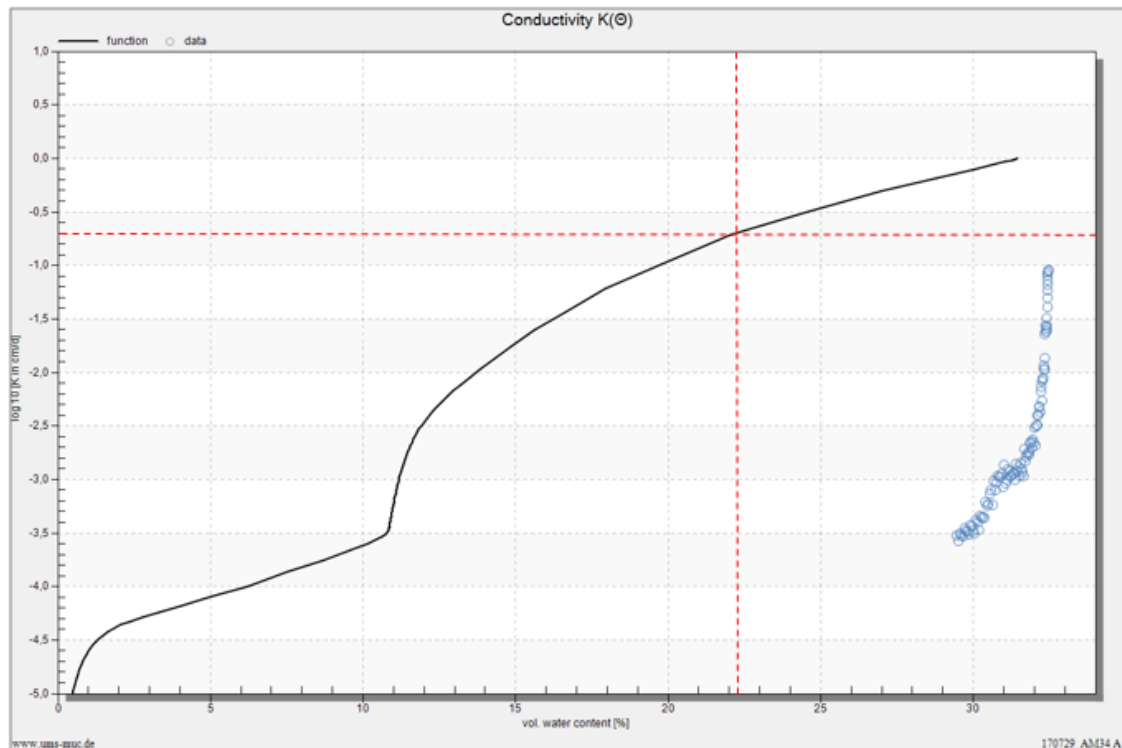


Fig. 4.13. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra LA' desta pesquisa.

Caso o modelo fosse também adotado para a CCSA, o formato da curva passa a ser o apresentado na Fig. 4.14. Trata-se de um ajuste equivocado, pois o primeiro valor de entrada de ar adotado pelo modelo é na verdade um pequeno erro de aquisição de dados do equipamento. Não obstante faz necessário a incorporação de mais pontos do WP4-C para uma melhor caracterização do material.

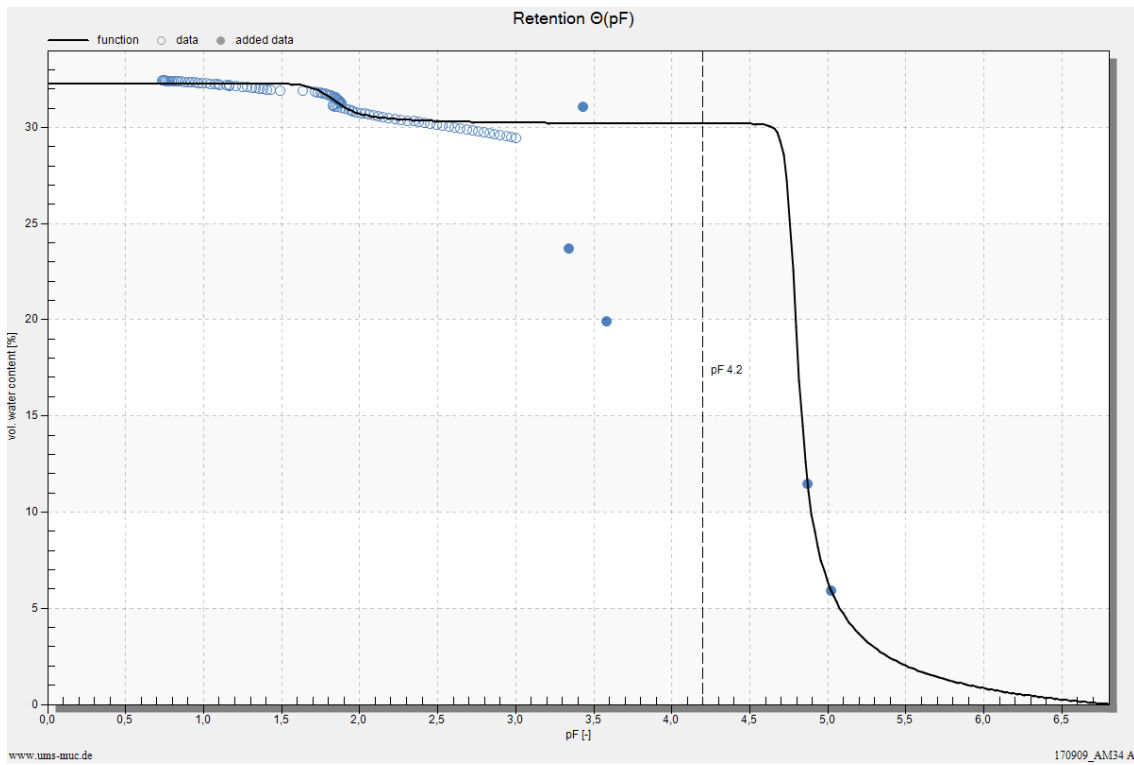


Fig. 4.15. Curva característica da amostra LA' obtida com o HYPROP e WP4-C. Ajuste sem a limitação da permeabilidade.

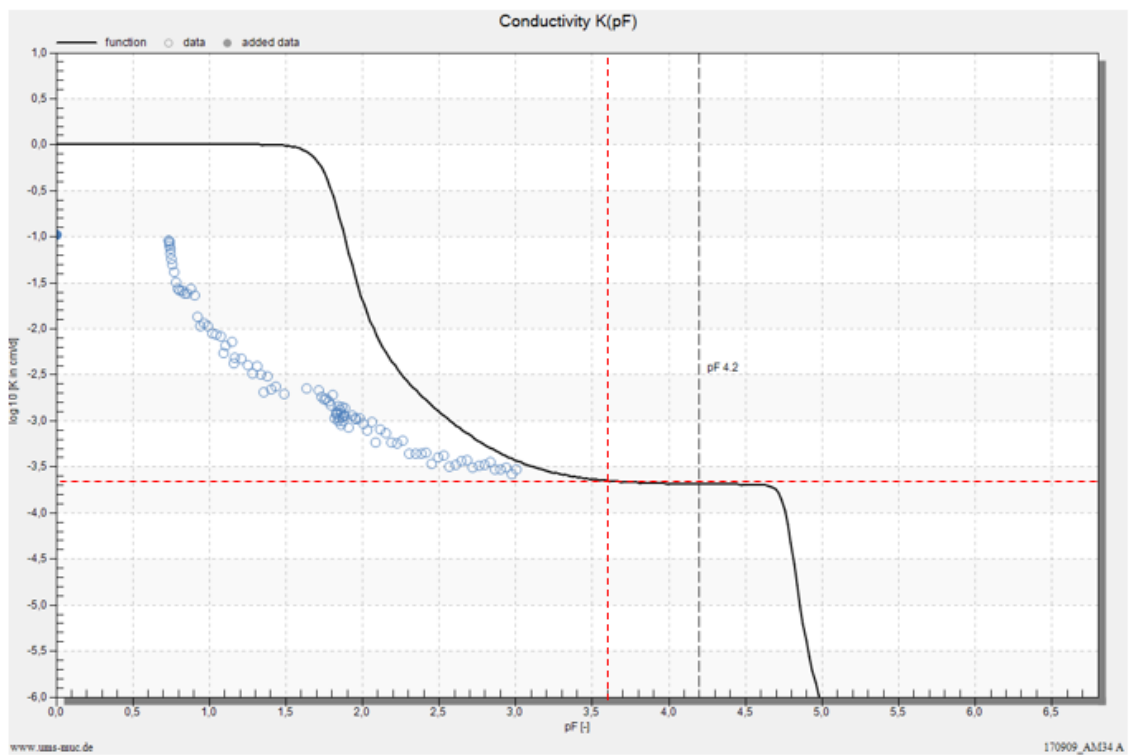


Fig. 4.14. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LA' ajustada sem a limitação da permeabilidade nesta pesquisa.

## Amostra 2: LA

O modelo utilizado no ajuste da CCSA da amostra LA (Fig. 4.5) também apresentou um bom ajuste para as curvas de condutividade hidráulica, Fig 4.16 e 4.17, exceto pelo trecho de saturação. A condutividade saturada do material, medida pelo permeômetro de carga variável, é igual a  $2,08 \times 10^{-5}$  cm/s, mas a leitura do equipamento indica um valor da ordem de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s. Esta diferença pode ter sido ocasionada pelo processo de extração utilizado (ver capítulo 3), já que o topo e a base do CP apresentam graus de compactação diferentes, sendo assim a diferença dos valores não caracteriza um erro de leitura. A condutividade saturada obtida com permeômetro é típica de uma areia argilosa. Na condição de umidade ótima o modelo indica o valor do coeficiente da ordem de  $1 \times 10^{-5}$  cm/s.

Para a obtenção de valores compatíveis é necessário algumas alterações no procedimento de preparo das amostras. Ou seja, a compactação de dois corpos de prova de dimensão 10 x 20 cm e extração dos CPs secundários, para obtenção da condutividade saturada e das propriedades hidráulicas, apenas no topo ou na base do CP primário.

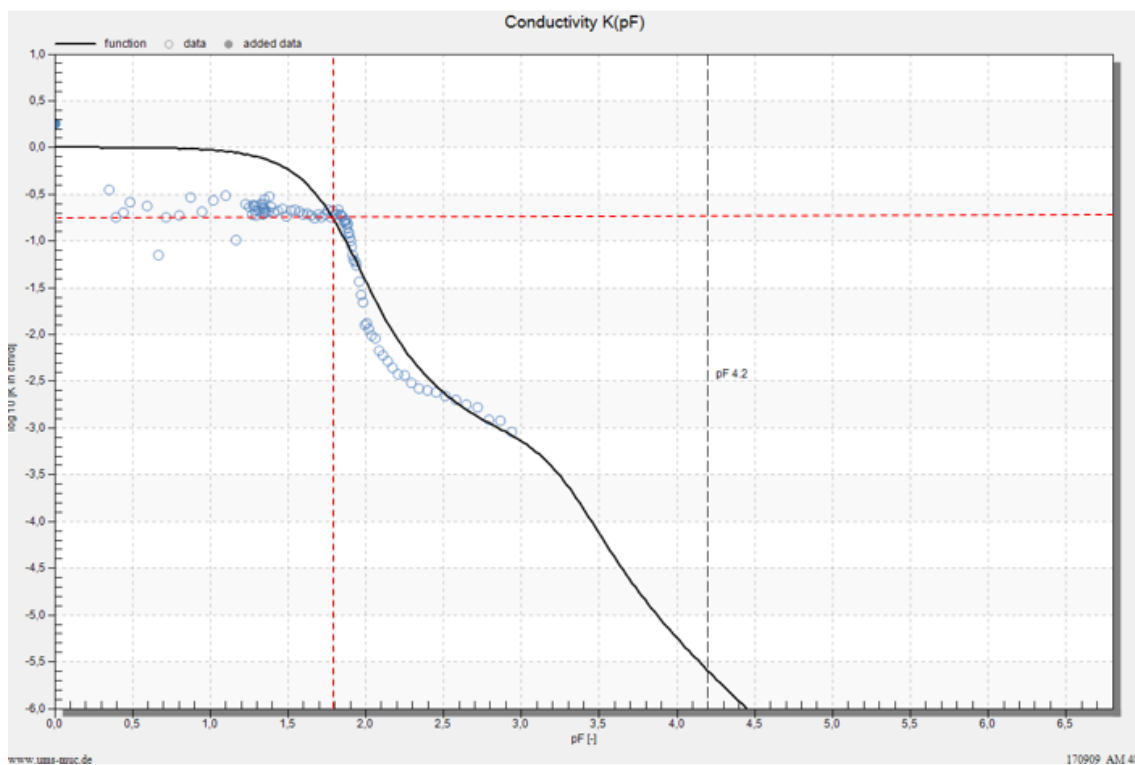


Fig. 4.16. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra LA desta pesquisa.

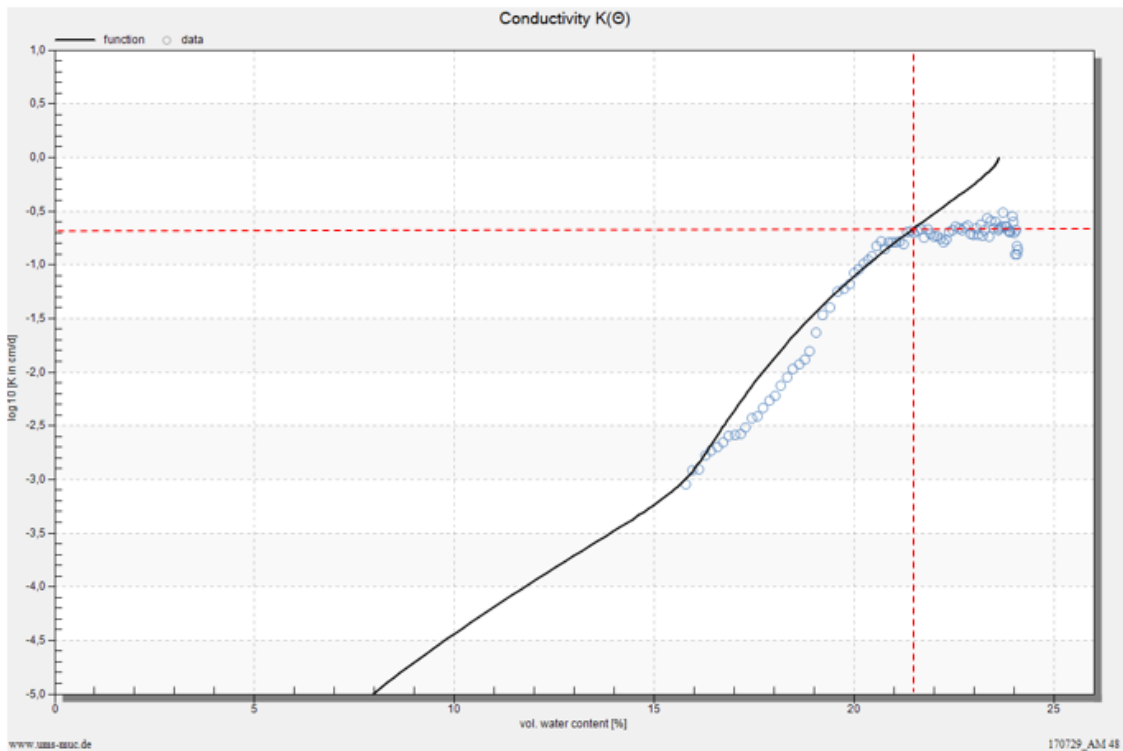


Fig. 4.17. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LA desta pesquisa.

### Amostra 3: NA'

O modelo Fredlund-Xing tradicional com a variante PDI utilizado no ajuste da CCSA da amostra NA', também se mostrou satisfatório para a curvas de condutividade do material (Fig. 4.18 e 4.19).

A expansão do corpo de prova deu origem a uma nova estrutura, portanto os valores de condutividade saturada obtidos pelo permeâmetro e pelo HYPROP naturalmente terão valores diferentes. O coeficiente k na saturação foi: (i) permeâmetro  $1,84 \times 10^{-5}$  cm/s e (ii) HYPROP:  $1 \times 10^{-6}$  cm/s. Na condição de umidade ótima o coeficiente é da ordem de  $1 \times 10^{-7}$  cm/s.

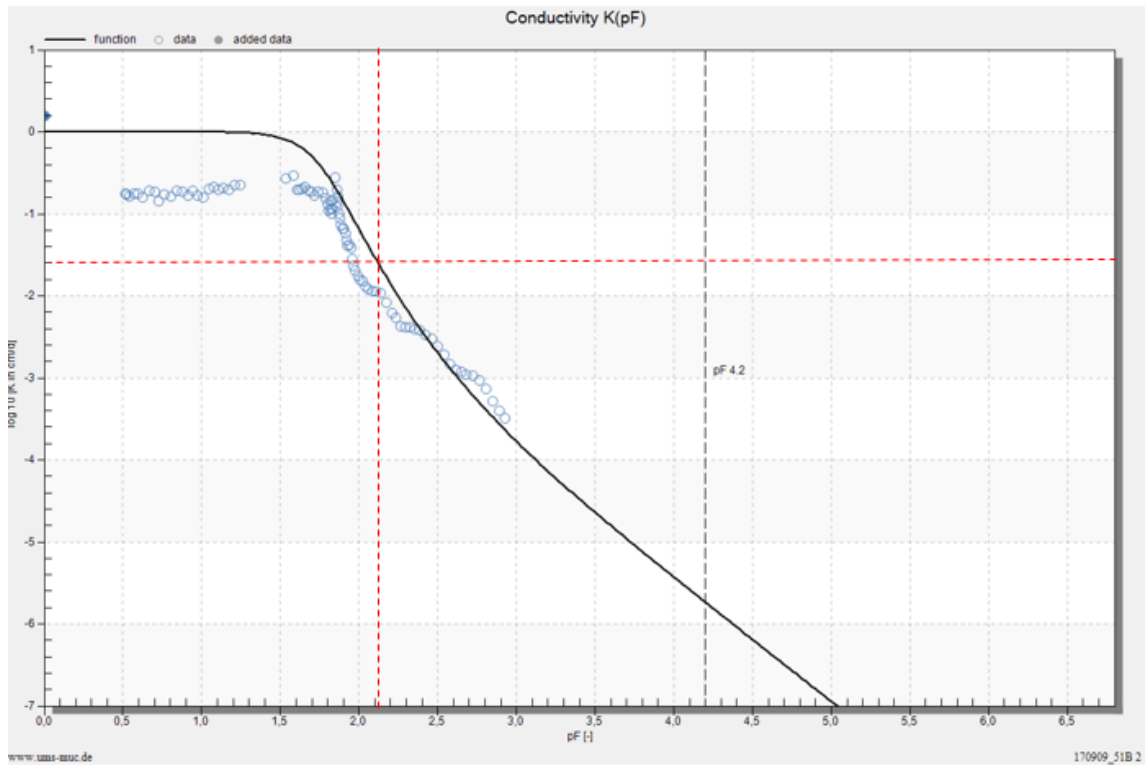


Fig. 4.18. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra NA' desta pesquisa.

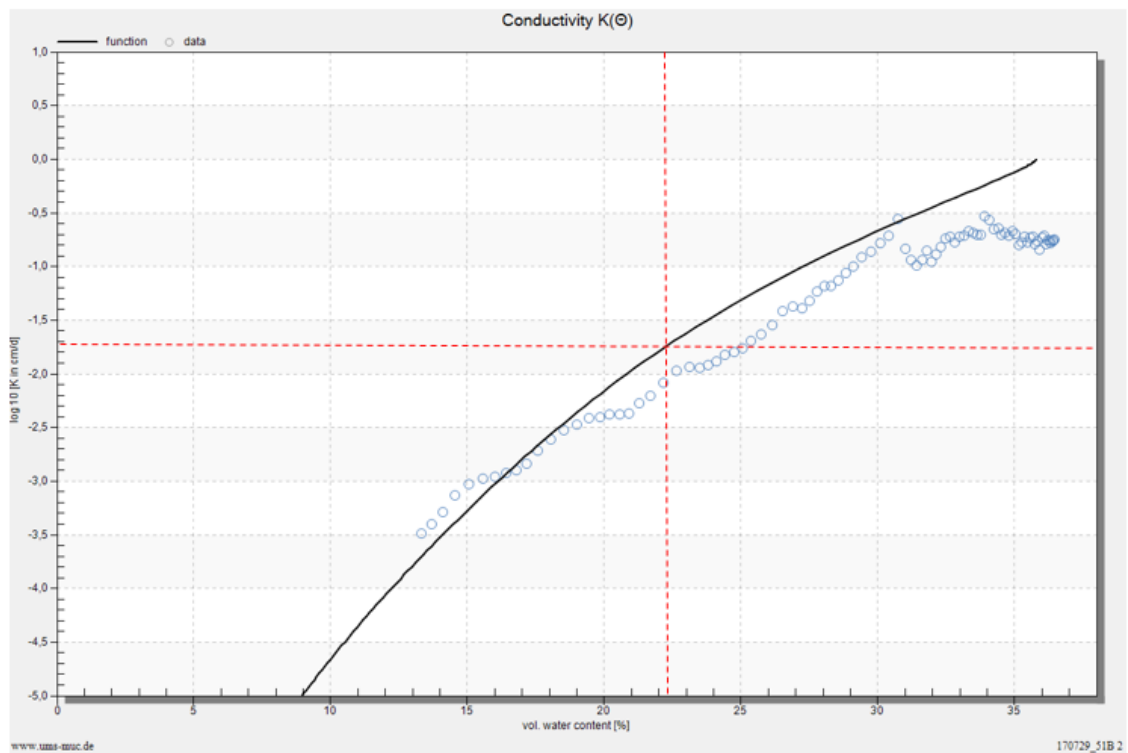


Fig. 4.19. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra NA' desta pesquisa.

#### Amostra 4: LAT

A condutividade hidráulica ao longo dos valores de sucção apresentou melhor ajuste pelo modelo de Fredlund & Xing unimodal, mesmo com a variação entre os dados experimentais e a equação de ajuste (Fig. 4.20 e 4.21). Não foi possível realizar o ensaio no permeâmetro de carga variável para a obtenção da condutividade saturada da amostra 4, devido a quantidade limitada de material, isto porque, o uso apenas da parte fina do solo demanda uma grande quantidade de material. As leituras do HYPROP sugerem um valor de condutividade saturada próximo de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s.

Na umidade ótima o modelo de ajuste sugere um valor de condutividade igual a  $1 \times 10^{-9}$  cm/s, mas a tendência dos dados indica valores ainda menores. Porém, o valor extraído do modelo já pode ser considerado muito baixo.

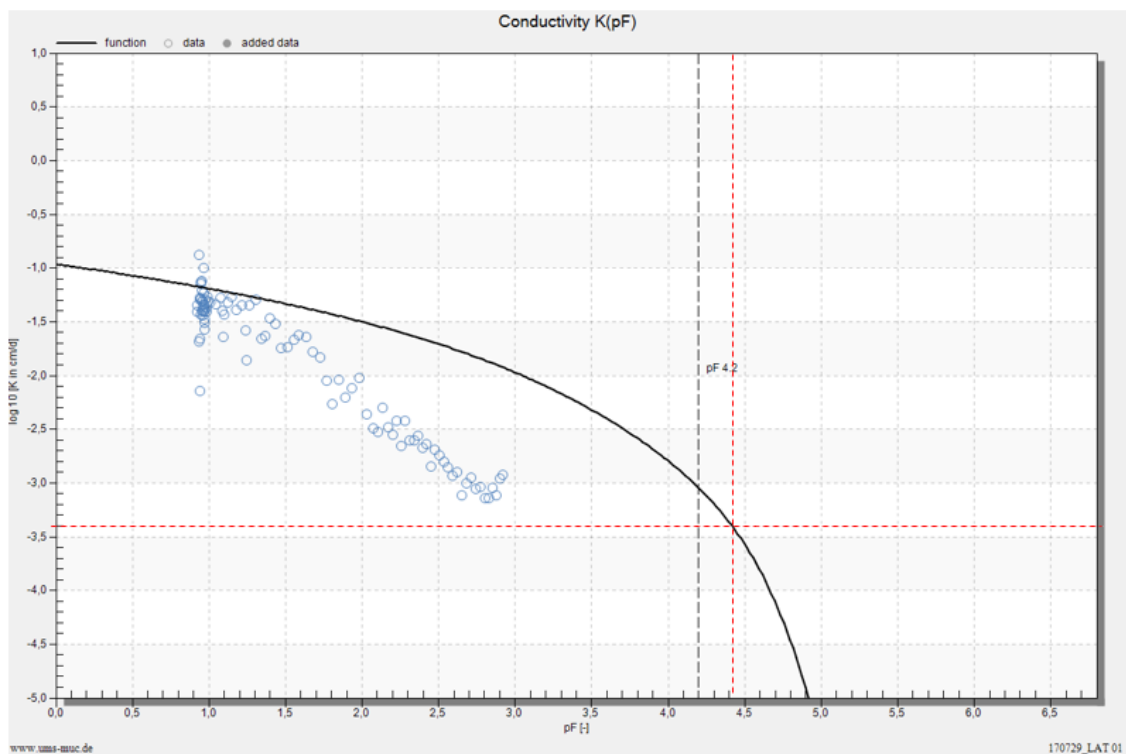


Fig. 4.20. Curva de condutividade hidráulica x sucção da amostra NA desta pesquisa.

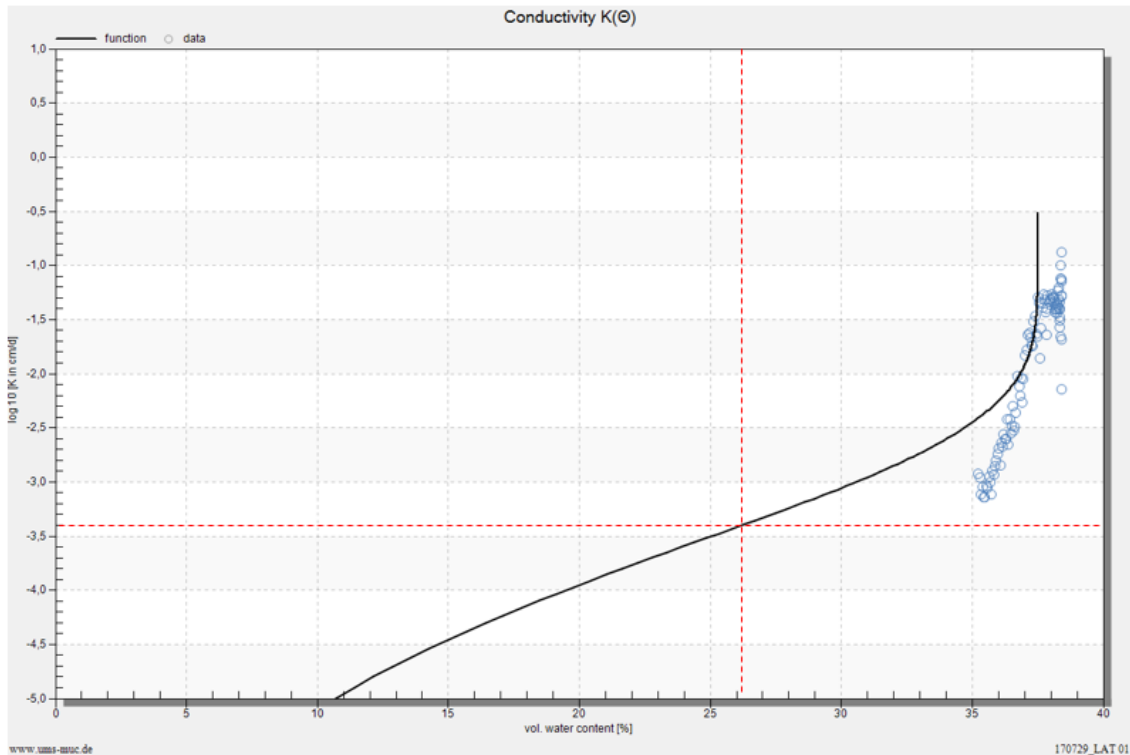


Fig. 4.21. Curva de condutividade hidráulica x umidade volumétrica da amostra LAT.

#### 4.1.3. Considerações finais

O uso isolado do HYPROP para materiais compactados se mostrou eficiente apenas para as amostras LA e NA' (arenosos). Para estes materiais o processo de saturação, a montagem do ensaio e o ajuste das curvas foram adequados. Para o solo LA' e a LAT (argilosos) só se faz possível a utilização do equipamento através de ajustes no processo de saturação e da utilização do WP4-C como ferramenta auxiliar. Além disso, mesmo com as adaptações realizadas as curvas de condutividade hidráulica destes dois materiais não apresentaram um ajuste adequado.

O processo de saturação dos materiais, de maneira indireta, revelou o comportamento do material quando em contato com a água: as amostras LA e NA' apresentaram condições de saturação em média 10 min após o contato com a água e os demais materiais permaneceram neste processo por 30 dias sem alcançar a saturação. Ou seja, caso os solos arenosos estudados fossem utilizados na construção de um pavimento e este entrasse em contato com a água, a camada poderia vir a trabalhar em condição de saturação, alterando suas propriedades mecânicas. Em linhas gerais, isto ocorre devido à distribuição do tamanho de poros. Mesmo beneficiados pelo processo de compactação, os solos arenosos

apresentam poros de tamanho médio a grande o que permite uma rápida ascensão capilar, já os solos argilosos possuem poros muito finos e a água se move mais lentamente.

Tab. 4.1. Resumo: Curva característica das amostras desta pesquisa

Amostra	VEA Macroporos, $\Psi_a$ (pF)	VEA Microporos, $\Psi_a$ (pF)	Sucção, $\Psi_{ót}$ (pF)	Sucção residual (pF)	Umidade residual (%)
1: LA'	3,5	4,9	3,6	5,1	0,6
2: LA	1,6	3,1	1,8	4,2	4,1
3: NA'	1,6	-	2,1	2,6	10
4: LAT	4,1	-	4,4	5,2	0,1

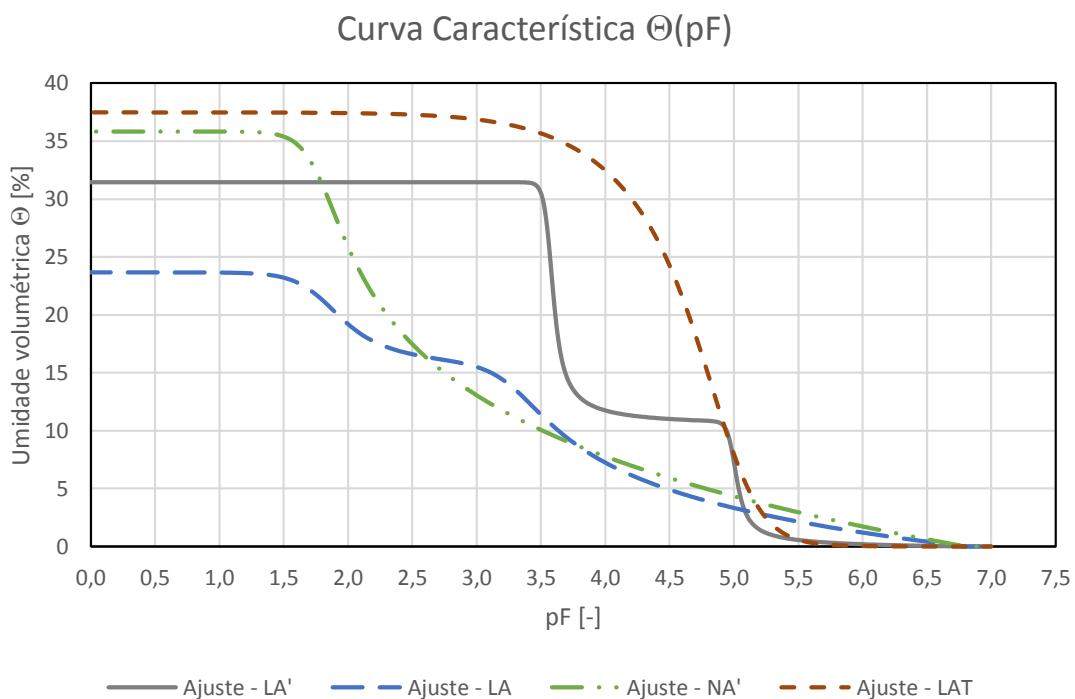


Fig. 4.22. Comparação entre os modelos de melhor ajuste da CCSA das amostras desta pesquisa.

A Fig. 4.22 expõe os modelos de melhor ajuste para os materiais avaliados e a Tab. 4.1 mostra um resumo dos resultados obtidos pela análise das CCSA. O solos LA e NA' apresentaram valores de entrada de ar iguais a pF:1,8 e pF:1,65, respectivamente. Já o VEA dos materiais argilosos são: LA' - pF:3,2 e LAT - pF:4,1. Essa diferença reflete o tamanho de poros dos materiais, ou seja, poros maiores como os das areias, por exemplo, demandam sucções mais baixas para serem drenados e o inverso ocorre para as argilas.

Após o valor de entrada de ar qualquer incremento de sucção acarreta na drenagem do material, sendo nesta faixa que encontra-se a umidade ótima. Essa condição é desejável,

já que baixas umidades acarretam na melhora das propriedades mecânicas dos solos. A sucção dos solos argilosos na condição de umidade ótima de compactação foi igual a: LA' - pF:3,6 e LAT - pF:4,4, características que podem ajudar a explicar o bom comportamento do solo argiloso em campo. Os materiais arenosos apresentaram sucções inferiores: LA - pF:1,9 e NA' - pF:2,1.

Outro ponto a ser observado é que a umidade ótima de todos os materiais, exceto para o solo expansivo, encontram-se próximos ao ponto de inflexão da curva característica, logo pode existir uma familiaridade entre a inflexão das duas curvas.

A Tab. 4.2 mostra os valores de condutividade saturada obtidas por intermédio do permeâmetro de carga variável. As amostras LA e NA' apresentaram condutividade saturada da ordem de  $1 \times 10^{-5}$  cm/s e os solos LA' e a LAT em torno de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s. Pela escala de LAMBE & WHITMAN (1969) pode-se caracterizar esta permeabilidade de baixa a muito baixa. Na umidade ótima esses valores se tornam ainda menores, para o primeiro grupo  $1 \times 10^{-7}$  e para o segundo  $1 \times 10^{-10}$ , valores considerados essencialmente impermeáveis.

A Fig. 4.23 mostra os modelos que representam a condutividade hidráulica dos materiais estudados. O declive acentuado das curvas de condutividade das amostras LA e NA' reflete uma distribuição de poros relativamente uniforme, assim a maioria dos poros são drenados por uma faixa estreita de sucção. O comportamento mais suave da curva da LAT é típica das argilas e reflete uma má definição do VEA, poros de pequenas dimensões e a boa distribuição dos mesmos. Já a amostra LA' exibe um comportamento intermediário, cuja drenagem dos poros de maior tamanho ocorrem para uma faixa pequena de sucções (trecho íngreme), porém passa a apresentar um comportamento mais suave até a drenagem dos microporos que ocorre de forma abrupta.

Tab. 4.2. Condutividade hidráulica saturada - Permeâmetro de carga variável das amostras desta pesquisa.

Amostra	Condutividade saturada (cm/s)
1: LA'	$1,22 \times 10^{-6}$
2: LA	$2,08 \times 10^{-5}$
3: NA'	$1,84 \times 10^{-5}$
4: LAT	-

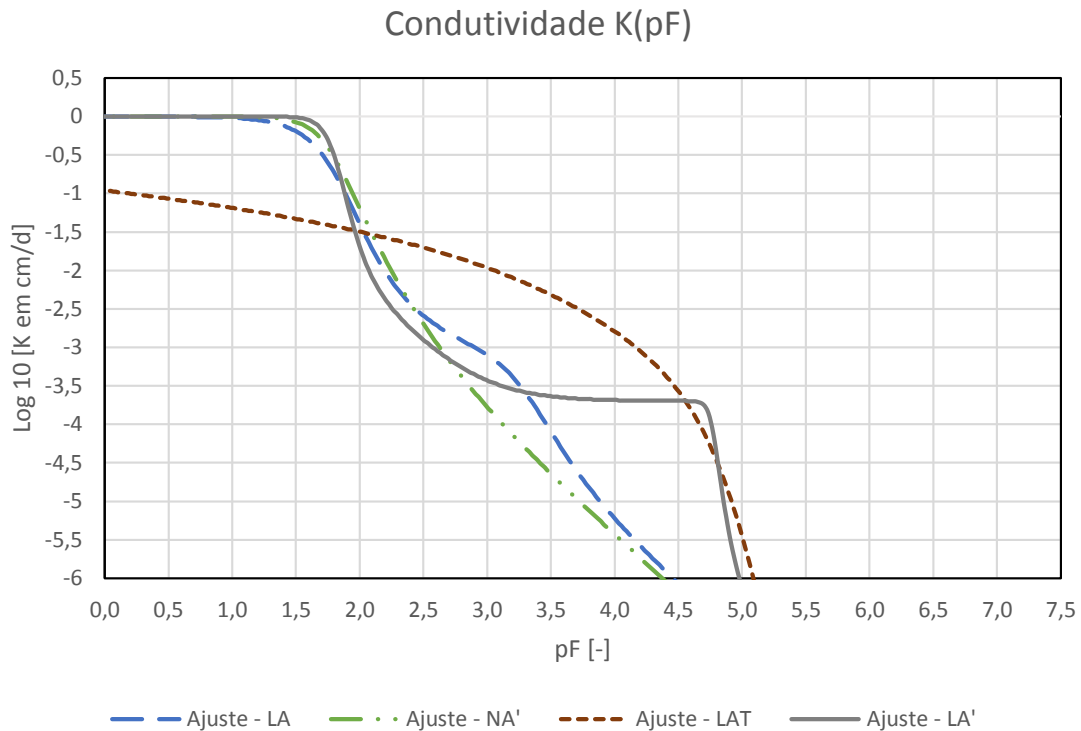


Fig. 4.23. Comparação entre os modelos de melhor ajuste da CCSA das amostras desta pesquisa.

Para INDRARATNA (2011) para servir como um material estrutural, o sublastro deve ser permeável o suficiente para evitar o acúmulo significativo de poropressão positiva sob carregamento cíclico, deve ser composto de partículas duráveis e não ser sensível à variações de umidade. Logo, é provável que as características hidráulicas tradicionalmente requeridas para que um material seja empregado como material de sublastro, melhores descritas na seção 2.1.1, não serão atendidas pelos materiais estudados.

Porém, a utilização desses materiais implica em um conceito funcional distinto para esta camada. Para o caso de solos tropicais, almeja-se que o sublastro atue como um material estrutural de baixa permeabilidade e baixa susceptibilidade a variação de umidade, que impeça a infiltração da água da chuva na camada e por conseguinte atinja o subleito, alterando suas características mecânicas. Em contra partida, a ascensão de água subterrânea presente no subleito, quando próxima da superfície, deve ser melhor avaliada, visto que a camada de sublastro também é impermeável neste sentido de fluxo e pode gerar um acúmulo de água sob o sublastro devido à incapacidade da camada de drená-la.

## 4.2. Análise de tensões e deformações

### 4.2.1. Deformação permanente

Vale ressaltar que os ensaios mecânicos que serão apresentados a seguir foram realizados com a granulometria completa do material. A condição de acomodamento das deformações permanentes, avaliada de forma qualitativa no presente item, será verificada por meio de um modelo gráfico no subitem 4.2.2, que trata a ocorrência do *shakedown*.

#### Amostra 1: LA'

O aspecto do corpo de prova antes do ensaio de deformação pode ser visto na Fig. 4.24. O gráfico na Fig. 4.25 mostra a deformação permanente em função dos cinco estados de tensão citados na Tab. 3.9 e sua variação ao longo dos ciclos de aplicação de carga. Observa-se um formato semelhante entre as curvas, onde ocorre um pico inicial ainda nos primeiros ciclos e em seguida este valor tende a estabilizar. O valor máximo obtido dentre as curvas, após 150.000 ciclos de aplicação de carga foi igual a 10,6 mm (Ensaio 5).



Fig. 4.24. Aspecto do corpo de prova da amostra 1 desta pesquisa pronto para ser ensaiado – LA'.

Apesar do acréscimo elevado de deformação permanente nos primeiros ciclos, o material tende a acomodar mesmo para os estado de tensões mais elevados. Além disso, os resultados evidenciam que o solo LA' sofre uma maior influência da tensão desvio, o que corrobora com a sua composição argilosa. Na tabela 4.3 estão apresentados os valores de deformação permanente totais ao término de cada ensaio.

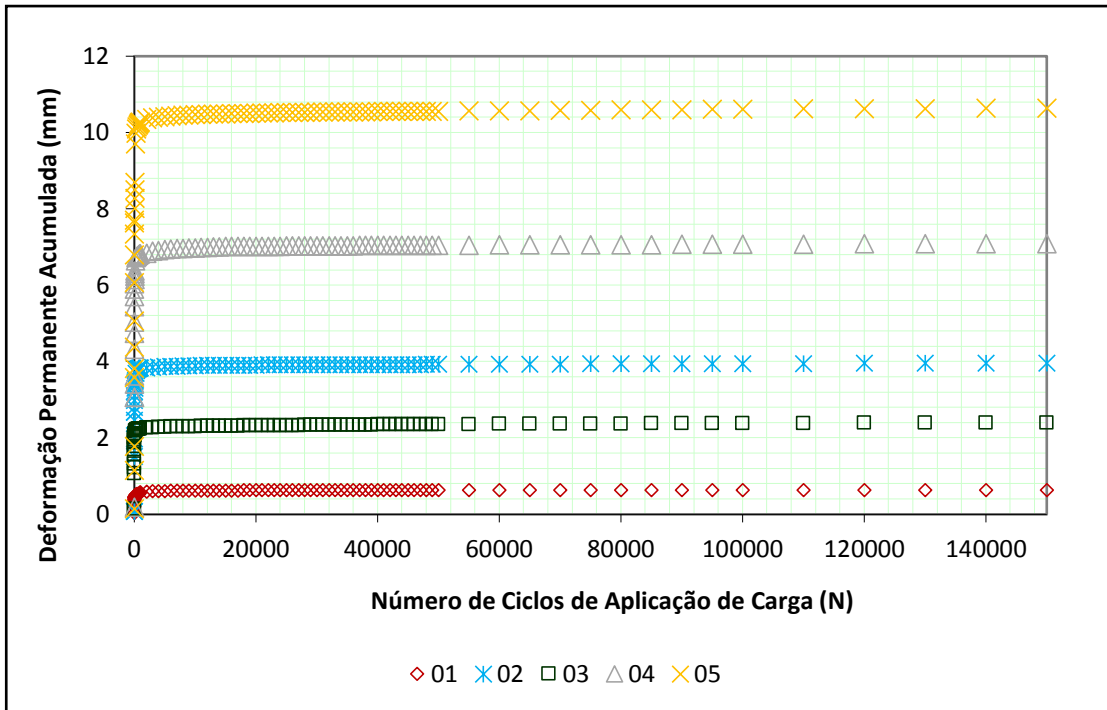


Fig. 4.25. Variação da deformação permanente total da amostra LA' ao longo dos ciclos de aplicação de cargas nesta pesquisa.

Tab. 4.3. Deformação permanente acumulada - LA'

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	N	$\epsilon_p$ (mm)
1	70	70	2	150.000	0,6
2		210	4		3,9
3	100	200	3		2,4
4		300	4		7,0
5	120	360	4		10,6

### Amostra 2: LA

O solo classificado como LA apresenta deformação permanente máxima igual a 8,0 mm (ensaio 5). O corpo de prova produzido com a amostra para o ensaio de deformação pode ser visto na Fig. 4.26.

O gráfico na Fig. 4.27 apresenta as deformações ao longo dos ciclos de aplicação de carga para os cinco pares de tensão adotados e na tabela 4.4 estão apresentados os valores de deformação permanente totais ao término de cada ensaio. Todos os ensaios apresentam tendência ao acomodamento, que pode ser verificada pela orientação praticamente paralela ao eixo horizontal. O fator que difere as curvas é taxa de acréscimo da deformação nos ciclos iniciais, esta é diretamente proporcional ao estado de tensão

aplicado. Além disso, a avaliação dos ensaios 2, 3 e 4 indica que o material sofre uma maior influência da tensão desvio.



Fig. 4.26. Aspecto do corpo de prova da amostra 2 desta pesquisa pronto para ser ensaiado – LA.

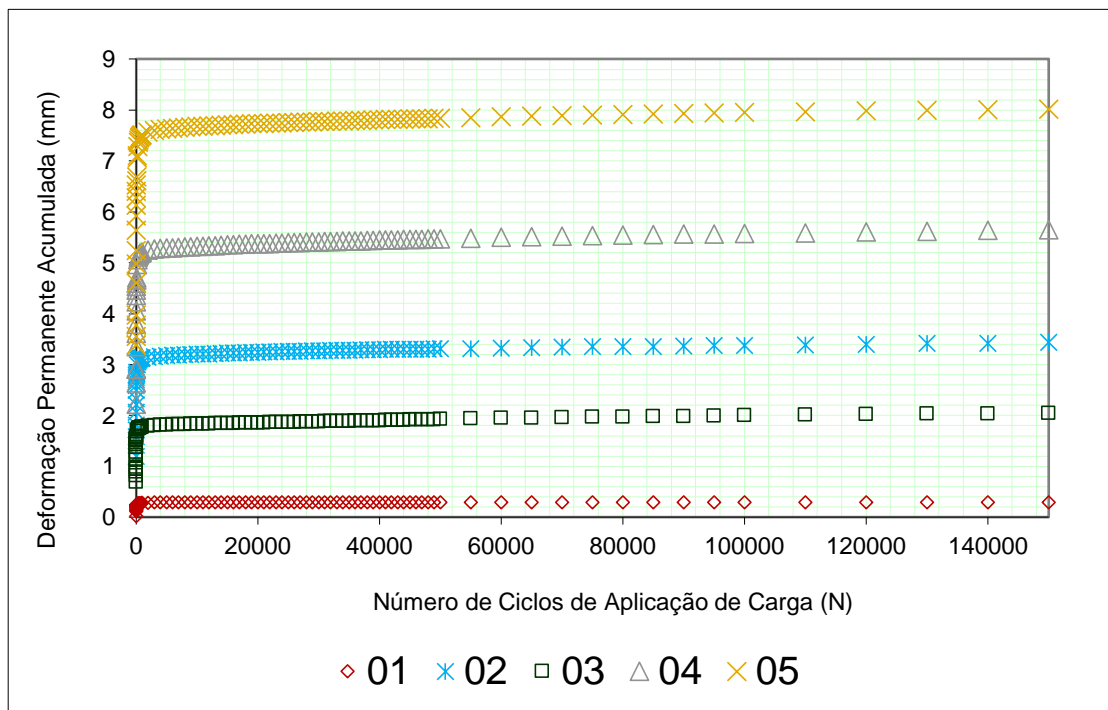


Fig. 4.27. Variação da deformação permanente total da amostra LA desta pesquisa.

Tab. 4.4. Deformação permanente acumulada - LA. (Continua)

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	N	$\epsilon_p$ (mm)
1	70	70	2	150.000	0,3
2		210	4		3,4
3	100	200	3		2,0
4		300	4		5,6
5	120	360	4		8,0

Amostra 3: NA'

O aspecto do corpo de prova antes do ensaio de deformação pode ser visto na Fig. 4.28. Para amostra NA são apresentados apenas quatro ensaios, isto porque o material não foi capaz de suportar as tensões do ensaio de número 5. O valor máximo de deformação permanente encontrado foi de 5,4 mm, os demais resultados estão apresentados na Tab 4.5 e na Fig. 4.29.

Pela análise do gráfico da Fig. 4.29 as curvas dos ensaios 2, 3 e 4 apresentaram uma tendência de acréscimo contínuo da deformação permanente acumulada. Apenas o ensaio 1 mostra-se aproximadamente paralelo ao eixo referente ao número de ciclos.



Fig. 4.28. Aspecto do corpo de prova pronto para ser ensaiado – NA'.

Tab. 4.5. Deformação permanente acumulada – NA'.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	N	$\epsilon_p$ (mm)
1	70	70	2	150.000	0,3
2		210	4		4,9
3	100	200	3		3,8
4		300	4		5,4
5	120	360	4		-

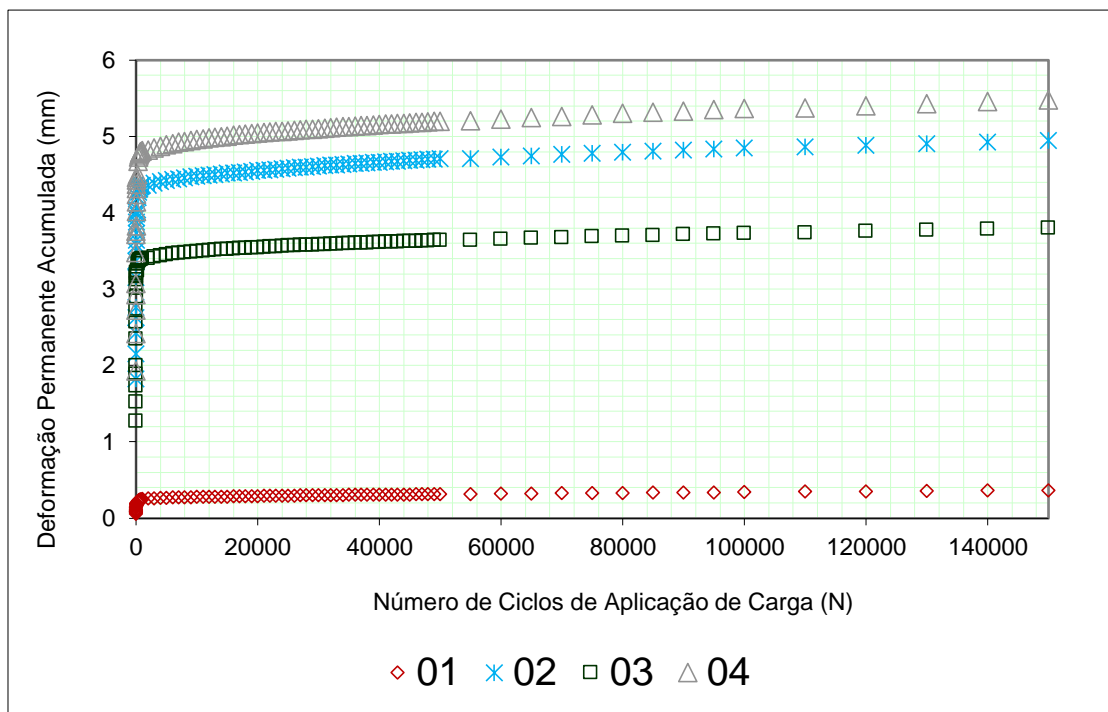


Fig. 4.29. Variação da deformação permanente total - NA.

#### Amostra 4: LAT

O aspecto do corpo de prova antes do ensaio de DP pode ser visto na Fig. 4.30. Na Fig 4.31 e na Tab. 4.6 são apresentados os resultados dos ensaios de deformação permanente realizados com a amostra de laterita – LAT. Observa-se que o maior valor de deformação permanente obtido foi de 1,71 mm, para o ensaio 5 no qual se utilizou uma tensão desvio de 360 kPa e tensão confinante de 120 kPa. Assim sendo, o material apresentou um valor de deformação permanente baixo mesmo para um estado de tensões elevado. Todos os ensaios apresentaram uma nítida tendência ao acomodamento da deformação permanente total à medida que se prolonga o número de ciclos de aplicação de cargas.

Tab. 4.6. Deformação permanente acumulada - LAT.

Ensaio	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1/\sigma_3$	N	$\epsilon_p$ (mm)
1	70	70	2	150.000	0,2
2		210	4		0,5
3	100	200	3		0,6
4		300	4		1,1
5	120	360	4		1,7



Fig. 4.31. Aspecto do corpo de prova da amostra 4 desta pesquisa pronto para ser ensaiado – LAT.

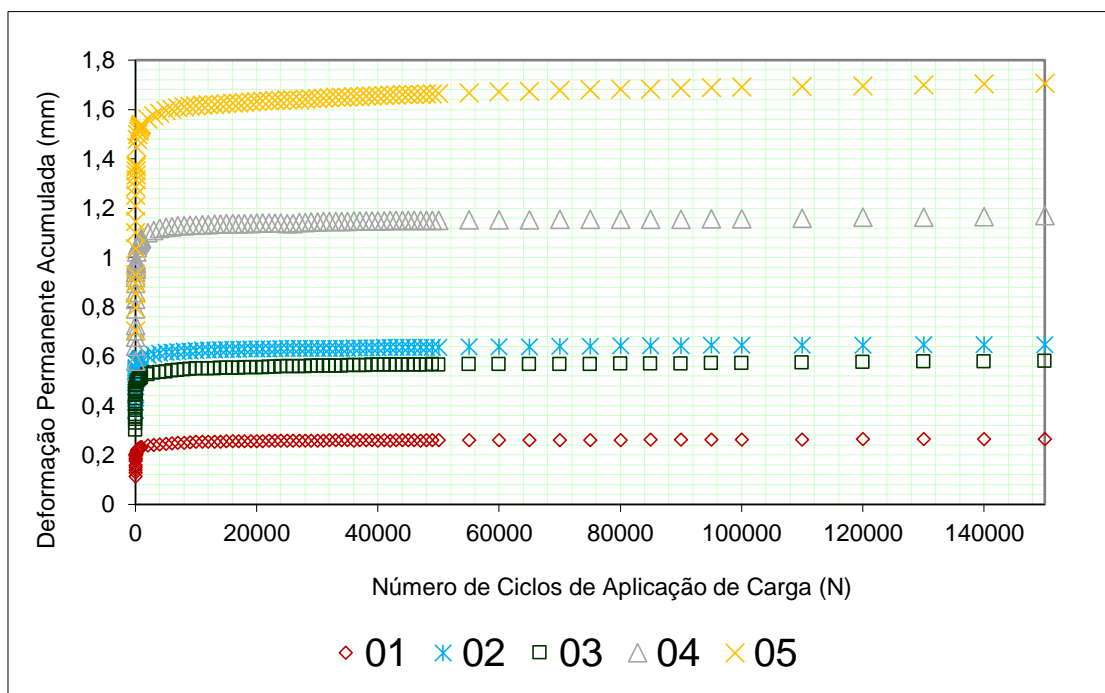


Fig. 4.30. Variação da deformação permanente total - LAT.

#### 4.2.2. Shakedown

##### Amostra 1: LA'

Segundo GUIMARÃES (2009), a condição de *shakedown* é de total interesse dos projetistas de pavimentos. Desta forma, visa-se conhecer o estado de tensões para qual o material apresenta comportamento apenas do tipo A e AB.

A pesquisa de ocorrência do *shakedown* se deu pela aplicação do modelo gráfico proposto por DAWSON e WELLNER (1999) e análise das faixas propostas por WERKMEISTER et al. (2001) e GUIMARÃES (2009), faixas A, B, C e AB.

A análise da pesquisa de ocorrência do *shakedown* mostra a tendência ao acomodamento plástico da amostra LA' quando submetida aos cinco estado de tensões adotados, ou seja, com uma taxa de acréscimo da ordem de  $10^{-7}$  m/ciclo ( $\times 10^{-3}$  m/ciclo de carga). Isto é, nos ciclos finais de aplicação de carga o corpo-de-prova teve sua deformação permanente aumentada em apenas  $10^{-7}$  mm a cada novo ciclo. Como pode ser visto na Fig. 4.32, o ensaio 1 apresentou comportamento do tipo A, enquanto os demais ensaios se mostram pertencentes ao tipo AB. Em ambos os casos a curva apresenta um comportamento aproximadamente vertical após uma determinada taxa de acréscimo da deformação.

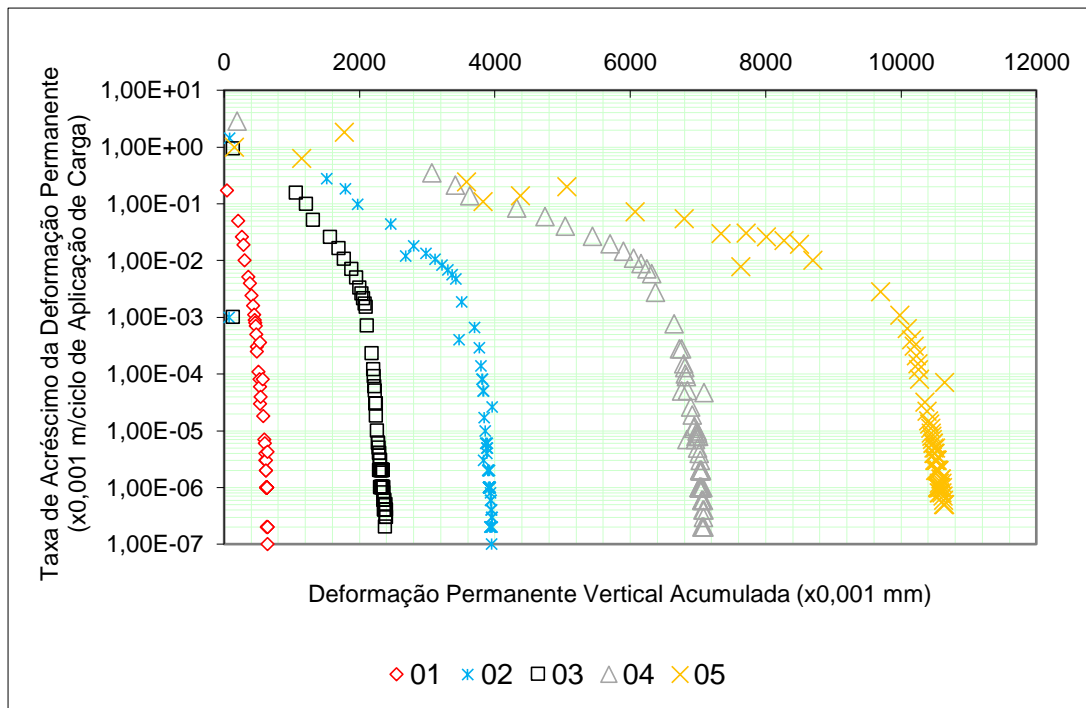


Fig. 4.32. Pesquisa de ocorrência do *shakedown* para a amostra LA' desta pesquisa.

A Fig. 4.33 mostra uma análise comparativa entre o estado de tensões adotados e sua relação com limite de *shakedown* de um granodiorito proposto por WERKMEISTER (2003). É possível observar que todos os ensaios que apresentaram comportamento do tipo AB estão acima do limite de *shakedown* proposto pelo autor citado.

A comparação do limite de *shakedown* de um material granular (granodiorito) e um solo fino visa mostrar que, em alguns casos, o limite dos solos tropicais pode ser até mais

elevado que um material britado. É válido lembrar que o limite proposto pelo autor citado não considera o comportamento do tipo AB.

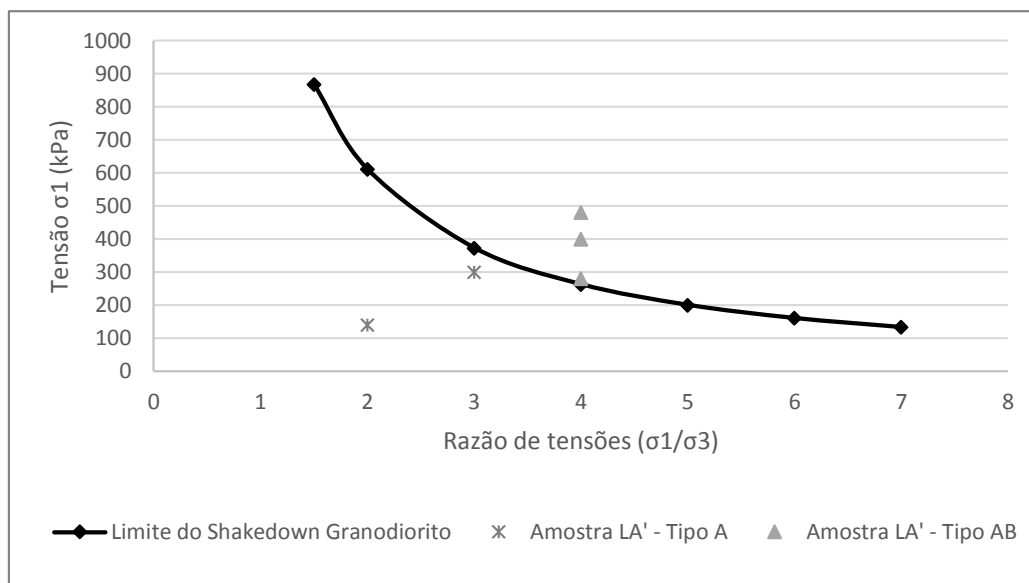


Fig. 4.33. Comparação entre o limite de *shakedown* para um granodiorito. (WERKMEISTER, 2003) e os valores obtidos para a amostra LA' nesta pesquisa.

### Amostra 2: LA

A pesquisa de ocorrência do *shakedown* para a amostra LA seguiu a mesma tendência ao acomodamento plástico verificada nos gráficos de deformação permanente, ou seja, pela análise com o modelo de Dawson e Wellner a taxa de acréscimo de deformação permanente atingiu valores da ordem de  $1 \times 10^{-7}$  m por ciclo de carga. É provável que os ensaios 2, 3, 4 e 5 não atingiram a referida taxa devido ao número limitado de ciclos de aplicação de carga, ou seja, não houve tempo para que a deformação permanente apresentasse valores significativamente reduzidos, mas o caráter aproximadamente vertical após uma determinada taxa de acréscimo de deformação já pode ser visto nas curvas.

Na Fig. 4.34 nota-se que os ensaios 1 e 3 apresentaram acomodamento do tipo A e os demais ensaios se mostram pertencentes ao tipo AB.

Na Fig. 4.35 é mostrada a comparação entre os ensaios realizados com a amostra LA e os limites de *shakedown* obtidos por WERKMEISTER (2003). Novamente o método do autor mencionado foi capaz de distinguir o comportamento dos tipos A e AB.

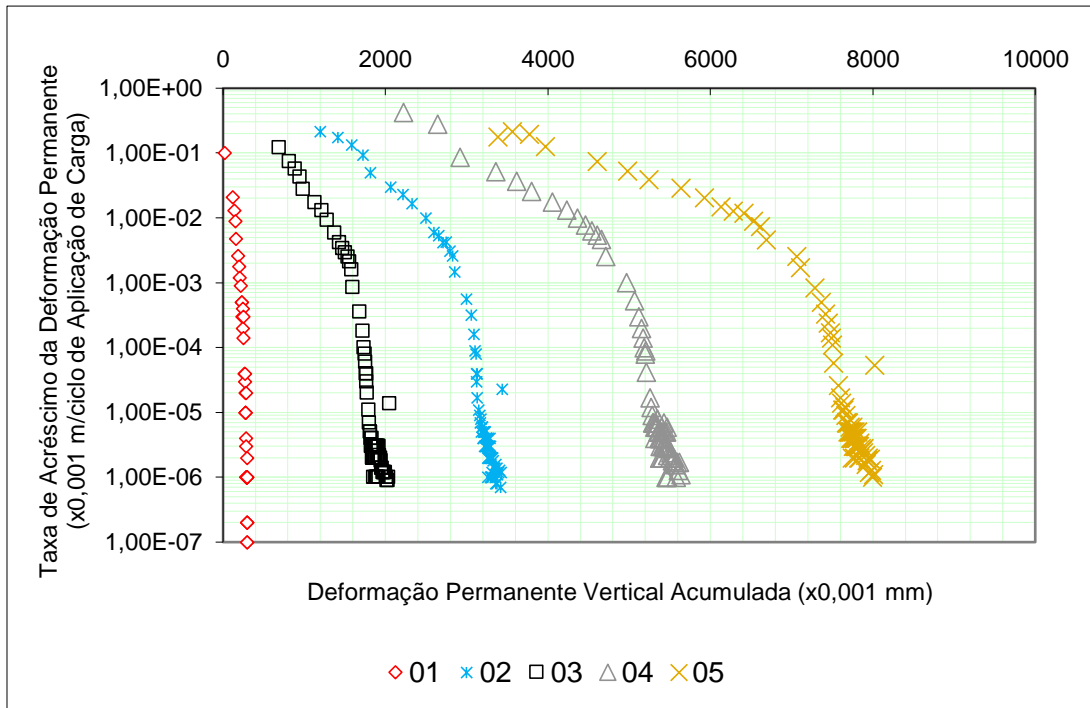


Fig. 4.35. Pesquisa de ocorrência do *shakedown* para a amostra LA desta pesquisa.

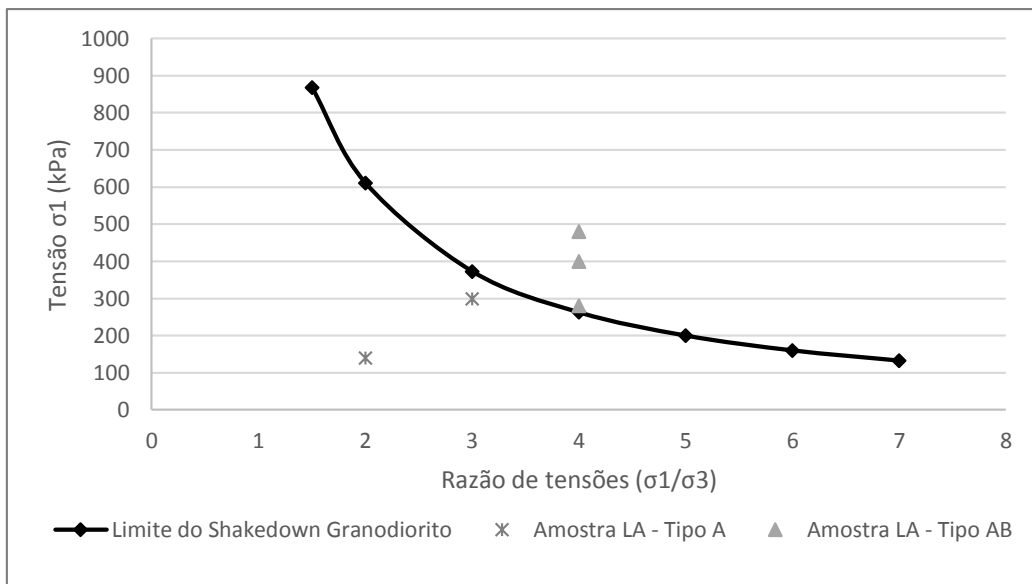


Fig. 4.34. Comparação entre o limite de *shakedown* para um granodiorito. (WERKMEISTER, 2003) e os valores obtidos para a amostra LA desta pesquisa.

### Amostra 3: NA'

A verificação do comportamento constatado no gráfico de deformação permanente será aqui realizada pela análise da taxa de acréscimo da deformação permanente ao longo de ensaios. Na Fig. 4.36 são apresentados os resultados de pesquisa de ocorrência do

*shakedown* para os ensaios triaxiais realizados e é possível verificar que nenhum dos resultados atingiu a taxa de  $1 \times 10^{-7}$  m/ciclo.

Pela referida figura, pode-se dizer que o ensaio 1 apresenta comportamento do tipo A, entretanto o número de ciclos do ensaio foi insuficiente para a caracterização clara do mesmo. Para os ensaios 2, 3 e 4, a tendência dos dados sugere que o material poderá apresentar resultados do tipo B ou AB, sendo necessário mais ciclos para uma avaliação mais consistente. Para uma melhor análise, o resultado do ensaio 1 foi plotado separadamente e pode ser visto na Fig. 4.37. Nesta é possível verificar um comportamento do tipo B mesmo para um estado de tensões baixo. Assim, pela tendência apresentada pelos demais ensaios e da análise realizada nos gráficos de deformação permanente é possível concluir que todos os ensaios apresentam comportamento do tipo B, escoamento plástico.

A Fig. 4.38 é apresentado o gráfico comparativo dos resultados obtidos para a amostra NA' e o granodiorito estudado por WERKMEISTER (2003). O limite de shakedown da amostra NA' é inferior ao proposto pelo autor citado.

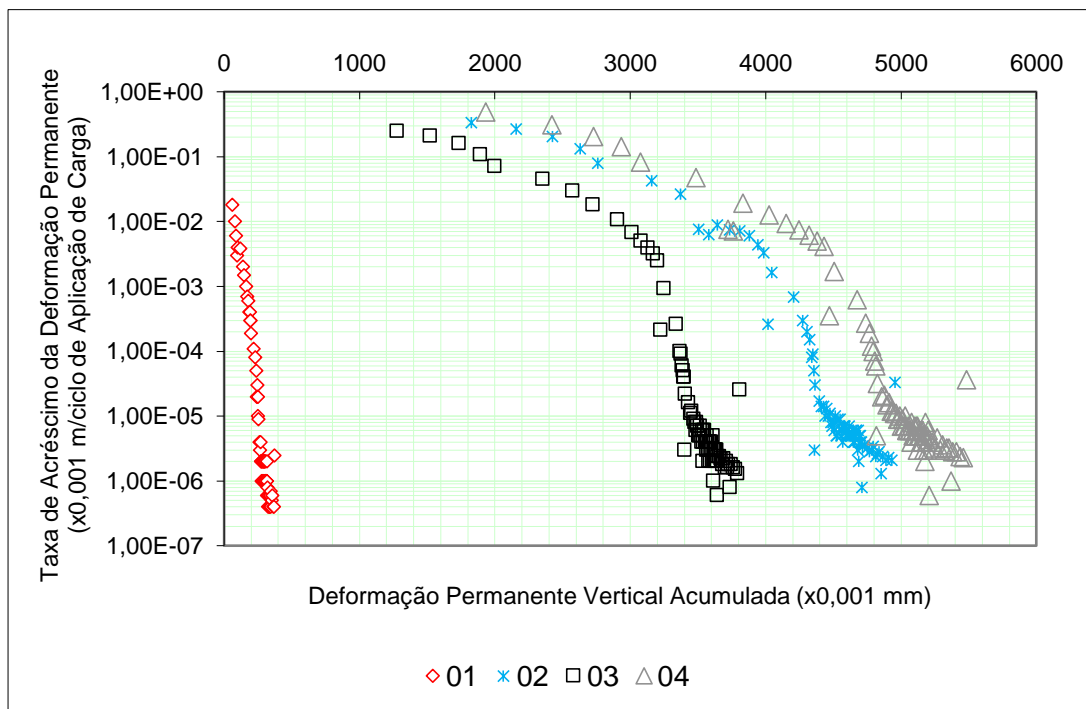
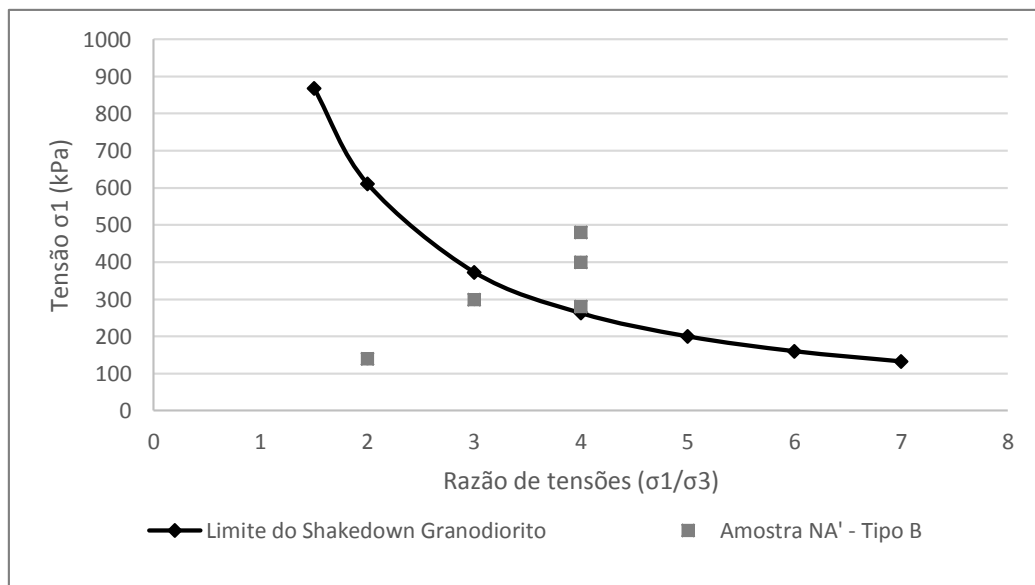
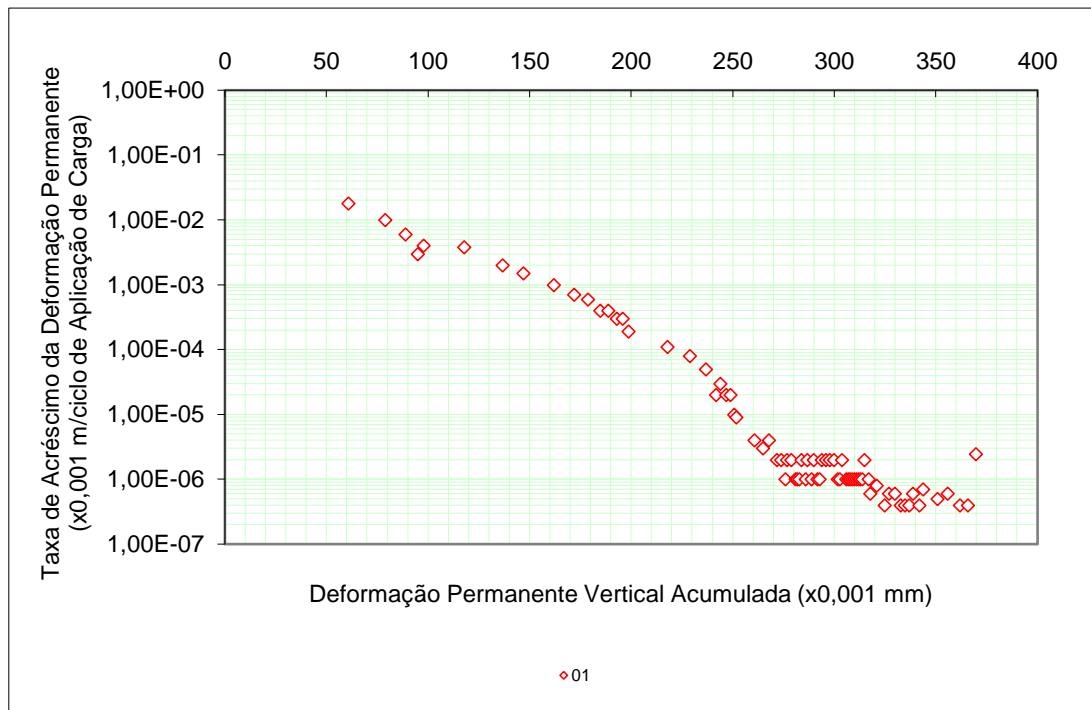


Fig. 4.36. Pesquisa de ocorrência do shakedown na amostra 3 desta pesquisa – NA'.



#### Amostra 4: LAT

Os resultados da pesquisa de ocorrência do *shakedown* para a amostra de LAT de acordo com o modelo gráfico de DAWSON e WELLNER, citado por WERKMEISTER (2003) são apresentados na Fig. 4.39. Todas as curvas apresentaram-se aproximadamente

paralelas ao eixo vertical e atingiram a ordem de grandeza de  $10^{-7}$ , comportamento desejável e que caracteriza o material com desempenho do nível A.

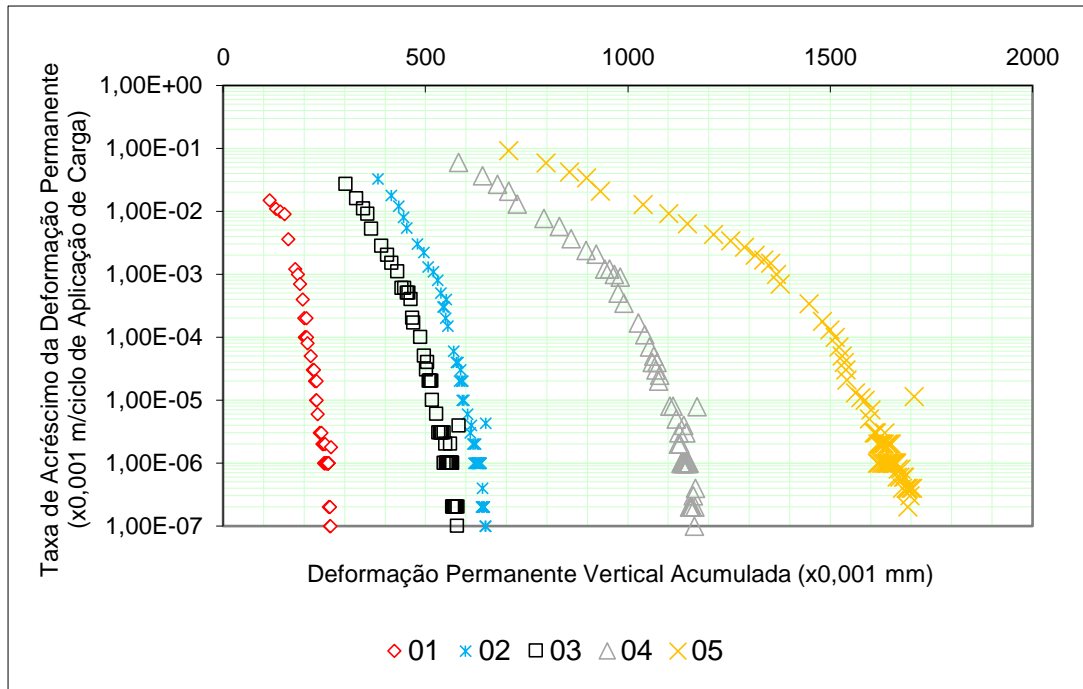


Fig. 4.39. Pesquisa de ocorrência do *shakedown* da amostra 4 desta pesquisa – LAT.

A Fig. 4.40 mostra um comparativo entre os resultados da laterita e a expressão obtida por WERKMEISTER (2003) para um granodiorito. No gráfico observa-se que existem pontos de ensaios que se mostraram com um comportamento do nível A localizados acima do limite de *shakedown* do granodiorito.

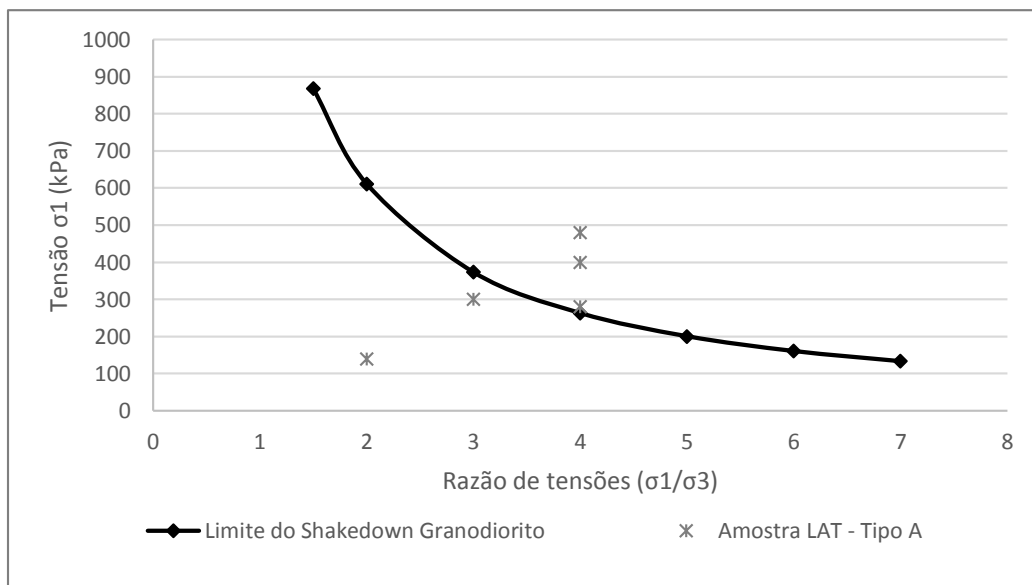


Fig. 4.40. Comparação entre o limite de *shakedown* para um granodiorito. (WERKMEISTER, 2003) e os valores obtidos para a amostra LAT.

#### 4.2.3. Módulo de resiliência

A Tab. 4.7 expõe a variação do módulo resiliente de cada corpo de prova após cada aplicação de um dos cinco estados de tensões utilizados no ensaio de deformação permanente. Os resultados do módulo médio tradicional (coluna 2) são oriundos do estudo de SOUSA (2016), exceto para a amostra 4. Todos os materiais apresentaram um acréscimo no valor de módulo após o ensaio de DP e este comportamento pode ser interpretado como um maior intertravamento das partículas após o ensaio de deformação permanente.

Tab. 4.7. Variação do módulo de resiliência médio após o ensaio de deformação permanente para os cinco estados de tensões utilizados e para as quatro amostras desta pesquisa.

Amostra	MR (MPa)	MR após DP (MPa)									
		Ensaio 1	Incr. (%)	Ensaio 2	Incr. (%)	Ensaio 3	Incr. (%)	Ensaio 4	Incr. (%)	Ensaio 5	Incr. (%)
1: LA'	389	611	57	470	21	485	25	706	81	575	48
2: LA	375	380	1	719	92	542	45	539	44	398	6
3: NA'	164	239	46	337	105	322	96	314	91	-	-
4: LAT	522	757	45	846	62	789	51	911	75	765	47

Para a amostra LA' o resultado do ensaio de módulo é mais afetado pela ação da tensão desvio. Já as amostras LA, NA' e a LAT sofrem maior influência da tensão confinante, o que está de acordo com sua composição granular. Além disso, o coeficiente de correlação próximo de zero apresentado em alguns gráficos (Anexo I) indica a tendência de um módulo resiliente constante. As respostas gráficas obtidas encontram-se no anexo I.

#### 4.2.4. Considerações finais

A máxima deformação permanente apresentada pelos materiais estudados foi obtida pela ação do estado de tensões proporcionado pelo ensaio de número 5, entretanto essa condição é muito rigorosa para a camada de sublastro. DELGADO (2012) relata que Paiva et al. (2008), pelo uso do método mecanístico, obteve o valor de 140 kPa para tensão desvio que atinge o sublastro. Além disso, o autor menciona a tensão desvio de 151 kPa alcançada em simulações numéricas realizadas para a duplicação da EFC, ambos com carga por eixo de 40 toneladas. Logo, os estados de tensões que mais se assemelham as tensões citadas são os apresentados nos ensaios de número 2 e 3. A Tab. 4.7 mostra a deformação permanente acumulada para estes ensaios e suas respectivas contribuições,

quando utilizadas como material de sublastro, para a deformação permanente total admissível de uma via permanente.

De acordo com RANGEL (2012 *apud*. OSTEN, 2012) a DP de um pavimento ferroviário destinado a circulação de carga geral, minério e passageiros não deve exceder 7,5 mm, valor referente ao somatório das deformações das camadas de sublastro, reforço e regularização (quando necessário), além do subleito. Assim, todos os valores apresentados estão abaixo do valor de DP admissível, considerando uma camada de sublastro de 20 cm, porém é necessário verificar a parcela de deformação das demais camadas, haja visto que a contribuição dos materiais estudados variaram de 7 % (LAT) a 65 % (NA') do valor total admissível. O material que apresenta melhor desempenho frente à deformação permanente é a amostra 4 (LAT) cuja contribuição para a deformação total é mínima, inferior a 1mm.

Tab. 4.8. Contribuição da camada de sublastro para a deformação permanente total (7,5 mm).

Amostra	Ensaio 2 - $\epsilon_p$ (mm)	Contribuição do sublastro (%)	Ensaio 3 - $\epsilon_p$ (mm)	Contribuição do sublastro (%)
1: LA'	3,9	52%	2,4	32%
2: LA	3,4	45%	2,0	27%
3: NA'	4,9	65%	3,8	51%
4: LAT	0,5	7%	0,6	8%

Na pesquisa de ocorrência do shakedown ou acomodamento plástico verificou-se que a deformação tende a estabilizar após um número limitado de ciclos de aplicação de carga para os materiais estudados, com exceção da amostra NA'.

Quanto ao limite de shakedown, já era esperado que devido ao número limitado de pontos ou da concentração dos mesmos não seria possível estabelecer uma equação matemática que caracterizasse o limite de shakedown para as amostras. Em geral, as amostras LA, LA' e LAT podem ser solicitadas com estado de tensões superior ao do granodiorito, ou seja, apresentam limite superior ao do material britado.

Com base nos valores de módulo resiliente, SOUSA (2016) propôs a utilização dos materiais estudados em camadas do pavimento ferroviário. Segundo a autora tem-se que a amostra 1 e 2 (LA' e LA) são adequadas para aplicação em sublastro e a amostra 3 (NA') para o subleito.

Aplicando os mesmos pré-requisitos utilizados por SOUSA (2016), tem-se que o material utilizado nesta pesquisa, laterita – LAT, pode ser aplicado em camada de sublastro.

BERNUCCI *et. al.* (2006) afirmam que 100 a 400 MPa são valores de MR de materiais granulares como a brita graduada simples, por exemplo. Pelo comparativo dos solos estudados com este tipo de material de uso consagrado na pavimentação rodoviária, observa-se que os materiais apresentaram valores de módulo resiliente elevados (Tab. 4.9) e até mesmo acima da faixa mencionada, por exemplo 522 MPa (LAT).

Tab. 4.9. Variação do módulo após o ensaio a deformação permanente dos materiais desta pesquisa.

Amostra	Módulo tradicional (MPa)	Módulo após a deformação (MPa) – Ensaio 2	Incremento no módulo (%)	Módulo após a deformação (MPa) – Ensaio 3	Incremento no módulo (%)
1: LA'	389	470	21%	485	25%
2: LA	375	719	92%	542	45%
3: NA'	164	337	105%	322	96%
4: LAT	522	846	62%	789	51%

Para os ensaios 2 e 3 todos os materiais apresentaram um aumento do módulo de resiliência após a deformação permanente (Tab. 4.9). No ensaio 2 os solos de composição arenosa (LA e NA') apresentam um maior incremento no valor de módulo, em torno de 100%, já os materiais argilosos apresentam um aumento de 21% para a amostra LA' e 62% para a laterita. O estado de tensões utilizado no ensaio de DP número 3 apresentou valores bem próximos ao observado no ensaio 2, exceto para a amostra LA para a qual obteve-se um acréscimo de 45% no valor de módulo.

---

## Capítulo 5: ANÁLISE COMPLEMENTAR – SIMULAÇÃO NUMÉRICA

---

Com o propósito de entender o comportamento *in situ* dos solos estudados foram realizadas simulações numéricas pelo uso de dois softwares, o IVFlow e o Systrain, que foram desenvolvidos no IME especialmente para a análise do pavimento ferroviário. Além disso, buscou-se contribuir com os ajustes finais dessas ferramentas, sendo o IVFlow utilizado pela primeira vez na presente pesquisa.

### 5.1. IVFlow

#### 5.1.1. Introdução

O IVFlow é uma ferramenta computacional que foi criada em 2014 na ocasião da parceria entre Vale e IME. Seus idealizadores são: José Carlos Silva Filho (Vale), Antonio Carlos Rodrigues Guimarães (IME), Carlos Alexandre Bastos de Vasconcellos (IME) e Gabriel de Carvalho Nascimento (Elgayer). De acordo com o manual do *software*, “o código implementado calcula a umidade ao longo do tempo pela equação de Richards, considerando a geometria, propriedade do meio e as devidas condições de contorno. O cálculo é feito em regime transiente por meio de Método dos Elementos Finitos (MEF)”.

Segundo RAATS (2001 *apud*. CAVALCANTE *et al.*, 2012), “a teoria de Richards encontra respaldo em vários ramos da mecânica do contínuo ao combinar o mais simples balanço de massa, expresso por meio da equação da continuidade, com o balanço de momento, expresso pela lei de Darcy”.

A Equação de Richards (1931) é uma Equação Diferencial Parcial (EDP) não linear, visto que a condutividade hidráulica e a sucção são função do teor de umidade do solo. Não apresenta solução analítica exata para o problema proposto. Segundo o manual do *software*, para obtenção da solução da equação foi utilizado o MEF, que converte a equação em uma solução aproximada representada por meio de um sistema de equações lineares. Além disso, para o cálculo do avanço no tempo é utilizado o Método das Diferenças Finitas (MDF).

As propriedades hidráulicas do solo requeridas pelo modelo são: a condutividade hidráulica e a CCSA. Na versão utilizada na presente dissertação estão disponíveis as equações de ajuste propostas por HAVERKAMP, R. *et al.* (1977) e VAN GENUCHTEN, M. T. (1980), além da opção Multilinear, que interpola os dados obtidos experimentalmente.

Quanto ao ambiente, são necessários dados de precipitação, evapotranspiração e temperatura. A chuva de projeto pode ser definida pela intensidade máxima da precipitação (equação de chuvas intensas e Otto Pfafstetter), altura de chuva em uma dada duração (constante) e tabular, que é a interpolação linear entre os pontos do gráfico de chuva. As opções de entrada para a evapotranspiração são: constante, tabular e Fitzgerald. A temperatura, por sua vez, pode ser definida como constante ou em uma tabela (temperatura-tempo). O fluxograma na Fig. 5.1 mostra simplificada os dados necessários para utilização do programa e os métodos utilizados para obtê-los.

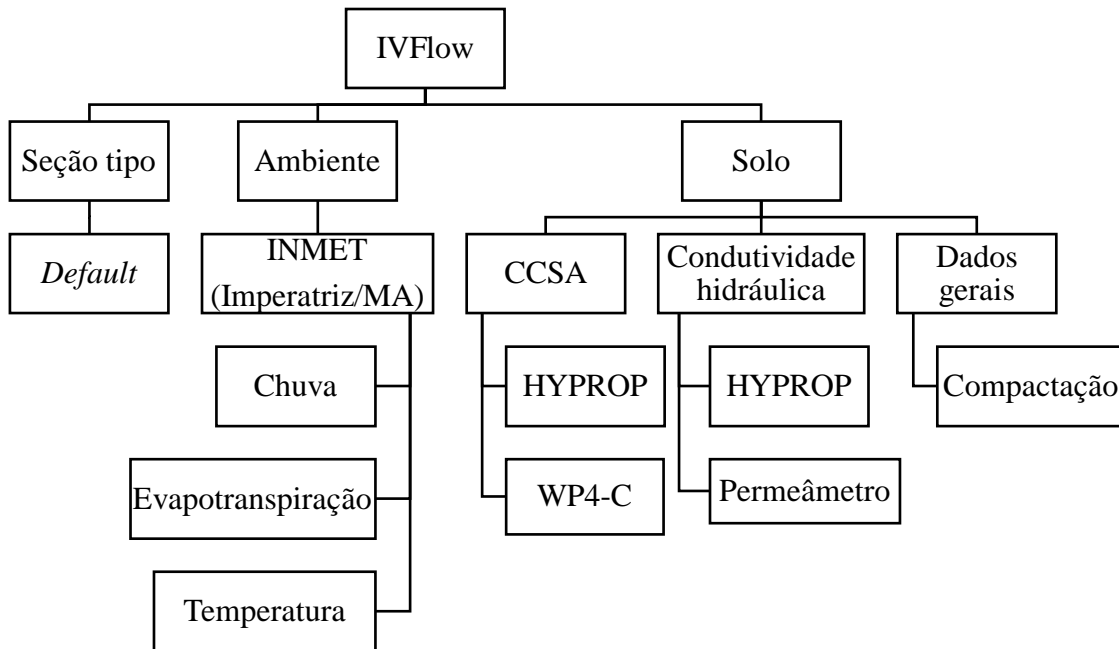


Fig. 5.1. Fluxograma dos dados requeridos pelo *software* IVFlow.

### 5.1.2. Dados de entrada

O IVFlow em sua versão 1.42 requer como informações preliminares para a utilização do software dados sobre: geometria da via (seção tipo), o ambiente (chuva,

evapotranspiração e temperatura) e os materiais que irão compor as camadas. Os dados utilizados serão apresentados a seguir.

### Seção Tipo

Neste item foram utilizados padrões de entrada sugeridos pelo *software*. Em linhas gerais, trata-se de uma ferrovia de bitola larga, com caimento de drenagem de 3% e nível d'água a 2,6 m de profundidade, medida a partir do topo do lastro. A espessura no centro das camadas são: (i) lastro: 0,5 m, (ii) sublastro: 0,3 m, (iii) regularização: 0,4 m e (iv) subleito (largura adicional à regularização): 1,0 m. A Fig. 5.2 ilustra a seção tipo utilizada.

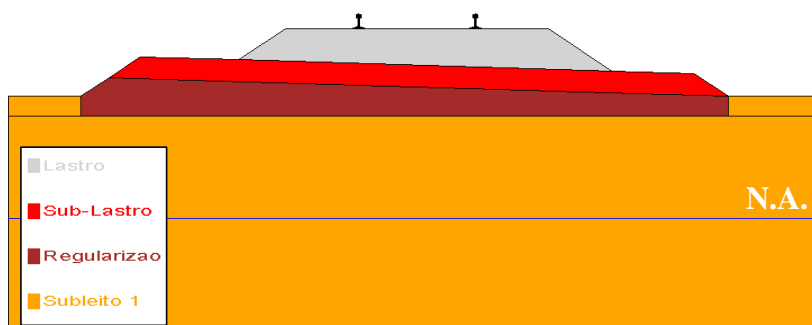


Fig. 5.2. Seção transversal típica do IVFlow utilizada na presente pesquisa.

### Ambiente

A seleção dos dados climatológicos se deu em função do trecho experimental construído em Açailândia/MA, que empregou a amostra 1 (LA') como camada de sublastro. Desta forma, os dados utilizados refletem a tentativa de simular o meio físico no local de implantação do trecho.

Os dados de entrada relacionados ao ambiente local foram coletados no site do INMET – Instituto Nacional de Meteorologia e referem-se ao município de Imperatriz/MA, devido à escassez de dados históricos climáticos de Açailândia. As duas cidades encontram-se a 68 km de distância e as informações utilizadas estão listadas a seguir:

- Chuva - Equação de chuva intensa: (i) início: 0 h, (ii) duração: 6 min, (iii) ramp-up: 5%, (iv) TR: 10 anos, (v) B: 905,52, (vi) d: 0,156, (vii) c: 10, (viii) e b: 0,742.

- Evapotranspiração - Fitzfgerald: (i) velocidade do vento: 2,22 km/h e (ii) umidade relativa: 78,45%.
- Temperatura - Tabular: (i) 00 h: 28,245 °C, (ii) 12 h: 27,996 °C e (iii) 18 h: 33,431 °C.

### Solo

O parâmetro variável nas simulações é o material de sublastro, logo foram realizadas quatro análises distintas:

- Simulação 1: LA'

Informações requeridas: (i) condutividade hidráulica de saturação: 0,00438 cm/h, (ii) umidade ótima grav.: 11,7%, (iii) umidade residual: 0,0106 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (iv) umidade saturada: 0,324 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (v) massa específica do solo seco: 1940 kg/m<sup>3</sup> e (vi) massa específica da água: 1000 kg/m<sup>3</sup>. O modelo constitutivo adotado foi o multilinear, nesse caso são necessárias as características hidráulicas apresentadas na Tab. 5.1. Os dados na tabela a seguir estão expostos nas unidades requeridas pelo programa.

Tab. 5.1. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - LA'

Curva de retenção (multilinear)		Curva de condutividade (multilinear)	
Pressão (cm)	Umidade volumétrica (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	Pressão (cm)	Condutividade Hidráulica (cm/h)
0	0,324	0	0,00439
-1000	0,2946	-5,01	0,0038
-2187,76	0,2369	-10,4	0,000371
-3801,89	0,199	-30,97	8,31E-05
-5164,16	0,1429	-101,86	3,89E-05
-8203,52	0,1209	-1009,25	1,26E-05
-32734,07	0,1102	-3258,37	9,54E-06
-82413,81	0,1047	-10327,61	8,71E-06
-104712,85	0,0594	-65463,62	1,15E-06
-189234,36	0,0106	-189234	3,23E-09

Nota: Referência Fig. 4.2 e 4.15

- Simulação 2: LA

Informações requeridas: (i) condutividade hidráulica de saturação: 0,0758 cm/h, (ii) umidade ótima grav.: 10,8%, (iii) umidade residual: 0,0488 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (iv) umidade saturada: 0,241 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (v) massa específica do solo seco: 1990 kg/m<sup>3</sup> e (vi) massa específica da

água: 1000 kg/m<sup>3</sup>. Também são necessárias as características hidráulicas apresentadas na Tab. 5.2.

Tab. 5.2. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - LA

Curva de retenção (multilinear)		Curva de condutividade (multilinear)	
Pressão (cm)	Umidade volumétrica (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	Pressão (cm)	Condutividade Hidráulica (cm/h)
0	0,241	0	0,0758
-3,07	0,237	-25,11	0,0758
-9,73	0,2371	-102,33	0,00144
-30,83	0,2322	-128,89	0,000676
-102,33	0,1911	-162,34	0,000355
-324,34	0,1655	-1028,07	9,54E-05
-981,75	0,155	-1630,89	1,51E-05
-3111,72	0,1143	-3258,56	2,88E-06
-10327,61	0,071	-8200,26	3,47E-07
-31260,79	0,0488	-31260,06	3,55E-08

Nota: Referência Fig. 4.5 e 4.17

▪ Simulação 3: NA'

Informações requeridas: (i) condutividade hidráulica de saturação: 0,066 cm/h, (ii) umidade ótima grav.: 15,4%, (iii) umidade residual: 0,0428 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (iv) umidade saturada: 0,3582 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (v) massa específica do solo seco: 1510 kg/m<sup>3</sup> e (vi) massa específica da água: 1000 kg/m<sup>3</sup>. A Tab. 5,3 apresenta as características hidráulicas do material.

Tab. 5.3. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - NA' (Continua)

Curva de retenção (multilinear)		Curva de condutividade (multilinear)	
Pressão (cm)	Umidade volumétrica (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	Pressão (cm)	Condutividade Hidráulica (cm/h)
0	0,3582	0	0,066
-11,69	0,3582	-31,6	0,066
-38,81	0,3484	-102,33	0,00245
-48,87	0,3359	-178,03	0,000407
-162,18	0,2146	-324,36	7,94E-05
-1028,02	0,1296	-1028,07	6,60E-06
-2588,21	0,1051	-3258,56	9,12E-07
-10327,61	0,0771	-10328,28	1,48E-07
-32734,06	0,0586	-31260,06	2,75E-08
-103754,8	0,0428	-103760,5	4,46E-09

Nota: Referência Fig. 4.8 e 4.18

▪ Simulação 4: LAT

Informações requeridas: (i) condutividade hidráulica de saturação: 0,00446 cm/h, (ii) umidade ótima grav.: 14%, (iii) umidade residual: 0,0603 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (iv) umidade saturada: 0,375 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>, (v) massa específica do solo seco: 1870 kg/m<sup>3</sup> e (vi) massa específica da água: 1000 kg/m<sup>3</sup>. As características hidráulicas necessárias estão expostas na Tab. 5.4.

Tab. 5.4. Dados de entrada do modelo constitutivo multilinear - LAT

Curva de retenção (multilinear)		Curva de condutividade (multilinear)	
Pressão (cm)	Umidade volumétrica (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	Pressão (cm)	Condutividade Hidráulica (cm/h)
0	0,375	0	0,00446
-826,03	0,3524	-10,18	0,00269
-23988,32	0,2424	-32,28	0,0019
-66069,34	0,1428	-102,33	0,00131
-109647,81	0,0603	-324,35	8,12E-04
		-1028,07	4,30E-04
		-3258,56	1,94E-04
		-10328,28	6,45E-05
		-32736,32	1,04E-05
		-103760,53	1,17E-07

Nota: Referência Fig. 4.11 e 4.20

As informações dos demais materiais, isto é, que constituem as camadas de lastro, regularização e subleito, referem-se ao *default* do *software* e estão apresentados na Tab. 5.5. Trata-se de uma simplificação, porém para uma análise mais adequada se faz necessário a aquisição de dados reais dos materiais destas camadas.

Tab. 5.5. Informações do banco de dados do IVFlow utilizado na presente pesquisa.

Camada	Lastro	Reforço	Subleito
Dados gerais			
Condutividade hidráulica saturada (cm/h)	1000	0,097	35
Umidade ótima grav. (%)	20	20	20
Umidade residual (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	0,045	0,0746	0
Umidade saturada (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	0,43	0,4	0,3
Massa específica do solo seco (kg/m <sup>3</sup> )	1400	1400	1400
Massa específica da água (kg/m <sup>3</sup> )	1000	1000	1000
Parâmetros do modelo constitutivo (van Genuchten)			
Alfa (1/cm)	0,145	0,024	0,03
l	0,5	0,5	0,5
n	2,68	1,3	3,8

### 5.1.3. Resultados e discussões das simulações

Neste capítulo buscou-se avaliar a interação entre os quatro tipos de sublastro analisados e as águas que poderão atingir a camada, ou seja, provenientes da chuva e da ascensão capilar.

O IVFlow apresenta seus resultados em forma gráfica para diferentes tempos físicos (Fig. 5.3, por exemplo), além dos resumos espacial e por camada (Tab. 5.6). As figuras a seguir, Fig. 5.3 a 5.7, exemplificam as respostas das simulações apresentadas pelo software, aquelas obtidas pelo uso da amostra LA'. Os resultados dos demais solos encontram-se no Anexo II.

No tempo zero é possível verificar a umidade das camadas dada apenas pela ascensão da água subterrânea (Fig. 5.3). Assim, observa-se neste primeiro momento que o sublastro quando composto pela amostra LA' ou pela LAT apresenta valor de umidade muito próximo a saturação total desses materiais. Usando os dados das amostras LA e NA', a camada inicia a simulação com uma umidade em torno de 19% e 10% abaixo do teor ótimo, respectivamente.

A partir dessa umidade preestabelecida se inicia a simulação das condições ambientais adotadas. Com o avanço do tempo, para as amostras LA' e a LAT, é possível constatar que no trecho localizado sob o lastro ocorre um aumento da umidade. O incremento é maior no topo da camada e chega a atingir um grau de saturação igual a 100%. Além disso, observa-se que a frente de umidade se instala na base do lastro. Nas faixas em que a superfície do sublastro fica exposta ocorre a manutenção da umidade inicial na parte inferior da camada e a redução da umidade na área mais próxima à superfície, até 9% para o solo LA' e 3% para a laterita.

A amostra LA apresentou um acréscimo de umidade após a chuva de projeto que chega até 15% na parte superior da camada. Em algumas regiões a frente de umidade chega a atingir a base da camada, porém mesmo com o aumento, o material tende a atuar abaixo da umidade ótima. A camada executada com o solo classificado como NA' mostra uma elevação de umidade no topo da camada de até 33% após à ação do meio físico, além disso cerca de 10% da camada encontra-se 1% acima da umidade ótima.

A Fig. 5.4 ilustra a condição de umidade do pavimento, em termos de umidade volumétrica, logo após o fim da chuva de projeto. As Fig. 5.5, 5.6 e 5.7 mostram o avanço da frente de umidade na via permanente.

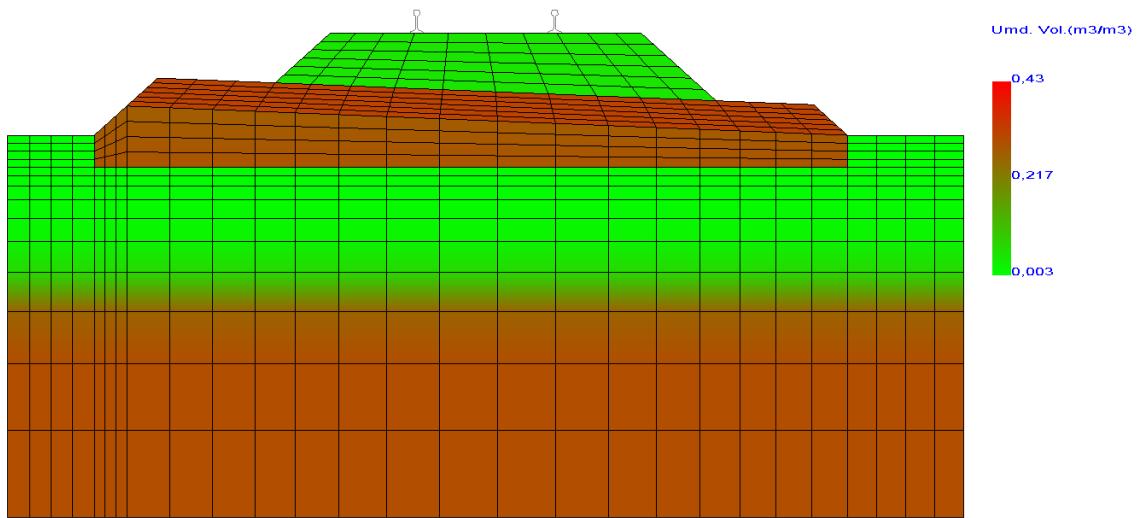


Fig. 5.5. Umidade volumétrica no tempo zero da simulação (umidade inicial) - LA'

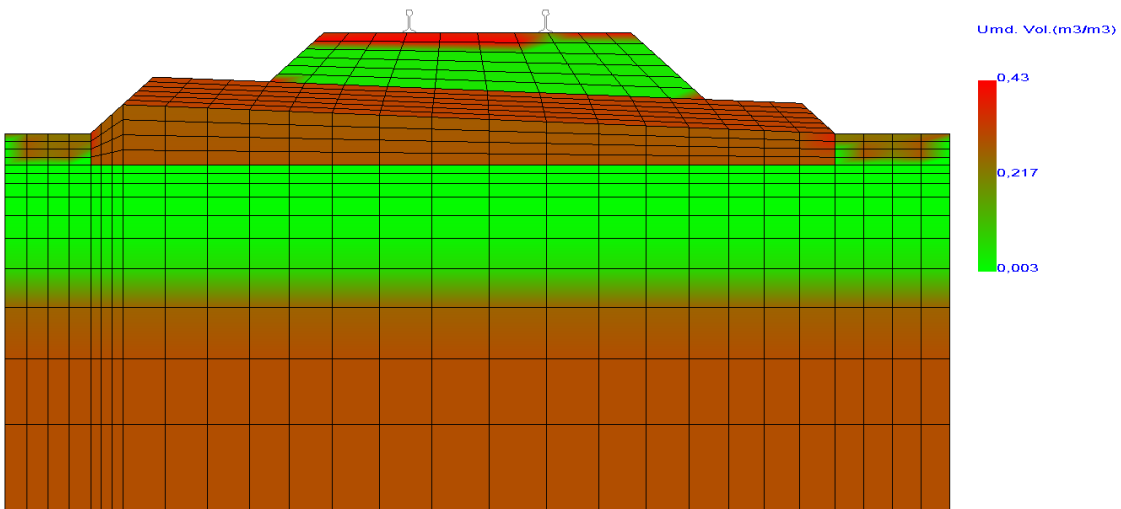


Fig. 5.3. Umidade volumétrica após decorrido 6min do início da simulação - LA'

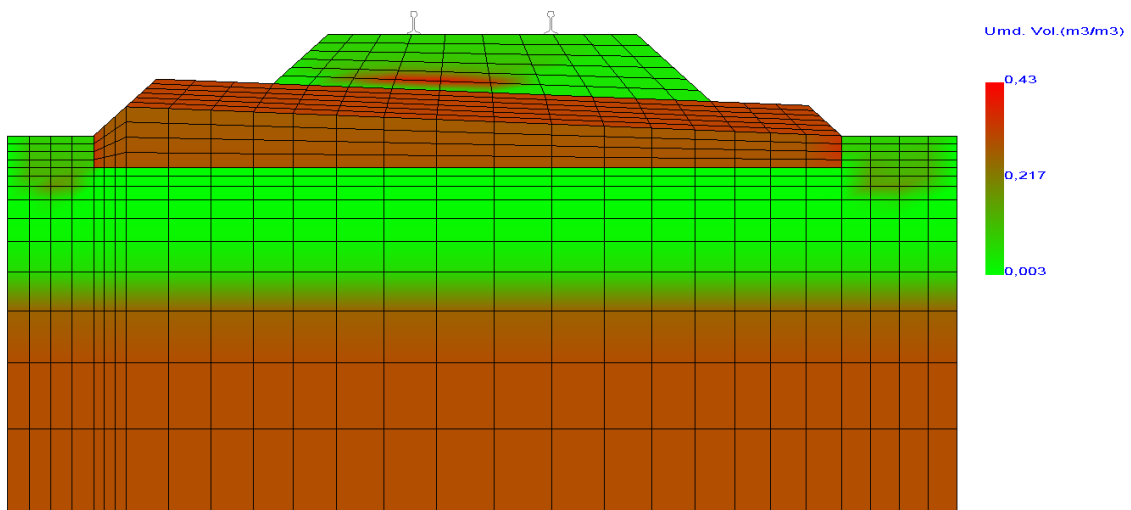


Fig. 5.4. Umidade volumétrica após decorrido 30min do início da simulação - LA'

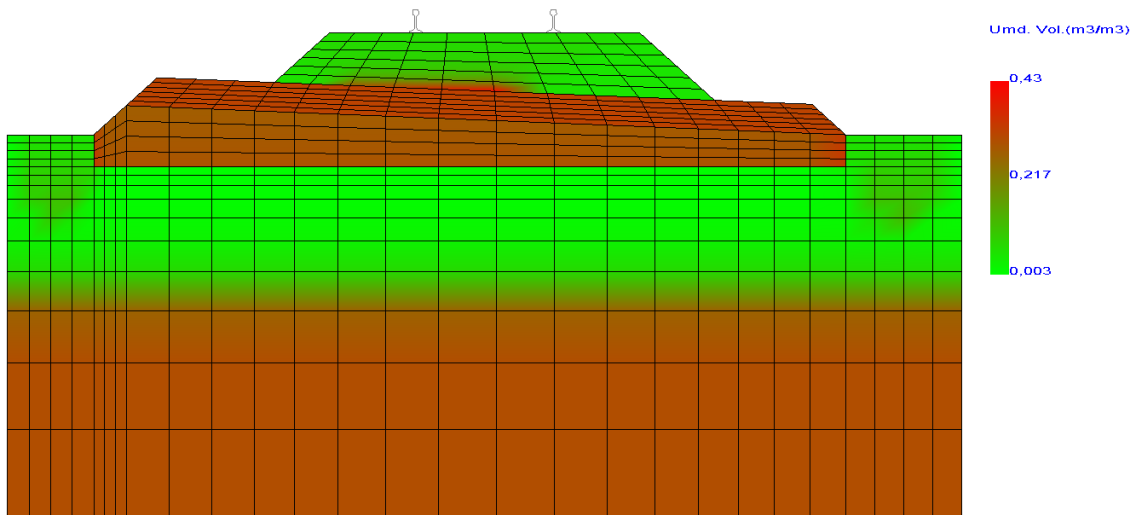


Fig. 5.7. Umidade volumétrica após decorrido 1h e 30min do início da simulação - LA'

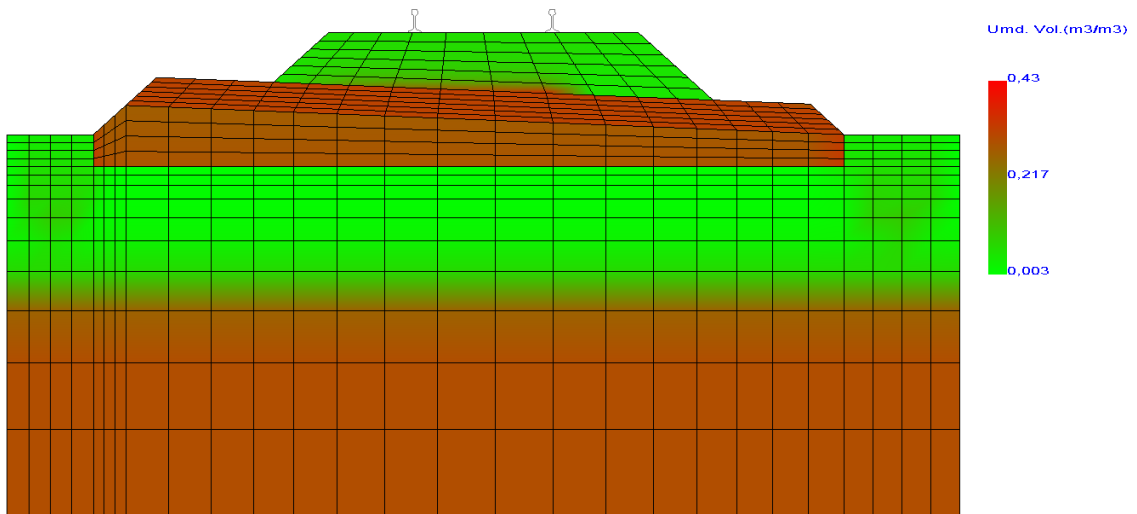


Fig. 5.6. Umidade volumétrica após decorrido 3h do início da simulação - LA'

Outro tipo de saída do IVFlow pode ser vista nas Fig. 5.8 e 5.9. A poropressão na via permite, pela escala de cores, uma melhor visualização dos locais onde a umidade é mais elevada. Além disso, é possível verificar a diferença entre o comportamento apresentado pelos dois grupos de solo. O resultado dos outros materiais podem ser vistos no anexo II.

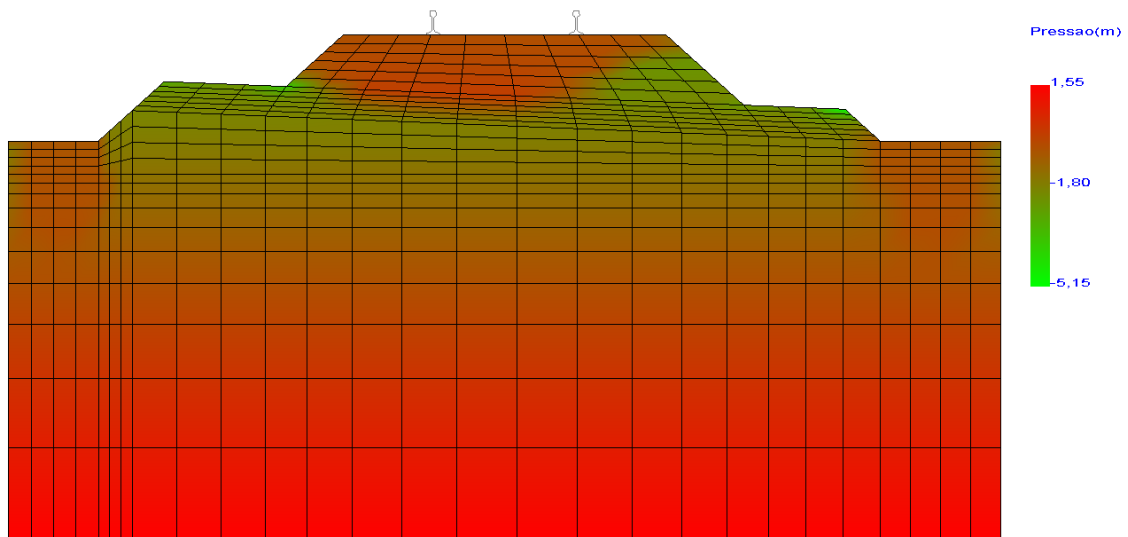


Fig. 5.9. Poropressão após 3h (fim da simulação) - LAT

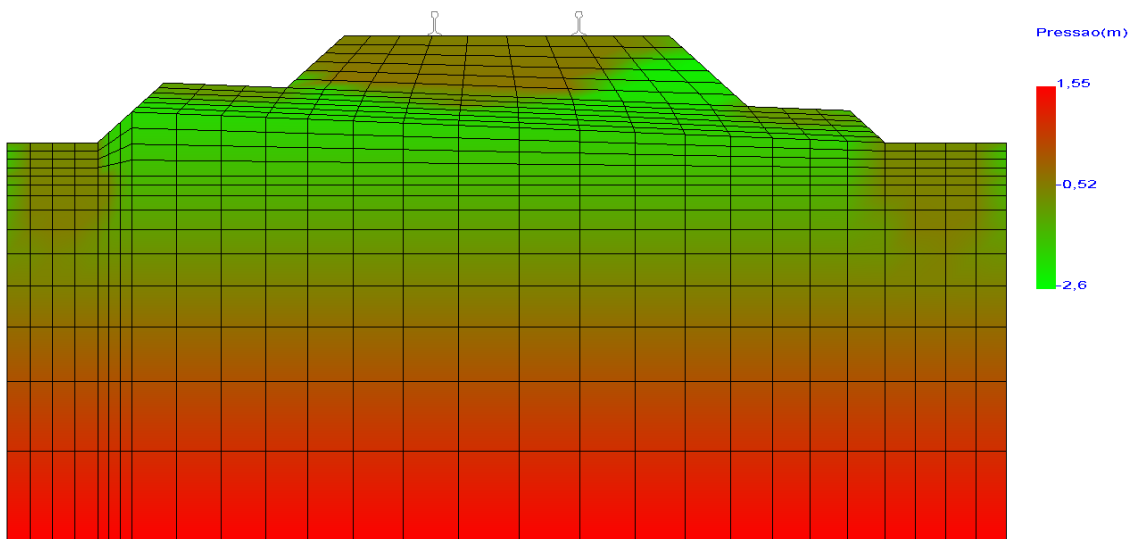


Fig. 5.8. Poropressão após 3h (fim da simulação) - LA

#### 5.1.4. Considerações finais

Por meio das simulações e para as condições de contorno adotadas é possível concluir que o uso das amostras LA' e LAT levará a camada a trabalhar em condições muito próximas a sua saturação total quando solicitada pelo tráfego. Este fato acarreta na alteração das características mecânicas dos materiais levando a uma aceleração na degradação da via permanente ou até mesmo a falha do sistema. Isto porque no dimensionamento de pavimentos, baseado nas propriedades mecânicas dos materiais, utiliza como padrão de análise a umidade ótima. Os demais materiais apresentam-se em

geral abaixo da umidade ótima de compactação o que leva a uma condição favorável a conservação do pavimento.

Esse resultado decorre em geral das considerações iniciais do software, em que a sucção ou a umidade no material é diretamente proporcional à profundidade do nível d'água (NA), isto é, um ponto localizado um metro acima do NA apresenta sucção igual a -1 m e, por conseguinte, seu valor de umidade pode ser extraído da curva característica do material em questão. Essa é uma premissa do software que deve ser melhor discutida, visto que não leva em conta parâmetros importantes que influenciam na ascensão capilar, como por exemplo, o tamanho dos poros.

Devido à grande influência do nível d'água nas simulações e aos erros relacionados à sua manipulação (além de outros erros nesta versão de ajuste do software), não foi possível avaliar com êxito o comportamento global dos materiais por meio das simulações. Entretanto, em uma avaliação preliminar, os resultados corroboram com as análises realizadas no item 4.1, isto é, as amostras LA' e LAT (fração fina) apresentam menor susceptibilidade a ação da água quando comparadas com as amostras LA e NA', este ponto é evidenciado pela manutenção da umidade inicial e redução do teor de umidade ao fim das simulações para as amostras LA' e LAT. A Tab. 5.6 apresenta um resumo dos *outputs* do IVFlow.

Tab. 5.6. Resumo dos dados de saída do IVFlow para os dados dos materiais de sublastro desta pesquisa

Amostras	$u_{m\acute{a}x}$ (m)	$u_{m\acute{i}n}$ (m)	$W_{m\acute{a}x}$ (vol.) (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	$W_{m\acute{i}n}$ (vol.) (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	$W_{\acute{o}t}$ (vol.) (m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> )	W 1% > hót	W 2% > hót	W 3% > hót
1 - LA'	0,043	-14,04	0,324	0,275	0,227	100	100	100
2 - LA	0,01	-2,309	0,241	0,176	0,215	0	0	0
3 - NA'	0,01	-2,317	0,358	0,208	0,233	9,824	5,729	0,198
4 - LAT	0,051	-5,155	0,375	0,361	0,262	100	100	100

Estudos voltados ao uso do SAFL em pavimentos ferroviários, como por exemplo, DELGADO (2012), OSTEN (2012) e SOUSA (2016), estiveram direcionados a avaliação do comportamento tensão-deformação destes materiais. No entanto, os materiais não foram caracterizados quanto à sua interação com a água, sendo que o insucesso de estruturas de pavimentos está frequentemente associado à ação de água nas camadas de solo e no subleito. A análise feita nesta dissertação coloca em evidência a necessidade de

estudos complementares voltados à essa linha de pesquisa, em especial com o auxílio de ferramentas computacionais como a aqui apresentada.

## 5.2. Systrain

### 5.2.1. Introdução

O Systrain é uma ferramenta computacional que foi desenvolvida em 2016 por José Carlos Silva Filho, Antônio Carlos Rodrigues Guimarães e Gabriel de Carvalho Nascimento. Seu objetivo é auxiliar na avaliação do comportamento estrutural do pavimento ferroviário por meio do método dos elementos finitos. Como dados de entrada do *software* são necessárias informações referentes à geometria da via, aos materiais de seus componentes e ao carregamento. A Fig. 5.10 mostra um fluxograma simplificado dos dados necessários para utilização do programa e a origem dessas informações.

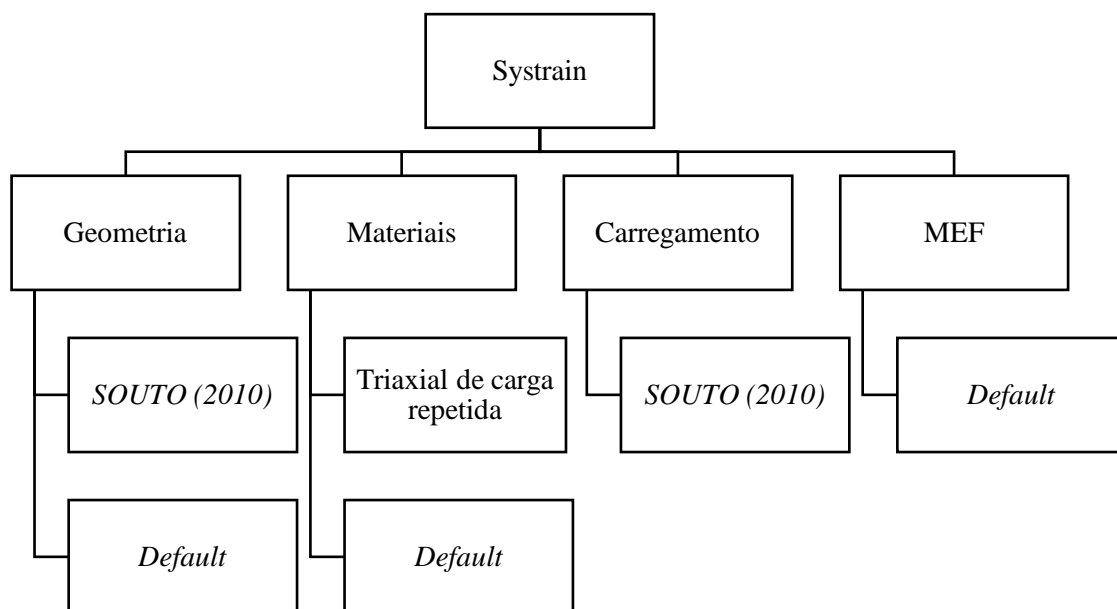


Fig. 5.10. Fluxograma dos dados requeridos pelo Systrain.

### 5.2.2. Dados de entrada

Na versão 1.3 utilizada nesse estudo, são necessárias as informações que serão expostas a seguir.

## Geometria

Os dados sobre a via permanente aqui utilizados são oriundos do projeto de duplicação da Estrada de Ferro Carajás - EFC apresentados por SOUTO (2010) e do banco de dados do programa. A Fig. 5.11 representa a seção transversal utilizada nas simulações.

- Trilhos:

Bitola: 1,6 m;

Nome da seção: TR-68. Dados complementares estabelecidos pelo projeto: aço carbono, formado por barras longas, de 384,00m, correspondente a 16 barras de 24,00m soldadas em estaleiro, e para segmentos em curvas com teores relativamente altos de manganês e silício, laminados a quente e convenientemente resfriados após a laminação.

- Dormentes:

Dormentes monobloco de concreto protendido em seção trapezoidal com as seguintes dimensões: (i) espaçamento: 61 cm, (ii) comprimento: 2,8 m, (iii) altura: 22,5 cm, (iv) largura inferior: 30 cm e (v) largura superior: 26 cm.

- Lastro:

Rocha britada com altura de 30 cm sob o dormente no alinhamento do trilho interno. Outros dados: (i) ombreira: 40 cm, (ii) declividade do talude (H:V): 1, (iii) declividade do fundo: 3%, (iv) tipo de declividade do fundo: direita e (v) encobrimento do dormente: Sim

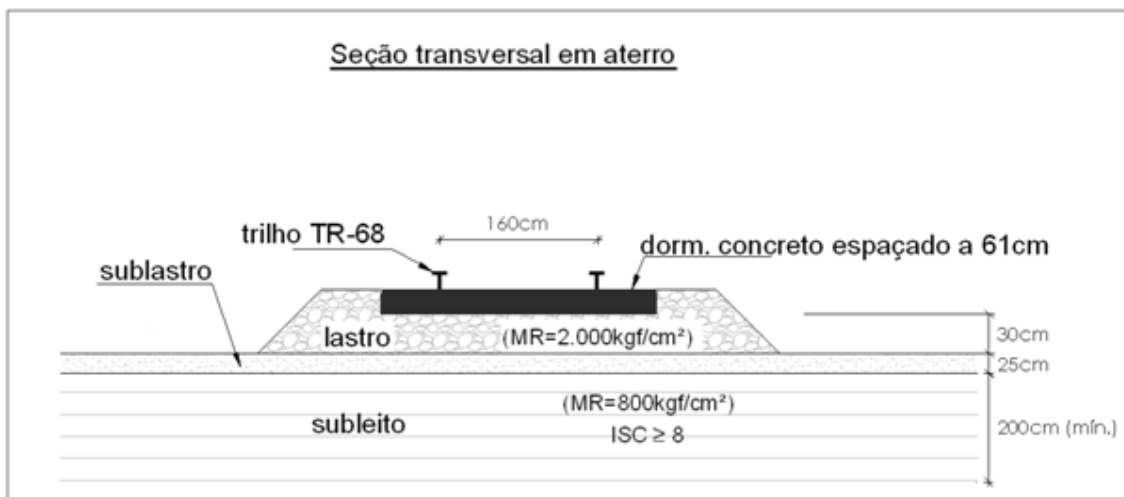


Fig. 5.11. Seção transversal em aterro do pavimento ferroviário da duplicação da EFC no trecho 30-31 (SOUTO, 2010).

- Camadas:

O sublastro apresenta 25 cm de altura, ombreira de 0,5 m, talude (H:V) de 1,2 e fundo de 1%. O subleito apresenta a seguinte geometria: altura de 200 cm, ombreira de 2m, talude (H:V) de 1,5 e fundo de 1%.

### Materiais

Neste item utilizaram-se dados típicos sugeridos pelo software, exceto para o material de sublastro. Os dados de entrada utilizados para esta camada, nas unidades requeridas pelo programa, estão expostos a seguir:

#### Simulação 1: LA'

Para este material, os dados de entrada necessários estão relacionados ao modelo resiliente argiloso, portanto: (i) massa específica: 1835 kg/m<sup>3</sup>, (ii) coeficiente k1: 407.460.000 (coef. x 10<sup>6</sup>), (iii) coeficiente k2: -0,24, (iv) tensão desvio mínima: 10.000 Pa, (v) coeficiente de Poisson: 0,3 e (vi) módulo de elasticidade: 200.000.000 Pa.

#### Simulação 2: LA

Modelo resiliente argiloso: (i) massa específica: 1990 kg/m<sup>3</sup>, (ii) coeficiente k1: 288.770.000 (coef. x 10<sup>6</sup>), (iii) coeficiente k2: -0,102, (iv) Tensão desvio mínima: 10.000 Pa, (v) coeficiente de Poisson: 0,3 e (vi) módulo de elasticidade: 200.000.000 Pa.

#### Simulação 3: NA'

Modelo resiliente argiloso, portanto: (i) massa específica: 1740 kg/m<sup>3</sup>, (ii) coeficiente k1: 105.410.000 (coef. x 10<sup>6</sup>), (iii) coeficiente k2: -0,179, (iv) Tensão desvio mínima: 10.000 Pa, (v) coeficiente de Poisson: 0,3 e (vi) módulo de elasticidade: 200.000.000 Pa.

#### Simulação 4: LAT

Modelo resiliente argiloso, portanto: (i) massa específica: 1970 kg/m<sup>3</sup>, (ii) coeficiente k1: 782.790.000 (coef. x 10<sup>6</sup>), (iii) coeficiente k2: -0,1468, (iv) Tensão desvio mínima: 10.000 Pa, (v) coeficiente de Poisson: 0,3 e (vi) módulo de elasticidade: 200.000.000 Pa.

A atribuição de materiais segue a descrição abaixo:

- Trilho: Aço

- Grampo: Grampo1
- Dormente: Concreto
- Lastro: Brita
- Sublastro:
  - Simulação 1: Amostra 1 - LA'
  - Simulação 2: Amostra 2 - LA
  - Simulação 3: Amostra 3 - NA'
  - Simulação 4: Amostra 4 - LAT
- Subleito: Subleito - default

### Carregamento

O carregamento vertical utilizado é igual a 40 t/eixo, peso por eixo aplicado no estudo de SOUTO (2010) referente a duplicação da EFC. Nesta seção são requeridos os seguintes dados:

- Vagão:

Os dados de entrada das seções de vagões refere-se ao vagão do tipo GDU, que apresentam as seguintes dimensões: (i) distância do engate aos eixos: 1,17 m, (ii) distância entre eixos: 1,85 m e (iii) distância entre truques: 6,3 m.

- Posicionamento:

Foram selecionados os truques entre vagões adjacentes (1º eixo: 3 e número de eixos: 4), carga posicionada no centro do dormente e quatro dormentes além das cargas extremas. Este arranjo foi adotado por se tratar da condição mais severa imposta ao pavimento devido à proximidade dos dois truques.

- Composição:

Foi considerada uma composição de dois vagões com peso bruto de 160 t acrescido do fator dinâmico (1,4).

O coeficiente dinâmico foi determinado através das Eq. 4.1 e 4.2 por meio do método da AREA - American Railway Engineering Association ou Associação Americana de Engenharia Ferroviária (INDRARATNA, 2011):

$$P_d = \phi P_s \quad (4.1)$$

Onde,  $P_d$  é a carga de roda de projeto acrescida do efeito dinâmico,  $P_s$  é a carga estática de roda (kN) e  $\phi$  é o fator de impacto (adimensional e maior que 1,0).

$$\phi = 1 + \frac{0,0052V}{D_w} \quad (4.2)$$

Onde,  $D_w$  é o diâmetro da roda (m) e  $V$  é a velocidade do trem (km/h). A velocidade diretriz de projeto foi aquela em que o coeficiente não ultrapassasse o valor de 1,4 para rodas com diâmetro de 965 mm (38”), portanto 80 km/h.

### MEF

Para a discretização da malha e configurações do processamento foi utilizado o *default* do programa, exceto para o número de processos paralelos, no qual foi adotado apenas 1 processo.

#### 5.2.3. Resultado e discussão da simulação

Os resultados desejados ao fim das interações numéricas são: a deflexão no trilho e a tensão total na camada de sublastro. Os dados de saída obtidos estão expostos na Tab. 4.15 e 4.16.

Tab. 5.7. Resultado das simulações numéricas com o Systrain para os materiais desta dissertação.

Deslocamento vertical (mm)						
Simulação	Total	Critério (< 6,35 mm)	Sublastro		Sublastro + subleito	
1 - LA'	5,883	O.K.	0,856	15%	4,458	76%
2 - LA	5,315	O.K.	0,295	6%	3,835	72%
3 - NA'	6,556	X	1,593	24%	5,181	79%
4 - LAT	5,100	O.K.	0,161	3%	3,595	70%

Tab. 5.8. Máxima tensão total atuante no sublastro composto pelos materiais desta pesquisa.

Simulação	Tensão vertical total (kPa)
1 - LA'	150,8
2 - LA	152,8
3 - NA'	149,5
4 - LAT	153,9

Nas práticas ferroviárias atuais, a deflexão no trilho é a principal restrição de aceitação de uma estrutura de via permanente, isto porque uma linha muito elástica pode acarretar um problema denominado *suspension travel* (no qual um dos rodeiros perde o contato com o trilho), o que pode levar a composição até mesmo a descarrilar. Isto posto, o manual da AREA (1973 *apud.* SPADA, 2003) recomenda uma deflexão vertical máxima de 6,35mm.

Pela análise dos *outputs* do Systrain verifica-se que apenas a amostra de classificação NA' não atende ao critério proposto pela AREA. De fato, de acordo com o estudo de SOUSA (2016) o material não é indicado para constituir o sublastro. Para os materiais estudados nota-se que as camadas compostas por solo, sublastro e o subleito, são as que geram maior influência nos valores de deflexão máxima do pavimento ferroviário, em média 74% do valor total. Além disso, em função do material utilizado a contribuição do sublastro para a deflexão total da estrutura pode variar de 3 a 24%. Isto evidencia a importância da escolha racional do material a ser utilizado como camada de sublastro e do tratamento adequado do solo que constitui o subleito.

A Fig. 5.12 exemplifica o aspecto do deslocamento vertical da estrutura devido a aplicação de uma carga de 40 toneladas por eixo, com uma escala amplificada para uma melhor visualização (1x Auto).

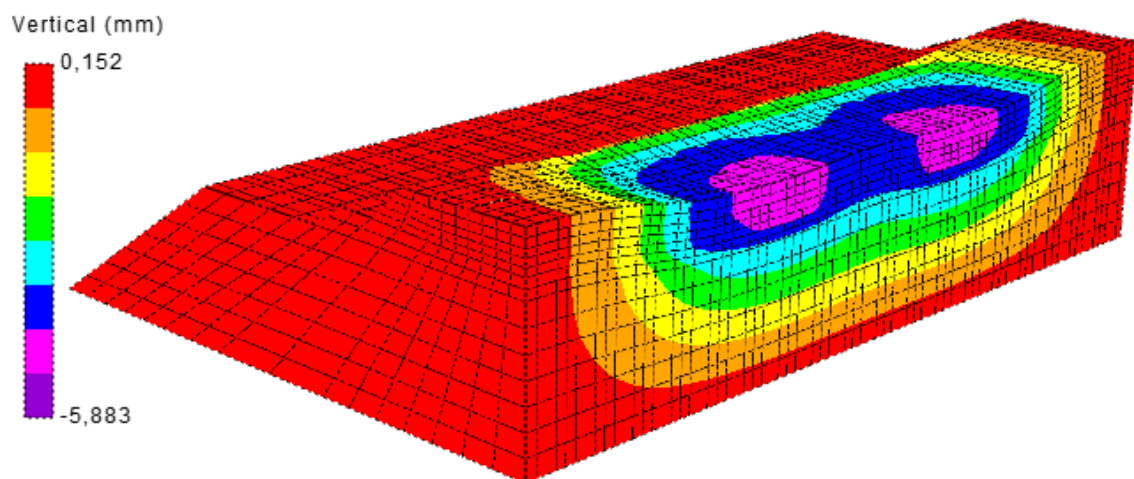


Fig. 5.12. Deslocamento vertical da amostra 1 (LA') desta pesquisa.

Com o auxílio do Systrain, foi possível simular o carregamento a que via será solicitada durante a sua vida útil, o que permitiu definir qual dos pares de tensão utilizados no ensaio de deformação permanente mais representa as condições que serão verificadas em campo.

Na Tab. 4.16 estão expostos os valores máximos de tensão vertical total que atuam no sublastro, para os quatro materiais estudados. O valor médio encontrado é cerca de 152 kPa e corrobora com os estudos de SOUTO (2010) e PAIVA *et al* (2008 *apud*. SOUTO, 2010). Desse modo, mediante as condições de contorno adotadas os pares de tensão dos ensaios 2 e 3, apresentados na Tab. 3.9, são os que melhor caracterizam o estado de tensões que o material irá trabalhar. A Fig. 4.54 ilustra a distribuição de tensões no sublastro constituído pela amostra LA'. O restante dos resultados encontram-se no anexo III.

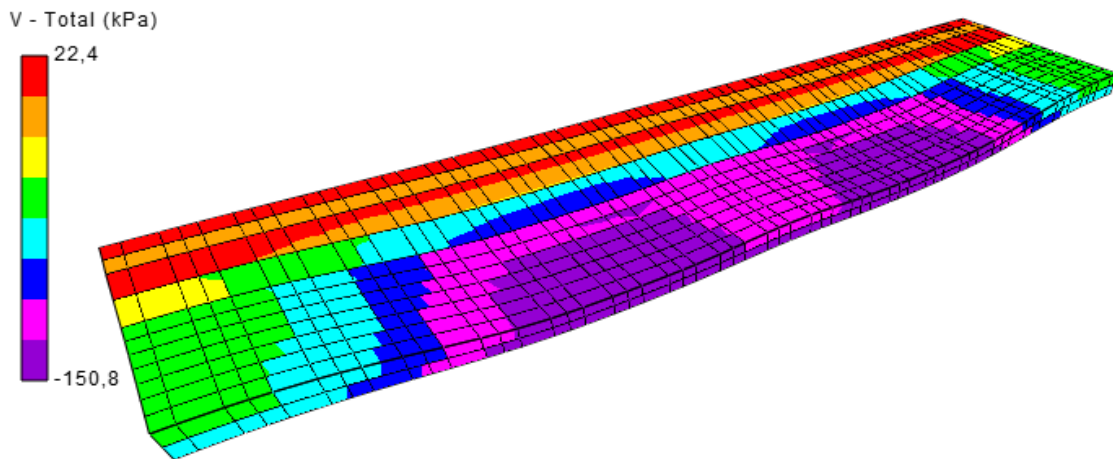


Fig. 5.13. Tensão vertical total na camada de sublastro para a amostra LA'

---

## Capítulo 6: CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

---

### 6.1. Conclusões

A presente dissertação teve como objetivo principal avaliar a aplicabilidade de quatro solos tropicais, solos finos e pedregulhosos, tendo em vista a utilização de novos critérios de seleção de materiais para a pavimentação ferroviária. Pretende-se ampliar a escolha para materiais que não são aceitos pelas metodologias tradicionais de seleção, quando analisados para compor a camada de sublastro de uma via permanente. Para tal, foram realizados ensaios triaxiais de carga repetida para avaliar a deformação permanente e obter o módulo de resiliência, os equipamentos HYPROP e WP4-C, para a análise das propriedades hidráulicas dos solos (curva característica e condutividade hidráulica não saturada) e o permeâmetro de carga variável destinado a obtenção da condutividade saturada. Assim, os solos estudados foram analisados por suas características mecânicas e hidráulicas. Ademais, os recentes estudos relacionam a aplicação de solos com alto teor de finos em camadas de ferrovias e a escassez de pesquisas voltadas a ação da água nestas camadas, ressaltam a importância desta dissertação e a originalidade do tema.

Diante do exposto, buscou-se por meio do programa experimental adotado entender o comportamento do material e simular seu desempenho em campo, sobretudo quanto à deformação permanente e às características hidráulicas dos materiais, visto que estas são as principais preocupações quanto ao uso de materiais com alto teor de finos. Assim, conclui-se que a argila arenosa laterítica (amostra 1: LA') e o pedregulho laterítico aqui nomeado como amostra 4 (LAT) estão aptos a serem empregados em camada de sublastro devido ao seu alto valor de módulo resiliente, baixa deformação permanente e tendência ao acomodamento das deformações, baixa susceptibilidade à ação da água, baixa permeabilidade e elevadas sucções na condição ótima de compactação. Do ponto de vista mecânico, a amostra 2: LA está habilitada a compor uma camada de sublastro, porém por se tratar de um material sensível à presença de água, não se recomenda o uso do mesmo, antes que novos estudos permitam o melhor entendimento do comportamento deste material. A amostra 3: NA' apresentou baixo módulo de resiliência, deformação

permanente considerável e com tendência ao escoamento plástico, baixas sucções na umidade ótima, expansão quando em contato com a água e alta susceptibilidade a ação da água, por estes motivos considera-se o material inadequado para uso em pavimentação ferroviária.

Com base nos estudos bibliográficos e na análise dos resultados das quatro amostras de solo estudadas, também conclui-se que:

1. Com relação às propriedades hidráulicas dos solos estudados, tem-se que:
  - a. As amostras LA' e LA, de classificação laterítica, apresentaram curvas típicas de distribuição de poros bimodais. Já o solo NA' e a LAT (passante na #10) apresentaram caráter unimodal.
  - b. Os materiais de comportamento argiloso, LA' e LAT (passante na #10), apresentam valor de entrada de ar elevado, altas sucções na umidade ótima de compactação e condutividade saturada muito baixa. O inverso ocorreu para os solos LA e NA'.
  - c. As características mencionadas acima e discutidas com maior detalhe no capítulo 4, destacam que a fração argila dos solos lateríticos desempenham um papel importante em seu bom comportamento em campo. Os materiais de classificação NP pelos limites de Atterberg, de comportamento laterítico ou não, apresentaram maior susceptibilidade a água, e caso aplicado como sublastro ferroviário a camada pode vir a não cumprir a sua função impermeabilizante, podendo levar o subleito a uma condição de umidade indesejada quando exposto à água. Além disso, a própria camada pode passar a trabalhar em condições de umidade elevada. Em contrapartida, os solos argilosos, LA' e LAT (passante na #10), mostram-se promissores para seu uso em camada de sublastro, visto que apresentam um comportamento aproximadamente impermeável, peculiaridade esta que pode atuar na manutenção da umidade do subleito.
  - d. A laterita, em especial, é um solo muito utilizado em camada de pavimentos rodoviários, principalmente devido ao seu alto valor de módulo e baixa deformação permanente, em geral proporcionada pela

composição pedregulhosa do material. Pela análise da fração fina que compõe a amostra estudada, pode-se dizer que as características hidráulicas do material contribuem significativamente para o sucesso de sua utilização.

- e. Desta perspectiva, a amostra LA' apresenta as mesmas características hidráulicas da LAT (passante na #10) e seu bom desempenho passa a estar atrelado ao seu comportamento mecânico. É válido destacar, que em campo este material apresenta trincamento em blocos, o que pode expor o subleito à ação destrutiva da água. Logo, faz-se necessário a selagem das trincas para a garantia do sucesso do uso desse material.
2. Para solos compactados, o HYPROP é indicado apenas para materiais caracterizados como não plásticos pela classificação geotécnica tradicional. Nestes casos é possível o ajuste de um modelo adequado mesmo sem a utilização do WP4-C.
  3. O procedimento utilizado pelo WP4-C se mostrou rápido e eficiente para a obtenção da faixa de altas sucções.
  4. Com base nos resultados da análise do comportamento mecânico dos materiais, tem-se que:
    - a. Os ensaios mecânicos foram realizados em baixa frequência, deformação permanente - 2 Hz e módulo de resiliência – 1Hz, considerando um vagão GDT com uma velocidade de 80 km/h tem-se aproximadamente 12 Hz ou 9 Hz para 60 km/h. Isto influencia diretamente nos resultados dos ensaios, visto que o módulo é diretamente proporcional a frequência de ensaio.
    - b. Os valores de deformação permanente sofrem maior influência da tensão desvio em todos os materiais deste estudo. O módulo realizado após o ensaio de DP é mais influenciado pela variação da tensão confinante, exceto para amostra LA'. É provável que isto ocorra pela cimentação causada pela ação dos oxi-hidróxidos de ferro e de alumínio e pelo alto teor de argila presente na amostra.

- c. Todos os materiais apresentaram aumento do módulo resiliente após o ensaio de deformação permanente, o que simula o aumento do módulo após a densificação causada pela passagem do tráfego.
  - d. Para o estado de tensões adotado, todos os materiais apresentaram deformação dentro do limite admissível, sendo necessária a avaliação conjunta das camadas.
  - e. A pesquisa de ocorrência do shakedown relevou que o solo NA', apesar de sua deformação permanente aceitável para os 150.000 ciclos de aplicação de carga, tende ao escoamento plástico. Para os demais materiais verificou-se o acomodamento das deformações.
  - f. Os materiais estudados apresentaram comportamento dos tipos A, AB e B.
5. Do ponto de vista puramente mecânico, pelo uso da granulometria completa dos materiais, as amostras LA', LA e LAT estão aptas para emprego em camada de sublastro, visto que apresentam elevada capacidade de suporte e deformação permanente relativamente baixa. Entretanto, em função a sensibilidade do material a água pode-se concluir que apenas as amostras LA' e a LAT, fração passante na peneira de número 10, são adequadas para atuar como material constituinte de camada de sublastro em pavimento ferroviário.
6. O Systrain e o IVFlow se mostraram ferramentas promissoras para a simulação, respectivamente, do comportamento mecânico e hidráulico de um pavimento ferroviário, sendo necessário apenas algumas adaptações finais.

Diante do exposto, nota-se que a avaliação completa do solo fino como camada de via permanente requer uma análise não só de suas características mecânicas (módulo de resiliência e deformação permanente), mas também do comportamento do material quando em contato com a água. Isto porque, caso a água atinja as camadas compostas por solo poderá alterar a capacidade de suporte e a deformabilidade da via.

Deve-se ressaltar que as conclusões aqui expostas são baseadas na análise de apenas quatro amostras de solos, a avaliação de uma gama maior de materiais deve ser realizada para validação dos comentários expostos.

## 6.2. Sugestões para pesquisas futuras

O presente estudo buscou avaliar novos materiais para uso em via permanente através de conceitos de mecânica dos pavimentos e mecânica dos solos não saturados. Sendo assim, sugere-se para a continuidade das pesquisas relacionadas à área:

1. Realização de ensaios de deformação permanente para uma gama maior de estado de tensões com o objetivo de determinar a curva limite de *shakedown* para os materiais estudados.
2. Construção de modelos físicos para verificação do comportamento do pavimento frente às solicitações impostas.
3. Instrumentação de trechos experimentais compostos por sublastro de SAFL e de laterita, para um melhor entendimento do comportamento do material em campo.
4. Caracterizar os materiais quanto à erodibilidade e infiltração.
5. Avaliar a possibilidade de aplicação de outros solos classificados pela metodologia MCT segundo os parâmetros descritos nesta pesquisa.
6. Análise da influência da variação de umidade nos parâmetros de deformabilidade visando a proposição de equações módulo resiliente e deformação permanente que levem em conta a sucção atuante.
7. Verificar a influência da utilização de um menor grau de compactação das amostras para realização de ensaios no HYPROP.
8. Avaliação de camadas de sublastro executado com SAFL ou com laterita quanto aos critérios de drenagem e filtro.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT:NBR 14545. (2000). Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT:NBR 6459. (1984). Solo - Determinação do limite de liquidez. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT:NBR 6508. (1984). Determinação da massa específica. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT:NBR 7180. (1984). Solo - Determinação do limite de plasticidade. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT:NBR 7181. (1984). Solo - Análise granulométrica. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT:NBR 7182. (1986). Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, Brasil. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT:NBR 7641. (1980). Via Permanente Ferroviária. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- AITCHISON, G. D. (1961). Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. *In: Pore Pressure and Suction in Soils Conference*. Butterworths, London: pp. 47–52.
- AITCHISON, G. D. , & DONALD, I. B. (1956). Effectiv unsaturated soils. *In: Second Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics*. Christchurch, New Zealand: pp. 192–199.
- BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., & SOARES, J. B. (2006). Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: ABEDA.
- BERNUCCI, L. L. (1995). Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. M.Sc. Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.
- BICALHO, K. V., MACHADO, S. L., & GERSCOVICH, D. M. S. (2015). "Condutividade hidráulica e fluxo em solos não saturados" *In: Neves, F.M. Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1 ed. Capítulo 12., São Paulo: ABMS.
- BICALHO, K. V., ZNIDARCIC, D., & FLEUREAU, J.M. . (2007). Determination of water hydraulic conductivity functions of unsaturated soils. *In: 3rd Asian Conference on Unsaturated Soils*. China.
- BISHOP, A. W. (1959). The principle of effective stress, *Teknisk Ukeblad*. Norwegian Geotechnical Institute: v. 106, nº. 39, pp. 859–863.

- BRINA, H. L. (1988). Estradas de Ferro. 2 ed. Belo Horizonte, Brasil: Editora UFMG.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J., FARIAS, M. M., & REZENDE, L. R. (2012). "Infiltração em pavimentos: problemas e soluções" In: Neves, M. N. *Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais*. 1 ed. Capítulo 31, Brasília: Faculdade de Tecnologia.
- CAVALCANTE, A. L. B., OZELIM, L. C. S. M., RATHIE, P. N., & SWAMEE, P. K. (2012). "Modelos teóricos de infiltração em meio porosos: equação de Richards e suas aplicações". In: Neves, F. M. *Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais*. 1 ed., Capítulo 13, Brasília: Faculdade de Tecnologia.
- COLLINS, I. F., & BOULBIBANE, M. (2000). "Shakedown under moving loads with applications to pavement design and wear". In: Smith, D. and Carter, J. *Develops in the Theoretical Geomechanics (The J. Booker Memorial Volume)*. Balkema: pp. 655-674.
- COSTA, M. L. (1991). "Aspectos Geológicos dos Lateritos da Amazônia". In: *Revista Brasileira de Geociências*. v. 21, nº. 2: pp. 146 – 160.
- CRONEY, D., COLEMAN, J. D., & BLACK, W. P. M. (1958). Movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. In: *Water and Its Conduction in Soils*. Special Report No. 40, Highway Research Board, Washington, DC: pp. 226–252.
- DAWSON, A. R. (1999). "Implications of granular material characteristics on the response of different pavement constructions". In: *Symposium on modelling & advanced testing for unboung granular materials*. Balkema : pp. 221-226.
- DAWSON, A. R., & WELLNER F. . (1999). Plastic Behaviour of Granular Materials . Final Report ARC Project 933, Department of Civil Engineering, University of Nottingham: Nottingham.
- DELGADO, B. G. (2012). *Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás*. Dissertação de M.Sc., UFOP, Ouro Preto, Brasil.
- DNER-CLA 259. (1996). Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem*. Brasil.
- DNER-ME 030/94. (1994). Solos - Determinação das relações sílica-alumina e sílica-sesquióxidos em solos. *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem*. Brasil.
- DNER-ME 049/94. (1994). Solos - determinação do índice de suporte califórnia utilizando amostras não trabalhadas. *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem*. Brasil.
- DNER-ME 080/94. (1994). Solos - análise granulométrica por peneiramento. *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem*. Brasil.

- DNER-ME 162/94. (1994). Solos - ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas. *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem*. Brasil.
- DNIT (consulta pública)/2017-IE. (2017). Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. Rio de Janeiro, Brasil.
- DNIT 134/2017 – ME. (2017). Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. Rio de Janeiro, Brasil.
- DNIT:ISF 207. (2015). Estudos geotécnicos . *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. Rio de Janeiro, Brasil.
- DNIT:ISF 212. (2015). Projeto de superestrutura da via permanente - lastro e sublastro. *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. Rio de Janeiro, Brasil.
- FERNANDES, M. M. (2016). Mecânica dos solos: conceitos e princípios fundamentais. V. 1, São Paulo: Oficina de Textos.
- FORMIGA, T. M. F., SEIBT, A. C., & CASTRO, T. Q. et al. (2012). "A infiltração e o escoamento superficial". In: Neves, F. M. *Tópicos sobre infiltração: teoria e prática aplicadas a solos tropicais*. 1 ed. Capítulo 6, Brasília: Faculdade de Tecnologia.
- FREDLUND, D. G., & MORGENSTERN, N. R. (1977). "Stress state variables for unsaturated soils". In: *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*. v. 103, , nº. GT5: pp. 447–466.
- FREDLUND, D. G., & RAHARDJO, H. . (1987). "Soil mechanics principles for highway engineering in arid regions". *Transportation Research Record*. v. 1137: pp. 1–11.
- FREDLUND, D. G., & RAHARDJO, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York, USA: John Wiley & Sons.
- FREDLUND, D. G., & XING, A. (1994). "Equations for the soil-water characteristic curve. In: *Canadian Geotechnical Journal*. v. 31, nº. 3 : pp. 521–532.
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., & FREDLUND, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons.
- GITIRANA JR., G. F. N., MARINHO, F. A. M., & SOTO, M. A. A. (2015). "A curva de retenção de água de materiais porosos". In: Neves, F. M. *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1 ed. Capítulo 9., São Paulo: ABMS.
- GUIMARÃES, A. C. (2001). *Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis*. M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- GUIMARÃES, A. C. (2015). *Materiais de Pavimentação*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: Notas de aula.

- GUIMARÃES, A. C. R. , & MOTTA, L. M. G. (2002). "Análise da Resposta Elástica e Plástica de uma Laterita de Brasília Submetida ao Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas". *In: 14º Encontro da ANPET*. Natal, Anais do 14º Encontro da ANPET.
- GUIMARÃES, A. C. R. (2009). Um método mecânico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. D.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- GUIMARÃES, A. C. R., MOTTA, L. M. G., & MEDINA, J. (2004). "Considerações sobre o modelo de Monismith de previsão da deformação permanente m solos sujeitos a cargas repetidas em pavimentos". *In: 35ª Reunião anual de pavimentação*. Rio de Janeiro.
- HAVERKAMP, R., VAUCLIN, M., & TOUMA, J., et. al. (1977). A Comparison of Numerical Simulation Models for OneDimensional Infiltration. *In: Soil Science Society of America Journal*. v. 41, nº. 2 .
- HILF, J. (1948). Estimating construction pore pressures in rolled earth dams. *In: 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam, The Netherlands: v. 3, pp. 234-240.
- INDRARATNA, B. S. (2011). Advanced rail geotechnology–ballasted track. *Advanced rail geotechnology–ballasted track*. 1 ed. Leida, Holanda: CRC Press.
- INMET. (2017). Instituto Nacional de Meteorologia. <http://www.inmet.gov.br/portal/>. (Acesso em 02 de outubro de 2017).
- JENNINGS, J. E. B. (1960). A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. *In: Conference on Pore Pressure and Suction in Soils*. Butterworths, London: pp. 26-30.
- LAMBE, T. W . (1960). A mechanistic picture of shear strength in clay. *In: Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE*. University of Colorado, Boulder: pp. 555–580.
- LAMBE, T. W., & WHITMAN, R. V. (1969). Soil mechanics. New York: John Wiley & Sons.
- LEKARP, F. , ISACSSON, U. , & DAWSON, A. (2000). "State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates". *In: Journal of transportation engineering*. v. 126, nº. 1: pp. 76-83.
- LEKARP, F., & DAWSON, A. (1998). "Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials". *In: Construction and building materials*. v. 12, nº. 1: pp. 9-18.
- LU, N., & LIKOS, W. J. (2004). Unsaturated Soil Mechanics. Hoboken, New Jersey, USA: John Wiley & Sons.

- MACHADO, S. L., & VILAR, O. M. (2015). "Potenciais da água no solo". In: Neves, F.M. *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1 ed. Capítulo 4, São Paulo: ABMS.
- MARINHO, F. A. M., SOTO, M. A. A., & GITIRANA JR., G. F. N. (2015). "Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção". In: Neves, F. M. *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1 ed. Capítulo 10., São Paulo: ABMS.
- MARTINS, I. S. (2016). "Sobre algumas grandezas, suas unidades e suas definições". In: *Willy Lacerda: Doutor no saber e na arte de viver*. v. 1, Universidade Federal do Rio de Janeiro: pp. 283-296.
- MARTINS, I. S. M. (2015). *Ensaio de Campo e Instrumentação Geotécnica*. Rio de Janeiro, Brasil: Notas de aula.
- MEDINA, J., & MOTTA, L. G. (2015). *Mecânica dos Pavimentos*. 3 ed, Rio de Janeiro, Brasil: Interciência Ltda.
- MONISMITH, C. L., OGAWA, N., & FREEME, C. R. (1975). Permanent Deformation Characteristics of Sub grade Soils in Repeated Loading. In: *Transportation Research Record* . Washington, DC: n° 537, pp. 1-17.
- MORAES SILVA, T. R. (2000). Caracterização e erodibilidade dos solos de uma voçoroca na região de Ouro Preto, Minas Gerais. M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MOTTA, L. M. (1991). Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaio de cargas repetidas. D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- MUNIZ DA SILVA, L. F. (2002). Fundamentos Teórico-experimentais da Mecânica dos Pavimentos Ferroviários e Esboço de um Sistema de Gerência Aplicado à Manutenção da Via Permanente. D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- NABAIS, R. J. S., et al. (2014). *Manual básico de engenharia ferroviária*. São Paulo, Brasil: Oficina de Textos.
- NISHIMURA, T., & FREDLUND, D. G. . (2002). "Hysteresis effects resulting from drying and wetting under relatively dry conditions" . In: *Proceedings of the Third International Conference on Unsaturated Soils*. UNSAT 2002, Recife, Brasil: pp. 301–305.
- NOGAMI, J., & VILLIBOR, D. F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo, Brasil: Ed. Vilibor.
- OSTEN, F. B. (2012). *Avaliação de Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás*. M.Sc., Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil.
- PARREIRA, A., & GONÇALVES, R. (2000). *The influence of moisture content and soil suction on the resilient modulus of a lateritic subgrade soil*. GeoEng - An

- International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne, Australia.
- PERTASSEK, T., PETERS, A., DURNER, W. (2015). HYPROP-FIT Software User's Manual. v.3, UMS GmbH. Gmunder Str. 37, 81379 München, Germany, 66 p.
- PETERS, A. , & DURNER, W. (2008). Simplified Evaporation Method for Determining Soil Hydraulic Properties. *In: Journal of Hydrology*. 356 (1-2): 147– 162.
- PETERS, A., IDEN, S. C., & DURNER, W. (2015). Revisiting the simplified evaporation method: Identification of hydraulic functions considering vapor, film and corner flow. *In: Journal of Hydrology*. v. 527, pp. 531-542.
- PINTO, C. S. (2006). Curso básico de mecânica dos solos. 3ª ed. , São Paulo, Brasil: Oficina de Textos.
- RICHARDS, B. G. (1966). The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia. *In: Symposium on Permeability and Capillary*. American Society Testing Materials , Atlantic City, N.J.
- SANTOS, J. D. (1998). Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento. D.Sc. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro , Brasil.
- SELIG, E. T., & WATERS, J. M. (1994). *Track Geotechnology and Substructure Management*. Londres, UK: Thomas Telford Services Ltd.
- SILVA FILHO, J. C., & GUIMARÃES, A. C. R. (2014). "Um estudo sobre a influência da infraestrutura ferroviária na manutenção da integridade estrutural de uma via férrea tipo heavy haul". *In: 43ª RAPv – Reunião Anual de Pavimentação*. Maceió.
- SILVA FILHO, J. C., GUIMARÃES, A. C. R., LOPES, L. S., & ARAGÃO, F. T. S. (2018). Utilização de solo arenoso fino laterítico em camada de sublastro de ferrovia heavy haul. Submetido: Revista Transportes.
- SILVA, B. A. (2009). Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza. D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- SILVA, B. E. (2015). *Utilização do lastro ferroviário degradado como material de pavimentação*. M.Sc., Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro: Brasil.
- SITZ, M. (1948). Discussion on Terzaghi's ideas on "Surface tension of water and the rise of water in capillaries". *In: 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Rotterdam: v. 5, pp. 289–292.
- SOUSA, M. A. (2016). *Análise geotécnica de solos tropicais de ocorrência ao longo da Estrada de Ferro Carajás para uso como camadas de pavimento ferroviário*. M.Sc., Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, Brasil.

- SOUTO, J. M. (2010). *Projeto Executivo: Programa Capacitação Logística Norte (Duplicação da Linha Tronco, Segmento 30-31)*. Relatório do Projeto (Km 455+085 ao Km 541+005), Vale, São Luís, Brasil.
- SPADA, J.L.G. (2003). Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea. D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- STOPATTO, S. (1987). *Via Permanente Ferroviária: conceitos e aplicações*. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo.
- TAKEDA, M. C. (2006). A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista. D.Sc., Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil.
- TEIXEIRA, et al. (2000). *Decifrando a Terra*. São Paulo, Brasil: Oficina de textos.
- TERZAGHI, K. . (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. New York: Wiley.
- TUTUMLUER, E., & PAN, T. (2008). "Aggregate morphology affecting strength and permanent deformation behavior of unbound aggregate materials". *In: Journal of Materials in Civil Engineering*. v. 20, n°. 2: pp. 143-159.
- VAN GENUCHTEN, M. T . (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *In: Journal of Soil Science Society of America*. v. 44, pp. 892–898.
- VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D. G., & PUF AHL, D. E. (1999). "The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till". *In: Geotechnique*. v. 49, n°. 2: pp. 143-159.
- WERKMEISTER, S. (2003). Permanent deformation behavior of unbound granular materials in pavement constructions. D.Sc., Universidade Técnica de Dresden, Dresden.
- WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., & WELLNER, F. (2001). Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept. *In: Transportation Research Record* . n°. 1757, Washington, D.C.: pp 75-81.

## ANEXO I

Constam neste anexo os gráficos referentes aos ensaios de módulo de resiliência dos solos estudados após o ensaio de deformação permanente, em função da tensão confinante e da tensão desvio.

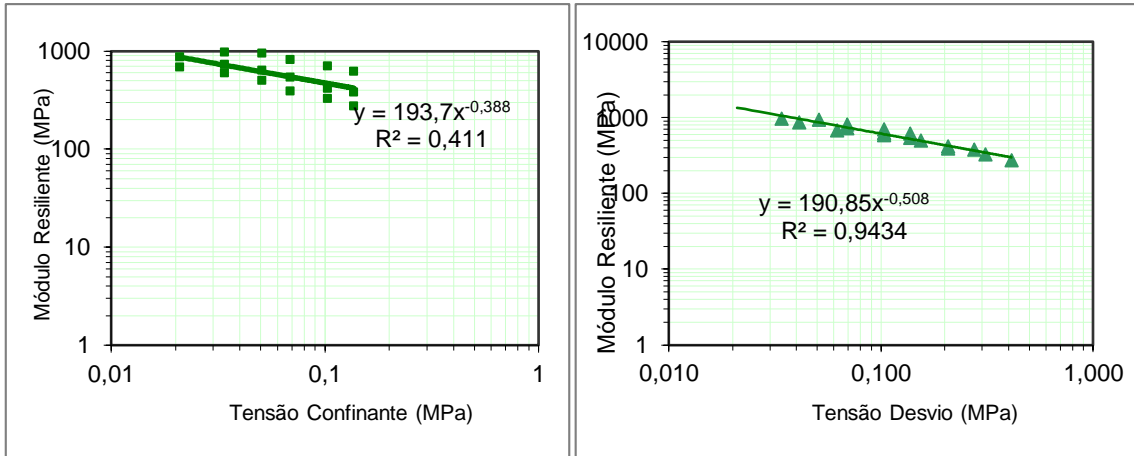


Fig. 6.1. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (0,7x0,7 MPa).

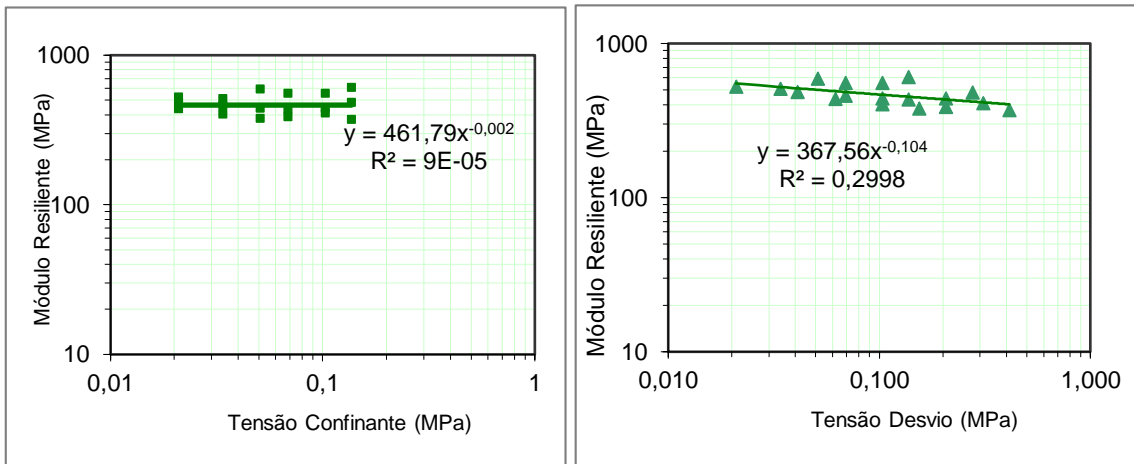


Fig. 6.3. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (0,7x2,1 MPa).

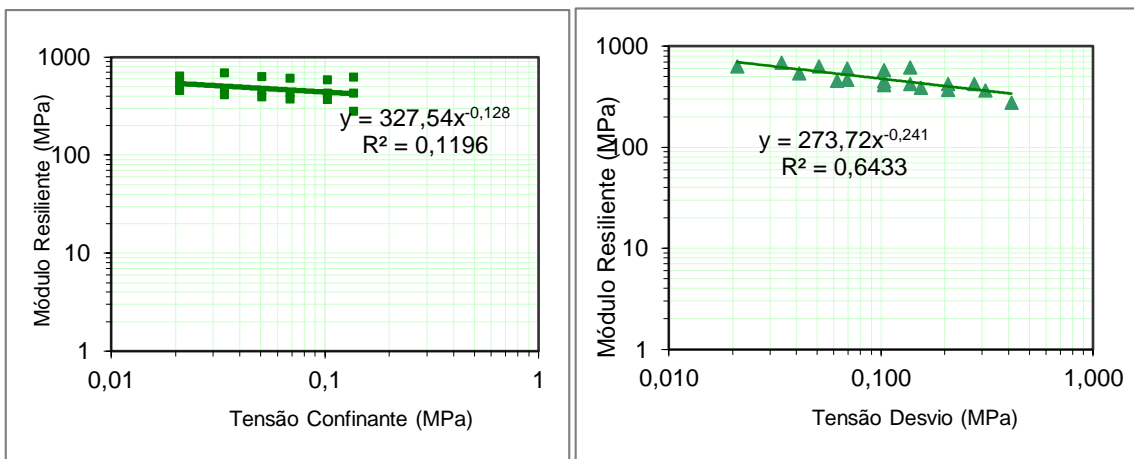


Fig. 6.2. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (1,0x2,0 MPa).

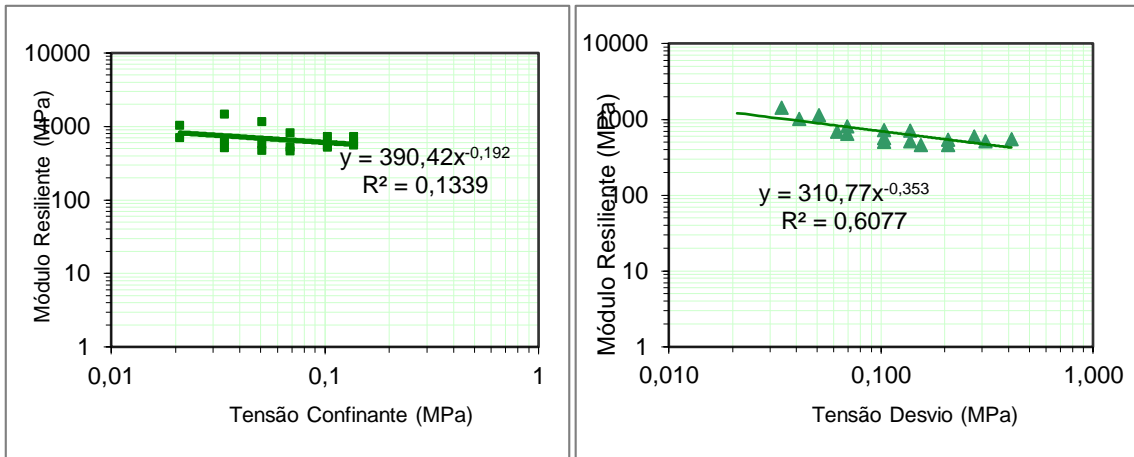


Fig. 6.5. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (1,0x3,0 MPa).

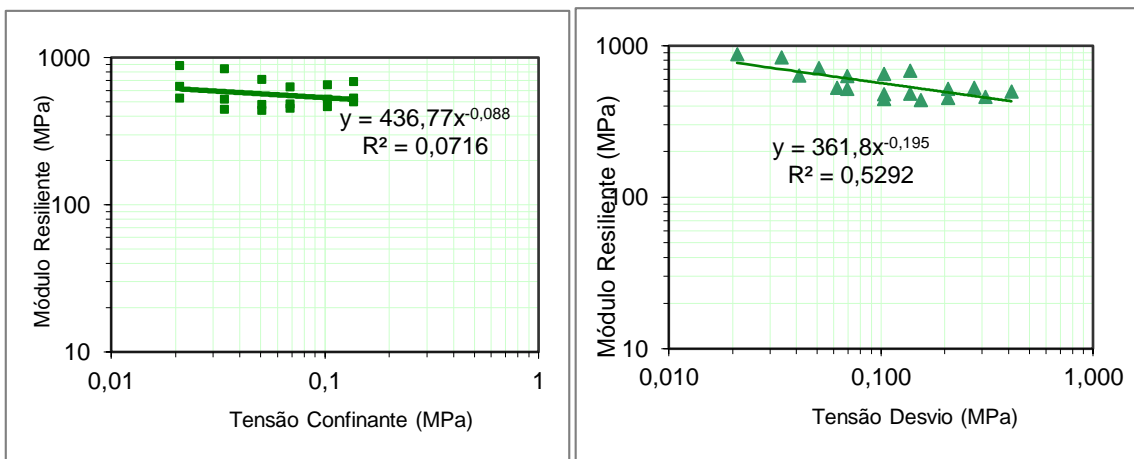


Fig. 6.4. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA' (1,2x3,6 MPa).

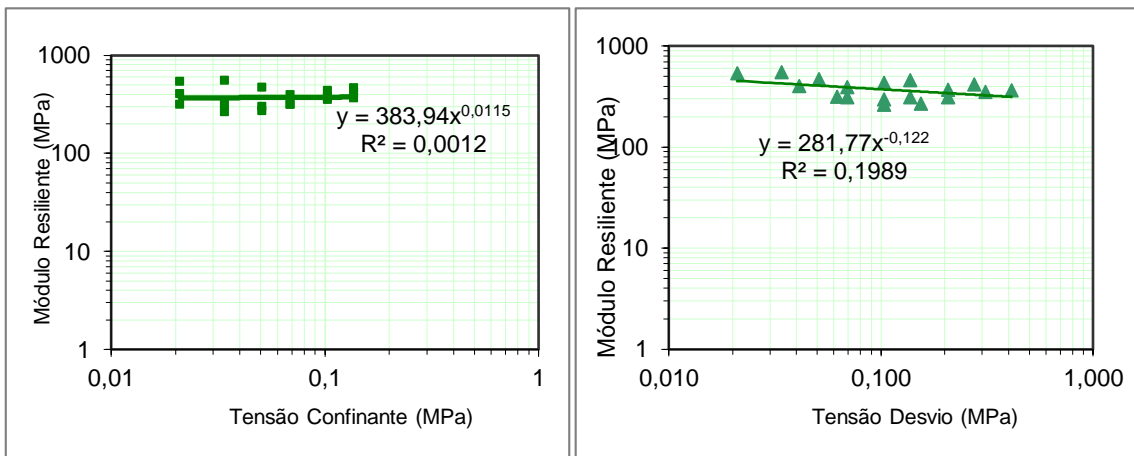


Fig. 6.6. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (0,7x0,7 MPa).

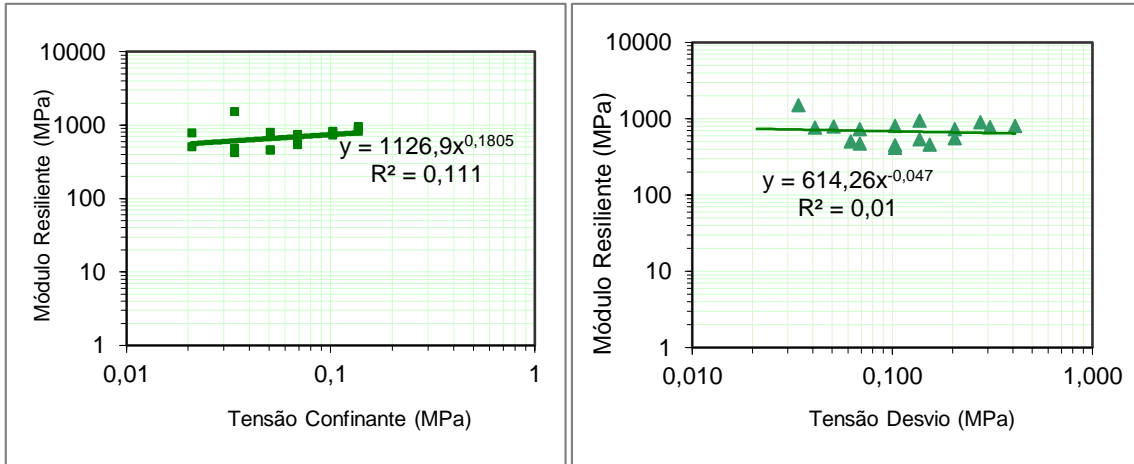


Fig. 6.8. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (0,7x2,1 MPa).

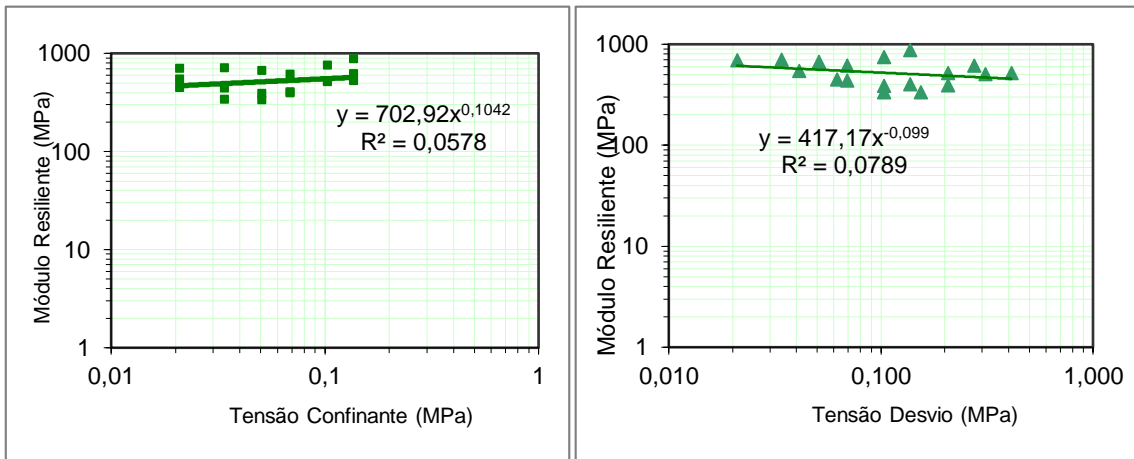


Fig. 6.7. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (1,0x2,0 MPa).

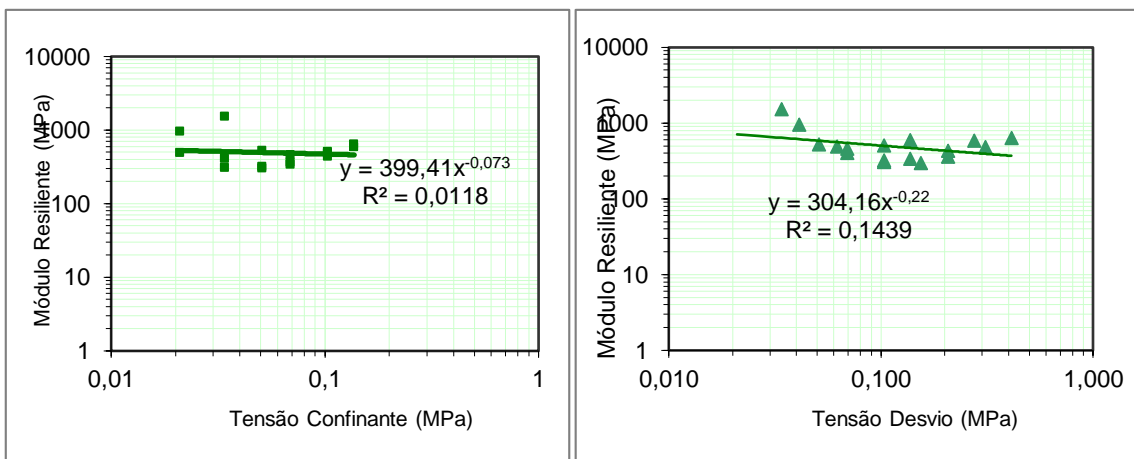


Fig. 6.9. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (1,0x3,0 MPa).

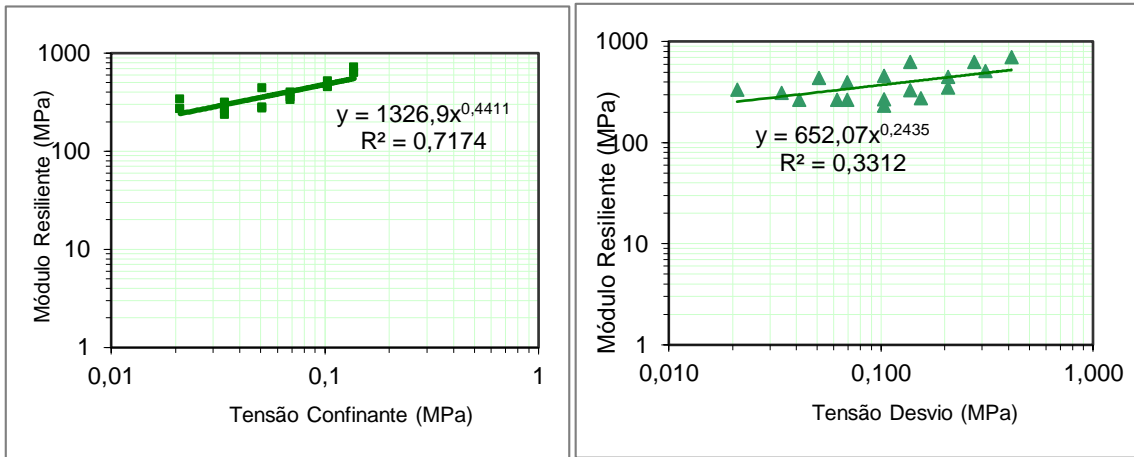


Fig. 6.11. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LA (1,2x3,6 MPa).

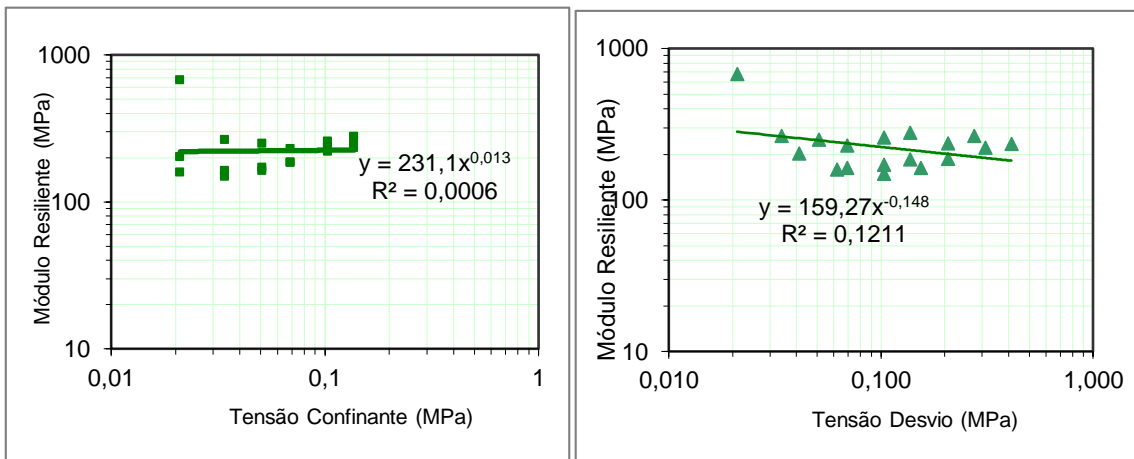


Fig. 6.10. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (0,7x0,7 MPa).

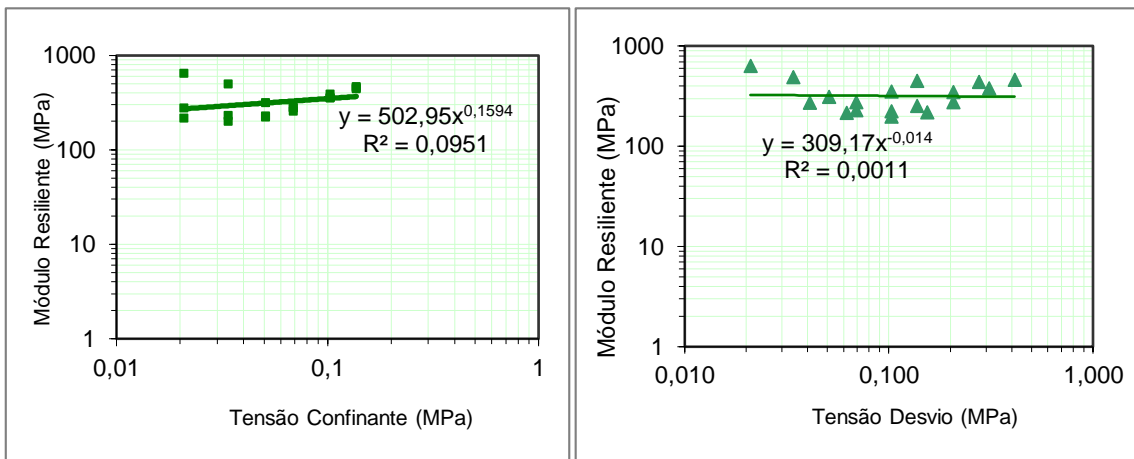


Fig. 6.12. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (0,7x2,1 MPa).

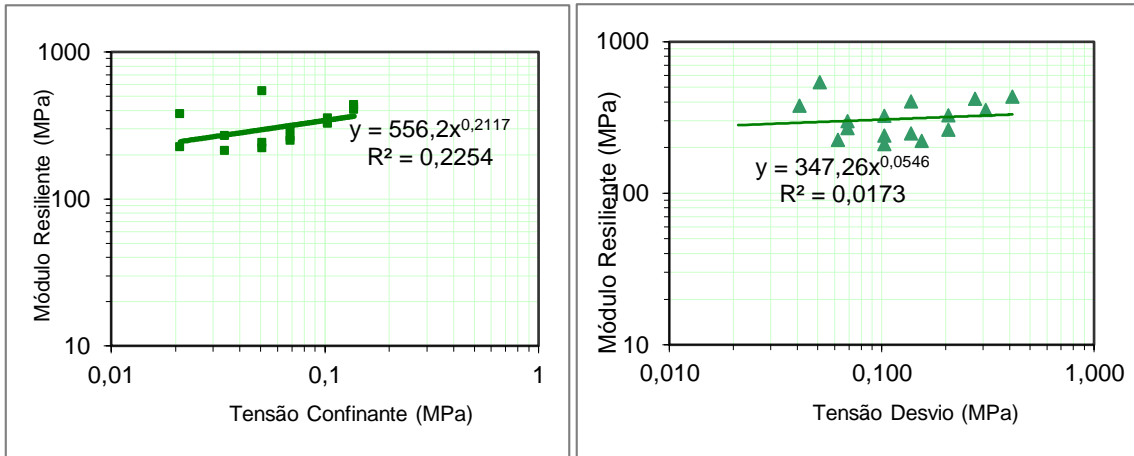


Fig. 6.13. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (1,0x2,0 MPa).

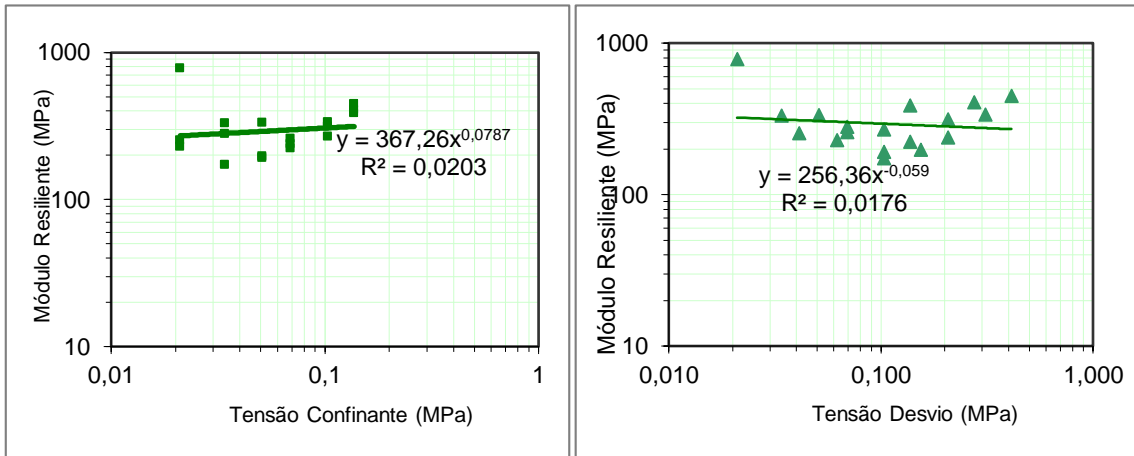


Fig. 6.15. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (1,0x3,0 MPa).

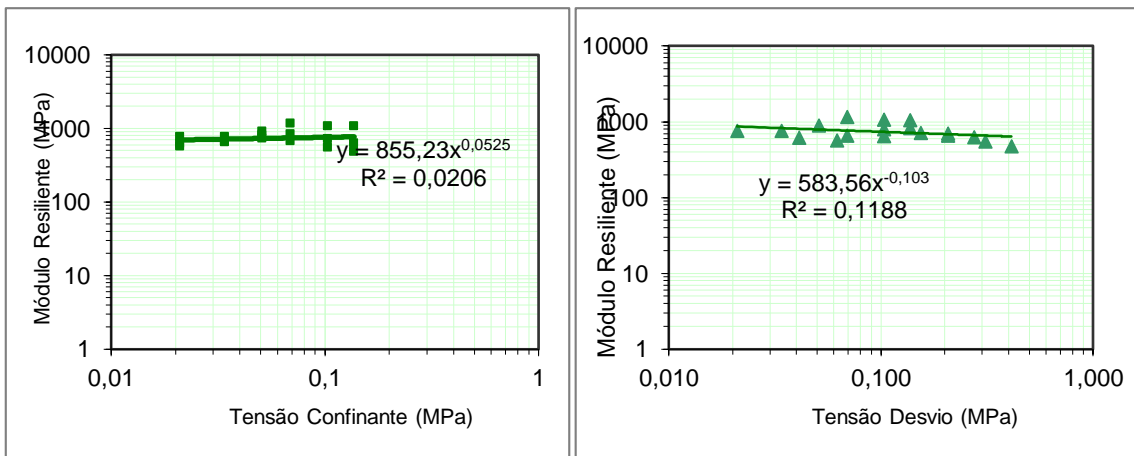


Fig. 6.14. Módulo de resiliência após a deformação permanente – NA' (1,2x3,6 MPa).

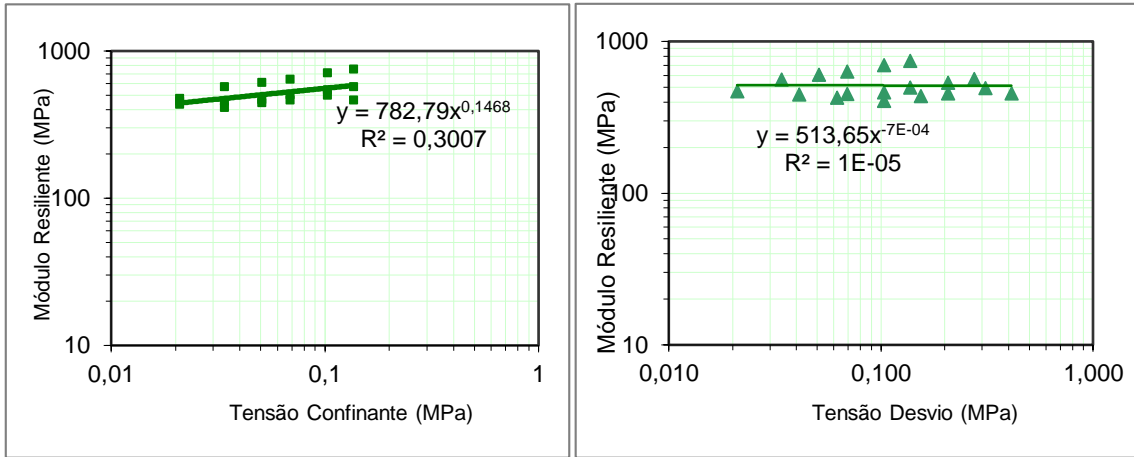


Fig. 6.17. Módulo de resiliência tradicional – LAT.

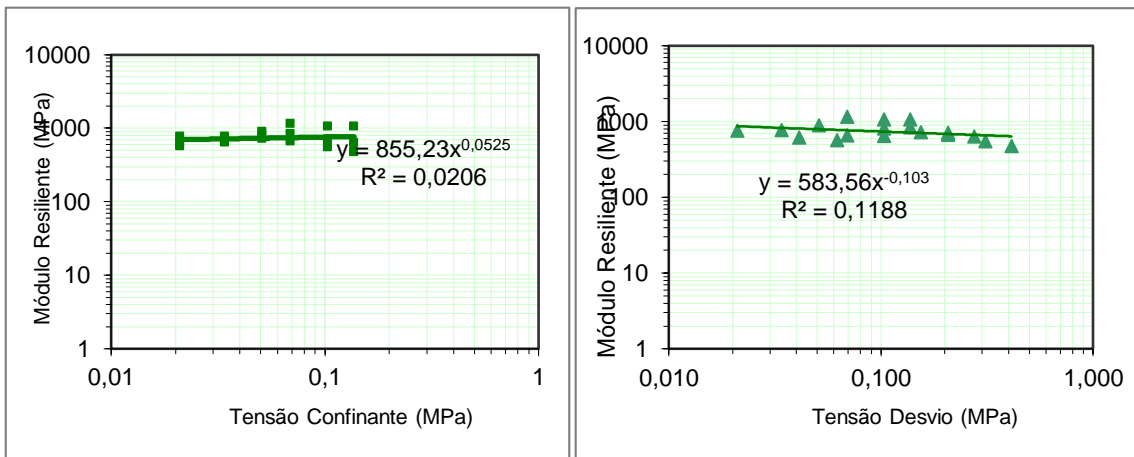


Fig. 6.16. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (0,7x0,7 MPa).

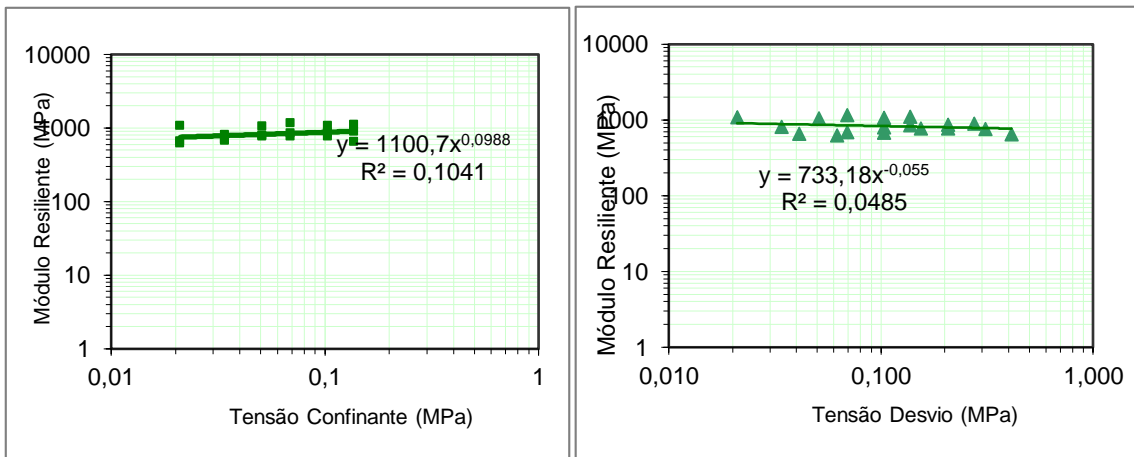


Fig. 6.18. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (0,7x2,1 MPa).

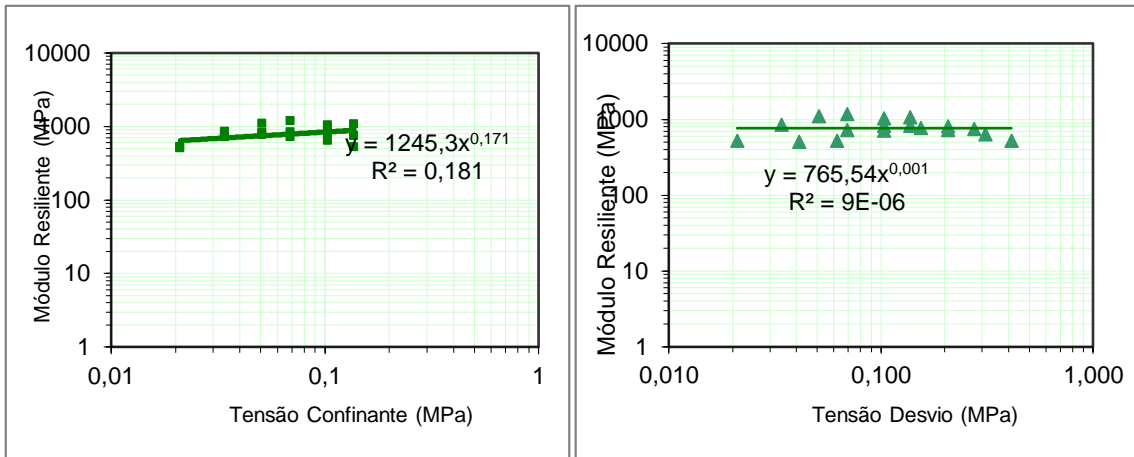


Fig. 6.21. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (1,0x2,0 MPa).

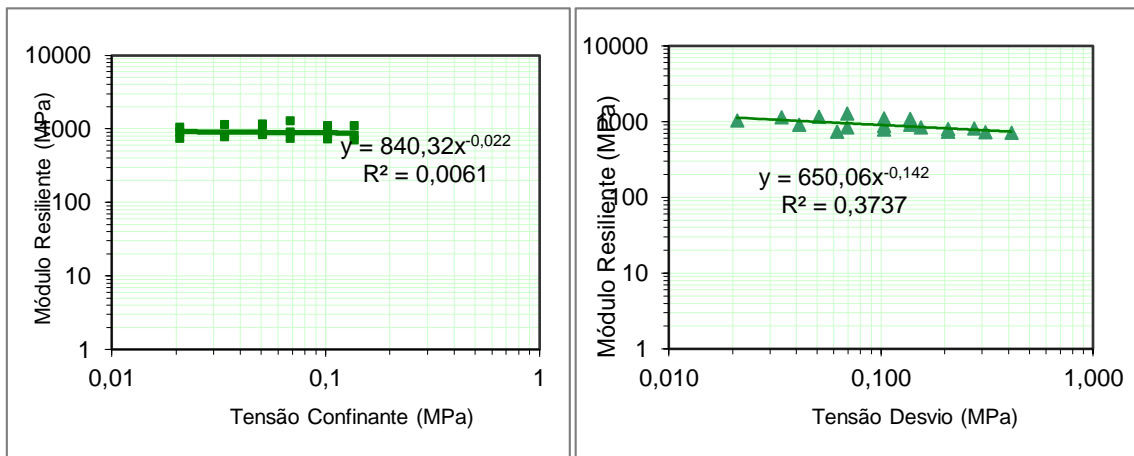


Fig. 6.20. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (1,0x3,0 MPa).

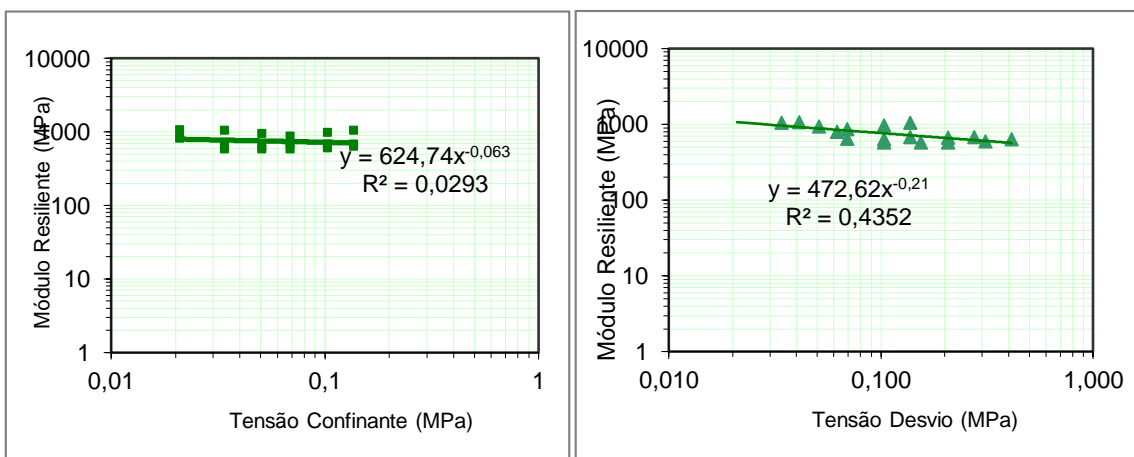


Fig. 6.19. Módulo de resiliência após a deformação permanente – LAT (1,2x3,6 MPa).

## ANEXO II

O anexo II apresenta os resultados das simulações numéricas realizadas com o IVFlow, aquelas que não foram apresentados no texto.

### Umidade volumétrica

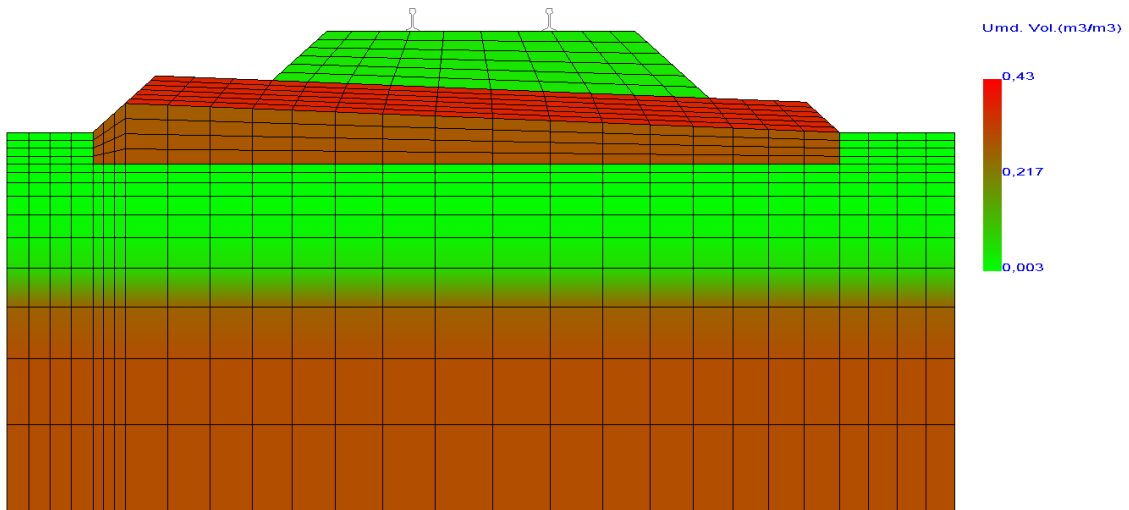


Fig. 6.22. Umidade volumétrica no tempo zero - LAT

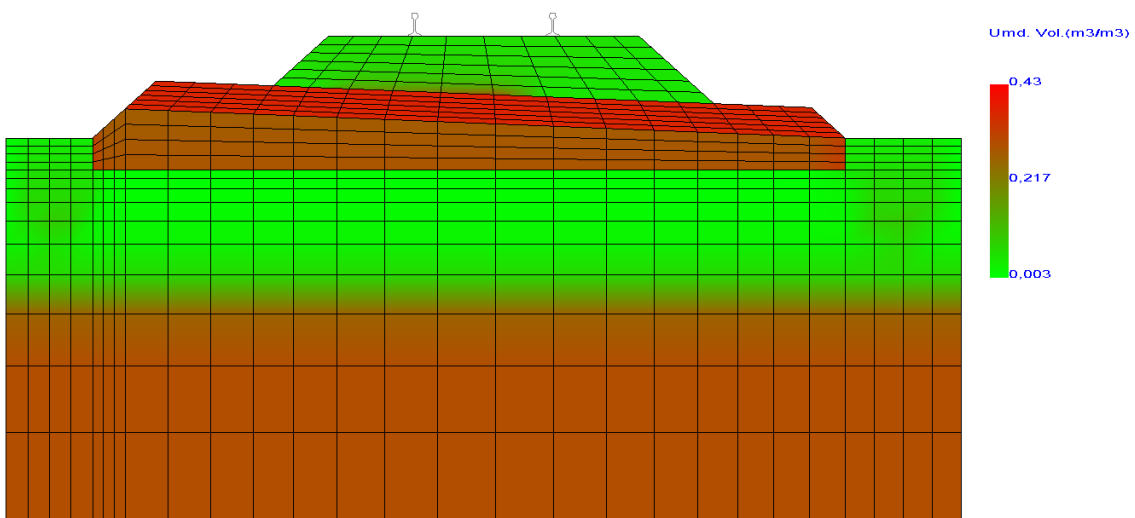


Fig. 6.23. Umidade volumétrica após 3h (fim da simulação) - LAT

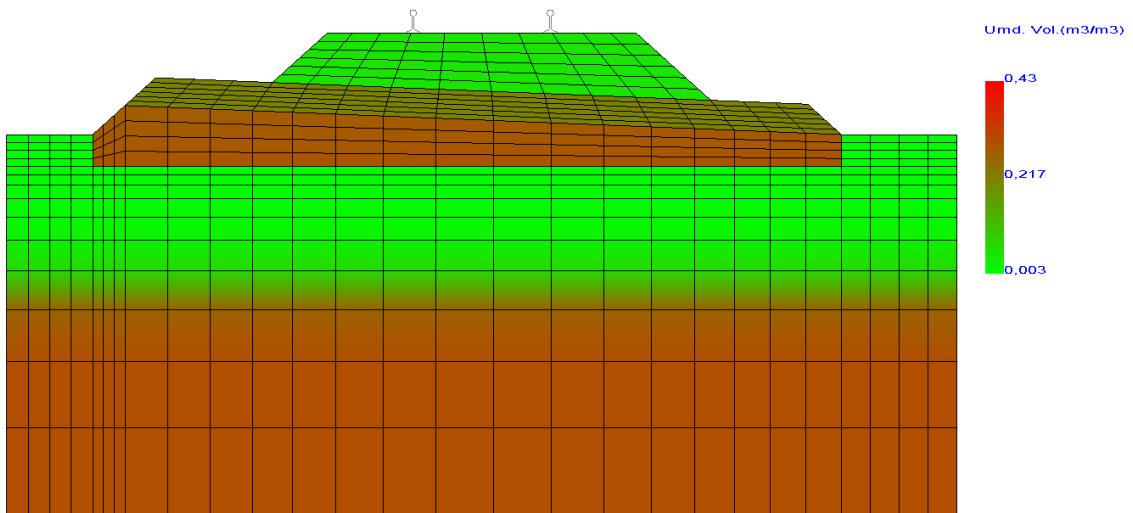


Fig. 6.24. Umidade volumétrica no tempo zero - NA'

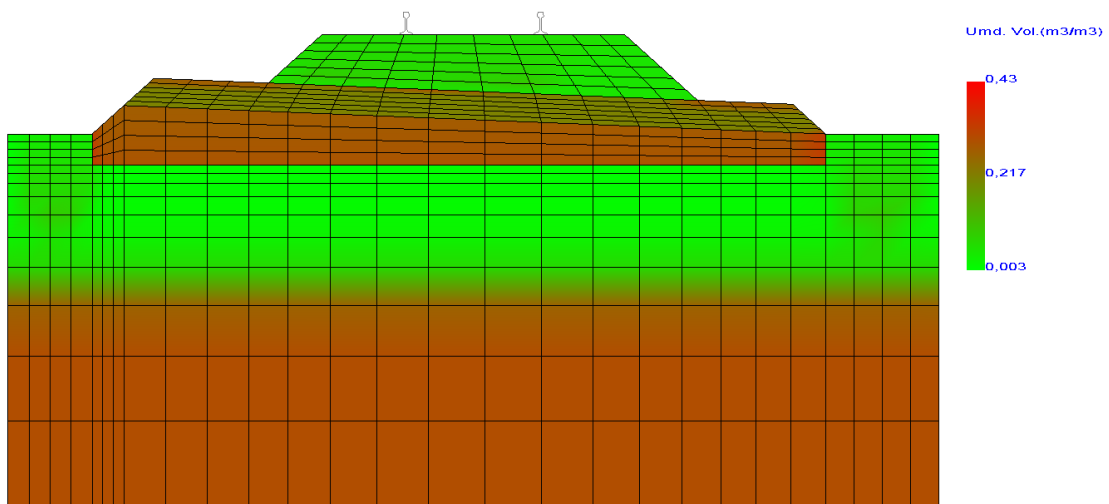


Fig. 6.25. Umidade volumétrica após 3h (fim da simulação) - NA'

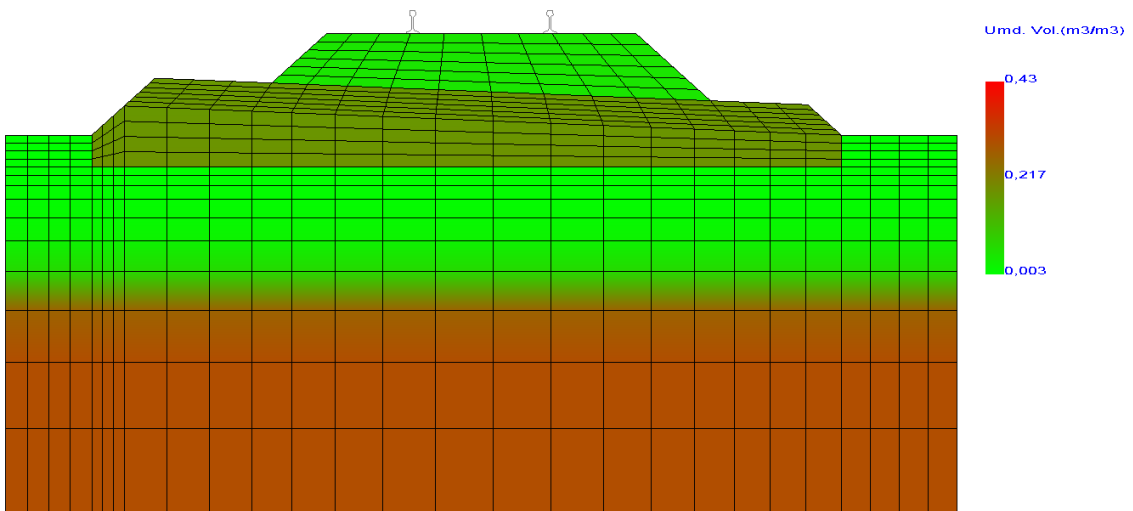


Fig. 6.26. Umidade volumétrica no tempo zero - LA

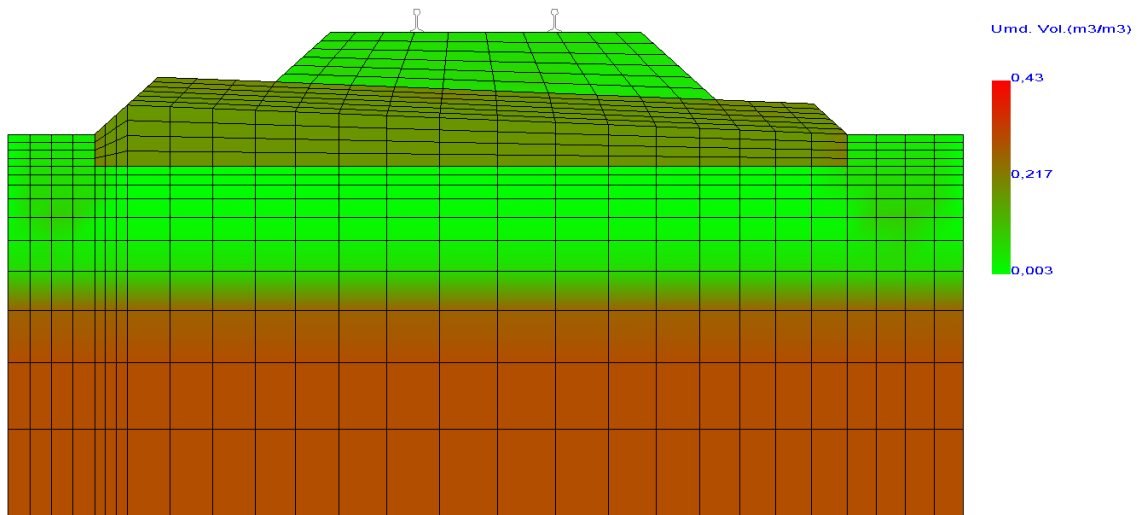


Fig. 6.27. Umidade volumétrica após 3h (fim da simulação) - LA

Poropressão

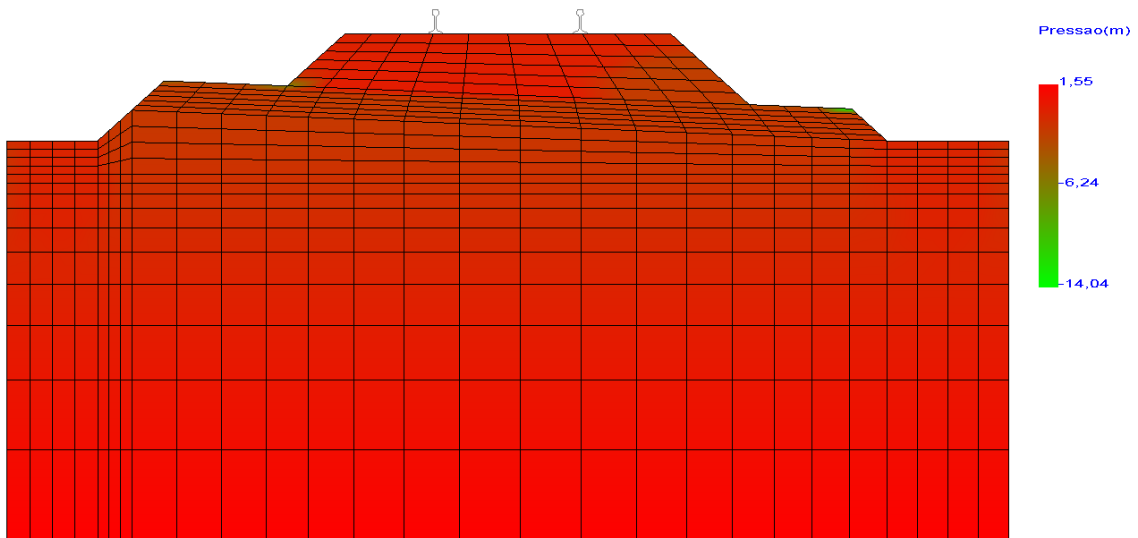


Fig. 6.28. Poropressão após 3h – LA'

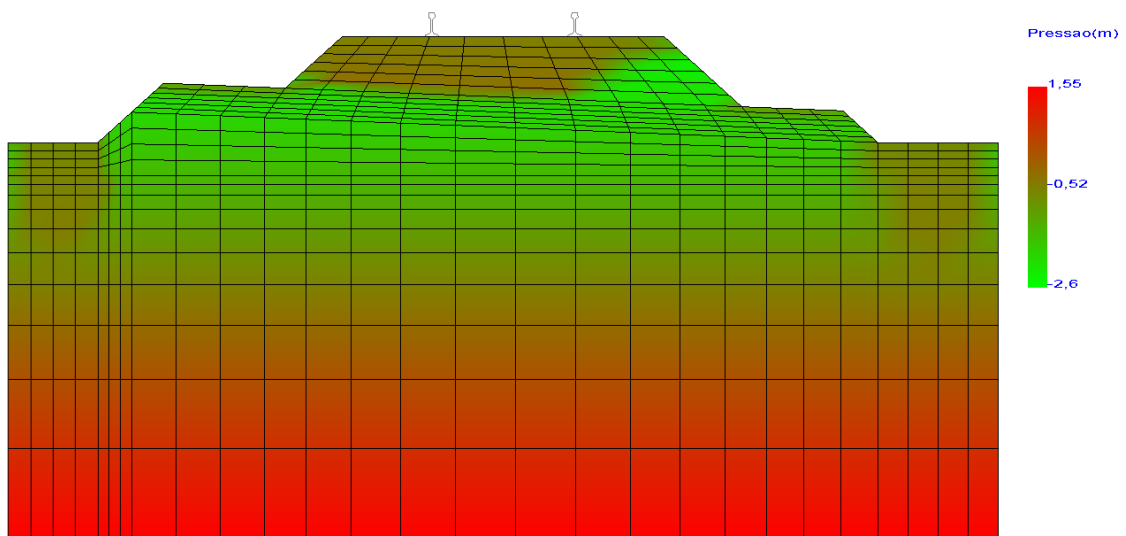


Fig. 6.29. Poropressão após 3h - NA'

### ANEXO III

O anexo III apresenta os resultados das simulações numéricas realizadas com o Systrain, aquelas que não foram apresentados no texto.

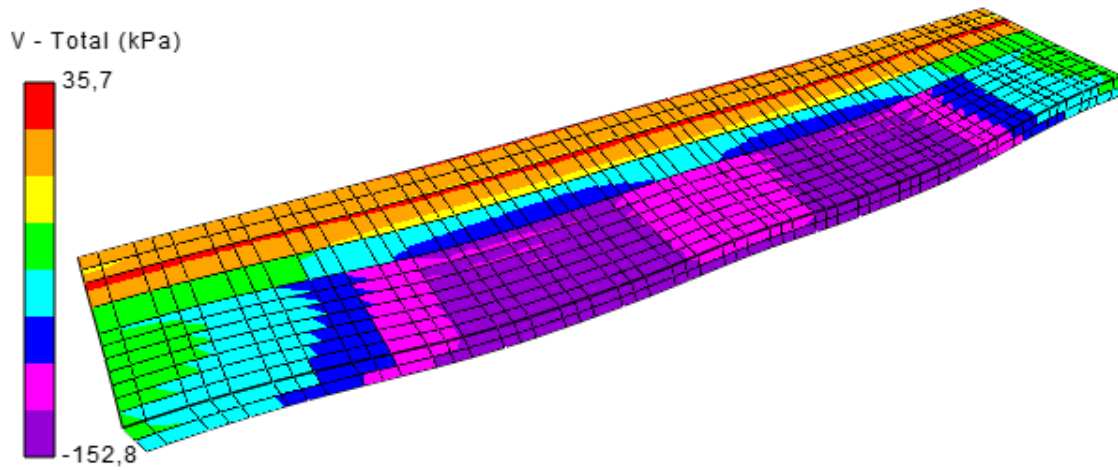


Fig. 6.30. Tensão vertical total na camada de sublastro - LA

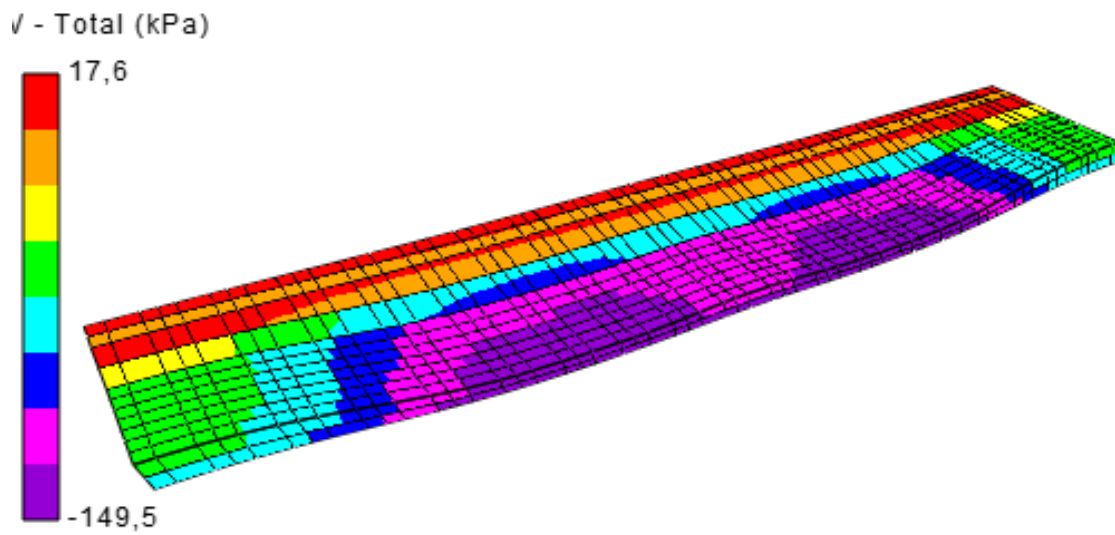


Fig. 6.31. Tensão vertical total na camada de sublastro - NA'

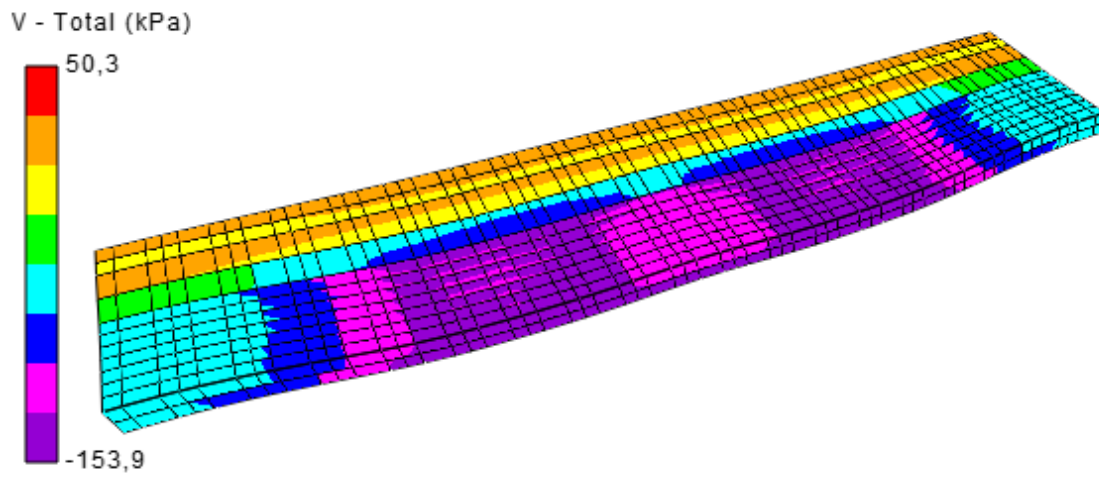


Fig. 6.32. Tensão vertical total na camada de sublastro - LAT