

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**AVALIAÇÃO DE TRECHOS DE PAVIMENTOS
EXPERIMENTAIS CONSTRUÍDOS COM
MATERIAIS ALTERNATIVOS NA REGIÃO
METROPOLITANA DE GOIÂNIA**

01/02

MICHELLE DE OLIVEIRA MARQUES

D0056G12
GOIÂNIA
2012

MICHELLE DE OLIVEIRA MARQUES

**AVALIAÇÃO DE TRECHOS DE PAVIMENTOS
EXPERIMENTAIS CONSTRUÍDOS COM
MATERIAIS ALTERNATIVOS NA REGIÃO
METROPOLITANA DE GOIÂNIA**

01/02

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para qualificação.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Lilian Ribeiro de Rezende

D0056G12
GOIÂNIA
2012

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
GPT/BC/UFG

M357a Marques, Michelle de Oliveira.
Avaliação de trechos de pavimentos experimentais
construídos com materiais alternativos na Região
Metropolitana de Goiânia [manuscrito] / Michelle de
Oliveira Marques. – 2012.
2 v. : il., figs., tabs.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Lilian Ribeiro de Rezende.
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de
Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2012.

Bibliografia.

Inclui lista de figuras, abreviaturas, siglas tabelas.

Apêndices.

1. Pavimentos experimentais – Comportamento
estrutural. 2. Pavimentos - Materiais alternativos –
Monitoramento. I. Título.

CDU: 625.85|

Dedico este trabalho aos meus filhos amados Ana Carolina Marques Ossami e Hélio In cio Santana Filho, meu esposo Hélio In cio Santana, aos meus pais Marly de Oliveira Marques e Lourival Marques (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

À Deus por mais uma vitória, pelas bênçãos e amor derramados em minha vida, pela oportunidade de vencer mais uma obstáculo com toda proteção de Jesus e de Nossa Senhora das Graças Maria.

À minha mamãe, Marly de Oliveira Marques, pelo seu exemplo de força, determinação, honestidade, fé, amor e luta que sempre demonstrou mesmo nos momentos mais difíceis. Pelo seu enorme sacrifício, conselhos, orientações e apoio. A minha vovó, Iracy Barbosa de Oliveira, minha “ídola”, que mesmo com seus 91 anos de vida continua sendo um exemplo para mim, sempre vou lembrar do seu lema de vida: Forte, Firme e Feliz (FFF)! A senhora vizinha me ensinou a ser “rocha” para enfrentar as intempéries da vida. Obrigada por serem meus anjos e nortarem minha meta profissional, pessoal e espiritual.

Ao meu pai, Lourival Marques (*in memorian*), ao meu avô, Pedro Rodrigues (*in memorian*), que, mesmo sem conhecê-los em vida, seus ensinamentos me foram passados com muita sabedoria. Ao meu vovô, Sebastião Marques (*in memorian*), que foi o responsável pelo plantio da minha semente vocacional. Todos os três são mestres de obra profissionalmente e mestres nos ensinamentos de vida, meus eternos agradecimentos. Ao meu padrasto, Romilson Luis de Sousa, que há 25 anos nos apoia, ajuda, protege e dedica seu amor durante toda jornada. Pelo avô maravilhoso que é e pela valiosa ajuda no trabalho de campo, durante os ensaios. Muito obrigada!!!

Às minhas queridas irmãs, Aline de Oliveira Marques e Giselle de Oliveira Apolinário, por toda amizade, dedicação e amor. Aos meus afilhados, Nathália Marques e em especial o Lourival Marques, que me ajudou na realização dos ensaios e na organização dos dados de campo. Muito obrigada, filhão da dinda!

Ao meu esposo, Hélio Inácio Santana, por toda paciência, persistência, apoio, amor, meu exemplo de honestidade, simplicidade, conduta moral, trabalho e amizade. Sem você tudo teria sido muito mais difícil.

À minha grande razão de viver, e de buscar crescer profissional, pessoal, moral e espiritualmente; meus filhos amados, presentes de Deus na minha vida; meus anjos Ana Carolina Marques Ossami e Hélio Inácio Santana Filho. A compreensão de vocês, alegria e apoio foram fundamentais. Sem vocês a mamãe não teria tido forças para lutar. Obrigada meus amores.

Às minhas irmãs e irmãos da vida, minhas amigas e amigos queridos, que são como flores lindas em nosso jardim da vida. Neste período deixei de regar e cuidar da nossa amizade, mas mesmo assim não deixaram de me fortalecer com amor.

Em especial ao meu amigo, Ariovaldo Fernandes de Almeida, responsável por me fazer conhecer o mestrado do PPG-GECON, pela amizade, dedicação, conselhos, palavras de ânimo e persistência nos momentos difíceis e me fazer acreditar na importância da conclusão deste processo. Você é um irmãozão! Obrigada!

Um agradecimento especial à Professora Lilian Ribeiro de Rezende que hoje representa muito mais que minha orientadora. Além das orientações acadêmicas, me orientou com conselhos, amizade, paciência, me apoiou em várias situações difíceis e foi, sem dúvida, meu Norte para não desistir. Seus exemplos de luta, retidão, honestidade, força e ao mesmo tempo sensibilidade ficarão sempre gravados em minha vida. Agradeço pelos ensinamentos transmitidos em aulas e durante todo o tempo da pesquisa, por sacrificar momentos com a família, muitos finais de semana e noites para fazer as correções dessa dissertação. Só o tempo demonstrarão minha gratidão, respeito, amizade e amor.

A professora Rita de Cássia Silva pela amizade, ensinamentos, conselhos, força, contribuições e correção de parte da dissertação. O ensinar é uma ciência que vai muito além da pessoa rotulada como “Professor”, é uma caminhada de muita dedicação e luta, sem dúvida é um dom que infelizmente é pouco reconhecido. Obrigada por me permitir ver além e admirar esta profissão. Vou sentir falta do meu cantinho ... entre vocês duas Professoras Rita e Lilian. Que saudades!!!

Aos Professores Edson Manso e Manoel Álvares, da Pontifícia Universidade Católica de Goiás (PUC-GO), por todo apoio e amizade durante o processo de graduação e contribuição para busca contínua pelo aprimoramento do conhecimento.

A todos os professores do GECON pela disponibilidade e ensinamentos. Em especial ao Professor Gilson Gitirana Jr por ter sugerido acrescentar nesse trabalho as análises com o equipamento PANDA, ajuda nas análises e publicação dos artigos. Pelo exemplo de seriedade e dedicação.

Ao professor Renato Resende Angelim pelos ensinamentos, conselhos e por ensinar a operar o equipamento PANDA.

Ao Professor Maurício Martines Sales pelos ensinamentos durante as aulas, pela confiança e apoio financeiro para pesquisa. Mesmo não o conhecendo pessoalmente durante a graduação, o senhor já era um exemplo de profissional para mim e sem dúvida contribuiu para a escolha da área de Geotecnia.

Aos professores Roland Gourves da Universidade de Blaise Pascal, em Clermont Ferrant, França e Miguel Angel Navarrete e a empresa Sol Solution pelos esclarecimentos e envio de trabalhos referentes ao PANDA contribuindo com essa pesquisa.

À Banca examinadora: Prof. Dr. Gilson de Farias Neves Gitirana Jr. na função de examinador interno e Prof. Dr. Glicério Trichês na função de examinador externo, por aceitarem o convite e contribuir com esta pesquisa.

Aos meus amigos e companheiros de luta e sofrimento, apoiadores desde o começo: Murillo Cabral, Douglas Bittencourt, Nelito Carvalho Junior, André Souto e Renato Batista. Em especial ao Douglas pelos ensinamentos e ao Murillo por toda amizade, dedicação, ensinamentos de vida e amor, sem dúvida você é uma pessoa muito especial que tive o privilégio e oportunidade de conhecer.

Ao amigo e companheiro de monitoramento dos trechos, Daniel Arthur Nnang Metogo, obrigada pela força e ajuda sempre, nas análises, enfim você é muito especial. Te admiro muito. A todos meus amigos do mestrado que revezaram para me ajudar na execução de todos os ensaios de campo e laboratório: Douglas Bittencourt, Murillo Cabral, Nelito Carvalho Junior, Ludmilla Cabrine, Nelson Cunha, Divino Gabriel, Cinthia Uchida, Juliana Prudente, Lucas Costa, Mauro Mendonça Filho, Vinícius Carmindo, Vitor Barbalho e nosso querido João Junior técnico de estradas sempre presente, ensinando, corrigindo e dando apoio com muita dedicação e amizade. Em especial às queridas Ludmila Cabrine e Melina Freitas que

fez a formatação final. Amigos sem vocês eu não teria forças físicas nem emocionais para vencer os obstáculos.

Aos Laboratórios de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Goiás, do Instituto Federal de Goiás e da Pontifícia Universidade Católica de Goiás.

À Secretaria de Infraestrutura da Prefeitura de Aparecida de Goiânia e à Agência Goiana de Obras (AMOB) da Prefeitura Goiânia que autorizaram a execução dos ensaios nos trechos experimentais e disponibilizaram o caminhão para o ensaio de viga Benkelman.

Ao Senhor Presidente da Agência Municipal de Trânsito (AMT), Miguel Tiago da Silva, pela liberação das equipes para interdição das pistas durante os ensaios, possibilitando suporte e segurança.

Ao senhor Astério Lopes Coelho, diretor do Departamento de Monitoramento, Gerência e Manutenção Viária (MOGEMAV) da Agência Goiana de Transportes e Obras (AGETOP), pelo apoio à pesquisa, pelo fornecimento do caminhão para execução dos ensaios da primeira etapa. Ao senhor Manoel Leite, motorista, pela ajuda na execução dos ensaios, pessoa admirável pelos seus ensinamentos de vida.

À Ana Resende e ao Odilon Vilela, da CCB Construtora Ltda., pelo apoio para realização dos ensaios e confiança.

À empresa SETE Serviços Técnicos de Engenharia, em especial ao engenheiro, Luciano Fonseca, pelo apoio à pesquisa, ajuda nos ensaios de campo, confiança no trabalho e oportunidade profissional e ao Aleones José da Cruz Júnior.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelas bolsas concedidas via Programa Estudante Convênio – Pós Graduação (PEC-PG).

Enfim, a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para realização deste trabalho.

RESUMO

Têm sido desenvolvidas na Universidade Federal de Goiás (UFG) pesquisas sobre a aplicação de materiais alternativos para pavimentação urbana em substituição aos materiais tradicionais utilizados na região, como o cascalho laterítico. Alguns dos estudos realizados envolveram a construção de trechos de pavimentos experimentais divididos em subtrechos com diversas composições de materiais utilizados para execução das camadas de sub-base e base. Foi avaliado o comportamento estrutural dos mesmos submetidos à solicitações reais em vias de baixo a médio volume de tráfego. Desde 2004 foram construídos três trechos experimentais, sendo dois na cidade de Goiânia-GO e um em Aparecida de Goiânia-GO. Dentre os materiais não convencionais ambientalmente corretos utilizados nessas obras têm-se: resíduo da construção e demolição (RCD), resíduos de pedra, fosfogesso e misturas de solo argiloso encontrado no local da obra com brita ou com cal. Considerando que a avaliação periódica é de grande importância para a análise do comportamento desses pavimentos, esta pesquisa teve como objetivo avaliar o desempenho estrutural dos trechos existentes no ano de 2011 e comparar os resultados obtidos com os dos estudos anteriores. Para tanto, foram realizados diversos ensaios de campo em dois períodos distintos: um de seca e outro chuvoso. Foram executados ensaios com os seguintes equipamentos: viga Benkelman, prova de carga sobre placa, *Dynamic Cone Penetrometer (DCP)* e *Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assisté par Ordinateur (PANDA)*, tanto com a ponteira de 2 cm² como com a de 4 cm². Além disso, foram coletadas amostras das camadas estruturais dos pavimentos e dos subleitos para verificação do teor de umidade nos dois períodos de ensaios. Ao final de cada ensaio foi realizada a comparação de desempenho dos trechos ao longo do tempo desde o período de construção. De uma forma geral, observa-se que todos os materiais alternativos utilizados nos trechos experimentais têm apresentado comportamento similar ao do cascalho, mostrando a viabilidade de sua utilização.

Palavras-Chave: Pavimentos experimentais. Materiais alternativos. Monitoramento. Ensaios de campo.

ABSTRACT

In the Federal University of Goiás (UFG) some researches have been developed focus on the importance of the alternative materials study for urban paving in substitution to the traditional materials used in the area, as the lateritic gravel. These studies contemplated the construction of experimental road pavements divided in sections in function of the materials composition used for the subbase and base layers execution, aiming the evaluation of the pavement performance when submitted to the real traffic in roads with low to medium traffic volume. Since 2004, three experimental roads were built, being two in the city of Goiania-GO and one in Aparecida of Goiania-GO. The no conventional and environmental correct materials used in those works were: civil construction waste, quarry waste, phosphogypsum and mixtures of fine soil found at the place of the work with crushed rock or lime. As the periodic monitoring is of great importance for the constant evaluation of the behavior of those pavements, this research had as objective monitors the existent roads in the year of 2011 and to compare the results obtained with the one of the previous studies. For so much, several field tests were done in two different periods: one of dry and other rainy. The field tests were executed with the following equipments: Benkelman beam, plate bearing, Dynamic Cone Penetrometer (DCP) and Penetrometre Autonome Numerique Dynamique equal Assisté Ordinatur (PANDA), so much with the cone of 2 cm² as with the one of 4 cm². Besides, samples of the structural layers of the pavements and subgrades were collected for water content verification in the two periods of tests. At the end of each test the comparison of the roads performance was done along the time from the construction period. In general, it is observed that all the alternative materials used in the experimental pavements have been presenting similar behavior to the lateritic gravel, showing application viability.

Key Word: Experimental pavements. Alternative materials. Monitoring. Field tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Foto do cascalho laterítico na Região Metropolitana de Goiânia (RMG)	51
Figura 2.2 – Foto de obra com execução de subtrecho em cascalho laterítico (CUNHA, 2010).	51
Figura 2.3 – Depósito de expurgo gerado no processo de britagem do micaxisto (Modificado de CUNHA, 2011).....	55
Figura 2.4 – Depósito de fíler (Modificado de LUZ, 2008).....	55
Figura 2.5 – Fosfogesso sendo homogeneizado na pista. (Modificado de METEGO, 2010)..	56
Figura 2.6 – Foto da execução de uma pista com solo-cal: (a) Disposição dos sacos de cal sobre o solo argiloso; (b) Homogeneização do solo com a cal (Modificado de CUNHA, 2011).	61
Figura 2.7 – Foto da execução de uma pista em solo-brita: (a) Brita para utilização na mistura;(b) Pá mecânica realizando a mistura para ser levada para a pista. (Modificado de CUNHA, 2011).....	62
Figura 2.8 – Primeira usina de reciclagem de resíduos da construção e demolição instalada na RMG. (a) Britador; (b) Material para seleção granulométrica.	66
Figura 2.9 – Localização do trecho 1 (16° 44'44.37"S – 49° 15'22.38"W) (GOOGLE EARTH, 2011).	68
Figura 2.10 – Seção Transversal do Trecho experimental 1.	69
Figura 2.11 – Seção transversal do trecho experimental 1.	69
Figura 2.12 – Seção transversal do trecho experimental 2.	72
Figura 2.13 – Trecho 2 em planta, localizando os subtrechos e as estacas que foram ensaiadas.	73
Figura 2.14 – Localização da pista experimental Trecho 2 (16° 37'30.57"S – 49° 11'53.76"W) (GOOGLE EARTH, 2011).....	73
Figura 2.15 – Localização da pista experimental 3 (16° 37'26.93"S – 49° 12'13.66"W) (GOOGLE EARTH, 2011).....	75
Figura 2.16 – Seção Transversal do Trecho experimental 3.	75
Figura 2.17 – Trecho experimental 3 em planta, as estacas que foram ensaiadas em cada um deles.	76

Figura 2.18 – Esquema do sistema de referência na viga e no caminhão (Norma rodoviária. Método de ensaio. DNER – ME 061/94.p.01/08).	78
Figura 2.19 – Fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento (DER/SP, 2006).	79
Figura 2.20 – Esquema dos equipamentos utilizados para realização do ensaio de prova de carga sobre placa (DNIT, 2004).	81
Figura 2.21 – Esquema do DCP.	82
Figura 2.22 – Esquema do PANDA.	84
Figura 2.23 – Análise do torque bo PANDA: (a) Esquema da aplicação do torque; (b) Gráfico que relaciona torque com peso (modificado de LEPETIT, 2000).	86
Figura 3.1 – Caminhão utilizado nos ensaio de Viga Benkelman e Prova de Carga: (a) Vista geral; (b) Controle de pesagem; (c) Pesagem.	92
Figura 3.2 – Demarcação das estacas sobre o revestimento.	92
Figura 3.3 – Ensaio de Viga Benkelman (Trecho 2): (a) Ensaio em andamento; (b) Detalhe do equipamento.	93
Figura 3.4 – Ensaio de Prova de Carga sobre placa: (a) Detalhe dos extensômetros; (b) Ensaio em andamento; (c) Montagem do ensaio.	94
Figura 3.5 – <i>Dynamic Cone Penetrometer (DCP)</i> : (a) Partes do equipamento e suporte para extração; (b) Retirada do equipamento com o uso da talha.	96
Figura 3.6 – Ensaio com o Equipamento PANDA.	99
Figura 4.1 – Calçadas sem revestimento e sem edificações no Trecho 1.	113
Figura 4.2 – Bacias de deflexões médias, obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 1 no período de seca (junho/2011).	114
Figura 4.3 – Bacias de deflexões médias, obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda direita do revestimento do Trecho 1 no período de seca (junho/2011).	114
Figura 4.4 – Bacias médias de deflexão no Trecho 1 em junho/2011.	115
Figura 4.5 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 1 no período de chuva (novembro/2011).	117
Figura 4.6 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 1 no período de chuva (novembro/2011).	118
Figura 4.7 – Bacias médias de deflexão no Trecho 1 em novembro/2011.	120

Figura 4.8 – Bacias de deflexões médias obtidas no Trecho 1 nos períodos de seca e chuva.	120
Figura 4.9 – Relação entre umidade e deflexão máximo para o Trecho 1: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita	121
Figura 4.10 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1 ao longo do tempo	122
Figura 4.11 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1 ao longo do tempo	122
Figura 4.12 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de cascalho do Trecho 1 ao longo do tempo	123
Figura 4.13 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de solo-brita do Trecho 1 ao longo do tempo	123
Figura 4.14 – Valores de Médios de D_0 obtidos para todos os subtrechos do Trecho 1 ao longo do tempo.	124
Figura 4.15 – Calçadas sem revestimento e sem edificações no Trecho 2.....	127
Figura 4.16 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 2 no período de seca (junho/2011).	127
Figura 4.17 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizadas na borda direita do revestimento do Trecho 2 no período de seca (junho/2011).	128
Figura 4.18 – Bacias médias de deflexão no Trecho 2 em junho/2011.....	128
Figura 4.19 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 2 no período de chuva (novembro/2011).....	132
Figura 4.20 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 2 no período de chuva (novembro/2011).....	132
Figura 4.21 – Bacias médias de deflexão no Trecho 2 em novembro/2011.....	133
Figura 4.22 – Bacias de deflexões médias obtidas no Trecho 2 nos períodos de seca e chuva.	134
Figura 4.23 – Relação entre umidade e deflexão máximo para o Trecho 2: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita.	135
Figura 4.24 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Fosfogesso do Trecho 2 ao longo do tempo.	135

Figura 4.25 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Fosfogesso + Cal do Trecho 2 ao longo do tempo.	136
Figura 4.26 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Cal do Trecho 2 ao longo do tempo.	136
Figura 4.27 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Cascalho Laterítico do Trecho 2 ao longo do tempo.	137
Figura 4.28 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Expurgo do Trecho 2 ao longo do tempo.	137
Figura 4.29 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Brita do Trecho 2 ao longo do tempo.	138
Figura 4.30 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Brita do Trecho 2 ao longo do tempo.	138
Figura 4.31 – Calçadas sem revestimento e sem edificações no Trecho 1.....	140
Figura 4.32 – Bacias de deflexões médio para ensaios de viga Benkelman realizadas sobre a Borda Esquerda do Revestimento no período de seca no Trecho 3.	141
Figura 4.33 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizadas na borda direita do revestimento no período de seca (junho/2011).....	141
Figura 4.34 – Bacias médias de deflexão no Trecho 3 em junho/2011.....	142
Figura 4.35 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 3 no período de chuva (novembro/2011).....	143
Figura 4.36 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda direita do revestimento do Trecho 3 no período de chuva (novembro/2011).....	144
Figura 4.37 – Bacias médias de deflexão no Trecho 3 em novembro/2011.....	144
Figura 4.38 – Deflexões Médios das bordas esquerda e direita.	145
Figura 4.39 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Brita do Trecho 3 ao longo do tempo.	145
Figura 4.40 – Relação entre umidade e deflexão máximo para o Trecho 3: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita.....	146
Figura 4.41 – Deflexões Médios das bordas esquerda e direita.....	146
Figura 4.42 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 1 em junho/2011: (a) subtrecho de Solo-fíler; (b) subtrecho de Solo-brita; (c) subtrecho de Cascalho; (d) subtrecho de Solo-pó.....	149

Figura 4.43 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 1 (Junho/2011).....	150
Figura 4.44 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 1 (Novembro/2011)	151
Figura 4.45 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 1 (Novembro/2011).....	152
Figura 4.46 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1	153
Figura 4.47 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-brita do Trecho 1.....	153
Figura 4.48 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de cascalho do Trecho 1	154
Figura 4.49 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-pó de micaxisto do Trecho 1.....	154
Figura 4.50 – Relação entre umidade e deflexão $D_{560 \text{ kPa}}$ para o Trecho 1: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita.....	155
Figura 4.51 – Relação entre umidade e deflexão $D_{560 \text{ kPa}}$ para o Trecho 1: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita.....	157
Figura 4.52 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 2 (Junho/2011).....	158
Figura 4.53 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 2 em junho/2011: (a) subtrecho de Solo-fosfogesso; (b) subtrecho de Solo-fosfogesso-cal; (c) subtrecho de solo-cal; (d) subtrecho de cascalho laterítico; (e) solo-expurgo; (f) solo-brita.....	160
Figura 4.54 – Curvas Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 2 (Novembro/2011)	161
Figura 4.55 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-fosfogesso do Trecho 2.....	162
Figura 4.56 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-fosfogesso-cal do Trecho 2.....	162
Figura 4.57 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-cal do Trecho 2	163

Figura 4.58 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de cascalho laterítico do Trecho 2.....	163
Figura 4.59 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-expurgo do Trecho 2.....	164
Figura 4.60 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-brita do Trecho 2.....	164
Figura 4.61 – Relação entre umidade e deflexão $D_{560 \text{ kPa}}$ para o Trecho 2: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita.....	166
Figura 4.62 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 3 em junho/2011.....	167
Figura 4.63 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 3 em novembro/2011.....	168
Figura 4.64 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento no Trecho 3.....	169
Figura 4.65 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no Trecho 3.....	169
Figura 4.66 – Relação entre umidade e deflexão $D_{560 \text{ KPa}}$ para o Trecho 3: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita.....	170
Figura 4.67 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho solo+fíler de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural.....	171
Figura 4.68 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+brita do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural.....	172
Figura 4.69 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural.....	172
Figura 4.70 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-pó de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural.....	172
Figura 4.71 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+fíler de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural.....	176

Figura 4.72 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+brita do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	177
Figura 4.73 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	177
Figura 4.74– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	177
Figura 4.75– Relação entre valores médios de DN e teor de umidade para os materiais do Trecho 1	181
Figura 4.76– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1	181
Figura 4.77– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de solo-brita do Trecho 1	182
Figura 4.78– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho cascalho do Trecho 1	182
Figura 4.79– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de solo-pó de micaxisto do Trecho 1	182
Figura 4.80– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-fosfogesso do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural..	183
Figura 4.81– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo- fosfogesso-cal do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	184
Figura 4.82– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	184
Figura 4.83– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	184
Figura 4.84– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	185
Figura 4.85– dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-brita do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	185

Figura 4.86– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-brita do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	190
Figura 4.87– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+fوسفogesso-cal do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama Estrutural	190
Figura 4.88– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-cal do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	191
Figura 4.89– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 2 em	191
Figura 4.90– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-expurgo do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	191
Figura 4.91– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-brita do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	192
Figura 4.92– Relação entre valores médios de DN e teor de umidade para os materiais do Trecho 2	196
Figura 4.93– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Fوسفogesso do Trecho 2	196
Figura 4.94 Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Fوسفogesso-Cal do Trecho 2	197
Figura 4.95 – Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Cal do Trecho 2	197
Figura 4.96– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Cascalho Laterítico do Trecho 2	197
Figura 4.97 – Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Expurgo do Trecho 2	198
Figura 4.98 – Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Brita do Trecho 2	198
Figura 4.99 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho solo+fíler de micaxisto do Trecho 3 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	199

Figura 4.100– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+fíler de micaxisto do Trecho 3 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural	202
Figura 4.101– Relação entre valores médios de DN e teor de umidade para os materiais do Trecho 3.....	204
Figura 4.102– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o Trecho3	204
Figura 4.103 – Exemplo dos parâmetros obtidos através dos ensaios de campo, valores de q_d ao longo da profundidade.	206
Figura 4.104 – Coeficiente de correlação dos valores de média de q_d para o Trecho 1: (a) no período de seca; (b) no período de chuva.....	208
Figura 4.105 – Coeficiente de variação dos valores de média de q_d para o Trecho 2: (a) no período de seca; (b) no período de chuva.....	210
Figura 4.106 – Coeficiente de variação dos valores de média de q_d para o Trecho 3: (a) no período de seca; (b) no período de chuva.....	210
Figura 4.107 – Coeficientes de variação obtidos no período de seca para o Trecho 1: (a) Método 1; (b) Método 2.	215
Figura 4.108–Coeficientes de variação obtidos no período de chuva para o Trecho 1: (a) Método 1; (b) Método 2.	216
Figura 4.109 – Análise dos dados considerando as espessuras definidas em projeto para o Trecho 1: (a) Coeficiente de variação considerando os períodos de seca e chuva; (b) Correlação entre as ponteiros de 2 cm ² e 4 cm ² ; (c) Correlação entre os períodos de seca e chuva.....	219
Figura 4.110 – Relação entre q_d e umidade para o Trecho 1: (a) Com dados da ponteira de 4 cm ² ; (b) Com dados da ponteira de 2 cm ²	222
Figura 4.111 – Coeficientes de variação obtidos no período de seca para o Trecho 2: (a) Método 1; (b) Método 2.	227
Figura 4.112– Coeficientes de variação obtidos no período de chuva para o Trecho 2: (a) Método1; (b)Método 2.	227
Figura 4.113 – Análise dos dados considerando as espessuras definidas em projeto para o Trecho 2: (a) Coeficiente de variação considerando os períodos de seca e chuva; (b) Correlação entre as ponteiros de 2 cm ² e 4 cm ² ; (c) Correlação entre os períodos de seca e chuva.....	231

Figura 4.114– Relação entre q_d e umidade para o Trecho 2: (a) Com dados da ponteira de 4 cm^2 ; (b) Com dados da ponteira de 2 cm^2	233
Figura 4.115– Coeficientes de variação obtidos no período de seca para o Trecho 3: (a) Método 1; (b) Método 2.	235
Figura 4.116– Coeficientes de variação obtidos no período de chuva para o Trecho 3: (a) Método 1; (b) Método 2.	236
Figura 4.117 – Análise dos dados considerando as espessuras definidas em projeto para o Trecho 1: (a) Coeficiente de variação considerando os períodos de seca e chuva; (b) Correlação entre as ponteiras de 2 cm^2 e 4 cm^2 ; (c) Correlação entre os períodos de seca e chuva.....	238
Figura 4.118 – Relação entre q_d e umidade para o Trecho 3: (a) Com dados da ponteira de 4 cm^2 ; (b) Com dados da ponteira de 2 cm^2	239
Figura 4.119 - Correlações de DCP x PANDA (4 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases de materiais finos.	245
Figura 4.120 – Correlações de DCP x PANDA (4 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos.....	245
Figura 4.121 – Correlações de DCP x PANDA (4 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases e sub-bases para materiais granulares.	246
Figura 4.122 – Correlações de DCP x PANDA (4 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos para materiais granulares.....	246
Figura 4.123 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases e sub-bases para materiais finos.....	247
Figura 4.124 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos para materiais finos.	247
Figura 4.125 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases e sub-bases para granulares.....	248
Figura 4.126 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm^2), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos para materiais granulares.....	248

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Composição Típica das Cales (Modificado de GUIMARÃES, 2002).....	58
Tabela 3.1 – Localização dos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 1.....	94
Tabela 3.2 – Localização dos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 2.....	95
Tabela 3.3 – Localização dos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 3.....	95
Tabela 3.4 – Correlações entre DN e CBR utilizadas.	97
Tabela 4.1 – Dados pluviométricos diários da região metropolitana de Goiânia para os meses de junho de 2011 e novembro de 2011.....	103
Tabela 4.2 – Dados pluviométricos mensais da região metropolitana de Goiânia de janeiro de 2010 a dezembro de 2011.....	103
Tabela 4.3 – Resultados de umidade das amostras de base, sub-base e subleito, nos meses de junho de 2011 e novembro de 2011 para o Trecho 1.	104
Tabela 4.4 – Comparação dos valores médios de umidade obtidos com a umidade ótima para o Trecho 2.....	105
Tabela 4.5 – Resultados de umidade das amostras de base, sub-base e subleito, nos meses de junho de 2011 e novembro de 2011 para o Trecho 2.	107
Tabela 4.6 – Comparação dos valores médios de umidade obtidos com a umidade ótima para o Trecho 2.....	108
Tabela 4.7 – Resultados de umidade das amostras de base, sub-base e subleito, dos meses de junho de 2011 e novembro de 2011 para o Trecho 3.	109
Tabela 4.8 – Comparação dos valores médios de umidade obtidos com a umidade ótima para o Trecho 3.....	109
Tabela 4.9 – Valores médios de temperatura do ar e da superfície do revestimento obtidos para o Trecho 1.....	109
Tabela 4.10 – Valores médios de temperatura do ar e da superfície do revestimento obtidos para o Trecho 2.....	110
Tabela 4.11 – Valores médios de temperatura do ar e da superfície do revestimento obtidos para o Trecho 3.....	110
Tabela 4.12 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 1 (junho/2011).	112

Tabela 4.13 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 1 (junho/2011).	112
Tabela 4.14 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 1 (novembro/2011).	116
Tabela 4.15 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 1 (novembro/2011).	117
Tabela 4.16 – Comparação entre os valores de deflexões máximos médios obtidos nas duas etapas de ensaios para o Trecho 1	119
Tabela 4.17 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 2 (junho/2011).	125
Tabela 4.18 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 2 (junho/2011).	125
Tabela 4.19 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 1 (novembro/2011).	130
Tabela 4.20 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 1 (novembro/2011).	131
Tabela 4.21 – Comparação entre os valores de deflexões máximos médios obtidos nas duas etapas de ensaios para o Trecho 2	134
Tabela 4.22 - Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 3 (junho/2011).	139
Tabela 4.23 - Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 3 (junho/2011).	139
Tabela 4.24 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 3(novembro/2011).	143
Tabela 4.25 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 3 (novembro/2011).	143
Tabela 4.26 – Comparação entre os valores de deflexões máximos médios obtidos nas duas etapas de ensaios para o Trecho 3	145
Tabela 4.27 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 1 em junho/2011.	148
Tabela 4.28 –Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 1 em novembro/2011.	150

Tabela 4.29 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 2 em junho/2011.....	155
Tabela 4.30 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 2 em novembro/2011.....	159
Tabela 4.31 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 3 em junho/2011.....	166
Tabela 4.32 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 3 em novembro/2011.....	167
Tabela 4.33 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 1 em junho/2011	173
Tabela 4.34 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 1 em junho/2011	174
Tabela 4.35 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011	174
Tabela 4.36 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-brita do Trecho 1 em junho/2011	175
Tabela 4.37 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de cascalho do Trecho 1 em junho/2011	175
Tabela 4.38 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-pó de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011.....	175
Tabela 4.39 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 1 em novembro/2011.....	178
Tabela 4.40 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 1 em novembro/2011.....	178
Tabela 4.41 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011	179
Tabela 4.42 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-brita do Trecho 1 em novembro/2011	179
Tabela 4.43 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de cascalho do Trecho 1 em novembro/2011	180
Tabela 4.44 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011.....	180

Tabela 4.45 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 2 em junho/2011	185
Tabela 4.46 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 2 em junho/2011	186
Tabela 4.47 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso do Trecho 2 em junho/2011	187
Tabela 4.48 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso-cal do Trecho 2 em junho/2011	188
Tabela 4.49 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-cal do Trecho 2 em junho/2011	188
Tabela 4.50 – Valores médios de CBR obtidos para a base de cascalho do Trecho 2 em junho/2011	189
Tabela 4.51 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-expurgo do Trecho 2 em junho/2011	189
Tabela 4.52 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-brita do Trecho 2 em junho/2011	189
Tabela 4.53 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 2 em novembro/2011	192
Tabela 4.54 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 2 em novembro/2011	193
Tabela 4.55 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso do Trecho 2 em novembro/2011	193
Tabela 4.56 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso-cal do Trecho 2 em novembro/2011	194
Tabela 4.57 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-cal do trecho 2 em novembro/2011	194
Tabela 4.58 – Valores médios de CBR obtidos para a base de cascalho do Trecho 2 em novembro/2011	194
Tabela 4.59 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-expurgo do Trecho 2 em novembro/2011	195
Tabela 4.60 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-brita do Trecho 2 em novembro/2011	195
Tabela 4.61 – Resultado dos ensaios de DCP realizados no Trecho 3 em junho/2011	199

Tabela 4.62 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 1 em junho/2011	200
Tabela 4.63 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 3 em junho/2011	200
Tabela 4.64 – Valores médios de CBR obtidos para a base e sub-base do Trecho 3 em junho/2011	201
Tabela 4.65 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 3 em novembro/2011	202
Tabela 4.66 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 3 em novembro/2011	203
Tabela 4.67 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-fíler de micaxisto do Trecho 3 em novembro/2011	203
Tabela 4.68 – Análise dos valores da média de q_d para o período de seca no Trecho 1.	207
Tabela 4.69 – Análise dos valores da média de q_d para o período de chuva no Trecho 1.....	208
Tabela 4.70 – Análise dos valores da média de q_d para o período de seca no Trecho 2.	208
Tabela 4.71 – Análise dos valores da média de q_d para o período de chuva no Trecho 2.....	209
Tabela 4.72 – Análise dos valores da média de q_d para o período de seca no Trecho 3.	210
Tabela 4.73 – Análise dos valores da média de q_d para o período de chuva no Trecho 3.....	210
Tabela 4.74 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de seca para o Trecho	211
Tabela 4.75 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 1.	213
Tabela 4.76 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através das espessuras das camadas de projeto no período de seca e de chuva para o Trecho 1.....	216
Tabela 4.77 – Variação dos valores da média de q_d com as ponteiras de 4 cm ² e 2 cm ² para os períodos de seca e chuva no Trecho 1.	220
Tabela 4.78 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 2.	222
Tabela 4.79 – Valores da média de q_d obtidos através do Método Estatístico 2 no período de chuva no Trecho 2.	225
Tabela 4.80 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através das espessuras das camadas de projeto no período de seca e de chuva para o Trecho 2.....	228

Tabela 4.81 – Variação dos valores da média de q_d com as ponteiras de 4 cm ² e 2 cm ² para os períodos de seca e chuva no Trecho 2.	232
Tabela 4.82 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 3.	233
Tabela 4.83 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 3.	234
Tabela 4.84 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através das espessuras das camadas de projeto no período de seca e de chuva para o Trecho 3.	236
Tabela 4.85 – Variação dos valores da média de q_d com as ponteiras de 4 cm ² e 2 cm ² para os períodos de seca e chuva no Trecho 3.	238
Tabela 4.86 – Equações obtidas nas correlações entre q_d (4 cm ²) e DN para materiais de base, sub-base e subleito.	243
Tabela 4.87 – Equações obtidas nas correlações entre q_d (2 cm ²) e DN para materiais de base, sub-base e subleito.	244
Tabela 4.88 – Avaliação do binário a qual as hastes são submetidas durante o ensaio no Trecho 1.	250
Tabela 4.89 – Avaliação do binário a qual as hastes são submetidas durante o ensaio no Trecho 2.	250
Tabela 4.90 – Avaliação do binário a qual as hastes são submetidas durante o ensaio no Trecho 3.	251

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AGETOP	Agência de Transportes e Obras Públicas
AMOB	Agencia Municipal de Obras
ASTM	American Society for Testing and Materials
BD	Borda Direita
BE	Borda Esquerdo
BVT	Baixo Volume de Tráfego
CBR	California Bearing Ratio
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CEASA	Centrais de Abastecimento de Goiás S.A.
CH	Cal Hidratada
cm	Centimetro
cm ²	Centimetro ao quadrado
CNEN	Unidade da Comissão Nacional de Energia Nuclear
CNT	Confederação Naional do Transporte
CONAMA	Conselho Nacional do meio Ambiente
CP	Corpo de Prova
CPA	Camada Porosa de Atrito
CRCN-GO	Centro Regional de Ciências Nucleares do Centro Oeste
CV	Coefficiente de Variação
D	Deflexão
D560	Deflexão para pressão de 560 kPa
DCP	Penetrômetro dinâmico de cone
DER/SP	Departamento de Estradas e Rodagem de São Paulo
DERMU	Departamento de Estradas e Rodagens do Município
Dm	Deflexão média
D _{máx}	Deflexões Máximo
DN	Índice de Penetração do DCP
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes

Dn _{máx}	Índice de Penetração do DCP máximo
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
Do	Deflexão
ECC/UFG	Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás
Elsym	Elastic Layered System
EUA	Estados Unidos da América
FAA	Federal Aviation Administration
FAPEG	Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado de Goiás
Fepave	Finite Element Analysis of Pavement Structures
FG	Fosfogesso
FHWA	Federal Highway Administration
FURNAS	Furnas Centrais Elétricas S/A
GO	Goiás
IFG	Instituto Federal de Goiás
IG	Índice de Grupo
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IP	Índice de Plasticidade
IPEA	Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
ISC	Índice de Suporte Califórnia
JTFP	Joint Task Force on Pavement
Kg	Quilograma
kgf	Quilograma força
kPa	Kilo Pascal
Kplaca	
LA'	Solos arenosos lateríticos
LG'	Solos argilosos lateríticos
ln	Logarítmo neperiano
m	Metro
MCT	Ensaio Miniatura, Compactado, Tropical
ME	Massa Específica
ME	Método de Ensaio
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
mm	Milimetro
MPa	Mega Pascal

MR	Módulo Resiliente
NBR	Normas Brasileiras
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
° C	Grau Celsius
P	Pressão
PAC	Plano de Aceleração do Crescimento
PaLATE	Pavement Life-cycle Assessment Tool for Environmental and Economic Effects
PANDA	Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assisté par Ordinatur
PCA	Portland Cement Association
PMF	Pré-misturado a frio
pol ²	Polegada
PPG	
GECON	Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Construção Civil e Estruturas
PRO	Procedimento
PUC-GO	Pontifícia Universidade Católica de Goiás
qd	Resistência de Ponta
RCD	Resíduo da Construção e Demolição
RMG	Região Metropolitana de Goiânia
SC	Santa Catarina
SEMARH	Secretaria Estadual do Meio Ambiente e Recursos Hídricos
SI	Sistema Internacional
SL	Subleito
SP	São Paulo
SUCS	Sistema de Classificação Unificado de Solos
T	Temperatura
tf	Tonelada força
TRB	Transportation Research Board
UFG	Universidade Federal de Goiás
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UnB	Universidade de Brasília
UNICAMP	Universidade Federal de Campinas
USCE	Corpo de Engenheiros Militares dos Estados Unidos
USCS	Sistema de Classificação Unificada (Unifield Soil Classification System)

VDM	Volume Diário Médio
w	Umidade
W	West
WCRA	Waste Contractors and Recyclers Association
wo	Umidade ótima

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	10
1.1 JUSTIFICATIVA.....	34
1.2 OBJETIVOS.....	35
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	36
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	37
2.1 FATORES QUE INTERFEREM NA QUALIDADE DAS OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO.....	37
2.1.1 Investimento	37
2.1.2 Métodos utilizados para dimensionamento de pavimentos	38
2.1.3 Controle de carga atuantes nas vias.....	41
2.1.4 Estudos necessários para avaliação das obras	42
2.1.5 Drenagem.....	43
2.1.6 Manutenção e restauração	44
2.2 MATERIAIS PARA EXECUÇÃO DE BASE E SUB-BASE DE PAVIMENTOS ...	45
2.2.1 Cascalho laterítico.....	50
2.2.2 Materiais alternativos.....	52
2.2.2.1 Resíduos de pedreira.....	53
2.2.2.2 Fosfogesso	55
2.2.2.3 Solos estabilizados.....	57
2.2.2.4 Resíduo da construção e demolição (RCD).....	62
2.3 DESCRIÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS EXECUTADOS NA REGIÃO METROPOLITANA DE GOIÂNIA.....	66
2.3.1 Trecho 1	67
2.3.2 Trecho 2	71
2.3.3 Trecho 3	74
2.4 MONITORAMENTO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO.....	77
2.4.1 Determinação da deflexão – avaliação estrutural.....	78
2.4.2 Prova de carga sobre placa	80
2.4.3 Dynamic Cone Penetrometer (DCP).....	81

2.4.4 Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assité par Ordinatur (PANDA).....	83
CAPÍTULO 3 METODOLOGIA	90
3.1 COLETA DE AMOSTRAS E DETERMINAÇÃO DA UMIDADE	91
3.2 ENSAIOS DE CAMPO	91
3.2.1 Viga Benkelman	92
3.2.2 Prova de carga sobre placa	93
3.2.3 Dynamic Cone Penetrometer (DCP).....	96
3.2.4 Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assisté Par Ordinatur (PANDA) 99	
CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	102
4.1 INTERFERÊNCIAS CLIMÁTICAS	102
4.1.1 Dados pluviométricos	102
4.1.2 Determinação do teor de umidade	104
4.1.2.1 Trecho 1	104
4.1.2.2 Trecho 2	105
4.1.2.3 Trecho 3	108
4.1.3 Temperaturas	109
4.2 ENSAIOS DE CAMPO	110
4.2.1 Viga Benkelman	110
4.2.1.1 Trecho 1	111
4.2.1.2 Trecho 2	124
4.2.1.3 Trecho 3	139
4.2.2 PROVA DE CARGA SOBRE PLACA.....	147
4.2.2.1 Trecho 1	147
4.2.2.2 Trecho 3	166
4.2.3 Penetrômetro dinâmico de Cone (DCP)	170
4.2.3.1 Trecho 1	171
4.2.3.2 Trecho 2	183
4.2.3.3 Trecho 3	198
4.2.4 Penetrometre autonome numerique dynamique assisté par ordinatur (PANDA)..	205
4.2.4.1 Resistência de ponta (q_d).....	206
4.2.4.2 PANDA (2 cm ²) x PANDA (4 cm ²)	211

4.2.4.3	Correlação entre DCP x PANDA	239
4.2.4.4	Análise do Torque durante os ensaios com o PANDA.....	249
CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES		236
5.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS		257
REFERÊNCIAS		242

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O sistema rodoviário influencia na atividade econômica e social de um país, pois integra as áreas de produção e consumo no mercado. Sendo assim o investimento nesta área irá diminuir o custo final dos produtos e serviços, riscos de acidentes, níveis de emissão de poluentes, gastos com combustíveis, manutenção, avarias das cargas, condições de trabalho, o que gera uma maior qualidade de vida. Para garantir esta infraestrutura é necessário realizar o dimensionamento do pavimento para resistir ao volume e carga de tráfego de veículos e a variação das condições climáticas. Depois da obra executada de acordo com um projeto adequado é importante que ocorra o devido acompanhamento e a manutenção adequada desta estrutura para garantir a vida útil especificada no projeto.

No Brasil, nos últimos anos, verificou-se um período de estagnação do crescimento da malha rodoviária e seus reflexos negativos, como expõe Medeiros (2006):

O longo período caracterizado pela falta de investimento sem estradas, ferrovias, portos e logística de um modo geral, tem como resultado o surgimento de graves obstáculos ao escoamento e à distribuição de mercadorias, gerando desperdícios, custos de transação e dificuldades para exportações (MEDEIROS, 2006, p.50).

Após a implantação do Plano de Aceleração do Crescimento (PAC), em janeiro de 2007, houve aumento do investimento no setor, mas ainda incipiente. A malha rodoviária brasileira tem atualmente uma extensão de 1.580.809 km com apenas 212.618 km (13%) de pistas pavimentadas.

A Região Metropolitana de Goiânia-GO (RMG) está distribuída numa área de 5.787 km², somando uma população de 2,1 milhões de habitantes. Desse total, 36% (1,3 milhão de habitantes) corresponde à população da capital distribuída numa área de 739 km² e com uma frota de 808,6 mil veículos (CNT, 2011).

O crescimento e a ampliação da malha viária devem estar associados a um programa de gestão, para evitar o desencadeamento de problemas que onerem e incapacitem a viabilidade dos recursos federais. No caso do estado de Goiás, conforme os relatórios da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2011), verifica-se a necessidade de uma política mais eficiente

de planejamento, gerenciamento e controle dos recursos destinados ao setor de transporte, principalmente os destinados à ampliação da malha viária.

Para cumprir o importante papel que cabe ao sistema viário, é necessário investir num dos componentes desse sistema que é a infraestrutura rodoviária. A garantia da qualidade prevista em projeto depende do dimensionamento do pavimento, considerando o volume e a carga de tráfego dos veículos e a variação das condições climáticas. Depois da obra executada é necessário o acompanhamento e a manutenção adequada desta estrutura para garantir a vida útil especificada no projeto. Cumpridas todas essas etapas, pode-se prever a diminuição do custo final dos produtos e serviços, dos riscos de acidentes, dos níveis de emissão de poluentes, dos gastos com combustíveis e manutenção, das avarias das cargas e melhoria das condições de trabalho, culminando com maior qualidade de vida.

Além dos aspectos anteriormente citados, existe ainda a dificuldade de obtenção de materiais para a execução da infraestrutura das rodovias. Sabe-se que em algumas regiões do país não são encontrados materiais granulares apropriados que atendam às especificações tradicionais para a execução de pavimentos (REZENDE, 1999). Sendo assim, várias pesquisas têm sido realizadas em busca de soluções que atendam à demanda por materiais alternativos com viabilidade técnica e econômica no Brasil. Em Goiás, o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal é precursora dessa linha de pesquisa com a construção de trechos de pavimentos experimentais executados com diversos materiais alternativos; sendo que o primeiro deles foi implantado há oito anos. A comprovação das viabilidades econômica, ambiental e técnica que podem ser obtidas dos trechos estudados, seja neste ou em outros trabalhos, tem condição de contribuir para a normatização do uso desses materiais em grande escala.

1.1 JUSTIFICATIVA

O cascalho laterítico, principal material utilizado para execução de bases e sub-bases na estrutura dos pavimentos em Goiás, vem sendo alvo de restrições ambientais que impedem a sua exploração, em virtude da escassez. A sua substituição por materiais oriundos de processos industriais é um grande desafio, que vem sendo enfrentado por pesquisadores do estado de Goiás e no Distrito Federal. Integram essa lista: Rezende (2003), Assis *et al.* (2004), Ribeiro (2006), Resplandes (2007), Oliveira (2007), Batalione (2007), Luz (2008), Araújo

(2008), Castro e Costa (2009), Silveira (2010), Metogo (2010) e Cunha (2011) que desenvolvem pesquisas baseadas na construção de trechos experimentais e cujos resultados tem-se apresentado satisfatórios ao longo do tempo, alguns dos materiais empregados nestas pesquisas são: brita, argila, fosfocesso, filer de micaxisto, expurgo de pedreira, pó de micaxisto, RCD e cal.

A comprovação da eficácia da utilização de materiais não convencionais, ambientalmente adequados, é tarefa da comunidade científica local, para o desencadeamento do longo processo até a legalização e recomendações. É necessário também o cumprimento do papel que cabe a cada um dos outros agentes desse processo, a saber: sociedade, empresários e governo. À sociedade cabe conscientizar e agir quanto à aceitação da reciclagem dos materiais oriundos de processos industriais diversos; aos empresários em viabilizar a reutilização e reciclagem desses materiais e ao poder público criar mecanismos que estimulem a ação de todos os agentes envolvidos.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo desta dissertação foi avaliar o comportamento estrutural, durante o ano de 2011, de trechos de pavimentos experimentais existentes na Região Metropolitana de Goiânia-GO que foram executados com materiais alternativos em suas camadas de sub-base e base e comparar os resultados obtidos com dados de estudos anteriores desde a época de suas construções.

Os objetivos específicos foram:

- Comparar os resultados com os obtidos entre os diversos materiais alternativos estudados e o cascalho laterítico;
- Avaliar o comportamento do pavimento ao longo do período de projeto de cada trecho;
- Avaliar o uso de penetrômetros no monitoramento de pavimentos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação foi desenvolvida em cinco capítulos. O primeiro refere-se à introdução ao assunto que abordado, a justificativa para o desenvolvimento da pesquisa e os objetivos principais e específicos. O segundo capítulo abrange a revisão da literatura que aborda o tema, com as citações de pesquisas realizadas no Brasil e em outros países (França, Portugal, Indonésia, Califórnia, Estados Unidos da América, Turquia, África do Sul) sobre a utilização de materiais alternativos em pavimentação, a realização de monitoramento em pavimentos asfálticos e as principais características dos trechos já existentes na RMG. No terceiro capítulo é descrita a metodologia adotada para a realização da pesquisa. No quarto capítulo foram demonstrados os resultados dos ensaios de campo, análises e comparações. No quinto e último capítulo foram apresentadas as considerações finais, principais conclusões e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo foi escrito para auxiliar a compreensão dos aspectos que abrangem o presente trabalho. Inicialmente, são discutidos alguns problemas observados nos pavimentos, com indicações das principais causas de comprometimento da vida útil estabelecida em projeto. Em seguida, apresenta-se a necessidade da utilização de materiais alternativos na estrutura dos pavimentos e uma revisão sobre os materiais utilizados nos trechos experimentais monitorados neste trabalho. Tem-se, ainda, a descrição dos três trechos com as principais informações sobre a sua construção, ensaios de laboratório e de campo realizados desde a época da construção, bem como os monitoramentos realizados até o ano de 2011. Por último, são descritos os ensaios de campo realizados na região para monitorar as condições dos pavimentos.

2.1 FATORES QUE INTERFEREM NA QUALIDADE DAS OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO

Neste item, são relatados os principais fatores afetam na qualidade dos pavimentos executados no Brasil e contribuem para a pouca durabilidade das obras.

2.1.1 Investimento

Os dados históricos mostram que a malha rodoviária federal pavimentada cresceu de 8.675 km, em 1960, para 47.487 km, em 1980. Em 2000, alcançou 56.092 km, com recursos arrecadados pela União, obtidos por encargos como imposto sobre combustíveis e lubrificantes, imposto incidente sobre propriedade de veículos e outros (IPEA, 2010), em 2011 a malha rodoviária cresceu para cerca de 76.000 km, teve um crescimento de 40% em 12 anos. Após a Constituição Federal de 1988, não foi mais permitido a vinculação de receita de impostos a órgãos, fundos ou despesas predeterminadas, ficando assim esse setor prejudicado, com níveis insuficientes de investimento para desenvolvimento de novos projetos e manutenção das rodoviárias existentes.

Desde então, ocorreu um longo processo de gestão ineficiente e da estagnação do crescimento da malha viária nacional. Atualmente, existe uma política de investimento no setor rodoviário, mas dos R\$183,5 bilhões de investimentos necessários para atender as demandas, somente 13% estão contemplados na primeira versão do Plano de Aceleração do Crescimento 1 (PAC1). Segundo dados do IPEA (2010), para a segunda versão do PAC 1 estariam previstos investimentos de R\$ 50,4 bilhões entre os anos 2011 e 2014.

No Brasil, além dos problemas de investimentos no setor de transportes, com a estagnação sofrida por tanto tempo, verifica-se que mesmo com a mudança do quadro geral, não houve alteração significativa no desenvolvimento tecnológico-científico do país com o objetivo de conseguir independência e mudança da consciência aplicando-se práticas adaptáveis à realidade nacional, mudança de conceitos e valores principalmente por parte do setor público, onde verifica-se um prejuízo altíssimo devido a falta de investimento humano e tecnológico. Observa-se que apesar dos esforços de pesquisadores brasileiros em adaptar as normas e técnicas de outros países para a realidade brasileira, ainda não há a corroboração com investimentos necessários para a aplicação e padronização dos processos de dimensionamento.

O conceito de economia para dimensionamento de pavimentos atende a períodos de curto prazo, sendo que a baixa durabilidade das rodovias gera custos elevados com consequências para a economia do país. É possível observar que o ciclo de vida dos projetos de pavimentação na maioria das vezes não atinge o esperado.

2.1.2 Métodos utilizados para dimensionamento de pavimentos

Os métodos de dimensionamento de pavimento utilizados no Brasil são baseados em estudos e pesquisas realizadas em países de climas frio e temperado, ou seja, países com condições climáticas bem diferentes das brasileiras.

Já é sabido que essas condições levam a formação de solo com comportamento típico e estrutura particular, influenciando consideravelmente a parte estrutural das rodovias. Pode-se observar grandes variações dos parâmetros necessários para desenvolvimento de um novo projeto. Devido a esse fato, reforça-se a necessidade de estudos que apresentem os resultados

destas variações e as consequências de aplicações generalizadas para cada novo dimensionamento.

Existem avanços consideráveis nos estudos aplicados aos solos nacionais como os estudos dos solos saprolíticos e lateríticos feitos por Nogami; Villibor (1981), que resultou numa classificação aplicada a solos tropicais para obras viárias. Há uma necessidade urgente de adequação dessas metodologias e desenvolvimentos de métodos de dimensionamento próprios, específicas ao tipo de solo brasileiro. Os métodos utilizados até os dias atuais foram e são de grande utilidade para o desenvolvimento, mas apresentam grandes limitações que podem gerar, em muitos casos, a falta de durabilidade dos pavimentos. A execução sem o devido controle de qualidade, a inobservância às diretrizes normativas e o devido controle tecnológico são também grandes responsáveis pela falta de qualidade das obras.

Para o dimensionamento de estruturas de pavimentos, utilizam-se no país, principalmente, dois parâmetros de caracterização mecânica: *California Bearing Ratio (CBR)*, usado no dimensionamento convencional do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e o Módulo de Resiliência (MR) usado em mecânica dos pavimentos. O *CBR* foi concebido em 1920 na Califórnia, para avaliar o potencial de ruptura do subleito. Por ser um ensaio que consiste em aplicar uma carga lentamente por um período de vários minutos de uma tensão crescente, este estado de tensão não corresponde ao efeito real verificado no pavimento, visto que as cargas atuantes em um pavimento são cargas repetidas, aplicadas em geral em frações de segundos, em movimento, com inensidade e frequências variadas. Com o ferramental de laboratório e computacional disponível atualmente, o ideal seria desenvolver um modelo que considera um procedimento mais racional e mecanístico levando em conta a repetição do carregamento e a deformabilidade e ruptura dos materiais.

O método *CBR* serviu para o desenvolvimento de outras metodologias como o método de dimensionamento de pavimentos norte americano estabelecido pela *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, revisado em 1993, que o substituiu, considerando o parâmetro de resiliência do pavimento, medindo a deflexão do mesmo. O primeiro pesquisador que desenvolveu um estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos foi Francis Hveem (1955), sendo que em 1938 o departamento rodoviário da Califórnia já havia começado as medições de deflexões em pavimentos sujeitos à tráfegos.

O método utilizado para o dimensionamento da estrutura de pavimentos asfálticos de rodovias no Brasil é o método do DNIT, com base no ensaio *CBR* e nas curvas de dimensionamento do Corpo de Engenheiros Militares dos Estados Unidos da América (USCE). O ensaio de módulo de resiliência (MR) dos materiais é executado desde 1977 pelo Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Segundo Bernucci *et al.* (2008), atualmente, cerca de quinze laboratórios realizam este ensaio no Brasil e inclusive já existem fábricas de equipamentos nacionais. Entretanto, esses poucos laboratórios não atendem à demanda do país, sendo necessários maiores investimentos de modo a adequar o dimensionamento das rodovias brasileiras.

Pela razão anteriormente citada e dada a simplicidade do ensaio, os pavimentos ainda são dimensionados utilizando método do *CBR*. A estimativa do valor do módulo de resiliência dos materiais é obtida da correlação com o *CBR*, apesar da discordância de Bernucci *et al.* (2010). De acordo com os pesquisadores, não há relação consistente entre *CBR* e MR, pois o primeiro considera a ruptura do material por deformação permanente excessiva e o segundo é avaliado no campo das pequenas deformações. Além disso fatores como umidades inferiores à umidade ótima e AA condição de não saturação no campo também podem interferir nessas diferenças.

Os softwares são de grande importância para auxiliar no dimensionamento de pavimentos. No Brasil, são utilizados o método empírico como o método do DNIT e os mecanísticos-empíricos. Nessa linha, existem vários programas que podem ser utilizados, gerando economia de tempo, versatilidade para cálculo automático de tensões, deformações, deflexões e consideram a elasticidade linear e não linear, sendo alguns deles ELSYM 5, FEPAVE 2, CICLY 4, KENLAYER, ILLI-PAV, BISAR, CHEVRON, VERSYS II, DAMA 2, ALIZE, SENOL, MPAVE etc. O programa mais atual foi desenvolvido pela *Joint Task Force on Pavement (JTFP)* da *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, em conjunto com a *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)*, direcionado para países de clima frio e temperado, onde avalia o desempenho do pavimento. O programa possibilita a inserção de dados e parâmetros em três níveis diferentes, que é definido dependendo do número de parâmetros disponíveis e é denominado de *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG)*.

Outro fator que dificulta o dimensionamento de pavimentos é a previsão da evolução do tráfego ao longo do tempo. Além desse, Medina e Motta (2005) relata a necessidade de avaliação da influencia de cargas variadas a diferentes tipos de repetição, no resultado final dos projetos rodoviários. Ainda com relação a este tema, tem-se o aumento das cargas legalmente permitidas sem o controle adequado, cujos danos são objeto de estudo e pesquisa de diversos autores, entre eles Pereira (1985) e Queiroz (1982).

Em suma, um pavimento que é dimensionado considerando parâmetros mais reais dos materiais, como os obtidos pelo comportamento à fadiga, situações climáticas locais, evolução do tráfego e previsão de comportamento ou desempenho da estrutura ao longo do tempo com base em modelos de danos apresenta mais qualidade do que aquele dimensionado por métodos defasados e tem maior chance de atingir a expectativa de vida útil definida em projeto. Essa conclusão é válida tanto para o caso de projetos de novos pavimentos como para a restauração daqueles já existentes.

2.1.3 Controle de carga atuantes nas vias

As cargas atuantes têm grande influencia no desempenho do pavimento. A falta de controle delas pode provocar sérios prejuízos para as rodovias brasileiras. O aumento crescente da frota de caminhões de eixo tandem triplo e duplo (bitrens e rodotrens) e a falta de fiscalização do carregamento por eixo desses caminhões extrapolam a solicitação prevista na estrutura do pavimento, aumentando a tensão atuante, causando danos e deformações permanentes e a rápida destruição total do pavimento e da sua estrutura.

Segundo consta no Relatório Anual (2009) do Ministério dos Transportes, no Quadro Geral das Fiscalizações de Transportes Rodoviários Interestadual e Internacional de Passageiros e Transportes de Carga, foram pesados em balança 9.439.967 veículos, sendo que desse total, 480.498 estavam fora dos padrões legais.

Em 2004, dos 1.324.377 veículos pesados, 61.594 foram autuados; em 2009 dos 1.685.463 veículos pesados, 118.541 foram autuados com excesso de carga, ou seja, ocorreu um crescimento considerável em cinco anos. Considerando que a fiscalização no país não supre a demanda geral a ser pesada e monitoradas, esse número, na realidade, pode-se apresentar muito superior aos dados fornecidos.

2.1.4 Estudos necessários para avaliação das obras

A implantação adequada de um projeto exige estudos tanto para controle tecnológico de execução como para avaliação das obras já existentes. Dentre esses estudos podem-se citar as vistorias *in loco* com levantamento visual, registro, inspeção de campo, identificação de pontos críticos do trecho, avaliação das condições superficiais, dos sistemas de drenagem superficial, da estabilidade de taludes de corte e dos aterros e da estrutura do pavimento. Para tanto são utilizadas análises geotécnicas que contemplam ensaios de laboratório feitos com as amostras coletadas na pista e ensaios de campo para avaliação funcional, estrutural e de segurança.

O cronograma das ações propostas deve atender uma sequência de avaliação e análise dos resultados de ensaios, tendo como base o projeto executivo de pavimentação. O programa deve contemplar o apoio técnico para o controle da qualidade dos materiais empregados, fiscalização e acompanhamento da execução dos serviços. Tudo deve ser baseado em normas técnicas, leis municipais, estaduais e federais e, quando necessário, devem ser propostas adequações ou novas metodologias para melhoria, economia e otimização dos processos. As metas estipuladas avaliarão as obras fixando diretrizes para incorporação dos procedimentos e técnicas exigíveis, bem como verificação da gestão de qualidade e capacidade dos processos e objetivos propostos, visando obter resultados de maior durabilidade, capacidade de carga do pavimento visando aspectos funcionais e melhoria de desempenho.

A execução do pavimento é a etapa final de todo processo na concepção de uma nova obra e pode ser considerada uma das mais importantes, visto que se o projeto concebido foi criteriosamente bem dimensionado, se executados todos ensaios de caracterização dos materiais a serem empregados e durante a execução não forem seguidos todos critérios normativos o resultado final não será alcançado e com uma via nova apresentando problemas e defeitos. Portanto, a fiscalização da execução no processo de execução é fundamental.

Infelizmente, nem todas as regiões do Brasil tem condição de aplicar esses processos, já que muitos órgãos públicos, estaduais e municipais, sequer têm laboratórios e equipes técnicas próprias para fazerem essas avaliações. Aliado a essa situação, tem-se que a falta de fiscalização durante o processo de execução é outro fator responsável pelo comprometimento

da qualidade das rodovias, observando-se principalmente em via de tráfego leve e médio a total falta de ensaios de laboratório para verificação conforme as exigências legais.

2.1.5 Drenagem

Os fatores ambientais, como a temperatura e pluviosidade, têm atuação concomitante no desempenho de um pavimento. A temperatura elevada afeta as propriedades de deformação das camadas de revestimentos asfálticos, reduzindo a viscosidade dos ligantes asfálticos e resistência das misturas asfálticas, enquanto que a temperatura baixa provocam trincas por retração. Já a precipitação pluviométrica influi no resultado do balanço hídrico dos solos do subleito. A penetração da água nas camadas do pavimento provoca alterações. A existência de trincas no pavimento facilitará a entrada de água e, com a evolução destas, ocorrerá um decréscimo no valor de serventia. Portanto, a durabilidade e a funcionalidade do pavimento asfáltico dependem de projeto de drenagem, cuja função primordial é a de prevenir e promover a rápida retirada de água.

Muitos problemas nas rodovias brasileiras são consequência do subdimensionamento dos sistemas de coleta de água e drenagem ou até mesmo a inexistência desses projetos.

Os métodos atuais de projetos segundo o Guia para Projetos de Pavimentos (1993) ou *Guidelines for Pavement Management Systems* tem comumente resultado na construção de camada de base com características pouco drenantes, causando mecanismos de ação deletéria da água como: redução da capacidade de suporte de materiais granulares e do subleito, fenômeno do bombeamento em pavimentos de concreto e bombeamento de finos em base granulares de pavimentos flexíveis. Em algumas regiões do Brasil, como é o caso de Goiás, o material granular utilizado nas camadas de base é o cascalho laterítico que não têm características drenantes, sendo necessária a vedação total do revestimento para que a água não entre em contato com a base. Existem também processos executivos dimensionados para promover a drenagem superficial no pavimento, como é o caso do revestimento asfáltico do tipo Camada Porosa de Atrito (CPA). Devido à elevada permeabilidade da camada porosa, a água da chuva percola pelo revestimento que é capaz de promover uma rápida saída da água, destinando-a à sarjeta. Importante ressaltar que, mesmo que o revestimento seja dimensionado

como uma camada drenante, há a necessidade de um sistema de coleta da água percolada, não sendo diferente para os outros tipos de pavimentos.

2.1.6 Manutenção e restauração

Após a execução de uma nova rodovia, são necessários os processos de controle, de manutenções preventiva e corretiva e projeto de restauração, quando necessário. O processo de controle é fundamental para minimizar as manutenções corretivas antes do prazo estimado pela vida útil do pavimento, “podendo ser feitas selagem de trincas ou execução de camadas asfálticas delgadas” como sugere Bernucci *et al.* (2010). Os defeitos de superfície podem ser identificados a olho nu e classificados segundo a norma do DNIT PRO 006 (2003).

O guia do Método da AASHTO de 1960 (DNIT, 2010) estabelece diretrizes gerais para o projeto e gerência de pavimentos, levando em consideração que, para cada método específico, pode ser utilizado um tipo de projeto ou reabilitação de estrutura. Há um número de considerações que são dadas, tais como a adoção de coeficientes de drenagem, considerações relativas ambientais e índice de serventia final do pavimento admitido. O guia incentiva ainda a observância dos aspectos regionais e a incorporação de novos processos desde que devidamente comprovados, seja através de emprego de materiais novos ou técnicas locais eficazes, sempre visando o alcance da vida útil estimada em projeto.

Na prática, observa-se que em muitos órgãos não existe uma equipe de profissionais responsável pela gerência dos pavimentos. Para os gestores das obras em muitos municípios as operações tapa buraco são consideradas suficientes para a recuperação de um pavimento. Em outras situações, a restauração de um pavimento é definida apenas com base na experiência de engenheiros locais que, ao identificarem visualmente os problemas existentes na via, propõem soluções empíricas, sem uma avaliação técnica criteriosa.

A avaliação estrutural do pavimento deve ser feita durante a construção e ao longo de sua vida para definir a necessidade de intervenções e as técnicas a serem empregadas. A manutenção preventiva requer o controle da utilização da rodovia, se o carregamento imposto à estrutura está condizente com o carregamento previsto e se os sistemas de drenagem estão suprindo a solicitação. Esse tipo de manutenção é essencial para a economia, pois evita gastos futuros com restauração ou reconstrução do pavimento.

2.2 MATERIAIS PARA EXECUÇÃO DE BASE E SUB-BASE DE PAVIMENTOS

Diversos fatores influenciam a vida útil de um pavimento: projeto, execução com o devido controle tecnológico, operação (Controle de Cargas) e manutenção. Na concepção do projeto, é muito importante a escolha dos materiais que serão utilizados na construção do pavimento e que atendam aos critérios técnicos, econômicos e ambientais.

Em termos de recursos minerais, o Brasil tem um grande potencial, conforme registra o Anuário Minerário Brasileiro (DNPM, 2010). De acordo com este documento, o país possui 3.370 minas, com valor de produção de R\$ 52.293.516.370, sendo que 160 são consideradas de grande porte e 834, médio porte. Deste total, 3.326 são minas a céu aberto, seis minas mistas (subterrânea e céu aberto) e 38 minas subterrâneas. No Centro-Oeste, 16 minas são de grande porte, 91 de médio porte e 201 de pequeno porte, totalizando 308 minas. Das rochas britadas e cascalho (DNPM, 2010) de 40,71% foram utilizadas na construção civil, 34,34% para a construção/manutenção de estradas, 11,54% para a pavimentação asfáltica, 4,30% para madeira, 1,60% aterros, 0,93% argamassa para construção, 0,63% para extração e beneficiamento de minerais, 0,60% para o comércio de construção, 0,46% para ferro-ligas e 4,89% de uso não informado.

De acordo com o Relatório de Tendências Tecnológicas Brasil 2015 (2007), o subsolo brasileiro possui depósitos minerais responsáveis por cerca de 70 substâncias, sendo 21 do grupo de minerais metálicos, 45 não metálicos e quatro energéticos. Como esses recursos minerais não são renováveis, a exploração indiscriminada pode levá-los a escassez, o que justifica a restrição estabelecida pelos órgãos ambientais. A seguir são dadas definições técnicas para alguns termos utilizados na área de mineração (SILVA, 2007):

- Beneficiamento ou tratamento: processamento da substância mineral extraída, preparando-a com vistas à sua utilização industrial posterior;
- Bota-fora: local para deposição do estéril da mina e, às vezes, para o rejeito da usina de beneficiamento;
- Capeamento: Camada estéril que recobre a jazida mineral e que deve ser retirada para efeito de extração do minério na lavra a céu aberto;

- Estéril: termo usado em geologia econômica para as substâncias minerais que não têm aproveitamento econômico;
- Jazidas minerais: Massa individualizada de substância mineral ou fóssil, aflorando à superfície ou existente no interior da terra, em quantidades e teores que possibilitem seu aproveitamento em condições econômicas favoráveis;
- Mina: é a jazida mineral em fase da lavra, abrangendo a própria jazida e as instalações de extração, beneficiamento e apoio;
- Mineral: é toda substância natural formada por processos inorgânicos e que possui composição química definida;
- Minério: mineral ou associação de minerais que pode, sob condições econômicas favoráveis, ser utilizado como matéria prima para a extração de um ou mais metais;
- Rejeito: rochas ou minerais inaproveitáveis presentes no minério e que são separadas deste, total ou parcialmente, durante o beneficiamento.

A mineração é uma atividade industrial importante e necessária, embora produza impactos ambientais negativos nas fases de extração, beneficiamento, refino e fechamento de mina. É uma atividade altamente rentável que movimenta bilhões no mundo todo, a começar pelos estudos que possibilitam a descoberta de novas jazidas minerais. O Brasil, conhecido por sua “fertilidade geológica e mineral”, conforme o relatório de Tendências Tecnológicas Brasil 2015 (2007), se mantém entre os dez maiores captadores de investimentos do mundo.

A exploração mineral em larga escala, no país, iniciou-se na década de 60, e atualmente, graças ao sensoriamento remoto, é possível elaborar o mapeamento geológico. Uma das metas desse mapeamento é criar condições de conscientização dos profissionais sobre os impactos ambientais, promovidos pela exploração do recurso mineral, pois teremos dados sempre atualizados da atual situação comparadas com os dados já cadastrados. Além disso, é possível exigir que as empresas investiguem e divulguem os dados ambientais.

Conforme já apresentado anteriormente, os danos ambientais continuam ocorrer após o processo exploratório. Isso é apresentado pela própria história e por relatórios comprovando as graves marcas ambientais nos estados de Minas Gerais, Goiás, Mato Grosso e São Paulo, berços da exploração de minérios na época colonial, desenvolvidas no ciclo do ouro e, mais

recentemente, na década de 1970, também na Amazônia. Essa situação remete à necessidade de ações ambientalmente sustentáveis, como o descarte adequado dos rejeitos e a utilização dos mesmos, graças aos processos de reciclagem. Nesse caso, as possibilidades de utilização dos materiais são diversas, como para a fabricação de cerâmicas, produção de concreto e argamassas, tintas, filtros de drenagem, em bases e sub-bases de pavimentos e reforços de solos. Entretanto, deve-se destacar que, conforme os artigos 5º da resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº 10 (1990) e do decreto-lei 227 (1967), toda exploração de bens minerais destinados ao emprego na construção civil deverá ter licença ambiental expedida pelo órgão competente.

Segundo Silva (2010), além da seleção e extração dos materiais adequados, o ideal é que eles estejam localizados o mais próximo possível da área a ser pavimentada e assim garantir a minimização dos custos. Nas regiões em que há crescente escassez dos mesmos pode até ocorrer a inviabilização dos projetos, o que impulsiona a utilização dos materiais alternativos ou não convencionais ambientalmente corretos. Motivados pela escassez dos materiais tradicionais, concomitantes com a distância de transporte que inviabilizavam a execução dos projetos, pesquisadores da UnB, iniciaram na década de 1990, estudos incluindo materiais locais para o uso em pavimentação. Ao mesmo tempo, a necessidade de destino adequado dos resíduos liberados por diversos setores industriais, encontrou saída nos processos de reutilização e reciclagem, como materiais alternativos para uso em pavimentos rodoviários. Dentre alguns materiais estudados listam-se os resíduos de pedreiras, expurgo, fíler, asfalto fresado e agregado reciclado (REZENDE *et al.*, 2009).

Experiências similares desenvolvidas em outros países também podem ser citadas. Na Califórnia, são desenvolvidos estudos buscando o reaproveitamento de resíduos e reutilização de pavimento fresado de modo a promover a qualidade ambiental, o desenvolvimento sustentável, a minimização de poluição e a conservação de energia (HORVATH, 2003). Ainda segundo o autor, o *Pavement Life-cycle Assessment Tool for Environmental and Economic Effects (PaLATE)* é uma ferramenta projetada para auxiliar as decisões para utilização de materiais reciclados na construção de rodovias. Essa ferramenta é implementada com o programa MS Excel, por fornecer uma plataforma passível de alterações futuras de acordo com os quesitos de entrada. Alterações essas que podem ser propostas tanto pelos desenvolvedores da ferramenta como por potenciais utilizadores.

Nos Estados Unidos, as partículas menores que 2 mm são utilizadas em misturas asfálticas e as menores que 0,063 mm são usados como fíler para utilização em bases e sub-bases de pavimentos. Conforme Ashitiani (2007), foram realizados diversos estudos com a mistura de fíler para pavimentação como: análise de deformação permanentes, tensão de compressão não confinada, análise de microscopia, aplicação do método dos elementos finitos para avaliação dos resultados, grau e medidas e análises de não linearidade, análise da estabilidade estrutural do sistema, análise da relação tensão-deformação e análise da deformação plástica da superfície. Os resultados apresentaram-se satisfatórios.

O Relatório de Tendências Tecnológicas Brasil 2015 (2007), sugere a necessidade de valorização de outros resíduos do processamento industrial de matérias-primas minerais, como cinzas de usinas termelétricas a carvão, empregadas na fabricação de cimento, e escórias de alto-fornos, empregadas em pavimentação e na fabricação de cimento. Na Holanda, esses resíduos sugeridos já estão sendo utilizados em pavimentação, além das escórias fosfóricas e resíduos da construção e demolição, contendo desde resíduos cerâmicos à concretos demolidos. Os resíduos são utilizados com ou sem adição de materiais finos, sendo que as especificações funcionais dos materiais são importantes para classificação, como resistência, rigidez e resistência à deformação permanente (VAN NIEKERK, 2002).

Conforme Johnston (2010), o desempenho dos pavimentos contendo materiais alternativos em sua estrutura de base e sub-base depende de alguns fatores como projeto, execução, monitoramento e manutenção durante a vida útil, ou seja, todos os pré-requisitos que um pavimento construído com materiais convencionais necessita para ser durável e atender os requisitos mínimos de aceitação. Ainda conforme a autora, o acompanhamento do engenheiro responsável é fundamental visto que há ainda certas misturas que são desconhecidas pelo corpo operacional da obra.

O relatório *Specification for Supply of Recycled Material for Pavements* da *Waste Contractors and Recyclers Association of N.S.W.* (WCRA, 2010) sugere outros aspectos que não só a aplicação técnica do material reciclado. De acordo com esse relatório, deve haver um plano estratégico envolvendo os setores públicos e privados, apresentando especificações próprias para a utilização dos materiais reciclados em pavimentos e terraplenagem em geral e com metas de prevenção e recuperação dos danos ambientais. Ou seja, deve haver um quadro de ações destinado à orientação dos diversos setores envolvidos, em conformidade com os

princípios do desenvolvimento ecologicamente sustentável. Ressalta-se ainda que, caso não haja o compromisso de trabalho em conjunto de todos esses setores, não há possibilidade de alcance dos objetivos. A meta definida em 2003 era aumentar, até 2014, de 65% para 76%, o aproveitamento e utilização de materiais do setor da construção e demolição.

Outros materiais indicados em pavimentos rodoviários são aqueles usados para a estabilização de solos. De acordo com Palmeira (1990), a técnica de estabilizar ou reforçar um solo é realizado através de algum meio físico ou químico com o objetivo de melhorar as características do solo e, em consequência, melhoria do desempenho da via para o transporte. É uma técnica antiga, e em alguns casos são usadas misturas de areia e argila. (BATALIONE, 2007). A primeira pista experimental, onde foi utilizada em sua composição argilas lateríticas, foi construída na década de 1950 na cidade de Campinas, no estado de São Paulo (NOGAMI; VILLIBOR, 1990).

A viabilidade econômica é mais uma variável a ser levada em conta, como reafirma Rezende (1999). Segundo a autora, na década de 1990, esse conceito de pavimentos de baixo custo passou a ser empregado em rodovias vicinais, ruas residenciais, aeródromos para aviões de pequeno porte com grande valorização e significado econômico e social. Nas ações que envolvem rodovias de baixo volume de tráfego (BVT), o fator orçamentário é predominante na busca das soluções com alternativas adequadas para execução de vias (SANT'ANA; BERNUCCI, 2009).

O conhecimento dos materiais constituintes das camadas de pavimentação é fundamental para o desenvolvimento de projetos e obras de qualidade. Como os agregados apresentam grande diversidade de propriedades, são realizados inspeções em jazidas naturais. Nessa linha, a seguir são apresentados as principais características dos materiais tradicionais (Cascalho Laterítico) e alternativos que têm sido utilizados na construção de bases e sub-bases de pavimentos asfálticos na Região Metropolitana de Goiânia (RMG) e foram utilizados nos trechos de pavimentos experimentais estudados nesta dissertação, a brita graduada é uma solução utilizada em Goiás, mas não está contemplada nas soluções apresentadas.

2.2.1 Cascalho laterítico

“Materiais lateríticos são depósitos residuais da crosta terrestre originados de acúmulos relativos e absolutos de constituintes resistentes à intemperização. São muito expressivos em regiões tropicais e associam-se a solos muito desenvolvidos, espessos e desestruturados.” (ESPINDOLA; DANIEL, 2008). Tais materiais consolidados apresentam, geralmente, cor avermelhada e elevada resistência mecânica e devido a isso são usualmente utilizados como material de base e sub-base em pavimentação.

De acordo com a especificação de serviço ES-098 (DNIT, 2007), os materiais característicos são solos lateríticos de granulometria graúda, entendendo-se como tais aqueles cuja relação molecular sílica-sesquióxido, determinada pelo método DNER-ME 030/94, for menor que 2, e que apresentarem expansão inferior a 0,2%, medida no ensaio DNER-ME 049/94.

Para que esses materiais sejam utilizados como materiais para base e sub-base em pavimentação, devem ser coletadas amostras nas ocorrências de solos e as mesmas devem ser submetidas aos ensaios de caracterização geotécnica conforme normas rodoviárias (DNER-ME 080/94, DNER-ME 127/94, DNER-ME 082/94, DNER-ME 054/94) e serem determinados os valores do Índice de Suporte Califórnia - ISC (DNER-ME 129/94).

No Brasil, especificamente em Goiás, por essa formação ser característica de regiões quentes e úmidas tropicais, as jazidas de cascalho laterítico (Figura 2.1 e Figura 2.2) sempre foram encontradas facilmente e a inspeção e localização das mesmas fazem parte dos procedimentos necessários em estudos geotécnicos e em projetos de pavimentação, tanto para os órgãos municipais (Agência Municipal de Obras – AMOB), quanto para os estaduais (Agência Goiânia de Transportes e Obras Públicas - AGETOP) e federais (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte - DNIT). No estado de Goiás não é comum à utilização da brita graduada devido o custo elevado do material nesta região do país, portanto o cascalho laterítico é o mais utilizado.

Figura 2.1 – Foto do cascalho laterítico na Região Metropolitana de Goiânia (RMG)



Figura 2.2 – Foto de obra com execução de subtrecho em cascalho laterítico (CUNHA, 2010).



Entretanto, a exploração de cascalheiras impacta principalmente os meios físico e biótico, uma vez que reduz a biodiversidade em decorrência do desmatamento, remove banco de sementes em decorrência do decapeamento do solo, além que propiciar a deterioração da área explorada. Em virtude dessa situação, para a exploração de uma jazida de cascalho é necessário que o proprietário da mesma obtenha licença ambiental obtida junto ao órgão ambiental estadual, em Goiás trata-se da Secretaria do Meio Ambiente e Recursos Hídricos de Goiás (SEMARH-GO).

Apesar disso, com a exploração constante das jazidas e devido à grande urbanização, o uso desses materiais tornou-se um problema econômico e ambiental. Cada vez mais se torna difícil encontrar jazidas próximas às obras, fato que aumenta custos, além da devastação ambiental gerada pelo processo de exploração.

Alguns problemas podem ser destacados a partir da observação da situação prática, na região. O primeiro deles é com relação à exploração de jazidas sem os estudos geotécnicos prévios que garantam a adequabilidade do material para o uso em pavimentação. O segundo, trata da exploração sem a autorização ambiental exigida e a venda indiscriminada sem controle do material.

Na pesquisa desenvolvida por Silva (2010), investigou-se solos adequados para a pavimentação existentes em Goiânia-GO. A pesquisa foi desenvolvida em duas etapas. A primeira baseou-se na análise das informações contidas em documentos cartográficos, como hipsometria, litologia, geomorfologia e solos do aglomerado Urbano de Goiânia, associada ao reconhecimento de campo, realizado por profissionais especializados, como geólogos e engenheiros geotécnicos, para o estabelecimento prévio de áreas cujos solos se apresentavam adequado à pavimentação. Na segunda etapa, a pesquisadora selecionou duas delas para o estudo mais criterioso do solo, com análise das características físicas e mecânicas, composições químicas e mineralógicas. Através dessa pesquisa, foi possível conciliar os dois procedimentos para definir e localizar as jazidas de solos tropicais finos para uso em pavimentação.

2.2.2 Materiais alternativos

Neste item são apresentados os materiais alternativos que têm sido estudados na região Metropolitana de Goiânia. Destaca-se que a misturas solo-cal e solo-brita + não deveriam estar enquadrados neste tópico, visto que são misturas já utilizadas há algum tempo em outros estados brasileiros, com muitos resultados satisfatórios frutos de diversas pesquisas e monitoramentos de trechos. No entanto, como no estado de Goiás eles ainda não foram aplicados em larga escala, optou-se, neste trabalho, por apresentá-los como “alternativos”.

2.2.2.1 Resíduos de pedreira

O uso de finos de pedreira em substituição às areias naturais em pavimentos de concreto é objeto de diversas pesquisas como a desenvolvida por Mendes (1999) com resultados satisfatórios não somente técnica, mas economicamente também. As pesquisas de Pissato e Soares (2005) desenvolvidas usando a mistura de finos de pedreira com solos argilosos apresentaram resultados de resistência a compressão superiores aos recomendados pela Norma NBR 12253 (ABNT, 1992) evidenciando assim a viabilidade técnica da mistura.

Segundo Willis (2003), os primeiros estudos para aplicações dos resíduos de pedreiras focavam na deposição em aterros ou nas composições de bases e sub-bases de pavimentos. A aplicação pode ser diversificada dependendo dos resultados de pesquisas que comprovem o ganho de resistência com a utilização do fíler de pedreira. Segundo Reimer (1997), o *Manual Soil Stabilization for Roads and Airfields* relata que a estabilização de solos nas obras rodoviárias militares com misturas é comum e muito importante, e dentre os materiais utilizados estão os finos de pedreiras. Conforme Angelim (2000), os rejeitos de pedreira também podem ser aplicados em argamassas e concretos, pois auxiliam na melhoria do comportamento de um modo geral, além da redução dos custos.

Segundo Serigiripet (2007), cerca de 159 milhões de toneladas de metros cúbicos de resíduos de pedreira são produzidos anualmente nos Estados Unidos. Nos estados de Arizona, Illinois e Missouri este material tem sido utilizado em aterros. Já na Flórida, Geórgia e Vermont algumas destinações dos materiais das pedreiras estão sendo para base e sub-base de pavimentos, que apresentam bom desempenho em outras várias aplicações geotécnicas.

Nas pedreiras de mármore na Turquia, 70% do recurso mineral são perdidos nos processamento e polimento. Destes, 40% estão sob a forma de fragmentos de rochas, sendo que os resíduos correspondem a 30% do mármore e são convertidos em pó e lançados em rios (HUSEYIN, 2007).

O serviço Geológico Britânico, em 2003, estimou uma produção anual de 238 milhões de toneladas de agregados, com a produção de finos estimada em 41 milhões de toneladas. Foi estimado que dos 12 milhões de toneladas de arenito, 30% são finos; dos 106 milhões de toneladas de rocha calcária, 20% são finos; dos 45 milhões de toneladas de rocha ígnea, 20%

são finos e dos 75 milhões de toneladas de areia e cascalho, incluindo dolomita, 10% são finos. Desse total de finos produzidos nos processos de britagem, uma porcentagem é vendável, enquanto que os resíduos com granulometria menores que 0,063 milímetros não possuem aplicação comercial. (MANNING *et al.*, 2004).

Ainda segundo os autores, a *US Federal Highway Administration (FHWA)* editou um manual com a utilização de diversos tipos de materiais finos que podem ser utilizados em bases e sub-bases de pavimentos, como o pó de micaxisto e filer de pedreiras.

Batalione (2007) relata que a adição de filer de rocha granítica ao solo local gerou redução da umidade ótima, aumento do peso específico aparente seco máximo e no caso de um dos locais de estudo situado em Goianira-GO, houve o aumento da capacidade de suporte em 20%.

O micaxisto é um tipo de rocha xistosa de grão médio a grosseiro, constituída por quartzo e micas, em bandas, em que as micas são bem visíveis (H. G. Winkler, 1977). Estas são rochas metamórficas de foliação fina, sendo que, normalmente, as diferentes folhas apresentam composição mineralógica similar. O filer de micaxisto é um dos materiais finos proveniente dos processos de beneficiamento das rochas xistosas encontradas na Região Metropolitana de Goiânia (RMG). O filer de pedreira utilizado nos trechos estudados nessa pesquisa é derivado do processo de lavagem da pedra britada, liberando material fino que, se descartado de maneira incorreta, causa problemas de impacto ambiental. Segundo Rezende (2009), pode existir dois tipos de resíduos além do filer com granulometrias diferentes gerados pelas pedreiras. O mais granular é gerado através do descarte da parte superficial da rocha já intemperizada ou da mistura de fragmentos de rocha e solo desprezados, denominado expurgo, e o resíduo de granulometria mais fina, gerado após o processo de britagem e antes da lavagem, conhecido como pó. A Figura 2.3 ilustra o depósito de expurgo do processo de britagem do micaxisto.

Em Goiânia, a construção do subtrecho executado com mistura de solo argiloso com filer de micaxisto nas camadas de sub-base e base, objeto de trecho estudo nesse estudo, foi acompanhada por Luz (2008) e tem apresentado, desde a época da construção, um comportamento satisfatório comprovado através dos monitoramentos realizados pelos outros pesquisadores (ARAÚJO, 2008; SILVEIRA, 2010).

Figura 2.3 – Depósito de expurgo gerado no processo de britagem do micaxisto (Modificado de CUNHA, 2011)



Figura 2.4 – Depósito de filer (Modificado de LUZ, 2008)



2.2.2.2 Fosfogesso

O fosfogesso ($\text{CaSO}_4 \cdot \text{NH}_2\text{O}$) é um subproduto da rocha fosfática. Ele é produzido durante o processo industrial em que a rocha fosfática é utilizada para a fabricação de fertilizantes fosfatados.

Essa rocha é a principal fonte de fósforo, que é aplicado como fertilizante para as plantas. Conforme Silveira (2010), cerca de 90% são destinados à fabricação de fertilizantes e 10%

para as indústrias médicas e químicas. Segundo Metogo (2010) o fosfato (P), azoto ou nitrogênio (N) e potássio (K) são três elementos químicos importantes para o crescimento das plantas, daí ser um dos motivos do interesse comercial.

Outras aplicações do fósforo podem ser destacadas como: aditivos, óleos, combustível, corantes em geotêxteis, cosméticos, cremes dentais, filmes fotográficos, madeiras, polidores de alumínio, cabeça de fósforo, bebidas destiladas, pesticidas, detergentes e complemento de ração animal, placas de gesso de alta resistência para construção de casas, com redução de custo de até 50%. (FOSFOFÉRTIL, 2010). Alguns projetos estão sendo desenvolvidos pelas empresas fabricantes: produção de estuque, produção de cal e SO₂, produção de clínquer, argamassa, aditivo, contra-piso para estradas, aterros sanitários, aterros não sanitários, produção de enxofre, carga mineral de uso geral, trocador iônico (VALE FERTILIZANTES, 2011).

Alguns pesquisadores em Goiás têm desenvolvido trabalhos para comprovar a viabilidade técnica da utilização do fosfogesso em misturas para aplicação em bases e sub-bases de pavimentos (MESQUITA; REZENDE, 2007; RUFO, 2009; METOGO, 2010). Rufo (2009) analisou o fosfogesso proveniente da indústria de Catalão-GO. Apesar dos resultados satisfatórios para a mistura com 20% de fosfogesso, a autora ressalta que o CBR não atingiu o valor de 40% recomendado para bases de vias de baixo volume de tráfego, o que limita o uso para a sub-base de pavimentos. Na Figura 2.5 é ilustrada a homogeneização da mistura de fosfogesso para a construção da pista experimental.

Figura 2.5 – Fosfogesso sendo homogeneizado na pista. (Modificado de METEGO, 2010).



Já, segundo Curado e Rezende (2011), foi observado, nos ensaios de compressão simples, que houve ganho de resistência ao longo do tempo devido às reações químicas existentes. Na mistura de solo + cal + fosfogesso esse aumento foi maior do que o observado para a mistura de solo + cimento.

2.2.2.3 Solos estabilizados

Solos estabilizados química (solo-cal) ou granulometricamente (solo-brita) não são, necessariamente, procedimentos considerados alternativos. Tanto no Brasil como no mundo existem aplicações práticas dessas técnicas. No entanto, essas estabilizações com solos lateríticos argilosos abundantemente encontrados na região de estudo desta pesquisa ainda são pouco conhecidas e não são tradicionalmente utilizadas nas obras. Por esse motivo, os solos estabilizados são tratados, neste trabalho, como materiais alternativos.

Quando um solo não atende as exigências geotécnicas para suportar a obra projetada, podem-se ter três soluções: primeira é substituí-lo por outro material que atenda os requisitos para a execução do projeto; a segunda é modificar o projeto, adequando às características apresentadas pelo solo disponível; e a última opção é modificar as propriedades do solo, que consiste em um melhoramento do mesmo, para que este se torne utilizável, podendo ser de origem química, física ou biológica. A escolha da técnica denominada estabilização dos solos, deve ser baseada, nos fatores econômicos, nas propriedades do solo a serem melhoradas e na finalidade da obra.

No Brasil, a técnica mais adotada é a estabilização química, e o maior campo de utilização é na construção de estradas e aeroportos, devido ao fato dessas obras envolverem extensas áreas na construção. Portanto, é mais vantajoso o aproveitamento do solo local, mesmo que estabilizados, do que a utilização de outro material, que exige maiores distâncias de transporte.

A estabilização química do solo pode ser feita usando cal, cimento, cinza volante, betume entre outros, sendo que o uso da cal é uma das técnicas mais antigas. Nessa dissertação será dada maior atenção ao estudo com cal, porque é um dos materiais utilizados nos trechos experimentais contemplados nesta dissertação, é considerado um método econômico, propicia

melhora nas propriedades do solo. E ainda reduz a utilização de matérias-primas não renováveis e conseqüentemente, os impactos ambientais.

A cal é o principal produto derivado dos calcários/dolomitos/conchas calcárias. É obtida através de uma reação química simples, denominada calcinação, que requer um alto conhecimento e habilidade do operador para obter-se o padrão de qualidade ideal. O resultado da calcinação dos carbonatos de cálcio e de cálcio magnésio são os óxidos de cálcio (CaO) e cálcio-magnésio (CaO-MgO), denominados de cal virgem, cal aérea ou cal viva. A qualificação química do produto está diretamente relacionada com as impurezas da rocha que lhe deu origem. Assim, denomina-se de cal cálcica o produto com alto teor em óxido de cálcio; cal dolomítica, quando possui a relação entre os óxidos de cálcio e de magnésio igual a molecular CaO/MgO; e de cal magnesiana quando possui teores de óxido de magnésio intermediário entre a cal cálcica e a cal dolomítica. (GUIMARÃES, 2002).

A cal virgem é o produto resultante da dissociação térmica do calcário e está presente na forma de óxidos (CaO ou CaO+MgO). A cal hidratada advém da continuação do processo industrial que dá origem a cal virgem, por um processo de hidratação e sua composição química varia de acordo com as características da rocha matriz. A cal utilizada na estabilização do solo pode ser do tipo virgem ou hidratada. O emprego da cal virgem é recomendado quando o solo é muito úmido e serve para secá-lo. Geralmente, a cal utilizada é a hidratada em pó ou em pasta. É recomendado o uso de uma cal com alta pureza (teor de óxidos – CaO+CaMg), mas o mais importante é que tenha homogeneidade na composição. (GUIMARÃES, 2002). Os valores médios da composição química das cales produzidas no Brasil estão apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Composição Típica das Cales (Modificado de GUIMARÃES, 2002).

Tipo de cal	CaO (%)	MgO (%)	Insolúvel em HCl (%)	Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃ (%)	P.F (%)	CO ₂ (%)	SO ₃ (%)	CaO + MgO Base não volátil	MgO Não Hidratado (%)
Cal Hidratada Cálcica	70-74	0,1-1,4	0,5-2,5	0,2-0,8	23-27	1,5-3,5	0,1-0,0	96-98,5	0,5-1,8
Cal Hidratada Dolomítica ou Magnesiana	39-61	15-30	0,5-18,2	0,2-1,5	19-27	3,0-6,0	0,02-0,2	76-99	5-25

OBS.: P.F.; perda ao fogo.

Há exemplos marcantes da aplicação de cal, como ao sul da Itália, a via Apia, entre a Porta Capena-Capua-Brindisi, construída no ano 312 a.C. e um dos trechos da muralha da China, datado de 228 a.C. A técnica, reavivada nos anos 20 do século passado, é baseada na interreação de elementos presentes no solo como as argilas e quartzo, dos componentes do meio ambiente; temperatura, água e ar e da cal adicionada com o valor de seus teores de óxidos de cálcio e de magnésio. Esta interdependência se traduz em reações químicas, físicas e físico-químicas (LIMA; ROHM; BARBOSA, 1993).

Segundo Guimarães (1971), o uso de solo cal em rodovias brasileiras teve início na década de 50. O autor expôs algumas experiências de sucesso em pistas experimentais, dentre elas:

- Aeroporto de Congonhas (São Paulo) – na área de hangares da Varig (10.000 m²) foi construída uma base de solo cal agregado, com 6% de cal hidratada;
- Rodovia Curitiba/Porto Alegre (Paraná) – próximo ao km 10, com 1000 metros de extensão. Foi utilizado um solo siltoso, com 3% e 7% de cal;
- Rodovia Brasília/Fortaleza (Distrito Federal) – proximidade de Sobradinho, foram construídos dois trechos de 150m cada e bases com 1% e 3% de cal;
- Avenida Sernambetiba – Guanabara (Rio de Janeiro) – trecho de 18km, com base de 3% a 4% de cal;
- Rodovia Cruz Alta/Carazinho (BR-377/RS) – dois trechos experimentais em solo argiloso com 4% de cal.

A utilização de cal na estabilização de solos promove algumas alterações nas propriedades geotécnicas do mesmo. Pesquisadores como Guimarães (1971), Carvalho (1988), Pinto (1985) e Cristelo (2001) afirmam que, de modo geral, a cal afeta favoravelmente certas propriedades dos solos como: granulometria, plasticidade, contração e retração, umidade de campo, densidade, trabalhabilidade, desintegração e compactação, resistência e permeabilidade. Ainda, segundo Guimarães (2002), os solos finos possuem bom comportamento quando estabilizados com cal, ocorrendo trocas catiônicas e floculação, que afetam benéficamente importantes características físicas.

A utilização da cal em pavimentação tem sido vastamente estudada nas pesquisas desenvolvidas por Eletrobrás-Furnas, resultando em trabalhos como os de Salomão (2005); Silva (2006); Ferreira (2006), Carvalho (2010) e Rocha (2010). Estes pesquisadores analisaram a influência da cal nas propriedades mecânicas e hidráulicas de três solos distintos: um argiloso, um siltoso e um arenoso. Concluíram que houve uma melhora significativa nas características geotécnicas do material, proporcionando o uso da estabilização com cal, não somente para pavimentação, mas também outras obras afins, como núcleo de barragens.

No trabalho desenvolvido por Angelim (2005) em Goiânia, os resultados com misturas de solos contendo proporções de cal demonstraram que houve aumento da massa específica, diminuição dos índices de plasticidade, quando comparados com o solo natural. O estudo de Cunha (2011), também com estabilização físico-química dos solos de Goiânia, ocorreu melhora das propriedades, com aumento da capacidade suporte e resistência à ação da água, diminuição da plasticidade e da expansão. Os tipos de cal mais utilizados para essa aplicação são a cal hidratada CH-I ou CH-III.

Na pesquisa realizada por Rezende (1999) no Distrito Federal, no trecho que foi utilizado a mistura de solo cal houve o aumento de CBR na ordem de 23% para 90% com a adição de 2% de cal. Já outro estudo mostrou melhorias nas propriedades dos solos para 3% e 6% de cal (REZENDE, 2003). Já em solos de Catalão-GO, Rufo (2009) obteve melhores resultados para 9% de cal hidratada do tipo CH III. Sendo assim, constata-se que a origem do solo argiloso e a sua constituição química são determinantes para o sucesso do processo de estabilização e a definição da quantidade de cal necessária para ser incorporada na mistura.

A Figura 2.6 mostra a execução de uma pista experimental localizada no município de Aparecida de Goiânia com a mistura solo-cal (CUNHA, 2011).

Na parte de estabilização granulométrica, a brita para utilização nas misturas solo-brita deve ser obtida de agregado pétreo britado e classificada de acordo com a NBR 7225 (ABNT, 1982), podendo ser constituída de pedra 1, pedra 2, pedrisco ou a composição das mesmas com algumas características como constituição por fragmentos duros, limpos, duráveis, livres de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, livres de substâncias ou contaminações dentre outras especificações contidas na Especificação Técnica ET-DE-P007/007 (DNER, 2006).

Figura 2.6 – Foto da execução de uma pista com solo-cal: (a) Disposição dos sacos de cal sobre o solo argiloso; (b) Homogeneização do solo com a cal (Modificado de CUNHA, 2011).



Segundo Vasconcelos e Soares (2003), as propriedades físicas dos agregados podem ser determinadas por diversos ensaios: resistência à abrasão, durabilidade, forma e textura, material danoso, tamanho e graduação, densidades e absorção.

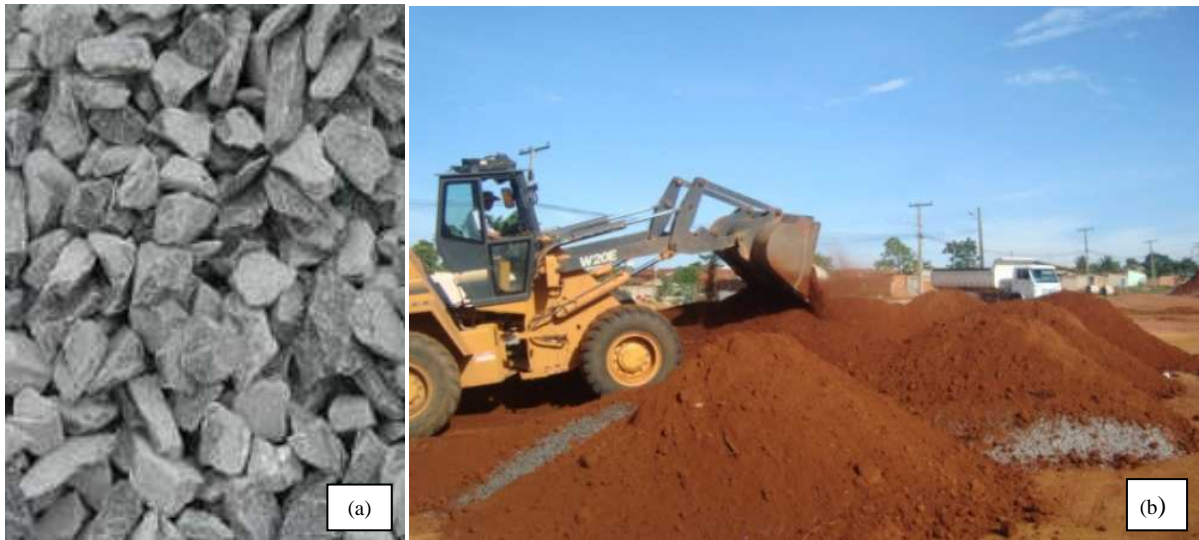
Com o aumento da atividade agrícola na Região do Vale do Paraíba, localizada no leste do Estado de São Paulo, houve a necessidade do desenvolvimento e expansão da malha viária da região, motivando pesquisas para a pavimentação de estradas vicinais e rurais, que fossem construídas com métodos viavelmente econômicos. Nesse caso, a mistura solo-brita foi uma solução empregada em bases e sub-bases dos pavimentos. No entanto, os resultados do ensaio de CBR não foram satisfatórios para empregos em rodovias de elevado volume de tráfego, mas adequadas para pavimentos urbanos com baixo volume de tráfego (OLIVEIRA, 1998).

O solo brita é uma mistura que constitui numa estabilização granulométrica. A granulometria da brita é especificada através das faixas granulométricas conforme a NBR 7211 (ABNT, 2005).

Existem normas específicas para solo brita como a NBR 12053 (ABNT, 1992), que é utilizada para definir as dosagens através dos ensaios de laboratório, as misturas devem atender a norma ES 303 (DNER, 1997) e o Manual de pavimentação (DNIT, 2006).

A Figura 2.7 mostra a execução de uma pista experimental localizada no município de Aparecida de Goiânia com a mistura solo-brita (CUNHA, 2011).

Figura 2.7 – Foto da execução de uma pista em solo-brita: (a) Brita para utilização na mistura;(b) Pá mecânica realizando a mistura para ser levada para a pista. (Modificado de CUNHA, 2011).



2.2.2.4 Resíduo da construção e demolição (RCD)

Os Resíduos de Construção e Demolição (RCD), também denominados de entulho, consistem num material com características heterogêneas. Ele é constituído por restos de praticamente todo tipo de material proveniente da construção civil como areia, ferro, aço, argamassa, gesso, tijolos, telhas, plásticos, papéis, madeiras, alumínio, granito, mármore, tintas, concreto, brita, cal, cimento, vidros e material orgânico. A qualidade do resíduo está ligada diretamente à sua composição e as características são influenciadas pelas composições químicas predominantes no material.

O RCD é um resíduo de grande massa e volume, que ocupa muito espaço nos aterros e em locais de descarte clandestinos. Quando disposto de forma inadequada, pode obstruir os sistemas de drenagem, propiciar o assoreamento de rios e córregos, além de causar a poluição visual e obstrução de vias de tráfego que levam a proliferação de insetos, roedores e doenças. A reciclagem desses resíduos vem se consolidando como uma prática sustentável seja atenuando o impacto ambiental gerado pelo setor seja reduzindo os custos. Os RCD compostos por concretos, argamassas e elementos cerâmicos, denominados de Classe A, são considerados de grande potencial e utilidade na engenharia (REZENDE, 2009).

Segundo Pinto (1986), a maior fração dos resíduos da construção e demolição é de argamassa com 64,4%, material cerâmico 29,4%, concreto 4,8% e pedras 1,4%. Segundo Pinto (1995), o

desperdício nas obras é de aproximadamente de 50%, as taxas de desperdícios seriam: areia 39%, cimento 33%, concreto 1%, aço 26%, blocos e tijolos 27% e argamassa 91%.

Na pesquisa realizada por Leite *et al.* (2007), foi determinada a porcentagem dos materiais constituintes da fração graúda, a saber: materiais cimentícios (concretos e argamassas) 55,3%, cerâmicos (telhas, tijolos, pisos e azulejos) 29,4%, com 1,6% de materiais indesejáveis de diferentes origens. A autora afirma que a composição do agregado reciclado é muito importante, pois influencia diretamente as propriedades físicas. A presença de materiais cimentícios corresponde a 50% do total, conforme pesquisas de diversos autores.

Em virtude de todos os componentes que são descartados, a reciclagem de resíduos sólidos da construção civil é uma necessidade. O crescimento e o desenvolvimento das cidades geram uma grande quantidade de resíduos e a indústria da construção civil é o setor da economia que mais consome materiais naturais e também é uma grande geradora de resíduos. (JADOVSKI, 2005).

Conforme Ricci (2007), umas das grandes vantagens da utilização do RCD é a capacidade de minimizar as distâncias de transportes entre a produção e o consumidor final (custo do frete). Esse estudo foi realizado na cidade de São Paulo em que as distâncias variam de 30 a 50km para agregados naturais britados, representando 65% dos custos do produto. Zordan (1997) destaca também a economia com a substituição das matérias-primas pelo agregado reciclado com preponderância de alguns fatores como: diminuição da poluição gerada pelo entulho e de suas consequências negativas como enchentes e assoreamento de rios e córregos, e preservação das reservas naturais de matéria-prima.

O aspecto econômico é um dos principais fatores levado em conta para a reciclagem dos RCD. Na Austrália, de acordo com o *Construction and Demolition Waste Guide–Recycling and Re-Use Across the Supply Chain* (GOVERNMENT AUSTRALIAN, 2012), um dos argumentos impulsionador para a utilização de materiais reciclados foi o custo do aterro sanitário e depósitos destes resíduos, que variou de US\$ 42,00 a US\$ 102,00 por tonelada. Esse preço foi computado sem considerar os adicionais de taxas de órgãos públicos cobrados pelas jurisdições estaduais e municipais. Outro argumento é a redução de consumo de energia incorporando mais este custo à produção dos materiais novos.

Algumas experiências da utilização de RCD em pavimentos são listadas. Narantuya (2010) realizou estudos com esses resíduos de segunda classe (Materiais que poderiam ser utilizados em sub-base e vias de baixo volume de tráfego) e utilizou-os como materiais para sub-base ou bases de estradas de baixo volume de tráfego. Os resultados mostraram um aumento de rigidez após dois anos de vida útil e uma possível capacidade de re-hidratação dos componentes cimentícios. Na China, Zhu *et al.* (2012) desenvolveram pesquisas aproveitando os resíduos gerados pelos terremotos em misturas asfálticas, eles avaliaram que a viabilidade da utilização desde que atenda critérios específicos.

No Brasil, entre os anos de 1986 e 2008, foi feito um levantamento do sistema de reciclagem, avaliando os canteiros que implantaram a triagem de RCD, os benefícios, o levantamento da taxa de crescimento e a capacidade instalada das usinas de reciclagem, os setores responsáveis pela operação tanto públicas quanto privadas e as condições operacionais. Neste período, apenas 1% das empresas haviam sido assistidas para a implantação dos planos de gerenciamento de RCD em canteiros.

Apesar de haver crescimento do número de usinas, o sistema de reciclagem é simples, com pouco investimento em controle de qualidade (MIRANDA *et. al.*, 2008).

O primeiro dispositivo legal capaz de tratar questões específicas dos RCD foi à resolução nº 307 (CONAMA, 2002) que estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos de construção, determina a execução de um plano integrado de gerenciamento de RCD e os classificam. As normas técnicas relacionadas à reciclagem e utilização dos resíduos da construção e demolição em vigência são: NBR 15116 (ABNT, 2004), NBR 15.112 (ABNT, 2004), ABNT. NBR 15.113 (ABNT, 2004), ABNT. NBR 15.114 (ABNT, 2004), NBR 15.115 (ABNT, 2004), NBR 15.116 (2004).

O avanço da legislação brasileira culminou com a instituição da Política Nacional de Resíduos Sólidos, aprovada em 2010, como Lei nº 12.305. O artigo 16 (BRASIL, 2010) dessa lei prevê a elaboração de um Plano Estadual de Resíduos Sólidos, como condição para os Estados terem acesso a recursos da União, destinados a empreendimentos e serviços relacionados à gestão de resíduos sólidos, ou para serem beneficiados por incentivos ou financiamentos de entidades federais de crédito ou fomento para tal finalidade. Neste plano é necessário que seja

previsto entre outras atividades a gestão de resíduos de construção civil tanto por parte do Estado como por algumas empresas específicas da construção civil.

Para gestão desses resíduos, uma das alternativas para o RCD é sua utilização em camadas de pavimentos após ser submetido ao beneficiamento da reciclagem. Segundo Carneiro *et al.* (2001), o uso de agregado reciclado em camadas de pavimentos urbanos tem sido uma das maneiras mais difundidas para o seu fim. O aproveitamento deste material em pavimentação apresenta muitas vantagens como utilização de quantidade significativa de material reciclado, tanto na fração miúda quanto na graúda e a simplicidade dos processos de execução do pavimento e de produção do agregado reciclado (separação e britagem primária).

No Brasil, apenas alguns municípios possuem políticas adequadas para os RCD em pavimentação e praticam a reciclagem. De acordo com Leite (2007), a primeira via com resíduos da construção civil na cidade de São Paulo foi pavimentada em 1984. No início da década de 90 na cidade de São Paulo, foi implementado um programa de reciclagem de resíduos da construção civil para pavimentação. Outra cidade que foi pioneira no uso do RCD na pavimentação foi Belo Horizonte que executa tais pavimentos desde 1996.

Leite *et al.* (2011) desenvolveram uma pesquisa com os RCD utilizados em pavimentação, realizando ensaios de laboratório para caracterização geotécnica, capacidade de suporte e ensaios triaxiais de carregamento repetido. Os resultados obtidos mostraram que a composição e energia de compactação influenciaram nas características físicas do agregado. Além disso, o processo de compactação levou ao esmagamento parcial e quebra das partículas, provocando a mudança na distribuição granulométrica e o aumento da porcentagem de grãos cúbicos. Esse processo contribuiu, conforme os autores, para a densificação e conseqüentemente na melhora da capacidade de suporte, do módulo resiliente e da resistência à deformação permanente.

Motta (2007) verificou que, em geral, há uma maior absorção de água, da ordem de 2% para 8%, em relação aos materiais convencionais atribuídos à maior porosidade. Para umidades acima de 11%, foram observados o processo de saturação com a curva de compactação não apresentando o pico característico e também alteração da granulometria, após a compactação. O Índice de Suporte Califórnia apresentou valor maior do que os resultados obtidos com brita graduada com granulometria semelhante ao do RCD.

Na RMG, a primeira usina de reciclagem de resíduos da construção civil, de propriedade particular, foi implantada em 2012 e fornecerá os materiais para aplicação em base e sub-bases de pavimentos ainda no segundo semestre desse ano. A Figura 2.8 ilustra a usina.

Figura 2.8 – Primeira usina de reciclagem de resíduos da construção e demolição instalada na RMG. (a) Britador; (b) Material para seleção granulométrica.



Algumas pesquisas desenvolvidas na RMG com o RCD em bases e sub-bases de pavimentos foram realizadas no trecho que compõe parte do estudo deste trabalho. A construção foi acompanhada por Oliveira (2007) e alguns trechos monitorados foram realizados por Leivi *et al.* (2004) e Resplandes (2007).

2.3 DESCRIÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS EXECUTADOS NA REGIÃO METROPOLITANA DE GOIÂNIA

Nos trechos experimentais acompanhados nesta pesquisa, são descritas as fases de projeto e execução e o monitoramento realizado pelos responsáveis pela coordenação de execução e posteriores pesquisadores para que, além de facilitar o entendimento dos resultados, sirva de compilação de todas as pesquisas já desenvolvidas até o momento. As informações apresentadas correspondem a um importantíssimo trabalho de avaliação de materiais alternativos utilizados em pavimentação asfáltica na região, bem como a utilização das diversas técnicas empregadas para obter os resultados do comportamento estrutural das vias.

Todas as informações foram coletadas nas Teses, Dissertações e Trabalhos de Conclusão de Curso relacionados ao assunto.

Ressalta-se que em todas as misturas realizadas com solo, foi utilizado o próprio solo encontrado no local da obra. No caso dos três trechos, esse solo é um material fino classificado como laterítico argiloso (LG’).

A seguir, são descritas as principais características de cada trecho, sendo que o primeiro trecho localizado em Goiânia-GO será denominado neste trabalho de Trecho 1, o segundo trecho denominado de Trecho 2, está localizado no município de Aparecida de Goiânia-GO e o terceiro trecho, localizado em Goiânia, denominado de Trecho.

2.3.1 Trecho 1

O Trecho 1, localiza-se em Goiânia na rua Amélia Rosa, Setor Recreio Ipê, região nordeste da cidade. São 600 metros de extensão de rua pavimentada com largura de 7 metros e seção transversal composta de base e sub-base com 15 centímetros de espessura cada e revestimento em concreto asfáltico com 3 cm de espessura. A pista foi construída em 2007 e subdividida em quatro subtrechos conforme materiais utilizados nas misturas (LUZ, 2008; ARAÚJO, 2008):

- Subtrecho 1 com base constituída de solo (80%)+pó de micaxisto (20%) e sub-base de solo (70%)+ pó de micaxisto (30%);
- Subtrecho 2: base e sub-base com solo (70%) + brita (30%);
- Subtrecho 3: cascalho (100%);
- Subtrecho 4: mistura da base com solo (70%) + fíler de micaxisto (30%) e na sub-base solo (80%) + fíler de micaxisto (20%).

O trecho experimental total foi executado com 600 m. Luz (2008) estudou os 100 primeiros metros que foram executados com o fíler proveniente da lavagem da brita, característico das pedreiras da RMG derivados de rochas micaxísticas. Os 300 metros restantes foram avaliados por Araújo (2008), sendo este composto por subtrechos de: solo-brita, cascalho laterítico e pó

de micaxisto, sendo que este último foi denominado pelo autor como solo-pó de micaxisto. Os resultados de Araújo (2008) em relação aos trechos em que foram aplicados solo-brita e cascalho foram executados também para servirem de comparação com as características do trecho executado com solo-fíler de micaxisto.

Na Figura 2.9 está apresentada a localização do Trecho 1 na Região Metropolitana de Goiânia. Na Figura 2.10 está a representação do estaqueamento do trecho conforme definição feita por LUZ (2008) e ARAÚJO (2008). Os ensaios de campo foram realizados durante o processo executivo (entre os meses de julho e agosto de 2007), após o período de chuva na região (em julho de 2008). O trecho experimental não possui dispositivo de drenagem, pois o Departamento de Estradas e Rodagens do Município (DERMU), atual Agência Municipal de Obras (AMOB), que forneceu equipamentos para a execução do trecho experimental, não possuía disponibilidade de recursos para a execução destes dispositivos e até o presente momento não disponibilizou recursos para execução dos mesmos. Conforme Luz (2008) foi considerada a inclinação de 2% no sentido eixo-borda.

Figura 2.9 – Localização do trecho 1 (16° 44'44.37"S – 49° 15'22.38"W) (GOOGLE EARTH, 2011).



Para o desenvolvimento do projeto foi feito estudo do tráfego da via e definindo o N igual a 5×10^6 . Para o dimensionamento do pavimento o método utilizado foi o DNER/81. A seção definida no dimensionamento está apresentada na Figura 2.11. A construção desse trecho

experimental foi realizada pelo extinto Departamento de Estradas de Rodagem do Município de Goiânia (DERMU), atualmente denominado de Agência Municipal de Obras (AMOB). O laboratório do DERMU também forneceu os resultados do ensaio de CBR realizados com o material do subleito, sendo que o valor adotado para o projeto foi de 9%.

Figura 2.10 – Seção Transversal do Trecho experimental 1.

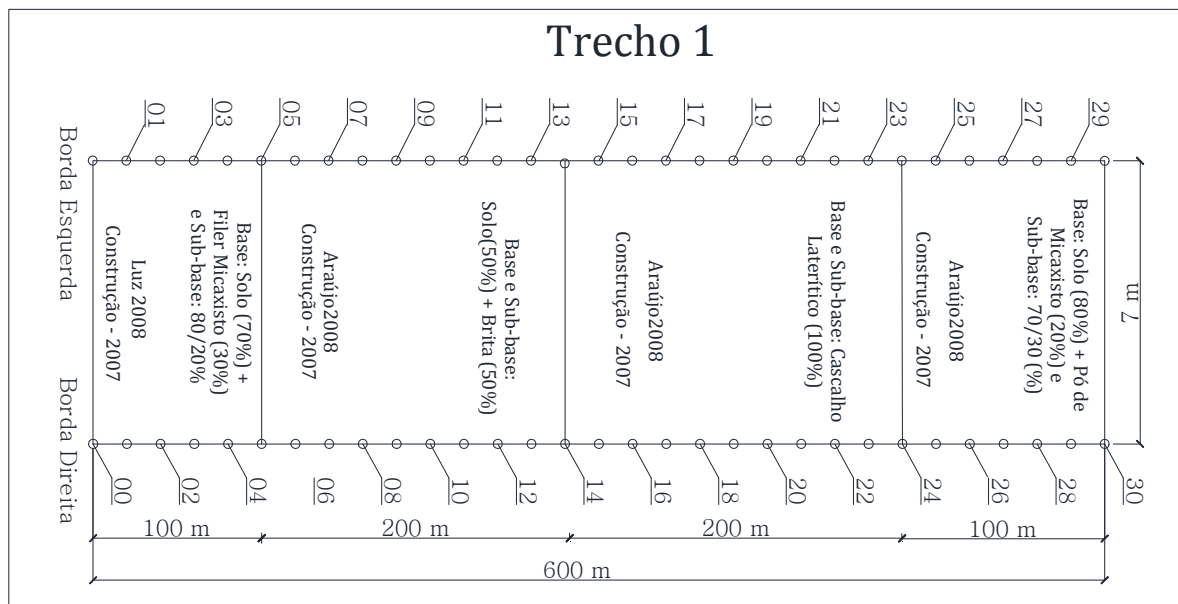
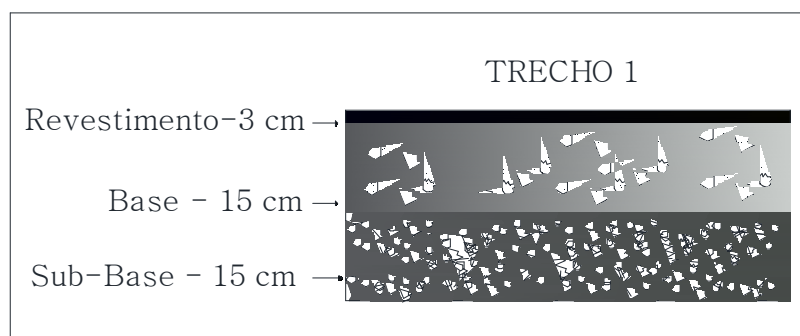


Figura 2.11 – Seção transversal do trecho experimental 1.



Conforme Luz (2008), durante o processo executivo foram realizados os ensaios de prova de carga sobre placa, Penetrômetro Dinâmico de Cone (*Dynamic Cone Penetration - DCP*), frasco de areia e *Speedy* e após a execução, foram feitos os ensaios de prova de carga sobre placa e Medida da Deflexão com a viga Benkelman. O ensaio de viga Benkelman e DCP não foram realizados nas duas etapas (Período Seco e Chuvoso), por problemas apresentados nos

equipamentos. A umidade foi determinada com coletas de amostras depois da execução do revestimento (através da abertura do poço). Foi feita a classificação conforme a *Transportation Research Board (TRB)* e a classificação do *United Soil Classification System (USCS)*, realizou análise de difratometria de raios – X, que analisa a composição mineralógica que condiciona as propriedades dos materiais. Segundo a *TRB* o material enquadra-se no grupo A-4, sendo do tipo solo silteoso e para o *USCS* silte arenoso do tipo ML.

Os subtrechos acompanhados por Araújo (2008) foram executados com as especificações descritas a seguir. Os ensaios de campo realizados durante a execução dos subtrechos foram Frasco de Areia e *Speedy*, Penetrômetro Dinâmico de Cone e prova de carga sobre placa.

- Extensão total: 500 metros dos quais foram analisados 300 m;
- Espessura de base: 15 cm;
- Espessura da sub-base: 15 cm;
- Empolamento do material: 30%;
- Largura estimada da pista = 7m;
- Revestimento: 3 cm de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ);
- Subleito considerado com CBR médio de 9% obtido em laboratório, para o dimensionamento, segundo o método do DNIT;
- Subtrechos de 100 m;
- 1º subtrecho: solo + pó de micaxisto com 100 m;
 - Base: 20% de pó de micaxisto + 80% de solo local, compactados na energia Proctor modificada, com CBR obtido em laboratório de 52%, $\gamma_{d_{m\acute{a}x}} = 19,0$ kN/m³, $w_{ot} = 14,5\%$;
 - Sub-base: 30% de pó de micaxisto + 70% de solo local, compactados na energia Proctor modificada, com CBR obtido em laboratório de 40%, $\gamma_{d_{m\acute{a}x}} = 19,2$ kN/m³, $w_{ot} = 14,0\%$.

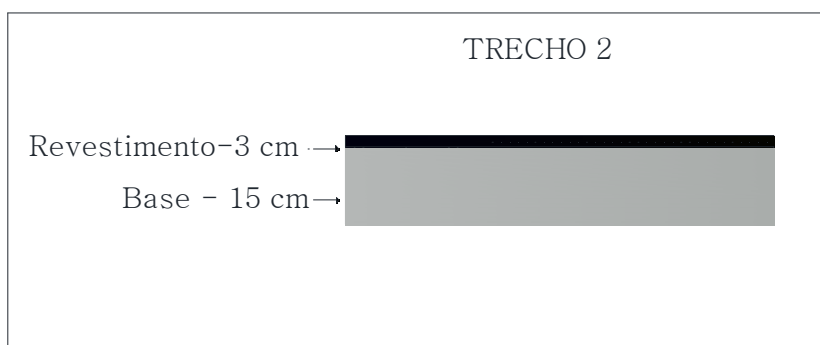
- 2º subtrecho: solo + brita 1 com 200 metros e analisados 100 m;
 - Base e sub-base: 30% de brita 1+70% de solo local, compactados na energia Proctor modificada, com CBR obtido em laboratório de 56,2%, na $\gamma_{dm\acute{a}x} = 19,1$ kN/m³, $w_{ot} = 16,7\%$;
- 3º subtrecho: cascalho laterítico com 200 metros e analisados 100 m.
 - Base e sub-base: 100% de cascalho, sendo a energia de compactação Proctor intermediária, com CBR previsto em laboratório de 62,3%, na $\gamma_{dm\acute{a}x} = 19,6$ kN/m³, $w_{ot} = 10,5\%$;
- 4º subtrecho: filer de micaxisto com 100 metros.
 - Base: 30% de pó de micaxisto + 70% de solo local, compactados na energia Proctor modificada, com CBR obtido em laboratório de 56,2%, $\gamma_{dm\acute{a}x} = 18,3$ kN/m³, $w_{ot} = 16\%$;
 - Sub-base: 20% de pó de micaxisto + 80% de solo local, compactados na energia Proctor modificada, com CBR obtido em laboratório de 50%, $\gamma_{dm\acute{a}x} = 18,03$ kN/m³, $w_{ot} = 16,5\%$.

2.3.2 Trecho 2

O Trecho 2, foi executado no período de outubro a novembro de 2009. É constituído pelos subtrechos que foram acompanhados pelos pesquisadores Metogo (2010) e Cunha (2011), como continuidade dos trabalhos de Mesquita (2007), Faria (2007) e Rufo (2009). Nesta pesquisa serão analisados como sendo um trecho único que localiza-se em Aparecida de Goiânia-GO, na Avenida Brasília, Vila Brasília, com extensão total de 360 metros e largura da pista de 9 metros. O perfil estrutural é composto por base de 15 cm e revestimento de pré-misturado a frio (PMF) com 3 cm de espessura (Figura 2.12). A pista foi construída em 2009 por meio de projeto financiado pela Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado de Goiás (FAPEG) e do convênio firmado entre a Universidade Federal de Goiás e a prefeitura de Aparecida de Goiânia-GO e dividida em seis subtrechos constituídos das seguintes misturas na camada da base (METOGO, 2010; CUNHA, 2011):

- Subtrecho 1 (Estaca 0+00 a 3+00): solo argiloso (80%)+ fosfogesso (20%), energia Proctor intermediário, CBR = 24% , $\gamma_{dm\acute{a}x} = 14,9 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 25,8\%$;
- Subtrecho 2 (Estaca 3+00 a 6+00): solo argiloso (80%) +fosfogesso (11%)+cal (9%), energia Proctor intermediário, CBR = 88% , $\gamma_{dm\acute{a}x} = 14,8 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 24,3\%$;
- Subtrecho 3 (Estaca 6+00 a 09+00): solo argiloso (91%)+cal (9%), energia Proctor intermediário, CBR = 44% , $\gamma_{dm\acute{a}x} = 14,3 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 25,8\%$.
- Subtrecho 4 (Estaca 9+00 a 12+00): solo argiloso(50%)+expurgo (50%), (%), energia Proctor modificado, CBR = 52% , $\gamma_{dm\acute{a}x} = 19,9 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 11,3\%$;
- Subtrecho 5 (Estaca 12+00 a 15+00): solo argiloso (50%)+brita (50%), (%), energia Proctor modificado, CBR = 42% , $\gamma_{dm\acute{a}x} = 20,9 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 10\%$;
- Subtrecho 6: (Estaca 15+00 a 18+00): cascalho (100%), (%), energia Proctor intermediário, CBR = 41% , $\gamma_{dm\acute{a}x} = 19,2 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 11,1\%$.

Figura 2.12 – Seção transversal do trecho experimental 2.



Cunha (2011) relata que o bairro onde está localizado o Trecho 2 sofreu com processos erosivos provocados pela enxurrada antes da pavimentação, tanto que em algumas estacas foi executado aterro de 1,5 m de altura. Pelo fato de ter sido usado fosfogesso em alguns subtrechos, o subleito foi imprimado com asfalto diluído do tipo CM-30 numa taxa de 1,0 l/m². Após um ano da conclusão da obra, foi realizada a contagem de tráfego para se estimar o número de solicitações do eixo padrão (N) conforme o Manual de Estudo de Tráfego (DNIT, 2006). Considerando o período de projeto de 10 anos e taxa de crescimento anual de 3%,

obteve-se N igual a $2,3 \times 10^5$, caracterizando a via como de baixo volume de tráfego. Na Figura 2.13 está o estaqueamento conforme o projeto e na Figura 2.14 está apresentada a localização do Trecho 2.

Figura 2.13 – Trecho 2 em planta, localizando os subtrechos e as estacas que foram ensaiadas.

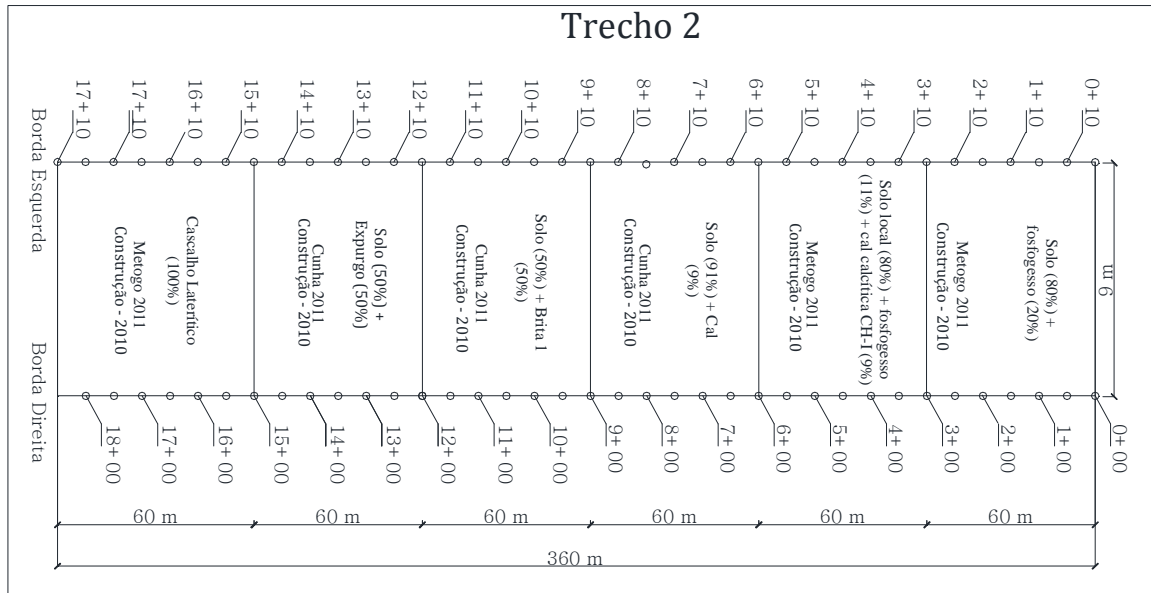


Figura 2.14 – Localização da pista experimental Trecho 2 ($16^{\circ} 37' 30.57''S - 49^{\circ} 11' 53.76''W$) (GOOGLE EARTH, 2011).



Cunha (2010) ressalta que esta via recebe as águas das chuvas dos setores adjacentes e de outras ruas do Bairro Maria Inês I. O estaqueamento foi feito obedecendo os intervalos de 20 m com numeração de 0 a 18, sendo que a estaca 0 +00 está situada no cruzamento da Rua Tapajós com a Av. Brasília e é o ponto mais alto da pista.

O fosfogesso utilizado na construção foi trazido de Catalão-GO. As misturas foram feitas com solo encontrado no próprio local da obra. Metogo (2010) obteve a licença ambiental junto à Secretaria Estadual do Meio Ambiente (SEMA) para transporte e utilização do fosfogesso e o controle radiométrico foi realizado pelo Centro Regional de Ciências Nucleares do Centro Oeste (CRCN-CO), unidade da Comissão Nacional de Energia Nuclear (CNEN). A cal tipo CH I foi proveniente de Minas Gerais. O cascalho utilizado foi extraído da jazida localizada na região Cemitério Jardim da Paz em Aparecida de Goiânia-GO. O expurgo denominado neste trabalho é o resíduo granular resultante do processo de britagem do micaxisto. A brita utilizada foi a comercializada na região como brita 1 proveniente da exploração do micaxisto e o solo argiloso foi aquele encontrado no próprio local da obra

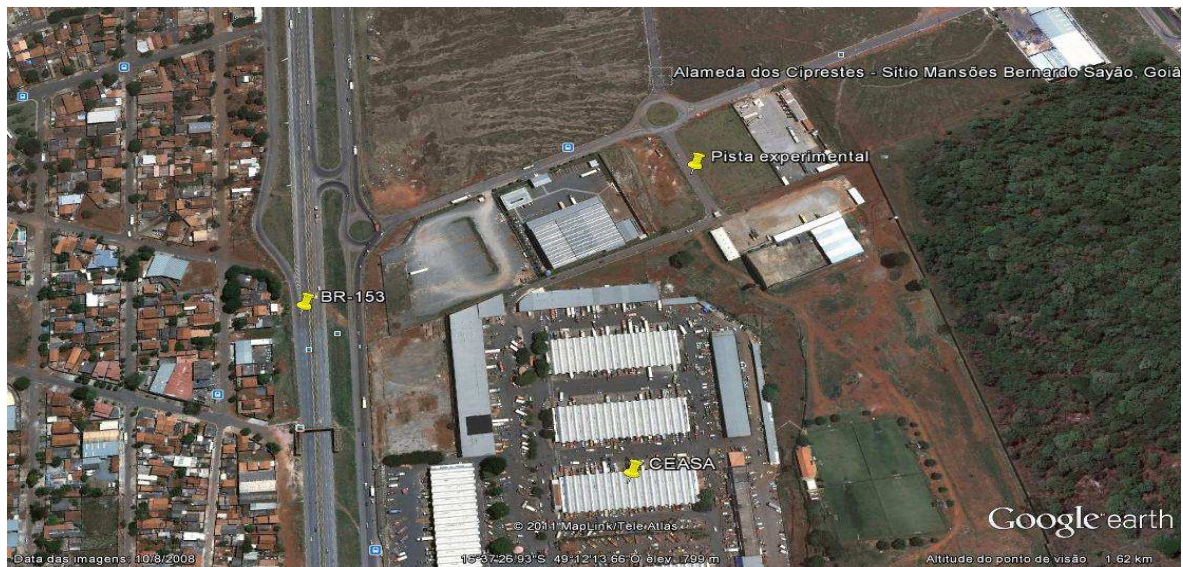
Nas pesquisas de Metogo (2010) e Cunha (2011) foram desenvolvidos os seguintes ensaios laboratoriais: caracterização com determinação da massa específica dos grãos, análise granulométrica e limites de consistências, Metodologia MCT, compactação, expansão e *California Bearing Ratio (CBR)*, compressão simples para o caso de misturas estabilizadas quimicamente e determinação do módulo resiliente. Os ensaios de campo realizados durante a construção do trecho foram: frasco de areia, *Speedy*, viga Benkelman, prova de carga sobre placa e penetrômetro dinâmico de cone (DCP). O monitoramento inicial foi realizado pelos mesmos pesquisadores seis meses (Maio/2010) e doze meses (Novembro/2010) após a abertura ao tráfego.

2.3.3 Trecho 3

O Trecho 3, foi executado com agregados reciclados oriundos de Resíduos da Construção e Demolição (RCD), conforme relatado por Oliveira (2007). Em 2004, os estudos de laboratório realizados com os agregados reciclados para a construção da pista experimental foram iniciados na pesquisa desenvolvida por Silva (2004). O trecho localiza-se na Rua dos Ciprestes, Setor de Mansões Bernardo Sayão, Goiânia-GO e consiste no acesso de

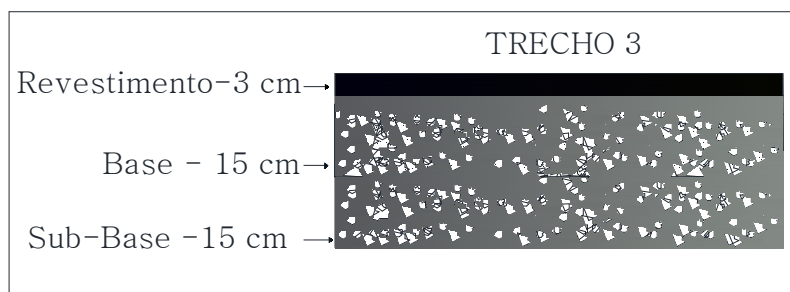
compradores das Centrais de Abastecimento de Goiás S.A. (CEASA), conforme ilustrado na Figura 2.15.

Figura 2.15 – Localização da pista experimental 3 ($16^{\circ} 37' 26.93''\text{S}$ – $49^{\circ} 12' 13.66''\text{W}$) (GOOGLE EARTH, 2011).



A construção da pista foi realizada nos meses de novembro e dezembro de 2003, a partir de um programa municipal de gerenciamento de resíduos sólidos da construção civil e de uma parceria entre a Prefeitura Municipal de Goiânia, FURNAS Centrais Elétricas S.A., a Universidade de Brasília a Universidade Federal de Goiás e empresários que participaram da coleta seletiva e reciclagem com materiais provenientes da construção. A Figura 2.16 mostra o perfil transversal do Trecho 3.

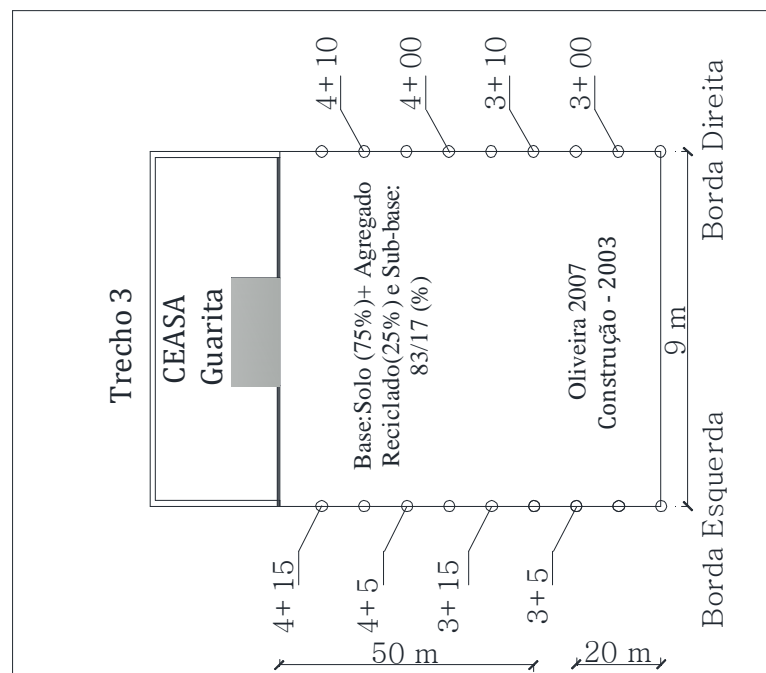
Figura 2.16 – Seção Transversal do Trecho experimental 3.



O acesso possui 106 metros de extensão, dos quais somente 56 metros foram fonte de estudos e avaliações (Figura 2.17). Para sua construção foram utilizados $226,8 \text{ m}^3$ de resíduos da

indústria da construção civil, que foram britados em três diferentes granulometrias: brita de 19 mm, brita de 9,5 mm e brita de $\leq 4,8$ mm. Os agregados reciclados utilizados na construção da pista experimental foram produzidos a partir da britagem, em conjunto, de resíduos sólidos compostos de concretos, materiais cerâmicos e argamassas, pela prefeitura municipal. Os ensaios realizados para a construção da pista experimental foram realizados no Laboratório de FURNAS, em Aparecida de Goiânia-GO (SILVA, 2004).

Figura 2.17 – Trecho experimental 3 em planta, as estacas que foram ensaiadas em cada um deles.



As características gerais do Trecho 3 são:

- 56 metros de extensão;
- 9 metros de largura;
- Inclinação transversal da pista = 3%;
- Seção transversal: Mista (corte de 0,40 m na borda esquerda e aterro de 1,40 m na borda direita);
- CBR do subleito = 16% na energia Proctor Intermediário e $\gamma_{dm\acute{a}x} = 17,16 \text{ KN/m}^3$ e $w_{ot} = 18,6\%$.

- Camadas:
 - Sub-base = 15 cm (83% de agregados reciclados e 17% de solo argiloso), energia, CBR = 88%, $\gamma_{dm\acute{a}x} = 17,9 \text{ KN/m}^3$, $w_{ot} = 12,2\%$;
 - Base = 15 cm (75% de agregados reciclados e 25% de solo argiloso), energia, CBR = 104%, $\gamma_{dm\acute{a}x} = 17,09 \text{ KN/m}^3$, w_{ot} .
- Revestimento: concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) com espessura de 5 cm.

Oliveira (2007) acompanhou a execução trecho e realizou os ensaios de laboratório para caracterização dos materiais: determinação de parâmetros de compactação e CBR, análise de absorção dos agregados reciclados na umidade ótima de compactação, índice de degradação ou quebra dos grãos devido à compactação, determinação do módulo de resiliência, medida da variação da resistência do solo argiloso do subleito devido ao ressecamento, determinação da curva característica do solo argiloso do subleito. Já os ensaios de campo executados foram: Determinação da deflexão através da viga Benkelman, prova de carga sobre placa, Penetrômetro Dinâmico Cone (DCP), pressiômetro Pencil, Penetrômetro dinâmico PANDA, GEOGEUGE, ensaios para determinação do peso específico em campo e ensaios para a identificação de características do revestimento asfáltico da pista experimental. Ao longo do tempo, outros trabalhos foram desenvolvidos na pista (ASSIS, 2005; RESPLANDES, 2007, CASTRO; COSTA, 2009).

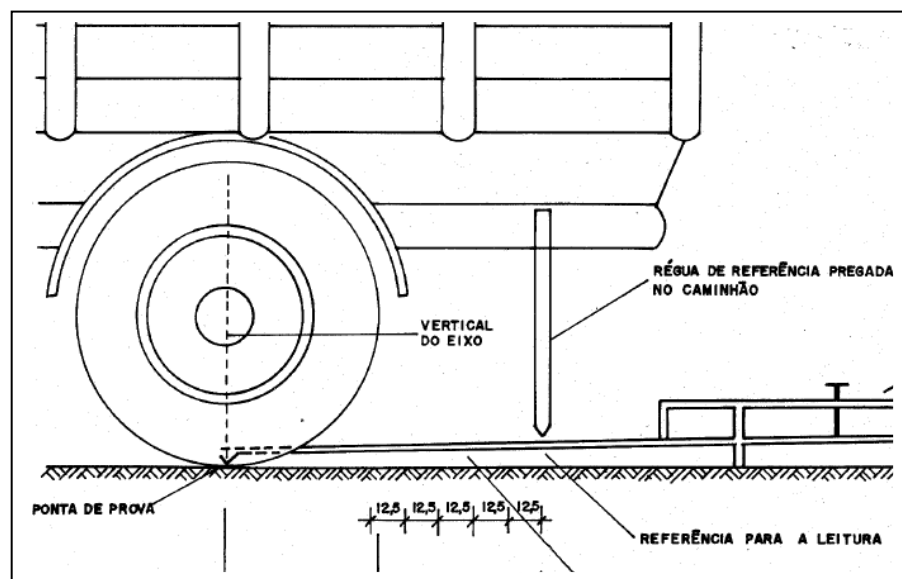
2.4 MONITORAMENTO ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO

Ensaio de campo são fundamentais para o devido controle tecnológico de pavimentos. A avaliação estrutural e o monitoramento desde a execução e ao longo da vida útil do pavimento são fundamentais para um real diagnóstico do comportamento. Nesta pesquisa, o foco foi a avaliação estrutural, sendo que os ensaios de campo que mais são utilizados nas pesquisas em Goiás são: viga Benkelman, prova de carga sobre placa e penetrômetros.

2.4.1 Determinação da deflexão – avaliação estrutural

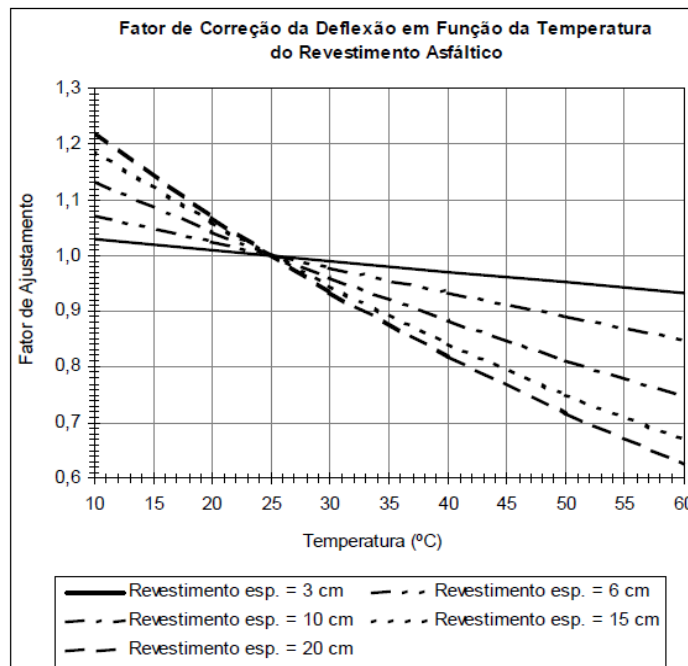
A valiação estrutural do pavimento foi realizada com a determinação das bacias de deflexões foram determinadas com a viga Benkelman (Figura 2.18) conforme ME 061 (DNER, 1994). As leituras são feitas na posição das trilhas de rodas externas tanto na borda esquerda quanto na direita a cada 25 cm até atingir a distância de 200 cm.

Figura 2.18 – Esquema do sistema de referência na viga e no caminhão (Norma rodoviária. Método de ensaio. DNER – ME 061/94.p.01/08).



Os valores de deflexão obtidos com o ensaio de viga Benkelman executado sobre o revestimento devem ser corrigidos em função da temperatura e da espessura do revestimento asfáltico. Na falta de uma equação de correção regional pode ser usado o gráfico apresentado na norma IP-DE-P00/003 (DER/SP, 2006) e reproduzido na Figura 2.19.

Figura 2.19 – Fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento (DER/SP, 2006).



Partir das bacias pode ser determinado também o raio de curvatura conforme Equação 2.1:

$$R = \frac{3125}{(d_0 - d_{25})} \quad (2.1)$$

Onde:

R = raio de curvatura (m);

D₀ = deflexão real ou verdadeira no ponto de ensaio (x10⁻² mm);

D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de ensaio (x10⁻² mm).

De acordo com o procedimento PRO 011 (DNER, 1979), valores de R < 100m sugerem a existência de problemas no pavimento e devem ser feitas determinações adicionais. Foram determinados também os indicadores estruturais D₀ x R. Segundo Paiva e Causim (2000), a avaliação da condição em que se encontra o pavimento a partir do levantamento da bacia de deflexão pode ser feita com base neste produto D₀ x R sendo que valores < 5500 indicam uma possível existência de problemas estruturais no pavimento. Essa análise não é o único critério de avaliação, no entanto ela pode auxiliar no entendimento do comportamento do pavimento. Além disso, pode-se calcular ainda a deflexão admissível conforme a norma PRO 11 (DNER, 1979) e apresentado na Equação 2.2.

$$\log D_{adm} = 3,01 - 0,176 \log N \quad (2.2)$$

Onde:

D_{adm} = deflexão admissível

N = Número de Operações do eixo padrão

2.4.2 Prova de carga sobre placa

A norma ME 055 (DNIT, 2004) especifica como deve ser o ensaio de prova de carga para o caso de pavimentos de concreto. No entanto, não existe norma brasileira para realização do mesmo ensaio em pavimentos asfálticos. Nesse caso, a metodologia que vem sendo utilizada foi adaptada por Rezende (1999).

O ensaio prova de carga sobre é executado para medir os deflexões verticais do pavimento quando submetido à ação de carregamento estático. São utilizados os seguintes componentes para a realização do ensaio: placa metálica de 30 cm de diâmetro, um caminhão de 8,2t utilizado como reação, um macaco hidráulico para medição de carga e aplicação dos carregamentos e três extensômetros com precisão de 0,01mm instalados formando um triângulo equilátero sobre a placa. Os extensômetros foram fixados por meio de braços de aço, numa viga metálica horizontal. Na Figura 2.20 está representado o esquema dos equipamentos que são utilizados durante a execução do ensaio.

Nesse ensaio é determinada a média dos deflexões com bases nas leituras feitas nos três extensômetros digitais e em seguida traçadas as curvas tensão x deflexão. Geralmente, são calculados os deflexões máximos ($D_{máx}$), os deflexões correspondentes a uma pressão de 560 kPa (D_{560kPa}), por esta ser a pressão padrão de inflação dos pneus considerada nos métodos tradicionais de dimensionamento de pavimentos e o coeficiente de reação da placa (K_{placa}). Esse parâmetro é definido pela Equação 2.3.

$$K_{placa} = \frac{P}{D} \quad (2.3)$$

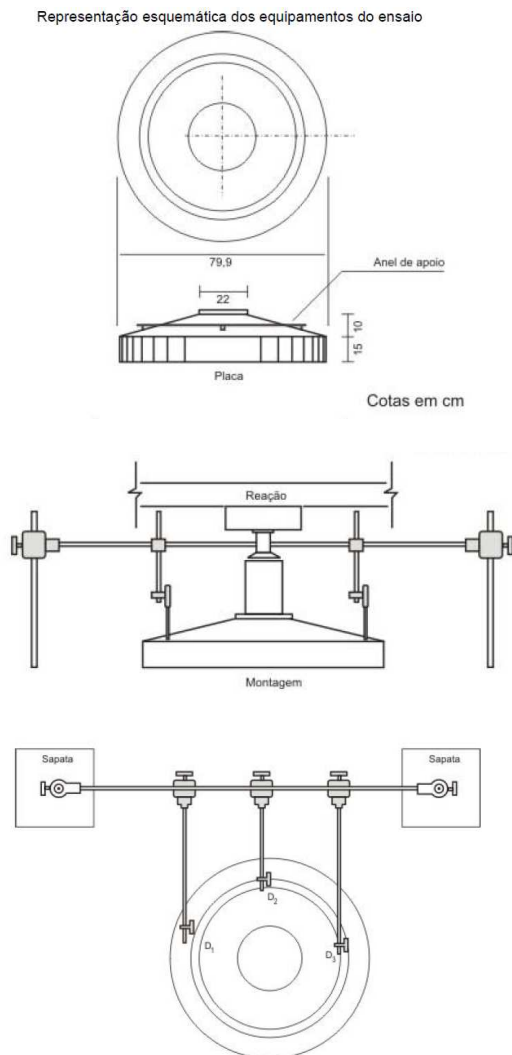
Onde:

K_{placa} = coeficiente de reação da placa;

P= pressão necessária aplicada na placa para produzir um determinado recalque;

D = deflexão produzido pela aplicação da carga P.

Figura 2.20 – Esquema dos equipamentos utilizados para realização do ensaio de prova de carga sobre placa (DNIT, 2004).



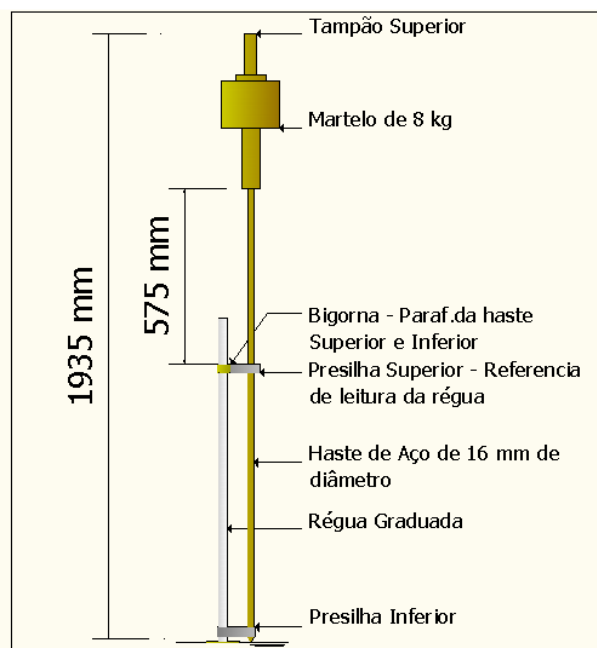
2.4.3 Dynamic Cone Penetrometer (DCP)

Para avaliar a capacidade de carga das camadas, um dos equipamentos utilizados foi o *Dynamic Cone Penetrometer (DCP)*, conforme norma D 6951 (ASTM, 2003) e esquema mostrado na Figura 2.21.

Este é um ensaio penetrométrico não destrutivo com avaliação *in situ* que vem sendo muito utilizado para pavimentação. Geralmente, é empregado para determinar espessura das camadas e avaliar a resistência por meio do índice de penetração (DN), bem como correlações com CBR (TRICHÊS; CARDOSO, 1999).

Durante a execução do ensaio, um peso de 8 kg de massa é solto de uma altura de 575 mm e funciona como martelo que corre pela haste. A medida de cravação no solo é feita pela leitura na régua fixada ao lado e paralela à haste. O conjunto é apoiado por uma base que permanece fixa enquanto somente a haste penetra o solo, até uma profundidade máxima de 800 mm. Conforme Trichês *et al.* (2004), quando a camada de solo apresenta maior resistência, o número de golpes será maior para atingir a profundidade determinada para o ensaio.

Figura 2.21 – Esquema do DCP.



A curva obtida através dos resultados do ensaio é representada pelo número de golpes em milímetros pela profundidade, sendo que no gráfico as ordenadas indicam a profundidade e a abscissa o número de golpes. As inclinações determinam o Índice de Penetração (DN) dado em mm/golpes. Este parâmetro é obtido pela razão entre a profundidade e o número de golpes.

O equipamento foi desenvolvido em 1956 na Austrália e foi muito utilizado no sul da África para avaliação da capacidade de suporte de solos (AMINI, 2003). Inicialmente empregado

para avaliação dos subleitos em 1962, na Austrália, e para medições de resistência *in situ* desde 1973 na África do Sul. Klein *et al.* (1982) utilizam os valores de resistência obtidos com o ensaio para dimensionar pavimentos de baixo volume de tráfego.

O DCP é considerado um equipamento que emprega uma técnica de baixo custo, executado de forma rápida e eficaz e que fornece parâmetros geotécnicos que permitem a avaliação das propriedades do solo *in situ*, conservando mais fielmente suas condições. No Brasil, o DCP é um equipamento bastante conhecido e utilizado para avaliação estrutural de pavimentos. Existem diversos trabalhos e pesquisas desenvolvidas em várias universidades, de muitos estados brasileiros, inclusive para definição de correlações entre o ISC e DCP, a fim de obter o ISC do material de forma mais rápida (TRICHÊS E CARDOSO, 1998; TRICHÊS E DAL PAI, 2006; AMARAL, 2005; GREEN *and* PLESSIS, 2009; LIMA, 2000; SILVA JUNIOR, 2005; HARISON, 1986; LIMA, 2000; HEYN, 1986; KLEYN, 1975; OLIVEIRA, 1998; TRRL, 2004).

Algumas limitações observadas para do DCP são:

- Variação nos resultados, principalmente com materiais granulares;
- O uso em materiais com diâmetro nominal das partículas superior a 2 polegadas pode ser questionável (SILVA JUNIOR, 2005);
- Algumas das relações existentes de resistência, não são consideradas aplicáveis a todos os tipos de materiais (SILVA JUNIOR, 2005);
- Dificuldade de manter a verticalidade do equipamento durante o ensaio;
- Influncia do teor de umidade é crítico.

2.4.4 Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assité par Ordinator (PANDA)

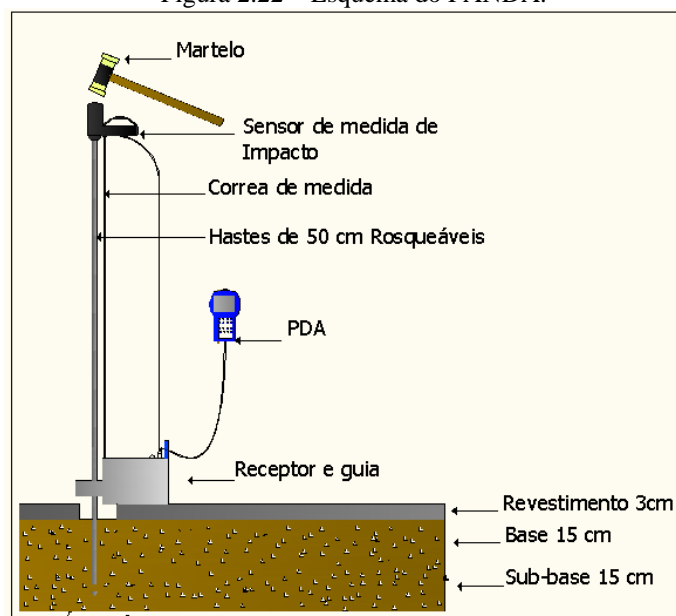
O PANDA foi desenvolvido em 1991 pelo laboratório LERMES CUST da Universidade Politécnica de *Blaise Pascal* em *Clermont Ferrand* na França através de uma parceria com a empresa *SolSolution* (GOURVES, 1991). Trata-se de um equipamento de penetração

dinâmica de energia variável, utilizado mais na Europa Central e pouco em outros países. O equipamento é leve, portátil e prático, tendo sido desenvolvido para realizar controles de compactação e investigação do solo através da determinação da resistência de ponta (q_d) e da caracterização das camadas do solo. A análise é feita por software específico após o reconhecimento do solo. O equipamento completo pesa 20 kg. A profundidade máxima de ensaio é 7 metros.

O equipamento é composto por hastes de 50 cm de comprimento e 14 mm de diâmetro. A primeira haste possui um cone que é apoiado no solo e que o penetra por meio dos golpes de um martelo manual de 2 kg com energia variável. Os seguintes itens acompanham o equipamento: pontas cônicas de 2, 4 ou 10 cm², sensor de penetração e central microcomputadorizada para armazenar os dados. A profundidade mínima necessária por cada golpe é fixada em 1 milímetro e adota-se uma variação adequada de 2 mm e 20 mm. Conforme apresentado por Oliveira (2007), esta limitação serve para evitar o repique elástico e geração de pressão neutra para solos saturados e solos compactados com umidade acima da ótima. A Figura 2.22 apresenta um esquema do equipamento.

Considerar o atrito lateral dos penetrômetros dinâmicos é um fator prioritário, visto que a resistência de ponta é o parâmetro a ser obtido através do ensaio, devendo evitar a perda de energia com o atrito. A deformação das barras também contribui para o atrito lateral. No caso de rodovias, este fator é menos relevante, visto a profundidade de ensaio ser menor.

Figura 2.22 – Esquema do PANDA.



Como limitações do equipamento, tem-se:

- A profundidade limitada em 7 metros. No entanto para aplicação em pavimentação esta profundidade é suficiente;
- Tamanho da partícula máxima do solo é 50 mm;
- Resistência de ponta q_d máxima de 50 MPa;
- A dificuldade em manter a verticalidade de cravação das barras gerando um maior atrito lateral do solo;
- O atrito lateral quando utilizada a ponteira de 2 cm².

O PANDA é considerado um penetrômetro moderno, que oferece vantagens em relação aos tradicionais, pois fornece todo suporte computadorizado dos dados. Estes são registrados em um microcomputador (PDA) por meio da medida da energia do sistema e tratados com mais rigor. Através do software PANDA Win, são gerados gráficos para avaliação dos mesmos. Segundo Sanhieza e Villavicencio (2010), esse tem sido o penetrômetro mais utilizado na França.

A equação holandesa utilizada para calcular a resistência de ponta q_d foi modificada por Cassan (1988) conforme apresentado na Equação 2.4. A fórmula tem a parcela $M.g.h$ referente à energia potencial alterada para $M.V^2$ correspondente à energia cinética.

$$q_d = \frac{1}{A} \frac{1/2 M.V^2}{1 + \frac{P}{M}} \frac{1}{\alpha_{90^\circ}} \quad (2.4)$$

Onde:

A = área da seção da ponta utilizada (cm²);

q_d = resistência dinâmica de ponta (MPa);

M = massa do martelo aplicada (massa do golpe, kg);

P = massa do conjunto de barras e do dispositivo que recebe os golpes (piston, kg);

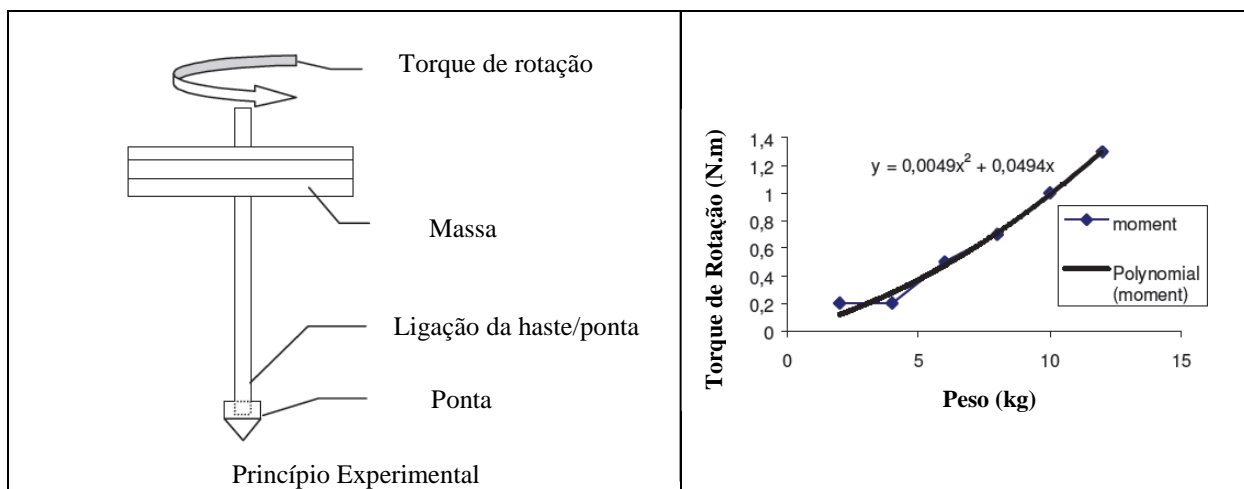
V_{90} = velocidade do martelo padronizado (m/s).

A Equação 2.4 considera que:

- O solo tem um comportamento perfeitamente plástico durante a penetração;
- O atrito lateral durante a penetração é desconsiderado;
- Todo o impacto é considerado energia transmitida ao cone;
- A pressão intersticial é negligenciada;
- O equipamento não é utilizado em solos saturados.

É necessário utilizar uma chave para rotacionar em 360° a haste durante o ensaio e verificar o atrito lateral da haste com o solo (BERTRAND, 2008). A Figura 2.23 (a) mostra o esquema e na Figura 2.23 (b) tem-se a relação do torque com o peso.

Figura 2.23 – Análise do torque bo PANDA: (a) Esquema da aplicação do torque; (b) Gráfico que relaciona torque com peso (modificado de LEPETIT, 2000).



Lepetit (2002) informa que são basicamente três causas que contribuem para o acréscimo de resistência de ponta. A primeira causa é a ligação entre a haste e a ponta, devido a um desalinhamento na junção dos dois, sendo que quando a haste é submetida à rotação as peças funcionam como um conjunto rígido. A resistência à rotação é proporcional ao peso que atua sobre o contato ou seja à profundidade da investigação. O autor define essa resistência como um polinomial de grau 2, em função da carga vertical P , conforme demonstrado na Equação 2.5.

$$C_1 = M_{P1} p_1 * P^2 + M_{P2} * P \quad (2.5)$$

Onde:

C_1 = binário produzido pelo contato entr a haste e a ponta que depende da profundidade conforme a equação 2.7;

P = carga vertical (massa) kg;

$$M_{P1} = 0,0049 \text{ N.m / kg}^2;$$

$$M_{P2} = 0,0494 \text{ N.m / kg};$$

A massa considerada é a soma da massa cabeça do equipamento (2,5 kg) anexada acima da haste com a massa de cada haste anexada (1 kg). Calcula-se o P conforme a Equação 2.6 e o C_1 conforme Equação 2.7:

$$P = 25 + z \quad (2.6)$$

$$C_1 = M_{z1} * z^2 + M_{z2} * z + M_{z3} \quad (2.7)$$

$$M_{z1} = 0,0049 \text{ N.m}$$

$$M_{z2} = 0,0714 \text{ N}$$

$$M_{z3} = 0,154 \text{ N.m}$$

A segunda causa é observada em solos mais granulares com tamanho de grãos superiores a 50 mm. Quando a ponta encontra estas partículas, o caminho é desviado impondo à haste uma perfuração geometricamente não retilínea durante a execução dos ensaios. A própria flexibilidade da haste contribui para este processo durante o impacto. Lepetit (2000) informa que não há nenhum estudo para quantificar esse efeito.

A terceira causa é relativa à natureza do material seja por fluência, colapso, etc. São duas análises diferentes: um exemplo é a falsa resistência por atrito lateral causada por material granular. Atualmente, considera-se que a resistência à penetração é proporcional à profundidade, sendo o binário a que é submetido o conjunto de hastes para verificar e quantificar o acréscimo de resistência faz parte de um estudo desenvolvido por

Olivier (1996)¹ *apud* Lepetit (2000). O autor identifica uma resistência q_{ft} obtida em laboratório expressa conforme Equação 2.8:

$$q_{ft} = M_k * (C_m - C_1) \quad (2.8)$$

Onde:

M_k = Fator de torque que equivale à $0,323 * 10^6$;

C_m = Binário medido no local;

C_1 = binário produzido pelo contato entre a haste e a ponta que depende da profundidade conforme a equação 2.8.

Ao final da análise, determina-se a correção de q_d conforme Equação 2.9:

$$q_{d \text{ corrigido}} = q_d - q_{ft} \quad (2.9)$$

De uma maneira geral, Olivier (1996)¹ *apud* Lepetit (2000) descreve que quando o atrito é muito é difícil de quantificar. Através dos estudos de laboratório para uma profundidade de 2 metros, Olivier (1996)¹ *apud* Lepetit (2000) definiu valores para os parâmetros de avaliação do torque verificado durante os ensaios (Quadro 2.1).

Quadro 2.1 – Correspondência entre atrito dinâmico e resistência. (Modificado de LEPETIT, 2000).

Fricção	Critério	Considerações	validade	
			C (N.m)	q_{ft} estimado (MPa)
Não considerar atrito	0	Livre rotação da série de hastes	Atrito desprezível	
Baixa atrito	1	As hastes são facilmente rotacionadas com as mãos	0,65	0,23
Médio atrito	2	As hastes são rotacionadas com dificuldade	Fricção média	
Considerável atrito	3	As hastes não podem ser rotacionadas com as mãos	1,3	0,46
Importante atrito	4	As hastes não podem ser rotacionadas com as mão e o ensaio é interrompido	Atrito considerável	

¹OLIVIER, C. *Analyse des frottements latéraux des pénétromètres dynamiques mémoire d'ingénieur CUST*, Clermont – Ferrand, 1996, 108p.

Para a profundidade de 2 m são inseridas 4 hastes de 50 cm que deverão ser rotacionadas manualmente a 360°. O autor indica que a haste deve ser rotacionada com as duas chaves que compõem parte do equipamento.

Diversos trabalhos têm sido desenvolvidos com o PANDA dentre outros objetivos, para estabelecer critérios que validem os resultados determinados em solos brasileiros. Muitos são produto de correlações com os resultados de outros penetrômetros com aplicações bastante conhecidas para estabelecimento de parâmetro que defina a avaliação da resistência determinada pelo PANDA (CAMAPUM *et al.*, 2006; OLIVEIRA, 2007; GUEDES, 2008; ARAÚJO, 2009).

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

Para realização desta pesquisa foram selecionados quatro trechos experimentais, sendo dois em Aparecida de Goiânia-GO e dois em Goiânia-GO. No entanto, neste trabalho, os trechos de Aparecida de Goiânia foram considerados como um trecho único, pois mesmo tendo originado duas dissertações distintas, os subtrechos avaliados foram executados na mesma via, sendo um continuação do outro. A descrição completa dos trechos experimentais foi apresentada no Capítulo 2. A partir deste capítulo, os trechos são identificados da seguinte forma:

Trecho 1: pista experimental localizada rua Amélia Rosa, em Goiânia-GO, implantada por Luz (2008) e Araújo (2008);

Trecho 2: pista experimental situada na Av. Brasília em Aparecida de Goiânia-GO, implantada por Metogo (2010) e Cunha (2010);

Trecho 3: pista experimental do CEASA, em Goiânia-GO, implantada por Oliveira (2007).

Os ensaios de campo foram executados em duas etapas distintas, sendo a primeira realizada no período de seca (junho de 2011) a segunda no período de chuva (novembro de 2011). Foram realizadas coletas de amostras em todas as camadas de base e sub-base e no subleito dos pavimentos para determinação do teor de umidade, e realizados ensaios de campo com quatro equipamentos distintos: viga Benkelman, prova de carga sobre placa, *Dynamic Cone Penetrometer (DCP)* e *Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assisté par Ordinator (PANDA)*. No caso dos penetrômetros, foram feitas correlações entre os equipamentos PANDA (2cm²) x DCP, PANDA (4cm²) x DCP e correlações entre PANDA (2cm²) x PANDA (4 cm²), todos estes ensaios foram realizados para verificar o comportamento dos materiais alternativos empregados e avaliar se estes podem ser empregados na pavimentação.

A seguir, apresenta-se o detalhamento de cada etapa desenvolvida na pesquisa.

3.1 COLETA DE AMOSTRAS E DETERMINAÇÃO DA UMIDADE

Em todos os trechos experimentais de pavimento foram realizadas as coletas de amostras de materiais de base, sub-base em subleito separadamente em três estacas por subtrecho, sendo uma na borda esquerda, uma na borda direita e outra no eixo. Esta sequência foi adotada para todos os ensaios de campo, garantindo-se sempre a coleta de amostras nas estacas onde foram feitos os ensaios de campo. A coleta de amostras deformadas de solo em cada camada foi realizada para verificação da umidade do material. As amostras referentes à primeira etapa de ensaios foram levadas para o Laboratório de Solos da Pontifícia Universidade Católica do Estado de Goiás (PUC-GO) e as amostras coletadas na segunda etapa foram levadas para o laboratório do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás (IFG). Ressalta-se que o Laboratório de Solos da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás (EEC/UFG) estava em reforma e por isso os ensaios não puderam ser realizados nesse local.

Para a determinação da umidade média dos materiais que compõem as camadas estruturais do pavimento, foram coletadas amostras conforme especificação Técnica do ME 213 (DNER, 1994a). Inicialmente, foram feitos os ensaios de DCP e PANDA. Para aproveitar o local onde foi retirado o revestimento asfáltico, nas aberturas já existentes foram realizadas sondagens a trado. Em seguida, foram coletadas amostras de base (nos trechos 1, 2 e 3) e sub-base (nos trechos 1 e 3) e subleito (nos trechos 1, 2 e 3). Essas amostras foram armazenadas em recipientes vedados e acondicionadas em caixa térmica para manter a umidade. Ao fim do dia, elas foram levadas para o laboratório, onde foram colocadas nas cápsulas devidamente pesadas e identificadas, e feita a determinação por meio de secagem em estufa a 110 °C.

3.2 ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo foram realizados com quatro tipos de equipamentos: viga Benkelman, prova de carga, *Dynamic Cone Penetrometer* (DCP) e *Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assisté par Ordinatur* (PANDA).

Para os ensaios de viga Benkelman e prova de carga foi utilizado um caminhão padronizado com pressão de 5,6 kgf/cm² (80 lb/pol²) e carga de 8,2 tf no eixo traseiro simples com rodas duplas, conforme Figura 3.1. Ele foi carregado em uma pedreira localizada na região

metropolitana de Goiânia-GO e pesado. No caso da viga Benkelman, as estacas onde foram realizados os ensaios de campo foram demarcadas segundo a indicação feita nas pesquisas anteriores, como mostra a Figura 3.2, seguindo a especificação de distância nas bordas para realização dos ensaios. Para os ensaios de prova de carga sobre placa, DCO e PANDA, em todos os trechos experimentais de pavimento foram realizados ensaios em três estacas por subtrecho, sendo um na borda esquerda, um na borda direita e um no eixo, sempre observando a distância mínima de 30 cm entre os ensaios.

Figura 3.1 – Caminhão utilizado nos ensaio de Viga Benkelman e Prova de Carga: (a) Vista geral; (b) Controle de pesagem; (c) Pesagem.



Figura 3.2 – Demarcação das estacas sobre o revestimento.



3.2.1 Viga Benkelman

Para verificar a qualidade estrutural das camadas dos pavimentos estudados e determinar as bacias de deflexão, foram realizados ensaios com a viga Benkelman (Figura 3.3) conforme ME 061 (DNER,1994b). O ensaio foi realizado conforme ME 061 (DNER,1994b) com carregamento quase estático por meio de um caminhão padronizado para este tipo de

levantamento. Os pontos definidos para as medidas de deflexões foram marcados a uma distância prefixada da borda do revestimento e distanciados de 20 em 20 metros. As leituras foram feitas na posição das trilhas de rodas externas tanto na borda esquerda quanto na direita a cada 25 cm até atingir a distância de 200 cm.

Figura 3.3 – Ensaio de Viga Benkelman (Trecho 2): (a) Ensaio em andamento; (b) Detalhe do equipamento.



Como o estudo trata de pavimentos já existentes, o ensaio foi feito apenas sobre o revestimento asfáltico. Os dados obtidos nos ensaios permitiram a determinação dos valores de deflexão máxima e do raio de curvatura, que tornam possível realizar uma avaliação estrutural do pavimento. No total, foram realizados 280 ensaios nos três trechos experimentais, sendo 140 no período de seca e 140 no período chuvoso.

Em todos os ensaios de viga Benkelman realizados, foi determinada a temperatura superficial do revestimento com um termômetro infravermelho. Quando esta temperatura era diferente de 25°C, foi realizada correção nos valores dos deflexões conforme recomendado pela norma IP-DE-P00/003 (DER/SP, 2006).

3.2.2 Prova de carga sobre placa

Os ensaios foram realizados com 7 (sete) estágios de carregamentos com duração de 5 minutos cada, observando o tempo de 3 minutos para a estabilização dos extensômetros que seria o ponto de partida inicial do ensaio. O descarregamento foi feito logo após o último estágio de carregamento com intervalos de carga maiores, mas também com tempo de

estabilização de 5 minutos. Para a realização deste ensaio não foi seguida nenhuma especificação normativa, pois não há norma brasileira específica para a realização desse ensaio em pavimentos asfálticos. Os ensaios foram realizados sobre a camada de revestimento. A Figura 3.4 mostra a execução da prova de carga sobre a camada de revestimento, sempre observando a distância de 90 cm a partir da borda do pavimento. Nas Tabelas 3.1 a 3.3 tem-se a localização das estacas onde os ensaios de prova de carga foram realizados.

Figura 3.4 – Ensaio de Prova de Carga sobre placa: (a) Detalhe dos extensômetros; (b) Ensaio em andamento; (c) Montagem do ensaio.

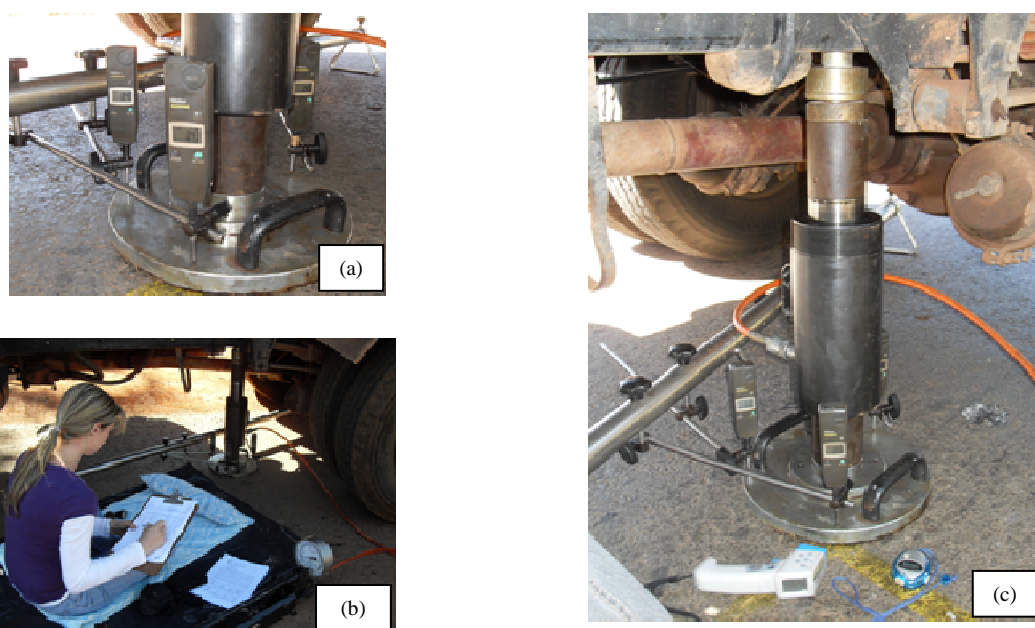


Tabela 3.1 – Localização dos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 1.

Trecho	Subtrecho	Estaca	Local
1	solo - FG	0+10	BE
		1+10	EIXO
		2+10	BD
	solo - FG - cal	3+10	BE
		4+10	EIXO
		5+10	BD
	solo - cal	6+10	BE
		7+10	EIXO
		8+10	BD
	solo - expurgo	9+10	BE
		10+10	EIXO
11+10		BD	

Tabela 3.1 – (continuação).

Trecho	Subtrecho	Estaca	Local
1	solo - brita	12+10	BE
		13+10	EIXO
		14+10	BD
	cascalho	15+10	BE
		16+10	EIXO
		17+10	BD
	solo - brita	12+10	BE
		13+10	EIXO
		14+10	BD
	cascalho	15+10	BE
		16+10	EIXO
		17+10	BD

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda, FG = fosfocesso.

Tabela 3.2 – Localização dos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 2.

Trecho	Subtrecho	Estaca	Local
2	solo - filer micaxisto	01	BD
		02	EIXO
		03	BE
	solo - brita	07	BD
		08	EIXO
		09	BE
	cascalho	17	BD
		18	EIXO
		19	BE
	solo - pó de micaxisto	27	BD
		28	EIXO
		29	BE

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda.

Tabela 3.3 – Localização dos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 3

Trecho	Subtrecho	Estaca	Local
3	solo - RCD	03	EIXO
		04	BD
		02	BE

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda, RCD = resíduo da construção e demolição

Nesse ensaio foram determinadas para cada estaca a média dos deflexões com bases nas leituras feitas nos três extensômetros digitais utilizados e em seguida foram obtidas as curvas tensão x deformação para cada estaca. Depois, foram determinados os deflexões máximos ($D_{máx}$), os deflexões correspondentes a uma pressão de 560 kPa (D_{560kPa}), por esta ser a pressão padrão de inflação dos pneus considerada nos métodos tradicionais de dimensionamento de pavimentos, e o coeficiente de reação da placa (K_{placa}).

3.2.3 Dynamic Cone Penetrometer (DCP)

Os ensaios com o DCP foram realizados com o cone de 60° em três estacas em cada subtrecho, sendo que todo o comprimento de 80 cm da haste penetrou na estrutura do pavimento. Ao final de cada ensaio, para a retirada da haste foi necessário a utilização de um suporte onde coloca-se uma talha com capacidade de até 500 kg. Esta é conectada a um parafuso rosqueado no DCP após a retirada da parte superior da haste que permite a realização de braço de alavanca mecânico através da talha, possibilitando a retirada do equipamento sem grandes esforço físico (Figura 3.5).

Figura 3.5 – *Dynamic Cone Penetrometer (DCP)*: (a) Partes do equipamento e suporte para extração; (b) Retirada do equipamento com o uso da talha.



Na segunda etapa de ensaios, o equipamento sofreu alterações devido à quebra de uma peça que foi substituída pela empresa fabricante, mas a mesma não veio compatível com a peça original. Portanto, durante a realização dos ensaios nessa etapa, a profundidade máxima atingida foi de 50 cm. Optou-se pela realização dos ensaios mesmo com essa limitação, pois não haveria tempo hábil para aguardar novo equipamento que foi solicitado pela Universidade. Ao todo foram realizados 66 ensaios de DCP, sendo 33 no período de seca e 33 no período chuvoso.

O tratamento dos dados consistiu no traçado de gráficos que relacionam número de golpes com profundidade e posterior cálculo do índice de penetração (DN). Em seguida foram

traçados os diagramas estruturais que definem os valores de DN médio para cada camada e suas respectivas espessuras.

Além disso, foram estimados valores de *California Bearing Ratio (CBR)* de campo em função de DN com base em correlações apresentadas na literatura para os materiais estudados nesta pesquisa, conforme apresentado na Tabela 3.4. Quando não foi encontrada correlação específica para o material, utilizou-se uma mais geral.

Tabela 3.4 – Correlações entre DN e CBR utilizadas.

Autor	Local	Solo indicado pela fonte	Usado nesta pesquisa para	Equação
Berti (2005)	Brasil Campo da UNICAMP/ Campinas	Solos Lateríticos (LA'-LG')	Solos dos subleitos	$Log(CBR) = 2,010 - 1,010 * Log(DN)$
Berti (2005)*	Brasil Campo da UNICAMP/ Campinas	Solos Lateríticos (LA'-LG')	Solos dos subleitos	$Log(CBR) = 2,55 - 1,260 * Log(DN)$
Cardoso; Trichês (1998)	Brasil/ Santa Catarina	Todos os dados (CBR sem imersão)	Todos os materiais	$Log(CBR) = 512,64 * (DN)^{-1,25}$
Cardoso; Trichês (1998)*	Brasil/ Santa Catarina	A-7-6 (CBR sem imersão)	Solos do Subleito do Trecho 1	$Log(CBR) = 828,46 * (DN)^{-1,38}$
Cardoso; Trichês (1998)**	Brasil/ Santa Catarina	A-4 (CBR sem imersão)	Solos do Subleito	$Log(CBR) = 748,65 * (DN)^{-1,44}$
Webster <i>et al.</i> (1992)	EUA/Corpo de Eng. do Exército dos EUA	Materiais coesivos e granulares	Solos dos subleitos e Base e Sub-base de cascalho	$Log(CBR) = 2,465 - 1,12 * Log(DN)$
Fontes (2001)	Brasil/ Santa Catarina	Investigação de vias não pavimentadas	Residual de Granito – horizonte C	$Log(CBR) = 467,20 * (DN)^{-1,41}$
Harison (1987)	Indonésia/ Austrália	Para todos os tipos de solos	Solos dos subleitos e Base e Sub-base de cascalho	$Log(CBR) = 2,81 - 1,32 * Log(DN)$
Harison (1987)*	Indonésia/ Austrália	Solos Pedregulhosos	Cascalho	$Log(CBR) = 2,55 - 1,14 * Log(DN)$

Tabela 3.4 – continuação.

Autor	Local	Solo indicado pela fonte	Usado nesta pesquisa para	Equação
Harison (1987)**	Indonésia/ Austrália	Solos Argilosos com DN > 10 (mm/golpe)	Todos os solos	$Log(CBR) = 2,56 - 1,16 * Log(DN)$
Harison (1987)***	Indonésia/ Austrália	Solos granulares com DN < 10 (mm/golpe)	Todos os solos	$Log(CBR) = 2,70 - 1,12 * Log(DN)$
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	Sri Lanka/Índia	Cascalho, areia e solo fino.	Solos dos subleitos e Base e Sub-base de cascalho	$Log(CBR) = 1,671 - 0,577 * Log(DN)$
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	Sri Lanka/Índia	Cascalho, Areia e solo fino	Solos dos subleitos e Base e Sub-base de cascalho	$Log(CBR) = 1,966 - 1,966 * Log(DN)$
Kryckyj; Trichês (2000)	Brasil/Santa Catarina	Agregados reciclados da construção /sem imersão	RCD	$Log(CBR) = 121,02 * (DN)^{-0,659}$
Lima (2000)	Brasil/ Maringá	Solos Transicionais e lateríticos	Solos finos e cascalho	$Log(CBR) = 2,809 - 1,288 * Log(DN)$
Lima (2000)*	Brasil/ Maringá	Solos Transicionais e lateríticos	Solos finos e cascalho	$Log(CBR) = 2,647 - 1,30 * Log(DN)$
Livneh; Isahai (1988)	Israel	Granulares e coesivos/ cascalho, solo fino e areia	Solos finos e cascalho	$Log(CBR) = 2,56 - 1,16 * Log(DN)$
Livneh; Isahai (1992)	Israel	Materiais Coesivos e Granulares	Solos finos e cascalho	$Log(CBR) = 2,450 - 1,120 * Log(DN)$
Lopes <i>et al.</i> (2007)	Brasil / Goiás	Argila Pura	Solos dos subleitos	$Log(CBR) = 1,7444 * Log(DN) + 132,45$
Lopes <i>et al.</i> (2007)*	Brasil / Goiás	Cascalho	Cascalho	$Log(CBR) = -1,4799 * Log(DN) + 39,68$
Nogami; Villibor (1998)	Brasil	Solo de Comportamento Laterítico	Solos finos	$Log(MIniCBR) = 2,486 - 1,179 * Log(DN)$

Tabela 3.4 – continuação.

Autor	Local	Solo indicado pela fonte	Usado nesta pesquisa para	Equação
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	Brasil/São Paulo / Vale do Paraíba	Solo + Brita	Solo brita e solo expurgo	$\text{Log}(CBR) = 2,5185 - 0,8214 * \text{Log}(DN)$
Smith; Pratt (1983)	-	Subleitos	Subleitos	$\text{Log}(CBR) = 2,56 - 1,15 * \text{Log}(DN)$
Torres (2006)	Colômbia	Solos Tropicais	Solos finos	$\text{Log}(CBR) = 567,0 * (DN)^{-1,4}$

3.2.4 *Penetrometre Autonome Numerique Dynamique Assisté Par Ordinatur* (PANDA)

Para a execução dos ensaios utilizando o PANDA foram utilizadas as especificações técnicas da NF XP P 94–105 (AFNOR, 2000). Nas duas etapas de ensaios foram realizados ensaios com duas ponteiros distintas: de 2 cm² e 4 cm², com diâmetros de 15,9 mm e 22,2 mm respectivamente. Na literatura, observa-se que há a indicação para a utilização da ponteira de 2 cm² para avaliação estrutural do pavimento (GOURVÈS, R.e BARJOT, R., 1995). Então, optou-se nesta pesquisa por executar os ensaios com as duas ponteiros e correlacionar os resultados para avaliar a possibilidade de utilização da ponteira de 4 cm² para pavimentação, visto que com esta desconsidera-se o atrito lateral do solo. Ao todo foram realizados 132 ensaios com o PANDA (66 no período de seca e 66 no período chuvoso).

Figura 3.6 – Ensaio com o Equipamento PANDA.



Os dados de resistência de ponta (q_d) foram obtidos diretamente do microprocessador do equipamento e transferidos para o computador através do software PANDAWin. A partir daí, foram plotados os gráficos que relacionam resistência de ponta com a profundidade.

Para a análise de resultados, foi utilizado tratamento estatístico determinado por Chaigneau *et al.* (2000), que é aplicado para a determinação das camadas do solo estudado. Os resultados mostram que para vários tipos de material, mesmo com diferentes teores de umidade e densidade seca, o desvio padrão tem uma tendência linear com a média dos valores de q_d obtidos nos ensaios com o PANDA, sendo portanto o coeficiente de variação constante. Outros estudos mostram que a distribuição de frequência da resistência de ponta é lognormal (DEPLAGNE; BACCONNET, 1993). Nos artigos os autores explicam que a distribuição da resistência de ponta é lognormal e para a aplicação do controle estatístico de q_d a distribuição deve ser normal. Para os cálculos, primeiro determina-se o logaritmo neperiano dos valores de q_d , o desvio padrão de q_d (σ), o desvio padrão de $\ln(q_d)$ (S) e um coeficiente de variação ($CV = \sigma/\mu$) que é constante.

O coeficiente de variação definido através dos estudos de Chaigneau *et al.* (2000) é considerado um valor pequeno ($CV=0,18$). Durante a penetração são obtidos valores de resistência. Portanto, para os cálculos é obtida a média dos valores médios dos cinco primeiros dados $\ln(q_d)$, que define a primeira camada pelo método. O desvio padrão é calculado através da Equação 3.1 em seguida são calculados os limites superior e inferior através das Equações 3.2 e 3.3, que definem o intervalo de confiança de 99,9%.

$$S^2 = \ln(1 + CV^2) \quad (3.1)$$

Onde:

S = Desvio padrão de $\ln(q_d)$;

CV = Coeficiente de variação de q_d ; $CV = \sigma/\mu$;

σ = Desvio padrão de q_d

μ = Média de q_d ;

M = Média de $\ln(q_d)$.

$$\lim \sup = \overline{\ln(q_d)} + 3,5 \cdot S \quad (3.2)$$

$$\lim \sup = \overline{\ln(q_d)} - 3,5 \cdot S \quad (3.3)$$

A tolerância para os valores de $\ln(q_d)$ calculados pelas Equações 3.2 e 3.3 definem para a resistência contida neste intervalo uma associação à uma camada distinta; uma nova camada é definida assim que três valores consecutivos de $\ln(q_d)$ estiverem fora deste intervalo. O método evita problemas com “artefatos”. Então o processo é repetido para cada camada e assim sucessivamente até abranger todos os valores de $\ln(q_d)$. Com isso, determina-se as espessuras para cada camada e apresenta-se a estratigrafia do perfil do solo estudado.

Para cálculos da média (M) e desvio padrão (S) foram utilizadas as fórmulas definidas por Ang e Tang (1975) e adaptadas para o caso em questão como descrito em nas Equações 3.4 a 3.7.

$$M = \ln \left\{ \frac{E(q_d^2)}{\sqrt{\text{Var}(q_d) + E(q_d)^2}} \right\} \quad (3.4)$$

$$S = \sqrt{\ln \left\{ \frac{E(q_d^2)}{\sqrt{\text{Var}(q_d) + E(q_d)^2}} \right\}} \quad (3.5)$$

$$E(q_d) = e^{M+S^2/2} \quad (3.6)$$

$$\text{Var}(q_d) = e^{2M+S^2}(e^{S^2} - 1) \quad (3.7)$$

Nesta pesquisa, os resultados são apresentados contemplando os valores de resistência de ponta q_d obtidos em campo com o PANDA, o resultado da análise que utilizou o método estatístico para a determinação das camadas do pavimento, as médias de resistência de q_d considerando o perfil estrutural de projeto, a comparação dos resultados da média de q_d obtidos nos meses que foram definidos como estações de seca e chuva e a comparação entre os resultados obtidos com as duas ponteiros de 2 e 4 (cm²) utilizando as médias de q_d nas camadas de projeto.

Com os resultados obtidos foi possível correlacionar também os resultados de DCP com os resultados do PANDA para as duas ponteiros utilizadas.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados os resultados e as análises dos ensaios de campo que possibilitaram as avaliações estruturais das camadas dos pavimentos de todos os trechos. Os resultados apresentados compreendem os ensaios realizados em duas etapas distintas: junho de 2011 e novembro de 2011. Os dados obtidos também foram comparados com resultados determinados em pesquisas realizadas em anos anteriores nos mesmos trechos. Em laboratório, foram realizadas determinações de umidade de amostras extraídas de todas as camadas estruturais dos pavimentos e dos subleitos.

4.1 INTERFERÊNCIAS CLIMÁTICAS

Como os ensaios de campo foram realizados em dois períodos distintos, torna-se interessante apresentar informações sobre os dados climáticos referentes ao período de análise. Essas informações podem ser necessárias para explicar algum comportamento observado para os trechos nos ensaios de campo. Inicialmente, são apresentados os índices pluviométricos medidos na região de estudo, bem como os valores dos teores de umidade obtidos para amostras de materiais de base, sub-base e subleito retiradas dos trechos. Além disso, durante a realização dos ensaios de viga Benkelman e prova de carga sobre placa, foram determinadas também as temperaturas do ar e na superfície do revestimento.

4.1.1 Dados pluviométricos

Foram solicitados os dados pluviométricos no Instituto de Meteorologia (INMET), 10º Distrito de Meteorologia de Goiânia (Estação 83423, Localização: Latitude 16° 40'00" S; Longitude 49° 15'00" W; Altitude 741,48 m). Na Tabela 4.1, estão apresentados os dados diários referentes a junho de 2011 e novembro de 2011. Na Tabela 4.2 estão apresentados os dados de precipitação mensal dos meses de janeiro de 2010 a dezembro de 2011.

Tabela 4.1 – Dados pluviométricos diários da região metropolitana de Goiânia para os meses de junho de 2011 e novembro de 2011.

Mês	Junho/2011	Novembro/2011
Dias	Valor (mm/m²)	Valor (mm/m²)
1	0,0	0,0
2	0,0	0,0
3	0,0	43,0
4	5,9	0,0
5	0,0	0,0
6	0,0	0,0
7	0,0	0,0
8	0,0	8,6
9	0,0	0,7
10	15,1	0,4
11	0,2	0,0
12	0,0	5,1
13	0,0	0,0
14	0,0	0,8
15	0,0	33,1
16	0,0	0,2
17	0,0	0,0
18	0,0	0,0
19	0,0	0,0
20	0,0	0,0
21	0,0	0,0
22	0,0	15,0
23	0,0	6,3
24	0,0	10,5
25	0,0	15,0
26	0,0	43,0
27	0,0	43,0
28	0,0	1,7
29	0,0	23,0
30	0,0	29,0
Total (mm)/m²	21,2	278,4

Tabela 4.2 – Dados pluviométricos mensais da região metropolitana de Goiânia de janeiro de 2010 a dezembro de 2011.

Ano	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Mai	Jun.	Jul.	Ago.	Set.	Out.	Nov.	Dez.
2010	98,3	208,0	190,4	188,4	0,0	-	0,0	0,0	16,9	107,9	281,9	449,8
2011	287,8	240,4	367,1	62,3	0,0	21,2	0,0	0,0	1,2	310,5	278,4	292,8

Com os dados apresentados, observa-se que a partir de novembro de 2010 até março de 2011 os índices pluviométricos medidos na região foram elevados. Como a primeira etapa de ensaios de campo deste trabalho foi realizada em junho de 2011, mesmo este se tratando de um período de pouca chuva, os valores observados nos meses anteriores devem ser considerados nas análises dos ensaios de campo. Já na segunda etapa realizada em novembro de 2011, observa-se que entre junho e setembro pouco choveu na região, mas a partir do mês de outubro de 2011 já foram medidos elevados valores de índice pluviométrico.

4.1.2 Determinação do teor de umidade

A seguir, são apresentados os valores de teor de umidade determinados em laboratório com amostras deformadas retiradas das camadas de base, sub-base e do subleito dos trechos experimentais.

4.1.2.1 Trecho 1

O controle de umidade foi realizado nas duas etapas de ensaios nos meses de seca e chuva no Trecho 1, para as camadas de base, sub-base e subleito. Na Tabela 4.3, estão os resultados das variações observadas em junho de 2011 e novembro de 2011.

Tabela 4.3 – Resultados de umidade das amostras de base, sub-base e subleito, nos meses de junho de 2011 e novembro de 2011 para o Trecho 1.

Subtrecho	Estaca	Borda	Junho/2011			Novembro/2011		
			W _{subleito} (%)	W _{sub-base} (%)	W _{base} (%)	W _{subleito} (%)	W _{sub-base} (%)	W _{base} (%)
Solo + Fíler de micaxisto	01+00	BE	10,61	10,00	10,02	12,92	14,78	12,02
	02+00	EIXO	12,16	10,89	9,79	13,31	12,60	14,46
	03+00	BD	12,74	13,69	15,27	14,47	13,53	12,56
Média			11,84	11,53	11,69	13,57	13,64	13,01
Solo + Brita	07+00	BE	10,01	11,38	9,60	10,45	12,55	10,12
	08+00	EIXO	10,01	11,00	10,11	12,24	10,75	11,67
	09+00	BD	10,02	10,18	12,99	10,86	12,17	12,80
Média			10,01	10,85	10,90	11,18	11,82	11,53
Cascalho Laterítico	17+00	BE	6,93	7,09	6,32	10,04	10,45	8,88
	18+00	EIXO	10,41	7,68	7,81	7,99	8,41	7,90
	19+00	BD	8,07	7,13	6,08	8,87	9,44	8,15
Média			8,47	7,30	6,74	8,97	9,43	8,31
Solo + Pó de micaxisto	27+00	BE	8,03	9,02	10,52	10,41	11,66	11,89
	28+00	EIXO	7,29	9,79	11,43	10,21	11,41	12,85
	29+00	BD	8,63	9,12	10,57	13,22	11,94	13,20
Média			7,98	9,31	10,84	11,28	11,67	12,65

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda, w = teor de umidade.

Para o subleito do Trecho 1, observa-se que o teor de umidade variou entre 6,93% e 12,74% no mês de junho/2011 e 7,99% e 14,78% no mês de novembro/2012, o que demonstra que ocorre alteração da umidade do subleito no período chuvoso. Os subtrechos em que o material do subleito se mostrou mais suscetível à ação da água foram os localizados entre as estacas 01+00 e 03+00 (solo+fíler micaxisto) e 27+00 e 29+00 (solo+pó de micaxisto). Em termos de sub-base e base podem ser feitas as mesmas observações. Esse fato pode ser explicado pelos seguintes motivos:

- Como não existe sistema de drenagem na pista, toda água da chuva escoava sobre o pavimento da estaca 01+00 para a 29+00, com leve caimento para a borda direita;
- Com isso, os subtrechos executados com material mais fino em suas camadas de base e sub-base apresentaram valores mais elevados de umidade e maior variação desse parâmetro entre a estação seca e a estação chuvosa.

Comparando os valores médios de teor de umidade obtidos em campo após cinco anos de funcionamento com os teores ótimos definidos durante a execução da pista (Tabela 4.4), verifica-se que em todos os subtrechos, mesmo no período de chuva, os teores de umidade estão abaixo do teor ótimo. Sendo assim, na avaliação estrutural não seria esperado algum tipo de problema devido à variações do teor de umidade.

Tabela 4.4 – Comparação dos valores médios de umidade obtidos com a umidade ótima para o Trecho 2.

Subtrecho	Camada	w_{ot} (%) Luz (2008); Araújo (2008)	Junho/2011	Novembro/2011
			$w_{média}$ (%)	$w_{média}$ (%)
Solo + Fíler de micaxisto	Sub-base	14,8%	11,53	13,64
	Base	16,5%	11,69	13,01
Solo + Brita	Sub-base	16,7%	10,85	11,82
	Base	16,7%	10,90	11,53
Cascalho Laterítico	Sub-base	10,5%	7,30	9,43
	Base	10,5%	6,74	8,31
Solo + Pó de micaxisto	Sub-base	14,5%	9,31	11,67
	Base	14,0%	10,84	12,65

4.1.2.2 Trecho 2

O controle de umidade foi realizado nas duas etapas de ensaios nos meses de seca e chuva no Trecho 2, para as camadas de base e subleito. Na Tabela 4.5, estão os resultados das variações observadas em junho de 2011 e novembro de 2011.

No caso das amostras constituídas de fosfogesso, deve-se ressaltar as diferenças que existem na determinação do teor de umidade em função da temperatura da estufa. Conforme apresentado por Ortiz (1997), verifica-se que ocorre mudança do tipo do fosfogesso (alteração química) quando levado a temperaturas superiores a 70 °C. Nos procedimentos convencionais de determinação da umidade, quando existe a presença de fosfogesso, não ocorre a estabilização da massa e temperaturas maiores geram valores maiores de umidade, justificada pela desidratação do fosfogesso di-hidratado e alteração da estrutura pela evaporação da água molecular. Nesta pesquisa, as umidades foram determinadas na estufa com temperatura de

105°C, mas foram corrigidas conforme correlações definidas nos trabalhos de Matos (2011) para a mistura de 80% de solo com 20% de fosfogesso e Curado e Rezende (2011) para a mistura de 80% de solo, 11% de fosfogesso e 9% de cal, conforme mostrado nas Equações 4.1 e 4.2, respectivamente:

$$w_{70^{\circ}C} = 0,9534 \times w_{105^{\circ}C} - 3,1076 \quad (4.1)$$

$$w_{70^{\circ}C} = 0,7000 \times w_{105^{\circ}C} + 3,4600 \quad (4.2)$$

Onde:

$w_{70^{\circ}C}$ = teor de umidade determinado na estufa com temperatura de 70°C;

$w_{105^{\circ}C}$ = teor de umidade determinado na estufa com temperatura de 105°C.

Além disso, no caso do Trecho 2, como entre a última etapa de ensaios realizada por Metogo (2010) e Cunha (2011) e a primeira etapa desta pesquisa foram executadas restaurações de algumas partes da via devido à infiltração de água pelos poços de visita do sistema de drenagem e nos encontros com algumas bocas de lobo, houve necessidade de realizar um mapeamento dessas áreas, conforme croqui e fotos apresentadas no Apêndice B do Volume 2, na tentativa de verificar a interferência desse fato nas análises dos resultados obtidos em campo. Nessa avaliação, observa-se que:

- Devido à topografia do local, o escoamento da água pluvial é maior na borda direita da via. Inclusive, Cunha (2011) relatou que antes da pavimentação já existiam processos erosivos nesse lado da pista. Em junho/2011, observou-se que a partir da estaca 3, numa área de 48,8 m x 0,6 m (extensão x largura), já havia sido realizada algum tipo de restauração. Situação semelhante foi observada próximo à estaca 11+10, com uma área de 24,8 m x 1,0 m de recomposição. No entanto, não se sabe até que profundidade esse serviço foi executado;
- Já as restaurações de áreas próximas aos poços de visitas situados no eixo da via, foram executadas nos seguintes locais: próximo à estaca 3 (9,0 m x 0,6 m), na estaca 8 (8,0 m x 1,5 m), próximo à estaca 11+10 (3,8 x 2,0 m), estaca 15 +10 (2,1 x 1,2 m) e estaca 17+10 (1,5 m x 0,8 m; 2,1 x 1,2 m).

Na Tabela 4.5, para o subleito do Trecho 2, observa-se que o teor de umidade variou entre 7,85% e 21,67% no mês de junho/2011 e 10,09% e 17,98% no mês de novembro/2012. Na maioria dos casos, foi observado aumento do teor de umidade do subleito no período chuvoso. No entanto, nas estacas 3+10, 5+10, 6+10 e 11+10, ocorreu o contrário do esperado. Os subtrechos em que o material do subleito se mostrou mais suscetível à ação da água foram os localizados entre as estacas 0+10 e 2+10 (solo+fosfogesso), 9+10 e 11+10 (solo+expurgo) e 15+10 e 17+10 (cascalho).

Tabela 4.5 – Resultados de umidade das amostras de base, sub-base e subleito, nos meses de junho de 2011 e novembro de 2011 para o Trecho 2.

Subtrecho	Estaca	Borda	Junho/2011		Novembro/2011	
			W _{subleito} (%)	W _{base} (%)	W _{subleito} (%)	W _{base} (%)
Solo + FG	0+10	BE	14,70	12,74	17,98	12,94
	1+10	EIXO	10,65	13,57	11,25	11,35
	2+10	BD	11,24	12,31	17,84	12,43
<i>Média</i>			12,20	12,87	15,69	12,24
Solo + FG + Cal	3+10	BE	21,67	11,32	14,16	15,64
	4+10	EIXO	13,89	16,28	15,06	16,38
	5+10	BD	17,51	18,20	14,67	15,84
<i>Média</i>			17,69	15,27	14,63	15,95
Solo + Cal	6+10	BE	16,19	16,18	12,80	14,38
	7+10	EIXO	11,55	14,36	12,80	14,38
	8+10	BD	11,93	12,99	12,53	13,77
<i>Média</i>			13,22	14,51	12,71	14,18
Solo + Expurgo	9+10	BE	8,05	11,60	15,32	15,79
	10+10	EIXO	11,44	11,63	15,43	14,50
	11+10	BD	12,43	8,76	10,09	9,67
<i>Média</i>			10,64	10,66	13,61	13,32
Solo + Brita	12+10	BE	12,44	8,22	14,12	10,15
	13+10	EIXO	10,91	9,15	13,78	21,98
	14+10	BD	10,66	10,07	12,30	7,70
<i>Média</i>			11,34	9,15	13,40	13,28
Cascalho	15+10	BE	10,12	9,81	13,70	11,48
	16+10	EIXO	7,85	9,74	14,01	12,38
	17+10	BD	10,01	9,79	14,27	12,28
<i>Média</i>			9,33	9,78	13,99	12,05

Obs.: FG = fosfogesso, BD = borda direita, BE = borda esquerda, w = teor de umidade.

Para o caso das bases, observa-se que aquelas executadas com solo estabilizado quimicamente com fosfogesso ou com cal, os teores de umidade determinados foram praticamente constantes de um período para o outro, mostrando a estabilidade desses materiais em diferentes estações do ano. Já nos subtrechos executados com solo+expurgo, solo+brita e cascalho, houve aumento da umidade no período chuvoso. Esse fato não necessariamente está vinculado ao comportamento desses materiais, já que durante os ensaios no mês de junho de

2011, observou-se que em alguns pontos da via houve reconstrução da estrutura devido ao rompimento de alguns poços de visita (Estacas 11+10, 15+10 e 17+10).

Ao comparar os valores médios de umidade obtidos em 2011 com os teores ótimos utilizados na época da construção (Tabela 4.6), tem-se que todos os materiais estão com umidade abaixo da umidade ótima.

Tabela 4.6 – Comparação dos valores médios de umidade obtidos com a umidade ótima para o Trecho 2.

Subtrecho	Camada	w _{ot} (%) Metogo (2010); Cunha (2011)	Junho/2011	Novembro/2011
			w _{média} (%)	w _{média} (%)
Solo + FG	Subleito	22,0%	12,20	15,69
	Base	21,0%	19,58	16,10
Solo + FG + Cal	Subleito	22,0%	17,69	14,63
	Base	20,4%	16,92	17,90
Solo + Cal	Subleito	22,0%	13,22	12,71
	Base	25,8%	14,51	14,18
Solo + Expurgo	Subleito	22,0%	10,64	13,61
	Base	22,0%	10,66	13,32
Solo + Brita	Subleito	22,0%	11,34	13,40
	Base	22,0%	9,15	13,28
Cascalho	Subleito	22,0%	9,33	13,99
	Base	11,1%	9,78	12,05

4.1.2.3 Trecho 3

O controle de umidade foi realizado nas duas etapas de ensaios nos meses de seca e chuva no Trecho 3, para as camadas de base e subleito. Na Tabela 4.7, estão os resultados das variações observadas em junho de 2011 e novembro de 2011.

Para o subleito, verifica-se que o teor de umidade variou entre 14,81% e 17,13% nos dois períodos avaliados. No entanto, em termos de média, essa variação foi pequena, mostrando que durante o período chuvoso, não houve influência da água no subleito. Já na sub-base e na base foi registrado aumento no teor de umidade do RCD no período chuvoso. Sendo assim, mesmo com sistema de drenagem superficial (meio-fio e sarjeta) existente na via desde sua construção e a não existência de trincas no revestimento, observou-se influência da ação da água até a camada de sub-base. Essa interferência pode ser explicada pelo fato de que nas laterais da via não existem calçadas revestidas.

Tabela 4.7 – Resultados de umidade das amostras de base, sub-base e subleito, dos meses de junho de 2011 e novembro de 2011 para o Trecho 3.

Material	Estaca	Borda	Junho/2011			Novembro/2011		
			W _{subleito} (%)	W _{sub-base} (%)	W _{base} (%)	W _{subleito} (%)	W _{sub-base} (%)	W _{base} (%)
RCD	4+15	BE	16,40	12,09	11,27	16,99	14,77	11,92
	3+00	EIXO	16,54	13,36	12,08	17,13	17,77	11,07
	4+00	BD	16,62	13,36	12,08	14,81	15,93	18,13
<i>Média</i>			16,52	12,94	11,81	16,31	16,16	13,71

Obs.: RCD = resíduo da construção e demolição, BD = borda direita, BE = borda esquerda, w = teor de umidade.

Na Tabela 4.8 são comparados os valores de umidade média obtida nos períodos com a umidade ótima definida em projeto. Observa-se que no subleito e na base, as umidades determinadas estão abaixo da umidade ótima. Já na sub-base, em junho/2011 a umidade de campo estava próxima da umidade ótima e em novembro estava acima.

Tabela 4.8 – Comparação dos valores médios de umidade obtidos com a umidade ótima para o Trecho 3.

Subtrecho	Camada	w _{ot} (%) Oliveira (2007)	Junho/2011	Novembro/2011
			w _{média} (%)	w _{média} (%)
RCD	Subleito	20,60	16,52	16,31
	Sub-base	12,30	12,94	16,16
	Base	14,50	11,81	13,71

Obs.: RCD = resíduo da construção e demolição

4.1.3 Temperaturas

Nas Tabelas 4.9 a 4.11 são apresentados os valores médios das temperaturas do ar e superficial do revestimento obtidas com o termômetro infravermelho durante a realização do ensaio de viga Benkelman nas seguintes datas: entre 18 e 19/06/2011 e entre 20 e 21/11/2011.

Esses valores foram considerados na correção das deflexões conforme recomendação do DER/SP (2006). No caso dos Trechos 1 e 3, o revestimento é concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), enquanto que no Trecho 2 é pré-misturado a frio (PMF).

Tabela 4.9 – Valores médios de temperatura do ar e da superfície do revestimento obtidos para o Trecho 1.

Subtrecho	Junho/2011				Novembro/2011			
	Borda esquerda		Borda direita		Borda esquerda		Borda direita	
	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)
Solo + Filer de micaxisto	28	21	36	21	33	18	45	18
Solo + Brita	25	21	36	21	31	18	44	18

Tabela 4.9 – continuação.

Subtrecho	Junho/2011				Novembro/2011			
	Borda esquerda		Borda direita		Borda esquerda		Borda direita	
	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)
Cascalho Laterítico	22	21	33	21	35	18	36	18
Solo + Pó de micaxisto	23	21	33	21	39	18	36	18
<i>Média</i>	<i>24</i>	<i>21</i>	<i>35</i>	<i>21</i>	<i>34</i>	<i>18</i>	<i>40</i>	<i>18</i>

Tabela 4.10 – Valores médios de temperatura do ar e da superfície do revestimento obtidos para o Trecho 2.

Subtrecho	Junho/2011				Novembro/2011			
	Borda esquerda		Borda direita		Borda esquerda		Borda direita	
	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)
Solo + FG	35	25	35	25	40	22	51	22
Solo + FG + Cal	35	25	41	25	48	22	54	22
Solo + Cal	42	25	41	25	43	22	49	22
Solo + Expurgo	36	25	38	25	44	22	50	22
Solo + Brita	33	25	40	25	49	22	51	22
Cascalho	33	25	41	25	36	22	47	22
<i>Média</i>	<i>36</i>	<i>25</i>	<i>39</i>	<i>25</i>	<i>43</i>	<i>22</i>	<i>50</i>	<i>22</i>

Obs.: FG = fosfogesso

Tabela 4.11 – Valores médios de temperatura do ar e da superfície do revestimento obtidos para o Trecho 3.

Subtrecho	Junho/2011				Novembro/2011			
	Borda esquerda		Borda direita		Borda esquerda		Borda direita	
	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)	T _{rev} (°C)	T _{ar} (°C)
RCD	35	21	36	21	48	18	48	18

Obs.: RCD = resíduo da construção e demolição

4.2 ENSAIOS DE CAMPO

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de campo realizados nos três trechos experimentais que foram objeto de estudo desta pesquisa.

4.2.1 Viga Benkelman

Os gráficos referentes às análises com as bacias de deflexões por subtrecho, constando todas as estacas para todos os trechos estão apresentadas no Apêndice B do Volume 2. Neste item, são apresentadas as médias das bacias obtidas em cada subtrecho e as comparações com resultados de outras pesquisas realizadas desde a época da construção dos trechos.

Os valores dos parâmetros obtidos foram analisados de acordo com referências listadas a seguir:

- Bernucci *et al.* (2008) comentam que a ordem de grandeza das deflexões varia em função do tipo de estrutura, tipo de revestimento, existência de trincas, condições climáticas, etc. No entanto, geralmente, um pavimento de concreto asfáltico e base granular com boa condição estrutural apresenta deflexão máxima (D_0) entre 30 a 50 x 10^{-2} mm. Já um pavimento com revestimento em tratamento superficial tem D_0 na ordem de 80 x 10^{-2} mm;
- No procedimento PRO 011 (DNER, 1979) está definido que valores de $R < 100$ m sugerem a existência de problemas no pavimento com indicação para realização de novas avaliações. Na mesma norma, também está apresentada a equação utilizada para calcular a deflexão de projeto (D_p), em função das deflexões médias obtidas nos ensaios, e a deflexão admissível (D_{adm}), em função do número de operações do eixo padrão (N);
- Paiva e Causim (2000), indicam que valores de $R \times D_0 < 5500$ mostram que possivelmente existe alguma alteração estrutural no pavimento, seja por deficiência no procedimento executivo, seja problemas no sistema de drenagem, etc.

4.2.1.1 Trecho 1

Nas Tabela 4.12 e Tabela 4.13 estão apresentados os resultados dos ensaios de viga Benkelman realizados no Trecho 1 durante o mês de junho/2011. Nas Figura 4.1 a 4.3 tem-se as bacias médias obtidas para esse período.

Em junho/2011 observa-se que os valores médios de D_0 variaram de 26 a 58 x 10^{-2} mm na borda esquerda e de 34 a 42 x 10^{-2} mm na borda direita. Esses valores podem ser considerados satisfatórios para um trecho que está com quatro anos de funcionamento. No entanto, seria interessante realizar a contagem de tráfego para confirmar esta constatação. Em termos de valores médios de R e do produto R x D_0 , o trecho apresenta valores superiores aos limites definidos nas bibliografias consultadas para esta análise.

Tabela 4.12 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 1 (junho/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{Médio}</i>		58	29	124	6481
<i>σ</i>	Solo + Filer de Micaxisto	17	9	-	-
<i>D_{mín}</i>		32	16	-	-
<i>D_{máx}</i>		83	42	-	-
Estaca		Subtrecho 2	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)
<i>D_{Médio}</i>		34	20	287	8722
<i>σ</i>	Solo + Brita	8	5	-	-
<i>D_{mín}</i>		14	8	-	-
<i>D_{máx}</i>		54	32	-	-
Estaca		Subtrecho 3	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)
<i>D_{Médio}</i>		26	18	511	12601
<i>σ</i>	Cascalho	7	5	-	-
<i>D_{mín}</i>		8	5	-	-
<i>D_{máx}</i>		45	31	-	-
Estaca		Subtrecho 4	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)
<i>D_{Médio}</i>		46	34	338	15800
<i>σ</i>	Solo + Pó de Micaxisto	8	10	-	-
<i>D_{mín}</i>		24	8	-	-
<i>D_{máx}</i>		67	59	-	-

Obs.: D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Tabela 4.13 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 1 (junho/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01mm.m)
<i>D_{Médio}</i>		33	33	22	386
<i>σ</i>	Solo + Filer de Micaxisto	5	5	6	-
<i>D_{mín}</i>		25	25	12	-
<i>D_{máx}</i>		41	41	31	-
Estaca		Subtrecho 2	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)
<i>D_{Médio}</i>		34	24	654	19044
<i>σ</i>	Solo + Brita	9	6	-	-
<i>D_{mín}</i>		11	9	-	-
<i>D_{máx}</i>		57	39	-	-
Estaca		Subtrecho 3	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)
<i>D_{Médio}</i>		39	28	429	15381
<i>σ</i>	Cascalho	10	9	-	-
<i>D_{mín}</i>		14	6	-	-
<i>D_{máx}</i>		64	51	-	-

Tabela 4.13 – continuação

Estaca	Subtrecho 4	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	$R \times D_0$ (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		42	33	581	22661
σ	Solo + Pó de Micaxisto	11	11	-	-
$D_{mín}$		13	4	-	-
$D_{máx}$		70	61	-	-

Obs.: D_0 = deflexão real no ponto de prova, D_{25} = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Comparando os valores de deflexão num mesmo subtrecho em função de qual borda o ensaio foi realizado (Figuras 4.1 e 4.2), verifica-se que nas seções de solo-fíler e solo-pó apresentaram comportamento variável. Na borda direita, todos os materiais apresentaram comportamentos semelhantes para esse período de análise. Na Figura 4.1 pode-se observar as condições locais dos acostamentos, que não possuem revestimento e são poucas as edificações existentes na borda direita. Portanto, pode haver infiltração da água de chuva.

Na Figura 4.3, comparando o desempenho dos diferentes materiais utilizados nas camadas de sub-base e base no mês de junho/2011, observa-se valores de $D_{0médio}$ na ordem de 26 à 35 x 10⁻² mm para o cascalho e para mistura solo-brita. Já para as misturas solo-fíler e solo-pó, foram obtidos valores na ordem de 45 x 10⁻² mm. Mesmo com essa variação, pode-se constatar que nesta etapa de ensaio todos os subtrechos apresentaram comportamento estrutural satisfatório.

Figura 4.1 – Calçadas sem revestimento e sem edificações no Trecho 1.



Figura 4.2 – Bacias de deflexões médias, obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 1 no período de seca (junho/2011).

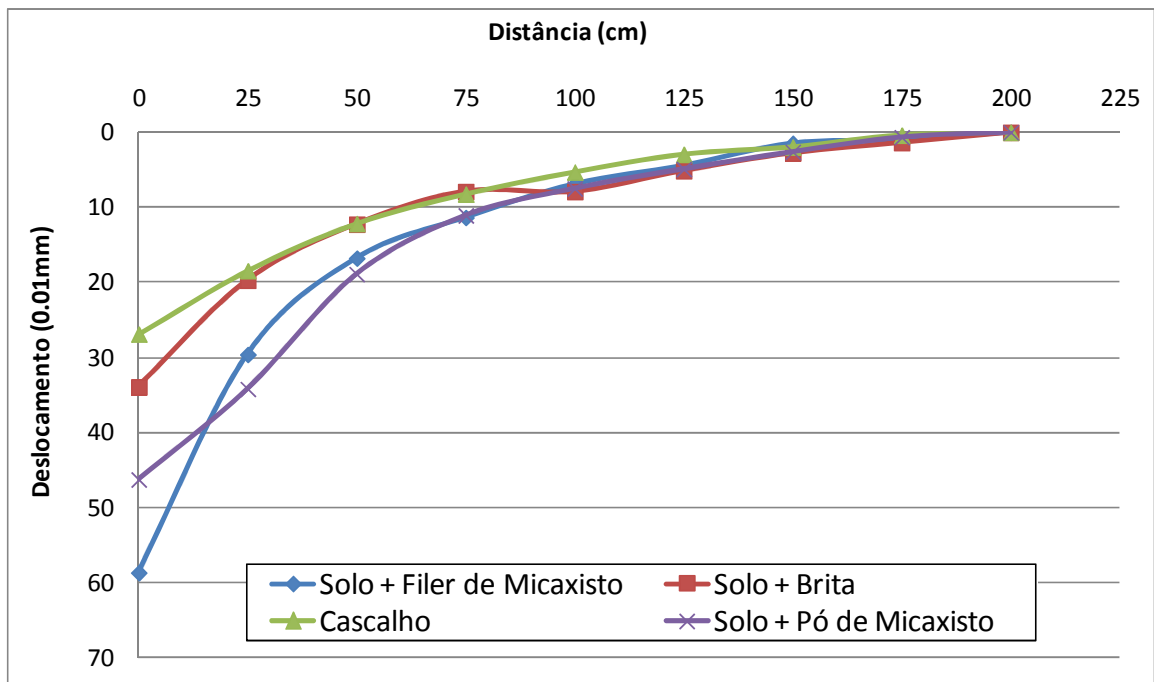


Figura 4.3 – Bacias de deflexões médias, obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda direita do revestimento do Trecho 1 no período de seca (junho/2011).

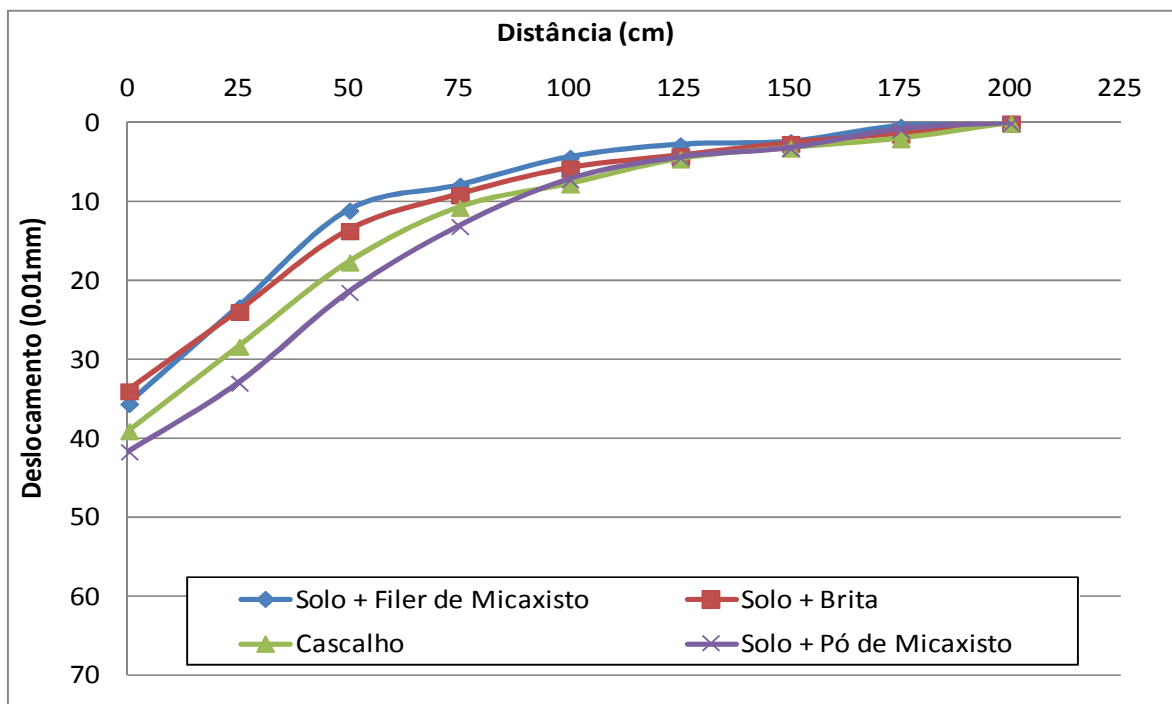
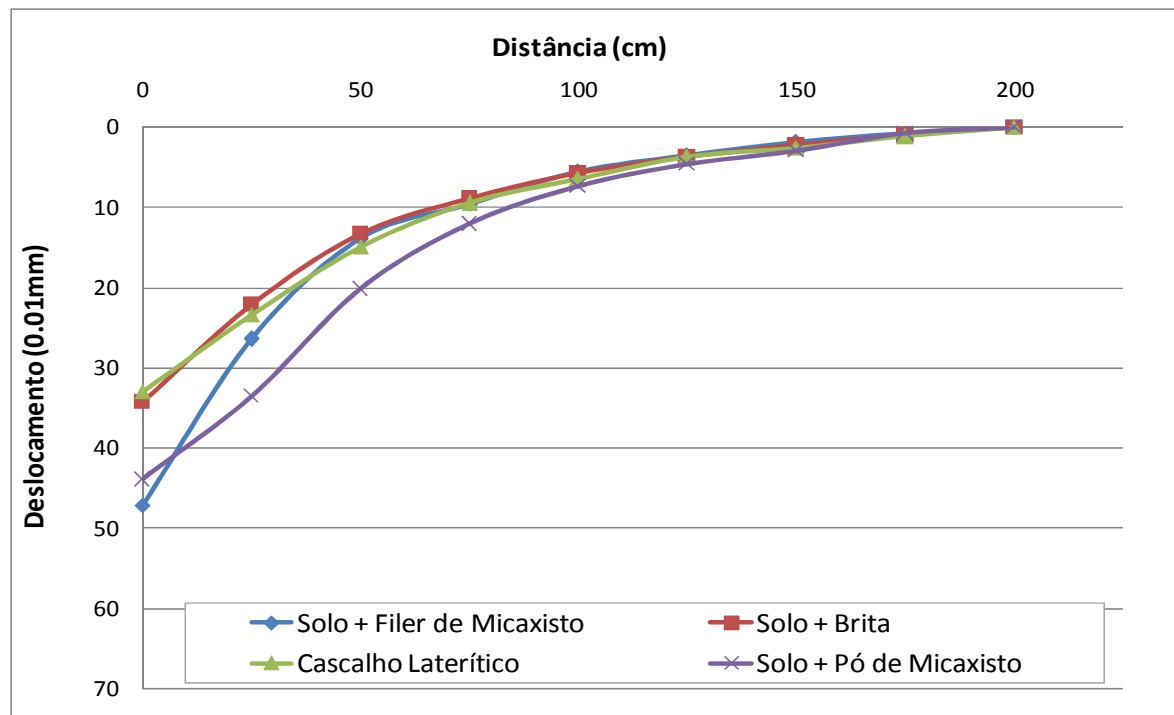


Figura 4.4 – Bacias médias de deflexão no Trecho 1 em junho/2011.



Para o projeto do Trecho 1, Luz (2008) definiu o valor de N igual 5×10^6 para o período de 10 anos. Para análise do pavimento conforme a PRO 011 (DNER, 1979), foi calculado o valor para a deflexão admissível (D_{adm}) considerando um valor de N atual igual a 2×10^6 como sendo uma porcentagem do N total, já que a via tem apenas quatro anos de funcionamento. Para tanto, determinou-se D_{adm} igual a 80×10^{-2} mm.

A deflexão de projeto (D_p) foi calculada com a média final de D_0 para cada subtrecho, sendo obtidos os seguintes valores:

- Subtrecho 1 (Solo-Fíler de micaxisto): $D_p = 85 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 2 (Solo-Brita): $D_p = 56 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 3 (Cascalho): $D_p = 57 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 4 (Solo-Pó de micaxisto): $D_p = 71 \times 10^{-2}$ mm.

Para $N = 2 \times 10^6$, observa-se que nos subtrechos de solo-brita, cascalho e solo-pó, D_p foi menor que D_{adm} e que $R > 100$ m no período de seca, caracterizando-os com boa qualidade estrutural. Já o subtrecho de solo-fíler de micaxisto, D_p foi um pouco maior que de D_{adm} o que pode indicar a necessidade de reforço.

Na Tabela 4.14 e Tabela 4.15 estão apresentados os resultados dos ensaios de viga Benkelman realizados no Trecho 1 durante o mês de novembro/2011. Na Figura 4.4, Figura 4.5 e Figura 4.6 tem-se as bacias médias obtidas para esse período.

Em novembro/2011 observa-se que os valores médios de D_0 variaram de 37 a 71 x 10⁻² mm na borda esquerda e de 25 a 44 x 10⁻² mm na borda direita. Esses valores podem ser considerados satisfatórios para um trecho que está com quatro anos de funcionamento. Em termos de valores médios de R e do produto R x D_0 , o trecho apresenta valores superiores aos limites definidos nas bibliografias consultadas para esta análise.

Tabela 4.14 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 1 (novembro/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	R x D_0 (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		37	28	401	14029
σ	Solo + Fíler de Micaxisto	6	5	-	-
$D_{mín}$		29	21	-	-
$D_{máx}$		46	34	-	-
Estaca	Subtrecho 2	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	R x D_0 (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		42	33	653	24202
σ	Solo + Brita	17	15	-	-
$D_{mín}$		0	0	-	-
$D_{máx}$		85	69	-	-
Estaca	Subtrecho 3	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	R x D_0 (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		54	41	379	21215
σ	Cascalho	9	11	-	-
$D_{mín}$		31	13	-	-
$D_{máx}$		76	69	-	-
Estaca	Subtrecho 4	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	R x D_0 (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		71	52	264	14197
σ	Solo + Pó de Micaxisto	24	14	-	-
$D_{mín}$		11	16	-	-
$D_{máx}$		131	88	-	-

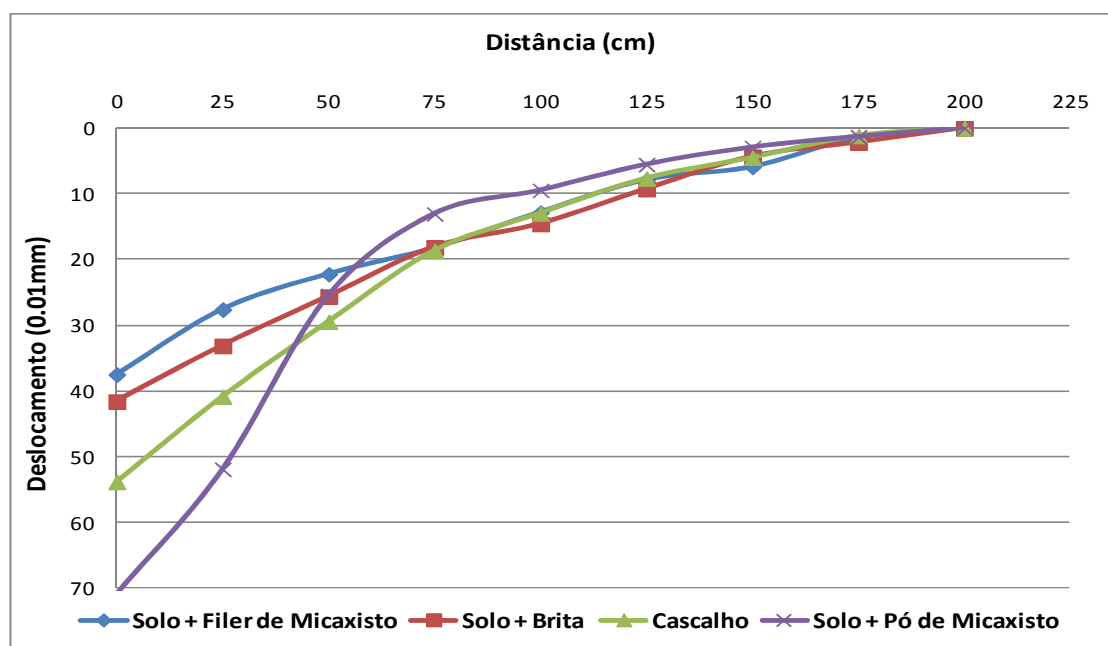
Obs.: D_0 = deflexão real no ponto de prova, D_{25} = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Tabela 4.15 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 1 (novembro/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	$R \times D_0$ (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		44	20	509	16064
σ	Solo + Fíler de Micaxisto	21	4	-	-
$D_{mín}$		12	14	-	-
$D_{máx}$		76	27	-	-
Estaca	Subtrecho 2	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	$R \times D_0$ (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		27	16	304	8147
σ	Solo + Brita	5	5	-	-
$D_{mín}$		15	3	-	-
$D_{máx}$		38	28	-	-
Estaca	Subtrecho 3	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	$R \times D_0$ (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		25	14	368	7696
σ	Cascalho	10	4	-	-
$D_{mín}$		0	4	-	-
$D_{máx}$		51	24	-	-
Estaca	Subtrecho 4	D_0 (0,01 mm)	D_{25} (0,01 mm)	R (m)	$R \times D_0$ (0,01mm.m)
$D_{Médio}$		40	21	193	7106
σ	Solo + Pó de Micaxisto	9	4	-	-
$D_{mín}$		17	12	-	-
$D_{máx}$		64	31	-	-

Obs.: D_0 = deflexão real no ponto de prova, D_{25} = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

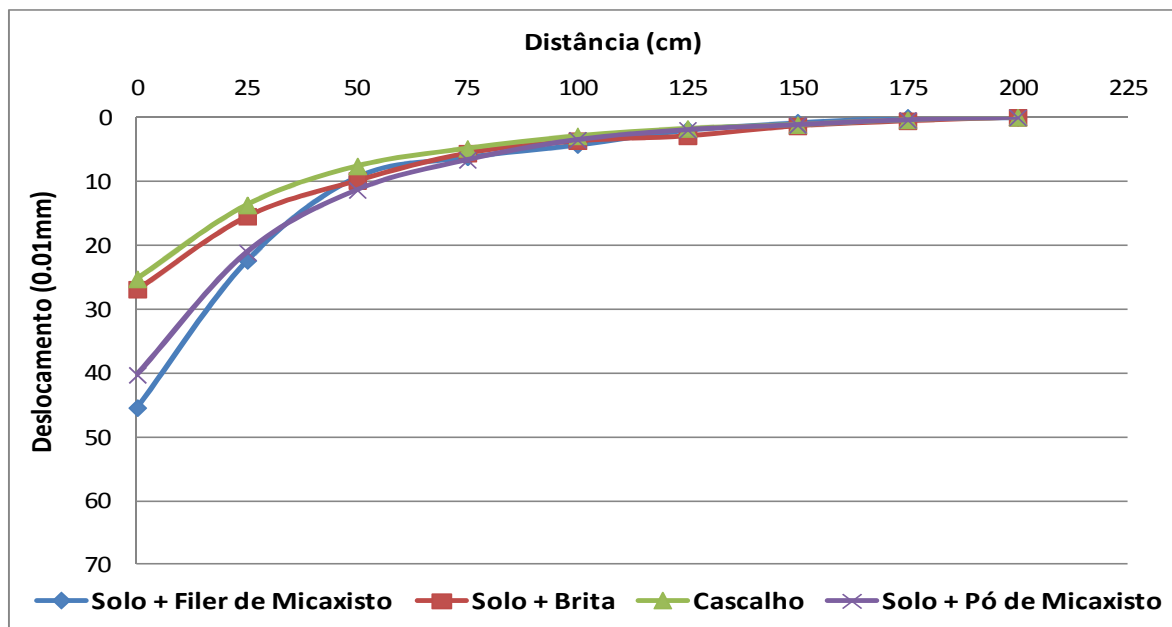
Figura 4.5 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 1 no período de chuva (novembro/2011).



Comparando os valores de deflexão num mesmo subtrecho em função de qual borda o ensaio foi realizado (Figura 4.4 e Figura 4.5), verifica-se que a situação mais crítica foi detectada na borda esquerda do subtrecho de solo-pó. Somente no subtrecho de solo-fíler é que o deflexão máximo foi menor na borda esquerda do que na borda direita.

Na Figura 4.6, comparando o desempenho dos diferentes materiais utilizados nas camadas de sub-base e base no mês de novembro/2011, observa-se valores de D_0 na ordem de 35×10^{-2} mm para mistura solo-brita, 40×10^{-2} mm para o cascalho e para a mistura solo-fíler e 35×10^{-2} mm para a mistura solo-pó. Mesmo com essa variação, pode-se constatar que nesta etapa de ensaio todos os subtrechos apresentaram comportamento estrutural satisfatório.

Figura 4.6 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 1 no período de chuva (novembro/2011).



Da mesma forma que feito para os ensaios realizados no mês de junho/2011, utilizando D_{adm} igual a 80×10^{-2} mm e calculando D_p para cada subtrecho durante o mês de novembro/2011, tem-se:

- Subtrecho 1 (Solo-Fíler de micaxisto): $D_p = 58 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 2 (Solo-Brita): $D_p = 49 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 3 (Cascalho): $D_p = 57 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 4 (Solo-Pó de micaxisto): $D_p = 81 \times 10^{-2}$ mm.

Dessa forma, observa-se nos subtrechos de solo-fíler, solo-brita e cascalho, D_p foi menor que D_{adm} e que $R > 100$ m no período de chuva, caracterizando-os com boa qualidade estrutural. Já o subtrecho de solo-pó, D_p se igualou ao D_{adm} . Comparando esses resultados com os obtidos nos ensaios realizados durante a seca, verifica-se semelhança valores de D_p para os subtrechos de solo-brita e de cascalho, mas para os subtrechos de solo-fíler e solo-pó foram obtidas tendências diferentes.

A partir da Tabela 4.16 e da Figura 4.7, que consideram os valores médios de deflexão obtidos em cada subtrecho nas duas etapas de ensaio, pode-se comparar o comportamento dos materiais nas diferentes etapas de ensaio. Observa-se que houve variações de valores entre os meses de junho e novembro de 2011, mas eles podem ser considerados pequenos em todos os subtrechos. A maior diferença foi obtida para o subtrecho de solo-pó de micaxisto.

Tabela 4.16 – Comparação entre os valores de deflexões máximos médios obtidos nas duas etapas de ensaios para o Trecho 1

<i>Subtrecho</i>	Junho/2011 D_0 (0,01 mm)			Novembro/2011 D_0 (0,01 mm)			Variação D_0 (0,01 mm)
	BE	BD	Média	BE	BD	Média	
<i>Solo + Fíler micaxisto</i>	58	33	46	37	44	41	5
<i>Solo + Brita</i>	34	34	34	42	27	34	0
<i>Cascalho</i>	26	39	33	54	25	40	-7
<i>Solo + Pó de Micaxisto</i>	46	42	44	71	40	56	-10

Obs.: D_0 = deflexão verdadeira no ponto de prova, BE = Borda esquerda, BD = Borda Direita.

Na

Figura 4.8, comparou-se os valores de umidade coletados em todas as camadas de todos os subtrechos durante os ensaios nas duas etapas com os valores médios de deflexões máximos nas bordas. Observa-se que para a borda esquerda, é possível verificar a existência de uma tendência do aumento de D_0 com o aumento do teor de umidade (Figura 4.8a). Já para a borda direita, mesmo com a variação do teor de umidade, não foram observadas variações nos valores de D_0 (Figura 4.8b).

Figura 4.7 – Bacias médias de deflexão no Trecho 1 em novembro/2011.

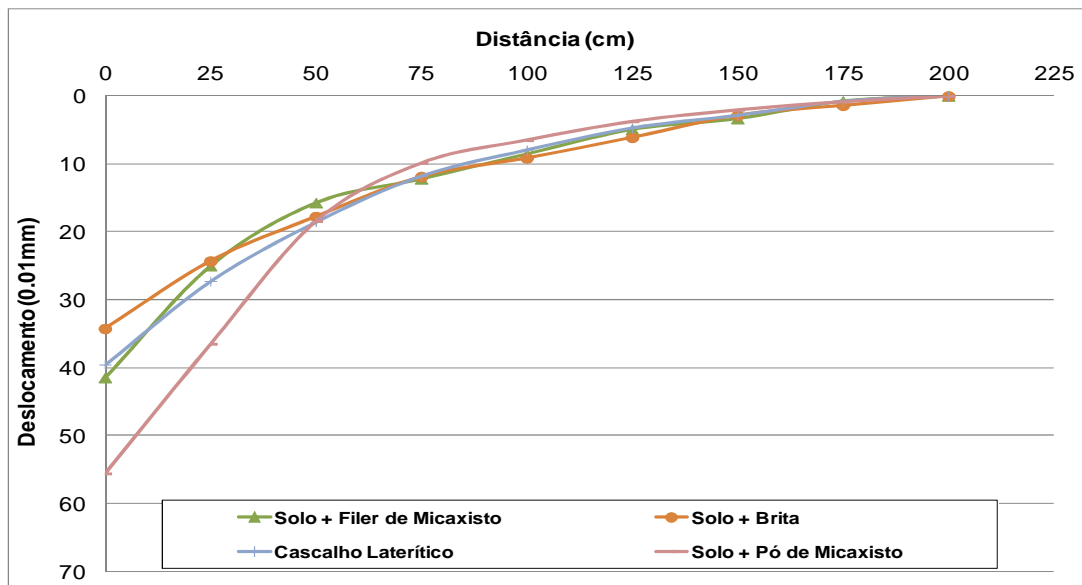
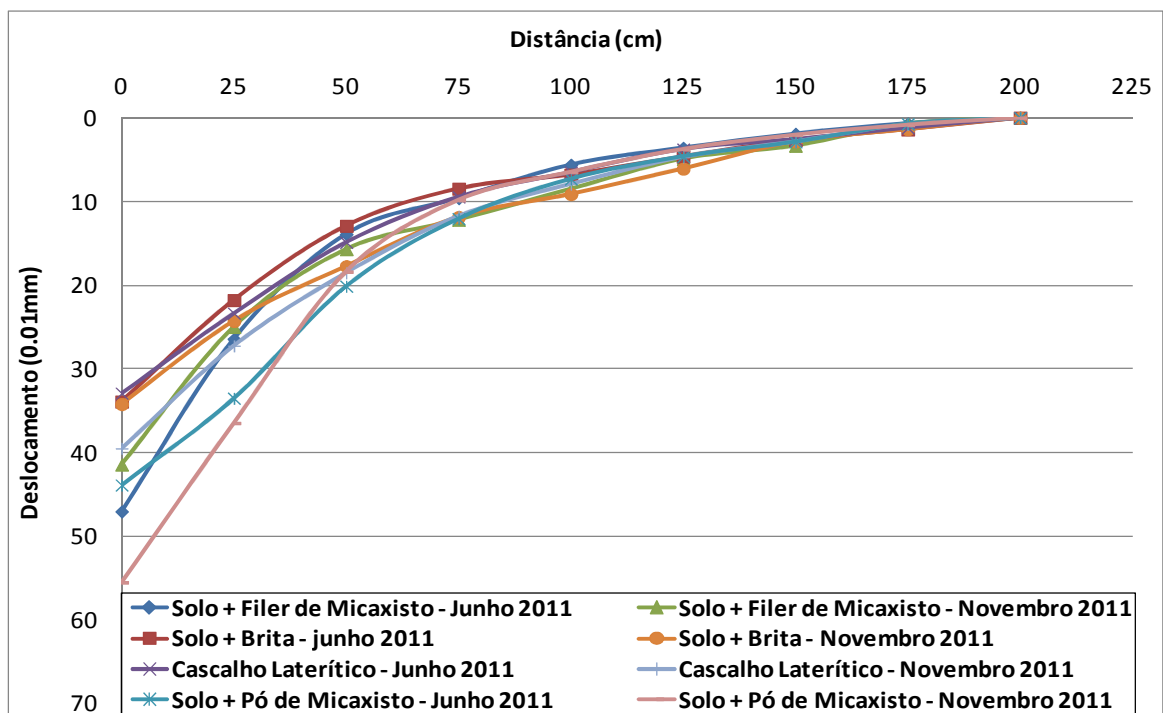


Figura 4.8 – Bacias de deflexões médias obtidas no Trecho 1 nos períodos de seca e chuva.



Nas Figura 4.9 a 4.12 estão plotadas todas as bacias de deflexões médias obtidas por meio da realização de ensaios de viga Benkelman sobre o revestimento do Trecho 1 desde sua construção. Observa-se que:

- No subtrecho de solo-fíler de micaxisto (Figura 4.9) os valores deflexões obtidos por Silveira (2010) foram superiores ao obtidos neste trabalho e no de Luz (2008) tanto para o período de seca como para o período de chuva;
- No subtrecho de solo-pó de micaxisto (Figura 4.10) as deflexões máximas estão abaixo de 60×10^{-2} mm e houve coincidência nos valores determinados para o período chuvoso em diferentes anos;
- No subtrecho de cascalho (Figura 4.11) as curvas obtidas na estação seca são coincidentes e no período chuvoso Silveira (2010) obteve maiores valores de deflexão;
- No subtrecho de solo-brita (Figura 4.12) o ensaio realizado por Silveira (2010) está bastante discrepante dos demais.

Figura 4.9 – Relação entre umidade e deflexão máximo para o Trecho 1: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita

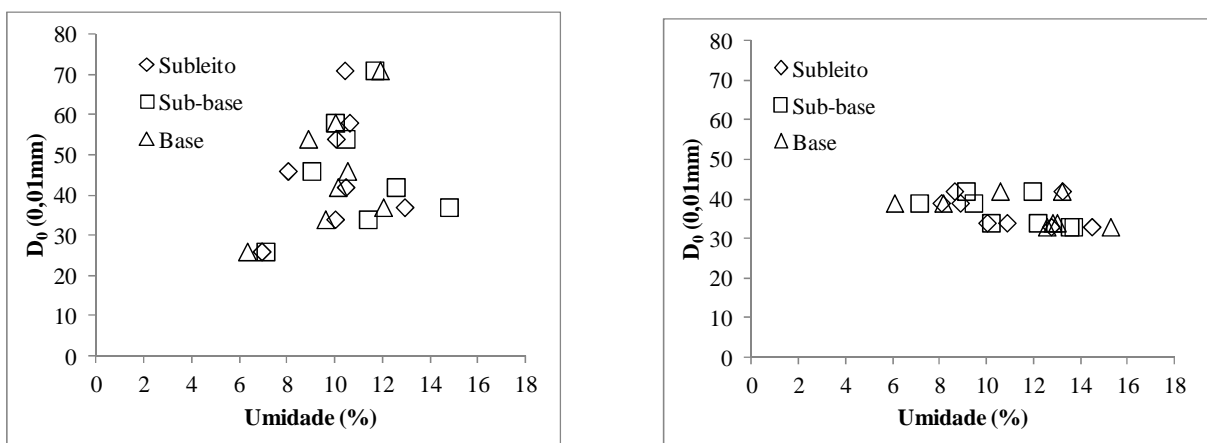


Figura 4.10 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1 ao longo do tempo

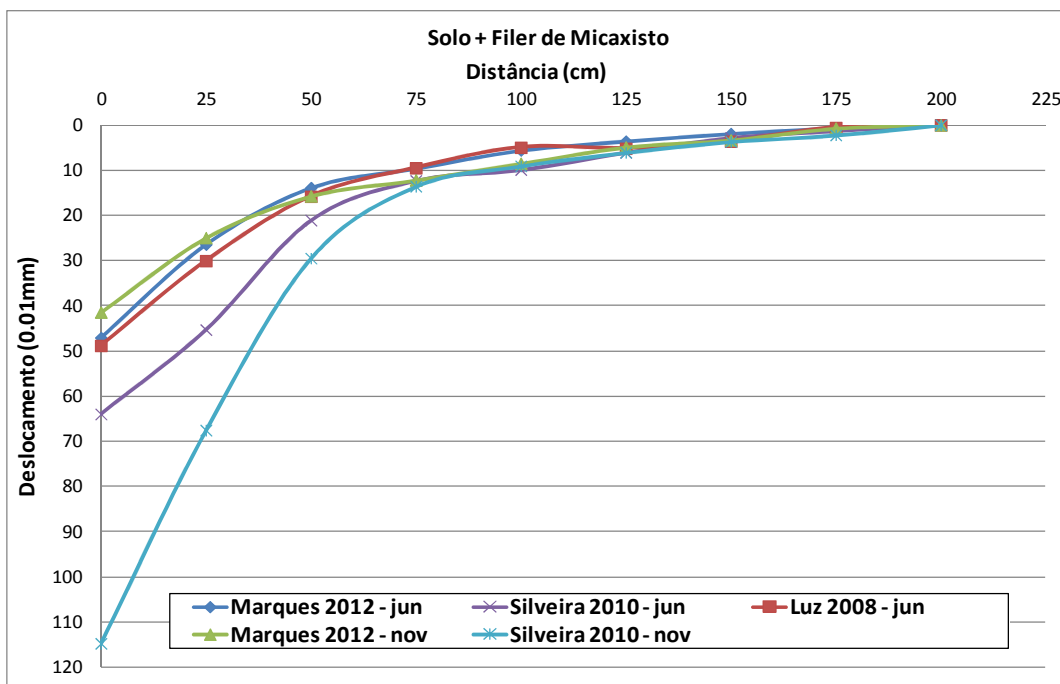


Figura 4.11 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1 ao longo do tempo

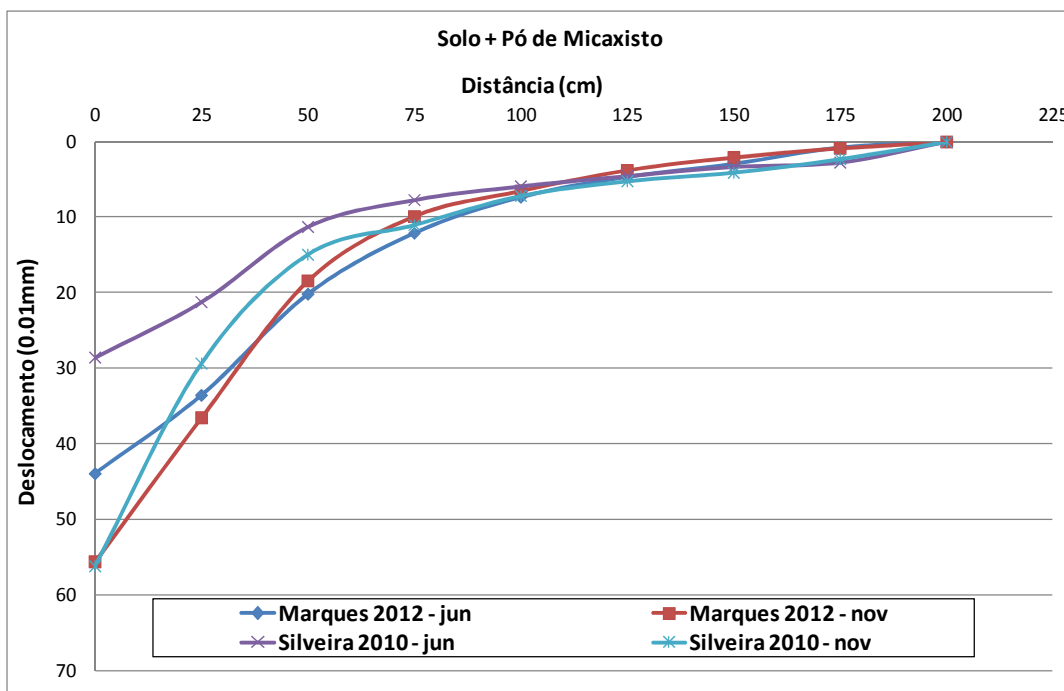


Figura 4.12 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de cascalho do Trecho 1 ao longo do tempo

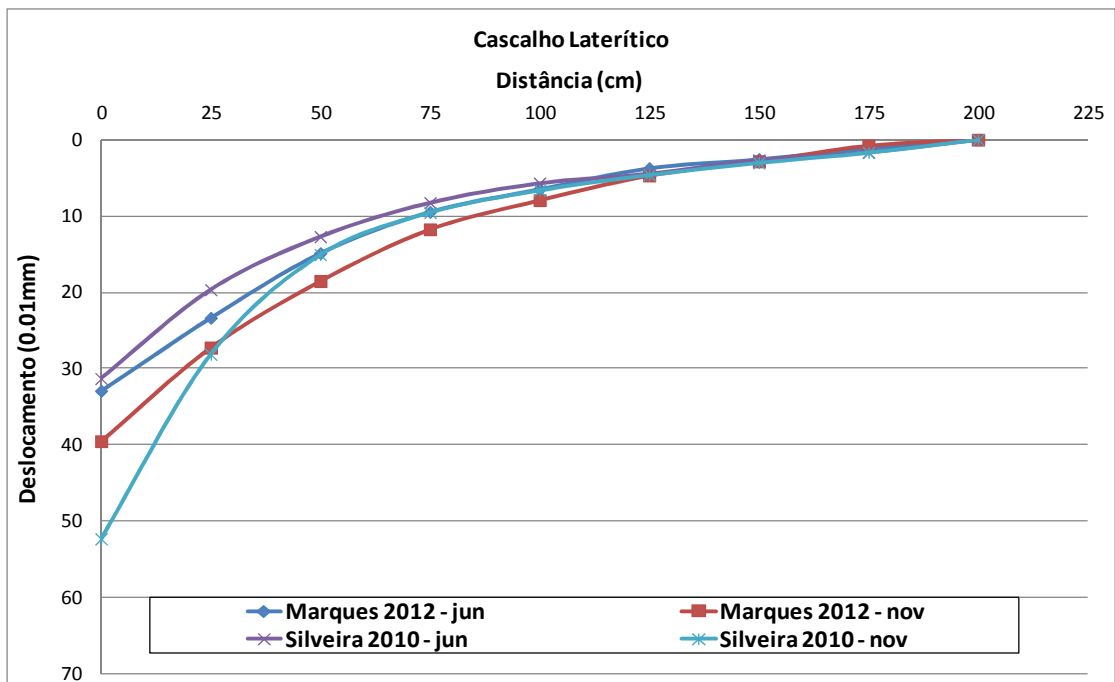


Figura 4.13 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de solo-brita do Trecho 1 ao longo do tempo

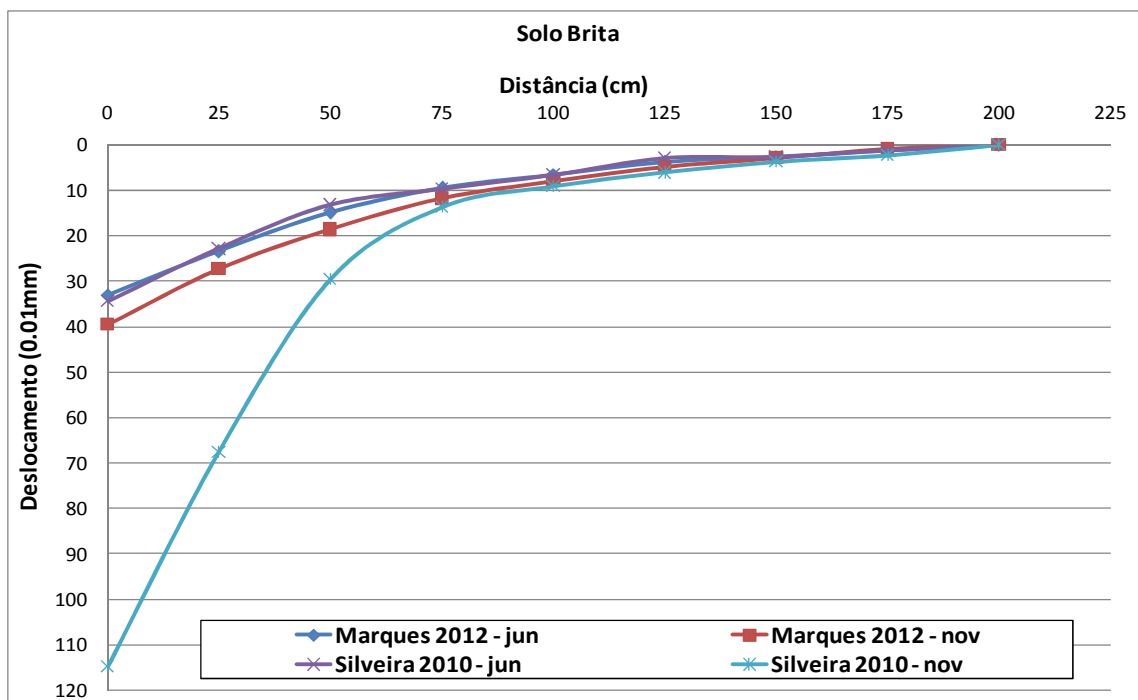
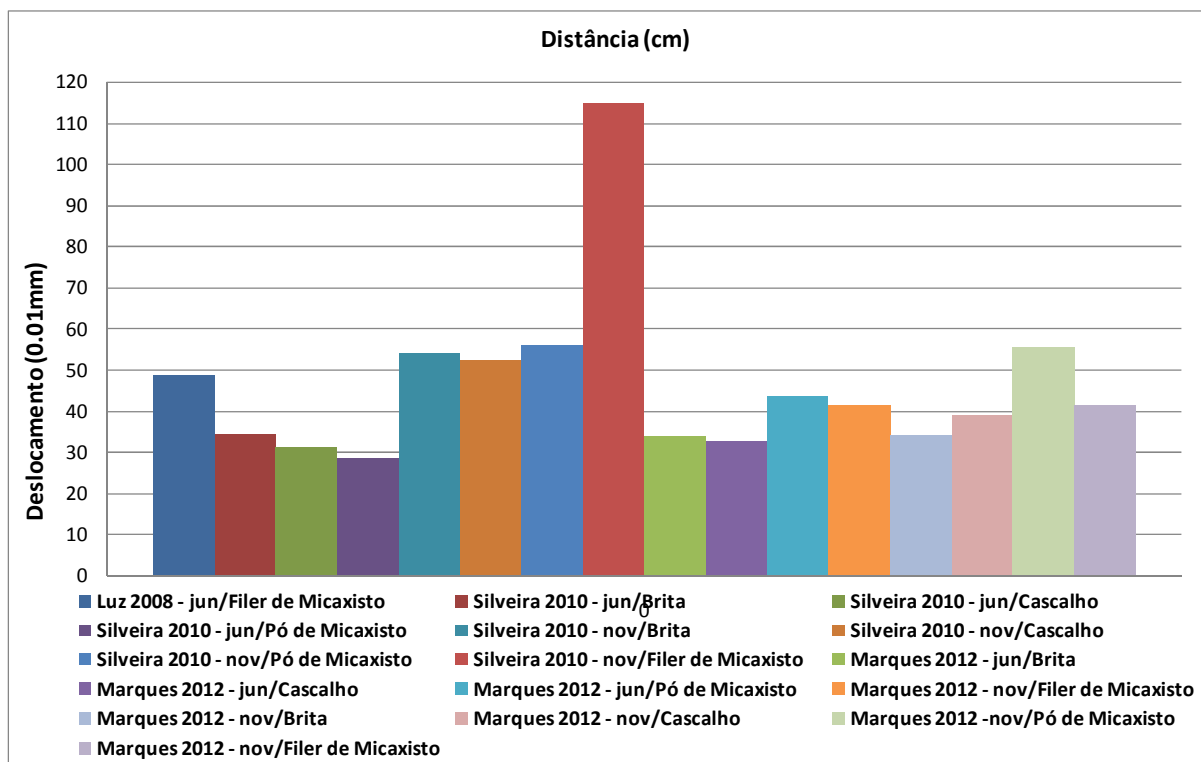


Figura 4.14 – Valores de Médios de D_0 obtidos para todos os subtrechos do Trecho 1 ao longo do tempo.

4.2.1.2 Trecho 2

Na Tabela 4.17 e Tabela 4.18 estão apresentados os resultados dos ensaios de viga Benkelman realizados no Trecho 2 durante o mês de junho/2011. Nas Figura 4.16 a 4.18 tem-se as bacias médias obtidas para esse período.

Em junho/2011 observa-se que os valores médios de D_0 variaram de 40 a 52 x 10⁻² mm na borda esquerda e de 24 a 53 x 10⁻² mm na borda direita. Esses valores podem ser considerados satisfatórios para um trecho que está com dois anos de funcionamento. Em termos de valores médios de R e do produto R x D_0 , o trecho apresenta valores superiores aos limites definidos nas bibliografias consultadas para esta análise. Na Figura 4.15 pode-se observar as condições locais dos acostamentos, que não possuem revestimento e as edificações são poucas existentes na borda direita, portanto há interferência através da infiltração da água de chuvas, este fato deverá ser estudado para avaliar e quantificar o mesmo.

Tabela 4.17 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 2 (junho/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo+Fosfogesso	44	39	609	26925
σ		15	14	-	-
<i>D_{min}</i>		7	5	-	-
<i>D_{máx}</i>		82	73	-	-
Estaca	Subtrecho 2	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo + Fosfogesso+Cal	40	35	608	24272
σ		14	10	-	-
<i>D_{min}</i>		6	10	-	-
<i>D_{máx}</i>		74	60	-	-
Estaca	Subtrecho 3	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo + Cal	42	37	563	23713
σ		12	10	-	-
<i>D_{min}</i>		12	11	-	-
<i>D_{máx}</i>		72	62	-	-
Estaca	Subtrecho 4	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Cascalho	41	36	738	29980
σ		14	13	-	-
<i>D_{min}</i>		5	3	-	-
<i>D_{máx}</i>		76	70	-	-
Estaca	Subtrecho 5	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo + Expurgo	42	39	947	39698
σ		15	15	-	-
<i>D_{min}</i>		5	2	-	-
<i>D_{máx}</i>		79	75	-	-
Estaca	Subtrecho 6	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo + Brita	52	45	450	23512
σ		9	9	-	-
<i>D_{min}</i>		30	24	-	-
<i>D_{máx}</i>		75	67	-	-

Obs.: D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Tabela 4.18 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 2 (junho/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D₀ (0,01 mm)	D₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo + Fosfogesso	39	28	288	11277
σ		14	8	-	-
<i>D_{min}</i>		4	8	-	-
<i>D_{máx}</i>		74	49	-	-

Tabela 4.18– continuação.

Estaca	Subtrecho 2	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D</i> _{médio}	Solo + Fosfogesso+Cal	42	31	299	12400
Σ		18	17	-	-
<i>D</i> _{min}		0	0	-	-
<i>D</i> _{máx}		87	74	-	-
Estaca	Subtrecho 3	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D</i> _{médio}	Solo+Cal	24	19	735	17311
σ		5	6	-	-
<i>D</i> _{min}		11	4	-	-
<i>D</i> _{máx}		36	34	-	-
Estaca	Subtrecho 4	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D</i> _{médio}	Cascalho	53	28	129	6759
σ		18	10	-	-
<i>D</i> _{min}		7	3	-	-
<i>D</i> _{máx}		98	53	-	-
Estaca	Subtrecho 5	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D</i> _{médio}	Solo + Expurgo	43	35	382	16379
σ		11	10	-	-
<i>D</i> _{min}		15	9	-	-
<i>D</i> _{máx}		71	60	-	-
Estaca	Subtrecho 6	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D</i> _{médio}	Solo + Brita	39	32	434	17041
σ		12	9	-	-
<i>D</i> _{min}		9	9	-	-
<i>D</i> _{máx}		70	55	-	-

Obs.: D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Comparando os valores de deflexão num mesmo subtrecho em função de qual borda o ensaio foi realizado (Figura 4.13 e Figura 4.14), verifica-se que os subtrechos executados com solo-fosfogesso, solo-fosfogesso-cal e solo-expurgo apresentaram comportamentos semelhantes nas bordas. Os subtrechos de solo-cal e solo-brita apresentaram valores de deflexões maiores na borda esquerda. Já no subtrecho de cascalho, os deflexões foram maiores na borda direita.

Na Figura 4.15, comparando o desempenho dos diferentes materiais utilizados nas camadas de base no mês de junho/2011, observa-se valores de D₀ médio na ordem de 46 x 10⁻² mm para o cascalho e para as misturas de solo-brita e solo-expurgo. Já para as misturas solo-fosfogesso e solo-fosfogesso-cal, foram obtidos valores de D₀ médio na ordem de 40 x 10⁻²

mm. No subtrecho de solo-cal foi observado o menor valor de D_0 médio (33×10^{-2} mm), mostrando o melhor comportamento de misturas estabilizadas quimicamente.

Figura 4.15 – Calçadas sem revestimento e sem edificações no Trecho 2



Figura 4.16 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 2 no período de seca (junho/2011).

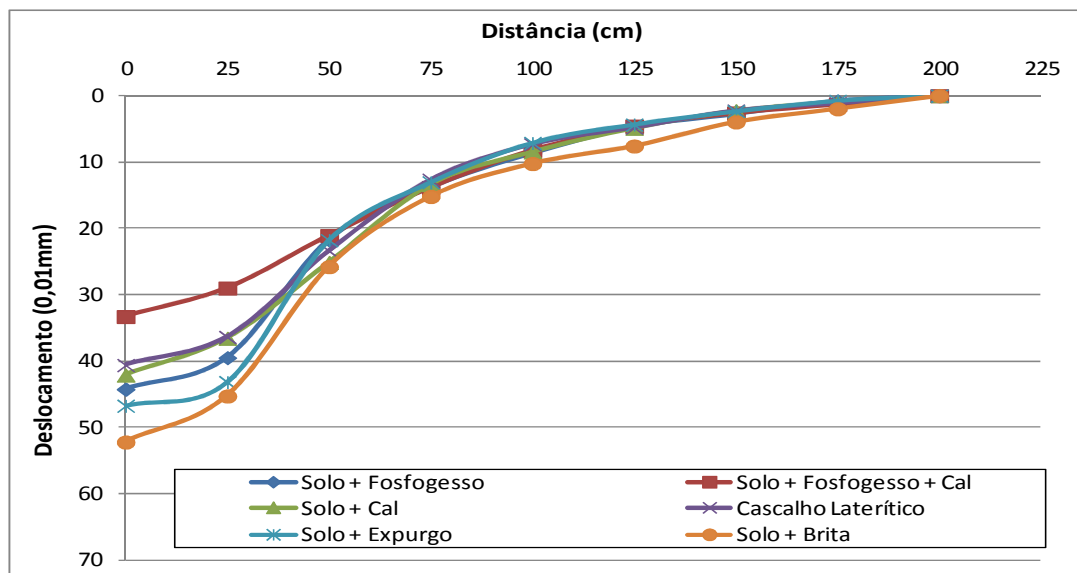


Figura 4.17 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizadas na borda direita do revestimento do Trecho 2 no período de seca (junho/2011).

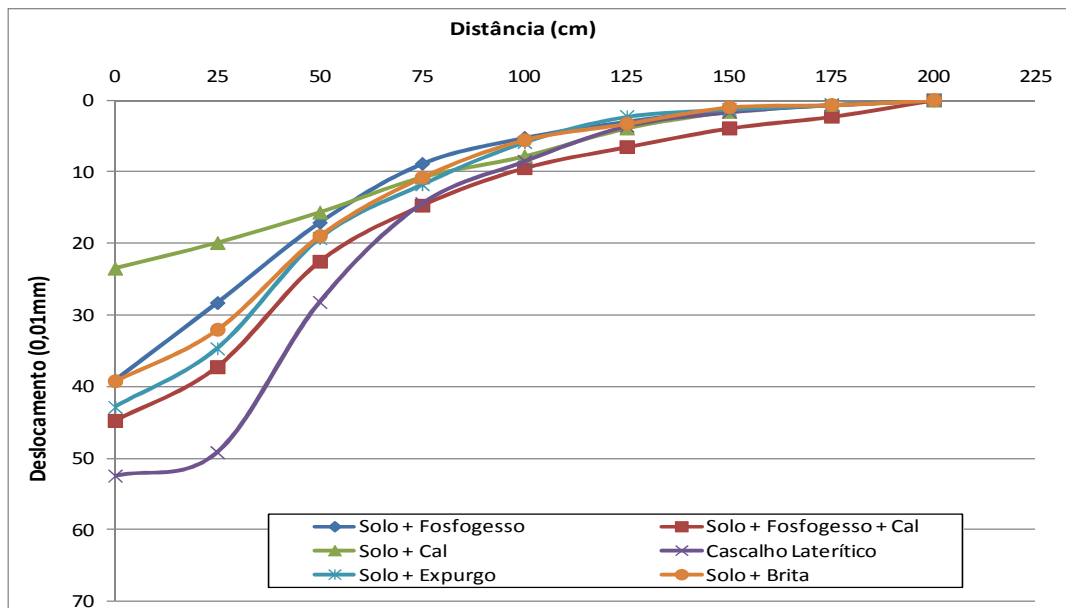
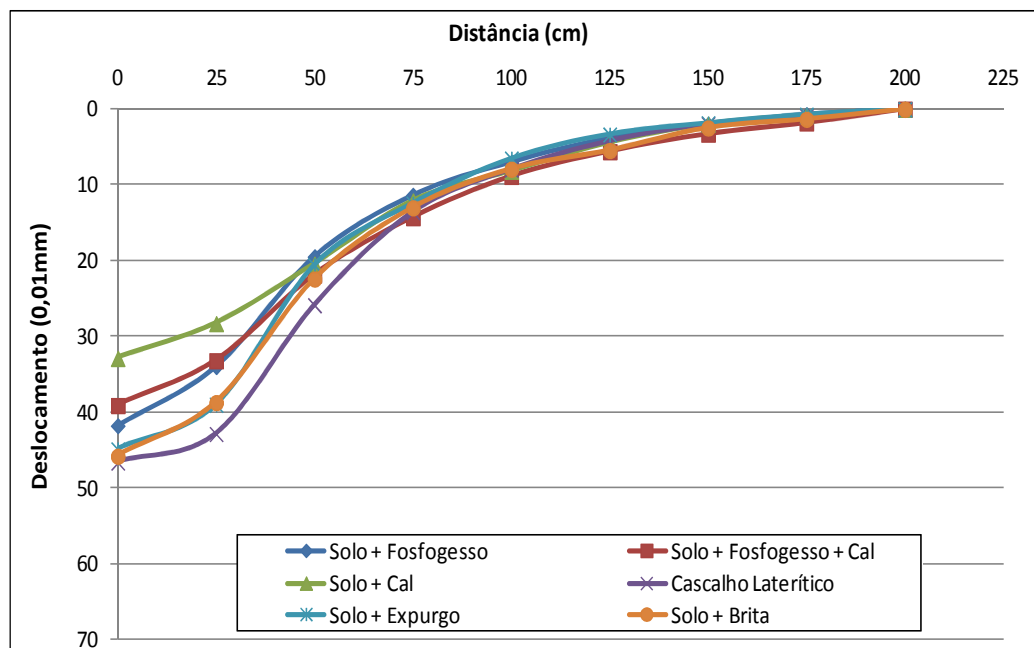


Figura 4.18 – Bacias médias de deflexão no Trecho 2 em junho/2011.



Conforme apresentado por Cunha (2011), foi realizada a contagem de tráfego para essa via após um ano de construção da mesma. Considerando um período de projeto de dez anos e uma taxa de crescimento anual de 3%, determinou-se um valor de N igual a $2,3 \times 10^5$, caracterizando uma via de baixo volume de tráfego. Portanto, para esse valor de N a deflexão máxima admissível (D_{adm}) corresponde a 117×10^{-2} mm.

Para análise do pavimento conforme a PRO 011 (DNER, 1979), foi calculado o valor para a deflexão admissível (D_{adm}) considerando um valor de N atual igual a $4,6 \times 10^4$ como sendo uma porcentagem do N total, já que a via tem apenas dois anos de funcionamento. Para tanto, determinou-se D_{adm} igual a 155×10^{-2} mm.

- Subtrecho 1 (Solo-fosfogesso): $D_p = 74 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 2 (Solo-fosfogesso-cal): $D_p = 73 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 3 (Solo-cal): $D_p = 60 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 4 (Cascalho laterítico): $D_p = 84 \times 10^{-2}$ mm.
- Subtrecho 4 (Solo-expurgo): $D_p = 76 \times 10^{-2}$ mm.
- Subtrecho 4 (Solo-brita): $D_p = 76 \times 10^{-2}$ mm.

Tanto para o N de dois anos como para o de dez anos, observa-se que em todos os subtrechos D_p foi menor que D_{adm} e que $R > 100$ m no período de seca, caracterizando-os com boa qualidade estrutural pelo tempo de utilização da via. Na Tabela 4.19 e Tabela 4.20 estão apresentados os resultados dos ensaios de viga Benkelman realizados no Trecho 1 durante o mês de novembro/2011. Nas Figura 2.19 e Figura 2.20 tem-se as bacias médias obtidas para esse período.

Em novembro/2011 observa-se que os valores médios de D_0 variaram de 37 a 63×10^{-2} mm na borda esquerda e de 29 a 79×10^{-2} mm na borda direita. Esses valores podem ser considerados satisfatórios para um trecho que está com dois anos de funcionamento. Em termos de valores médios de R e do produto $R \times D_0$, o trecho apresenta valores superiores aos limites definidos nas bibliografias consultadas para esta análise.

Comparando os valores de deflexão num mesmo subtrecho em função de qual borda o ensaio foi realizado (Figuras 4.16 e 4.17), verifica-se que a situação mais crítica foi detectada na borda direita do subtrecho de cascalho laterítico e da mistura solo-fosfogesso-cal. Apenas no subtrecho de solo-fosfogesso é que os valores de deflexão foram semelhantes nas bordas.

Tabela 4.19 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 1 (novembro/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo+Fosfogesso	48	23	124	6007
σ		27	12	-	-
<i>D_{min}</i>		0	0	-	-
<i>D_{máx}</i>		116	54	-	-
Estaca	Subtrecho 2	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo + Fosfogesso+Cal	54	39	210	11342
σ		13	9	-	-
<i>D_{min}</i>		21	16	-	-
<i>D_{máx}</i>		87	63	-	-
Estaca	Subtrecho 3	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo+Cal	44	26	177	7755
σ		15	11	-	-
<i>D_{min}</i>		7	0	-	-
<i>D_{máx}</i>		81	54	-	-
Estaca	Subtrecho 4	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Cascalho	60	35	125	7501
σ		7	10	-	-
<i>D_{min}</i>		43	9	-	-
<i>D_{máx}</i>		77	61	-	-
Estaca	Subtrecho 5	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo + Expurgo	63	41	147	9161
σ		9	8	-	-
<i>D_{min}</i>		39	22	-	-
<i>D_{máx}</i>		86	60	-	-
Estaca	Subtrecho 6	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>	Solo+Brita	37	32	528	19792
σ		61	40	-	-
<i>D_{min}</i>		16	9	-	-
<i>D_{máx}</i>		21	18	-	-

Obs.: D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Tabela 4.20 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 1 (novembro/2011).

Estaca	Subtrecho 1	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)	E _{viga}
$D_{\text{médio}}$		44	23	153	6695	1284
σ	Solo + Fosfogesso	21	9	-	-	-
D_{min}		0	0	-	-	-
$D_{\text{máx}}$		96	47	-	-	-

Tabela 4. 20 – (continuação).

Estaca	Subtrecho 2	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)	E _{viga}
$D_{\text{médio}}$		68	53	203	13868	818
σ	Solo + Fosfogesso+Cal	17	11	-	-	-
D_{min}		25	25	-	-	-
$D_{\text{máx}}$		112	81	-	-	-

Estaca	Subtrecho 3	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)	E _{viga}
$D_{\text{médio}}$		29	22	439	12923	1904
σ	Solo+Cal	7	4	-	-	-
D_{min}		13	11	-	-	-
$D_{\text{máx}}$		46	33	-	-	-

Estaca	Subtrecho 4	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)	E _{viga}
$D_{\text{médio}}$		79	45	94	7372	713
σ	Cascalho	20	16	-	-	-
D_{min}		30	6	-	-	-
$D_{\text{máx}}$		127	85	-	-	-

Estaca	Subtrecho 5	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)	E _{viga}
$D_{\text{médio}}$		56	26	103	5784	996
σ	Solo + Expurgo	18	13	-	-	-
D_{min}		11	0	-	-	-
$D_{\text{máx}}$		102	58	-	-	-

Estaca	Subtrecho 6	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)	E _{viga}
$D_{\text{médio}}$		55	30	127	6912	1027
σ	Solo +Brita	13	9	-	-	-
D_{min}		22	8	-	-	-
$D_{\text{máx}}$		87	52	-	-	-

Obs.: D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Na Figura 4.21, comparando o desempenho dos diferentes materiais utilizados nas camadas de sub-base e base no mês de novembro/2011, observa-se valores de D0 médio na ordem de 60 x 10⁻² mm para as misturas de solo-brita, solo-expurgo e solo-fosfogesso-cal. O subtrecho de cascalho apresentou o maior valor de D0 médio (70 x 10⁻² mm) durante o período chuvoso. Já as misturas de solo-fosfogesso e solo-cal foram observados os menores valores de

D0 médio (49 x 10⁻² mm e 37 x 10⁻² mm, respectivamente) o que demonstra melhor comportamento das misturas estabilizadas quimicamente também durante o período chuvoso.

Figura 4.19 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 2 no período de chuva (novembro/2011).

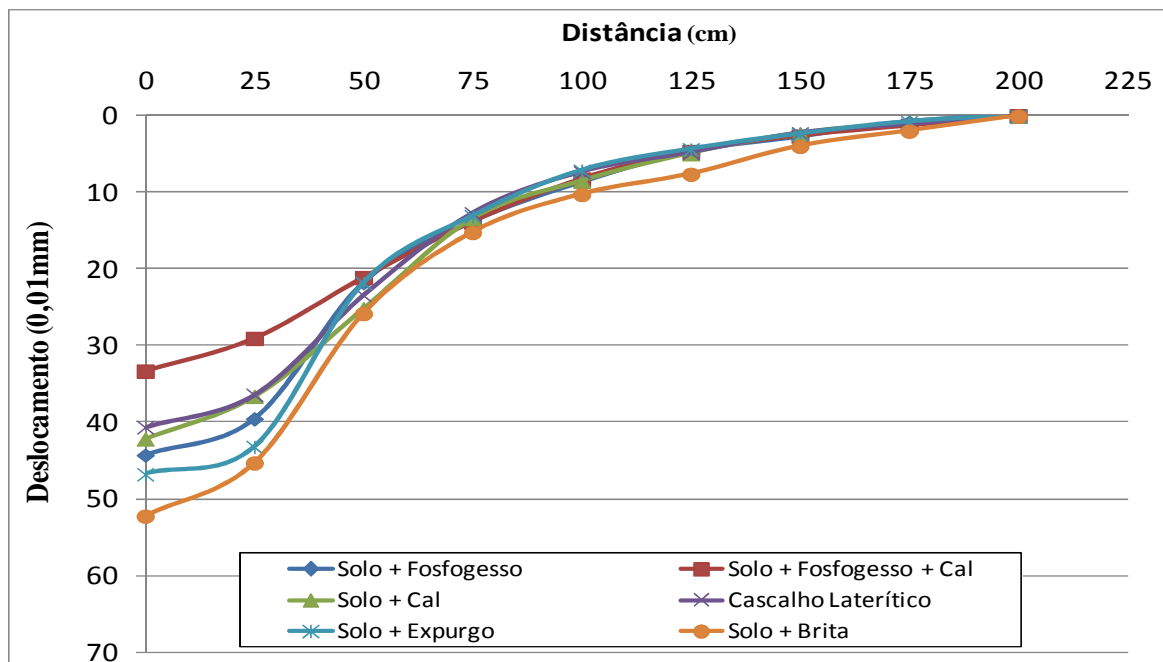
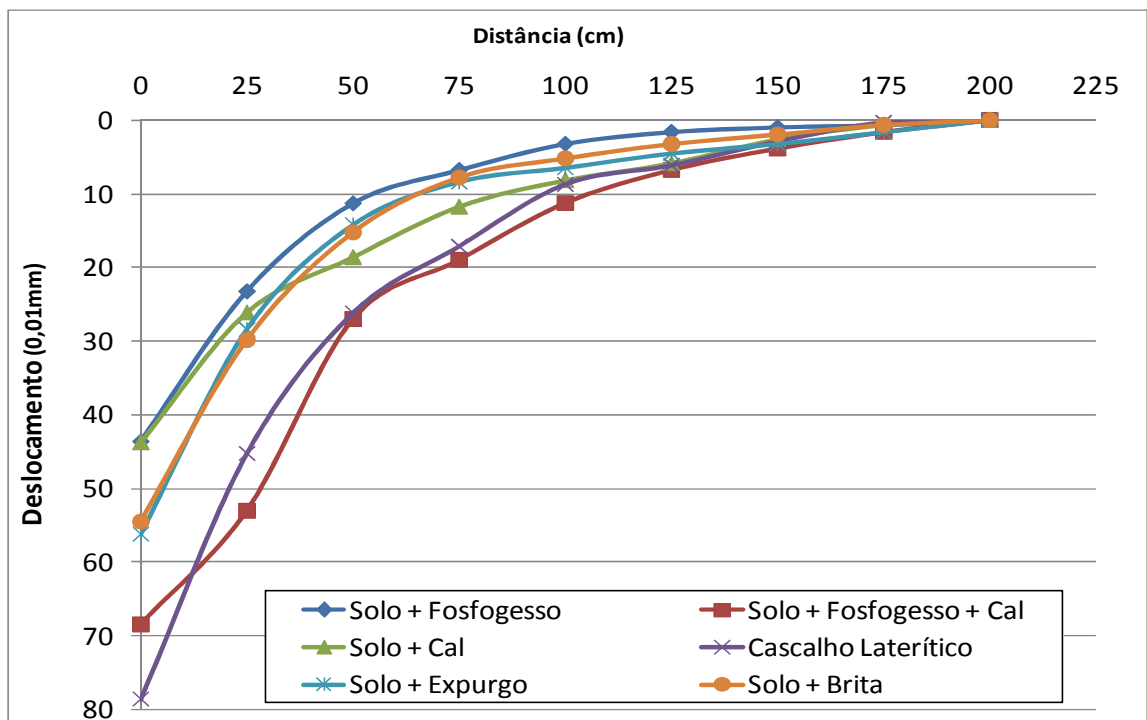


Figura 4.20 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 2 no período de chuva (novembro/2011).

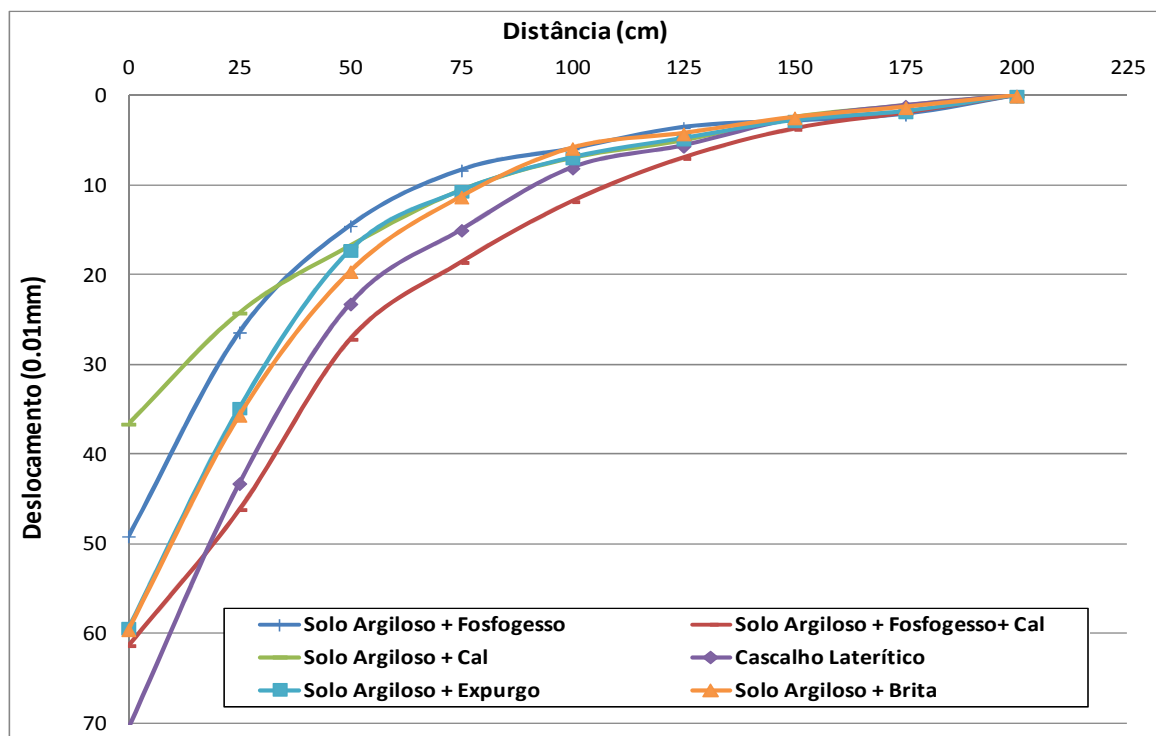


Da mesma forma que feito para os ensaios realizados no mês de junho/2011, utilizando D_{adm} igual a 155×10^{-2} mm e calculando D_p para cada subtrecho durante o mês de novembro/2011, tem-se:

- Subtrecho 1 (Solo-fosfogesso): $D_p = 75 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 2 (Solo-fosfogesso-cal): $D_p = 79 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 3 (Solo-cal): $D_p = 51 \times 10^{-2}$ mm;
- Subtrecho 4 (Cascalho laterítico): $D_p = 87 \times 10^{-2}$ mm.
- Subtrecho 4 (Solo-expurgo): $D_p = 75 \times 10^{-2}$ mm.
- Subtrecho 4 (Solo-brita): $D_p = 74 \times 10^{-2}$ mm.

Para $N = 4,6 \times 10^4$, observa-se que em todos os subtrechos D_p foi menor que D_{adm} e que $R > 100$ m no período de seca, caracterizando-os com boa qualidade estrutural pelo tempo de utilização da via.

Figura 4.21 – Bacias médias de deflexão no Trecho 2 em novembro/2011.



A partir da Tabela 4.21 e da Figura 4.22, que consideram os valores médios de deflexão obtidos em cada subtrecho nas duas etapas de ensaio, pode-se comparar o comportamento dos materiais nas diferentes etapas de ensaio. Observa-se que houve variações de valores entre os meses de junho e novembro de 2011 sendo que as maiores diferenças foram obtidas para os subtrechos: solo-fosfogesso-cal, solo-expurgo, solo-brita e cascalho. Já os subtrechos executados com solo-fosfogesso e solo-cal apresentam maior estabilidade entre os períodos de seca e de chuva.

Tabela 4.21 – Comparação entre os valores de deflexões máximos médios obtidos nas duas etapas de ensaios para o Trecho 2

Subtrecho	Junho/2011 D ₀ (0,01 mm)			Novembro/2011 D ₀ (0,01 mm)			Variação D ₀ (0,01 mm)
	BE	BD	Média	BE	BD	Média	
<i>Solo-FG</i>	44	39	42	55	44	49	- 7
<i>Solo-FG-Cal</i>	40	45	42	54	68	61	- 19
<i>Solo-Cal</i>	42	24	33	44	29	37	- 4
<i>Solo-Expurgo</i>	41	53	47	60	79	69	- 22
<i>Solo + Brita 1</i>	42	43	42	63	56	59	- 17
<i>Cascalho</i>	52	39	46	65	55	60	- 14

Obs.: FG = fosfogesso, D₀ = deflexão real ou verdadeira no ponto de prova, BE = Borda esquerda, BD = Borda Direita.

Na Figura 4.23 comparou-se os valores de umidade coletados em todas as camadas de todos os subtrechos durante os ensaios nas duas etapas com os valores médios de deflexões máximas nas bordas. No entanto, não foi possível obter alguma relação entre esses parâmetros já que os pontos ficaram muito dispersos.

Figura 4.22 – Bacias de deflexões médias obtidas no Trecho 2 nos períodos de seca e chuva.

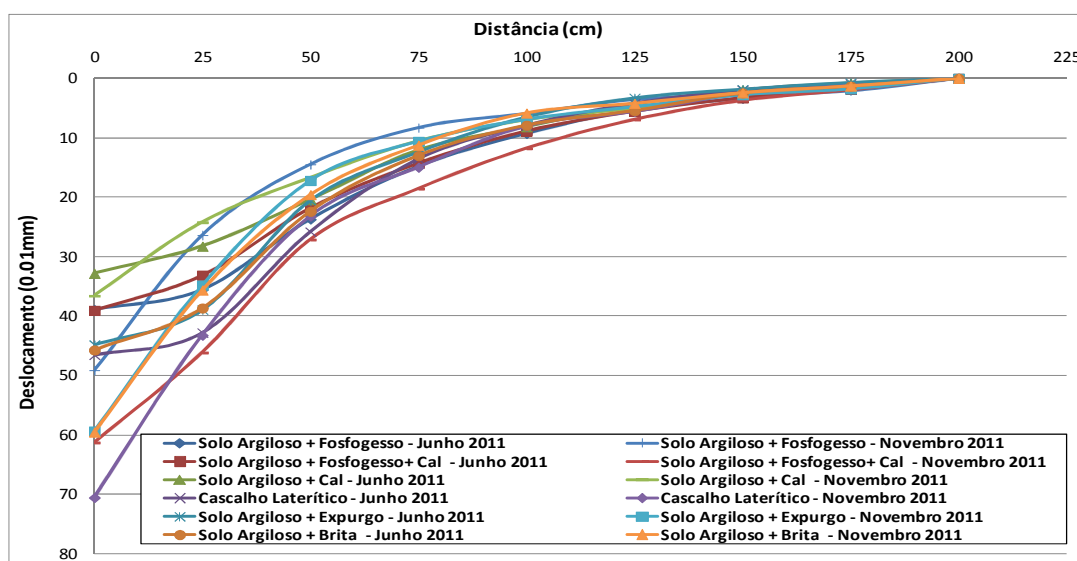
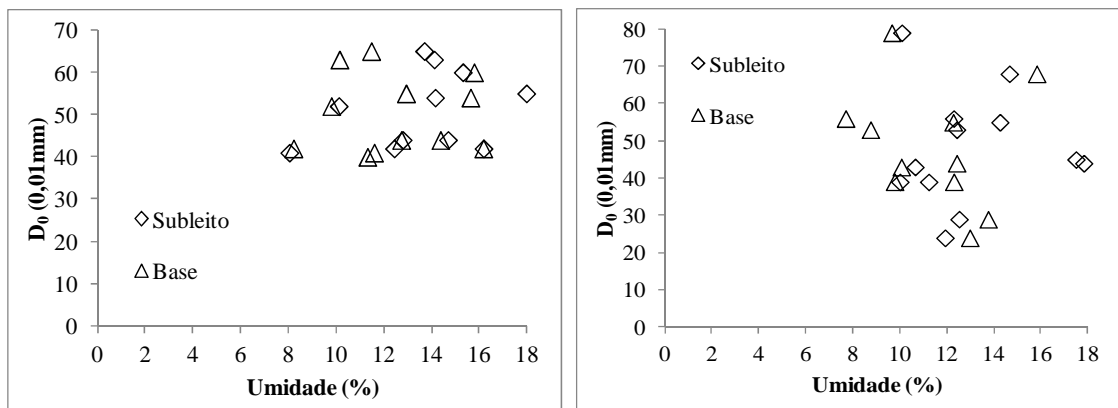


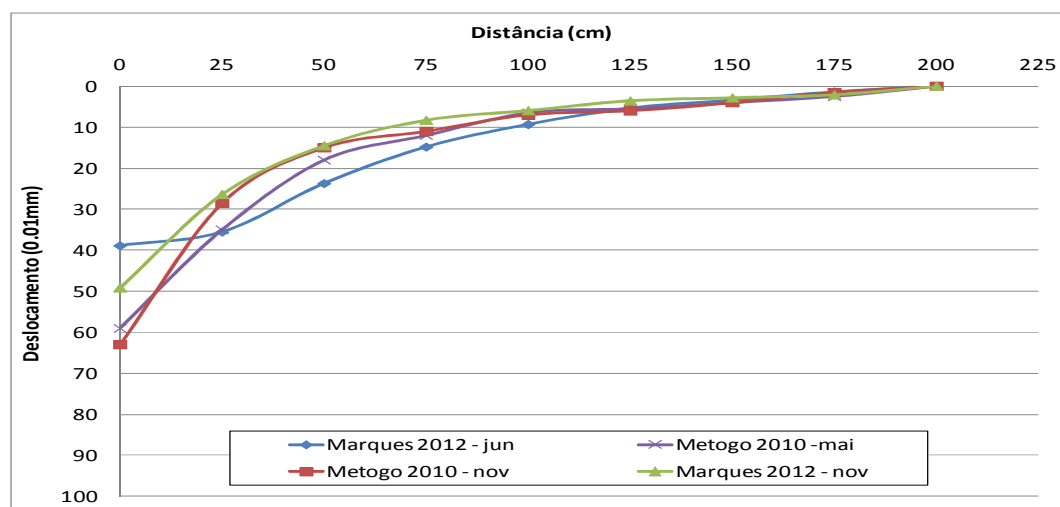
Figura 4.23 – Relação entre umidade e deflexão máxima para o Trecho 2: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita.



Nas Figuras 4.24 a 4.29 estão plotadas todas as bacias de deflexões médias sobre o revestimento do Trecho 2 desde sua construção. De uma forma geral, observa-se que os dados obtidos neste trabalho refletem em melhores valores do que aqueles obtidos nos trabalhos anteriores (METOGO, 2010; CUNHA, 2011). Isso pode ser explicado pelo fato de que o trecho foi executado no período chuvoso e isso prejudicou o desempenho inicial do pavimento. Além disso, constata-se que:

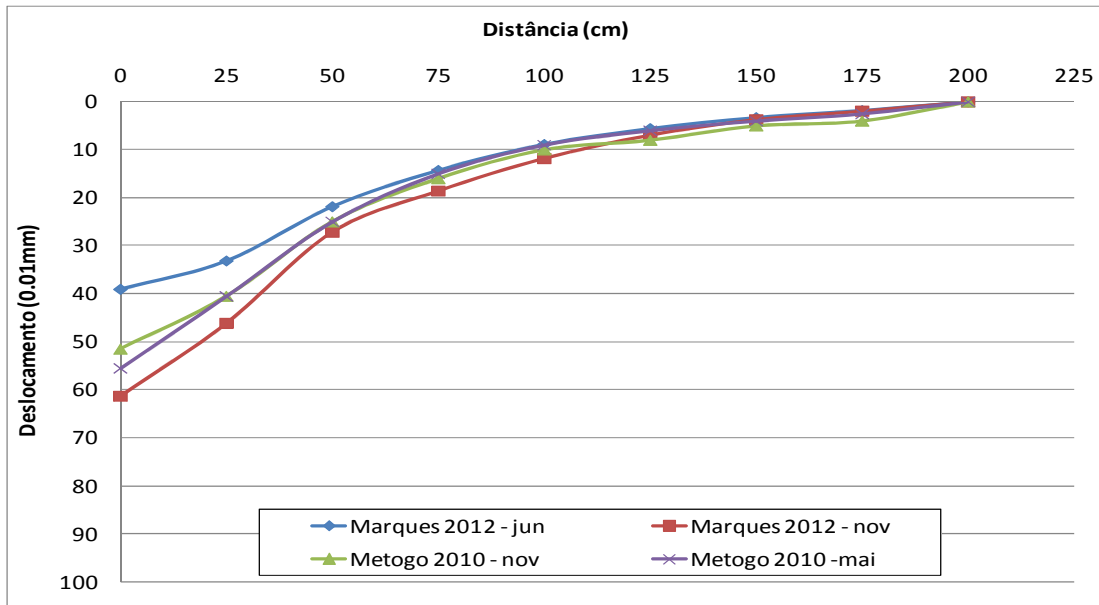
- No subtrecho de solo-fosfogesso (Figura 4.24), os valores de deflexões obtidos por Metogo (2010) foram superiores ao obtidos neste trabalho tanto para o período de seca como para o período de chuva;

Figura 4.24 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Fosfogesso do Trecho 2 ao longo do tempo.



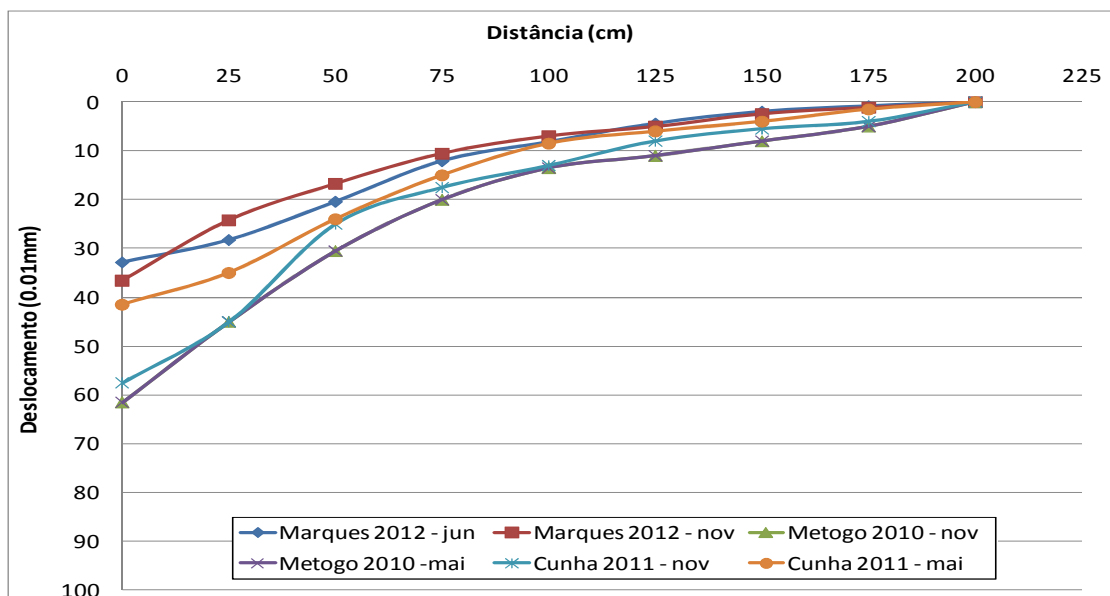
- No subtrecho de solo-fosfogesso-cal (Figura 4.25), o deflexões máximo observado foi de 60×10^{-2} mm para o mês de novembro/2011, mostrando o seu bom desempenho;

Figura 4.25 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Fosfogesso + Cal do Trecho 2 ao longo do tempo.



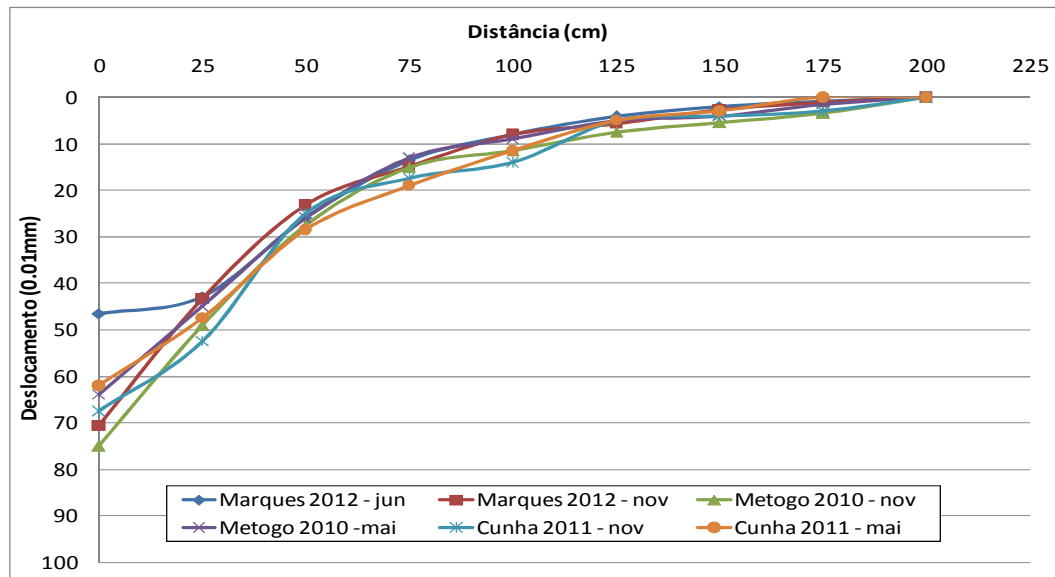
- No subtrecho de solo-cal (Figura 4.26), as curvas obtidas na estação chuvosa nos trabalhos anteriores demonstram um deflexão maior, sendo que os apresentados neste trabalho tanto para estação de seca quanto de chuva foram próximas.

Figura 4.26 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Cal do Trecho 2 ao longo do tempo.



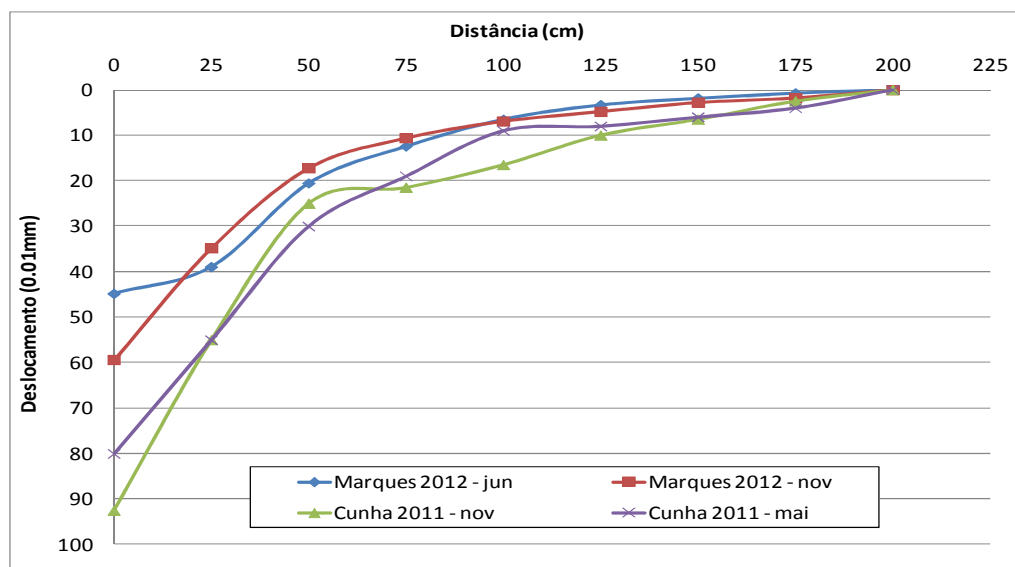
- No subtrecho de cascalho laterítico (Figura 4.27), com exceção da bacia obtida em junho/2011, as demais curvas médias ficaram com valores maiores e bem próximas uma das outras;

Figura 4.27 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Cascalho Laterítico do Trecho 2 ao longo do tempo.



- No subtrecho de solo-expurgo, os maiores deflexões podem ser observados nos ensaios realizados por Cunha (2011) em junho e novembro com redução dos valores para os ensaios realizados nos dois períodos deste trabalho, conforme apresentado na Figura 4.28;

Figura 4.28 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Expurgo do Trecho 2 ao longo do tempo.



- No subtrecho de solo-brita, o maior deflexão médio foi observado nos ensaios realizados por Cunha em 2011 nos dois períodos de seca e chuva (Figura 4.29).

Figura 4.29 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Brita do Trecho 2 ao longo do tempo.

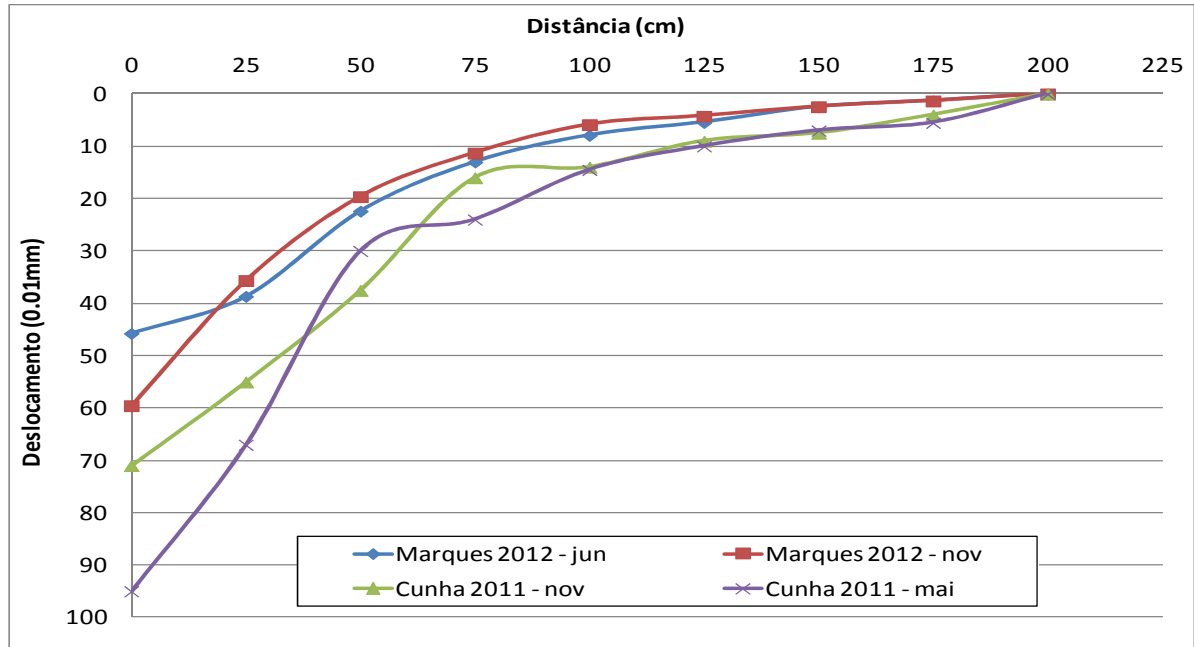
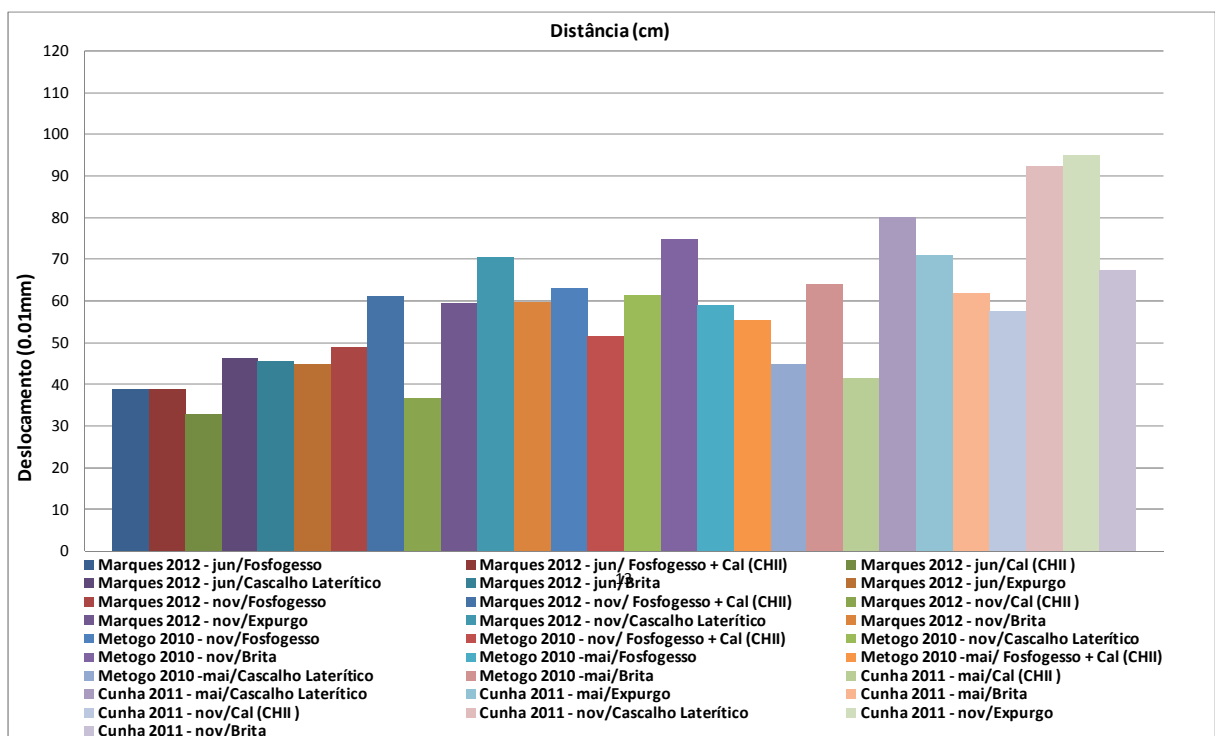


Figura 4.30 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Brita do Trecho 2 ao longo do tempo.



4.2.1.3 Trecho 3

Na Tabela 4.22 e Tabela 4.23 estão apresentados os resultados dos ensaios de viga Benkelman realizados no Trecho 3 durante o mês de junho/2011. Nas Figura 4.32 a 4.34 tem-se as bacias médias obtidas para esse período.

Tabela 4.22 - Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 3 (junho/2011).

Estaca	Material	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>		39	28	322	11334
<i>σ</i>	RCD	10	7	-	-
<i>D_{min}</i>		14	10	-	-
<i>D_{máx}</i>		64	45	-	-

Obs.: RCD = resíduo da construção e demolição, D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Tabela 4.23 - Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda direita do Trecho 3 (junho/2011).

Estaca	Material	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>		40	19	149	5959
<i>σ</i>	RCD	11	6	-	-
<i>D_{min}</i>		24	10	-	-
<i>D_{máx}</i>		56	28	-	-

Obs.: RCD = resíduo da construção e demolição, D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Em junho/2011 observa-se que os valores de D₀ variaram de 23 a 50 x 10⁻² mm na borda esquerda e de 27 a 56 x 10⁻² mm na borda direita. Esses valores podem ser considerados satisfatórios para um trecho que está com oito anos de funcionamento. Em termos de valores médios de R e do produto R x D₀, o trecho apresenta valores superiores aos limites definidos nas bibliografias consultadas para esta análise.

Comparando os valores de deflexão num mesmo subtrecho em função de qual borda o ensaio foi realizado (Figura 4.32 e Figura 4.33), verifica-se que o comportamento foi semelhante e que o valor médio final obtido foi de 40 x 10⁻² mm (Figura 4.34). Esse valor pode ser considerado excelente para um trecho com esse tempo de funcionamento.

Na Figura 4.31 pode-se observar as condições locais dos acostamentos, que não possuem revestimento e as edificações são poucas existentes na borda direita, portanto há interferência através da infiltração da água de chuvas, este fato deverá ser estudado para avaliar e quantificar o mesmo.

Figura 4.31 – Calçadas sem revestimento e sem edificações no Trecho 1.



Para o projeto do Trecho 3, Oliveira (2007) definiu o valor de N igual 2×10^5 para o período de dez anos. Para análise do pavimento conforme a PRO 011 (DNER, 1979), foi calculado o valor para a deflexão admissível (D_{adm}) considerando um valor de N atual igual a $1,6 \times 10^5$ como sendo uma porcentagem do N total, já que a via tem oito anos de funcionamento. Para tanto, determinou-se D_{adm} igual a 124×10^{-2} mm.

A deflexão de projeto (D_p) foi calculada com a média final de D_0 , sendo obtido o valor de 66×10^{-2} mm. Para o valor de $N = 1,6 \times 10^5$, observa-se que, D_p foi menor que D_{adm} e que $R > 100$ m no período de seca, caracterizando-os com boa qualidade estrutural.

Figura 4.32 – Bacias de deflexões médio para ensaios de viga Benkelman realizadas sobre a Borda Esquerda do Revestimento no período de seca no Trecho 3.

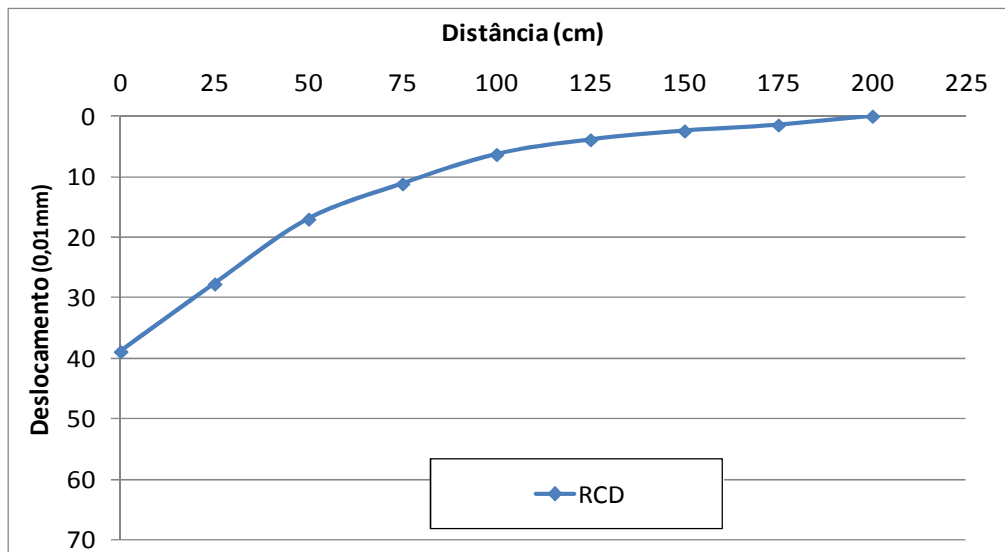


Figura 4.33 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizadas na borda direita do revestimento no período de seca (junho/2011).

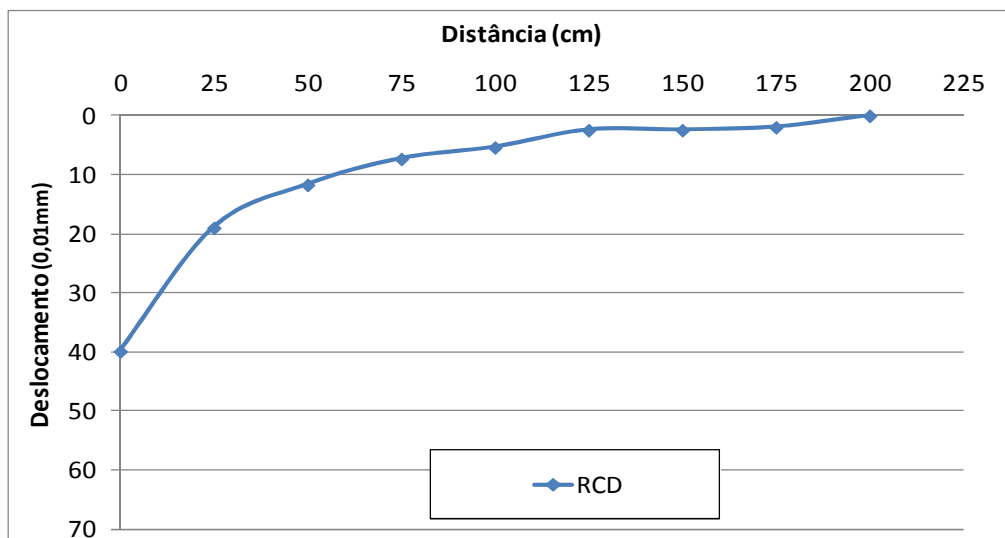
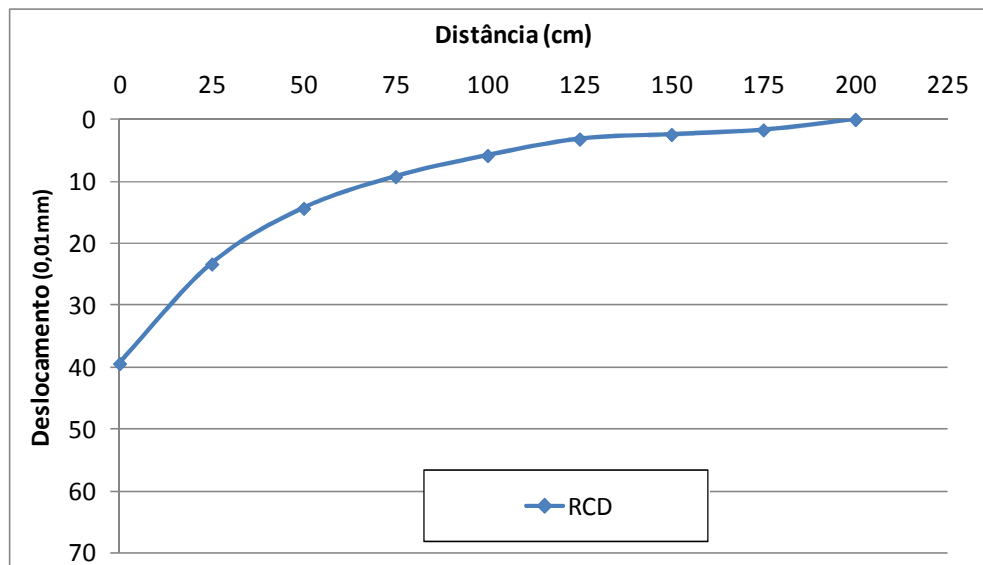


Figura 4.34 – Bacias médias de deflexão no Trecho 3 em junho/2011.



Nas Tabelas 4.24 e 4.25 estão apresentados os resultados dos ensaios de viga Benkelman realizados no Trecho 3 durante o mês de novembro/2011. Em novembro/2011 observa-se que os valores de D_0 variaram de 22 a 72×10^{-2} mm na borda esquerda e de 48 a 66×10^{-2} mm na borda direita. Esses valores podem ser considerados satisfatórios para um trecho que está com oito anos de funcionamento. Em termos de valores médios de R e do produto $R \times D_0$, o trecho apresenta valores superiores aos limites definidos nas bibliografias consultadas para esta análise.

Comparando os valores de deflexão num mesmo subtrecho em função de qual borda o ensaio foi realizado (Figura 4.35 e Figura 4.36), verifica-se que a situação mais crítica foi detectada na borda direita. Na Figura 4.37, pode-se constatar que nesta etapa de ensaio o Trecho 3 apresenta comportamento estrutural satisfatório.

Da mesma forma que feito para os ensaios realizados no mês de junho/2011, utilizando D_{adm} igual a 124×10^{-2} mm e calculando D_p para cada subtrecho durante o mês de novembro/2011, tem-se $D_p = 67 \times 10^{-2}$ mm. Observa-se que D_p foi menor que D_{adm} e que $R > 100$ m no período de chuva, caracterizando-os com boa qualidade estrutural. Comparando esses resultados com os obtidos nos ensaios realizados durante a seca, verifica-se semelhança valores de D_p .

Tabela 4.24 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 3 (novembro/2011).

Estaca	Material	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>		43	32	285	12217
<i>σ</i>	RCD	16	11	-	-
<i>D_{min}</i>		27	21	-	-
<i>D_{máx}</i>		58	43	-	-

Obs.: RCD = resíduo da construção e demolição, D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Tabela 4.25 – Resultados obtidos de ensaios de viga Benkelman na borda esquerda do Trecho 3 (novembro/2011).

Estaca	Material	D ₀ (0,01 mm)	D ₂₅ (0,01 mm)	R (m)	R x D ₀ (0,01 mm.m)
<i>D_{médio}</i>		57	45	261	14848
<i>σ</i>	RCD	9	11	-	-
<i>D_{min}</i>		43	29	-	-
<i>D_{máx}</i>		71	61	-	-

Obs.: RCD = resíduo da construção e demolição, D₀ = deflexão real no ponto de prova, D₂₅ = deflexão a 25 cm do ponto de prova, R = raio de curvatura.

Figura 4.35 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda esquerda do revestimento do Trecho 3 no período de chuva (novembro/2011).

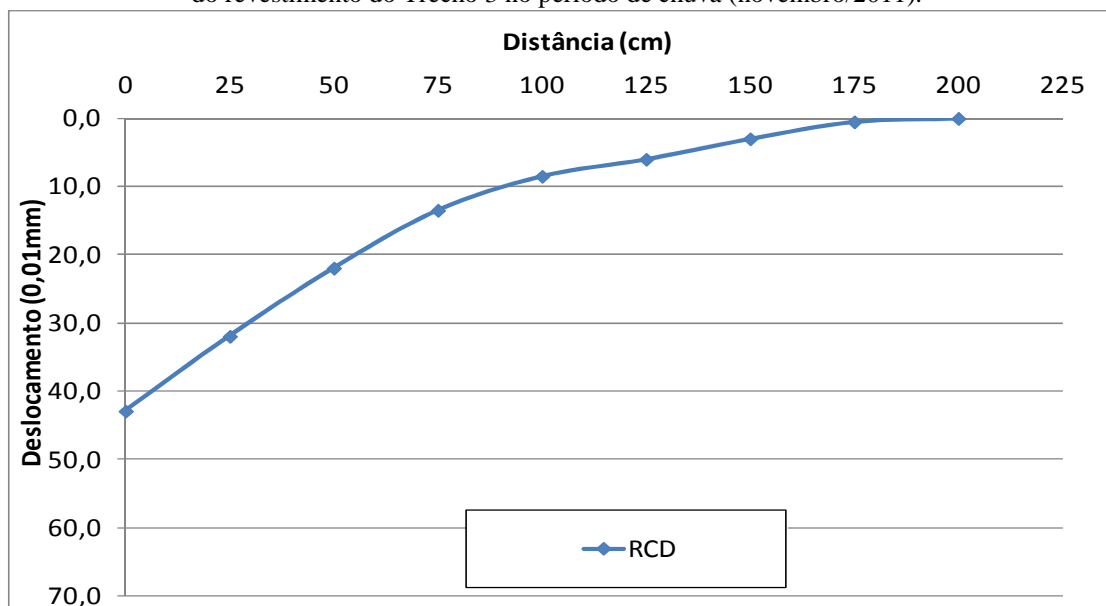


Figura 4.36 – Bacias de deflexões médias obtidas nos ensaios de viga Benkelman realizados na borda direita do revestimento do Trecho 3 no período de chuva (novembro/2011).

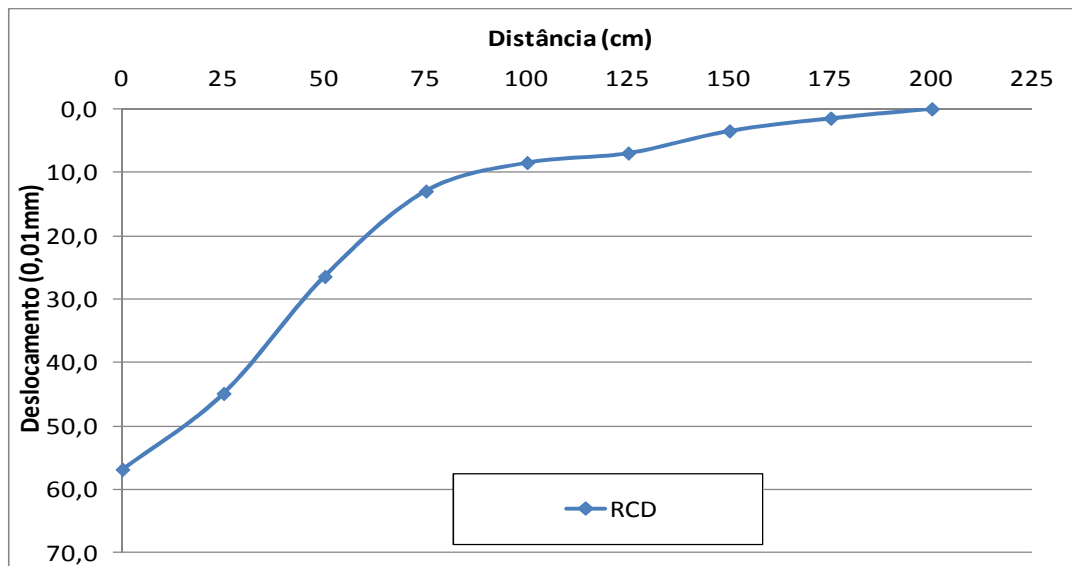
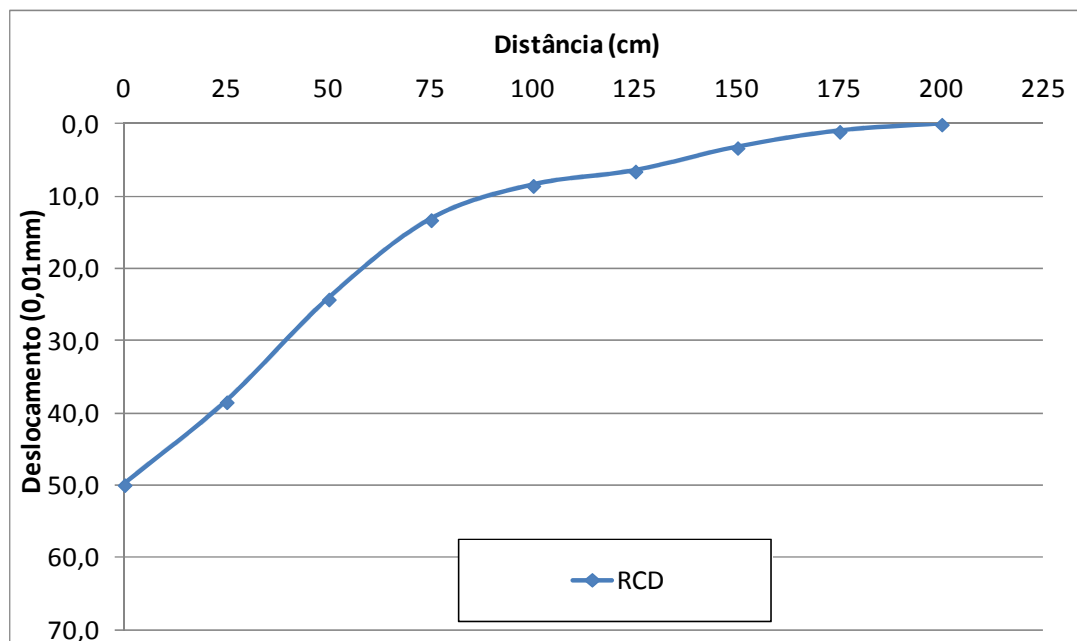


Figura 4.37 – Bacias médias de deflexão no Trecho 3 em novembro/2011.



A partir da Tabela 4.26 e da Figura 4.38 que consideram os valores médios de deflexão no Trecho 3 nas duas etapas de ensaio, pode-se comparar o comportamento do material entre o período de seca e o de chuva. Observa-se que houve pouca variação de valores entre os meses de junho e novembro de 2011, o que pode significar pouca interferência da água da chuva no comportamento do pavimento.

Tabela 4.26 – Comparação entre os valores de deflexões máximos médios obtidos nas duas etapas de ensaios para o Trecho 3

Subtrecho	Junho/2011 D ₀ (0,01 mm)			Novembro/2011 D ₀ (0,01 mm)			Variação D ₀ (0,01 mm)
	BE	BD	Média	BE	BD	Média	
RCD	39	40	40	43	57	50	10

Obs.: D₀ = deflexão verdadeira no ponto de prova, BE = Borda esquerda, BD = Borda Direita.

Figura 4.38 – Deflexões Médias das bordas esquerda e direita.

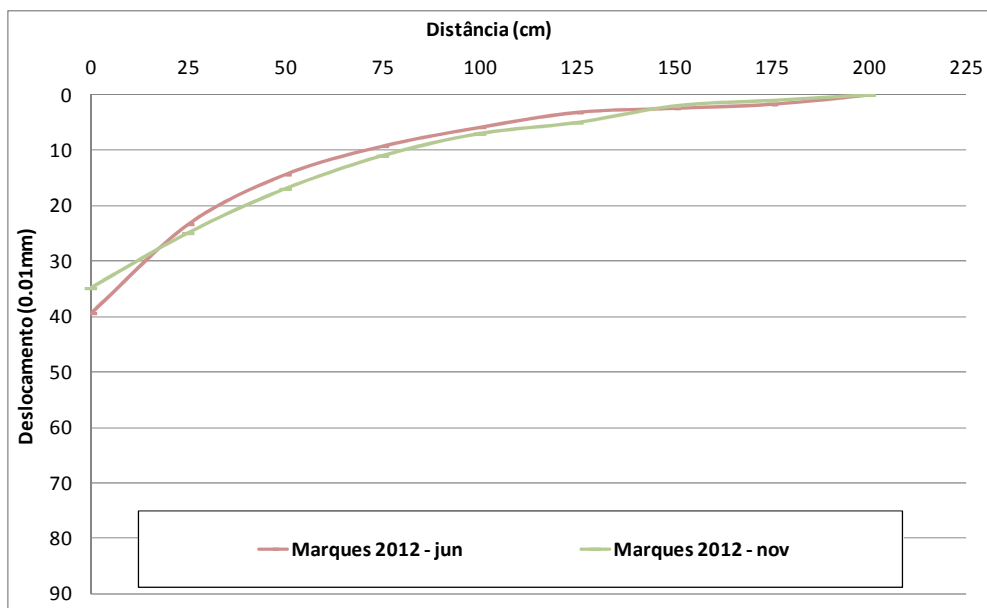
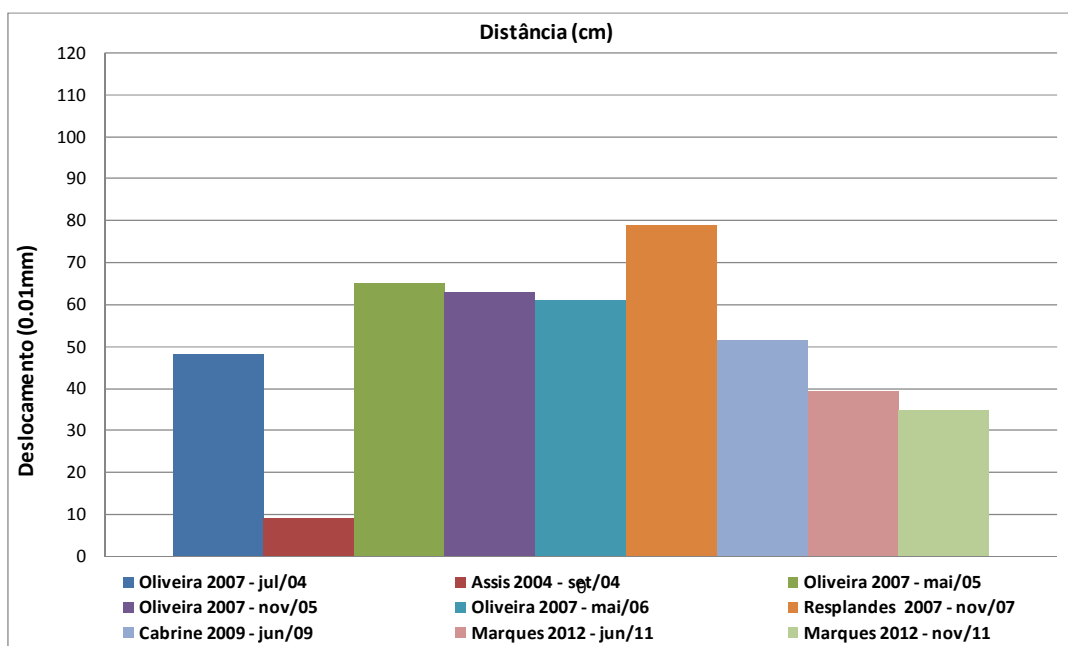
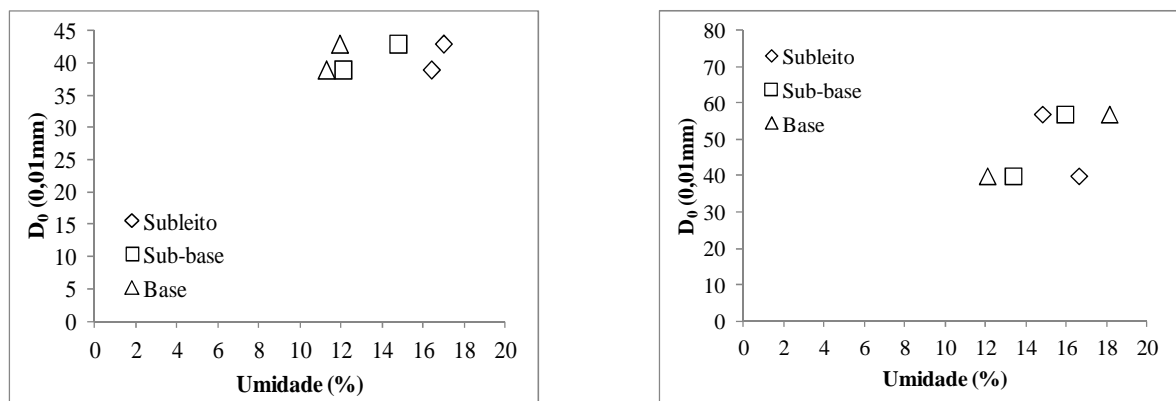


Figura 4.39 – Bacias de deflexões obtidas para o subtrecho de Solo + Brita do Trecho 3 ao longo do tempo.



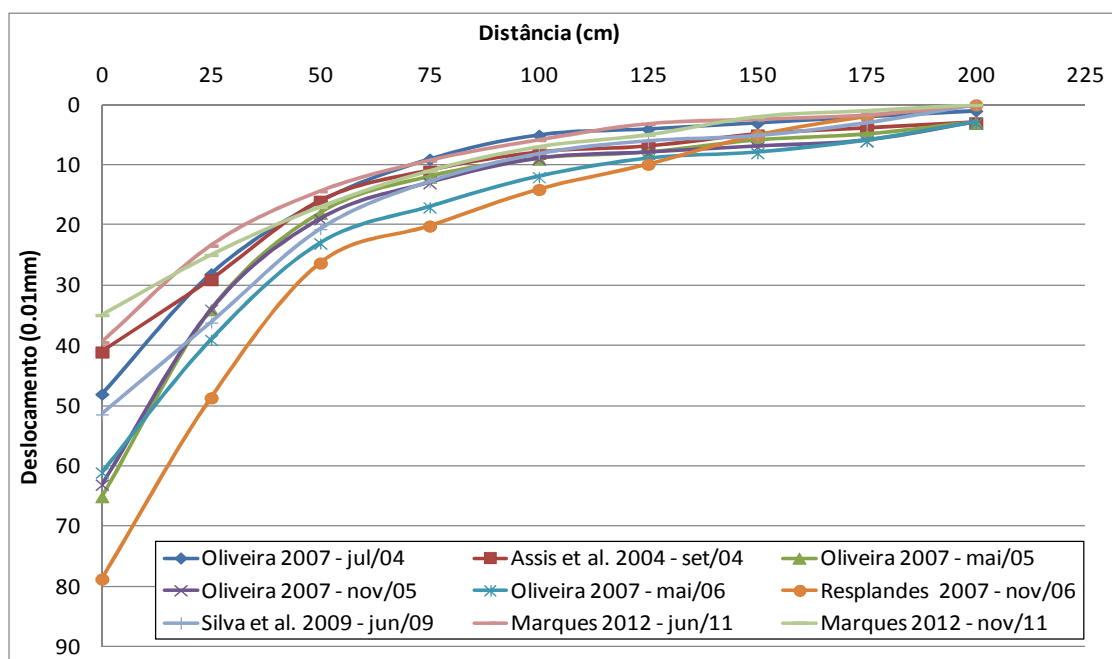
Na Figura 4.40 comparou-se os valores de umidade coletados em todas as camadas do Trecho 3 durante os ensaios nas duas etapas com os valores médios de deflexões máximas nas bordas. Como são poucos pontos, não é possível afirmar sobre a existência de relação direta entre os parâmetros, mas pode-se observar alguma tendência de aumento de D_0 com o aumento da umidade.

Figura 4.40 – Relação entre umidade e deflexão máxima para o Trecho 3: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita



Na Figura 4.41 estão plotadas todas as bacias de deflexões médias obtidas por meio da realização de ensaios de viga Benkelman sobre o revestimento do Trecho 3 desde sua construção.

Figura 4.41 – Deflexões Médias das bordas esquerda e direita



Observa-se que:

- A maior deflexão média foi observada nos ensaios realizados por Resplandes (2007) no mês de novembro/2006 ($D_0 = 80 \times 10^{-2}$ mm). Depois desse período pode ter ocorrido cimentação do RCD e consequente redução dos valores de deflexão;
- Nota-se que os valores de deflexões obtidas por Oliveira (2007) em maio/2005, novembro/2005 e maio/2006 estão muito próximas (D_0 variando entre 60×10^{-2} mm e 65×10^{-2} mm);
- Os resultados obtidos em julho/2004, setembro/2004 e junho/2009 estão semelhantes aos obtidos nesta pesquisa para os meses junho/2011 e novembro/2011.

4.2.2 PROVA DE CARGA SOBRE PLACA

Os ensaios de prova de carga sobre placa foram executados nos três trechos experimentais seguindo o mesmo critério utilizado em estudos anteriores. Os ensaios foram executados sobre o revestimento nas mesmas estacas sendo um na borda esquerda, um na borda direita e um no eixo de cada subtrecho. Foram determinados os valores de deflexão máximo ($D_{m\acute{a}x}$), deflexão correspondente a uma pressão de 560 kPa (D_{560KPa}), deflexão elásticas, plástica e o módulo de reação (k_{placa}). Os resultados obtidos em cada subtrecho estão apresentados a seguir.

4.2.2.1 Trecho 1

Inicialmente, são apresentados os resultados dos ensaios de prova de carga do Trecho 1 realizados em junho/2011. Os parâmetros obtidos estão apresentados na Tabela 4.27 e na Figura 4.35 tem-se as curvas tensão x deflexão de todos os ensaios executados.

Apesar do ensaio de prova de carga sobre placa não ter normatização que especifique os limites mínimos e máximos de deflexões aceitos para pavimentos asfálticos, considera-se que os resultados foram satisfatórios para todos os subtrechos quando comparados com valores obtidos em outros estudos e para outros materiais que variaram entre 0,70 mm a 2,50 mm (REZENDE, 2003).

Nessa etapa, os valores médios de deflexão obtidos para a tensão de 560 kPa foram maiores nos subtrechos de solo-fíler (1,13 mm) e solo-pó (1,17 mm). Os subtrechos executados com solo-brita e cascalho apresentaram os menores valores: 0,81 mm e 0,74 mm, respectivamente.

Tabela 4.27 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 1 em junho/2011.

ESTACA	POSIÇÃO	MATERIAIS	$D_{máx}$ (mm)	D_{560kPa} (mm)	$D_{plástico}$ (mm)	$D_{elástico}$ (mm)	k_{placa} (MPa/m)	$k_{elástico}$ (MPa/m)
Estaca 01	BE	Solo + Fíler de Micaxisto	1,54	1,54	0,64	0,90	367	783
Estaca 02	EIXO		1,13	1,13	0,59	0,54	501	1310
Estaca 03	BD		0,71	0,71	0,25	0,46	801	1549
$D_{médio}$			1,13	1,13	0,49	0,63	503	1117
Estaca 07	BE	Solo + brita	0,66	0,66	0,32	0,33	862	2122
Estaca 08	EIXO		1,20	1,20	0,77	0,43	473	1658
Estaca 09	BD		0,58	0,58	0,12	0,46	976	1527
$D_{médio}$			0,81	0,81	0,40	0,41	698	1735
Estaca 17	BD	Cascalho Laterítico	0,82	0,82	0,28	0,55	687	1294
Estaca 18	EIXO		0,73	0,73	0,37	0,36	779	1983
Estaca 19	BE		0,66	0,66	0,27	0,40	853	1783
$D_{médio}$			0,74	0,74	0,30	0,43	767	1632
Estaca 27	BD	Solo + Pó de Micaxisto	1,63	1,49	0,59	1,04	380	678
Estaca 28	EIXO		1,22	1,11	0,59	0,64	511	1111
Estaca 29	BE		1,04	0,91	0,37	0,67	622	1056
$D_{médio}$			1,30	1,17	0,52	0,78	484	903

Obs.: BD = borda direita, BE = borda

Em termos de local onde o ensaio foi realizado (eixo ou borda), observa-se que em cada subtrecho houve diferença de comportamento, sendo que:

- No subtrecho de solo-fíler, os maiores deflexões foram obtidos na borda esquerda;
- No subtrecho de solo-brita, as curvas foram semelhantes nas duas bordas, mas os maiores deflexões foram obtidos no eixo da via;
- No subtrecho de cascalho, as curvas são semelhantes, mas os maiores valores de deflexão foram obtidos para a borda direita;
- No subtrecho de solo-pó, a curva do ensaio realizada na borda direita destoou das demais e apresenta os maiores valores de deflexão.

Em termos de curvas médias (Figura 4.42), verifica-se semelhança de comportamento entre os subtrechos de cascalho e de solo-brita com os menores valores de deflexão. Já os subtrechos

de solo-filer e solo-pó de micaxisto tiveram curvas bastante próximas e com maiores valores de deflexão. Com esses dados, constata-se melhor comportamento dos materiais granulares em relação aos finos.

Figura 4.42 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 1 em junho/2011: (a) subtrecho de Solo-filer; (b) subtrecho de Solo-brita; (c) subtrecho de Cascalho; (d) subtrecho de Solo-pó.

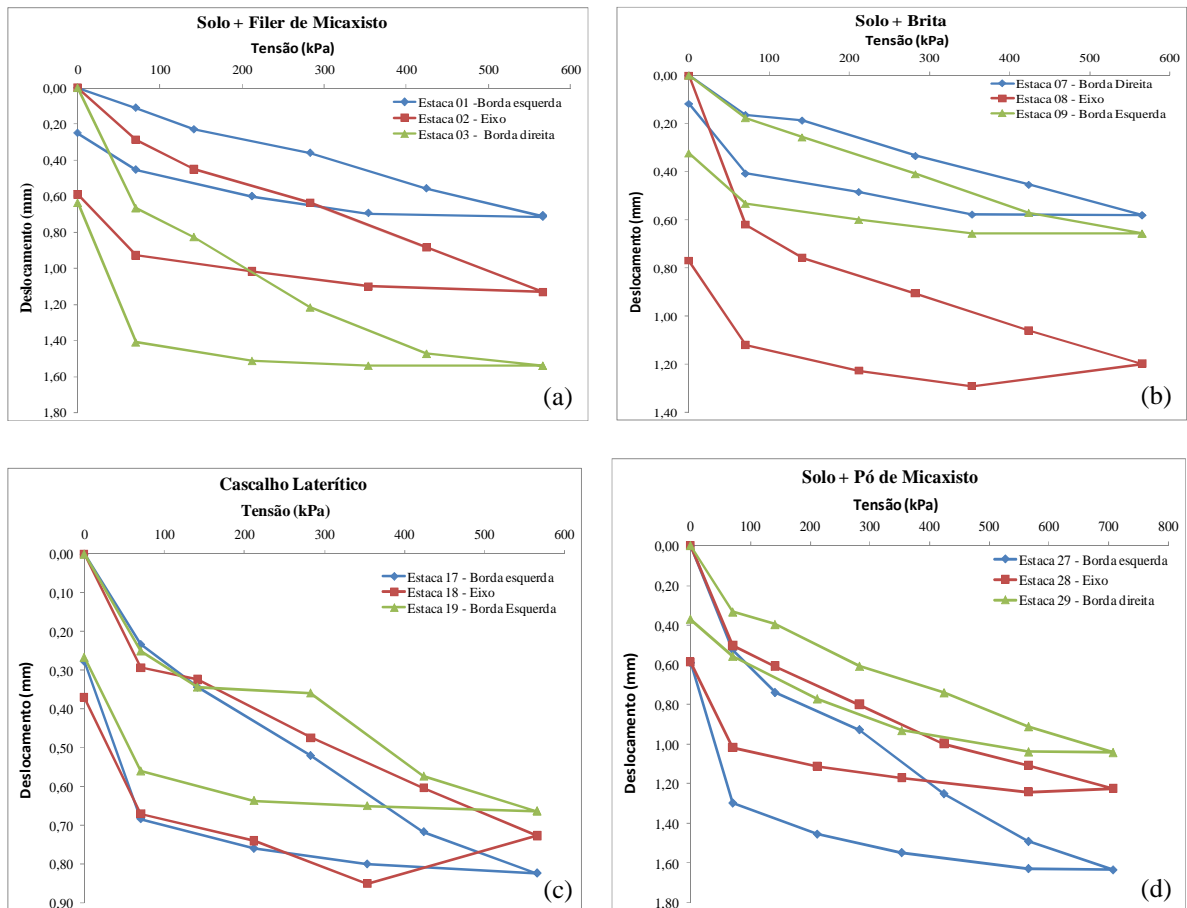
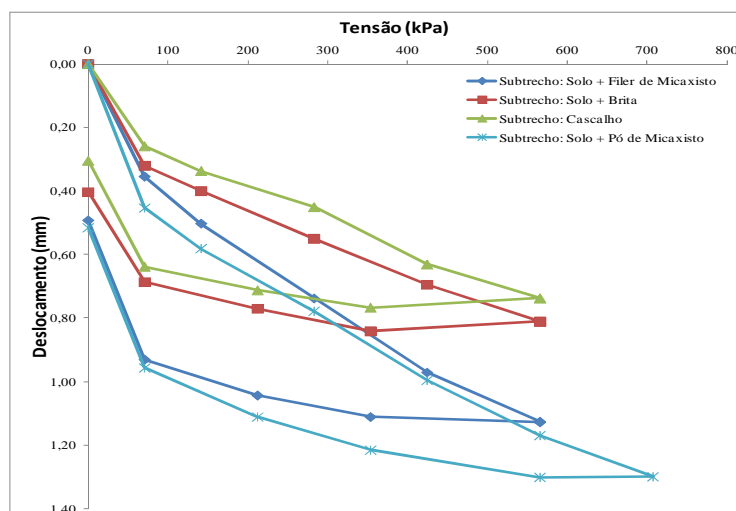


Figura 4.43 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 1 (Junho/2011)



A Tabela 4.28 apresenta os parâmetros obtidos nos ensaios realizados no Trecho 1 em novembro de 2011. Na Figura 4.44 tem-se as curvas tensão x deflexão obtidas em cada subtrecho. Os valores de deflexões médios para a tensão de 560 kPa variaram de 0,76 mm a 1,20 mm que podem ser considerados satisfatórios.

Tabela 4.28 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 1 em novembro/2011.

ESTACA	POSIÇÃO	MATERIAIS	$D_{máx}$ (mm)	D_{560kPa} (mm)	$D_{plástico}$ (mm)	$D_{elástico}$ (mm)	k_{placa} (mm)	$k_{elástico}$ (mm)
Estaca 01	BE	Solo + Fíler de Micaxisto	1,00	0,79	0,41	0,59	716	1206
Estaca 02	EIXO		1,13	0,99	0,47	0,66	570	1066
Estaca 03	BD		2,07	1,83	1,21	0,87	309	816
$D_{médio}$			1,40	1,20	0,69	0,71	470	1003
Estaca 07	BE	Solo + brita	0,51	0,43	0,04	0,47	1316	1505
Estaca 08	EIXO		1,16	1,00	0,41	0,75	564	939
Estaca 09	BD		1,25	0,86	0,93	0,32	661	2234
$D_{médio}$			0,97	0,76	0,46	0,51	741	1378
Estaca 17	BE	Cascalho Laterítico	1,34	1,14	0,61	0,73	495	969
Estaca 18	EIXO		1,18	0,99	0,56	0,62	572	1147
Estca 19	BD		0,63	0,56	0,18	0,45	1017	1572
$D_{médio}$			1,05	0,90	0,45	0,60	631	1181
Estca 27	BE	Solo + Pó de Micaxisto	1,30	1,10	0,29	1,00	515	705
Estaca 28	EIXO		0,79	0,56	0,38	0,41	1017	1711
Estaca 29	BD		0,97	0,88	0,54	0,43	641	1658
$D_{médio}$			1,02	0,85	0,40	0,61	669	1151

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda.

Nos subtrechos de solo-fíler e solo-pó, os maiores valores de deflexão foram observados no ensaio realizado na borda direita. No subtrecho de solo-brita o melhor resultado foi obtido na borda direita e no de cascalho na borda esquerda.

Na Figura 4.45 tem-se as curvas médias obtidas em cada subtrecho nessa etapa de ensaio. Verifica-se que no período chuvoso o subtrecho de solo-fíler de micaxisto apresentou comportamento distinto dos demais materiais com maiores valores de deflexões.

Nas Figura 4.46 a 4.49 tem-se as curvas médias de tensão x deflexão obtidas a partir de ensaios de prova de carga sobre placa realizados sobre o revestimento de cada subtrecho desde sua construção.

Figura 4.44 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 1 (Novembro/2011)

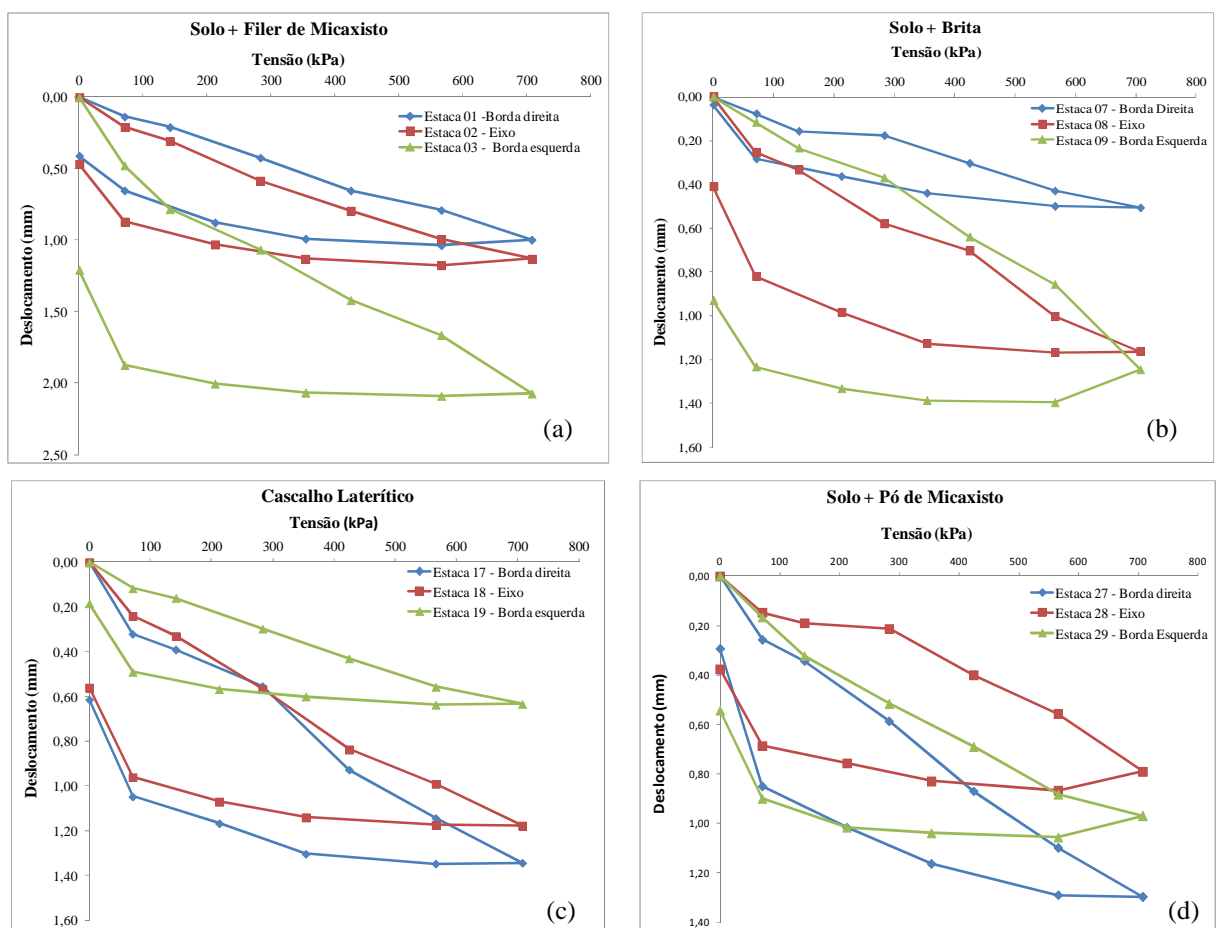
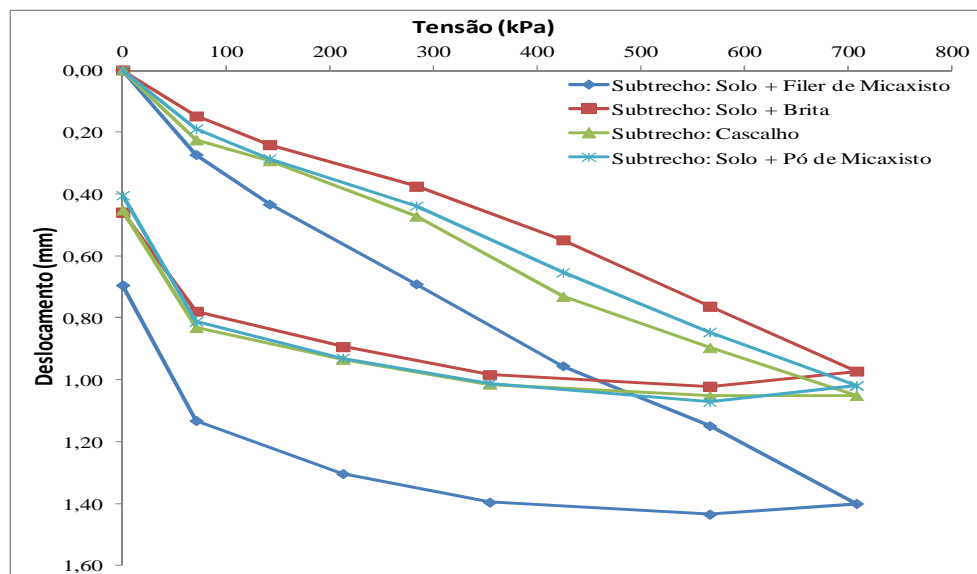


Figura 4.45 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 1 (Novembro/2011).



Comparando os resultados obtidos nos meses de junho/2011 a novembro/2011 verifica-se que houve aumento nos valores de deflexões em todos os subtrechos com exceção do subtrecho de solo-pó de micaxisto.

Analisando os resultados a partir da construção do trecho, observa-se que no subtrecho de solo-fíler ocorreu aumento nos deflexões quando compara-se os valores obtidos na época da construção da pista com os ensaios atuais. Para os demais subtrechos, os deflexões médios apresentaram pequenas variações.

Ao longo de todo o período de análise, os subtrechos executados em solo-brita e cascalho apresentaram níveis de deflexões semelhantes e menores que os demais. Já os subtrechos de solo-fíler e solo-pó de micaxisto apresentaram comportamentos semelhantes, mas com maiores valores de deflexões. No entanto, esses valores podem ser considerados satisfatórios quando comparados com outros valores existentes na literatura e até o momento não comprometem a utilização dessas misturas em vias de baixo a médio volume de tráfego.

Figura 4.46 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-filer de micaxisto do Trecho 1

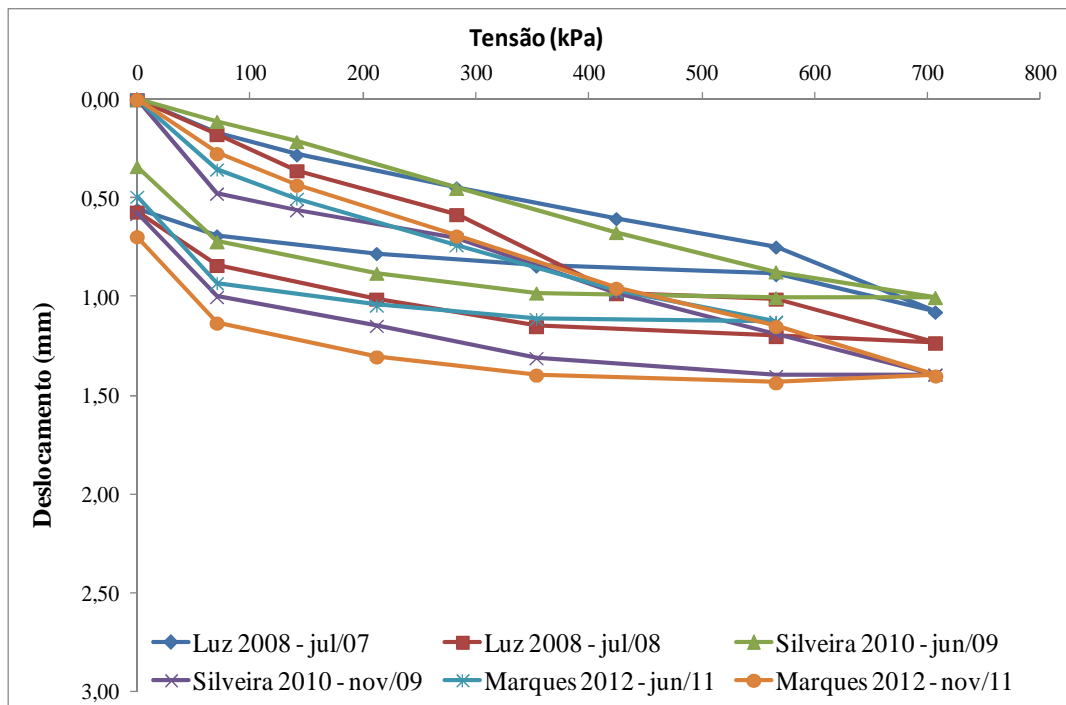


Figura 4.47 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-brita do Trecho 1.

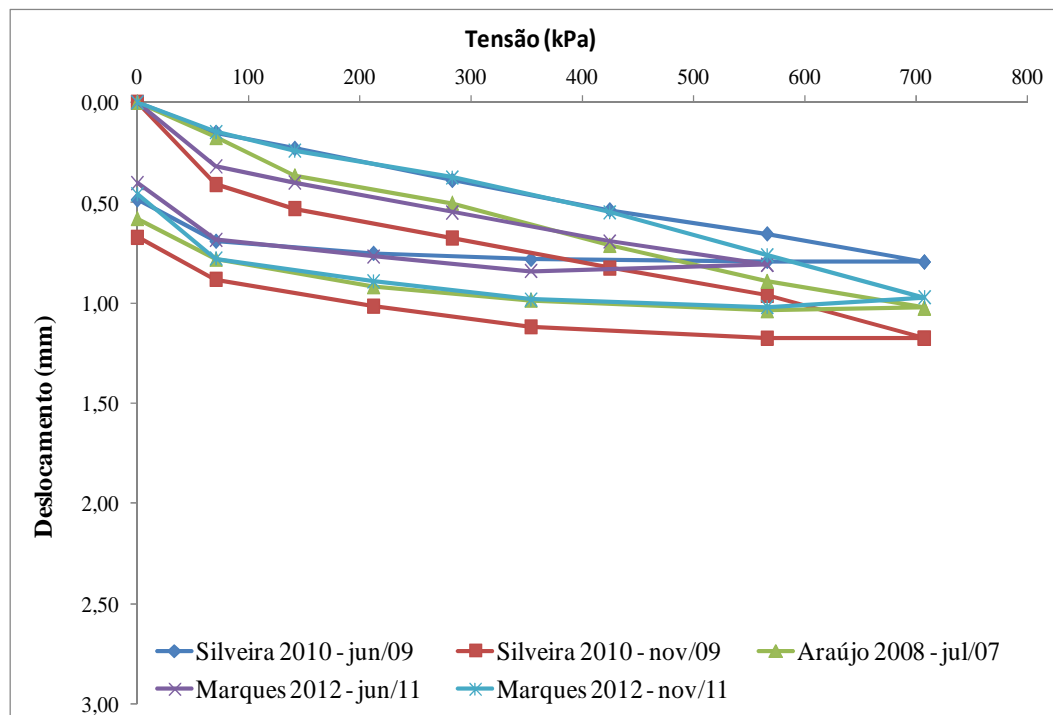


Figura 4.48 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de cascalho do Trecho 1

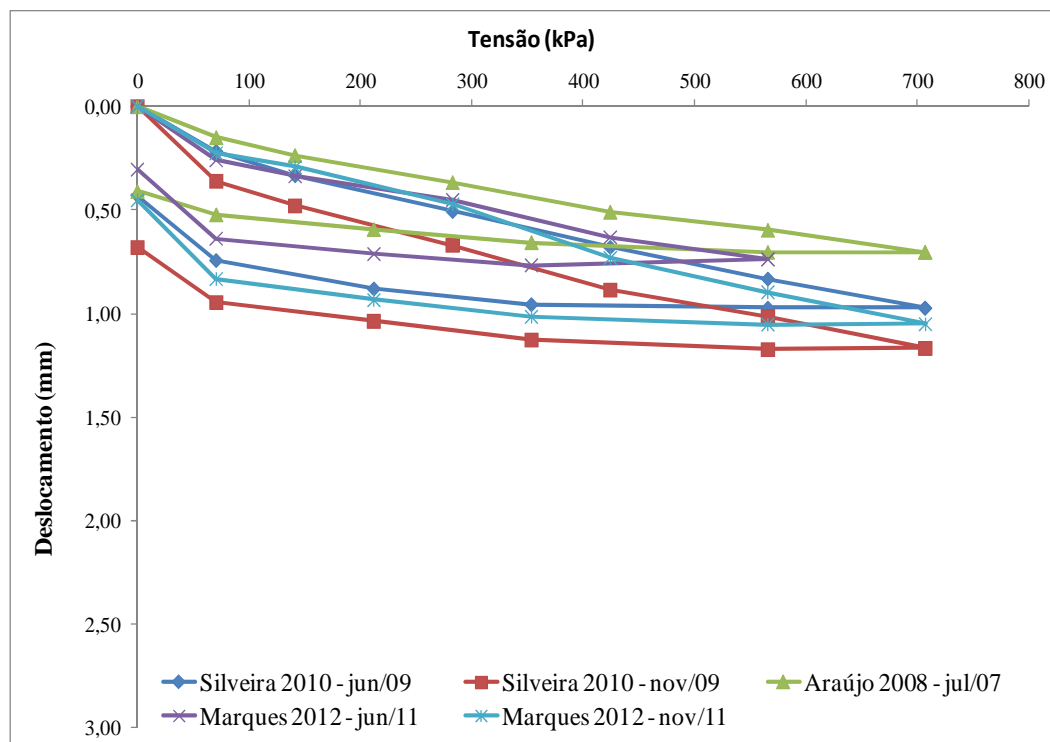
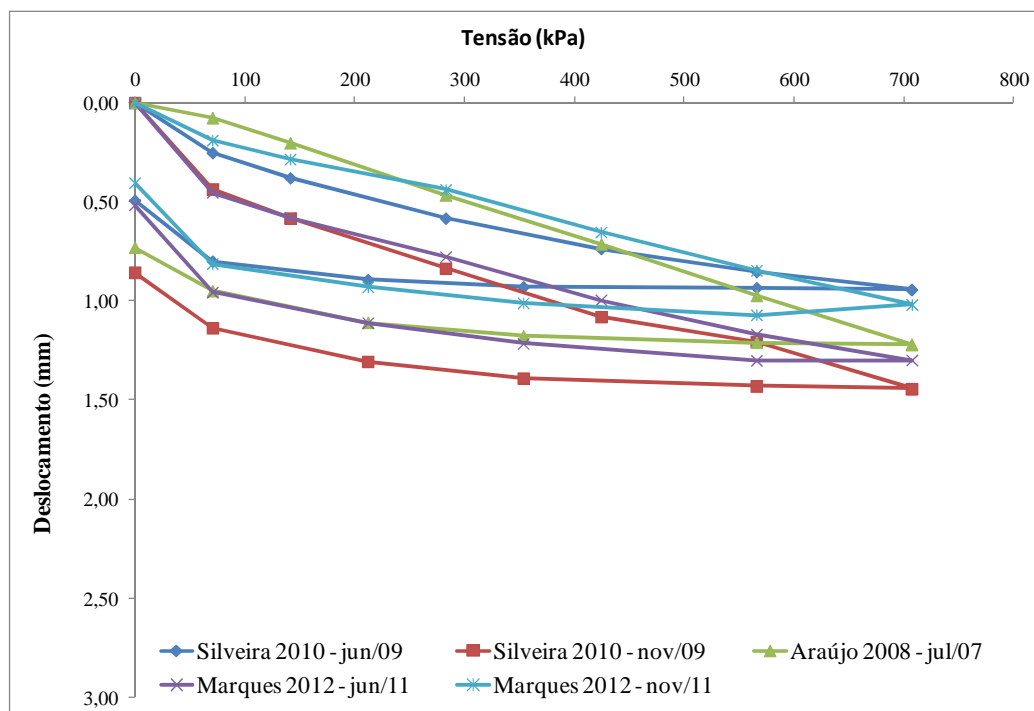


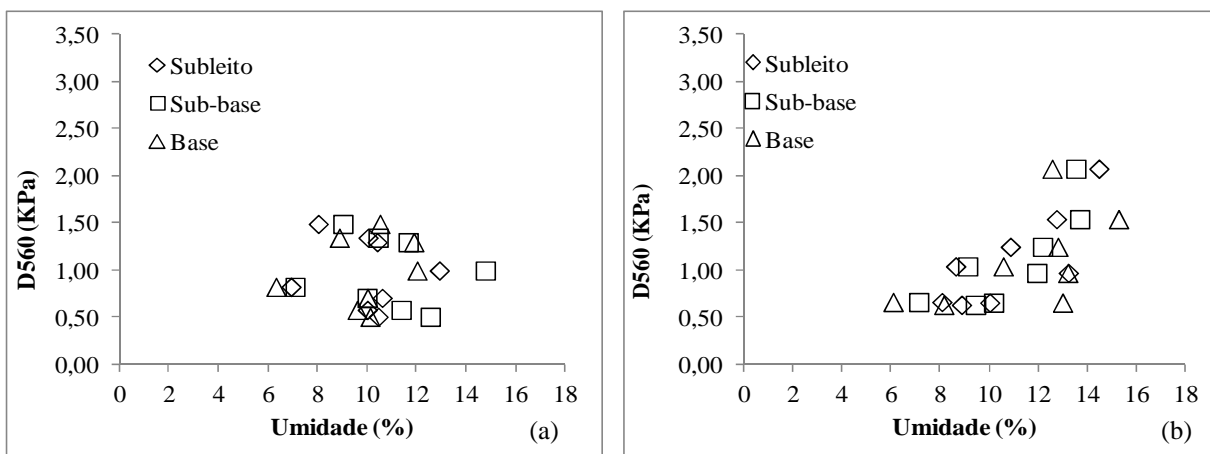
Figura 4.49 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-pó de micaxisto do Trecho 1



Ao tentar relacionar os valores de deflexão para a tensão de 560 kPa com os valores de umidade coletados nas camadas do pavimento nos diferentes períodos de ensaio realizados em

2011 (Figura 4.50), pode ser observada a tendência de aumento dos deflexões com o aumento da umidade na borda direita do pavimento.

Figura 4.50 – Relação entre umidade e deflexão $D_{560 \text{ kPa}}$ para o Trecho 1: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita



4.2.2.1. Trecho 2

Os resultados obtidos na 1ª etapa de ensaios de prova de carga do Trecho 2 estão apresentados na Tabela 4.29, com as respectivas estacas, bordas, material de base e parâmetros obtidos com os cálculos. Em seguida estão representadas na Figura 4.51 as curvas Tensão x Deflexão de todos os ensaios executados.

Tabela 4.29 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 2 em junho/2011.

ESTACA	POSIÇÃO	MATERIAIS	$D_{\text{máx}}$ (mm)	$D_{560\text{kPa}}$ (mm)	$D_{\text{plástico}}$ (mm)	$D_{\text{elástico}}$ (mm)	k_{placa} (mm)	$k_{\text{elástico}}$ (mm)
Estaca0+10	BE	Solo + Fosfogesso	2,05	1,92	1,13	0,92	295	769
Estaca1+10	EIXO		0,76	0,66	0,63	0,13	857	5441
Estaca2+10	BD		1,62	1,39	0,89	0,73	406	973
		$D_{\text{médio}}$	1,47	1,32	0,88	0,59	427	1194
Estaca3+10	BE	Solo + Fosfogesso + Cal	1,23	1,02	0,36	0,87	557	810
Estaca4+10	EIXO		0,83	0,67	0,35	0,48	849	1484
Estaca5+10	BD		1,42	1,22	0,43	0,99	465	715
		$D_{\text{médio}}$	1,16	0,97	0,38	0,78	585	907
Estaca6+10	BE	Solo + Cal	1,78	1,49	0,60	1,18	380	601
Estaca7+10	EIXO		0,75	0,62	0,21	0,54	913	1302
Estaca8+10	BD		1,64	1,36	0,77	0,87	416	813
		$D_{\text{médio}}$	1,39	1,16	0,53	0,86	489	819

Tabela – 4.29 (continuação).

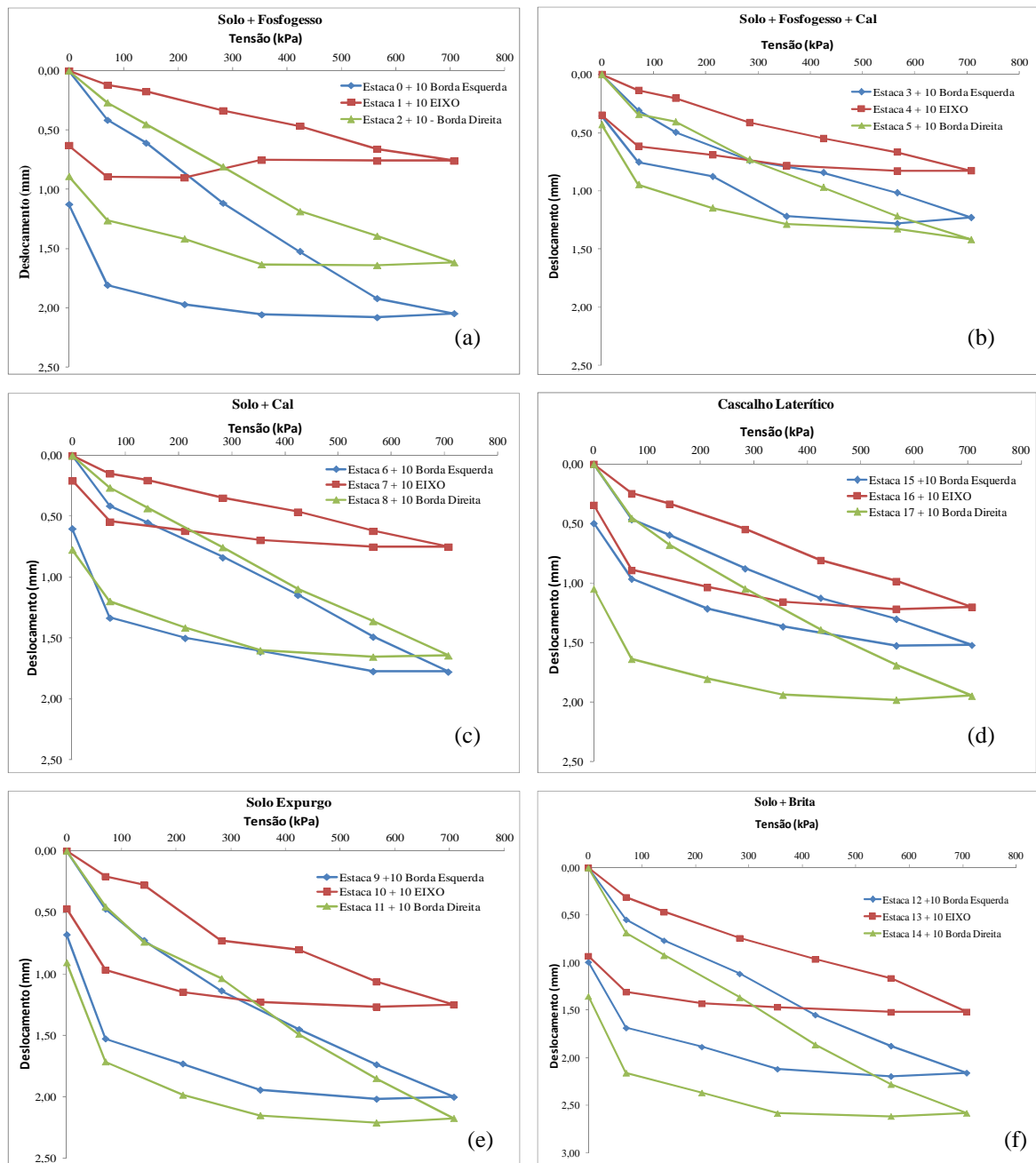
ESTACA	POSIÇÃO	MATERIAIS	D _{máx} (mm)	D _{560kPa} (mm)	D _{plástico} (mm)	Delástico (mm)	kplaca (mm)	kelástico (mm)
Estaca9+10	BE	Cascalho Laterítico	2,00	1,74	0,68	1,32	326	536
Estaca10+10	EIXO		1,25	1,06	0,47	0,78	532	907
Estaca11+10	BD		2,17	1,85	0,91	1,27	306	558
<i>D_{médio}</i>			1,81	1,55	0,69	1,12	365	630
Estaca12+10	BE	Solo + Expurgo	2,16	1,88	0,99	1,17	302	606
Estaca13+10	EIXO		1,52	1,16	0,93	0,59	486	1206
Estaca14+10	BD		2,58	2,28	1,35	1,23	248	575
<i>D_{médio}</i>			2,09	1,77	1,09	0,99	319	711
Estaca15+10	BE	Solo + Brita	1,52	1,30	0,50	1,02	435	691
Estaca16+10	EIXO		1,20	0,98	0,34	0,86	575	826
Estaca17+10	BD		1,95	1,69	1,05	0,90	335	786
<i>D_{médio}</i>			1,56	1,32	0,63	0,93	427	763

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda.

De uma forma geral, pode-se considerar que os resultados obtidos foram satisfatórios, para os subtrechos estudados quando comparados com valores obtidos em outros estudos e para outros materiais que variaram entre 0,70 mm a 2,50 mm (REZENDE, 2003). Observa-se que nessa etapa, os valores médios de deflexão obtidos para a tensão de 560 kPa foram maiores nos subtrechos de solo-expurgo (1,77 mm) e cascalho (1,55 mm). Os subtrechos executados com solo-fosfogesso, solo-fosfogesso-cal e solo-fosfogesso-cal apresentaram os menores valores: 1,32 mm, 0,97 mm e 1,16 mm, respectivamente. Nesse trecho e nesse período, destaca-se o melhor comportamento da mistura solo-fosfogesso-cal.

Comparando a faixa de valores obtidas em junho de 2011 para o Trecho 1 e para o Trecho 2, observa-se que os maiores valores foram obtidos para o Trecho 2. Apesar de ele ser mais novo do que o Trecho 1, sua estrutura é menor e desde sua construção ele vem sofrendo mais com as ações adversas da água.

Figura 4.51 – Relação entre umidade e deflexão D_{560} kPa para o Trecho 1: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita



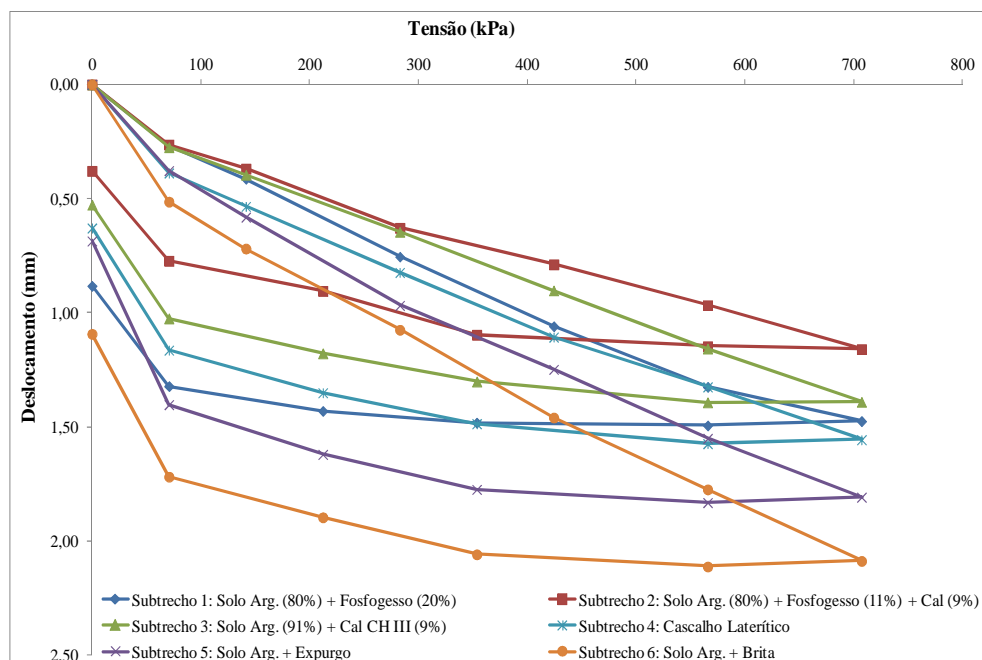
Em termos de local onde o ensaio foi realizado (eixo ou borda), observa-se que em cada subtrecho houve diferença de comportamento, sendo que:

- No subtrecho de solo-fosfogesso, os maiores deflexões foram obtidos na borda esquerda;
- Nos subtrechos de solo-fosfogesso-cal e solo-cal, as curvas foram semelhantes nas duas bordas, mas os menores deflexões foram obtidos no eixo da via;

- No subtrecho de cascalho laterítico, as curvas foram semelhantes porém com valores de deflexões maiores nas bordas.
- No subtrecho de solo-expurgo, as curva foram semelhantes porém com valores de deflexões maiores nas bordas, com destaque para a borda direita.
- No subtrecho de solo-brita, a curva do ensaio realizada no eixo demonstra valores de deflexões menores.
- Em todos os subtrechos os valores de deflexões foram bem menores que nos bordos direito e esquerdo.

Em termos de curvas médias (Figura 4.52), verifica-se semelhança de comportamento entre os subtrechos de cascalho, solo-fosfogesso e solo-cal. Os menores valores de deflexão foram observados no subtrecho de solo-fosfogesso-cal. Já os subtrechos de solo-brita e solo-expurgo, tiveram as curva com os maiores valores de deflexão. Sendo assim, observa-se que as misturas estabilizadas quimicamente podem se sobressair em relação ao cascalho.

Figura 4.52 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 2 (Junho/2011)



A Tabela 4.30 apresenta os parâmetros obtidos nos ensaios realizados no Trecho 2 em novembro de 2011. Na Figura 4.53 tem-se as curvas tensão x deflexão obtidas em cada subtrecho. Os valores de deflexões médios para a tensão de 560 kPa variaram de 0,69 mm a

1,80 mm. Mesmo no período chuvoso, é possível identificar o melhor comportamento das misturas estabilizadas quimicamente (solo-cal e solo-fosfogesso-cal).

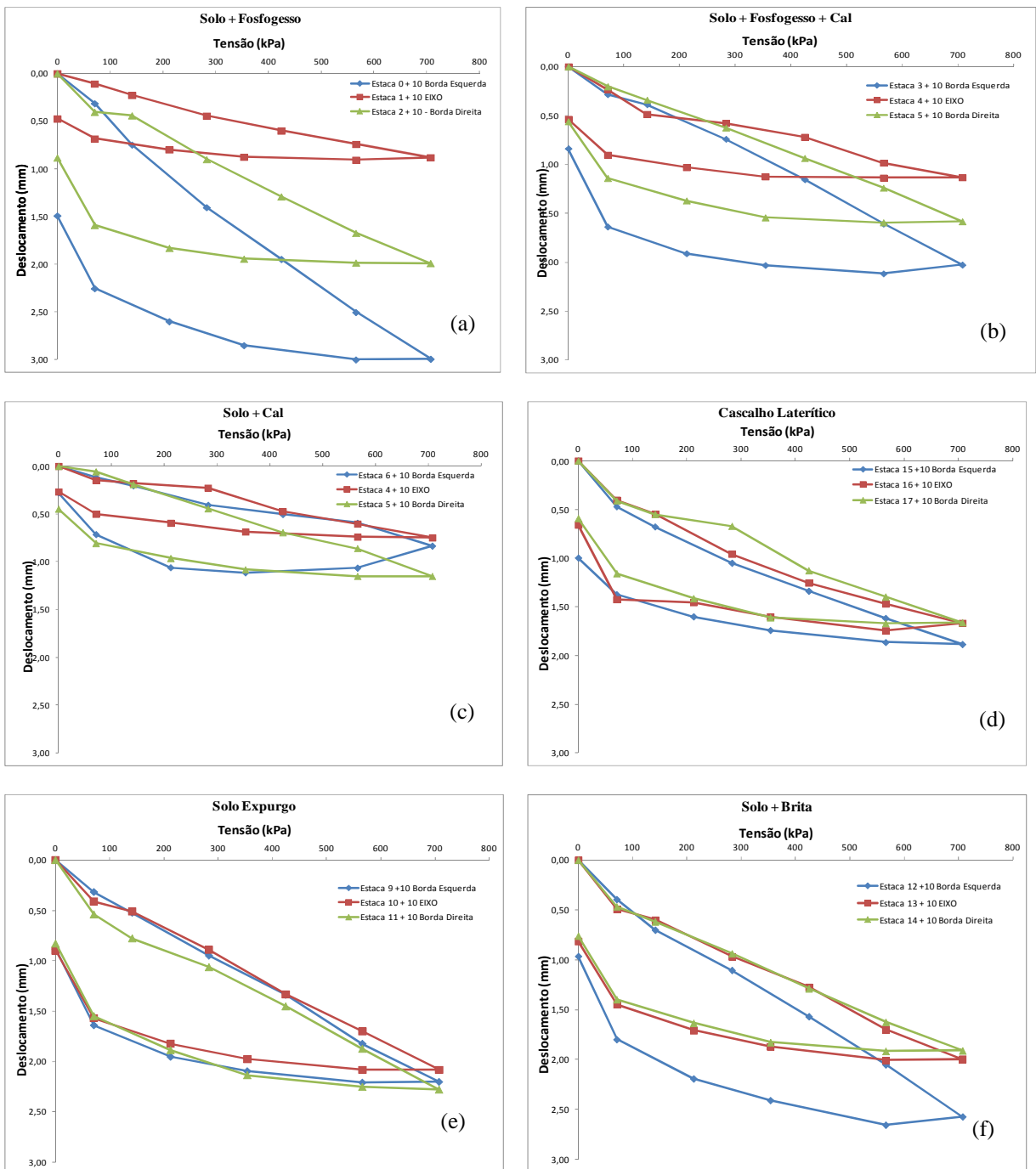
Tabela 4.30 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 2 em novembro/2011.

ESTACA	POSIÇÃO	MATERIAIS	$D_{m\acute{a}x}$ (mm)	D_{560kPa} (mm)	$D_{pl\acute{a}stico}$ (mm)	$D_{el\acute{a}stico}$ (mm)	k_{placa} (mm)	$k_{el\acute{a}stico}$ (mm)
Estaca 0+10	BE		2,99	2,50	1,49	1,50	226	471
Estaca 1+10	EIXO	Solo + Fosfogesso	0,88	0,74	0,47	0,41	765	1739
Estaca 2+10	BD		1,99	1,67	0,88	1,11	338	639
	$D_{m\acute{e}dio}$		1,95	1,64	0,95	1,01	345	703
Estaca 3+10	BE	Solo + Fosfogesso + Cal	2,03	1,61	0,84	1,19	352	594
Estaca 4+10	EIXO		1,13	0,98	0,54	0,60	575	1186
Estaca 5+10	BD		1,58	1,24	0,56	1,02	456	691
	$D_{m\acute{e}dio}$		1,58	1,28	0,64	0,94	443	755
Estaca 6+10	BE	Solo + Cal	0,83	0,59	0,28	0,56	954	1271
Estaca 7+10	EIXO		0,75	0,60	0,27	0,48	938	1474
Estaca 8+10	BD		1,15	0,86	0,45	0,70	658	1006
	$D_{m\acute{e}dio}$		0,91	0,69	0,33	0,58	825	1220
Estaca 9+10	BE	Cascalho Laterítico	2,20	1,82	0,88	1,32	310	536
Estaca 10+10	EIXO		2,08	1,70	0,90	1,18	333	598
Estaca 11+10	BD		2,28	1,87	0,83	1,45	302	488
	$D_{m\acute{e}dio}$		2,19	1,80	0,87	1,32	315	537
Estaca 12+10	BE	Solo + Expurgo	2,57	2,05	0,96	1,61	276	440
Estaca 13+10	EIXO		1,99	1,70	0,81	1,18	334	599
Estaca 14+10	BD		1,91	1,62	0,76	1,15	349	615
	$D_{m\acute{e}dio}$		2,16	1,79	0,85	1,31	316	539
Estaca 15+10	BE	Solo + Brita	1,88	1,62	1,00	0,89	350	798
Estaca 16+10	EIXO		1,67	1,47	0,66	1,01	386	700
Estaca 17+10	BD		1,66	1,40	0,59	1,07	405	661
	$D_{m\acute{e}dio}$		1,74	1,49	0,75	0,99	379	715

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda.

Nos subtrechos de solo-fosfogesso, solo-fosfogesso-cal, solo-expurgo e solo-brita, os maiores valores de deflexões foram observados na borda esquerda, enquanto que nos subtrechos de solo-cal e cascalho laterítico, os maiores valores de deflexões foram observados nas bordas direitas. Na maioria dos casos, os menores valores de deflexões foram observados nos eixos com pequenas variações em alguns subtrechos. A exceção foi o subtrecho de solo-expurgo onde os menores valores de deflexões foram observados na borda direita.

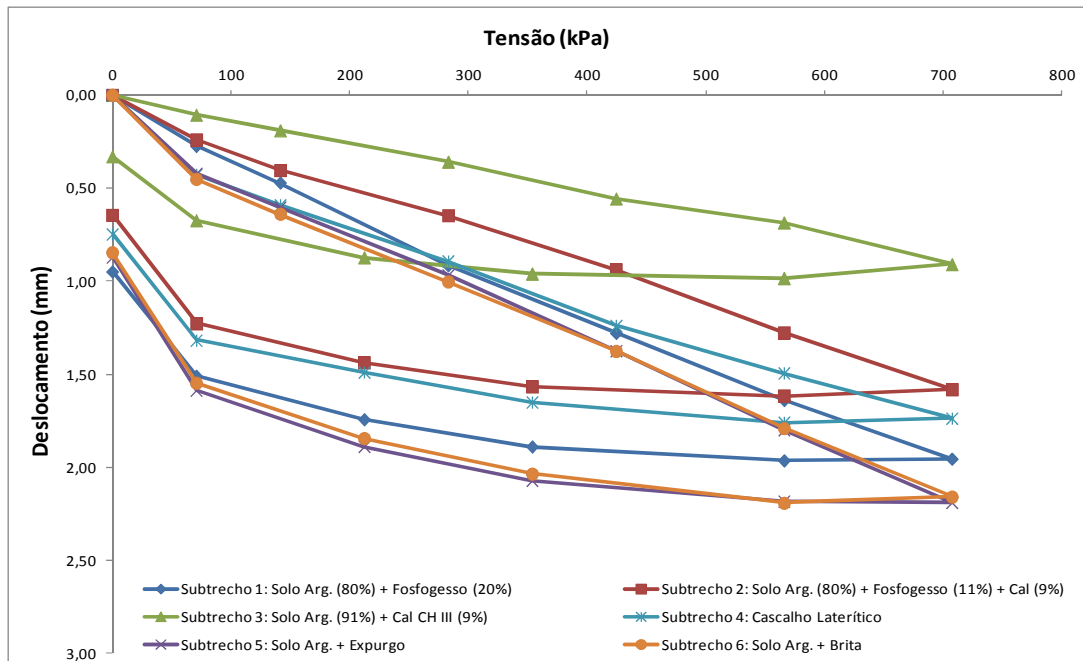
Figura 4.53 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 2 em junho/2011: (a) subtrecho de Solo-fosfogesso; (b) subtrecho de Solo-fosfogesso-cal; (c) subtrecho de solo-cal; (d) subtrecho de cascalho laterítico; (e) solo-expurgo; (f) solo-brita.



Na Figura 4.54 são apresentadas as curvas médias obtidas em cada subtrecho nessa etapa de ensaio. Verifica-se que no período chuvoso, o subtrecho de solo-cal apresentou comportamento diferente com os menores valores de deflexões, mostrando a estabilidade do material mesmo com possíveis interferências da água de escoamento. Os subtrechos de solo-fosfogesso e solo-fosfogesso-cal apresentaram comportamento semelhante ao cascalho. Já os

subtrechos de solo-brita e solo-expurgo apresentaram comportamento inferior aos demais, mas bastante semelhantes o que pode indicar que o expurgo pode, no caso desse tipo de aplicação, exercer a mesma função que a brita.

Figura 4.54 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento em todos os subtrechos do Trecho 2 (Novembro/2011)



Nas Figura 4.55 a 4.60 tem-se as curvas médias de tensão x deflexão obtidas a partir de ensaios de prova de carga sobre placa realizados sobre o revestimento de cada subtrecho desde sua construção.

Figura 4.55 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-fosfogesso do Trecho 2

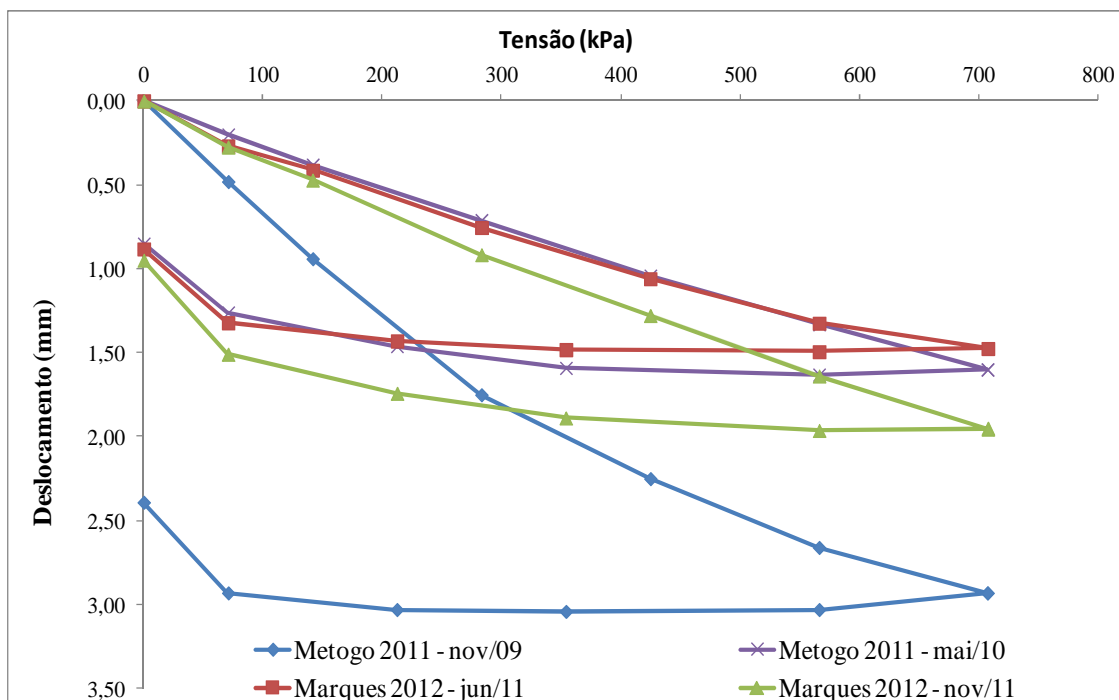


Figura 4.56 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-fosfogesso-cal do Trecho 2

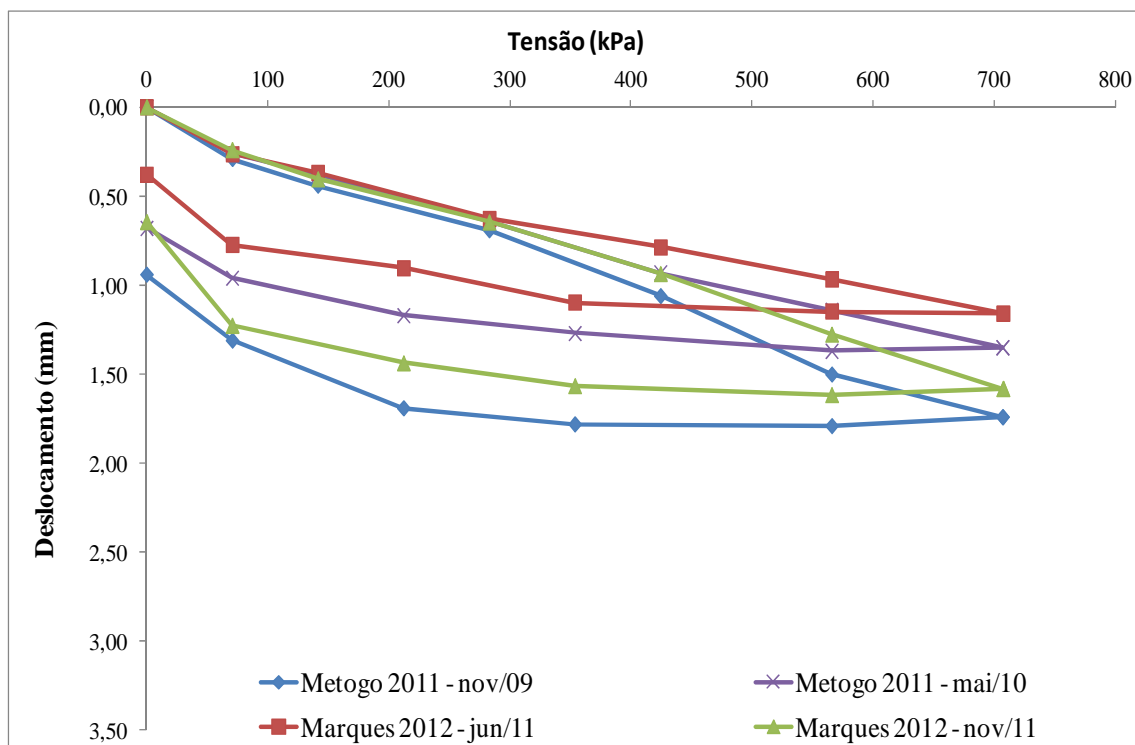


Figura 4.57 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-cal do Trecho 2

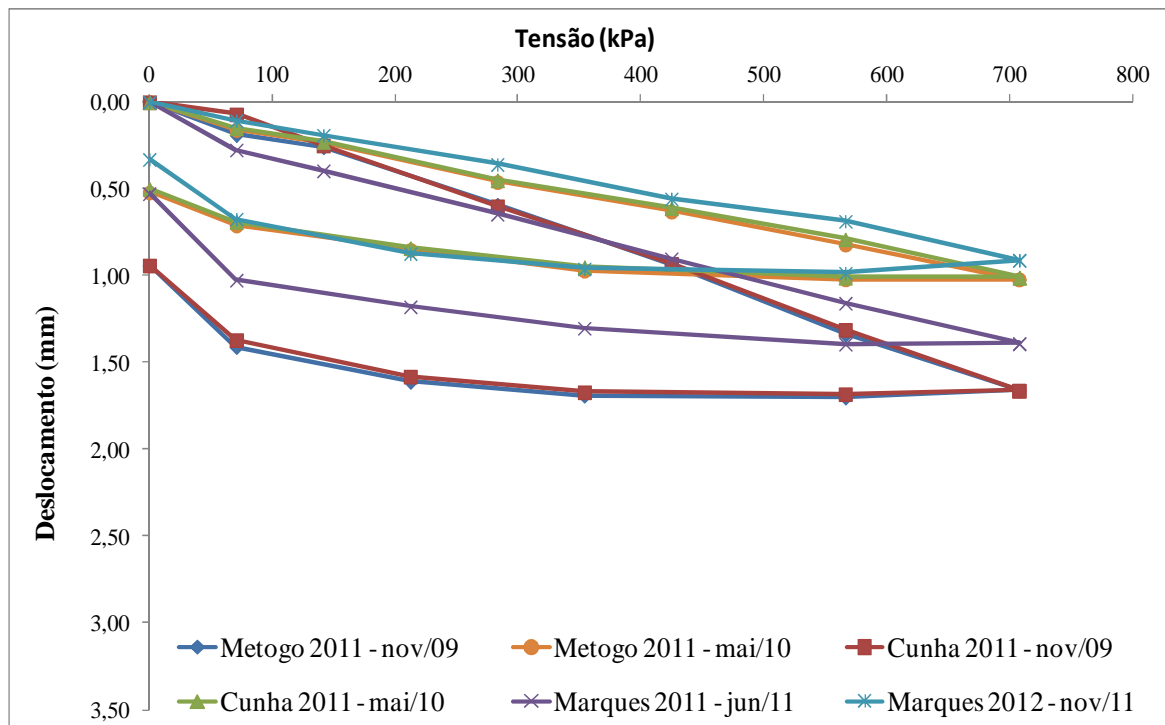


Figura 4.58 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de cascalho laterítico do Trecho 2

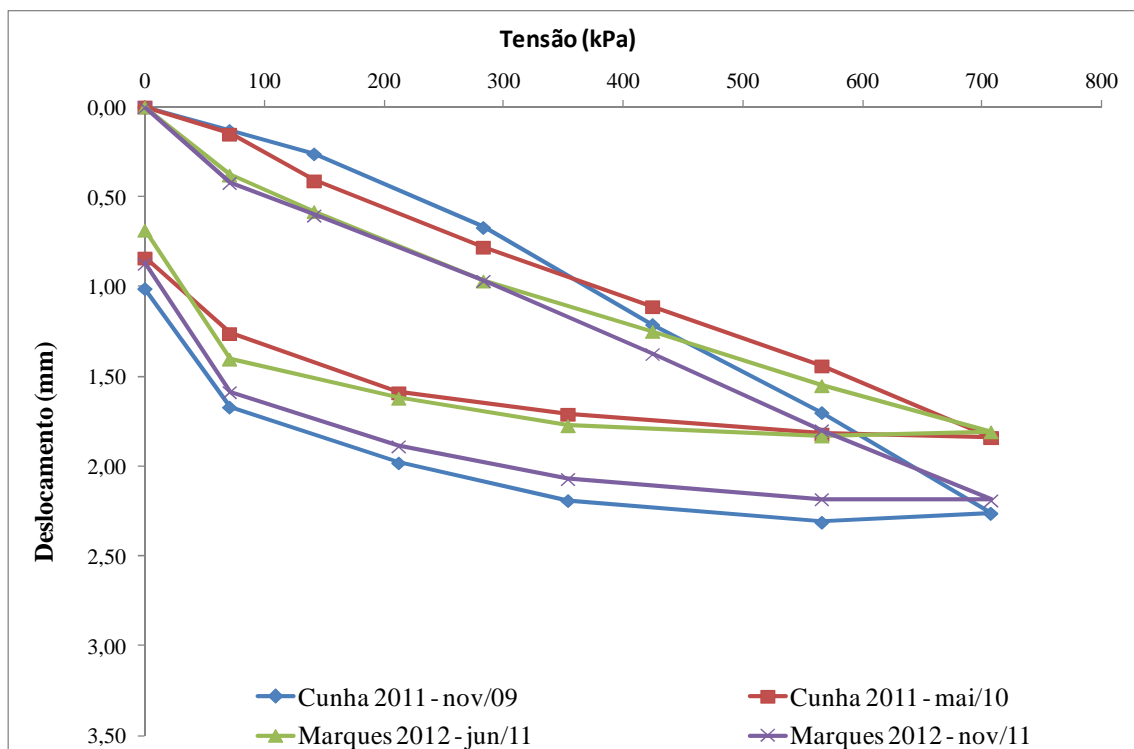


Figura 4.59 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-expurgo do Trecho 2

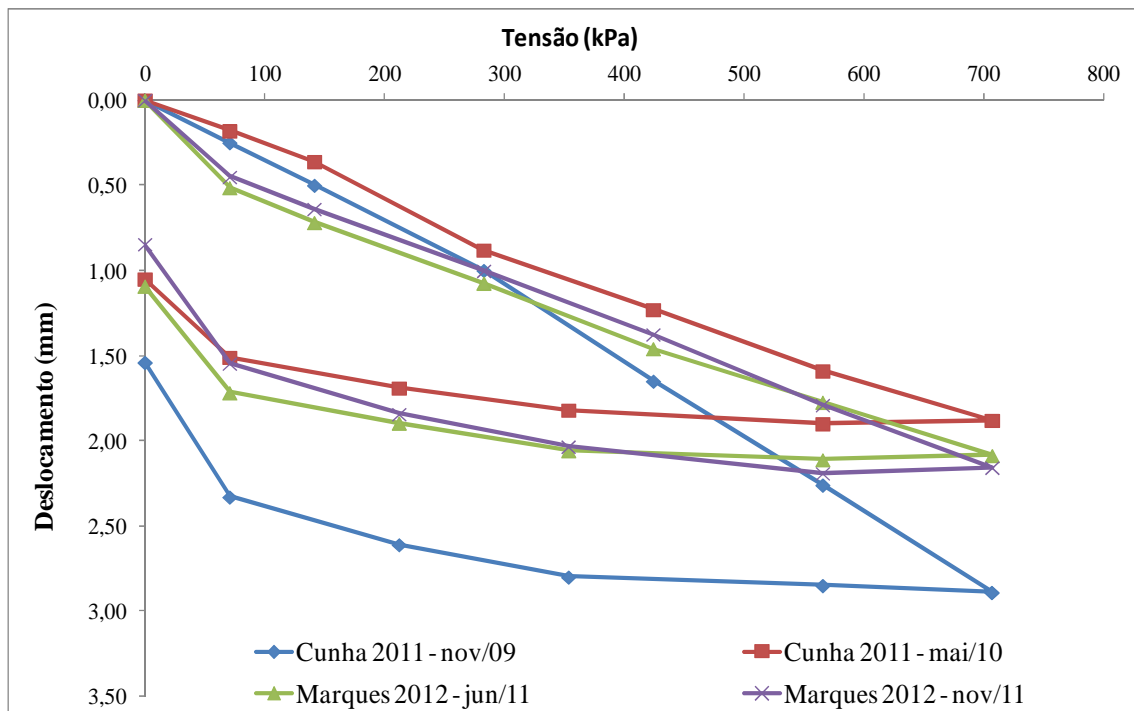
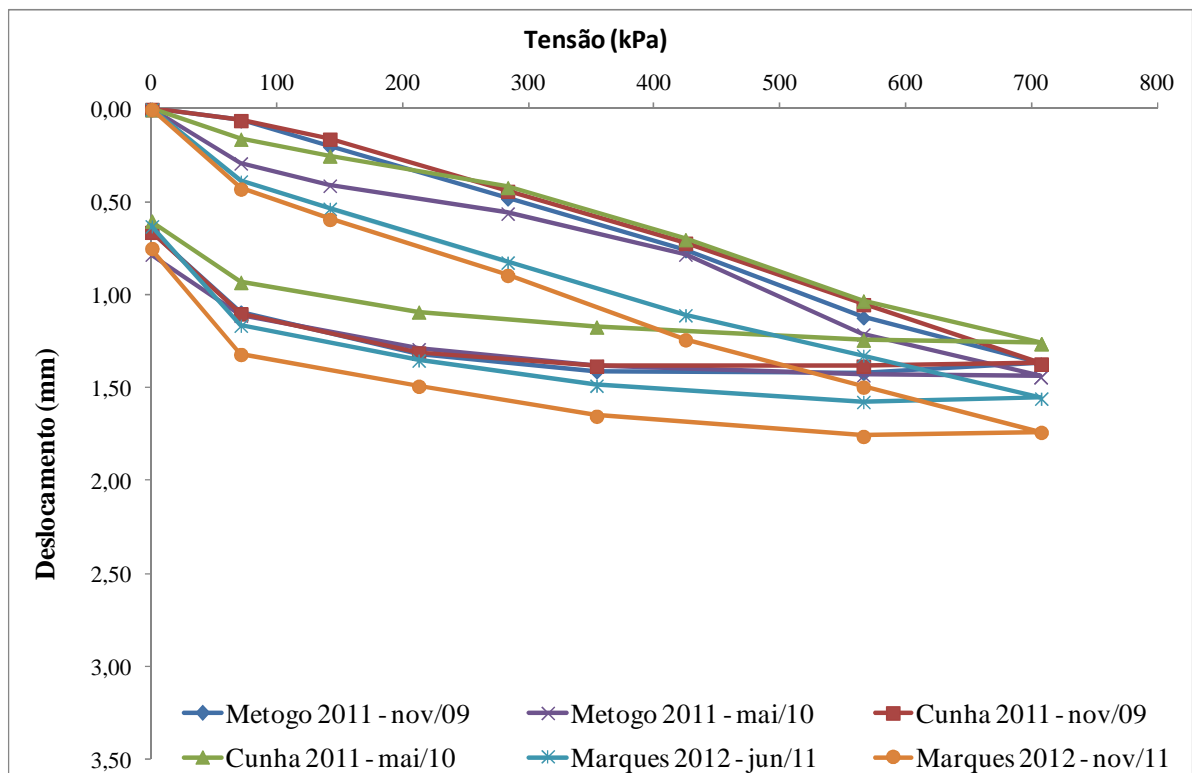


Figura 4.60 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no subtrecho de solo-brita do Trecho 2



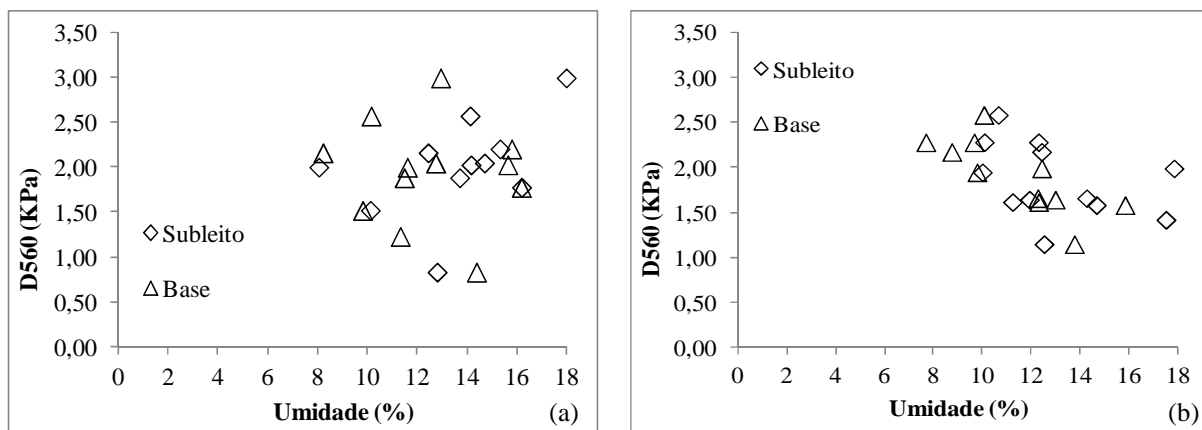
Comparando os resultados obtidos nos meses de junho/2011 e novembro/2011, verifica-se que nos subtrechos de solo-fosfogesso, solo-fosfogesso-cal, solo-expurgo, e cascalho laterítico os deflexões foram maiores no período chuvoso; no subtrecho de solo-brita não houve grandes alterações de comportamento e no subtrecho de solo-cal houve um comportamento diferente do esperado com deflexões menores no período chuvoso. Esse fato pode ser explicado pelo processo de estabilização química que continua ocorrendo no material ao longo do tempo.

Analisando os resultados a partir da construção do trecho observa-se que:

- Durante a construção (novembro/2009), foram obtidos valores elevados de deflexão no subtrecho de solo-fosfogesso. Isso é explicado pelo fato do trecho ter sido construído durante o período chuvoso. No entanto, nos ensaios realizados em 2010 e 2011 os valores obtidos foram semelhantes e menores. A diferença de umidade ótima da época da construção de 22% para aproximadamente 10% a menos em 2011 pode explicar o valor do coeficiente de reação ser menor, devido o material estar muito seco;
- No subtrecho de solo-fosfogesso-cal, as curvas obtidas apresentam comportamentos semelhantes ao longo do tempo;
- No subtrecho de solo-cal, os deflexões diminuíram em comparação com a época de construção do trecho, um dos motivos para explicar este fato é a possibilidade de estar ainda havendo reações pozolânicas que resultam no enriquecimento da mistura;
- Para o subtrecho de cascalho, os deflexões aumentaram em 2011;
- No subtrecho de solo-expurgo, durante a construção foram obtidos maiores valores de deflexão provavelmente devido à execução do trecho em período chuvoso. No entanto, em 2010 e 2011 o comportamento melhorou e se manteve constante;
- Para o subtrecho de solo-brita constata-se que as curvas obtidas ao longo do tempo são semelhantes, mas existe uma tendência de aumento dos deflexões no período chuvoso.

Na Figura 4.61, ao relacionar os valores de deflexões médios com os de umidade obtidos em todos os ensaios realizados, não é possível observar alguma relação entre esses parâmetros.

Figura 4.61 -- Relação entre umidade e deflexão $D_{560 \text{ kPa}}$ para o Trecho 2: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita



4.2.2.2 Trecho 3

Os ensaios de prova de carga do Trecho 3 realizados em junho/2011 estão apresentados neste item. Os parâmetros obtidos estão apresentados na Tabela 4.31 e na Figura 4.62 tem-se as curvas tensão x deflexão de todos os ensaios executados.

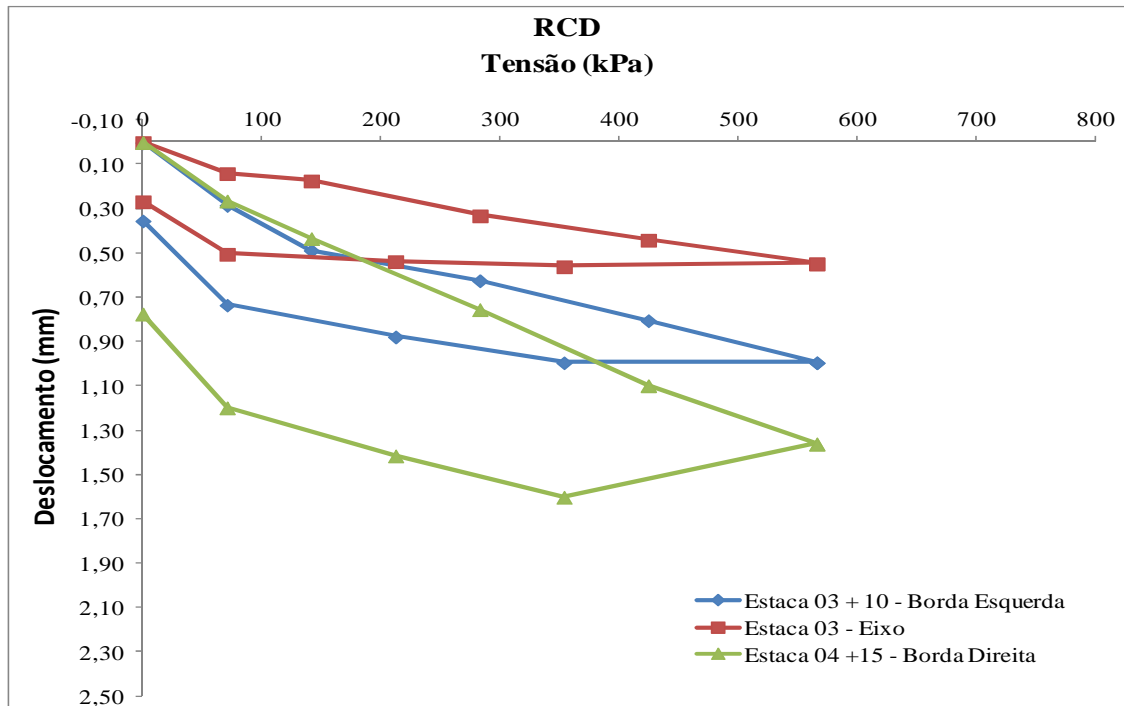
Tabela 4.31 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 3 em junho/2011.

ESTACA	POSIÇÃO	MATERIAL	$D_{\text{máx}}$ (mm)	$D_{560\text{kPa}}$ (mm)	$D_{\text{plástico}}$ (mm)	$D_{\text{elástico}}$ (mm)	k_{placa} (mm)	$k_{\text{elástico}}$ (mm)
Estaca 03 + 10	BE		0,99	0,99	0,35	0,64	570	1105
Estaca 03	EIXO	RCD	0,55	0,55	0,27	0,28	1035	2526
Estaca 04 +15	BD		1,36	1,36	0,77	0,59	416	1206
$D_{\text{médio}}$			0,97	0,97	0,46	0,50	585	1408

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda.

Conforme mencionado anteriormente o ensaio de prova de carga sobre placa não ter normatização que especifique os limites mínimos e máximos de deflexões aceitos para pavimentos asfálticos, considera-se que os resultados foram satisfatórios para todos o Trecho 3 quando comparados com valores obtidos em outros estudos e para outros materiais que variaram entre 0,70 mm a 2,50 mm (REZENDE, 2003). Nessa etapa, o valor médio de deflexão obtido para a tensão de 560 kPa foram de 0,97 mm. Em termos de local onde o ensaio foi realizado (eixo ou borda), observa-se que as curvas não são semelhantes sendo que os menores valores foram obtidos no eixo.

Figura 4.62 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 3 em junho/2011



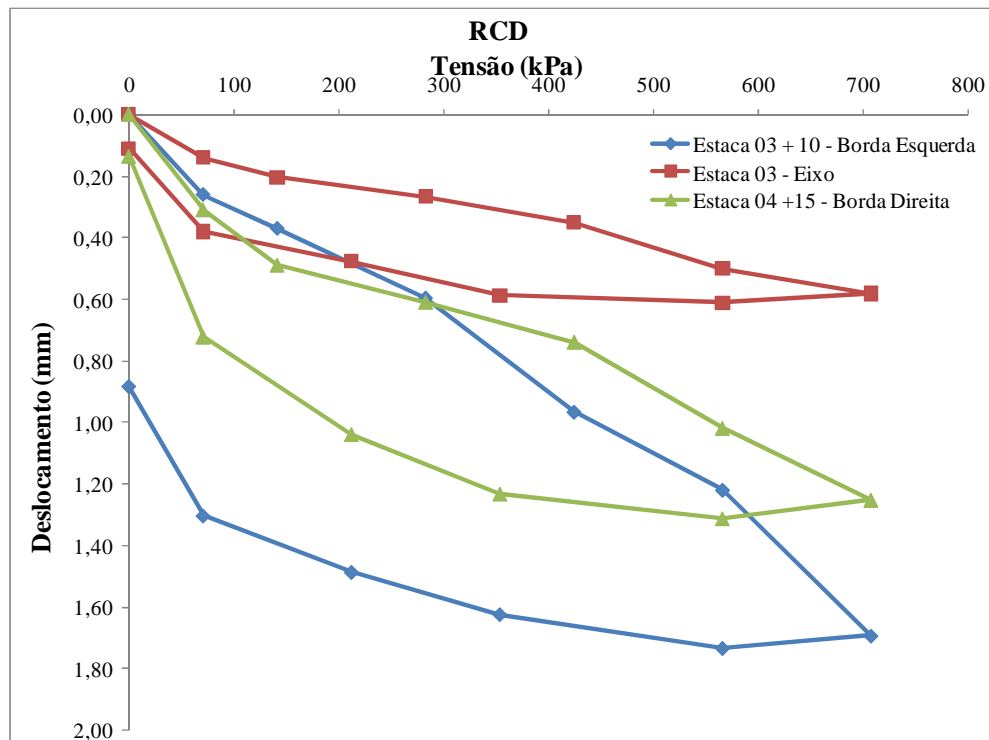
A Tabela 4.32 apresenta os parâmetros obtidos nos ensaios realizados no Trecho 3 em novembro de 2011. Na Figura 4.63 tem-se as curvas tensão x deflexão obtidas. O valor de deflexões médio para a tensão de 560 kPa foi de 0,91 mm. Os maiores valores de deflexão foram observados no ensaio realizado na borda esquerda e os menores no eixo.

Tabela 4.32 – Resultados obtidos nos ensaios de prova de carga sobre placa no Trecho 3 em novembro/2011.

ESTACA	POSIÇÃO	MATERIAL	$D_{máx}$ (mm)	D_{560kPa} (mm)	$D_{plástico}$ (mm)	$D_{elástico}$ (mm)	k_{placa} (mm)	$k_{elástico}$ (mm)
Estaca 03 + 10	BE	RCD	1,69	1,22	0,88	0,81	464	873
Estaca 03	EIXO	RCD	0,58	0,50	0,11	0,47	1132	1505
Estaca 04 +15	BD	RCD	1,25	1,02	0,14	1,12	555	633
	$D^{médio}$		1,18	0,91	0,38	0,80	620	885

Obs.: BD = borda direita, BE = borda esquerda.

Figura 4.63 – Curvas tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento do Trecho 3 em novembro/2011



Na Figura 4.64 e 4.65 tem-se as curvas médias obtidas nas duas etapas de ensaios. Verifica-se comportamento semelhante nas duas etapas, indicando pouca ou nenhuma influência da água de escoamento na estrutura do pavimento.

Comparando os resultados obtidos no Trecho 3 com os outros dois trechos avaliados neste trabalho, observa-se que o trecho de RCD é o mais antigo de todos e tem apresentado comportamento próximo aos materiais de melhores desempenhos (cascalho e misturas estabilizadas quimicamente).

Na Figura 4.65, tem-se a curva média de tensão x deflexão obtida a partir de ensaios de prova de carga sobre placa realizados sobre o revestimento do Trecho 3 desde sua construção. Observa-se que o comportamento obtido nos ensaios de 2011, no geral, teve pouca alteração quando comparados os dados anteriores. As exceções são de maiores valores em janeiro/2004 e menores em novembro/2006. Mesmo assim, pode-se constatar a estabilidade do RCD ao longo do tempo e sua potencialidade de utilização.

Figura 4.64 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento no Trecho 3

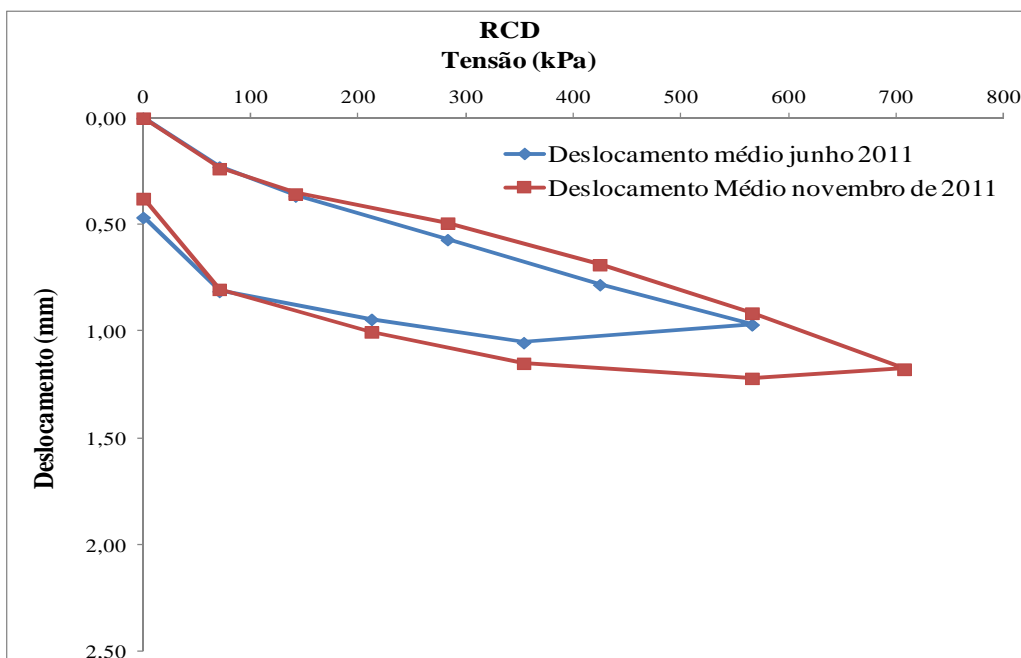
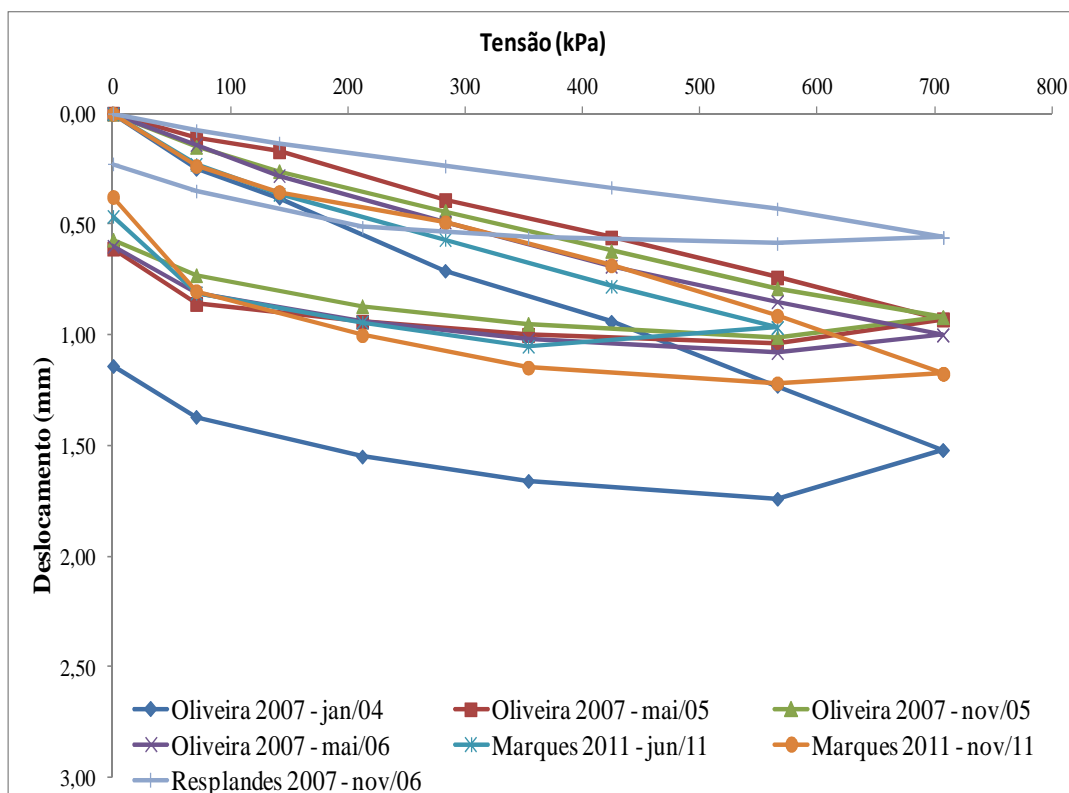
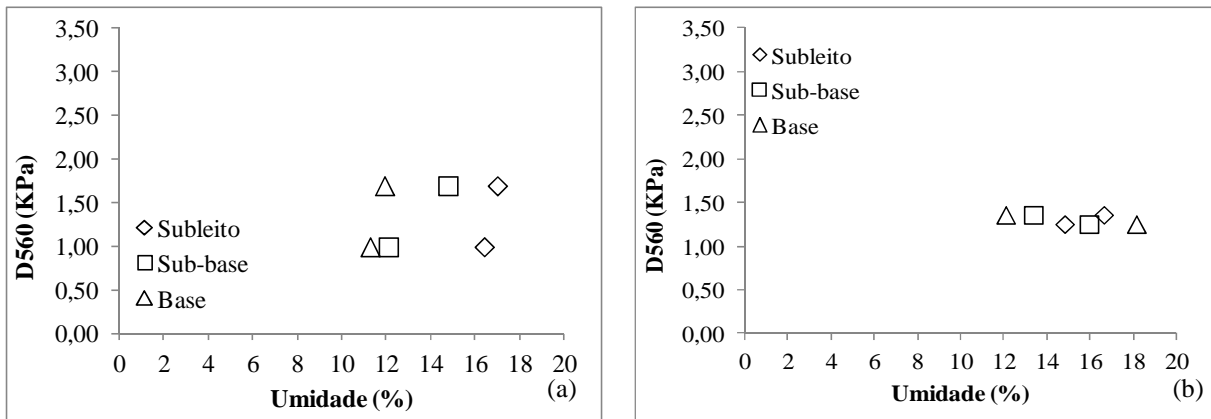


Figura 4.65 – Curvas médias de tensão x deflexão obtidas no ensaio de prova de carga sobre o revestimento ao longo do tempo no Trecho 3



Ao tentar avaliar a existência de relação entre os valores de deflexões médios e o teor de umidade (Figura 4.66), não é possível obter alguma tendência de comportamento.

Figura 4.66 – Relação entre umidade e deflexão D560 KPa para o Trecho 3: (a) Valores obtidos na borda esquerda; (b) Valores obtidos na borda direita



4.2.3 Penetrômetro dinâmico de Cone (DCP)

Estão apresentados os resultados dos ensaios de DCP realizados nos três trechos experimentais e nas duas etapas de ensaios (junho e novembro de 2011). Foram obtidos os valores de resistência, caracterização das camadas e espessura das mesmas, com a obtenção do índice de penetração (DN) para cada camada determinada pela metodologia de ensaio. Foram calculadas as médias gerais por subtrecho para cada camada e os valores obtidos foram comparados entre o período de chuva e seca.

Os ensaios da primeira etapa (junho/2011) foram realizados a uma profundidade que contempla todas as camadas estruturais do pavimento, chegando a no máximo 85 cm. Já na segunda etapa (novembro/2011), houve alguns problemas de quebra da haste e depois do concerto a profundidade de ensaio foi limitada a 50 cm, sem prejudicar a coleta de dados em todas as camadas dos pavimentos.

Além dos valores de DN, são apresentados também valores de CBR (*California Bearing Ratio*) obtidos por meio de correlações existentes na literatura. Sabe-se que, atualmente, o CBR não é mais o melhor parâmetro para ser utilizado nos projetos de pavimentação, sendo necessária a determinação do módulo resiliente. No entanto, como no Brasil o controle executivo ainda é feito com base no CBR, neste trabalho optou-se por avaliar a potencialidade

de utilizar essas correlações. A seguir, são apresentados os resultados obtidos em cada trecho experimental.

4.2.3.1 Trecho 1

Nas Figura 4.67 a 4.70 estão apresentadas curvas número de golpes x profundidade, de onde se calcula o valor de DN para cada camada, bem como o diagrama estrutural que mostra a espessura de cada camada obtidos a partir dos ensaios realizado no mês de junho/2011. Na Tabela D.1 do Apêndice D do Volume 2, estão apresentadas as quantidades de camadas identificadas em cada ensaio e os valores de espessura e de DN de cada uma.

Observa-se em função do local de realização de ensaio foram identificadas de quatro a seis camadas com mudança de comportamento. Geralmente, as duas ou três primeiras camadas constituem a base e a sub-base, atingindo os trinta primeiros centímetros da estrutura. A terceira ou quarta camada pode ser considerada a parte mais superficial do subleito que foi compactada e as demais, a parte do subleito natural com menor resistência.

Foi possível observar também uma variabilidade na espessura das camadas obtidas com o DCP: para a base, a espessura final variou de 12 a 24 cm, para a sub-base de 5 a 18 cm e para o subleito compactado de 10 a 32 cm. Ao final, somando-se as espessuras da base e da sub-base, podem ser observados valores variando de 24 a 35 cm. Sendo assim, verifica-se que podem ter ocorrido falhas no processo executivo do trecho que geraram camadas hora menores e hora maiores que o especificado em projeto (15 cm para a base e 15 cm para a sub-base).

Figura 4.67 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho solo+filer de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

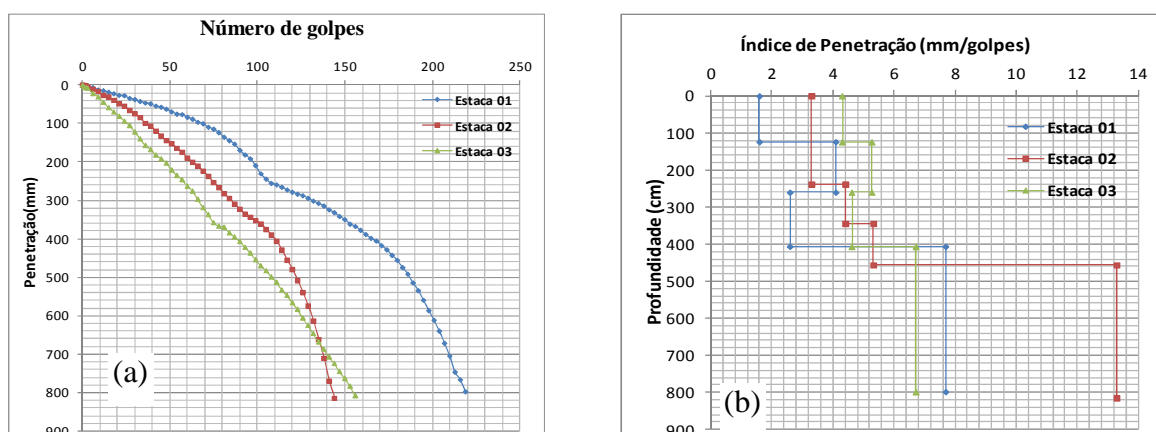


Figura 4.68 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+brita do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

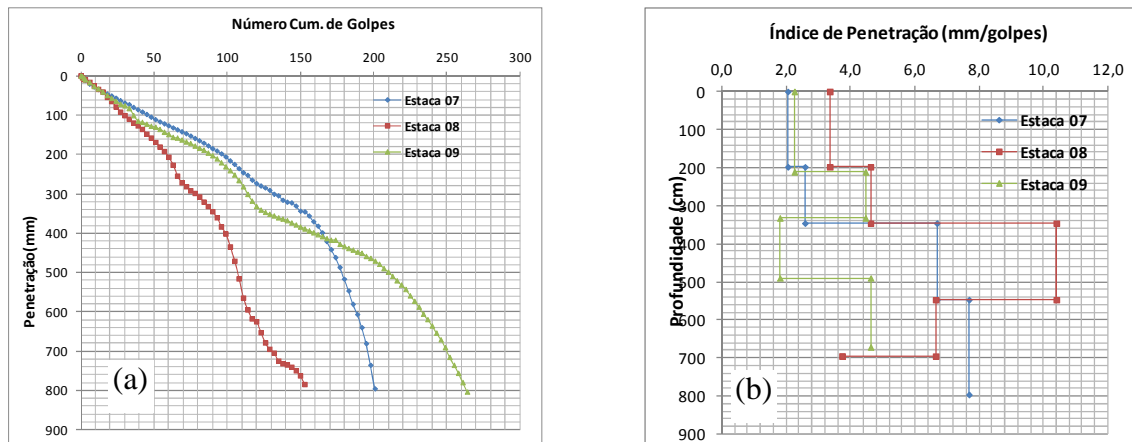


Figura 4.69 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

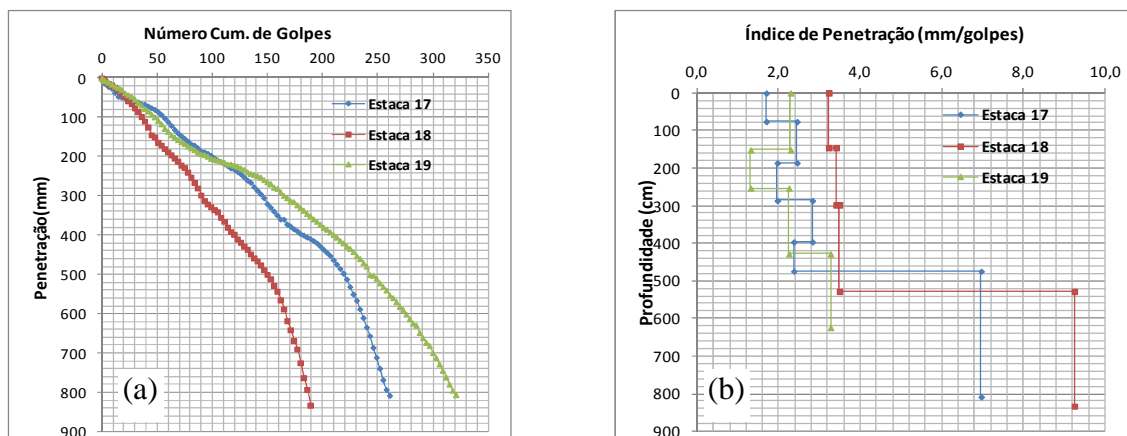
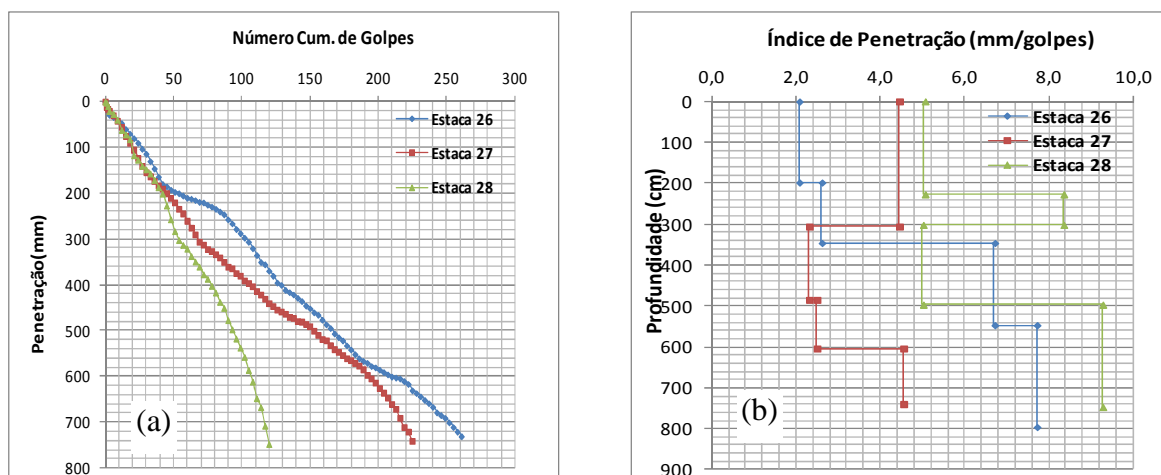


Figura 4.70 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-pó de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural



Em termos de DN médio (Tabela 4.33), verifica-se valores variando de 3 a 6 mm/golpes para primeira camada do subleito, sendo considerados muito bons valores para solo compactado. Nas bases e sub-bases os valores encontrados foram menores do que os do subleito, com exceção para o subtrecho de solo-pó de micaxisto. Em termos de melhores valores obtidos, tem-se o cascalho seguido das misturas solo-fíler e solo-brita e, por último, a mistura solo-pó de micaxisto.

Nos subtrechos de solo+brita e cascalho foram usados os mesmos materiais compactados nas mesmas condições para a execução da sub-base e da base. Com os valores médios de DN obtidos, essa situação fica clara no subtrecho de cascalho com a determinação dos mesmos valores para as duas camadas (2 mm/golpe). Já nos subtrechos de solo-fíler e solo-pó, houve mudança na dosagem das misturas e na energia de compactação e, nesse caso, os resultados do ensaio de DCP mostraram uma pequena alteração na resistência das duas camadas.

Tabela 4.33 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 1 em junho/2011

		DN _{médio} (mm/golpe)			
Período	Camada	Solo + Fíler de Micaxisto	Solo + brita	Cascalho Laterítico	Solo + Pó de Micaxisto
Junho/2011	Base	3	3	2	4
	Sub-base	4	4	2	5
	Subleito	4	6	3	3

Utilizando as correlações existentes na literatura para determinação do CBR em função do DN, para os valores médios de DN obtidos nos ensaios é possível determinar os valores de CBR apresentados nas Tabela 4.34 a 4.38.

Para o subleito (Tabela 4.34), em função da correlação utilizada, são verificados valores bastante elevados de CBR. Em laboratório, na época da construção do trecho foi definido o valor de CBR de projeto igual a 9%. Nesse caso, sabe-se que em laboratório ocorre o processo de imersão em água antes da ruptura dos corpos de prova e no caso do campo, estando garantidas as condições do pavimento, essa situação não irá acontecer. Com essa constatação, é de se esperar valores de CBR de campo maiores do que os obtidos em laboratório devido à existência de sucção no solo fino. No entanto, para solos finos lateríticos compactados na energia Proctor normal, pode-se adotar um limite de CBR para material não saturado igual 50%. Com essa hipótese, verifica-se que apenas as correlações apresentadas por Berti (2005),

Karunaprema e Edirisinghe (2004), Livneh e Isahai (1992), Nogami e Villibor (1998) e Lopes *et al.* (2007) podem ser consideradas mais adequadas para esse material.

Por outro lado observa-se que a umidade detectada nas camadas está ,muito abaixo da umidade ótima, portanto o material estando seco obtem-se valores de DN baixos e resultados de CBR elevados.

Tabela 4.34 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 1 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para solos de subleito (%)			
	Subtrecho			
	Solo+Fíler de micaxisto	Solo+Brita	Cascalho Laterítico	Solo+Pó de micaxisto
Berti (2005)	24	16	36	29
Berti (2005)*	59	35	95	74
Webster <i>et al.</i> (1992)	59	37	90	73
Harison (1987)	98	57	162	126
Harison (1987)***	101	64	155	125
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	59	35	95	74
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	35	27	45	40
Lima (2000)	102	60	167	131
Lima (2000)*	59	35	95	74
Livneh; Isahai (1988)	69	43	108	86
Livneh; Isahai (1992)	57	36	87	70
Lopes <i>et al.</i> (2007)	38	32	44	41
Nogami; Villibor (1998)	57	35	89	71
Smith; Pratt (1983)	70	44	109	87
Torres (2006)	77	43	131	100

Na época da execução do Trecho 1, foram determinados os valores de CBR de projeto igual a 56% e 42% para a base e sub-base constituída de misturas de solo-fíler, respectivamente. Ao aplicar as correlações selecionadas para análise (Tabela 4.35), verifica-se que, na maioria dos casos, os valores de CBR de campo são superestimados.

Tabela 4.35 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para solo-fíler de micaxisto (%)	
	Base	Sub-base
Fontes (2001)	96	57
Harison (1987)**	147	91
Harison (1987)***	99	65
Lima (2000)	152	95
Lima (2000)*	86	55
Livneh; Isahai (1988)	99	65
Livneh; Isahai (1992)	80	53
Nogami; Villibor (1998)	82	53
Torres (2006)	118	71

Considerando a situação de não imersão em água do material de campo, pode-se selecionar as correlações de Fontes (2001), Harrison (1987), Lima (2000), Livneh e Isahai (1992) e Nogami e Villibor (1998) como sendo as de melhor aplicação para essa mistura.

Tabela 4.36 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-brita do Trecho 1 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para solo-brita (%)	
	Base	Sub-base
Fontes (2001)	124	68
Harison (1987)**	186	107
Harison (1987)***	121	75
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	152	108

Para o subtrecho de cascalho, o CBR especificado em projeto foi de 62%. Usando as correlações encontradas na literatura (Tabela 4.37), com exceção de uma das equações propostas por Karunaprema e Edirisinghe (2004), foram obtidos valores bastante elevados para o CBR. Os resultados obtidos nas equações propostas por Webster *et al.* (1992), Livneh e Isahai (1992) e Lopes *et al.* (2007) podem ser consideradas as menos ruins para esse material.

Tabela 4.37 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de cascalho do Trecho 1 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para cascalho (%)	
	Base	Sub-base
Harison (1987)	203	203
Harison (1987)*	131	137
Harison (1987)**	188	197
Harison (1987)***	203	215
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	118	124
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	51	52
Livneh; Isahai (1988)	132	138
Livneh; Isahai (1992)	106	111
Lopes <i>et al.</i> (2007)	115	116

Tabela 4.38 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-pó de micaxisto do Trecho 1 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para solo-pó de micaxisto (%)	
	Base	Sub-base
Fontes (2001)	63	46
Harison (1987)**	100	73
Harison (1987)***	71	54
Lima (2000)	104	77
Lima (2000)*	60	44
Livneh; Isahai (1988)	70	53
Livneh; Isahai (1992)	58	44
Nogami; Villibor (1998)	58	44
Torres (2006)	78	56

Para o subtrecho de solo-pó de micaxisto, durante sua construção foram especificados os valores de CBR igual a 52% para a base e 40% para a sub-base. Na Tabela 4.38, as

correlações que apresentaram valores mais próximos foram as de Fontes (2001), Harrison (1987), Lima (2000), Livneh e Isahai (1988), Livneh e Isahai (1992), Nogami e Villibor (1998) e Torres (2006).

Nas Figura 4.71 a 4.74; e na Tabela D.2 do Apêndice D do Volume 2 e Tabela 4.39 estão apresentados os resultados obtidos com os ensaios de DCP realizados no Trecho 1 em novembro/2011. Observa-se em função do local de realização de ensaio foram identificadas de três a seis camadas com mudança de comportamento. Geralmente, as duas ou três primeiras camadas constituem a base e a sub-base, atingindo os trinta primeiros centímetros da estrutura. A terceira ou quarta camada pode ser considerada a parte mais superficial do subleito que foi compactada e as demais, a parte do subleito natural com menor resistência.

Foi possível observar também uma variabilidade na espessura das camadas obtidas com o DCP: para a base, a espessura final variou de 10 a 20 cm, para a sub-base de 11 a 22 cm e para o subleito compactado de 6 a 38 cm. Ao final, somando-se as espessuras da base e da sub-base, podem ser observados valores variando de 21 a 39 cm. Sendo assim, verifica-se que podem ter ocorrido falhas no processo executivo do trecho que geraram camadas hora menores e hora maiores que o especificado em projeto (15 cm para a base e 15 cm para a sub-base).

Figura 4.71 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+filer de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

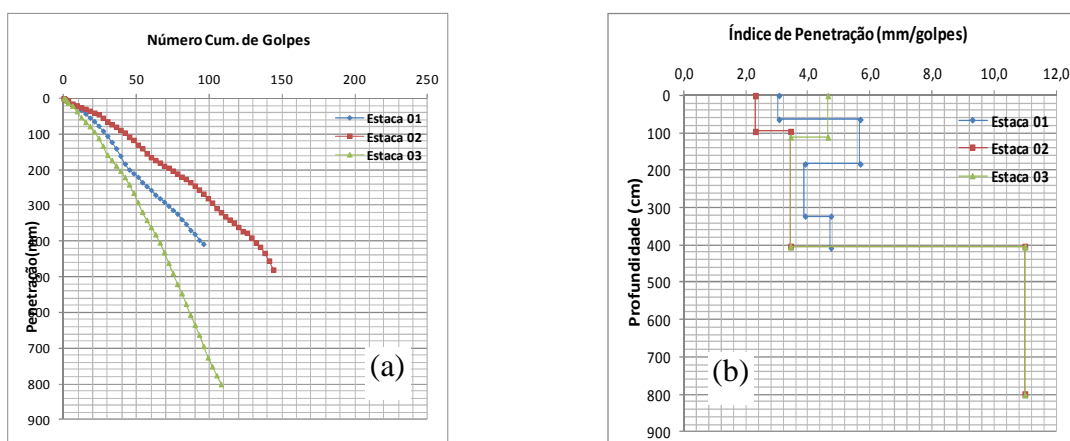


Figura 4.72 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+brita do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

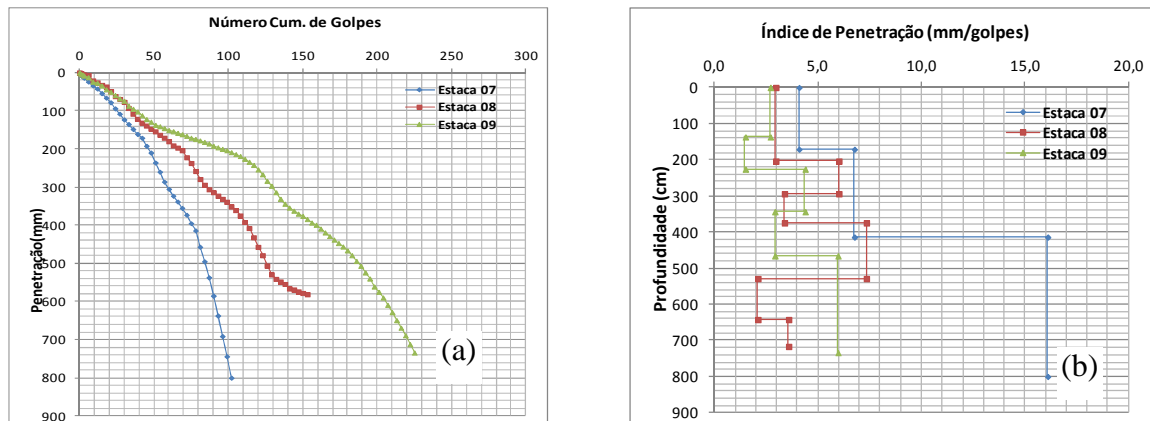


Figura 4.73 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

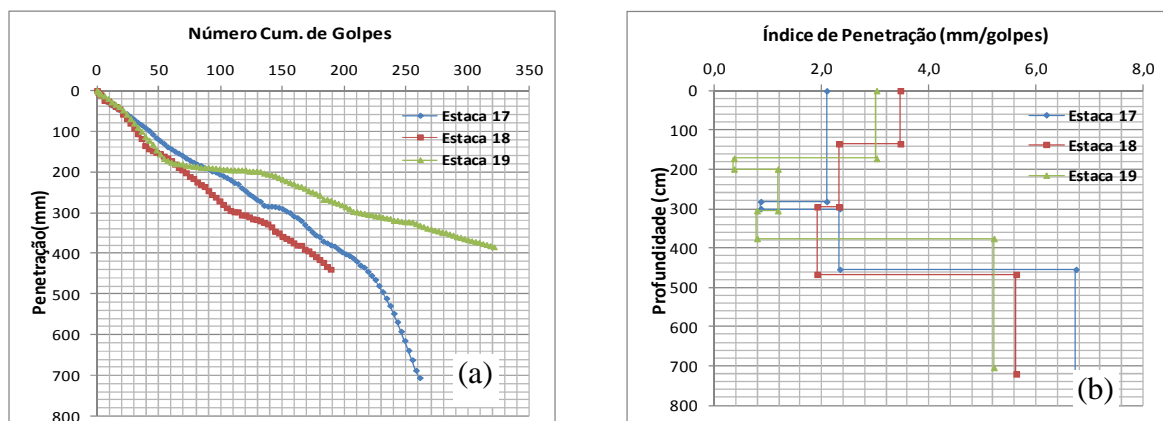
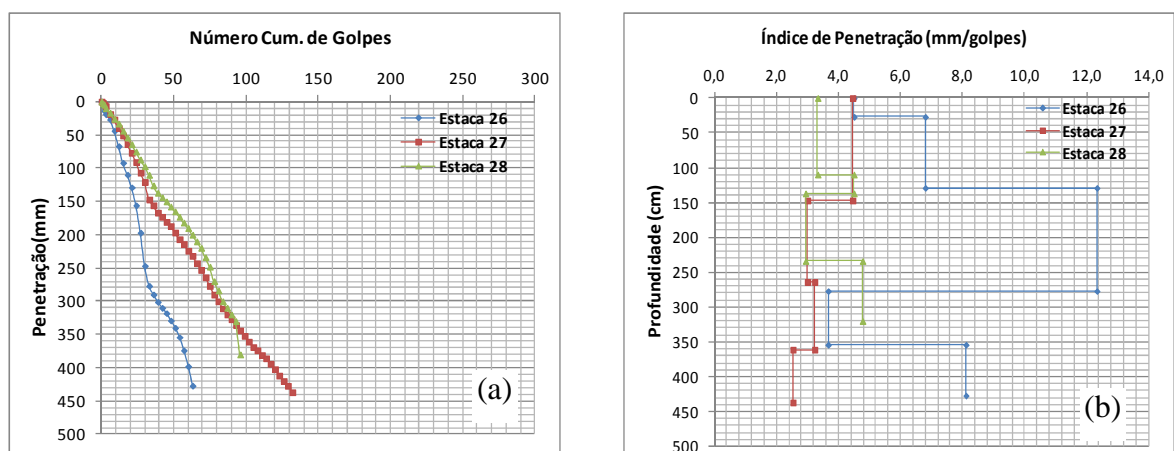


Figura 4.74 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural



Em termos de DN médio (Tabela 4.39), verifica-se valores variando de 3 a 9 mm/golpes para o subleito. Para as bases, as resistências variam entre 3 e 4 mm/golpes e para as sub-bases, entre 2 e 6 mm/golpes, sendo que os melhores valores ainda são observados para os materiais granulares (solo-brita e cascalho).

Tabela 4.39 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 1 em novembro/2011

DN _{médio} (mm/golpe)					
Período	Camada	Solo + Fíler de Micaxisto	Solo + brita	Cascalho Laterítico	Solo + Pó de Micaxisto
Novembro/2011	Base	4	3	3	4
	Sub-base	4	4	2	6
	Subleito	8	9	3	6

Utilizando as correlações existentes na literatura para determinação do CBR em função do DN, obtém-se os valores obtidos nas Tabela 4.40 a 4.44. Para o subleito (Tabela 4.40), da mesma forma que observado no período de seca, em função da correlação utilizada, são verificados valores bastante elevados de CBR. As correlações que apresentaram os melhores valores foram de Berti (2005), Karunaprema e Edirisinghe (2004), Livneh e Isahai (1992) e Nogami e Villibor (1998).

Para os demais materiais de sub-base e base, da mesma forma que observado no período seco, com uso de correlações para estimar o valor de CBR parecem superestimar esse parâmetro. No entanto, em função da composição do material da camada (granular ou fino) algumas correlações se apresentam mais adequadas de outras.

Tabela 4.40 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 1 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para solos de subleito (%)			
	Subtrecho			
	Solo+Fíler de micaxisto	Solo+Brita	Cascalho Laterítico	Solo+Pó de micaxisto
Berti (2005)	12	11	32	18
Berti (2005)*	24	21	84	41
Webster <i>et al.</i> (1992)	27	24	81	43
Harison (1987)	46	41	139	74
Harison (1987)***	31	28	96	51

Tabela 4.40 – (continuação).

Karunaprema; Edirisinghe (2004)	24	21	84	41
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	22	21	42	29
Lima (2000)	42	37	147	72
Lima (2000)*	24	21	84	41
Livneh; Isahai (1988)	31	27	96	50
Livneh; Isahai (1992)	26	23	78	42
Lopes <i>et al.</i> (2007)	52	43	108	83
Nogami; Villibor (1998)	25	22	79	41
Smith; Pratt (1983)	31	28	97	51
Torres (2006)	29	25	114	52

Tabela 4.41 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-filer de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para solo-filer de micaxisto (%)	
	Base	Sub-base
Fontes (2001)	59	62
Harison (1987)**	93	98
Harison (1987)***	67	69
Lima (2000)	97	102
Lima (2000)*	56	58
Livneh; Isahai (1988)	66	69
Livneh; Isahai (1992)	54	57
Nogami; Villibor (1998)	54	57
Torres (2006)	73	76

Tabela 4.42 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-brita do Trecho 1 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para solo-brita (%)	
	Base	Sub-base
Fontes (2001)	89	60
Harison (1987)**	137	94
Harison (1987)***	93	97
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	126	99

Tabela 4.43 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de cascalho do Trecho 1 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para cascalho (%)	
	Base	Sub-base
Webster <i>et al.</i> (1992)	90	177
Harison (1987)	155	304
Harison (1987)*	107	216
Harison (1987)**	162	358
Harison (1987)***	107	213
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	95	202
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	84	45
Lima (2000)	167	363
Lima (2000)*	95	202
Livneh; Isahai (1988)	107	216
Livneh; Isahai (1992)	87	171
Lopes <i>et al.</i> (2007)	111	124

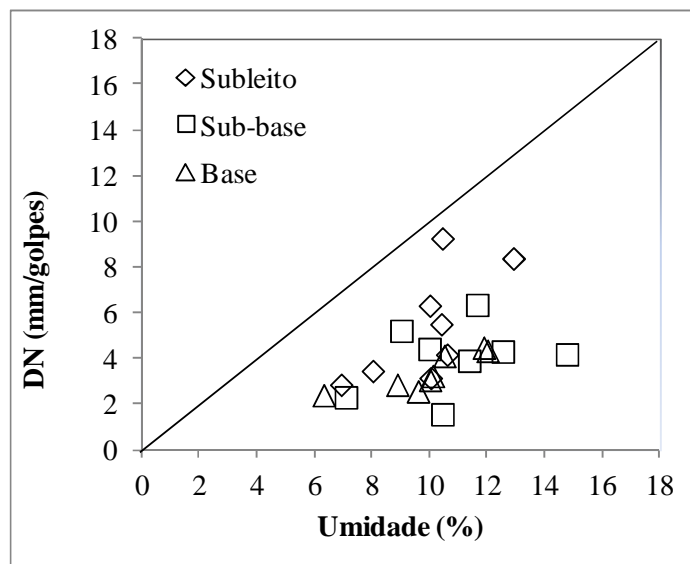
Tabela 4.44 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para solo-pó de micaxisto (%)	
	Sub-base	Base
Fontes (2001)	56	34
Harison (1987)**	89	56
Harison (1987)***	64	43
Lima (2000)	93	60
Lima (2000)*	54	35
Livneh; Isahai (1988)	64	43
Livneh; Isahai (1992)	53	36
Nogami; Villibor (1998)	52	35
Torres (2006)	70	43

Comparando os resultados obtidos em junho/2011 (Tabela 4.33) com os de novembro/2011 (Tabela 4.39), é possível observar que em termos de base e sub-base praticamente não houve variação nos valores de DN. No entanto, para o subleito, em novembro/2011 foram obtidos maiores valores de DN, fato que demonstra a maior suscetibilidade do solo fino da fundação do pavimento à infiltração de água. Por esse ser uma via sem drenagem superficial adequada e sem calçamento nas laterais, uma suspeita que pode ser levantada é de que a água estaria percolando pelas calçadas de terra e atingindo diretamente o subleito.

Juntando todos os valores médios de DN obtidos no Trecho 1 e comparando com o teor de umidade obtido por meio de amostras coletadas na pista (Figura 4.75), é possível detectar que com o aumento do teor de umidade ocorre o aumento no valor de DN, ou seja, redução da resistência dos materiais.

Figura 4.75– Relação entre valores médios de DN e teor de umidade para os materiais do Trecho 1



Analisando os valores médios de DN obtidos desde a época de construção do Trecho 1, podem ser elaborados os gráficos apresentados nas Figura 4.76 a 4.79. Observa-se que durante a implantação do trecho era possível observar maior diferença nos valores de DN obtidos entre as camadas. No entanto, ao longo do tempo, os valores determinados são bastante próximos.

Figura 4.76– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de solo-fíler de micaxisto do Trecho 1

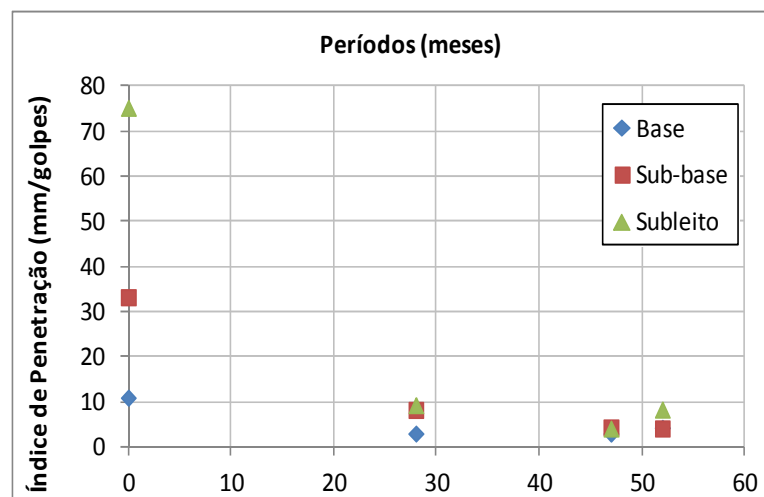


Figura 4.77– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de solo-brita do Trecho 1

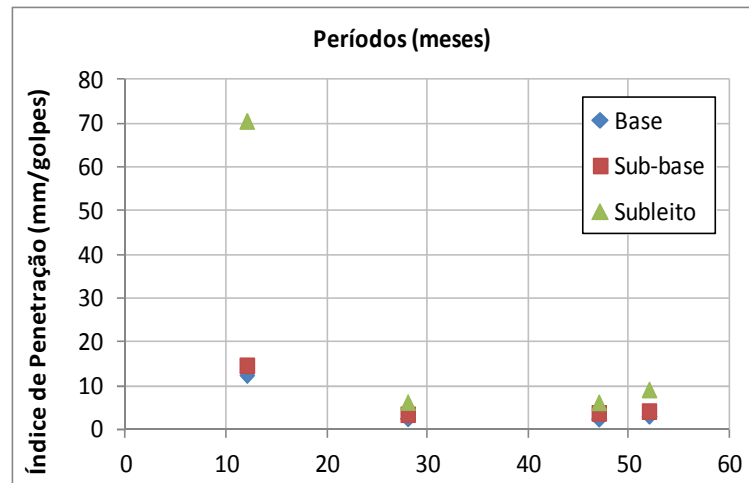


Figura 4.78– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho cascalho do Trecho 1

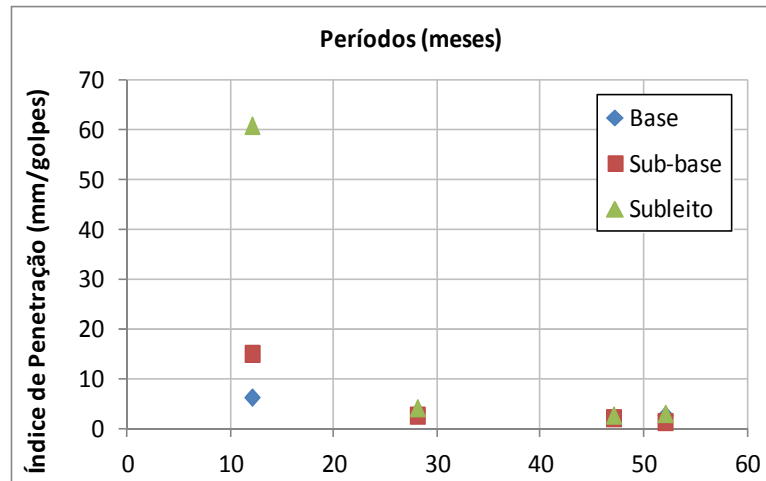
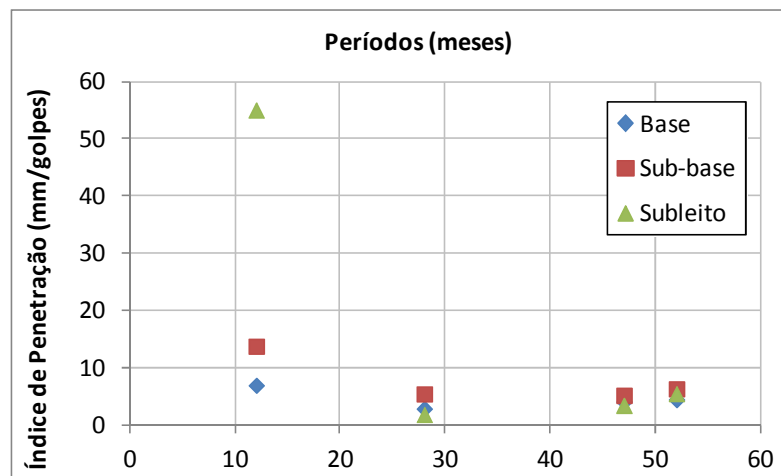


Figura 4.79– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de solo-pó de micaxisto do Trecho 1



4.2.3.2 Trecho 2

Nas Figura 4.80 a 4.85 estão apresentadas curvas número de golpes x profundidade, de onde se calcula o valor de DN para cada camada, bem como o diagrama estrutural que mostra a espessura de cada camada obtida a partir dos ensaios realizados no mês de junho/2011. Na Tabela D.3 do Apêndice D do Volume 2 estão apresentadas as quantidades de camadas identificadas em cada ensaio e os valores de espessura e de DN de cada uma.

Neste subtrecho foram identificadas de duas a cinco camadas com mudança de comportamento. Geralmente, a primeira ou a segunda camada constituem a base, atingindo os quinze primeiros centímetros da estrutura. A terceira ou quarta camada pode ser considerada a parte mais superficial do subleito que foi compactada e as demais, a parte do subleito natural com menor resistência.

Foi possível observar também uma variabilidade na espessura das camadas obtidas com o DCP: para a base, a espessura final variou de 9 a 29 cm, e para o subleito compactado de 8 a 28 cm. Sendo assim, verifica-se que podem ter ocorrido falhas no processo executivo do trecho que geraram camadas hora menores e hora maiores que o especificado em projeto (15 cm para a base).

Figura 4.80– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-fosfogesso do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

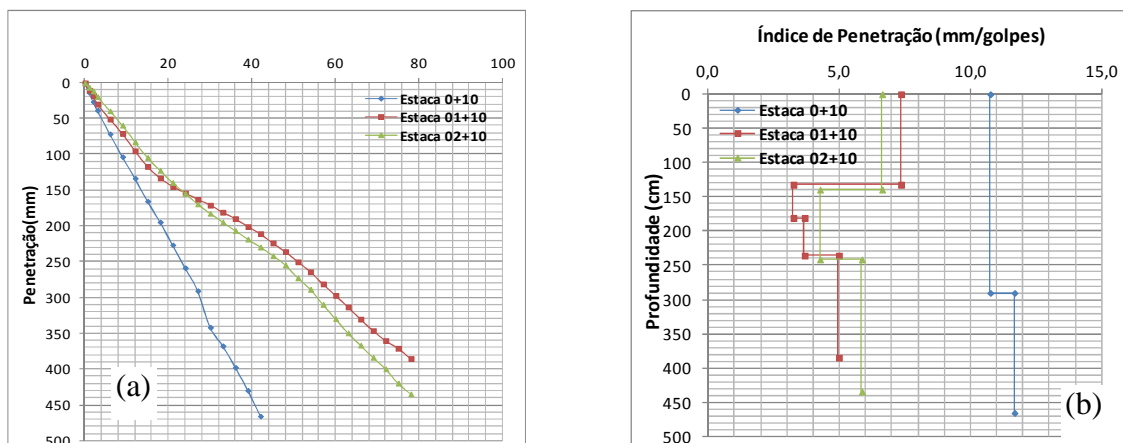


Figura 4.81– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo- fosfogesso-cal do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

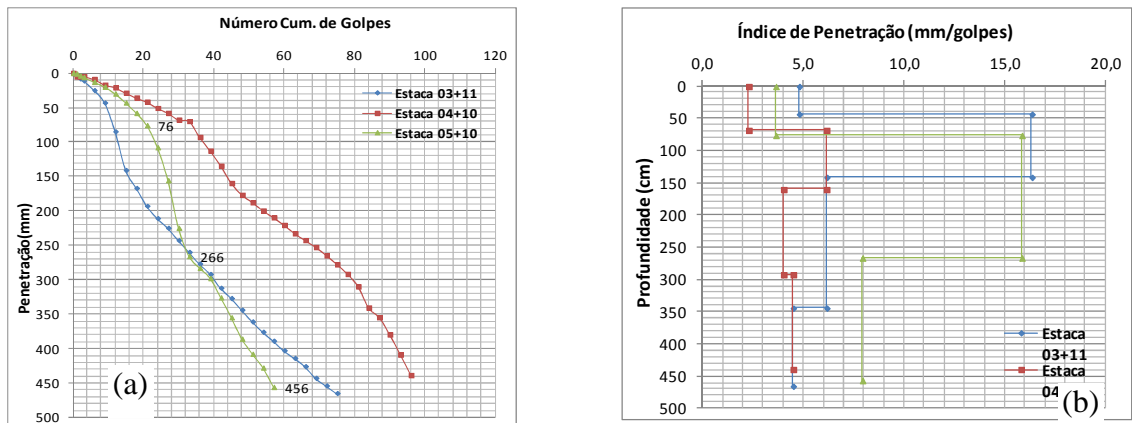


Figura 4.82– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

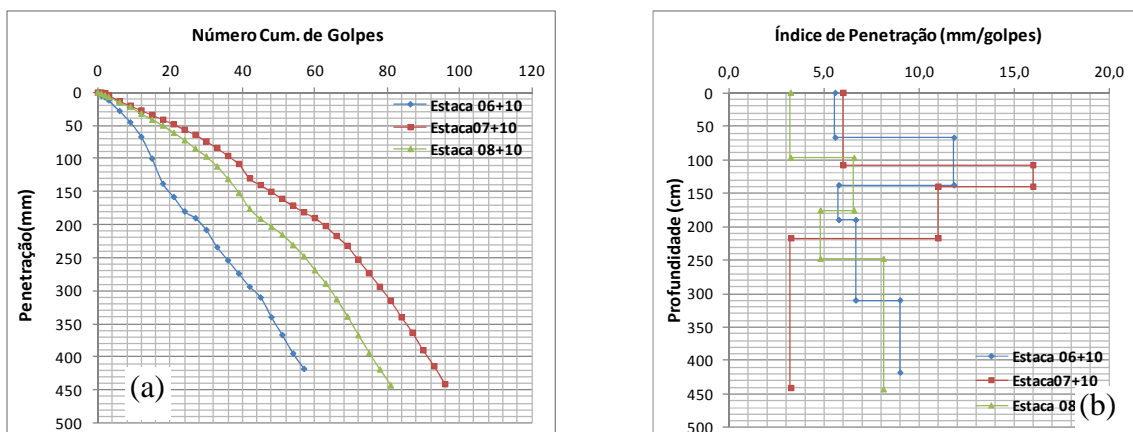


Figura 4.83– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

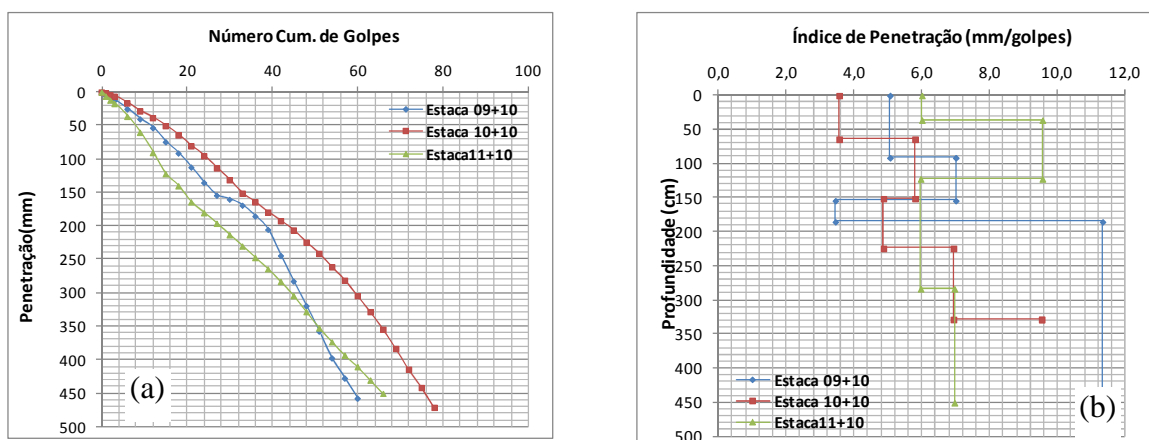


Figura 4.84– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+pó de micaxisto do Trecho 1 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

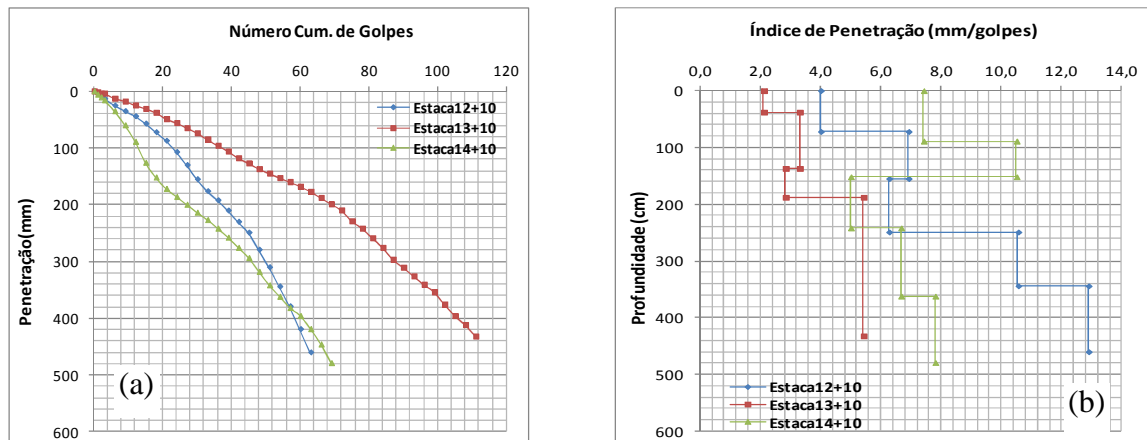
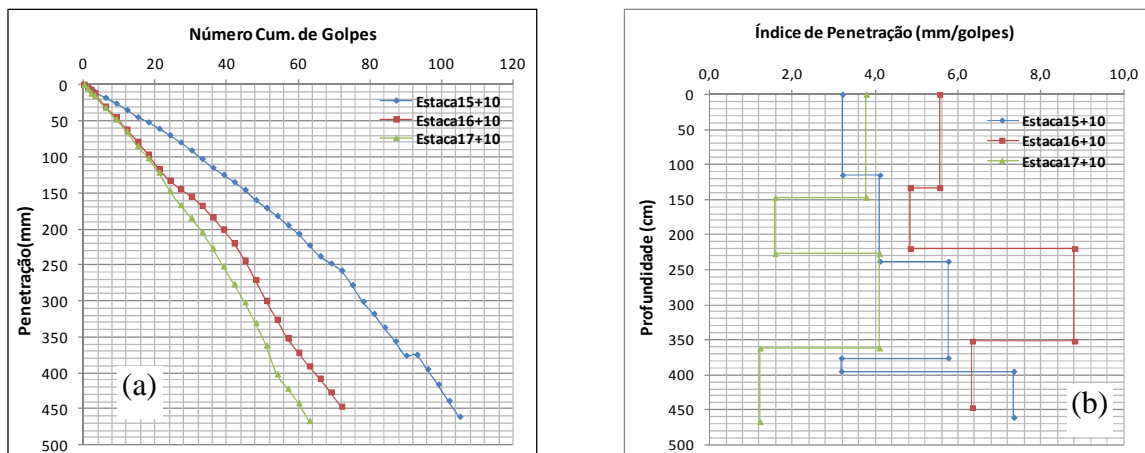


Figura 4.85– dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-brita do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural



Em termos de DN médio (Tabela 4.45), verifica-se valores variando de 4 a 9 mm/golpes para primeira camada do subleito, sendo considerados bons valores para solo compactado. Houve pouca variação entre os valores de base e subleito com valor de DN para base maior no subtrecho de solo-fosfogesso. Em termos de melhores valores obtidos, tem-se o subtrecho de solo-brita.

Tabela 4.45 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 2 em junho/2011

		DN (mm/golpe)					
Pesquisador	Camada	Solo + Fosfogesso	Solo+Fosfogesso + Cal	Solo + Cal	Cascalho Laterítico	Solo + Expurgo	Solo + Brita
Marques	Base	8	6	6	6	6	4
Jun/2011	Subleito 1	6	9	8	6	6	4

Utilizando as correlações existentes na literatura para determinação do CBR em função do DN, para os valores médios de DN obtidos nos ensaios é possível determinar os valores de CBR apresentados nas Tabela 4.46 a 4.52.

Para o subleito (Tabela 4.46), em função da correlação utilizada, são verificados valores bastante elevados de CBR. Em laboratório, na época da construção do trecho foi definido o valor de CBR de projeto igual a 14%. Nesse caso, sabe-se que em laboratório ocorre o processo de imersão em água antes da ruptura dos corpos de prova e no caso do campo, estando garantidas as condições do pavimento, essa situação não irá acontecer. Com essa constatação, é de se esperar valores de CBR de campo maiores do que os obtidos em laboratório devido à existência de sucção no solo fino. A correlação que mais aproximou os valores de CBR de laboratório foi a de Berti (2005). As demais superestimaram o valor do CBR. A exceção foi a equação de Smith e Pratt (1983) que reduziu muito o valor de CBR e pode não ser adequada para solos finos lateríticos da região.

Tabela 4.46 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 2 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para solos de subleito (%)					
	Subtrecho					
	Solo + Fosofgesso	Solo + Fosofgesso + Cal	Solo + Cal	Cascalho Laterítico	Solo + Expurgo	Solo + Brita
Berti (2005)	16	12	12	16	16	26
Berti (2005)*	34	23	24	34	34	63
Webster <i>et al.</i> (1992)	36	26	27	36	36	63
Harison (1987)	62	45	46	63	63	109
Harison (1987)***	34	23	24	34	34	63
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	34	23	24	34	34	63
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	26	22	22	26	26	37
Lima (2000)	58	40	41	59	59	111
Lima (2000)*	34	23	24	34	34	63
Livneh; Isahai (1988)	42	30	31	42	42	74
Livneh; Isahai (1992)	35	25	26	35	35	61
Lopes <i>et al.</i> (2007)	73	49	52	73	73	99
Nogami; Villibor (1998)	34	24	25	34	34	61
Smith; Pratt (1983)	4	3	3	3	3	2
Torres (2006)	42	28	29	42	42	84

Na época da execução do Trecho 2, foram determinados os valores de CBR de projeto igual a 24% para a base constituída da mistura de solo-fosfogesso. Ao aplicar as correlações selecionadas para análise (Tabela 4.47), verifica-se que, na maioria dos casos, os valores de CBR de campo são superestimados. Considerando a situação de não imersão em água do material de campo, pode-se selecionar as correlações de Harison (1987), Lima (2000), Livneh e Isahai (1988), Livneh e Isahai (1992), Nogami e Villibor (1998) e Torres (2006) como sendo as de melhor aplicação para essa mistura.

Tabela 4.47 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso do Trecho 2 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + Fosfogesso (%)
	Base
Cardoso; Trichês (1998)**	45
Fontes (2001)	34
Harison (1987)**	40
Harison (1987)***	31
Lima (2000)	43
Lima (2000)*	25
Livneh; Isahai (1988)	31
Livneh; Isahai (1992)	27
Nogami; Villibor (1998)	26
Torres (2006)	30

Já para a mistura de solo-fosfogesso-cal, o valor de CBR definido em projeto para a base foi de 88%. No entanto, na Tabela 4.48, diferente do que vinha sendo observado, verifica-se que os valores de CBR calculados com as equações de correlações com DN foram inferiores do que especificado em laboratório. Esse fato mostra a dificuldade em se obter parâmetros tanto em laboratório como em campo para misturas estabilizadas quimicamente. Além de ser difícil controlar a homogeneização dessas misturas, o CBR já não pode ser mais considerado como um parâmetro de projeto. O ideal seria trabalhar com pelo menos ensaios para determinação da resistência à compressão simples.

No subtrecho executado com a mistura de solo-cal, o valor de CBR definido para a base foi de 44%. Ao tentar utilizar as correlações (Tabela 4.49), observa-se que algumas superestimaram o valor do CBR e outras não, fato que indica a dificuldade em se trabalhar com CBR em amostras estabilizadas quimicamente.

No subtrecho executado com cascalho laterítico, o valor de CBR definido em projeto para a base foi de 41%. Considerando a linha de raciocínio de que em campo o CBR é maior devido à não saturação do solo, as correlações que melhor representariam o parâmetro em questão seriam as de Cardoso e Trichês (1998), Harison (1987), Lima (2000) e Lopes *et al.* (2007).

Tabela 4.48 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso-cal do Trecho 2 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + + Fosfogesso + Cal (%)
	Base
Fontes (2001)	36
Harison (1987)**	59
Harison (1987)***	45
Lima (2000)	62
Lima (2000)*	36
Livneh; Isahai (1988)	44
Livneh; Isahai (1992)	37
Nogami; Villibor (1998)	36
Torres (2006)	45

Tabela 4.49 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-cal do Trecho 2 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + Cal (%)
	Base
Cardoso; Trichês (1998)	37
Cardoso; Trichês (1998)**	45
Fontes (2001)	34
Harison (1987)**	40
Harison (1987)***	31
Lima (2000)	43
Lima (2000)*	25
Livneh; Isahai (1988)	31
Livneh; Isahai (1992)	27
Nogami; Villibor (1998)	26
Torres (2006)	30

Tabela 4.50 – Valores médios de CBR obtidos para a base de cascalho do Trecho 2 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para Cascalho (%)
	Base
Webster <i>et al.</i> (1992)	38
Fontes (2001)	36
Harison (1987)	65
Harison (1987)*	45
Harison (1987)**	59
Harison (1987)***	36
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	36
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	27
Lima (2000)	62
Lima (2000)*	36
Livneh; Isahai (1988)	44
Livneh; Isahai (1992)	37
Lopes <i>et al.</i> (2007)	76

No subtrecho da mistura de solo-expurgo, o valor de CBR definido em projeto para a base foi de 52%. Conforme apresentado na Tabela 4.51, com exceção das equações propostas por Fontes (2001) e Harison (1987), as demais poderiam ser utilizadas para esse material.

Para a mistura de solo-brita, o valor de CBR definido em projeto para a base foi de 42%. Com as equações de correlações entre DN e CBR (Tabela 4.52), verifica-se que os valores obtidos foram bem maiores.

Tabela 4.51 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-expurgo do Trecho 2 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + Expurgo (%)
	Base
Fontes (2001)	40
Harison (1987)**	65
Harison (1987)***	40
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	79

Tabela 4.52 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-brita do Trecho 2 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + Brita (%)
	Base
Harison (1987)**	98
Harison (1987)***	59
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	102

Nas Figura 4.86 a 4.91 e na Tabela D.4 do Apêndice D do Volume 2 e Tabela 4.53 estão apresentados os resultados obtidos com os ensaios de DCP realizados no Trecho 2 em novembro/2011. Observa-se em função do local de realização de ensaio foram identificadas de duas a cinco camadas com mudança de comportamento conforme já constatado durante a realização dos ensaios no período de seca. Foi possível observar também uma variabilidade na espessura das camadas obtidas com o DCP: para a base, a espessura final variou de 10 a 20 cm e para o subleito compactado de 6 a 38 cm.

Figura 4.86– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-brita do Trecho 2 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

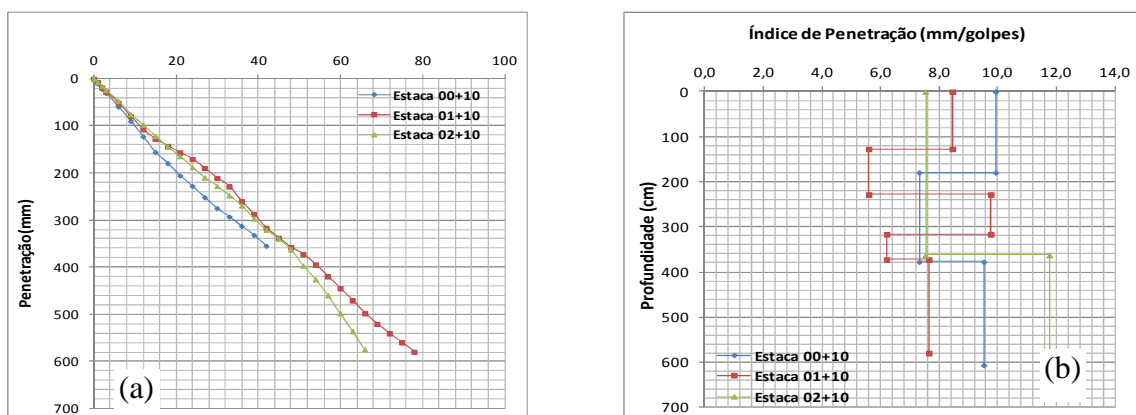


Figura 4.87– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+fosfogesso-cal do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama Estrutural

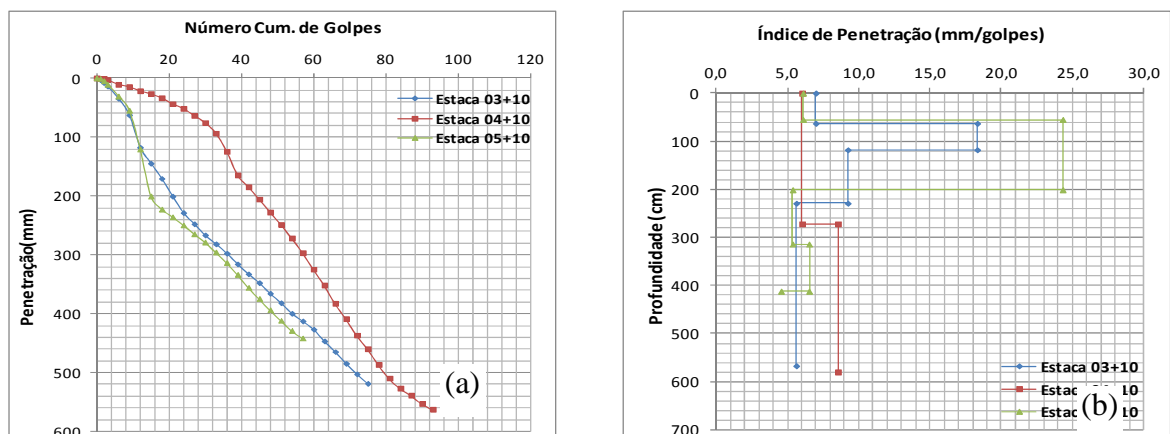


Figura 4.88– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-cal do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

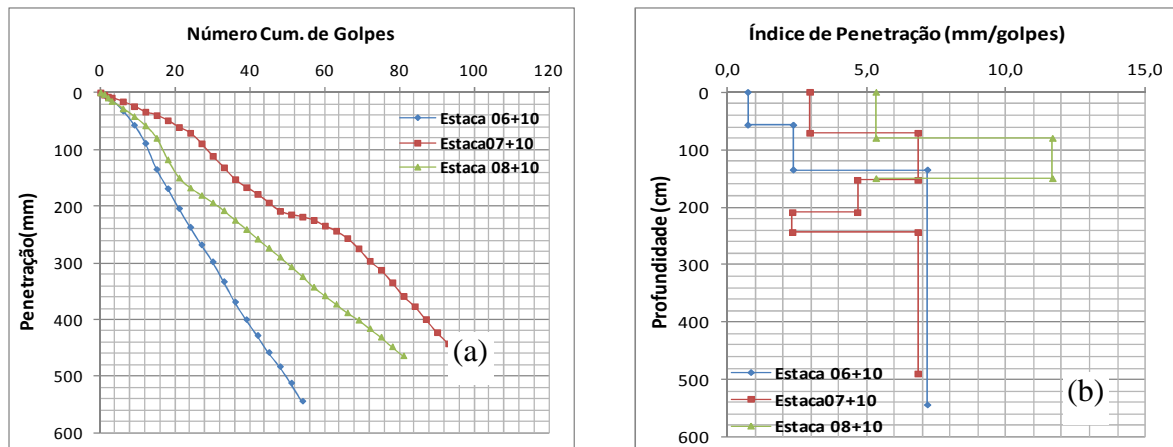


Figura 4.89– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de cascalho do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

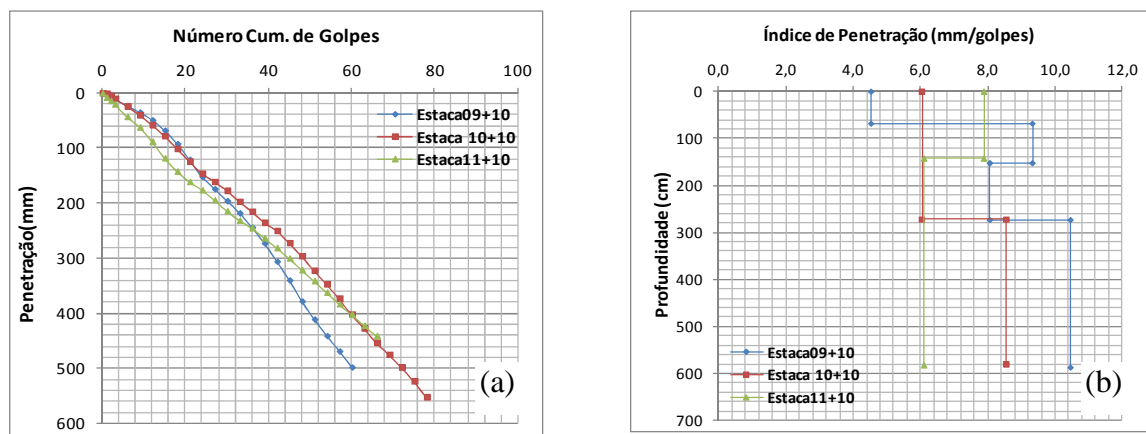


Figura 4.90– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-expurgo do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

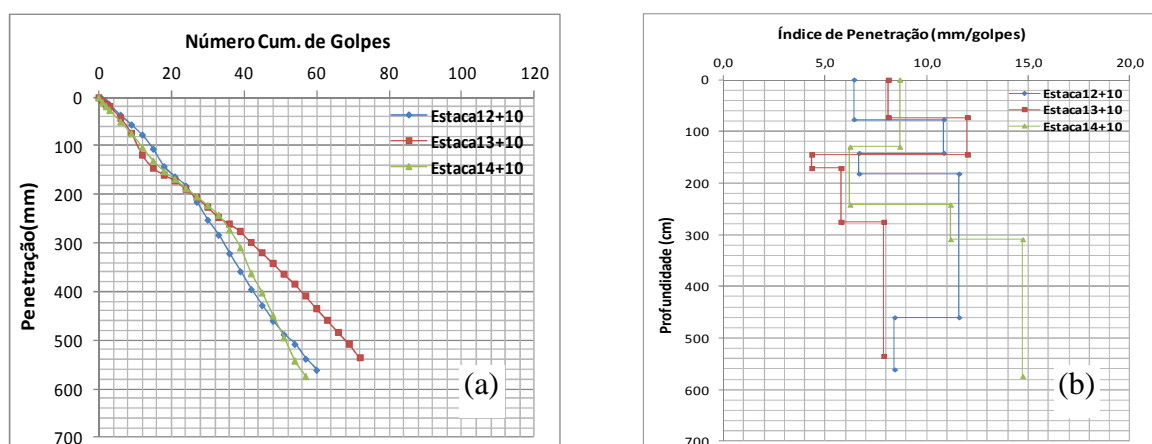
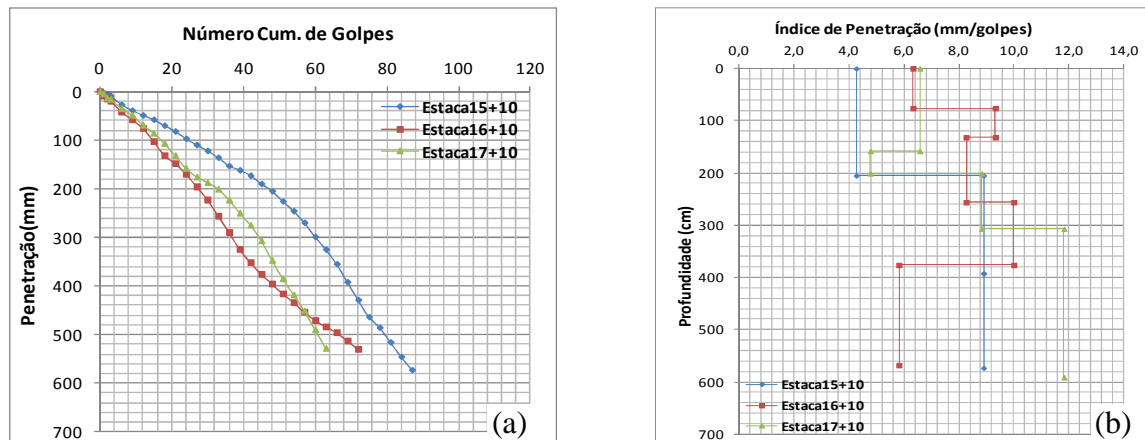


Figura 4.91– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo-brita do Trecho 2 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural



Em termos de DN médio (Tabela 4.53), verifica-se valores variando de 5 a 9 mm/golpes para o subleito. Para as bases, as resistências também variam entre 5 e 9 mm/golpes, sendo que o melhor valor foi observado para a mistura de solo-cal.

Tabela 4.53 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 2 em novembro/2011

		DN (mm/golpe)					
Pesquisador	Camada	Solo + Fosfogesso	Solo+Fosfogesso + Cal	Solo + Cal	Cascalho Laterítico	Solo + Expurgo	Solo + Brita
Marques Nov/11	Base	9	6	5	7	8	6
	Subleito 1	9	9	5	8	9	9

Utilizando as correlações existentes na literatura para determinação do CBR em função do DN, obtém-se os valores obtidos nas Tabela 4.54 até 4.60. Para o subleito (Tabela 4.54), em função da correlação utilizada, são verificados valores de CBR maiores ou menores do que especificado em projeto (14%). Nesse caso, se tiver infiltrado água no subleito, podem ser obtidos valores menores sim, já que o efeito da sucção no aumento da resistência por ter reduzido. Para os materiais de base (Tabela 4.55 a 4.60), podem ser realizadas análises semelhantes àquelas apresentadas para o período de seca.

Tabela 4.54 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 2 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para solos de subleito (%)					
	Subtrecho					
	Solo + Fosofgesso	Solo + Fosofgesso + Cal	Solo + Cal	Cascalho Laterítico	Solo + Expurgo	Solo + Brita
Berti (2005)	11	11	18	13	11	12
Berti (2005)*	22	22	42	26	22	23
Webster <i>et al.</i> (1992)	24	24	43	28	25	26
Harison (1987)	42	42	75	49	42	45
Harison (1987)***	34	23	24	34	34	63
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	22	22	42	26	22	23
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	21	21	29	23	21	22
Lima (2000)	37	37	72	44	37	40
Lima (2000)*	34	23	24	34	34	63
Livneh; Isahai (1988)	28	28	50	33	28	30
Livneh; Isahai (1992)	24	23	42	28	24	25
Lopes <i>et al.</i> (2007)	44	44	83	57	45	49
Nogami; Villibor (1998)	22	22	41	26	23	24
Smith; Pratt (1983)	5	3	2	3	4	3
Torres (2006)	25	25	52	31	26	28

Tabela 4.55 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso do Trecho 2 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + Fosofgesso (%)
	Base
Fontes (2001)	22
Harison (1987)**	37
Harison (1987)***	25
Lima (2000)	40
Lima (2000)*	25
Livneh; Isahai (1988)	30
Livneh; Isahai (1992)	25
Nogami; Villibor (1998)	24
Torres (2006)	28

Tabela 4.56 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-fosfogesso-cal do Trecho 2 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + Fosfogesso + cal (%)
	Base
Fontes (2001)	34
Harison (1987)**	55
Harison (1987)***	36
Lima (2000)	58
Lima (2000)*	36
Livneh; Isahai (1988)	42
Livneh; Isahai (1992)	35
Nogami; Villibor (1998)	34
Torres (2006)	42

Tabela 4.57 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-cal do trecho 2 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para Solo + Cal (%)
	Base
Webster <i>et al.</i> (1992)	48
Fontes (2001)	49
Harison (1987)	83
Harison (1987)*	57
Harison (1987)**	78
Harison (1987)***	40
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	47
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	31
Lima (2000)	81
Lima (2000)*	40
Livneh; Isahai (1988)	56
Livneh; Isahai (1992)	47
Lopes <i>et al.</i> (2007)	34

Tabela 4.58 – Valores médios de CBR obtidos para a base de cascalho do Trecho 2 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para cascalho (%)
	Base
Fontes (2001)	30
Harison (1987)**	50
Harison (1987)***	39
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	67

Tabela 4.59 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-expurgo do Trecho 2 em novembro/2011

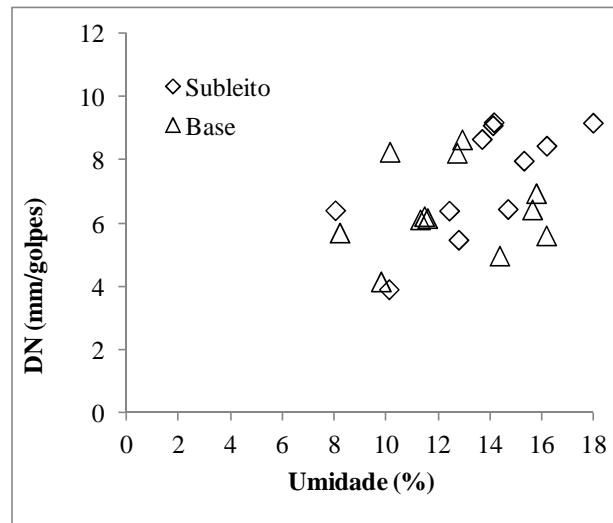
Autor	CBR _{médio} para solo-expurgo (%)
	Base
Webster <i>et al.</i> (1992)	27
Fontes (2001)	24
Harison (1987)	47
Harison (1987)*	32
Harison (1987)**	40
Harison (1987)***	40
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	25
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	22
Lima (2000)	42
Lima (2000)*	40
Livneh; Isahai (1988)	31
Livneh; Isahai (1992)	26
Lopes <i>et al.</i> (2007)	27

Tabela 4.60 – Valores médios de CBR obtidos para a base de solo-brita do Trecho 2 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para solo-brita (%)
	Base
Cardoso; Trichês (1998)	52
Cardoso; Trichês (1998)**	116
Fontes (2001)	35
Harison (1987)**	58
Harison (1987)***	59
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	73

Comparando os resultados obtidos em junho/2011 (Tabela 4.45) com os de novembro/2011 (Tabela 4.53), é possível observar que em termos de base praticamente não houve variação nos valores de DN. No entanto, para o subleito, em novembro/2011 houve alterações com aumento dos valores de DN, fato que demonstra a maior suscetibilidade do solo fino da fundação do pavimento à infiltração de água. Isso pode ser explicado pela deficiência do sistema de drenagem da via. Juntando todos os valores médios de DN obtidos no Trecho 2 e comparando com o teor de umidade obtido por meio de amostras coletadas na pista (Figura 4.92), é possível detectar que com o aumento do teor de umidade ocorre o aumento no valor de DN, ou seja, redução da resistência dos materiais.

Figura 4.92– Relação entre valores médios de DN e teor de umidade para os materiais do Trecho 2



Analisando os valores médios de DN obtidos desde a época de construção do Trecho 1, são obtidos os gráficos apresentados nas Figura 4.93 a 4.98. No geral, observa-se maior variação no valor do DN do subleito do que para as bases ao longo do tempo.

Figura 4.93– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Fosfogesso do Trecho 2

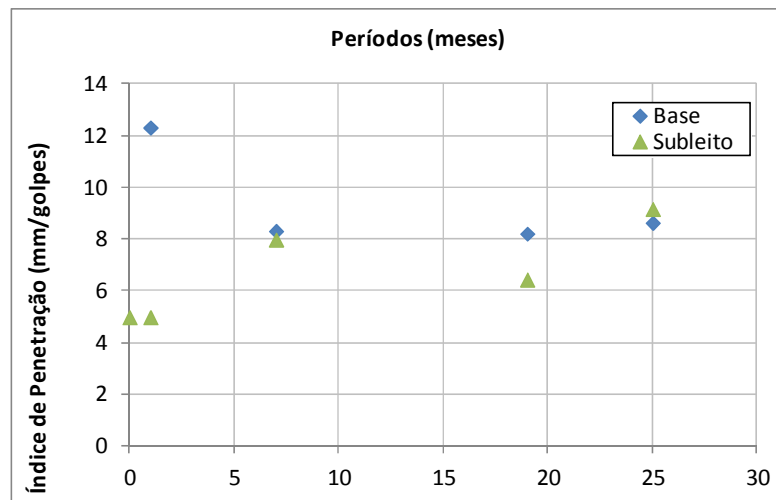


Figura 4.94 Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Fosfogesso-Cal do Trecho 2

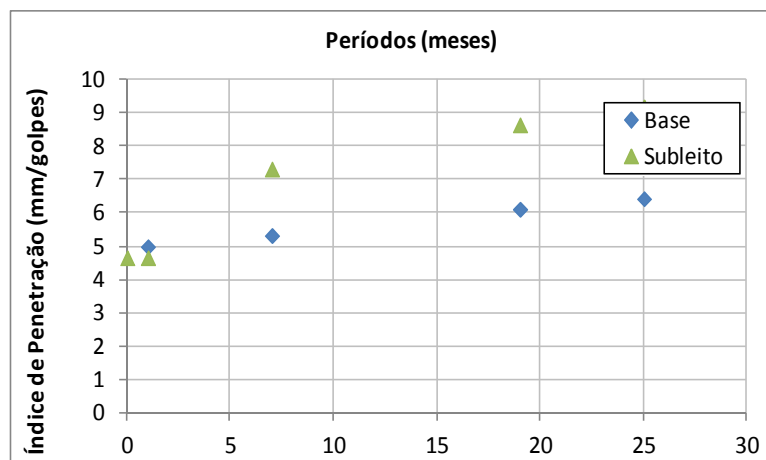


Figura 4.95 – Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Cal do Trecho 2

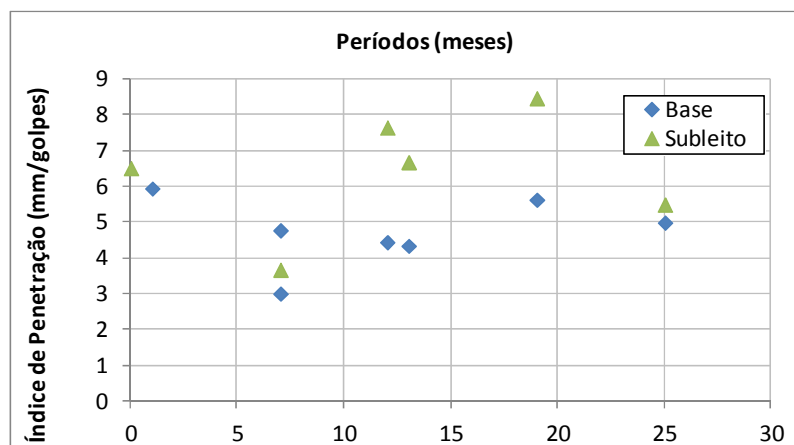


Figura 4.96– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Cascalho Laterítico do Trecho 2

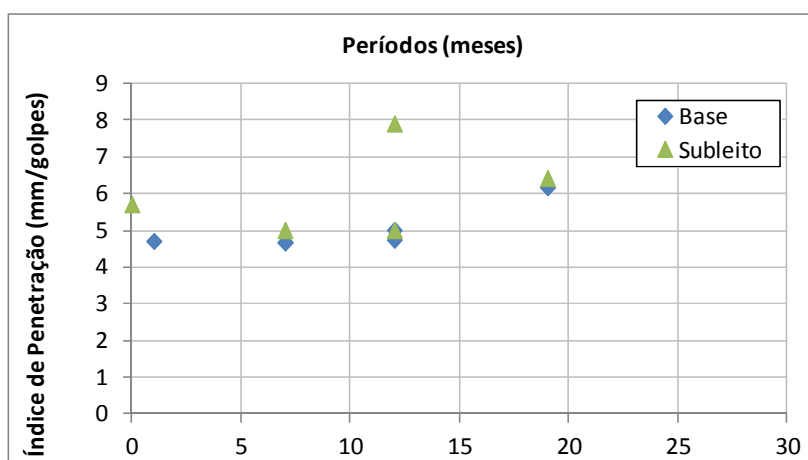


Figura 4.97 – Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Expurgo do Trecho 2

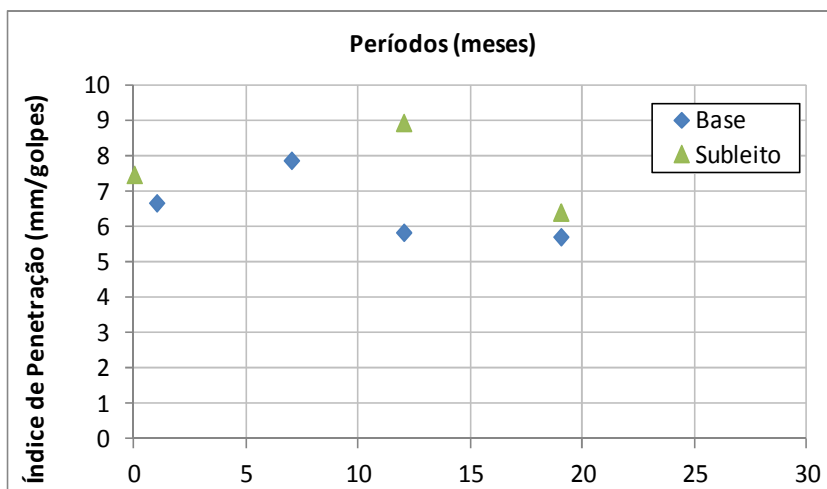
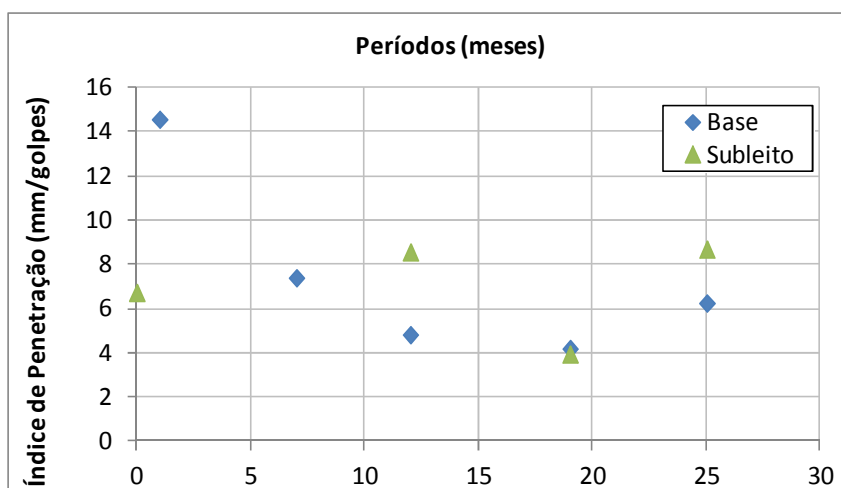


Figura 4.98 – Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o subtrecho de Solo-Brita do Trecho 2



4.2.3.3 Trecho 3

Na Figura 4.99 estão apresentadas curvas número de golpes x profundidade, de onde se calcula o valor de DN para cada camada, bem como o diagrama estrutural que mostra a espessura de cada camada obtidos a partir dos ensaios realizado no mês de junho/2011. Na Tabela 4.61 estão apresentadas as quantidades de camadas identificadas em cada ensaio e os valores de espessura e de DN de cada uma.

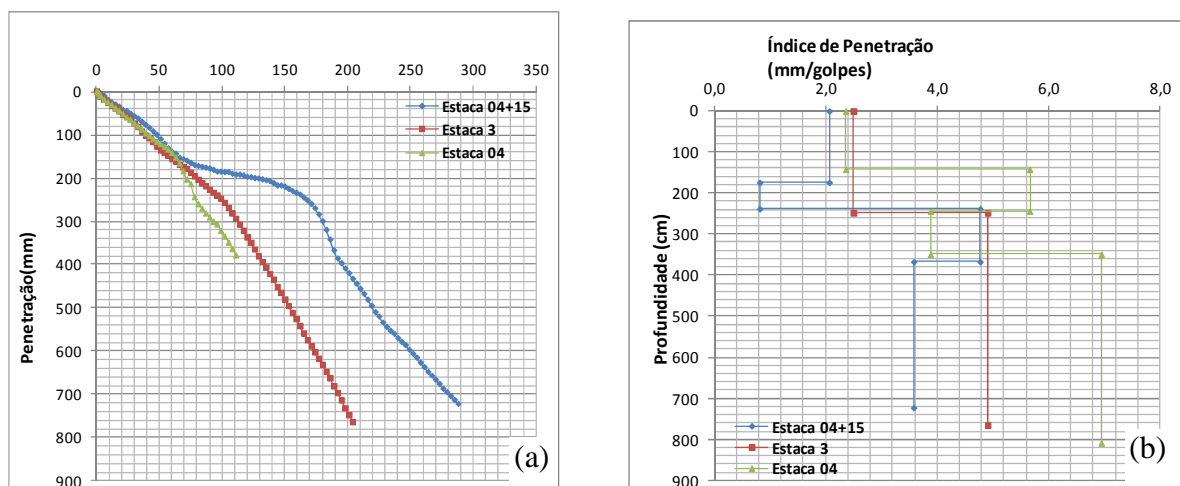
Tabela 4.61 –Resultado dos ensaios de DCP realizados no Trecho 3 em junho/2011.

Estaca	Posição	Subtrecho	Camada			
04+15	BE		1	17	17	2
			2	24	6	1
			3	56	32	5
			4	72	15	4
03+00	EIXO	RCD	1	25	25	3
			2	76	51	5
04+00	BD		1	14	14	2
			2	24	9	6
			3	35	9	4
			4	81	44	7

Observa-se em função do local de realização de ensaio foram identificadas até quatro camadas com mudança de comportamento. Geralmente, as duas ou três primeiras camadas constituem a base e a sub-base, atingindo os trinta primeiros centímetros da estrutura. A terceira ou quarta camada pode ser considerada a parte mais superficial do subleito que foi compactada e as demais, a parte do subleito natural com menor resistência.

Foi possível observar também uma variabilidade na espessura das camadas obtidas com o DCP: para a base, a espessura final variou de 14 a 17 cm, para a sub-base de 6 a 13 cm e para o subleito compactado de 9 a 32 cm. Ao final, somando-se as espessuras da base e da sub-base, podem ser observados valores de 23 cm. Sendo assim, verifica-se que podem ter ocorrido falhas no processo executivo do trecho que geraram camadas hora menores e hora maiores que o especificado em projeto (15 cm para a base e 15 cm para a sub-base).

Figura 4.99 – Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho solo+filé de micaxisto do Trecho 3 em junho/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural



Em termos de DN médio (Tabela 4.62), verifica-se o valor de 5 mm/golpes para primeira camada do subleito, sendo considerado um bom valor para solo compactado. Na base e sub-base o valor encontrado foi de 2 e 3 mm/golpes menores do que os do subleito.

Tabela 4.62 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 1 em junho/2011

Pesquisador	Camada	DN (mm/golpe)
		RCD
Marques Jun/2011	Base	2
	Sub-base	3
	Subleito	5

Utilizando as correlações existentes na literatura para determinação do CBR em função do DN, para os valores médios de DN obtidos nos ensaios é possível determinar os valores de CBR apresentados nas Tabelas 4.67 a 4.68.

Para o subleito (Tabela 4.63), o valor de CBR que serve de parâmetro é o obtido em laboratório, na época da construção do trecho foi definido o valor de CBR de projeto igual a 16%. Nesse caso, sabe-se que em laboratório ocorre o processo de imersão em água antes da ruptura dos corpos de prova e no caso do campo, estando garantidas as condições do pavimento, essa situação não irá acontecer. Com essa constatação, é de se esperar valores de CBR de campo maiores do que os obtidos em laboratório devido à existência de sucção no solo fino. No entanto, para solos finos lateríticos compactados na energia Proctor normal, pode-se adotar um limite de CBR para material não saturado igual 50%. Com essa hipótese, verifica-se que os valores de CBR obtidos com as equações escolhidas para correlacionar com os valores de DN foram maiores.

O valor de CBR obtido em laboratório na época da construção para a base foi de 74% e para a sub-base foi de 52%, as análises dos valores obtidos com as correlações não foram satisfatórias para este material.

Tabela 4.63 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 3 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para solos de subleito (%)
	Subtrecho
	RCD
Berti (2005)	22
Berti (2005)*	53

Tabela 4.63 – (continuação).

Autor	CBR _{médio} para solos de subleito (%)	
	Subtrecho	
	RCD	
Webster <i>et al.</i> (1992)	54	
Harison (1987)	88	
Harison (1987)***	63	
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	53	
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	66	
Lima (2000)	92	
Lima (2000)*	53	
Livneh; Isahai (1988)	63	
Livneh; Isahai (1992)	52	
Lopes <i>et al.</i> (2007)	93	
Nogami; Villibor (1998)	52	
Smith; Pratt (1983)	62	
Torres (2006)	68	

Tabela 4.64 – Valores médios de CBR obtidos para a base e sub-base do Trecho 3 em junho/2011

Autor	CBR _{médio} para RCD (%)	
	Base	Sub-Base
Fontes (2001)	143	99
Harison (1987)	196	146
Harison (1987)*	213	151
Harison (1987)**	136	101
Harison (1987)***	137	102
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	123	89
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	52	44
Lima (2000)	218	156
Lima (2000)*	123	89
Livneh; Isahai (1988)	137	102
Livneh; Isahai (1992)	110	82
Lopes <i>et al.</i> (2007)	116	109
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	166	134
Webster <i>et al.</i> (1992)	114	85

No período chuvoso observa-se uma variação de espessuras de camadas para a base de 11 a 16 cm, para a sub-base de 08 a 10 cm e para a camada de subleito compactado de 10 a 16 cm, conforme a Tabela D.5 do Apêndice D do Volume 2.

Figura 4.100– Resultados dos ensaios de DCP realizados no subtrecho de solo+filer de micaxisto do Trecho 3 em novembro/2011: (a) Curva número golpes x penetração; (b) Diagrama estrutural

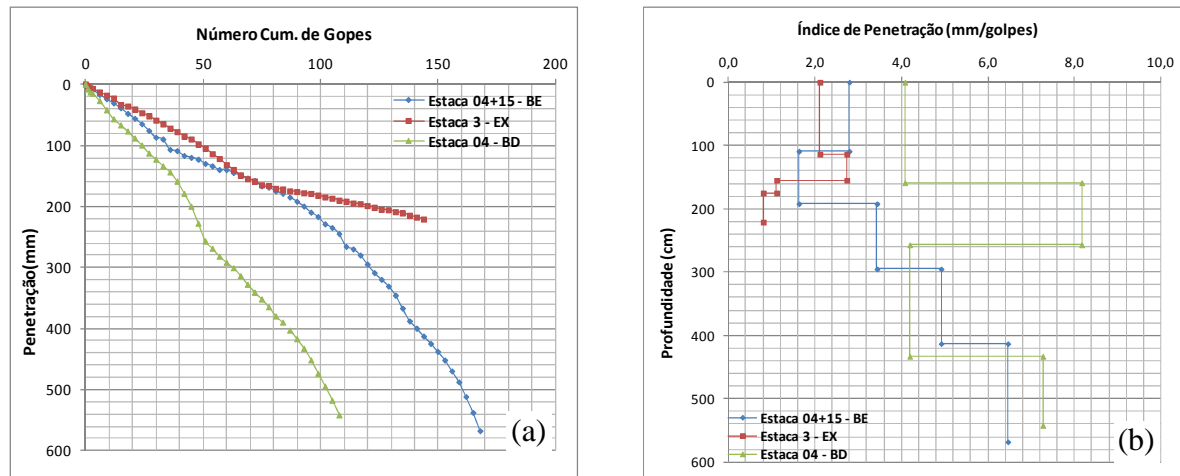


Tabela 4.65 – Valores médios de DN obtidos para cada camada do Trecho 3 em novembro/2011

Pesquisador	Camada	DN (mm/golpe)
		RCD
Marques Nov/11	Base	3
	Sub-base	4
	Subleito	4

Em termos de DN médio (Tabela 4.65), observa-se o valor de 4 mm/golpes para o subleito. Para a base, a resistência média é de 3mm/golpes e para a sub-base, de 4 mm/golpes.

Utilizando as correlações existentes na literatura para determinação do CBR em função do DN, obtém-se os valores obtidos na Tabela 4.66. Observa-se que tendo como parâmetro para análise o valor de CBR do subleito que o é o obtido em laboratório, na época da construção do trecho foi igual a 16% de que a equação que melhor se ajusta as condições deste material é a de Berti (2005), mas que como as demais os valores de CBR estão muito acima.

Para a base o CBR obtido em laboratório na época da construção foi de 74%, e para a sub-base de 52%, conforme a Tabela 4.67 os valores obtidos para as duas camadas ficaram muito altos.

Tabela 4.66 – Valores médios de CBR obtidos para o subleito do Trecho 3 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para solos de subleito (%)	
	Subtrecho	
	RCD	
Berti (2005)	27	
Berti (2005)*	66	
Webster <i>et al.</i> (1992)	65	
Harison (1987)	110	
Harison (1987)***	77	
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	66	
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	37	
Lima (2000)	115	
Lima (2000)*	66	
Livneh; Isahai (1988)	77	
Livneh; Isahai (1992)	63	
Lopes <i>et al.</i> (2007)	101	
Nogami; Villibor (1998)	63	
Smith; Pratt (1983)	76	
Torres (2006)	87	

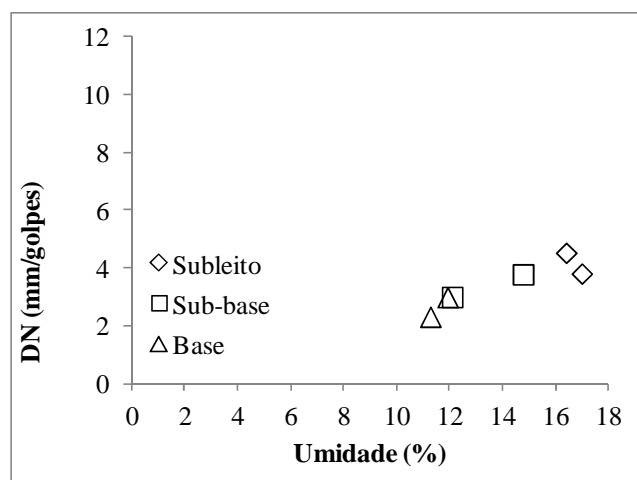
Tabela 4.67 – Valores médios de CBR obtidos para o base e sub-base de solo-fíler de micaxisto do Trecho 3 em novembro/2011

Autor	CBR _{médio} para RCD (%)	
	Base	Sub-Base
Harison (1987)	147	113
Harison (1987)*	102	78
Harison (1987)**	152	111
Harison (1987)***	102	78
Karunaprema; Edirisinghe (2004)	89	66
Karunaprema; Edirisinghe (2004)*	44	38
Lima (2000)	157	116
Lima (2000)*	89	66
Livneh; Isahai (1988)	102	78
Livneh; Isahai (1992)	83	64
Lopes <i>et al.</i> (2007)	43	40
Oliveira <i>et al.</i> (1998)	134	111
Webster <i>et al.</i> (1992)	86	66

Comparando os resultados obtidos em junho/2011 (Tabela 4.62) com os de novembro/2011 (Tabela 4.65), é possível observar que em termos de base e sub-base que houve uma pequena variação dos valores de DN.

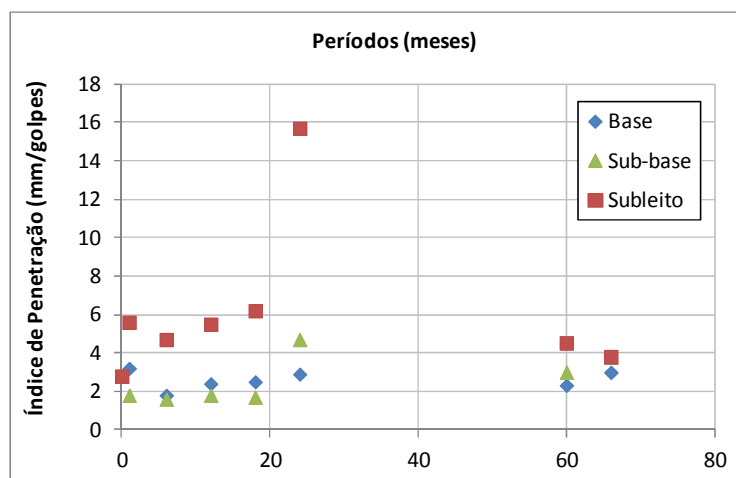
Juntando todos os valores médios de DN obtidos no Trecho 3 e comparando com o teor de umidade obtido por meio de amostras coletadas na pista (Figura 4.101), é possível detectar que com o aumento do teor de umidade ocorre o aumento no valor de DN, ou seja, redução da resistência dos materiais.

Figura 4.101– Relação entre valores médios de DN e teor de umidade para os materiais do Trecho 3



Analisando os valores médios de DN obtidos desde a época de construção do Trecho 3, é obtido o gráfico apresentado na Figura 4.102.

Figura 4.102– Avaliação dos valores médios de DN ao longo do tempo para o Trecho3



4.2.4 Penetrometre autonome numerique dynamique assisté par ordinatur (PANDA)

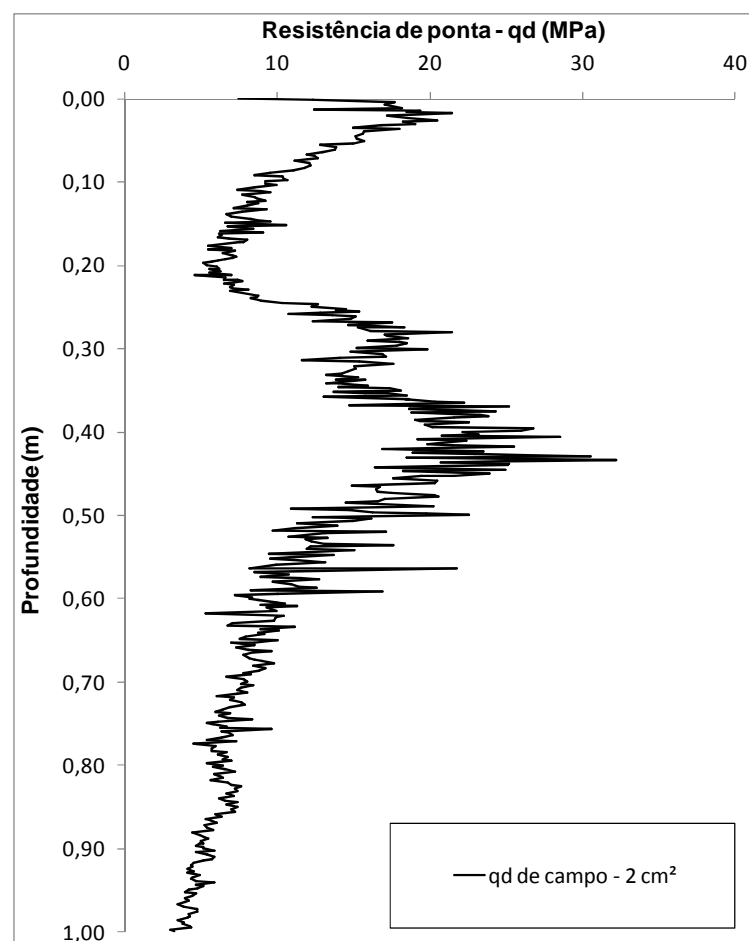
Foram realizados os ensaios com o PANDA utilizando duas ponteiros das que são disponibilizadas no equipamento: 2 e 4 cm². Como a ponteira de 2 cm² é a recomendada para ser utilizada na pavimentação asfáltica, neste trabalho foram realizadas algumas análises para comparar a utilização das duas ponteiros. Além disso, como os ensaios foram realizados em dois períodos distintos, foi avaliada também a existência ou não de diferenças entre eles. Assim, os dados obtidos são apresentados com a seguinte subdivisão: valores de resistência de ponta obtidos em campo; análise estatística conforme método apresentado por Chaigneau *et al.* (2000); refinamento dos resultados da média de da resistência de ponta (q_d) conforme o mesmo método com exclusão dos valores determinantes de nova camada; correlação de PANDA 2 cm² x PANDA 4 cm²; correlação PANDA 4 cm² x DCP, correlação PANDA 2 cm² x DCP e análise da influência do torque durante os ensaios. No Apêndice C do Volume 2, são apresentadas todas as curvas obtidas diretamente dos ensaios realizados em cada subtrecho e os gráficos já com as médias da resistência de ponta determinadas para cada camada em função do tratamento estatístico executado.

Durante os cálculos para análise dos resultados do PANDA, aplicou-se o método com base em procedimentos estatísticos proposto por Chaigneau *et al.* (2000) para determinação das camadas que compõem o perfil estrutural do pavimento. Nesse método, é realizada a análise estatística dos cinco primeiros valores de média de q_d , através das definições de limites superiores e inferiores prescritos no método. A partir de três resultados sequenciais que fogem a esses limites prescritos, é definida uma nova camada. Esse procedimento foi realizado para todo o perfil com os valores de resistências obtidos nos ensaios e é denominado na apresentação dos resultados de Método 1. No entanto, ao observar os dados e as definições de camadas obtidas, optou-se por aplicar o método novamente considerando um refinamento dos dados baseado na exclusão dos valores das médias de q_d que determinam uma nova camada, denominado de Método 2 nos itens que se seguem. Esse processo gerou resultados mais coerentes com o perfil real existente.

4.2.4.1 Resistência de ponta (q_d)

Na Tabela 4.68 estão apresentados os valores da média geral, desvio padrão e coeficiente de variação da resistência de ponta obtidos em todas as camadas a partir dos ensaios realizados no período de seca no Trecho 1 tanto com a ponteira de 2 cm² como com a de 4 cm². Na Tabela 4.69 estão os mesmos parâmetros obtidos para o período de chuva. Na Figura 4.1034 estão apresentados os coeficientes de variação obtidos com a média da camada total que abrange base, sub-base e subleito, tanto no período de seca quanto de chuva no Trecho 1. Para o Trecho 2, os mesmos resultados estão apresentados nas Tabelas 4.70 e 4.71 e na Figura 4.105. Da mesma forma, para o Trecho 3, os dados estão apresentados nas Tabelas 4.72 e 4.73 e na Figura 4.106.

Figura 4.103 – Exemplo dos parâmetros obtidos através dos ensaios de campo, valores de q_d ao longo da profundidade.



Para facilitar a visualização dos gráficos apresentados neste item, os resultados demonstrados através das linhas de tendência com a ponteira de 2 cm² estão graficamente configuradas com

linha tracejada com marcador com preenchimento vazado (\diamond) e as linhas de tendência dos resultados obtidos com a ponteira de 4 cm² é representada por linha cheia com marcador com preenchimento cheio (\blacklozenge).

Observando as médias gerais obtidas nos três trechos avaliados, sem critério de análises das camadas determinadas e sem um tratamento estatístico adequado, não fica clara a existência ou não de alguma tendência geral de comportamento. Verifica-se, ainda, que os coeficientes de variação determinados têm valores altos (superiores a 40%). Sendo assim, os valores de média de q_d não determinam claramente o valor real de resistência de cada camada, tornando necessária a realização de análises que serão apresentadas nos próximos itens.

O que fica claro observando os valores de média de q_d , é há um acréscimo de resistência considerável nos ensaios realizados com a ponteira de 2 cm² em grande parte dos subtrechos, principalmente nos que foram executados com misturas de solo argiloso com materiais de granulometria menores. Essa tendência já não é observada nos materiais granulares como cascalho laterítico e solo-brita.

Tabela 4.68 – Análise dos valores da média de q_d para o período de seca no Trecho 1.

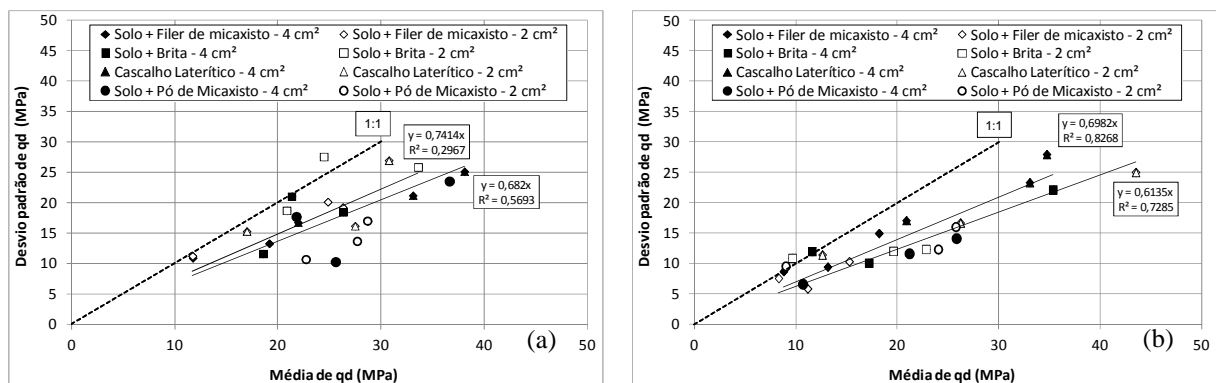
Estaca	Subtrecho	M(q_d) (MPa)		SD(q_d) (MPa)		CV(q_d) (%)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01	Solo + Filer de micaxisto	11,72	26,29	11,28	19,24	96,23	73,19
E02		19,17	24,83	13,31	20,15	69,43	81,14
E03		11,74	11,72	10,93	11,28	93,09	96,23
E07	Solo + Brita	21,33	24,44	21,03	27,57	98,60	112,78
E08		18,56	20,86	11,63	18,72	62,68	89,74
E09		26,31	33,60	18,48	25,87	70,25	77,00
E17	Cascalho Laterítico	33,09	30,75	21,19	26,97	64,05	87,70
E18		21,95	16,97	16,78	15,31	76,48	90,22
E19		38,08	27,48	25,14	16,19	66,00	58,92
E27	Solo + Pó de Micaxisto	21,78	22,75	17,72	10,65	81,36	46,84
E28		25,59	28,72	10,30	16,97	40,25	59,09
E29		36,63	27,72	23,55	13,63	64,29	49,18

Obs.: q_d = resistência de ponta, E = estaca, M = média, SD = desvio padrão e CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.69 – Análise dos valores da média de q_d para o período de chuva no Trecho 1.

Subtrechos	M(q_d) (MPa)		SD(q_d) (MPa)		CV(q_d) (%)	
	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01	13,13	11,16	9,44	5,83	71,90	52,23
E02	18,19	15,26	14,94	10,32	82,15	67,61
E03	8,79	8,30	8,70	7,55	98,92	90,96
E07	11,60	9,64	11,98	10,87	103,30	112,75
E08	17,20	22,83	10,07	12,33	58,57	54,00
E09	35,34	19,59	22,13	12,02	62,62	61,35
E17	33,04	12,60	23,32	11,42	70,58	90,67
E18	20,89	43,50	17,07	25,00	81,74	57,46
E19	34,73	26,22	27,94	16,68	80,45	63,63
E27	10,68	9,04	6,60	9,48	61,81	104,83
E28	21,18	25,80	11,62	15,95	54,86	61,83
E29	25,82	24,07	14,13	12,26	54,72	50,93

Obs.: q_d = resistência de ponta, E = estaca, M = média, SD = desvio padrão e CV = coeficiente de variação.

Figura 4.104 – Coeficiente de correlação dos valores de média de q_d para o Trecho 1: (a) no período de seca; (b) no período de chuvaTabela 4.70 – Análise dos valores da média de q_d para o período de seca no Trecho 2.

Estaca	Subtrecho	M(q_d) (MPa)		SD(q_d) (MPa)		CV(q_d) (%)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
01+10		7,64	7,42	3,95	3,28	51,69	44,17
02+10	Solo + Fosfogesso	11,92	13,42	6,32	4,85	53,05	36,14
03+10		9,92	14,24	4,57	6,88	46,11	48,30
04+10		10,62	8,85	8,77	5,98	82,55	67,57
05+10	Solo + Fosfogesso + Cal	15,45	16,59	8,62	14,07	55,76	84,81
06+10		10,60	13,81	7,76	11,80	73,18	85,45
07+10		9,67	10,11	5,48	9,59	56,69	94,79
08+10	Solo + Cal	11,65	11,25	11,71	10,72	100,46	95,25

Tabela 4.70 – (continuação).

Estaca	Subtrecho	M(q _d) (MPa)		SD(q _d) (MPa)		CV(q _d) (%)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
09+10		11,36	12,38	9,76	10,85	85,86	87,61
10+10		7,33	10,80	5,63	12,69	76,80	117,53
11+10	Cascalho Laterítico	11,41	12,62	6,83	7,45	59,87	59,00
12+10		7,78	10,17	4,27	6,29	54,94	61,91
13+10		10,72	5,59	8,33	6,68	77,68	119,51
14+10	Solo + Expurgo	16,20	22,77	13,96	19,51	86,17	85,68
15+10		11,45	9,53	8,13	7,81	70,97	81,95
16+10		12,69	13,25	9,57	12,38	75,37	93,38
17+10	Solo + Brita	10,11	14,73	8,59	12,82	84,90	87,01
18+10		13,00	12,24	8,57	9,38	65,92	76,63

Obs.: q_d = resistência de ponta, E = estaca, M = média, SD = desvio padrão e CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.71 – Análise dos valores da média de q_d para o período de chuva no Trecho 2.

Estaca	Subtrecho	M(q _d) (MPa)		SD(q _d) (MPa)		CV(q _d) (%)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
01+10	Solo + Fosfogesso	4,60	5,76	1,91	3,46	41,52	60,11
02+10		10,56	10,17	4,41	5,43	41,76	53,45
03+10	Solo + Fosfogesso	7,53	7,01	6,46	6,80	85,76	97,09
04+10		7,50	6,90	5,94	6,39	79,12	92,54
05+10	Solo+ Fosfogesso+Cal	10,01	6,06	6,23	6,11	62,24	100,84
06+10		-----	-----	-----	-----	-----	-----
07+10		5,18	8,33	4,80	8,10	92,57	97,27
08+10	Solo + Cal	8,40	10,45	8,91	6,39	106,13	61,14
09+10		10,14	5,80	5,32	6,39	52,44	110,19
10+10		4,77	6,60	2,91	6,39	60,97	96,80
11+10	Cascalho Laterítico	9,69	9,36	5,66	6,39	58,40	68,23
12+10		9,32	8,99	7,49	6,39	80,42	71,06
13+10		6,54	11,07	5,41	6,39	82,76	57,68
14+10	Solo + Expurgo	9,74	11,58	5,40	20,77	55,41	179,43
15+10		8,06	7,94	3,64	6,39	45,20	80,42
16+10		9,36	9,00	8,25	6,39	88,10	70,93
17+10	Solo + Brita	6,71	9,30	5,49	6,39	81,82	68,67
18+10		10,30	6,33	6,84	6,39	66,34	100,97

Obs.: q_d = resistência de ponta, E = estaca, M = média, SD = desvio padrão e CV = coeficiente de variação.

Figura 4.105 – Coeficiente de variação dos valores de média de q_d para o Trecho 2: (a) no período de seca; (b) no período de chuva

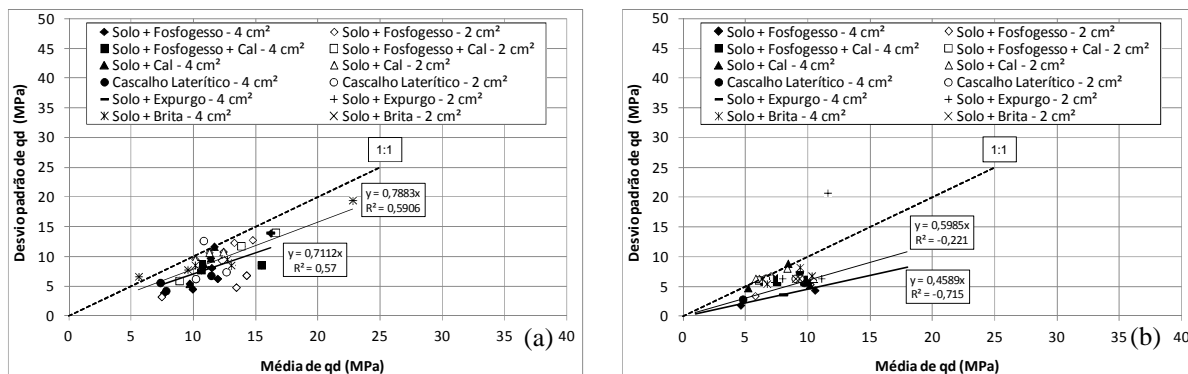


Tabela 4.72 – Análise dos valores da média de q_d para o período de seca no Trecho 3.

Estaca	Subtrecho	M(q_d) (MPa)		SD(q_d) (MPa)		CV(q_d) (%)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01		9,54	12,47	5,37	6,07	56,31	48,66
E02	RCD	7,58	8,37	12,54	12,13	165,46	144,79
E03		14,71	16,18	21,94	25,84	149,13	159,70

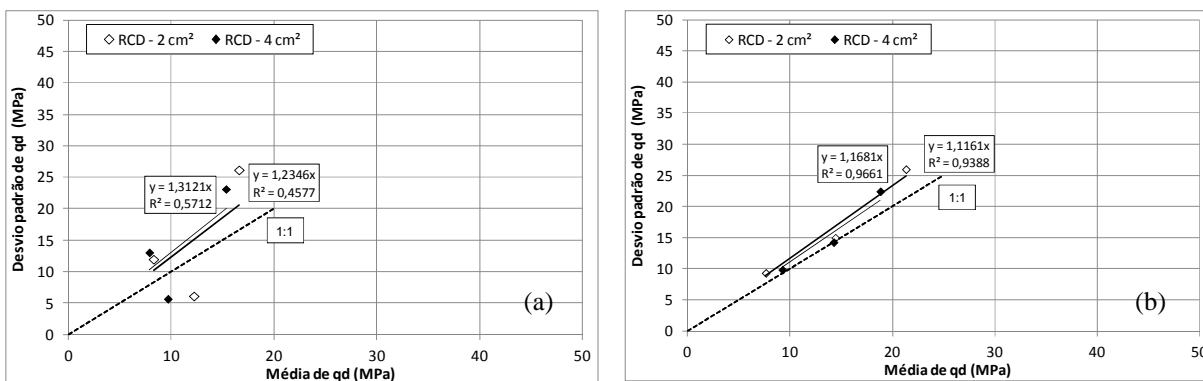
Obs.: q_d = resistência de ponta, E = estaca, RCD = resíduo da construção e demolição, M = média, SD = desvio padrão e CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.73 – Análise dos valores da média de q_d para o período de chuva no Trecho 3.

Estaca	Subtrecho	M(q_d) (MPa)		SD(q_d) (MPa)		CV(q_d) (%)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01		8,67	19,81	9,31	23,24	107,36	117,28
E02	RCD	13,72	13,68	14,31	15,00	104,25	109,64
E03		17,09	7,55	19,11	9,33	111,83	123,56

Obs.: q_d = resistência de ponta, E = estaca, RCD = resíduo da construção e demolição, M = média, SD = desvio padrão e CV = coeficiente de variação.

Figura 4.106 – Coeficiente de variação dos valores de média de q_d para o Trecho 3: (a) no período de seca; (b) no período de chuva



4.2.4.2 PANDA (2 cm²) x PANDA (4 cm²)

Neste item, são apresentados os valores da média de q_d obtidos através dos métodos estatísticos descritos no Capítulo 3, sempre primeiramente no período de seca e depois no período de chuva. Inicialmente, são apresentados os resultados para o Método 1 e depois os obtidos com o Método 2 para comparação para cada trecho avaliado.

Na etapa que considera o projeto executivo do pavimento para definição da espessura das camadas do pavimento foram fixados os seguintes valores: para os Trecho 1 e 3 tem-se camadas de base e sub-base com 15 cm cada e para o subleito foram considerados 70 cm; para o Trecho 2 foram consideradas a base de 15 cm e subleito com 85 cm. Com essa análise é possível comparar os resultados de resistência das camadas ao longo de todo o trecho e avaliar as mudanças de comportamentos obtidos por subtrecho.

a) Trecho 1

Nota-se que a análise estatística é fundamental para ajuste dos dados obtidos com os ensaios do PANDA. O método apresentado por Chaigneau *et al.* (2000) de determinação e avaliação das camadas do solo é bastante interessante e deve ser levado em consideração quando aplicado na pavimentação. Observa-se nas Tabela 4.74 e 4.75 que em se tratando de um segmento homogêneo, os subtrechos não apresentam homogeneidade quanto às espessuras de camadas nem com as resistências médias obtidas com a ponteiros de 2 cm² nem com a de 4 cm². O método não é coerente com o projeto executivo do pavimento e tem-se uma variação de resistência em função das camadas construídas em campo.

Tabela 4.74 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de seca para o Trecho

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q_d)		SD(q_d)		CV(q_d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01	Solo + Filer de micaxisto	0,14	0,45	32,29	40,75	9,40	12,70	29,12	31,16
		0,49	0,65	14,98	19,58	4,96	5,92	33,11	30,23
		1,00	1,01	2,76	7,37	0,98	1,44	35,38	19,49
E02	Solo + Filer de micaxisto	0,43	0,46	30,16	41,16	9,19	14,38	30,46	34,93
		0,93	0,92	7,40	8,39	2,63	3,07	35,46	36,56
		1,01	0,95	13,18	25,69	2,85	13,85	21,60	53,93

Tabela 4.74 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _a)		SD(q _a)		CV(q _a)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E03	Solo + Filer de micaxisto	0,13	0,14	30,24	32,29	8,42	9,61	27,85	29,77
		0,28	0,49	21,46	14,98	5,97	4,96	27,84	33,11
		0,55	1,00	10,37	2,76	3,75	0,98	36,21	35,38
		1,00	-----	3,64	-----	0,79	-----	-----	-----
E07		0,25	0,34	47,18	55,59	15,83	16,70	33,55	30,03
		0,27	0,46	25,05	14,75	6,44	6,59	25,70	44,70
		0,44	0,77	21,79	5,16	9,47	1,07	43,47	20,76
		0,91	0,93	6,35	2,25	1,80	0,78	28,33	34,51
		1,01	1,01	2,65	1,64	0,28	0,57	10,65	34,98
E08	Solo + Brita	0,23	0,03	32,21	27,30	11,46	6,93	35,59	25,38
		0,33	0,13	16,33	21,05	5,87	7,01	35,94	33,28
		0,41	0,24	20,85	32,87	7,67	8,68	36,77	26,40
		0,84	0,29	10,79	11,78	2,81	3,15	26,06	26,73
		0,95	0,39	27,31	29,16	7,98	7,73	29,24	26,51
E09		0,01	0,01	44,66	26,97	11,94	15,17	26,75	56,25
		0,16	0,17	11,09	53,08	5,00	14,25	45,11	26,84
		0,22	0,23	34,77	64,77	14,86	20,79	42,75	32,10
		0,36	0,34	24,28	20,56	8,28	4,69	34,08	22,80
		0,42	0,46	46,17	68,89	15,90	19,82	34,43	28,77
		0,54	0,67	11,86	23,42	3,83	8,15	32,30	34,81
		-----	0,81	6,34	10,06	1,17	2,71	18,44	26,95
		-----	0,85	-----	32,59	-----	9,68	-----	29,70
-----	1,00	-----	6,27	-----	1,84	-----	29,44		
E17		0,02	0,22	19,88	53,43	10,01	14,20	50,37	26,58
		0,35	0,32	50,52	53,45	12,25	21,75	24,26	40,70
		0,44	0,37	14,32	24,25	4,69	7,11	32,79	29,34
		0,44	0,48	55,12	61,89	22,75	20,44	41,26	33,02
		0,55	1,00	20,46	8,37	9,59	4,64	46,87	55,49
		0,95		13,17		3,63		27,52	
E18	Cascalho Laterítico	0,19	0,21	32,41	23,98	10,14	8,46	31,30	35,27
		0,54	0,40	34,51	27,27	13,03	10,95	37,75	40,16
		1,00	0,51	7,70	45,68	3,35	18,88	43,45	41,34
		-----	0,67	-----	12,33	-----	4,37	-----	35,40
		-----	-----	-----	4,65	-----	1,03	-----	22,15
E19		0,81	0,63	41,71	36,25	14,16	12,36	33,96	34,08
		1,01	1,00	16,65	36,25	4,87	3,06	29,26	8,45

Tabela 4.74 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E27		0,07	0,42	47,20	26,07	19,09	8,37	40,44	32,10
		0,59	0,46	32,58	37,63	9,95	11,53	30,53	30,62
		1,00	1,00	6,30	16,73	2,15	5,28	34,07	31,56
E28		0,80	0,69	27,51	26,07	7,80	10,82	28,37	41,49
		0,96	0,89	10,94	37,63	2,51	3,15	22,96	8,36
		1,00	1,00	27,88	16,73	4,88	0,72	17,50	4,28
E29	Solo + Pó de Micaxisto	0,24	0,28	22,51	28,15	6,97	8,99	30,98	31,93
		0,34	0,33	36,75	18,82	11,27	5,78	30,68	30,72
		0,39	0,72	16,55	37,53	4,06	9,59	24,55	25,55
		0,60	0,94	38,61	12,79	9,18	3,37	23,78	26,37
		0,67	1,00	67,61	5,52	17,83	2,30	26,38	41,74
		0,72	-----	30,12	-----	12,12	-----	40,25	-----
		0,73	-----	48,24	-----	17,01	-----	35,25	-----
		0,85	-----	10,80	-----	4,70	-----	43,54	-----
		0,89	-----	44,47	-----	18,98	-----	42,68	-----

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.75 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 1.

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01		0,52	0,38	17,43	11,94	5,66	4,39	32,50	36,80
		1,01	0,59	4,18	17,99	1,44	5,21	34,40	28,98
		-----	1,00	-----	6,58	-----	1,77	-----	26,84
E02	Solo + Fíler de micaxisto	0,07	0,44	22,60	24,76	7,94	6,17	35,15	24,92
		0,11	0,93	50,81	7,06	15,40	2,20	30,30	31,16
		0,20	1,00	21,94	3,56	6,58	0,37	30,00	10,41
		0,45	-----	28,89	-----	8,96	-----	31,03	-----
		1,00	-----	5,27	-----	1,89	-----	35,78	-----
E03		0,14	0,15	22,23	18,39	7,87	6,42	35,41	34,91
		0,46	0,21	10,91	10,26	3,65	3,31	33,44	32,26
		1,03	0,45	2,71	14,95	1,19	5,65	43,73	37,78
		-----	0,60	-----	4,10	-----	0,96	-----	23,52
		-----	1,00	-----	2,39	-----	0,57	-----	24,00

Tabela 4.75 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E07		0,15	0,13	25,83	31,58	8,33	8,75	32,26	27,71
		0,22	0,26	32,32	8,54	16,92	2,92	52,37	34,25
		0,29	0,36	9,39	20,57	2,75	6,70	29,31	32,59
		0,40	0,83	18,52	4,13	5,71	1,45	30,84	35,07
		1,00	1,00	3,47	2,02	1,22	0,57	35,11	28,43
E08	Solo + Brita	0,23	0,10	28,49	30,79	8,60	12,58	30,20	40,87
		0,84	0,13	4,13	16,47	3,17	4,81	76,91	29,24
		-----	0,22	-----	33,60	-----	9,23	-----	27,47
		-----	0,44	-----	28,14	-----	12,64	-----	44,92
		-----	0,71	-----	15,89	-----	3,87	-----	24,36
		-----	0,86	-----	35,86	-----	8,94	-----	24,94
E09		-----	1,00	-----	11,35	-----	2,11	-----	18,57
		0,10	0,16	17,32	27,27	8,39	7,35	48,46	26,95
		0,44	0,25	43,46	46,65	14,42	18,66	33,18	40,01
		0,58	0,36	63,67	16,42	20,50	5,50	32,20	33,49
		1,00	0,77	8,21	22,80	6,69	7,48	81,46	32,78
E17		-----	1,00	-----	9,92	-----	1,87	-----	18,90
		0,16	0,42	27,29	22,86	8,72	7,31	31,96	31,97
		0,38	0,83	60,31	4,72	17,58	1,54	29,14	32,55
		0,64	1,00	27,88	1,93	9,38	0,40	33,65	20,55
E18	Cascalho laterítico	1,01	-----	8,18	-----	1,82	-----	22,28	-----
		0,22	0,14	23,49	21,10	8,68	6,20	36,97	29,37
		0,25	0,26	51,84	36,90	19,75	12,64	38,09	34,25
		0,46	0,56	29,57	70,28	9,51	24,91	32,16	35,45
		0,59	0,72	31,53	40,62	12,81	11,26	40,64	-----
E19		1,01	1,00	6,70	28,32	2,49	7,69	-----	-----
		0,27	0,22	34,48	34,00	11,02	11,25	31,96	33,09
		0,44	0,43	76,45	41,77	23,81	15,44	31,15	36,97
		0,84	0,84	15,33	18,23	4,51	6,29	29,45	34,51
E27	Solo + Pó de Micaxisto	1,01	1,00	6,35	8,52	-----	0,98	-----	-----
		0,22	0,20	18,27	11,96	6,18	3,22	33,83	26,95
		0,32	0,27	7,48	4,83	2,24	1,01	29,92	20,93
		0,44	0,44	13,62	27,42	4,21	8,64	30,94	31,51
		1,00	0,57	7,35	7,27	3,68	2,29	50,04	31,56
E28		-----	1,00	-----	2,49	-----	0,67	-----	26,83
		0,33	0,15	24,90	24,04	7,75	7,46	31,12	31,04
		0,38	0,20	4,17	46,31	4,08	14,52	97,81	31,35
		0,40	0,29	10,37	15,75	3,78	3,87	36,49	24,57

Tabela 4.75 – (continuação).

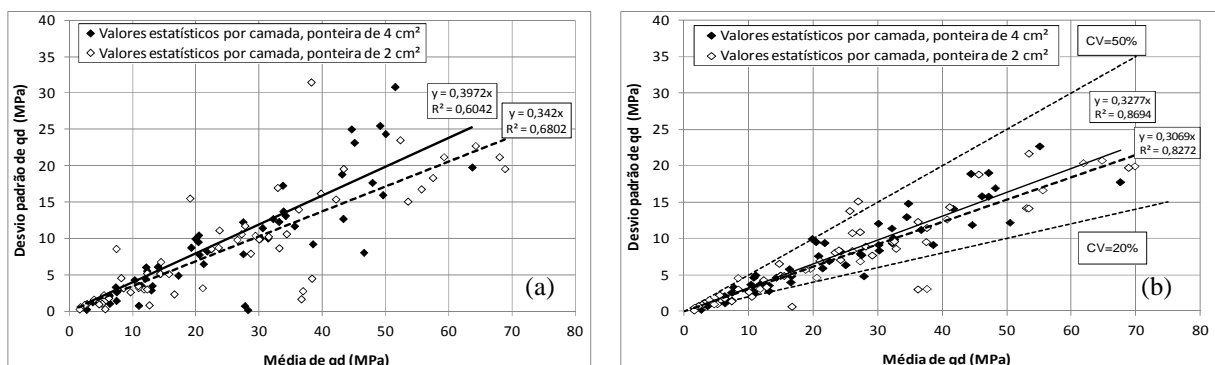
Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E28	Solo + Pó de Micaxisto	0,76	0,75	28,00	32,05	7,99	12,24	28,55	38,19
		1,00	1,00	7,68	9,56	1,81	2,64	23,56	27,57
E29	Solo + Pó de Micaxisto	0,74	0,79	29,99	26,87	9,12	9,16	30,43	34,07
		1,01	1,00	10,12	8,00	3,94	2,26	38,92	28,29

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação.

Na Figura 4.107 a pode ser observado que os coeficientes de variação tanto da ponteira de 2 cm² quanto da ponteira de 4 cm², apesar de terem valores praticamente iguais, ficaram muito acima do coeficiente de variação apresentado por Chaigneau *et al.* (2000) e utilizado nos cálculos (CV = 18%). Para o Trecho 1, os valores de CV da ponteira de 4 e 2 cm² ficaram em 39% e 34% com R² de 60% e 68%, respectivamente.

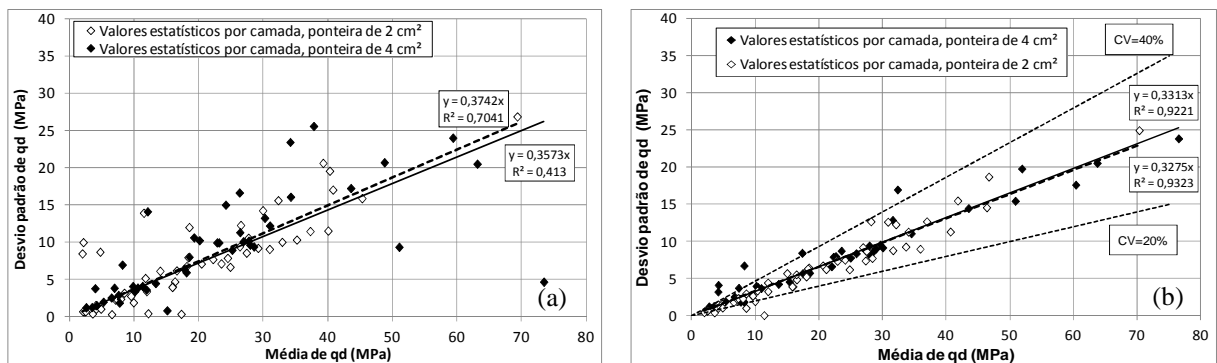
Na Figura 4.107 (b), com a aplicação do Método 2, chamado assim somente para diferenciar o refinamento dos dados, obtém-se uma redução dos valores de CV, ficando a ponteira de 4 cm² em 32% e a ponteira de 2 cm² em 30%. Com a nova análise, o valor de R² passou para 86% e 82% nas ponteiras de 4 e 2 cm², respectivamente.

Figura 4.107 – Coeficientes de variação obtidos no período de seca para o Trecho 1: (a) Método 1; (b) Método 2.



Na Figura 4.108, os valores de coeficiente de variação obtidos com os resultados do período de chuva através do Método 1 foi de 37% e 35% e R² de 70% e 41% para as ponteiras de 2 e 4 cm², respectivamente. Na Figura 4.100b, com a aplicação do Método 2, o CV foi de 32% e 33% com R² de 93% e 92% para as ponteiras de 2 e 4 cm², respectivamente.

Figura 4.108–Coeficientes de variação obtidos no período de chuva para o Trecho 1: (a) Método 1; (b) Método 2.



Analisando os dados obtidos com o PANDA através das espessuras da estrutura do pavimento obtidas no projeto, pode-se avaliar as resistências médias obtidas com a aplicação do Método 2 de forma a possibilitar uma comparação entre os desempenhos tanto dos segmentos como no próprio segmento em função da variação entre as bordas e eixo do pavimento (Tabela 4.76 e Figura 4.109). Observa-se uma maior variação dos resultados com a ponteira de 4 cm². Apesar da pequena profundidade pesquisada, nota-se um acréscimo de resistência com a ponteira de 2 cm², visto que a essa ponteira possui praticamente a mesma área transversal de perfuração que a haste, não existindo como na ponteira de 4 cm² uma distância entre o solo e a haste. Esse acréscimo é constante em relação as demais camadas.

Tabela 4.76 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através das espessuras das camadas de projeto no período de seca e de chuva para o Trecho 1.

Estacas	Subtrechos	Período	z (m)	M(q_d)		SD(q_d)		CV(q_d)	
				4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01	Solo + Fíler de micaxisto	Jun	0,00 - 0,15	31,09	42,77	10,17	13,17	32,72	30,78
			0,15 - 0,30	16,73	36,16	4,73	11,36	28,25	31,41
			0,30 - 1,00	6,23	19,04	5,80	15,71	93,12	82,52
		Nov	0,00 - 0,15	17,77	12,06	5,61	4,09	31,59	33,92
			0,15 - 0,30	17,73	9,86	6,51	4,10	36,73	41,58
			0,30 - 1,00	8,87	11,19	6,96	6,33	78,44	56,54
E02	Solo + Fíler de micaxisto	Jun	0,00 - 0,15	35,13	51,19	9,32	14,32	26,53	27,97
			0,15 - 0,30	26,05	42,41	6,79	11,97	26,05	28,23
			0,30 - 1,00	12,34	13,91	9,27	10,67	75,11	76,73
		Nov	0,00 - 0,15	31,31	23,86	16,57	6,27	52,93	26,27
			0,15 - 0,30	27,08	27,72	8,96	5,25	33,08	18,96
			0,30 - 1,00	11,21	9,71	11,17	6,92	99,63	71,26

Tabela 4.76 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Período	z (m)	M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
				4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E03	Solo + Fíler de micaxisto	Jun	0,00 - 0,15	27,98	31,09	9,00	10,17	32,17	32,72
			0,15 - 0,30	21,04	16,73	6,90	4,73	32,81	28,25
			0,30 - 1,00	5,73	6,23	3,85	5,80	67,16	93,12
		Nov	0,00 - 0,15	21,39	18,06	8,27	6,57	38,67	36,37
			0,15 - 0,30	12,87	15,86	3,76	6,10	29,21	38,49
			0,30 - 1,00	4,42	4,20	3,29	3,41	74,39	81,14
E07		Jun	0,00 - 0,15	43,68	60,19	15,09	20,06	34,53	33,32
			0,15 - 0,30	45,86	52,36	17,08	11,46	37,24	21,89
			0,30 - 1,00	8,87	7,73	6,30	10,27	71,03	132,97
		Nov	0,00 - 0,15	27,19	29,89	10,38	9,84	38,16	32,92
			0,15 - 0,30	16,08	13,14	10,67	8,94	66,39	68,01
			0,30 - 1,00	6,02	4,55	6,22	3,91	103,26	86,03
E08	Solo + Brita	Jun	0,00 - 0,15	34,61	25,75	12,67	10,44	36,60	40,54
			0,15 - 0,30	21,15	24,02	8,53	10,53	40,34	43,84
			0,30 - 1,00	14,46	18,63	8,20	20,92	56,74	112,30
		Nov	0,00 - 0,15	30,92	28,77	8,58	12,67	27,74	44,04
			0,15 - 0,30	18,65	21,24	7,38	12,28	39,57	57,83
			0,30 - 1,00	11,47	22,15	3,21	11,91	27,95	53,75
E09		Jun	0,00 - 0,15	44,12	49,57	11,79	15,44	26,73	31,14
			0,15 - 0,30	33,83	46,42	17,26	27,22	51,02	58,64
			0,30 - 1,00	19,90	26,65	15,69	24,80	78,86	93,04
		Nov	0,00 - 0,15	29,10	26,83	17,19	6,97	59,09	25,96
			0,15 - 0,30	48,04	33,23	13,32	21,73	27,73	65,39
			0,30 - 1,00	34,76	15,80	23,05	7,33	66,31	46,36
E17		Jun	0,00 - 0,15	46,62	50,12	14,60	14,15	31,31	28,24
			0,15 - 0,30	50,86	58,43	12,27	17,94	24,13	30,71
			0,30 - 1,00	26,59	18,44	19,19	21,33	72,16	115,68
		Nov	0,00 - 0,15	27,18	22,12	8,75	6,77	32,21	30,62
			0,15 - 0,30	60,45	24,28	18,25	8,22	30,19	33,85
			0,30 - 1,00	23,97	6,82	19,02	7,34	79,33	107,65
E18	Cascalho Laterítico	Jun	0,00 - 0,15	31,28	20,07	9,75	7,23	31,18	36,02
			0,15 - 0,30	41,49	29,04	15,17	10,50	36,56	36,17
			0,30 - 1,00	15,80	12,97	12,36	14,97	78,27	115,39
		Nov	0,00 - 0,15	21,46	20,49	7,12	6,66	33,18	32,51
			0,15 - 0,30	36,64	56,84	17,20	33,59	46,93	59,09
			0,30 - 1,00	16,22	44,80	13,69	21,25	84,40	47,43

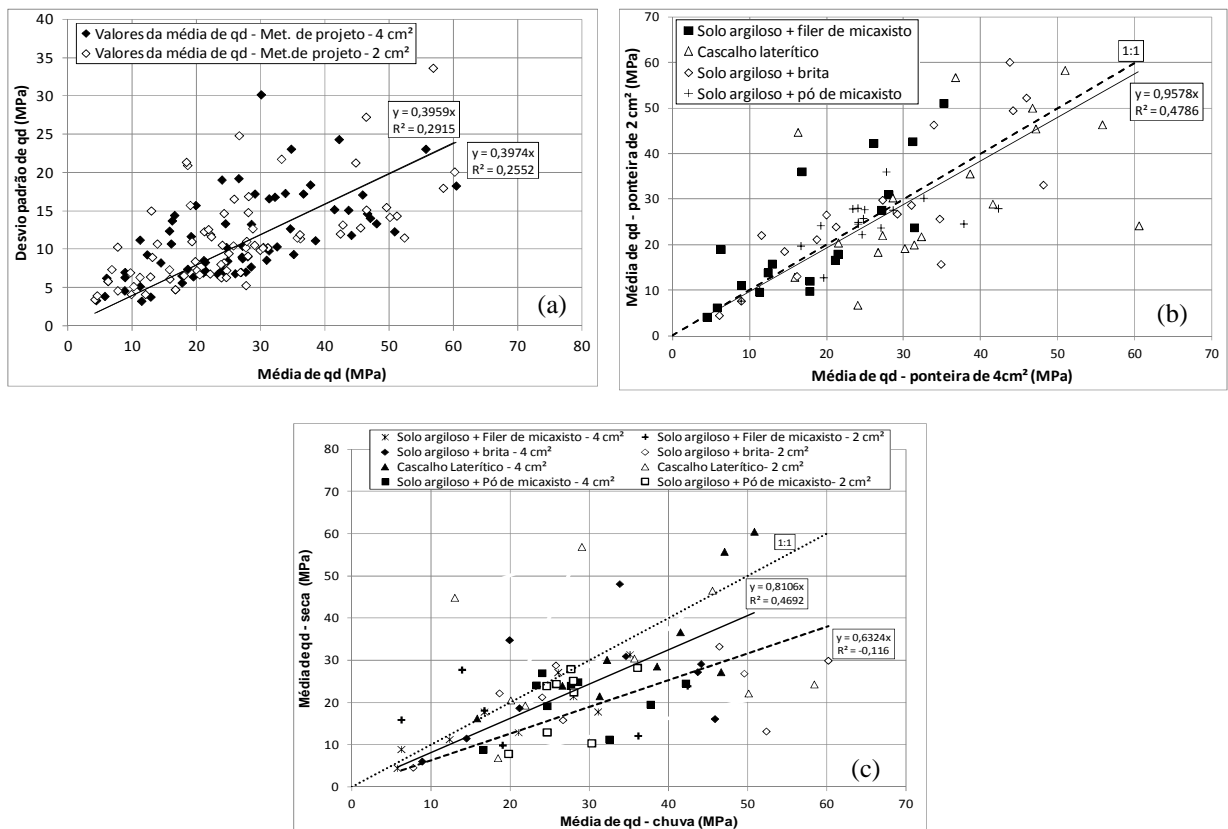
Tabela 4.76 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Período	z (m)	M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
				4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E19	Cascalho Laterítico	Jun	0,00 - 0,15	38,53	35,67	11,12	11,46	28,85	32,13
			0,15 - 0,30	47,07	45,55	14,02	12,76	29,78	28,02
			0,30 - 1,00	32,22	21,88	16,78	12,55	52,10	57,38
		Nov	0,00 - 0,15	28,51	30,40	7,69	10,23	26,95	33,64
			0,15 - 0,30	55,70	46,46	23,04	15,10	41,36	32,50
			0,30 - 1,00	30,07	19,28	30,12	10,99	100,16	56,99
E27		Jun	0,00 - 0,15	37,74	24,69	18,38	7,21	48,71	29,18
			0,15 - 0,30	32,53	30,34	10,31	10,13	31,68	33,38
			0,30 - 1,00	16,59	19,82	14,41	8,39	86,86	42,34
		Nov	0,00 - 0,15	19,52	12,84	6,39	6,39	32,75	23,55
			0,15 - 0,30	11,23	10,24	5,12	5,12	45,56	83,33
			0,30 - 1,00	8,84	7,75	4,57	4,57	51,74	132,72
E28	Solo + Pó de Micaxisto	Jun	0,00 - 0,15	23,31	28,00	6,71	9,10	28,81	32,50
			0,15 - 0,30	27,68	36,11	7,00	11,89	25,31	32,94
			0,30 - 1,00	24,68	25,86	10,22	16,53	41,42	63,91
		Nov	0,00 - 0,15	24,02	25,03	7,03	9,44	29,25	44,04
			0,15 - 0,30	23,99	28,12	7,09	16,87	29,53	57,83
			0,30 - 1,00	19,16	24,30	11,63	14,65	60,72	53,75
E29		Jun	0,00 - 0,15	24,03	24,64	7,25	6,31	30,19	25,60
			0,15 - 0,30	28,56	27,70	13,25	10,17	46,38	36,74
			0,30 - 1,00	42,20	28,07	24,30	14,77	57,57	52,64
		Nov	0,00 - 0,15	26,97	23,81	6,99	8,01	25,92	33,63
			0,15 - 0,30	24,85	27,82	8,44	11,00	33,98	39,56
			0,30 - 1,00	24,52	22,33	13,32	11,60	54,33	51,95

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação.

A resistência média de q_d para a primeira camada teve pouca variação de um subtrecho para o outro em se tratando de misturas com materiais finos. Já nas misturas com materiais granulares (solo-brita e cascalho) observa-se um aumento de resistência. Esse fato é comum de ser detectado em ensaios feitos com penetrômetros, visto que o material mais granular oferece uma barreira à penetração o que gera acréscimo de resistência.

Figura 4.109 – Análise dos dados considerando as espessuras definidas em projeto para o Trecho 1: (a) Coeficiente de variação considerando os períodos de seca e chuva; (b) Correlação entre as ponteiros de 2 cm² e 4 cm²; (c) Correlação entre os períodos de seca e chuva.



Nos subtrechos de cascalho e solo-pó de micaxisto observou-se um acréscimo de resistência na camada de sub-base em relação à base tanto com a ponteira de 2 cm² quanto com a ponteira de 4 cm². Em relação aos materiais utilizados na base e sub-base, há um decréscimo de resistência da base para o subleito, ficando a fundação com resistência bem menor que as camadas de suporte do pavimento.

Utilizados todos os pontos obtidos nos ensaios na seca e chuva e aplicando o Método 1 (Figura 4.101a), observa-se que o CV foi de 39% para as duas ponteiros com R^2 de 29% e 25% para as ponteiros de 4 e 2 cm², respectivamente. Na Figura 4.101b, a correlação de valores de média de q_d das ponteiros de 2 e 4 cm² apresentou um $R^2 = 48\%$.

Na Figura 4.109 (c) a correlação entre os períodos de ensaio, feita com os valores de média de q_d com a ponteira de 2 cm² foram de CV = 63% e $R^2 = -11\%$ e a correlação dos valores de média de q_d com a ponteira de 4 cm² foram de CV = 81% e $R^2 = 46\%$. Portanto, conforme resultados apresentados, a correlação entre os períodos de realização dos ensaios com a mesma ponteira foi baixa.

Quanto à análise de variação de resistência nos períodos de seca e chuva, observa-se que houve um decréscimo de resistência do período de seca para o de chuva na maioria das camadas de todos os subtrechos, conforme apresentado na Tabela 4.77. As variações foram calculadas em relação ao período de seca, ou seja, todos os valores correspondem ao quanto houve de redução ou aumento especificamente do valor de resistência da média de q_d para o período de chuva. Observou-se que a borda esquerda apresenta redução dos valores de média de q_d bem superiores aos obtidos no eixo e na borda direita para as duas ponteiros, variando entre 11% a 50% para ponteira de 4 cm² e de 3% a 72% para a ponteira de 2 cm². Nas estacas 28 e 29, houve aumento da resistência obtida na seca de 3% e 12% para a ponteira de 4 cm² (solo-pó de micaxisto) e nas estacas 08 e 18 houve aumento do valor de resistência em relação ao período de seca em 12% e 2% para a ponteira de 2 cm² (solo-brita e cascalho).

Tabela 4.77 – Variação dos valores da média de q_d com as ponteiros de 4 cm² e 2 cm² para os períodos de seca e chuva no Trecho 1.

Subtrecho	Estacas	Camadas	Variação		
			4 cm ²	2 cm ²	
Solo + Filer de micaxisto	Estaca 01	Camada 1	0,00 - 0,15	-43%	-72%
		Camada 2	0,15 - 0,30	6%	-73%
		Camada 3	0,30 - 1,00	42%	-41%
	Estaca 02	Camada 1	0,00 - 0,15	-11%	-53%
		Camada 2	0,15 - 0,30	4%	-35%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-9%	-30%
	Estaca 03	Camada 1	0,00 - 0,15	-24%	-42%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-39%	-5%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-23%	-32%
Solo + Brita	Estaca 07	Camada 1	0,00 - 0,15	-38%	-50%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-65%	-75%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-32%	-41%
	Estaca 08	Camada 1	0,00 - 0,15	-11%	12%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-12%	-12%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-21%	19%
	Estaca 09	Camada 1	0,00 - 0,15	-34%	-46%
		Camada 2	0,15 - 0,30	42%	-28%
		Camada 3	0,30 - 1,00	75%	-41%

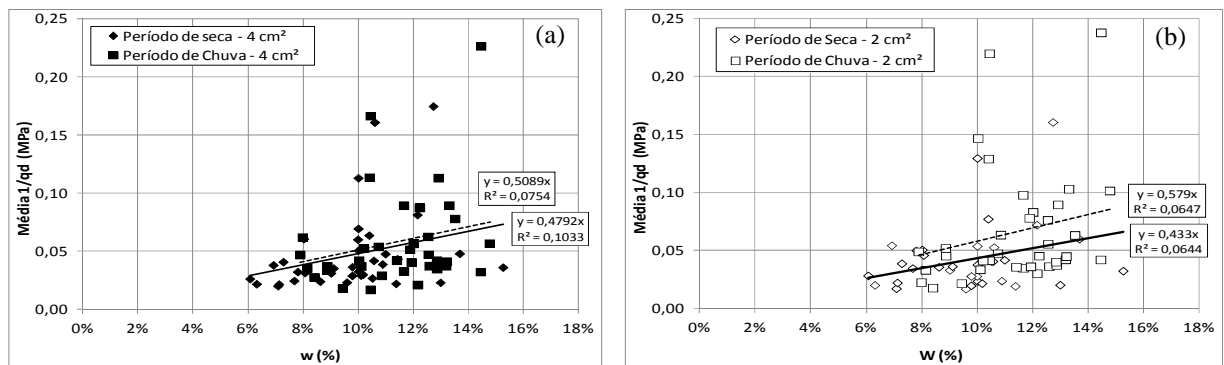
Tabela 4.77 – (continuação).

Subtrecho	Estacas	Camadas	Variação		
			4 cm ²	2 cm ²	
Cascalho Laterítico	Estaca 17	Camada 1	0,00 - 0,15	-42%	-56%
		Camada 2	0,15 - 0,30	19%	-58%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-10%	-63%
	Estaca 18	Camada 1	0,00 - 0,15	-31%	2%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-12%	96%
		Camada 3	0,30 - 1,00	3%	245%
	Estaca 19	Camada 1	0,00 - 0,15	-26%	-15%
		Camada 2	0,15 - 0,30	18%	2%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-7%	-12%
Solo + Pó de Micaxisto	Estaca 27	Camada 1	0,00 - 0,15	-48%	-48%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-65%	-66%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-47%	-61%
	Estaca 28	Camada 1	0,00 - 0,15	3%	-11%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-13%	-22%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-22%	-6%
	Estaca 29	Camada 1	0,00 - 0,15	12%	-3%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-13%	0%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-42%	-20%

Obs.: Valores negativos significam quanto foi à redução dos valores da média de q_d do período de seca para o de chuva.

Na Figura 4.110 foi feita a comparação dos valores médios de q_d obtidos com as definições de camadas através das espessuras de projeto em relação com o teor de umidade determinada para cada camada do pavimento. Para facilitar a visualização dos valores de CV e R^2 , o valor da média de q_d foi recalculada com $1/q_d$, obtendo-se um valor que possibilita a melhor análise do gráfico. Observou-se que não há boa correlação entre os valores de umidade com os valores obtidos de resistência em nenhuma das ponteiras. Conforme é apresentado na Figura 4.102a, o valor de CV foi de 50% com R^2 de 7% no período de seca e para o período de chuva o CV foi de 47% e $R^2 = 10%$ com a ponteira de 4 cm². Na Figura 4.110 (b) pode-se observar que com a ponteira de 2 cm² o CV foi de 58% e $R^2 = 6%$ para o período de seca e o CV foi de 43% com $R^2 = 6%$ para o período de chuva. Nota-se que as duas ponteiras obtiveram coeficientes de variação próximos tanto no período de seca quanto de chuva em relação aos valores de umidade para cada período.

Figura 4.110 – Relação entre q_d e umidade para o Trecho 1: (a) Com dados da ponteira de 4 cm²; (b) Com dados da ponteira de 2 cm²



b) Trecho 2

Na Tabela 4.78 estão os resultados obtidos com o Método de Chagneau *et al.* (2000), observa-se que as médias de q_d apresentadas não determinam um valor de resistência geral por subtrecho, havendo grandes variações não somente para cada segmento mas em todo o Trecho 2, este fator pode estar relacionado com a variação das espessuras de camadas determinadas pelo método, as variações de uma ponteira para outra também não ficam claras, como ocorreu no Trecho 1, as espessuras definidas através do método não possuem correlação com as espessuras de camadas do pavimento executado, que possui base de 15 cm e não possui sub-base. Nas Tabelas 4.78 e 4.79 estão os valores de resistência média obtida com o método.

Tabela 4.78 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 2.

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q_d)		SD(q_d)		CV(q_d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
01+10	Solo + Fosfogesso	0,01	0,53	5,63	8,66	1,92	3,14	7	36
		0,37	0,26	10,66	4,27	3,25	1,81	23	42
		0,28	0,16	3,68	9,04	0,87	2,52	3	28
		0,34	0,06	4,75	4,80	1,10	0,50	10	10
02+10	Solo + Fosfogesso	0,14	0,15	12,52	12,27	3,83	3,46	31	28
		0,30	0,42	17,84	16,53	5,73	4,48	32	27
		0,31	0,44	7,54	10,10	2,64	2,93	35	29
		0,25	-----	6,97	-----	1,96	-----	28	-----
03+10	Solo + Fosfogesso	0,47	0,45	12,30	17,31	3,59	4,65	29	27
		0,29	0,30	3,96	5,19	1,25	0,93	32	18
		0,24	0,11	10,23	17,97	3,59	5,97	35	33

Tabela 4.78 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
04+10		0,03	0,06	26,57	10,71	8,28	3,68	31	34
		0,16	0,06	14,22	2,37	3,79	0,71	27	30
		0,09	0,47	28,35	13,34	7,09	3,69	25	28
		0,25	0,41	10,66	2,49	3,44	0,72	32	29
		0,29	-----	4,62	-----	1,02	-----	22	-----
		0,18	-----	1,60	-----	0,21	-----	13	-----
05+10	Solo + Fosfogesso + Cal	0,02	0,12	18,08	39,81	7,43	16,38	41	41
		0,43	0,10	22,37	11,66	7,48	3,74	33	32
		0,43	0,12	10,45	30,33	2,55	8,47	24	28
		0,12	0,40	3,73	12,26	0,67	3,28	18	27
		-----	0,25	-----	4,88	-----	0,92	-----	19
06+10		0,01	0,08	15,82	43,19	9,47	15,60	60	36
		0,07	0,04	21,44	12,19	6,41	4,87	30	40
		0,01	0,13	11,45	5,27	5,38	1,24	47	24
		0,15	0,75	6,05	11,06	4,33	4,38	72	40
		0,25	-----	17,11	-----	6,54	-----	38	-----
		0,50	-----	5,36	-----	2,03	-----	38	-----
07+10		0,53	0,06	12,37	32,72	3,82	13,64	31	42
		0,47	0,40	2,56	15,28	0,90	4,74	35	31
		-----	0,54	-----	4,01	-----	1,01	-----	25
08+10	Solo + Cal	0,14	0,29	29,75	23,92	8,12	6,34	27	27
		0,26	0,23	13,03	6,79	4,27	2,48	33	37
		0,60	0,48	2,44	2,44	0,96	0,54	40	22
		0,35	0,19	20,28	27,39	7,45	8,26	37	30
09+10		0,33	0,22	5,35	14,69	1,55	4,01	29	27
		0,32	0,33	1,98	4,80	0,24	1,41	12	29
		-----	0,26	-----	2,42	-----	0,43	-----	18
		0,01	0,03	11,77	23,74	7,41	10,71	63	45
10+10		0,50	0,07	11,17	49,11	5,31	15,99	48	33
		0,50	0,38	3,11	11,45	0,88	4,05	28	35
		-----	0,52	-----	3,47	-----	0,94	-----	27
		Cascalho	0,06	0,40	12,48	18,63	5,21	6,12	42
11+10	Laterítico	0,41	0,47	17,39	8,33	6,09	2,98	35	36
		0,33	0,12	8,24	3,58	2,12	0,32	26	9
		0,17	-----	4,21	-----	1,22	-----	29	-----
		0,03	-----	2,39	-----	0,30	-----	12	-----

Tabela 4.78 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
12+10	Cascalho Laterítico	0,47	0,30	11,07	17,90	4,21	5,28	38	30
		0,50	0,69	5,04	6,42	1,07	1,51	21	24
		0,03	-----	2,20	-----	0,11	-----	5	-----
13+10		0,38	0,22	18,08	18,54	5,88	6,31	33	34
		0,62	0,22	3,85	6,15	1,98	2,05	51	33
		-----	0,56	-----	2,22	-----	0,59	-----	26
14+10	Solo + Expurgo	0,47	0,26	26,95	44,47	10,86	13,84	40	31
		0,31	0,24	5,83	19,91	2,59	4,57	44	23
		0,22	0,42	1,81	5,87	0,40	2,08	22	35
		-----	0,08	-----	1,74	-----	0,37	-----	21
15+10		0,41	0,41	16,94	16,93	5,14	5,55	30	33
		0,35	0,39	4,40	3,99	1,56	1,38	36	35
		0,18	0,19	1,86	2,11	0,36	0,27	19	13
		0,01	-----	5,75	-----	1,01	-----	18	-----
		0,05	-----	21,63	-----	6,24	-----	29	-----
16+10		0,41	0,28	19,88	26,83	6,65	8,12	33	30
		0,20	0,09	6,22	11,30	2,31	3,04	37	27
		0,40	0,64	2,39	3,14	0,52	0,76	22	24
17+10	Solo + Brita	0,17	0,20	16,45	27,87	4,75	6,98	29	25
		0,12	0,09	24,53	31,49	8,37	12,81	34	41
		0,30	0,24	8,79	9,85	2,50	1,90	28	19
		0,27	0,47	3,56	3,10	0,78	0,84	22	27
		0,14	-----	1,58	-----	0,22	-----	14	-----
18+10		0,36	0,34	18,29	22,30	5,40	5,47	29	25
		0,28	0,37	6,11	7,25	1,50	1,83	25	25
		0,09	0,18	2,06	2,31	0,55	0,77	27	33
		0,18	0,11	8,39	4,12	2,46	0,81	29	20
		0,10	-----	30,51	-----	7,92	-----	26	-----

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.79 – Valores da média de q_d obtidos através do Método Estatístico 2 no período de chuva no Trecho 2.

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q_d)		SD(q_d)		CV(q_d)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
01+10		0,50	0,37	5,61	10,30	1,40	2,78	25,02	27,04
		0,68	1,00	2,34	3,85	0,54	0,72	23,13	18,69
		0,75		3,82		0,56		14,65	
02+10	Solo + Fosfogesso	0,12	0,01	10,43	5,25	5,25	2,42	50,31	46,14
		0,43	0,06	13,99	9,96	9,96	2,92	71,14	29,32
		0,83	0,10	7,46	2,94	2,94	0,65	39,47	22,15
		1,00	0,21	8,56	10,89	10,89	2,98	127,16	27,37
		-----	0,75	-----	12,94	-----	5,21	-----	40,25
		-----	1,00	-----	5,15	-----	0,81	-----	15,65
03+10		0,32	0,07	14,85	23,65	4,75	8,56	31,98	36,20
		0,45	0,47	8,71	9,31	1,47	2,31	16,90	24,84
		0,75	1,00	3,73	2,41	1,21	0,86	32,41	35,77
		1,00	-----	1,28	-----	-----	-----	-----	-----
04+10		0,08	0,24	10,09	13,58	4,79	5,22	47,52	38,46
		0,10	0,41	4,26	6,04	0,82	1,19	19,12	19,72
		0,46	0,48	11,58	18,94	3,68	5,30	31,81	27,97
		0,70	1,00	3,45	2,51	1,01	1,18	29,23	46,90
		1,00	-----	1,36	-----	0,35	-----	25,58	-----
05+10	Solo + Fosfogesso + Cal	0,11	0,09	22,43	17,14	9,64	4,12	42,96	24,03
		0,48	0,35	8,55	11,75	2,41	5,30	28,22	45,12
		0,54	1,00	5,42	2,44	1,61	0,74	29,75	30,27
		0,86	-----	11,20	-----	3,62	-----	32,34	-----
		1,00	-----	3,68	-----	0,76	-----	20,61	-----
06+10			-----	-----	-----	-----	-----	-----	
07+10		0,12	0,01	14,88	9,35	7,51	6,55	50,50	70,09
		0,41	0,14	7,46	22,05	1,85	6,96	24,81	31,57
		1,00	0,40	2,05	11,87	0,79	4,70	38,56	39,59
		-----	1,00	-----	2,87	-----	0,64	-----	22,31
08+10	Solo + Cal	0,02	0,05	13,53	15,27	5,28	4,17	39,03	27,28
		0,24	0,28	22,49	22,24	6,98	6,04	31,05	27,16
		0,84	0,73	4,10	6,27	1,68	1,80	40,84	28,76
		1,00	1,00	1,92	6,43	0,52	2,32	27,10	36,03
09+10		0,29	0,39	10,43	10,36	4,55	3,25	43,65	31,41
		0,48	0,63	11,22	3,30	3,77	0,97	33,60	29,34
		0,74	1,00	3,99	2,44	1,01	0,52	25,36	21,22
		1,00	-----	9,27	-----	2,15	-----	23,18	-----

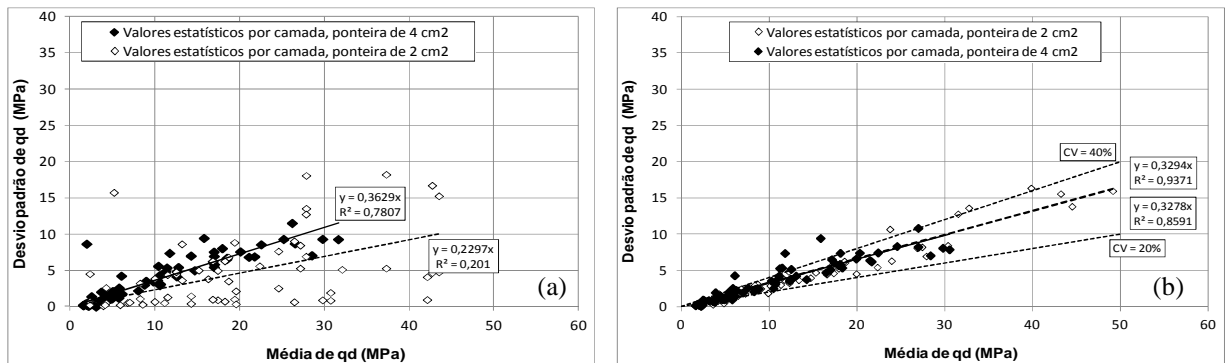
Obs.: M média (MPa), SD = desvio padrão (MPa) e CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.79 – (continuação).

Estacas	Subtrechos	Profundidade (m)		M(q _a)		SD(q _a)		CV(q _a)	
		4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
09+10	Solo + Cal	0,29	0,39	10,43	10,36	4,55	3,25	43,65	31,41
		0,48	0,63	11,22	3,30	3,77	0,97	33,60	29,34
		0,74	1,00	3,99	2,44	1,01	0,52	25,36	21,22
		1,00	-----	9,27	-----	2,15	-----	23,18	-----
10+10		0,37	1,00	7,28	6,59	2,44	2,15	33,56	32,63
		0,85	-----	3,82	-----	1,48	-----	38,67	-----
		1,00	-----	1,64	-----	0,32	-----	19,51	-----
11+10	Cascalho Laterítico	0,70	0,07	12,43	13,49	4,52	4,06	36,38	30,12
		1,00	0,26	3,58	3,44	0,82	1,07	23,00	31,09
		-----	1,00	-----	10,22	-----	4,21	-----	41,13
12+10		0,09	0,11	21,30	9,42	8,40	2,53	39,44	26,87
		0,24	0,40	4,87	12,76	1,42	3,57	29,20	27,99
		0,50	0,69	14,65	4,09	5,05	1,19	34,50	29,05
		1,00	1,00	4,81	9,77	1,52	2,98	31,61	30,50
13+10		0,35	0,36	11,64	13,98	3,85	4,30	33,09	30,77
		1,00	0,46	2,33	16,54	0,83	7,35	35,76	44,43
		-----	0,56	-----	6,88	-----	2,31	-----	33,62
		-----	0,89	-----	7,35	-----	2,36	-----	32,15
		-----	1,00	-----	8,50	-----	3,00	-----	35,30
14+10	Solo + Expurgo	0,13	0,07	10,43	41,60	3,59	14,60	34,45	35,10
		0,52	0,40	14,28	11,59	4,17	4,34	29,21	37,46
		1,00	0,60	4,81	6,08	0,99	1,53	20,65	25,14
		-----	1,00	-----	8,78	-----	2,42	-----	27,60
15+10		0,78	0,214	8,33	23,11	3,63	6,76	43,55	29,24
		0,82	0,348	4,58	7,43	0,68	2,44	14,85	32,83
		-----	0,896	-----	2,32	-----	0,62	-----	26,52
		-----	0,98	-----	4,19	-----	0,99	-----	23,72
16+10		0,341	0,33	18,44	16,76	5,38	5,79	29,16	34,55
		0,521	0,567	6,84	6,86	2,19	1,63	31,96	23,70
		0,999	0,667	2,45	8,92	0,36	4,16	-----	-----
		-----	1,005	-----	2,89	-----	0,77	-----	-----
17+10	Solo + Brita	0,32	0,61	13,10	12,08	3,82	4,00	29,20	33,10
		1,00	1,00	3,20	4,51	1,47	1,09	45,88	24,16
18+10		0,01	0,26	7,55	14,99	3,48	4,35	46,05	29,00
		0,20	0,43	15,07	7,27	3,59	1,86	23,84	25,64
		0,30	1,00	23,00	2,35	6,95	0,63	30,23	26,62
		0,87	-----	6,28	-----	1,35	-----	21,52	-----
		1,00	-----	7,00	-----	2,84	-----	40,57	-----

Na Figura 4.111 (a) observa-se que os resultados de resistência através da média de q_d no Trecho 2 os valores de CV da ponteira de 4 e 2 cm² ficaram em 36% e 22% com R^2 de 78% e 20%, respectivamente. Com a Método 2 os valores de CV foi de 32% para as duas ponteiras e R^2 de 93% para a ponteira de 2 cm² e de 86% para a ponteira de 4cm², apresentado na Figura 4.111 (b).

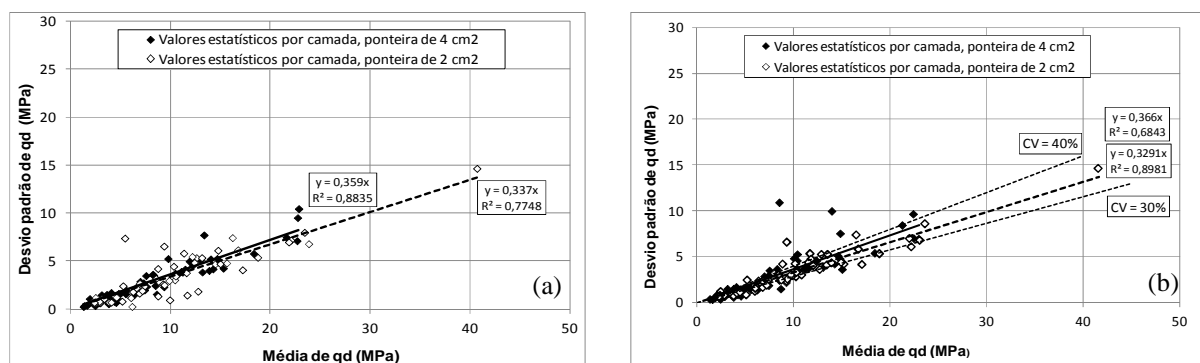
Figura 4.111 – Coeficientes de variação obtidos no período de seca para o Trecho 2: (a) Método 1; (b) Método 2.



Na Figura 4.112 (a), os valores de coeficiente de variação obtidos com os resultados do período de chuva através do Método 1 foi de 35% e 33% e R^2 de 88% e 77% para as ponteiras de 4 e 2 cm², respectivamente. Na Figura 4.112 (b), com a aplicação do Método 2, o CV foi de 36% e 32% com R^2 de 68% e 89% para as ponteiras de 4 e 2 cm², respectivamente.

Os coeficientes de variação aumentaram com as médias de q_d obtidas para as camadas de base e subleito analisados juntamente com os valores de R^2 observa-se a baixas correlações no Trecho, indicando uma baixa homogeneidade em cada segmento.

Figura 4.112– Coeficientes de variação obtidos no período de chuva para o Trecho 2: (a) Método1; (b)Método 2.



Na Figura 4.113 pode-se analisar os dados obtidos com o PANDA através das espessuras da estrutura do pavimento obtidas no projeto, pode-se avaliar as resistências médias obtidas com a aplicação do Método 2 de forma a possibilitar uma comparação entre os desempenhos tanto dos segmentos como no próprio segmento em função da variação entre as bordas e eixo do pavimento. Nota-se o aumento de resistência com a ponteira de 2 cm² mesmo que pequena com o aumento da profundidade pesquisada, este aumento não é tão perceptível devido a pequena profundidade.

Tabela 4.80 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através das espessuras das camadas de projeto no período de seca e de chuva para o Trecho 2.

Estacas	Subtrecho	Período	z (m)	M(q_d)		SD(q_d)		CV(q_d)	
				4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2
E01		Jun	0,00 - 0,15	8,32	10,55	2,36	2,66	28,35	25,17
			0,15 - 1,00	7,46	10,44	4,25	3,10	56,96	29,75
		Nov	0,00 - 0,15	5,90	10,30	1,26	2,78	21,30	27,04
			0,15 - 1,00	4,37	3,85	1,85	0,72	42,25	18,69
E02	Solo + Fosfogesso	Jun	0,00 - 0,15	13,44	12,91	4,98	4,45	37,05	34,48
			0,15 - 1,00	11,60	13,50	6,53	4,91	56,31	36,39
		Nov	0,00 - 0,15	12,42	8,19	5,21	3,95	41,99	48,26
			0,15 - 1,00	10,27	10,59	4,11	5,53	40,04	52,23
E03		Jun	0,00 - 0,15	13,00	14,24	3,66	6,88	28,17	48,30
			0,15 - 1,00	9,33	13,42	4,50	6,91	48,23	51,49
		Nov	0,00 - 0,15	16,75	9,53	4,56	9,53	27,22	100,00
			0,15 - 1,00	5,33	3,78	4,49	3,78	84,26	100,00
E04		Jun	0,00 - 0,15	14,49	8,35	4,64	5,20	32,00	62,29
			0,15 - 1,00	11,14	8,94	8,40	6,12	75,38	68,41
		Nov	0,00 - 0,15	8,48	14,92	3,85	5,69	45,47	38,14
			0,15 - 1,00	6,88	5,50	5,59	5,45	81,26	99,04
E05	Solo + Fosfogesso + Cal	Jun	0,00 - 0,15	23,62	36,79	8,73	17,95	36,97	48,79
			0,15 - 1,00	13,95	12,75	7,72	9,11	55,32	71,40
		Nov	0,00 - 0,15	18,74	14,49	10,55	4,81	56,28	33,19
			0,15 - 1,00	8,81	4,26	3,78	4,62	42,96	108,37
E06		Jun	0,00 - 0,15	15,82	32,12	9,14	20,64	57,78	64,26
			0,15 - 1,00	9,59	10,59	7,05	4,53	73,55	42,76
		Nov	0,00 - 0,15	-----	-----	-----	-----	-----	-----
			0,15 - 1,00	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Tabela 4.80 – (continuação).

Estacas	Subtrecho	Período	z (m)	M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
				4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2
E07	Solo + Cal	Jun	0,00 - 0,15	13,40	25,22	4,98	15,01	37,17	59,51
			0,15 - 1,00	8,94	8,09	5,29	6,33	59,11	78,25
		Nov	0,00 - 0,15	12,58	20,17	7,65	8,04	60,82	39,84
			0,15 - 1,00	4,05	5,51	2,96	4,90	73,00	88,96
E08	Solo + Cal	Jun	0,00 - 0,15	28,67	26,14	8,82	6,45	30,78	24,69
			0,15 - 1,00	6,16	7,25	5,70	7,67	92,53	105,86
		Nov	0,00 - 0,15	22,94	20,02	7,68	6,30	33,47	31,48
			0,15 - 1,00	5,39	8,45	5,70	6,10	105,69	72,24
E09	Solo + Cal	Jun	0,00 - 0,15	24,02	29,06	8,79	24,02	36,59	82,65
			0,15 - 1,00	8,04	7,74	6,85	8,04	85,18	103,83
		Nov	0,00 - 0,15	13,19	9,12	4,46	2,85	33,82	31,23
			0,15 - 1,00	9,26	5,25	4,92	4,28	53,15	81,41
E10	Solo + Cal	Jun	0,00 - 0,15	16,93	33,55	6,84	19,53	40,42	58,20
			0,15 - 1,00	5,74	6,91	3,40	4,55	59,14	65,86
		Nov	0,00 - 0,15	8,27	8,95	2,53	2,73	30,62	30,53
			0,15 - 1,00	4,27	6,15	2,34	1,70	54,71	27,65
E11	Cascalho Laterítico	Jun	0,00 - 0,15	17,47	21,78	7,79	6,50	44,61	29,82
			0,15 - 1,00	10,17	10,55	5,89	5,94	57,93	56,28
		Nov	0,00 - 0,15	13,89	7,91	3,95	5,62	28,45	71,03
			0,15 - 1,00	9,17	9,42	5,49	4,56	59,91	48,37
E12	Solo + Cal	Jun	0,00 - 0,15	12,61	15,84	2,79	4,66	22,13	29,45
			0,15 - 1,00	6,97	9,12	3,93	6,00	56,43	65,73
		Nov	0,00 - 0,15	15,76	7,91	10,04	4,48	63,68	56,69
			0,15 - 1,00	7,94	9,42	5,61	4,06	70,59	43,11

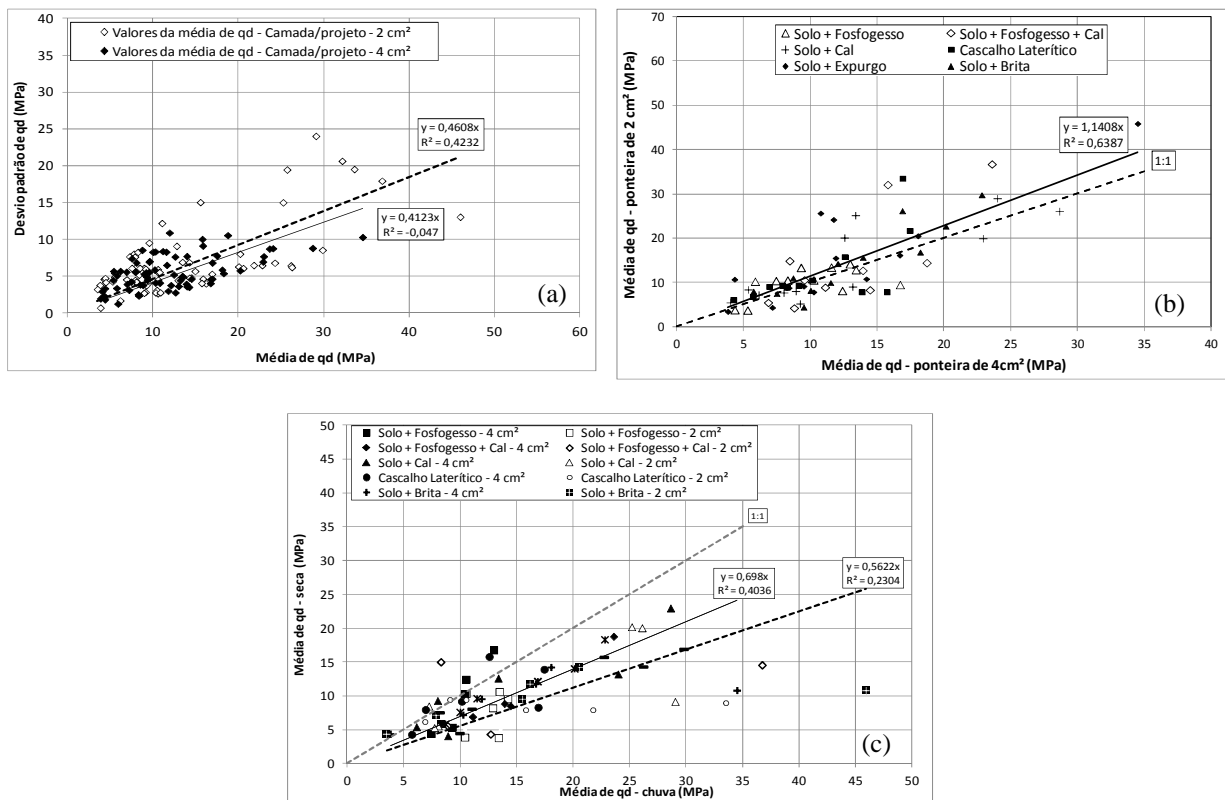
Tabela 4.80 – (continuação).

Estacas	Subtrecho	Período	z (m)	M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
				4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E13		Jun	0,00 - 0,15	18,08	20,54	5,88	6,09	32,53	29,65
			0,15 - 1,00	3,85	3,50	1,98	3,23	51,32	92,53
		Nov	0,00 - 0,15	14,22	10,84	3,54	2,79	24,87	25,77
			0,15 - 1,00	4,36	10,75	3,35	5,55	76,92	51,64
E14	Solo + Expurgo	Jun	0,00 - 0,15	34,52	45,94	10,30	13,06	29,85	28,42
			0,15 - 1,00	11,92	15,54	10,91	15,04	91,48	96,82
		Nov	0,00 - 0,15	10,79	25,68	4,11	19,46	38,09	75,77
			0,15 - 1,00	9,54	9,21	5,57	3,75	58,43	40,73
E15		Jun	0,00 - 0,15	16,72	16,20	4,03	4,00	24,10	24,72
			0,15 - 1,00	10,27	7,87	8,34	7,65	81,25	97,12
		Nov	0,00 - 0,15	11,77	24,25	3,00	6,81	25,49	28,10
			0,15 - 1,00	7,18	4,39	3,14	4,75	43,78	108,11
E16	Solo + Brita	Jun	0,00 - 0,15	22,86	29,82	6,97	8,56	30,50	28,69
			0,15 - 1,00	10,05	8,22	8,30	8,29	82,62	100,81
		Nov	0,00 - 0,15	18,25	16,89	5,39	5,31	29,55	31,43
			0,15 - 1,00	7,52	7,52	7,41	6,10	98,61	81,17
E17		Jun	0,00 - 0,15	16,92	26,24	4,64	6,22	27,44	23,69
			0,15 - 1,00	8,73	11,05	8,55	12,20	97,88	110,40
		Nov	0,00 - 0,15	12,08	14,27	3,77	4,79	31,19	33,53
			0,15 - 1,00	5,77	8,03	5,10	4,25	88,49	52,88
E18	Solo + Brita	Jun	0,00 - 0,15	20,17	22,76	5,78	6,49	28,67	28,50
			0,15 - 1,00	11,54	9,98	8,31	8,31	72,04	83,26
		Nov	0,00 - 0,15	13,97	15,69	3,62	4,06	25,92	25,91
			0,15 - 1,00	9,54	4,45	6,95	4,18	72,85	93,82

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação.

Através do Método que utiliza as espessuras de camadas do pavimento especificadas em projeto para definir os valores da média de q_d, os valores do coeficiente de variação no período de seca com a ponteira de 2 cm² foi de 46% com R² = 42% e com a ponteira de 4 cm² foi de 41% o R² foi de -5% (Figura 4.113 (a)) respectivamente, os valores de média de q_d obtidos com o método estão relacionados na Tabela 4.81. Os coeficientes de variação aumentaram com as médias de q_d obtidas para as camadas de base e subleito analisados juntamente com os valores de R² observa-se a baixas correlações no Trecho, indicando uma baixa homogeneidade em cada segmento.

Figura 4.113 – Análise dos dados considerando as espessuras definidas em projeto para o Trecho 2: (a) Coeficiente de variação considerando os períodos de seca e chuva; (b) Correlação entre as ponteiras de 2 cm² e 4 cm²; (c) Correlação entre os períodos de seca e chuva.



Observou-se em relação aos materiais utilizados na base com o subleito que há um decréscimo de resistência, ficando a fundação com resistência bem menor que a camada de suporte do pavimento.

Quanto à análise de variação de resistência nos períodos de seca e chuva, foram calculadas variações em relação ao período de seca, ou seja, todos os valores correspondem ao quanto houve de redução ou aumento especificamente do valor de resistência da média de q_d para o período de chuva. Nota-se que houve diminuição da resistência em quase 100% das estacas com algumas exceções como em algumas estacas do subtrecho de cascalho e solo-expurgo.

Na Figura 4.113 (b) foi feita a comparação dos valores médios de q_d obtidos com as definições de camadas através das espessuras de projeto em relação com o teor de umidade determinada para cada camada do pavimento. Para facilitar a visualização dos valores de CV e R^2 , o valor da média de q_d foi recalculada com $1/q_d$, obtendo-se um valor que possibilita a melhor análise do gráfico. Para este Trecho a correlação entre as ponteiras foi baixa ficando com $R^2 = 64\%$.

Tabela 4.81 – Variação dos valores da média de q_d com as ponteiros de 4 cm² e 2 cm² para os períodos de seca e chuva no Trecho 2.

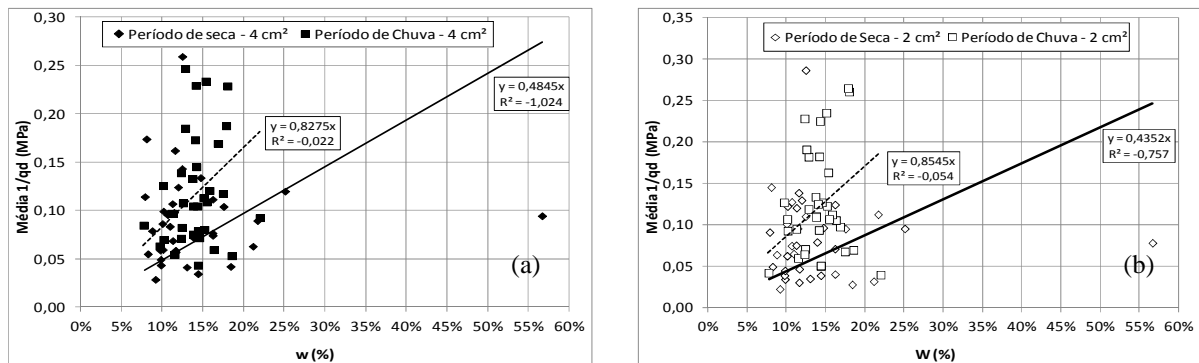
Subtrecho	Estacas	Camadas	Variação (q_d)		
			4 cm ²	2 cm ²	
Solo + Fosfogesso	Estaca 01	Camada 1	0,00 - 0,15	-29%	-2%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-41%	-63%
	Estaca 02	Camada 1	0,00 - 0,15	18%	-37%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-2%	-22%
	Estaca 03	Camada 1	0,00 - 0,15	29%	-33%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-43%	-72%
Solo + Fosfogesso + Cal	Estaca 04	Camada 1	0,00 - 0,15	-41%	79%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-38%	-39%
	Estaca 05	Camada 1	0,00 - 0,15	-21%	-61%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-37%	-67%
	Estaca 06	Camada 1	0,00 - 0,15	-----	-----
		Camada 2	0,15 - 1,00	-----	-----
Solo + Cal	Estaca 07	Camada 1	0,00 - 0,15	-6%	-20%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-55%	-32%
	Estaca 08	Camada 1	0,00 - 0,15	-20%	-23%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-13%	17%
	Estaca 09	Camada 1	0,00 - 0,15	-45%	-69%
		Camada 2	0,15 - 1,00	15%	-32%
Cascalho Laterítico	Estaca 10	Camada 1	0,00 - 0,15	-51%	-73%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-26%	-11%
	Estaca 11	Camada 1	0,00 - 0,15	-21%	-64%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-10%	-11%
	Estaca 12	Camada 1	0,00 - 0,15	25%	-50%
		Camada 2	0,15 - 1,00	14%	3%
Solo + Expurgo	Estaca 13	Camada 1	0,00 - 0,15	-21%	-47%
		Camada 2	0,15 - 1,00	13%	208%
	Estaca 14	Camada 1	0,00 - 0,15	-69%	-44%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-20%	-41%
	Estaca 15	Camada 1	0,00 - 0,15	-30%	50%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-30%	-44%
Solo + Brita	Estaca 16	Camada 1	0,00 - 0,15	-20%	-43%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-25%	-9%
	Estaca 17	Camada 1	0,00 - 0,15	-29%	-46%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-34%	-27%
	Estaca 18	Camada 1	0,00 - 0,15	-31%	-31%
		Camada 2	0,15 - 1,00	-17%	-55%

Obs.: Valores negativos significam quanto foi à redução dos valores da média de q_d do período de seca para o de chuva.

Conforme é apresentado na Figura 4.114 (a), o valor de CV foi de 83% com R^2 de -0,02% no período de seca e para o período de chuva o CV foi de 48% e $R^2 = -1,02%$ com a ponteira de

4 cm². Na Figura 4.114 (b) pode-se observar que com a ponteira de 2 cm² o CV foi de 85% e $R^2 = -0,05\%$ para o período de chuva e o CV foi de 43% com $R^2 = 7\%$ para o período de seca. Nota-se que as duas ponteiras obtiveram coeficientes de variação próximos tanto no período de seca quanto de chuva em relação aos valores de umidade para cada período.

Figura 4.114– Relação entre q_d e umidade para o Trecho 2: (a) Com dados da ponteira de 4 cm²; (b) Com dados da ponteira de 2 cm²



c) Trecho 3

Observa-se nas Tabela 4.82 e 4.83. que conforme o método os resultados são semelhantes aos definidos para os demais Trechos com diversos materiais diferentes, em se tratando de segmento homogêneo, os subtrechos não apresentam homogeneidade quanto às espessuras de camadas nem com as resistências médias obtidas com a ponteiras de 2 cm² nem com a de 4 cm² portanto o método não é coerente com o projeto executivo do pavimento e tem-se uma variação de resistência em função das camadas construídas em campo.

Tabela 4.82 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 3.

Estacas	Subtrecho	Profundidade (m)		M(q_d)		SD(q_d)		CV(q_d)	
		4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2
E01	RCD	0,18	0,20	10,43	9,31	2,53	2,62	24,24	28,10
		0,05	0,04	4,03	9,31	0,78	0,00	19,30	0,00
		0,11	0,10	12,58	4,06	4,03	0,63	31,99	15,62
		0,37	0,05	12,25	4,06	5,12	0,00	41,82	0,00
		0,15	0,10	2,42	14,72	1,06	4,87	43,93	-----
		0,21	-----	13,98	-----	4,65	-----	33,29	-----
		0,16	-----	4,14	-----	1,10	-----	26,66	-----
		0,20	-----	6,57	-----	2,83	-----	43,05	-----
		0,06	-----	2,43	-----	0,44	-----	18,21	-----

Tabela 4.82 – (continuação).

Estacas	Subtrecho	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2
E02		0,21	0,21	37,31	34,07	10,98	9,06	29,42	26,61
		0,20	0,17	11,51	14,30	2,55	4,10	22,12	28,67
		1,08	1,08	1,83	2,29	0,55	0,80	29,92	34,96
		-----	0,04	-----	1,72	-----	0,28	-----	16,41
E03		0,01	0,14	7,17	69,77	7,08	23,34	98,78	33,45
	RCD	0,30	0,13	57,18	63,72	17,39	20,57	30,41	32,28
		0,33	0,06	13,93	20,21	4,32	5,90	31,02	29,20
		0,47	0,07	4,96	6,24	2,24	2,55	45,04	40,82
		0,90	0,39	1,40	9,33	0,29	2,64	20,41	28,35
		-----	0,52	-----	4,23	-----	1,18	-----	27,85
		-----	0,69	-----	2,35	-----	0,37	-----	15,74

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação.

Tabela 4.83 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através do Método 2 no período de chuva para o Trecho 3.

Estacas	Subtrecho	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2
E01		0,21	0,26	22,10	56,63	7,41	18,69	33,53	33,01
		0,42	0,33	9,49	13,70	2,93	5,84	30,91	42,59
		0,48	0,41	17,39	4,43	3,82	1,14	21,97	25,76
		0,75	0,90	2,45	7,87	1,32	2,67	53,78	33,92
		1,00	1,00	0,95	6,13	0,15	1,21	15,29	19,66
E02	RCD	0,06	0,21	23,60	56,63	8,21	11,66	34,78	20,59
		0,30	0,49	35,12	13,70	10,10	3,10	28,77	22,61
		0,51	0,58	10,31	4,43	3,46	1,11	33,58	25,01
		0,58	0,67	4,19	7,87	0,98	2,52	23,35	31,96
		0,66	1,00	9,68	6,13	2,42	0,82	24,98	13,46
		1,00	-----	1,98	-----	0,64	-----	32,45	-----

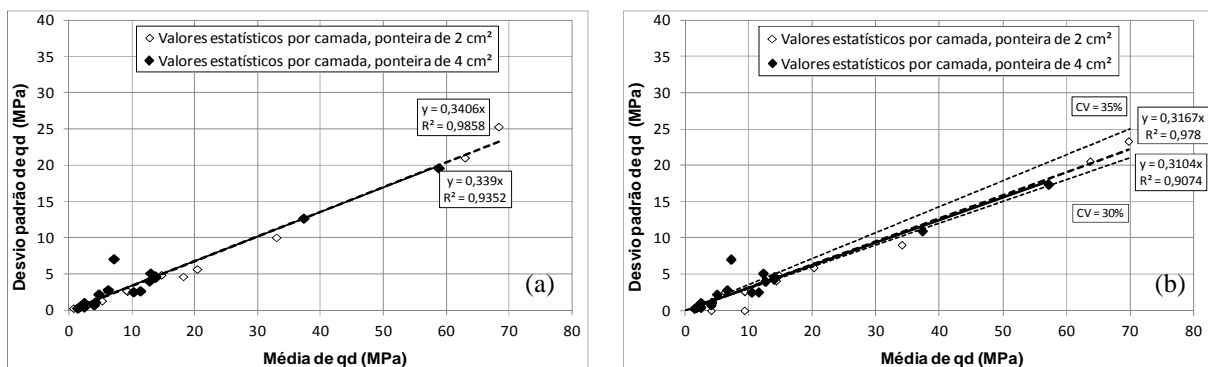
Tabela 4.83 – (continuação).

Estacas	Subtrecho	Profundidade (m)		M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
		4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2	4cm2	2cm2
E03	RCD	0,01	0,21	19,36	27,27	11,62	7,16	60,02	26,26
		0,27	0,28	46,87	9,99	15,03	2,25	32,08	22,57
		0,35	0,43	12,26	13,87	5,15	4,41	42,01	31,80
		0,40	2,00	5,38	2,54	1,45	0,68	26,96	26,62
		0,65	-----	9,21	-----	3,00	-----	32,55	-----
		0,81	-----	7,07	-----	2,44	-----	34,47	-----
		1,00	-----	3,19	-----	0,79	-----	24,92	-----

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação

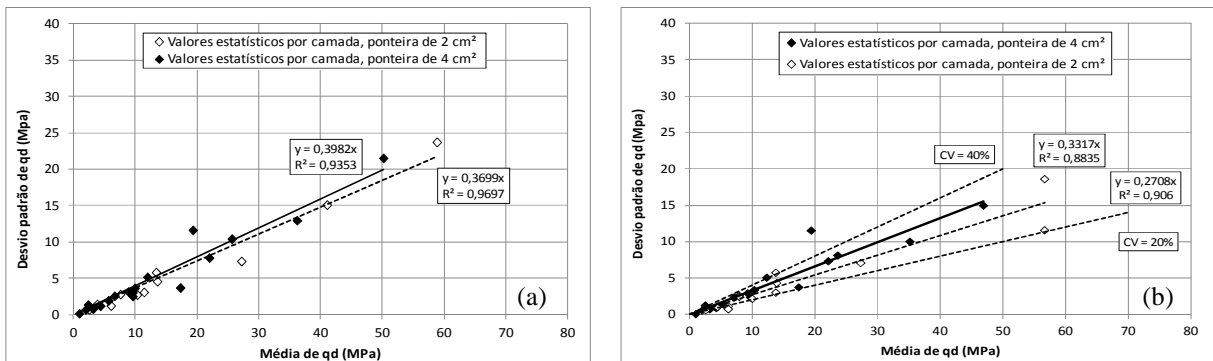
Na Figura 4.115 (a) pode ser observado que os coeficientes de variação tanto da ponteira de 2 cm² quanto da ponteira de 4 cm² utilizando o coeficiente de variação apresentado por Chaigneau *et al.* (2000) e utilizado nos cálculos (CV = 18%) com o Método 1, o R² foi de 98% e 94% para as ponteiras de 2 e 4 cm² e CV = 34% para as duas ponteiras. Com o Método 2, o CV foi de 31% para as duas ponteiras com R² = 0,98 para a ponteira de 2 cm² e 91% de 4 cm² (Figura 4.115 (b)).

Figura 4.115– Coeficientes de variação obtidos no período de seca para o Trecho 3: (a) Método 1; (b) Método 2.



Na Figura 4.116 (a) estão os valores obtidos com a correlação de média de q_d com desvio padrão obtidos com o Método Estatístico 1, sendo que o CV foi de 40% e R² = 0,94 para a ponteira de 2 cm² e para a ponteira de 4 cm² o CV foi de 37% com R² = 0,97. Na Figura 4.x estão apresentados os resultados para a correlação feita através do Método Estatístico 2 com CV = 33% e R² de 0,88 para a ponteira de 4 cm² e para a ponteira de 2 cm² o CV foi de 27% com R² de 0,91 (Figura 4.116 (b)).

Figura 4.116– Coeficientes de variação obtidos no período de chuva para o Trecho 3: (a) Método 1; (b) Método 2.



Para a análise feita considerando as espessuras de camadas de projeto nota-se que há variação de valores de resistência tanto para as estacas ensaiadas com a mesma ponteira como também variações dentre os valores obtidos com comparação das ponteiras, não há uma variação linear, observa-se na Tabela 4.84 onde estão os valores obtidos com as duas ponteiras tanto no período de seca quanto no período de chuva que por se tratar de uma Trecho com único subtrecho de mesmo material, grande variações de resistência nas camadas quando analisadas separadamente para as duas ponteiras, não houve um comportamento constantes, havendo valores em uma determinada estaca maior com a ponteira de 4 cm² e na próxima estaca o inverso, esta é uma característica observada nos subtrechos analisados dos demais Trechos quando se trata de materiais granulares.

Tabela 4.84 – Análise dos valores da média de q_d obtidos através das espessuras das camadas de projeto no período de seca e de chuva para o Trecho 3.

Estacas	Subtrecho	Período	z (m)	M(q_d)		SD(q_d)		CV(q_d)	
				4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E01	RCD	Jun	0,00 - 0,15	11,00	10,06	2,09	2,05	19,03	20,42
			0,15 - 0,30	9,00	11,23	5,35	6,63	59,40	59,02
			0,30 - 1,00	9,42	14,68	5,68	6,60	60,26	44,98
	RCD	Nov	0,00 - 0,15	21,14	56,63	7,60	18,69	35,94	33,01
			0,15 - 0,30	14,02	50,90	7,74	26,84	55,22	52,74
			0,30 - 1,00	3,78	7,30	4,90	2,62	129,78	35,94
E02	RCD	Jun	0,00 - 0,15	40,76	36,53	9,81	7,82	24,07	21,40
			0,15 - 0,30	18,02	17,74	7,82	5,36	43,41	30,20
			0,30 - 1,00	2,54	2,80	2,51	2,65	98,92	94,39
	RCD	Nov	0,00 - 0,15	31,64	39,52	11,45	12,21	36,19	30,88
			0,15 - 0,30	32,35	21,39	10,64	13,93	32,90	65,12
			0,30 - 1,00	5,31	6,00	4,26	4,62	80,29	76,97

Tabela 4.84 – (continuação).

Estacas	Subtrecho	Período	z (m)	M(q _d)		SD(q _d)		CV(q _d)	
				4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²	4cm ²	2cm ²
E03	RCD	Jun	0,00 - 0,15	50,03	67,42	19,06	24,35	38,11	36,11
			0,15 - 0,30	61,55	61,05	18,50	22,85	30,06	37,43
			0,30 - 1,00	5,29	4,75	5,61	3,27	105,92	68,74
		Nov	0,00 - 0,15	41,00	28,79	15,22	7,02	37,12	24,38
			0,15 - 0,30	43,59	15,86	20,06	6,20	46,02	39,12
			0,30 - 1,00	6,54	3,55	3,32	3,19	50,79	90,05

Obs.: q_d = resistência de ponta, M = média (MPa), SD = desvio padrão (MPa), CV = coeficiente de variação

Na Figura 4.117 (a) estão os resultados de correlação feitas com a média de q_d e desvio padrão, o valor de CV foi de 37% com R² = 0,84 e na Figura 4.109b estão os resultados para a correlação feita com as médias de q_d com a ponteira de 2 cm² e média de q_d com a ponteira de 4 cm², sendo que foi obtido um R² = 0,48, o resultado demonstra que não há correlação dos valores de resistência entre as duas ponteiras.

Na Figura 4.117 (c) está representado graficamente a correlação entre os valores de média de q_d obtidos com o método que considera as espessuras de camadas de projeto para determinação das médias do período de seca para o período de chuva, com valor de R² = 0,70 para a ponteira de 4 cm² e R² = -0,76 para a ponteira de 2 cm² o que demonstra que para a ponteira de 2 cm² não há nenhuma correlação entre os valores de resistência obtidos.

A Tabela 4.85 estão os valores com as variações das resistências obtidas do período de seca para o período de chuva com as duas ponteiras, observou-se que houveram variações muito grandes de valores de resistência deixando claro a não homogeneidade do trecho através deste ensaio. Na Figura 4.118 (a) e 1.118 (b) estão representados graficamente os valores de umidade com os valores das médias obtidas com o mesmo método das camadas de projeto, observa-se que tanto para a ponteira de 2 cm² quanto com a ponteira de 4 cm² não há nenhuma correlação dos valores de resistência com as umidades determinadas nas amostras coletadas em cada camada, os valores de R² para época de seca foi de 18% e para época de chuva foi de 6% com a ponteira de 4 cm² e com a ponteira de 2 cm² o R² foi de 17% no período de seca e no período de chuva o R² foi de 4%.

Figura 4.117 – Análise dos dados considerando as espessuras definidas em projeto para o Trecho 1: (a) Coeficiente de variação considerando os períodos de seca e chuva; (b) Correlação entre as ponteiros de 2 cm² e 4 cm²; (c) Correlação entre os períodos de seca e chuva.

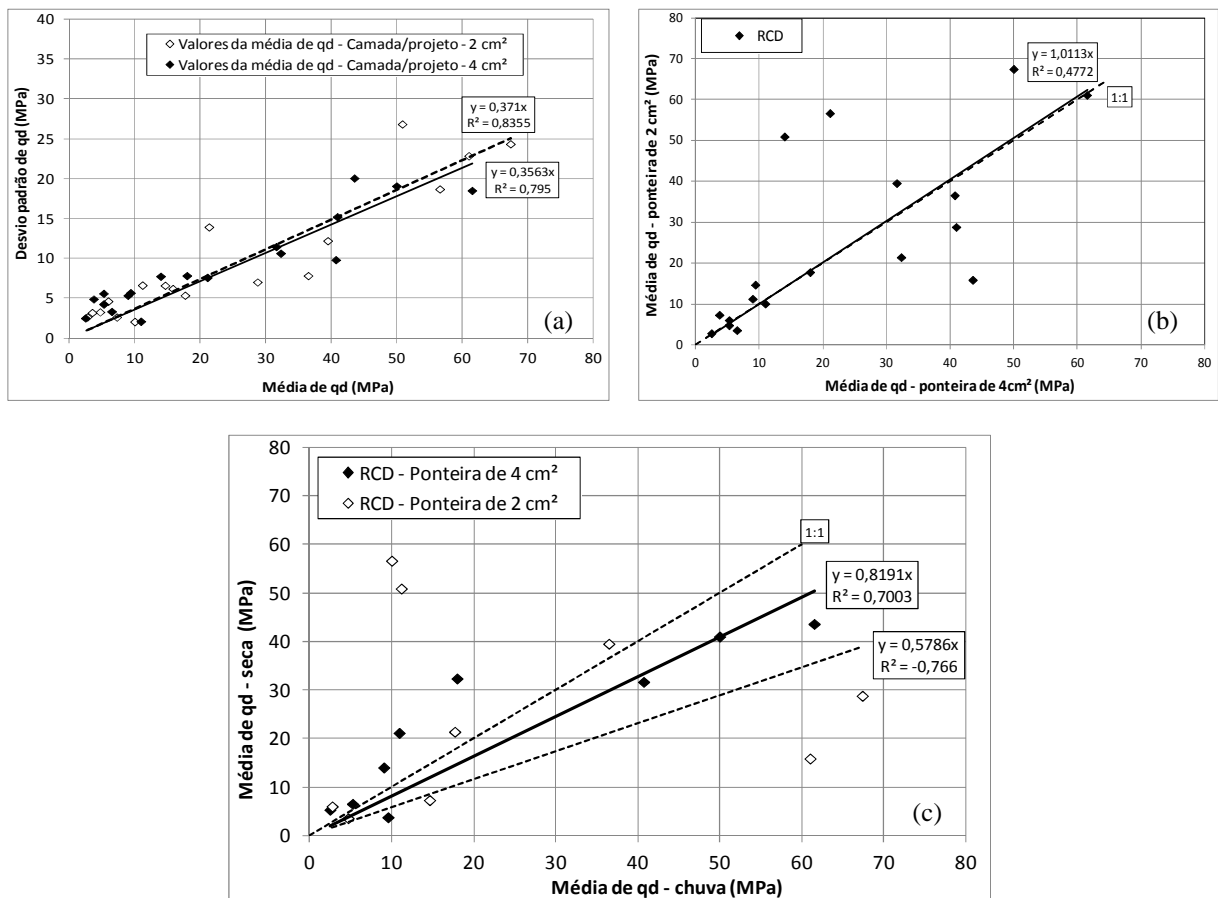
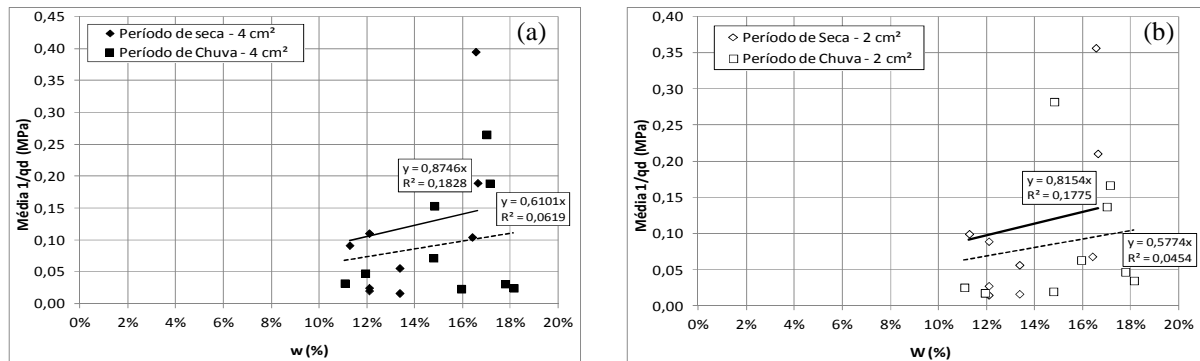


Tabela 4.85 – Variação dos valores da média de q_d com as ponteiros de 4 cm² e 2 cm² para os períodos de seca e chuva no Trecho 3.

Subtrecho	Estacas	Camadas	Variação (q_d)		
			4 cm ²	2 cm ²	
RCD	Estaca03+10	Camada 1	0,00 - 0,15	93%	463%
		Camada 2	0,15 - 0,30	54%	353%
		Camada 3	0,30 - 1,00	-61%	-50%
	Estaca 03	Camada 1	0,00 - 0,15	-22%	8%
		Camada 2	0,15 - 0,30	80%	21%
		Camada 3	0,30 - 1,00	109%	114%
	Estaca 04+15	Camada 1	0,00 - 0,15	-18%	-57%
		Camada 2	0,15 - 0,30	-29%	-74%
		Camada 3	0,30 - 1,00	24%	-25%

Obs.: Valores negativos significam quanto foi à redução dos valores da média de q_d do período de seca para o de chuva.

Figura 4.118 – Relação entre q_d e umidade para o Trecho 3: (a) Com dados da ponteira de 4 cm²; (b) Com dados da ponteira de 2 cm²



4.2.4.3 Correlação entre DCP x PANDA

Foram analisadas a existência de correlações dos resultados dos ensaios realizados com o DCP e com o PANDA, tanto com a ponteira de 2 cm² quanto com a ponteira de 4 cm², para verificar se existe correspondência entre os dados obtidos com o uso de diferentes penetrômetros.

Nas Figura 4.119 a 4.120 são apresentados os gráficos com os valores de q_d (4 cm²) e DN obtidos nos ensaios realizados e nas Figura 4.123 a 4.126 estão apresentados os gráficos com os valores obtidos de q_d (2 cm²) e DN. Nas Tabela 4.86 a 4.87 tem-se um resumo com as equações e os coeficientes de determinação (R^2) determinados nas tentativas de correlações entre os parâmetros para as duas ponteiras, respectivamente. Os resultados apresentados mostram que há correlação entre os parâmetros obtidos no PANDA e no DCP. Devido à diversidade dos materiais utilizados nos trechos experimentais, algumas correlações não ficaram bem definidas ($R^2 < 0,70$).

Isto ocorreu nos seguintes casos em relação a ponteira de 4 cm²:

- Para base e sub-base do trecho 1: Solo+Pó de micaxisto (seca) e Solo + Brita (seca), Cascalho laterítico (seca);
- Para o subleito do trecho 1: sub-trechos: Solo+Pó de micaxisto (seca e chuva) e Solo + Cal (Chuva);
- Para base e sub-base do trecho 2: Solo+Expurgo (seca e chuva) e Cascalho laterítico (seca).

- Para o subleito do trecho 2: sub-trechos: Solo + Brita (seca) e Solo + Expurgo (chuva);

Para a ponteira de 2 cm² foram nos seguintes subtrechos que os valores de R² não ficaram bem definidos (R² < 0,70):

- Para base e sub-base do trecho 1: subtrechos: Cascalho laterítico (chuva), ;
- Para subleitos do trecho 1: Solo+Pó de micaxisto (seca);
- Para base e sub-base do trecho 2: subtrechos: Solo+Fosfogesso+Cal (chuva), Solo+Fosfogesso (chuva) e Solo+Cal (chuva), Solo + Brita (chuva), Solo argiloso + Expurgo (chuva), Solo argiloso + Expurgo (seca);
- Para subleitos do trecho 2: subtrechos: Cascalho laterítico (seca), Solo argiloso + Expurgo (chuva), Solo argiloso + Expurgo (seca);
- Para base e sub-base do trecho 3: subtrechos: RCD (chuva);
- Para subleitos do trecho 3: subtrechos: RCD (chuva);

Esse fato pode ser explicado por algum problema de execução de ensaio ou por alguma situação pontual, já que nas Figura 4.119 a 4.126 os pontos desses subtrechos acompanham as tendências existentes nos demais ensaios.

Observa-se ainda que há uma diferença no comportamento das tendências obtidas para materiais finos e granulares. No caso dos materiais granulares, os resultados mostram maiores valores de resistência e um nítido comportamento bilinear, sendo observadas maiores inclinações das linhas de tendência para os materiais granulares, nos resultados com a ponteira de 4 cm² até o limite de DN = 3,5 mm/golpes (Figura 4.121). A partir desse valor, mesmo com uma significativa variação de DN (de 3,5 a 12,0 mm/golpes), ocorre pouca variação de qd (de 0 a 25 MPa). Para a ponteira de 2 cm² observa-se a mudança de inclinação a partir do DN = 4,0 mm/golpes (Figura 4.125) e a partir deste valor a variação de DN de 4,0 a 12,00 (mm/golpes) com variação de qd de 0 a 65 MPa.

No caso dos materiais finos de base, sub-base e de subleito (Figura 4.119 a 4.122), o comportamento bilinear é menos característico, sendo que a mudança de comportamento da relação entre qd e DN para base e sub-base é verificada a partir de DN = 7,0 mm/golpes e

para o subleito a variação é verificada a partir de 5,0 mm/golpes, com q_d variando de 0 a 40 MPa para bases/sub-bases e subleito e DN máximo de 18 mm/golpes.

Para analisar as resistências obtidas, determinou-se os valores médios de q_d e DN para servirem como parâmetros de comparação entre os materiais alternativos utilizados nos subtrechos. Verificou-se que as maiores resistências médias com a ponteira de 4 cm² foram observadas para os subtrechos cujas camadas de sub-base e base foram executadas com os seguintes materiais:

- Trecho 1: Materiais Finos: Solo+Fíler de micaxisto e Solo+Pó de micaxisto.
- Trecho 1: Materiais Granulares: Cascalho Laterítico;
- Trecho 2: Materiais Finos: Solo Argiloso + Cal;
- Trecho 2: Materiais Granulares: Solo+Brita e Cascalho Laterítico;
- Trecho 3: RCD.

Além disso, de uma forma geral com a ponteira de 4 cm² é possível observar que:

- Para base e sub-base de materiais finos: $q_d < 29$ MPa e DN $< 9,5$ mm/golpes;
- Para base e sub-base de materiais granulares: $q_d < 45$ MPa e DN $< 8,5$ mm/golpes;
- Para subleito argiloso: $q_d < 17$ MPa e DN $< 11,0$ mm/golpes.

Verificou-se que as maiores resistências médias com a ponteira de 2 cm² foram observadas para os subtrechos cujas camadas de sub-base e base foram executadas com os seguintes materiais:

- Trecho 1: Materiais Finos: Solo+Fíler de micaxisto;
- Trecho 1: Materiais Granulares: Cascalho Laterítico;
- Trecho 2: Materiais Finos: Solo Argiloso + Fosfogesso + Cal e Solo Argiloso + Cal;
- Trecho 2: Materiais Granulares: Solo+Brita;

- Trecho 3: RCD.

Com a ponteira de 2 cm² é possível observar que:

- Para base e sub-base de materiais finos: $q_d < 36$ MPa e $DN < 9,5$ mm/golpes;
- Para base e sub-base de materiais granulares: $q_d < 45$ MPa e $DN < 8,5$ mm/golpes;
- Para subleito argiloso: $q_d < 15$ MPa e $DN < 11,0$ mm/golpes.

Uma observação importante deve ser considerada em relação aos resultados das correlações de DCP com PANDA com as duas ponteiras: para determinação dos valores da média geral das resistências de ponta q_d de todas as camadas do subtrecho para determinar os valores de resistência máxima e DN máximo observado para materiais finos e granulares acima demonstrados, foram desconsiderados valores para o subleito que aproximaram muito, dos valores de base e sub-base, ou em alguns casos ficaram acima, indicando que nas camadas consideradas como sendo de subleito, pode ter ocorrido alguns fatores que alteram a resistência natural do solo utilizado para o subleito como: houve compactação com energia acima da utilizada no segmento, em locais onde foi necessária execução de aterro também pode ter sido feita compactação com energia acima da normal e a espessura da camada de base e sub-base pode não ter tido o controle necessário, ultrapassando a especificada em projeto. Portanto no trabalho foi considerado um valor de média de q_d coerente para a maioria dos subtrechos de todos os Trechos.

Quanto à variação dos valores de resistência por período de ensaio (seca x chuva), de uma forma geral, observa-se uma redução dos parâmetros no período chuvoso. No entanto, em alguns materiais, essa variação foi pequena, mostrando a estabilidade deles mesmo no período chuvoso, os quais sejam:

- Trecho 1: Solo+Brita, Solo+Pó de micaxisto e Cascalho;
- Trecho 2: Solo+Cal;
- Trecho 3: RCD.

No caso do Trecho 2, é importante ressaltar que sua construção ocorreu durante o período chuvoso, conforme relatos de Metogo (2010) e Cunha (2011), e que este fato pode ter interferido no pior desempenho dos materiais nele utilizados em relação aos dos Trechos 1 e 3.

Para os materiais de subleito, constatou-se que os valores médios de resistência obtidos são semelhantes nos três trechos tanto em termos de DN quanto de q_d , para cada período de ensaio, sendo obtidos os seguintes valores médios:

- Para subleito argiloso (seca): $3,0 < DN < 7,0$ (mm/golpes) e $8,00 < q_d < 17,00$ (MPa);
- Para subleito argiloso (chuva): $5,0 < DN < 9,5$ (mm/golpes) e $5,00 < q_d < 15,40$ (MPa).

Tabela 4.86 – Equações obtidas nas correlações entre q_d (4 cm²) e DN para materiais de base, sub-base e subleito.

Trecho	Material	Base e Sub-base		Subleito	
		Equação	R ²	Equação	R ²
1	SF-S	$q_d = 43,064DN^{-0,596}$	$R^2 = 0,83$	$q_d = 30,356e^{-0,12DN}$	$R^2 = 0,84$
1	SF-C	$q_d = 5,9019DN + 51,127$	$R^2 = 0,87$	$q_d = 64,556DN^{-1,09}$	$R^2 = 0,75$
1	SPM-S	$q_d = -6,63 \ln(DN) + 34,675$	$R^2 = 0,67$	$q_d = 30,332e^{-0,059}$	$R^2 = 0,02$
1	SPM-C	$q_d = 49,577DN^{-0,535}$	$R^2 = 0,90$	$q_d = 59,723DN^{-0,825}$	$R^2 = 0,55$
1	SB-S	$q_d = 125,23DN^{-1,142}$	$R^2 = 0,85$	$q_d = 81,721e^{-0,316}$	$R^2 = 0,69$
1	SB-C	$q_d = 311,55DN^{-1,565}$	$R^2 = 0,92$	$q_d = -20,18 \ln(DN) + 50,496$	$R^2 = 0,82$
1	C-S	$q_d = -19,05 \ln(DN) + 53,914$	$R^2 = 0,64$	$q_d = 58,08e^{-0,148}$	$R^2 = 0,88$
1	C-C	$q_d = 66,363DN^{-0,768}$	$R^2 = 0,98$	$q_d = 55,445DN^{-0,745}$	$R^2 = 0,91$
2	SF-S	$q_d = 48,444DN^{-0,674}$	$R^2 = 0,97$	$q_d = 17,904e^{-0,069DN}$	$R^2 = 0,86$
2	SF-C	$q_d = 382,95e^{-0,412DN}$	$R^2 = 0,99$	$q_d = 107,83DN^{-1,131N}$	$R^2 = 0,83$
2	SCa-S	$q_d = 52,298e^{-0,182DN}$	$R^2 = 0,80$	$q_d = 12,85 \ln(DN) + 39,154$	$R^2 = 0,93$
2	SCa-C	$q_d = 73,099DN^{-0,84}$	$R^2 = 0,88$	$q_d = 11,426e^{-0,048DN}$	$R^2 = 0,22$
2	SB-S	$q_d = -32,86 \ln(DN) + 74,208$	$R^2 = 0,70$	$q_d = 29,61e^{-0,072}$	$R^2 = 0,96$
2	SB-C	$q_d = 107,77DN^{-1,03}$	$R^2 = 0,96$	$q_d = -0,8951DN + 19,126$	$R^2 = 0,80$
2	C-S	$q_d = -9,11 \ln(DN) + 31,001$	$R^2 = 0,80$	$q_d = 0,2811(DN) + 25,301$	$R^2 = 0,48$
2	C-C	$q_d = -12,74 \ln(DN) + 37,387$	$R^2 = 1,00$	$q_d = -7,9941 \ln(DN) + 27,488$	$R^2 = 0,82$
2	SE-S	$q_d = 14,397e^{-0,008DN}$	$R^2 = 0,01$	$q_d = 18,151DN^{-0,215}$	$R^2 = 1,00$
2	SE-C	$q_d = 19,239e^{-0,081DN}$	$R^2 = 0,11$	$q_d = 53,994e^{-0,221DN}$	$R^2 = 0,66$

Tabela 4.86 – (continuação).

Trecho	Material	Base e Sub-base		Subleito	
		Equação	R ²	Equação	R ²
2	SFCa-S	$q_d = 48,108DN^{-0,761}$	$R^2 = 0,95$	$q_d = 103,05DN^{-0,976}$	$R^2 = 0,78$
2	SFCa-C	$q_d = 26,2e^{-0,045DN}$	$R^2 = 0,80$	$q_d = 6,738DN^{0,1432}$	$R^2 = 0,07$
3	RCD-S	$q_d = -2,6499DN + 28,535$	$R^2 = 0,79$	$q_d = 164,4e^{-0,544DN}$	$R^2 = 0,84$
3	RCD-C	$q_d = 18,725e^{-0,144DN}$	$R^2 = 0,80$	$q_d = 39,03 \ln(DN) + 60,681$	$R^2 = 0,87$

Obs.: Seca = S, Chuva = C, Solo+Filer = SF, Solo+Pó de Micaxisto = SPM, Solo+Fosfogesso = SF, Solo+Expurgo = SE, Resíduo da Construção e Demolição = RCD, Cascalho = C, Solo+Fosfogesso+Cal = SFCa, Solo+Cal = SCa, Solo+Brita = SB.

Tabela 4.87 – Equações obtidas nas correlações entre q_d (2 cm²) e DN para materiais de base, sub-base e subleito.

Trecho	Material	Base e Sub-base		Subleito	
		Equação	R ²	Equação	R ²
1	SF-S	$q_d = -10,351DN + 75,934$	$R^2 = 0,76$	$q_d = -14,54 \ln(DN) + 44,122$	$R^2 = 0,80$
1	SF-C	$q_d = 69,074DN^{-1,312}$	$R^2 = 0,86$	$q_d = 31,032e^{-0,172DN}$	$R^2 = 0,73$
1	SPM-S	$q_d = 41,804DN^{-0,423}$	$R^2 = 0,98$	$q_d = 31,914e^{-0,104DN}$	$R^2 = 0,10$
1	SPM-C	$q_d = 105,96DN^{-1,139}$	$R^2 = 0,94$	$q_d = 40,007e^{-0,074DN}$	$R^2 = 0,98$
1	SB-S	$q_d = 138,18DN^{-1,151}$	$R^2 = 0,92$	$q_d = 207,12DN^{-1,566}$	$R^2 = 0,95$
1	SB-C	$q_d = 62,977e^{-0,273DN}$	$R^2 = 0,92$	$q_d = 30,369e^{-0,126}$	$R^2 = 0,92$
1	C-S	$q_d = 112,68e^{-0,466DN}$	$R^2 = 0,83$	$q_d = 100,66DN^{-1,081}$	$R^2 = 0,81$
2	SF-S	$q_d = 45,507DN^{-0,636}$	$R^2 = 0,86$	$q_d = 34,407e^{-0,148DN}$	$R^2 = 0,94$
2	SF-C	$q_d = 10,079e^{-0,03DN}$	$R^2 = 0,001$	$q_d = 581,87DN^{-2,119}$	$R^2 = 0,70$
2	SCa-S	$q_d = 49,033e^{-0,151DN}$	$R^2 = 0,81$	$q_d = 12,56e^{0,0328DN}$	$R^2 = 0,82$
2	SCa-C	$q_d = 23,03e^{-0,042DN}$	$R^2 = 0,60$	$q_d = 30,395e^{-0,225DN}$	$R^2 = 0,85$
2	SB-S	$q_d = 103,2DN^{-0,929}$	$R^2 = 0,96$	$q_d = 4704,2DN^{-3,121}$	$R^2 = 1,00$
2	SB-C	$q_d = 55,638DN^{-0,58}$	$R^2 = 0,90$	$q_d = 25,182e^{-0,139DN}$	$R^2 = 0,72$
2	C-S	$q_d = -2,8863(DN) + 40,61$	$R^2 = 0,98$	$q_d = 67,162DN^{-0,838}$	$R^2 = 0,32$
2	C-C	$q_d = -7,293 \ln(DN) + 28,345$	$R^2 = 0,79$	$q_d = 24,484e^{-0,145DN}$	$R^2 = 0,72$
2	SE-S	$q_d = 28,049e^{-0,06DN}$	$R^2 = 0,18$	$q_d = 10,685DN^{-0,3932}$	$R^2 = 0,46$
2	SE-C	$q_d = -2,918 \ln(DN) + 13,958$	$R^2 = 0,06$	$q_d = 2,8827DN^{-0,3976}$	$R^2 = 0,03$
2	SFCa-S	$q_d = 42,974e^{-0,124DN}$	$R^2 = 0,94$	$q_d = 81,322DN^{-0,885}$	$R^2 = 0,86$
2	SFCa-C	$q_d = 16,629e^{-0,009DN}$	$R^2 = 0,0063$	$q_d = 0,4114DN^{1,4214}$	$R^2 = 0,87$
3	RCD-S	$q_d = 22,24DN^{-0,7656}$	$R^2 = 0,79$	$q_d = 233,63DN^{1,717}$	$R^2 = 0,95$
3	RCD-C	$q_d = 23,858DN^{0,463}$	$R^2 = 0,43$	$q_d = -3,95 \ln(DN) + 16,483$	$R^2 = 0,021$

Obs.: Seca = S, Chuva = C, Solo+Filer = SF, Solo+Pó de Micaxisto = SPM, Solo+Fosfogesso = SF, Solo+Expurgo = SE, Resíduo da Construção e Demolição = RCD, Cascalho = C, Solo+Fosfogesso+Cal = SFCa, Solo+Cal = SCa, Solo+Brita = SB.

Figura 4.119 - Correlações de DCP x PANDA (4 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases de materiais finos.

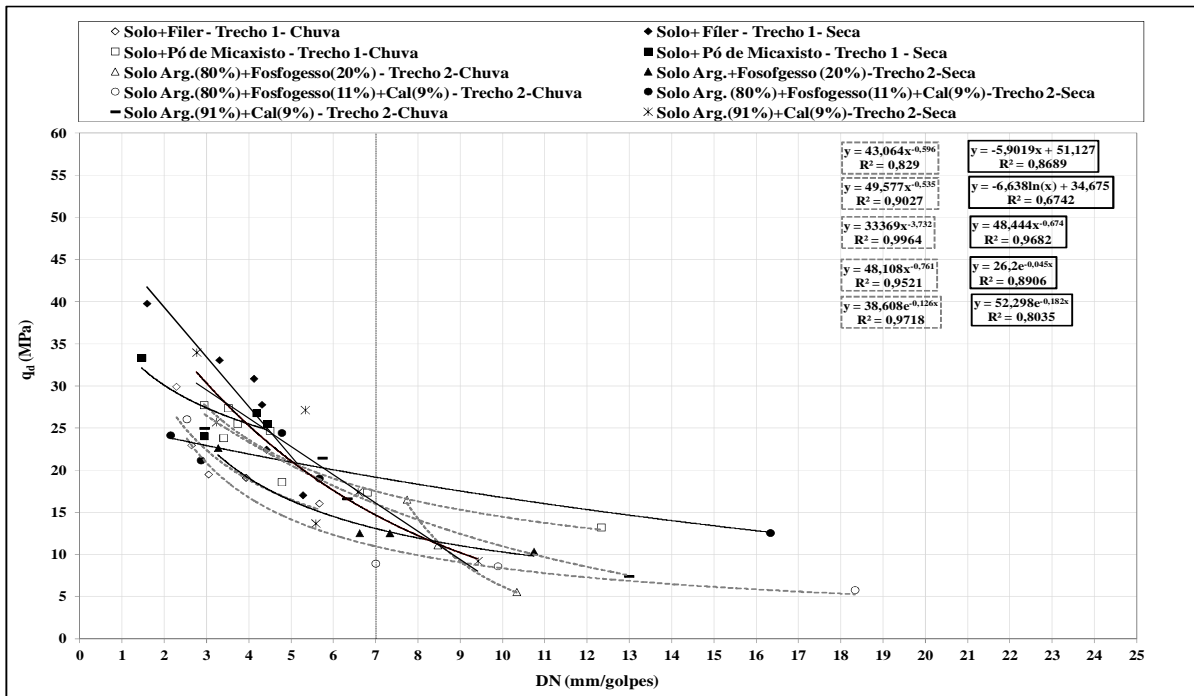


Figura 4.120 – Correlações de DCP x PANDA (4 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos.

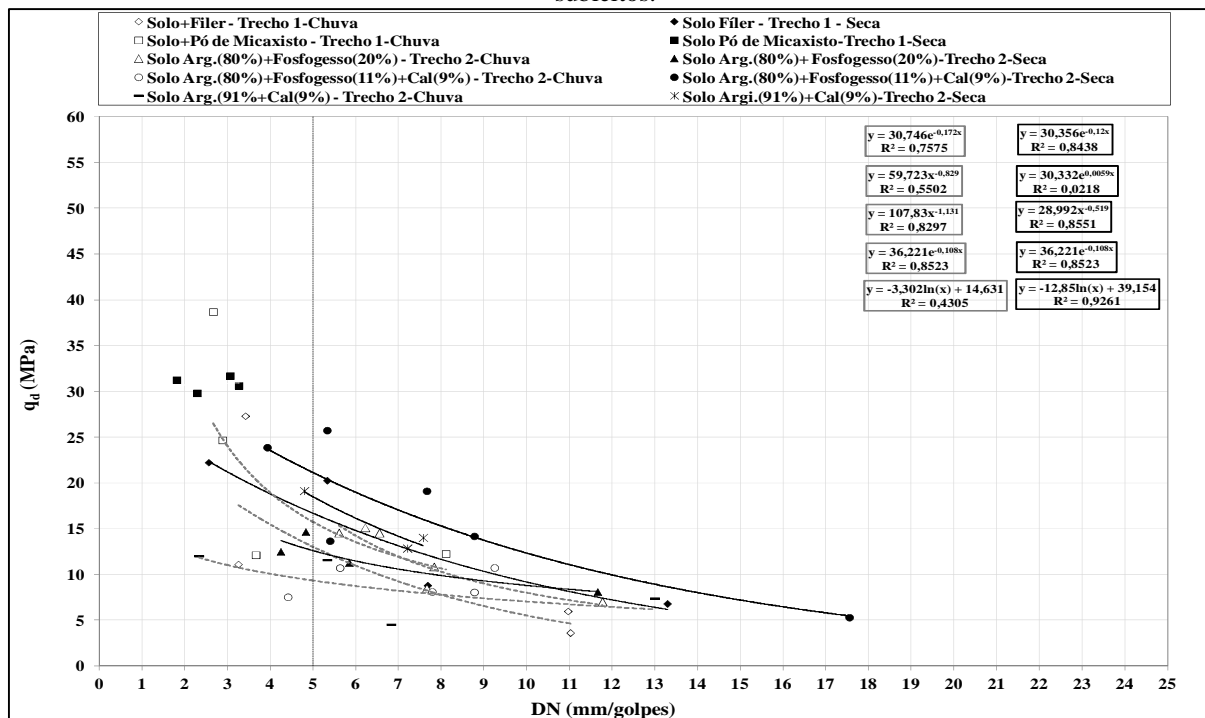


Figura 4.121 – Correlações de DCP x PANDA (4 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases e sub-bases para materiais granulares.

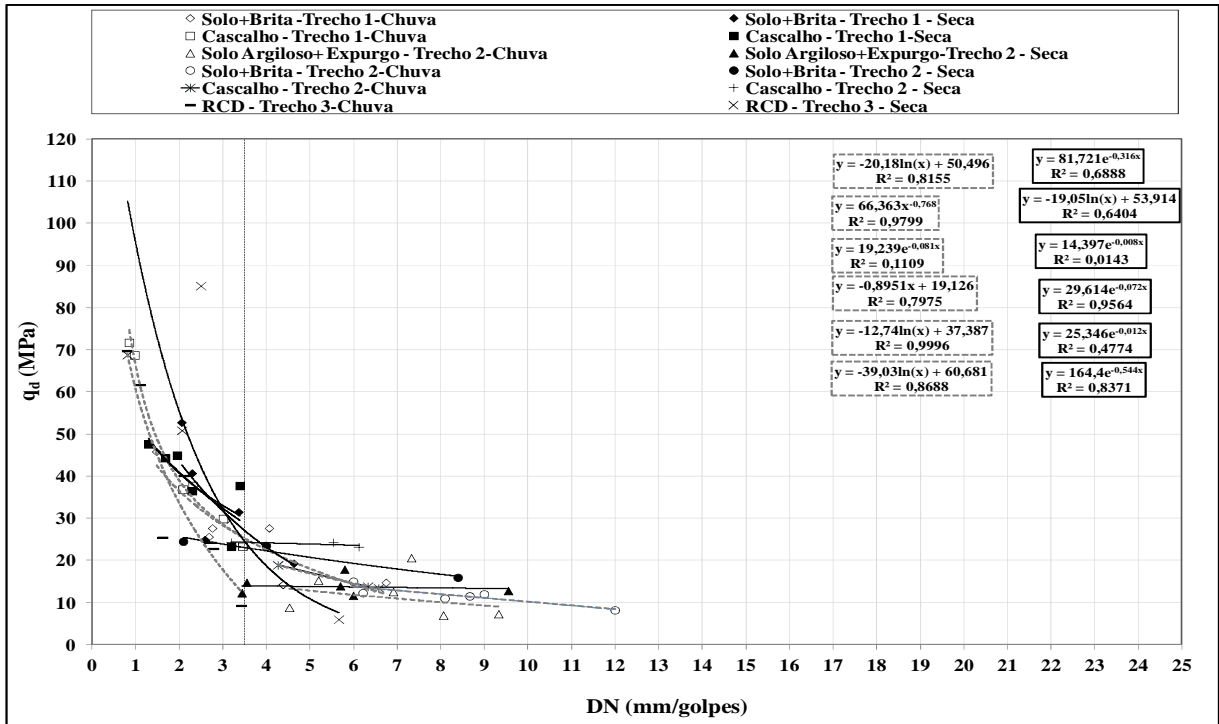


Figura 4.122 – Correlações de DCP x PANDA (4 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos para materiais granulares.

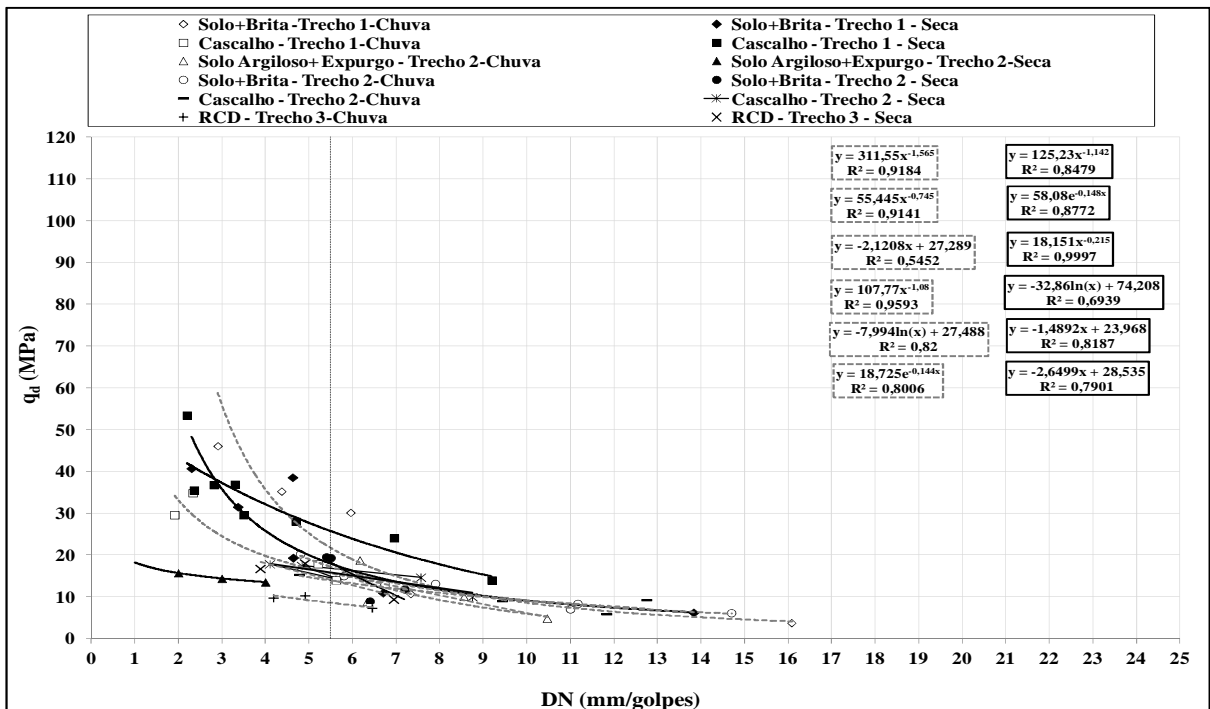


Figura 4.123 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases e sub-bases para materiais finos.

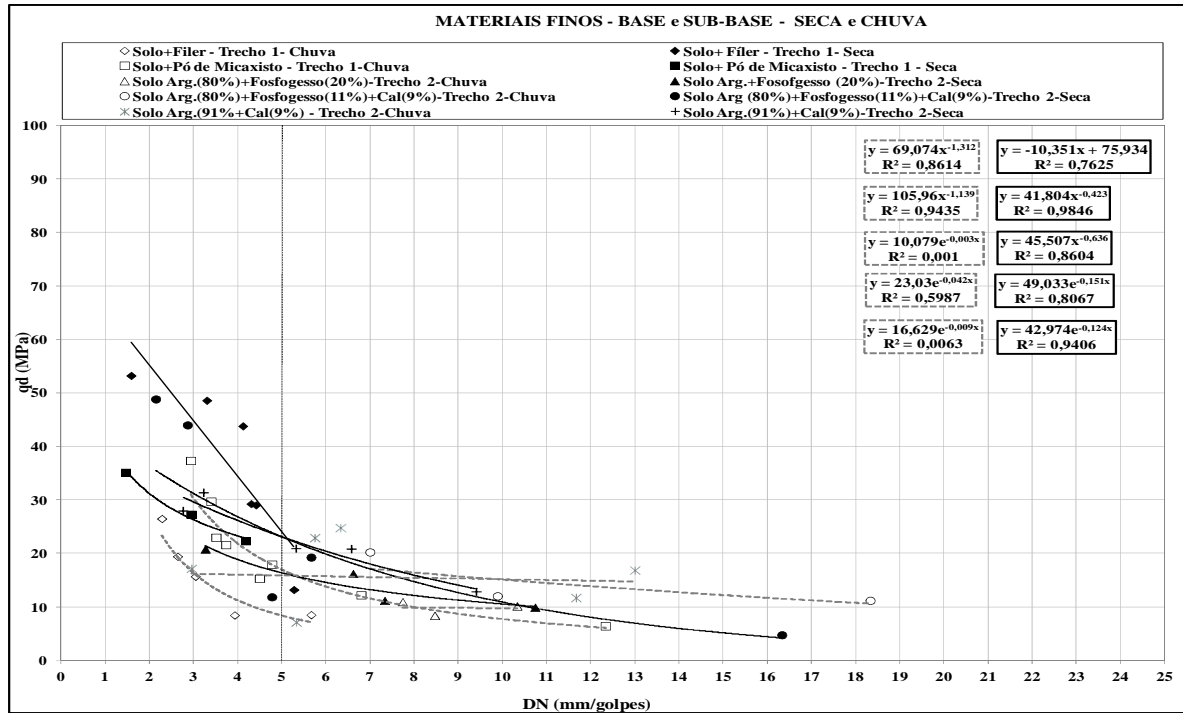


Figura 4.124 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos para materiais finos.

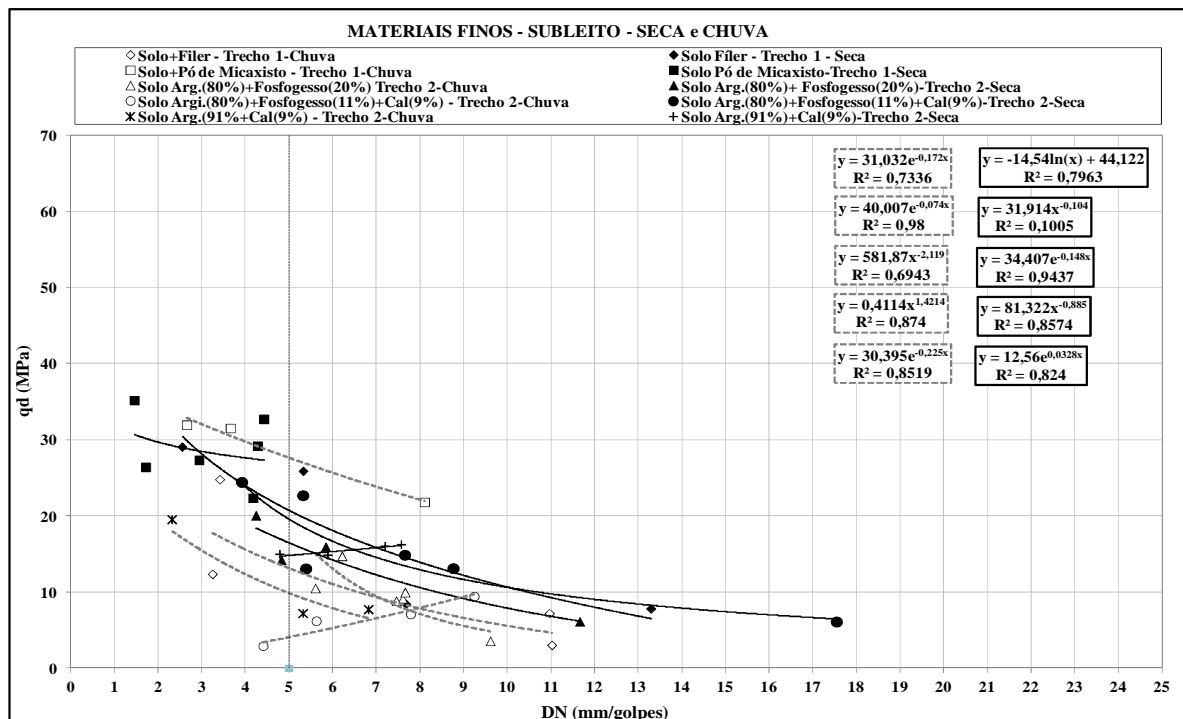


Figura 4.125 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nas bases e sub-bases para granulares.

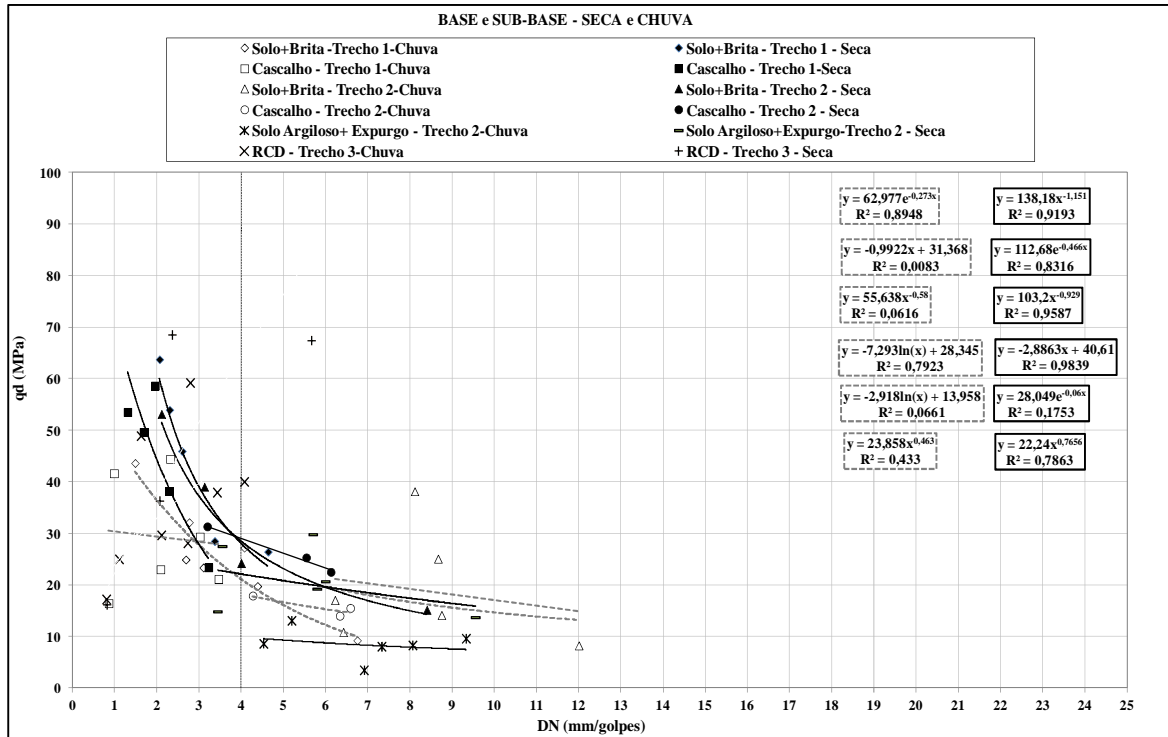
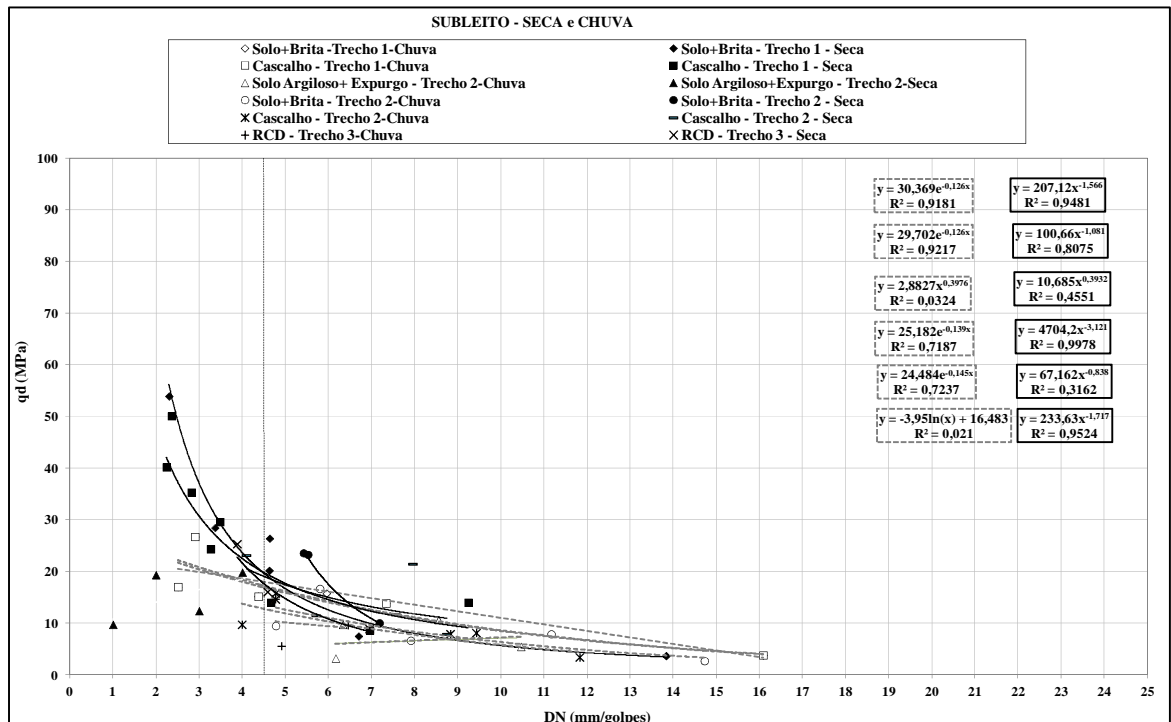


Figura 4.126 – Correlações de DCP x PANDA (2 cm²), todos os trechos, períodos de seca e chuva nos subleitos para materiais granulares.



4.2.4.4 Análise do Torque durante os ensaios com o PANDA

Vários autores estudam a influência do atrito lateral nas determinações de resistência de ponta obtida com o PANDA (q_d), os estudos tentam correlacionar as medições de torque durante os ensaios para avaliar a resistência durante os ensaios para cada tipo de ponteira, as medições de torque são feitas a cada 50 cm na medida em que o equipamento solicita uma nova adição de haste (Gourves, 1995; Olivier, 1996, Chaigneau, 2001; Lepetit, 2002; Breul, 1999; Auge 2006; Lacroix, 2008; Ali, 2010). Segundo Lacroix (2008), o atrito lateral não deve ser considerado insignificante e ignorada e sim avaliada, pois este acréscimo de resistência não é considerado na fórmula holandesa.

a) Trecho 1

No Trecho 1 observa-se que há uma nítida diferença de comportamento nos diversos materiais ensaiados entre a ponteira de 2 e 4 cm². Na Tabela 4.88 estão os resultados da análise do binário para cada estaca nos períodos de seca e chuva para as duas ponteiras de 2 e 4 cm².

Para ponteira de 4 cm² não houve resistência à aplicação de rotação nas hastes nos subtrechos compostos por misturas com materiais finos, para o subtrecho de cascalho observou-se um resistência considerada média a pesada conforme critério de avaliação descrita por Lepetit (2002). A avaliação feita com a ponteira de 2 cm² demonstra que houve uma maior resistência considerada de média a pesada para todos os subtrechos, com exceção do subtrecho de solo-pó de micaxisto que obteve uma rotação considerada leve em todas as estacas. O mesmo comportamento foi observado nos dois períodos de ensaios.

Os materiais granulares ofereceram maior resistência à rotação com as duas ponteiras em todos os períodos ensaiados, este fato pode ser explicado pela explicação dada por Lepetit (2002), que quando a ponta do equipamento encontra um partícula de maior diâmetro e assim oferece uma barreira à penetração, pode ocorrer o desvio do percurso com proporcionada pela flexibilidade da haste, causando assim a dificuldade de promover a rotação e causando o atrito lateral na haste. Como a ponteira de 4 cm² possui uma área de contato maior do que a da haste o atrito é reduzido, mas nos materiais granulares esta ponteira oferece uma maior resistência de ponta.

Tabela 4.88 – Avaliação do binário a qual as hastes são submetidas durante o ensaio no Trecho 1

Subtrecho	Estaca	PANDA			
		jun/11		nov/11	
		(4 cm ²)	(2 cm ²)	(4 cm ²)	(2 cm ²)
Torque					
Solo + Filer de Micaxisto	Estaca 01	leve	médio	leve	leve
	Estaca 02	leve	pesado	leve	médio
	Estaca 03	leve	leve	leve	leve
Solo + Brita	Estaca 07	leve	médio	leve	médio
	Estaca 08	leve	médio	leve	médio
	Estaca 09	leve	médio	médio	médio
Cascalho Laterítico	Estaca 17	pesado	pesado	pesado	leve
	Estaca 18	pesado	pesado	pesado	muito pesado
	Estaca 19	médio	médio	médio	médio
Solo + pó de Micaxisto	Estaca 27	leve	leve	leve	leve
	Estaca 28	leve	leve	leve	leve
	Estaca 29	leve	leve	leve	leve

b) Trecho 2

Na Tabela 4.89 estão as avaliações feitas durante os dois períodos de ensaios para as duas ponteiros. Observa-se que houve resistência à rotação considerada leve nos ensaios com a ponteira de 4 cm² nos dois períodos de ensaios, nos subtrechos de Solo-Fosfogesso, Solo-Fosfogesso-Cal, Solo-Cal-, Solo-Expurgo, as avaliações foram de resistência leve. No subtrecho de cascalho as avaliações foram de resistência média a pesada para os ensaios com as duas ponteiros nos dois períodos de ensaios. No subtrecho de solo-brita na ponteira de 4 cm² em junho de 2011 observou-se uma maior resistência em duas estacas ensaiadas, esta variação ao comportamento pode ser explicada pela presença de partículas de brita oferecendo uma maior resistência lateral.

Tabela 4.89 – Avaliação do binário a qual as hastes são submetidas durante o ensaio no Trecho 2

Subtrecho	Estaca	PANDA			
		jun/11		nov/11	
		(4 cm ²)	(2 cm ²)	(4 cm ²)	(2 cm ²)
Torque					
Solo Argiloso (80%) + Fosfogesso (20%)	01+10	leve	pesado	leve	leve
	02+10	leve	médio	leve	médio
	03+10	leve	médio	leve	médio

Tabela 4.89 – (continuação).

Subtrecho	Estaca	PANDA			
		jun/11		nov/11	
		(4 cm ²)	(2 cm ²)	(4 cm ²)	(2 cm ²)
Torque					
Solo Argiloso (80%) + Fosfogesso (11%) + Cal (9%)	04+10	leve	médio	leve	leve
	05+10	leve	médio	leve	leve
	06+10	médio	médio	-----	-----
Solo Argiloso (91%) + Cal (9%)	07+10	leve	médio	leve	leve
	08+10	leve	leve	leve	leve
	09+10	leve	leve	leve	leve
Solo Argiloso + Expurgo	10+10	leve	leve	leve	leve
	11+10	leve	leve	leve	leve
	12+10	pesado	médio	leve	leve
Solo Argiloso + Brita	13+10	leve	leve	leve	leve
	14+10	médio	leve	leve	leve
	15+10	pesado	leve	médio	leve
Cascalho Laterítico	16+10	pesado	pesado	médio	médio
	17+10	médio	médio	médio	médio
	18+10	muito pesado	médio	pesado	médio

c) Trecho 3

Para o Trecho composto com RCD, observou-se uma maior resistência à rotação em todos os ensaios (Tabela 4.90), nos dois períodos tanto com a ponteira de 2 quanto com a ponteira de 4 cm², de médio a muito pesado. Conforme descrito anteriormente os materiais granulares oferecem contribuições diferentes de acordo com a ponteira utilizada seja como barreira à penetração, seja pelo diâmetro da ponta ser quase o mesmo da haste (2 cm²) seja pela maior área de contato da ponta (4 cm²).

Tabela 4.90 – Avaliação do binário a qual as hastes são submetidas durante o ensaio no Trecho 3

JUNHO DE 2011					
Subtrecho	Estaca	PANDA			
		jun/11		nov/11	
		(4 cm ²)	(2 cm ²)	(4 cm ²)	(2 cm ²)
Torque					
RCD	02+15	médio	médio	médio	médio
	03+00	pesado	muito pesado	médio	muito pesado
	04+15	médio	muito pesado	pesado	pesado

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Neste capítulo serão feitas as principais considerações em relação a cada mistura utilizada nos trechos experimentais, com avaliação das principais considerações em relação aos resultados dos ensaios de campo desde a época da construção.

De um modo geral todos os trechos de pavimentos experimentais apresentaram bom desempenho com situações pontuais que foram desfavoráveis à avaliação. Em relação à vida útil de cada trecho, o Trecho 1 está com quatro anos de funcionamento, o Trecho 2 está com dois anos de funcionamento e o Trecho 3 está com oito anos de funcionamento, os três trechos apresentam bom desempenho com situações pontuais. Ao longo da vida útil do pavimento pode ocorrer o aumento dos deflexões e redução da resistência, fatores influenciados diretamente pelas ações de tráfego, clima e temperatura, proporcionalmente às características físicas, químicas e mecânicas de cada material os subtrechos executados com misturas contendo materiais alternativos apresentaram boas respostas.

O Trecho 1 constituído de solo-filer, cascalho laterítico, solo-brita e solo-pó de micaxisto, apresentou desde à época da construção uma maior variação em termos de deformabilidade no subtrecho de solo-filer.

A deformação no subleito observada na época da construção pode ser um fator preponderante que interfere nos resultados obtidos nas demais camadas durante os monitoramentos.

As interferências devido a presença de água da chuva foram observadas desde o primeiro ano de funcionamento da pista do Trecho 1. Os materiais oriundos de britagem de agregados e lavagem apresentam bons desempenhos para vias de baixo volume de tráfego, no caso do subtrecho de solo-filer observou-se a partir dos ensaios atuais, principalmente de prova de carga que as deformações foram superiores às calculados logo após a construção. Com os ensaios de Viga Benkelman não foram detectados problemas. O subtrecho de solo-filer foi o único subtrecho que a partir da avaliação do Dp de projeto precisará de manutenção com

reforço, mesmo não tendo atingido o tempo de vida útil, neste subtrecho houve evolução com aumento dos valores de deflexões. A avaliação final de viabilidade técnica e econômica deve ser feita ao final deste ciclo de vida, mas deve-se levar em consideração que a necessidade de reforço pode ter tido contribuição pela falta de sistemas de drenagem superficial. Os resultados demonstram que há influência da umidade com o aumento dos deflexões

Em relação às variações do desempenho entre bordas, nota-se que o subtrechos de solo-filer foi o único a apresentar comportamento diferente na borda esquerda. Os subtrechos de solo-brita e cascalho não obtiveram grandes variações do período de seca para o período de chuva.

Com os resultados dos ensaios com o DCP foi possível observar que houve variação da resistência do período de seca para o período chuvoso, principalmente para os materiais finos, indicando maior suscetibilidade aos efeitos de infiltração de água, este processo não foi significativo para bases e sub-bases dos subtrechos.

No Trecho 2 observou-se que com a adição de fosfogesso e cal nos subtrechos, proporcionaram um aumento da capacidade de suporte em relação ao solo tropical utilizado, comprovado a partir dos resultados ao longo do tempo. Este fato mostra que ocorreu estabilização química do solo com adição desses materiais.

Desde a época da construção o subtrecho composto com a mistura de solo-fosfogesso-cal apresentou maior capacidade de suporte e a mistura de solo-fosfogesso apesar de ter apresentado uma maior resistência nos ensaios laboratoriais de compressão simples, no campo houve uma redução devido a formação de minerais do tipo etrigita ou traumasita (Metogo, 2010), esta variação pode ser observada a partir dos ensaios executados neste último monitoramento com variações que podem ser explicadas pela característica de expansão observada por Metogo (2010).

A execução do Trecho 2 foi durante o período chuvoso sendo um fator preponderante que influencia o comportamento e desempenho dos materiais, visto que as misturas estabilizadas mecanicamente e quimicamente sofrem influencia com as variações de umidade principalmente as estabilizadas quimicamente, com exceção das misturas estabilizadas com cal que apresentaram melhora no desempenho no período chuvoso em relação ao período de seca.

O subtrecho de solo-fosfogesso apresenta maiores consequência desta suscetibilidade à ação de água devido a maior probabilidade de retenção da água, a comparação com os resultados desde a época da construção comprovam este comportamento. O subtrecho de solo-cal apresentou bons desempenhos com todos os resultados de ensaios de campo, comprovando que esta mistura oferece boa capacidade de suporte e ganho de resistência, com destaque para o aumento de resistência nos períodos chuvosos.

Os resultados dos ensaios com DCP podem ter ficado prejudicados devido problemas com o equipamento, mas de uma maneira geral desde a época da construção segundo Metogo, (2010) do Trecho foi observada uma variação de comportamento no subleito com evidente diferença da camada regularizada. A mistura de solo-brita já em uma alternativa bastante utilizada no Brasil, mas na região do estado de Goiás não se tem normatização para a utilização desta alternativa em pavimentos, mas em algumas vias de baixo volume de tráfego é empregada, mas sem o devido monitoramento e acompanhamento experimental, com os ensaios verificou-se comportamento satisfatório com esta mistura.

Neste Trecho o subtrecho executado com cascalho na base apresentou variações e comportamento estrutural diferente do esperado, observa-se que houve rompimento dos poços de inspeção e tubulações na via, conforme croqui apresentado no Apêndice.

Os resultados dos diversos ensaios, coincidem quanto às variações de desempenho e demonstram uma maior influência da umidade com o aumento dos deflexões obtidos com os ensaios de viga benkelman.

Quanto as alterações de comportamento nas bordas, no subtrecho de solo-brita não foi observadas variações significantes como nos outros subtrechos. Os subtrechos de solo-brita e solo-expurgo apresentaram comportamento inferior aos demais

Fatores que possam ter prejudicado o desempenho dos materiais dos subtrechos: o processo executivo com a falta de uma usina apropriada para armazenamento e homogeneização das misturas, a falta ou ineficiência dos sistemas de drenagem superficial.

Para o Trecho 3 composto de RCD as avaliações demonstram que o material ao longo da vida útil tem comportamento bastante estável, com respostas satisfatórias, mesmo após os oito anos de construção, o fato do Trecho ter sido construído com 5 cm de espessura com CBUQ é

um fator que deve ser levado em consideração, mas este comportamento já era esperado visto que as pesquisas de laboratório evidenciam que para este resíduo há maior estabilização e melhora ao longo do tempo devido as estabilizações químicas. Um programa de gerenciamento de resíduo da construção civil conforme previsto na resolução CONAMA 307/2002 ainda não é colocado em prática no estado. Com o início das atividades industriais de reciclagem no estado neste ano de 2012, espera-se que haja maiores investimentos no setor. Desde a época da construção do Trecho observou-se um melhor desempenho no eixo da via, este fator por estar associado ao processo executivo e/ou a falta de sistema de drenagem superficial gerando maior acúmulo de água nas bordas.

Mesmo considerando a possibilidade de problemas executivos na realização dos ensaios com o DCP, as análises feitas em monitoramentos anteriores demonstram grande variação nos resultados conforme Resplandes (2007), a autora explica que não houve controle da espessura final das camadas no trecho, implicando assim numa heterogeneidade de comportamento estrutural.

Quanto às avaliações com a Viga Benkelman observa-se que a pista experimental mesmo com oito anos de funcionamento não apresentam problemas estruturais.

De um modo geral os subtrechos de solo-filer e solo-pó de micaxisto e solo-fosfogesso apresentam o comportamento estrutural mais variável de todos. Mesmo assim observou-se que há possibilidade de utilização em vias de baixo volume de tráfego.

Os ensaios realizados com o PANDA foram realizados para obtenção de parâmetros de avaliação que auxiliam nos monitoramentos de pavimentos no estado, como se trata de um equipamento novo, há a necessidade de correlacionar os seus resultados com os de outros equipamentos que oferecem segurança e respostas confiáveis, com este intuito foram feitas as correlações de PANDA e DCP e correlações do próprio equipamento com as duas ponteiros distintas. Portanto as avaliações conclusivas serão no sentido de avaliar o equipamento aplicado à pavimentação.

Quanto aos ensaios realizados nos dois períodos de seca e chuvoso observa-se que quanto maiores às resistências de ponta maiores os coeficientes de variação, os resultados com a ponteira de 4 cm² apresenta maiores dispersões nos resultados, principalmente para os materiais granulares.

As variações nos valores de resistência do período de seca para chuva com valores na época de chuva maiores, pode ser devido ao segmento não ser homogêneo, mesmo executando o ensaio a uma distância de 30 cm entre os pontos para cada ponteira, e no período de chuva distanciar o ensaio em mais 30 cm para cada ponteira observou-se em todos os Trechos algumas estacas com esta característica;

No Trecho 2 houve pouca alteração entre os dois métodos estatísticos 1 e 2, com valores obtidos com a correlação bem próximos, o que pode ser explicado por um maior número de subtrechos com composições de misturas finas, sendo que a maior variação e dispersão dos resultados ocorrem nos materiais granulares;

Com as avaliações realizadas pode-se concluir que existe correlação entre os parâmetros obtidos a partir do DCP e do PANDA; que os dois ensaios são simples de serem executados em campo, mas cada equipamento tem suas especificidades e apresentam vantagens e desvantagens; que no caso do PANDA, ao utilizar a ponteira de 4 cm² para ensaios realizados em materiais compactados, deve-se observar a limitação de granulometria do material;

Para os materiais avaliados no estudo, as correlações obtidas entre os ensaios mostram a existência de tendências com comportamento bimodal, sendo este mais característico em materiais granulares; Alguns materiais estudados apresentaram variações de resistência entre período de seca e de chuva, sendo que tanto o PANDA como o DCP detectaram esta diferença;

Por fim, tem-se que ambos equipamentos podem contribuir para o controle tecnológico de execução de camadas compactadas bem como para o monitoramento de pavimentos já existentes. Observa-se que os subtrechos que apresentaram problemas nos sistemas de drenagem apresentam uma variação com dispersão dos resultados que dificulta a visualização da tendência em relação as correlações feitas com a ponteira de 4 e 2 cm², portanto seria precipitado dizer que a correlação entre DCP e PANDA com a ponteira de 4 cm² obteve melhores resultados, contrariando a indicação de que a ponteira de 2 cm² é a mais recomendada para utilização na pavimentação.

De uma maneira geral a utilização dos materiais alternativos além de uma necessidade devido a grande geração de resíduos de diversos processos industriais é uma necessidade pela escassez das matérias primas tradicionais, portanto a partir das construções destes trechos

comprova-se a necessidade de pesquisas nesta área e apesar de observar que ao longo da vida útil destes pavimentos;

Algumas misturas não atenderam aos comportamentos esperados, como no caso do solo-filer e solo-fosfogesso mas os desempenhos foram satisfatórios para sua utilização em vias de baixo volume de tráfego. Uma avaliação empírica e visual do trecho demonstra que os três trechos apresentam maior resistência ao tráfego e períodos chuvosos do que pavimentos construídos em segmento aos mesmos com materiais tradicionais, mesmo com todos os problemas observados, seja durante a execução dos mesmos, seja com problemas nos sistemas de drenagem ao longo da vida útil, seja pela falta de sistema de drenagem, concluindo que o desempenho está até acima do esperado.

As misturas com RCD não deixam dúvidas quanto à eficiência nos comportamentos quanto a resistência, durabilidade e capacidade de suporte, portanto demonstra ser uma material de alta qualidade, mas que necessita de controle tecnológico de produção e execução.

5.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

No intuito de contribuir para o desenvolvimento da pesquisa com materiais alternativos e conseqüentemente gerar maiores informações para normatizar os procedimentos de utilização, sugere-se para futuras pesquisas nos trechos e em futuras aplicações em outros pavimentos que:

- Sejam realizados instrumentação dos trechos, com determinação da sucção nas misturas, avaliação do grau de saturação e sua influência no comportamento e capacidade de suporte em todas as camadas do pavimento;
- Realizar ensaios laboratoriais para determinar o módulo resiliente, a durabilidade e a evolução da resistência ao longo do tempo;
- Realizar mais ensaios utilizando o PANDA para obter correlações que possam ser utilizadas para cada tipo de mistura com confiabilidade fazendo as curvas de correlação;

- Quanto as misturas contendo fosfogesso, definir meios para controlar o problema da expansão;
- Continuar monitorando os trechos até o final da vida útil;
- Retroanalisar todos os dados de ensaios de Prova de Carga sobre placa e Viga Benkelman desde a época da construção dos trechos;
- Realizar um estudo sócio econômico com Análise de Valor a longo prazo para utilização de cada material alternativo, visto que as opiniões são divergentes quanto a viabilidade econômica do uso deste materiais;
- O RCD já é considerado como material nobre, seu desempenho nesta pista experimental é bastante satisfatória e confiável, portanto sugere-se que seja construídas pistas experimentais em locais com alto volume de tráfego;
- Realização do Cadastramento das patologias, Levantamento Visual Contínuo e Determinação das Flexas através da realização de ensaio com a Treliça;
- Obter as curvas de CBR ou MR x DN para os solos locais;
- Monitoramento contínuo de umidade e sucção nas camadas do pavimento;
- Fazer e obter as curvas de CBR x DN para o subleito e materiais finos.

REFERÊNCIAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR – 12053: Solo – Coleta de Amostras**. Rio de Janeiro, 13p, 1992
- _____. **NBR 7211: Solo – Coleta de Amostras**. Rio de Janeiro, 13p, 2005.
- _____. **NBR 15.112: Resíduos da construção civil e resíduos volumosos** – áreas de transbordo e triagem – diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 15.113: Resíduos sólidos da construção civil e resíduos inertes** – aterros – diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 15.114: Resíduos sólidos da construção civil** – áreas de reciclagem – diretrizes para projeto, implantação e operação. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 15.115: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil** – execução de camadas de pavimentação – procedimentos. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 15.116: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil** – utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – requisitos. Rio de Janeiro, 2004.
- _____. **NBR 12.253: Solo-cimento: Dosagem para o emprego como camada de pavimento**. Rio de Janeiro, 1992.
- _____. **NBR 7225: Solo – Coleta de Amostras**. Rio de Janeiro, RJ, 13p, 1982.
- AFNOR. **Controle de La qualité Du Compactage** - Méthode au pénétromètre dynamique à énergie variable. Norme Française. NF XP, p.94-105, 2000.
- AMARAL F. C. F. **Previsão da Capacidade de Suporte de Areias Médias e Finas Uniformes em Obras Viárias com o Emprego do Ensaio DCP**. Tese de Doutorado. Divisão de Pós-Graduação de Instituto de Aeronáutica. Programa de Estudos de Mestrado no Curso de Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica. São Paulo, 2005.
- AASHTO. **American Association of State Highway and Transportation Officials guide for design of pavement structures**. ISBN 1-56051-055-2, Washington, 1993.
- AMINI, F. **Potencial Applications Of Dynamic And Static Cone Penetrometers In Pavement Design And Construction**. Final Report. Department Of Civil Engineering Jackson State University In Cooperation With Mississippi Dept. of Transportation and the U.S., Dept. of Transportation Federal Highway Administration. p.1-36. Washington, 2003
- ANFAVEA – **Planilha de Produção de veículos 2010** – Assessoria de Planejamento Econômico e Estatístico - Associação Nacional dos Fabricantes de Veículos Automotores. São Paulo, 2010.
- ANGELIM, R.R. **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. 145p. Goiânia, 2000.
- ANGELIM, R. R. **Influência do Procedimento de Mistura da Cal Hidratada ao Solo no Comportamento do Solo Estabilizado para fins de Pavimentação Rodoviária**. In: Anais do II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Goiânia, 2005.

- ANGELONE, S.; TOSTICARELLI, J.; MARTINEZ, F. **El Penetrometro Dinamico de Cono, su Aplicacion al Control y Diseño Estructural de Pavimentos.** 6º Congreso Ibero-Latino Americano del Asfalto, 1991.
- ARAÚJO, W. E. L. **Aproveitamento de resíduos da extração de micaxisto em pavimentos flexíveis.** Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia do Meio Ambiente da Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2008.
- ASHTIANI, R. S.; LITTLE, D. **Acceptability criteria for high fines content aggregate pavement layers.** Texas Transportation Institute The Texas A&M University System College Station. Texas, 2007.
- ASSIS, L. M. R.; VILELA, M. T. L.; SOUSA, R. V. **Análise Comportamental de um Pavimento com Base e Sub-Base Compostas com Resíduos Sólidos da Indústria da Construção Civil - Ensaio de Viga Benkelman.** Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2004.
- ASTM - American Society for Testing and Materials **D-6951. Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.** USA, 2003.
- BARBOSA, M. F. C. **Aplicação da reciclagem como alternativa do gerenciamento para entulho: O caso da construtora Everest Construmar.** Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade de Salvador. Salvador, 2004.
- BATALIONE, G. **Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedra de uma rocha granítica.** Dissertação de mestrado. Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília, 2007.
- BERNUCCI, L.B. ; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. S.. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros,** Livro, PETROBRÁS ABEDA. Rio de Janeiro, 2008.
- BERTI, C. **Avaliação da capacidade de suporte de solos "In Situ" em obras viárias através do cone de penetração dinâmica em estudo experimental.** Dissertação de mestrado. Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas, 2005.
- CAMAPUM, J.; FERNANDES, A.J.C.; OLIVEIRA, J.C.; GOURVÈS, R.P.H.; REZENDE, L.R. **Avaliação do pressiómetro Pencil e do penetrômetro PANDA para uso em pavimentação.** 37ª Reunião anual de pavimentação - 11º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Goiânia, 2006.
- CARDOSO, A. C.; TRICHÊS, G. **Proposição de uma Metodologia para Utilização do Penetômetro Dinâmico de Cone no Controle da Execução da Camada Final de Terraplenagem.** 32ª Reunião Anual de Pavimentação. p. 661 a 673. Brasília, 2000.
- CARDOSO, A. C.; TRICHÊS, G. **Utilização do Penetrômetro Dinâmico de Cone no Controle Tecnológico de Camadas Finais de Aterros Rodoviários e na Avaliação da sua Capacidade de Suporte.** 31ª Reunião anual de Pavimentação, vol. 2, p.686 a 699. São Paulo, 1998.
- CARDOSO, A.B.; TRICHÊS, G. **Avaliação da Capacidade Suporte de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone.** XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG) - Volume I. Brasília, 1998

- CARNEIRO, A. P.; PINTO, T., P.; BRUM, I. A. S.; CASSA, J. C. S. **Reciclagem de Entulho para Produção de Materiais de Construção**: Projeto entulho bom. Salvador, 2001.
- CARVALHO, D. C. **Estabilização de Solos com Cal Para Uso em Barragens**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, 2010.
- CARVALHO, J. B. Q. **Propriedades e Comportamento de Solos Lateríticos Estabilizados com Cal**. In: 23ª Reunião Anual de Pavimentação. Anais ABPv. p.690-706, 1988.
- CASSAN, M. **Les essays is situ en mécanique des sols**. Volume 1, Réalisation et interprétations, p.146-151. Eyrolles, 1988.
- CHAIGNEAU, L.; BACCONNET, C.; GOURVÈS, R. **Penetration test coupled with geotechnical classification for compaction control**. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, GEOENG, França, 2000.
- CNT – Confederação Nacional do Transporte. **Pesquisa CNT de rodovias 2011: Relatório Gerencial**. Confederação Nacional De Transportes. Brasília, 2009.
- CONAMA – Conselho Nacional do meio Ambiente. **Resolução nº 237, 19 de Dezembro de 1997**. Disponível em: < <http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res97/res23797.html>>. Acesso em 03.07.2012.
- Resolução nº 307, 5 de Julho de 2002**. Disponível em:
<<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html>>. Acesso em 03.07.2012.
- CRISTELO, N. M. C. **Estabilização de solos residuais graníticos através de adição de cal**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade do Minho. Portugal, 2001.
- CUNHA, N.L. **Uso de Materiais Não Convencionais para Base de Pavimentos Asfálticos no Município de Aparecida de Goiânia- GO**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2011.
- CURADO, T.S.; REZENDE, L.R. **Ensaio laboratoriais com misturas de solo, fosfogesso e estabilizantes químicos para fins de pavimentação**. In: 17ª REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA. Porto Alegre, 2011.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL (DNPM-BRASIL). **Anuário Mineral Brasileiro ano base 2010**. Disponível em:
<<http://www.dnpm.gov.br/conteudo.asp?IDSecao=68&IDPagina=2005>>. Acesso em 04.07.2012.
- DEPLAGNE, F.; BACCONNET, C. **Analyse Structurale d'une digue em Argile**. Laboratoire de Génie Civil, Cust, Université Blaise Pascal. Clermon Ferrant, 1993.
- DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, **PRO 011/79: Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1979.
- _____. **ES 303/86. Método de nível e mira para calibração de sistemas medidores de irregularidade tipo resposta**. Rio de Janeiro, 1997.
- _____. **ME 030/94. Solos – Determinação as relações sílica-alumina e sílica sesquióxidos**. Rio de Janeiro, 1994.
- _____. **ME 049/94. Solos – Determinação do índice de Suporte California utilizando amostras não trabalhadas**. Rio de Janeiro, 1994.

- _____. ME 054/94. **Equivalente de areia**. Rio de Janeiro, 1994.
- _____. ME 061/94. **Pavimento – Delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman**. Rio de Janeiro, 1994.
- _____. ME 080/94. **Solos – Análise granulométrica por peneiramento**. Rio de Janeiro, 1994.
- _____. ME 082/94. **Determinação de limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1994..
- _____. ME 129/94. **Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas**. Rio de Janeiro, 1994.
- DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. PRO 006/2003. **Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos**. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. ME 055/04 – ME. **Pavimento rígido – Prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto e avaliação de pavimento**. Rio de Janeiro, 2004..
- FARIA, L. F. **Ensaio laboratoriais com mistura de solo, fosfogesso e cal**. Relatório final do Projeto de Iniciação Científica em Engenharia Civil, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. 2007.
- Fernandes et al. **Relatório de Tendências Tecnológicas Brasil 2015. Geociências e Tecnologia Mineral**. SGB/CPRM – Serviço Geológico do Brasil. CETEM - Centro de Tecnologia Mineral, 2007.
- FERREIRA, C. J. **Estabilização de solos com cal – uso da metodologia MCT**. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, 2006.
- FONTES, L. P. T. L. **Contribuição à Investigação Geotécnica de Vias Urbanas Não Pavimentadas Através do Emprego do Penetrômetro Dinâmico de Cone**. Dissertação de Mestrado. Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2001.
- GOURVÈS, R. **Le Panda: Pénétrömètre Dynamique Léger À Énergie Variable Pour La Reconnaissance des Sols**. Laboratoire Lermes. Université Blaise Pascal, Clermon Ferrant, 1991.
- GOURVÈS, R.; BARJOT, R. **The Panda ultralight dynamic penetrometer**. The Interplay between Geotechnical Engineering and Engineering Geology. Vol. 3, Proc 11, Euro. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Copenhagen, 1995.
- GUEDES, S. B. **Estudo da viabilidade técnica do Cone de Penetração Dinâmica (CPD), do Cone de Penetração Estática (CPE) e do penetrômetro PANDA no dimensionamento de pavimentos urbanos**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2008.
- GUIMARÃES, J. E. P. **Estabilização de solos – nova e importante aplicação da cal, seus conceitos e suas vantagens**. São Paulo, 1971.
- HARISON, J. A. **Correlation Between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of Soil**. Proc. Instn. Civ. Engs. Part 2, 93, Technical Note. Indonésia, 1987.

- HEYN, A. **Aplicações do Penetrômetro Dinâmico de Ponta de Cone na Avaliação de Estruturas de Pavimentos**. 21ª Reunião de Pavimentação. Salvador, 1986.
- HORVATH, A. **A life cycle analysis model and decision support tool for selecting recycled versus virgin materials for highway application**. Department of Civil and Environmental Engineering University of California. University of California Transportations Center (UCTC). California, 2003.
- HUANG, Y.H. **Pavement Analysis and Design**. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1993.
- HUSEYIN, A.; GURER, C. **Use of aggregates produced from marble quarry waste in asphalt pavements**. Department of Construction, Technical Education Faculty, Afyon Kocatepe University. Turkey, 2007.
- JADOVSKI, I. **Diretrizes técnicas e econômicas para usinas de reciclagem de resíduos de construção e demolição**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.
- JOHNSTON, M. G. **Desempenho de pavimentos com materiais alternativos do estado do Rio Grande do Sul**. Tese de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2010.
- KLEYN E.G. **The use of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP)**. Report L2/74. Transvaal Provincial Road Administration, Pretoria, South Africa, 1975.
- KLEYN, E.; SAVAGE, P. E., **The Application of the Pavement DCP to Determine the Bearing Properties and Performance of Road Pavement**. Proc. Int. Symp. On Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, 1982.
- KLEYN, E.; VAN ZYL, G. D. **Application of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) to Light Pavement**. Proc. Ist. Int. Symp. on Penetration Testing, Orlando, 1988.
- KLEYN, E. G.; MAREE, J. H.; SAVAGE, P. F. **The Application of a Portable Pavement Dynamic Cone Penetrometer to Determine in Situ Bearing Properties of Road Pavement Layers And Subgrades in South Africa**. In: Proceedings Of Second European Symposium On Penetration Testing, Amsterdam, 1982.
- KRYCKYJ, P. R.; TRICHÊS, G. **Aproveitamento de entulho da construção civil na pavimentação urbana**. Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental. São José dos Campos, 1999.
- KRYCKYJ, P. R.; TRICHÊS, G. **Use of civil construction waste in urban pavements: a feasibility study**. 5th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development. COD 142, ID 065. Belo Horizonte, 2000.
- KRYCKYJ, P.R.; TRICHÊS, G. **Use of Civil Construction Waste in Urban Pavements: A Feasibility Study**. 5th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development. Belo Horizonte, 2000.
- LEITE, F. C. **Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos**. Dissertação de Mestrado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo do Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo, 2007.

- LEITE, F. C.; MOTTA, R. S.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L.. **Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements.** Construction and Building Materials, 25, 2011, p. 2972-2979.
- LIMA, F. S. N. **Aproveitamento de resíduos de construção na fabricação de argamassas.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Urbana da Universidade Federal de Paraíba. João Pessoa, 2005.
- LIVNEH, M; ISHAI, I., **The Relationship Between In-Situ CBR Test and Penetration Tests.** Proc. Ist. Int. Symp. on Penetration Testing, ISOPT-1. Orlando, 1988.
- LIVNEH, M. **Thickness-Deficiency Determination for Overlay Design of Flexible Pavements.** Second International Symposium on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control. Alabama, USA, 2001.
- LOVATO, R. S. **Diretrizes técnicas e econômicas para usinas de reciclagem de resíduos de construção e demolição.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.
- LUZ, M.P. **Aproveitamento de fíler de pedreiras da região metropolitana de Goiânia em pavimentos flexíveis urbanos.** Programa de Doutorado em Ciências Ambientais da Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2008.
- MATOS, T.H.C., **Caracterização hidro-mecânica do fosfogesso e das misturas solo-fosfogesso.** Dissertação de mestrado do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Brasília, 2011.
- MEDEIROS JR, **Caracterização mecânica de misturas asfálticas por meio de módulo dinâmico,** Dissertação de M.Sc., UFCE, Fortaleza, CE, Brasil, 2006.
- MEDINA, J.; MOTTA, R. S.. **Mecânica dos Pavimentos.** Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 2005.
- MENDES, K.S. **Viabilidade de Emprego de Finos de Basalto em Concreto Compactado a Rolo.** Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.
- MESQUITA, G.M. **Aplicação de misturas de fosfogesso e solos tropicais finos na pavimentação.** Dissertação de Mestrado em Engenharia do Meio Ambiente da Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2007.
- METOGO, D. A. N. **Construção e Avaliação Inicial de um Trecho de Pavimento Asfáltico Composto de Misturas de Fosfogesso, Solo Tropical e Cal.** Dissertação de Mestrado em Geotecnia da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2010.
- MIRANDA, L. F. R.; ÂNGULO C. S.; CARELI E. D.. **A reciclagem de resíduos de 1986-2008.** Centro de Tecnologia e Geociências Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2008.
- MOTTA, R. S. **Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da Construção Civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego.** Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

- NOGAM, J. S., VILLIBOR, D.F. **Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias**. Anais do Simpósio de Solos Tropicais em Engenharia, Vol 1, 30/41, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1981.
- NOGAMI, J.S, VILLIBOR D.F. **Características e desempenho de segmentos de pavimentos rodoviários com base em argila laterítica**. 24ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belém, 1990.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. Escola Politécnica da USP. Brasil Editora, São Paulo, 1995.
- OLIVEIRA J. A. **Materiais alternativos de pavimentação a necessidade de praticá-los**. Unidade de Normas e Pesquisas do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul UNP/DAER-RS. Anais do II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Porto Alegre, 2000.
- OLIVEIRA, J.C. **Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis**. Tese de Doutorado da Universidade de Brasília. Brasília, 2007.
- OLIVEIRA, J.C.; REZENDE, L.R.; GUIMARÃES, R. C.; CAMAPUM, J. **Variação dos Parâmetros de Compactação e CBR de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil, nº 89**. 36ª Reunião Anual de Pavimentação (36ª RAPv), Curitiba, 2005.
- OLIVEIRA, L. E. **Contribuição à Implantação de Obras Viárias Urbanas de Baixo Volume de Tráfego com Uso de Solos Transicionais**. Tese de Doutorado do ITA. São José dos Campos, 1998.
- OLIVEIRA, L. E.; VERTAMATI, E. **Análise de Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego Executado Com Solos Transicionais**. I Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. SINBATRA, vol. 1, p.325 a 344. Rio de Janeiro, 1997.
- OLIVEIRA, L. E.; VERTAMATI, E. **Utilização do Cone de Penetração Dinâmica (DCP) na Avaliação Estrutural de Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego**. 31ª Reunião Anual de Pavimentação, vol. 1, pág. 616 a 628, São Paulo, 1998.
- ORTIZ, J.A. **Estudo de misturas de solo e fosfogesso com vistas a sua utilização em rodovias**. Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 1997.
- PAIVA, C. E. L; CAUSSIN, P. B. **Estudo de avaliações das condições estruturais de um pavimento a partir de bacias de deformação**. 32ª Reunião Anual de Pavimento, ABPv, Brasília, 2000.
- PALMEIRA, E.M. **Melhoria de Solos**. Publicação GA 001A/90, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 1990.
- PEREIRA, E.L; RIBEIRO, L.F.M.; CAMAPUM, J.; CHAVES, A.K.D. **Estabilização de um latossolo do DF com utilização de minério de ferro**. II Seminário de Solos Tropicais do Centro-Oeste, Goiânia, 2005.
- PINTO, C. S. **Estabilização de pavimentos com cal**. In: V Reunião Aberta da Indústria de Cal. São Paulo, 1985.
- PINTO, S.; PRESSLER, E.S. **Pavimentação Rodoviária, Conceitos Fundamentais sobre pavimentos flexíveis**., Synergia, IBP. Rio de Janeiro, 2010.

- PINTO, T.P. **Reciclagem de entulho para produção de materiais de construção.** Projeto entulho bom. Editora EDUFBA. Salvador, 2001.
- PISSATO, E.; SOARES, L. **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. São Paulo, 2005.
- QUEIROZ, C. A. V. **Performance prediction models for pavement management in Brazil.** Tese de Doutorado da University of Texas. Austin, 1981.
- RESPLANDES, H. M. S. **Estudo Ambiental e Técnico da Aplicação do Agregado Reciclado na Estrutura de Pavimentos Flexíveis.** Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2007.
- REZENDE, L. R. **Técnicas alternativas para construção de bases de pavimentos rodoviários.** Dissertação de Mestrado em Geotecnia da Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília. 1999.
- REZENDE, L. R. **Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis.** Tese de Doutorado em Geotecnia da Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Brasília. 2003.
- REZENDE, L. R. **Projeto de Utilização do Fosfogesso em Obras Geotécnicas.** Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de Goiás. Goiânia, 2007.
- REZENDE, L. R.; CAMAPUM, J.; VALE, C. C. L.; BATALIONE, G.; OLIVEIRA, J. C.; ARAÚJO, L. M.; D. **Estudo de Materiais Não Convencionais para Utilização em Sub-Base e Base de Pavimentos Flexíveis.** In: CAMAPUM, J.; CORDÃO NETO, M.; AGUIAR, L. A. (Org.), Livro Comemorativo dos Vinte Anos do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Brasília: Editora FT, 2009, p. 101-131.
- Ribeiro, F. **Avaliação do Comportamento estrutural de uma via com aplicação de entulho em sua base.** Dissertação de Mestrado. Pós –Graduação em Engenharia do Meio Ambiente. Universidade Federal de Goiás, Anápolis – GO, 2001. 105p.
- RICCI, G. **Estudo de características mecânicas do concreto compactado com rolo com agregados reciclados de construção e de demolição para pavimentação.** Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.
- ROCHA, M. F. **Avaliação do Comportamento Hidráulico de Solos Estabilizados com Cal para Aplicação em Barragens.** Trabalho de Conclusão de Curso da Engenharia Civil da Universidade Estadual de Goiás. Anápolis, GO, 2010.
- ROHN, S. A.; NOGUEIRA, J. B. **Determinação de Mini-CBR através do Ensaio de Penetração Dinâmica.** XXIV Reunião Anual de Pavimentação. Rio de Janeiro, 1990.
- RUFO, R. C. **Estudo laboratorial de misturas de fosfogesso, solo tropical e cal para fins de pavimentação.** Dissertação de Mestrado em Meio Ambiente da Universidade Federal de Goiás. Área de Concentração: Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Goiânia, 2009.
- SALOMÃO, D. A. **Estabilização de solos com cal para uso em pavimentação.** Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás. Anápolis, 2005.

- SANT'ANA W. C. e BERNUCCI L. L. B.; **Contribuição ao Estudo das Rodovias de Baixo Volume de Tráfego do Estado do Maranhão.** XVIII ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes.
- SILVA Júnior, F. A. S. **Cone de Penetração Dinâmica (DCP): Uma Alternativa Ao Dimensionamento De Pavimentos Urbanos.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2005.
- SILVA, A. L. A. **Aplicação de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Bases e Sub-Base de Pavimentos.** Trabalho de Conclusão do Curso de Infraestrutura de Vias do Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás. Goiânia, 2004.
- SILVA, M. F. **Estudo Comparativo de dois solos argilosos estabilizados com cal.** Dissertação de Mestrado do Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Lisboa. Lisboa, 2010.
- SILVA, J. P. S. **Impactos ambientais causados por mineração.** Revista Espaço da Sophia - n° 08, Mensal – Ano I. ISSN 1981- 318X, Novembro, 2007.
- SILVA, M. T. M. G. **Estabilização de Solos Finos com Cal para Fins de Pavimentação Rodoviária – Efeito da Carbonatação.** Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás. Anápolis, 2006.
- SILVEIRA, L. R. **Reaproveitamento de finos de pedreiras em pavimentação: Uma abordagem técnica e econômica.** Dissertação de mestrado da Escola de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia do Meio Ambiente, Universidade Federal de Goiás. Goiânia, 2010.
- SIRIGIRIPET, S. K. **Experimental and Field Studies on Recycled Materials as Pavement Bases.** Faculty of the Graduate School of the University of Texas at Arlington. Texas, 2007.
- SMITH, R. B.; PRATT, D. N. **A Field Study of In Situ California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Testing for Road Subgrade Investigations.** Australian Road Research, 1983.
- TORRES, M. S. **Capacidade de suporte de la subrasante y los materiales pétreos.** Laboratório de Pavimentos. Disponível em <<http://fing.javeriana.edu.co/ingeniaria/publicaciones>>. Acesso em 11.03.2011.
- TRICHÊS, G.; PAI, C.M.D.; FONTES, L.P.T. **Procedimentos Técnicos para o Emprego do Cone de Penetração Dinâmica na Construção e Investigação dos Pavimentos Urbanos.** 35ª Reunião Anual De Pavimentação. Rio De Janeiro, 2004.
- TRICHÊS, G. **Determinação do coeficiente de Poisson de solos compactados no ensaio triaxial dinâmico e o cálculo da deflexão de pavimentos.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1985.
- VAN NIEKERK, A. A. **Mechanical Behavior and Performance of Granular Bases and Sub-bases in Pavements.** Technische Universiteit Delft (DUT). Delft University Press, Netherlands, 2002.
- VASCONCELOS, K. L.; SOARES, J. B. **Influência dos métodos de ensaio para determinação das densidades real e aparente de agregados na dosagem de misturas asfálticas.** Anais da 34ª Reunião Anual de Pavimentação. Campinas, 2003.

WILLIS M. R. The effect of filler loading and process route on the three-point bend performance of waste based composites. Department of Materials Engineering, Interdisciplinary Research Centre, School of Engineering, University of Wales Swansea, Singleton Park, Swansea, 2003.

WINKLER, H.G. Petrogênese das rochas metamórficas. São Paulo: Edgard Blücher; Porto Alegre: URGS, 1977.

ZHU, J.; WU, S; ZAONG, J.; WANG, DI. Investigation of asphalt mixture containing demolition waste obtained from earthquake-damaged buildings. Construction and Building Materials, 29, 2012, p. 466-475.

ZORDAN, S. E. A utilização do entulho como agregado na confecção do concreto. Dissertação de Mestrado submetida ao Departamento de Saneamento e Meio Ambiente da Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 1997.