

FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

***ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM A UTILIZAÇÃO
DE REJEITOS FINOS DE PEDREIRA DE UMA ROCHA
GRANÍTICA.***

GIOVANE BATALIONE

**ORIENTADOR: PROF. LUÍS FERNANDO MARTINS
RIBEIRO**

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: GDM 158/ 07

BRASÍLIA / DF: MAIO/ 2007

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

***ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS COM A UTILIZAÇÃO
DE REJEITOS FINOS DE PEDREIRA DE UMA ROCHA
GRANÍTICA.***

GIOVANE BATALIONE

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**WILSON CONCIANNI, DSc (CEFET-MT)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, DIA 09 de MAIO de 2007

FICHA CATALOGRÁFICA

BATALIONE, GIOVANE. Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedreira de uma rocha granítica [Distrito Federal] 2007 xii, 172 p., 210 mm X 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2007) Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil	
1. Rejeito	2. Solos tropicais.
3. Estabilização	4. Pavimentação
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BATALIONE, G. (2007). Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedreira de uma rocha granítica. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM 158/ 07 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 172 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Giovane Batalione

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estabilização de solos tropicais com a utilização de finos de pedreira de uma rocha granítica.

GRAU / ANO: Mestre / 2007

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Giovane Batalione

Rua 806, 137 Vila Osvaldo Rosa Goiânia Goiás - Brasil.

CEP 74 633 -210

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado a minha família, a maior riqueza que tenho neste mundo.

A minha esposa Julia, aos filhos Carolina e Giovane, as mães Edma e Maria (in memória), as irmãs(ao), Evânia, Ana Claudia, Márcia e Marco Antônio, aos cunhados(as), Sóstenes Barão, Cleiton Faraó, Sebastião, Emanuel, José Barreto, Regina, Maria, Ângela e Vera, aos sobrinhos(as), tios(as) e primos(as).

No início, chegar ao final desta caminhada parecia algo impossível, tamanha eram as dificuldades encontradas.

A fé em Deus, a força do amor, a amizade e o trabalho, foram fundamentais para o final desta jornada vitoriosa.

Agora vamos aos agradecimentos para quem tanto contribuiu para a realização deste sonho.

AGRADECIMENTOS

A Fé:

A Deus que nos momentos mais difíceis, me deu força para vencer as dificuldades e terminar esta caminhada. Muito obrigado Senhor pela graça alcançada.

Ao amor:

A minha família por todo o apoio e incentivo durante esta sofrida mais valorosa caminhada, amo muito vocês!

A Amizade:

Ao amigo e professor Luís Fernando, pela orientação e pela amizade, desejo eternas felicidades a você, a Graziela, ao João Fernando e aos futuros filhos.

Aos professores do curso de Geotecnia da UnB, pelos conhecimentos adquiridos; tenho certeza que saio desta Universidade bastante intemperizado, quase cheguei a condição de um solo laterítico.

Aos amigos e colegas do CEFET-GO, Edson Manso, Benjamim Santos, João Cortês, Geraldo de Almeida, Afonso, Nelson, João Carlos, Sandra, Cleverson e o amigo de todas as horas Osvaldo Kojak.

Aos amigos da AGETOP, Lourival Caixeta e Maria de Lurdes.

Aos colegas de república, Liriz, Cássio, André, Daniel e ao Ridex com a sua fantástica história do aviãozinho.

Aos colegas de turma do mestrado, Ângela, Ari, Carmem, Célia, Daniel, Enio, Graça, Kassio, Josileide, Lucho, Marcos, Lorena, Petrônio, Salomé, Jakeline, Paulo Falcão, e ao Charles do CEFETRU. Como foi bom conhecer e conviver com vocês, muito obrigado por tudo.

Aos funcionários do Laboratório de Geotecnia da UnB, professora Isabel, Alessandro granulômetro, Vanilson Sucção, Ricardo LL, Tatiany do cafezinho bão, Tiago e Osvaldo muito obrigado pela ajuda, serei eternamente grato a vocês.

Aos funcionários de Furnas, Heloisa Helena Azevedo, Ana Livia Zeitune, Celso Rodrigues da Silveira e Edmilson Gouveia Nunes, meus sinceros agradecimentos.

Aos funcionários da Escola politécnica da USP, professora Liedi Bernucci, professores Edson Moura, e Valter Canales, e ao técnico Erasmo, meus sinceros agradecimentos.

Ao Trabalho:

A universidade de Brasília e ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia.

A Capes pela concessão da ajuda financeira.

A Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, pelo apoio tecnológico prestado.

A furnas Centrais Elétricas, pelo apoio tecnológico prestado a esta pesquisa.

A Redimix S.A., e ao seu gerente comercial Wilson José Pinto.

A Construtora Teodoro Barreto e a Real Negócios Imobiliários, meu muito obrigado Frederico e Dr. Ernesto de Moraes.

Ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás e a Coordenação da Construção Civil.

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo técnico sobre a utilização de rejeitos finos de uma pedreira de Granito na estabilização de quatro solos tropicais da região noroeste do estado de Goiás. O mesmo tem ainda por finalidade, avaliar a viabilidade técnica e econômica da adição deste rejeito na produção da estrutura de um pavimento urbano com volume de tráfego leve ($N = 6,74 \times 10^5$, número de operações do eixo padrão de 8,2 toneladas), construído na cidade de Inhumas Estado de Goiás. O referido estudo foi desenvolvido em três etapas: Análise do potencial técnico do rejeito agregado aos solos, investigação realizada através de ensaios de laboratório, incluindo estudos de caracterização física, química e mineralógica, ensaio de sucção, compactação dos solos, comportamento mecânico através do ensaio de Índice Suporte Califórnia (CBR), expansão e Resiliência. Análise do potencial técnico desenvolvido através de ensaios de campo, incluindo, controle de compactação pelo método do frasco de areia, deflexões do pavimento pelo uso da Viga Benkelman, determinação do coeficiente de rigidez da camada e do módulo de elasticidade do solo. Análise da viabilidade econômica para um estudo de caso específico do pavimento urbano da cidade de Inhumas. Finalizando são apresentadas as considerações e conclusões sobre os resultados obtidos, que comprovaram as potencialidades do uso deste rejeito fino de pedreira na estabilização da maioria dos solos analisados, bem como a sua viabilidade econômica para o presente estudo de caso específico.

ABSTRACT

This work presents a technical study about the use of fine waste of a granite quarry in the stabilization of four types of tropical soil in the northwest region of the State of Goiás, Brazil. It also intends to evaluate the technical and economic viability of the quarry waste addition in the production of an urban floor structure, with a light traffic ($6,74 N = 10^5$, operation number of the standard axle of 8,2 tons), constructed in the city of Inhumas, also in the State of Goiás.

The study was developed in three stages: firstly, it was done the analysis of the technical potential of the quarry waste aggregated to the soil. This part of the investigation was carried out through the assays, which allowed physical, chemical and mineralogical characterization. It was also done suction assay; soil compacting; expansion and resilience; and mechanical behavior, through the assay of California Bearing ratio (CBR). Secondly, through field assays, it was conducted the analysis of the technical potential. In this part the applied assays were compacting control, through the sand bottle method, floor deflection, by the use of the Benkelman Beam, determination of the stiffness coefficient for the layer and elasticity modulus of the soil. Finally, in the case study about Inhumas urban floor.

Lastly, the results and its discussion are presented, proving the potentialities of the use of quarrying fine waste in the stabilization of the majority of the analyzed soil, as well its economic viability for the case studied.

SUMÁRIO

CAPITULO 1	1
INTRODUÇÃO	1
CAPITULO 2	5
REVISÃO BIBLIOGRAFICA	5
2.1. ESTABILIZAÇÃO E REFORÇO DE SOLOS	5
2.2. PAVIMENTO	7
2.2.1. Pavimentos Denominados de Baixo Custo	7
2.3. USO DE SOLOS TROPICAIS LATERÍTCOS EM PAVIMENTAÇÃO	9
2.3.1. Características dos Solos Tropicais Lateríticos	11
2.4. USO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO	12
2.5. USO DE SOLO CAL APLICADA NA PAVIMENTAÇÃO	16
2.6. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	18
2.6.1. Ensaio Convencionais	18
2.6.2. Ensaio da Metodologia Miniatura Compactada Tropical (MCT)	22
2.6.3. Sistemas de Classificação dos Solos (SUCS, TRB, MCT e Resiliente)	24
2.6.4. Triaxial Cíclico	27
2.6.5. Sucção dos Solos	29
2.6.6. Química e Mineralogia dos Solos	31
2.7. CONTROLE TECNOLÓGICO	36
2.8. AVALIAÇÃO DO PAVIMENTO	38
2.8.1. Avaliação das Deflexões e do Raio de Curvatura	39
2.8.2. Avaliação da Rigidez e do Módulo de Elasticidade da Camada	40
CAPÍTULO 3	43
MATERIAIS E METODOLOGIA APLICADA NA PESQUISA	43
3.1. MATERIAIS	46
3.2.1. Investigação Preliminar de Laboratório dos Materiais Pesquisados	49
3.2.2. Análise da Resistência Mecânica e da Expansibilidade dos Solos e Composições	53
3.2.3. Investigação complementar de laboratório	56
3.2.4. Estudo do Comportamento de Uma Composição em Uma Pista Experimental	60
CAPÍTULO 4	67
APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	67
4.1.1. Caracterização física dos rejeitos	67
4.1.2. Caracterização física das amostras de solo natural e das misturas	70

4.1.4. Caracterização química e mineralógica do rejeito e dos solos naturais _____	77
4.2 COMPACTAÇÃO, CBR E EXPANSÃO _____	80
4.3. ENSAIO DE SUCÇÃO _____	109
4.4. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV) _____	117
4.5. MÓDULO DE RESILIÊNCIA _____	123
4.6. ENSAIOS DE CAMPO _____	128
4.6.1. Controle de Compactação _____	129
4.6.2. Viga Benkelman _____	130
4.6.3. Rigidez e Módulo de Elasticidade _____	133
CAPÍTULO 05 _____	135
ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA _____	135
5.1. ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA DA ADIÇÃO DO REJEITO À CAMADA DE BASE _____	135
CAPÍTULO 06 _____	143
CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS _____	143
6.1. INTRODUÇÃO _____	143
6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS _____	149
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS _____	151
APÊNDICE I _____	160

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Extensão da pavimentação Nacional com uso do SAFL. _____	10
Tabela 2.2. Custos de Pavimentos utilizando diversas técnicas construtivas. _____	10
Tabela 2.3. Características Geotécnicas do rejeito da pesquisa de Espósito (2000). _____	13
Tabela 2.4. ES 300/97 – Especificações para reforço de subleito. _____	21
Tabela 2.5. ES 301/97 – Sub-base estabilizada granulometricamente. _____	21
Tabela 2.6. ES 303/97 – Base estabilizada granulometricamente. _____	21
Tabela 2.7. Classificação do solo quanto à concentração pH (Bigarella et al, 1996). _____	35
Tabela 4.1. Caracterização física dos rejeitos pelos ensaios de consistência e densidade dos grãos. _____	68
Tabela 4.2. Caracterização física dos rejeitos em função da análise granulométrica. _____	69
Tabela 4.3. Caracterização física dos solos, em função da análise granulométrica _____	73
Tabela 4.4. Caracterização física dos solos, em função da consistência e da densidade dos grãos. _____	74
Tabela 4.5. Resultados da análise química e de pH do rejeito e dos solos pesquisados. _____	78
Tabela 4.6. Resultados da análise por difratometria de raios-X. _____	78
Tabela 4.7. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Caturai. _____	81
Tabela 4.8. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Caturai com adições de rejeito. _____	82
Tabela 4.9. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Goianira. _____	84
Tabela 4.10. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Goianira com adições de rejeito. _____	84
Tabela 4.11. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Inhumas. _____	86
Tabela 4.12. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Inhumas com adições de rejeito. _____	87
Tabela 4.13. Resumo dos resultados de compactação, CBR e Expansão para o _____	89
cascalho. _____	89
Tabela 4.14. Resumo dos resultados de compactação, CBR e Expansão para o cascalho com adições de rejeito e cal. _____	90
Tabela 4.15. Resultado da sucção média obtida na curva característica. _____	110
Tabela 4.16. Parâmetros de resiliência das amostras pesquisadas. _____	124
Tabela 4.17. Resultados dos ensaios de controle de compactação do campo. _____	129
Tabela 4.18. Resultados das bacias de deflexões da pista sem o uso do rejeito. _____	131
Tabela 4.19. Resultados das bacias de deflexões da pista com o uso de rejeito. _____	131
Tabela 4.20. Resultados dos ensaios rigidez e módulo de elasticidade sem o rejeito. _____	134
Tabela 4.21. Resultados dos ensaios de rigidez e módulo de elasticidade com o rejeito _____	134
Tabela 5.1. Custo dos itens relativos da camada de base executada sem adição do rejeito ao solo granular. ____	138
Tabela 5.2. Custo dos itens relativos da camada de base executada com adição de 15% em volume do rejeito ao solo granular. _____	140

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. – Mapa da região onde foi desenvolvida a pesquisa. _____	43
Figura 3.2 – Pedreira Anhanguera em Caturai, de propriedade da Redimix S.A. _____	45
Figura 3.3. Hidro-ciclone e Pilha de Rejeito localizado na Pedreira Anhanguera. _____	45
Figura 3.4. Coleta de amostra do rejeito, realizado dentro da Barragem. _____	50
Figura 3.5. Secagem das amostras de solos no laboratório do CEFET-GO. _____	51
Figura 3.6. Secagem do rejeito, realizado no laboratório do CEFET-GO. _____	51
Figura 3.7. Ensaio de Perda de Massa por Imersão ME 256 (DNER, 1994). _____	52
Figura 3.8. Ensaio de MINI-CBR conforme ME 254 (DNER, 1997). _____	54
Figura 3.9. Ensaio de CBR conforme a NBR 9895(ABNT, 1987). _____	55
Figura 3.10. Microscopia Eletrônica de Varredura da Amostra de Caturai com adição de 35% de rejeito fino de Pedreira. Ampliação 500X. _____	57
Figura 3.11. Ensaio de Sucção Metodologia do Papel Filtro ASTM- D 5298-92. _____	59
Figura 3.12. Ensaio de Módulo de Resiliência realizado na Escola Politécnica. _____	60
Figura 3.13. Pista experimental, adição de rejeito para reforço do subleito. _____	61
Figura 3.14. Compactação da camada de subleito com o uso do rejeito. _____	62
Figura 3.15. Secagem do rejeito na pista experimental em Inhumas, Goiás _____	63
Figura 3.16. Lançamento do cascalho sobre a camada de subleito. _____	63
Figura 3.17. Compactação da Camada de Base, Compactador CA-25. _____	64
Figura 3.18 Ensaio de Viga Benkelman, realizado na pesquisa. _____	65
Figura 3.19. Determinação dos parâmetros de Rigidez e do Módulo de Elasticidade, com o uso do Geogage. _____	66
Figura 4.1. Localização dos pontos de coleta das amostras na barragem _____	68
Figura 4.2. Resultados da análise granulométrica do rejeito com defloculante. _____	69
Figura 4.3. Resultados da análise granulométrica do solo e Composições de Caturai com o uso e sem o uso de defloculante. _____	71
Figura 4.4. Resultados da análise granulométrica do solo e composições de Goianira com o uso e sem o uso de defloculante. _____	72
Figura 4.5 Resultados da análise granulométrica do solo e composições de Inhumas sem e com o uso de defloculante. _____	73
Figura 4.6. Resultados da análise granulométrica do solo granular denominado de cascalho com o uso de defloculante. _____	75
Figura 4.7. Curvas de compactação médias das amostras de Caturai. _____	82
Figura 4.8. Curva do índice de vazios médio das amostras de Caturai. _____	83
Figura 4.9. Curvas de compactação médias das amostras de Goianira. _____	85
Figura 4.10. Curva do índice de vazios médio das amostras de Goianira. _____	85
Figura 4.11. Curvas de compactação médias das amostras de Inhumas. _____	87
Figura 4.12. Curva do índice de vazios médio das amostras de Inhumas. _____	88
Figura 4.13. Curvas de compactação médias do cascalho, energia intermediária. _____	90
Figura 4.14. Curvas de compactação médias do cascalho com adição de cal, energia intermediária. _____	91
Figura 4.15. Curvas de compactação médias do cascalho, energia modificada _____	91
Figura 4.16. Curvas do índice de vazios médio das amostras de cascalho, energia intermediária. _____	92
Figura 4.17. Curvas do índice de vazios médio das amostras de cascalho, energia modificada. _____	92
Figura 4.18. Resultado médio do CBR, com imersão da composição de Caturai. _____	94
Figura 4.19. Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Caturai. _____	94
Figura 4.20. Resultados da expansão média da composição de Caturai. _____	95
Figura 4.21. Resultados do CBR médio com imersão da composição Goianira. _____	96
Figura 4.22. Resultados do CBR médio, com imersão da composição Goianira com adição de Cal. _____	97
Figura 4.23 Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Goianira. _____	97
Figura 4.24. Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Goianira com Adição de cal. _____	98
Figura 4.25. Resultados da expansão média composição de Goianira. _____	98
Figura 4.26. Resultados do CBR médio, com imersão da composição Inhumas. _____	100
Figura 4.27. Resultados do CBR médio, com imersão da composição Inhumas com adição de cal. _____	101
Figura 4.28 Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Inhumas. _____	101
Figura 4.29. Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Inhumas com adição de cal. _____	102
Figura 4.30. Resultados da expansão média da composição de Inhumas. _____	102

Figura 4.31. Resultados da expansão média da composição de Inhumas com adição da cal.	103
Figura 4.32. Resultados do CBR médio, com imersão da composição cascalho energia intermediária.	104
Figura 4.33. Resultados do CBR médio, com imersão da composição cascalho energia intermediária e adição de cal.	105
Figura 4.34. Resultados do CBR médio, com imersão da composição cascalho energia modificada.	105
Figura 4.35. Resultados da expansão média da composição cascalho energia Intermediária.	106
Figura 4.36. Resultados da expansão média da composição cascalho com adição de cal.	106
Figura 4.37. Resultados da expansão média da composição cascalho energia modificada.	107
Figura 4.38. Sucção x CBR, sem considerar a influência do índice de vazios.	111
Figura 4.39. Sucção x CBR, considerando a influência do índice de vazios.	111
Figura 4.40. Curvas de sucção das composições de Caturai.	112
Figura 4.41. Curvas característica da sucção em função do índice de vazios para composições de Caturai.	113
Figura 4.42. Curvas de sucção das composições de Goianira.	114
Figura 4.43. Curvas característica de sucção em função do índice de vazios, composições de Goianira.	114
Figura 4.44. Curvas de sucção das composições de Inhumas.	116
Figura 4.45. Curvas características de sucção em função do índice de vazios, composições de Inhumas.	116
Figura 4.46. Imagem do MEV na amostra de Caturai com ampliação de 300X.	118
Figura 4.47. Imagem do MEV na amostra de Caturai com ampliação 1000X	118
Figura 4.48. Imagem do MEV na amostra de Caturai com 35% de rejeito com ampliação de 300X.	119
Figura 4.49. Imagem do MEV, amostra de Caturai com 35% de rejeito com ampliação de 1000X.	119
Figura 4.50. Imagem do MEV, na amostra de Goianira, ampliação 150X.	120
Figura 4.51. Imagem do MEV, amostra de Goianira, ampliação 300X.	120
Figura 4.52. Imagem do MEV, amostra de Goianira, ampliação 3000X.	121
Figura 4.53. Imagem do MEV, amostra de Goianira com 25% de rejeito, ampliação 150X.	121
Figura 4.54. Imagem do MEV, amostra Goianira com 25% de rejeito, ampliação 500X.	122
Figura 4.55. Imagem do MEV, amostra de Goianira com 25% de rejeito, ampliação 3000X.	122
Figura 4.56. Resultados do ensaio de Módulo Resiliência para as composições granulares.	124
Figura 4.57. Resultados dos ensaios de módulo de resiliência, composições de Goianira.	126
Figura 4.58. Resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência, composições de Inhumas.	127
Figura 4.59. Gráficos das bacias de deflexões médias, obtidos nas pistas experimentais com o uso do rejeito e sem o uso do rejeito.	132

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMECLATURA E ABREVIACÕES

AASHO- American Association of State Highway.

AASHTO – American association of State Highway and Transportation Officials.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM – American Society for Testing and Materials.

AGETOP-Agência Goiana de Transportes e Obras Públicas.

CAP – Cimento Asfáltico do Petróleo.

CA-25 Rolo Compactador Auto-propulsor, 25 toneladas.

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente.

CBR – Califórnia Bearing Ratio.

CC – Coeficiente de Curvatura.

CEFETGO – Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás.

CH III – Cal Hidratada classe III.

CM-30 – Asfalto Diluído.

CNU-Coeficiente de Não Uniformidade.

C' – Coeficiente de deformabilidade da Classificação MCT.

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente.

D adm – Deformação Máxima Admissível do Pavimento.

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.

DNIT – Departamento Nacional de Infra Estrutura e Transporte.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral.

Dp- Deflexão característica Corrigida do Projeto.

DS 328 – Aditivo químico adicionado ao solo.

Dt – Distância de Transporte.

d'- Inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação na metodologia MCT.

Do – Deflexão real do pavimento no ponto de prova.

D25 – Deflexão real do pavimento a 25 cm do ponto de prova.

ES – Especificação de Serviços.

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisas Agropecuária.

E – Módulo de Elasticidade.

Ep – deformação plástica.

Er – Deformação resiliente.

Et – Deformação total.

ϵ_r – Deformação resiliente.

ϵ - Índice de vazios.

FC-Fator de Carga.

FE-Fator de Eixo.

FR – Fator climático Regional.

FWD – Falling Weight Deflectometer.

GC – Grau de Compactação.

HRB – Highway Reaserch Board.

HSB – Espessura mínima acima da sub-base.

HSL – Espessura básica.

Hz-Hertz, unidade de frequência.

I – Coeficiente de inchamento do rejeito.

ICL – Initial Consumption of Lime.

IG – Índice de Grupo.

IP – Índice de Plasticidade.

IPT/SP – Instituto de Pesquisas Tecnológica de São Paulo.

ISC – Índice Suporte Califórnia.

K-Coefficiente de permeabilidade dos solos.

Kb-Coeficiente de equivalência estrutural da base.

Ki – Relação molecular sílica/alumínio.

Km – Kilômetro.

kPa- Kilo Pascal.

Kr-Relação molecular sílica/ sesquióxidos.

KR – Coeficiente de equivalência estrutural do revestimento.

KsB- Coeficiente de equivalência estrutural da sub-base.

kWh – Kilowatt hora.

K1, K2, K3, K4 – Parâmetros de resiliência.

LCPC – Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées.

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

LVDT – Linear Variable differential Transformer.

MB – Método Brasileiro.

MCT- Miniatura Compactada Tropical.

MCV – Moisture Condition Value.

ME – Método de Ensaio.

MEV-Microscopia Eletrônica de Varredura.

MINI-MCV – Ensaio MCV da metodologia MCT.

MINI-CBR – Ensaio de suporte da metodologia MCT.

MN – Mega Newton.

MN/m- Mega Newton por metro quadrado.

MPa- Mega Pascal.

MR-Módulo Resiliente.

Mt – Momento de transporte.

N – Número de operações do eixo padrão de 8,2 toneladas.

NBR-Norma Brasileira Registrada.

pH – Potencial hidroeonico.

Pi-Perda de Massa por Imersão, metodologia MCT.

Pf-Unidade de sucção em centímetros de coluna de água.

R – Raio de Curvatura.

RR2C – emulsão asfáltica ruptura rápida catiônica.

Sr – Grau de Saturação.

SUCS – Sistema Unificado de classificação dos Solos.

TRB – Transportation Reaserch Board.

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

UnB – Universidade de Brasília.

USP – Universidade de são Paulo.

VH – Volume úmido de rejeito.

VT – Volume transportado.

WASHO – Western Association of State Highway Officials..

Wl – Limite de liquidez.

Wot – Umidade ótima.

Wp – Limite de Plasticidade.

γ_d – Peso específico do solo seco máximo.

γ_s – Peso específico dos sólidos.

σ_d – tensão desvio.

σ_1 - Tensão axial principal.

σ_3 – tensão confinante.

Ψ – Sucção total do solo.

ua – Pressão no ar do solo.

uw- pressão na água.

Π – sucção osmótica.

δ - Deslocamento da camada de solo.

ν - Coeficiente de Poisson.

CAPITULO 1

INTRODUÇÃO

O aumento do consumo de produtos cuja origem advém das atividades mineradoras vem proporcionando a toda população mundial um maior conforto. Entretanto, o crescimento da população e o conseqüente acréscimo do consumo destes produtos aliados a uma exploração e utilização irracional dos recursos naturais e das fontes de energia têm prejudicado as condições de vida planeta e leva a refletir sobre o modelo de consumo difundido e praticado por toda sociedade mundial.

Como soluções vislumbradas para conciliar este aumento da produção de bens que utilizam matéria prima mineral com as questões da preservação ambiental, pode-se destacar a busca e o uso de energias alternativas, melhorias no processo produtivo com redução do desperdício, e a substituição total ou parcial de matéria prima natural por materiais reciclados, ou de produtos que não produzem menores impactos ao meio ambiente.

Embora muito importante para a economia e para a sociedade mundial, as atividades de mineração tendem a produzir, durante o beneficiamento da matéria prima, rejeitos. Estes materiais, quando não tratados ou depositados de forma inadequada, podem gerar impactos ambientais, tais como degradações dos mananciais aquíferos, com assoreamento, turvamento dos cursos de água, poluição do ar com emissão de particulados e ocupações de áreas férteis para deposição de rejeitos.

Conforme Taveira (1997), a extensão e os impactos causados ao meio ambiente por uma atividade de mineração estão diretamente relacionados com o porte do empreendimento, a localização, as características sociais e ambientais do entorno, as propriedades da jazida e as tecnologias de lavras e tratamentos utilizados.

Em relação à exploração de agregados naturais para serem empregados na construção civil, depara-se hoje com a escassez cada vez mais crescente destes recursos, principalmente àqueles localizados próximos aos grandes centros consumidores. Além disto, a crescente exploração destas jazidas vem gerando a degradação do meio ambiente.

Uma tendência atual no Brasil, ditada pela necessidade do mercado consumidor e pela questão ambiental tem sido o consumo de materiais oriundos do processo de exploração de pedreiras (brita, areia artificial, filler) em substituição total ou parcial às fontes de materiais naturais (cascalho, areia natural, solo).

Estas fontes naturais além de estarem mais escassas e mais distantes do mercado consumidor, implicando num aumento de custo com transporte, apresentam ainda um maior potencial de degradação ambiental durante a sua exploração do que os produtos oriundos das pedreiras.

Outro aspecto relevante relativo a esta substituição é a possibilidade de utilização de rejeitos oriundos do beneficiamento dos materiais artificiais, proporcionando uma redução dos possíveis impactos ambientais gerados pela produção e estocagem destes materiais.

Segundo Nicholson (1996), as pilhas de rejeitos em estoque normalmente geram obstruções visuais e tendem a interferir na paisagem preexistente através da inserção de uma massa de material anteriormente ausente. Silva (2000) em seus estudos sobre a exploração de pedreiras de quartzito na cidade de Pirenópolis (GO) aponta que o efeito da degradação visual é o impacto mais expressivo para as áreas daquela região. Mendes (1999) identifica os tipos de impactos ambientais associados à exploração de pedreiras devido à geração de finos:

- Poluição atmosférica através de emissão de materiais particulados presentes nos depósitos;
- Alterações no regime hidrológico promovendo turvamento, assoreamento e mudanças nas seções das calhas dos cursos de água; trazendo conseqüências praticamente irreversíveis à manutenção de um micro-sistema biológico, danificando o habitat das espécies que dependem deste meio;
- Ocupações indevidas de áreas devido à necessidade de estocagem de rejeitos gerados. Muitas vezes, estas estocagens, tendem a esterilizar terrenos que poderiam servir a utilizações mais nobres ou até mesmo promover poluição do solo;
- Ruídos e vibrações gerados durante as explosões, trituração, esmagamento e transporte das rochas;
- Consumo excessivo de água para processar os agregados com perda em certos casos, de aproximadamente 80% do volume de água utilizado no processo.

Diante do exposto, constata-se que a utilização dos rejeitos finos de pedreiras em outras atividades industriais propiciaria a redução ou eliminação de alguns dos impactos ambientais relatados por Mendes (1999), contribuindo também para uma maior eficiência do sistema produtivo industrial. Esta possibilidade de utilização tende a proporcionar a agregação do valor econômico pela comercialização do rejeito e reduzir custos energéticos.

Como exemplo desta melhor eficácia do sistema produtivo pode-se destacar a pesquisa de Caçavana (2000), que utilizando-se da metodologia proposta por Graedel & Allembly (1995), confirmou que a eficiência de um sistema de produção industrial ecológico é melhorada quando se aproveita os resíduos gerados durante a produção.

Outras vertentes que muito contribuem para a valorização do uso de rejeitos de pedreira como matéria prima agregada é comprovada nos trabalhos de Angelim (2000) e Sá (2004). Estes autores verificaram que adições de rejeitos nas devidas proporções, em argamassas e concretos produziram melhorias no comportamento destas composições, além de proporcionar redução de custo.

O uso de rejeitos de mineração e de finos de pedreiras vem sendo estudado por centros de pesquisas no Brasil, seja na área da cerâmica, produção de concreto e argamassas, tintas, filtros de drenagem entre outras.

Na engenharia rodoviária inúmeras são as pesquisas que apontam as potencialidades do uso de rejeitos de mineração e de outros processos industriais na produção de mástiques de concreto betuminoso, de bases e sub-base, de concreto compactado a rolo, além da correção, estabilização e reforço de solos.

A escassez de jazidas naturais (solos e agregados) cujas características não se enquadram nas especificações técnicas tradicionais para o uso em pavimentação, aliada a uma legislação ambiental mais austera quanto à concessão de licenças para a exploração de jazidas naturais são também fatores motivadores para a busca e utilização de materiais alternativos.

Conforme a resolução CONAMA nº10 (1990) em seu artigo I, e do decreto lei 227 (1967) em seu artigo 5º, a exploração de bens minerais a serem utilizados na construção civil deverá ser precedida de licenciamento ambiental expedida pelo órgão estadual do meio ambiente ou pelo IBAMA.

No estado de Goiás constata-se através de informações de agentes de fiscalização da Agencia Goiana Ambiental, que as jazidas naturais localizadas próximos a mananciais aquíferos ou em áreas de proteção ambiental estão terminantemente proibidas de uso, limitando ainda mais as áreas de exploração destes recursos.

Paralelo a esta maior fiscalização e limitação do uso destes recursos naturais, observa-se um crescente aumento de volume armazenado de finos de pedreira em todas as unidades industriais do estado; o que aponta a necessidade do desenvolvimento de pesquisas que busquem alternativas para o uso destes rejeitos nos diversos setores produtivos.

Consciente destes problemas, o presente projeto de pesquisa propõe a utilização de rejeitos oriundos do processo de produção de agregados artificiais em obras de

pavimentação de baixo volume de tráfego. Os solos pesquisados foram das cidades de Inhumas, Caturai e Goianira, estado de Goiás, tendo os seguintes objetivos:

- Avaliar o potencial de utilização de um rejeito de pedreira em forma de filler, proveniente do beneficiamento de uma rocha ígnea denominada geologicamente de granito, na estabilização de solos lateríticos da região;
- Avaliar se esta estabilização é capaz de habilitar a referida composição para o uso em camadas de pavimentos (reforço de subleito, sub-base e base) rodoviários e ou urbanos;
- Buscar uma alternativa econômica para a produção de pavimentos denominados de baixo custo, a serem executados na região;
- Propor uma alternativa de uso para o grande volume de filler produzido pela pedreira da região, visando a redução do volume das pilhas de rejeito com a conseqüente redução de possíveis impactos ambientais provocados pela atividade mineradora;
- Apresentar um material ecologicamente alternativo para ser usado na pavimentação regional, tendo em vista a escassez de jazidas de materiais naturais na região que dispõem de licenciamento ambiental para exploração;

Para cumprir estes objetivos esta dissertação apresenta no Capítulo 1 um escopo do trabalho e seus objetivos. O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica, abordando sobre estabilização e reforço de solos, pavimentos rodoviários e de baixo custo, uso dos solos tropicais em pavimentação, uso de rejeito de mineração em pavimentação, ensaios de laboratórios convencionais e não convencionais sistemas de classificação de solos. Este capítulo enfoca ainda estudos sobre sucção dos solos, ensaio triaxial cíclico (resiliência), metodologias e ensaios para avaliação de pavimento, análises química e de mineralogia.

No Capítulo 3 são apresentados os materiais adotados neste estudo e as metodologias de investigação realizadas em laboratório e campo, bem como os detalhes da execução de uma pista experimental.

No Capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios realizados no laboratório e no campo. Estas análises visam a avaliação da viabilidade técnica para o uso do rejeito fino de pedreira na estabilização dos solos bem como seu uso em camadas de pavimento.

O Capítulo 5 concentra o estudo da viabilidade econômica para a exploração e aproveitamento dos rejeitos na produção de um pavimento urbano regional com volume de tráfego considerado leve.

O Capítulo 6 é composto pelas conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

CAPITULO 2

REVISÃO BIBLIOGRAFICA

2.1. ESTABILIZAÇÃO E REFORÇO DE SOLOS

A técnica de estabilização dos solos é uma atividade milenar. Os dados obtidos na literatura revelam que uma das primeiras formas criadas pelo homem para estabilizar os solos na área de pavimentação foram as misturas de areia em argilas, visando promover melhorias nas vias utilizadas para transporte.

Palmeira (1990) considera que estabilizar ou reforçar um solo é utilizar algum meio físico ou químico com a intenção de melhorar as condições do solo. O reforço está associado a inclusões no interior da massa do solo, enquanto que a estabilização seria a técnica de melhorar as características de uma massa de solo por modificações na sua própria estrutura. Entretanto, destaca-se que tanto as técnicas de reforço bem como às de estabilização tem o mesmo objetivo, ou seja, as mesmas visam proporcionar melhorias no comportamento dos solos aplicadas em obras geotécnicas.

Batista (1976) enfatiza que no ramo rodoviário ou aeroportuário, a técnica de estabilizar um solo está intrinsecamente correlacionada com os métodos de tratamento adotados aos quais os solos são submetidos (sem aditivos ou com eles), de modo que se tenham os subleitos, sub-bases e bases e ocasionalmente os revestimentos, capazes de suportar as cargas do tráfego normalmente aplicadas sobre o pavimento.

Guimarães (1998) relata que a técnica adotada para estabilizar um solo deve levar em conta o fator econômico, as finalidades do pavimento e as características dos materiais e do solo.

Bento (2006) relata que a estabilização dos solos pode ser obtida através de várias técnicas, dividida basicamente em dois grupos:

- O primeiro grupo utiliza meios mecânicos tal como a correção da granulometria, através da adição ou subtração de certas quantidades das frações constituintes.
- O segundo emprega meios químicos utilizando aditivos orgânicos ou inorgânicos, tais como os materiais betuminosos, resinas, cal, cimento e outros.

Contemporaneamente pode-se destacar algumas das principais técnicas adotadas para reforçar solos e estabilizar maciços e estruturas estão relacionadas ao uso de geossintéticos, inclusão de fibras naturais e artificiais, aglomerantes.

Como exemplos da utilização da técnica de estabilização com geossintéticos citam-se os estudos desenvolvidos por Cunha (1991) e Martins & Gomes (2002), que aplicaram estes produtos respectivamente em reforço de solo mole de estradas vicinais e na construção de aterros. Especificamente o trabalho desenvolvido por Martins & Gomes (2002) proporcionou uma redução dos impactos ambientais e dos custos econômicos da obra.

Sobre a técnica da inclusão de fibras naturais ou industriais pode-se afirmar que a mesma é também milenar. Illston (1994) exemplifica o uso de palhas e crina de cavalos como reforço em materiais cerâmico e cimentantes, utilizados no período do êxodo, no antigo Egito. Prabakar & Sridhor (2002) relatam que as fibras usadas em materiais de construção datam de 4 a 5 milênios atrás.

Cardoso & Bueno (1997), Pivot et al (2002) e Bento (2006) afirmam que, de uma forma geral, a inclusão das fibras propiciam melhorias na ductilidade, na coesão, no ângulo de atrito, na expansão e na permeabilidade dos compósitos.

O uso de emulsão asfáltica representa outro processo de estabilização bastante aplicado, sendo introduzido no país a partir da década de 40. Lucena et al (1992) conseguiram em laboratório resultados positivos na estabilização de um solo laterítico da cidade de João Pessoa na Paraíba, com adição de 2% de emulsão asfáltica catiônica de ruptura média.

Outro processo de estabilização de solo muito utilizado em pavimentação refere-se à adição da cal hidratada e do cimento Portland; podendo os mesmos serem aplicados individualmente ou em conjunto com outros materiais. O uso da cal é bastante antigo, Bento (2006) cita passagem na história da humanidade onde os povos romanos utilizaram a cal na construção da via Apia, ano 312 a.C. O cimento Portland por sua vez, foi descoberto e aplicado a partir do século XIX. Na literatura são inúmeras as referências sobre a aplicação destes produtos.

Outra forma de estabilização dos solos processa-se através da técnica do Jet-Graude ou da adição de produtos poliméricos, tal como o DS -328, sendo este último ilustrado no trabalho de Bussamra (1997). Este autor relata a utilização do DS -328 para estabilizar solos de camadas de pavimentos aplicados a rodovias que apresentavam um baixo volume de tráfego.

Além de todos estes processos já citados pode-se destacar ainda como processo de reforço e estabilização dos solos, as seguintes técnicas: solo grampeado, solo atirantado, eletrosmose, drenagens, aplicações de sobrecargas, cravação de estacas, pré-saturação, processos térmicos, e outros.

2.2. PAVIMENTO

A NBR -7207 (ABNT, 1982) e Senço (1997) definem pavimento como sendo a estrutura construída sobre a terraplanagem, destinada, técnica e economicamente a:

- Resistir aos esforços verticais oriundos do tráfego e distribuí-los;
- Melhorar as condições de rolamento quanto ao conforto e segurança;
- Resistir aos esforços horizontais (desgaste), tornando mais durável a superfície de rolamento.

O manual de pavimentação do Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transporte-DNIT (2006) define pavimento como sendo a superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentes sobre um semi-espaço, considerado teoricamente como infinito: a infra-estrutura ou terreno de fundação, a qual é designada de subleito.

Os pavimentos podem ser classificados em:

- Flexíveis. Aqueles que todas as suas camadas sofrem deformações elásticas significativas quando solicitados por carregamento, sendo as cargas distribuídas entre as referidas camadas;
- Semi-rígido: Caracterizado pela presença de base cimentada por algum aglutinante, revestida por camada asfáltica;
- Rígido: Pavimento que apresenta elevada rigidez em relação às camadas inferiores, absorvendo praticamente as solicitações de cargas impostas.

2.2.1. Pavimentos Denominados de Baixo Custo

Inicialmente existia no Brasil uma correlação entre a denominação pavimento de baixo custo com uso do solo arenoso fino laterítico, utilizado na produção de estruturas de pavimentos de vias cujo volume de tráfego era considerado baixo a médio. Esta tecnologia, desenvolvida inicialmente no estado de São Paulo, apresentava-se como uma grande alternativa de pavimentação urbana e rodoviária (tráfego baixo e médio) em regiões que apresentavam escassez de jazidas de materiais granulares, além de apresentar custo de implantação mais reduzido que os tradicionais.

Hoje, devido a inúmeras pesquisas e utilização de materiais alternativos, pode-se estender o conceito de pavimento de baixo custo a todas as técnicas construtivas que utilizam estes materiais e propicie redução no custo final do pavimento, quando comparados aos

métodos e custos dos modelos tradicionais. Para dar uma definição sucinta de pavimento de baixo custo, pode-se citar o trabalho de Santana & Gontijo (1987). Segundo estes autores, pavimentos de baixo custo são aqueles que utilizam ao máximo os materiais locais, visando um custo mínimo, seguindo especificações consagradas pela experiência regional em detrimento de especificações ortodoxas.

Santana (1993) define o pavimento de baixo custo como sendo aquele projetado para um tráfego limitado, onde se maximiza o uso de materiais locais com o emprego de tecnologias que traduzam experiências obtidas na região abrangente, ou em regiões com condições gerais semelhantes, de modo a se obter um resultado técnico e economicamente satisfatório.

Entretanto, Nogami et al (1997) consideram que estes pavimentos são caracterizados por:

- Utilizar bases constituídas de solos lateríticos ou em misturas cujos custos de execução são substancialmente menores que os das bases convencionais, construídas quase sempre de solo cimento, brita graduada, com ou sem cimento ou macadame hidráulico;
- Utilizar revestimento betuminoso do tipo tratamento superficial, com espessura máxima de 3 cm, em geral na ordem de 1,5 cm;
- Abranger um tráfego dos tipos: muito leve, leve e médio, cujo volume de tráfego diário médio máximo inicial fica na ordem de 1000 veículos, constituído por 20% a 35% de caminhões e ônibus.

Senço (1997) afirma que não é fácil definir pavimento de baixo custo, entre outras interpretações o mesmo define:

- É aquele cuja vida útil é inferior à fixada para projetos normais, cerca de 1/3 ou metade deste tempo;
- É aquele executado a fim de se garantir tráfego permanente na estrada, sem qualquer outra exigência que poderia levar a um orçamento mais elevado;

A preservação dos recursos naturais, bem como a necessidade do uso de jazidas de materiais de qualidade inferior e de materiais reciclados destinados à produção destes pavimentos, são também preocupações existentes nos países desenvolvidos. Um destes exemplos está reportado por Hudson (1997), onde exemplifica uma situação ocorrida nos Estados Unidos da América. Naquele país já ocorreu à flexibilização das normas para aceitação de materiais de menor qualidade, denominados de marginalizados, para uso em pavimentos de baixo volume de tráfego.

Segundo o mesmo autor, os fatores que definem a escolha de materiais a serem empregados em uma pavimentação são: os climáticos e ambientais da região, e a destinação da via a ser pavimentada.

2.3. USO DE SOLOS TROPICAIS LATERÍTICOS EM PAVIMENTAÇÃO

Desde o início da utilização dos fundamentos da Mecânica dos Solos tradicional aplicada aos estudos do comportamento dos materiais empregados em obras de engenharia civil e especificamente na área rodoviária brasileira, observa-se uma discrepância entre a teoria aplicada, desenvolvida para solos oriundos de regiões de clima temperadas, com o comportamento prático operacional observado nos solos tropicais lateríticos.

Deve-se ressaltar que as condições geológicas e pedológicas existentes em nosso país submeteram os nossos solos a um grau de intemperismo muito superior àqueles desenvolvidos em regiões temperadas. Este fato gerou a formação de um material com características peculiares e com comportamento muitas vezes discrepantes daqueles preconizados pelas normas tradicionais.

Estes solos tiveram sua denominação de tropical, primeiramente por estarem localizados em regiões do planeta de clima tropical; caracterizado por apresentar temperaturas elevadas, grande regime pluviométrico, umidade elevada em contraste com período de seca. Contudo, a sua denominação deve-se principalmente em função destes solos apresentarem comportamento específico, diferenciando-se dos solos de comportamento tradicional.

Os solos tropicais podem ser divididos em dois grupos distintos: os Lateríticos, que resumidamente apresentam-se como sendo solos mais intemperizados e mais desenvolvidos; e os solos Saprolíticos, menos intemperizados e que possuem características intrínsecas ao manto rochoso que lhe deu origem.

Dentro do grupo dos solos tropicais, os de comportamento laterítico são os que despertam maiores interesses na engenharia de pavimentação por possuírem comportamento que viabilizam o seu uso na produção de camadas de pavimento.

Segundo Lima et al (1986) o termo laterita foi mencionado pela primeira vez na literatura em 1807, sendo atribuído por Francis Buchanam, para designar um solo que sofreu intenso grau de intemperismo e que tinha propriedades particulares.

Segundo estes autores a definição de solo laterítico seria dada aos solos altamente intemperizados, ricos em óxidos de ferro e ou alumínio, onde praticamente não

existem bases e silicatos primários, podendo possuir quantidades apreciáveis de quartzo e caulinita.

Alexander & Cady (1962) citados por Araki (1997), descrevem que as lateritas são produtos da evolução do solo a partir da alteração da rocha mãe; ricas em óxidos de ferro e ou alumínio, com presença de quartzo e caulinita.

Vargas (1994) reporta que a importância dos solos tropicais como material de construção rodoviária no Brasil foi reconhecido no final da década de 30, quando da criação da seção de solos e fundação do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT). Neste período foram iniciados os primeiros trabalhos no campo rodoviário em parceria com o Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER-SP).

Nogami & Villibor (1990) relatam que a primeira pista experimental utilizando as argilas lateríticas foi construída na década de 50, na cidade de Campinas SP, sob a orientação do engenheiro Francisco Pacheco. Em 1956, o Plano de Pavimentação do Estado de São Paulo utilizou em larga escala o solo arenoso fino laterítico na pavimentação rodoviária e urbana. Segundo Serra & Bernucci (1990) a utilização do solo arenoso fino laterítico em bases e sub-bases de pavimentos submetidos a baixo e médio volume de tráfego viabilizou a expansão da rede rodoviária de estradas vicinais e de vias urbanas no estado de São Paulo devido à redução de custos.

Passadas décadas ainda constata-se que o uso dos solos tropicais lateríticos finos é uma tecnologia de pavimentação viável, principalmente em regiões que não dispõem de jazidas de materiais tradicionais ou que as possuem de forma reduzida.

Villibor (2006) apresenta nas Tabelas 2.1. e 2.2. os dados relativos à pavimentação com base em solo arenoso fino laterítico, e o custo de implementação desta tecnologia.

Tabela 2.1. Extensão da pavimentação Nacional com uso do SAFL.

Estados	Pavimentos Rodoviários (km)
Mato Grosso do Sul	600
São Paulo	8000
Paraná	2000
Goiás	1200
Bahia	500

Tabela 2.2. Custos de Pavimentos utilizando diversas técnicas construtivas.

Base	Custo por m ² . (R\$)
Solo Arenoso Fino	2,06
Estabilizado granulometricamente	6,87
Brita Graduada Simples	12,95
Solo Cimento 7% Usina	13,44

Atualmente, considerando a pavimentação urbana já foram realizados mais de 10.000.000 m² em pavimentos com solo arenoso fino laterítico, em diversas cidades brasileiras, principalmente no estado de São Paulo.

2.3.1. Características dos Solos Tropicais Lateríticos

Conforme comentado anteriormente, os solos tropicais tanto os lateríticos quanto os saprolíticos possuem características e propriedades peculiares. Nogami & Villibor (1990) e (1995) e de Villibor (2006) apresentam importantes informações sobre as características e comportamento sobre os solos lateríticos sumarizadas a seguir:

Em relação à forma de ocorrência os solos lateríticos caracterizam-se por se depositarem em grandes espessuras do horizonte superficial, em geral a 1 m de profundidade, podendo chegar a 10 m. O perfil natural é caracterizado por conter o horizonte B (latossolo, podzólico, terras roxas estruturadas).

Com relação à constituição mineralógica os mesmos apresentam em sua composição, minerais secundários tais como: anatásio, gibsitita, hematita, goetita. E minerais primários tais como: quartzo, muscovita (mica), biotita, rutilo.

Outro conceito muito importante a ser avaliado nos solos é a sua fábrica. Entende-se por fábrica a disposição espacial dos constituintes sólidos que compõem o solo, bem como seus vazios e discontinuidades. Exemplos de solos que apresentam a mesma granulometria, constituição e classificação, porém podem apresentar comportamento distinto. Muitas vezes, esta diferença de comportamento é atribuída à diferenciação existente entre as suas fábricas.

Em relação às características tradicionais, relativas ao tamanho das partículas e a consistência, os solos tropicais muitas vezes apresentam índices, principalmente os de plasticidade, superiores aos aceitáveis pelas normas tradicionais; o que teoricamente, não os credenciam para o uso em serviços de pavimentação.

Outro fator relevante a ser considerado é a cimentação que poderá ocorrer entre as partículas, devido à presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Este fato que tende alterar os resultados dos ensaios de limite de consistência, da análise granulométrica e o comportamento mecânico destes solos. Estudos comprovam que mesmo apresentando índices discordantes daqueles preconizados pelas normas tradicionais, seja ela internacional ou nacional, estes solos muitas vezes apresentam desempenho superior aos solos consagrados pela literatura técnica no uso em atividades de pavimentação.

Outra característica peculiar dos solos lateríticos é a sua pequena variação na capacidade de suporte, quando realizados os ensaios em condições de saturação ou de não saturação. Por serem mais intemperizados estes solos em sua maioria, apresentam-se pouco susceptíveis às condições de saturação em relação a sua resistência mecânica e erodibilidade.

Nos ensaios de compactação as curvas destes solos apresentam picos acentuados e com ramo seco bem inclinado. A densidade é relativamente elevada, principalmente aqueles de MCV (Moisture Condition Value) igual a 15.

Outra especificidade destes solos é a sua contração. Embora apresente expansão baixa, os solos do grupo LG' (mais argilosos) podem apresentar contração elevada; fato este prejudicial ao desempenho do pavimento quando da perda de umidade interna.

O comportamento hidráulico destes solos também deve ser bem avaliado em vista das possíveis alterações devido as suas características particulares. Em relação à permeabilidade os solos lateríticos, principalmente aqueles mais arenosos, apresenta valores mais elevados no coeficiente de permeabilidade, $K > 10^{-3}$ cm/s.

Outro parâmetro hidráulico a ser considerado é a infiltrabilidade. Nas condições tropicais quando estes solos não estão saturados a entrada posterior de água pelos poros do solo pode diminuir a vida útil do pavimento, por isto a importância da execução de um bom sistema de drenagem e vedação das camadas situadas nos acostamentos do pavimento.

A adesividade entre a camada de solo laterítico e a camada de imprimação deve ser avaliada através de ensaios, antes da execução do pavimento. Os solos lateríticos do grupo mais argiloso, devido a sua menor permeabilidade e a baixa capacidade de absorver o produto de imprimação, apresentam maior dificuldade de interação com o ligante betuminoso.

De uma forma geral todas as propriedades e características destes solos devem ser avaliadas antes da sua utilização, visto que as principais patologias destes pavimentos, que são as deformações excessivas e a ruptura, estão associadas com os métodos construtivos, e com o comportamento do solo, principalmente o hidráulico e a contração.

2.4. USO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO

O uso de tecnologias e de materiais mais viáveis economicamente e ecologicamente está se tornando uma necessidade impar para o desenvolvimento sustentável mundial. Depara-se hoje com inúmeras pesquisas e obras que utilizam a tecnologia de reciclagem de materiais e produtos, visando agregar valores econômicos de produção bem como reduzir a degradação ambiental.

Na engenharia rodoviária são muitos os projetos de pesquisas que apontam à viabilidade técnica e econômica do uso de agregados reciclados e de rejeitos, sejam eles oriundos da construção civil, indústria siderúrgica, usina termoeétrica, mineração e outras.

De uma maneira geral o rejeito gerado durante o processo mineral tem suas características atreladas ao processo de extração e beneficiamento do minério.

Espósito (2000) conceitua rejeito como sendo os resíduos resultantes do processo de beneficiamento, a que são submetidos os minérios, visando extrair os elementos de interesse econômico. Estudando o uso de rejeito de minério de ferro aplicado a aterro hidráulico, a autora caracterizou geotecnicamente os resíduos das pilhas do Xingu e Monjolo das Minas da Companhia Samitri Mineração S.A., em Minas Gerais. A Tabela 2.3. apresenta o resumo das investigações geotécnicas realizadas.

Tabela 2.3. Características Geotécnicas do rejeito da pesquisa de Espósito (2000).

Origem da Amostra	Pilha do Xingu	Pilha do Monjolo
Faixa Granulométrica	Areia Média Fina	Areia Média Fina
Permeabilidade (cm/s)	1,00E -3	1,00 E -3
Peso Específico dos Sólidos (kN/m ³)	41,1	31,2
Peso Especifico seco (kN/m ³)	25,6	21,4
Porosidade Máxima (%)	57,0	51,0
Porosidade Mínima (%)	38,0	32,0
Teor de Fe ₂ O ₃ (%)	49,2	27,8
Teor de SiO ₂ (%)	23,1	65,8

Mendes (1999) apresenta em seu estudo, que os rejeitos de pedreiras de Basalto, no Estado de São Paulo, são caracterizados por apresentarem: formas cúbicas, textura superficial rugosa, mineralogia composta por piroxênios, feldspatos, magnetita e anfibólio, com peso específico absoluto de 30,1 kN/m³.

Seidl et. al (2005) estudando aplicação de rejeitos de uma rocha Gnaisse de uma região do estado do Rio de Janeiro em CAP relatou que o mesmo era composto mineralogicamente por aluminossilicatos, feldspatos e quartzo.

Ribeiro (2000) ao estudar rejeitos de minério de ferro da Mina de Morro Agudo da Companhia Samitri em Minas Gerais aplicados a construção de barragens de aterro

hidráulico relata que os mesmos possuíam características não coesivas por isto tendem a ser amplamente utilizado como material de construção da própria barragem.

Fujimura et al (1996) relatam que os finos de pedreiras de granito por eles pesquisados, possuem mica, feldspatos e quartzo, estando o seu peso específico dos sólidos em torno de $26,3 \text{ kN/m}^3$.

Na seqüência apresentam-se neste trabalho, algumas pesquisas que utilizaram rejeitos de mineração em serviços de pavimentação e que obtiveram resultados positivos.

Mendes (1999) analisou o uso de finos de pedreira de natureza Basáltica em substituição parcial e total de areias naturais, na produção de pavimentos executados com a tecnologia do concreto compactado a rolo. Este autor, utilizando diferentes tipos de dosagens avaliadas através de ensaios de resistência a compressão simples, constatou que a substituição da areia natural pelos finos demonstrou-se viável tecnicamente e economicamente.

Fujimura et al (1996) realizaram estudos similares aos propostos por Mendes, porém com o uso de finos de britagem de granito. Em suas conclusões, os mesmos verificaram que os finos adicionados melhoraram a textura da composição, bem como a sua resistência mecânica constatando ainda que o uso do rejeito reduziu o custo do pavimento em 11%, quando comparado aos valores dos pavimentos tradicionais.

Seidl et al (2005) pesquisaram e comprovaram as potencialidades do uso de finos de pedreira de rocha gnaisse na produção de concreto betuminoso. Os pesquisadores, realizando a mistura deste rejeito com cinco tipos de cimento asfálticos do Petróleo (CAP) e submetendo a análise de adsorção, química e abrasão, comprovaram boa adesividade (agregado + ligante) e resistência à abrasão satisfatória em relação às previstas pela norma do DNER.

Alecrim et al (2005) estudaram as potencialidades do uso de rejeito de quartzito na produção de sub-base e base de pavimentos flexíveis. Utilizando diferentes dosagens entre solos lateríticos da região sudoeste de Minas Gerais com rejeito granular de quartzitos, os pesquisadores comprovaram que a proporção de 60% de rejeito e 40% de solo apresentou o melhor desempenho relativo aos ensaios de Índice Suporte Califórnia (CBR) e de Módulo Resiliente (MR) com respectivos valores de 84% e de 700 MPa.

Bernucci et al (2005) avaliaram a adição de pó calcário da região nordeste do estado do Pará na produção de mástiques, em substituição à cal e ao gesso. Foi observado que adição de pó de calcário tornou a composição mais adequada para o uso nos pavimentos daquela região do Brasil por modificar as propriedades do Cimento asfáltico do Petróleo (CAP 50/60), tais como viscosidade e ponto de amolecimento, parâmetros que sofrem influência das grandes temperaturas; reduzindo também, os custos das misturas.

Pissato & Soares (2005) estudaram a influência de adição de finos de pedra, com características arenosas, em solos argilosos aliado ao uso de cimento Portland. Com diferentes teores de dosagem, as composições foram submetidas a ensaios de resistência de compressão simples, apresentando ao final resultado superior a 2,1 MPa, valor este recomendado pela NBR 12253 (ABNT, 1992).

Pereira et al (2005) pesquisaram a estabilização de um solo laterítico da região de Brasília D.F. com o uso de rejeito de minério de ferro. Através de misturas, incluindo adição de cal (em duas amostras), e com o uso dos ensaios de caracterização, compressão simples, e compactação, os autores constataram melhorias no comportamento do solo quando receberam adição de 25% e 50% de rejeito.

Conde (2006) comprovou o potencial do uso de rejeitos de pedra de Ardósia na produção de Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) no estado de Minas Gerais. Através dos ensaios estabilização Marshall, Tração por Compressão Diametral, Abrasão Los Angeles e outros, o autor concluiu que é possível aplicar os referidos rejeitos na produção de CBUQ, aliando redução de custo com preservação ambiental.

Consoli et al (2002), através do ensaio de Compressão Simples e Difração por Raios-X, avaliaram o potencial de rejeitos finos de ametista e ágata da região de Passo Fundo (RS) na estabilização de solos basálticos, visando futura aplicação em pavimentação. A pesquisa usou cal nas composições em diferentes proporções de adição de rejeito, avaliando também a influência da temperatura e da cura na resistência das composições. Os melhores resultados foram atingidos com adição de 75% de rejeito, 7% de cal, temperatura de 50°C e cura em 180 dias.

Luz et al (2006) pesquisaram o uso de finos de pedreiras da região de Goiânia (GO) na estabilização de um solo regional. Os resíduos utilizados provêm da lavagem de finos de agregados de uma rocha micaxisto. As dimensões das partículas destes finos apresentam características de um solo silto-arenoso. Com diferentes dosagens que variaram de 100% a 0% e submetendo as composições a energias de compactação intermediárias e modificadas, constatou-se que para a primeira energia, a composição que apresentou melhor resultado no acréscimo do valor do CBR foi a que recebeu adição de 20% de finos de pedra. Aplicando a energia modificada, o melhor resultado alcançado foi com a inclusão de 30% de finos ao solo. A pesquisa também avaliou as alterações ocorridas na granulometria, na massa específica e nos limites de consistências das composições.

2.5.USO DE SOLO CAL APLICADA NA PAVIMENTAÇÃO

O uso da cal é uma das técnicas mais antigas utilizadas pelo homem para estabilizar os solos. Guimarães (1998) exemplifica o uso da cal pelos Romanos no ano 312 a.C. , sendo a mesma também usada na construção da muralha da China em 228 a.C.

Para que uma estabilização de um solo com o uso da cal ocorra de forma satisfatória é necessária à observância de alguns requisitos:

- Presença de solos com características argilosas, argilas arenosas, cascalho argiloso, contendo em sua composição argilo minerais, alumínio, ferro;
- Teor de óxido de Cálcio elevado na composição da cal, teor este disponível para desencadear as reações químicas;
- Proceder à execução minuciosa do projeto proposto favorecendo o desencadeamento das reações químicas;
- Monitoramento do desenvolvimento do projeto através de ensaios e operações unitárias;

Segundo Bento (2006) o processo de estabilização dos solos com o uso da cal é de característica físico-química e baseia-se na interação dos elementos presentes no solo, dos componentes do meio ambiente e da cal adicionada.

A estabilização envolve quatro reações distintas:

- Troca catiônica. Fenômeno que ocorre devido à troca de base entre os cátions da cal (carregadas positivamente) substituindo os íons metálicos de sódio, magnésio e hidrogênio, situados nas superfícies das argilas, modificando o número de cargas elétricas nesta superfície;
- Floculação e aglomeração. Ocorrem alterações na textura com a aglutinação das partículas de argila devido ao aumento do teor de eletrólito da água nos poros, devido ao aumento do pH, bem como pela troca catiônica;
- Reação pozolânica. É a capacidade de aumento de resistência devido às reações químicas entre a cal e os argilominerais, resultando basicamente em silicatos e aluminatos de cálcio hidratados, similares em natureza aos componentes cimentícios encontrados no cimento Portland;
- Carbonatação. Cimentação proveniente da reação do óxido e hidróxido de cálcio com o anidro carbônico.

A adição da cal no solo produz benefícios e modificações no comportamento dos mesmos, tais como: redução da plasticidade, da expansão, da contração, reduz a massa específica, aumenta da umidade ótima, da resistência mecânica, da rigidez e da durabilidade.

Em relação aos teores a serem adicionados para uma estabilização dos solos do subleito, sub-base e base, observa-se na literatura que a maioria das pesquisas apontam um teor de adição de cal hidratada entre os índices de 0,5% a 7%. Entretanto, Consoli et al (2002) sugerem a realização do ensaio da metodologia proposta pela Initial Consumption of Lime (ICL) para determinação do teor ideal de adição da cal ao solo.

Inúmeras são as pesquisas sobre o uso da cal na estabilização de solos voltadas para a pavimentação. Schmidt et al (1986) comprovaram através de ensaios de resistência a compressão simples, compressão diametral, módulo de elasticidade dinâmico e trecho experimental as potencialidades técnicas e econômicas da composição cal + cinzas volantes de usina termoeletricas na estabilização de um solo com características arenosas no Rio Grande do Sul.

Bernardes & Correa (1990) estabilizaram um solo denominado de latossolo roxo da cidade de Dois Córregos no estado de São Paulo, com o uso de cal. No projeto foi realizada uma pista experimental, sendo o índice Suporte Califórnia (CBR) o parâmetro utilizado para avaliar o comportamento da composição.

Amorim et al (1996) desenvolveram uma pesquisa sobre a estabilização de solos no estado da Paraíba com diferentes teores de uma cal denominada de pozolânica, utilizando o ensaio de resistência a compressão simples e de reatividade proposto por Thompson (1966). Os resultados obtidos comprovaram a eficiência da cal pozolânica na estabilização dos solos daquela região.

Pessoa et al (2005) analisaram as propriedades físicas, químicas, mecânicas e a microestrutura de um solo da região Amazônica estabilizada com cal. Além de comprovarem as modificações no teor de umidade ótima e na massa específica seca do solo, os mesmos comprovaram também a influência da adição da cal na sucção e no CBR do solo.

Oliveira et al (2005) comprovaram que a adição de 4% de cal em um solo granular da região de Anápolis (GO) aumentou o valor do CBR, além de reduzir os limites de consistências; credenciando a composição para ser usada em pavimentação.

Ferro (1981) estudou a estabilização de um solo de São Luís do Maranhão com cal proveniente da calcinação de carapaça do Sarnambi. Com adição de 3% desta cal o referido solo apresentou desempenho satisfatório para ser empregado em camada de base.

2.6. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.6.1. Ensaio Convencionais

Considera-se ensaios convencionais de laboratório, como sendo àqueles de uso corriqueiro, de procedimento bastante difundido no meio profissional geotécnico, e que apresenta menor complexidade na sua execução.

Os ensaios convencionais de laboratório são normalmente utilizados para caracterizar, classificar e definir parâmetros dos solos; sejam eles realizados a título de pesquisas, projetos geotécnicos, controle e ou acompanhamento de execução de uma obra.

As metodologias dos ensaios convencionais são definidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Dentre os ensaios mais usados destacam-se:

- Análise Granulométrica NBR 7181 (ABNT, 1984);
- Determinação do Limite de Liquidez NBR 6459 (ABNT, 1984);
- Limite de Plasticidade NBR 7180 (ABNT, 1984);
- Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm: Determinação da Massa Específica NBR 6508 (ABNT 1984);
- Índice Suporte Califórnia NBR 9895 (ABNT 1987);
- Ensaio de Compactação dos Solos NBR 7182 (ABNT 1986).

Os ensaios de análise granulométrica, limites de consistência e massa específica dos grãos são denominados de ensaios de caracterização, sendo os dois primeiros, bastante utilizados para se processar a classificação dos solos nos diversos sistemas existentes.

Sob o ponto de vista de identificação, a textura é uma das mais importantes propriedades dos solos, mesmo não sendo capaz de prever o comportamento do solo individualmente, principalmente para aqueles solos que contém em sua composição granulométrica presença de finos. A textura juntamente com a consistência, representam os primeiros parâmetros a serem empregados para selecionar os solos a serem utilizados na construção de aterros e camadas de pavimento. Lambe & Whitman (1979) relatam que os limites de consistências eram diretamente utilizados para especificar o controle de solo em terraplenagem e em métodos semi-empíricos de projetos de pavimentos.

Nogueira (1988) relata em seu livro, que a plasticidade de um solo argiloso está intrinsecamente relacionada com a forma de suas partículas e com as características dos argilo-minerais presentes na composição.

Mitchell (1976) acrescenta que embora a determinação dos limites de consistência sejam obtidos de formas bastante simples, sua interpretação física e o relacionamento quantitativo de seus valores, com fatores tais como, composição do solo, tipo e quantidade dos minerais presentes, tipo de cátion adsorvido, forma e tamanho das partículas e composição da água é difícil e complexa.

Nogami & Villibor (1995) e Pinto (2002) destacam que estes ensaios não representam com fidelidade o comportamento dos solos tropicais, devendo-se utilizar outros recursos para proceder à classificação e interpretação do comportamento destes solos. Nogami & Villibor (1994) estudando os solos tropicais saprolíticos, afirmam que a presença de Mica e Caulinita modificam os valores do limite de liquidez de uma maneira não considerada tradicionalmente.

Os resultados obtidos na determinação do peso específico dos grãos dos solos segundo NBR 6508 (ABNT 1984) são utilizados para complementação da caracterização dos solos. Head (1986) afirma que o conhecimento do peso específico dos grãos poderá ser utilizado como um guia para a identificação dos minerais que compõem os solos. Segundo o autor cada mineral possui seu peso específico dos sólidos característico, e os solos são formados de misturas destes minerais. Afirma ainda, que os solos arenosos apresentam seu peso específico variando entre 26,00 a 28,00 kN/m³, e nas argilas inglesas este parâmetro varia de 26,80 a 27,20 kN/m³, já os solos orgânicos podem atingir valores menores que 20,00 kN/m³.

Os solos tropicais, devido a sua mineralogia podem apresentar peso específico dos sólidos diferente dos valores convencionais; podendo apresentar índices mais elevados ou mais reduzidos. O conhecimento do peso específico absoluto dos solos é muito importante nas considerações de cargas e esforços que podem atuar junto aos elementos estruturais de uma construção.

A técnica de aplicar uma determinada energia no solo, para melhorar as suas propriedades mecânicas e hidráulicas é uma antiga prática adotada pelo homem. No primórdio esta prática era realizada de uma forma empírica, sem que houvesse o domínio do princípio teórico do processo. Monje (1991) e Senço (1997) relatam que a criação e interpretação do princípio físico e do ensaio de compactação dos solos ocorreu no ano de 1933 por intermédio do engenheiro Norte Americano Ralph R. Proctor; sendo o ensaio normalizado pela American Association of Station Highway Officials (AASHO), com a denominação de ensaio do Proctor Normal.

No Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) estabeleceu através da NBR 7182 (ABNT, 1986) os procedimentos para a execução do ensaio de

compactação, preconizando a adoção de mais duas energias de compactação: Proctor Intermediário e Proctor Modificado.

A metodologia prevê a execução do ensaio com reuso de material ou sem reuso; embora comprovadamente a exemplo do artigo de Brasileiro & Vasconcelos (1987), o reuso provoque modificações no teor de umidade ótimo dos solos lateríticos, não sendo, recomendado esta prática para estes solos.

Outro fator a ser considerado a respeito do processo de compactação dos solos lateríticos é em relação à forma de aplicação de energia. Crispim et al. (2006) descobriram que para um solo laterítico da região norte de Minas Gerais, os parâmetros de compactação (w_{ot} e $\gamma_{dm\acute{a}x}$) bem como a resistência do solo, são modificados se as amostras forem moldadas sob processo de compactação estático ou dinâmico; sendo verificado no primeiro processo de moldagem um valor de peso específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e da resistência à compressão simples maior, e um teor de umidade ótima menor, se comparado aos valores obtidos no processo dinâmico.

Ao final da década de 1940 foi introduzido no meio técnico geotécnico brasileiro o ensaio de Índice Suporte Califórnia (ISC) ou (CBR), que em muito contribuiu para minorar as deficiências do uso dos índices tradicionais na escolha dos solos a serem aplicados em obras de pavimentação. O ensaio Califórnia Bearing Ratio (CBR), segundo Kezdi (1980) é definido como o quociente do carregamento de um pistão padrão sobre um solo e o carregamento de um material padrão, expresso este valor em termos percentuais. O mesmo foi idealizado por O.J. Porter, diretor da divisão de materiais da Califórnia Highway Department, ao final da década de 30.

Devido ao reduzido custo de obtenção do equipamento, bem como a sua grande difusão no meio profissional geotécnico aliado à sua simplicidade de execução, o CBR ainda é o índice mais difundido e utilizado para definir a escolha de materiais bem como na elaboração dos projetos destinado à pavimentação no Brasil. A maioria das metodologias de dimensionamento de pavimento flexíveis, leva em consideração os índices obtidos neste ensaio; muitas vezes, correlacionado este índice com outros parâmetros do solo.

O emprego deste parâmetro para avaliação de materiais e dimensionamento de pavimento recebe também críticas de muitos pesquisadores e profissionais da área rodoviária. Nogami & Villibor (1994) afirmam que o ensaio de CBR apresenta limitações, principalmente quando usado em solos tropicais. Segundo os autores, o parâmetro não expressa o desempenho das camadas de um pavimento com fidelidade, além de se apresentar como uma metodologia cara, devido ao elevado quantitativo de amostras coletadas para análise; chegando muitas vezes a prejudicar o número ideal de investigações geotécnicas.

Ceratti & Lopes (1985) embora reconheçam o uso deste parâmetro para estudo de projetos de pavimento, ressaltam que o mesmo não traz correlações aceitáveis com a rigidez estática e dinâmica do solo.

Juntamente com a realização dos ensaios de Índice Suporte Califórnia (CBR) é prescrita pela norma Brasileira NBR 9895 (ABNT 1987) a determinação da expansão dos solos. Camapum (2004) afirma que o fenômeno da expansão dos solos está associado à composição química, mineralógica, a estrutura, porosidade e com a umidade dos solos, bem como às condições aos quais os solos estão submetidos, exemplo: temperatura, características do fluido de saturação e estado de tensões.

O Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transporte (DNIT), antigo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), estabelece em suas especificações de serviços ES-300/97 - Especificações para reforço de subleito (DNER, 1997), ES-301/97 Sub-base estabilizada granulometricamente (DNER, 1997) e ES 303/97 - Base estabilizada granulometricamente (DNER, 1997), os valores mínimos e máximos de CBR e expansão a serem obtidos pelos solos, para credenciá-los ao uso em reforço do subleito, sub-base e base estabilizada granulometricamente (Tabelas 2.4, 2.5 e 2.6).

Tabela 2.4. Es 300/97 – Especificações para reforço de subleito.

Valor do ISC (%)	Expansão Máxima (%)
Superior ao do subleito	< 1,0

Tabela 2.5. ES 301/97 – Sub-base estabilizada granulometricamente.

Tipo de Solo	Valor do ISC (%)	Expansão média (%)	Índice de Grupo
Tradicional	Valor > 20	Valor ≤ 1,0	0
Laterítico	Valor > 20	Valor ≤ 0,5	≠ de 0

Tabela 2.6. ES 303/97 – Base estabilizada granulometricamente.

	ISC (%)	Expansão (%)	Energia	LL (%)	LP (%)
Para $N < 5 \times 10^6$	> que 60	< que 0,5	Intermediária	≤ 25	≤ 6,0
Para $N > 5 \times 10^6$	> que 80	< que 0,5	Modificada	≤ 25	≤ 6,0

2.6.2. Ensaio da Metodologia Miniatura Compactada Tropical (MCT)

É consenso no meio profissional geotécnico que os ensaios convencionais e as metodologias de classificação tradicionais desenvolvidas em regiões de clima temperado não expressam com fidelidade as características e o comportamento dos solos tropicais, principalmente os lateríticos.

Uma das propostas surgidas para o desenvolvimento de uma metodologia que viesse representar de forma mais precisa o comportamento dos solos tropicais foi apresentada por Nogami e Villibor na década de 80.

Esta metodologia de ensaios e de sistema de classificação denominado Miniatura Compactada Tropical (MCT) foi introduzido no Brasil com o ensaio denominado de MINI-CBR em 1972, sendo o mesmo baseado no procedimento desenvolvido pela Iowa State University (EUA). A metodologia foi, na época, adaptada às peculiaridades dos solos tropicais existentes no Estado de São Paulo, voltada exclusivamente para uso rodoviário.

A metodologia incluiu posteriormente o ensaio denominado Moisture Condition Value (MINI-MCV); ensaio este, proposto por Parson do Transportation and Road Research Laboratory da Grã-Bretanha em 1976.

Nesta metodologia foi também implementado, o ensaio de Perda de Massa Por Imersão, que possibilitou a obtenção do índice PI, permitindo-se desta forma, avaliar o comportamento do solo sob influência da erosão hidráulica, além de classificar de forma pragmática os solos tropicais.

Moura et al. (2006) relatam que os professores Nogami e Villibor apresentaram a metodologia MCT aplicada ao meio rodoviário com intuito de minimizar a quantidade de materiais e tempo despendidos na realização dos ensaios tradicionais. Além disto, a metodologia classifica os solos nas reais condições de sua utilização, ou seja, em condições de uso, simulando camadas de pavimentos, destacando as peculiaridades destes solos tropicais.

Em relação aos ensaios da metodologia Miniatura Compactada Tropical (MCT) pode-se destacá-los mediante aos seus objetivos:

- Ensaio MINI-MCV, ME 258 (DNER, 1994), onde em modelo miniatura os solos são moldados com teores diferentes de umidade, sendo submetidos a uma determinada série de golpes com soquete e altura de queda padrão. Nestes são determinados curvas de compactação e de deformabilidade, para obtenção dos coeficientes c' e d' .

- Ensaio de Perda de Massa por Imersão, ME 256(DNER, 1994), onde após a moldagem sob condições de compactação MINI-MCV, os corpos de provas são submetidos à imersão em água para avaliar o comportamento de coesão e o potencial de erodibilidade dos solos. Determina-se o valor do coeficiente perda por imersão (**Pi**), utilizado na classificação MCT.
- Outro ensaio da metodologia é a Compactação Miniatura (Mini-Proctor), para determinar a densidade máxima e a umidade ótima do solo. Normalizado pela ME 228 (DNER, 1994). O mesmo reduz o tempo e o quantitativo de amostra para obtenção dos parâmetros de compactação.
- Ensaio de Capacidade de Suporte e Expansão ou MINI-CBR, ME 254 (DNER, 1997). Este ensaio em miniatura, que apresenta correlações com o CBR tradicional, foi desenvolvido com intuito de reduzir o tempo e os custos despendidos no ensaio tradicional, além de possibilitar a avaliação do comportamento mecânicos dos solos em condições de saturação ou não.

Algumas considerações na literatura devem ser destacadas sobre os ensaios da metodologia MCT.

Rocha et al. (1987) descobriram em seus estudos desenvolvidos em solos da região metropolitana de São Paulo, que os valores obtidos de MINI-CBR são mais conservativos que àqueles obtidos pelo CBR tradicional.

Nogami & Villibor (1994) e Moura et. al. (2006) destacam primeiramente que o ensaio de Perda por Imersão contribui para acentuar a diferença entre os solos tropicais lateríticos dos saprolíticos; principalmente quando esta diferença não pode ser definida pelo coeficiente **d'**. Os autores ainda tecem importantes comentários sobre os ensaios e a metodologia. Segundo eles, apesar das vantagens da aplicação desta metodologia, a mesma encontra dificuldades para ser disseminada no país, sendo que o conservadorismo científico, a falta de divulgação em Centros Universitários e em Órgãos Rodoviários, a sua aplicação restrita aos solos finos, e uma maior complexidade na realização dos ensaios e obtenção dos resultados, credencia-se como os maiores entraves para uma maior disseminação desta metodologia.

Nogami & Villibor (1995) apontam que os índices obtidos nos ensaios da metodologia MCT são mais representativos do que os índices tradicionais obtidos nos ensaios de caracterização convencionais, sendo mais indicados na classificação e previsão do comportamento dos solos tropicais. Os pesquisadores destacam também a importância da realização dos ensaios complementares para avaliação mais detalhada das propriedades dos

solos tropicais, a serem aplicados em pavimentos; principalmente aqueles que indicam comportamento hidráulico e de contração do solo.

Para melhor complementar e simplificar os ensaios classificatórios da metodologia MCT foi proposta uma metodologia de ensaio e de classificação denominada de MCT expedita, aliada a metodologia da ASTM D 2488 (ASTM, 1984).

O ensaio consiste em moldar corpos de prova dentro de anéis metálicos, de dimensões padronizadas, avaliando-se posteriormente a contração, resistência e tempos de penetração no solo, através de um penetrômetro com peso e dimensões padronizados. Com a determinação do coeficiente c' e com a medida da penetração é possível classificar o solo na MCT expedita.

Para melhor complementação dos ensaios da pastilha através da norma D 2488 (ASTM, 1984) são moldados corpos de provas esféricos para avaliar a resistência mecânica ao esmagamento e a sua susceptibilidade à ação da água.

Godoy & Bernucci (2002) apresentaram a proposta de um novo ensaio da pastilha, cujas alterações mais significativas foram as mudanças nas dimensões dos corpos de provas e do aparelho penetrômetro, possibilitando avaliar também o inchamento e reabsorção da água, pela amostra; registrando-se possíveis alterações na superfície dos corpos de provas no momento do inchamento. Estas modificações além de melhorar a avaliação do comportamento dos solos proporcionam uma melhor precisão dos resultados obtidos, principalmente pela substituição do penetrômetro manual por um elétrico. Esta proposta ainda sugere uma classificação intermediária entre os solos saprolíticos e os lateríticos, sendo este grupo denominado de solos transicionais.

Outra simplificação realizada na metodologia MCT foi à criação do ensaio MINI-MCV Simplificado, reduzindo o número de golpes aplicados aos corpos de prova, modificando-se também os critérios para paralisar a compactação de cada corpo de prova. Esta proposta de normalização denominada de método das pastilhas de solos tropicais foi apresentada por Fortes et al (1997) na primeira câmara permanente de desenvolvimento tecnológico. Esta simplificação possibilitou a redução do tempo para a conclusão dos ensaios associados a esta metodologia, sendo constatado que não ocorreram alterações nos resultados obtidos dos solos em análise, quando comparados à metodologia original.

2.6.3. Sistemas de Classificação dos Solos (SUCS, TRB, MCT e Resiliente)

A grande diversidade dos tipos de solos existentes, e os seus diferentes comportamentos perante as solicitações impostas, levaram a ciência da Mecânica dos Solos a

desenvolver mecanismos para tentar agrupar em conjuntos os solos que apresentavam características e comportamento semelhantes.

Desta tendência racional de realizar o agrupamento dos solos conforme a experiência acumulada surgiram os sistemas de classificação dos solos, cujo objetivo é de tentar prever o comportamento do solo quando utilizado em qualquer tipo de obra. Segundo Lambe (1979) um sistema de classificação dos solos permite resolver muitos problemas menos complexos, servindo de guia para a preparação de um programa experimental de investigação.

Pinto (2002) afirma ser discutível a validade dos sistemas de classificação, pois os mesmos criam grupos definidos por limites numéricos descontínuos, podendo deparar com situações onde solos com a mesma classificação apresentam comportamentos diferentes e vice-versa.

Monje (1981) e Berberian (1992) destacam que um bom sistema de classificação deve apresentar-se como sendo fácil de entendimento e utilização, flexível para tornar-se geral ou particular; e ser capaz de permitir uma expansão posterior.

Existem diversos sistemas de classificação, que analisam os solos sob os mais variados aspectos: composição e forma dos grãos, plasticidade, índice de vazios, origem e processos de formação, comportamento mecânico e hidráulico, etc. Entre estes sistemas estão aqueles denominados de tradicionais, criados em regiões onde predomina o clima temperado. Os mesmos fundamentam-se nos parâmetros granulométricos e de consistência dos solos.

Entre estes sistemas, que são divulgados e utilizados mundialmente encontram-se o Sistema Unificado (SUCS) e o sistema Transportation Research Board (TRB/HRB/ASHTO).

O Sistema Unificado surgiu na década de 40 durante a 2ª guerra mundial e foi criado por Arthur Casagrande da Universidade de Harvard, EUA, é destinado a classificar o solo para ser aplicado em construções de aeroportos. Posteriormente, este sistema foi adotado pela United State Corps of Engineers, e divulgado mundialmente. Após modificações este sistema foi normalizado pela American Society for Testing Materials pela norma D-2487 (ASTM, 1983). O sistema utiliza como princípio a separação dos solos em grupos de acordo com a sua granulometria, deformabilidade e plasticidade; adotando simbologias para representar os solos nos referidos grupos de classificação. Neste sistema, pela primeira vez, foram classificados os solos orgânicos, sendo que hoje em dia, este sistema é o mais adotado por profissionais que trabalham com obras de barragens.

Segundo Pastore & Fonte (1998) a classificação Highway Research Board (HRB), hoje (TRB), é mais aplicada na área rodoviária, sendo conhecida como classificação

American Association of State Highway Transportation Officials (AAHSTO). A mesma provém de uma classificação antiga do Bureau of Public Road, e que após modificações na década de 40, foi denominada de HRB, hoje TRB. A classificação é baseada nos índices granulométricos e de consistência dos solos, além de adotar parâmetro denominado de índice de grupo. Estes índices são considerados para definição do material a compor as camadas de pavimentos.

Estes dois sistemas embora bastante difundidos e utilizados mundialmente apresentam dispersões de resultados quando aplicados aos solos tropicais, não expressando com acurácia o comportamento dos mesmos e devem ser aplicados com cuidados especiais e/ou restrições.

A partir da década de 1970 a sistemática de caracterização e classificação dos solos evoluiu muito, principalmente no tocante ao estudo dos solos tropicais e ao comportamento resiliente. Inúmeras tentativas de sistemas de classificações foram criadas para os solos tropicais, em destaque as metodologias citadas por Nogami & Villibor (1985):

- Wooltorton (1954) com a proposta do equivalente de umidade de campo;
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC, 1969) de Lisboa, Portugal com a proposta de avaliação da expansibilidade;
- Milton Vargas (1982-1985) avaliando à atividade coloidal;
- Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées - LCPC (1977-1981), proposta de avaliação pela adsorção do azul de metileno;
- Nogami & Villibor (1980), com a metodologia Miniatura Compactada Tropical (MCT);

Em relação a esta última, podemos afirmar que a metodologia MCT constitui-se na maior contribuição para previsão de comportamento dos solos tropicais na área de pavimentação brasileira.

A metodologia MCT desenvolvida com a utilização de corpos de prova em miniatura permitiu avaliar os solos tropicais do Estado de São Paulo, quanto ao seu comportamento mecânico e hidráulico. Os ensaios da metodologia representam de forma mais significativa o comportamento e o desempenho dos solos tropicais lateríticos em uma estrutura de pavimento.

Outra classificação bastante interessante para o ramo rodoviário, foi a Resiliente, fundamentada a partir dos estudos de Mecânica dos Pavimentos, iniciados em 1976, por Pinto e Preussler da Universidade Federal do Rio de Janeiro, sob a orientação do professor Medina.

Este trabalho permite quantificar o comportamento mecânico dos solos em termos de deformabilidade elástica.

A classificação Resiliente separa os solos em dois grupos para análise: os de comportamento granular e os finos.

Os solos granulares e finos são classificados conforme seu Módulo Resiliente nas classes A, B e C, e I, II, III respectivamente; sendo que para os solos finos apresenta-se uma alternativa para classificar os mesmos correlacionando-se com os índices do CBR e com o estudo da análise granulométrica.

2.6.4. Triaxial Cíclico

Até a década de 1970, as metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis no Brasil baseavam-se na capacidade de suporte (ensaio de CBR) e em termos da ruptura plástica sob carregamento estático. Observa-se, porém que muitos pavimentos, pela contínua solicitação dinâmica do tráfego, sofreram deteriorização prematura devido à fadiga dos materiais empregados. Assim, quando solicitado repetidamente pela ação do tráfego de veículos, os materiais do pavimento sofrem deformações, podendo as mesmas ser plásticas ou irreversíveis devido à acomodação de partículas menores nos poros das partículas maiores e elásticas ou resilientes e que recuperam parcialmente ou totalmente as deformações após cessar o carregamento.

$$E_t = E_p + E_r \quad (2.1)$$

Onde:

E_t = deformação total

E_p = deformação plástica.

E_r = deformação resiliente.

Segundo Medina & Motta (2005), o primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem. Para Francis o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos era em decorrência da deformação elástica (resiliente) das camadas subjacentes, em especial do subleito.

Conforme Mota (1998) e Medina & Motta (2005) o ensaio triaxial de cargas repetidas foi introduzido nos estudos de pavimentação pelo professor H. Bolton a partir da década de 1950 na Universidade de Berkeley, EUA.

No Brasil o mesmo foi desenvolvido a partir da década de 70 por Preussler e Svenson, com apoio da COPPE da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), e do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR).

Medina & Preussler (1980) convencionaram chamar, na Mecânica dos Pavimentos, de deformação resiliente a deformação elástica ou recuperável de solos e estrutura de pavimentos sob ação de cargas transientes.

Medina & Motta (2005) atribuíram ao termo resiliência como sendo a energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

O índice que expressa o comportamento resiliente dos materiais empregados no pavimento é denominado de Módulo Resiliente (MR), cuja obtenção esta prescrita na norma ME 131 (DNER, 1994).

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (2.2)$$

Onde:

σ_d = Tensão Desvio; que é igual a $\sigma_1 - \sigma_3$;

ϵ_r = Deformação Resiliente.

σ_1 = Tensão axial aplicada.

σ_3 = Tensão confinante.

O ensaio de Módulo Resiliente procura reproduzir as condições reais de solicitação do pavimento no campo. Conforme a ME 131 (DNER, 1994) molda-se corpos de prova deformados ou indeformados, em tamanhos padronizados pela mesma. Os corpos de prova são envoltos por uma membrana de látex e montados dentro da célula de carga triaxial. No corpo de prova são instalados medidores de deformação do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Aplica-se então na amostra cargas para promover um pré-adensamento, buscando corrigir os efeitos do histórico de tensões.

A partir daí, aplica-se vários pares de tensão desvio e confinantes, numa frequência e tempo padronizado, medindo-se as deformações específicas resiliente.

Os solos pedregulhosos e arenosos tem seu comportamento resiliente influenciado pela tensão confinante. Já os solos argilosos e siltosos têm a resiliência afetada pela tensão desvio. Por isso os gráficos e as fórmulas para determinação do Módulo Resiliente destes solos são apresentados em função destas tensões:

Pedregulho e areias - $MR = F(\sigma_3)$

Argilas e siltes - $MR = F(\sigma_d)$

Segundo Preussler & Pinto (2002) no Brasil os módulos tem sido freqüentemente determinados para as seguintes condições:

- Repetição do carregamento 200 ciclos;
- Freqüência 20 a 60 solicitações por minuto;
- Duração 0,10 a 0,15 segundos;
- Intervalo entre cargas 2,86 a 0,86 segundos.

Segundo estes autores pode-se fazer para as condições reais de tráfego na rodovia a seguinte analogia:

- Repetição do carregamento – período de Projeto;
- Freqüência – Fluxo ou volume de tráfego;
- Duração – Velocidade dos veículos.

Segundo Medina & Motta (2005) o Módulo de Resiliência dos solos dependerá de fatores tais como:

- Natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade, fração fina).
- Do teor de umidade em que o solo se encontra.
- Da densidade do solo e do estado de tensões a qual o solo está submetido.

2.6.5. Sucção dos Solos

Segundo Marinho citado por Bernucci & Camacho (2000), a sucção é a pressão isotrópica da água intersticial, fruto de condições físico-químicas que faz com que o sistema água-solo absorva ou perca água.

Nos solos não saturados que tem a presença de sais solúveis, existem dois tipos características de sucção: a matricial e a osmótica.

$$\Psi = (ua-uw) + \Pi \quad (2.3)$$

Onde:

Ψ = sucção total.

$(ua-uw)$ = sucção matricial.

ua = pressão no ar do solo.

uw = pressão na água do solo.

Π = sucção osmótica.

Delgado (2002) conceitua sucção matricial como sendo a pressão negativa desenvolvida na água do solo, devido à tensão superficial (solos arenosos) e as forças de adsorção (solos argilosos), que dependem da configuração e disposição das partículas. Segundo a autora a sucção osmótica está associada à ocorrência de diferenças de concentrações de soluto no solo.

Fredlund & Rahardjo (1993) relatam que a concepção teórica desenvolvida sobre a sucção dos solos data do início do século XX.

Inicialmente a teoria foi desenvolvida para a relação entre um sistema solo-água-planta, com o estudo voltado para as atividades agronômicas.

O estudo da sucção dos solos para o entendimento da Mecânica dos Solos não Saturados nos problemas de engenharia foi introduzido pela Road Research Laboratory in England (Croney and Coleman, 1948 e Croney, 1950), conforme relatou Fredlund & Rahardjo (1993).

A sucção exerce grande influência no comportamento dos solos não saturados, principalmente em seu comportamento mecânico e resiliente, conforme demonstram as pesquisas desenvolvidas por Bernucci & Camacho (2000), Delgado (2002), Gehling et al. (1998).

Existem diversas técnicas para se determinar os valores de sucção dos solos, entre elas destaca-se o Tensiômetro, a Panela Richard e o Papel Filtro; sendo que em todas as técnicas de medição ocorre troca de água entre o solo e o sistema de medição.

Marinho (1994) relata que Shull (1916) utilizando-se de sementes especialmente selecionados foi possivelmente o primeiro a utilizar a absorção como instrumento de medir a sucção, e que Gardner (1937), foi o primeiro a utilizar o papel filtro como material absorvente para medir a sucção dos solos.

A técnica do papel filtro normalizada pela D 5298 (ASTM, 1992) embora seja questionada por alguns pesquisadores, apresenta-se como uma opção para se determinar valor de sucção elevado com um custo relativamente reduzido.

Segundo Marinho (1994) durante o ensaio de sucção grande parte da água adsorvida ocorrerá nos primeiros sete dias; sendo que quanto maior for o nível de sucção em kPa menor será o tempo de equilíbrio sugerido.

Camapum & Pereira (2001) apresentam um modelo de transformação da curva característica, proposta por Camapum & Lerouril (2000), sendo que a mesma é em função da sucção, índice de vazios e do grau de saturação. Segundo os autores a normalização pela sucção e pelo índice de vazios conduz a um comportamento único; permitindo generalizar o

comportamento do solo. Este modelo de função transformada é o que mais se adapta ao estudo de colapso do solo.

Em relação à sucção e ao comportamento dos solos não saturados, Camapum & Pereira (2001) e Camapum (2004) afirmam que os mesmos são influenciados pelo teor de umidade, índice de vazios e distribuição dos poros. Rao & Revanasiddappa (2005) afirmam que a sucção dos solos é influenciada pela umidade do solo, grau de saturação, compactação relativa e pelo tamanho das partículas. Estudando um solo residual de Bangalore District of Karnataka, Índia, os autores descobriram que a micro-fabrica (distribuição e formas dos poros) tem grande influência na sucção.

Delgado (2002) em sua dissertação sobre a influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado confirmou que a umidade de compactação influencia mais na sucção dos solos do que a energia de compactação. A pesquisa comprovou também que:

- Para um mesmo grau de saturação quanto menor o índice de vazios maior será a sucção do solo;
- Solo argiloso compactado no ramo seco possui distribuição de poros bimodal, influenciando a sucção.
- No solo argiloso a sucção para iniciar a remoção da água será maior do que em um solo arenoso, devido a uma menor dimensão dos poros.

Cerratti et al. (1996) afirmam que a sucção requerida para remover água de um solo depende do tamanho dos poros e da tensão superficial entre as partículas do solo e das moléculas da água.

2.6.6. Química e Mineralogia dos Solos

É consenso no meio técnico científico que a caracterização física dos solos isoladamente não consegue caracterizar e nem prever com exatidão o comportamento dos solos nas diversas áreas de sua utilização. O estudo da composição química e da mineralógica torna-se indispensável para complementar às investigações geotécnicas, seja a mesma voltada aos solos de regiões temperadas ou naqueles localizados entre os trópicos.

Maragon et al. (2005), estudando a correlação entre a pedologia com a química, mineralogia, sistemas de classificação e comportamentos geotécnicos dos solos, em uma região de Minas Gerais, constataram uma interação entre todos os aspectos analisados; ou seja, há relação entre a pedologia, a química, a mineralogia com o comportamento geotécnico e com os sistemas de classificações dos solos investigados. A pesquisa concluiu ainda que

compreendidas as características químicas, mineralógicas, pedológicas e geotécnicas de um solo, bem como as suas limitações e aptidões, os resultados das descrições de campo e análise do laboratório poderiam ser extrapoladas, para solos semelhantes.

Camapum (2004) afirma que a composição química e mineralógica bem como a micro-morfologia impõem aos solos tropicais comportamentos diferenciados, e que a análise do comportamento e das propriedades destes solos não podem ser realizadas de forma isolada.

Collins (1985), citado por Hoyos (2004) destaca a importância do conhecimento da micro-estrutura, dos colóides e dos argilominerais presentes nos solos tropicais, para o entendimento de seu comportamento. Em relação à mineralogia dos solos pode-se afirmar que a mesma é determinada principalmente por três fatores:

- Tipos de rocha de origem;
- Intensidade do intemperismo;
- Duração do intemperismo.

Hoyos (2004) afirma que a mineralogia dos solos residuais varia consideravelmente com a parte herdada das rochas e dos solos matrizes, bem como deriva do processo de meteorização durante sua gênese.

Galvão (1995) afirma que o intemperismo e as características mineralógicas da rocha matriz são fundamentais na formação da mineralogia dos solos. A autora destaca os principais minerais existentes nos solos tropicais:

- Primários - quartzo, mica muscovita e biotita;
- Secundários - gibsitita, hematita, goetita, caulinita.

Lima (1999) relata que os tipos de alterações químicas no ambiente que mais ocorrem nos solos tropicais são: a hidrólise e a queluviação. Teixeira et al (2000) e Cardoso (2002) descrevem a hidrólise como sendo a reação mais comum existente nos minerais silicatados, e que ocorrem quando o pH se encontra entre 5 a 9. Esta reação química se dá pela quebra da ligação entre os íons dos minerais pela ação dos íons H^+ e OH^- (formados a partir da ionização de moléculas do ácido carbônico). Na hidrólise total, que ocorre em condições de pluviosidade alta e drenagem eficiente, 100% da sílica e do potássio são eliminados, sendo que o resíduo gerado pelos feldspatos é o hidróxido de alumínio (Gbsita). Na hidrólise parcial, que ocorre em condições de drenagem menos eficiente, parte da sílica e do potássio reage com o alumínio formando aluminossilicatos hidratados (argilominerais).

Segundo Cardoso (2002) a queluviação é o processo em que os elementos metálicos (ferro Fe^{3+} e alumínio) são móveis em relação à sílica, concentrando-se no perfil da

alteração. O processo pode ser total, com a saída de K, Mg, e Al, o que gera um produto silicoso; ou parcial que gera argilominerais do grupo 2:1 esmectitas.

Jorge (1985) afirma que os fatores de intemperismo climático e a vegetação predominante em regiões de clima quente e úmido, influenciam na coloração dos solos. O autor relata que a presença de carbono e de pH baixo favorece a formação de goetita (em solos que contenham ferro), predominando cores mais amarelas.

A influência da química e da mineralogia no comportamento dos solos podem ser observadas em inúmeras pesquisas. Maragon et. al. (2005) e Hoyos (2004) constataram que a presença de Caulinita em solos tropicais reduz a expansibilidade destes solos, bem como melhoram a sua resistência mecânica e redução da deformabilidade.

Martinez & Queiroz (2004) constataram que a presença de ferro na forma amorfa e cristalina aumenta a resistência ao cisalhamento do solo, reduzindo também a sua deformação. Além disto, observou-se que um teor de sesquióxidos mais elevado confere menores variações no índice de vazios do solo.

Farias et al. (2002) apresentaram uma pesquisa comprovando que a retirada parcial do hidróxido de ferro de um solo do Distrito Federal influenciou negativamente na resistência edométrica do mesmo; influenciando na estrutura do solo e no seu comportamento quanto à colapsividade.

Santos (1975) relata que a presença de sílica (SiO_2) livre em uma argila reduz a plasticidade do solo, e que a presença de óxido ou hidróxido de alumínio em argilas, confere às mesmas, características de refratariedade.

Fleury (1975) relaciona a coloração dos solos da região Centro-Oeste com a composição química. Segundo ele, solos vermelhos e amarelos indicam presença de ferro; colorações pardas indicam misturas de ferro e matéria orgânica; solos azuis ou verdes indicam presença de ferro transformado por redução, sem a presença de oxigênio e de drenagem; solos de coloração branca indicam presença de caulim e ou quartzo.

Camapum (2001) apresenta que a característica química mineralógica associa-se fortemente à expansão interna do mineral por aumento da distância interplanar basal (distância mantida pelos íons ou átomos formadores de cristais).

Quando um solo é composto de diversos minerais adotam-se várias metodologias de investigações químicas e mineralógicas, visando uma maior precisão na caracterização. Revela-se também, que os diversos processos de investigações, podem apresentar fragilidade e interferência na determinação dos parâmetros mineralógicos.

Os principais métodos para avaliar a química e a mineralogia dos solos, principalmente as frações finas, reportadas na literatura são:

- Análise do pH;
- Capacidade de Troca Catiônica;
- Análise Térmica Diferencial;
- Difração por Raios-X;
- Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV);
- Ataque Sulfúrico;

Segundo Nogueira (2005) o potencial hidrogeniônico (pH) do solo refere-se ao seu grau de acidez, e que o mesmo influencia fortemente na agregação das partículas e conseqüentemente na distribuição estrutural entre os vazios e a fase sólida do solo. O autor destaca que o aumento de cátions H^+ e AL^{+3} trocáveis correspondem a uma diminuição do pH do solo, sendo os mesmos responsáveis pela acidez do solo.

O pH dos solos possui relação direta com as forças que atuam na repulsão e na atração das partículas do solo; observando que o aumento do pH gera aumento das forças de repulsão e vice-versa. Os solos tropicais apresentam em geral valor de pH entre 5 e 6,5. Valores mais elevados indicam presença de solos salinos ou com presença de carbonato de cálcio.

À realização da determinação do pH em solução de Cloreto de Potássio (KCl) e em Água (H_2O), têm por objetivo prever o tipo de argilominerais presentes no solo em análise.

$$\Delta pH = pH \text{ KCl} - pH \text{ H}_2\text{O} \quad (2.4)$$

Se o ΔpH apresentar valores positivos, indicará a presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio na constituição do solo. Caso apresente valores negativos predominam no solo a presença de argilas silicatadas.

Tan (1998) questiona em parte a confiabilidade desta informação, bem como a determinação do ponto de carga zero (ponto onde não prevalecem ações de forças de atração ou repulsão). Segundo o autor a relação só é válida se houver a certeza de que na solução não exista a presença de outros ânions, a não ser os do KCl. Caso contrário à absorção pode mudar, reduzindo o valor do pH, trazendo como conseqüência, a mudança de carga da superfície, tornando a solução mais negativa.

Tan (1998) apresenta na Tabela 2.7. uma proposta por Bigarella et al (1996) para uma classificação sistemática de dos solos em função do seu pH.

Tabela 2.7. Classificação do solo quanto à concentração pH (Bigarella et al, 1996).

Classificação	Valores
Ácidos	pH < 5,5
Moderadamente ácidos	5,5 < pH < 6,4
Praticamente neutro	6,5 < pH < 6,9
Neutro	pH = 7,0
Alcalino	pH > 7,0

Outro ensaio químico bastante utilizado na área agrônômica para a caracterização dos solos incluindo a avaliação de seu grau de intemperismo é o ataque por ácido sulfúrico, ensaio este padronizado pela EMBRAPA (1997). Além de possibilitar a determinação dos teores de Sílica (SiO_2), Ferro (Fe_2O_3) e Alumínio (Al_2O_3), a solubilidade das amostras em ácido sulfúrico (H_2SO_4) visa determinar a relação molecular sílica / alumínio (Ki) e sílica / sesquióxidos (Kr); índices estes adotados por alguns pesquisadores na definição do grau de intemperismo do solo.

Os índices Ki e Kr definidos por Martin & Boyne (1927), Joachim & Kandiyay (1941) e Gidgasu (1976), citados por Delgado (2002) foram definidos para classificar o grau de laterização do solo.

Maragon et al. (2005) relatam que quanto menor os valores de Ki e Kr de um solo formado por lixiviação, mais adiantado será o seu estágio de intemperização.

As formulações para o cálculo de Ki e Kr são:

$$\bullet \quad Ki = \frac{\%SiO_2 / 60}{(\%Al_2O_3 / 120)} \quad (2.5)$$

$$\bullet \quad Kr = \frac{\%SiO_2 / 60}{(\%Al_2O_3 / 120) + (\%Fe_2O_3 / 160)} \quad (2.6)$$

Os valores de Ki e Kr são calculados em função dos valores expressos em porcentagem de Sílica e Alumínio e Ferro e de seus respectivos pesos moleculares. A determinação do percentual destes elementos químicos é realizada através do ensaio de ataque sulfúrico preconizado pela EMBRAPA (1997).

Araki (1997) relata que o valor Ki é adotado para interpretar o grau de laterização do solo, sendo que valores compreendidos entre 1,33 a 2,0 são característicos de

solo laterítico. A autora relata que apesar de serem utilizados os índices Ki e Kr para definição da laterização dos solos, os mesmos são questionados por outros pesquisadores, que afirmam não ser conclusivas a presença destes elementos na definição do grau de laterização do solo, além de destacarem hoje em dia o uso de técnicas mais apropriadas para uma classificação mais acurada do tipo de solo analisado.

Outra técnica para avaliar a mineralogia dos materiais e a difratometria por raio- X. Galvão (1995) e Tan (1998) atribuem a Laue o descobrimento em 1912, de que a técnica dos Raios-X poderia ser difratada pelos átomos de cristais planos, possibilitando o seu uso no estudo da mineralogia das argilas. A técnica de difratometria de Raios-X consiste em determinar as distâncias mantidas pelos íons ou átomos formadores dos cristais (distâncias interplanares), através do conhecimento do ângulo formado pelo feixe de Raios-X incidente e o plano atômico que difrata e, do comprimento de onda desses raios. Esta técnica tem sido muito utilizada na análise de inúmeros materiais tais como: materiais cimentícios, rochas, solos e concretos, a fim de identificar os minerais constituintes de cada material.

Grim (1953) relata sobre a importância da preparação de alguns solos que contenham argilominerais antes de serem analisados no Raios-X. Alguns devem ser tratados com solução de etinologicol e calcinadas para melhor identificar as diferenciações das distâncias interplanares basal.

Outra técnica bastante útil para avaliar a morfologia, identificar os argilominerais presentes, compactidade, e contatos entre os grãos do solo é a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

O MEV é citado por Santos (1975) como sendo o melhor instrumento para se estudar a morfologia dos solos, embora a técnica não quantifique os argilominerais presentes. Para uma análise de solos através da técnica do MEV, os corpos de prova devem ser fragmentados com as mãos, evitando se danificar a estrutura do solo. Na seqüência a amostra recebe aplicação de uma camada fina de ouro (**Au**), elemento condutor de elétrons, possibilitando obtenção de melhores imagens da estrutura do solo no aparelho de Microscopia.

2.7.CONTROLE TECNOLÓGICO

Na construção de aterros, camadas de pavimentos rodoviário, ferroviário ou aeroportuário e de maciço de barragens de terra, o controle da eficiência da compactação e da umidade dos solos constitui-se em elemento indispensável para se garantir a qualidade e a durabilidade de obra.

Os parâmetros analisados para se avaliar esta eficiência são o Grau de Compactação (GC) e o Desvio de Umidade (Δw).

$$GC = \frac{\gamma_{d\text{campo}}}{\gamma_{d\text{max}}} \cdot 100 \% \quad (2.7)$$

Onde:

$\gamma_{d\text{campo}}$ = Peso específico seco de campo (kN/m^3).

$\gamma_{d\text{max}}$ = Peso específico seco máximo de laboratório (kN/m^3)

$$\Delta w = w_{\text{campo}} - w_{\text{ot}} \quad (2.8)$$

Onde:

w_{campo} = umidade de campo (%)

w_{ot} = umidade ótima (%)

Em geral nos serviços de pavimentação e construção de aterros são recomendados; Grau de Compactação entre 95% e 100% para camadas de subleito e corpo de aterro e de 100% para camadas de sub-base e base; admitindo-se um desvio de umidade entre + 1,5 % e -2%.

Nogueira (1988) alerta que pares de valores de γ_d e w , localizados no ramo seco da curva de compactação, conduzem a predominância de poro pressões negativas, induzindo resistências maiores e menores deformações. Entretanto, este comportamento é perdido com a saturação. O mesmo autor afirma que pares de valores de γ_d e w , situados no ramo úmido da curva de compactação, levam o solo apresentar menor resistência ao cisalhamento e a ter maior deformabilidade.

Em relação ao controle tecnológico pode-se destacar entre as metodologias mais difundidas existentes no Brasil:

- Método do Frasco de Areia NBR 7185 (ABNT, 1986);
- Método do Cilindro de Cravação ou HILF, NBR 9813 (ABNT, 1987);

A metodologia do Frasco de Areia - NBR 7185 (ABNT, 1986) com a determinação da umidade de campo pelo Umidímetro tipo Speedy, método ME 052 (DNER, 1994) constitui-se no procedimento mais adotado no Brasil para o controle de compactação na área rodoviária, devido a sua simplicidade e rapidez na obtenção dos resultados.

Em relação ao processo do cilindro de cravação ou Hilf, o mesmo que foi criado em 1957, permitindo o cálculo do grau de compactação e a estimação do desvio de umidade

de campo, sem a necessidade de se conhecer os parâmetros de compactação obtidos através de ensaios de laboratório. O método é mais empregado no controle de compactação de núcleo argiloso de barragens de terra.

Outras técnicas de investigação para controlar a qualidade da compactação dos solos e a qualidade da estrutura do pavimento podem ser realizadas através dos parâmetros de rigidez e de módulo de elasticidade. Embora recentes no Brasil, alguns pesquisadores apontam que estes parâmetros expressam com maior fidelidade o desempenho da estrutura do pavimento, visto que o coeficiente de rigidez das camadas e o módulo de elasticidade são índices que representam um comportamento mais real da estrutura do pavimento em funcionamento. Destaca-se, teoricamente, que valores mais elevados destes dois índices para os solos utilizados são sinônimos de uma estrutura de pavimento menos resiliente; ou seja, haverá menores deformações resilientes no pavimento, o que se traduzirá em maior durabilidade da estrutura do pavimento e redução dos gastos com manutenção. Além deste fator, os defensores desta metodologia de controle de compactação apontam que ele é realizado de uma forma mais rápida com custo menor, além de detectar possíveis falhas de execução do processo de compactação de uma maneira mais rápida.

Os parâmetros de módulo de elasticidade e da rigidez das camadas são determinados em campo através do aparelho Geogauge.

2.8 AVALIAÇÃO DO PAVIMENTO

Todo pavimento, por mais bem projetado e construído sofre ao longo do tempo deformações causadas principalmente pela ação do tráfego, bem como pela ação da variação climática e pluviométrica regional.

Estudos comprovam que e a vida útil de um pavimento flexível está intimamente relacionada com as deflexões que sofrem estes pavimentos.

Carneiro (1965) concluiu após analisar o comportamento de vários trechos de pavimentos submetidos a um mesmo tráfego, que aqueles que apresentavam maiores deflexões eram os que possuíam piores desempenhos, além de apresentarem vida útil inferior. Em sua análise, as deformações elásticas (resilientes) ou deflexões dos pavimentos quando excessivas, propiciaram o aparecimento de trincas e a destruição do pavimento.

Motta et al (1994) relatam que o mais antigo registro de deflexão de pavimento deve-se a Hveem (1955), que utilizou sensores eletromagnéticos, instalados em rodovias da Califórnia E.U.A, na década de 30. Esta investigação científica demonstra uma antiga preocupação com a deformabilidade nos estudos e projetos de pavimentos.

Conforme a PRO 011 (DNER, 1979), as deformações ocorridas nos pavimentos devem a princípio à fase de consolidação, caracterizado por um decréscimo desacelerado do valor da deflexão. A fase que sucede a consolidação é a elástica, que se mantém constante ou ligeiramente crescente, sendo influenciada pelas variações sazonais. Esta fase que define a vida útil do pavimento.

A fase que sucede à elástica é denominada de fadiga, caracterizada por um crescimento acelerado do valor da deflexão do pavimento; onde a estrutura começa apresentar danos, evidenciando degradação do pavimento.

Outra vertente para se avaliar o desempenho dos pavimentos em campo é relativa à sua resistência mecânica. Os ensaios de Índice Suporte Califórnia (CBR) em campo, prova de carga, são exemplos destas investigações, sendo que no último há correlações com as deformações sofridas pelo solo.

Entre as técnicas de ensaios de campo mais empregadas para o levantamento e o estudo das deformações e dos parâmetros de rigidez e dos módulos de elasticidade das camadas dos pavimentos, podemos destacar: Viga Benkelman, Defletômetro de Impacto (Falling Weight deflectometer -FWD), Medidor Eletrônico utilizado na Califórnia EUA, Defletômetro Óptico utilizado na França, e o aparelho Geogauge.

2.8.1. Avaliação das Deflexões e do Raio de Curvatura

A viga Benkelman idealizada pelo engenheiro A.C. Benkelman do Bureau of Public Roads, foi utilizada pela primeira vez em pistas experimentais da Western Association Of State Highway Officials (WASHO), EUA, em 1953. A Viga Benkelman possibilita verificar as deformações e a uniformidade de um pavimento de maneira relativamente simples e rápida.

O ensaio da Viga Benkelman normalizado pela ME 024 (DNER, 1994) consiste na mediação das bacias de deflexões de uma camada do pavimento pelo efeito da movimentação de um veículo com carga padrão de 8,2 toneladas por eixo traseiro. Após diversas leituras, realizadas com um extensômetro preso a uma extremidade da viga, em distâncias fixadas que vão de 25 cm até no máximo 10 metros, calcula-se as bacias de deflexões e os raios de curvaturas do pavimento analisado. Trabalhando estatisticamente, os resultados obtidos no campo associados aos coeficientes de correções climáticos, determina-se as deformações de campo e de projeto (D_p)

Conforme a norma PRO 011(DNER,1979), tem-se:

$$\text{Log } D_{\text{adm}} = 3,01 - 0,176 \log N \quad (2.9)$$

Onde:

D_{adm} = Deformação máxima admissível do pavimento.

N = número de operações do eixo padrão de 8,2 toneladas.

Para pavimentos em bom estado de conservação $d_p \leq D_{\text{adm}}$.

Onde:

d_p = deflexão característica corrigida de projeto.

Em relação ao valor do raio de curvatura do pavimento o mesmo deverá apresentar valores superior ou no mínimo igual a 100m, para que o pavimento esteja em boas condições de desempenho. O raio de curvatura será calculado pela equação:

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (2.10)$$

Onde:

R = Raio de Curvatura, em metros(m).

D_0 = deflexão real ou verdadeira em centímetros de milímetros (cm.mm).

D_{25} = deflexão a 25 centímetros do ponto de prova, em centímetros de milímetros (cm.mm).

2.8.2. Avaliação da Rigidez e do Módulo de Elasticidade da Camada

Os solos quando compactados em camadas de pavimento, passam a se comportarem como uma estrutura. A análise dos parâmetros desta estrutura é muito mais realística para avaliar o comportamento do pavimento do que a análise do solo individualmente. O estudo da rigidez e do módulo de elasticidade das camadas e do solo vem tomando grandes proporções para o entendimento do comportamento destas estruturas.

Rigidez é uma propriedade da engenharia das estruturas, sendo um elemento ou medida da resistência à deflexão ou flexão. Nos estudos de pavimentos o conceito de rigidez é conhecido como sendo a máxima força aplicada à estrutura para promover uma deflexão, sem que ocorra uma deformação permanente.

$$\kappa = \frac{F}{\delta} \quad (2.11)$$

Onde:

K = Coeficiente de Rigidez ($\frac{MN}{m}$)

F = força aplicada em MN;

δ = Deslocamento em metros;

Altos valores do coeficiente de rigidez das camadas indicam menores deformações, que traduz em vida úteis maiores e menores gastos com manutenções do pavimento além de um melhor comportamento cíclico do material. A rigidez refere-se à propriedade da estrutura do pavimento, sendo influenciada pelas dimensões físicas da estrutura, pelo módulo de elasticidade do material, pelas condições limites de restrição da camada.

O módulo de elasticidade é conceituado na estrutura como sendo a razão entre a tensão aplicada em um corpo pela sua deformação.

Segundo definições nas normas ASTM D 883 (2000), o módulo de elasticidade seria a razão entre tensão deformação dentro do limite de deformação elástica, caracterizando uma medida de rigidez do material. Existem vários tipos de módulos elásticos, dependendo do tipo de solitação de carregamento. Entretanto, de forma genérica, relacionam a tensão aplicada com a deformação específica do trecho linear da curva de tensão deformação. Em solos o módulo de elasticidade é medido pela razão entre a tensão aplicada e a deformação resultante, dentro do limite elástico, em que a deformação é totalmente reversível e proporcional à tensão aplicada.

O módulo de elasticidade de um solo é também denominado de Módulo de Young, sendo que o mesmo reflete a propriedade do material. Os valores do módulo de elasticidade tendem a se alterar em função das mudanças nos esforços de compactação e no teor de umidade. Tanto os parâmetros de rigidez como os do módulo de elasticidade podem ser determinados em campo pelo uso do aparelho geogauge.

O aparelho geogauge foi inicialmente utilizado pelas Forças Armadas dos Estados Unidos da América em serviços detecção de minas de materiais não metálicos, entre 1994 e 1995. O geogauge é um aparelho portátil com dimensões de 27cm de altura por 28cm de diâmetro com peso aproximado de 10kg. O seu uso tem como objetivo determinar o coeficiente de rigidez bem como o módulo de elasticidade do material das camadas de um pavimento.

Após a instalação do aparelho na camada a ser investigada o mesmo é acionado proporcionando emissão de vibrações em 25 frequências num intervalo entre 100 e 196Hz. Um vibrador aplica uma carga conhecida (P) e sensores registram os deslocamentos máximos (δ) sofridos no topo da camada para cada frequência. O intervalo de trabalho do aparelho compreende entre 3 e 70 MN por metro, para a rigidez e de 26 a 610MPa para o módulo de elasticidade. Em função das dimensões do aparelho e das frequências aplicadas, a profundidade de influência das medidas está entre 20 a 25 cm.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E METODOLOGIA APLICADA NA PESQUISA

A presente pesquisa foi desenvolvida na região Noroeste do estado de Goiás, localizada a 35Km da capital do estado, nas cidades de Caturai, Goianira e Inhumas.

A escolha desta região foi primeiramente devido à localização do objeto principal desta pesquisa, que são os rejeitos finos de pedreira, obtidos na pedreira Anhanguera situada na zona rural da cidade de Caturai. O segundo motivo desta escolha deu-se em função da necessidade de produzir misturas (solo + rejeito), que viessem a tornar-se economicamente viáveis no caso de uma futura utilização deste material em programas de pavimentação urbana, considerando principalmente a distância de transporte. O terceiro motivo foi em decorrência da escassez de jazidas de materiais naturais para serem utilizadas em estruturas de pavimento, principalmente as jazidas de material granular. A Figura 3.1. apresenta a localização onde foi desenvolvida a pesquisa.



Figura 3.1. – Mapa da região onde foi desenvolvida a pesquisa.

O solo da cidade de Caturai, analisado nesta pesquisa, foi obtido no residencial Jardim Noroeste, distante de 1,7 km da pedreira Anhanguera, local da obtenção do rejeito; o

solo da cidade de Goianira, obtido no Residencial Cora Coralina está distante de 21 km da pedreira e o solo da cidade de Inhumas, obtido no Residencial Santa Bárbara, está a uma distância de 11,7 km da pedreira. A jazida de cascalho fica localizada a 25 km do empreendimento imobiliário Residencial Santa Bárbara, que esta localizado na cidade de Inhumas.

A pedreira Anhanguera de Propriedade da Empresa Redimix está localizada a uma distância de 1,5 Km do centro da cidade de Caturai. A mesma desenvolve a atividade de exploração mineral na região a mais de 20 anos, com produção de agregados graúdos (brita 1 e brita 0), areia artificial e filler, provenientes do beneficiamento de uma rocha granítica.

Em relação ao processo de exploração mineral, verifica-se a utilização da técnica de lavra à céu aberto na exploração da mina. Inicialmente, são realizados processos de limpeza e decapeamento da camada vegetal e do solo, que cobre a superfície da rocha. O desmonte do maciço rochoso é feito através do processo de detonação, ocorrendo quase que diariamente. Segundo informações da Redimix, a profundidade de exploração do maciço rochoso encontra-se a 15 m em relação à cota do terreno original, com uma perspectiva de exploração de pelo menos 150 anos deste maciço. Outra observação, verificada no campo e confirmada pela Redimix, é de que o maciço rochoso de granito apresenta descontinuidades, ou seja, o perfil geológico sofre alterações dependendo do local de seu desmonte e da coleta da matéria prima, o que obriga a empresa a elaborar um plano de extração em função do produto final a que se destina a produzir.

Após detonação, as rochas são conduzidas em caminhões fora de estrada para o complexo de britagem, passando posteriormente por um britador primário e depois por um secundário. Os agregados graúdos e miúdos produzidos são submetidos a um processo de lavagem, onde inicia-se a separação dos rejeitos finos destes agregados.

A Figura 3.2. apresenta a área de exploração da jazida da rocha de Granito da unidade Anhanguera em Caturai. Segundo informações da Redimix S.A., a região localizada a esquerda na Figura 3.2., ilustra um maciço rochoso mais fragmentado, sendo utilizado apenas para produzir brita 0 e areia artificial.



Figura 3.2 – Pedreira Anhanguera em Caturai, de propriedade da Redimix S.A.

Os finos são levados a um equipamento denominado de hidro-ciclone onde ocorre à separação final dos finos de pedreira, sendo os mesmos conduzidos por processo hidráulico até a barragem. O rejeito depositado na barragem sofre um processo de secagem natural, pela exposição direta ao ar, sendo depois conduzidos às pilhas de estocagem.

A Figura 3.3. ilustra o equipamento hidro-ciclone utilizado para separação dos finos da pedreira e uma pilha de rejeito depositada dentro da área da pedreira Anhanguera da Redimix S.A.



Figura 3.3. Hidro-ciclone e Pilha de Rejeito localizado na Pedreira Anhanguera.

A proposta de investigação do potencial do rejeito como elemento de adição, visando à estabilização de solos e um possível uso em camadas de pavimentos urbanos de tráfego leve, iniciou-se por uma caracterização física, química e mineralógica dos materiais empregados (rejeito, solo), e pela caracterização física das composições (solo + adição de rejeito).

Avaliou-se posteriormente o comportamento mecânico de todas as composições (solo, solo + rejeito, solo + rejeito + cal) através do ensaio de Índice Suporte Califórnia (CBR tradicional e em miniatura) e pela expansão. Os solos naturais e as composições (solos + rejeito) que apresentaram melhores e piores desempenhos em relação ao comportamento mecânico foram submetidas à realização de ensaios não convencionais. Assim foram avaliados a estruturas através do MEV, o módulo de resiliência e a sucção.

O projeto prevê ainda, a execução de duas pistas experimentais construídas com os solos pesquisados da cidade de Inhumas; sendo uma executada com adição de rejeito nas camadas do pavimento e a outra sem adição. As pistas encontram-se localizadas no Residencial Santa Bárbara, na cidade de Inhumas (GO), e constitui parte das vias públicas deste loteamento, denominadas respectivamente de Maria de Moraes e Pedro Teodoro.

O pavimento foi constituído de camada de subleito e ou reforço, camada de base, imprimação em asfalto diluído CM-30 (taxa de 1,0 a 1,11/m²), revestimento betuminoso tipo tratamento superficial duplo com o uso de emulsão RR 2C (taxa 3,11/m²) com espessura 2,5 cm .

Toda a construção da pista experimental foi acompanhada por ensaios de controle de compactação e umidade, determinação das taxas aplicação de material betuminoso, sendo posteriormente medidas as deflexões no pavimento com o uso da Viga Benkelman e a determinação do Coeficiente de Rigidez e do Módulo de elasticidade da base com o uso do aparelho geogauge.

Após avaliação técnica do uso do rejeito fino de pedra na produção deste pavimento, será analisada em capítulo posterior, a viabilidade econômica para a produção deste pavimento urbano de volume de tráfego leve.

3.1. MATERIAIS

Em relação ao rejeito fino da pedra, oriundo do processo de comonuição da rocha granítica, o mesmo corresponde a 3% do volume total de materiais produzidos na pedra, incluindo volume de agregados graúdos e miúdos. O volume diário de rejeito produzido é de 30 m³.

Confirmando referências teóricas de Dana (1969) observou-se visivelmente a presença marcante da sílica e da mica na composição do rejeito, minerais estes proveniente da rocha granítica; além disto o rejeito apresentava ao tato, característica de um material não plástico.

O solo fino da cidade de Inhumas, caracterizava-se visualmente com sendo laterítico. Este material pode ser caracterizado com uma argila com presença de areia (verificação tátil visual) de coloração vermelha. A amostra foi obtida dentro das áreas destinadas à implantação do pavimento urbano do Residencial Santa Bárbara.

O solo granular, pesquisado, foi obtido em uma região localizada a 25 km do Residencial Santa Bárbara. Este solo caracterizava-se tátil e visualmente por ser um cascalho laterítico quartzo com frações de silte, argila e areia. Este material constitui-se na única jazida que apresentava licença ambiental para ser explorado, além de apresentar melhores características mecânicas para o uso em pavimentos naquela região; que não dispõe destes recursos naturais em abundância.

O solo laterítico, da cidade de Caturaí, foi identificado tátil e visualmente como sendo uma argila arenosa ou areia argilosa, sua coloração era vermelha, e apresentava uma plasticidade mais reduzida que o solo fino da cidade de Inhumas. Este material foi retirado das vias não pavimentadas do loteamento Jardim Noroeste.

Na cidade de Goianira, o solo laterítico, coletado nas ruas não pavimentadas do Residencial Cora Coralina, apresentou-se como sendo uma argila de coloração vermelha, plástica. Uma observação constatada durante a coleta desta amostra foi à percepção de um peso específico aparente baixo deste solo, fato este que veio a ser confirmar nos resultados dos ensaios de compactação.

A pesquisa propôs avaliar o comportamento mecânico do solo natural, do solo mais adição de rejeito, e do solo com adição de cal e rejeito. Para isto foi utilizado como material uma cal hidratada procedente da empresa Itaú, especificada conforme a NBR 7175 (ABNT, 1992) em CH-III.

Os teores de óxidos totais, e de óxido de cálcio (CaO) e óxido de magnésio (MgO) fornecidos pelo fabricante foram superiores a 88%.

Segundo Castro & Vaine (1977) citado por Rezende (1999), a condição mínima para o uso de uma cal calcítica ou dolomítica na estabilização de solos para o uso rodoviário é de que a soma dos teores de CaO e MgO sejam superiores a 70%.

3.2. METODOLOGIA

A proposta de metodologia para o desenvolvimento desta pesquisa procurou primeiramente investigar isoladamente as características físicas, químicas e mecânicas dos solos e do rejeito, estudando posteriormente as características físicas e o comportamento mecânico das composições (solo + rejeito), (solo + rejeito + cal hidratada).

As proporções de misturas entre os solos e o rejeito foram definidas em função da revisão bibliográfica e da experiência profissional adquirida em um projeto de pesquisa desenvolvido na disciplina de Pavimentação do presente programa de pós-graduação, que os teores de adição de rejeito aos solos não deveriam ser superiores a 35%. Teores superiores a estes, não conduziam a um bom desempenho mecânico das composições para os estudos até então desenvolvidos. Neste sentido, definiu-se pelas adições dos percentuais de 15, 25 e 35% de rejeito em relação ao peso do solo.

Em relação à energia de compactação adotada, optou-se pela utilização do Proctor intermediário para todas as amostras que apresentavam características granulométricas de solo fino, visando obter melhores parâmetros de resistência; e pela energia do Proctor intermediário e modificado para as composições que apresentaram características granulométricas granulares, seguindo recomendações tradicionais.

A título de avaliar a influência da energia de compactação do proctor intermediário, nos parâmetros da curva de compactação ($\gamma_{d \text{ máx}}$ e w_{ot}), CBR e da expansão dos solos naturais, foi realizado 01 ensaio para cada composição fina, adotando-se a energia do Proctor normal, comparando-se no final os resultados obtidos nas duas energias.

Outro ponto definido no início da pesquisa foi em relação aos critérios de aceitação dos resultados individuais (desvio médio de umidade, CBR e expansão) em relação ao valor médio obtido, bem como o número mínimo de ensaios a ser executado por composição avaliada. Definiu-se pelo número mínimo de 05 amostras para serem aproveitadas na definição do valor médio, desde que todos os valores individuais para a realização da média enquadrassem na seguinte tolerância:

- Desvio de umidade em relação à umidade ótima = + 1,5% e -2%.
- Desvio padrão máximo individual de 5% em relação ao CBR e a expansão média. O que garantiria que a dispersão de uma série de resultados em relação a uma média apresentaria apenas 5% com resultados inferiores a este valor médio.
- Variação entre o CBR individual e o CBR médio não superior a seis unidades.

Quanto ao estudo relativo ao comportamento das composições mediante a adição de cal hidratada, optou-se pela adição de 2 e 4% em peso. Estes teores mais reduzidos

buscavam reduzir os índices de expansão das composições, além de buscar resultados mais apreciáveis nos valores de CBR das composições aliados a um menor custo econômico.

Após estas investigações, foi necessária a realização de estudos complementares, através de ensaios não convencionais em algumas composições de solos naturais e destes solos com adição de rejeito. Estas simulações tiveram como objetivo avaliar os mecanismos que propiciaram as alterações percebidas no comportamento mecânico destas composições. Foram realizadas, a análise da microscopia eletrônica de varredura (MEV), a determinação do Módulo de Resiliência, e o ensaio de sucção pelo método do papel filtro.

Completando a investigação técnica, foram realizados ensaios de campo em duas pistas experimentais (com e sem o uso do rejeito), cujo intuito foi o de comprovar ou não, os efeitos da adição do rejeito na estrutura e no desempenho do pavimento.

Partindo desta proposta, a metodologia foi dividida em quatro etapas distintas:

- Investigação preliminar de laboratório dos materiais utilizados na pesquisa;
- Análise da resistência mecânica e da expansibilidade das composições e dos solos naturais;
- Investigação complementar de laboratório;
- Estudo do comportamento de uma composição, aplicado em pista experimental.

3.2.1. Investigação Preliminar de Laboratório dos Materiais Pesquisados

Em relação à coleta do rejeito, a mesma ocorreu dentro da barragem e na pilha em pontos e profundidades distintas, num total de sete amostras. A profundidade da coleta foi de 0,5 a 2,0 metros, quando realizada na barragem, e a uma profundidade máxima de 0,5 metros, quando realizada na pilha. Foram utilizados os instrumentos, pá, enxada, trado e sacos de linhagem, sendo todas as amostras devidamente identificadas. Na barragem, coletou-se amostra em vários pontos, perto da entrada da barragem, no centro e na saída. A Figura 3.4. ilustra a coleta feita em um ponto dentro da barragem de rejeito.

A proposta de se realizar a coleta de amostras em diferentes pontos da barragem e da pilha foi em decorrência das orientações de Ribeiro (2000), para avaliar a heterogeneidade ou homogeneidade do material, em relação ao ponto de coleta.



Figura 3.4. Coleta de amostra do rejeito, realizado dentro da Barragem.

Em relação aos solos naturais finos, a coleta foi realizada em áreas dentro das vias de tráfego, localizadas nos empreendimentos imobiliários, no leito natural da via. A profundidade máxima da coleta atingiu a 1 m em relação à cota do terreno natural. Foram utilizados o trado, pá, enxada e sacos de linhagem, sendo todas as amostras identificadas. Coletou-se 10 sacos de amostras para cada material.

A coleta do solo granular, utilizado na pesquisa, foi realizada nas pistas experimentais, executada na pavimentação do Residencial Santa Bárbara, cidade de Inhumas. A mesma ocorreu após o lançamento e espalhamento do solo, sobre a camada de subleito. Foi utilizada a pá e o saco de linhagem para a referida tarefa, sendo as amostras identificadas na oportunidade. Neste processo de coleta foram obtidos 30 sacos de amostras.

Ressalta-se a existência de uma coleta diretamente na jazida do solo granular e análise dos parâmetros de caracterização e de compactação deste solo, atividade esta desenvolvida pela empresa Solotec, responsável pelo controle tecnológico da pavimentação daquele empreendimento imobiliário.

As amostras de rejeito e de solos foram encaminhadas ao laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação do Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás (CEFET-GO), onde após secagem, sob proteção da luz solar, as mesmas foram preparadas para os ensaios de caracterização e de compactação conforme a NBR 6457 (ABNT, 1986).

As Figuras 3.5. e 3.6. ilustram o processo de secagem dos solos e do rejeito no laboratório do CEFET-GO.



Figura 3.5. Secagem das amostras de solos no laboratório do CEFET-GO.



Figura 3.6. Secagem do rejeito, realizado no laboratório do CEFET-GO.

Após a preparação das amostras as mesmas foram enviadas para o laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), onde foram submetidas aos ensaios de caracterização física.

Na UnB foram realizados os seguintes ensaios de caracterização:

- Análise granulométrica conforme NBR 7181 (ABNT, 1984), com e sem o uso de defloculante. Este último procedimento visava avaliar a cimentação das partículas sólidas, devido à presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio nas amostras;
- Determinação da massa específica NBR 6508 (ABNT, 1984);
- Determinação do limite de plasticidade conforme NBR 7180 (ABNT, 1984);
- Determinação do limite de liquidez conforme a NBR 6459 (ABNT, 1984);

Após a realização dos ensaios de caracterização convencionais foi realizada a classificação dos solos conforme as metodologias propostas pelo Transportation Research Board (TRB) e pelo Sistema Unificado (SUCS).

As amostras de solos foram então submetidas aos ensaios de classificação da metodologia Miniatura Compactada Tropical (MCT); solo compactado em equipamento miniatura (MINI-MCV) conforme a ME 258 (DNER, 1994) e Perda de Massa por Imersão conforme a ME 256 (DNER, 1994). A Figura 3.7. ilustra o ensaio de perda de massa por imersão, realizado para determinar o coeficiente PI, utilizado na classificação MCT.



Figura 3.7. Ensaio de Perda de Massa por Imersão ME 256 (DNER, 1994).

Para melhor caracterizar o rejeito e os solos foram realizados estudos para a determinação da composição química e mineralógica. Parte da investigação química e mineralógica foi realizada pela empresa Solo Química de Brasília, DF. Nesta empresa foram realizados os ensaios padronizados pela EMBRAPA, com aplicação direcionada para o conhecimento das propriedades químicas e mineralógicas dos solos. Estes ensaios foram bastante utilizados inicialmente nas ciências agrônomicas, e hoje utilizados na área da engenharia geotécnica para avaliar o grau de intemperização dos solos. Os ensaios desenvolvidos nesta etapa encontram-se descritos em detalhes em EMBRAPA (1997), sendo:

- Determinação do pH (em água H_2O e em solução de Cloreto de Potássio, KCl);
- Ataque sulfúrico para determinação das relações K_i = relação molecular entre sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3); e o K_r = relação molecular sílica (SiO_2) e sesquióxidos de ferro (Fe_2O_3) e alumínio (Al_2O_3). O ensaio ainda disponibilizou as relações percentuais de óxido de sílica (SiO_2), óxido de alumínio (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3).

Foram enviadas, ainda, amostras de solos e do rejeito para o Centro de Apoio Tecnológico de Engenharia de Furnas Centrais Elétricas, sendo as mesmas submetidas à técnica de difração por Raios-X. Este estudo objetivava a determinação e identificação dos principais minerais presentes nestas amostras.

Em relação à técnica de análise por Raios-X, ressalta-se que o limite de detecção do método nas condições usuais de trabalho é de 5%, ou seja, minerais cujo teor presente na amostra, encontra-se a uma percentagem inferior à 5%, não foram detectada durante esta análise.

Conforme boletim técnico emitido por Furnas, todas as amostras foram inicialmente submetidas no difratômetro de raios-X pelo método do pó não orientado, ou seja análise integral da amostra.

Procedeu-se à separação por sedimentação em coluna, da fração argila destas amostras, seguida por montagem em vidro de 03 lâminas orientadas para cada registro, ou seja, apenas com deslizamento de uma lâmina sobre a que contém a lama para orientação. Fez então a análise natural (apenas com secagem ao ar), uma após saturação com etileno-glicol (análise glicolada) e uma terceira análise após a calcinação a 550°C (análise calcinada). A utilização destas técnicas visava identificar possíveis minerais expansivos e ou que apresentem retração, tais como a montmorilonita, gibsitita, goethita, caulinita.

Após a realização desta etapa de investigação preliminar, onde os materiais foram analisados individualmente, passou-se à montagem de composições entre o rejeito da pedreira e os solos da região.

Estas composições foram submetidas aos mesmos ensaios de caracterização física conforme as normas da ABNT. Foram também realizados ensaios da metodologia Miniatura Compactada Tropical (MCT) para todas as amostras, e MCT expedita aliada a D 2488 (ASTM,1984), para algumas amostras, cujo intuito era de classificar as composições conforme preconização desta metodologia.

Ao final desta etapa a título de futuras comparações, foi realizada a classificação das composições nas mesmas metodologias propostas para as amostras de solos naturais, ou seja, nos sistemas TRB, SUCS e MCT.

3.2.2. Análise da Resistência Mecânica e da Expansibilidade dos Solos e Composições

Na segunda fase da metodologia de trabalho avaliou-se a resistência mecânica e a expansão dos solos e de todas as composições (solo, solo + rejeito, solo + rejeito + cal e solo

+ cal), em seus respectivos percentuais de adição, 15, 25 e 35%.

Para os solos finos e suas misturas com rejeito, cuja percentagem retida na peneira 2,0 mm não ultrapassou a 5%, foi empregada a metodologia MCT, proposta para solos tropicais. Os ensaios de compactação, expansão e de MINI-CBR (com e sem imersão), foram executados, conforme as normas, ME 228 (DNER,1994) e ME 254 (DNER, 1997). Estes ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB). A Figura 3.8. ilustra a realização do ensaio de MINI-CBR conforme a ME 254 (DNER,1997).



Figura 3.8. Ensaio de MINI-CBR conforme ME 254 (DNER, 1997).

Primeiramente o MINI-CBR e a expansão foram determinados pelo processo tradicional, ou seja, determinando-se o CBR de cada corpo de prova do ensaio de compactação, num total de 5 unidades, e lançando em seguida os resultados obtidos no gráfico de compactação. Retirou-se deste gráfico o valor do MINI-CBR e da expansão correspondente ao valor da umidade ótima.

Novas amostras foram moldadas, estando às composições nos seus respectivos teores de umidade ótima, submetendo as mesmas aos ensaios de MINI-CBR e expansão individualmente.

Para a realização destes ensaios as amostras receberam adição de água sendo homogêneas e armazenadas em sacos plásticos hermeticamente fechados. As mesmas foram acondicionadas na câmara úmida, permanecendo por um período 24 horas. Decorrido este prazo, procedeu-se os ensaios de compactação, com posterior realização dos ensaios de MINI-CBR (amostras não saturadas). Este último ensaio foi realizado após a moldagem de 05 corpos de prova (processo de compactação). Os ensaios de MINI-CBR realizados nas

amostras submetidas ao processo de saturação, ficaram submersos em água por 20 horas, sendo em seguida retirados dos tanques de imersão, colocados em repouso por um período de 01 hora, para a dissipação das poro-pressões. Somente após este período é que estas amostras foram submetidas à aplicação de carga na prensa do MINI-CBR.

Todos os teores de umidade foram determinados no momento da moldagem dos corpos de prova, sendo que para os solos que ficaram em imersão, retirou-se a umidade de saturação após o rompimento destes corpos de prova na prensa.

Quanto ao estudo dos parâmetros do solo granular e de suas misturas com rejeito fino de pedreira, a metodologia aplicada foi a da compactação e do Índice Suporte Califórnia (CBR) tradicional, ou seja, atendendo as normas NBR 7182 (ABNT, 1987) e NBR 9895 (ABNT 1987). Esta metodologia foi adotada em função dos materiais serem granulares, possuindo considerável teor de frações com dimensões superiores a 2,0mm, não sendo possível adotar a metodologia MCT.

Para estes ensaios foram mantidos os mesmos critérios de mistura, tempo de homogeneização e armazenamento adotados para a realização dos ensaios de compactação das composições finas. Estes ensaios foram desenvolvidos no laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação do Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás (CEFET-GO). A Figura 3.9. ilustra a realização do ensaio de CBR tradicional, realizado na pesquisa, onde todas as amostras passaram por imersão, durante 96 horas, antes de serem submetidas ao ensaio na prensa do CBR.



Figura 3.9. Ensaio de CBR conforme a NBR 9895(ABNT, 1987).

Estes estudos foram complementados com o uso da cal hidratada (CH-III) adicionada na composição das amostras que apresentaram melhores desempenhos. Foi adicionado o teor de 2% (em todos os solos) e de 4 % (somente nos solos de granulação fina). A metodologia permitiu avaliar se a adição da cal juntamente com o rejeito fino proporcionou melhor desempenho às composições.

A energia aplicada nestas composições com adição de cal foi à intermediária, sendo a cal adicionada juntamente com a água ao solo, 24 horas antes da realização da compactação, mantendo-se condições que preservassem ao máximo, a característica da mistura durante o armazenamento, isto a utilização de sacos plásticos hermeticamente fechados e guardados em câmara úmida.

Em todas as etapas desta fase da pesquisa, foram monitoradas as umidades de saturação e de compactação (ensaio na ótima) dos corpos de prova; determinando-se o grau de saturação (Sr), e o índice de vazios de cada corpo de prova ensaiado, exceto nas composições que tiveram adição de cal, devido a não realização do ensaio de massa específica dos grãos que passam na malha 4,8 mm NBR 6508 (ABNT, 1984).

Ressalta-se que em todos os ensaios realizados nesta etapa de investigação foi necessária a repetição de muitos pontos para atender os requisitos estabelecidos na metodologia proposta nesta pesquisa.

A perda de umidade após a moldagem, devido às condições climáticas, às prováveis heterogeneidades dos materiais (solo e rejeito), e os erros de execução em algumas amostras, foram os fatores que conduziram à repetição dos ensaios para que fossem atendidos os critérios estabelecidos de aceitação proposto nesta metodologia.

3.2.3. Investigação complementar de laboratório

Nesta etapa da pesquisa os trabalhos foram direcionados para a busca de informações complementares que viessem fornecer subsídios para entender as alterações percebidas nos comportamentos mecânicos e na expansibilidade das composições investigadas na fase anterior.

Uma das formas de investigação da morfologia, compacidade, mineralogia e contato entre as partículas sólidas destes solos e composições (solo + rejeito), foi através da utilização da técnica de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

As amostras de solos naturais de Goianira e de Caturai e de suas adições com 25% e 35% de rejeito respectivamente, foram moldadas nos parâmetros de umidade ótima e

densidade seca máxima, sendo posteriormente enviadas ao Centro de Apoio Tecnológico de Engenharia de Furnas Centrais Elétricas, para investigação na técnica MEV.

Pretendia-se avaliar com esta investigação a influência da adição do rejeito no arranjo estrutura do solo, para tentar obter informações que justificassem o melhor e o pior desempenho das composições.

Foi possível investigar apenas quatro composições nesta presente análise; o solo natural de Caturai e de Goianira, e as composições de Caturai contendo adição de 35% de rejeito, e de Goianira contendo adição de 25% de rejeito; ficando as demais amostras para complementações futuras.

A Figura 3.10 ilustra uma imagem obtida na investigação de Microscopia Eletrônica de Varredura, obtida na amostra de solo com adição de 35% de rejeito da cidade de Caturai. A figura apresenta uma ampliação da imagem em 500 X, percebendo-se a presença de partículas de rejeito e de uma cimentação natural, proveniente dos óxidos existentes no solo daquela região.

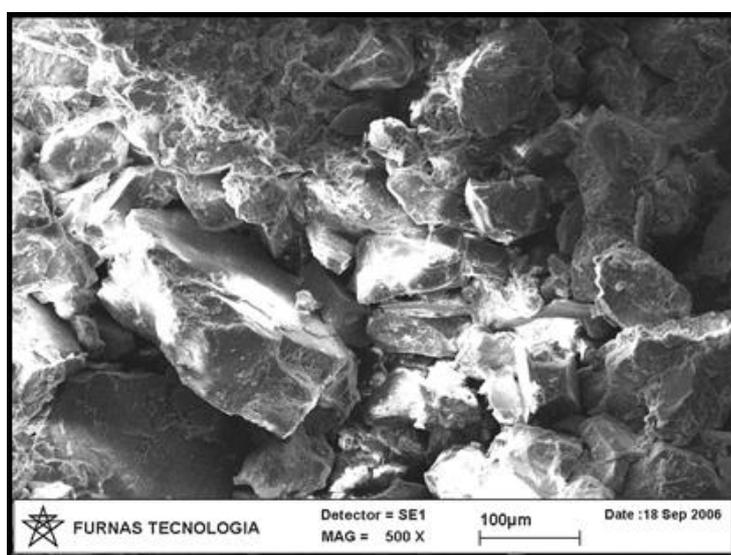


Figura 3.10. Microscopia Eletrônica de Varredura da Amostra de Caturai com adição de 35% de rejeito fino de Pedreira. Ampliação 500X.

Outro parâmetro analisado no comportamento das amostras de solo fino e das misturas foi a sucção. No laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB) foram realizados ensaios de sucção pelo Método do Papel Filtro, seguindo a ASTM-D5298 (ASTM, 1992), utilizando o papel Wathman 42 ,cujo equação de calibração é referendada por Marinho(1994) sendo:

Para umidade do papel superior a 47%

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05 - 2,48 \cdot \log w)} \quad (3.1)$$

Para umidade menor ou igual a 47%

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w)} \quad (3.2)$$

Procurava-se avaliar primeiramente, com a execução deste ensaio, a influência da sucção nos resultados obtidos de CBR realizados nas amostras em condições de não saturação, além de avaliar a influência deste parâmetro no comportamento resiliente das composições.

Outra proposta para a realização deste ensaio foi avaliar qual composição, solo natural ou solo com adição apresentaria maior valor de sucção nas condições de compactação de umidade ótima e como o efeito da não saturação refletiria nos resultados do CBR. Adicionalmente, foi avaliada a influência do grau de saturação e do índice de vazios nos valores obtidos da sucção e na forma da curva característica de sucção e também os efeitos nos valores do CBR.

Foi realizado este ensaio para as composições de Inhumas, Inhumas + 15% de rejeito, devido à pista experimental; Goianira, Goianira + 25% de rejeito, melhor desempenho entre as composições; Caturai e caturai + 35% de rejeito, bom desempenho na condição não saturada. Cada ensaio foi composto de 13 corpos de prova, estando um na umidade ótima e os 12 demais no ramo seco ou acima da ótima. Após serem envoltas no papel filtro, no filme plástico e no papel alumínio, as amostras foram armazenadas por 15 dias em uma caixa de isopor. Ao final deste período os papéis filtros foram pesados na balança de precisão (0,001g) e levados para secagem em estufa (temperatura 110 ± 5 °C), sendo novamente pesados. A diferença no teor de umidade representa a quantidade de água absorvida pelo papel filtro durante o contato com a amostra. Finalizando, foi determinado o peso específico aparente dos corpos de prova, pela metodologia da balança hidrostática NBR 10838 (ABNT, 1988).

A Figura 3.11 ilustra o ensaio de sucção realizado na pesquisa pelo método do papel filtro.



Figura 3.11. Ensaio de Sucção Metodologia do Papel Filtro ASTM- D 5298-92.

Para avaliação do comportamento mecânico dos materiais que apresentaram melhores desempenhos, foram realizadas nos solos e nas misturas, avaliações destes quando submetidos a carregamento cíclicos.

Neste sentido foram realizados ensaios para determinar o módulo de resiliência conforme a norma ME 131(DNER, 1994). Para a realização destes ensaios foram selecionadas as amostras de Inhumas, Goianira e do cascalho na condição natural, e de Goianira + 25% e Inhumas + 15% e do cascalho + 15% de rejeito, sendo as duas últimas utilizadas na pista experimental que sofreu adição deste material. É importante ressaltar o apoio do Laboratório de Materiais e Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo- USP, localizado na cidade de São Paulo, SP para a realização do ensaio de módulo de resiliência dos solos naturais e das respectivas misturas.

As composições foram moldadas dentro de cilindros padronizados, com dimensões de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro, compactadas em cinco camadas, dentro dos parâmetros de umidade ótima e peso específico seco máximo. As mesmas foram envoltas por membranas de borracha (proteção da amostra) sendo instalados extensômetros LVDT nas laterais destas amostras; em seguida, elas são acondicionadas dentro da célula triaxial cíclica.

Após a montagem da célula, as amostras passaram por um processo de acondicionamento com aplicação de tensões confinantes e desviadoras, sem registro de deformações. Aplicou-se então pares de tensões confinantes e desviadoras nas amostras, registrando-se as deformações, através de sistema informatizado. Os valores destes pares de tensões aplicadas são estabelecidos pela ME 131 (DNER, 1994). A Figura 3.12 ilustra o ensaio de módulo de resiliência, executado na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.



Figura 3.12. Ensaio de Módulo de Resiliência realizado na Escola Politécnica.

Adicionalmente, foram realizados naquele laboratório da USP, ensaio de pastilhas para a classificação e avaliação do comportamento destes solos e misturas pela metodologia MCT expedita. Estes ensaios foram realizados seguindo-se a metodologia tradicional, com pastilhas de dimensões mais reduzidas, e com a metodologia proposta por Bernucci e Godoy (2002), pastilhas de dimensões maiores e com alterações de procedimentos. Em relação a esta última metodologia, é interessante destacar que a mesma permite avaliar melhor o comportamento dos solos analisados, principalmente com relação ao seu comportamento de retração, expansão, além de possibilitar uma melhor visualização da superfície do corpo de prova, identificando aparecimento de trincas e alterações superficiais. Através dos resultados deste ensaio, realizou-se a classificação dos solos nas classes saprolítica, transicional e laterítica.

3.2.4 Estudo do Comportamento de Uma Composição em Uma Pista Experimental

Imbuído de comprovar a viabilidade técnica do uso do rejeito fino na estabilização de solos e na produção de pavimentos urbanos com volume de tráfego leve, foi construída uma pista experimental em uma via urbana localizado no Residencial Santa Bárbara, na cidade de Inhumas (GO).

No mês de maio de 2006, a Construtora Teodoro & Barreto estava realizando a pavimentação asfáltica do empreendimento imobiliário, sendo nesta oportunidade, executado

um trecho experimental com extensão de 72 metros de extensão e 6,0 metros de largura. Para a construção desta pista foram utilizados solo, com adição de aproximadamente 15% em volume de rejeito, que corresponde a 16,2% em peso, nas camadas de subleito e da base. A Figura 3.13. ilustra o momento do lançamento do rejeito no subleito.



Figura 3.13. Pista experimental, adição de rejeito para reforço do subleito.

O pavimento implantado possuía espessura de 20 cm para a camada de reforço de subleito e 20 cm de base, com o revestimento executado em tratamento superficial duplo com aplicação de emulsão RR2C (taxa 3,1l/m²) e imprimação em asfalto diluído CM-30 (taxa de 1,0 a 1,1 l/m²). Observou-se, contudo, que o trecho executado com adição de rejeito fino de pedreira necessitou de uma taxa de imprimação de 1,1 L/m² para promover uma boa impermeabilização da camada de base.

O tráfego na região onde foi implantado o pavimento é considerado como sendo muito leve; com um número de passagens de caminhões e ônibus não superior a 3 por faixa ao dia.

Estima-se que futuramente que o tráfego na região seja classificado em leve com um número de veículos padrões diário de 50 por faixa.

De acordo com as estimativas realizadas por Senço (1997) e Souza (1981), considerando um período de projeto de 10 anos com taxa de crescimento de 10% (por período de projeto), foi possível calcular o número N a ser considerado para análise deste pavimento; assim foi adotado o valor de $6,74 \times 10^5$ operações do eixo padrão.

Durante a execução das camadas do pavimento foram realizados ensaios de controle de compactação utilizando a metodologia do Frasco de Areia NBR 7185 (ABNT 1986) com o uso do umidímetro Speedy, em pontos alternativos da pista: borda

direita, centro e borda esquerda. Para confecção da pista experimental foi empregada a energia intermediária, para a camada de subleito, como para a camada de base.

No estado de Goiás existe uma prática de se aceitar valor de CBR em torno de 40% para materiais de base aplicados em pavimentos urbanos, devido à escassez de jazidas, em algumas regiões, que apresentem valores de CBR superiores a 60%. Além de que em pavimentos urbanos com tráfego leve a muito leve, o valor do CBR em torno de 40%, não vem comprometendo a durabilidade da estrutura destes pavimentos urbanos.

A Figura 3.14. ilustra a compactação da camada de subleito com a utilização da rejeito adicionado ao solo local.



Figura 3.14. Compactação da camada de subleito com o uso do rejeito.

Considerando a importância das análises relativas a pista experimental em relação ao desempenho da adição dos rejeitos ao solo, são descritas, a seguir os procedimentos adotados na execução da pista experimental. É importante ressaltar que à descrição destas etapas visam apresentar o método de mistura e a forma de como foi adicionado o rejeito na pista.

Execução da camada de subleito:

- Escarificação do solo na pista (greide colado);
- Lançamento e espalhamento do rejeito sobre a camada de subleito;
- Período de repouso para secagem do rejeito, duração 48 horas;
- Mistura, gradeamento do solo e rejeito;
- Adição de água e gradeamento para atingir a umidade ótima;
- Compactação com o rolo CA-25;

Execução da camada de base:

- Lançamento e espalhamento do solo granular sobre a camada de subleito;
- Lançamento do rejeito sobre o solo granular e mistura;
- Repouso de 48 horas para secagem da composição;
- Umidecimento, gradeamento e compactação da camada.

As Figuras 3.15. e 3.16. ilustram os processos de secagem do rejeito sobre a camada do subleito, e o lançamento do cascalho sobre a camada de subleito após a sua compactação e avaliação do grau de compactação e do desvio de umidade.



Figura 3.15. Secagem do rejeito na pista experimental em inhumas, Goiás



Figura 3.16. Lançamento do cascalho sobre a camada de subleito.

A Figura 3.17. ilustra o processo de compactação da camada de base, utilizando o equipamento CA-25; nesta camada sofreu adição de 15% em volume de rejeito.



Figura 3.17. Compactação da Camada de Base, Compactador CA-25.

Observou-se durante a execução das duas camadas anteriores, alguns comportamentos não convencionais, ocorridos durante o processo de construção destas estruturas, sendo importante de serem relatados. A primeira observação foi de que o processo de produção destas camadas são mais lentos do que os convencionais, visto que se faz necessário esperar o rejeito perder a umidade excessiva que o mesmo contém ao sair das pilhas. Outro fato relevante ocorrido durante a execução da camada do subleito, foi o surgimento de trincas superficiais em toda a extensão da camada. Em relação a estas trincas, serão abordadas no capítulo de análise de resultados, as possíveis causas que vieram originar a formação destas trincas. A ação adotada em campo para a eliminação destas trincas, foi a raspagem das mesmas, com a lâmina da motoniveladora, numa profundidade aproximada de 3 cm. Após esta operação, constatou-se uma grande redução destas trincas na camada inferior, sendo prosseguido o lançamento e espalhamento do cascalho sobre a camada do subleito.

Execução da camada de revestimento:

- Imprimação com asfalto diluído CM -30;
- Espalhamento de brita graduada 1 sobre a camada de base e rolagem com rolo liso;
- Banho com emulsão catiônica RR2C;
- Espalhamento da 2 camada de brita e compactação e banho com emulsão;

Após a execução de cada camada: subleito, base e da imprimação, foram realizados ensaios de campo para avaliar o comportamento das camadas do pavimento, determinação do grau de compactação e do desvio de umidade pela metodologia do frasco de areia e determinação da taxa de imprimação, ensaio de placa.

Após a conclusão da camada de base e da imprimação betuminosa, realizou-se a avaliação das deflexões nos dois pavimentos, o que foi construído com adição de rejeito de pedreira, bem como do pavimento que não sofreu adição deste material. Para esta avaliação foi utilizada a Viga Benkelman, sendo este levantamento realizado conforme as recomendações da ME 24 (DNER 1994). Foram realizadas 05 determinações ao longo de toda a pista experimental confeccionada com adição de rejeito, e em uma pista ortogonal, que não continha adição do rejeito nas camadas, num total de cinco determinações. A proposta de realizar os ensaios em ambas as condições tinha como intuito confrontar os resultados das duas bacias de deflexões médias. Em ambas situações foram realizadas determinações iniciadas a partir de 25 cm até a distância de 07 metros em relação ao ponto inicial de carregamento, sendo esta última distância adotada foi suficiente para a determinação das deflexões, isto é leitura extensômetro igual a zero.

A Figura 3.18 ilustra o ensaio de viga Benkelmam realizada na pista experimental que sofreu adição de rejeito.



Figura 3.18 Ensaio de Viga Benkelman, realizado na pesquisa.

Adicionalmente aos ensaios com a Viga Benkelman, foi determinado o coeficiente de rigidez e o módulo de elasticidade das camadas e dos solos para os dois pavimentos, utilizando o aparelho geogauge.

O intervalo de trabalho do aparelho compreende entre 3 e 70 MN por metro, para a rigidez e de 26 a 610MPa para o módulo de elasticidade. Em função das dimensões do aparelho e das frequências aplicadas, a profundidade de influência das medidas está entre 20 a 25 cm.

O objetivo deste levantamento foi o de avaliar a influência da adição do rejeito nestes parâmetros da camada e do solo. A Figura 3.19 ilustra o ensaio da determinação do coeficiente de rigidez e do módulo de elasticidade do solo, realizado na pista que não sofreu adição de rejeito.



Figura 3.19. Determinação dos parâmetros de Rigidez e do Módulo de Elasticidade, com o uso do Geogauge.

Para a camada executada com a adição de rejeito, foram realizadas três determinações do coeficiente de rigidez da camada e do módulo de elasticidade do solo. Este número reduzido foi devido à pequena extensão deste trecho. Os locais adotados para estas determinações foram em regiões próximas às extremidades e no centro da pista, permitindo até mesmo avaliar a compactação executada no campo.

Para a pista que não sofreu adição do rejeito e que possuía uma extensão de 160 metros de comprimento, foram realizadas cinco determinações, sendo uma delas descartadas, por apresentar valores muito discrepantes dos demais resultados. Quanto à disposição, foram realizados dois levantamentos próximos à extremidade da pista, e dois na parte central.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios realizados, cujas metodologias foram detalhadas no capítulo anterior, serão apresentados e analisados neste capítulo. Ressalta-se que as análises foram realizadas considerando o comportamento dos solos das regiões de Caturai, Goianira e Inhumas em condições naturais e associados com porcentagens pré-definidas de rejeito.

Para os solos e as associações que apresentaram os melhores e piores desempenhos foram realizados ensaios adicionais de sucção, microscopia eletrônica de varredura e módulo de resiliência, cujo intuito era buscar subsídios que viessem a colaborar para o entendimento do comportamento destas amostras.

Inicialmente, foram analisados os rejeitos e posteriormente os solos naturais e as misturas. O objetivo fundamental da avaliação preliminar do rejeito foi analisar seu comportamento geotécnico e a possibilidade de estabelecer uma metodologia ideal para sua associação com os solos da região.

4.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

4.1.1. Caracterização física dos rejeitos

Para a caracterização física dos rejeitos foram realizados ensaios de granulometria, com o uso do defloculante, limites de consistências e densidade dos grãos. Conforme apresentado no Capítulo 3, foram coletadas amostras em vários pontos, perto da entrada da barragem, no centro e na saída, sendo os pontos de coleta espaçados de uma distância mínima de 25 metros. Estes pontos de coleta ocorreram em decorrência da necessidade de avaliar a heterogeneidade ou homogeneidade do material no depósito. As amostras em função do ponto de coleta foram denominadas de Rejeitos 01 e 02, 03, 04, 05 e 06 coletadas dentro da barragem (Figura 4.1) e o Rejeito 07 na pilha de estocagem.

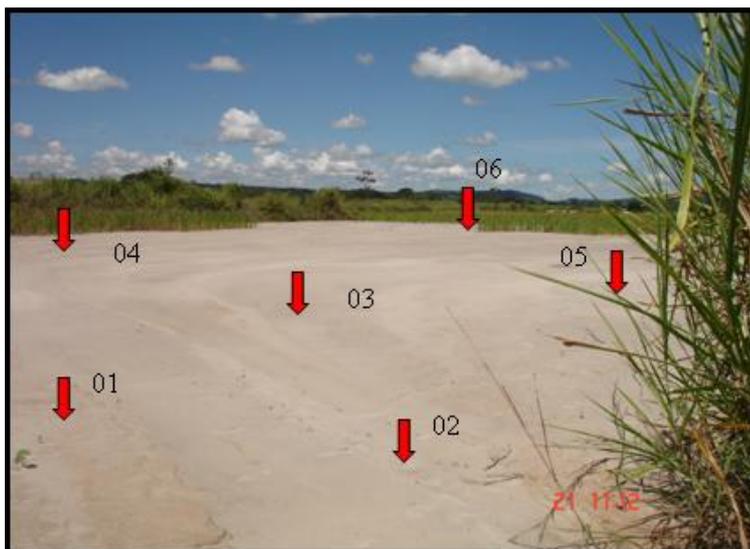


Figura 4.1. Localização dos pontos de coleta das amostras na barragem

As Tabelas 4.1 e 4.2. apresentam os resultados dos ensaios de caracterização realizados com as 7 amostras de rejeito, coletadas ao longo da barragem e da pilha. Na Figura 4.2 são apresentadas as curvas granulométricas obtidas para cada uma destas amostras.

Tabela 4.1. Caracterização física dos rejeitos pelos ensaios de consistência e densidade dos grãos.

Amostra	Consistência dos Solos			Massa Específica (KN/m ³)	Profundidade (m)
	WL (%)	WP (%)	IP (%)		
Rejeito 01	NP	NP	NP	26,93	0,5
Rejeito 02	NP	NP	NP	27,12	0,5
Rejeito 03	NP	NP	NP	27,15	2,0
Rejeito 04	NP	NP	NP	27,21	1,0
Rejeito 05	NP	NP	NP	27,08	1,0
Rejeito 06	NP	NP	NP	27,23	1,0
Rejeito 07	NP	NP	NP	27,15	Variável

NP = Não plástico

Tabela 4.2. Caracterização física dos rejeitos em função da análise granulométrica.

Amostras	Composição granulométrica % da fração, com defloculante								Índices Granulométricos	
	Pedregulho Grosso	Pedregulho Médio	Pedregulho Fino	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	CNU	CC
Rejeito 01	0,0	0,0	4,2	13,1	20,7	45,2	13,7	3,1	3,2	1,3
Rejeito 02	0,0	0,0	0,0	0,0	3,5	46,1	45,2	5,2	5,02	1,73
Rejeito 03	0,0	0,0	0,0	0,0	2,1	26,6	65,9	5,4	4,82	1,03
Rejeito 04	0,0	0,0	0,0	0,1	2,7	42,9	49,7	4,6	3,7	1,13
Rejeito 05	0,0	0,0	0,0	0,1	1,1	28,6	64,2	6,0	6,9	1,2
Rejeito 06	0,0	0,0	0,0	0,0	3,4	40,4	51,6	4,6	5,09	1,42
Rejeito 07	0,0	0,4	1,9	1,7	16,4	45,0	30,0	4,6	4,1	1,4

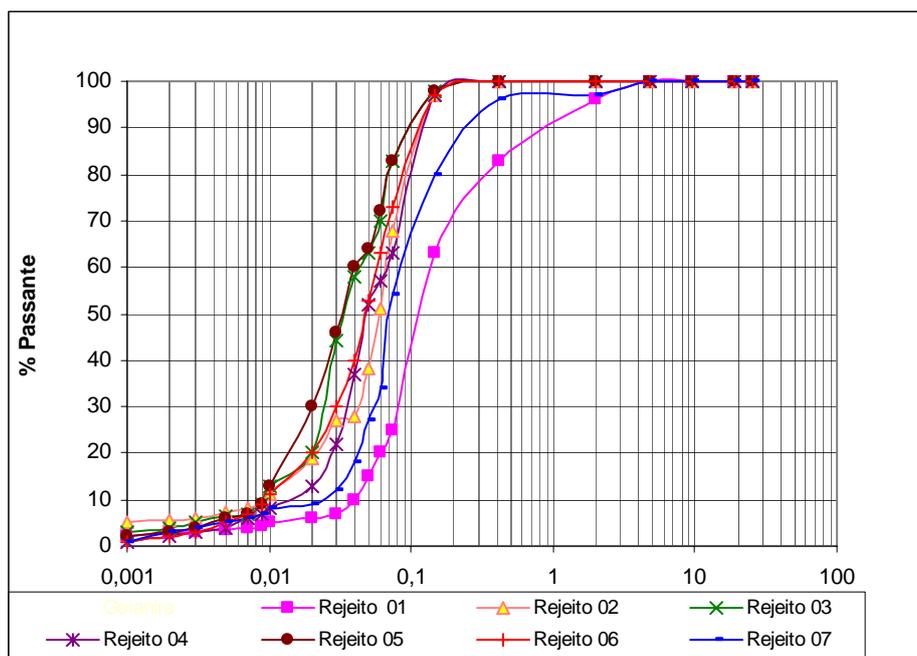


Figura 4.2. Resultados da análise granulométrica do rejeito com defloculante.

O rejeito fino de pedra apresentou em todas as amostras analisadas, um valor de peso específico dos sólidos (γ_s) muito homogêneo, com pouca variação, independente do ponto de coleta, sendo o valor médio de 27,12 kN/m³.

A exceção da Amostra 01 (mais arenosa) coletada próxima ao lançamento do rejeito na barragem, as demais se caracterizaram como sendo granulometricamente, uma areia silteosa ou um silte arenoso.

Tomando-se como referência os parâmetros granulométricos adotados para as areias, considera-se uma areia bem graduada aquela que apresenta coeficiente de não uniformidade (CNU) maior que 2, e coeficiente de curvatura (CC) entre 1 e 3. Assim, baseado nesta proposta, buscou-se caracterizar estas amostras conforme estes parâmetros. Entretanto, devido ao alto teor da fração silte presente nas amostras, tornou-se difícil incluir o rejeito analisado, nesta classificação. Apenas a amostra 01 poderia ser enquadrada como sendo uma areia bem graduada.

Com relação à plasticidade, verificou-se que o rejeito não apresenta esta propriedade, sendo considerado material não plástico (NP).

É importante ressaltar, que embora a maioria das amostras do rejeito apresente uma quantidade apreciável de partículas finas, em média 50 a 60 % de grãos menores que 0,074 mm, trata-se de um material oriundo do processo de britagem de uma rocha e não formado por processos de alterações com o tempo como o que ocorre com os solos naturais. Este fato é bastante significativo, pois poderá ocorrer que a fração granulométrica argilosa ou siltosa, presente no rejeito, não expresse, na prática, o comportamento relativo aos solos naturais que contém estas frações em sua composição. Neste caso, a análise do comportamento de plasticidade é fundamental para avaliar estas propriedades.

Outra observação a ser destacada é com relação à heterogeneidade granulométrica deste material. Nos resultados apresentados, observa-se que ocorre uma modificação entre os teores de silte, areia média e areia fina, nas amostras analisadas. O processo de segregação hidráulica, ocorrido durante a deposição do rejeito na barragem e as possíveis modificações nas características do maciço rochoso, citado no capítulo anterior, são fatores que contribuem para esta heterogeneidade.

4.1.2. Caracterização física das amostras de solo natural e das misturas

Os solos naturais analisados nesta pesquisa, conforme descrito no capítulo anterior, foram obtidos em regiões próximas à pedreira. Esta escolha deveu-se ao fato de possibilitar o aproveitamento dos rejeitos em aplicações com solos da região, diminuindo a distância de transporte e viabilizando sua utilização. As misturas foram definidas com base nas experiências já adquiridas a partir de outras associações de solos naturais e rejeitos. Neste sentido, conforme já apresentado, foram adotados teores de rejeitos de 15, 25 e 35 %.

Neste sentido, igualmente ao rejeito, os solos das três regiões, o solo granular (cascalho) e as respectivas misturas foram submetidos aos mesmos ensaios de caracterização.

Os resultados obtidos para todas as amostras ensaiadas estão apresentados nas Figuras 4.3 a 4.5 e nas Tabelas 4.3. e 4.4.

Observa-se que a faixa granulométrica obtida para o rejeito fino corresponde a um material mais fino que os solos estudados em estado natural, ou seja, sem o uso do defloculante. Nota-se também que as curvas granulométricas dos dois tipos de material são paralelas.

Granulometricamente o solo de Caturai, quando analisado pela metodologia preconizada pela ABNT, ou seja, com a utilização de defloculante, caracterizou-se como sendo uma areia argilosa ou areia argilo-siltosa.

Alternativamente, visando avaliar a influência dos óxidos e hidróxidos, que promovem a cimentação e a agregação das partículas sólidas nos solos tropicais, foi realizado o ensaio sem o uso do defloculante. Os resultados destes ensaios (Figura 4.3) revelaram uma alteração na classificação granulométrica desta amostra, sendo neste caso classificada como uma areia (84%) com presença de argila, silte e pedregulho.

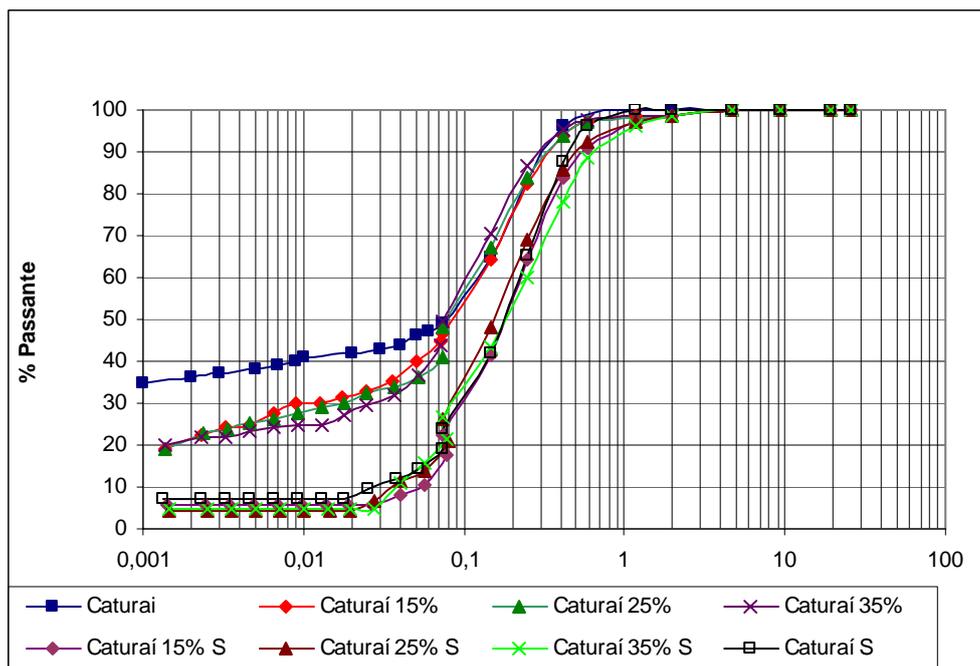


Figura 4.3. Resultados da análise granulométrica do solo e Composições de Caturai com o uso e sem o uso de defloculante.

Assim, a execução de ensaio, sem o uso do defloculante, possibilitaria comprovar, em todas as amostras, a influência desta cimentação natural na agregação das partículas sólidas, o que poderia traduzir na modificação da classificação granulométrica de todos os solos analisados. Desta forma, nesta pesquisa, este procedimento, a título de avaliação da existência destas agregações, foi adicionalmente adotado para todas as amostras.

O solo de Goianira foi caracterizado granulometricamente, como sendo uma argila silto-arenosa, quando o ensaio foi realizado com o uso de defloculante (Figura 4.4). Entretanto, quando não adotou o uso deste agente dispersor, a amostra apresentou-se como uma areia (83,9%).

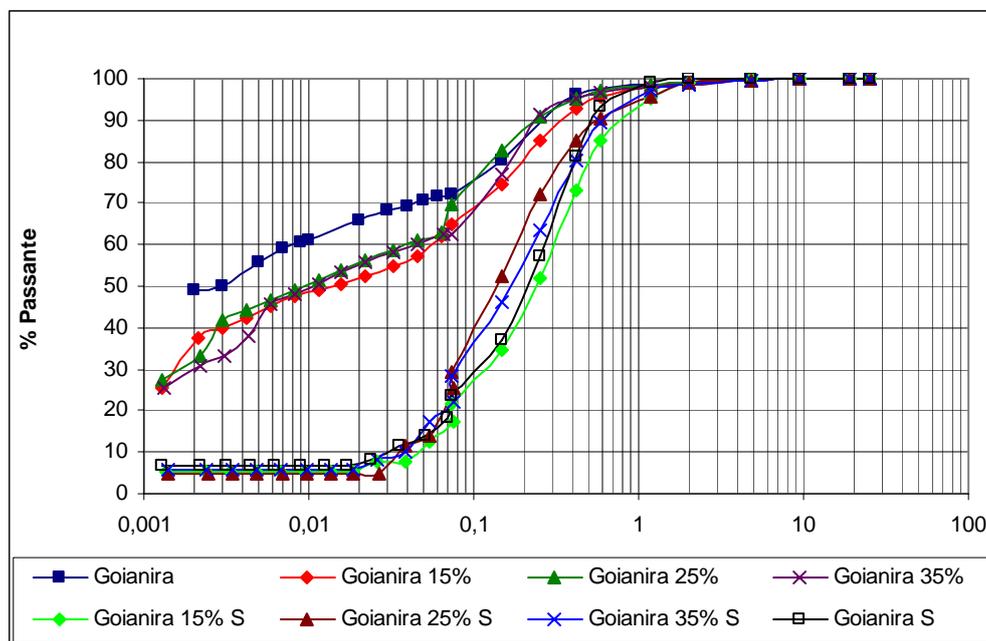


Figura 4.4. Resultados da análise granulométrica do solo e composições de Goianira com o uso e sem o uso de defloculante.

O solo de Inhumas apresentou-se granulometricamente como sendo uma argila (51%) com presença de areia e silte (Figura 4.5). Quando avaliada no ensaio sem o uso do defloculante, a amostra do solo de Inhumas apresentou-se como sendo uma areia (84%), constatando ainda, presença de argila e silte.

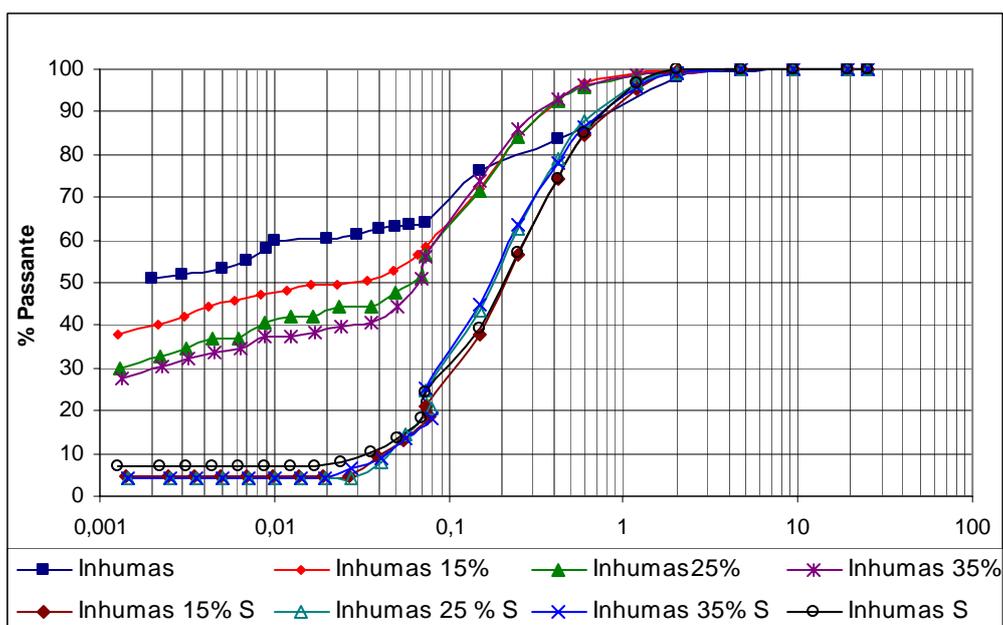


Figura 4.5 Resultados da análise granulométrica do solo e composições de Inhumas sem e com o uso de defloculante.

Considerando a distribuição granulométrica obtida para cada amostra, a Tabela 4.3 apresenta um resumo das porcentagens das diferentes frações obtidas para os solos naturais, e associações com o rejeito para o ensaio de granulometria com uso de defloculante.

Tabela 4.3. Caracterização física dos solos, em função da análise granulométrica

Amostras	Composição granulométrica % da fração , com defloculante.								Índices Granulométricos	
	Pedregulho Grosso	Pedregulho Médio	Pedregulho Fino	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila	CNU	CC
Caturai	0,0	0,1	0,2	4,5	30,3	15,3	11,6	38,0	ND	ND
Caturai 15%	0,0	0,0	1,2	1,6	23,7	31,4	21,0	21,1	ND	ND
Caturai 25%	0,0	0,2	1,2	1,7	21,5	37,6	16,6	21,2	ND	ND
Caturai 35%	0,0	0,1	1,1	1,2	19,1	39,0	18,2	21,3	ND	ND
Goianira	0,0	0,0	0,6	3,8	16,5	7,3	27,7	44,1	ND	ND
Goianira 15%	0,0	0,0	1,0	3,1	15,9	19,3	25,1	35,6	ND	ND
Goianira 25%	0,0	0,2	0,7	2,1	10,2	24,3	30,6	32,0	ND	ND
Goianira 35%	0,0	0,4	0,8	2,2	12,5	22,2	32,3	29,7	ND	ND
Inhumas	0,0	0,0	0,2	1,6	14,7	14,1	18,4	51,0	ND	ND
Inhumas 15%	0,0	0,1	0,4	3,0	18,4	22,9	15,5	39,7	ND	ND
Inhumas 25%	0,0	0,0	1,0	3,0	18,1	28,1	17,7	32,1	ND	ND
Inhumas 35%	0,0	0,1	1,0	2,6	16,4	32,2	18,1	29,5	ND	ND
Cascalho	8,2	19,8	8,1	5,9	11,0	15,1	12,6	19,3	588,0	1,19
Cascalho 15%	6,9	15,4	7,0	3,7	12,0	23,3	15,9	15,8	176,5	5,30
Cascalho 25%	7,7	10,8	7,4	4,1	11,0	27,1	16,8	15,1	137,5	7,10
Cascalho 35%	6,2	8,8	5,8	2,2	12,0	31,5	19,8	13,7	22,9	2,51

O solo de Caturai foi classificado pelas metodologias TRB, SUCS e MCT, respectivamente, em A-6, CL, LG', apresentando Índice de Grupo (IG) de 5,0 (índice relativo a metodologia TRB). O peso específico dos sólidos foi de 26,99 kN/m³ (Tabela 4.4), valor que reflete a sua mineralogia, composta por minerais principais, quartzo e gibsita, e minerais subordinados, caulinita; sendo estas informações mineralógicas, obtidas em ensaio do raio-X a ser apresentado posteriormente. Em relação à consistência este solo apresentou o índice de plasticidade igual a 15,2%, valor coerente com o teor da fração argila existente, em torno de 38%.

O solo de Goianira, considerando também a metodologia preconizada pela ABNT, foi classificada nas metodologias TRB, SUCS e MCT respectivamente em: A-7-6, CL e LG', com Índice de Grupo igual a 11,8. O peso específico dos sólidos foi de 28,39 kN/m³, com índice de plasticidade de 16,2% (Tabela 4.4). Estes valores refletem a presença de gibsita, goethita, e caulinita, constatadas no ensaio de raios-X, a ser detalhado posteriormente.

Para a condição preconizada pela norma, o solo Inhumas foi classificado pelas metodologias TRB, SUCS e MCT em: A-7-6, CL e LG', respectivamente, com Índice de Grupo 13,6. O peso específico dos sólidos de 27,87 kN/m³ (Tabela 4.4) reflete a mineralogia dos solos tropicais, que apresenta a presença de gibsita, goethita, quartzo, hematita e caulinita. O índice de plasticidade foi de 19,4%, refletindo a presença de minerais de ferro e o elevado teor da fração argila existente no solo.

Tabela 4.4. Caracterização física dos solos, em função da consistência e da densidade dos grãos.

Amostras	Consistência dos Solos			Peso Específico (kN/m ³)	TRB	SUCS	MCT	Índice de Grupo
	WL (%)	WP (%)	IP (%)					
Caturai	33,1	17,9	15,2	26,99	A-6	CL	LG'	5,0
Caturai 15%	28,0	21,0	7,0	26,20	A-4	SM	LA'	2,5
Caturai 25%	27,0	21,0	6,0	26,30	A-4	SM	NA'	2,8
Caturai 35%	27,0	24,0	3,0	26,10	A-4	SM	NA'	3,0
Goianira	47,2	31,1	16,2	28,39	A-7-6	CL	LG'	11,8
Goianira 15%	40,0	30,0	10,0	27,40	A-4	CL	LA'	5,8
Goianira 25%	36,0	27,0	9,0	27,40	A-4	CL	LA'	6,8
Goianira 35%	34,0	25,0	9,0	27,00	A-4	CL	NA'	6,5
Inhumas	47,9	28,5	19,4	27,87	A-7-6	CL	LG'	13,6
Inhumas 15%	32,0	22,0	10,0	27,30	A-4	CL	LG'	4,8
Inhumas 25%	32,0	23,0	9,0	26,70	A-4	CL	LG'	4,7
Inhumas 35%	29,0	22,0	7,0	26,50	A-4	SM	LA'	4,3
Cascalho	33,3	20,8	12,5	26,86	A-2-6	GM	-	0,8
Cascalho 15%	26,4	16,0	10,4	26,81	A-2-6	GM	-	1,0
Cascalho 25%	24,4	14,5	9,9	26,52	A-4	GM	-	1,8
Cascalho 35%	24,4	15,5	8,9	26,47	A-4	GM	-	2,0

Levando-se em consideração os índices de grupo e a classificação obtida no sistema de classificação TRB, todas as amostras analisadas podem ser classificadas como materiais aptos a serem aplicados em reforço de subleito. Contudo, adotando a mesma metodologia de classificação estes solos são considerados fracos a pobres para uma aplicação em camadas de sub-base e base.

Nos resultados obtidos para o cascalho (Figura 4.6), percebe-se que o mesmo enquadra-se granulometricamente como um pedregulho quartzoso, apresentando ainda presença das frações, argila, areia e silte. A porcentagem de partículas retidas na peneira 4,8 mm (Pedregulho) encontra-se em torno de 36,1%, sendo o mesmo classificado conforme os sistemas TRB e SUCS em A-2-6 e GM, respectivamente.

Analisando as curvas granulométricas características destes materiais, observa-se um aspecto descontínuo entre as dimensões 2,0 a 0,40 mm, não havendo uniformidade na distribuição das frações existentes. O cascalho apresenta um índice de plasticidade de 12,5% e peso específico dos sólidos de $26,86 \text{ kN/m}^3$, valores estes influenciados pelo menor teor de argila no solo e pela mineralogia com presença de quartzo, caulinita, muscovita, goetita.

Observa-se que o rejeito adicionado não é capaz de suprir essa descontinuidade das curvas granulométricas dos solos, sendo esta suprimida de forma parcial nos solos naturais mais finos.

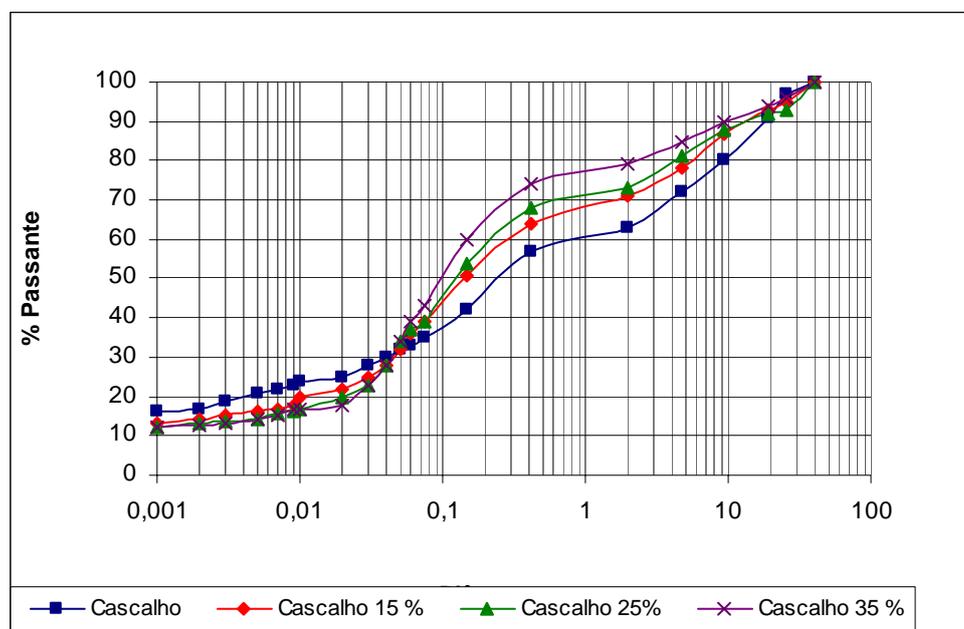


Figura 4.6. Resultados da análise granulométrica do solo granular denominado de cascalho com o uso de defloculante.

Com a incorporação de rejeito em todos os solos, nos teores de 15, 25 e 35%, pode-se observar modificações semelhantes nas características granulométricas, no peso

específico dos sólidos e na plasticidade dos solos analisados. Estas associações acarretaram alterações em quase todas as amostras em relação à sua classificação original nos sistemas propostos.

Com a adição do rejeito à massa do solo, ocorreu a redução do peso específico dos sólidos em relação ao valor obtido para o solo na condição original. Observou-se que quanto maior a quantidade de rejeito adicionado ao solo natural, maior foi a redução no valor do peso específico da composição. Para as amostras dos solos naturais de Goianira e Inhumas a adição de 35% de rejeito propiciou uma redução de 5% do peso específico em relação ao valor do solo natural, possivelmente pela presença do quartzo no rejeito.

O solo fino de Caturai e o cascalho foram os materiais que tiveram menores reduções em seu peso específico em relação ao valor do solo natural, quando da adição do rejeito, comparados aos demais solos pesquisados. Acredito que devido à proximidade entre os pesos específicos do rejeito e destes dois solos a variação no peso específico foi pouco significativa, evidenciando uma pequena redução no valor do peso específico destas misturas em relação ao solo natural.

Em relação aos solos de Goianira e de Inhumas que sofreram maiores alterações em seu peso específico, pode-se considerar a mesma interpretação. Ambos os solos possuem gibsitita e os óxidos e hidróxidos de ferro como minerais principais e subordinados, divergindo do mineral principal do rejeito que é quartzo e os feldspatos.

A propriedade de plasticidade foi também afetada pela incorporação do rejeito à massa dos solos. Em todas as composições o índice de plasticidade foi reduzido quando comparado aos mesmos índices obtidos para os solos na condição natural. Na maioria absoluta das amostras observou-se que quanto maior o teor de rejeito adicionado, menor foi o índice de plasticidade obtido. Esta tendência se justifica pela redução do teor de argila e aumento dos teores de areia e silte, frações predominantes no rejeito.

Em relação à distribuição granulométrica (Tabela 4.3), os ensaios realizados com o uso do defloculante permitiram verificar que a adição de rejeito proporcionou um aumento percentual nos teores das frações de areia fina e silte, com a redução no teor da fração argila. No solo granular (cascalho), observou-se uma redução do teor da fração pedregulho, sendo mais acentuada quando da inclusão de 35% de rejeito.

Em relação aos solos naturais e suas respectivas misturas, quando analisadas granulometricamente sem o uso do defloculante, verifica-se que a adição de rejeito aos solos naturais praticamente não alterou os percentuais das frações granulométricas do solo natural. Os teores da fração areia permaneceram praticamente inalterados, mantendo um percentual

médio de 82%. As frações silte e argila sofreram uma variação percentual máxima de 4% entre a amostra do solo natural e suas misturas com rejeito.

Quando comparadas as duas condições de ensaio, com e sem o uso do defloculante, verificou-se que as amostras ensaiadas sem este agente dispersor apresentaram uma característica mais granular, com maior presença de areia em detrimento aos percentuais de silte e argila. Este comportamento tende a comprovar a ação da cimentação natural dos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio presentes nos solos.

Em relação à tentativa de se realizar a classificação das misturas através dos sistemas de classificação usuais e através da realização dos ensaios de MINI-MCV ME-258 (DNER,1994), perda de massa por imersão ME 256 (DNER,1994) e da norma CLA 259 (DNER,1996), foi observado que a inclusão de rejeito a massa do solo natural proporcionou modificações no comportamento da mistura o que conduziu a enquadrar o material resultante em outro grupo de classificação, principalmente quando a adição de rejeito ocorreu em teores mais elevados. Nos solos da cidade de Caturai e Goianira, observou-se inclusive mudanças da classe laterítica para não laterítica, relativa ao sistema MCT.

Como na metodologia proposta de trabalho não foram previstos e nem realizados ensaios compactação e de Mini-CBR, ensaios de permeabilidade, de absorção e contração não foi possível correlacionar o comportamento das misturas com aquele preconizado para os solos naturais pela CLA 259 (DNER,1996), fazendo-se necessária a realização futura destas investigações.

Ressalta-se que estas metodologias de classificações são propostas para solos naturais, e que as misturas são resultados destes materiais com adição de compostos minerais, podendo apresentar limitações nas interpretações dos resultados.

4.1.4. Caracterização química e mineralógica do rejeito e dos solos naturais

As análises químicas e mineralógicas tiveram como objetivo avaliar de forma mais precisa as possíveis interações entre o rejeito e os solos naturais. Neste sentido, foram realizados ensaios de análise química e difração de raios-X nas amostras de solo natural e rejeito. Os resultados destes ensaios encontram-se apresentados nas Tabelas 4.5 e 4.6.

Tabela 4.5. Resultados da análise química e de pH do rejeito e dos solos pesquisados.

Amostra	Óxidos presentes em (%)			K _i = (SiO ₂ /Al ₂ O ₃)	K _r = (SiO ₂ /Al ₂ O ₃ .Fe ₂ O ₃)	pH H ₂ O	pH KCl	Diferença KCl – H ₂ O
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃					
Rejeito	21,78	2,84	0,93	13,04	10,78	8,0	8,8	0,8
Caturai	14,67	3,41	6,92	7,31	3,18	4,3	5,6	1,3
Cascalho	14,78	14,20	6,26	1,77	1,38	5,5	6,3	0,8
Goianira	17,11	8,36	5,92	3,48	2,39	4,4	5,2	0,8
Inhumas	13,12	5,27	4,24	4,23	2,79	4,7	5,5	0,8

Tabela 4.6. Resultados da análise por difratometria de raios-X.

Amostra	Composição Mineralógica - Raio - X
Rejeito	Quartzo(SiO ₂), Muscovita(kNa)(AlMgFe) ₂ (Si ₃ AlO ₉).O ₁₀ (OH) ₂ , feldspatos, clorita e esmectita
Caturai	Quartzo, Caulinita(Al ₂ SiO ₅ (OH) ₄), Gibsita (Al(OH) ₃),Hematita(Fe ₂ O ₃) e Montmorilonita
Cascalho	Quartzo, Muscovita, Caulinita, Goetita(FeO(OH)),Hematita, magnetita(Fe ₂ O ₄) e ilita Kal ₂ Si ₃ AlO ₁₀ (OH) ₂
Goianira	Caulinita,Gibsita, Goetita
Inhumas	Quartzo, Caulinita, Gibsita, Goetita, Hematita, Magnetita

Em relação aos ensaios de pH realizados em cloreto de potássio (KCl) e em água (H₂O), verifica-se que a diferença entre o pH obtido em solução de cloreto de potássio e realizado em água, apresenta valores positivos. Este comportamento indica a predominância de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, o que foi comprovado no ensaio de raio-X (Tabela 4.6).

Todos os valores de pH obtidos ficaram entre 4 e 6,5, valores característicos de solos ácidos mais intemperizados. Os valores de pH dentro desta faixa de valores indicam maior influência das forças de atração entre as partículas do solo (agregação). Este comportamento foi comprovado pela análise granulométrica sem o uso do defloculante que confirmou esta agregação. Entretanto, o rejeito fino de pedreira apresentou um pH em água igual a 8, caracterizando um comportamento ligeiramente alcalino.

É importante ressaltar que o ensaio de ataque químico por ácido sulfúrico é bastante empregado em estudos agrônomicos para avaliar o grau de intemperização dos solos e permite ainda a determinação das relações moleculares sílica/alumínio (K_i) e sílica/sesquióxidos (K_r). Estes valores fornecem informações sobre o grau de intemperismo

sofrido pelos solos e tendem a complementar as informações sobre a mineralogia e a química dos solos e do rejeito.

No ensaio de ataque por ácido sulfúrico é possível também determinar a porcentagem do elemento químico em forma de óxidos presente na amostra. Já no estudo a partir das difrações de raios-X, busca-se a determinação da presença do mineral e dos argilos-minerais, presentes nas amostras, não quantificando os mesmos em termos percentuais.

Os valores de K_i e K_r (Tabela 4.5) apresentaram índices mais elevados para o rejeito do que para os solos naturais, o que é condizente, devido ao mesmo ser um material proveniente do processo de britagem, não havendo tempo suficiente para sofrer intemperização química.

Na análise dos coeficientes K_i e K_r para os solos naturais constata-se que o solo granular (cascalho) apresentou os menores índices, sendo, portanto, os mais intemperizados de todas as amostras analisadas. Este material foi o único classificado como solo laterítico de acordo com o índice K_i obtido. A confirmação deste grau de alteração elevada, também foi demonstrada nos ensaios de raios-X, onde pode-se observar a presença de minerais primários, quartzo, muscovita, e de minerais secundários, caulinita, goethita, hematita, gibsita, ilita, magnetita.

É importante ressaltar que a análise do grau de intemperismo dos solos através dos coeficientes K_i e K_r são alvos de críticas e questionamentos por muitos pesquisadores. Tan (1998), Moura et al (2006) e Gidgasu (1976) citado por Araki (1997). Estas pesquisas consideram que a utilização destes índices para a definição precisa da natureza de um solo laterítico não é conclusiva. Além disto, o ensaio por ataque sulfúrico é susceptível a erros devido á concentração de reagentes utilizados durante o ensaio.

Estas ressalvas tornam-se necessárias devido ao contraste obtido nos resultados dos ensaios de raio-X e dos coeficientes K_i e K_r , visto que os solos naturais finos analisados possuem características de solos lateríticos, porém os valores de K_i obtidos foram superiores a 2,0; não caracterizando o comportamento laterítico.

Destaca-se, portanto a necessidade de realizar outros ensaios de caracterização química e mineralógica, tal como o ensaio de raio-x, cuja proposta é a de definir de forma mais precisa a composição do solo. Em relação a esta técnica de análise é conveniente destacar que a mesma fornece resultados pontuais, ou seja, a análise é referente a uma fração específica da amostra.

Através de análise dos gráficos de difração de raio-X (Apêndice I) foi possível obter algumas informações relevantes dos materiais analisados. No rejeito, o quartzo e o

feldspato são os minerais principais e a muscovita, o mineral subordinado, apresentando ainda, traços de clorita e esmectita.

Na amostra de cascalho a caulinita, o quartzo e os óxidos de ferro são os minerais primários. Para o solo de Caturai os minerais principais são os quartzos e a gibsita; os subordinados, a caulinita e a hematita, com traços de montmorilonita. A amostra de Goianira por sua vez, apresenta como mineral principal a gibsita, sendo a goethita e a caulinita os minerais subordinados. Inhumas apresenta a gibsita como sendo o seu mineral principal, goethita, caulinita, quartzo e hematita como minerais subordinados e a magnetita o traço.

A amostra de Caturai foi a que apresentou os maiores teores de quartzo e gibsita. A caulinita tem seu maior teor no cascalho, sendo seu teor nos demais solos, praticamente iguais. O solo com maior teor de ferro é o de Inhumas, seguido pelo cascalho. A gibsita apresenta teor bem próximo para os solos de Goianira, Inhumas e para o cascalho; e o quartzo é praticamente igual no solo de Inhumas e no cascalho.

4.2 COMPACTAÇÃO, CBR E EXPANSÃO

Após a caracterização física e química dos materiais a pesquisa direcionou-se para o estudo do comportamento mecânico e de expansibilidade dos solos naturais e das misturas de solo com adição de rejeito. Neste contexto, foram realizados ensaios de compactação nas amostras de solos naturais nas energias do Proctor normal, intermediário e modificado e para as misturas foram utilizadas apenas as energias intermediária e modificada.

Além da determinação dos parâmetros de compactação (w_{ot} e γ_{dmax}), avaliação do aspecto e forma da curva de compactação, foram realizados ensaios de expansão e CBR em todas as amostras.

Adicionalmente, complementando estas investigações, foram realizados ensaios de compactação, expansão e CBR com adição de cal hidratada, nos teores de 2 e 4% em peso da amostra nas composições que apresentaram melhores desempenhos.

4.2.1. Resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão

Os resultados dos ensaios de compactação, expansão e CBR realizados nas amostras de solos de Caturai e nas respectivas misturas com os diferentes teores de rejeito estão apresentados nas Tabelas 4.7 e 4.8, e ilustrados nas Figuras 4.7. e 4.8.

Nas composições pesquisadas para o solo de Caturai, a umidade ótima foi reduzida com o aumento do teor de rejeito adicionado ao solo natural. Porém, o peso específico aparente seco máximo obtido para adições de 15 e 25% de rejeito, ficou bem próximo, inclusive em relação ao valor obtido para o solo natural sendo respectivamente 17,71 kN/m³, 17,88 kN/m³ e 17,78 kN/m³ para o solo natural, adição de 15 e 25 % de rejeito respectivamente.

Tabela 4.7. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Caturai.

Material	Caturai		
	Com Imersão	Com Imersão	Sem Imersão
Tipo do ensaio.	Com Imersão	Com Imersão	Sem Imersão
Energia Aplicada.	E.N.	E.I.	E.I.
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ Médio(kN/m ³)	17,00	17,71	17,71
w _{ot} Média (%)	17,8	16,8	16,8
CBR Médio (%)	11	17	21
Desvio Padrão	0,35	1,81	1,29
Expansão Média (%)	0,0	0,0	-
Desvio Padrão	0,02	0,00	-
Índice de vazios Médio.	0,63	0,53	0,52
Grau de Saturação (%)	100,0	88,0	85,9

Tabela 4.8. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Caturai com adições de rejeito.

Material	Caturai + 15% rejeito	Caturai + 15% rejeito	Caturai + 25% rejeito	Caturai + 25% rejeito	Caturai + 35% rejeito	Caturai + 35% rejeito
Tipo do ensaio.	Com Imersão	Sem Imersão	Com Imersão	Sem Imersão	Com Imersão	Sem Imersão
Energia Aplicada.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.
$\gamma_{dm\acute{a}x}$. Médio(kN/m ³)	17,88	17,88	17,78	17,78	17,67	17,67
w _{ot} Média (%)	16,1	16,0	13,7	13,7	12,8	12,8
CBR Médio (%)	17	22	13	28	12	28
Desvio Padrão	1,13	0,52	0,35	0,28	0,13	0,30
Expansão Média (%)	0,0	-	0,1	0,0	0,0	-
Desvio Padrão	0,02	-	0,02	0,00	0,01	-
ndice de vazios Médio.	0,47	0,5	0,48	0,48	0,48	0,48
Grau de Saturação (%)	98,2	89,8	94,6	75,1	98,5	68,1

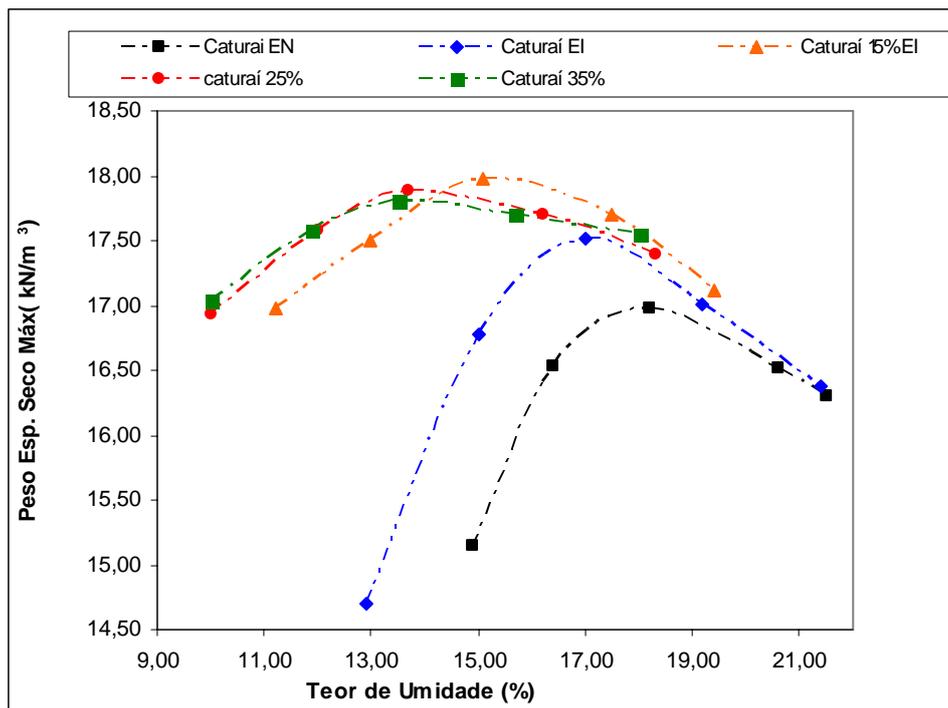


Figura 4.7. Curvas de compactao médias das amostras de Caturai.

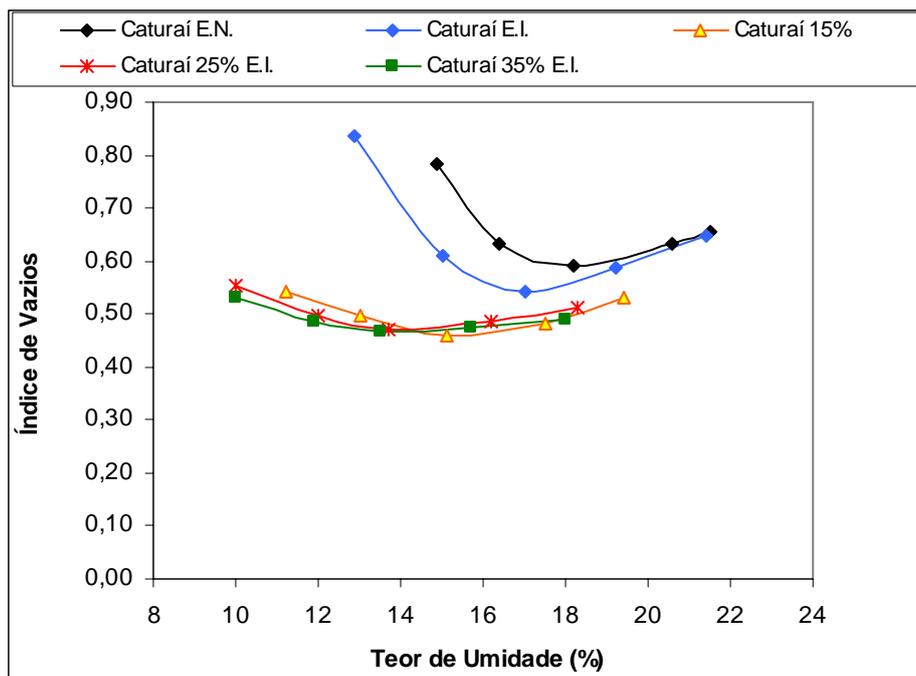


Figura 4.8. Curva do índice de vazios médio das amostras de Caturai.

A partir da adição do teor de 35% de rejeito ao solo o valor do $\gamma_{dm\acute{a}x}$ apresentou redução de 0,7 % em relação aos valores obtidos com as demais misturas e com o solo natural. O mesmo comportamento foi observado para a variação da umidade ótima, que reduziu em 1% em relação à composição que recebeu adição de 25% de rejeito. Nos estudos de mineralogia, verifica-se que tanto o solo de Caturai como o rejeito, possuem com mineral primário o quartzo; aliado a esta análise da mineralogia do solo de Caturai e do rejeito verifica-se que o primeiro apresenta-se como sendo o mais arenoso dos solos naturais analisados, característica também do rejeito. Estes fatores provavelmente influenciaram nesta pequena variação, observada nos valores dos pesos específicos.

O índice de vazios das composições correspondente à adição de 15 e 25% de rejeito, na umidade ótima, ficaram muito próximos, da ordem de 0,47 e 0,48, sendo estes valores menores do que o obtido para o solo natural ($e = 0,53$).

À medida que se adicionava maior porcentagem rejeito ao solo de Caturai, as curvas de compactação foram sofrendo modificações, ficando mais abatidas e, tornando-se mais suaves. Este fato tende a evidenciar comportamento de um solo mais arenoso.

Os resultados da investigação dos parâmetros de compactação, do CBR e da expansão, das amostras de solos naturais e das misturas de Goianira, estão apresentados nas Tabelas 4.9 a 4.10, sendo ilustrado nas Figuras 4.9. e 4.10 as curvas de compactação médias e variação dos índices de vazios obtidos nas amostras analisadas.

Tabela 4.9. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Goianira.

Material	Goianira		
	Com Imersão	Sem Imersão	Com Imersão
Energia Aplicada.	E.N	E.I.	E.I
γ_d máx. Médio(kN/m ³)	14,10	15,62	15,62
w _{ot} Média (%)	28,8	27,4	27,4
CBR Médio (%)	7	23	13
Desvio Padrão	0,49	0,35	0,31
Expansão Média (%)	0,1	-	0,1
Desvio Padrão	0,01	-	0,01
Índice de vazios Médio	1,01	0,82	0,82
Grau de Saturação (%)	100,0	94,7	99,3

Tabela 4.10. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Goianira com adições de rejeito.

Material	Goianira + 15% rejeito	Goianira + 15% rejeito	Goianira + 25% rejeito	Goianira + 25% rejeito	Goianira + 35% rejeito	Goianira + 35% rejeito
	Com Imersão	Sem Imersão	Com Imersão	Sem Imersão	Com Imersão	Sem Imersão
Energia Aplicada.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.
$\gamma_{dmáx.}$ Médio(kN/m ³)	16,62	16,62	16,96	16,96	17,16	17,16
w _{ot} Média (%)	22,6	22,6	20,6	20,6	19,7	19,7
CBR Médio (%)	18	21	20	24	18	27
Desvio Padrão	1,46	0,90	0,25	0,37	2,02	1,93
Expansão Média (%)	0,0	-	0,0	-	0,1	-
Desvio Padrão	0,03	-	0,05	-	0,04	-
Índice de vazios Médio.	0,66	0,66	0,62	0,62	0,57	0,57
Grau de Saturação (%)	99,3	95,9	96,4	92,0	97,2	93,0

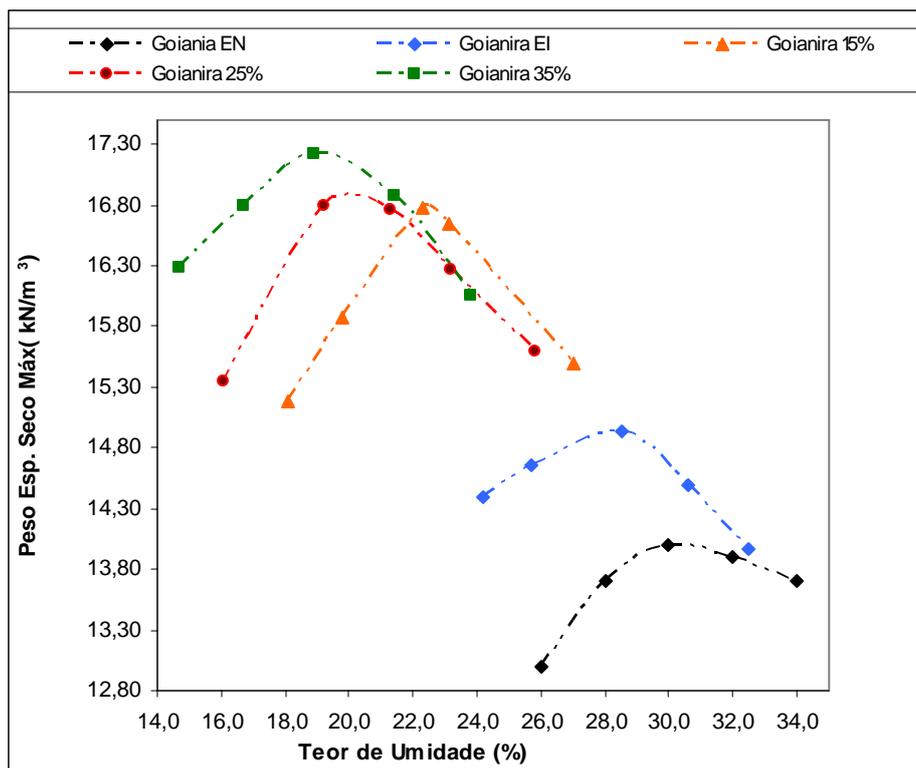


Figura 4.9. Curvas de compactação médias das amostras de Goianira.

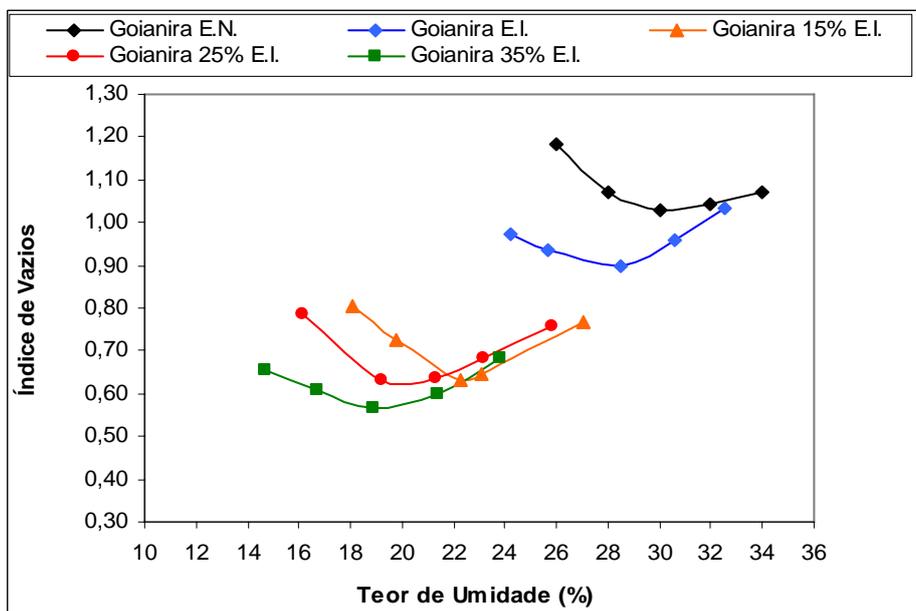


Figura 4.10. Curva do índice de vazios médio das amostras de Goianira.

Para as composições de Goianira com a adição de rejeito observou-se também a redução da w_{ot} e o aumento do $\gamma_{dmáx.}$. O aumento da dimensão das frações granulométricas na mistura permitiu a redução da quantidade de água para se atingir a umidade ótima de compactação. As formas das curvas de compactação apresentaram alterações em suas conformações ficando mais inclinadas, características de argilas arenosas.

Em média, a composição que recebeu adição de 35% de rejeito, apresentou o maior $\gamma_{dm\acute{a}x}$ (17,16 kN/m³) e menor w_{ot} (19,7%) e menor índice de vazios para condição ótima, da ordem de 0,57. Comparando os valores obtidos na condição natural e para esta adição de rejeitos o w_{ot} reduziu de 27,4% para 19,7% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ aumentou de 15,62 kN/m³ para 17,16 kN/m³. O índice de vazios médio das misturas sofreu também uma redução considerável quando comparado ao índice médio do solo natural de 0,82 para 0,57. Verificou-se que a adição do rejeito proporcionou um melhor arranjo de grãos pelo preenchimento dos vazios existentes na compactação na condição natural, avaliação esta, confirmada no ensaio do MEV a serem reportadas posteriormente

Para as amostras dos solos naturais obtidos na cidade de Inhumas e suas respectivas misturas com diferentes teores de rejeito, as Tabelas 4.11 a 4.12 apresentam os resultados dos ensaios de compactação, expansão e CBR. As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam as curvas de compactação médias e a variação dos índices de vazios médios obtidos nas amostras analisadas

Tabela 4.11. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Inhumas.

Material	Inhumas		
	Com Imersão	Com Imersão	Sem Imersão
Tipo do ensaio.	Com Imersão	Com Imersão	Sem Imersão
Energia Aplicada.	E.N.	E.I.	E.I.
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ Médio(kN/m ³)	16,15	17,09	17,09
w_{ot} Média (%)	22,4	19,8	19,8
CBR Médio (%)	9	10	24
Desvio Padrão.	0,35	1,12	0,41
Expansão Média (%)	0,3	0,2	-
Desvio Padrão.	0,1	0,0	-
Índice de vazios Médio.	0,73	0,63	0,63
Grau de Saturação (%)	99,1	96,3	86,6

Tabela 4.12. Resumo dos resultados, compactação, CBR e Expansão para o solo de Inhumas com adições de rejeito.

Material	Inhumas + 15% rejeito	Inhumas + 15% rejeito	Inhumas + 25% rejeito	Inhumas + 25% rejeito	Inhumas + 35% rejeito	Inhumas + 35% rejeito
Tipo do ensaio.	Com Imersão	Sem Imersão	Com Imersão	Sem Imersão	Com Imersão	Sem Imersão
Energia Aplicada.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.	E.I.
γ_d máx. Médio (kN/m ³)	18,02	18,02	18,05	18,05	17,92	17,92
W ótima Média (%)	17,3	17,3	16,9	16,9	16,5	16,5
CBR Médio (%)	15	20	13	15	12	20
Desvio Padrão	0,54	0,20	0,24	0,26	1,07	0,58
Expansão Média (%)	0,3	-	0,2	-	0,1	-
Desvio Padrão	0,03	-	0,05	-	0,03	-
Índice de vazios Médio.	0,52	0,52	0,48	0,48	0,48	0,48
Grau de Saturação (%)	99,2	91,9	99,9	92,5	99,6	93,2

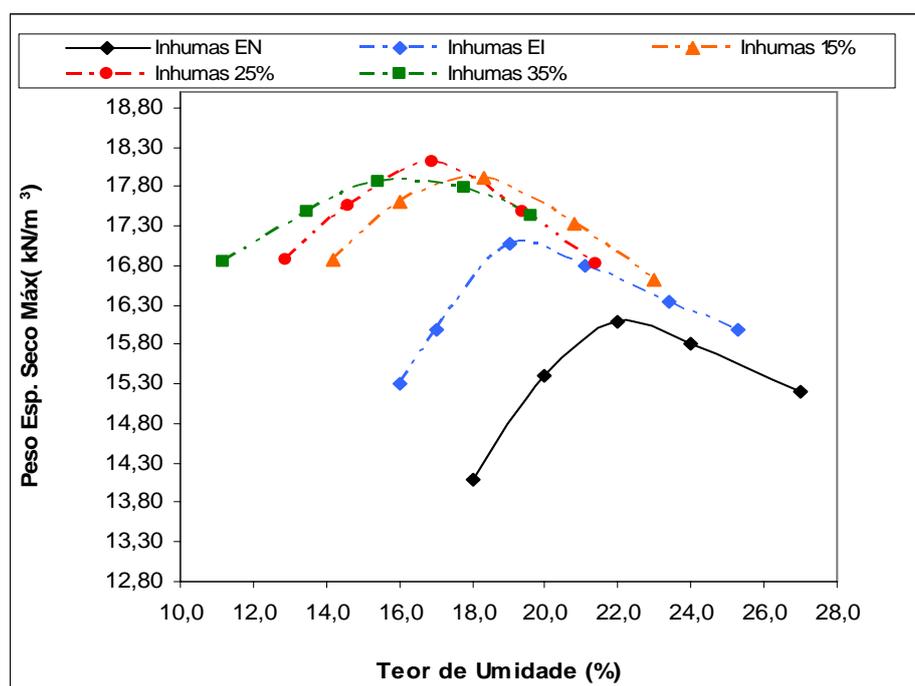


Figura 4.11. Curvas de compactação médias das amostras de Inhumas.

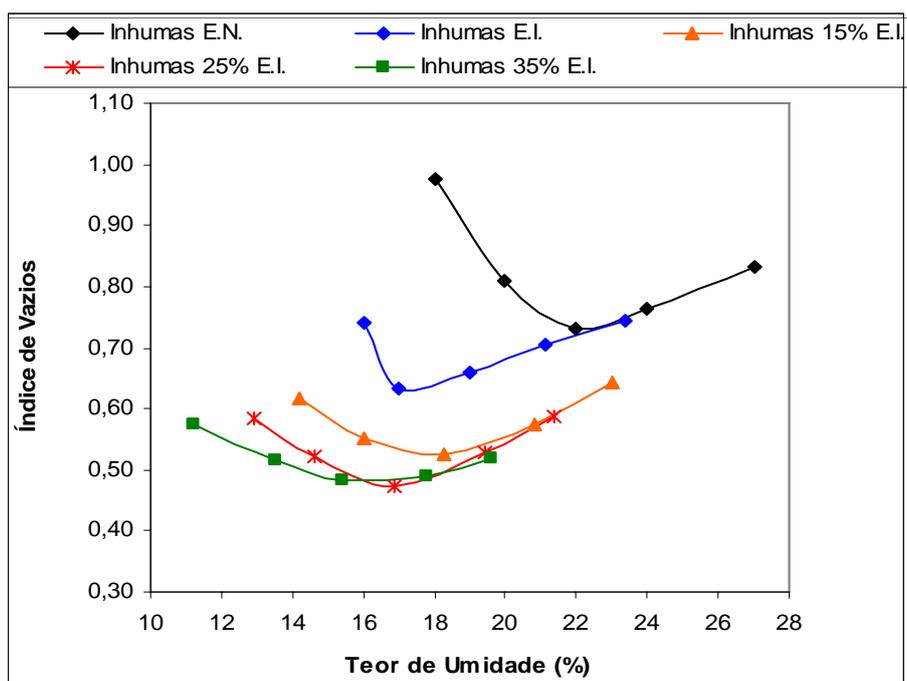


Figura 4.12. Curva do índice de vazios médio das amostras de Inhumas.

Na composição de Inhumas, o comportamento específico a destacar, foi em relação à redução do $\gamma_{dm\acute{a}x}$, após a adição de 35% de rejeito ao solo natural, mesmo sendo presenciada a redução da umidade ótima, isto quando comparado aos valores obtidos nas composições que receberam adição de 15 e 25% de rejeito. Porém, esta redução de peso específico e de umidade ótima, foi muito pequena, atingindo apenas um percentual de 0,7% para o peso específico e 0,4 % para a umidade ótima. Embora com pequena variação este comportamento se mostrou contrário aos obtidos para estes tipos de associações.

A adição de 25 % de rejeito ao solo natural, proporcionou o maior aumento no peso específico aparente seco máximo. Para o material sem adição de rejeitos o valor obtido foi de 17,09 kN/m³ enquanto que a adição de 25% de rejeitos elevou o valor deste parâmetro para 18,05 kN/m³. A adição deste mesmo teor de rejeitos gerou uma redução da umidade ótima de 19,8% para 16,9%.

O índice de vazios também foi reduzido, variando de 0,63 para 0,48, valor este atingido quando da adição de 25 e 35% de rejeito em relação a compactação do solo de Inhumas na condição natural. Este fato está associado a pequena variação existente entre os pesos específicos secos e dos sólidos para estas duas misturas. As modificações ocorridas nestes casos poderiam estar associadas ao aumento do peso específico seco máximo, redução da umidade ótima e do índice de vazios.

Em relação às formas das curvas de compactação, a adição de rejeito no solo de Inhumas fez com que as curvas obtidas se tornassem mais suaves e menos inclinadas. Assim,

a adição de rejeitos neste solo proporcionou um menor efeito da variação do teor de umidade na variação do peso específico seco.

Os resultados da investigação dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação, CBR e expansão, das amostras de solos granulares (cascalho) e as respectivas misturas estão apresentados nas Tabelas 4.13 e 4.14, sendo ilustrado nas Figuras 4.13. a 4.17 as curvas de compactação médias e as variações de índices de vazios médios para as amostras analisadas.

Para o solo granular (cascalho), quando as amostras foram compactadas na energia intermediária, foi observada a redução do teor de umidade ótima, nas misturas que continham adição de rejeito em relação ao teor ótimo para a amostra de solo natural. Porém para a adição de 35% de rejeito a umidade ótima apresentou um aumento, contrariando a tendência esperada com o aumento do teor de rejeitos associado ao solo natural. No caso do cascalho a adição de um maior teor de rejeitos reduziu de forma considerável a porcentagem de material granular. Para uma adição de 15% o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ obtido praticamente não se alterou em relação ao valor obtido do solo natural, permanecendo em 18,62 kN/m³, justificando assim o comportamento descrito anteriormente.

Tabela 4.13. Resumo dos resultados de compactação, CBR e Expansão para o cascalho.

Material	Cascalho	Cascalho	Cascalho + 2% Cal
Tipo do ensaio.	Com Imersão	Com Imersão	Com Imersão
Energia Aplicada.	E.I.	E.M.	E.I.
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ Médio (kN/m ³)	18,62	19,14	18,27
w _{ot} Média (%)	14,4	12,7	15,6
CBR Médio (%)	33	51	42
Desvio Padrão.	1,71	2,49	1,52
Expansão Média (%)	0,1	0,0	0,0
Desvio Padrão.	0,02	0,02	0,02
Índice de vazios Médio.	0,44	0,40	-
Grau de Saturação (%)	99,3	99,3	-

Tabela 4.14. Resumo dos resultados de compactação, CBR e Expansão para o cascalho com adições de rejeito e cal.

Material	Cascalho + 15% rejeito	Cascalho + 15% rejeito	Cascalho + 15% rejeito + 2% Cal	Cascalho + 25% rejeito	Cascalho + 25% rejeito	Cascalho + 25% rejeito + 2% Cal	Cascalho + 35% rejeito
Tipo do ensaio.	Com Imersão	Com Imersão	Com Imersão	Com Imersão	Com Imersão	Com Imersão	Com Imersão
Energia Aplicada.	E.I.	E.M.	E.I.	E.I.	E.M.	E.I.	E.I.
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ Médio (kN/m ³)	18,62	19,04	18,19	18,39	18,96	17,77	18,03
w _{ot} Média (%)	12,7	11,7	14,5	13	12,0	15,3	13,6
CBR Médio (%)	33	52	41	34	51	40	25
Desvio Padrão	1,80	1,49	0,95	2,42	2,72	1,46	0,46
Expansão Média (%)	0,3	0,2	0,0	0,1	0,3	0,1	0,2
Desvio Padrão.	0,08	0,02	0,02	0,03	0,05	0,02	0,02
Índice de vazios Médio.	0,44	0,41	-	0,44	0,40	-	0,47
Grau de Saturação (%)	97,7	94,7	-	93,2	97,3	-	97,8

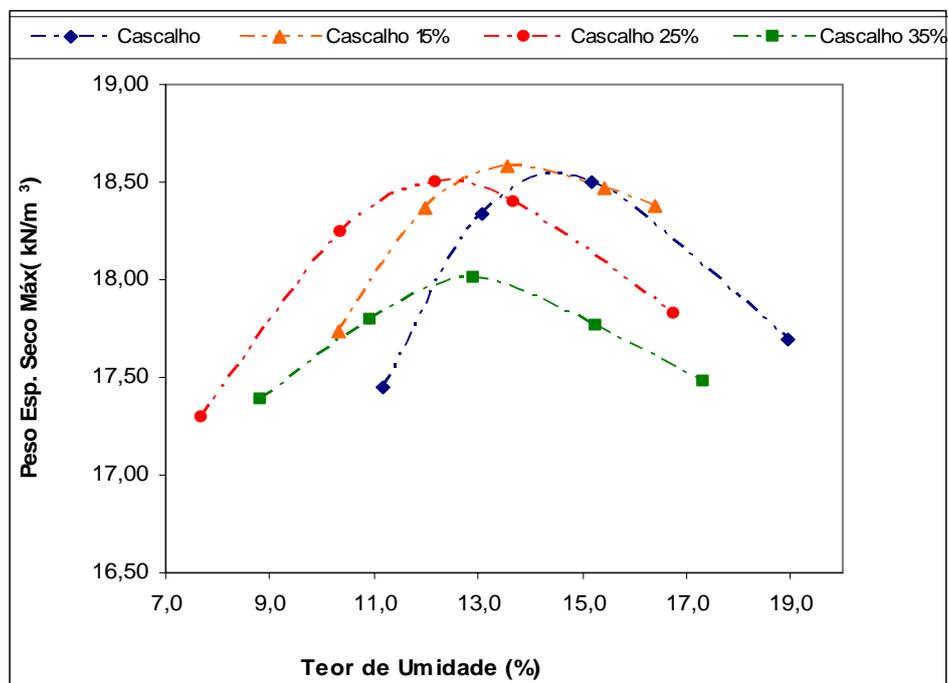


Figura 4.13. Curvas de compactação médias do cascalho, energia intermediária.

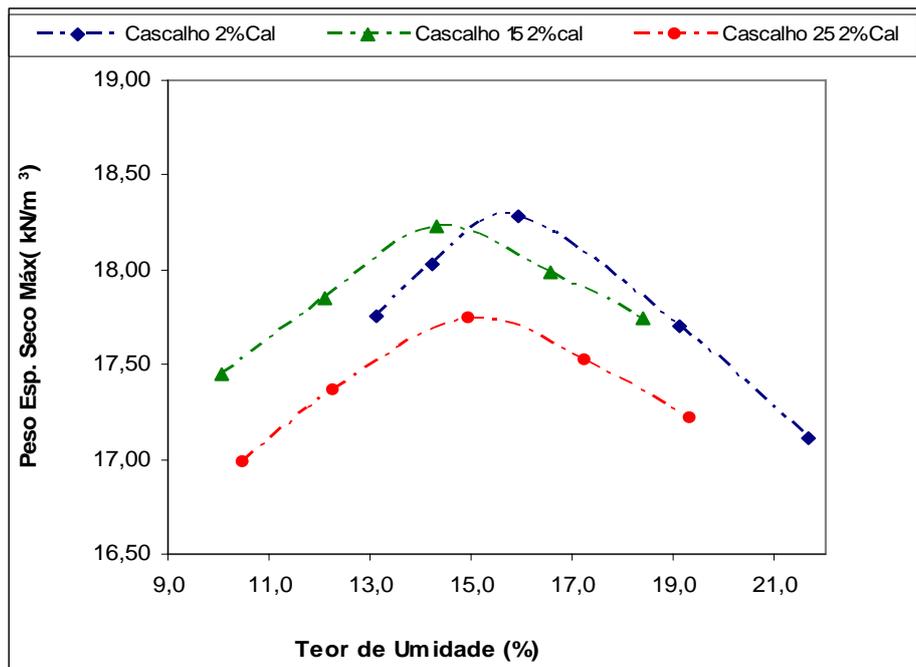


Figura 4.14. Curvas de compactação médias do cascalho com adição de cal, energia intermediária.

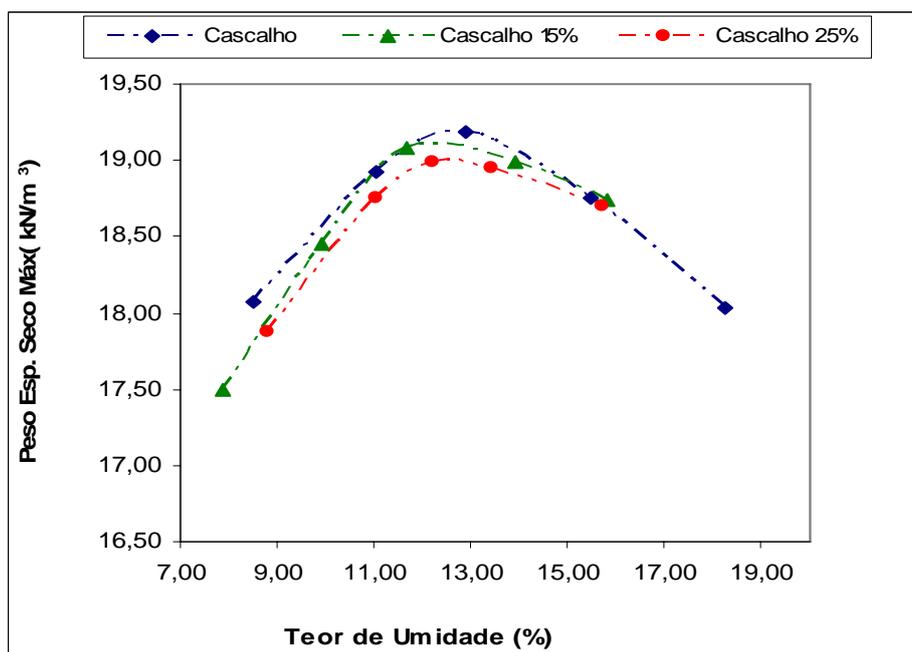


Figura 4.15. Curvas de compactação médias do cascalho, energia modificada

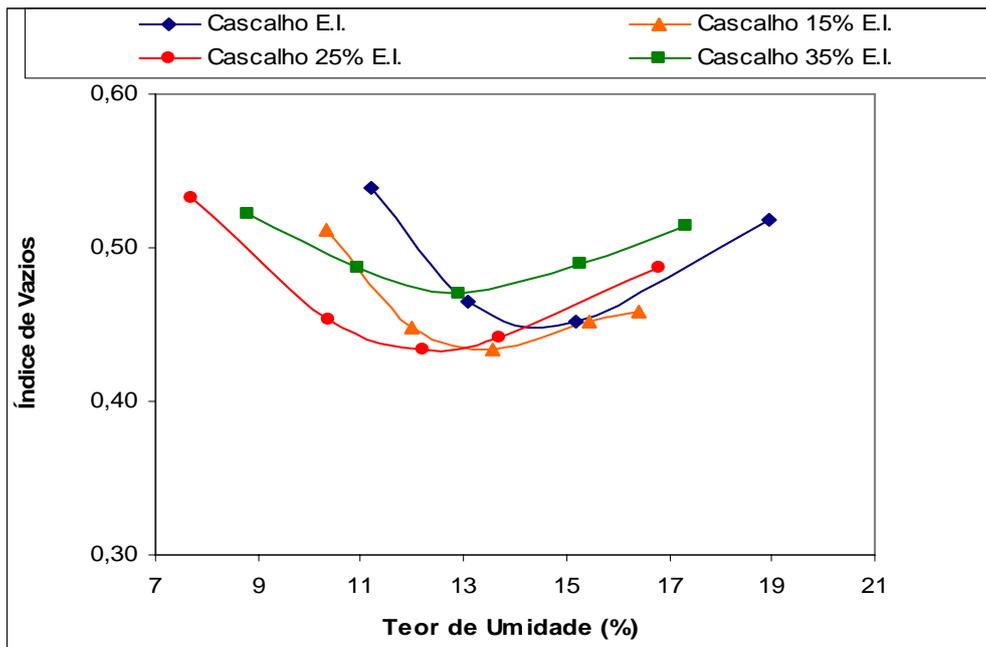


Figura 4.16. Curvas do índice de vazios médio das amostras de cascalho, energia intermediária.

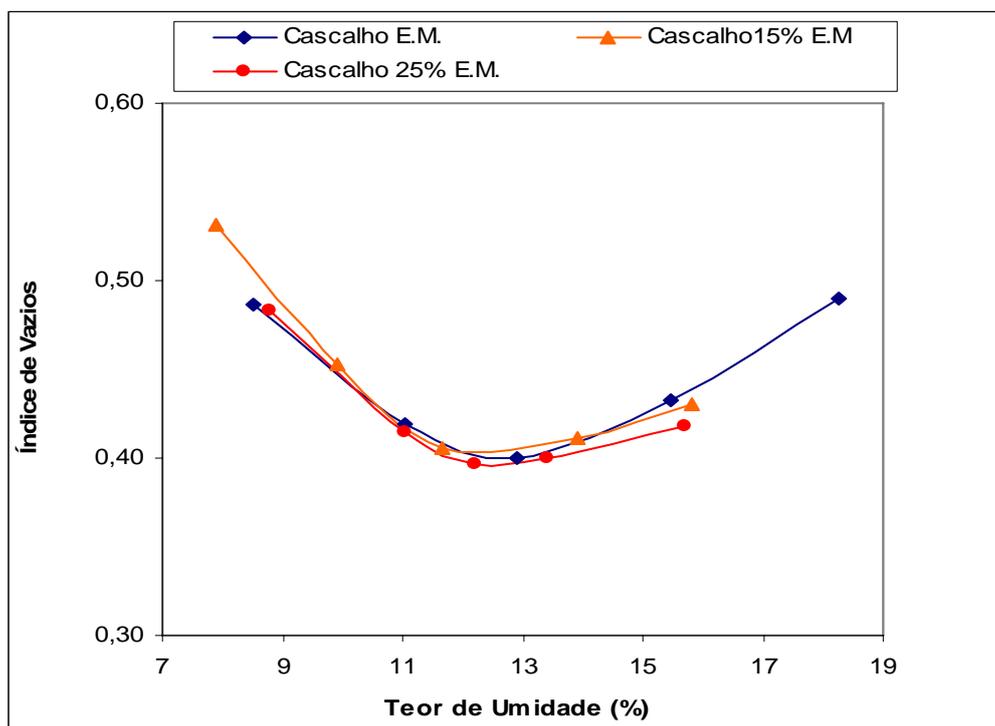


Figura 4.17. Curvas do índice de vazios médio das amostras de cascalho, energia modificada.

As curvas de compactação não sofreram modificações nas suas configurações, a exceção da composição com adição de 35% de rejeito, onde foi observada uma inclinação menos acentuada, ou seja, uma curva mais suave.

O índice de vazios apresentou um valor médio constante de 0,44, para as amostras de solos naturais e com adições de 15 e 25% de rejeito, sofrendo um leve acréscimo quando da adição de 35% de rejeito. Observa-se que os valores dos pesos específicos dos sólidos e dos pesos específicos secos máximos entre o cascalho natural e as misturas contendo adição de 15 e 25% de rejeitos se apresentaram bastante próximos e a conseqüente constância no valor do índice de vazios para a condição ótima.

Na energia modificada as adições de 15% e 25% de rejeito ao cascalho conduziram a uma redução do $\gamma_{dm\acute{a}x}$ de 19,14 para 18,96 kN/m³, o que corresponde a uma redução percentual de 1%. Com relação ao w_{ot} , foi observada também uma pequena redução para estas mesmas adições de rejeito, sendo o w_{ot} igual a 12,7 % para a adição de 15% e 12,0% para adição de 25%.

O aspecto das curvas de compactação apresentou pouca variação considerando o solo natural e as misturas. O índice de vazios permaneceu praticamente inalterado variando de 0,41 para 0,40 para as todas as amostras.

4.2.1.1. Análise específica dos resultados dos ensaios de CBR e expansão.

Para melhor ilustrar e explicar os resultados obtidos dos ensaios de CBR e expansão, realizados nas amostras de solos naturais, nas misturas, e nas composições que receberam adição de cal hidratada, foram elaborados grupos de gráficos que expressam os resultados principais obtidos nesta investigação.

De uma forma geral, a mudança na energia de compactação aplicada nos ensaios influenciou de forma mais significativa os solos de Caturai e de Goianira. Para estes solos percebe-se um ganho de 6 unidades percentuais no valor do CBR, com alteração da energia normal para a intermediária (Figuras 4.18 e 4.21). O solo de Inhumas, entretanto, não mostrou-se muito sensível a esta condição, apresentando um acréscimo de 1 unidade percentual no valor do CBR quando da alteração da energia de compactação aplicada (Figura 4.26)

Em relação aos estudos de expansão, foi possível observar uma redução no valor médio da expansão com a adoção da energia intermediária, em substituição à energia do Proctor normal com uma redução média para a maioria dos materiais ensaiados de 0,15 %.

Considerando a importância da análise do desempenho dos solos obtidos em cada região considerada, bem como as associações com os diferentes teores de rejeito, são apresentadas a seguir as análises relativas a cada um dos solos de forma específica para cada composição investigada.

Para o solo de Caturai, as Figuras 4.18 e 4.19 ilustram as comparações entre os valores de CBR obtidos para as condições com e sem imersão realizada nas amostras destes solos e suas respectivas associações com o rejeito.

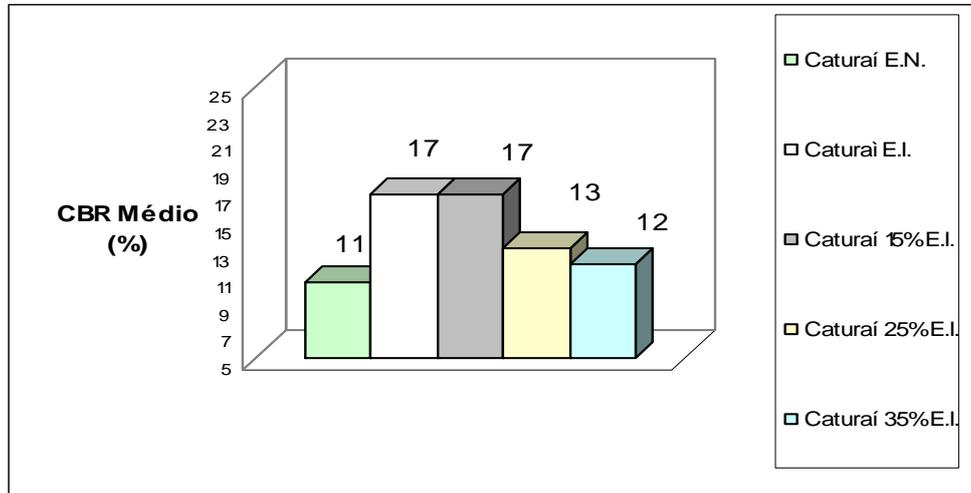


Figura 4.18. Resultado médio do CBR, com imersão da composição de Caturai.

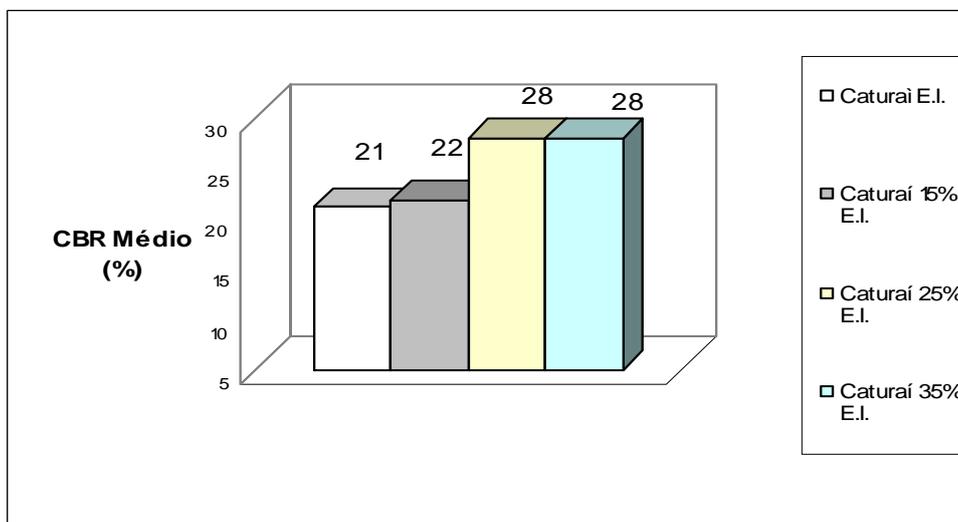


Figura 4.19. Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Caturai.

Com relação à expansão provocada pelo processo de imersão da amostra de Caturai e as respectivas associações com os diferentes teores de rejeito, a Figura 4.20 apresenta a comparação entre a expansão relativa para todos os ensaios realizados com este solo.

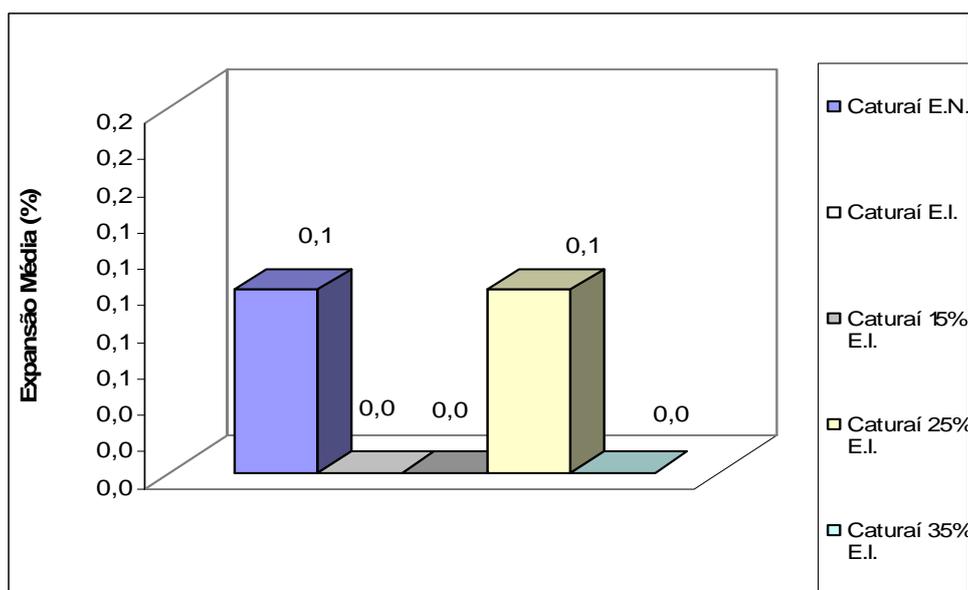


Figura 4.20. Resultados da expansão média da composição de Caturai.

Observa-se que a adição de rejeito nos teores de 25 e 35% em peso propiciou a redução do valor do CBR com imersão e um ligeiro aumento no valor da expansão, para os ensaios realizados com a energia intermediária. Entretanto, a inclusão de 15 % em peso de rejeito ao solo praticamente não alterou o valor do CBR.

Outro ponto observado foi com relação ao grau de saturação (S_r) das amostras submetidas à imersão. Com a inclusão do rejeito ao solo natural o valor de S_r sofreu aumento de 88 para 98% (Tabelas 4.7 e 4.8). Assim, as composições que continham rejeito foram ensaiadas em condições de saturação mais elevadas do que o solo natural.

Constatou-se, também, que a adição de rejeito ao solo natural de Caturai aumentou o teor de areia presente na composição, o que induz ao aumento do coeficiente de permeabilidade da composição; permitindo desta forma uma maior saturação da amostra, embora o tempo de imersão fosse igual para as misturas e para o solo natural. O grau de saturação, de certa forma, influenciou o desempenho dos índices de CBR obtidos nas amostras de solo natural e das misturas contendo rejeito, tanto na condição saturada como na não saturada.

A redução do índice de vazios de 0,52 para 0,48 e o aumento do $\gamma_{dm\acute{a}x}$ de 17,71 kN/m^3 para 17,88 kN/m^3 foi pouco significativa, prevalecendo neste caso a influência da saturação no desempenho das amostras analisadas.

Em relação à expansão observa-se que a inclusão de rejeito ao solo natural praticamente não alterou os índices de expansão, ficando os valores abaixo do limite máximo de 1%, recomendado pela ES 300 (DNER,1997).

Quando a análise do CBR foi realizada em condição não saturada, observa-se que a redução do índice de vazios, do grau de saturação e a influência da sucção, a ser comprovada posteriormente, contribuíram para um melhor desempenho das amostras que continham adição de rejeito.

A adição de 25 e 35% de rejeito à massa do solo natural, considerando a energia intermediária, proporcionou um aumento de 7 unidades no valor do CBR, em relação ao valor do solo natural. Este comportamento induziu a realização de estudos de sucção e de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) na amostra contendo 35 % de adição de rejeito, bem como na amostra natural para avaliar de maneira mais precisa este comportamento observado.

As Figuras 4.21 e 4.23 ilustram os resultados dos ensaios de CBR realizados com as composições de Goianira nas condições de imersão e sem imersão. Estas figuras apresentam também os resultados dos ensaios de CBR para estas associações e adições de cal.

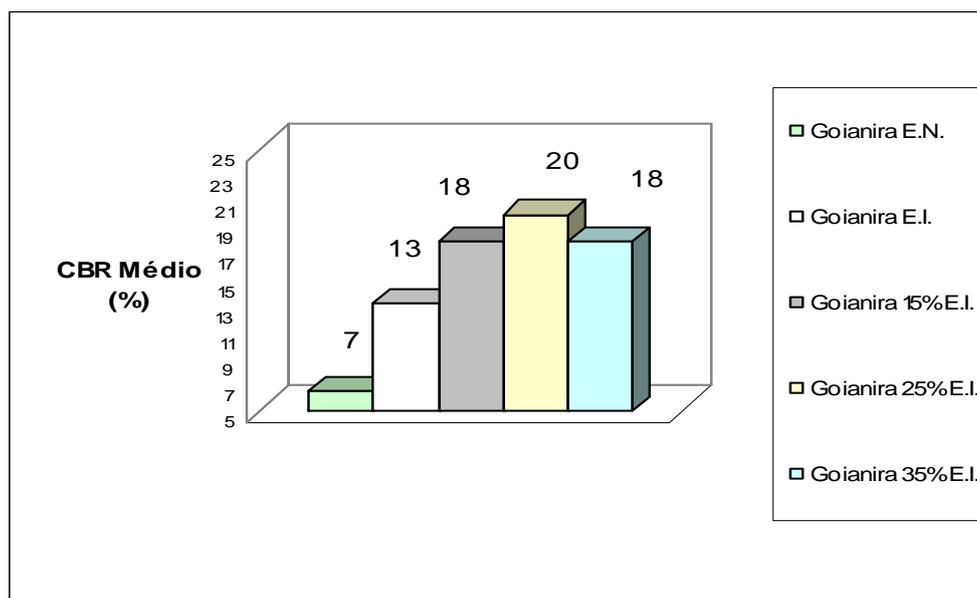


Figura 4.21. Resultados do CBR médio com imersão da composição Goianira.

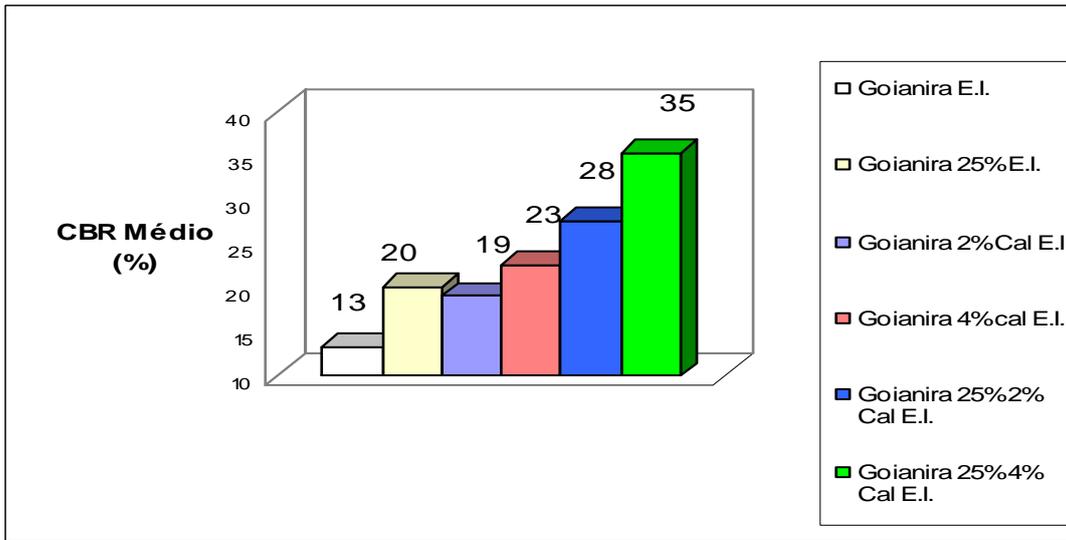


Figura 4.22. Resultados do CBR médio, com imersão da composição Goianira com adição de Cal.

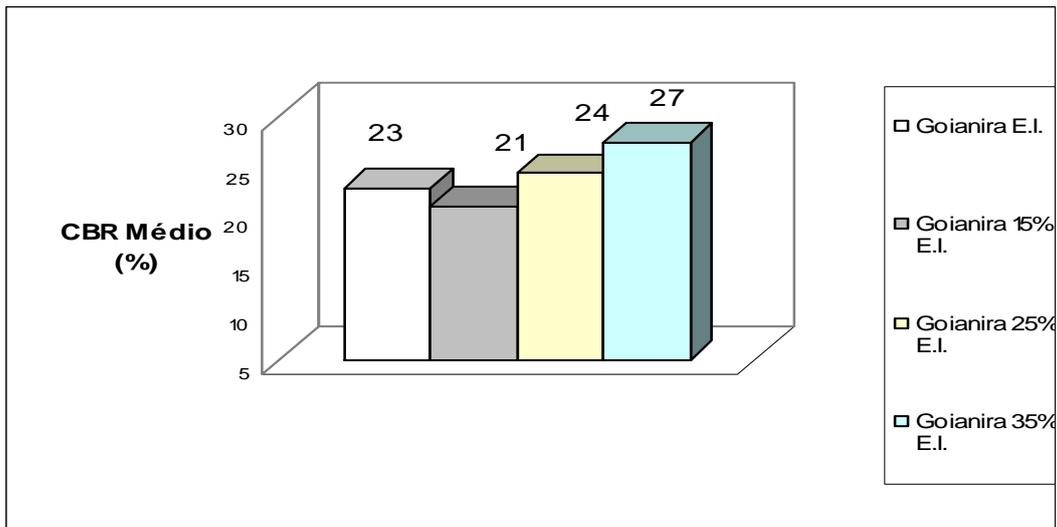


Figura 4.23 Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Goianira.

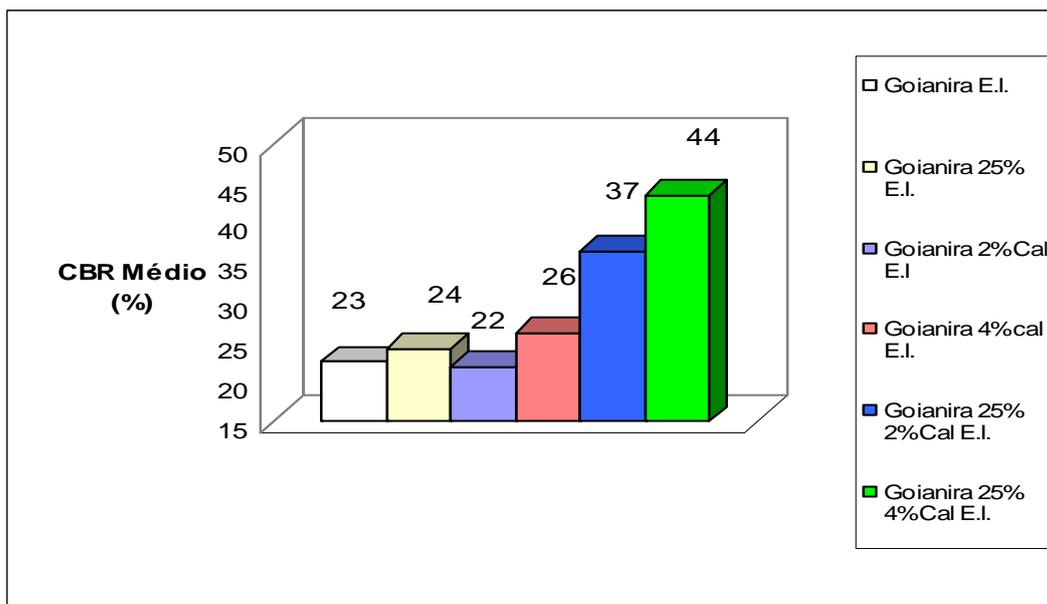


Figura 4.24. Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Goianira com Adição de cal.

Com relação a fase de expansão realizada com estas mesmas associações a Figura 4.25 apresenta os resultados obtidos para o solo oriundo da cidade de Goianira para energia intermediária.

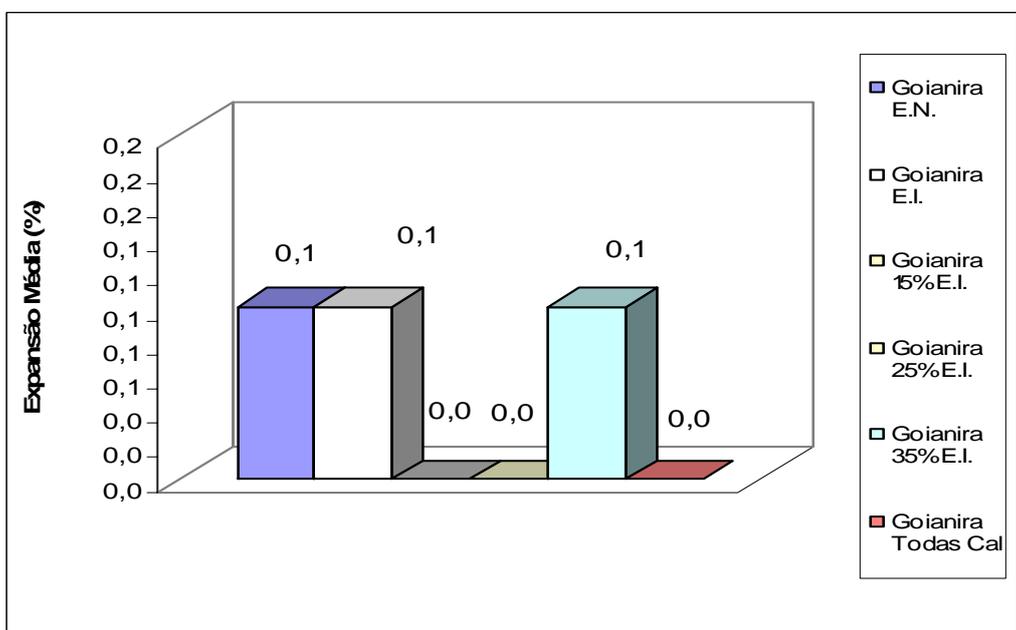


Figura 4.25. Resultados da expansão média composição de Goianira.

Os resultados dos ensaios de CBR realizados na energia intermediária em condições de imersão para o solo de Goianira demonstraram um ganho médio de 5 unidades percentuais no valor do CBR, quando da inclusão do rejeito à massa do solo natural. Com

relação à expansão, observa-se uma ligeira redução no valor da expansão, a exceção da amostra com adição de 35% de rejeito que apresentou um leve aumento.

A composição contendo 25% de rejeito apresentou o melhor desempenho, com um aumento de 7 unidades percentuais no valor de CBR em relação ao solo na condição natural. Esta mesma amostra teve, também, uma redução no valor da expansão em relação ao solo natural.

O grau de saturação em todas as amostras submetidas ao processo de imersão se mostrou-se pouco sensível às porcentagens de rejeitos adicionados ao solo natural, mantendo-se na faixa de 96 a 99 % (Tabelas 4.9 e 4.10). É importante ressaltar que a amostra de solo natural que recebeu adição de 25% de rejeito foi a que obteve o menor valor de saturação após a imersão.

A adição de rejeito proporcionou uma redução considerável no valor do índice de vazios de 0,82 para 0,62 e na w_{ot} 27,4 % para 19,6%, e aumento do $\gamma_{dm\acute{a}x}$ de 15,62 para 16,96 kN/m³ quando comparados com a condição natural.

Quando os resultados de CBR foram analisados nas condições não saturadas, observou-se que não ocorreu uma variação significativa entre os valores de CBR médios das composições analisadas. As misturas com adição de 25 e 35% de rejeito sofreram um aumento de 1 e 4 unidades percentuais no valor do CBR em relação ao solo natural.

Em relação a expansão, foi observado que a inclusão de rejeito ao solo natural não alterou de forma significativa os índices de expansão, ficando todos os resultados abaixo de 1%.

Devido a grande variação verificada no comportamento entre o solo de Goianira na condição natural e suas respectivas misturas com rejeitos, decidiu-se realizar uma análise mais criteriosa, investigando o solo natural e a composição que recebeu adição de 25% de rejeito a sua massa, visto que esta última apresentou o melhor resultado de CBR e expansão nas condições de saturação.

Estas amostras foram encaminhadas para o estudo de suas propriedades resilientes, avaliação de sua sucção, e de sua estrutura pela técnica do MEV. Os resultados destas investigações serão apresentados nos itens seguintes, onde será comentado, o provável fator que influenciou no resultado do CBR, obtido nas condições de saturação e não saturação.

Outra vertente da pesquisa em relação às composições de Goianira foi o estudo do seu comportamento com a adição de cal hidratada, nos teores de 2 e 4%. Esta investigação foi realizada nas amostras de solo natural e na composição que recebeu adição de 25% de rejeito, em vista do seu melhor desempenho (Figuras 4.22, 4.24 e 4.25).

Os resultados demonstraram um aumento no valor do CBR nas condições saturadas e não saturadas e redução do índice de expansão, principalmente nos resultados da composição solo natural com adição de 25% de rejeito. A presença de alumínio e ferro neste solo e a formação de uma estrutura mais compacta devido às reações químicas com a cal, e a conseqüente redução dos vazios, provavelmente foram às causas que justificaram este comportamento.

Observa-se que os valores de CBR de 28% e 20% obtidos em condições de imersão, para as composições com 25% de rejeito e 2% de cal e adição de 25% de rejeito enquadram-se no valor preconizado pela ES 301 (DNER, 1997), como materiais a serem aptos para aplicação em camadas de sub-base, ou seja, CBR igual ou superior a 20%. Além disto, os resultados da expansão destas misturas, todas contendo cal hidratada, apresentaram índices nulos (Figura 4.25), um comportamento bastante desejado para uma camada integrante de uma estrutura de pavimento.

As Figuras 4.26 e 4.29 ilustram os resultados dos ensaios de CBR realizados com as composições de Inhumas nas condições de imersão e sem imersão. Estas figuras apresentam também os resultados ensaios de CBR para estas associações e adições de cal.

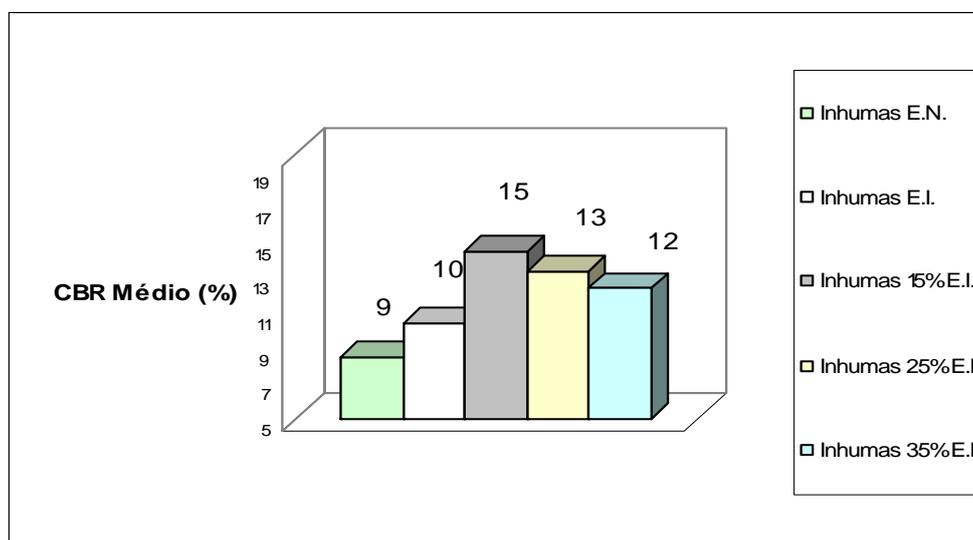


Figura 4.26. Resultados do CBR médio, com imersão da composição Inhumas.

Com relação à fase de expansão realizada com estas mesmas associações as Figura 4.30 e 4.31 apresentam os resultados obtidos para as misturas com rejeito e solo obtido em Inhumas.

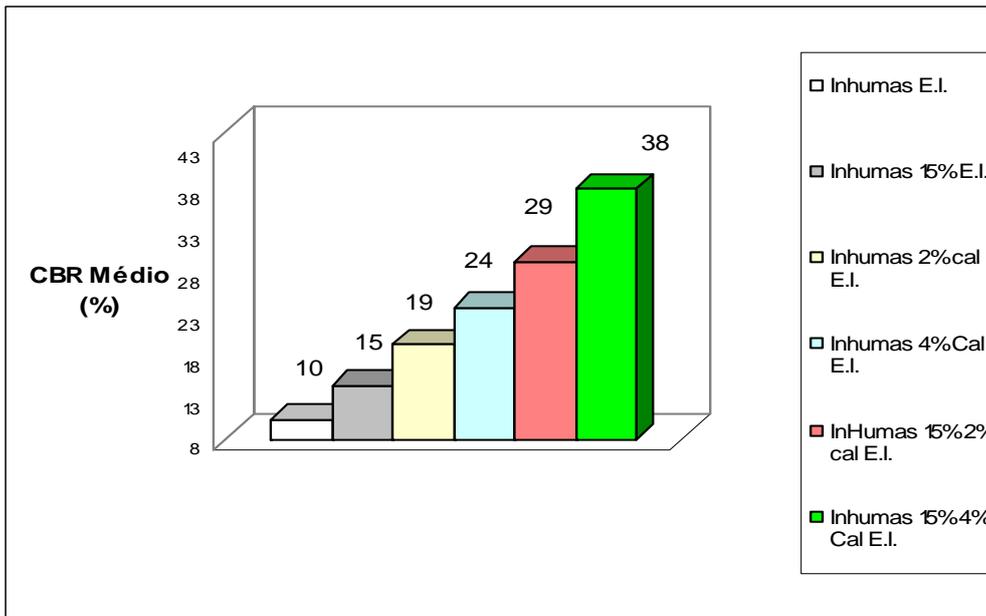


Figura 4.27. Resultados do CBR médio, com imersão da composição Inhumas com adição de cal.

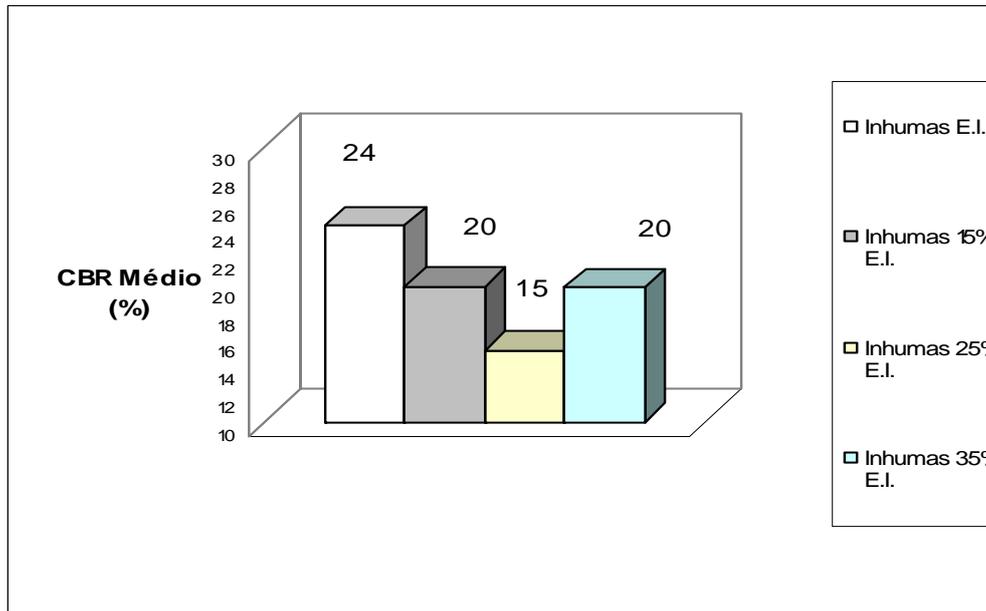


Figura 4.28 Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Inhumas.

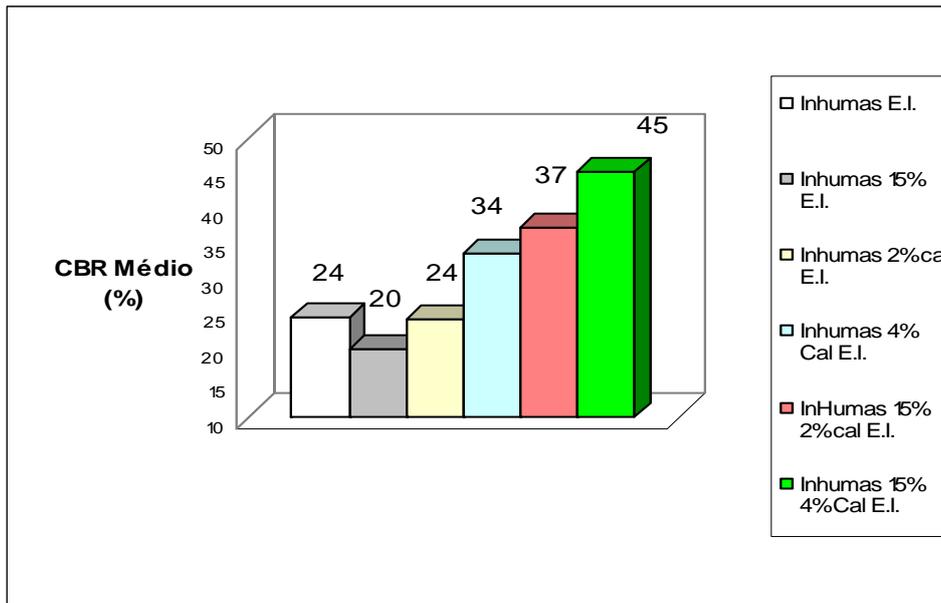


Figura 4.29. Resultados do CBR médio, sem imersão da composição Inhumas com adição de cal.

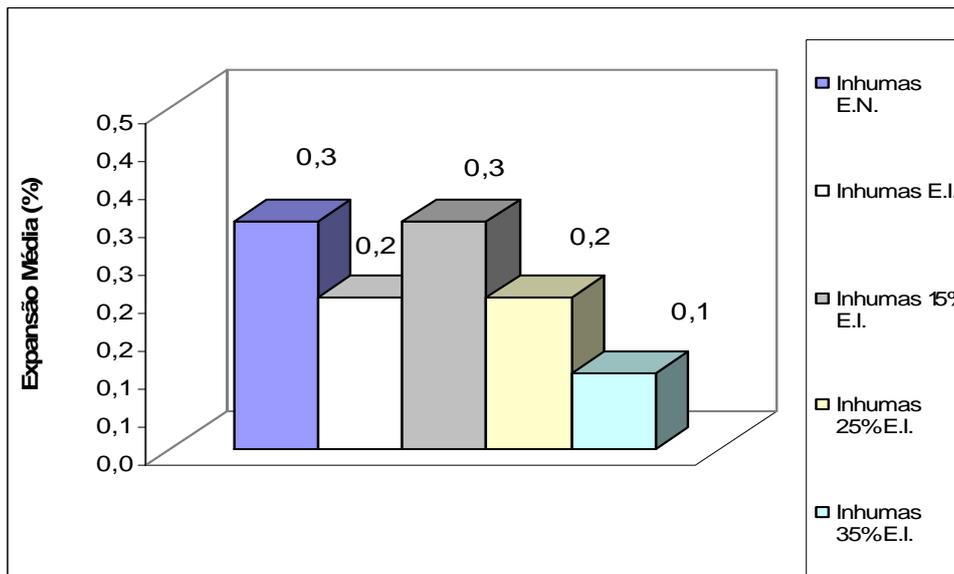


Figura 4.30. Resultados da expansão média da composição de Inhumas.

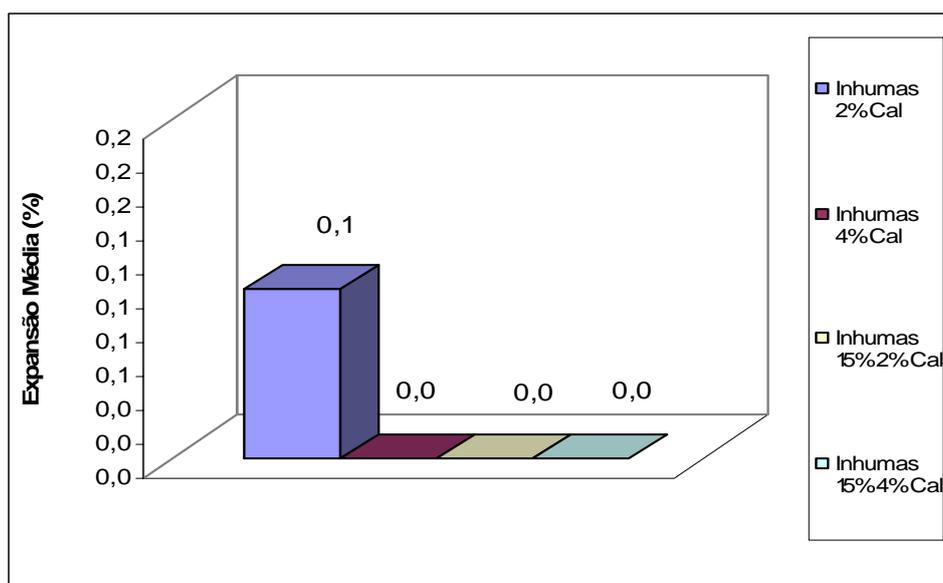


Figura 4.31. Resultados da expansão média da composição de Inhumas com adição da cal.

Os resultados obtidos para estas composições apresentaram de uma forma geral, um acréscimo no valor do CBR para as misturas em relação aos valores atingidos pelo solo natural. Esta mesma observação foi constatada na avaliação do percentual da expansão das misturas em relação ao solo natural. A expansão das misturas apresentou um aumento máximo com adição de 15 % de rejeito ao solo natural, passando de um valor de 0,1% para 0,3%, porém este aumento foi muito insignificante ficando o índice de expansão abaixo de 1%. No caso do CBR o maior valor observado ocorreu para a adição de 15 % de rejeito, atingindo um valor máximo de 15%. Este aumento no valor do CBR em condições saturadas poderia ser justificado pela redução do índice de vazios, confirmando a estabilização ocorrida nesta amostra.

Verificou-se que a adição de rejeito aumentou em média o grau de saturação em 2 unidades percentuais, sendo observado uma saturação plena em quase todas as amostras pesquisadas nesta composição (Tabelas 4.11 e 4.12). O aumento da porcentagem da fração areia e a redução da fração argila (ensaio com defloculante) contribuíram para este aumento no grau de saturação, conforme foi explicitado na avaliação do solo de Caturai.

Em relação aos resultados dos ensaios realizados em amostras em condições não saturadas, comprovou-se que à adição de rejeito ao solo natural reduziu o valor do CBR quando esta adição atingiu patamares mais elevados, isto é 25 e 35% respectivamente.

Como existe uma proposta para a construção de uma pista experimental na região de Inhumas, a composição contendo adição de 15% de rejeito e o solo na condição natural foi escolhido para a realização de estudos complementares visando avaliar o comportamento resiliente e a sucção. A investigação da sucção a ser apresentada no item

seguinte, foi realizada com objetivo de encontrar uma explicação para os resultados obtidos nos ensaios de CBR, realizados em amostras saturadas e nas condições de não saturação.

Adicionalmente, estas amostras também foram avaliadas através de dosagens com o uso da cal hidratada, cujo percentual de adição manteve-se nos teores de 2 e 4% em relação ao peso da amostra. Em relação ao estudo com o uso da cal, observou-se que tanto a composição solo e cal, quanto à composição solo, cal mais 15% de rejeito, tiveram aumento considerável no valor do seu CBR, além de apresentarem redução no seu índice de expansão.

A composição do solo com adição de 15% de rejeito mais adição de 2% de cal apresentou valor de CBR igual a 29% em condição saturada, o que a credencia perante a especificação ES 301(DNER1997) como material para sub-base de pavimento.

A presença de um maior teor de ferro, minerais de goethita, magnetita, hematita e alumínio reagindo com a cal hidratada, proporcionando a floculação e a formação de uma estrutura mais compacta com a redução do índice de vazios, credenciam-se como os fatores responsáveis por este melhor desempenho destas composições.

As Figuras 4.32 a 4.34. ilustram os resultados médios dos ensaios de CBR realizados nas amostras de solos naturais granulares (cascalho) e em suas respectivas misturas para energia intermediária com e sem imersão.

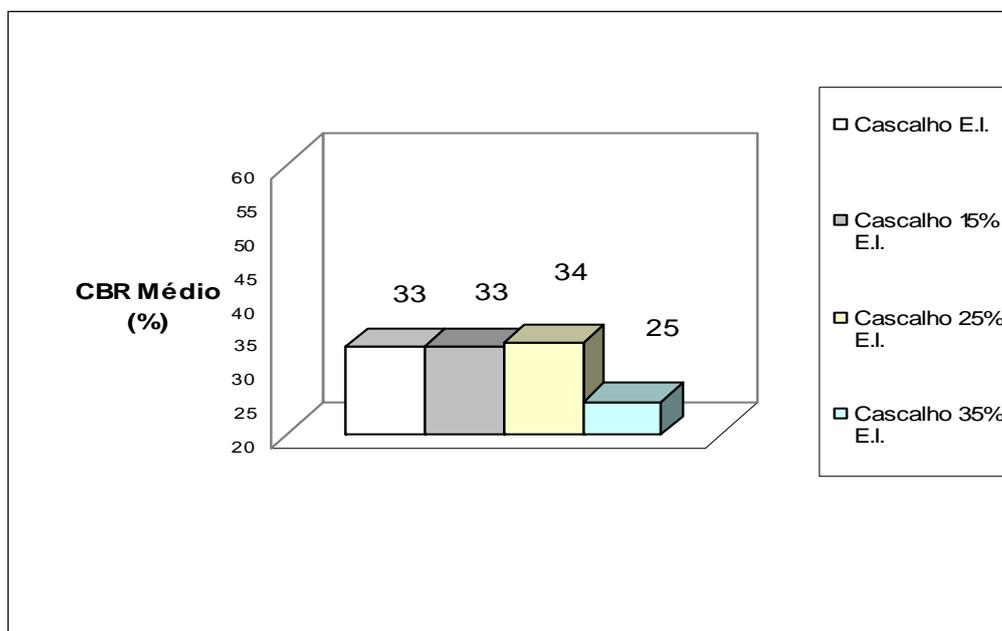


Figura 4.32. Resultados do CBR médio, com imersão da composição cascalho energia intermediária.

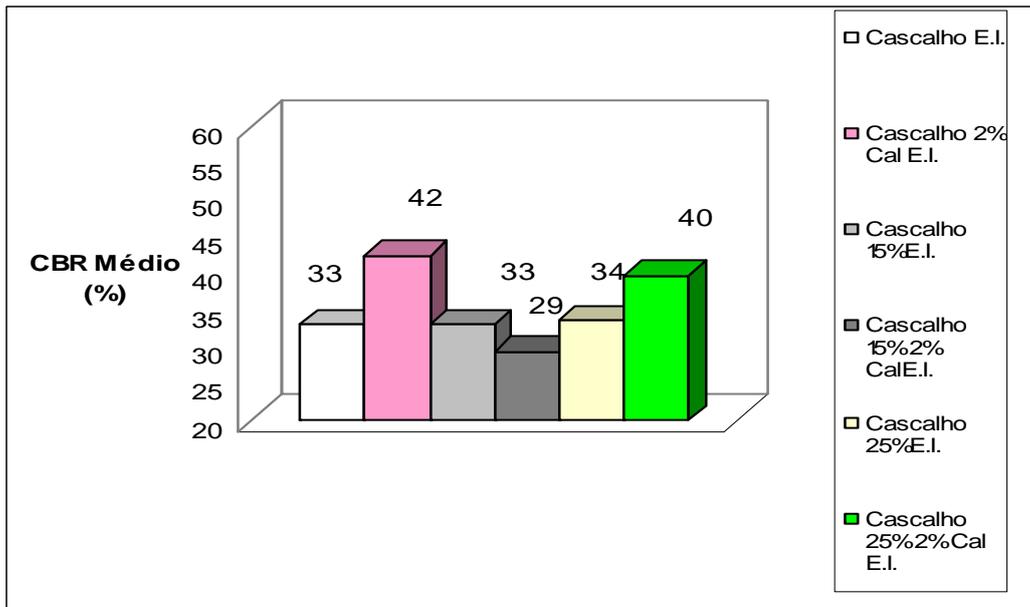


Figura 4.33. Resultados do CBR médio, com imersão da composição cascalho energia intermediária e adição de cal.

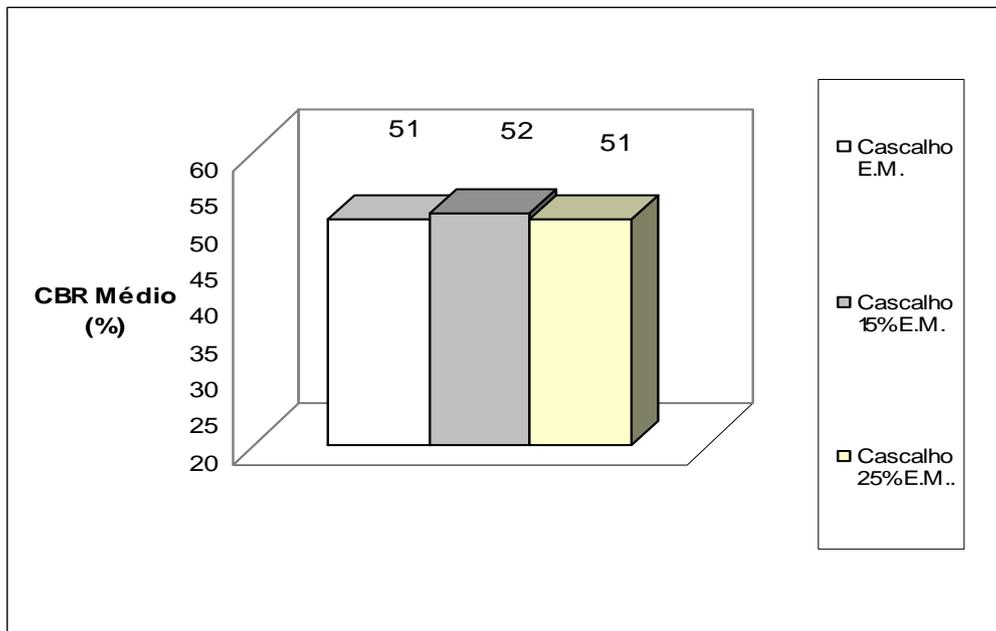


Figura 4.34 Resultados do CBR médio, com imersão da composição cascalho energia modificada.

A avaliação da expansão foi realizada para as mesmas condições de energia de compactação e encontram-se apresentadas nas Figuras 4.35 a 4.37.

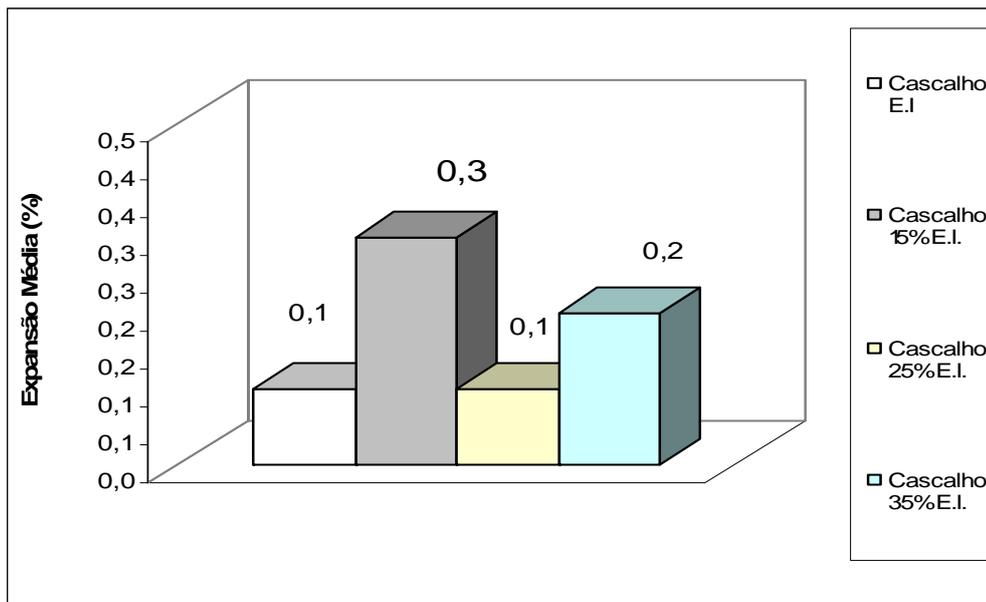


Figura 4.35. Resultados da expansão média da composição cascalho energia Intermediária.

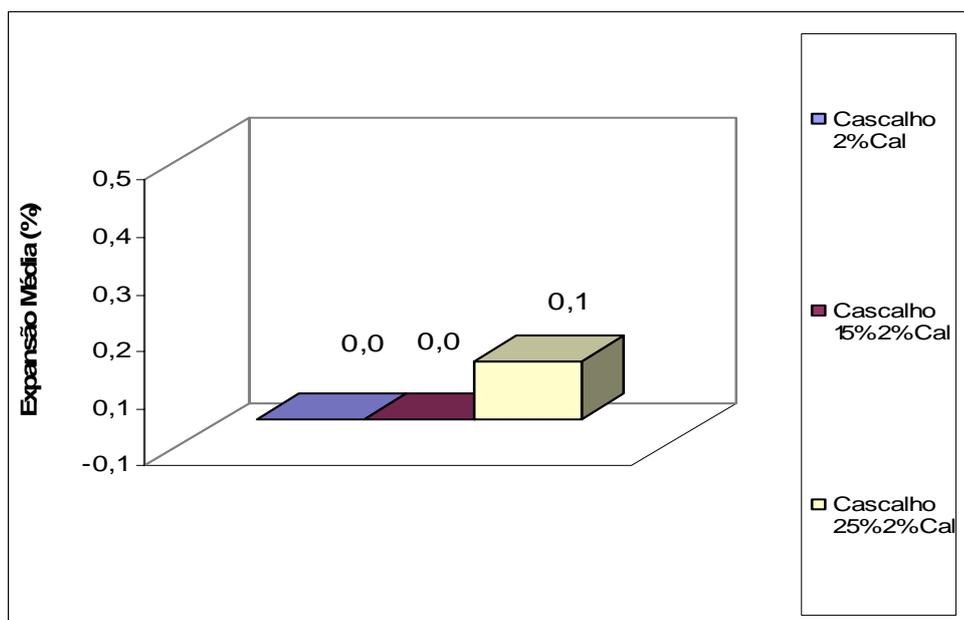


Figura 4.36. Resultados da expansão média da composição cascalho com adição de cal.

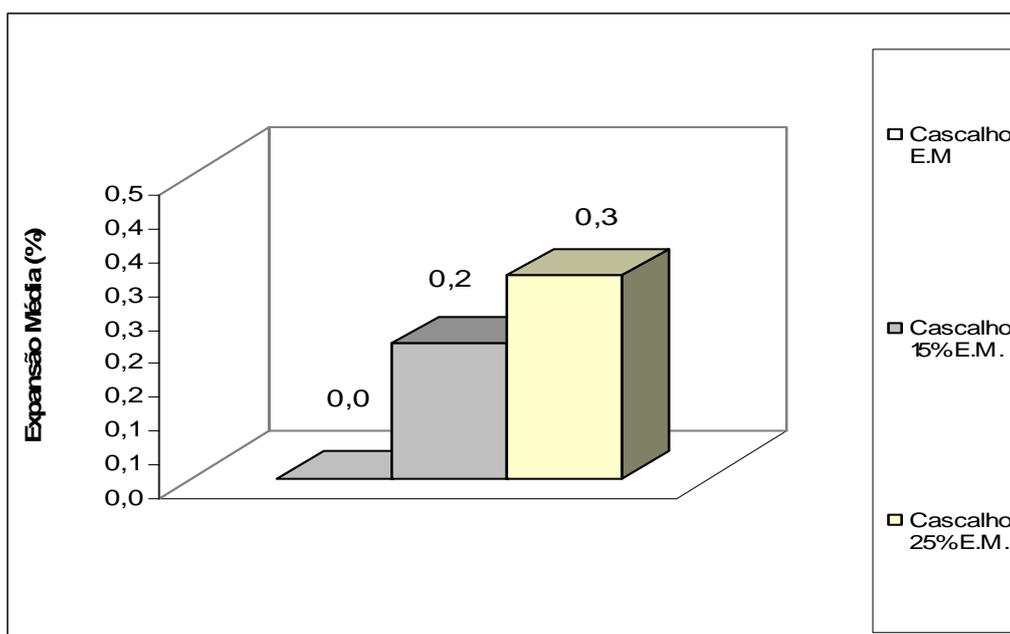


Figura 4.37. Resultados da expansão média da composição cascalho energia modificada.

Quando moldados na energia intermediária, o valor do CBR obtido em condições de saturação não apresentou grandes alterações, permanecendo na faixa de 33 a 34%, pouco dependente da porcentagem de rejeito adicionado (Figura 4.32). Entretanto, quando o teor de rejeito atingiu o patamar de 35%, ocorreram modificações prejudiciais ao comportamento mecânico do solo, redução do valor do CBR de 34 % para 25%.

O índice de vazios e o peso específico seco máximo, praticamente não sofreram alterações quando comparados aos valores obtidos nas amostras de solos naturais com as misturas que receberam a inclusão de 15 e 25% de rejeito. A umidade ótima sofreu redução de 14,4% na condição natural para 12% em média nas duas adições.

A inclusão de 35% de rejeito ao solo natural além de promover o decréscimo do valor do CBR, reduziu o peso específico seco máximo e provocou um aumento na umidade ótima em relação às demais misturas.

Avaliando-se as curvas granulométricas das composições e do solo granular (cascalho), constata-se que a inclusão do rejeito, em teores de 15 e 25%, propiciou a redução do teor de pedregulho em média de 36 para 27% e do teor de argila de 19 para 15%, e o aumento no teor de areia de 32 para 40%, e do teor de silte, 13 para 16%. Embora ocorridas estas alterações nas frações granulométricas, a manutenção do índice de vazios na condição ótima poderia justificar, de certa forma, as pequenas variações observadas nos resultados do ensaio de CBR. Além disto, substituição de parte da fração argila pela fração areia contida no rejeito reduziu a plasticidade, que contribuiu para um melhor desempenho mecânico do solo.

O grau de saturação médio foi reduzido com a inclusão do rejeito ao solo, sendo percebido uma variação de 2 % nas misturas em relação ao valor do solo natural, o que também tende a influenciar nos resultados do CBR (Tabelas 4.13 e 4.14).

Os resultados de CBR e de expansão obtidos para a energia do Proctor modificado apresentaram um comportamento semelhante ao obtido para estas amostras quando ensaiadas com a energia intermediária. Poucas alterações foram observadas nos valores dos índices de vazios e no $\gamma_{dm\acute{a}x}$, principalmente quando da inclusão de 15 e 25% de rejeito a massa do solo natural. Observou-se uma pequena redução na umidade ótica e no grau de saturação. Além disso, observou-se pouca variação entre os valores do CBR obtido para o solo natural e para as misturas.

Em relação à expansão, observa-se que a adição de rejeito ao cascalho, levou o valor da expansão a sofrer um ligeiro aumento, porém este índice é inferior a 0,5%, valor máximo permitido pela ES 303 (DNER, 1997) para os solos aplicados em camadas de base.

Analisando os resultados obtidos nas amostras que receberam adição de 2% cal, verificou-se que o comportamento foi similar às demais composições anteriormente analisadas. As misturas com adição de cal hidratada produziram um aumento 10 unidades percentuais no valor do CBR em relação aos valores obtidos na energia intermediária e apresentaram também uma redução do valor da expansão. Porém, os valores de CBR obtidos com adição de cal ficaram abaixo dos valores do CBR obtido na energia modificada com as associações de rejeito sem adição de cal. (Figuras 4.33 e 4.34). A adição de cal também produziu redução no $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e um aumento da w_{ot} em todas as composições, sendo mais notáveis nas composições que continham rejeito.

É fundamental destacar nesta pesquisa que em todas as situações analisadas relativas ao valor do CBR foi de que nenhuma composição, seja ela, solo natural, solo com adição de rejeito e solo com adição de rejeito e cal, atingiu o valor de 60% recomendações pela ES 303 (DNER1997) para uso em camadas de base de pavimentos rodoviários. Perante a esta especificação o material deve apresentar CBR mínimo de 60% e expansão menor que 0,5% para um valor do número de operações do eixo padrão de 8,2 t não superior a 5×10^6 .

Existe, porém, uma prática no estado de Goiás, adotada pelas Agencia Goiana de Transporte e Obras Públicas (AGETOP) e pelas prefeituras municipais do estado de Goiás, de permitir a utilização de materiais para serem aplicados em camadas de base de pavimentos urbanos com baixo volume de tráfego, cujo valor do CBR seja igual ou superior a 40% e uma expansão menor do que 1%. Em relação a esta recomendação, somente as composições submetidas à compactação com o emprego da energia modificada e aquelas que foram

submetidas a adição de cal e compactadas na energia intermediária estariam credenciadas para serem utilizadas nestas estruturas de pavimento.

Em relação à avaliação dos resultados da expansão, verificou-se que a adição do rejeito não prejudicou o comportamento do solo granular, pois nenhuma expansão foi superior ao valor de 0,5%, valor máximo recomendado pela ES 303 (DNER,1997).

Em resumo, após a análise de todas estas composições, verifica-se que apenas na composição de Caturai (com imersão) o rejeito provocou prejuízos no comportamento mecânico do material não prejudicando as demais composições quando respeitadas as devidas proporções adicionadas aos solos naturais.

4.3. ENSAIO DE SUCCÃO

Os ensaios de sucção nas amostras de solos naturais e nas misturas que apresentaram melhores comportamentos tiveram como objetivo inicial avaliar a influência da sucção nos valores de CBR encontrados, nas condições não saturadas. Buscou-se também justificar o comportamento verificado em algumas amostras, onde percebeu-se a redução considerável no valor do CBR, quando as mesmas sofreram processo de saturação.

Embora a adição de rejeito aos solos naturais venha a gerar a formação de outro material com características diferentes do solo natural, a pesquisa se propôs a avaliar quais as modificações reais ocorridas nos parâmetros de sucção, quando da adição do rejeito aos solos naturais, comparando também a influência da sucção nos valores de CBR encontrados em todas estas amostras.

Foi usada também uma avaliação da sucção através da curva característica corrigida pelo índice de vazios, proposta por Camapum de Carvalho e Lerouril (2000). A curva característica corrigida permite determinar o valor da sucção de um solo, estando o mesmo em diferentes graus de saturação e índice de vazios. Considerando esta proposta, os resultados a serem apresentados estão expressos em função do grau de saturação pelo valor da sucção na unidade kPa e pelo grau de saturação percentual pela sucção na unidade $\log H_2O$ cm.

Outra justificativa para a realização do ensaio de sucção nestas amostras foi verificar a influência desta propriedade nos resultados dos ensaios de módulo de resiliência, realizados nas amostras de solos finos.

A Tabela 4.15 apresenta os valores da sucção média obtida a partir da curva característica corrigida. Nesta mesma tabela são apresentados os valores dos CBR médios obtidos para cada corpo de prova dos solos analisados.

Complementando as informações da Tabela 4.15, são apresentados nas Figuras 4.38 e 4.39 os valores dos resultados dos CBR médios obtidos para cada amostra com o valor da sucção. Na Figura 4.38 o valor da sucção foi obtido pelo método convencional, sem a correção pelo índice de vazios e na Figura 4.39 o valor da sucção foi obtido na curva característica corrigida (Camapum de Carvalho e Lerouril, 2000) em função do índice de vazios.

Tabela 4.15. Resultado da sucção média obtida na curva característica.

Material	CBR (%)	Índice Vazios(ϵ)	Sr (%)	e x pf	Sucção em (pf)	Sucção em (kPa)
Caturai	21	0,53	85,7	1,25	2,36	22,5
Caturai Saturada	17	0,52	88,9	1,05	2,02	10,3
Caturai + 35% rejeito	28	0,48	68,2	1,30	2,7	49,2
Caturai +35% rejeito saturada	12	0,48	99,5	1,0	2,08	11,8
Goianira	23	0,83	94,2	1,70	2,06	11,3
Goianira saturada	13	0,81	99,2	1,22	1,48	3,0
Goianira + 25% rejeito	24	0,61	92,4	1,68	2,73	52,7
Goianira + 25% rejeito saturada	20	0,62	96,2	1,50	2,43	26,1
Inhumas	24	0,63	86,7	1,67	2,66	44,8
Inhumas saturada	10	0,65	96,2	1,30	2,01	10,0
Inhumas + 15% rejeito	20	0,52	91,5	1,35	2,61	40,0
Inhumas + 15% rejeito saturada	15	0,51	99,7	0,77	1,49	3,2

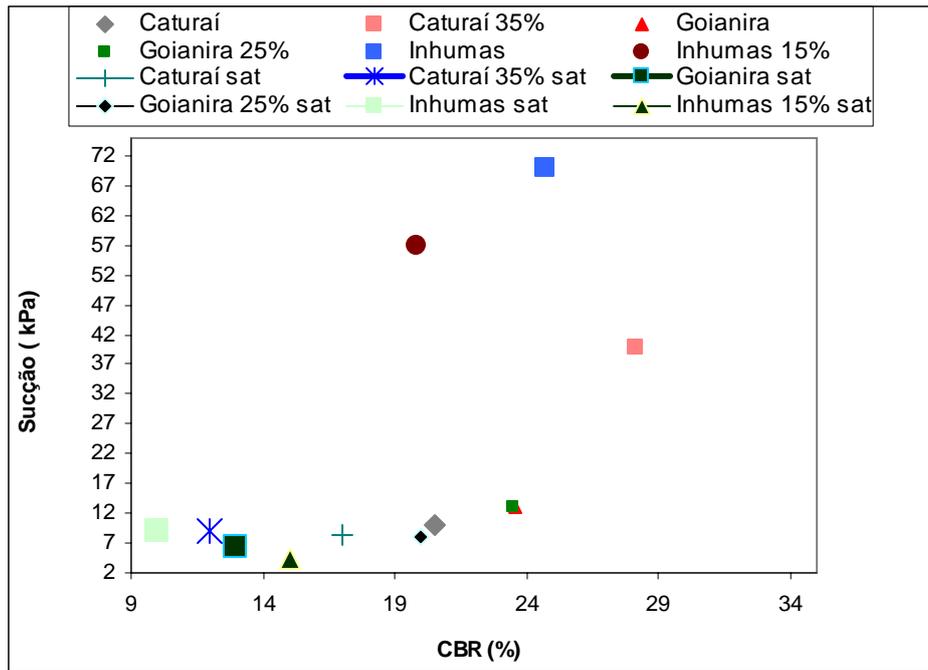


Figura 4.38. Sucção x CBR, sem considerar a influência do índice de vazios.

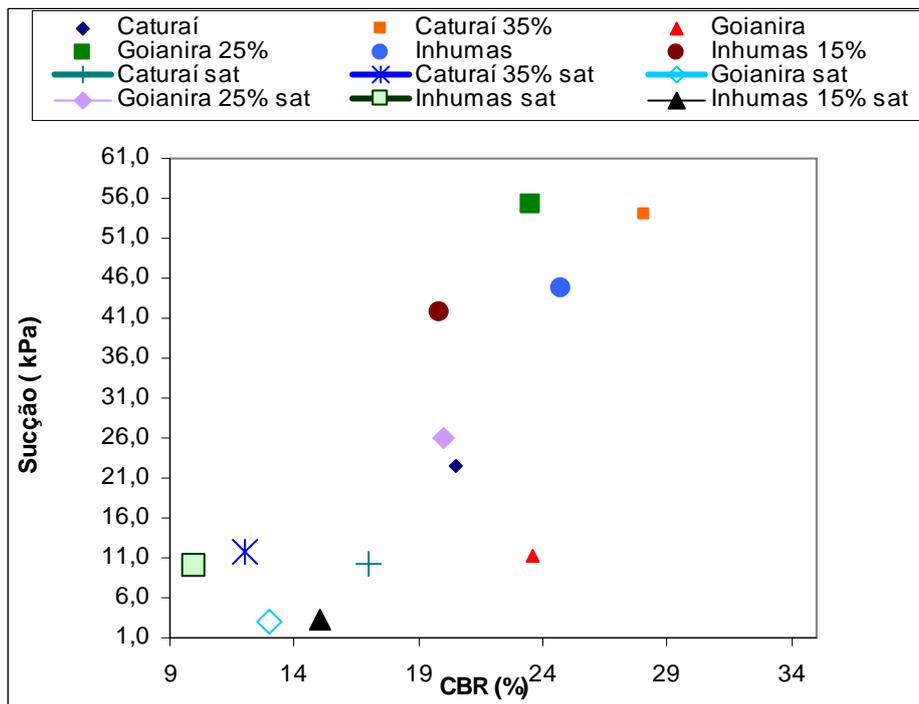


Figura 4.39. Sucção x CBR, considerando a influência do índice de vazios.

Complementando os estudos de sucção são apresentadas as curvas características de retenção de água, realizadas nas diversas amostras pesquisadas, com apresentação das curvas de sucção convencionais e corrigidas em função do índice de vazios.

Em relação ao solo de Caturai, foram escolhidas as amostras de solo natural, e a mistura contendo adição de 35% de rejeito. Esta mistura, quando em condição não saturada apresentou um valor de CBR superior ao solo natural e quando em condição saturada percebeu-se a inversão dos resultados. Este comportamento conduziu a realização da investigação da sucção destas amostras no sentido de quantificar a influência da sucção no comportamento do CBR para estes materiais.

As Figuras 4.40 e 4.41 ilustram a curva de sucção obtida pelo método convencional bem como a curva de sucção característica corrigida em função do índice de vazios para as composições com a amostra de Caturai.

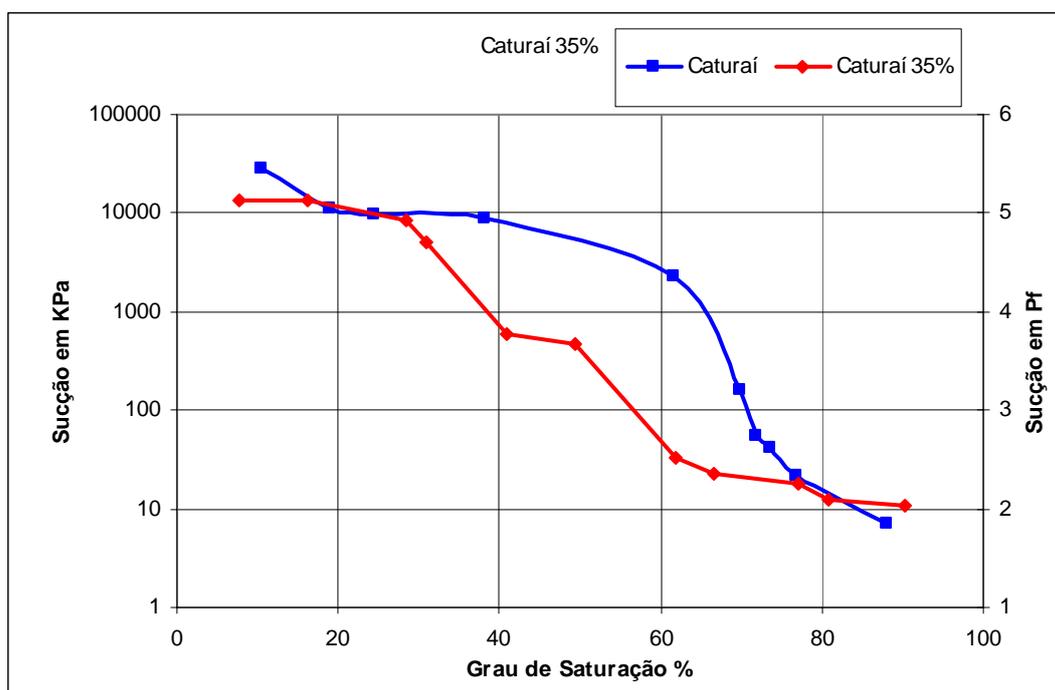


Figura 4.40. Curvas de sucção das composições de Caturai.

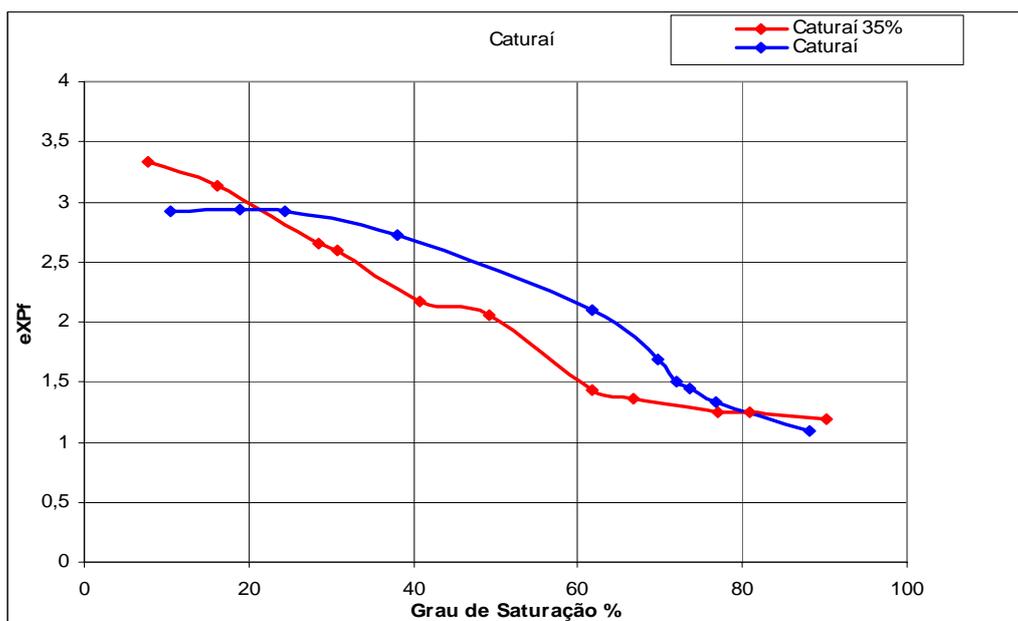


Figura 4.41 Curvas característica da sucção em função do índice de vazios para composições de Caturai.

Observa-se nas amostras de Caturai que a sucção influenciou o valor do CBR da composição que recebeu adição de 35% de rejeito nas condições não saturadas. Este material apresentou um menor grau de saturação (67%) bem como um menor índice de vazios em relação ao solo na condição natural, conferindo um maior valor de sucção e um conseqüente aumento no valor do CBR.

Quando saturado, o solo contendo adição de 35 % de rejeito não apresentou o mesmo desempenho mecânico observado na condição de não saturação, apresentando uma queda significativa no valor do CBR de 28 para 12%.

Embora se tratando, de amostras distintas, é interessante destacar que em condições não saturadas as maiores sucções proporcionaram maiores valores de CBR. Neste contexto, observou-se que a amostra contendo adição de rejeito apresentou maior sucção e maior CBR do que a amostra de solo natural. Conclui-se que o principal fator que modificou a sucção foi a redução do grau de saturação.

Em relação aos solos de Goianira foram escolhidos para análise da sucção, a amostra de solo natural e a amostra contendo adição de 25% de rejeito. Esta ultima composição foi escolhida em decorrência de ter apresentado o maior valor de CBR em condição saturada. É importante ressaltar que o solo de Goianira foi o que apresentou uma maior modificação de comportamento quando associado ao rejeito.

As Figuras 4.42 e 4.43 apresentam as curvas de sucção referentes às duas composições de Goianira, sendo que a última representa a curva característica corrigida em função do índice de vazios.

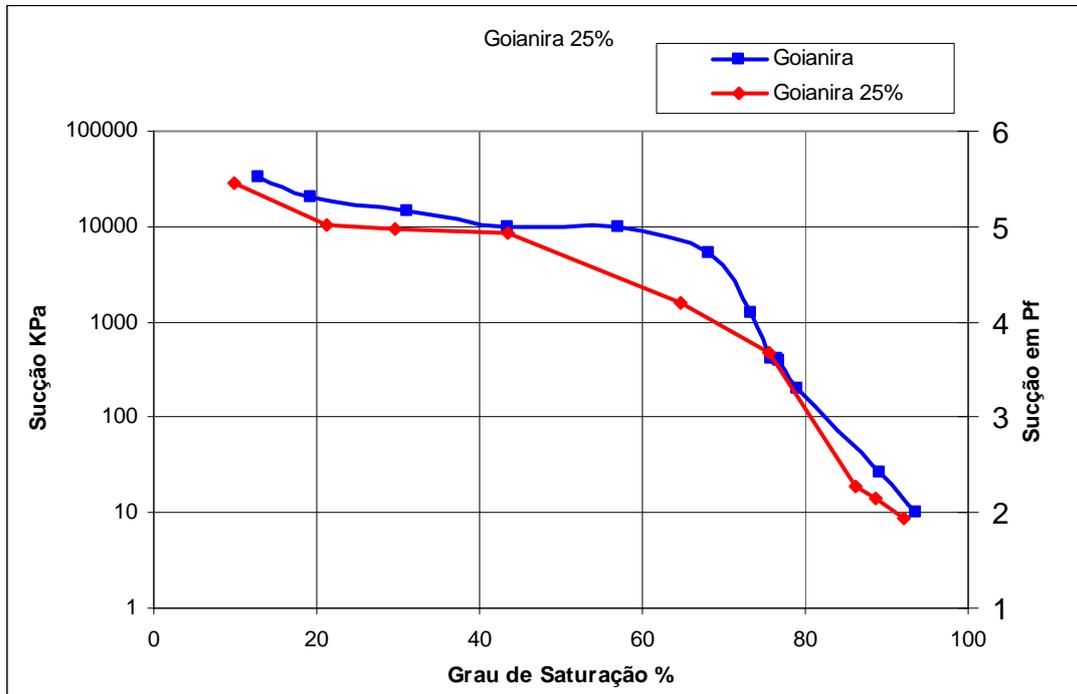


Figura 4.42. Curvas de sucção das composições de Goianira.

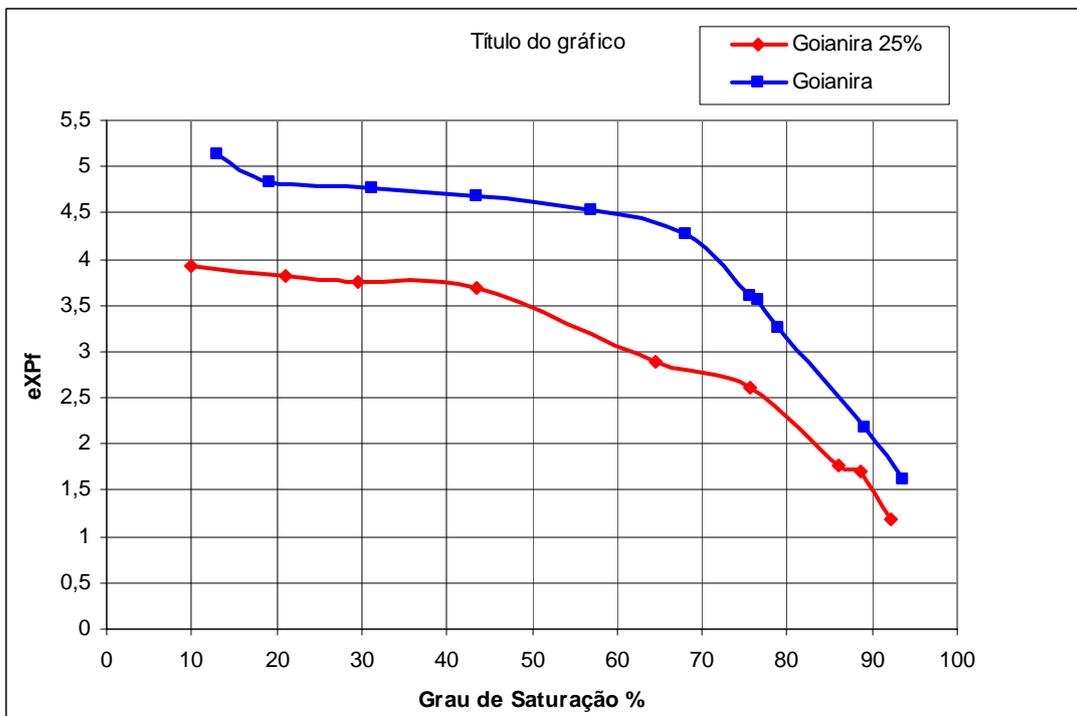


Figura 4.43. Curvas característica de sucção em função do índice de vazios, composições de Goianira.

Para as amostras selecionadas do solo de Goianira os graus de saturação obtido na condição ótima foram muito próximos, $S_r = 92\%$ para a mistura com 25% rejeito e $S_r = 94\%$ para o solo natural. Verifica-se que os valores da sucção pela Figura 4.42 são praticamente iguais, sendo que a amostra de solo natural apresenta um valor ligeiramente superior ao da mistura, 13 kPa para o solo natural e 12 kPa para a mistura. Este comportamento refletiu na pequena variação do CBR para destes materiais, 23% para o solo natural e 24% para a mistura em condições não saturadas. Acredita-se que na amostra de solo natural houve grande influência da sucção no valor do CBR, sendo atribuída à presença de partículas argilosas. Para a mistura, a redução do índice de vazios foi o fator responsável pelo valor encontrado do CBR, visto que o valor da sucção determinada em função do índice de vazios foi superior ao valor do solo natural conforme a Tabela 4.15.

Verifica-se, que o melhor desempenho em termos de CBR alcançado pela amostra de solo que recebeu adição do rejeito foi em decorrência da redução do índice de vazios. Esta constatação pode ser também esclarecida, através dos resultados obtidos na avaliação da microscopia eletrônica de varredura, realizada nas duas amostras. Estes resultados que serão apresentados no próximo item confirmam a redução do índice de vazios do solo quando o mesmo recebeu adição de rejeito.

Em relação ao estudo da sucção, desenvolvidos para os solos de Inhumas, foram escolhidos além do solo natural, a mistura contendo adição de 15% de rejeito. A amostra com 15% de rejeito foi escolhida em função da execução da pista experimental realizada em Inhumas utilizando esta mesma porcentagem de rejeitos. As curvas representativas da sucção destas composições estão representadas nas Figuras 4.44 e 4.45.

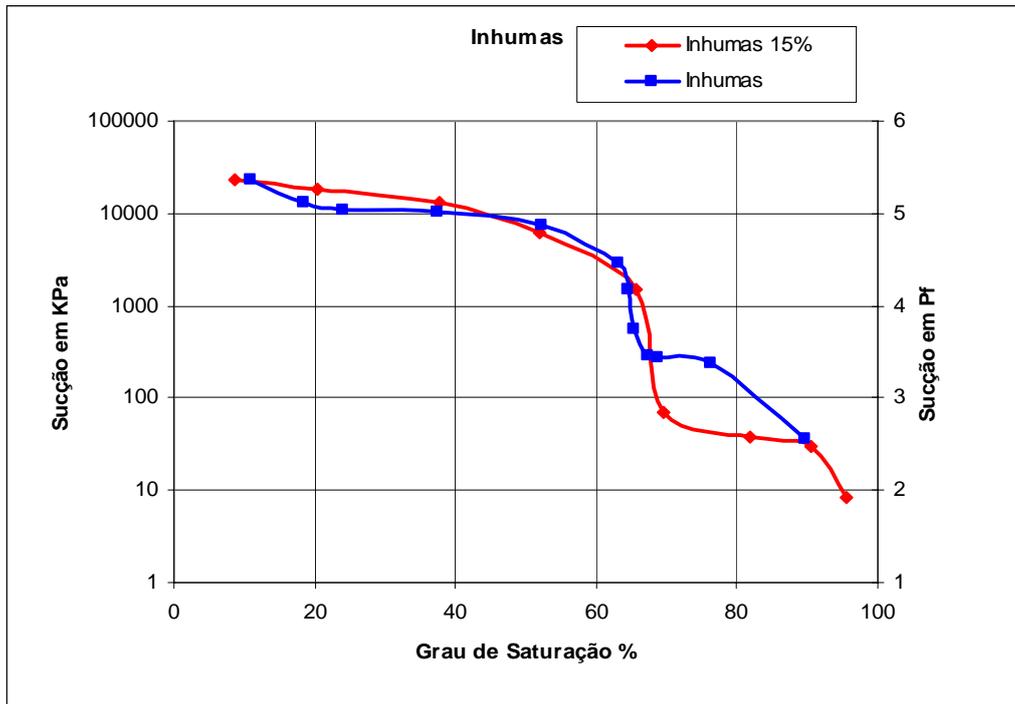


Figura 4.44. Curvas de sucção das composições de Inhumas.

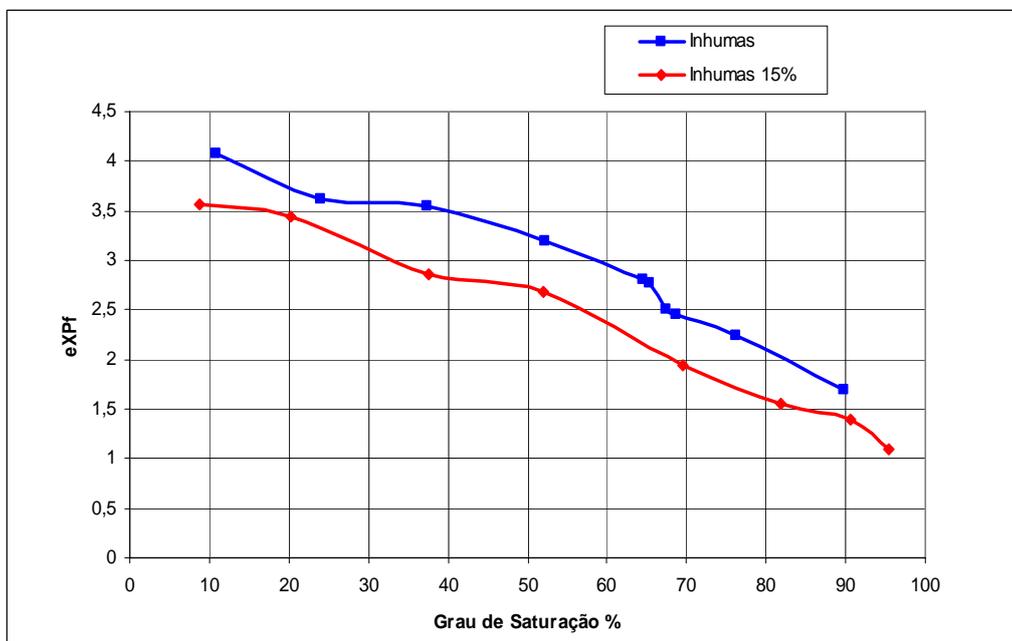


Figura 4.45. Curvas características de sucção em função do índice de vazios, composições de Inhumas.

Em relação a estes materiais, os resultados apontam a influência do grau de saturação no valor obtido da sucção bem como no comportamento mecânico do solo. O solo natural foi ensaiado com um grau de saturação de 86,7% e apresentou uma sucção de 70 kPa conforme a Figura 4.44. O solo com adição de 15% de rejeito foi ensaiado com um grau de saturação de 91,5%, apresentando uma sucção de 57 kPa na mesma Figura 4.44.

Ao considerar os valores do grau de saturação e identificá-los na curva característica corrigida pelo índice de vazios foi obtida uma sucção de 44,8 kPa, para o solo natural de Inhumas, e um valor de 40 kPa para a composição com adição de 15% rejeito, valores obtidos na Tabela 4.15. Consta-se que a sucção no solo natural foi maior que a da mistura nas duas condições analisadas, com e sem correção. Este comportamento foi, provavelmente, em decorrência da influência do maior teor da fração argila existente no solo natural, e pelo grau de saturação menor, superando a influência do índice de vazios que foi menor para a composição que recebeu adição de rejeito.

Apesar de estarem com valores muito próximos, os resultados dos ensaios demonstram que a sucção influenciou no valor do CBR em condições não saturadas, ou seja, a amostra que apresentou maior valor de sucção apresentou também um maior valor de CBR.

Destas séries de ensaios a principal conclusão foi à comprovação da influência do grau de saturação, do índice de vazios e da fração argila na sucção das composições, e que a mesma influenciou o valor do CBR determinado nas condições não saturadas. Destaca-se também que os valores de sucção foram distintos para os solos naturais e para as misturas com rejeito, comprovando que o rejeito modificou o valor da sucção do solo natural, pois conduziu à formação de uma nova amostra com comportamento distinto.

Outra constatação foi a de que a sucção também influenciou o comportamento resiliente, observando maior módulo resiliente para valores de sucção mais elevados.

4.4. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

Os resultados dos ensaios de MEV foram realizados para complementar as investigações das composições que apresentaram melhores e piores desempenhos e tiveram como objetivo compreender melhor os efeitos da adição de rejeito nos solos naturais. Neste sentido, quatro amostras foram submetidas a esta investigação, o solo natural de Goianira, o solo de Goianira com adição de 25% de rejeito, solo de Caturai e o solo de Caturai com 35% de rejeito.

Esta investigação apresentou subsídios para o entendimento da estrutura das composições e do comportamento mecânico verificado nos ensaios de CBR. Os resultados

desta investigação serão apresentados numa seqüência de figuras, sendo cada amostra analisadas individualmente.

As Figuras 4.46 a 4.49 ilustram os resultados da investigação realizada no MEV para o solo de Caturai e a associação com 35% de rejeito em diferentes ampliações.

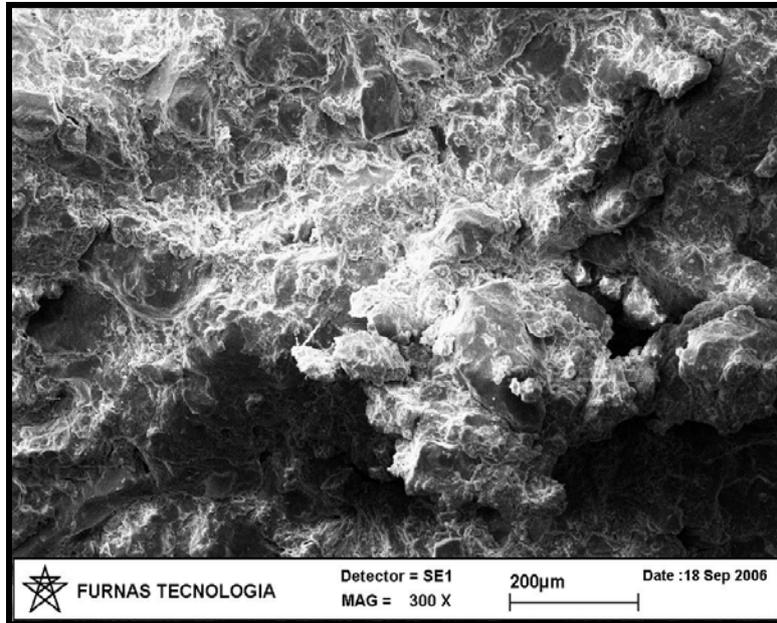


Figura 4.46. Imagem do MEV na amostra de Caturai com ampliação de 300X.

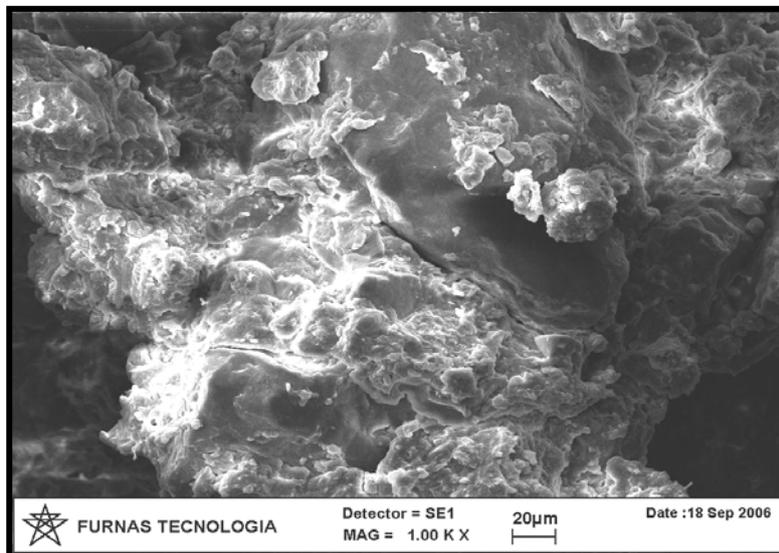


Figura 4.47. Imagem do MEV na amostra de Caturai com ampliação 1000X

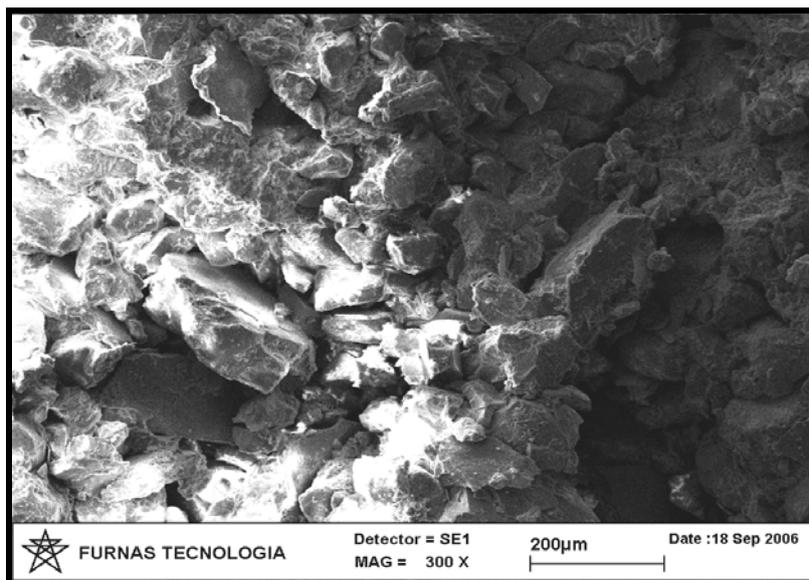


Figura 4.48. Imagem do MEV na amostra de Caturai com 35% de rejeito com ampliação de 300X.

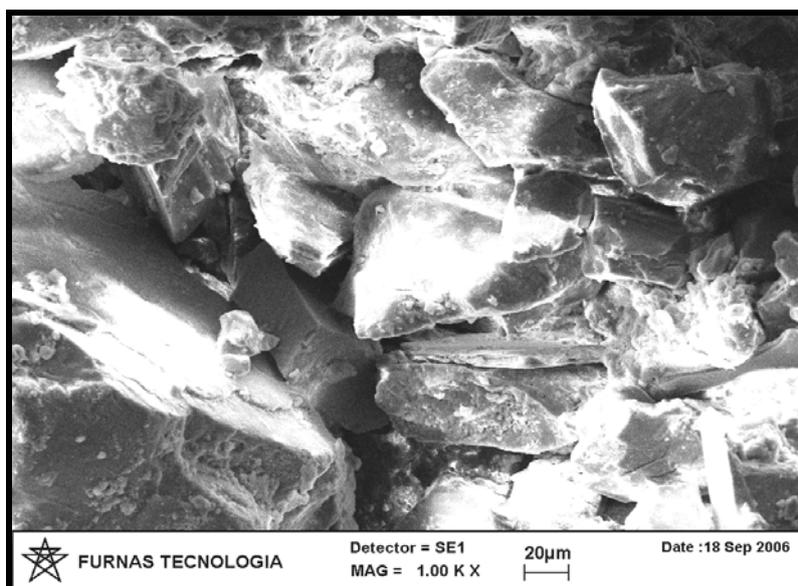


Figura 4.49. Imagem do MEV, amostra de Caturai com 35% de rejeito com ampliação de 1000X.

Quando a amostra de solo natural de Caturai foi avaliada no MEV, verificou-se a presença de uma estrutura densa, caracterizada pelo contato entre as partículas sólidas envolvidas por camada cimentante. Estes elementos foram também detectados nos ensaios de difração de raio X. Esta cimentação, conforme pode ser observada nas Figuras 4.46 e 4.47 atua na ligação entre as partículas e provavelmente contribuiu para o índice de CBR deste solo na condição natural, conduzindo a uma pequena perda de suporte com a saturação da amostra.

Nas imagens do solo que recebeu adição de 35% de rejeito, Figuras 4.48 e 4.49, percebe-se nitidamente uma estrutura mais compacta, mostrando um maior contato entre as

partículas sólidas e uma a redução da cimentação natural. A inclusão de rejeito não contendo em sua composição a presença de elementos cimentantes, tais como o ferro e o alumínio, reduziu o teor destes elementos, existentes no solo natural. Desta forma, a resistência apresentada nas condições não saturadas para a associação contendo 35% de rejeito se deve basicamente ao contato entre as partículas, além de outros fatores já abordados, como a sucção e do índice de vazios.

As Figuras 4.50 a 4.55 ilustram as imagens obtidas na análise do solo natural de Goianira e a mistura com 25% de rejeito.

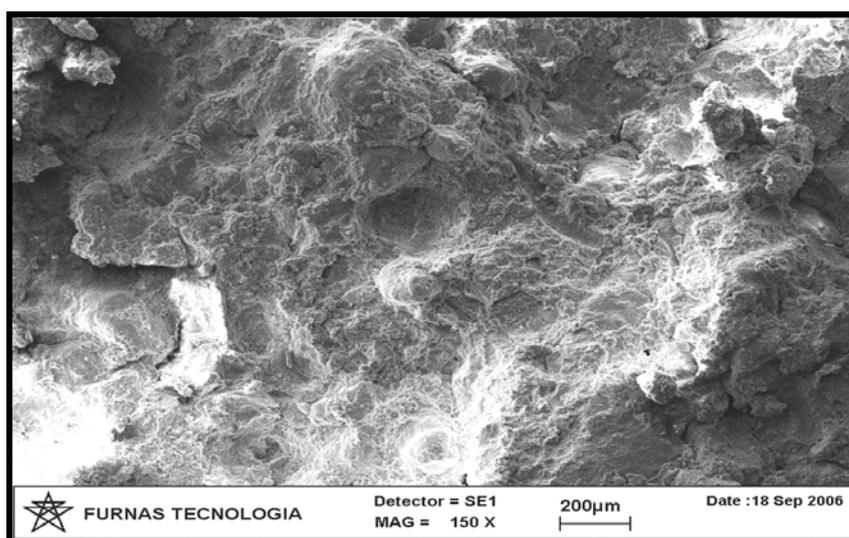


Figura 4.50. Imagem do MEV, na amostra de Goianira, ampliação 150X.

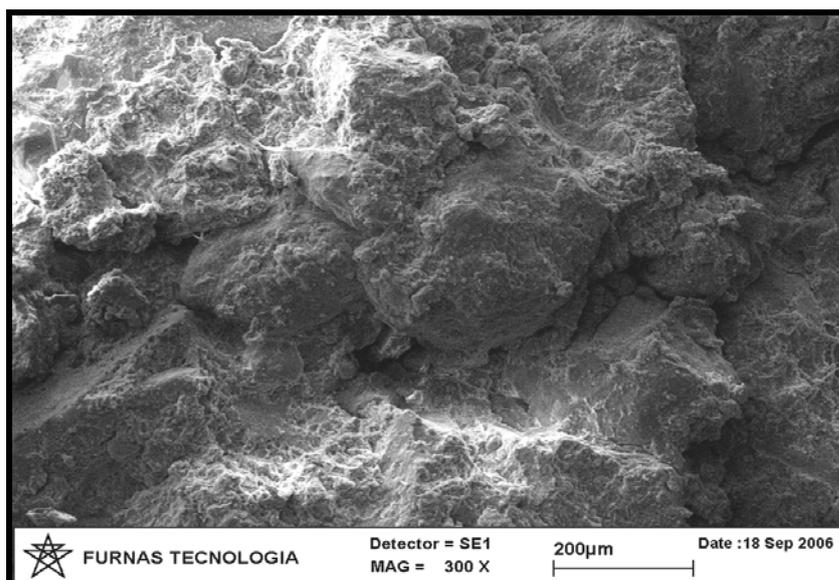


Figura 4.51. Imagem do MEV, amostra de Goianira, ampliação 300X.

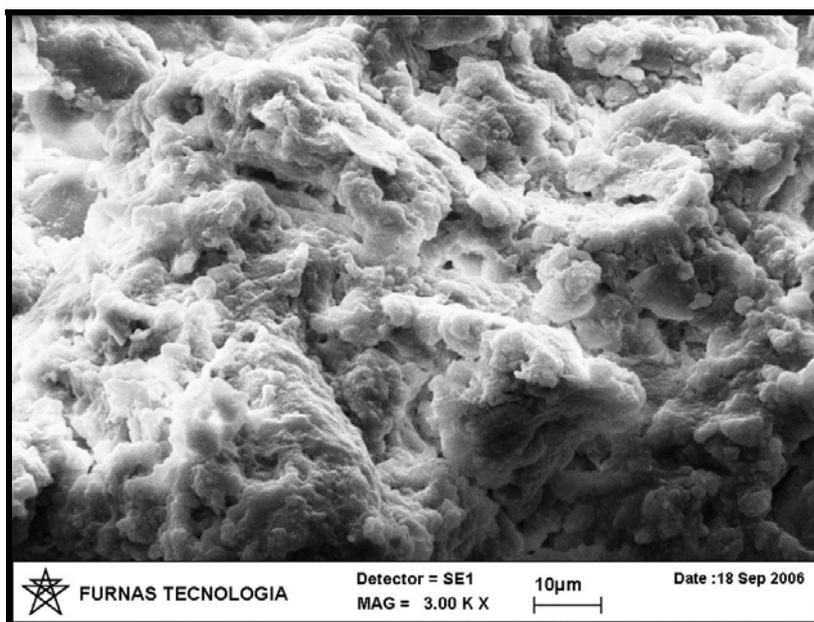


Figura 4.52. Imagem do MEV, amostra de Goianira, ampliação 3000X.

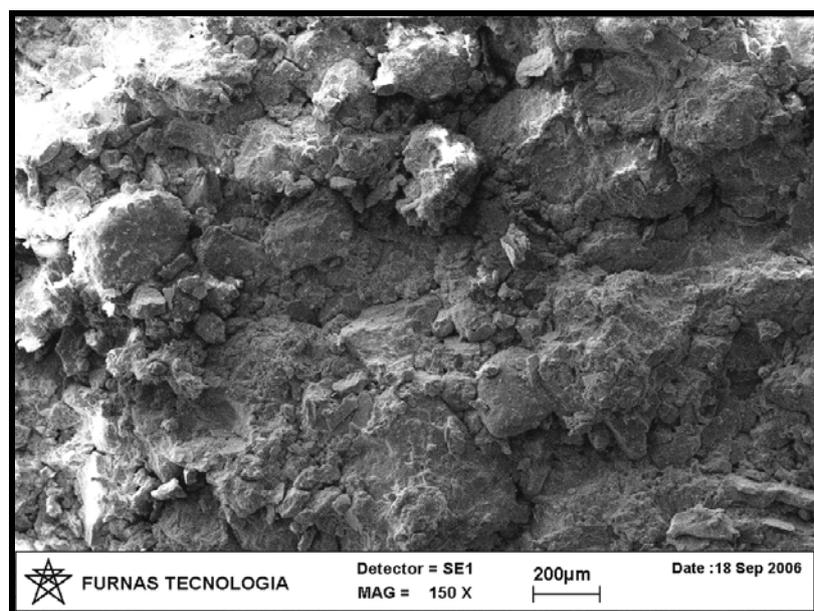


Figura 4.53. Imagem do MEV, amostra de Goianira com 25% de rejeito, ampliação 150X.

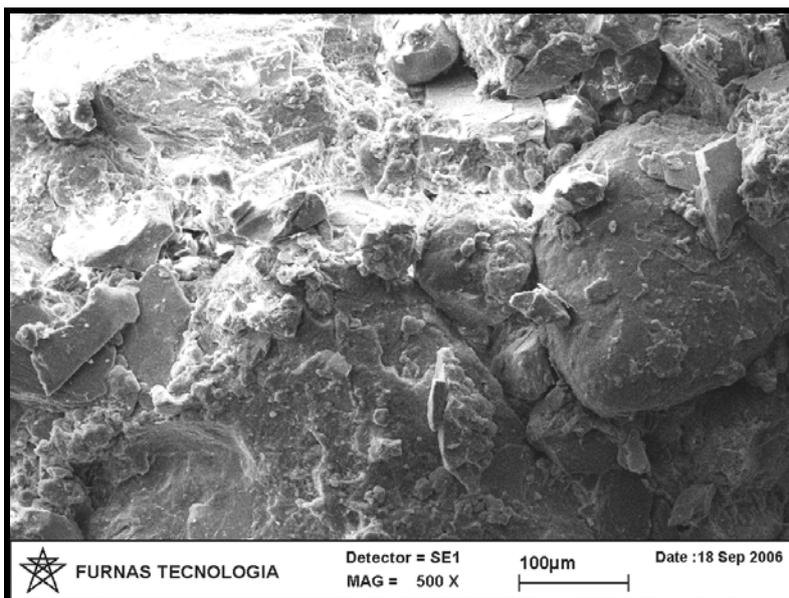


Figura 4.54. Imagem do MEV, amostra Goianira com 25% de rejeito, ampliação 500X.

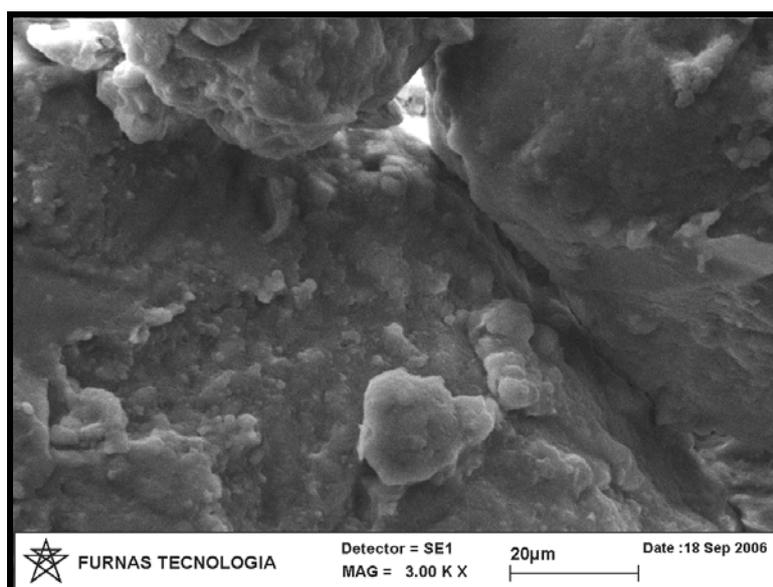


Figura 4.55. Imagem do MEV, amostra de Goianira com 25% de rejeito, ampliação 3000X.

Em relação ao comportamento das composições de Goianira, a técnica do MEV muito contribuiu para o entendimento das modificações percebidas no comportamento físico e mecânico do solo quando da adição do rejeito. O solo de Goianira apresenta conforme a Figura 4.52 uma estrutura porosa, composta de macro e micro poros. Pode-se observar, também, analisando as Figuras 4.50 e 4.51 a presença de cimentação envolvendo as partículas maiores e a formação de grumos. Esta estrutura observada no MEV esclarece o maior índice de vazios registrados nesta amostra. Além disso, comparando as estruturas do solo natural

com a que foi adicionada rejeito, observa-se a presença de uma maior porosidade do solo natural em relação ao solo que recebeu adição de rejeito.

As análises destes materiais no MEV possibilitaram também, compreender o motivo do baixo valor do peso específico natural desta amostra; que se mostrou muito inferior aos dos demais solos analisados nesta pesquisa.

Com a inclusão do rejeito no solo é perceptível a presença das partículas sólidas do rejeito modificando a estrutura do solo (Figuras 4.53, 4.54 e 4.55). Percebe-se um maior contato entre os grãos sólidos e a redução da cimentação. Verifica-se ainda, que mesmo com a inclusão do rejeito ao solo natural permanecem ainda a presença de micro e macro poros embora em menores proporções que no solo na condição natural. Este fato poderia justificar o aumento no valor do CBR para solo com adição de 25 % de rejeito.

Embora com as limitações relativas ao pequeno número de amostras analisadas, os resultados das análises do MEV contribuíram para a análise dos resultados de CBR podendo justificar o comportamento físico e mecânico destes solos.

4.5. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O referido ensaio teve como objetivo avaliar o comportamento dos solos naturais e de algumas misturas contendo rejeito, mediante ao seu comportamento resiliente. Estes estudos se justificam pela maior representatividade desta metodologia de análise em relação aos estudos utilizando o CBR na previsão do comportamento real das estruturas dos pavimentos.

Os estudos do comportamento resiliente foram realizados nas amostras de Goianira, Goianira com adição de 25% de rejeito, em função destas amostras terem apresentados comportamentos bastantes distintos e nas amostras de Inhumas, Inhumas com adição de 15% de rejeito, o cascalho e cascalho com adição de 15% de rejeito, devido a utilização na execução da pista experimental.

Os resultados gerais desta investigação em todas as amostras estão apresentados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16. Parâmetros de resiliência das amostras pesquisadas.

Tipo de Solo	Valor K1 (MPa)	Valor K2 (MPa)	Valor K3	Valor K4
Cascalho	282	0,0345	-	-
Cascalho 15%	364	0,2333	-	-
Goianira	0,05	56	1688	58
Goianira 25%	0,04	64	2286	36
Inhumas	0,06	61	2714	80
Inhumas 15%	0,04	48	2000	46

Os índices denominados de K1, K2, K3, e K4 são denominados de parâmetros de resiliência, sendo obtidos nos gráficos do ensaio, conforme as diretrizes apontadas na norma ME 131 (DNER, 1994). Estes índices são utilizados para o cálculo do módulo de resiliência de cada solo e mistura analisada nesta pesquisa.

Inicialmente serão analisados os resultados dos ensaios realizados nas amostras de cascalho na condição natural e com adição de 15% de rejeito. A Tabela 4.16 e a Figura 4.56 apresentam os resultados obtidos para estes materiais.

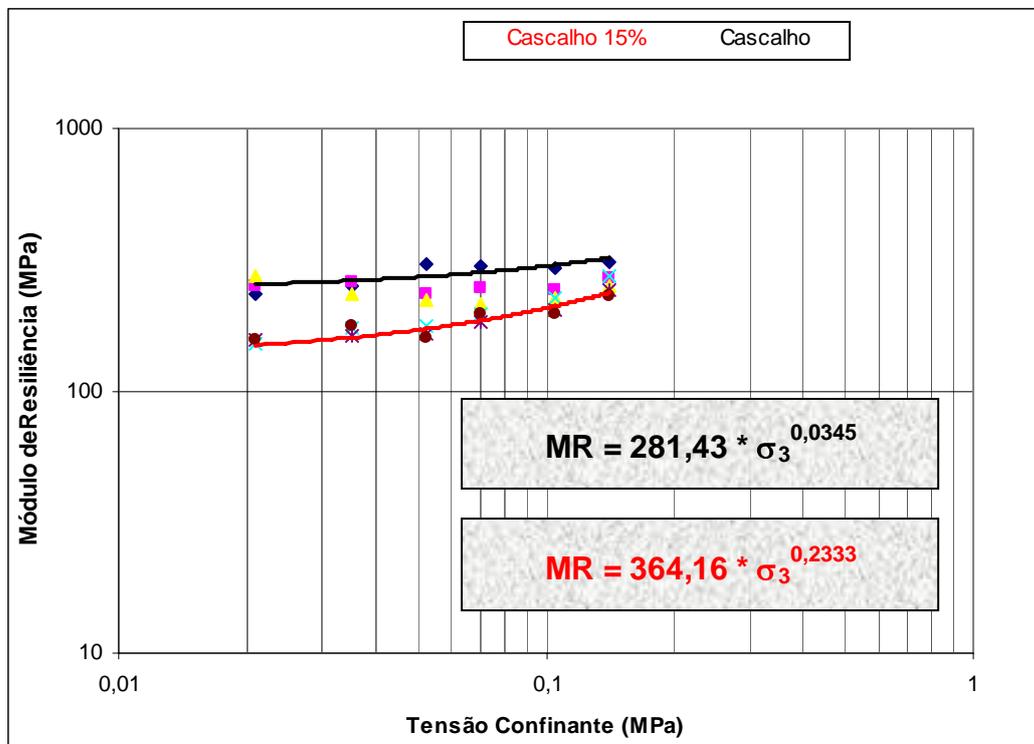


Figura 4.56. Resultados do ensaio de Módulo Resiliência para as composições granulares.

Através dos resultados obtidos, verifica-se que para qualquer tensão confinante aplicada, o valor do módulo resiliente do cascalho será superior ao valor da mistura contendo adição de rejeito fino de pedreira.

Com os respectivos valores de K1, K2 obtidos na Figura 4.56 e através da Equação 4.1 recomendada pela ME 131(DNER, 1994).

$$MR = K1 \times \sigma_3^{K2}. \quad (4.1)$$

Onde:

MR = Módulo Resiliente em Mpa;

σ_3 = Tensão confinante em Mpa;

K1 e K2 = parâmetros de Resiliência.

Para tensões confinantes mais elevadas, percebe-se a redução nos valores dos módulos resilientes do cascalho em relação à mistura. Para ilustrar esta informação é feita uma simulação considerando valores de σ_3 de 0,05 e 0,1 MPa. Para a primeira tensão confinante, ou seja, igual a 0,05 MPa, o valor do módulo obtido foi de 254 MPa para o cascalho e 181MPa para o cascalho com adição de rejeito. Com a segunda tensão confinante, o valor do módulo foi de 260 MPa para o cascalho e de 213MPa para o cascalho + 15% de adição de rejeito.

A adição de rejeito, contendo frações equivalentes a um solo siltoso em sua composição, e a redução no teor de pedregulho no cascalho foram sem dúvida às razões para o decréscimo no valor do módulo resiliente.

O Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT, 2006) atribui uma classificação para os solos mediante ao seu comportamento resiliente. Analisando esta proposta, constata-se que ambas as composições estudadas, classificam-se no grupo B, apresentando um coeficiente K2 menor do que 0,50, ou seja, grau de resiliência intermediário, podendo ser aplicado à estruturas de sub-base e base de pavimentos. Destaca-se que a composição contendo rejeito, embora apresentando módulo resiliente menor, obteve a mesma classificação do cascalho natural sendo também , credenciada para o uso em estruturas de pavimento.

Em relação aos resultados obtidos para a composição de Goianira, a Tabela 4.16 e a Figura 4.57 representam o comportamento obtido para estes materiais.

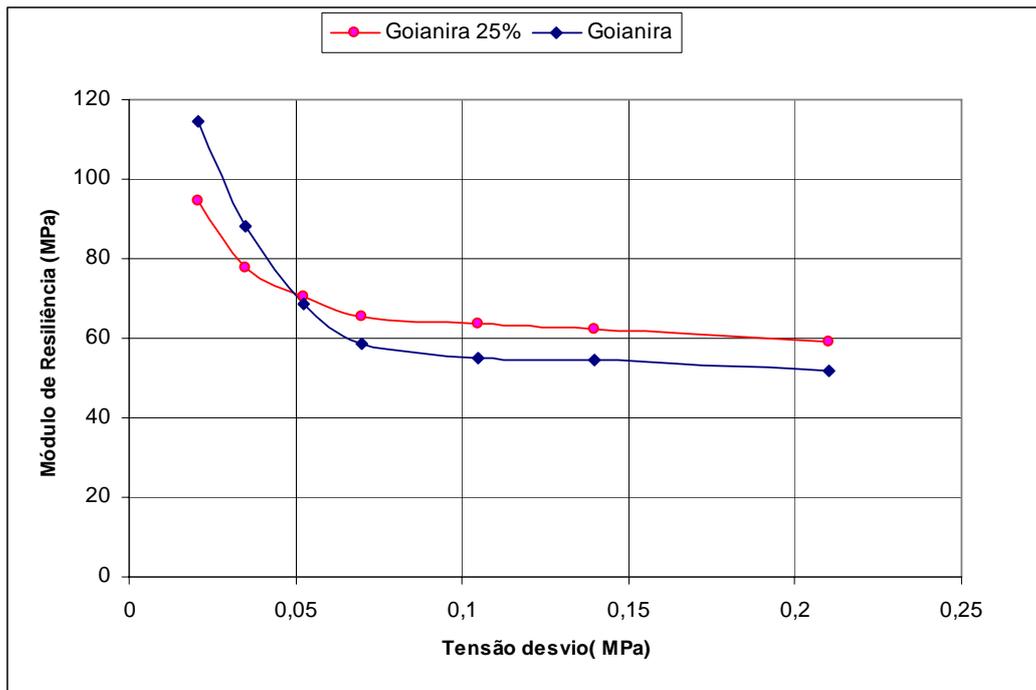


Figura 4.57. Resultados dos ensaios de módulo de resiliência, composições de Goianira.

Para o cálculo do valor do módulo resiliente as formulações recomendadas na norma ME 131 (DNER, 1994).

Se $K1 > \sigma_d$

$$MR = K2 + K3 (K1 - \sigma_d) \quad (4.2)$$

Se $K1 < \sigma_d$

$$MR = K2 + K4 (\sigma_d - K1) \quad (4.3)$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (4.4)$$

Onde:

MR = Módulo de resiliência em MPa.

σ_d = Tensão desvio em MPa.

σ_1 = Tensão principal ou axial aplicada em MPa.

σ_3 = Tensão de confinamento aplicada em MPa.

K1, K2 = Parâmetros de resiliência obtidos no gráfico do ensaio em MPa.

K3, K4 = Parâmetros de resiliência obtidos no gráfico do ensaio.

Para situações em que o valor de K1 supera o valor da tensão desvio (σ_d), o módulo resiliente será maior para a composição solo de Goianira, porém esta diferença será muito insignificante. Assim visando esclarecer esta consideração, se adotar um valor de σ_d de 0,03 MPa o módulo resiliente obtido para a amostra de Goianira será de 90MPa e para a composição Goianira + 25% de rejeito o valor obtido será de 87 MPa (Figura 4. 57).

Em situações onde a tensão de desvio for superior ao valor de K_1 , o módulo resiliente será maior para a composição que recebeu adição de rejeito, porém esta diferença será também muito pequena, isto é para um valor de σ_d igual a 0,1 MPa o módulo obtido para a composição solo + 25% de rejeito será 66 MPa e para o solo natural este parâmetro terá um valor de 60 MPa.

De acordo com as recomendações do Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT, 2006) para a classificação resiliente dos solos finos, estas composições seriam enquadradas no Grupo II, sendo credenciados para uso em subleito ou reforço de subleito. Verifica-se que a adição de rejeito ao solo natural de Goianira não prejudicou o seu comportamento resiliente, ficando ambas as composições no mesmo grupo de classificação proposto pelo DNIT (2006).

Outro ponto a destacar seria com relação a pouca variação presenciada entre os valores dos módulos resilientes destas composições e as pequenas variações já observadas nos valores da sucção e do CBR em condições não saturadas.

Em relação ao estudo resiliente das composições da cidade de Inhumas, a Tabela 4.16 e na Figura 4.58. apresentam os resultados das simulações realizadas.

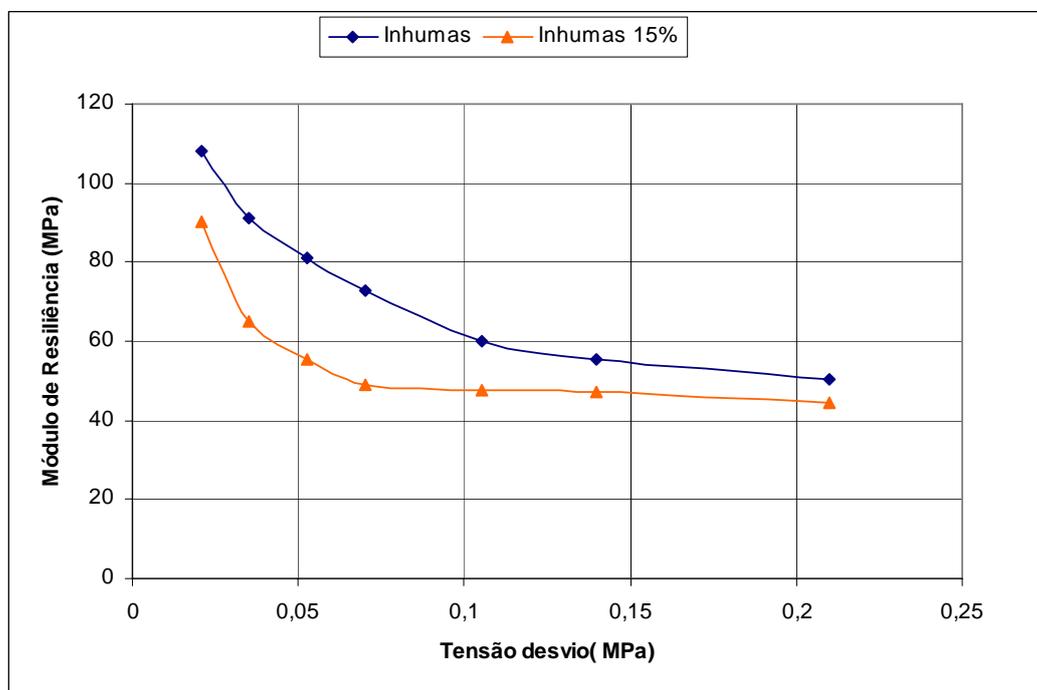


Figura 4.58. Resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência, composições de Inhumas.

Para o solo de Inhumas foi adotada a mesma metodologia proposta para a análise dos resultados do solo de Goianira. Para os referidos valores de K1, K2, K3, K4, e procedendo as mesmas análises a respeito da variação da tensão desvio de 0,03 e 0,1 MPa, verifica-se um comportamento distinto para o solo natural e solo com adição de rejeito.

Observa-se que independente do valor de σ_d o módulo resiliente do solo natural será sempre superior ao do valor do módulo da composição com adição de rejeito. Entretanto, para σ_d de 0,03 MPa a diferença de módulo é mais significativa, sendo 142 MPa para o solo natural e 68 MPa para o solo com adição de rejeito e para um valor de σ_d de 0,1 MPa esta diferença tende a reduzir, obtendo-se um valor de 68 MPa para o solo natural e 51 MPa para a composição com adição de rejeito.

Diante destes resultados observa que a utilização do rejeito não conduziu melhorias significativas no comportamento resiliente do solo. Em ambas as situações as amostras foram classificadas conforme a recomendação do DNIT (2006) como solos do grupo II, solos com características resilientes de material de reforço e de subleito. Embora com a uma característica limitada de utilização do solo de Inhumas a adição do rejeito não inviabilizou uso deste material para confecção de camada de subleito ou reforço.

Outra observação a destacar em relação ao estudo desta composição de Inhumas, é com relação à coerência existente entre os resultados obtidos no ensaio de sucção, com o valor do CBR e do módulo resiliente. Para o solo natural foi observado índice superior ao da mistura em relação a estes parâmetros analisados, confirmando a relação teórica existente entre a sucção e o módulo resiliente.

4.6. ENSAIOS DE CAMPO

Conforme mencionado no capítulo anterior foi construída uma pista experimental cujo objetivo era o confirmar na prática, a viabilidade técnica e econômica da utilização do rejeito como elemento constituinte de um pavimento tradicional urbano de tráfego leve.

Como forma de avaliar tecnicamente o pavimento foram realizados ensaios de campo destinados ao controle executivo de duas pistas experimentais com e sem adição de rejeito. Foram realizados ensaios de controle de compactação, avaliação das bacias de deflexões com o uso da viga Benkelman e a determinação do coeficiente de rigidez da camada e do módulo de elasticidade do material, sendo estes dois últimos parâmetros determinados pelo uso do aparelho Geogauge.

4.6.1. Controle de Compactação

Os serviços de acompanhamento de campo, execução nas camadas do pavimento foram realizados pelo laboratório da empresa Solotec de Goiânia. Para determinar o grau de compactação e o desvio de umidade ótima foi utilizada a metodologia do frasco de areia e do Speedy. Os valores do peso específico do solo seco máximo e da umidade ótima de laboratório foram determinados pelo laboratório da Solotec. Ressalta-se que estes valores coincidiram com os valores obtidos nos estudos de compactação desenvolvidos no laboratório do CEFET-GO e no Laboratório de Geotecnia da UnB.

Ambos os pavimentos foram constituídos de uma camada de subleito e de uma camada de base com e sem adição de rejeito. Em todas estas camadas foi adotada a energia de compactação do Proctor intermediário e controle de campo foi realizado em furos espaçados de no mínimo 20 metros. Os resultados desta investigação estão apresentados na Tabela 4.17.

Tabela 4.17. Resultados dos ensaios de controle de compactação do campo.

Camada	Trecho	γ_{campo} (kN/m ³)	$\gamma_{\text{dmáx.}}$ (kN/m ³)	G.C.(%)	w _{campo} (%)	w _{ot} (%)	Δw (%)
Subleito	Com Rejeito	17,73	18,02	98,4	16,8	17,3	-0,5
Subleito	Com Rejeito	17,7	18,02	98,2	16,7	17,3	-0,6
Subleito	Com Rejeito	17,65	18,02	97,9	16,7	17,3	-0,6
Base	Com Rejeito	18,90	18,62	101,5	12,4	12,7	-0,3
Base	Com Rejeito	18,86	18,62	101,1	12,5	12,7	-0,2
Base	Com Rejeito	19,04	18,62	102,3	12,6	12,7	-0,1
Subleito	Sem Rejeito	17,11	17,09	100,1	19,6	19,8	-0,2
Subleito	Sem Rejeito	17,03	17,09	99,6	19,7	19,8	-0,1
Subleito	Sem Rejeito	16,92	17,09	99,0	19,6	19,8	-0,2
Subleito	Sem Rejeito	17,09	17,09	98,1	19,5	19,8	-0,3
Subleito	Sem Rejeito	16,87	17,09	98,7	19,6	19,8	-0,2
Base	Sem Rejeito	18,86	18,62	101,3	14,7	14,4	0,3
Base	Sem Rejeito	18,80	18,62	100,7	14,5	14,4	0,1
Base	Sem Rejeito	18,62	18,62	100,0	14,4	14,4	0,0
Base	Sem Rejeito	18,58	18,62	99,7	14,9	14,4	0,5
Base	Sem Rejeito	18,50	18,62	99,3	14,6	14,4	0,2

Os resultados apontaram que praticamente todos os pontos investigados, apresentaram um grau de compactação (GC) e desvio de umidade (Δw) dentro das recomendações adotadas pela recomendações da AGETOP, ou seja:

$GC > 100\%$ e $\Delta w < 1,0\%$ ramo úmido e $\Delta w > 1,5\%$ ramo seco para camada de base.

$GC > 95\%$ e $\Delta w < 1,5\%$ ramo úmido e $\Delta w > 2,0\%$ ramo seco para camada de subleito.

Alguns detalhes sobre a etapa de construção desta pista experimental estão relacionados à construção da camada de subleito que recebeu adição de 15% em volume de rejeito. Após a compactação e um período maior de secagem ocorreram formações de trincas superficiais em toda extensão da camada.

Após a execução da compactação da camada do subleito com adição de rejeito e da realização dos ensaios para o controle de compactação, esperou, devido aos problemas de transporte do material de jazida, um período de 36 horas para realizar o lançamento e espalhamento do cascalho sobre esta camada. Assim, durante este período foi observado a formação de trincas em todas à superfície da camada de subleito que recebeu adição do rejeito.

Avaliando situações semelhantes, Rezende (1999) e Villibor (2006) consideram que o provável trincamento da camada, poderia ter sido motivado pela retração do material, ou possivelmente pelo excesso de energia de compactação ou até mesmo pelo uso inadequado do equipamento de compactação, uso do rolo de pata CA-25, antes do uso do rolo compactador pé de carneiro pata longa.

Como forma de correção do referido problema, foi realizada uma raspagem da camada com a motoniveladora, a uma profundidade de 3 cm, observando a redução das trincas. Após a remoção desta camada foi então lançado e espalhado o cascalho sobre a mesma, permanecendo este material sobre o subleito até a execução da base.

É importante também destacar que os ensaios de controle de compactação haviam sido realizados 36 horas antes do aparecimento das trincas e que em nenhum momento houve molhagem superficial da camada de subleito. Ressalta-se ainda que nestes ensaios já havia indícios de redução de umidade de campo em relação à umidade ótima do material.

4.6.2. Viga Benkelman

Os resultados obtidos da avaliação das deflexões ocorridas nas duas pistas experimentais para a condição natural e com adição de rejeito estão apresentados nas Tabelas 4.18 e 4.19 respectivamente. A Figura 4.59 ilustra as bacias de deflexões médias obtidas nas duas pistas experimentais.

Tabela 4.18. Resultados das bacias de deflexões da pista sem o uso do rejeito.

Pontos de Análise (centímetros)		Deflexão nos Pontos em cm. mm					Média (cm .mm)	Desvio Padrão
		Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5		
0	D0	170	166	162	176	190	173	10,92
25	D25	124	102	98	138	140	120	19,67
50	D50	74	52	58	68	66	64	8,66
75	D75	34	30	26	34	28	30	3,6
100	D100	16	18	12	16	16	16	2,23
150	D150	4	4	8	4	8	6	2,23
300	D300	0	0	0	0	0	0	0
500	D500	0	0	0	0	0	0	0
700	D700	0	0	0	0	0	0	0

Tabela 4.19. Resultados das bacias de deflexões da pista com o uso de rejeito.

Pontos de Análise (centímetros)		Deflexão nos Pontos em cm .mm.					Média (cm .mm)	Desvio Padrão
		Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 5		
0	D ₀	152	156	158	188	168	164	14,45
25	D ₂₅	122	130	130	154	154	128	14,97
50	D ₅₀	52	56	82	82	74	69	10,98
75	D ₇₅	20	26	42	38	48	35	11,54
100	D ₁₀₀	10	16	28	18	20	18	6,55
150	D ₁₅₀	6	4	16	4	6	7	5,02
300	D ₃₀₀	0	0	0	0	0	0	0
500	D ₅₀₀	0	0	0	0	0	0	0
700	D ₇₀₀	0	0	0	0	0	0	0

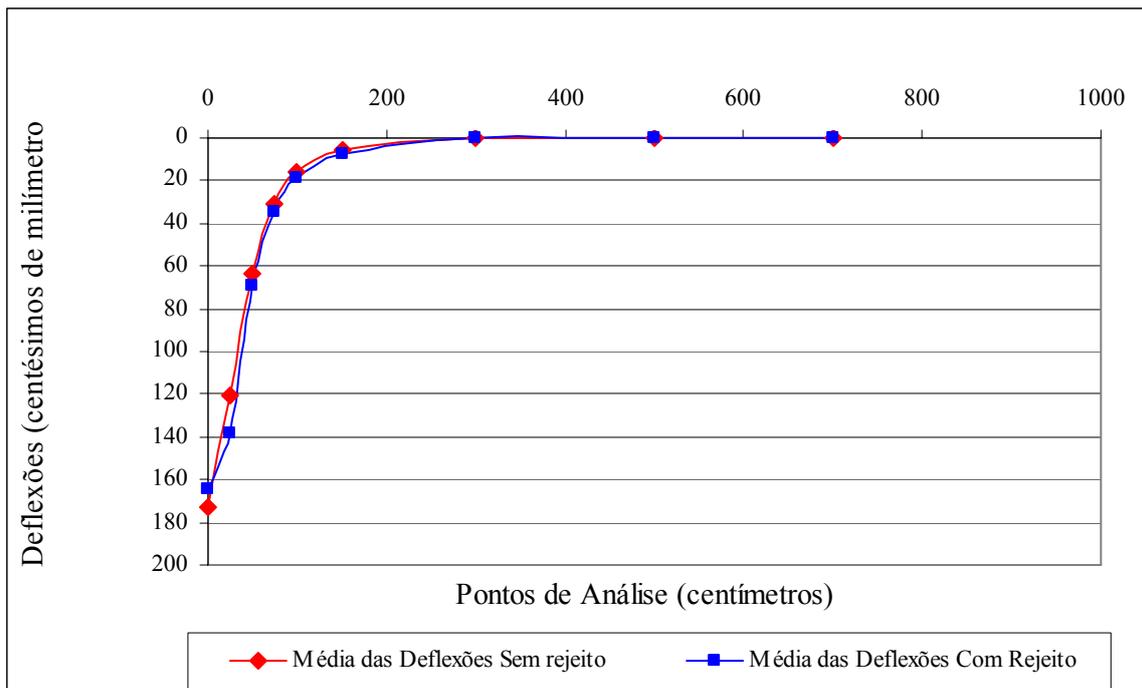


Figura 4.59. Gráficos das bacias de deflexões médias, obtidos nas pistas experimentais com o uso do rejeito e sem o uso do rejeito.

Avaliando a Figura 4.59, observa-se que a inclusão do rejeito ao cascalho e ao solo fino do subleito praticamente não alterou as bacias de deflexões do pavimento. Este comportamento comprova que a adição em volume de 15% de rejeito ao solo natural não prejudicou o comportamento das camadas do pavimento.

O raio de curvatura médio dos trechos experimentais foi calculado através dos dados obtidos das deformações do pavimento com o uso da viga Benkelman e com base na utilização da formulação e das recomendações da norma ME 024 (DNER, 1994):

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (4.5)$$

Onde:

R = Raio de curvatura em metros;

D₀ = Deflexão real no ponto de aplicação inicial de carga, em cm.mm.

D₂₅ = Deflexão a 25 cm do ponto de prova inicial, em cm.mm.

O trecho experimental construído com adição de 15% de rejeito apresentou um raio de curvatura superior ao trecho realizado sem adição do rejeito, sendo de 120 metros para o trecho com rejeito e de 60 metros para o trecho sem rejeito. O que indica uma melhor condição física do pavimento que recebeu adição de rejeito se for considerada aos valores

preconizados pela norma PRO 011 (DNER, 1979). Esta norma recomenda que um pavimento em bom estado de conservação deva apresentar raio de curvatura superior a 100 metros e deflexões de projeto menores que as deflexões admissíveis de campo.

Assim, os valores obtido, para os raios de curvaturas confirmam a necessidade de se realizar estudos geotécnicos para implementação destes projetos de pavimentação. A atual prática adotada por algumas prefeituras municipais do estado de Goiás e por algumas empresas particulares de se estabelecer uma espessura padrão de camadas de pavimento, generalizado o comportamento dos materiais e das condições ambientais e climatológicas regionais, com a não realização de estudos e projetos geotécnicos, podem conduzir, conforme a referida situação, a construção de um pavimento que poderá ter sua vida útil comprometida, não atingindo o período de projeto ao qual foi projetado.

4.6.3. Rigidez e Módulo de Elasticidade

A determinação do coeficiente de rigidez da camada de um pavimento e do módulo de elasticidade do solo apresenta-se como sendo uma alternativa para o controle de compactação dos solos em campo. Além disso, este tipo de avaliação pode ser aplicada na avaliação da qualidade e desempenho do material empregado na produção de estruturas de pavimentação.

Conforme já abordado na metodologia e na revisão bibliográfica, o coeficiente de rigidez representa o valor da força máxima aplicada ao solo para promover uma deflexão sem que se ocorra uma deformação permanente. O coeficiente de rigidez é uma propriedade da estrutura do pavimento, sendo influenciado pela espessura da camada, pelo módulo de elasticidade do solo e pelas condições limites de restrição da camada. Assim, quanto maiores os valores do coeficiente de rigidez e do módulo de elasticidade melhor será o comportamento da estrutura de um pavimento.

Neste trabalho, devido à frequência de funcionamento do aparelho Geogauge, a profundidade máxima de investigação do comportamento da estrutura foi de 25 cm. Desta forma, foi apenas avaliado o parâmetro da camada da base das duas pistas experimentais, não sendo possível avaliar a camada do subleito. As Tabelas 4.20 e 4.21 apresentam os resultados do coeficiente de rigidez (κ) e do módulo de elasticidade (E) da camada de base executada com o solo na condição natural e com a adição de rejeitos.

Tabela 4.20. Resultados dos ensaios rigidez e módulo de elasticidade sem o rejeito.

Local	Rigidez (MN/m)	Rigidez Média Pista (MN/m)	Desvio Padrão	Módulo Young (MPa)	Módulo de Young Médio (MPa)	Desvio Padrão
Trecho 01	17,2	15,1	1,28	155,0	136,0	11,53
Trecho 02	14,1			127,0		
Trecho 03	14,1			127,0		
Trecho 04	14,8			133,0		

Tabela 4.21. Resultados dos ensaios de rigidez e módulo de elasticidade com o rejeito

Local	Rigidez (MN/m)	Rigidez Média Pista (MN/m)	Desvio Padrão	Módulo Young (MPa)	Módulo de Young Médio (MPa)	Desvio Padrão
Trecho 01	22,2	20,2	2,17	199,0	181	19,1
Trecho 02	20,4			181,0		
Trecho 03	17,9			162,0		

Verifica-se que os índices de rigidez e o módulo de elasticidade obtidos na pista experimental construída com o uso do rejeito foram mais elevados em relação aos obtidos na pista experimental que não recebeu adição de rejeito. De uma forma geral, este comportamento traduz a presença de materiais menos deformáveis, representando maiores benefícios para a durabilidade do pavimento com menores deformações resilientes.

Embora o aumento nestes índices não tenha sido muito expressivo, verifica-se que a adição deste teor de rejeito ao solo não prejudicou a estrutura deste pavimento. Se avaliados os resultados de todos os ensaios realizados em campo conclui-se que ambas as composições apresentaram índices muito próximos, demonstrando que a inclusão do rejeito fino de pedreira não prejudicou o desempenho do solo utilizado como material de base e nem da estrutura global do pavimento.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA

Após a conclusão da investigação da capacidade técnica do uso do rejeito na estabilização de solos tropicais, esta pesquisa direcionou-se para a avaliação da viabilidade econômica desta adição na produção de um pavimento urbano com volume de tráfego leve. Esta análise visou complementar a análise técnica no sentido de aferir quais seriam os ganhos financeiros e ambientais com o reaproveitamento do rejeito.

O pavimento analisado sob o ponto de vista econômico foi construído no Residencial Santa Bárbara na cidade de Inhumas, Goiás. Esta estrutura foi à mesma mencionada anteriormente e refere-se às duas pistas experimentais construídas com e sem adição de rejeitos.

5.1. ANÁLISE DA VIABILIDADE ECONÔMICA DA ADIÇÃO DO REJEITO À CAMADA DE BASE

Na primeira etapa desta proposta, foi avaliada a viabilidade econômica da adição de 15% em volume do rejeito ao solo granular (cascalho), visando à construção somente da camada de base de todo o pavimento executado naquele empreendimento imobiliário.

Como não houve estudos geotécnicos e de projetos, o dimensionamento do pavimento não considerou qualquer metodologia técnica. Neste caso, utilizou-se apenas a experiência prática regional, sendo estipuladas às espessuras das camadas do pavimento em:

- Revestimento 2,5 cm em tratamento superficial duplo;
- Camada de base 20 cm de espessura;
- Reforço ou regularização de subleito 20 cm de espessura.

Com base nestas espessuras foram realizadas análises visando verificar quais seriam os custos relativos das duas situações, uma executada com adição de 15% em volume de rejeito e a outra sem adição.

Os custos comuns referentes a estes dois tipos de construção não foram considerados por possuírem o mesmo valor econômico. Assim, os custos com a implantação da camada de brita para o tratamento duplo e o banho de emulsão desta camada não foram computados.

Na análise de custos foram adotados índices de preços e serviços estabelecidos pela Agência Goiana de Transportes e Obras Públicas (AGETOP), as Empresas Teodoro & Barreto e Redimix S. A., tomando-se também como base os índices e resultados de ensaios de laboratório fornecidos pela Solotec e pelo CEFET-GO.

Assim verificou-se, após este levantamento, que os índices avaliados de custos entre os dois pavimentos seriam:

- O valor do momento de transporte, expresso em reais por m³.km;
- O valor do custo com exploração e limpeza de jazida, expresso em reais por m²;
- O valor de consumo de asfalto diluído (CM-30) para imprimação da camada de base, expresso em reais por tonelada do produto;
- Valor na compra dos materiais de jazida (cascalho) e do rejeito.

Para o cálculo da quantidade de rejeito médio adicionado ao solo granular foi adotada a seguinte proposta de dimensionamento. A pista experimental que utilizou o rejeito apresentava dimensões de 72 metros de comprimento, 06 metros de largura e 20 centímetros de espessura, com talude 3:2. Esta configuração de projeto conferiu uma área compactada de camada de base de 1,26 m² e um volume compactado de 91m³.

O coeficiente de empolamento do cascalho, determinado pela Solotec, foi de 1,20 para uma umidade higroscópica de 4,2%. O coeficiente de inchamento do rejeito determinado no CEFET-GO foi de 1,35. A umidade média no ensaio de inchamento do rejeito foi de 5% .

Através do coeficiente de empolamento e utilizando a Equação 5.1 foi possível obter o volume de solo natural necessário para executar a referida camada na pista experimental.

$$\text{Volume de solo natural} = \frac{V_p * C_e}{1 + (w/100)} \quad (5.1)$$

Onde:

V_p= Volume de pista compactado em m³;

C_e = coeficiente de empolamento (1,20 para o cascalho).

w= Umidade natural do solo em %.

Foram transportados aproximadamente de 22 m³ de rejeito úmido para a pista experimental, sendo este espalhado sobre a camada de solo natural. Utilizando a Equação 5.2

da NBR 6467 (ABNT, 1986), determinou-se o volume seco aproximado de rejeito que foi adicionado ao cascalho.

$$\text{Volume do rejeito seco} = \frac{VH}{I} \quad (5.2)$$

Onde:

VH= volume do rejeito úmido em m³;

I= Coeficiente de inchamento.

Obteve-se um volume seco de cascalho solto de aproximadamente 105 m³, sendo adicionado 16 m³ de rejeito seco a este volume de solo, traduzindo um percentual de adição aproximado de rejeito em volume de 15%.

A área total pavimentada do empreendimento imobiliário foi de 14.830,44m², o que representa uma extensão total de 2.472 metros. Para uma espessura de base adotada de 20 cm, a área da seção da pista compactada foi de 1,26 m². Considerando o coeficiente de empolamento obtido para o cascalho de 1,20, obtém-se um volume solto de cascalho de 3840m³. Este volume representa a quantidade necessária de material para a construção de toda a camada de base do pavimento.

Considerando primeiramente a não inclusão do rejeito na camada de base tem-se os seguintes custos de execução:

- Momento de transporte:

O momento de transporte foi obtido considerando a distância média de transporte (DMT) medida da jazida ao ponto médio das ruas do residencial de 26,236 km e o volume total de cascalho transportado (VT) é 3840m³, sendo obtido um valor de 100.746,24 m³.km.

O valor pago pelo momento de transporte, segundo a tabela de orçamento e custos da AGETOP de 2006 (AGETOP, 2006) é de R\$ 1,00 real por m³. O custo total com o momento de transporte foi estimado em R\$ 100.746,24 para a pavimentação sem o uso do rejeito.

- Exploração e limpeza de jazida.

O volume de cascalho a ser escavado é de 3840 m³. Considerando uma espessura média de escavação de 0,80 metro de profundidade pode-se considerar uma área de exploração de jazida igual 4800m².

O preço para a realização da limpeza e exploração de jazida, conforme a tabela custos da AGETOP é de R\$ 0,26 por m², o que aponta no referido levantamento, um custo total de R\$ 1.248,00.

- Imprimação da camada de base.

A taxa de aplicação do asfalto diluído necessária para imprimação do cascalho é de 1,0 l/m². Como a área pavimentada é de 14.830,44 m² e considerando que o peso específico do produto é da ordem de 1000 kN/m³ serão necessários 14,830 toneladas de CM-30.

O preço da tonelada do CM-30 é vendido naquela região do estado de Goiás, por R\$ 1.540,00 o que corresponderia a um custo final de R\$ 22.838,00 para a realização de todo o serviço de imprimação da camada de base.

- Custo com a compra do cascalho.

O cascalho na região é vendido para a construtora Teodoro & Barreto a um valor de R\$ 2,50 o m³, conforme informações fornecidas pela empresa, totalizando um valor final de R\$ 9.600,00 destinados à compra de todo o solo granular aplicado na camada de base do pavimento.

Finalmente, somando-se os referidos custos relativos apresentados acima, obtém-se conforme a Tabela 5.1 o valor total gasto no empreendimento.

Tabela 5.1. Custo dos itens relativos da camada de base executada sem adição do rejeito ao solo granular.

Atividade desenvolvida	Quantitativo	Preço unitário (R\$)	Custo total (R\$)
Momento de Transporte do cascalho (m ³ .km)	100.746,24	1,00	100.746,24
Momento de Transporte do rejeito (m ³ .km)	0,00	0,00	0,00
Serviços de jazidas (m ²).	4.800	0,26	1.248,00
Serviço de imprimação (t)	14,830	1.540	22.838,00
Compra de cascalho (m ³).	3.840	2,50	9.600,00
Compra de rejeito (m ³).	0,00	0,00	0,00
Custo total.			134.432

Para o caso da inclusão do rejeito na camada de base na camada de base serão apresentados os mesmos itens de custos analisados anteriormente. É importante notar que no caso da adição de 15 % de rejeito o volume de cascalho será 85% da quantidade calculada para a execução desta camada. Considerando a mesma metodologia proposta para condição sem adição, são avaliados os seguintes itens:

- Momento de Transporte.

A distância de transporte do cascalho, medida da jazida ao ponto médio das ruas do residencial é de 26,236 km e a distância de transporte do rejeito, medida da pedreira Anhanguera ao ponto médio das ruas do residencial é de 12,939 km. O volume do cascalho transportado descontando a parcela referente ao rejeito é 3264m^3 e o volume do rejeito úmido transportado é 778m^3 .

O preço do momento do transporte pago para o solo granular, já mencionado anteriormente é de R\$ 1,00 por $\text{m}^3\cdot\text{km}$. O preço pago para o momento de transporte do rejeito, conforme informações da empresa Redimix S.A. é de R\$ 0,35 por $\text{m}^3\cdot\text{km}$.

Assim, o valor total pago pelo momento de transporte de todo cascalho é R\$ 85.634. O valor pago pelo momento de transporte do rejeito é R\$ 3.523,00. Ao final o montante pago para o momento de transporte destes dois materiais seria de R\$ 89.157,00

- Exploração e limpeza da jazida.

Com a substituição do cascalho pelo rejeito fino de pedreira, o volume de cascalho a ser escavado reduziu para um volume de 3.264m^3 . Mantendo-se a profundidade de exploração média de jazida em torno de 0,80 metros, obtém-se uma área de exploração igual a 4080m^2 .

Seguindo os preços sugeridos pela tabela da AGETOP para a exploração e limpeza de jazida de R\$ 0,26 por m^2 , encontra-se um total de gastos de R\$ 1.061,00 para a realização desta atividade.

- Imprimação da camada de base.

Observou-se em campo, que para a imprimação da camada de base da pista experimental realizado com adição do rejeito ao solo granular foi necessário aumentar a taxa de aplicação do CM -30 para $1,11/\text{m}^2$. Desta forma, o consumo de material betuminoso seria maior, totalizando um peso de 16,313 toneladas de produto, o que resultaria num custo final total de R\$ 25.123,00

- Custo com a compra do cascalho e do rejeito.

O cascalho é vendido para a construtora Teodoro & Barreto a um valor de R\$ 2,50 o m^3 , o que implicaria em custo final para compra do volume de cascalho a ser utilizado de R\$ 8.160. O rejeito segundo a empresa Redimix S.A. em Goiânia poderia ser vendido a R\$ 3,00 o m^3 , totalizando um custo de R\$ 2.334,00.

A Tabela 5.2. apresenta a relação final dos custos relativos confecção da camada de base utilizando a composição de cascalho com 15 % de rejeito.

Tabela 5.2. Custo dos itens relativos da camada de base executado com adição de 15% em volume do rejeito ao solo granular.

Atividade	Quantitativo	Preço unitário (R\$)	Custo total (R\$)
Momento de Transporte do cascalho (m ³ .km)	85.634	1,00	85.634,00
Momento de Transporte do rejeito (m ³ .km)	10.066	0,35	3.523,00
Serviços de jazidas (m ²).	4.080	0,26	1.061,00
Serviço de imprimiçãõ (t)	16,313	1.540,00	25.123,00
Compra de cascalho (m ³).	3.264	2,50	8.160,00
Compra de rejeito (m ³).	778	3,00	2.334,00
Custo total.			125.835,00

Ao final desta avaliação, somando-se os custos relativos, obtém-se um valor total de R\$ 125.835. Este valor é inferior ao custo relativo à confecção do pavimento com o solo na condição natural, sem adição de rejeitos. A diferença de custo entre as duas composições é de 6,4%.

Deve-se ainda destacar que não foram computados neste trabalho, custos relativos aos ganhos ambientais, com a utilização do rejeito. A valoração do ganho ambiental é ainda bastante difícil de ser estimada, não sendo possível arbitrar um valor econômico preciso para quantificá-lo. Contudo, sabe-se que a possibilidade de aproveitamento destes materiais representa uma redução no volume de material a ser estocado nas pilhas e/ou barragens e um grande ganho ambiental.

Constata-se ainda que os principais itens mensuráveis para redução de custo quando da adição do rejeito ao solo granular foram relativos ao momento de transporte bem como com as atividades de exploração da jazida. A distância de transporte é sem dúvida um elemento que influenciou na redução do custo deste pavimento. Se esta distância fosse reduzida em 2,6 Km para o transporte do cascalho, a diferença no custo praticamente não existiria.

O rejeito possui um custo de compra mais elevado do que o cascalho regional, isto certamente contribui negativamente para a sua competitividade. Outra desvantagem do uso econômico do rejeito é com relação ao consumo de asfalto diluído, utilizado para imprimiçãõ da base. Por conduzir a uma base com características mais arenosas, verificou-se no campo a necessidade de se aumentar a taxa de imprimiçãõ com o uso do CM-30, o que aumentou sensivelmente o custo para a realização desta operação.

Como a produção diária de rejeito na pedreira Anhanguera é de 30m³, e considerando-se que neste pavimento o consumo de rejeito é de 778m³, o que corresponderia

a um volume de produção e estocagem de apenas 26 dias deste material. Esta condição confirma a existência de volume suficiente de rejeito para a construção de todo aquele pavimento urbano.

Os custos energéticos para a produção de agregados naquela unidade industrial seriam reduzidos pela agregação do valor do rejeito ao processo produtivo, mesmo que este material fosse vendido a um valor menor do que o valor de venda do cascalho daquela região.

Adicionalmente, percebe-se que a adição de rejeito nos solo de Inhumas gerou um acréscimo médio de 5 unidade percentuais no valor do CBR. Este acréscimo quando analisado sob o ponto de vista de projeto reduziria a espessura das camadas subjacentes, o que implicaria na redução de custos deste pavimento. Uma espessura mais reduzida proporcionaria um menor volume de material a ser escavado e transportando, além de uma menor degradação ambiental da área de extração. Pode-se considerar que adição de rejeito neste caso implicaria em uma redução de custos de cerca de 15 % do total gasto sem a adição de rejeito.

Deve-se ressaltar que outros custos devem ser considerados, alguns a favor da inclusão do rejeito nestas camadas e outros contrários.

Como custo favorável, poderia ser apontada a redução no custo da hora-máquina, bem como no custo de manutenção das mesmas, principalmente aquelas utilizadas nos serviços de limpeza e exploração de jazidas e transporte de jazida.

Além destes custos, como mencionado anteriormente, têm-se os ganhos ambientais, proporcionados pelo menor volume de rejeito armazenado, propiciando menor probabilidade de carreamento de particulados para os cursos de água e emissão de particulados para o ar.

Em relação a custos desfavoráveis, a utilização do rejeito é bastante minuciosa, exigindo tempo de secagem, e processos mais criteriosos de mistura e compactação. Além disso, é necessária uma maior experiência dos profissionais na manipulação do rejeito para evitar erros de execução, conforme ocorreu na execução da pista experimental desta pesquisa.

O repouso para perder a umidade excessiva do rejeito, conduz a um atraso no cronograma da obra, e se não planejado corretamente, poderá acarretar prejuízos com maquinário e operadores sem atividades a realizar. Contudo, este fator pode ser minimizado pela secagem ainda na pedreira.

Finalizando esta análise, verifica-se que para esta situação apresentada à adição do rejeito ao solo seria viável economicamente. Para outras situações haveria a necessidade de se realizar estudos específicos, avaliando-se se esta adição conduziria a melhorias no

comportamento mecânico, ou pelo menos a manutenção das mesmas, e também se a mesma promoveria a redução de custo. Neste sentido, seria importante estabelecer uma metodologia de utilização destes materiais alternativos de modo que todos os problemas relacionados a sua utilização possam ser em boa parte quantificados.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

6.1. INTRODUÇÃO

A referida pesquisa objetivou a avaliar o potencial de utilização de rejeitos finos de pedra na estabilização de solos lateríticos de uma região do noroeste de Goiás. Os solos naturais analisados foram oriundos de pequenas cidades cujo processo de expansão urbana encontra-se em desenvolvimento e que apresentam carência de jazidas de solos granulares para utilização em pavimentação. Com o processo de desenvolvimento tem sido necessárias a ampliação da malha urbana e manutenção da malha rodoviária. Neste sentido, a busca de materiais alternativos para produção de estruturas de pavimento tem se mostrado bastante aplicada à realidade desta região.

Aliado a esta situação, o grande volume de rejeitos gerados nas pedreiras do estado de Goiás tem motivado a busca de utilização deste material como elemento alternativo em obras civis.

Neste sentido esta pesquisa propôs a realização de investigações de campo e laboratório em amostras de solos associados com o rejeito de pedra de forma a avaliar o comportamento geotécnico destas composições visando seu aproveitamento em obras de pavimentação. Assim, após a finalização da análise técnica e econômica abordadas no desenvolvimento deste trabalho pode-se destacar algumas das principais conclusões a respeito do comportamento destes materiais na presente pesquisa.

6.1.1. Conclusões relativas à análise técnica

Com base nas análises realizadas a respeito da caracterização física dos materiais avaliados pode-se concluir que a adição do rejeito aos solos naturais promoveu a redução do peso específico dos grãos de todas as amostras analisadas. Algumas amostras, devido às semelhanças na composição mineralógica com às do rejeito não apresentaram alterações significativas em seus pesos específicos. Contudo, uma das amostras sofreu redução apreciável neste parâmetro devido à grande diferença na composição mineralógica de ambos os materiais. Na maioria absoluta das observações, quanto maior foi o teor de rejeito ao solo natural, maior foi a redução do peso específico dos sólidos da composição.

Em relação às características de plasticidade, foi verificada que a adição do rejeito aos solos naturais produziu a redução do índice de plasticidade das amostras, observando maior redução deste índice para maiores quantidades de rejeito adicionadas ao solo natural. Este comportamento se mostrou condizente com a mudança granulométrica que o rejeito provocou ao solo natural, pois o rejeito é composto de areia e silte, materiais de plasticidade nula ou muito baixa.

Em relação às características granulométricas, a inclusão do rejeito ao solo natural alterou a distribuição granulométrica original destes solos. Estas alterações puderam ser observadas pelo aumento da porcentagem das frações silte e areia e também no aspecto das curvas granulométricas. Foi observado nos solos naturais um aumento nos teores de areia e de silte e a redução do teor de argila e no caso específico do cascalho uma redução na porcentagem de fração pedregulho.

As formas das curvas granulométricas foram alteradas principalmente na região coincidente com a das frações mais finas. No cascalho, a inclusão do rejeito no teor de 35% modificou sensivelmente o teor de pedregulho em relação à amostra original, comprometendo o desempenho mecânico da composição que recebeu adição deste percentual.

Na avaliação das características químicas e mineralógicas do rejeito e das amostras de solos naturais verificou-se que todas as metodologias de ensaios propostas conduziram a resultados coerentes em relação aos índices obtidos. Os resultados obtidos a respeito da mineralogia, do valor do pH, e dos percentuais químicos dos solos naturais demonstraram que os mesmos possuem a presença de argilominerais típicos, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, além da presença do mineral primário, quartzo, confirmando a característica de solo tropicais. Já as amostras de rejeito evidenciaram a sua correspondência com as características da rocha de origem, um granito.

Com relação aos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação na energia intermediária e modificada, a inclusão do rejeito fino de pedreira nos solos naturais produziu um aumento do peso específico seco máximo (γ_{dmax}) e a redução do teor de umidade ótimo (w_{ot}) em relação aos resultados obtidos para os solos nas condições naturais.

Para os solos de Catauraí, Goianira e Inhumas, quanto maior o teor de rejeito adicionado maior foi a redução da umidade ótima. Contudo, o peso específico seco máximo não registrou aumento no seu valor em algumas composições. Em algumas amostras, o aumento no teor de rejeito produziu redução do γ_d máximo.

A inclusão de rejeito aos solos finos naturais reduziu também o índice de vazios médio de todas as composições. O solo de Goianira foi o que apresentou maior variação no

índice de vazios após a inclusão de rejeito a massa do solo. Nos demais solos a redução do índice de vazios foi menos significativa.

No solo granular (cascalho), onde as composições foram compactadas na energia intermediária e na energia modificada, foi observado que o peso específico seco máximo do cascalho apresentou-se ligeiramente superior às composições que receberam adição de rejeito. Quanto maior a adição do teor de rejeito ao solo granular, menor foi o peso específico seco máximo da composição. Porém, quando a adição de rejeito ao cascalho ocorreu em teores de 15 e 25%, esta variação de peso específico seco máximo foi pequena.

Em relação à umidade ótima, a inclusão do rejeito ao cascalho conduziu a redução deste índice até o limite de adição de 25%. A amostra ensaiada na energia intermediária, que recebeu inclusão de 35% de rejeito apresentou um aumento do teor de umidade ótima em relação à composição que recebeu 25% de adição. Pode-se concluir que para o teor de 35% de rejeito, o cascalho teve um aumento nas porcentagens das frações finas e a conseqüente redução na fração pedregulho, o que necessitou de maior quantidade de água para atingir o ponto de umidade ótima de compactação.

Em relação ao índice de vazios, independente da energia de compactação adotada, as alterações foram pouco significativas quando da inclusão do rejeito ao cascalho. Apenas a inclusão de 35% de rejeito ao solo propiciou o aumento do índice de vazios da amostra, o que veio refletir na queda do valor do seu CBR.

Os resultados relativos à influência da adição de rejeito no valor do CBR, quando avaliados sob condições de imersão, e na expansão dos solos naturais demonstraram que a adição do rejeito não prejudicou o comportamento mecânico destes solos. Nos solos de Caturai e de Inhumas os melhores desempenhos foram obtidos para a adição de 15% de rejeito em relação ao peso da amostra. O solo de Goianira apresentou valores maiores de CBR em relação ao solo natural para todos os teores de rejeito, sendo verificado o melhor desempenho com a adição de 25 %. Esta quantidade de rejeito adicionada ao solo produziu um CBR de 20%, credenciando esta mistura como material de sub-base, de acordo com a norma ES 301 (DNER, 1997).

Os valores do CBR da composição de solo granular (cascalho) e de suas misturas se mantiveram praticamente constantes quando os teores de rejeito adicionado ao solo natural não superaram a 25%, independente da energia de compactação empregada.

A expansão, observada nos solos naturais após inclusão do rejeito, sofreu, na maioria das amostras analisadas, um ligeiro aumento. Já no cascalho, esta expansão foi um pouco maior, porém sem atingir um índice de expansão superior a 0,5%, valor máximo permitido pela ES 303 do DNER.

Em relação ao grau de saturação (S_r) obtido após a imersão, a inclusão do rejeito provocou aumento mais significativo do S_r nas amostras de Inhumas e Caturaí. Entretanto, para o mesmo tempo de imersão o S_r sofreu menores variações para as composições contendo cascalho. No caso do solo de Goianira o processo de imersão provocou alterações semelhantes no S_r para as condições naturais e com a inclusão de rejeitos.

Nos valores de CBR obtidos em condições não saturadas, apenas a amostra de Inhumas apresentou redução no valor deste índice, quando da inclusão do rejeito. As demais composições apresentaram manutenção ou elevação no valor do CBR respeitando as devidas proporções adicionadas. A sucção, o índice de vazios e o grau de saturação foram os fatores que influenciaram nos resultados obtidos de CBR destas composições. Quanto maior o valor da sucção e do índice de vazios, e quanto menor o grau de saturação, melhor foi o resultado da composição, seja ela com ou sem adição de rejeito.

O estudo realizado com adição de cal hidratada e de rejeito aos solos naturais apresentou alguns resultados positivos. A adição de 2% de cal hidratada e de 25% de rejeito ao solo de Goianira proporcionou um valor de CBR, com imersão, de 28%. Este valor é superior às especificações para materiais a serem aplicados em camadas de sub-base, conforme ES 301 (DNER, 1997).

O solo de Inhumas, contendo maiores teores de óxidos e hidróxidos de ferro, quando recebeu adição de 15% de rejeito e de 4% de cal em peso, apresentou CBR superior às composições contendo cascalho e que foram compactadas na energia intermediária.

O solo granular e as misturas, quando receberam adição de cal hidratada num teor de 2%, também apresentaram aumento no valor do CBR, porém este valor ainda foi inferior ao obtido para solo na condição natural e as misturas sem adição de cal compactadas na energia modificada.

A conclusão geral relativa ao comportamento do CBR e da expansão demonstra que a inclusão do rejeito aos solos naturais não prejudicou o seu comportamento mecânico, chegando em alguns casos, a aumentar o valor destes índices, deste que respeitadas as devidas proporções de adição.

As composições de cascalho e suas misturas apresentaram valor de CBR inferior a 60% e conforme recomendações da ES 303 (DNER, 1997), estes materiais para serem aplicados em camadas de base de pavimento, cujo valor do N seja de 10^6 devem apresentar CBR mínimo de 60%. Esta condição reprovava o uso de todos estes materiais para confecção de camadas de base do pavimento como o realizado em Inhumas. No entanto, estes materiais tem sido normalmente utilizados, por falta de materiais que atendam as recomendações da ES 303 (DNER, 1997).

Outra análise realizada foi em relação ao comportamento resiliente das amostras de solo naturais e das amostras que receberam adição de rejeito fino de pedreira. O comportamento resiliente de todas as amostras analisadas nesta pesquisa modificou quando foram alteradas as relações entre o valor do K1 e da tensão desvio, para as composições de solo naturais e suas misturas, e com o valor do σ_3 , para a composição de cascalho e sua mistura.

No solo granular, para qualquer tensão confinante aplicada, o valor do módulo resiliente foi superior na amostra de solo natural em relação ao valor da mistura. Porém para tensões confinantes (σ_3) mais elevadas, a diferença entre os valores dos módulos resiliente das duas composições foi reduzida. Ambas as composições se classificaram no Grupo B da proposta do DNIT (2006), credenciando-se como materiais de uso em sub-base e bases de pavimentos, porém com grau de resiliência intermediário.

Para o solo de Goianira que sofreu adição do rejeito, o valor do módulo resiliente mostrou-se sempre superior ao valor obtido para o solo natural, quando a tensão desvio (σ_d) foi superior ao parâmetro de resiliência K1. Porém para situações onde o valor de K1 supera a tensão desvio, o comportamento foi inverso. Ambas as composições enquadraram-se no Grupo II da classificação proposta pelo DNIT (2006), solos com comportamento resiliente regular, não podendo ser utilizado em camada de sub-base.

No solo de Inhumas, quando o valor da tensão desvio foi inferior ao valor do parâmetro resiliente K1, o módulo resiliente do solo natural foi bastante superior ao obtido para o solo que recebeu adição de rejeito. Nesta mesma composição, quando a tensão desvio superou K1, o valor do módulo resiliente do solo natural ainda permaneceu superior ao da composição que recebeu adição de rejeito, porém a diferença entre estes valores foi reduzida de forma considerável. Ambas as composições também foram enquadradas conforme a proposta do DNIT (2006) em solos do Grupo II.

Conclui-se que praticamente os valores dos módulos resilientes dos solos naturais e das composições que receberam adição de rejeito não apresentaram diferenças apreciáveis. Verificou-se também, conforme as diretrizes propostas no Manual de Pavimentação do DNIT (2006) em relação ao comportamento resiliente dos materiais, que a adição do rejeito aos solos naturais, não alterou o desempenho dos mesmos quanto à sua classificação resiliente. Destaca-se que quanto maior o valor do módulo resiliente, mais rígido será o material, e menor deformação resiliente ele sofrerá.

Em relação aos resultados de campo obtidos nas duas pistas experimentais, verificou que tanto as deformações, verificadas através das bacias de deflexões médias, como o coeficiente de rigidez (κ) da camada e o módulo de elasticidade do material (E) não

sofreram grandes alterações com a inclusão aproximada de 15% em volume do rejeito ao solo da camada de subleito e da base.

Em geral conclui-se que este teor de adição, nas camadas do pavimento, não causou danos à sua estrutura, sendo comprovada a sua viabilidade técnica em uma aplicação prática.

6.1.2. Conclusões sobre a viabilidade econômica

Através dos cálculos demonstrados no capítulo de viabilidade econômica, a adição de rejeito fino de pedreira em toda a camada de base e de subleito, num percentual de 15% em volume, comprovou a viabilidade econômica da utilização destes materiais. Esta adição proporcionou a redução nos valores dos custos do pavimento, quando comparados à construção de um pavimento tradicional. A redução de custo do momento de transporte e das despesas com limpeza e exploração de jazida de solo natural, foram os itens que contribuiriam para esta viabilidade econômica.

Em contrapartida, o aumento de custo com um maior consumo de material betuminoso para a imprimação da base, CM-30, aliado a um maior investimento na compra do rejeito, superior ao preço pago pelo cascalho, seriam os itens desfavoráveis ao uso deste material na produção das camadas do pavimento.

Deve-se destacar que para a situação do solo de Inhumas apresentada nesta pesquisa a adição de rejeito se mostrou viável economicamente. Entretanto, qualquer outra situação, não se pode afirmar com certeza a viabilidade econômica do uso do rejeito na produção de camadas de pavimento. Nestes casos, seriam necessários estudos, tais como elaboração de projetos geotécnicos, projetos de pavimentação, levantamento de custos orçamentários, avaliação da localização das jazidas e das distâncias de transportes dos materiais de base, de aterro e do rejeito para que se possa aferir com segurança o uso do rejeito

Destaca-se que a grande importância na utilização do rejeito seria a minimização de impactos ambientais originados pela disposição destes materiais na natureza, a redução do impacto visual, diminuição dos custos energéticos de produção, fatores importantes para a preservação ambiental e para redução do desperdício de fontes de energia.

A utilização destes rejeitos de pedreira em obras de pavimentação, podem em muito contribuir para a redução do volume gerado e depositado em áreas que muitas vezes poderiam ser utilizadas para um aproveitamento mais nobre. Além disto, o reaproveitamento

destes rejeitos representariam uma forma alternativa para a redução da utilização de recursos naturais, tais como os solos, que hoje apresentam restrições ambientais para o seu uso.

Como conclusão final à pesquisa comprovou-se que os rejeitos finos de pedra apresentam potencial técnico para a estabilização dos solos tropicais regionais analisados neste trabalho, podendo apresentar vantagens econômicas na sua utilização para produção de estruturas de pavimentos urbanos de tráfego leve.

6.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Verifica-se que muitas dúvidas puderam ser esclarecidas neste estudo, contudo algumas preocupações e investigações ainda necessitam ser melhor analisadas. Neste sentido, sugere-se a realização de estudos adicionais e pesquisas futuras que possam esclarecer melhor alguns pontos ou mesmo complementar estas investigações.

Primeiramente existe a necessidade da realização dos ensaios complementares, os quais não foram possíveis de serem desenvolvidos na presente pesquisa, tais como: capacidade de troca catiônica (CTC) para todas as amostras, microscopia eletrônica de varredura na amostra de Inhumas, bem como nas amostras que apresentaram bom desempenho com adição de cal hidratada e de rejeito.

Adicionalmente, propõe-se a realização de estudos do comportamento hidráulico das composições, através de ensaios de infiltrabilidade e de permeabilidade propostos pela metodologia MCT.

Considerando a aplicabilidade da adição de cimento, incentiva-se ainda a realização de estudos com estes solos com adição de cimento Portland, para avaliar se este aglomerante produz um melhor comportamento à composição do que o proporcionado com a adição da cal hidratada.

Com relação ao comportamento resiliente destes materiais sugere-se complementar estes estudos a partir de um programa experimental mais amplo envolvendo estudos com todas as composições que receberam adição de rejeito, cal hidratada. Além disso, se a utilização de cimento se mostrar viável propõe-se analisar estas composições também com relação a este parâmetro. Estes dados poderiam verificar a aplicabilidade destes materiais a partir de um ensaio mais representativo do comportamento da estrutura do pavimento para substituir tecnicamente e economicamente o cascalho e produzir pavimentos alternativos de baixo custo.

Para a complementação das investigações de campo, propõe-se a construção de uma nova pista experimental, ampliando e complementando as investigações já realizadas,

além de realizar ensaios de CBR de campo, pressiométricos e prova de carga. Os dados desta nova pista ampliariam as informações experimentais sobre o comportamento observado em campo.

Propõe-se também o estudo do comportamento ao longo prazo da manutenção das propriedades e/ou alterações dos materiais bem como o estudo do comportamento destes solos com teores de adição de rejeito inferiores a 10%.

Com relação a outras aplicações do rejeito sugere-se realizar estudos para avaliar a aplicação deste rejeito em serviços de pavimentação de estradas vicinais de existência muito comum naquela região de Goiás, bem como avaliar o seu potencial de utilização em sistemas de drenagem rodoviária.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1982). Terminologia e classificação de pavimentos, NBR-7207, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ABNT (1984 a). Solo-Análise granulométrica, NBR 7181, Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- ABNT (1984 b). Solo – Determinação da massa específica dos grãos, NBR 6508, Rio de Janeiro, RJ, 8 pág.
- ABNT (1984 c). Solo-Determinação do limite de plasticidade, NBR 7180, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ABNT (1984 d). Solo-Determinação do limite de liquidez, NBR 6459, Rio de Janeiro, 6 p.
- ABNT (1986 a). Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, NBR 6457, Rio de Janeiro, RJ, 7 p.
- ABNT (1986 b). Solo-Ensaio de compactação, NBR 7182, Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- ABNT (1986 c). Solo – Determinação da massa específica aparente in situ com emprego do frasco de areia, NBR 7185, Rio de Janeiro, RJ, 7p.
- ABNT (1987 a). Solo – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação, NBR 9813, Rio de Janeiro, RJ, 5p.
- ABNT (1987 b). Solo – Índice de Suporte Califórnia, NBR 9895, Rio de Janeiro, RJ, 14p.
- ABNT (2000) Solo-Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável, NBR 14.545, Rio de Janeiro, RJ, 12p,
- ALECRIM, A.U., & PESSA, T.G.F., (2005). Utilização de rejeitos de quartzito em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis. 36ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Curitiba, PR, 1: 1 – 9.
- AMORIM, L.V., NEVES, G.A, FERREIRA, H.C, (1996). Estabilização de solos vermelhos tropicais com cais pozolânicos. 30ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1: 301 – 327.
- ANGELIM, R.R. (2000). Influência da adição de finos calcários, silicosos e argilosos no comportamento das argamassas de revestimento. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, UFGO Goiânia, GO, 145p.
- ARAKI, M.S, (1997). Aspectos Relativos às Propriedades dos Solos Colapsíveis do Distrito Federal, Dissertação de Mestrado, publicação GDM – 040 A/ 2000, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p.

- ASTM (1992). Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) using filter paper, D5298, Philadelphia, E.U.A, 6p.
- BATISTA, C.F.N. (1976). Pavimentação. Editora Globo, volume II, 2ª edição, Porto Alegre, RS. 336p.
- BENTO, P.F. (2006). Uso de Cal e Fibras na Melhoria de Materiais para Utilização em Estruturas de Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Publicação G. DM- 144/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 p.
- BERBERIAN D. (1992). Sistemas de Classificação dos Solos, UnB, Brasília, DF, 182p.
- BERNADES, J.F; CORREA, F.C, (1990). Solo cal e CBR. 24ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belém, PA, 1:119 – 129.
- BERNUCCI L.B., CAMACHO J. (2000). Sucções matriciais e índices de suporte MINI – CBR de um solo arenoso fino laterítico, 32ª Reunião Anual de Pavimentação RAPv, Brasília, DF, 1: 116 – 123.
- BERNUCCI, L.L. B; MAMM, L., Barra, B.S., (2005). Influência do pó calcário calcítico do estado do Pará na dosagem dos mástiques e na viscosidade dos cimentos asfálticos do petróleo. 36ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Curitiba, PR, 1:1: 11.
- BRASILEIRO, F.E, VASCONCELOS, C.R. C, (1987). Comparação de Metodologia de ensaio empregado na determinação do índice Suporte Califórnia de Solos. 22ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPV, Maceió, AL, 1: 106 – 130.
- BUSSAMRA, H.R. (1997). Estabilização química de solos realidade de um novo conceito em pavimentação. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. ABPv, Rio de Janeiro, RJ, 1 275 – 295.
- CAÇAVANA, L.H. (2000). Areia artificial por britagem. Minérios & Minerale, II: p 37-51.
- CAMAPUM J.C.& GUIMARÃES R.C., (2003). Influência da microestrutura nas propriedades mineralógicas e físicas de um perfil de solo do Distrito federal; I Simpósio sobre solos tropicais e processos erosivos no centro-oeste, Brasília, DF, 155-164 pág.
- CAMAPUM J.C., FEITOSA J.H.P.,(2001) Estudo do comportamento mecânico dos solos não saturados com base na sucção normalizada, 4º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, Porto Alegre, RS, 1: 134 – 148.
- CARDOSO, D.F., & BUENO B.S. (1997). Uso de fibras plásticas para reforço de solos compactados. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. ABPv, Rio de Janeiro, RJ, 1: 44 - 55.
- CARDOSO F.B.F. (2002) Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro, Tese de Doutorado, publicação GTD 009/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 357 p.

- CARNEIRO, F.B.L. (1965). Viga Benkelman instrumento auxiliar do engenheiro de conservação. I Simpósio de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 1: - 9 – 65.
- CERRATI, J.A., GEHLING, W.Y.Y., BICA, A.V.D., RODRIGUES, M.R., (1996). Influência da sucção no módulo de resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul; 30^a Reunião Anual de Pavimentação. RAPv, Salvador, BA, 2: 541 – 555.
- CERRATI J.A.P., LOPES F.R., (1985). Uma análise paramétrica do ensaio CBR, Revista Solos e Rochas, Nº 1, Volume 8: 37 – 44.
- CONAMA (1990). Resolução Nº 10 artigo I. Exploração de bens minerais da classe II, Brasília, DF, 3p.
- CONDÉ, J.C.P., (2006). Utilização dos rejeitos de ardósia para confecção de concreto betuminoso usinado a quente. 37^a Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Goiânia, GO, 1: 1 – 9.
- CONSOLI, N.C. A. THOMÉ, I.A.H. SCHNEIDER, F. DALLA ROSA (2002). Caracterização geotécnica de um resíduo da indústria de pedras semi-preciosas e viabilidade de seu uso em estabilização dos solos – XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos ABMS, São Paulo, SP, volume I. 229 – 239.
- CRISPIM F.A., BRANDÃO E.F.L., LIMA D.C., CARVALHO C.H.S., BROZ C.A.C., SCHAEFER C.E.G.R., (2006). Compactação de um solo de comportamento laterítico empregando-se métodos estáticos e dinâmicos, XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Curitiba, PR, 1: 315 – 317.
- CUNHA, M.G. (1991). Estudo do Comportamento de Estradas Vicinais Reforçados com Geotextil Através de Modelos Físicos. Dissertação de mestrado, publicação GDM 001 A/91: Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, DF. 130 p.
- DANA M., (1969), Manual de Mineralogia Volume II, Editora, LCT, Rio de Janeiro, RJ. 642p.
- DELGADO, A.K.C. (2002). Influência da Sucção no Comportamento de um perfil de Solo Tropical Compactado. Dissertação de mestrado, GDM – 093 A/ 2, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 181p.
- DNER (1979). PRO 011. Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis, DNIT / DNER, Rio de Janeiro, RJ, 16p.
- DNER (1994 a). ES -300. Pavimentação – Reforço de Subleito. DNIT / DNER, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- DNER (1994 b). ME – 024 Pavimento. Determinação das deflexões pela viga Benkelman. DNIT / DNER, Rio de Janeiro, RJ, 06p.
- DNER (1994 c). ME – 131. Determinação do módulo de resiliência. DNIT/DNER, Rio de Janeiro, RJ, 8p.
- DNER (1994 d). ME – 228. Solos compactados em equipamento miniatura. DNIT/DNER, Rio de Janeiro, RJ, 14p.

- DNER (1994 e). ME – 256. Determinação da perda de massa por imersão. DNIT/DNER, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- DNER (1994 f). ME – 258. Solos compactados em equipamento miniatura, MINI – MCV. DNIT/DNER, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- DNER (1997 a) ES - 301. Pavimentação – Sub-base estabilizada granulometricamente. DNIT / DNER, Rio de Janeiro, RJ, 7p.
- DNER (1997 b). ES - 303. Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente. DNIT / DNER, Rio de Janeiro, RJ, 7p.
- DNER (1997 c). ME – 254. Solos compactados em equipamento miniatura, MINI – CBR e expansão. DNER, Rio de Janeiro, RJ, 14p.
- DNIT (2006). Publicação IPR – 719, Manual de Pavimentação, Rio de Janeiro, RJ, 294p.
- EMBRAPA (1997). Manual de Métodos de Análise de Solos; Editora EMBRAPA, 2ª edição, Rio de Janeiro, RJ, 212p.
- ESPOSITO, T.J.(2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeitos construídas por aterro hidráulico. Tese de Doutorado, publicação G.TD – 004A/00, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF – 363p.
- FARIAS W.M., CARDOSO F.B.F, MARTINS E.S. , CAMAPUM J.C. (2002). A influência dos Óxidos e hidróxido de Ferro matricial no comportamento mecânico de solos tropicais, XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, São Paulo, SP, 1: 547 – 554.
- FERRO, J.G.O, (1981). Estudo do comportamento de um solo vermelho estabilizado com cal. I Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 1: 469 – 483.
- FORTES, R.M. MERIGHI, J.V., ZUPOLLINI NETO A.(2004). Método das Pastilhas para Identificação de Solos Tropicais, Brasil, 10p.
- FLEURY J.M., (1975). Os Solos Tropicais da Região Centro-Oeste; editora Oriente, Goiânia, GO, 118p.
- FREDLUND D.G., RAHARDJO (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons, INC, New York, USA, 517p.
- FUJIMURA, F.S.; THEODORO, W.H., RESENDE, M.A.S., (1995). O uso de finos de pedra de rochas gnáissicas e graníticas em substituição às areias naturais. 29ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Cuiabá, Mato Grosso. 1: 147 – 156.
- GODOY H., BERNUCCI L.B. (2002). O método das pastilhas na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos: um recurso didático. XVI Congresso de Pesquisa em Transportes, Natal, RN, 1: 145 – 156.

- GALVÃO T.C.B, (1995). Propriedades dos Solos Residuais Tropicais. Publicação 057/ 95, Departamento de Transportes e Geotecnia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 32p.
- GEHLING W.Y.Y, CERRATI J.A., NUNEZ W.P., RODRIGUES M.R. (1998). Relação entre a sucção e o módulo de resiliência: estudo de campo e laboratório, XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica ABMS, Brasília, DF, 1: 629 – 634.
- GRIM R.E. (1953). Clay Mineralogy. Macgraw – Hill Book Company, New York, U.S.A., 384p.
- GUIMARÃES, J.E.P. (1997). A cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. Editora PINI, 1º edição, São Paulo, SP, 285p.
- HEAD, K.H. (1986). Manual of Soil Laboratory Testing Bulk 1, Pentech Press, London, England, 339p.
- HOYOS, F.P., (2004). Soil Residual Tropical (in Spanish). Hombre Nuevo, Medellin, Colombia, 235p.
- HUDSON, W.R. (1997). Guidelines for Material Requirements of low volume Roads. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de baixo volume de trafego. ABPv, Rio de Janeiro, RJ, 1: 13 -21.
- ILSTON, J.M. (1994). Construction Materials, Their Nature and Behaviors. Scientific & Technical. London, England, 518p.
- JORGE A.F. (1985). O Solo Tropical Para a Ciência Agronômica, Editora UFGO, 1ª Edição, Goiânia, GO, 187p.
- KEZDI. A, (1980). Handbook of Soil Mechanics, Bulk 1 Elsevier Scientific Publishing Company, New York, USA, 258p.
- LAMBE. W, WHITMAM R.U., (1979). Mechanic of Soil. (In Spanish). Limusa, Cidade de México, 582p
- LIMA, R.C; DINIZ A.A., COSTA; C.R.V, LUCENA F.B., CARVALHO J.B.Q. (1986). Estudo de Solos lateríticos: Definição e Classificação. 21ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPV, Salvador, BA, 1: 177 – 191.
- LIMA, M .C. (1999) Contribuição ao Estudo do Processo Evolutivo de Boçorocas na Área Urbana de Manaus. Publicação GDM 057/1999, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, D.F. , 150p.
- LUCENA, F.B, AGRA. F.O, FERREIRA H.C, (1992). Aproveitamento de finos na Pavimentação Urbana Utilizando Aditivos Betuminosos. 26ª Reunião Anual da Pavimentação. RAPv, Aracajú, SE, 1, 1183 – 1223.
- LUZ, M.P, CASTRO, S.S., REZENDE, L.R., ARAÚJO, A.L.S, (2006). Análise da viabilidade técnica da utilização de rejeito de pedreira dosado ao solo com material de

- pavimentação. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Curitiba, PR, 1: 1 – 5.
- MARANGON M., MOTTA L.M.G, POLIVANOV H., BATISTA C.P.J. (2005). Avaliação da caracterização química, mineralógica e pedológica e classificações geotécnicas de solos de comportamento lateríticos, 11º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental ABGE, Florianópolis, SC, tema 7: 2041 – 2052.
- MARINHO, F.A.M. (1994). Medição de Sucção com o método do papel filtro, X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, São Carlos, SP, 1: 515 – 521.
- MARTINEZ G.S., QUEIROZ C.J.B., (2004). Propriedades mineralógicas e químicas de solos residuais tropicais e relações com propriedades geotécnicas selecionadas. 5º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados, São Carlos, SP, 1: 459 – 464.
- MARTINS E, & GOMES F. (2002). Avaliação de projetos de estruturas de solos reforçados com geotextil, executado em obras viárias no estado de Minas Gerais, XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, São Paulo, SP, 2: 787-796.
- MEDINA J., MOTTA, L.M.G. (2005). Mecânica dos Pavimentos, editora UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 574p.
- MEDINA J., PREUSSLER E.S. (1980). Características resiliente de solos em estudos de pavimentos. Solos e Rochas Nº 2 (3): 3 -26.
- MENDES, K.S., (1999). Viabilidade de Emprego de Finos de Basalto em Concreto Compactado a Rolo. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 109p.
- MITCHEL J.K.(1993). Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons Inc, New York, EUA 437p.
- MONJE, O. (1981). Mecânica dos Solos, USP, São Carlos, SP, 131p.
- MOTTA L.M.G., MEDINA J.; MACEDO J.A.G., ALBERNAZ C;A;V. (1994). Utilização de Ensaios defletométricos e de laboratório para avaliação estrutural de pavimentos. 28ª Reunião Anual de Pavimentação ,RAPV, Belo Horizonte, MG, 1: 597 – 625.
- MOTTA L.M.G, MACEDO J.A.G., (1998). Ensaio triaxial dinâmico de solos para pavimentação – Novas tendências, XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Brasília, DF, 1: 623 – 628.
- MOURA E, BERNUCCI L.B., CANALES W.S., (2006). M-MCV Simplificado – Cálculo do coeficiente c' uma abordagem didática. 37ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPV, Goiânia. GO, Artigo 34, 11p.
- NICHOLSON D.T. (1996). The visual impact of quarrying. Rock Products Magazine, III: 68-76.

- NOGAMI, J.S, & VILLIBOR D.F (1990). Características e desempenho de segmentos de pavimentos rodoviários com base em argila laterítica. 24ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belém, PA, 1: 291 - 304.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F, (1994). Amplificação do uso da metodologia MCT no estudo de solos tropicais para pavimentação. 28ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPv, Belo Horizonte, MG, 1: 185 – 209.
- NOGAMI J.S., VILLIBOR , D.F., (1995). Pavimentos de Baixo Custo com Solos Lateríticos, Villibor, São Paulo, SP, 213p.
- NOGAMI, J.S, VILLIBOR, D.F; SERRA, P.R.M., ZUPOLLINI, A.N (1997). Tecnologia de pavimentação de baixo custo com uso de bases de solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. ABPv, Rio de Janeiro, RJ, 1: 417 – 436.
- NOGUEIRA J.B. (1988). Mecânica dos Solos. USP, São Carlos, SP, 197p.
- NOGUEIRA, J.F., (2005). Análise da Influência do Fluxo por Capilaridade na Degradação Físico-Química do Solo. Dissertação de Mestrado, publicação G.D.M – 137/ 05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 108p.
- OLIVEIRA, J.C., MILOGRANA, J.R.F, CARDOSO, R.A., VIEIRA, H.D, (2005). O uso de cal na estabilização de solos para fins rodoviários. II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Goiânia, GO, 1: 287 – 300.
- PALMEIRA, E.M. (1990). Melhoria de Solos. Publicação GA 001A/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 225 p.
- PASTORE E.L., FONTES R.M. (1998). Caracterização e classificação de solos. Geologia de Engenharia, Volume I, Oficina de Textos, São Paulo, SP, 197-208.
- PEREIRA, E.L, RIBEIRO, L.F.M., CAMAPUM, J.C.; CHAVES, A.K.D., (2005). Estabilização de um latossolo do D.F. com utilização de minério de ferro. II Seminário de Solos Tropicais do Centro-Oeste, Goiânia, GO, 1: 275 – 285.
- PESSOA, F.H, CAMAPUM, J.C; GOUVEIA, L,A, (2005). Análise das propriedades físico-químicas, micro-estruturais e mecânicas de um solo fino estabilizado com cal. II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Goiânia, GO, 1: 251 – 260.
- PISSATO, E., & SOARES, L., (2005). Utilização de finos de pedreira em misturas de solo-cimento - Correção granulométrica de um solo argiloso. 2º Seminário de Uso de Fração fina da Britagem, SUFFIB, São Paulo, 1: 1 – 7.
- PINTO, C.S. (2002). Curso Básico de Mecânica dos Solos, oficina de Textos, São Paulo, SP, 355p.
- PIVOTO, L.S., HEINECK K.S, CERRATI J.A.P, CONSOLE N.C, (2002). Comportamento de misturas solo – cimento – fibra submetido a carregamentos estáticos e dinâmicos. Solos e Rochas , 25 (1): 15 – 34.

- PRABAKAR J. & SRIDHAR R.S. (2002). Effect or random inclusion of sisal fibre on strength behaviour of soil. 6º Symposium Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development, Bhopal, India, 123 – 131.
- PRESSLER.E., PINTO,S.(2002). Pavimentação Rodoviária, Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis, editora, Copiarte, Rio de Janeiro, RJ, 269p.
- RAO, S.M, REVANASIDDAPPA, K. (2005). Role of micro fabric in matrix suction of residual soils, Bongalov, India, Engineering Geology, 80: 60 – 70.
- REZENDE, L.R., (1999). Técnicas Alternativas para Construção de Bases de Pavimentos Rodoviários. Dissertação de Mestrado, publicação GDM – 055 A/ 99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 144p.
- RIBEIRO, L.F.M. (2000). Simulação Física do Processo de Formação dos Aterros Hidráulicos Aplicados a Barragens de Rejeito. Tese de Doutorado, publicação GDM-005 A/00, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 235p.
- ROCHA H.C., FERREIRA A.A, ALVAREZ L.N. (1987). Algumas correlações do índice de suporte e de parâmetros de compactação para os solos da região metropolitana de São Paulo, 2ª Reunião Anual de Pavimentação RAPv, Maceió, AL, 1: 900 – 929.
- SÁ, J.A.G., (2004). Análise de Valor e Evolução de Ciclo de Vida: Base para um Modelo de Apoio a Decisão para Aproveitar Rejeitos de Pedreira. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 146p.
- SANTANA, H & GONTIJO, P.R.A. (1987). Os materiais lateríticos na pavimentação de baixo custo no Brasil. 22ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Maceió, AL, 1: 805-899.
- SANTANA, H. (1993). Introdução à mecânica dos pavimentos de baixo custo. 27ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Teresina, Pi, 1: 488-521.
- SANTOS P.S, (1975). Tecnologia das Argilas; Edgard Blucher, Volume I, São Paulo, SP, 340p.
- SCHMIDT, L.A, GONÇALVES J.V.; MAZONI, S.A (1986). Solo estabilizado com cinza volante e cal uma experiência no Rio Grande do Sul. 21ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1: 476 – 500.
- SENÇO, W. (1997). Manual de Técnicas de Pavimentação. Editora PINI, Volume 1, 1ª edição, São Paulo, SP, 746p.
- SERRA P. R.M. & BERNUCCI, L.B. (1990) utilização dos solos argilosos lateríticos em pavimentos econômicos urbanos, segmento experimental de Araras SP, 6º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e engenharia de Fundações, ABMS, salvador, BA, 2: 235-250.

- SHEIDL, P.R., CORREIA, J.C. G; RIBEIRO, R.C. (2005). Utilização de resíduos de pedreiras e serrarias de rocha ornamentais na composição do asfalto. 2ª Seminário de Uso da Fração Fina da Britagem, SUFFIB, São Paulo, SP, 1: 1 – 6.
- SILVA, P.A.D. (2000). Estudos Geotécnicos na Recuperação Ambiental da Pedreira de Pirenópolis. Dissertação de Mestrado, publicação GDM – 074A/00, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141p.
- SOUZA, M.L., (1979). Método de Projeto de Pavimentos flexíveis, 3ª edição, IPR, Rio de Janeiro, RJ, 34p.
- TAN, K.H. (1998). Principles of Soil Chemistry, Marcel Dekker, Athens, Georgia, U.S.A., 521p.
- TAVEIRA, A.L.S. (1997). Análise Qualitativa da Distribuição de Custos Ambientais. Estudo de Caso da Samarco Mineração. Dissertação de Mestrado em Administração e Política de Recursos Minerais, Universidade Estadual de Campinas; Campinas, SP, 187p.
- TEIXEIRA W., TOLEDO M.C.M., FAIRCHILD T.R., TAIOLI F.(2000), Decifrando a Terra, Editora Oficina de Texto, São Paulo, SP, 568 p.
- UNIÃO (1967). Decreto Lei 227. Artigo 5º. Classificação das jazidas de bens minerais, Brasília, DF, 46 pág.
- VARGAS, M. (1994). A engenharia de solos e fundações no Brasil. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo USP, SP, 147-180.
- VILLIBOR, D.F. (2006). Critério de escolha e recomendações construtivas para base de pavimentos de solo arenoso fino laterítico. Pavimentação ABPv, 1 (2): 35 - 55.

APÊNDICE I

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RAIOS X REALIZADOS EM FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS

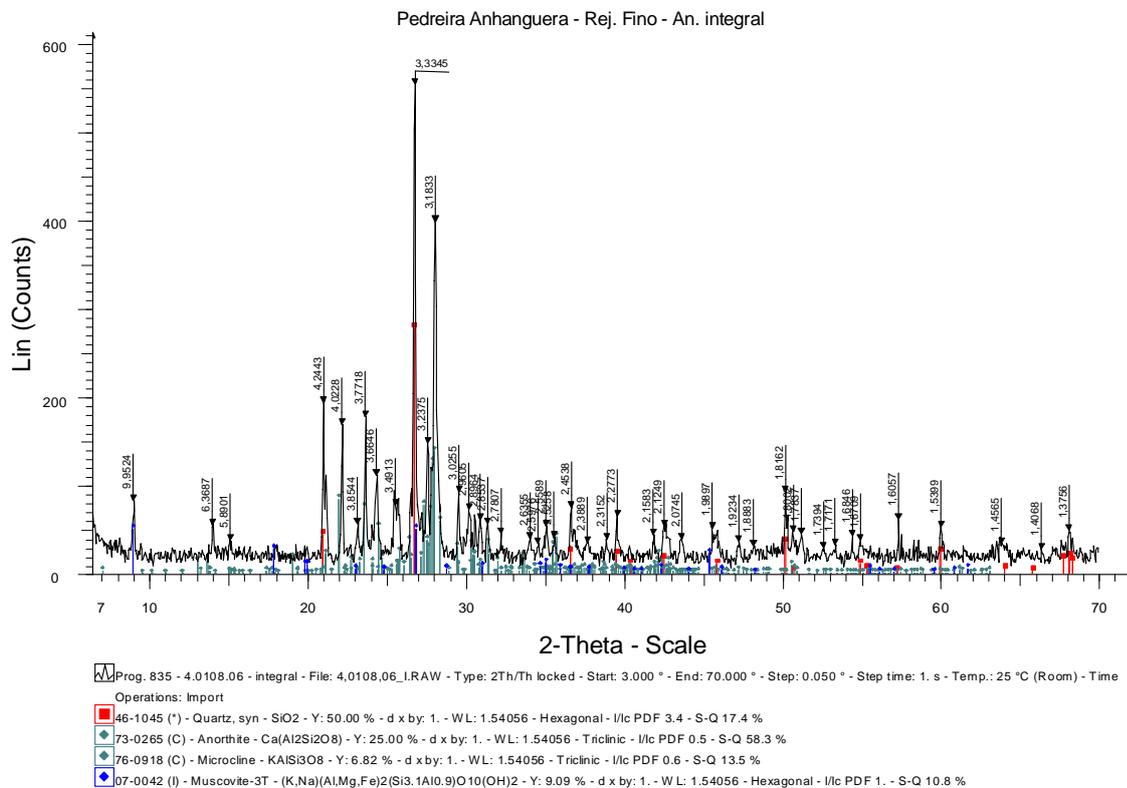
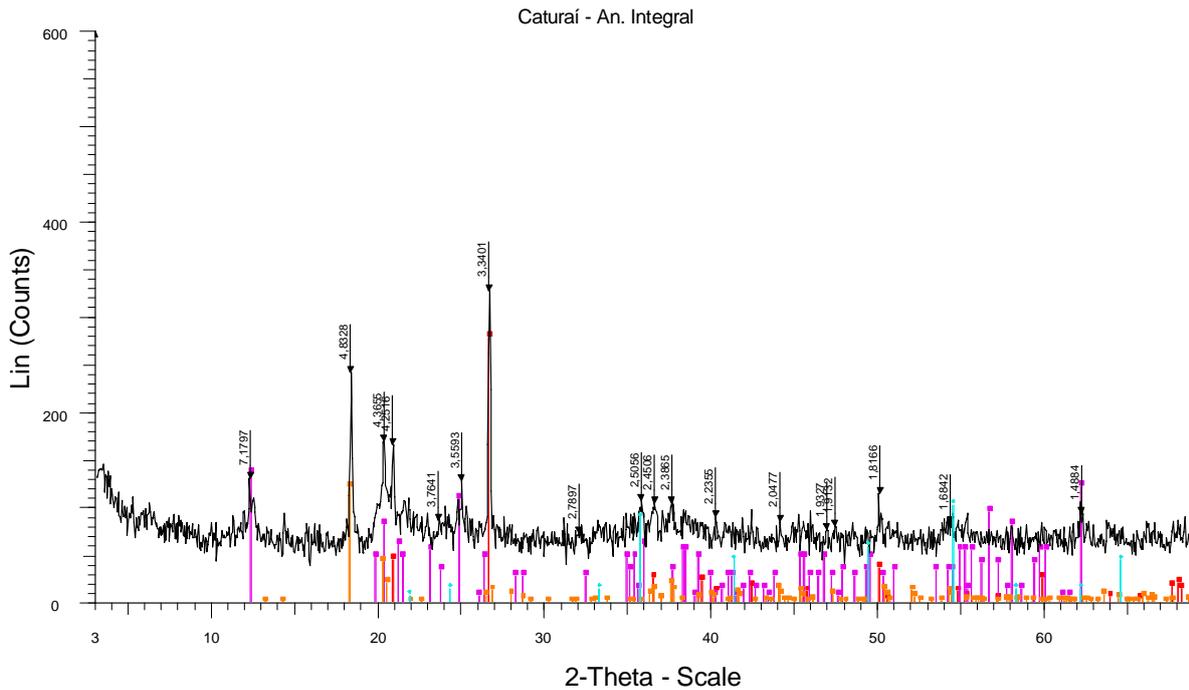
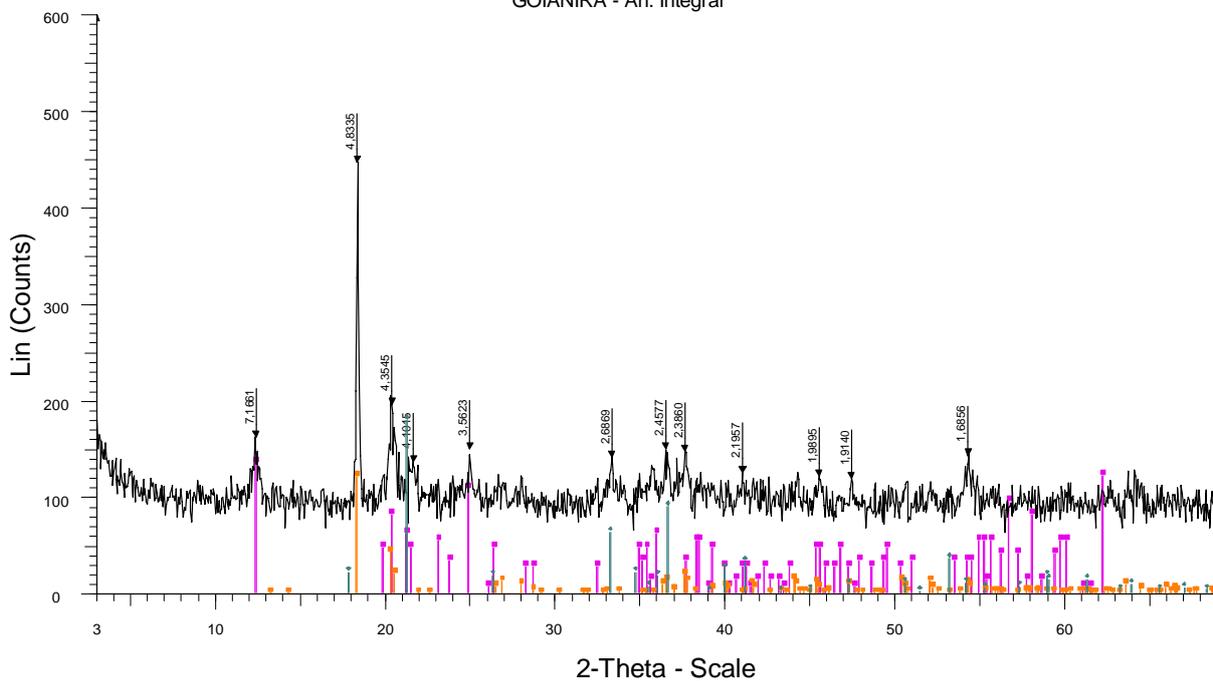


Gráfico obtido na análise do Raios-X do rejeito de pedreira.



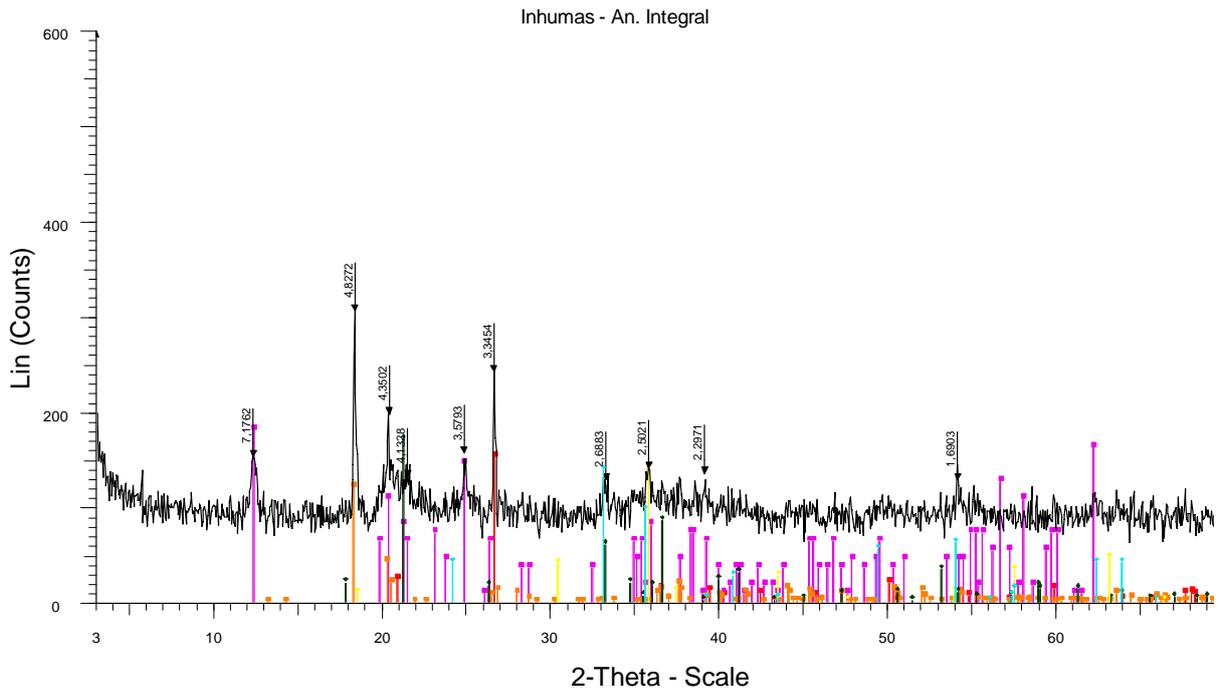
Prog. 835 - 4.0109.06 - integral - File: 4.0109.06_IRAW - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 70.000 ° - Step: 0.050 ° - Step time: 1. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time
 Operations: Import
■ 46-1045 (*) - Quartz, syn - SiO₂ - Y: 85.06 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Hexagonal - I/Ic PDF 3.4 - S-Q 21.0 %
■ 14-0164 (I) - Kaolinite-1A - Al₂Si₂O₅(OH)₄ - Y: 41.45 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Triclinic - I/Ic PDF 1. - S-Q 35.0 %
■ 70-2038 (C) - Gibbsite - Al(OH)₃ - Y: 36.84 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Monoclinic - I/Ic PDF 1.8 - S-Q 17.7 %
■ 03-0812 (D) - Hematite - Fe₂O₃ - Y: 31.25 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - I/Ic PDF 1. - S-Q 26.4 %

Gráfico da análise do Raios-X amostra de Caturai.
GOIANIRA - An. Integral



Prog. 835 - 4.0110.06 - integral - File: 4.0110.06_IRAW - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 70.000 ° - Step: 0.050 ° - Step time: 1. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time
 Operations: Import
■ 14-0164 (I) - Kaolinite-1A - Al₂Si₂O₅(OH)₄ - Y: 30.41 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Triclinic - I/Ic PDF 1. - S-Q 35.4 %
■ 70-2038 (C) - Gibbsite - Al(OH)₃ - Y: 27.03 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Monoclinic - I/Ic PDF 1.8 - S-Q 17.9 %
■ 29-0713 (I) - Goethite - FeO(OH) - Y: 40.14 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Orthorhombic - I/Ic PDF 1. - S-Q 46.7 %

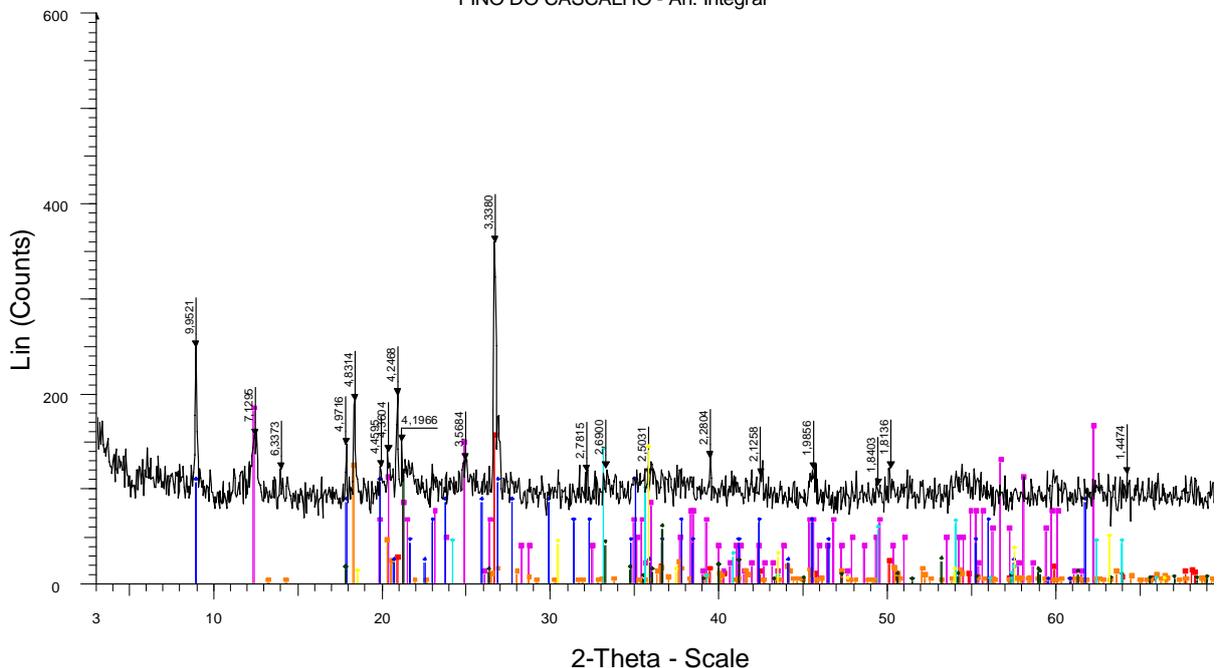
Gráfico da análise do Raios-X amostra de Goianira.



Prog. 835 - 4.0111.06 - integral - File: 4.0111.06_I.RAW - Type: 2Th/Th locked - Start: 3.000 ° - End: 70.000 ° - Step: 0.050 ° - Step time: 1. s - Temp.: 25 °C (Room) - Time
 Operations: Import

- 46-1045 (*) - Quartz, syn - SiO₂ - Y: 50.00 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Hexagonal - I/lc PDF 3.4 - S-Q 8.1 %
- 14-0164 (l) - Kaolinite-1A - Al₂Si₂O₅(OH)₄ - Y: 59.24 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Triclinic - I/lc PDF 1. - S-Q 32.9 %
- 70-2038 (C) - Gibbsite - Al(OH)₃ - Y: 39.49 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Monoclinic - I/lc PDF 1.8 - S-Q 12.4 %
- 29-0713 (l) - Goethite - FeO(OH) - Y: 55.99 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Orthorhombic - I/lc PDF 1. - S-Q 31.0 %
- 33-0664 (*) - Hematite, syn - Fe₂O₃ - Y: 45.33 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Rhombohedral - I/lc PDF 2.4 - S-Q 10.5 %
- 75-0449 (C) - Magnetite - Fe₃O₄ - Y: 45.81 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Cubic - I/lc PDF 5. - S-Q 5.1 %

Gráfico da análise do Raios-X amostra de Inhumas.
FINO DO CASCALHO - An. Integral



Prog. 835 - 4.0112.06 - integral - File: 4.0112.06_I.RAW - Type: 2Th/Th locked - St ■ 75-0449 (C) - Magnetite - Fe₃O₄ - Y: 39.05 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Cubic - I/

Operations: Import

- 46-1045 (*) - Quartz, syn - SiO₂ - Y: 42.62 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Hexagona
- 14-0164 (l) - Kaolinite-1A - Al₂Si₂O₅(OH)₄ - Y: 50.49 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 -
- 70-2038 (C) - Gibbsite - Al(OH)₃ - Y: 33.66 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Monoclini
- 02-0056 (D) - Illite - KAl₂Si₃AlO₁₀(OH)₂ - Y: 29.55 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - M
- 29-0713 (l) - Goethite - FeO(OH) - Y: 31.82 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Orthorho
- 33-0664 (*) - Hematite, syn - Fe₂O₃ - Y: 38.64 % - d x by: 1. - WL: 1.54056 - Rhom

Gráfico da análise do Raios-X amostra de cascalho

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)	Sr(%) otima
Caturai	sem imersão	19	19			16,7		17,90	26,99	0,51		88,8
Caturai	com imersão	13	13	0,00	0,00	16,5	17,3	17,60	26,99	0,53	87,7	83,5
Caturai	sem imersão ot	21	21			16,8		17,65	26,99	0,53		85,7
Caturai	sem imersão ot	21				16,8		17,63	26,99	0,53		85,4
Caturai	sem imersão ot	22				16,8		17,69	26,99	0,53		86,2
Caturai	sem imersão ot	21				16,8		17,68	26,99	0,53		86,1
Caturai	sem imersão ot	22				16,8		17,69	26,99	0,53		86,2
Caturai	com imersão ot	17		17	0,00	0,00	16,8	17,3	17,74	26,99	0,52	89,5
Caturai	com imersão ot	18	0,00		16,8		17,1	17,76	26,99	0,52	88,8	87,2
Caturai	com imersão ot	17	0,00		16,8		17,2	17,70	26,99	0,52	88,4	86,4
Caturai	com imersão ot	17	0,00		16,8		17,0	17,68	26,99	0,53	87,1	86,1
Caturai	com imersão ot	18	0,00		16,8		17,5	17,70	26,99	0,52	90,0	86,4
Caturai 15%	com imersão	14	14		0,03		0,03	15,7	17,0	18,08	26,20	0,45
Caturai 15%	com imersão ot	19	17	0,00	0,03	16,2	17,5	17,89	26,20	0,46	98,7	91,4
Caturai 15%	com imersão ot	16		0,08		16,2	17,9	17,82	26,20	0,47	99,7	90,3
Caturai 15%	com imersão ot	16		0,00		16,2	17,6	17,90	26,20	0,46	99,4	91,5
Caturai 15%	com imersão ot	17		0,00		16,2	17,5	17,89	26,20	0,46	98,7	91,4
Caturai 15%	com imersão ot	17		0,00		16,2	17,9	17,74	26,20	0,48	98,3	89,0
Caturai 15%	sem imersão ot	22		22				16,0		17,85	26,20	0,47
Caturai 15%	sem imersão ot	20				16,0		17,84	26,20	0,47		89,5
Caturai 15%	sem imersão ot	22				16,0		17,84	26,20	0,47		89,5
Caturai 15%	sem imersão ot	21				16,0		17,94	26,20	0,46		91,0
Caturai 15%	sem imersão ot	23				16,0		17,83	26,20	0,47		89,3
Caturai 25%	com imersão	12	12		0,08	0,08	13,6	16,4	17,90	26,30	0,47	91,9
Caturai 25%	com imersão ot	13	13	0,08	0,13	14,0	17,5	17,62	26,30	0,49	93,4	74,7
Caturai 25%	com imersão ot	13		0,08		14,0	18,3	17,65	26,30	0,49	98,2	75,1
Caturai 25%	com imersão ot	13		0,25		14,0	18,4	17,61	26,30	0,49	98,1	74,6
Caturai 25%	com imersão ot	13		0,12		14,0	16,7	17,69	26,30	0,49	90,2	75,6
Caturai 25%	com imersão ot	13		0,12		14,0	18,0	17,59	26,30	0,50	95,6	74,4

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)
Caturai 25%	sem imersão ot	28	28			13,4		17,91	26,30	0,47	
Caturai 25%	sem imersão ot	28				13,4		17,91	26,30	0,47	
Caturai 25%	sem imersão ot	29				13,4		17,89	26,30	0,47	
Caturai 25%	sem imersão ot	26				13,4		17,94	26,30	0,47	
Caturai 25%	sem imersão ot	27				13,4		17,83	26,30	0,48	
Caturai 35%	com imersão	10	10	0,05	0,05	12,8	16,7	17,78	26,10	0,47	93,1
Caturai 35%	com imersão ot	12	12	0,00	0,01	13,2	18,2	17,68	26,10	0,48	99,7
Caturai 35%	com imersão ot	12		0,00		13,2	18,3	17,65	26,10	0,48	99,8
Caturai 35%	com imersão ot	12		0,01		13,2	18,3	17,60	26,10	0,48	98,9
Caturai 35%	com imersão ot	12		0,00		13,2	18,3	17,64	26,10	0,48	99,6
Caturai 35%	com imersão ot	12		0		13,2	18,0	17,75	26,10	0,47	99,9
Caturai 35%	sem imersão ot	28	28			12,5		17,62	26,10	0,48	
Caturai 35%	sem imersão ot	27				12,5		17,63	26,10	0,48	
Caturai 35%	sem imersão ot	28				12,5		17,63	26,10	0,48	
Caturai 35%	sem imersão ot	28				12,5		17,71	26,10	0,47	
Caturai 35%	sem imersão ot	29				12,5		17,65	26,10	0,48	
Goianira	com imersão	14	14	0,00	0,00	27,0	28,5	15,68	28,39	0,81	99,8
Goianira	com imersão ot	13	13	0,08	0,09	27,4	28,4	15,57	28,39	0,82	97,9
Goianira	com imersão ot	13		0,06		27,4	28,5	15,67	28,39	0,81	99,7
Goianira	com imersão ot	13		0,12		27,4	28,6	15,66	28,39	0,81	99,9
Goianira	com imersão ot	14		0,08		27,4	28,6	15,65	28,39	0,81	99,7
Goianira	com imersão ot	13		0,12		27,4	28,3	15,66	28,39	0,81	98,8
Goianira	sem imersão ot	24	23			27,4		15,55	28,39	0,83	
Goianira	sem imersão ot	23				27,4		15,60	28,39	0,82	
Goianira	sem imersão ot	22				27,4		15,59	28,39	0,82	
Goianira	sem imersão ot	22				27,4		15,60	28,39	0,82	
Goianira	sem imersão ot	23				27,4		15,61	28,39	0,82	
Goianira 15%	com imersão	19	19	0,00	0,00	22,3	23,1	16,77	27,40	0,63	99,9
Goianira 15%	com imersão ot	18	18	0,08	0,02	22,6	23,7	16,54	27,40	0,66	98,9
Goianira 15%	com imersão ot	19		0,00		22,6	23,7	16,55	27,40	0,66	99,1
Goianira 15%	com imersão ot	15		0,00		22,6	23,8	16,58	27,40	0,65	99,9
Goianira 15%	com imersão ot	18		0,00		22,6	23,6	16,57	27,40	0,65	98,9
Goianira 15%	com imersão ot	18		0,00		22,6	23,8	16,52	27,40	0,66	99,0

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)	Sr(%) ótima
Goianira 15%	sem imersão ot	23	21			22,6		16,63	27,40	0,65		95,6
Goianira 15%	sem imersão ot	21				22,6		16,63	27,40	0,65		95,6
Goianira 15%	sem imersão ot	21				22,6		16,65	27,40	0,65		95,9
Goianira 15%	sem imersão ot	20				22,6		16,65	27,40	0,65		95,9
Goianira 15%	sem imersão ot	19				22,6		16,69	27,40	0,64		96,5
Goianira 25%	com imersão	16	16	0,15	0,15	20,0	21,9	16,89	27,40	0,62	96,4	88,1
Goianira 25%	com imersão ot	20	20	0,00	0,01	20,5	21,9	16,95	27,40	0,62	97,3	91,1
Goianira 25%	com imersão ot	21		0,01		20,5	21,4	17,03	27,40	0,61	96,3	92,2
Goianira 25%	com imersão ot	20		0,00		20,5	21,3	17,02	27,40	0,61	95,7	92,1
Goianira 25%	com imersão ot	20		0,02		20,5	21,5	16,96	27,40	0,62	95,7	91,2
Goianira 25%	com imersão ot	19		0,00		20,5	21,6	17,02	27,40	0,61	97,0	92,1
Goianira 25%	sem imersão ot.	23	24			20,7		16,92	27,40	0,62		91,6
Goianira 25%	sem imersão ot.	23				20,7		16,96	27,40	0,62		92,1
Goianira 25%	sem imersão ot.	24				20,7		16,96	27,40	0,62		92,1
Goianira 25%	sem imersão ot.	25				20,7		16,93	27,40	0,62		91,7
Goianira 25%	sem imersão ot.	25				20,7		16,98	27,40	0,61		92,4
Goianira 35%	com imersão	15	15	0,02	0,02	19,6	20,7	17,30	27,00	0,56	99,7	94,4
Goianira 35%	com imersão ot	23	18	0,12	0,12	19,7	20,5	17,06	27,00	0,58	95,0	91,3
Goianira 35%	com imersão ot	18		0,12		19,7	20,9	17,13	27,00	0,58	97,9	92,3
Goianira 35%	com imersão ot	19		0,12		19,7	20,7	17,15	27,00	0,57	97,3	92,6
Goianira 35%	com imersão ot	18		0,00		19,7	20,9	17,05	27,00	0,58	96,7	91,1
Goianira 35%	com imersão ot	18		0,00		19,7	20,5	17,18	27,00	0,57	96,8	93,1
Goianira 35%	sem imersão ot	23	27			19,7		17,14	27,00	0,58		92,5
Goianira 35%	sem imersão ot	27				19,7		17,17	27,00	0,57		92,9
Goianira 35%	sem imersão ot	28				19,7		17,24	27,00	0,57		94,0
Goianira 35%	sem imersão ot	27				19,7		17,12	27,00	0,58		92,2
Goianira 35%	sem imersão ot	27				19,7		17,22	27,00	0,57		93,7

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)	Sr(%) ótima
Goianira + 2% cal	com imersão ot.	19	19	0,00	0,00	27,6	29,3	15,13				
Goianira + 2% cal	com imersão ot.	19		0,00		27,6	29,3	15,20				
Goianira + 2% cal	com imersão ot.	21		0,00		27,6	29,3	15,18				
Goianira + 2% cal	com imersão ot.	14		0,00		27,6	29,3	15,15				
Goianira + 2% cal	com imersão ot.	17		0,00		27,6	29,3	15,09				
Goianira + 2% cal	sem imersão ot	29	22			27,9		15,04				
Goianira + 2% cal	sem imersão ot	21		27,9			15,04					
Goianira + 2% cal	sem imersão ot	23		27,9			15,09					
Goianira + 2% cal	sem imersão ot	23		27,9			15,06					
Goianira + 2% cal	sem imersão ot	22		27,9			15,04					
Goianira + 2% cal	sem imersão ot	20			27,9		15,04					
Goianira + 4% cal	com imersão ot	23	23	0,01	0,01	27,7	29,7	15,00				
Goianira + 4% cal	com imersão ot	24		0,01		27,7	29,7	14,96				
Goianira + 4% cal	com imersão ot	21		0,01		27,7	29,7	14,94				
Goianira + 4% cal	com imersão ot	23		0,01		27,7	29,7	14,89				
Goianira + 4% cal	com imersão ot	19		0,01		27,7	29,7	14,91				
Goianira + 4% cal	sem imersão ot	26	26			27,7		14,87				
Goianira + 4% cal	sem imersão ot	26		27,7			14,98					
Goianira + 4% cal	sem imersão ot	26		27,7			14,86					
Goianira + 4% cal	sem imersão ot	28		27,7			14,70					
Goianira + 4% cal	sem imersão ot	25		27,7			14,91					
Goianira 25% + 2%	com imersão ot	26	28	0,02	0,00	20,8	22,3	16,34				
Goianira 25% + 2%	com imersão ot	27		0,00		20,8	22,3	16,38				
Goianira 25% + 2%	com imersão ot	28		0,00		20,8	21,7	16,20				
Goianira 25% + 2%	com imersão ot	28		0,00		20,8	22,3	16,27				
Goianira 25% + 2%	com imersão ot	28		0,00		20,8	22,1	16,28				
Goianira 25% + 2%	sem imersão ot	37	37			20,8		16,26				
Goianira 25% + 2%	sem imersão ot	36		20,8			16,32					
Goianira 25% + 2%	sem imersão ot	35		20,8			16,34					
Goianira 25% + 2%	sem imersão ot	36		20,8			16,34					
Goianira 25% + 2%	sem imersão ot	38		20,8			16,34					

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)	Sr(%) ótima
Goianira 25%+ 4%	com imersão ot	35	35	0,01	0,00	19,4		15,51				
Goianira 25%+ 4%	com imersão ot	36		0,00		19,4		15,67				
Goianira 25%+ 4%	com imersão ot	34		0,00		19,4		15,61				
Goianira 25%+ 4%	com imersão ot	36		0,00		19,4		15,51				
Goianira 25%+ 4%	com imersão ot	36		0,00		19,4		15,63				
Goianira 25% +4%	sem imersão ot	43	44			19,4		15,56				
Goianira 25% +4%	sem imersão ot	44				19,4		15,63				
Goianira 25% +4%	sem imersão ot	42				19,4		15,58				
Goianira 25% +4%	sem imersão ot	44				19,4		15,57				
Goianira 25% +4%	sem imersão ot	44				19,4		15,66				
Inhumas	com imersão	13	13	0,02	0,02	19,8	22,0	17,28	27,87	0,61	100,0	90,0
Inhumas	sem imersão	25	25			19,6		17,40	27,87	0,60		90,8
Inhumas	com imersão ot	10	10	0,00	0,16	20,1	21,9	17,07	27,87	0,63	96,5	88,5
Inhumas	com imersão ot	10		0,10		20,1	22,2	16,87	27,87	0,65	94,9	85,9
Inhumas	com imersão ot	10		0,20		20,1	22,6	16,94	27,87	0,65	97,6	86,8
Inhumas	com imersão ot	10		0,16		20,1	22,0	16,94	27,87	0,65	95,0	86,8
Inhumas	com imersão ot	10		0,14		20,1	21,7	16,93	27,87	0,65	93,6	86,7
Inhumas	sem imersão ot	25	24			19,5		17,13	27,87	0,63		86,7
Inhumas	sem imersão ot	23				19,5		17,13	27,87	0,63		86,7
Inhumas	sem imersão ot	24				19,5		17,15	27,87	0,63		86,9
Inhumas	sem imersão ot	24				19,5		17,15	27,87	0,63		86,9
Inhumas	sem imersão ot	25				19,5		17,14	27,87	0,63		86,8
Inhumas 15%	com imersão	15	15	0,10	0,10	17,4	18,8	18,05	27,30	0,51	100,0	92,7
Inhumas 15%	com imersão ot	13	15	0,38	0,33	17,2	18,8	18,00	27,30	0,52	99,3	90,9
Inhumas 15%	com imersão ot	16		0,30		17,2	18,8	18,04	27,30	0,51	99,9	91,5
Inhumas 15%	com imersão ot	14		0,40		17,2	18,7	18,01	27,30	0,52	99,1	91,0
Inhumas 15%	com imersão ot	15		0,32		17,2	18,5	17,99	27,30	0,52	97,5	90,7
Inhumas 15%	com imersão ot	15		0,30		17,2	18,6	18,07	27,30	0,51	99,4	91,9
Inhumas 15%	sem imersão ot	20	20			17,3		18,00	27,30	0,52		91,4
Inhumas 15%	sem imersão ot	20				17,3		18,04	27,30	0,51		92,0
Inhumas 15%	sem imersão ot	19				17,4		18,01	27,30	0,52		92,1
Inhumas 15%	sem imersão ot	20				17,3		18,06	27,30	0,51		92,3
Inhumas 15%	sem imersão ot	20				17,4		17,99	27,30	0,52		91,5

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)
Inhumas 25%	com imersão	14	14	0,04	0,04	17,0	17,3	18,28	26,70	0,46	100,0
Inhumas 25%	com imersão ot.	14	13	0,32	0,20	16,9	17,7	18,14	26,70	0,47	100,0
Inhumas 25%	com imersão ot.	13		0,20		16,9	18,1	17,98	26,70	0,48	99,5
Inhumas 25%	com imersão ot.	14		0,12		16,9	18,0	18,02	26,70	0,48	99,8
Inhumas 25%	com imersão ot.	13		0,12		16,9	18,0	18,03	26,70	0,48	100,0
Inhumas 25%	com imersão ot.	13		0,12		16,9	18,1	18,00	26,70	0,48	100,0
Inhumas 25%	sem imersão ot.	16		15				16,9		17,99	26,70
Inhumas 25%	sem imersão ot.	15			16,9			18,02	26,70	0,48	
Inhumas 25%	sem imersão ot.	15			16,9			17,91	26,70	0,49	
Inhumas 25%	sem imersão ot.	16			16,9			17,89	26,70	0,49	
Inhumas 25%	sem imersão ot.	15			16,9			17,93	26,70	0,49	
Inhumas 25%	sem imersão ot.	16									
Inhumas 35%	com imersão	10	10	0,04	0,04	16	18,1	17,90	26,50	0,48	100,0
Inhumas 35%	com imersão ot.	13	13	0,00	0,12	16,4	18,4	17,79	26,50	0,49	99,6
Inhumas 35%	com imersão ot.	12		0,18		16,4	18,4	17,83	26,50	0,49	100,0
Inhumas 35%	com imersão ot.	13		0,08		16,4	18,4	17,72	26,50	0,50	98,4
Inhumas 35%	com imersão ot.	13		0,16		16,4	18,4	17,83	26,50	0,49	100,0
Inhumas 35%	com imersão ot.	13		0,12		16,4	18,6	17,72	26,50	0,50	99,5
Inhumas 35%	sem imersão ot.	18		20				16,4		18,11	26,50
Inhumas 35%	sem imersão ot.	19			16,4			18,15	26,50	0,46	
Inhumas 35%	sem imersão ot.	20			16,4			18,03	26,50	0,47	
Inhumas 35%	sem imersão ot.	20			16,4			18,05	26,50	0,47	
Inhumas 35%	sem imersão ot.	21			16,4			18,03	26,50	0,47	
Inhumas 35%	sem imersão ot.	18									
Inhumas + 2% cal	com imersão ot.	18	19	0,02	0,02	19,2	21,9	16,93			
Inhumas + 2% cal	com imersão ot.	21		0,03		19,2	21,9	16,91			
Inhumas + 2% cal	com imersão ot.	19		0,01		19,2	21,9	16,87			
Inhumas + 2% cal	com imersão ot.	18		0,02		19,2	21,9	16,88			
Inhumas + 2% cal	com imersão ot.	20		0,02		19,2	21,9	16,90			
Inhumas + 2% cal	sem imersão ot.	18		24				19,2		16,85	
Inhumas + 2% cal	sem imersão ot.	24			19,2			17,03			
Inhumas + 2% cal	sem imersão ot.	24			19,2			16,83			
Inhumas + 2% cal	sem imersão ot.	23			19,2			16,94			
Inhumas + 2% cal	sem imersão ot.	25			19,2			16,75			

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)	Sr(%) ótima
Inhumas + 4% cal	Com imersão ot.	24	24	0,01	0,01	18,7	22,1	16,11				
Inhumas + 4% cal	Com imersão ot.	24		0,01		18,5	22,1	16,08				
Inhumas + 4% cal	Com imersão ot.	21		0,01		18,7	22,4	15,96				
Inhumas + 4% cal	Com imersão ot.	24		0,01		18,5	22,0	15,97				
Inhumas + 4% cal	Com imersão ot.	26		0,01		18,5	21,7	15,93				
Inhumas + 4% cal	sem imersão ot	34	34			18,3						
Inhumas + 4% cal	sem imersão ot	35				19,0						
Inhumas + 4% cal	sem imersão ot	32				19,1						
Inhumas + 4% cal	sem imersão ot	33				19,4						
Inhumas + 4% cal	sem imersão ot	34				19,5						
Inhumas 15% + 2%	com imersão ot	31	29	0,10	0,05	17,9	18,3	16,92				
Inhumas 15% + 2%	com imersão ot	28		0,00		17,9	18,3	16,97				
Inhumas 15% + 2%	com imersão ot	29		0,06		17,9	18,6	16,96				
Inhumas 15% + 2%	com imersão ot	30		0,04		17,9	18,7	17,05				
Inhumas 15% + 2%	com imersão ot	30		0,00		17,9	18,4	17,02				
Inhumas 15% + 2%	sem imersão ot	36	37			17,9		16,92				
Inhumas 15% + 2%	sem imersão ot	37				17,9		17,04				
Inhumas 15% + 2%	sem imersão ot	38				17,9		16,98				
Inhumas 15% + 2%	sem imersão ot	38				17,9		17,06				
Inhumas 15% + 2%	sem imersão ot	38				17,9		16,99				
Inhumas 15% + 4%	com imersão ot	38	38	0,03	0,05	17,4	16,7	16,36				
Inhumas 15% + 4%	com imersão ot	36		0,02		17,4	16,2	16,39				
Inhumas 15% + 4%	com imersão ot	39		0,00		17,4	16,9	16,38				
Inhumas 15% + 4%	com imersão ot	39		0,08		17,4	16,9	16,36				
Inhumas 15% + 4%	com imersão ot	39		0,04		17,4	16,6	16,31				
Inhumas 15% + 4%	sem imersão ot	45	45			17,4		16,35				
Inhumas 15% + 4%	sem imersão ot	46				17,4		16,31				
Inhumas 15% + 4%	sem imersão ot	45				17,4		16,42				
Inhumas 15% + 4%	sem imersão ot	45				17,4		16,37				
Inhumas 15% + 4%	sem imersão ot	46				17,4		16,30				
Inhumas	Proctor normal	9	9	0,30	0,31	22,4	25,6	16,15	27,87	0,73	98,3	86,0
Inhumas	Proctor normal	8		0,32		22,4	26,0	16,16	27,87	0,72	100,0	86,2

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)	Sr(%) ótima
Caturai	Proctor normal	11	11	0,10	0,07	17,8	19,1	17,00	26,99	0,59	87,5	81,8
Caturai	Proctor normal	11		0,05		17,8	19,1	17,00	26,99	0,59	87,6	81,8
Goianira	Proctor normal	6	7	0,15	0,14	28,8	35,7	14,10	28,39	1,01	100,0	80,7
Goianira	Proctor normal	7		0,13		28,8	35,0	14,10	28,39	1,01	98,1	80,7
Cascalho	inter/convencional	29	29	0,15	0,15	14,2	16,5	18,55	26,86	0,45	99,1	85,1
Cascalho	inter/ótima	31	33	0,17	0,12	14,8	16,6	18,56	26,86	0,45	99,7	88,9
Cascalho	inter/ótima	32		0,08		14,5	16,6	18,57	26,86	0,45	99,6	87,2
Cascalho	inter/ótima	34		0,09		14,8	16,4	18,59	26,86	0,44	99,2	89,4
Cascalho	inter/ótima	34		0,20		14,0	15,9	18,71	26,86	0,44	98,0	86,3
Cascalho	inter/ótima	35		0,06		14,3	16,0	18,75	26,86	0,43	99,5	88,5
Cascalho	modif/convencion.	50		50		0,19	0,19	12,7	14,5	19,20	26,86	0,40
Cascalho	Modif/ótima	50	51	0,03	0,03	12,7	14,9	19,15	26,86	0,40	99,3	84,7
Cascalho	Modif/ótima	45		0,01		13,0	15,2	19,06	26,86	0,41	99,9	85,1
Cascalho	Modif/ótima	51		0,01		12,7	15,0	19,13	26,86	0,40	99,8	84,7
Cascalho	Modif/ótima	55		0,02		12,5	14,8	19,21	26,86	0,40	99,8	84,0
Cascalho	Modif/ótima	52		0,04		12,5	15,0	19,12	26,86	0,40	99,7	83,2
Cascalho	modif/convencion.	55		55		0,22	0,22	12,8	14,6	19,13	26,86	0,40
Cascalho +2% cal	inter/convencional	43	43	0,02	0,02	15,8	17,5	18,35				
Cascalho +2% cal	inter/ótima	43	42	0,00	0,03	15,8	18,4	18,28				
Cascalho +2% cal	inter/ótima	40		0,03		15,4	18,4	18,31				
Cascalho +2% cal	inter/ótima	45		0,01		15,5	17,7	18,34				
Cascalho +2% cal	inter/ótima	39		0,04		15,4	19,6	18,00				
Cascalho +2% cal	inter/ótima	45		0,01		15,8	17,9	18,37				
Cascalho 15%	inter/convencional	34		34		0,35	0,35	12,8	13,6	18,73	26,81	0,43
Cascalho 15%	inter/ótima	27	33	0,42	0,28	12,9	15,3	18,64	26,81	0,44	93,6	78,9
Cascalho 15%	inter/ótima	37		0,16		12,8	15,9	18,57	26,81	0,44	96,0	77,3
Cascalho 15%	inter/ótima	32		0,22		12,8	16,3	18,61	26,81	0,44	99,2	77,9
Cascalho 15%	inter/ótima	27		0,28		12,3	16,21	18,67	26,81	0,44	99,7	75,6
Cascalho 15%	inter/ótima	32		0,10		12,5	16,6	18,55	26,81	0,45	99,9	75,3

Material	Tipo de ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m ³)	γ_s máx. (kN/m ³)	Indice vazios	Sr(%)
Cascalho 15%	modif/convencion.	55	55	0,20	0,20	11,8	14,0	19,08	26,81	0,41	92,3
Cascalho 15%	Modif/otima	50	52	0,20	0,22	11,5	14,0	19,00	26,81	0,41	91,1
Cascalho 15%	Modif/otima	56		0,24		11,8	13,4	19,10	26,81	0,40	88,9
Cascalho 15%	Modif/otima	49		0,17		11,5	15,5	18,95	26,81	0,41	99,9
Cascalho 15%	Modif/otima	51		0,23		11,9	15,1	19,07	26,81	0,41	99,9
Cascalho 15%	Modif/otima	51		0,26		11,7	14,6	19,04	26,81	0,41	95,9
cascalho 15 + 2%	inter/convencional	41		41		0,02	0,02	14,6	16,4	18,25	
cascalho 15 + 2%	Inter/Otima	42	41	0,03	0,03	14,5	16,1	18,21			
cascalho 15 + 2%	Inter/Otima	40		0,06		14,5	16,3	18,2			
cascalho 15 + 2%	Inter/Otima	39		0,02		14,4	16,4	18,13			
cascalho 15 + 2%	Inter/Otima	44		0,05		14,5	15,6	18,13			
cascalho 15 + 2%	Inter/Otima	41		0,01		14,4	15,9	18,23			
Cascalho 25%	inter/convencional	34		34		0,19	0,25	12,4	16,3	18,35	26,52
Cascalho 25%	inter/otima	34	34	0,10	0,13	12,0	15,9	18,47	26,52	0,44	96,7
Cascalho 25%	inter/otima	33		0,15		12,6	15,1	18,42	26,52	0,44	90,8
Cascalho 25%	inter/otima	38		0,10		12,5	15,0	18,28	26,52	0,45	88,4
Cascalho 25%	inter/otima	19		0,13		12,6	16,5	18,37	26,52	0,44	98,6
Cascalho 25%	inter/otima	39		0,13		12,9	15,0	18,48	26,52	0,44	91,1
Cascalho 25%	modif/convencion.	57		57		0,38	0,38	12,0	13,4	19,00	26,52
Cascalho 25%	modif/otima	50	51	0,27	0,26	11,7	15,1	18,90	26,52	0,40	99,0
Cascalho 25%	modif/otima	51		0,33		12,4	15,0	18,94	26,52	0,40	99,7
Cascalho 25%	modif/otima	54		0,15		12,0	14,5	19,01	26,52	0,40	97,6
Cascalho 25%	modif/otima	52		0,20		12,0	14,7	19,06	26,52	0,39	99,5
Cascalho 25%	modif/otima	48		0,37		11,5	15,0	18,89	26,52	0,40	98,2
cascalho 25 + 2%	inter/convencional	43		43		0,07	0,07	15,2	17,8	17,80	

Material	Tipo de Ensaio	CBR (%)	CBR médio(%)	Exp (%)	Exp Média (%)	W ot (%)	W sat (%)	γ_d máx. (kN/m³)	γ_s máx. (kN/m³)	Indice vazios	Sr(%)
cascalho 25 + 2%	inter/otima	43	40	0,10	0,06	15,2	17,9	17,82			
cascalho 25 + 2%	inter/otima	39		0,03		14,7	17,2	17,75			
cascalho 25 + 2%	inter/otima	41		0,06		15,6	17,4	17,80			
cascalho 25 + 2%	inter/otima	39		0,02		14,7	16,7	17,73			
cascalho 25 + 2%	inter/otima	37		0,10		16,6	18,0	17,70			
Cascalho 35%	inter/convencional	24	24	0,20	0,20	13,4	16,7	18,05	26,47	0,47	94,8
Cascalho 35%	inter/otima	25	25	0,30	0,21	13,6	16,8	18,01	26,47	0,47	94,7
Cascalho 35%	inter/otima	26		0,25		13,4	17,6	18,03	26,47	0,47	99,5
Cascalho 35%	inter/otima	24		0,17		13,7	17,5	17,99	26,47	0,47	98,3
Cascalho 35%	inter/otima	25		0,16		13,8	17,5	18,07	26,47	0,46	99,6
Cascalho 35%	inter/otima	24		0,21		13,70	17,6	18,03	26,47	0,47	99,5