

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana

**CONSIDERAÇÕES SOBRE MISTURAS DE SOLOS TROPICAIS
ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE PARA USO COMO CAMADA DE
PAVIMENTO URBANO**

MAURÍCIO MALANCONI

São Carlos

2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana

**CONSIDERAÇÕES SOBRE MISTURAS DE SOLOS TROPICAIS
ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE PARA USO COMO CAMADA DE
PAVIMENTO URBANO**

MAURÍCIO MALANCONI

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Orientação: Prof. Dr. Marcos Antônio Garcia Ferreira.

São Carlos

2013

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

M237cm Malanconi, Maurício.
Considerações sobre misturas de solos tropicais estabilizados quimicamente para uso como camada de pavimento urbano / Maurício Malanconi. -- São Carlos : UFSCar, 2013.
94 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2012.

1. Engenharia urbana. 2. Solos - compactação. 3. Solo-cimento. 4. Solo-cal. I. Título.

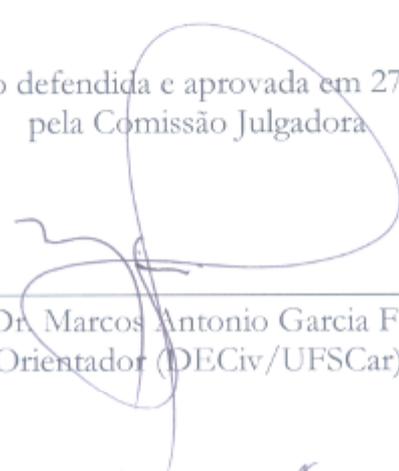
CDD: 711 (20^a)



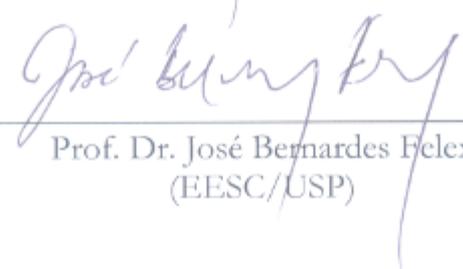
FOLHA DE APROVAÇÃO

MAURICIO MALANCONI

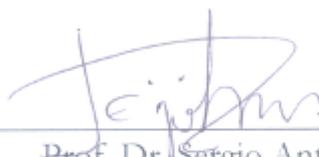
Dissertação defendida e aprovada em 27/11 /2012
pela Comissão Julgadora



Prof. Dr. Marcos Antonio Garcia Ferreira
Orientador (DECiv/UFSCar)



Prof. Dr. José Bernardes Felex
(EESC/USP)



Prof. Dr. Sérgio Antonio Röhm
(DECiv/UFSCar)



Prof. Dr. Ricardo Siloto da Silva
Coordenador do CPGEU

“A maior dificuldade do mundo não é fazer com que as pessoas aceitem novas ideias, mas sim fazê-las esquecer as velhas”

John Maynard Keynes

AGRADECIMENTOS

O desenvolvimento e a conclusão deste trabalho só foram possíveis graças ao incentivo e à colaboração direta de algumas pessoas. Aproveito a oportunidade para manifestar a minha gratidão a todos:

Ao meu orientador Prof. Dr. Marcos Antônio Garcia Ferreira, fundamental na realização deste trabalho. Obrigado pela dedicação e confiança;

Aos docentes do Departamento de Engenharia Civil (DECiv) e do Programa Pós-Graduação em Engenharia Urbana (PPGEU) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), mestres fundamentais para minha formação acadêmica;

Ao Laboratório de Estradas do Departamento de Engenharia Civil (DECiv) da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar) em especial ao laboratorista Sidnei Smuzetti pelo auxílio constante na realização dos ensaios;

Aos laboratoristas Jéssica Pereira Minervino e Henrique Lopes Reis da empresa Suporte Sondagens e Investigações Ltda. pelo apoio na execução dos últimos ensaios de laboratório, resultados indispensáveis para a elaboração desta pesquisa;

Aos meus pais (Carlos e Márcia) e aos meus irmãos (Marcelo e Mayra), em especial à minha mãe, Prof. Dra. Márcia Regina Teixeira da Encarnação pela revisão do trabalho, pelo exemplo de dedicação acadêmica e, sobretudo pelo incansável incentivo à conclusão desta dissertação;

À minha avó Esther dos Anjos Pereira (*in memoriam*), pelo amor que dela recebi;

À Anéli de Almeida, engenheira, namorada, minha fiel companheira desde a época da graduação, pelo amor dedicado, pelas palavras de incentivo, pelo estímulo diário na realização deste trabalho e também por compreender a necessidade da minha ausência;

A todos os meus amigos de Santos e de São Paulo, especialmente aos “irmãos” da república *Reprivada*, que transformaram a vida acadêmica em momentos inesquecíveis;

Aos proprietários da empresa Canhedo Beppu Engenheiros Associados Ltda, por aceitar a minha ausência devido às viagens até São Carlos, durante o período de cumprimento das disciplinas obrigatórias e da coleta de material necessário para as análises, possibilitando, assim o desenvolvimento e a conclusão deste trabalho.

RESUMO

Em vista da carência de infra-estrutura básica nas cidades brasileiras, principalmente no que se refere às redes de pavimentação, faz-se de fundamental importância um estudo que permita conhecer as características geológicas dos materiais disponíveis e as suas possibilidades de utilização como camada de pavimento após a incorporação de aditivos. Esta dissertação tem como objetivo principal determinar, em laboratório, os resultados mecânicos da mistura solo-aditivo, a fim de se avaliar o desempenho estrutural de solos tropicais estabilizados quimicamente.

Traz ainda, como objetivos específicos, comparar os aditivos tradicionais - cimento e cal - com uma opção de aditivo disponível no mercado brasileiro; analisar a possibilidade de utilização desses solos estabilizados em camadas de pavimentos urbanos e obter resultados de referência que venham a fornecer subsídios aos projetistas de pavimento.

Esta pesquisa desenvolve-se a partir da coleta de 4 (quatro) amostras de solo em diferentes pontos do município de São Carlos/S.P., com as quais se realizou uma série de ensaios de *Capacidade de Suporte (CBR)*, *Expansão (E_{XP})* e de *Resistência a Compressão Simples (R_C)*.

Fez-se a avaliação dos solos tropicais através da determinação das propriedades mecânicas das misturas de solo e aditivo, em termos de capacidade de suporte, expansão e compressão simples. Os resultados foram obtidos após a compactação da mistura, em corpos de prova e com o emprego das metodologias de ensaio normalizadas.

Após uma larga série de ensaios de laboratório, desenvolveu-se, para cada amostra, uma análise crítica do desempenho estrutural, primeiramente, em sua condição natural e, depois, no comportamento estrutural de cada uma delas, após a incorporação dos aditivos supracitados.

A pesquisa demonstrou que o melhor comportamento estrutural de todas as amostras coletadas, nas diversas condições de estabilização, ocorreu com a amostra ST-03 que, estabilizada com 6% de cimento, obteve em laboratório desempenho satisfatório para emprego como camada de base de pavimento.

Palavras-chave: Solos estabilizados; Solo-cimento; Solo-cal; Solo aditivado; Comportamento estrutural; Índice de Suporte Califórnia. Resistência a Compressão Simples.

ABSTRACT

In view of the lack of basic infrastructure in Brazilian cities, especially in regard to paving networks, it is of fundamental importance a study to ascertain the geological characteristics of the materials available and their potential use as pavement layer after incorporation of additives. This thesis aims at determining, in the laboratory, the mechanical results of soil-additive mixture, in order to evaluate the structural performance of chemically stabilized tropical soils.

It also brings, specific objectives, comparing traditional additives - cement and lime - with another additive available in the Brazilian market; analyzing the possibility of using these stabilized soils in urban pavement layers and obtaining reference results that may provide subsidies for pavement designers.

This research develops from the collection of four (4) soil samples at different points in São Carlos/SP, with whom has been conducted a series of tests: California Bearing Ratio, Expansion and Compression Test.

There was an evaluation of soils by determining the mechanical properties of the mixed soil and additive, in terms of carrying capacity, simple compression and expansion. The results were obtained after compression of the mixture in the test specimens and the use of standardized testing methodologies.

After a long series of laboratory tests developed for each sample, a critical analysis of structural performance, primarily in its natural condition, then with the structural behavior of each of them, after the incorporation of additives.

Research has shown that the best structural behavior of all samples collected in the different conditions of stabilization occurred with the sample ST-03 which, stabilized with 6% cement, obtained in laboratory satisfactory performance for use as the base layer of pavement.

Keywords: Soil stabilized, Soil-cement, soil-lime, soil additive; structural behavior; Index Support California. Compression Test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Calçada de Lorena. Disponível em: http://vipbus.wordpress.com/2009/11/29/as-curvas-da-estrada-de-santos/ . Acesso em: 24/08/2012.....	18
Figura 2 – Inauguração da Via Anchieta, em 1947. Foto: Rafael Dias Herrera. Acervo Fundação Arquivo e Memória de Santos (FAMS). Disponível em:.....	19
Figura 3 – Estrada Real. Disponível em: http://primeirafonte.blogspot.com.br/2011/01/ouros-e-diamantes-da-estrada-real.html . Acesso em: 24/08/2012.....	20
Figura 4 – Detalhe do calçamento da estrada. Disponível em:.....	21
Figura 5 – Ponte das Garças, Três Rios. Álbum da Estrada União e Indústria. Disponível em: http://pt.scribd.com/doc/37370046/Os-Caminhos-Antigos-no-Territorio-Fluminense . Acesso em 26/08/2012.....	22
Figura 6 – Avanço da malha viária ao longo dos anos. Disponível em: http://www.usp.br/fau . Acesso em: 29/08/2012.....	24
Figura 7 – Gráfico de Plasticidade.....	28
Figura 8 – Fluxograma dos Grupos de Ensaios da Metodologia MCT.....	32
Figura 9 – Compactadores ensaios MCV, Mini-MCV e Sub-MCV (NOGAMI e VILLIBOR, 2005).....	32
Figura 10 – Ensaio Mini-MCV – Altura versus número de golpes, adaptado de Silva et. al. (2010).....	34
Figura 11 – Ensaio Mini-MCV – Curvas de compactação, adaptado de Silva et. al. (2010).....	35
Figura 12 – Exemplo de resultado do ensaio de perda de massa por imersão, no caso para Mini-MCV = 10, adaptado de Silva et. al. (2010).....	36
Figura 13 – Carta de classificação para solos finos tropicais (MCT).....	37
Figura 14 – Gráfico pressão versus penetração (Ensaio CBR), adaptado de Silva et. al. (2010).....	45
Figura 15 – Determinação final do Índice de Suporte Califórnia, adaptado de Silva et. al. (2010).....	45
Figura 16 – Gráfico tensão versus deformação específica, Silva et. al. (2010).....	47
Figura 17 - Localização da Cidade de São Carlos Fonte: http://www.saocarlos.usp.br	48
Figura 18 - Mapa Geológico da Região de São Carlos. Extraído e modificado de CPRM e Google Earth.....	49
Figura 19 - Pontos de coleta das sondagens a trado: ST-01 e ST-02.....	52
Figura 20 - Pontos de coleta das sondagens a trado: ST-03 e ST-04.....	52
Figura 21 – Dosagem de Solo- Cal (5%), 5.000g de solo para 250g de cal.	53

Figura 22 – Dosagem de Solo- Cimento (5%), 5.000g de solo para 250g de cimento.	54
Figura 23 – Corpos de prova durante o período de imersão (quatro dias).	55
Figura 24 – Prensa utilizada no ensaio de CBR e de Compressão Simples	56
Figura 25 - Preparação das amostras antes do ensaio Mini-MCV	57
Figura 26 - As cinco amostras com teores de umidade crescente (ST-03 e ST-04)	57
Figura 27 - Os cinco corpos de prova (ST-04) moldados e imersos durante o ensaio de perda de massa por imersão.....	59
Figura 28 - Carta de classificação para solos finos tropicais com os resultados de cada sondagem	60
Figura 29 – Determinação do limite de liquidez das amostras ensaiadas.	61
Figura 30 – Curva de distribuição granulométrica das amostras.	62
Figura 31 – Curva de compactação do solo in natura (teor de umidade versus densidade).	64
Figura 32 – Curva de compactação do solo com 5% de cimento (teor de umidade versus densidade).	65
Figura 33 – Curva de compactação do solo com 6% de cimento (teor de umidade versus densidade).	66
Figura 34 – Curva de compactação do solo com 5% de cal (teor de umidade versus densidade).	66
Figura 35 – Curva de compactação do solo com 6% de cal (teor de umidade versus densidade).	67
Figura 36 – Curva de compactação do solo com 5% de aditivo (teor de umidade versus densidade). ..	68
Figura 37 – Curva de compactação do solo com 6% de aditivo (teor de umidade versus densidade). ..	69
Figura 38 – Curva de Expansão do solo in natura (Expansão versus teor de umidade).	70
Figura 39 – Curva de CBR do solo in natura (CBR versus teor de umidade).	71
Figura 40 – Curva de Expansão do solo com 5% de cimento (Expansão versus teor de umidade).	72
Figura 41 – Curva de CBR do solo com 5% de cimento (CBR versus teor de umidade).	72
Figura 42 – Curva de Expansão do solo com 6% de cimento (Expansão versus teor de umidade).	73
Figura 43 – Curva de CBR do solo com 6% de cimento (CBR versus teor de umidade).	73
Figura 44 – Curva de Expansão do solo com 5% de cal (Expansão versus teor de umidade).	74
Figura 45 – Curva de CBR do solo com 5% de cal (CBR versus teor de umidade).	75
Figura 46 – Curva de Expansão do solo com 6% de cal (Expansão versus teor de umidade).	75
Figura 47 – Curva de CBR do solo com 6% de cal (CBR versus teor de umidade).	76
Figura 48 – Curva de Expansão do solo com 5% de aditivo (Expansão versus teor de umidade).	77

Figura 49 – Curva de CBR do solo com 5% de aditivo (CBR versus teor de umidade).....	77
Figura 50 – Curva de Expansão do solo com 6% de aditivo (Expansão versus teor de umidade).	78
Figura 51 – Curva de CBR do solo com 6% de aditivo (CBR versus teor de umidade).....	78
Figura 52 – Ensaio de Compressão Simples (sete dias) do solo in natura (Deformação versus Tensão).	79
Figura 53 – Dispersão dos resultados de CBR para cada tipo de estabilização.....	87

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Evolução da Rede Rodoviária Federal e Estadual (km)	24
Quadro 2 - Símbolos do sistema de classificação unificada	27
Quadro 3 - Sistema classificatório de solos HRB, adaptado de Balbo (2007)	29
Quadro 4 - Grupos de solos com comportamento laterítico.....	37
Quadro 5 - Grupos de solos com comportamento não laterítico	38
Quadro 6 - Quadro resumo com a identificação e a localização das amostras coletadas.....	52
Quadro 7 - Coeficientes obtidos pela metodologia Mini-MCV	58
Quadro 8 - Coeficientes obtidos pelo ensaio da perda de massa por imersão.....	59
Quadro 9 - Resultados da classificação MCT para cada sondagem	60
Quadro 10 – Resultados dos Limites de Atterberg.	62
Quadro 11 - Composição granulométrica das amostras.....	63
Quadro 12 – Classificação HRB.....	63
Quadro 13 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo in natura.	64
Quadro 14 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 5% de cimento.	65
Quadro 15 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 6% de cimento.	66
Quadro 16 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 5% de cal.	67
Quadro 17 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 6% de cal.	68
Quadro 18 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 5% de aditivo.	68
Quadro 19 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 6% de aditivo.	69
Quadro 20 – CBR e Expansão do solo in natura.	71
Quadro 21 – CBR e Expansão do solo com 5% de cimento	72
Quadro 22 – CBR e Expansão do solo com 6% de cimento	74
Quadro 23 – CBR e Expansão do solo com 5% de cal	75
Quadro 24 – CBR e Expansão do solo com 6% de cal	76
Quadro 25 – CBR e Expansão do solo com 5% de aditivo.....	77
Quadro 26 – CBR e Expansão do solo com 6% de aditivo.....	79
Quadro 27 – Resistência a Compressão Simples do solo in natura.	80
Quadro 28 – Resistência à Compressão Simples com 5% de cimento.	80

Quadro 29 – Resistência à Compressão Simples com 6% de cimento.	80
Quadro 30 – Resistência à Compressão Simples com 5% de cal.	80
Quadro 31 – Resistência à Compressão Simples com 6% de cal.	81
Quadro 32 – Resistência à Compressão Simples com 5% de aditivo.	81
Quadro 33 – Resistência à Compressão Simples com 6% de aditivo.	81
Quadro 34 – Caracterização das amostras com o solo in natura.	82
Quadro 35 – Comportamento estrutural das amostras com o solo in natura.	82
Quadro 36 – Comportamento estrutural das amostras com 5% de cimento.	82
Quadro 37 – Comportamento estrutural das amostras com 6% de cimento.	82
Quadro 38 – Comportamento estrutural das amostras com 5% de cal.	83
Quadro 39 – Comportamento estrutural das amostras com 6% de cal.	83
Quadro 40 – Comportamento estrutural das amostras com 5% de aditivo.	83
Quadro 41 – Comportamento estrutural das amostras com 6% de aditivo.	83
Quadro 42 – Resultados de Resistência a Compressão Simples (7 dias).	88
Quadro 43 – Resultados de CBR e Resistência a Compressão Simples (7 dias).	89

SUMÁRIO

RESUMO	VI
ABSTRACT	VII
1. INTRODUÇÃO	15
2. COMUNICAÇÕES TERRESTRES NO BRASIL	18
3. SOLOS	25
3.1 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS	26
3.1.1 CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA (U. S. C. S.).....	27
3.1.2 CLASSIFICAÇÃO HRB.....	29
3.1.3 CLASSIFICAÇÃO MCT	31
3.1.3.1 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - MINI-MCV	32
3.1.3.2 PERDA DE MASSA POR IMERSÃO (Pi)	35
3.1.3.3 ENSAIO DE CAPACIDADE DE SUPORTE – MINI-CBR.....	38
3.1.3.4 ENSAIO DE EXPANSÃO	39
3.1.3.5 ENSAIO DE CONTRACÃO	39
3.1.3.6 ENSAIO DE INFILTRABILIDADE	39
3.1.3.7 ENSAIO DE PERMEABILIDADE	39
3.2 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA	40
3.2.1 SOLO-CIMENTO.....	41
3.2.2 SOLO-CAL.....	42
3.3 ENSAIOS MECÂNICOS	43
3.3.1 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC)	43
3.3.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES	46
4. METODOLOGIA	48
4.1 ÁREA DE ESTUDO.....	48
4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA DA REGIÃO	49
4.3 PONTOS DE COLETA DAS AMOSTRAS	51
4.4 DOSAGEM	53
4.4.1 SOLO-CAL.....	53
4.4.2 SOLO-CIMENTO.....	53
4.4.3 SOLO-ADITIVO	54
4.5 CLASSIFICAÇÃO MCT	54
4.6 LIMITES DE LIQUIDEZ E DE PLASTICIDADE.....	54
4.7 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA.....	54
4.8 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	55
4.9 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) E EXPANSÃO.....	55

4.10 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES	55
5. PROCEDIMENTOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	56
5.1 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS	56
5.2 ENSAIO MINI-MCV	57
5.3 ENSAIO DE PERDA DE MASSA POR IMERSÃO (PI)	58
5.4 RESULTADO DA CLASSIFICAÇÃO MCT	60
5.5 LIMITES DE LIQUIDEZ E DE PLASTICIDADE	61
5.6 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	62
5.7 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	63
5.7.1 SOLO IN NATURA	64
5.7.2 SOLO CIMENTO (5%)	64
5.7.3 SOLO CIMENTO (6%)	65
5.7.4 SOLO CAL (5%)	66
5.7.5 SOLO CAL (6%)	67
5.7.6 SOLO ADITIVO (5%)	68
5.7.7 SOLO ADITIVO (6%)	69
5.8 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) E EXPANSÃO	69
5.8.1 SOLO IN NATURA	70
5.8.2 SOLO CIMENTO (5%)	71
5.8.3 SOLO CIMENTO (6%)	73
5.8.4 SOLO CAL (5%)	74
5.8.5 SOLO CAL (6%)	75
5.8.6 SOLO ADITIVO (5%)	76
5.8.7 SOLO ADITIVO (6%)	78
5.9 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES	79
5.9.1 SOLO IN NATURA	79
5.9.2 SOLO CIMENTO (5%)	80
5.9.3 SOLO CIMENTO (6%)	80
5.9.4 SOLO CAL (5%)	80
5.9.5 SOLO CAL (6%)	81
5.9.6 SOLO ADITIVO (5%)	81
5.9.7 SOLO ADITIVO (6%)	81
5.10 RESUMO DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO	81
5.10.1 SOLO IN NATURA	82
5.10.2 SOLO CIMENTO (5%)	82
5.10.3 SOLO CIMENTO (6%)	82
5.10.4 SOLO CAL (5%)	83
5.10.5 SOLO CAL (6%)	83

5.10.6 SOLO ADITIVO (5%).....83

5.10.7 SOLO ADITIVO (6%).....83

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 85

REFERÊNCIAS..... 91

1. INTRODUÇÃO

São muitas as pesquisas contemporâneas que demonstram o fato de as cidades brasileiras sofrerem por causa de um crescimento desordenado e descontrolado de sua área urbana, sobretudo nos bairros periféricos. Isso frequentemente ocorre em locais ocupados por uma população de baixo poder aquisitivo, que não dispõem da infra-estrutura básica¹ - indispensável a todos os moradores e já estabelecida pela Lei 6.766 (Brasil, 1979).

Segundo dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2007), cerca de 22% (vinte e dois por cento) dos domicílios urbanos apresentam carência de infra-estrutura. Esta situação, em um país com dimensões continentais como o Brasil, origina um grande desafio para as prefeituras que precisam suprir essa carência, viabilizando a sua implantação.

Mascaró (1979) comenta que o custo do sistema viário – composto da rede de pavimentação e de drenagem de águas pluviais – comporta entre 55(cinquenta e cinco) e 60% (sessenta por cento) do custo total das redes de infraestrutura urbana. Destaca ainda que, “se desejamos economizar na implantação das redes de serviço urbano, teremos que procurar fazê-lo, fundamentalmente, na rede viária”.

É certo que a pavimentação das vias é um serviço indispensável para o progresso da infraestrutura nos bairros periféricos e que pode, inúmeras vezes, tornar-se um problema complexo, cuja solução venha a exigir dos gestores públicos, a adoção de estudos mais específicos e da aplicação de técnicas que visem ao aproveitamento dos solos disponíveis na região. Cabe aqui salientar que a decisão sustentável - de empregar os recursos naturais existentes no local de implantação - é capaz de gerar uma significativa redução no custo de construção do pavimento e, com isso, viabilizar a implantação dessa infra-estrutura tão necessária.

Estudos precisam ser elaborados levando em consideração o fato de que a classificação de solo - habitualmente empregada em nosso país, denominada HRB - foi primeiramente desenvolvida em regiões onde o clima é frio e temperado. E, em vista da atuação dos processos geológicos típicos dessas regiões, essas classificações tendem a apresentar divergências e/ou limitações ao serem utilizadas com solos tropicais.

É conveniente acrescentar que os solos tropicais, devido ao intemperismo que sofrem, apresentam características geológicas próprias e são divididos em dois principais grupos: os

¹ De acordo com a Lei 6.766 (Brasil, 1979) a infra-estrutura básica dos parcelamentos consiste no mínimo de vias de circulação; escoamento das águas pluviais; rede para o abastecimento de água potável; soluções para o esgotamento sanitário e soluções para a energia elétrica domiciliar.

solos lateríticos e os *solos saprolíticos*. Em síntese, os lateríticos apresentam comportamento geotécnico favorável do ponto de vista de pavimentação, enquanto os saprolíticos não apresentam, sobretudo devido às características de expansão e de permeabilidade.

Geralmente, para a utilização do solo na pavimentação, como base, ou como sub-base, é necessário que se produza uma melhoria nas suas propriedades geotécnicas, e essa obtenção se torna possível através de estabilização química. Essa estabilização de solo refere-se às alterações produzidas na sua estrutura pelo acréscimo de aditivo, em quantidade suficiente para melhorar as propriedades físicas e mecânicas do solo, possibilitando assim, o seu emprego como camada de pavimento.

Esse procedimento traz a possibilidade de se aproveitar o solo disponível no local, evitando a necessidade de exploração de jazida, o que poupa a importação de material, e contribui, não só para a preservação do meio ambiente - fator imprescindível para a sustentabilidade - mas também, para uma sensível redução no custo final da obra.

Os estabilizantes químicos a serem utilizados nesta pesquisa são de uma marca alternativa encontrada no mercado, juntamente com os considerados tradicionais - cimento e cal, que deverão ser adicionados aos solos coletados, em um mesmo teor de aditivo, antes da análise estrutural.

A avaliação estrutural dos solos tropicais foi feita através da determinação das propriedades mecânicas das misturas de solo e aditivo, em termos de capacidade de suporte, expansão e compressão simples. Os resultados foram obtidos após a compactação da mistura, em corpos de prova e com o emprego das metodologias de ensaio normalizadas.

Considerando os dados supracitados, constituí objetivo geral desta pesquisa, determinar em laboratório os resultados mecânicos da mistura solo-aditivo, para que seja possível avaliar o desempenho estrutural de solos tropicais estabilizados quimicamente.

Constituem ainda, os objetivos específicos: comparar os aditivos tradicionais – cimento e cal – com uma opção de aditivo disponível no mercado brasileiro; analisar a viabilidade de utilização desses solos estabilizados em camadas de pavimentos urbanos e obter resultados de referência que venham a fornecer subsídios aos projetistas de pavimento.

A necessidade de garantir o desempenho estrutural do pavimento faz com que muitos projetistas prefiram especificar material granular, já que suas resistências características e seu desempenho em pista são amplamente conhecidos e difundidos, tanto no meio técnico como acadêmico.

É, portanto, de fundamental importância que se faça um estudo para se conhecer as características geológicas desses materiais e das suas possibilidades de utilização como camada de pavimento, uma vez que essas propriedades estruturais são de fundamental importância para garantir o perfeito comportamento do pavimento ao longo de sua vida útil.

Assim, a incorporação de aditivos químicos para melhorar as propriedades dos solos tropicais e a utilização dessas misturas como camada de pavimento, sobretudo nos urbanos, poderá viabilizar, tanto financeira como tecnicamente, a implantação de um programa de pavimentação de vias urbanas de baixo custo.

A fim de atingir os objetivos propostos, esta dissertação está assim organizada:

No Capítulo 1 – **Introdução** apresenta-se a justificativa, o objetivo geral, os objetivos específicos e a estrutura do trabalho;

No Capítulo 2 – **Comunicações Terrestres no Brasil** discorre-se, sucintamente, pela história da formação dos sistemas viários no Brasil até a atual situação;

No Capítulo 3 – **Solos** apresenta-se a definição e as propriedades deste material - essencial na sustentação de obras de infraestrutura -, a sua classificação no ramo de engenharia, a estabilização química e os ensaios de caracterização e determinação de sua resistência;

No Capítulo 4 – **Metodologia** expõe-se a prática metodológica adotada: a área de estudo, a caracterização geológica da região, os pontos de coleta das amostras de solo, os tipos de aditivos empregados na dosagem solo-aditivo e os ensaios de laboratório empregados;

No Capítulo 5 – **Procedimentos e Resultados dos Ensaios de Laboratório** apresenta-se cada uma das etapas desenvolvidas - os ensaios de laboratório, a organização, o tratamento e o registro dos dados obtidos;

No Capítulo 6 – **Considerações Finais** faz-se uma síntese interpretativa dos resultados obtidos com a mistura solo-aditivo e mostra-se a viabilidade de utilização, como camada de pavimento, de cada estabilização química aqui estudada.

2. COMUNICAÇÕES TERRESTRES NO BRASIL

Os estudos sobre as estradas existentes no Brasil iniciam-se apenas a partir do descobrimento e, muitas pesquisas arqueológicas precisam ainda ser desenvolvidas para que se possa conhecer mais a respeito dos caminhos que eram utilizados pelos povos pré-cabralinos. Buscou-se, a partir das referências citadas adiante, fazer uma cronologia - de forma sucinta e ilustrativa - dos caminhos abertos no território brasileiro, partindo do início do século XVI, passando pelo Império, pela República, até os dias de hoje.

De acordo com Bernucci et al.,(2006), durante o governo de Mem de Sá, terceiro governador-geral do Brasil, em 1560, é reportada a primeira estrada brasileira - o caminho aberto para ligar São Vicente ao Planalto Piratininga.

Essa ligação compreendia três trechos distintos: o de planalto até o Rio das Pedras, o de Serra até Cubatão e o da Baixada, que, com seu emaranhado de rios e canais, havia a alternativa de navegação. Em 1661, esse caminho é recuperado pelo governo da Capitania de São Vicente. Em 1789, foi iniciada uma pavimentação no trecho da serra, com lajes de granito, a chamada Calçada de Lorena - nome dado em homenagem ao governador da capitania - Bernardo José Maria de Lorena, pelo Real Corpo de Engenheiros Portugueses e concluída em 1792. A mão-de-obra era obtida de escravos cedidos à obra por devedores à capitania, indígenas, pessoas marginalizadas recrutadas, soldados, marinheiros e desocupados capturados. Assim, Não havia interesse em desenvolver e aprimorar técnicas profissionais.

A figura 1 mostra o primeiro caminho pavimentado com pedras entre São Paulo e o Porto, utilizado para o escoamento da produção de açúcar produzido nas vilas do interior.



Figura 1 – Calçada de Lorena. Disponível em: <http://vipbus.wordpress.com/2009/11/29/as-curvas-da-estrada-de-santos/>. Acesso em: 24/08/2012.

Em 1837, com uma nova lei do Império, que autoriza a existência de barreiras nas estradas - uma espécie de pedágio, conhecida como "Renda da Barreira", - desde que os recursos recolhidos sejam aplicados na melhoria delas, tem início, neste local, a construção da Estrada da Maioridade, usando parte do traçado da Estrada do Mar. Essa nova construção, concluída em 1844, recebe esse nome em homenagem à maioridade de D. Pedro II. Em 1904, com o fim da lei, a estrada foi praticamente abandonada, pois concorria diretamente com a linha férrea, inaugurada em 1867.

Em 1920, foi criada por Rudge Ramos a Sociedade Caminho do Mar, responsável pela reconstrução da estrada, que teve seu trecho mais íngreme pavimentado com concreto em 1922. No ano seguinte, o governo do Estado adquiriu a "Sociedade Caminho do Mar" e abriu a estrada ao público, cessando a cobrança de pedágio. Parte da estrada ligando Santos a Cubatão foi asfaltada em 1928 e já se começava a discutir a construção de nova via. O que só foi possível em 1939, quando tiveram início as obras da Via Anchieta. Em abril de 1947, o governador Adhemar de Barros entregou a sua obra, embora não estivesse completa (só a pista ascendente), e, dois anos depois, foi inaugurada a outra pista. A figura 2 mostra o passeio inaugural.



Figura 2 – Inauguração da Via Anchieta, em 1947. Foto: Rafael Dias Herrera. Acervo Fundação Arquivo e Memória de Santos (FAMS). Disponível em: <http://www.novomilenio.inf.br/santos/h0102i.htm>. Acesso em: 24/08/2012.

Durante o período do Império do Brasil, merece destaque a Estrada da Serra da Estrela. No início do século XIX, para ir do Rio à Petrópolis era preciso tomar um barco a vapor na Praça XV (Cais dos Mineiros), desembarcar no Porto Mauá (Porto Estrela), seguir a pé ou a cavalo por uma estrada precária até Raiz da Serra (cerca de 15 quilômetros) e, finalmente, tomar uma diligência até Petrópolis (mais 14 quilômetros). Em 1841, o Imperador D. Pedro II encarregou o engenheiro Júlio Frederico Koeler de aprimorar o curso e a pavimentação dessa trilha, que

era conhecida como Calçada de Pedras e fazia parte do Caminho do Ouro para Minas Gerais. De acordo com Prego (2001), “sua largura total era de 7,20 m e a faixa empedrada possuía uma largura de 5,00 m, excluídas as sarjetas, que eram de cantaria e possuíam seção trapezoidal”. Um novo traçado foi feito do Porto Estrela até o rio Paraíba do Sul, passando pela Fazenda Córrego Seco (atual Petrópolis) onde a família imperial costumava passar o verão. Denominada de Estrada Normal da Serra da Estrela, essa interessante via pode ser percorrida até hoje.

Outro caminho criado no século XVII pela Coroa portuguesa foi a Estrada Real, com a única intenção de fiscalizar a circulação das riquezas e mercadorias que transitavam entre Minas Gerais - ouro e diamante - e o litoral do Rio de Janeiro - capital da colônia por onde saíam os navios para Portugal e que possui até hoje antigos registros e postos fiscais de controle. Ribas (2003) relata que em 1660, o governador Salvador Correia de Sá e Benevides ordenou a abertura da antiga trilha indígena. A estrada possui dois caminhos, o velho, que liga Ouro Preto (MG) a Paraty (RJ), e o mais novo, que segue do Rio de Janeiro a Diamantina (MG), também passando por Ouro Preto, conforme figura abaixo:



Figura 3 – Estrada Real. Disponível em: <http://primeirafonte.blogspot.com.br/2011/01/ouros-e-diamantes-da-estrada-real.html>. Acesso em: 24/08/2012.

Bernucci et al.,(2006) relata que a Estrada Real originou-se a partir de uma antiga trilha usada pelos índios goianás e que já existia muito antes da chegada dos colonizadores, daí resulta a denominação Trilha Goianá, também utilizada. Pedra sobre pedra, encaixes perfeitos com sistemas funcionais de drenagem. A figura a seguir mostra um trecho da Estrada Real:



Figura 4 – Detalhe do calçamento da estrada. Disponível em: http://www.engenhodouro.com.br/estrada_real.php. Acesso em: 25/08/2012.

Atualmente, a Estrada Real é um importante polo turístico.

De acordo com Prego (2001, p.29), “No 2º Império, o fato mais importante no setor de transportes foi a concessão feita a Mariano Procópio Ferreira Lage, para a organização da Companhia União e Indústria, com a finalidade de construção e exploração de estradas de rodagem.”

Essa concessão resultou na construção da Estrada de Rodagem União e Indústria, entre Petrópolis (RJ) e Juiz de Fora (MG) e foi inaugurada por D. Pedro II em 1861. Estendia-se por 144 km no eixo principal - Petrópolis/Juiz de Fora -, perfazendo 96 km no Estado do Rio de Janeiro e 48 km no Estado de Minas Gerais. É a primeira estrada brasileira a usar macadame como base/revestimento. Até então era usual o calçamento de ruas com pedras. Ao longo da estrada foram construídas sólidas pontes de pedra e ferro, consideradas verdadeiras relíquias de engenharia, e de arte, como a das Garças, em Três Rios, retratada na figura 5:

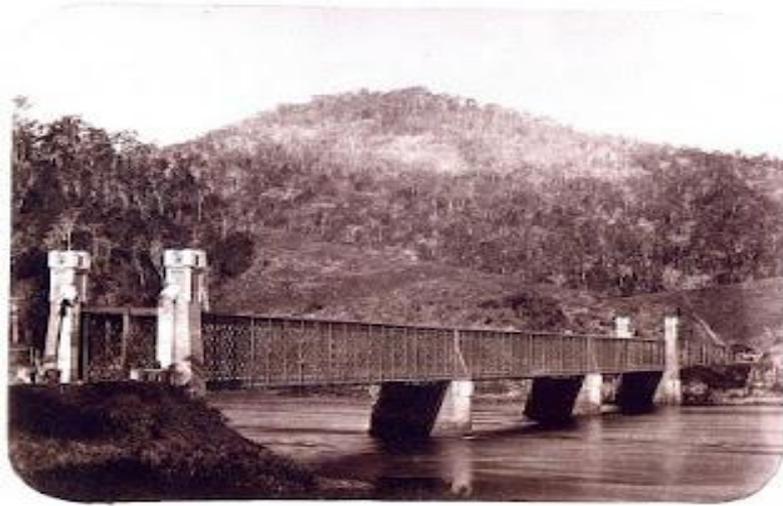


Figura 5 – Ponte das Garças, Três Rios. Álbum da Estrada União e Indústria. Disponível em: <http://pt.scribd.com/doc/37370046/Os-Caminhos-Antigos-no-Territorio-Fluminense>. Acesso em 26/08/2012.

Relata Prego (2001, p.30),

[...] a via era inteiramente macadamizada na largura de 7,00 m. Cerca de 90 anos depois, em pequenos sub-trechos de alargamentos, para superlarguras de melhoria de curvas, foi possível ao DNER averiguar que o macadame, em boas condições incluía brita passando em 5” de malha quadrada. Poderíamos comentar, pensando naquela época, que se tratava de um *Mac Adam telforizado*, imitando uma base Telford, com tamanho de brita reduzido. Pela mudança da primeira peneira rotativa de passagem de brita foi possível o trabalho na base dos alargamentos, bem semelhante ao existente na rodovia Imperial...Por anos e anos transportaram o café da região para os portos de embarque....Com o passar do tempo, a Estrada de Ferro foi implantada ao longo da região e vales da rodovia, terminando por aniquilá-la, sendo seu acervo vendido em 1876 [...].

De 1822 a 1889, no período do Império, o transporte rodoviário se desenvolveu pouco.

Segundo Prego (2001), no começo do século XX, havia no Brasil 500 Km de estrada de macadame hidráulico, sendo o tráfego restrito a veículos de tração animal. Com a chegada dos automóveis, as antigas estradas de pedra marroada ou pedra de mão e brita receberam revestimentos betuminosos para proteção, uma vez que estavam sendo destruídas pelo novo tipo de tráfego. Apesar da chegada dos veículos e da necessidade de se construir as estradas de rodagem para que se estabelecessem comunicações necessárias entre os centros produtores e os mercados consumidores, no período de 1910 a 1914, as rodovias continuam ocupando um espaço secundário no sistema de transportes no Brasil, que na época já possuía 5.180 km de ferrovias.

Em 1916, durante a sessão de abertura do I Congresso Nacional de Estradas de Rodagem, o Ministro da Viação diz que “sem estradas de rodagem, os automóveis se reduziriam a simples

objetos improdutivos e as estradas de ferro, a artéria sem veias”. Essas palavras do Ministro não surtem muito efeito na época e a expansão das ferrovias continua.

Os únicos Estados brasileiros, em 1924, que possuíam estradas de rodagem eram: São Paulo, Santa Catarina, Minas Gerais e Rio de Janeiro. Nos anos de 1925-1926, o antigo Caminho do Mar – que liga São Paulo a Santos – recebe, no trecho da serra, a primeira pavimentação de concreto de cimento da América do Sul.

Washington Luís assume o cargo de Presidente da República em 1926 e declara que “Governar é abrir estradas”, aumentando, assim, gradativamente o interesse do governo federal por estradas de rodagem. Em 1928, inaugura a Rodovia Rio-São Paulo, a atual via Dutra, com 506 km de extensão, o que representa um marco da nova política.

Em 1937, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) é criado pelo presidente Getúlio Vargas. Em 1942, engenheiros brasileiros e norte-americanos constroem pistas de aeroportos e estradas utilizando o então recém-desenvolvido ensaio California Bearing Ratio (CBR). Neste ano, o Brasil possuía apenas 1.300 km de rodovias pavimentadas, ou seja, uma das menores extensões da América Latina.

Graças à criação do Fundo Rodoviário Nacional (FRN) em 1946, proveniente do imposto sobre combustíveis líquidos, se dá o grande impulso na construção rodoviária brasileira. Prego (2001) destaca o ano de 1950, como o início da execução de pavimentos em escala industrial e o da organização de grandes firmas construtoras. A partir daí, fez-se um programa de melhoria das estradas vicinais, e ainda, a abertura e melhoramento de estradas no Nordeste, região castigada pelas secas. Em 1955 passa a funcionar a fábrica de asfalto da Refinaria Presidente Bernardes da Petrobras, com capacidade de 116.000 toneladas por ano e no ano seguinte, a indústria automobilística é implantada no país.

Juscelino Kubitschek (1956-1961) impulsiona a expansão rodoviária, aumentando a área pavimentada do país. Entre 1958 e 1959, cria-se o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), no âmbito do CNPq, que atua em colaboração com o DNER, e com a Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Brasília foi inaugurada em 1960.

Durante o governo militar (1964-1984), dois projetos se destacam: o da Rodovia Transamazônica e da Ponte Rio-Niterói. As figuras a seguir ilustram as rodovias brasileiras pavimentadas nos anos de 1964, 1970, 1980 e 1990.

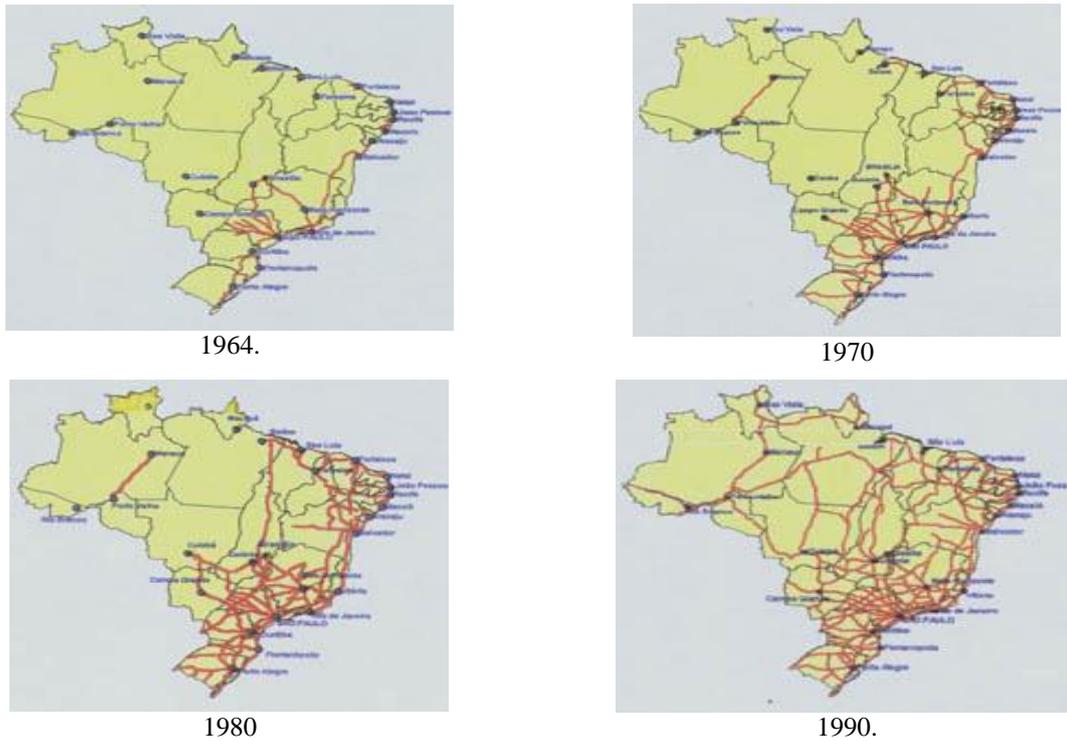


Figura 6 – Avanço da malha viária ao longo dos anos. Disponível em: <http://www.usp.br/fau>. Acesso em: 29/08/2012.

Em 1985, havia no Brasil aproximadamente 110.000 km de rodovias pavimentadas, e em 1993, 133.000 km, conforme indica a evolução da rede rodoviária ilustrada no quadro a seguir. Importante destacar que a tabela não inclui a rede viária municipal, responsável pela grande malha não pavimentada no país. Os números de 2005 mostram 1.400.000 km de rodovias não pavimentadas (federais, estaduais e municipais) e 196.000 km de rodovias pavimentadas, sendo 58.000 km federais, 115.000 km estaduais e 23.000 km municipais.

Quadro 1 – Evolução da Rede Rodoviária Federal e Estadual (km)

Ano	Federal			Estadual		
	Pavimentada	Não Pavimentada	Total	Pavimentada	Não Pavimentada	Total
1970	24.146	27.394	51.450	24.431	105.040	129.471
1975	40.190	28.774	68.964	20.641	86.320	106.961
1980	39.685	19.480	59.165	41.612	105.756	147.368
1985	46.455	14.410	60.865	63.084	100.903	163.987
1990	50.310	13.417	63.727	78.284	110.769	189.053
1993	51.612	13.783	65.395	81.765	110.733	192.538
2003	57.143	14.049	71.192	84.352	111.410	195.762
2005	58.149	14.651	72.800	98.377	109.963	208.340
2007	61.304	13.636	74.940	106.548	113.451	219.999

Fonte: Ministério dos Transportes. Disponível em: <http://www.transportes.gov.br/bit/inrodo.htm>. Acesso em: 04/11/2011

Em 1996, o programa de concessões iniciou-se no Brasil. As vias concessionadas apresentam qualidade superior quando comparadas às vias não-concessionadas, o que demonstra que existe tecnologia no país para produção de vias duráveis. Em 2007, as vias concessionadas nas esferas federais, estaduais e municipais era da ordem de 9.500 km.

Em agosto de 2012, o governo federal lançou o Programa de Investimentos em Logística. Trata-se de um pacote de concessões de rodovias e ferrovias que injetará R\$ 133 bilhões em infraestrutura nos próximos 25 anos. Para o eixo rodoviário serão destinados R\$ 42 bilhões, sendo R\$ 23,5 bilhões até 2017 e outros R\$ 18,5 bilhões ao longo dos 20 anos restantes do programa. Serão concedidos à iniciativa privada 7,5 mil quilômetros de rodovias federais. É importante mencionar que os pontos principais deste pacote e os devidos cronogramas podem ser consultados no site oficial do Ministério dos Transportes.

3. SOLOS

A definição de solo não é a mesma na engenharia, na agronomia, na geologia ou em outras áreas de atuação. De acordo com o ponto de vista do engenheiro rodoviário, os solos são materiais naturais não consolidados, isto é, constituídos por processos mecânicos e hidráulicos, de fácil dispersão em água e que podem ser escavados com equipamentos comuns de terraplenagem (NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

Os solos são considerados pela engenharia como materiais de construção e de sustentação das obras. Em rodovias compõem as camadas estruturais do pavimento, isto é, o subleito, a sub-base e a base e, às vezes, a capa de rolamento (PESSOA, 2004). Seu comportamento estrutural depende da espessura de cada uma das camadas, bem como da interação entre as diferentes camadas do pavimento. (BERNUCCI ET AL., 2008).

Vargas (1978) apresenta uma classificação genética dos solos com base no último processo geológico ocorrido: *solo residual* aquele que sofreu decomposição e alteração permanecendo em seu local de origem; *solo residual maduro*, solo localizado imediatamente abaixo da superfície, muito homogêneo e que não guarda mais nenhuma estrutura da rocha matriz; *solo saprólito*, trata-se do solo que, mesmo mantendo a estrutura de sua matriz (os veios, as fissuras, a xistosidade etc.), não apresenta consistência logo, facilmente desmontável.

Nos solos tropicais, as características estão intimamente ligadas ao processo de intemperismo pelo qual passou o solo “em decorrência da atuação de processos geológicos e/ou

pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas. Dentre os solos tropicais destacam-se duas grandes classes: os *solos lateríticos* e os *solos saprolíticos*” (VILLIBOR ET AL., 2007).

O solo pode ser considerado como o material de construção civil mais comum e de maior abundância na crosta terrestre. Sua aplicação como camada de pavimento requer satisfazer critérios de resistência, deformabilidade e permeabilidade, estabelecidos por especificações técnicas criteriosas. Este fato induz à necessidade de se desenvolver estudos de técnicas de estabilização que possibilitem melhorar as propriedades geotécnicas dos solos.

Senço (1997, p.44) destaca a importância do controle tecnológico quando se almeja aproveitar o solo como material componente de uma camada de pavimentação, “o solo guinda a condição de material de construção e assim, deve merecer estudos prévios de qualidade e de controle rigorosos durante a aplicação” e conclui destacando a possibilidade de estabilização e as vantagens do emprego de solo local.

[...] os estudos para a localização de jazidas e os complementares de estabilização, quer utilizando aglutinantes, quer pela simples e conveniente distribuição dos diâmetros dos grãos, representam hoje, em nosso meio, uma das mais importantes atividades dos engenheiros de pesquisa, dadas as inegáveis vantagens econômicas do uso crescente de materiais locais [...].

3.1 CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS

Como foi dito anteriormente, o solo tem sido objeto de estudo em diversos ramos da ciência e tecnologia, dentre eles citam-se: a Agricultura, a Engenharia e a Geologia, sendo que cada uma dessas áreas desenvolve as classificações de acordo com suas necessidades.

Ao se utilizar uma classificação de solos é importante que se conheça as características e as limitações, para evitar interpretações e aplicações inapropriadas. De acordo com Villibor et al., (2007), a metodologia tradicional apresenta uma série de deficiências para o estudo do uso de solos na pavimentação, que vão desde os aspectos de classificação geotécnica até os critérios de escolha e dosagem de materiais para o emprego em bases de pavimento.

As limitações da classificação tradicional concebida e desenvolvida em regiões de clima frio e temperado e, sobretudo a importância de se desenvolver uma metodologia específica para solos tropicais já é um debate antigo conforme fora destacado por Bernucci et al., (2008, p.340)

[...] Conceitos de geologia e pedologia passaram a ser importantes para a geotecnia no sentido de se compreender o mecanismo diferenciador na formação dos solos existentes em regiões tropicais e sua influência no comportamento geotécnico. Já em 1947, o professor Milton Vargas, grande geotécnico brasileiro, alertou o professor Casagrande, engenheiro de renome internacional da Mecânica dos Solos e responsável pela concepção da

Classificação Unificada de Solos, do problema da classificação em relação aos solos tropicais lateríticos; propôs uma classe exclusiva de argilas K para as caulínicas, importante argilo-mineral presente em solos lateríticos, por estas exibirem comportamento diferenciado dos demais solos [...].

Uma classificação ideal seria aquela que buscasse relacionar o potencial de um solo quanto a uma determinada aplicação em camada de pavimento, o que dependeria não somente dos resultados de testes de suas propriedades físicas, mas também de suas correlações com o comportamento observado em obras, quando empregado (BALBO, 2007).

A seguir, apresentam-se as principais classificações de solos usados pelos profissionais rodoviários e os principais detalhes do procedimento de classificação. Escolheu-se para esta apresentação, a seguinte sequência: *Classificação Unificada (U.S.C.S)*, *Classificação HRB* e por fim, a *Classificação MCT*.

3.1.1 CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA (U. S. C. S.)

O Sistema de Classificação Unificada de Solos (*Unified Soil Classification System*) foi desenvolvido em 1952 pelo *United States Army Corps of Engineer (USACE)*, com auxílio dos trabalhos de classificação de Arthur Casagrande².

Essa classificação emprega características relacionadas à granulometria dos solos e seus índices físicos. A simbologia e os critérios de classificação empregados por este sistema estão normatizados na ASTM D2487.

A identificação dos solos é feita pelas iniciais das palavras correspondentes em inglês, por exemplo, um pedregulho é identificado pela letra G de *gravel*; um pedregulho bem graduado é identificado pelas letras GW de *gravel well graded*, e assim por diante. (SENÇO, 1997).

O seu emprego propicia a adoção de uma simbologia que representa a natureza do solo, possibilita a prática de identificação no campo e a sua classificação é utilizada por vários ramos da engenharia. O quadro 2, apresenta os símbolos dos tipos de solo deste sistema de classificação, as opções de granulação e de plasticidade/compressibilidade.

Quadro 2 - Símbolos do sistema de classificação unificada

Tipo de solo			Granulação			Plasticidade ou Compressibilidade		
Símb.	Inglês	Português	Símb.	Inglês	Português	Símb.	Inglês	Português
G	Gravel	Pedregulho	W	Well-graded	Bem graduado	-	-	-

² Considerado um dos fundadores da engenharia geotécnica e o grande mentor da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Padronizou alguns ensaios de solos efetuados por Atterberg e para isso criou o aparelho para ensaio de determinação de limite de liquidez em solos que leva o seu nome.

S	Sand	Areia	P	Poorly-graded	Mal graduado	-	-	-
M	Mo (sueco)	Silte	-	-	-	H	High	Alta
C	Clay	Argila	-	-	-	L	Low	Baixa
O	Organic	Argila orgânica	-	-	-	-	-	-
Pt	Peat	turfa	-	-	-	-	-	-

Os solos podem ser separados em três principais grupos, sendo eles: *solos de granulação grossa*, mais de 50% em peso retido na peneira nº 200 (0,075 mm); *solo de granulação fina*, mais de 50% passando na peneira nº 200 e *solo altamente orgânico*, facilmente identificado pelo seu aspecto.

No caso da plasticidade ou compressibilidade, o limite entre a separação de um solo com alta compressibilidade de outro com baixa compressibilidade está no valor do limite de liquidez, quando superior a 50% é caracterizado como solo de alta plasticidade e quando inferior a 50%, de baixa plasticidade. Para facilitar a visualização optou-se por inserir o gráfico de plasticidade de Casagrande (Figura 7) destacando com uma linha vermelha tracejada, o limite entre os solos com alta e baixa plasticidade.

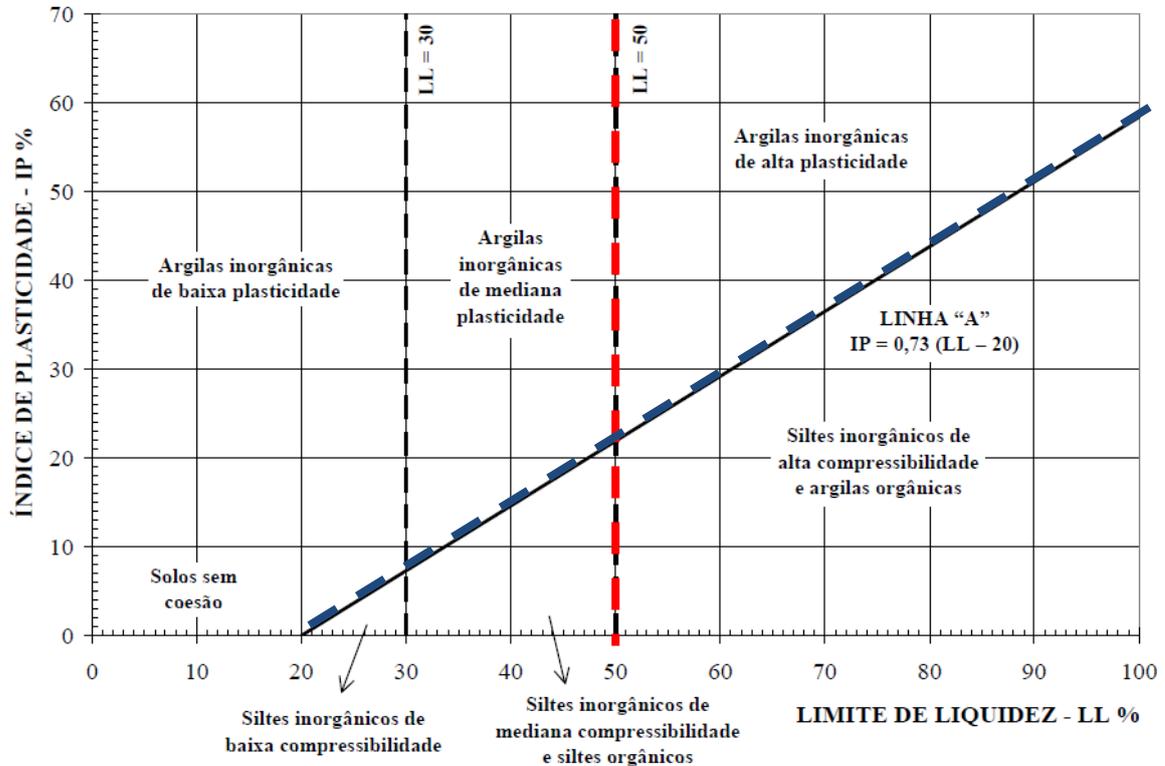


Figura 7 – Gráfico de Plasticidade

A caracterização do solo entre silte e argila é possível com auxílio do gráfico e das propriedades plásticas do solo: *limite de liquidez (LL)* e *índice de plasticidade (IP)*, onde o IP

é calculado em função do LL através da equação: $IP = 0,73 (LL - 20)$. O limite entre silte e argila é definido pela Linha “A”, destacada no gráfico também como uma linha azul tracejada.

Nos últimos anos, este tipo de classificação não vem sendo empregada pelos profissionais de pavimentação, que empregam constantemente a classificação HRB e estão migrando, aos poucos, para a classificação MCT. Maiores detalhes desta classificação podem ser obtidos na norma americana ASTM D2487, disponível comercialmente no site (www.astm.org) da *American Society for Testing and Materials*.

3.1.2 CLASSIFICAÇÃO HRB

Desenvolvida por volta de 1920 pelo *Bureau of Public Roads* e revisada pelo *Highway Research Board (HRB)* após a Segunda Guerra Mundial, tornou-se mundialmente conhecida quando normatizada pela *American Association of State Highway Officials (AASHTO)*.

A classificação de solos HRB-AASHTO ainda persiste no meio rodoviário brasileiro, apesar de apresentar limitações quanto à classificação de solos tropicais. Senço (1997) enfatiza que esta classificação, em termos de pavimentação, faz parte da linguagem cotidiana da atividade.

Tal metodologia baseia-se na granulometria do solo e nos seus índices físicos: limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e no índice de grupo (IG). São considerados solos granulares aqueles que retêm mais de 35% em peso na peneira nº 200 (0,075 mm) e solos silto-argilosos os que retêm menos de 35%, quando passados na mesma peneira.

Os solos granulares estão concentrados nos seguintes grupos: A-1, A-2 e A-3, enquanto os solos silto-argilosos estão divididos em: A-4, A-5, A-6 e A-7. Alguns grupos possuem subgrupos como é possível constatar no Quadro 2, que de forma sucinta apresenta a sistemática de classificação.

Quadro 3 - Sistema classificatório de solos HRB, adaptado de Balbo (2007)

CLASSE GERAL	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
GRANULOMETRIA (% QUE PASSA)											
# 10	50 máx.										
# 40	30 máx. 50 máx.		51 mín.								
# 200	15 máx. 25 máx.		10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
ÍNDICES FÍSICOS											
LL				40 máx.	41 mín.						

IP	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	
IG	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.	
Tipos Visuais	Pedras britadas, pedregulhos e areias		Areia fina	Areia ou pedregulho siltoso		Areia ou pedregulho argiloso		Solos siltosos		Solos argilosos		
Comportamento esperado como subleito de pavimentos	Excelente a bom						Regular a pobre					

Além da classificação em um dos grupos e subgrupos, a metodologia requer o cálculo do índice de grupo (IG), parâmetro arbitrário, que para solos de climas temperados pode ser relacionado com o CBR ou ISC (Índice de suporte Califórnia) do solo. O índice de grupo pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$IG = 0,2 a + 0,005 ac + 0,01 bd \quad \text{onde:}$$

$$a = P_{\#200} - 35 \quad (0 < a < 40)$$

$$P_{\#200} = \text{porcentagem que passa na peneira n}^\circ 200 \text{ (0,075 mm)}$$

$$b = P_{\#200} - 15 \quad (0 < b < 40)$$

$$LL = \text{limite de liquidez}$$

$$c = LL - 40 \quad (0 < c < 20)$$

$$LP = \text{limite de plasticidade}$$

$$d = IP - 10 \quad (0 < d < 20)$$

$$IP = \text{índice de plasticidade (IP = LL - LP)}$$

Balbo (2007) afirma que este sistema classificatório não distingue o comportamento e a aplicabilidade de solos tropicais como camadas de pavimentos, levando até mesmo a subutilização de muitos solos tropicais de características excelentes para pavimentação, o que mostra a inviabilidade do emprego de tal classificação para grande parte dos solos brasileiros.

A metodologia desenvolvida por Nogami e Villibor (Classificação MCT) é a opção mais adequada de classificação em locais com clima tropical úmido e deve-se principalmente aos seguintes fatores (VILLIBOR ET AL., 2007):

a) Limitações dos procedimentos tradicionais para caracterizar e classificar solos com base na granulometria e limites físicos (LL e IP). Tais índices são insuficientes e incapazes de distinguir os principais tipos de solos tropicais, de propriedades diversas, conhecidos como laterítico e saprolíticos, designados inadequadamente de “residuais” em outros países.

b) Constatação experimental do bom desempenho de bases constituídas por solos lateríticos de granulação fina e por solo agregado com grande porcentagem de finos (passando, quase que integralmente, na peneira de 0,42 mm de abertura), apesar de serem considerados inapropriados para base de pavimentos pelas sistemáticas tradicionais.

3.1.3 CLASSIFICAÇÃO MCT

Os órgãos rodoviários nacionais, ao longo de décadas, empregaram em suas obras viárias o método de classificação de solos HRB. Com base na justificativa de que a aplicabilidade dos procedimentos tradicionais levava a resultados insatisfatórios quanto ao desempenho estrutural dos solos tropicais finos, Nogami e Villibor (1981) desenvolveram a metodologia de ensaios MCT.

Essa metodologia caracteriza-se pela determinação de propriedades mais representativas do comportamento dos solos tropicais (contração, penetração e permeabilidade), tendo-se em vista a sua utilização em obras viárias em geral e, em particular, as de pavimentação.

Embora não tenha o impacto internacional merecido, a classificação MCT poderia ser empregada com sucesso em países com clima tropical úmido onde existem abundantes ocorrências de solos finos lateríticos ou não lateríticos, que, neste critério são denominados respectivamente solos de comportamento laterítico e solos de comportamento não laterítico (BALBO, 2007).

Conforme Villibor et. al. (2007), a designação MCT (Miniatura Compactada Tropical) é proveniente da utilização, nos ensaios, de corpos de prova de dimensões reduzidas (corpos de prova com 50 mm de diâmetro) em solos tropicais compactados e abrangem dois grupos de ensaios, a saber: *Mini-CBR e Mini-MCV*.

Apresenta-se, a seguir, fluxograma com os diferentes grupos de ensaios da Metodologia MCT.

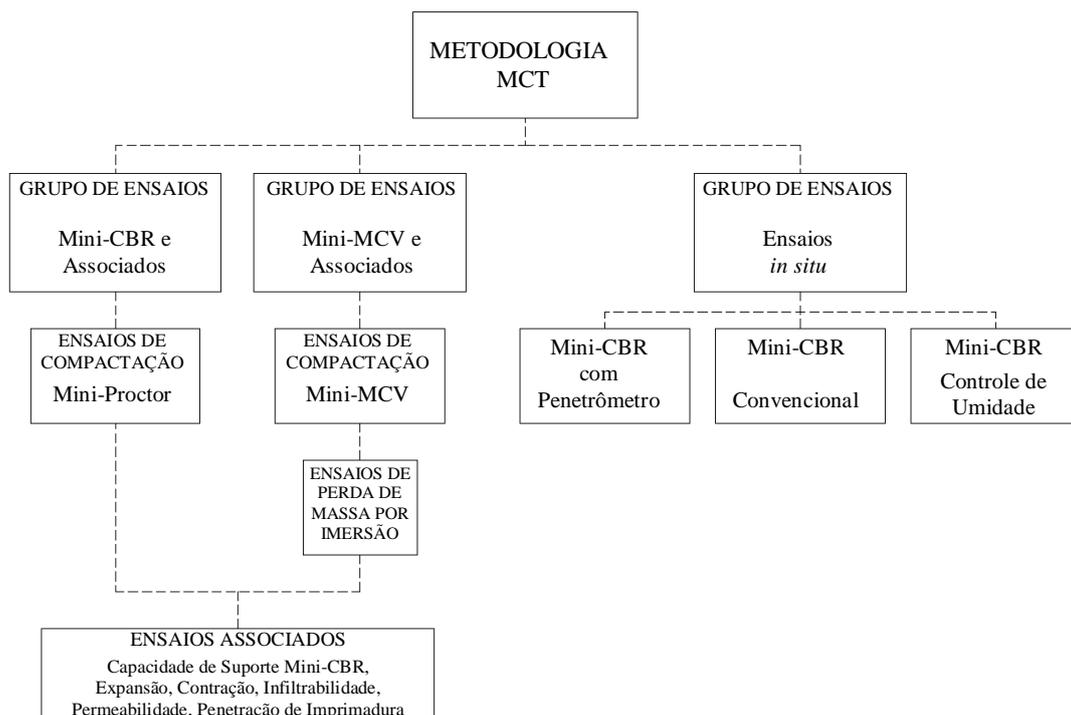


Figura 8 – Fluxograma dos Grupos de Ensaios da Metodologia MCT

É importante ressaltar que após inúmeras publicações técnicas fundamentadas nos trabalhos de Nogami e Villibor (1981), os procedimentos tradicionais vêm sendo substituídos pela classificação MCT. Como exemplo disso, podem-se apresentar as atuais instruções de projeto da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) e do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER/SP) que já exigem esta classificação como preceito de projeto.

Os ensaios necessários para classificar os solos finos conforme procedimento de Classificação MCT são os ensaios de *Compactação Mini-MCV* e de *Perda de massa por Imersão*. Esses dois ensaios são imprescindíveis para classificar os solos tropicais. No entanto, Villibor et. al. (2007), recomenda além do ensaio de *Capacidade de Suporte Mini-CBR*, alguns ensaios associados que tem como principal objetivo analisar as características dos solos e a sua viabilidade como camada de base de pavimento, sendo eles: ensaio de *Expansão, Contração, Infiltrabilidade e Permeabilidade*.

3.1.3.1 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - MINI-MCV

No ensaio Mini-MCV, utiliza-se um processo de compactação que permite que, durante a aplicação dos golpes, seja medida a altura do corpo de prova resultante após um conjunto de golpes aplicados. A densidade do corpo de prova tende a um valor próximo da condição de saturação. Para cada teor de umidade há uma energia (nº de golpes) que leva a amostra a este estado de compactação. (SÓRIA e FABRI, 1980).

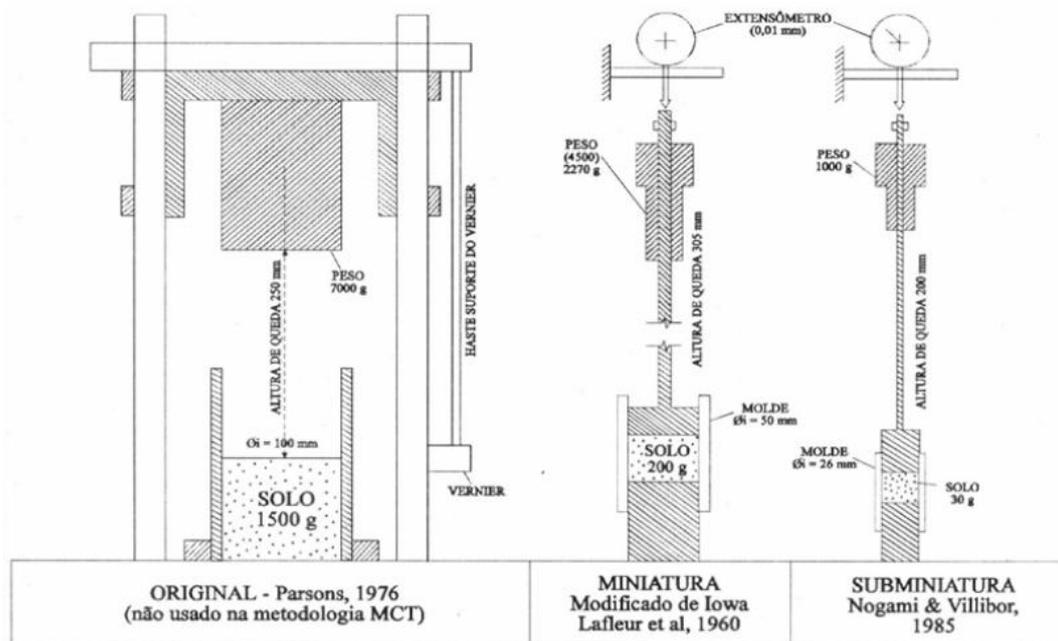


Figura 9 – Compactadores ensaios MCV, Mini-MCV e Sub-MCV (NOGAMI e VILLIBOR, 2005)

Castro (2009) discorre sobre o método e relata que a compactação Mini-MCV deve iniciar-se com a preparação de no mínimo 5 porções de solos com umidade variável. Iniciando-se pela porção de menor umidade, deve-se acondicionar sempre a mesma quantidade de solo úmido (200 g) em um cilindro posicionando no equipamento de compactação (Figura 3). Depois de aplicado um golpe inicial de um peso padrão caindo de uma altura também padronizada, mede-se a altura inicial do corpo de prova. Em seguida aplica-se uma série crescente de golpes, fazendo-se as leituras das alturas. Ao final de cada série de golpes repete-se esse procedimento para os diferentes teores de umidade.

Segundo Ferreira (1992), a classificação através do Mini-MCV usa de coeficientes empíricos estimados, que são associados às seguintes interpretações:

Coeficiente c' – reflete as conseqüências da distribuição do tamanho dos grãos no comportamento dos solos. Valores abaixo de 0,5 correspondem a solos muito arenosos e acima de 2,0 a argilas típicas. Valores entre 0,2 e 2,0 correspondem aos siltes arenosos, argilas arenosas e argilas siltosas.

Coeficiente d' – reflete a relação entre o tamanho do grão e a probabilidade do solo se comportar como laterítico. A natureza laterítica da fração argila do solo e solos com frações do tamanho areia de boa graduação contribuem para que este coeficiente seja elevado. Areias com graduação ruim, silte e argilas não lateríticas, produzem valores baixos. Argilas lateríticas apresentam valores maiores do que 20, argilas expansivas tem valores menores do que 15 e solos siltosos, caulínícos e micáceos, apresentam valores menores que 10.

O ensaio consiste na compactação de amostras em um cilindro subminiatura (Figura 3), aplicando-se, para cada teor de umidade, energias padronizadas crescentes, até a obtenção da densidade máxima. Após a execução de cálculos, plota-se uma família de curvas em papel mono-logarítmico, no qual se representa, para cada teor de umidade de compactação, a diferença de altura do corpo de prova em milímetros (Δh_N), em ordenada e o número do golpes do soquete compactador (N), em abscissa (Figura 3).

Cada curva é representativa da perda de umidade dos corpos de prova e são denominadas “curvas Mini-MCV”. O cálculo da diferença de altura do corpo de prova (Δh_N) se dá pela seguinte expressão:

$$\Delta h_N = A_N - A_{4N}$$

onde:

Δh_N = diferença de altura do corpo de prova;

A_N = altura do corpo de prova após a aplicação de N golpes do soquete; e

Δ_{4N} = altura do corpo de prova após a aplicação de 4N golpes.

O valor do Mini-MCV é obtido em função do número de golpes aplicados no corpo-de-prova (B_N), através da seguinte expressão:

$$\text{Mini-MCV} = 10 \log_{10} B_N$$

onde:

B_N = número de golpes correspondente à variação de altura ($A_N - A_{4N}$) igual a 2,0 mm

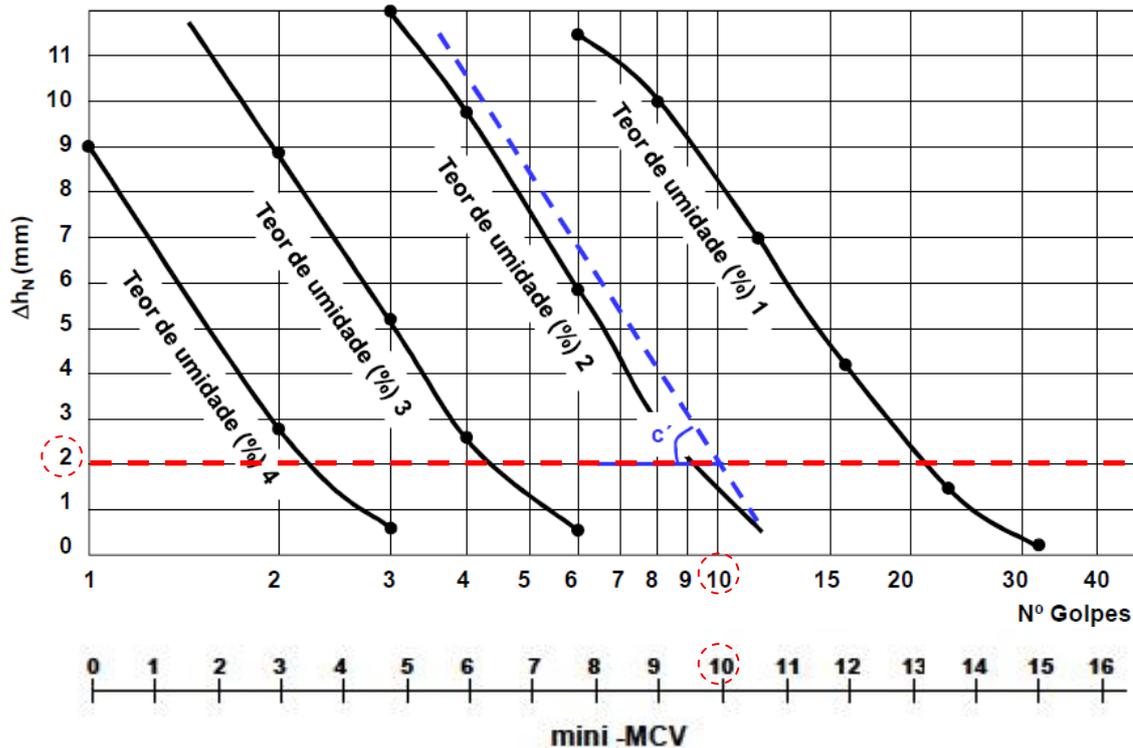


Figura 10 – Ensaio Mini-MCV – Altura versus número de golpes, adaptado de Silva et. al. (2010)

Como apresentado na figura 4, no ponto Mini-MCV = 10 (ou $B_N = 10$ golpes), traça-se uma reta paralela à curva mais próxima de 10 golpes (em tom azul) e outra reta auxiliar na diferença de altura de 2,0 mm (em tom vermelho). Dessa forma, o *coeficiente c'* é o coeficiente angular da parte retilínea da curva de compactação correspondente à condição Mini-MCV = 10, interpolando-se entre as curvas mais próximas.

Plota-se, também, uma série de curvas de compactação, para cada número de golpes, representando-se a umidade em abscissas, e a densidade específica aparente seca dos corpos de prova em ordenadas (Figura 11). Com os dados de teor de umidade e altura dos corpos-de-prova calculam-se as densidades aparentes secas correspondentes a 6, 8, 12 e 16 golpes, obtendo-se a família de curvas de compactação. A linha que une os pontos de peso específico máximo (em tom vermelho), em cada ensaio de compactação, define uma curva de saturação peculiar do solo ensaiado.

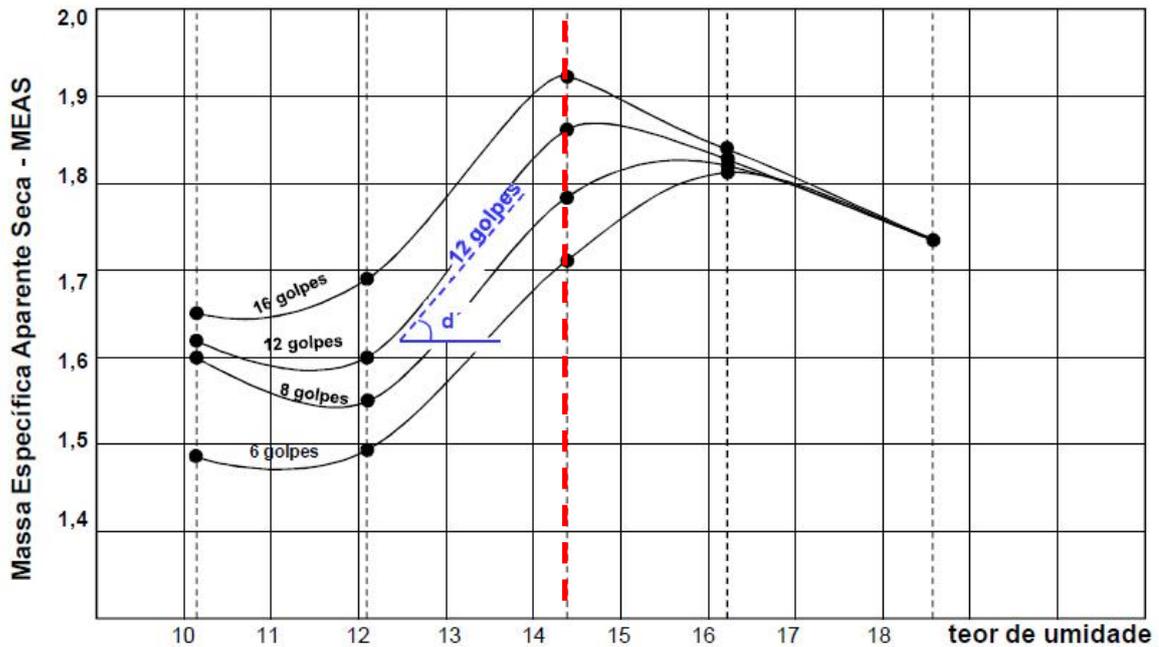


Figura 11 – Ensaio Mini-MCV – Curvas de compactação, adaptado de Silva et. al. (2010)

O coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco, correspondente a 12 golpes, é denominado *coeficiente d'*. Segundo Nogami e Villibor (1995), os solos de comportamento não laterítico siltosos se apresentam frequentemente com d' inferior a 5, as argilas não lateríticas com d' inferior a 10, e as argilas lateríticas com d' superior a 20. Nas areias puras, o valor de d' é bastante baixo, ao passo que, nas areias argilosas, pode-se ter d' superior a 100.

3.1.3.2 PERDA DE MASSA POR IMERSÃO (P_i)

A estabilidade do solo à ação da água é avaliada usando-se corpos de prova já compactados, que são extraídos parcialmente (10 mm) dos cilindros e depois imersos em água, por pelo menos 20 horas. O material despreendido é recolhido e submetido à secagem, a fim de se obter o peso seco despreendido do corpo de prova. A perda de massa por imersão é definida pela seguinte expressão:

$$P_i = 100 \times (M_d/M_0)$$

onde:

P_i = perda de massa por imersão, em porcentagem;

M_d = massa de solo seco da porção despreendida do corpo-de-prova; e

M_0 = massa de solo seco correspondente a 10 mm do corpo-de-prova, logo após a compactação.

Segundo Ferreira (1992), a perda de massa por imersão (P_i) reflete a estabilidade do solo à ação da água, quando compactado e sujeito a confinamento parcial. O valor zero corresponde às argilas lateríticas, areias argilosas e argilas arenosas. Argilas expansivas e areias argilosas

com argilas expansivas, apresentam valores de P_i de pelo menos 100%. Os valores altos, próximos de 300%, são típicos de areias finas de graduação ruim e siltes muito expansivos.

Para se estimar a perda de solo característica da amostra (P_i) plota-se um gráfico com valores de Mini-MCV, em abscissa, e valores de P_i em ordenadas e obtém-se por interpolação o valor da perda de solos (Figura 5), segundo Balbo (2007) dentro das seguintes regras:

- Se o solo apresenta peso específico aparente seco baixo, quando a altura final do corpo-de-prova para Mini-MCV = 10 for maior ou igual a 48 mm, então P_i é determinado para Mini-MCV = 10; e
- Se o solo apresentar elevado peso específico, não obedecendo à condição acima, então P_i é determinado para mini-MCV = 15.

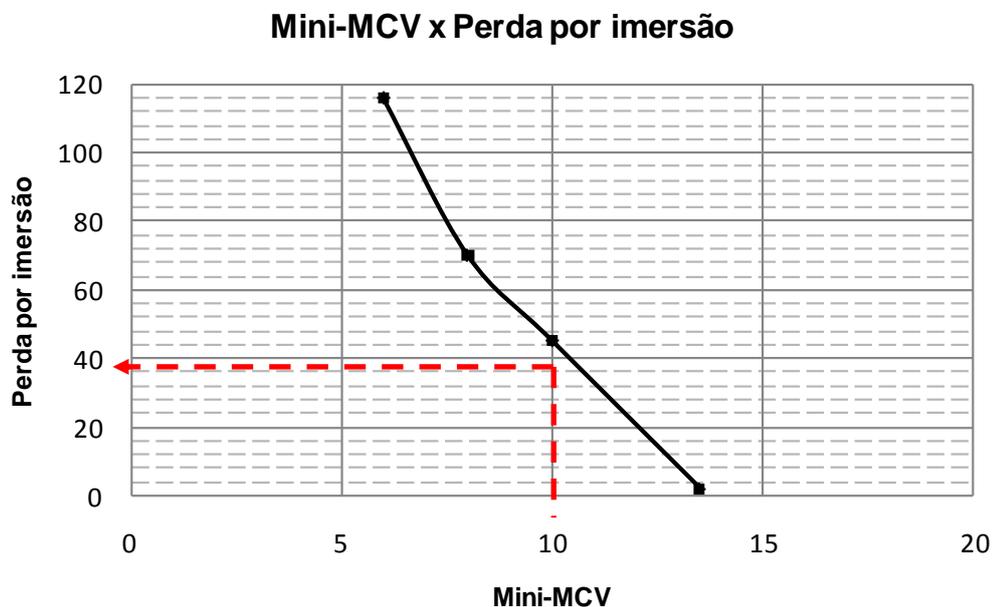


Figura 12 – Exemplo de resultado do ensaio de perda de massa por imersão, no caso para Mini-MCV = 10, adaptado de Silva et. al. (2010)

Para finalizar a classificação MCT, é necessário o cálculo do parâmetro e' , que é dado pela seguinte expressão:

$$e' = (20/d' + P_i/100)^{1/3}$$

onde:

P_i = perda de massa por imersão, em porcentagem; e

d' = coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco, correspondente a 12 golpes (ensaio Mini-MCV).

Segundo Ferreira (1992), o índice e' é uma expressão matemática, para ajuste de áreas na carta de classificação de solos MCT, que visa distribuir os grupos de solos de acordo com seu comportamento. Ou seja, a razão para os autores terem adotado uma raiz cúbica na equação

de e' foi para permitir que os tipos de solos ocupassem áreas semelhantes na carta de classificação.

A Figura 13 mostra a classificação de solos tropicais MCT e seus 7 grupos, sendo três de comportamento laterítico (prefixo L) e quatro de comportamento não laterítico (prefixo N). Em resumo, os lateríticos são solos bastante maduros e estáveis nas condições tropicais, não expansíveis ou pouco expansíveis, que proporcionam comportamento geotécnico favorável a aplicações rodoviárias. Os não lateríticos apresentam características desfavoráveis do ponto de vista de pavimentação, principalmente nas propriedades como expansão e permeabilidade, embora em alguns casos apresentem resistência satisfatória.

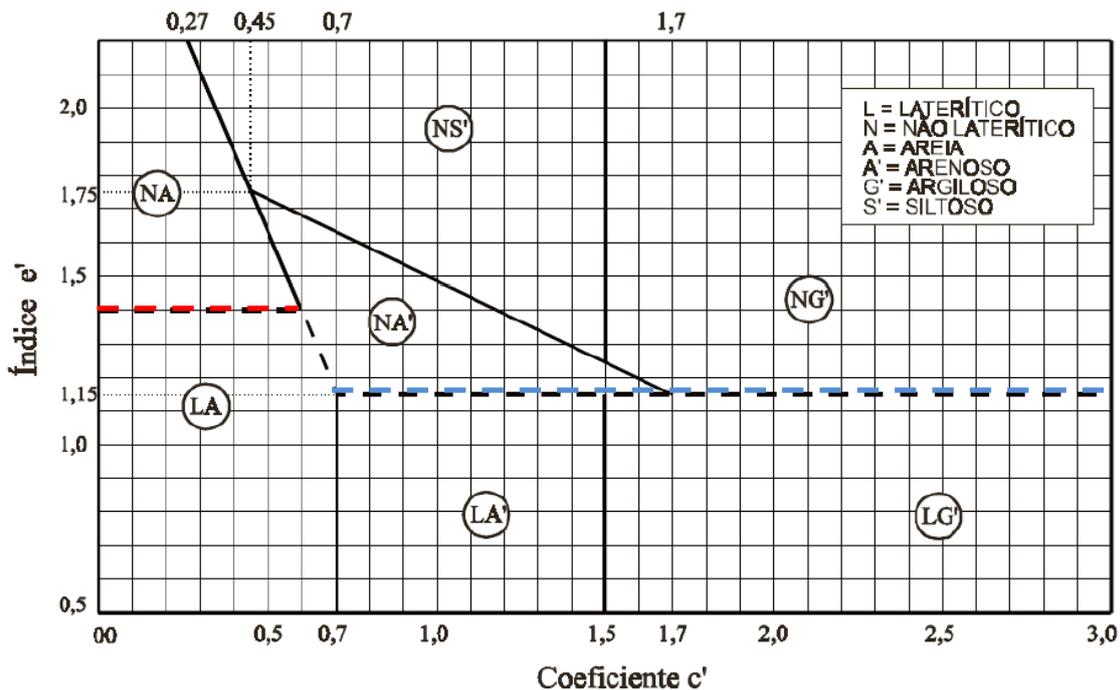


Figura 13 – Carta de classificação para solos finos tropicais (MCT)

Observa-se que, em termos do coeficiente e' , a linha divisória entre os solos de comportamento laterítico e não laterítico é de 1,15 (linha tracejada em tom azul). No caso de solos com pouca argila (finos) essa transição ocorria normalmente para valores mais elevados de perda por imersão, o que levou a impor um coeficiente e' divisório de 1,4 (linha tracejada em tom vermelho). (Nogami e Villibor, 1995).

Quadro 4 - Grupos de solos com comportamento laterítico

Classificação MCT	Tipo de Solo
LA	Areias: areias com pouca argila
LA'	Arenosos: areias argilosas, argilas arenosas
LG'	Argilosos: argilas e argilas arenosas

Quadro 5 - Grupos de solos com comportamento não laterítico

Classificação MCT	Tipo de Solo
NA	Areias: areias, areias siltosas, siltes
NA'	Arenosos: areias siltosas, areias argilosas
NS'	Siltosos: siltes, siltes arenosos e argiloso
NG	Argilosos: argilas, argilas arenosas e argilas siltosas

A metodologia MCT possui grande aplicabilidade no desenvolvimento da tecnologia de construção em obras viárias que envolvam solos tropicais. As buscas de soluções mais racionais, aliadas à economia proporcionada ao final da obra, já levaram órgãos rodoviários a introduzirem a metodologia MCT em suas instruções de projeto.

Na sequência, uma breve descrição dos ensaios de *Capacidade de Suporte – Mini-CBR*, *Expansão*, *Contração*, *Infiltrabilidade* e *Permeabilidade*, desnecessários no procedimento de classificação MCT, no entanto importantes para analisar a viabilidade do emprego de solo, como camada de base de pavimento.

3.1.3.3 ENSAIO DE CAPACIDADE DE SUPORTE – MINI-CBR

Este método de ensaio, intitulado *Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão*, é normalizado pelo DNER ME 254/97, e tem como objetivo determinar o Mini-CBR e a expansão de solos compactados em equipamento miniatura.

Segundo Fortes (2002), este ensaio foi desenvolvido na *Iowa State University*, sendo que o valor obtido foi designado por IBV (Iowa Bearing Value). Caracteriza-se por utilizar corpos de prova de dimensões reduzidas, com 50 mm de diâmetro, e pistão de penetração de 16 mm de diâmetro. Durante os trabalhos de pesquisa, Nogami realizou adequações no método de ensaio de Iowa, para poder correlacionar seus resultados com o CBR tradicional.

Aliado aos ensaios de expansão e de contração, gera resultados que possibilitam o dimensionamento de pavimentos e a escolha de solos para reforço do subleito, sub-bases, bases e acostamentos. O ensaio pode ser realizado com ou sem imersão e sobrecarga e dependendo da finalidade para a qual o solo estudado será utilizado, emprega-se energia de compactação “normal”, “intermediária” ou “modificada” (VILLIBOR ET. AL, 2007).

O ensaio Mini-CBR apresenta uma dispersão menor de valores de capacidade de suporte em relação ao ensaio convencional. Os valores de Mini-CBR e CBR convencional são muito similares, sendo que, na prática, adotam-se como equivalentes.

3.1.3.4 ENSAIO DE EXPANSÃO

O procedimento adotado no caso do ensaio Mini CBR é similar ao tradicional, menos o tempo de imersão, que é reduzido para 20 horas, e outras adaptações nos equipamentos utilizados, decorrentes do uso de corpos de prova de dimensões reduzidas (FORTES, 2002).

Esse ensaio tem como objetivo principal conhecer os valores de expansão dos *argilo-minerais* constituintes dos solos finos, hierarquizando os solos para diversos usos em pavimentação.

3.1.3.5 ENSAIO DE CONTRACÇÃO

O ensaio de contração, importante na seleção de solos sujeitos a secagem, permite uma medida da variação do comprimento axial do corpo-de-prova após compactação, quando expostos às condições atmosféricas. A contração é uma propriedade importante durante a secagem de solos lateríticos (arenosos e argilosos), podendo seu potencial ser previsto durante o ensaio junto com a classificação do solo (BALBO, 2007).

O objetivo é gerar informações relativas ao estado e ao comportamento do solo após o período de cura ou de secagem. O surgimento de trincas, ocasionadas pela secagem ao ar, pode prever a necessidade de um tratamento especial sobre a camada de solo, a fim de evitar a propagação e a reflexão das trincas para a camada de revestimento asfáltico.

3.1.3.6 ENSAIO DE INFILTRAÇÃO

O ensaio de infiltrabilidade segundo Villibor, et. al. (2007), tem como objetivo medir a velocidade e a quantidade de água que penetra em camadas de solo (bases), quando chove durante a fase de execução e/ou operação da rodovia. Estima, aproximadamente, quanto uma frente de umidade pode caminhar para dentro do pavimento a partir de uma valeta lateral não revestida e/ou através de locais de concentração de acúmulo d'água próximos ao acostamento.

Trata-se de uma propriedade importante para associar a capacidade de absorção de água pelo solo em condições de contato prolongado com água.

3.1.3.7 ENSAIO DE PERMEABILIDADE

A medida de permeabilidade do solo é também fundamental para uma estimativa de seu potencial drenante, que se relaciona com a mais rápida ou mais lenta eliminação da água infiltrada no solo. O solo compactado no molde é superficialmente lacrado com uma rolha que possui um tubo graduado externamente. O fundo da amostra é colocado sobre placa porosa imersa em água, medindo-se a quantidade de água percolando em função do tempo (BALBO, 2007). O valor obtido é apresentado como coeficiente de permeabilidade, geralmente expresso em cm/s.

3.2 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

A utilização de solos estabilizados quimicamente em camada de pavimento surge do fato de que, em inúmeros casos de obra viária, não se encontram os materiais britados disponíveis a custo acessível. Esta estabilização consiste em melhorar as condições estruturais e geotécnicas do solo natural para que, após os procedimentos de mistura, compactação e cura, sejam atendidas as exigências estabelecidas em projeto.

Senço (1997) apresenta a estabilização de solos como “dotar o solo de condições de resistir a deformações e ruptura durante o período em que estiver exercendo funções que exigem essas características, num pavimento ou outra obra qualquer”.

A estabilização química de um solo refere-se às alterações produzidas na sua estrutura pela introdução de certa quantidade de aditivo, suficiente para melhorar as propriedades físicas e mecânicas do solo, possibilitando o seu emprego para fins de projeto. Na literatura, há uma série de aditivos químicos utilizados como estabilizante de solos, podendo ser desde produtos industrializados, até subprodutos ou resíduos industriais (FRANÇA, 2003).

O Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP) define em sua Instrução de Projeto (IP-DE-P00/001), datada de janeiro de 2006, que os solos estabilizados quimicamente deverão apresentar propriedades geotécnicas mínimas e os critérios estabelecidos dependem da localização da camada na estrutura de pavimento. No caso de *sub-base*, o material da mistura deverá apresentar capacidade de suporte (CBR) maior ou igual a 30% e expansão inferior a 1,0%, enquanto que para a camada de *base* a exigência é de CBR maior ou igual 80% e expansão inferior a 1,0%.

Senço (1997, p.234) discorre sobre a realidade brasileira e, sobretudo da importância da contínua pesquisa de solos estabilizados, com aditivos químicos:

[...] Só a utilização mais freqüente e de produtos diversificados poderá, num futuro próximo, após exaustivos estudos de comparação e de custo, dar caráter rotineiro ao uso de aditivos. Justifica-se a intensificação dos estudos porque as perspectivas de melhorar economicamente as qualidades de um solo são objetivos dos mais sérios para a execução de pavimentos de custos compatíveis com a nossa realidade econômica em caráter geral [...].

A incorporação de aditivos para melhor a condição de suporte do pavimento já é uma prática antiga em nosso país, segundo o livro *A Memória da Pavimentação no Brasil* de autoria do Engº Atahualpa Schmitz da Silva Prego, a primeira base de solo cimento construída foi na estrada João Pessoa – Cabedelo, inaugurada no primeiro semestre de 1940.

Os materiais cimentados frequentemente empregados são: brita graduada tratada com cimento (BGTC), concreto compactado a rolo (CCR), solo-cimento, solo-cal e solo-cal-cimento, os dois primeiros são da classe dos materiais granulares (britados) e por isso não serão tratados neste trabalho. A seguir, maiores detalhes dos aditivos tradicionais (cimento e cal).

3.2.1 SOLO-CIMENTO

As misturas de solo-cimento são empregadas em camadas de base e de sub-base de pavimentos. Seu emprego é geralmente mais difundido em regiões onde não são disponíveis a distância e custos razoáveis, material britado (rocha ou cascalhos) ou agregados naturais ou artificiais (BALBO, 2007).

A NBR 12023 (1992) define solo-cimento como: “produto endurecido, resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem”. Esta definição supracitada assemelha-se a da especificação técnica de serviço do DER/SP de janeiro de 2006 (ET-DE-P00/004) transcrita a seguir: “a sub-base ou base de solo-cimento é o produto endurecido resultante da cura úmida da mistura homogênea compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas em projeto e determinadas por ensaios prévios de laboratório por dosagem experimental.

Segundo Bernucci et al. (2008), o solo para ser estabilizado com cimento de forma econômica, deve ter certa proporção de areia, pois caso tenha um percentual muito alto de argila pode exigir um teor muito elevado de cimento e ficar demasiadamente oneroso, além de apresentar muita retração. A faixa viável é de aproximadamente 5 a 9% de cimento em relação à massa total.

O solo-cimento deve ser preparado de preferência em usina, no entanto, também pode ser misturado em pista. Nas duas situações, deve ser compactado logo após a distribuição em pista, devido à rapidez da reação do cimento.

A resistência à tração da camada de solo-cimento varia entre 0,6 e 2,0 MPa, dependendo do teor de cimento e tipo de solo (CERATTI, 1991). A resistência à compressão simples deve atender às especificações mínimas de norma (2,1 MPa), mas podem chegar até cerca de 7 a 8 MPa, dependendo do teor de cimento e da natureza do solo (BERNUCCI., ET AL., 2008).

O DER/SP define que, a porcentagem em massa de cimento a ser incorporada ao solo para constituição da mistura deve ser fixada de modo a atender a resistência à compressão simples, aos vinte e oito dias de cura, fixadas no projeto da estrutura do pavimento.

Deste modo, cabe ao engenheiro projetista, realizar ensaios prévios para análise do comportamento estrutural da mistura solo-cimento com o solo disponível na região, analisar a viabilidade econômica de sua utilização e especificar a resistência mínima desejada, considerando as condições de suporte das camadas inferiores (inclusive do subleito) e dos esforços, provenientes do tráfego, que irão atuar sobre a camada.

3.2.2 SOLO-CAL

A estabilização solo-cal em estradas pode ter vários objetivos, tais como: modificar o solo pela cal, com vistas a acelerar o processo construtivo; melhorar o subleito; melhorar a resistência e durabilidade dos solos de graduação fina, para aplicação em camadas de pavimentos rodoviários (BUENO ET AL., 1995).

O DER/SP define a mistura em sua especificação técnica (ET-DE-P00/005) como: “camadas constituídas de mistura artificial de solo com cal em proporções estabelecidas por dosagem experimental, que apresentam grande estabilidade e durabilidade quando adequadamente compactada”.

Segundo Balbo (2007), adições de cal e água em solos resultam em reações de cimentação com a formação de compostos hidratados de cálcio, como os silicatos de cálcio hidratados e os aluminatos de cálcio hidratados. Tais reações processam-se em presença de umidade, quando a cal reage com a sílica ou com o óxido de alumínio, resultando em modificações que podem estabilizar dramaticamente a expansibilidade de solos a princípio não aproveitáveis em pavimentos.

A estabilização química de solo com cal segue os mesmos objetivos da mistura com cimento, seja para enrijecimento, seja para a trabalhabilidade e redução da expansão. O solo-cal, aplicado preferencialmente a solos argilosos e siltosos caulínicos, tem sido utilizado principalmente como reforço do subleito ou sub-base. Alguns experimentos foram feitos empregando-se a mistura como base de pavimento de baixo volume de tráfego ora com sucesso, ora não (BERNUCCI., ET AL., 2008).

Na prática, o habitual é incorporar a cal em solos principalmente argilosos para minimizar os efeitos da expansão que, dependendo da magnitude pode ser extremamente prejudicial à vida útil do pavimento. Um dos motivos pelo baixo emprego como camada rígida pode estar relacionado com o período de cura, pois, de acordo com Boscov (1987) para que haja as reações responsáveis pelo aumento de resistência, o período de cura é lento quando comparado ao solo-cimento.

3.3 ENSAIOS MECÂNICOS

As estruturas de pavimento são projetadas para resistirem a inúmeras solicitações de carga. Por essa razão, durante o período da elaboração do projeto, deve-se dimensionar adequadamente a estrutura do pavimento, conhecer bem as propriedades dos materiais que a compõem, seja material granular (pétreo) ou solo, sendo imprescindível conhecer as características de resistência de cada material para que não ocorram danos estruturais fora dos limites aceitáveis.

A seguir, apresentam-se detalhes dos ensaios mecânicos mais empregados no Brasil e utilizados neste trabalho para conhecer as características das amostras coletadas: *California Bearing Ratio (CBR)* ou *Índice de Suporte Califórnia (ISC)* e *Resistência a Compressão Simples (R_C)*.

3.3.1 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC)

O ensaio Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou popularmente conhecido com California Bearing Ratio (CBR), foi desenvolvido por Porter, em 1929, voltado, especificamente, para o dimensionamento de pavimentos rodoviários, sendo mais tarde adaptado pelo Corpo de Engenheiros para o projeto de pavimentos de aeroportos, mantendo-se ainda hoje como o parâmetro de projeto mais utilizado (SILVA ET. AL., 2010).

Segundo Porter (1950), foi desenvolvido no final da segunda década do século XX, para avaliar o potencial de ruptura do subleito (afundamentos plásticos), uma vez que era o defeito mais frequentemente observado nas rodovias da Califórnia, naquela época.

Por definição, CBR expressa a relação entre a resistência a penetração de um cilindro padronizado numa amostra do solo compactado e a resistência do mesmo cilindro em uma pedra britada padronizada. O ensaio permite, também, obter-se um índice de expansão do solo durante o período de saturação por imersão do corpo-de-prova.

O ensaio largamente utilizado no meio rodoviário, normatizado pelo DNER-ME 049/94 e intitulado *Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas* aplica a seguinte sequência: *moldagem* do corpo-de-prova, *imersão* e *penetração*, que segundo Bernucci et. al. (2008), consiste de forma sucinta nas seguintes etapas:

- a) *moldagem* do corpo-de-prova: solo ou material passando na peneira $\frac{3}{4}$ ", compactado na massa específica e umidade de projeto, em um molde cilíndrico de 150 mm de diâmetro e 125 mm de altura, provido de um anel complementar de extensão com 50 mm de altura;

- b) *imersão* do corpo-de-prova: imerge-se o cilindro com a amostra compactada dentro, em um depósito cheio d'água, durante quatro dias. Durante todo o período de imersão é empregada uma sobrecarga padrão de 10 libras (4,536 kg) sobre o corpo-de-prova, que corresponde a 2,5 polegadas (6,35 cm) de espessura de pavimento sobre o material. Fazem-se leituras por meio de um extensômetro, a cada 24 horas, calculando-se a expansão axial do material em relação à altura inicial do corpo-de-prova.
- c) *penetração* do corpo-de-prova: feita através do punctionamento na face superior da amostra por um pistão com aproximadamente 50 mm de diâmetro, sob uma velocidade de penetração de 1,25mm/min. Anotam-se, ou registram-se no caso de equipamento automatizado, as pressões do pistão e os deslocamentos correspondentes, de forma a possibilitar a plotagem de uma curva pressão versus penetração, na qual se definem os valores de pressão correspondente a 2,54 mm ($P_{0,1''}$) e 5,08 mm ($P_{0,2''}$). Estas curvas de pressão versus penetração devem possuir um primeiro trecho praticamente retilíneo, característico de fase elástica, seguido de um trecho curvo, característico da fase plástica. Inflexão no início da curva tem significado de problemas técnicos de ensaio e essas curvas devem ser corrigidas (Figura 14).

O ISC é calculado para as penetrações de 2,54 mm ($P_{0,1''}$) e 5,08 mm ($P_{0,2''}$) utilizando as seguintes expressões:

$$ISC_{0,1''} = (P_{0,1''} / 70) \times 100$$

$$ISC_{0,2''} = (P_{0,2''} / 105) \times 100$$

onde:

$P_{0,1''}$ = pressão correspondente à penetração de 2,54 mm (0,1'') em kgf/cm²

$P_{0,2''}$ = pressão correspondente à penetração de 5,08 mm (0,2'') em kgf/cm²

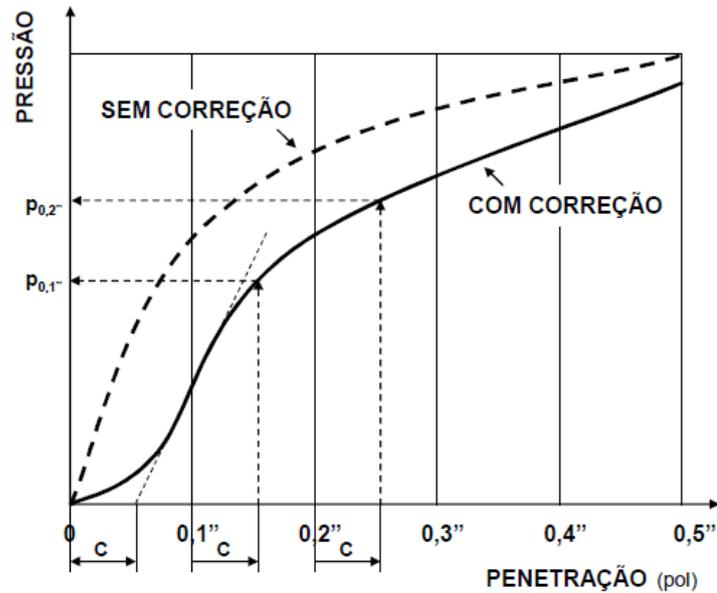


Figura 14 – Gráfico pressão versus penetração (Ensaio CBR), adaptado de Silva et. al. (2010)

O Índice de Suporte Califórnia (ISC) será o maior valor entre os dois calculados ($ISC_{0,1''}$ e $ISC_{0,2''}$). A norma DNER-ME 049/94 recomenda, para um mesmo tipo de solo, preparar cinco amostras com teores crescentes de umidade.

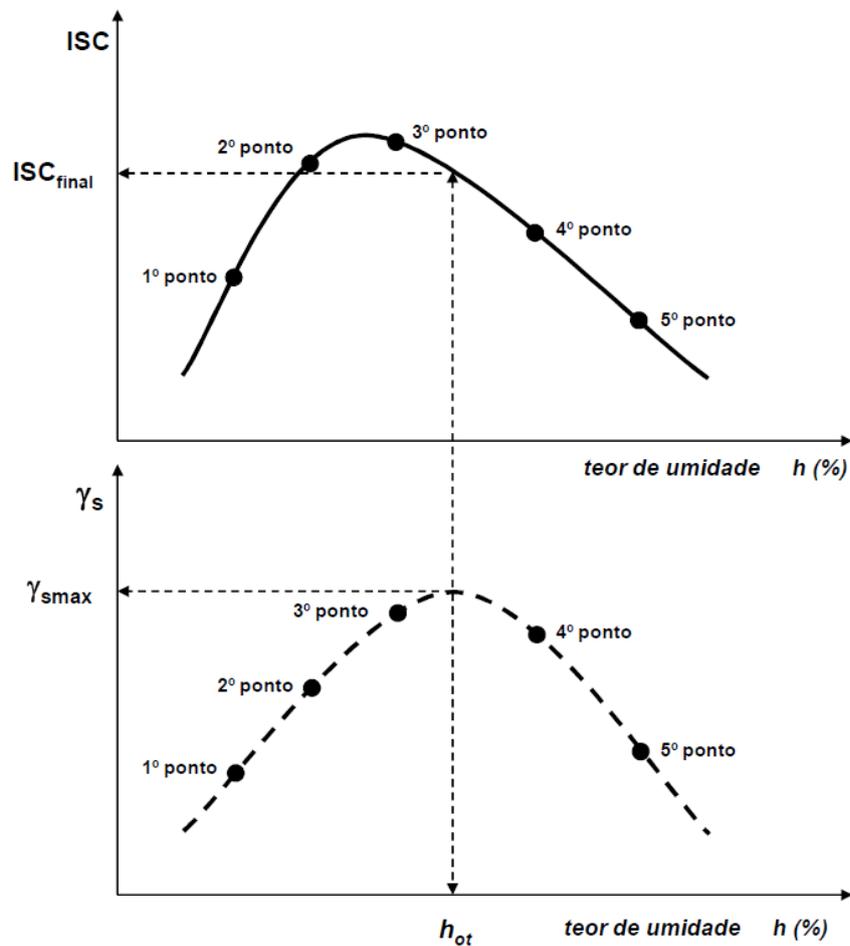


Figura 15 – Determinação final do Índice de Suporte Califórnia, adaptado de Silva et. al. (2010)

Para a determinação final do ISC plota-se a curva de compactação (peso específico seco *versus* teor de umidade) e, na mesma folha, a curva de variação do ISC com o teor de umidade. O valor da ordenada dessa curva, correspondente à umidade ótima (h_{ot}), fornece o Índice de Suporte Califórnia final da amostra (Figura 9).

Balbo (2007), alerta que há um aspecto importante na execução do ensaio de ISC, quanto à sua transposição como norma do Brasil – trata-se de uma limitação. Vimos que a imersão da amostra por 96 horas (quatro dias) é realizada para simular uma enorme saturação do solo durante o degelo na primavera no Hemisfério Norte. Contudo, os solos vão trabalhar normalmente em uma umidade de equilíbrio diferente da umidade de compactação e distante da umidade de saturação.

Uma solução, especialmente para camadas de solo a serem aproveitadas como base ou sub-base de pavimento, é a execução também do ensaio ISC seco (sem imersão) e sem a sobrecarga padrão, o que evita a limitação destacada por Balbo (2007) e permite simular de uma maneira mais satisfatória as condições de trabalho da camada.

3.3.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

Como comentado no item 3.2.1, onde abordamos a mistura de solo-cimento, um dos critérios exigidos pelas especificações técnicas para avaliar a possibilidade de utilização de uma camada estabilizada em pavimento, é a *Resistência a Compressão Simples*.

A norma rodoviária DNER-IE 004/94 define resistência a compressão simples como: “valor da pressão correspondente à carga que rompe um corpo-de-prova cilíndrico de solo submetido a carregamento axial”. E destaca que, “quando não se atinge uma carga máxima de ruptura, é o valor da pressão correspondente à carga na qual ocorre deformação específica³ do corpo-de-prova de 20%”.

Segundo Silva et. al. (2010) para a realização do ensaio, a amostra é colocada entre dois pratos da prensa, aplicando-se a carga progressivamente, a uma velocidade de deformação controlada. A prensa pode ser de acionamento elétrico ou manual, a sensibilidade e precisão do dispositivo de medição da carga vertical (anel dinamométrico ou célula de carga) devem ser adequados ao valor da resistência do solo.

Durante o ensaio, deve ser registrada a carga correspondente (leitura do anel de carga) a cada incremento na deformação (leitura deformação vertical). Num instante qualquer, a

³ Deformação específica de um corpo-de-prova é a relação entre o decréscimo de altura que sofre o corpo-de-prova pela aplicação de carga e sua altura inicial.

pressão vertical é obtida dividindo-se a carga vertical pela área corrigida da amostra, ou seja:

$$\sigma_v = (P / A_c) = (P / I - \epsilon)$$

onde:

σ_v = tensão vertical;

A_c = área de contato do corpo-de-prova;

ϵ = deformação específica;

Traça-se a curva tensão vertical versus deformação específica (Figura 16). O ensaio deve ser interrompido quando a deformação vertical específica atingir 20%.

A resistência a compressão simples é tomada como o máximo da curva tensão vertical versus deformação específica, quando for possível, ou a carga correspondente a deformação específica do corpo-de-prova de 20%.

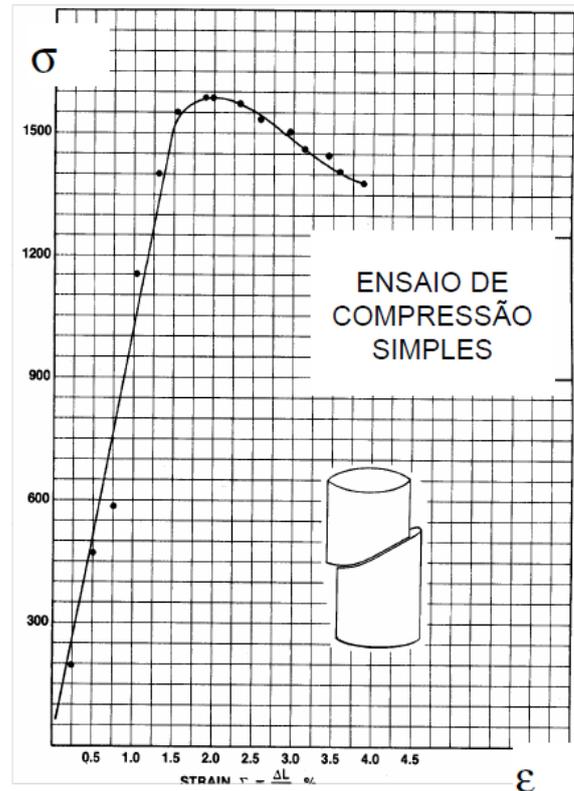


Figura 16 – Gráfico tensão versus deformação específica, Silva et. al. (2010)

Podem-se destacar as seguintes vantagens deste tipo de ensaio: *execução simples, rapidez na execução, custos reduzidos em relação aos demais ensaios de resistência*. Entretanto, as desvantagens são: *não reprodução do confinamento existente em campo, impossibilidade de controle das condições internas da amostra e alteração do estado de tensões devido ao atrito nas bases*. (SILVA ET. AL., 2010).

4. METODOLOGIA

A metodologia utilizada na elaboração desta pesquisa está assim organizada: a seleção da área de estudo, as características geológicas da região, os pontos de coletas das amostras de solos, os ensaios de laboratório e os procedimentos adotados.

4.1 ÁREA DE ESTUDO

Com a intenção de mapear uma única região e nela identificar alguns dos diferentes tipos de solos tropicais existentes, escolheu-se a cidade de São Carlos, localizada no Estado de São Paulo.

O município de São Carlos está a aproximadamente 250 quilômetros da capital e, segundo o IBGE, abrange uma área de 1.141 km² sendo quase 68 km² de área urbana, em 2010, a população da cidade era de 221.936 habitantes.



Figura 17 - Localização da Cidade de São Carlos

Fonte: <http://www.saocarlos.usp.br>

Foram selecionados para a pesquisa, alguns solos tropicais de ocorrência em diferentes pontos do município de São Carlos/SP. Em pesquisa anterior, Aguiar (1989) coletou e caracterizou diferentes tipos de solos na região, empregando as metodologias tradicionais (HRB e USCS) e o procedimento de classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) e constatou a existência dos seguintes tipos de solos no município: LA' e NA (solos arenosos de

comportamento laterítico e areias não lateríticas); e LG' e NG' (solos argilosos de comportamento laterítico e não laterítico).

Dos quatro tipos de solos tropicais, três (LA', LG' e NG') foram identificados às margens da Rodovia Engº Thales de Lorena Peixoto Jr. (SP-318), atualmente sob concessão do Grupo OHL (Concessionária Autovias) e a areia não laterítica (NA) foi constatada próxima a Rodovia Luiz Augusto de Oliveira (SP-215) no segmento sobre jurisdição do DER/SP.

4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA DA REGIÃO

A região em estudo encontra-se geologicamente dentro da Bacia do Paraná e tem como principais unidades, da base para o topo, a Formação Piramboia, a Formação Botucatu, a Formação Serra Geral, a Formação Itaqueri e sedimentos quaternários, como pode ser visto na figura 18, de acordo com o mapa geológico da CPRM (Companhia de Pesquisa e Recursos Minerais).

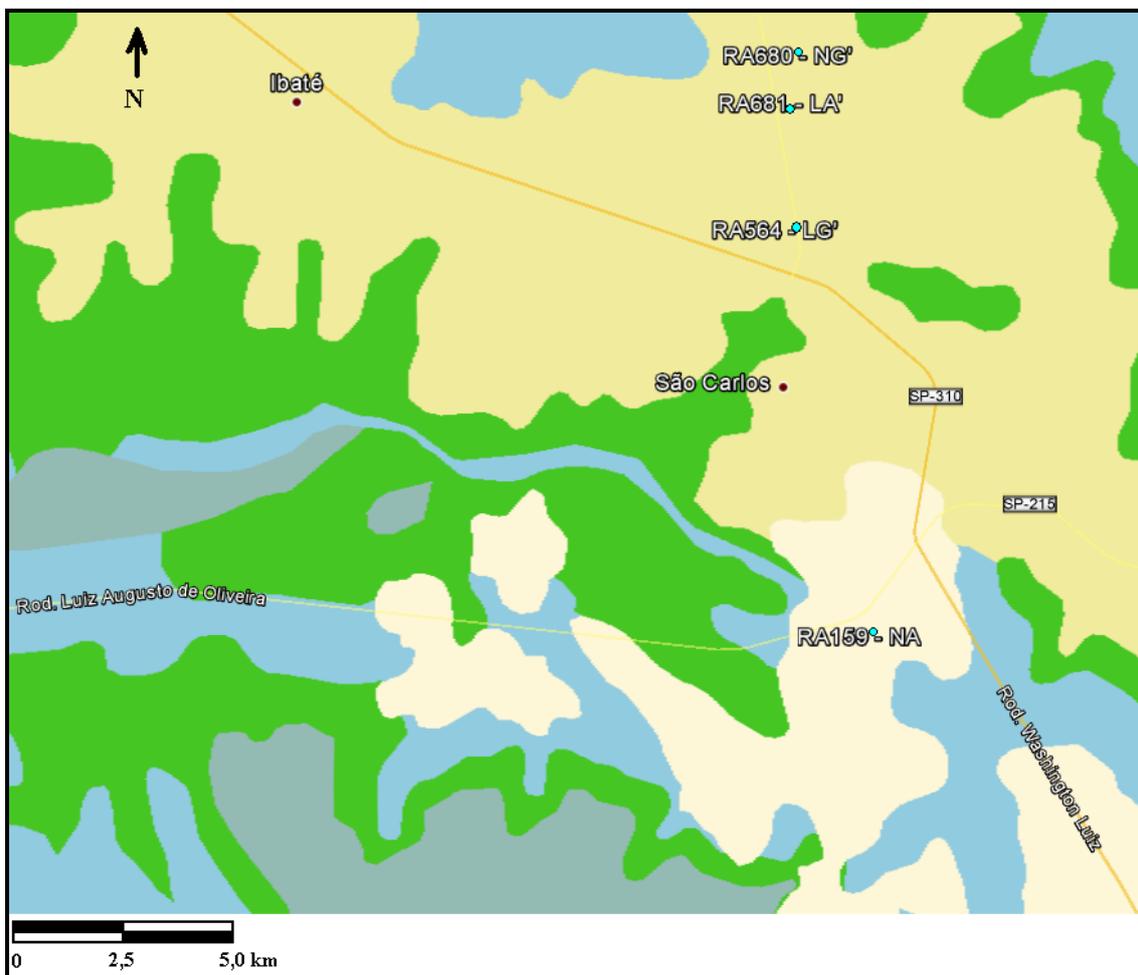


Figura 18 - Mapa Geológico da Região de São Carlos. Extraído e modificado de CPRM e Google Earth.

- Depósitos colúvio-eluvionares, sedimentos arenosos, arenoargilosos e conglomeráticos (Sedimentos Quaternários);

-  Arenito, arenito conglomerático com lentes de folhelho, siltito e conglomerado (Formação Itaqueri);
-  Basalto e basalto-andesito de filiação tholeítica; riolito e riodacito. Intercala camada de arenito, litoarenito e arenito vulcânico (Formação Serra Geral);
-  Arenito fino a grosso de coloração avermelhada, grãos bem arredondados e com alta esferecidade, dispostos em sets e/ou cossets de estratificações cruzadas de grande porte. Ambiente continental desértico, depósitos de dunas eólicas (Formação Botucatu).

Segundo Hachiro (1997), a Bacia Sedimentar do Paraná possui esse nome devido ao Rio Paraná, e o depocentro desta bacia tem seu eixo de maior extensão na direção nordeste/sudoeste (NE-SW).

Gesicki (2007) analisa a herança das características faciológicas dos sistemas deposicionais da Formação Piramboia e da Formação Botucatu: o primeiro reside na marcante presença de água no sistema eólico e o segundo consiste em sistema eólico seco, relativamente mais homogêneo em termos faciológicos, textural, composição mineralógica e estruturas sedimentares que o sistema antecessor. Conforme Gesicki (2007), o conjunto sedimentar foi submetido a condições de soterramento pouco profundo (no máximo 200 metros), sendo o histórico de soterramento um pouco mais eficiente para as rochas da Formação Piramboia, aliado a características deposicionais desta unidade com maior variabilidade de composição mineralógica por causa do conteúdo mais elevado de argilominerais, feldspato e minerais acessórios, conferiu-lhe evolução diagenética mais complexa do que a verificada nas rochas da Formação Botucatu.

Em seu trabalho na região, Squisato (2008) descreve a Supersequência Gondwana II (de ambiente flúvio-lacustre/eólico), representada pela Formação Santa Maria (lamitos triássico), seguida pelas Formações Botucatu (arenitos de granulação fina a média avermelhados), depositados num ambiente tipicamente desértico com forte influência eólica, Serra Geral representados pela Supersequência Gondwana III, e a Supersequência Bauru, representada na Bacia do Paraná pelos Grupos Bauru e Caiuá.

Fulfaro (1971) relata que o contato entre as camadas da sequência pós-glacial e a Formação Botucatu ocorre como uma discordância erosiva e a idade dos sedimentos da Formação Botucatu se baseia no fato de que os basaltos do mesmo grupo, de idade Cretácea Inferior, apresentarem intercalações de arenitos correlacionáveis mais para o topo da sequência.

Segundo Leinz *et. al.* (1966), a grande área por onde aflora em superfície e subsuperfície a Formação Serra Geral deve estar relacionada à baixa viscosidade da lava básica como também devido à topografia levemente aplainada no início do Cretáceo na Bacia do Paraná, onde sedimentos pré-vulcânicos eram representados em maioria pelas dunas do deserto Botucatu.

Os primeiros estudos sobre a Formação Itaqueri foram realizados por Almeida e Barbosa (1953), ao descrever os sedimentos que recobrem a Serra de Itaqueri, denominando-os de Formação Itaqueri. Esta formação estaria sobreposta, na área, às formações Serra Geral e Botucatu, pertencentes ao Grupo São Bento do Eo-Cretáceo e Juro-Triássico, respectivamente, sendo que estes sedimentos pertencem também à Bacia Sedimentar do Paraná.

De acordo com Almeida e Barbosa (1953), a Formação Itaqueri é disposta como membros alternados de arenitos de matriz argilosa, folhelhos, conglomerados e níveis de arenito intensamente silicificado, sendo os arenitos predominantes e os demais termos litológicos de extensão limitada, e que formam corpos lenticulares alongados. São descritas também camadas de conglomerado, com até 5 metros de espessura, que ocorrem na maior parte da formação com seixos bem arredondados, com até 30 centímetros de diâmetro e constituídos predominantemente de basalto, ocorrendo ainda quartzo, calcedônia, quartzito, filito, pegmatito, sílex e folhelho da Formação Corumbataí. Os arenitos apresentam granulação variável, desde termos de textura muito fina passando a siltitos, até arenitos grosseiros de granulação heterogênea, podendo ainda ser arcóstanos.

Ladeira & Santos (2005) destacam que uma característica marcante da Formação Itaqueri é que em alguns locais, seus sedimentos se encontram inconsolidados, em outros consolidados, ora correspondendo a materiais silicificados ora ferruginizados.

4.3 PONTOS DE COLETA DAS AMOSTRAS

As amostras de solos utilizadas neste trabalho foram coletadas no município de São Carlos/SP nas proximidades dos locais estudados por Aguiar (1989), o que possibilitou uma maior precisão na obtenção de solos com diferentes características tropicais, conforme almejado.

Os solos foram recolhidos pelo procedimento conhecido como sondagem a trado (ST), que é uma ferramenta que permite por torção, o corte e a penetração no solo. O material escavado foi coletado, ensacado e devidamente identificado em campo, antes de ser encaminhado para o Laboratório.

A seguir, apresenta-se o quadro resumo com dados da localização das sondagens, em que se registram, em cada ponto de coleta, as seguintes informações: *nome e número da amostra, estrada, local e/ou proximidades, data da coleta* e, especialmente as *coordenadas UTM* com a identificação (latitude/longitude) de cada furo.

Quadro 6 - Quadro resumo com a identificação e a localização das amostras coletadas

<i>Amostra:</i>	ST-01	ST-02	ST-03	ST-04
<i>Estrada:</i>	SP-215	SP-318	SP-318	SP-318
<i>Local:</i>	Rotatória da Volkswagen	Rotatória acesso Norte da UFSCar	Frente ao Parque Eco Tecnológico	Frente ao Dahma Golfe Club
<i>Data:</i>	16/02/2011	16/02/2011	16/02/2011	16/02/2011
<i>Coordenadas:</i>	S: 22° 03' 38,76''	S: 21° 58' 50,64''	S: 21° 57' 22,56''	S: 21° 56' 31,62''
	W: 47° 52' 26,13''	W: 47° 53' 18,88''	W: 47° 53' 32,08''	W: 47° 53' 41,96''

Além dessas informações, foram registradas imagens de cada sondagem (Figura 19 e 20).

**Figura 19** - Pontos de coleta das sondagens a trado: ST-01 e ST-02**Figura 20** - Pontos de coleta das sondagens a trado: ST-03 e ST-04

Observa-se que, em alguns casos, para a coleta do volume de solo necessário para a realização de todos os ensaios previstos, houve a necessidade de se executar mais de um furo (que foi realizado adjacente ao ponto). Destaca-se, ainda, que as amostras coletadas são representativas da massa que compõe o volume de solo do qual foram retiradas.

4.4 DOSAGEM

Para conhecer o comportamento estrutural das amostras após a sua estabilização realizou-se a dosagem com três distintos produtos: *cal*, *cimento* e *aditivo*. Segundo Lovato (2004) a dosagem tem como principal objetivo estabelecer os teores necessários para modificação ou estabilização do solo.

4.4.1 SOLO-CAL

Para a estabilização das amostras adquiriu-se comercialmente cal hidratada do tipo CH-III da marca FINACAL com 88% de pureza (CaO + MgO) e base não volátil. O produto foi adicionado a massa de solo (5.000 g), antes da compactação dos cilindros, nos teores de 5,0% (250g) e 6,0% (300g) de cal.



Figura 21 – Dosagem de Solo- Cal (5%), 5.000g de solo para 250g de cal.

4.4.2 SOLO-CIMENTO

Na estabilização com cimento, utilizou-se o CP II F-32 da marca VOTORAN facilmente encontrado, possui adição de fíler calcário, em teor entre 6,0 e 10,0%. Da mesma maneira que na mistura solo-cal, o cimento foi adicionado a massa de solo (5.000 g), antes da compactação dos cilindros, nos teores de 5,0% e 6,0%.



Figura 22 – Dosagem de Solo- Cimento (5%), 5.000g de solo para 250g de cimento.

4.4.3 SOLO-ADITIVO

Para comparar os tradicionais (cal e cimento) com o produto alternativo comercializado no Brasil, obteve-se, com autorização da empresa, uma amostra grátis do estabilizante químico denominado nesse trabalho como *aditivo*, a dosagem do produto obedeceu ao especificado pelo fabricante e para permitir uma comparação direta, a dosagem também foi realizada nos teores de 5,0% e 6,0%.

4.5 CLASSIFICAÇÃO MCT

A classificação conforme metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical) foi realizada obedecendo a norma rodoviária *DNER-CLA 259/96. Classificação de solos tropicais para finalidades viárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura.*

4.6 LIMITES DE LIQUIDEZ E DE PLASTICIDADE

Os limites de Atterberg foram determinados com o solo, em sua condição natural, aplicando os procedimentos normalizados pela ABNT. No caso do limite de liquidez de acordo com a *NBR-6459/84. Solo - Determinação do limite de liquidez* e o limite de plasticidade segundo a *NBR-7180/84. Solo - Determinação do limite de plasticidade.*

4.7 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Com a intenção de traçar a curva granulométrica das amostras de solo, empregou-se o procedimento de ensaio definido pela norma *NBR-7181/88. Solo – Análise granulométrica, metodologia normalizada pela ABNT.*

4.8 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Para se determinar a umidade ótima e a máxima densidade aparente seca de cada amostra realizou-se o ensaio de compactação conforme sistemática preconizada na *NBR-7182/88. Solo – Ensaio de Compactação*.

4.9 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) E EXPANSÃO

A capacidade de suporte e as características expansivas de cada uma das amostras foram obtidas empregando a *NBR-98952/88. Solo – Índice de suporte Califórnia - Método de ensaio*. Além da resistência a penetração do pistão determinada com a utilização da prensa de CBR o método registra, com auxílio de extensômetros, a expansão dos corpos de prova durante os quatro dias de imersão (Figura 23).



Figura 23 – Corpos de prova durante o período de imersão (quatro dias).

4.10 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Para determinação da resistência a compressão simples as rupturas dos corpos de prova cilíndricos foram realizados conforme a *NBR-12025/12. Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio*, procedimento utilizado igualmente para as amostras dosadas com cal e aditivo. A figura a seguir apresenta o equipamento utilizado.



Figura 24– Prensa utilizada no ensaio de CBR e de Compressão Simples

No capítulo 5, a seguir, apresentam-se os procedimentos e os resultados obtidos em todos os ensaios de laboratório realizados para este trabalho.

5. PROCEDIMENTOS E RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios realizados estão aqui apresentados, de forma sucinta, na seguinte sequência: Preparação das Amostras, Ensaio Mini-MCV, Ensaio de Perda de Massa por Imersão, Classificação MCT, Limites de Liquidez e de Plasticidade, Análise Granulométrica, Compactação, Índice de Suporte Califórnia (CBR) e Compressão Simples.

5.1 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

A preparação das amostras foi a etapa que precedeu a realização dos ensaios de laboratório. O processo consistiu-se em: secar, destorroar, quartear, pesar e peneirar a amostra para, no final das operações, obter-se uma quantidade suficiente, homogênea e representativa do solo a ser ensaiado.

A figura 25 apresenta três (ST-02, ST-03 e ST-04) das quatro amostras coletadas durante a primeira etapa de preparação: a secagem parcial, em que as amostras são espalhadas em bandejas rasas e expostas ao ar.

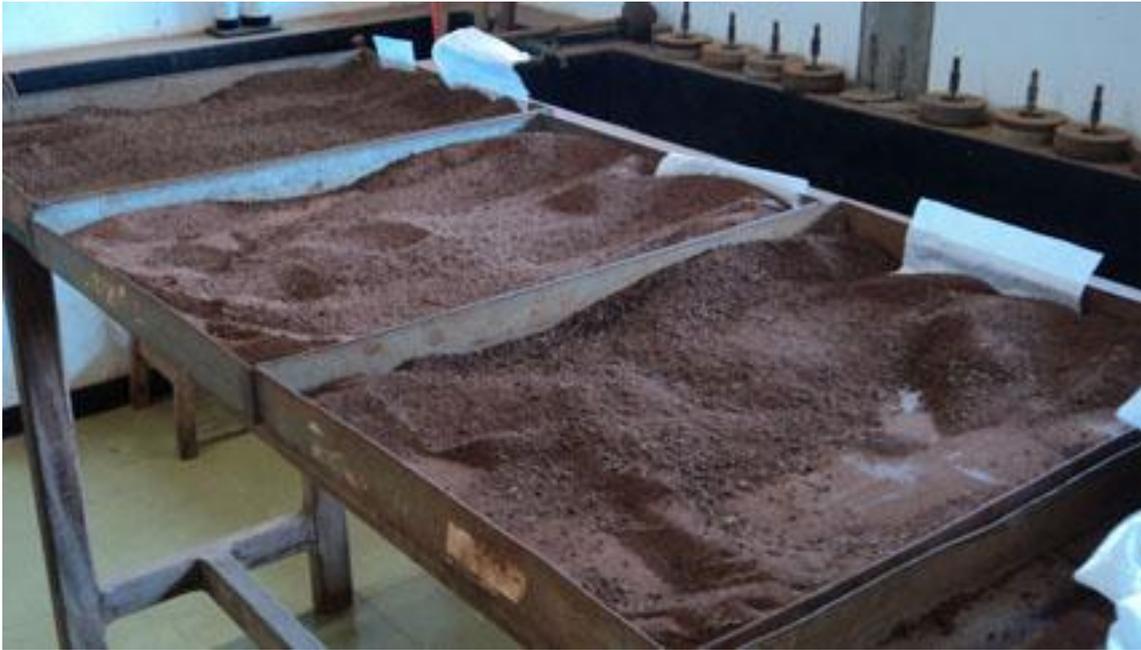


Figura 25 - Preparação das amostras antes do ensaio Mini-MCV

5.2 ENSAIO MINI-MCV

Com o objetivo de determinar os coeficientes empíricos que são empregados na classificação MCT empregou-se os procedimentos de ensaio definido pela norma *DNER-ME 258/94 – Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV*.

Para cada sondagem, preparou-se 5 (cinco) porções de solos com teores de umidades crescentes, conforme Figura 26, que foram compactadas em diferentes energias, até se conseguir um aumento sensível da massa específica aparente seca.



Figura 26 - As cinco amostras com teores de umidade crescente (ST-03 e ST-04)

O processo do ensaio foi interrompido quando a diferença de altura (Δh) para cada corpo de prova apresentou-se inferior a 2 mm (dois milímetros), ou quando a altura do corpo de prova aumentou. Repetiu-se o ensaio para cada teor de umidade e traçaram-se as curvas de deformabilidade (ou Mini-MCV). A partir delas determinou-se o valor dos Mini-MCV de cada uma das curvas.

O quadro a seguir apresenta os coeficientes c' e d' : o primeiro obtido do coeficiente angular da curva de deformabilidade correspondente ao Mini-MCV igual a 10 e o segundo, do gráfico *massa específica aparente seca versus teor de umidade* correspondente a 12 golpes.

Quadro 7 - Coeficientes obtidos pela metodologia Mini-MCV

<i>Amostra</i>	ST-01			ST-02			ST-03			ST-04		
<i>Estrada</i>	SP-215			SP-318			SP-318			SP-318		
	<i>01</i>	<i>02</i>	<i>03</i>									
Coeficiente c'	0,7	0,6	0,55	1,2	1,2	1,3	0,9	0,9	0,9	1,05	1,2	1,1
Coeficiente d'	33,9	12,7	39,3	57,1	78,2	77,8	88,0	105,6	71,1	68,3	18,5	33,1

5.3 ENSAIO DE PERDA DE MASSA POR IMERSÃO (Pi)

O ensaio de perda de massa por imersão, prescrito pela norma *DNER-ME 256/94 – Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão*, permite avaliar a erodibilidade de solos em presença de água.

Em conjunto com o coeficiente d' (Ensaio Mini-MCV) a perda de massa por imersão (P_i) é necessária para definir a classificação MCT do solo, pois permite calcular o índice e' , por meio da seguinte expressão:

$$e' = (20/d' + P_i/100)^{1/3}$$

onde:

e' = índice necessário para a classificação MCT;

P_i = perda de massa por imersão, em porcentagem; e

d' = coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco, correspondente a 12 golpes.

O procedimento de ensaio compreende a utilização dos corpos de prova compactados no ensaio Mini-MCV, no entanto, com 10 mm (dez milímetros) de solo extraído de seu molde. Em seguida, o molde é submerso em água na posição horizontal (Figura 27) onde se recolhe a massa, eventualmente desprendida, para determinar seu peso seco.



Figura 27 - Os cinco corpos de prova (ST-04) moldados e imersos durante o ensaio de perda de massa por imersão

O quadro a seguir apresenta, para cada uma das quatro sondagens realizadas, o coeficiente d' , o valor da perda de massa por imersão (P_i) e o resultado de cálculo do índice e' . Com essas informações, já se torna possível definir a classificação MCT de cada ponto coletado.

Quadro 8 - Coeficientes obtidos pelo ensaio da perda de massa por imersão

<i>Amostra</i>	ST-01			ST-02			ST-03			ST-04		
<i>Estrada</i>	SP-215			SP-318			SP-318			SP-318		
	<i>01</i>	<i>02</i>	<i>03</i>									
<i>Coeficiente d'</i>	33,9	12,7	39,3	57,1	78,2	77,8	88,0	105,6	71,1	68,3	18,5	33,1
<i>Perda de massa por imersão (P_i)</i>	332,1	238,6	273,4	116,2	137,7	114,6	272,9	208,6	253,9	316,1	335,1	307,1
<i>Índice e'</i>	1,58	1,58	1,48	1,10	1,18	1,12	1,44	1,32	1,41	1,51	1,64	1,54

É importante salientar que para cada sondagem a trado (ST-01, ST-02, ST-03 e ST-04) foram realizados três ensaios Mini-MCV e três ensaios de perda de massa por imersão (P_i). Tal procedimento possibilita analisar a discrepância entre os resultados, diminuir o risco de erro e gerar maior confiança quanto ao resultado da classificação.

5.4 RESULTADO DA CLASSIFICAÇÃO MCT

Com a execução dos ensaios transcritos nos itens anteriores, foi possível determinar o coeficiente (c') e o índice (e'), indispensáveis para classificar as quatro amostras de solos tropicais, pela metodologia MCT.

Quadro 9 - Resultados da classificação MCT para cada sondagem

<i>Amostra</i>	ST-01			ST-02			ST-03			ST-04		
<i>Estrada</i>	SP-215			SP-318			SP-318			SP-318		
	<i>01</i>	<i>02</i>	<i>03</i>									
<i>Coeficiente c'</i>	0,7	0,6	0,55	1,2	1,2	1,3	0,9	0,9	0,9	1,05	1,2	1,1
<i>Índice e'</i>	1,58	158	1,48	1,10	1,18	1,12	1,44	1,32	1,41	1,51	1,64	1,54
<i>Classificação MCT</i>	NA'	NA'	NA'	LA'	NA'	LA'	NA'	NA'	NA'	NS'	NS'	NS'
	NA'			LA'			NA'			NS'		

Observa-se que, apesar de terem sido realizados três ensaios por sondagem, os valores obtidos ficaram bem próximos, o que comprova a representatividade da amostra coletada em campo. Para facilitar a visualização, optou-se por inserir os resultados de cada sondagem na carta de classificação para solos finos tropicais (Figura 28).

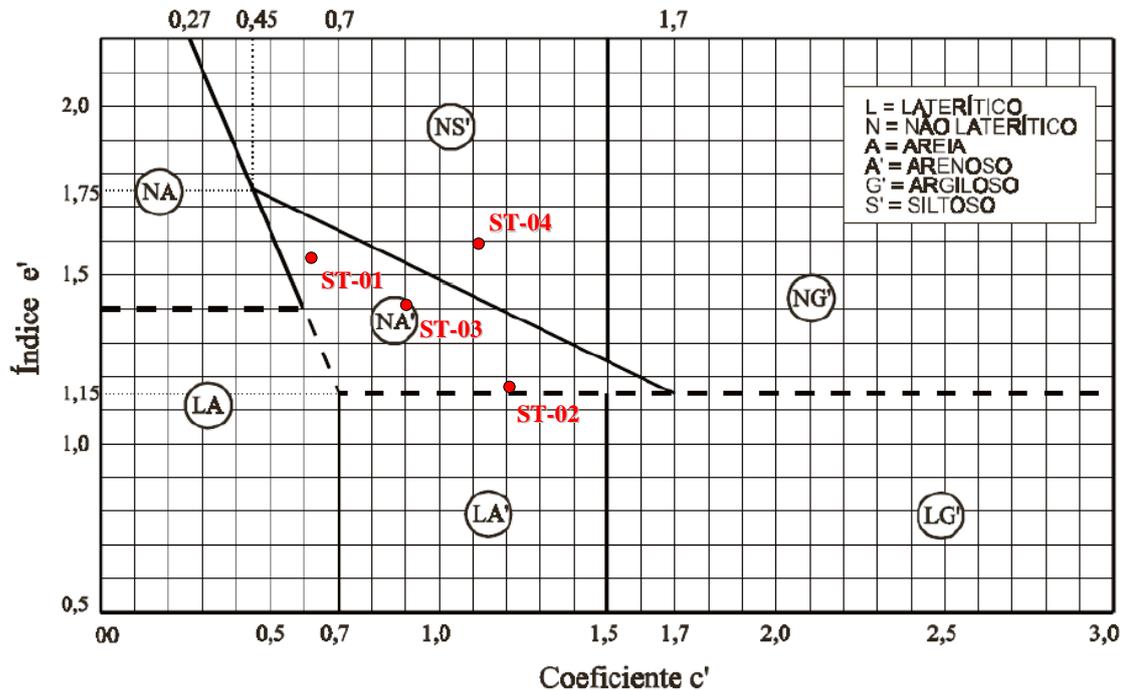


Figura 28 - Carta de classificação para solos finos tropicais com os resultados de cada sondagem

Após a realização dos ensaios necessários para a classificação MCT, foi possível localizar três tipos distintos de solos tropicais na cidade de São Carlos/SP. As sondagens a trado ST-01 e

ST-03 resultaram em um solo com comportamento não laterítico arenoso (NA'). O emprego deste tipo de solos, como camada de pavimento é comum em subleitos e raramente como camada de base ou sub-base pela sua baixa capacidade de suporte.

Já a sondagem ST-02 realizada na rodovia SP-318, mais precisamente no dispositivo de acesso à área norte da Universidade Federal de São Carlos, resultou em um solo no limite gráfico entre comportamento laterítico e não laterítico (LA'-NA'). Conceitualmente, solos do tipo LA' (solo arenoso laterítico) proporcionam comportamento laterítico e são utilizados tanto em subleitos como camadas de bases e sub-bases de pavimento. É um solo bastante maduro e estável nas condições tropicais, normalmente com propriedades hidráulicas e mecânicas favoráveis, do ponto de vista de pavimentação.

No caso da última amostra investigada (ST-04), os trabalhos de laboratório resultaram em um solo siltoso (NS') com comportamento não laterítico.

5.5 LIMITES DE LIQUIDEZ E DE PLASTICIDADE

Para possibilitar também a classificação HRB (*Highway Research Board*) realizou-se os ensaios de limite de liquidez e de plasticidade. Os resultados do limite de liquidez estão apresentados na Figura 29, a seguir:

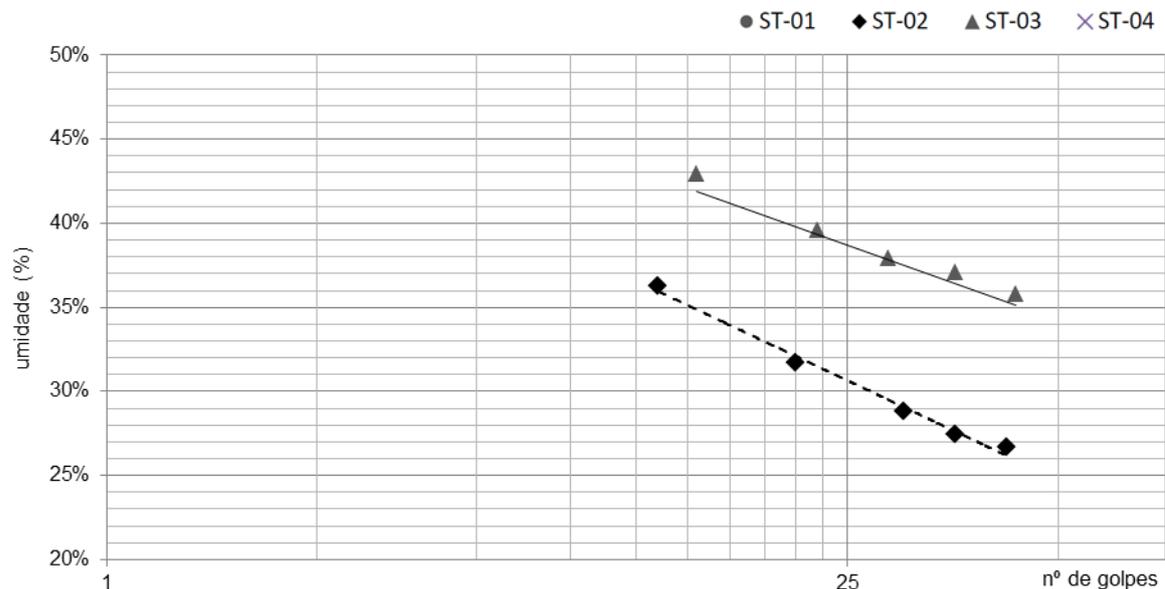


Figura 29 – Determinação do limite de liquidez das amostras ensaiadas.

É possível observar que as amostras ST-01 e ST-04 não apresentaram plasticidade suficiente para a execução do ensaio e, por essa razão, são caracterizadas como amostras não plásticas (N.P). Essa situação ocorre quando há predominância de areia e silte e argila insuficiente

(passantes na peneira nº 200) na composição granulométrica da amostra, como é possível observar no item a seguir:

Quadro 10 – Resultados dos Limites de Atterberg.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Limite de Liquidez (LL)</i>	<i>Limite de Plasticidade (LP)</i>	<i>Índice de Plasticidade IP</i>
SP-215	ST-01	N.P	N.P	N.P
SP-318	ST-02	30%	19%	11%
SP-318	ST-03	39%	24%	15%
SP-318	ST-04	N.P	N.P	N.P

5.6 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Com a intenção de traçar a curva de distribuição granulométrica das amostras de solo, empregou-se o procedimento de ensaio definido pela norma NBR -7184/84. Solo – Análise granulométrica.

A figura a seguir apresenta a distribuição granulométrica das amostras em estudo e o quadro 11 exhibe a composição percentual de cada amostra, conforme régua de classificação definida pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) na norma NBR -6502/95. Solo – Rochas e Solos.

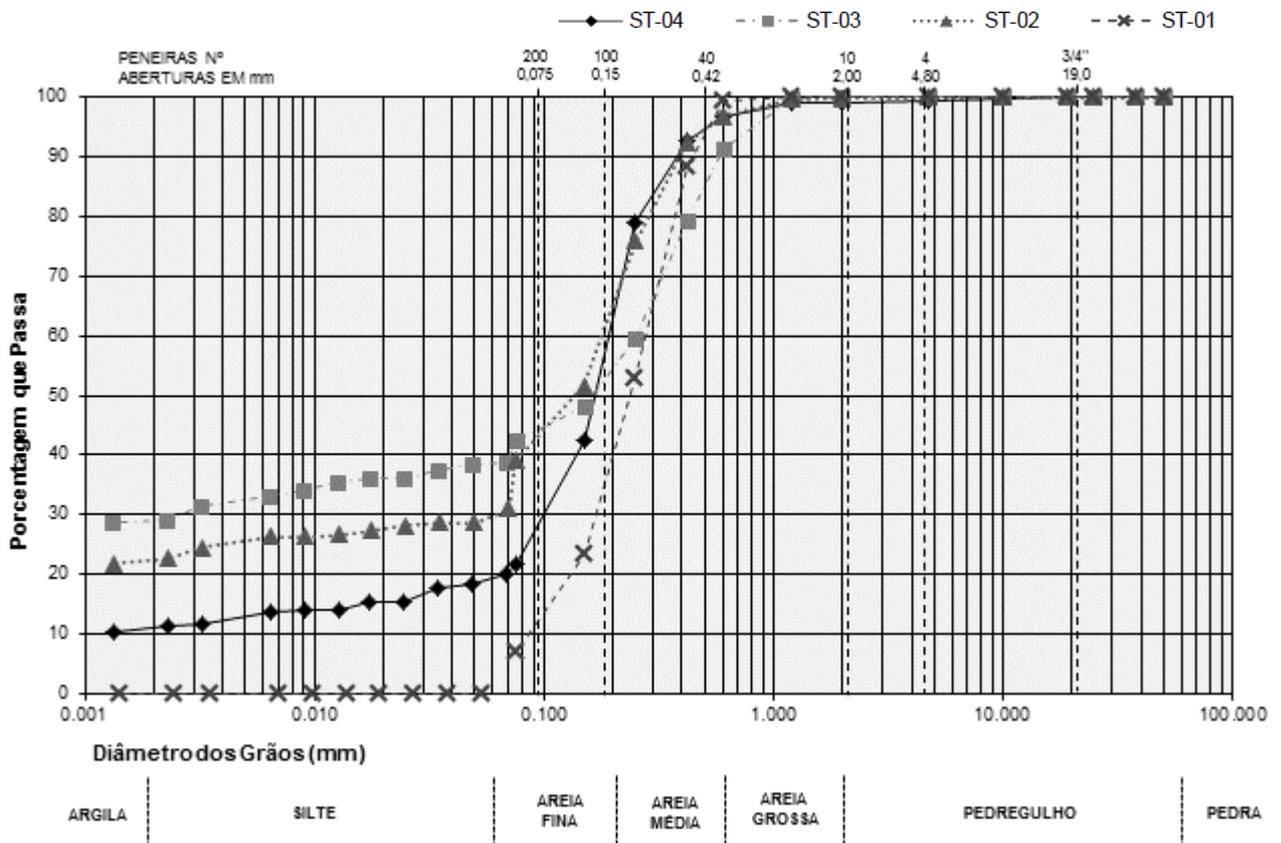


Figura 30 – Curva de distribuição granulométrica das amostras.

Como é possível constatar, o percentual de areia prevalece na composição de todas as amostras. Segundo Nogami e Villibor (1995), uma das indicações para o emprego do solo como camada de base de pavimento é a de que o solo passe integralmente na peneira de abertura 2,00 mm (nº 10) o que praticamente ocorre com as quatro amostras.

Quadro 11 - Composição granulométrica das amostras

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Argila</i>	<i>Silte</i>	<i>Areia</i>			<i>Pedregulho</i>
				<i>Fina</i>	<i>Média</i>	<i>Grossa</i>	
SP-215	ST-01	0%	0%	37%	62%	0%	0%
SP-318	ST-02	23%	7%	33%	34%	3%	0%
SP-318	ST-03	29%	9%	15%	38%	8%	0%
SP-318	ST-04	19%	0%	39%	38%	2%	1%

Com a análise granulométrica apresentada no quadro anterior e os limites de Atterberg foi-se possível determinar a classificação HRB das quatro amostras, cujos resultados estão apresentados no quadro a seguir.

Quadro 12 – Classificação HRB.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Limites de Atterberg</i>			<i>HRB (IG)</i>
		<i>LL</i>	<i>LP</i>	<i>IP</i>	
SP-215	ST-01	N.P	N.P	N.P	A-3 (0)
SP-318	ST-02	30%	19%	11%	A-6 (1)
SP-318	ST-03	39%	24%	15%	A-6 (2,8)
SP-318	ST-04	N.P	N.P	N.P	A-2-4 (0)

Além da classificação geotécnica e da granulometria, do ponto de vista de pavimentação, as propriedades mecânicas e hidráulicas são de fundamental importância para prever o comportamento de cada tipo de solo como base ou sub-base de pavimento. Sendo assim, para analisar as características estruturais, de cada amostra de solo, realizaram-se os ensaios de: Compactação na Energia Intermediária (EI); Índice de Suporte Califórnia (CBR); Expansão e de Resistência a Compressão Simples.

5.7 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Com a intenção de identificar a umidade ótima de compactação e a densidade máxima aparente seca realizaram-se os ensaios de compactação das seguintes maneiras: com o solo *in natura* - sem adição de qualquer estabilizante químico, com adição de 5% e 6% de cimento, com adição de 5% e 6% de cal e com o teor de 5% e 6% de aditivo. Os resultados estão apresentados nos subitens a seguir.

5.7.1 SOLO IN NATURA

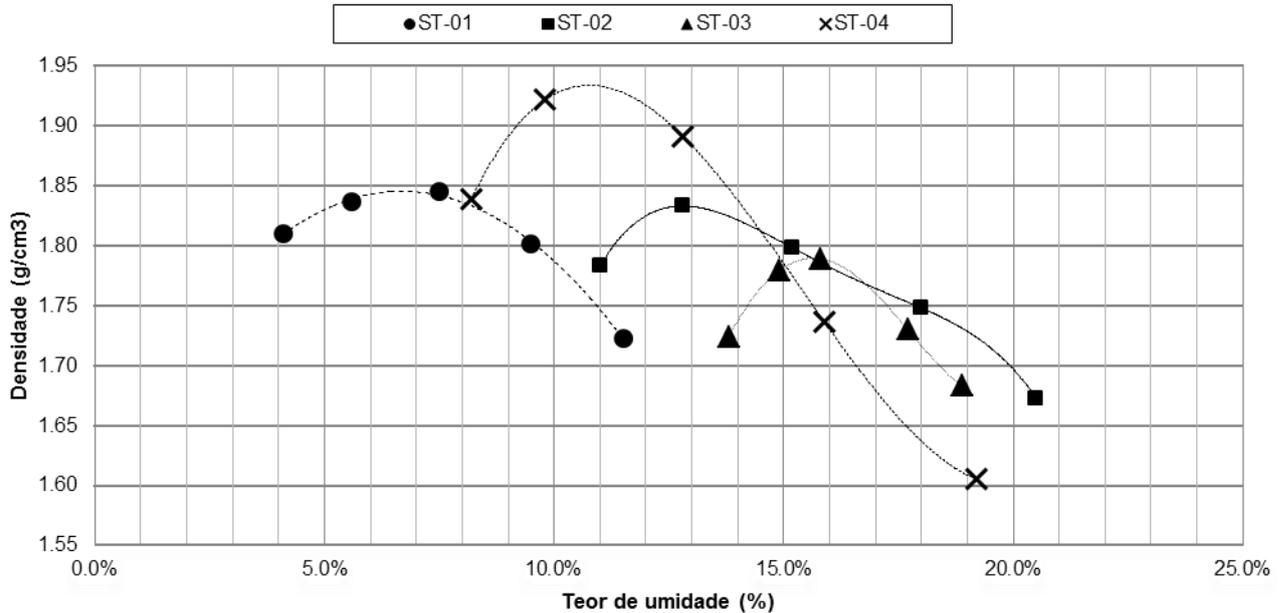


Figura 31 – Curva de compactação do solo in natura (teor de umidade versus densidade).

Para a condição natural, o teor de umidade ótima variou de 7,5 a 15,5% resultados estes que, segundo Fortes (2002), apresentam-se dentro da faixa de umidade de solos com predominância de areia em sua composição. A máxima densidade aparente seca variou de 1,79 a 1,93 g/cm³ na energia intermediária de compactação, 26 golpes do soquete de CBR por camada. Na figura 31, apresentam-se graficamente as curvas de compactação e no quadro 13 estão relatados os resultados individuais.

Quadro 13 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo in natura.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>
SP-215	ST-01	7,5%	1.85
SP-318	ST-02	13%	1.83
SP-318	ST-03	15,5%	1.79
SP-318	ST-04	11%	1.93

5.7.2 SOLO CIMENTO (5%)

Depois da homogeneização da mistura de solo com cimento, na proporção de 250g de cimento para cada amostra de 5.000g, realizou-se a compactação de três cilindros com aplicação de 26 golpes por camada, referente à energia de compactação do Proctor Intermediário, metodologia utilizada em todos os ensaios de compactação desta pesquisa.

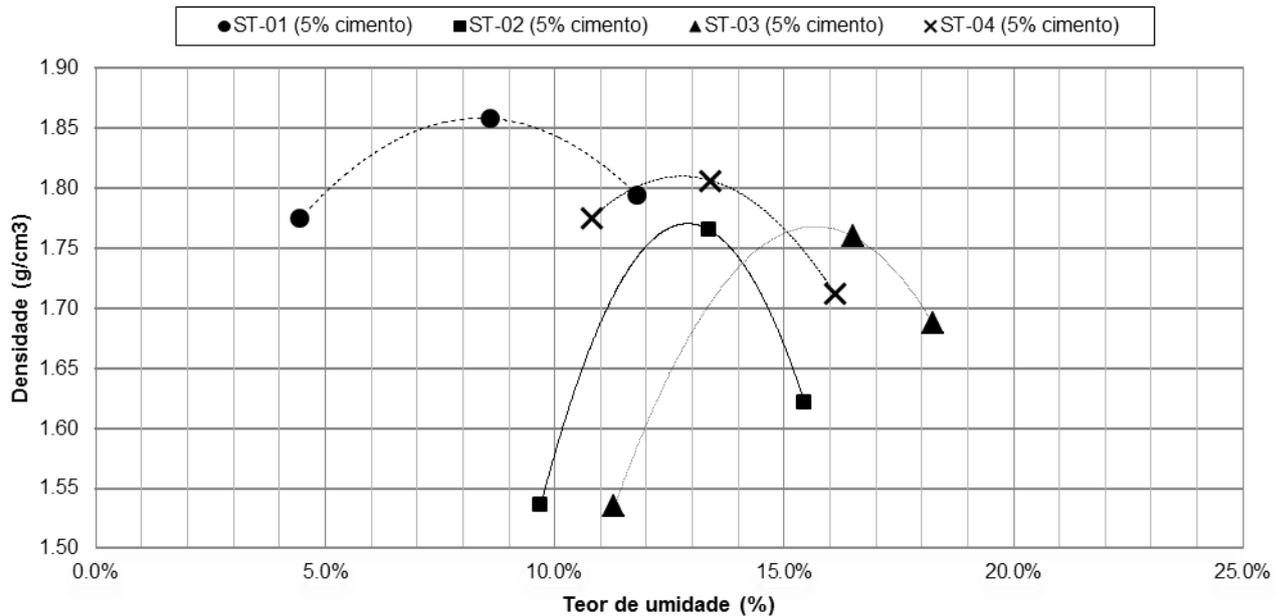


Figura 32 – Curva de compactação do solo com 5% de cimento (teor de umidade versus densidade).

Conforme apresentado no quadro 14, a seguir, com a incorporação de 5% cimento, o teor de umidade ótima variou de 8,5 a 15,5% e a máxima densidade aparente seca variou de 1,77 a 1,86 g/cm³.

Quadro 14 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 5% de cimento.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>
SP-215	ST-01	8,5%	1.86
SP-318	ST-02	13,0%	1.78
SP-318	ST-03	15,5%	1.77
SP-318	ST-04	13,0%	1.81

5.7.3 SOLO CIMENTO (6%)

Da mesma maneira, realizou-se a homogeneização da mistura de solo com cimento, com 300g de cimento para cada amostra de 5.000g, referente ao teor de 6% de estabilizante. As curvas de compactação estão apresentadas abaixo, na figura 33 e no quadro 15. É possível observar que, com a incorporação de 6% cimento, a umidade ótima variou de 10,0 a 14,5% e a máxima densidade aparente seca variou de 1,73 a 1,84 g/cm³.

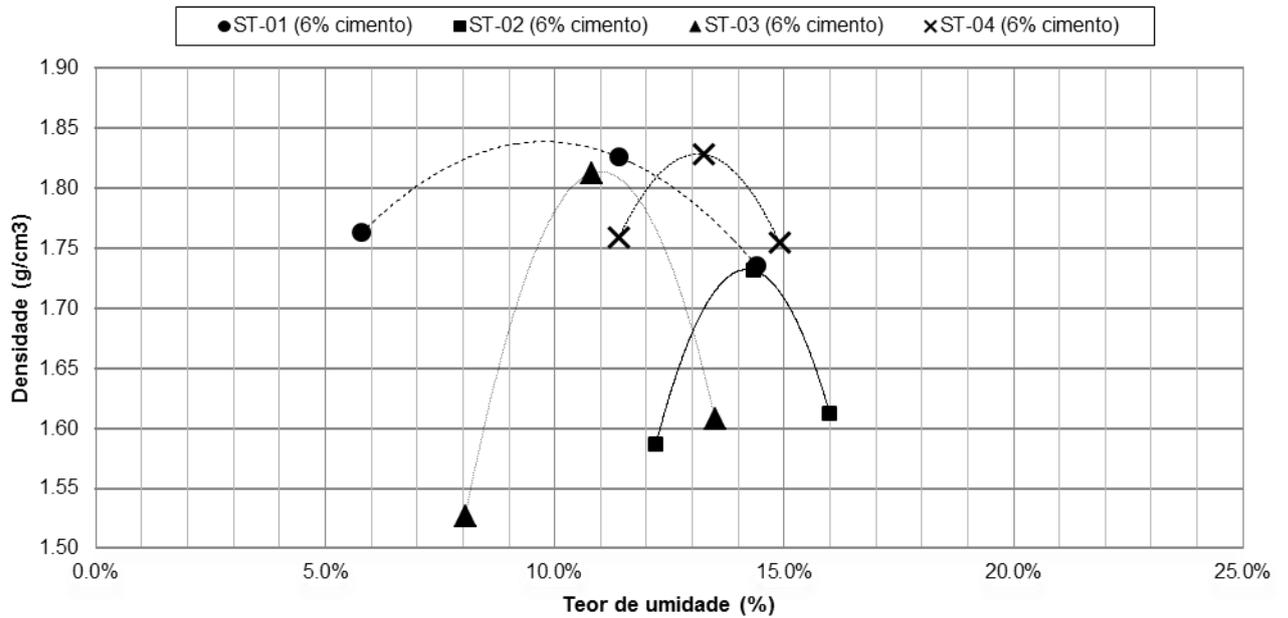


Figura 33 – Curva de compactação do solo com 6% de cimento (teor de umidade versus densidade).

Quadro 15 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 6% de cimento.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>
SP-215	ST-01	10,0%	1.84
SP-318	ST-02	14,5%	1.73
SP-318	ST-03	11,0%	1.81
SP-318	ST-04	13,5%	1.83

5.7.4 SOLO CAL (5%)

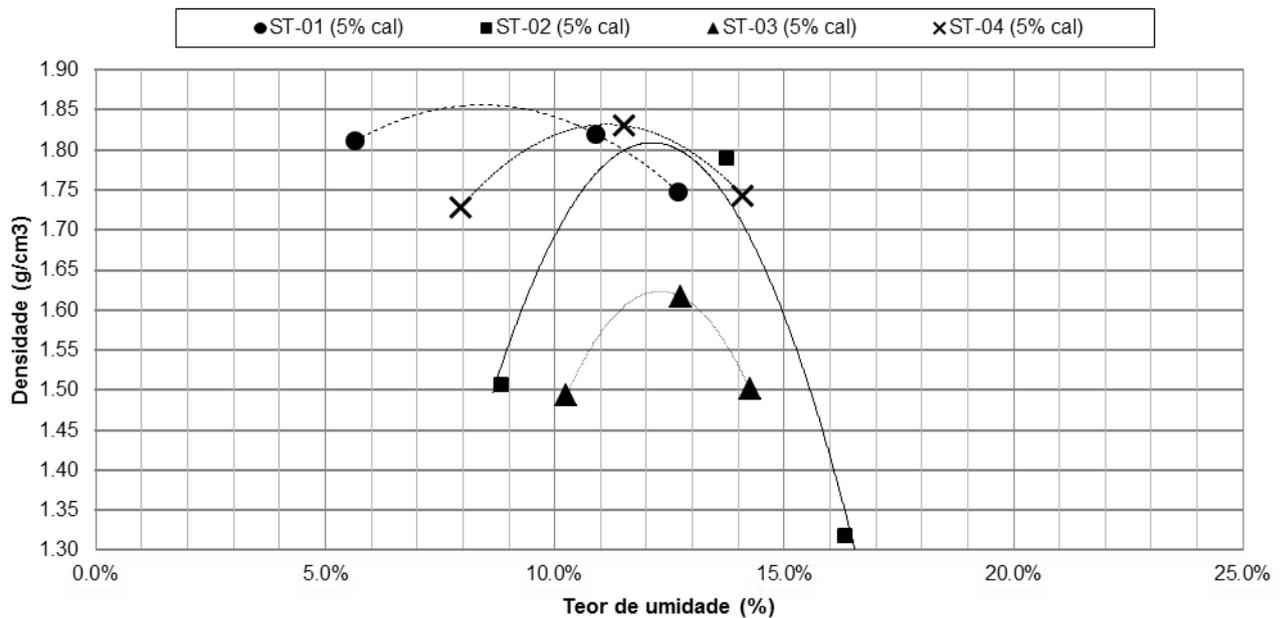


Figura 34 – Curva de compactação do solo com 5% de cal (teor de umidade versus densidade).

As curvas de compactação apresentadas na figura anterior (Figura 34) foram obtidas após a homogeneização da mistura de solo com cal (250g de cal para cada amostra de 5.000g) e com a compactação de todas as amostras.

Quadro 16 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 5% de cal.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>
SP-215	ST-01	8,5%	1.86
SP-318	ST-02	12,0%	1.82
SP-318	ST-03	12,5%	1.63
SP-318	ST-04	11,5%	1.83

O quadro 16 apresenta o comportamento com 5% cal, a umidade ótima variou de 8,5 a 12,5% e a máxima densidade aparente seca variou de 1,63 a 1,86 g/cm³. É importante salientar que as compactações dos cilindros foram realizadas com o soquete de CBR manual.

5.7.5 SOLO CAL (6%)

Do mesmo modo que fora realizado com o cimento, executou-se também, a homogeneização da mistura de solo com cal, com 300g de cal para cada amostra de 5.000g, referente ao teor de 6% de estabilizante. As curvas de compactação estão apresentadas na figura a seguir.

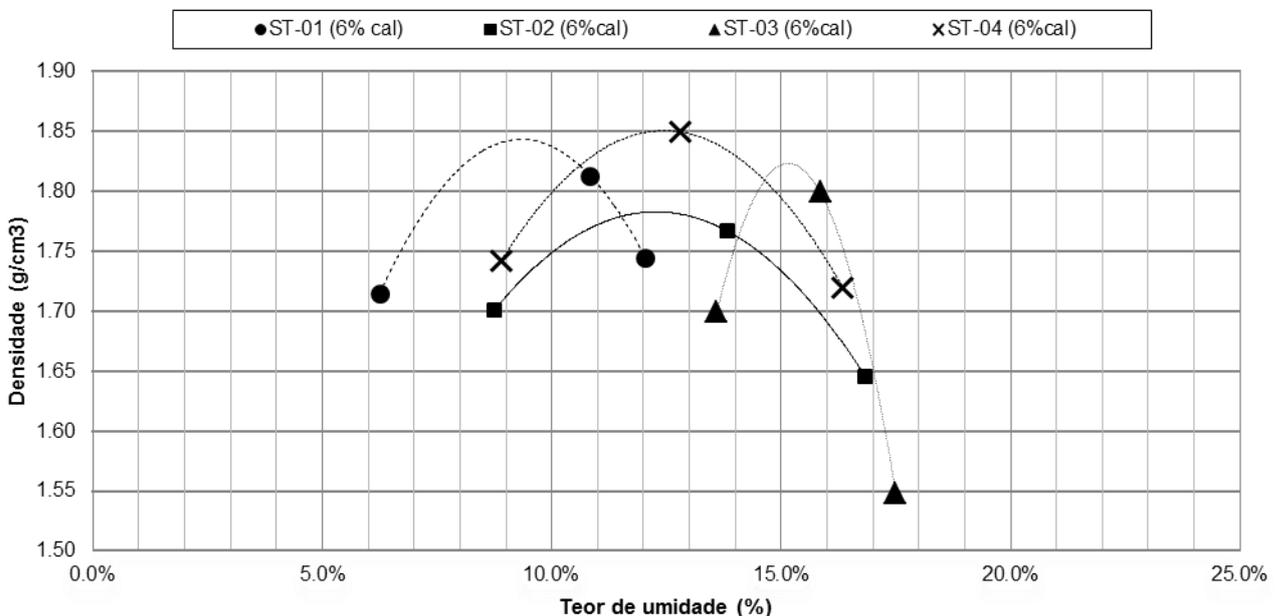


Figura 35 – Curva de compactação do solo com 6% de cal (teor de umidade versus densidade).

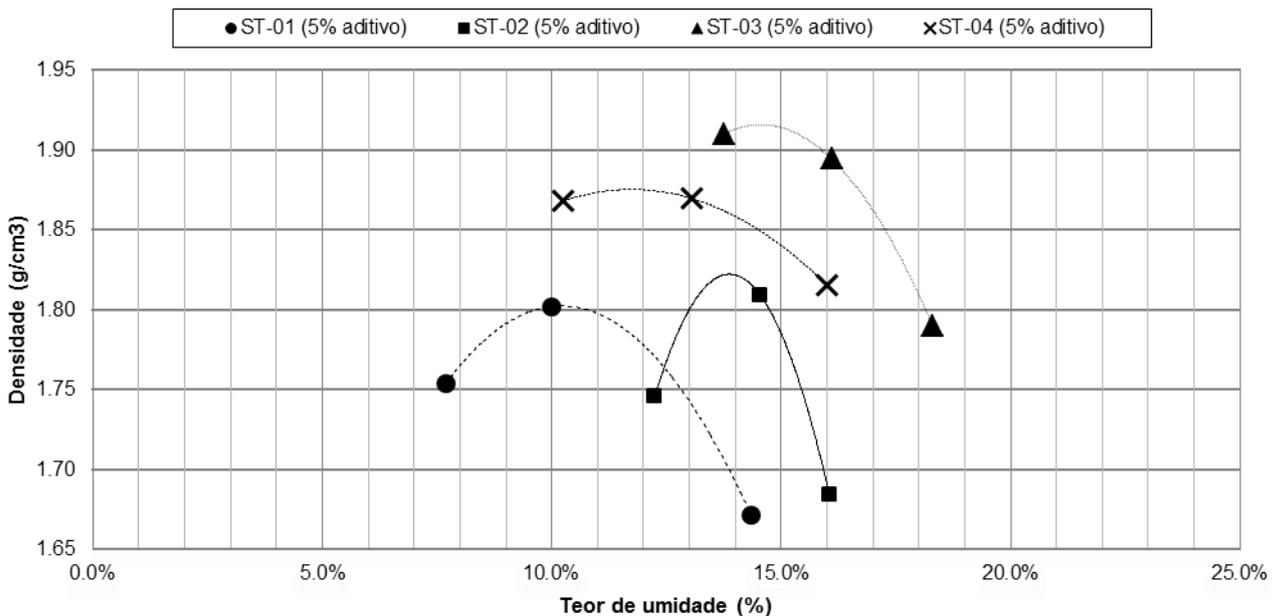
Como apresentado no quadro 17, com a incorporação de 6% cal, a máxima densidade aparente seca variou de 1,78 a 1,85 g/cm³ e o teor de umidade ótima variou de 9,0 a 15,0%, resultados de umidade dentro da faixa obtida com o solo em sua condição natural que variou de 7,5% a 15,5%.

Quadro 17 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 6% de cal.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>
SP-215	ST-01	9,0%	1.84
SP-318	ST-02	12,5%	1.78
SP-318	ST-03	15,0%	1.83
SP-318	ST-04	12,5%	1.85

5.7.6 SOLO ADITIVO (5%)

Para possibilitar uma comparação direta de desempenho entre os estabilizantes convencionais (cimento e cal) e o comportamento de um dos estabilizantes químicos disponíveis no mercado, realizaram-se os ensaios com o “aditivo” nos mesmos teores do realizado com o cimento e com cal (5% e 6%). As curvas de compactação com 5% de aditivo estão assim apresentadas, conforme a Figura 36:

**Figura 36** – Curva de compactação do solo com 5% de aditivo (teor de umidade versus densidade).

Com a incorporação de 5% de aditivo, o teor de umidade ótima variou de 10,0 a 15,0% e a máxima densidade aparente seca variou de 1,80 a 1,91 g/cm³ (Quadro 18).

Quadro 18 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 5% de aditivo.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>
SP-215	ST-01	10,0%	1.80
SP-318	ST-02	14,0%	1.82
SP-318	ST-03	15,0%	1.91
SP-318	ST-04	12,0%	1.87

5.7.7 SOLO ADITIVO (6%)

Realizou-se também a homogeneização da mistura de solo com aditivo, no teor de 6% de estabilizante. As curvas de compactação estão apresentadas na figura 37 e no quadro 19 é possível observar que, com a incorporação de 6% aditivo, a umidade ótima variou de 11,0 a 14,5% e a máxima densidade aparente seca variou de 1,72 a 1,91 g/cm³.

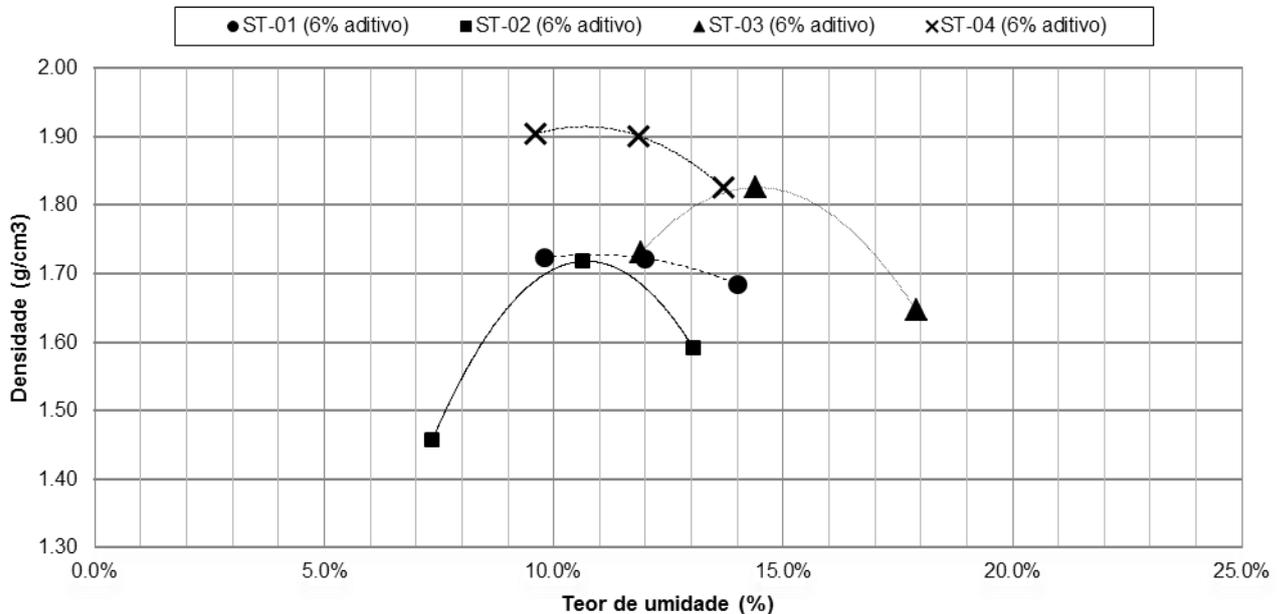


Figura 37 – Curva de compactação do solo com 6% de aditivo (teor de umidade versus densidade).

Quadro 19 – Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca do solo com 6% de aditivo.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>
SP-215	ST-01	12,0%	1,72
SP-318	ST-02	11,0%	1,72
SP-318	ST-03	14,5%	1,83
SP-318	ST-04	11,0%	1,91

5.8 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) E EXPANSÃO

Após a compactação dos cilindros, realizou-se a imersão dos corpos de prova no tanque. Eles ficaram imersos durante quatro dias e, diariamente, foram registradas as leituras nos extensômetros para a determinação da expansão do solo, cujos resultados, de cada condição ensaiada, estão relatados nos subitens a seguir.

Ressalta-se que a análise criteriosa do nível de expansão é imprescindível para garantir a vida útil das estruturas de pavimento, sobretudo, quando se pretende empregar o solo como camada de base e/ou sub-base, uma vez que a magnitude dos esforços originados por solos expansivos pode afetar diretamente o revestimento asfáltico.

Terminado o período de embebição, após 15 minutos de escoamento da água, os corpos de prova foram encaminhados para a prensa de CBR Digital (Figura 15), equipamento controlado eletronicamente, capaz de manter a velocidade de avanço constante e de armazenar automaticamente os resultados do ensaio (carga x penetração), equipamento este, que minimiza a influência do operador no resultado.

Com os registros obtidos, traçaram-se as curvas da pressão aplicada pelo pistão versus a penetração atingida e, conforme metodologia de cálculo prevista na *NBR-98952/88. Solo – Índice de suporte Califórnia - Método de ensaio*, calcularam-se os valores de CBR de cada cilindro.

Traçaram-se ainda, as curvas de compactação e de CBR e os resultados para cada caso estão apresentados a seguir. É importante salientar que esses resultados estão vinculados ao grau de compactação e que, neste trabalho, optou-se por empregar a energia intermediária, recomendada para camadas de base e/ou sub-base de pavimento.

5.8.1 SOLO IN NATURA

A figura a seguir apresenta as curvas de expansão de cada amostra em sua condição natural, como referência. Segundo Nogami e Villibor (1995) a Expansão é considerada elevada quando o valor obtido é superior a 3,0%; média entre 0,5% e 3,0%; e baixa quando inferior a 0,5%.

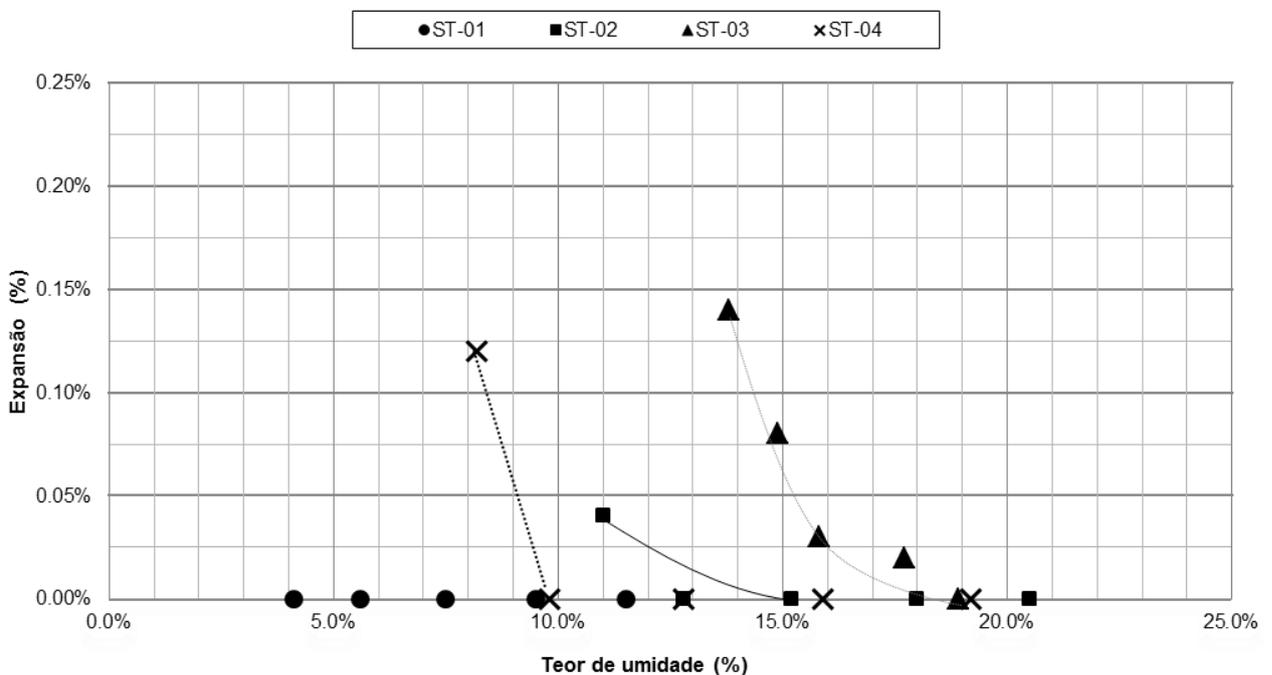


Figura 38 – Curva de Expansão do solo in natura (Expansão versus teor de umidade).

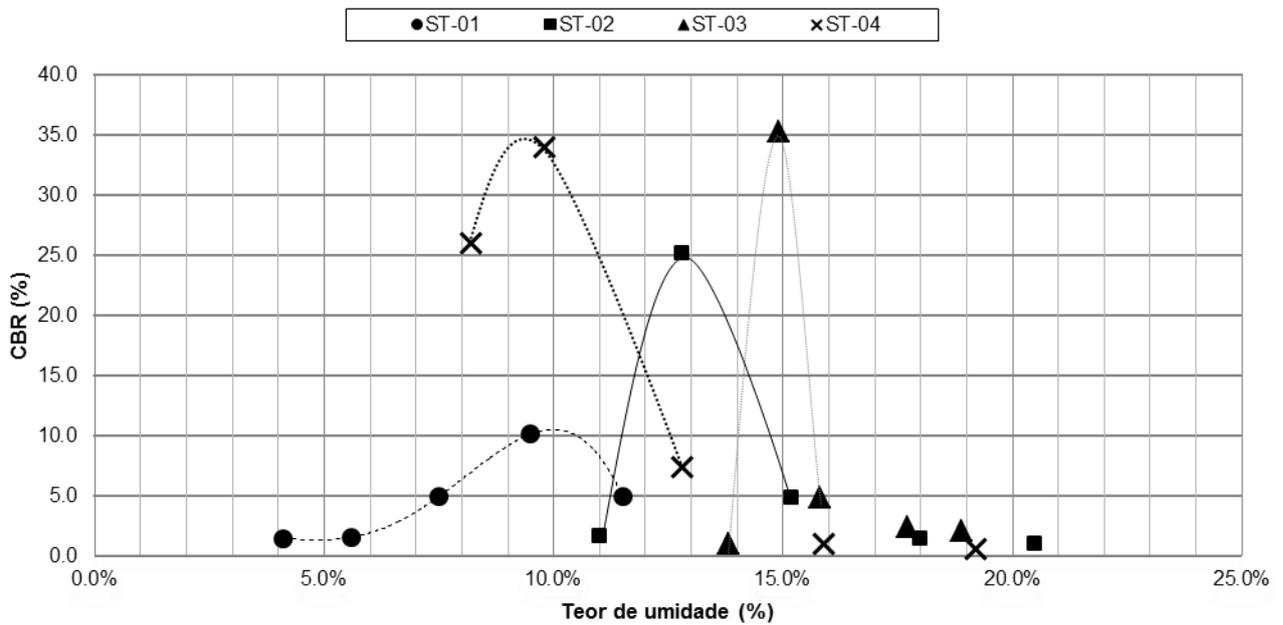


Figura 39 – Curva de CBR do solo in natura (CBR versus teor de umidade).

As curvas de CBR apresentadas na figura 39 permitem a análise do desempenho estrutural de cada amostra (ST-01, ST-02, ST-03 e ST-04) em diferentes teores de umidade. No caso do solo *in natura*, obtiveram-se os resultados de cinco pontos. A capacidade de suporte (CBR) e o nível de expansão apresentados no quadro 20, a seguir, referem-se aos valores obtidos na umidade ótima de compactação.

Quadro 20 – CBR e Expansão do solo in natura.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>
SP-215	ST-01	4,9	0,00
SP-318	ST-02	25,2	0,01
SP-318	ST-03	4,8	0,02
SP-318	ST-04	25,0	0,00

5.8.2 SOLO CIMENTO (5%)

As curvas de expansão das amostras de solo com a incorporação de 5% de cimento estão apresentadas na figura 40, e, como é possível observar, todas as amostras apresentam baixo nível de expansão (inferior a 0,5%).

Na figura 41 estão apresentadas as curvas de CBR e no quadro 21 os resultados de CBR e expansão para cada amostra. Nogami e Villibor (1995) classificam a condição de suporte (CBR) como: muito elevado quando superior a 30%; elevado entre 12 e 30%; médio entre 4 e 12%; e baixo, quando inferior a 4%.

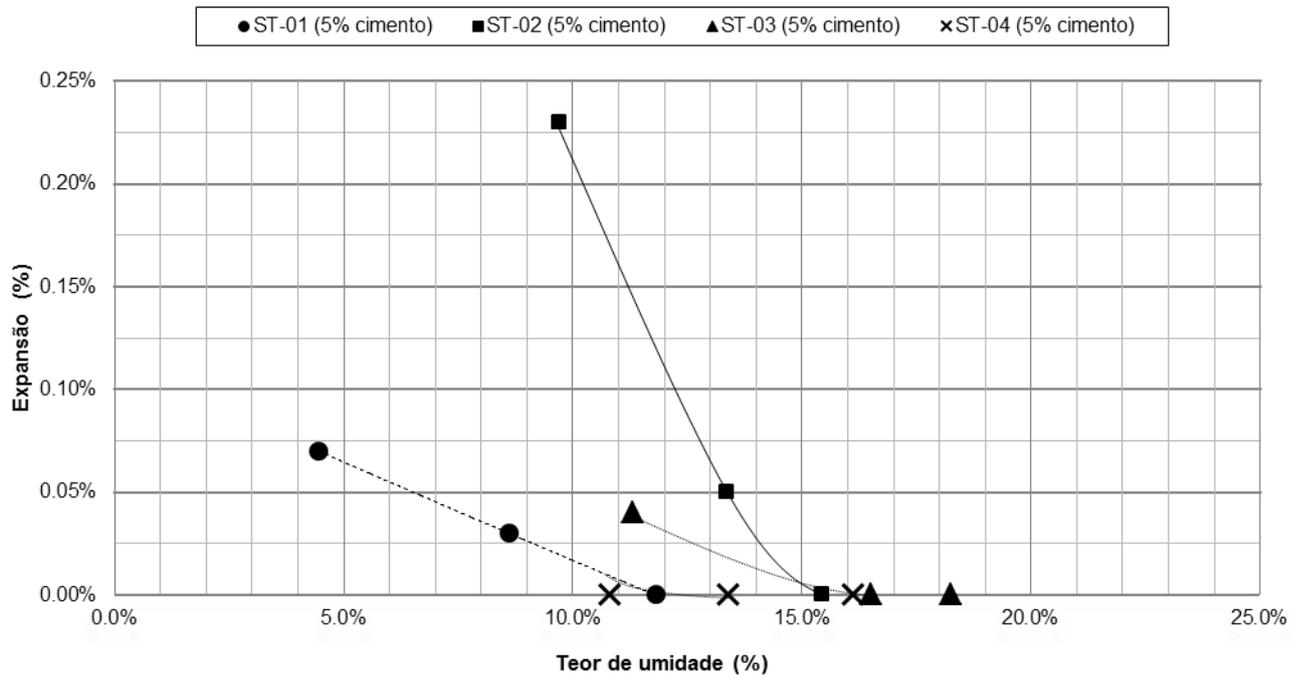


Figura 40 – Curva de Expansão do solo com 5% de cimento (Expansão versus teor de umidade).

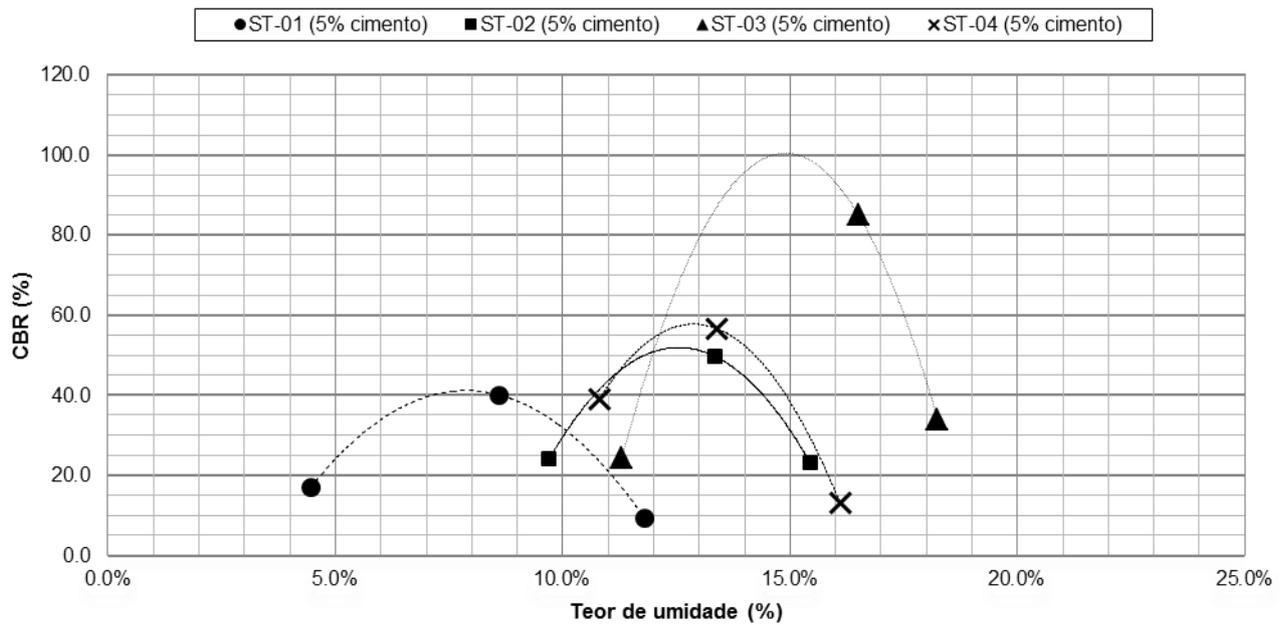


Figura 41 – Curva de CBR do solo com 5% de cimento (CBR versus teor de umidade).

Quadro 21 – CBR e Expansão do solo com 5% de cimento

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>
SP-215	ST-01	40,1	0,03
SP-318	ST-02	52,0	0,06
SP-318	ST-03	98,0	0,00
SP-318	ST-04	56,5	0,00

5.8.3 SOLO CIMENTO (6%)

As curvas do comportamento das quatro amostras com 6% de cimento estão apresentadas nas figuras 42 e 43. O quadro 22 apresenta integralmente os resultados de Expansão e CBR na umidade ótima de compactação.

É possível observar e pertinente destacar que todas as amostras estabilizadas com 5% e 6% de cimento apresentaram baixa expansão (inferior a 0,5%) e elevada condição de suporte (superior a 30%), características estruturais desejadas para o emprego em pavimento.

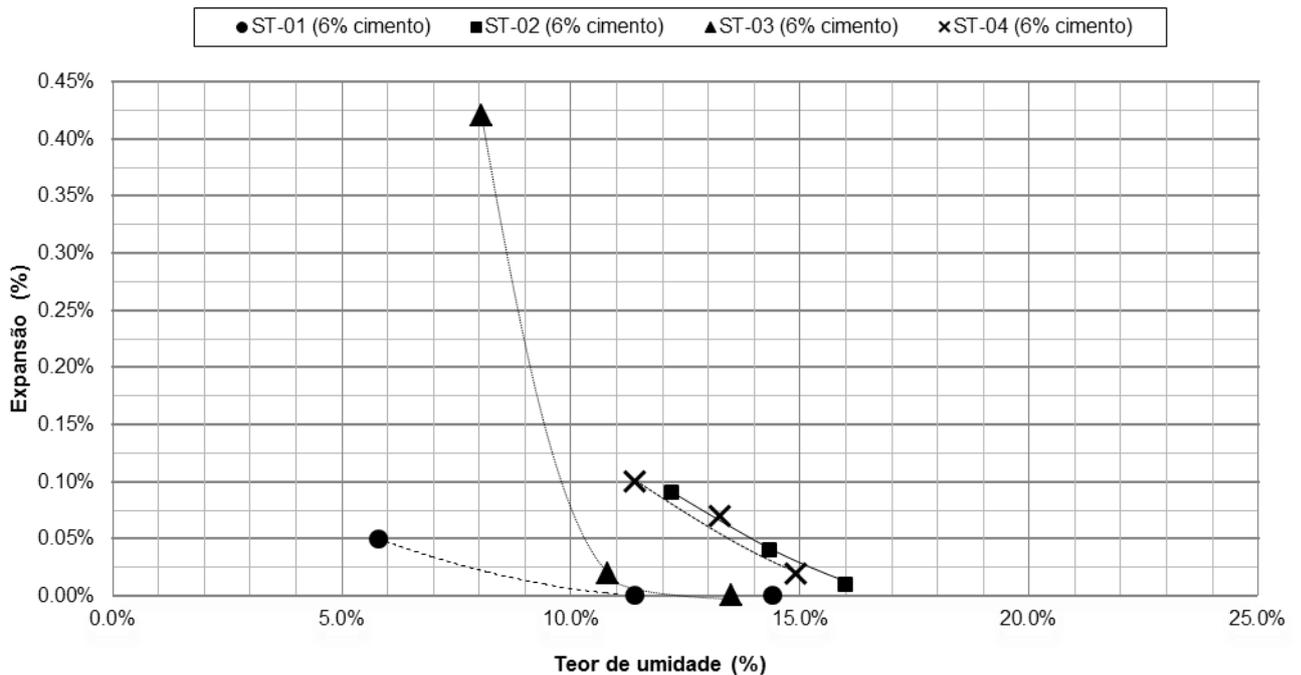


Figura 42 – Curva de Expansão do solo com 6% de cimento (Expansão versus teor de umidade).

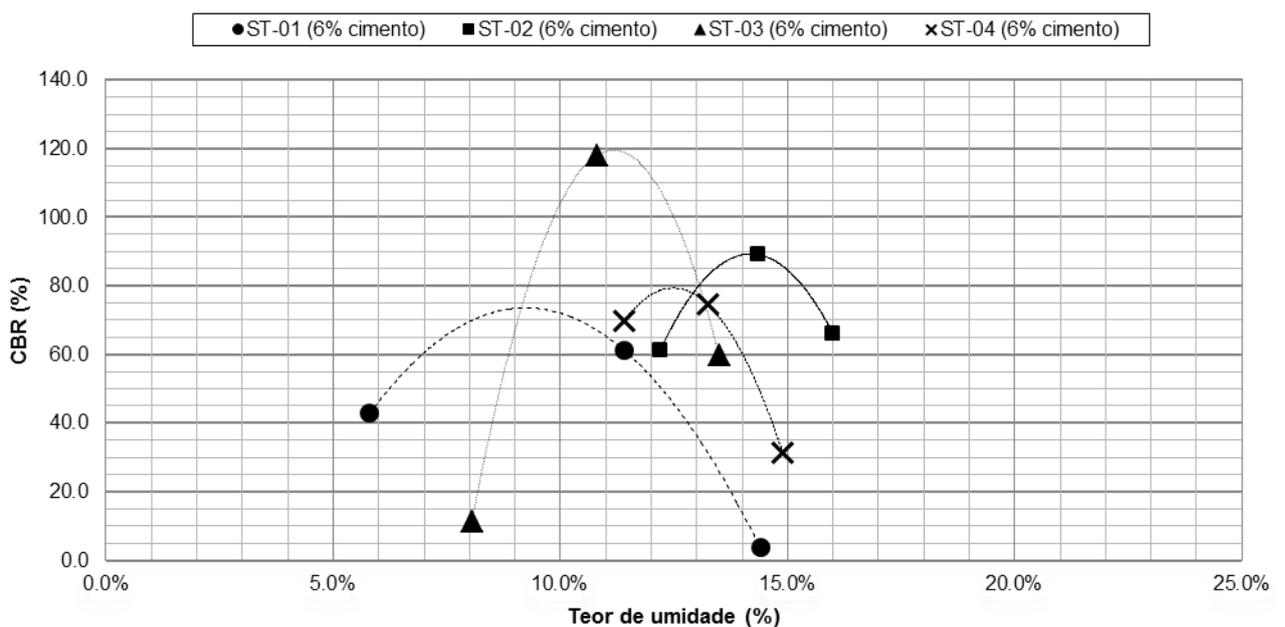


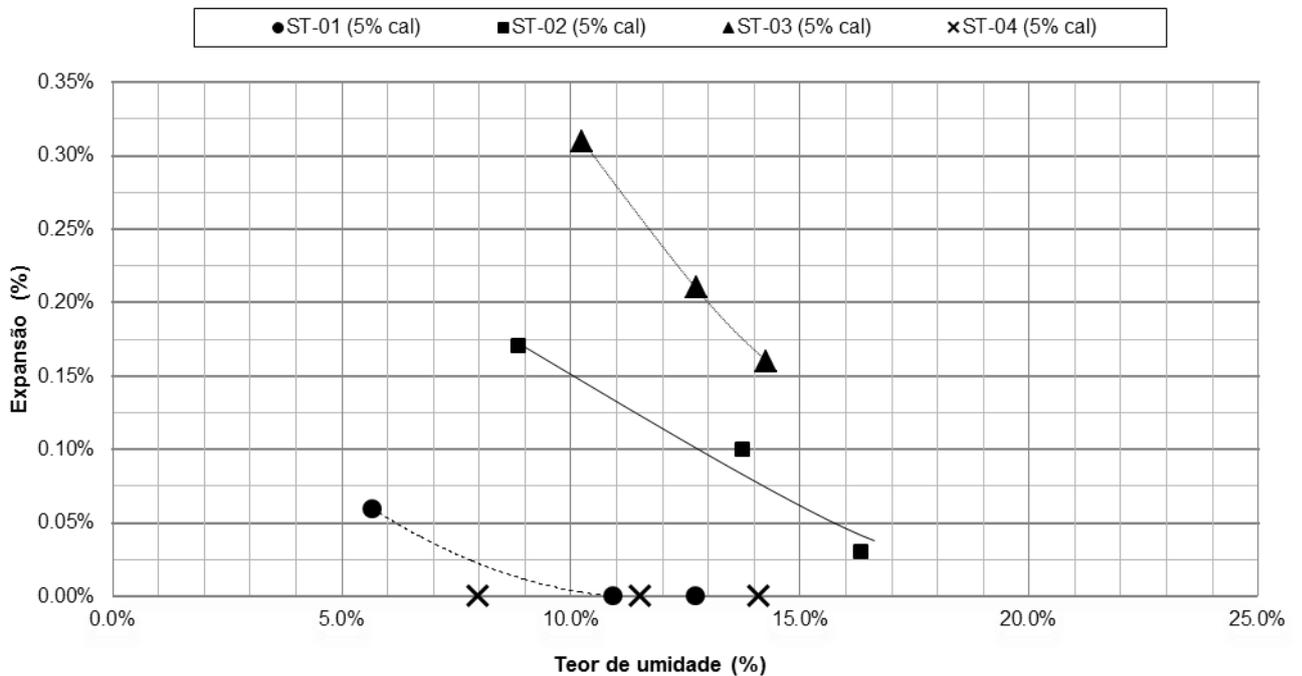
Figura 43 – Curva de CBR do solo com 6% de cimento (CBR versus teor de umidade).

Quadro 22 – CBR e Expansão do solo com 6% de cimento

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>
SP-215	ST-01	71,9	0,02
SP-318	ST-02	89,1	0,04
SP-318	ST-03	117,9	0,02
SP-318	ST-04	74,5	0,07

5.8.4 SOLO CAL (5%)

As curvas de expansão obtidas com a incorporação de 5% de cal estão apresentadas na figura 44, já os resultados de CBR estão apresentados na figura 45 e os valores na umidade ótima de compactação de cada amostra, estão representados no quadro 23.

**Figura 44** – Curva de Expansão do solo com 5% de cal (Expansão versus teor de umidade).

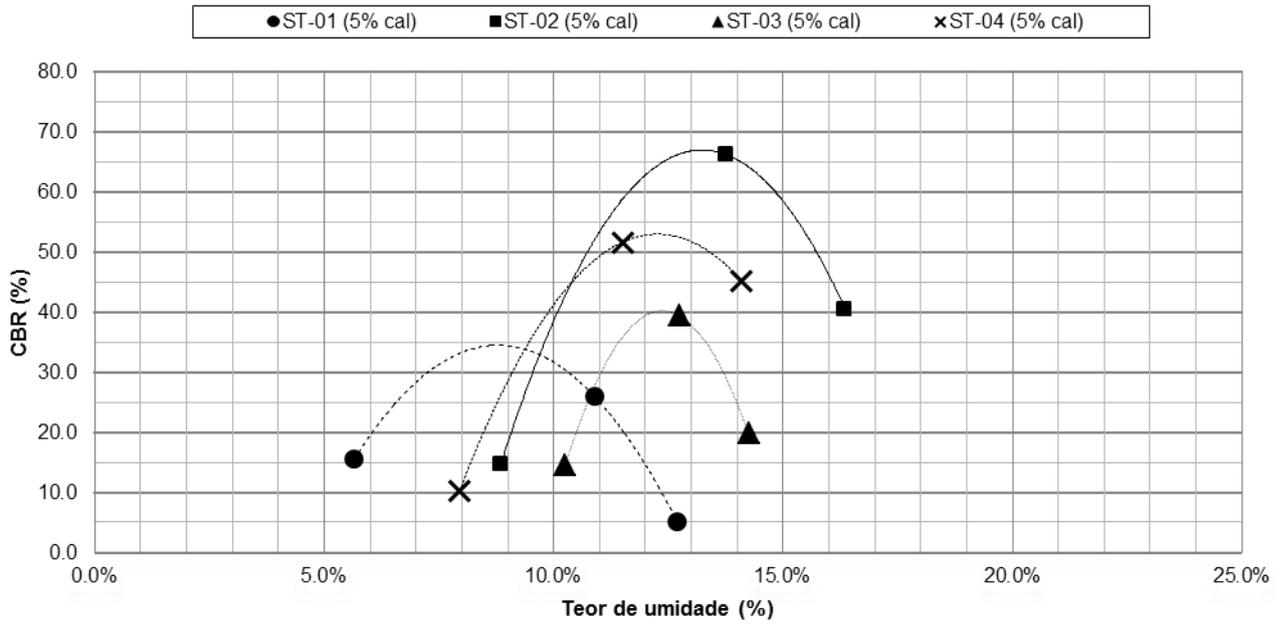


Figura 45 – Curva de CBR do solo com 5% de cal (CBR versus teor de umidade).

Quadro 23 – CBR e Expansão do solo com 5% de cal

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>
SP-215	ST-01	35,0	0,02
SP-318	ST-02	62,0	0,12
SP-318	ST-03	40,0	0,22
SP-318	ST-04	52,0	0,00

5.8.5 SOLO CAL (6%)

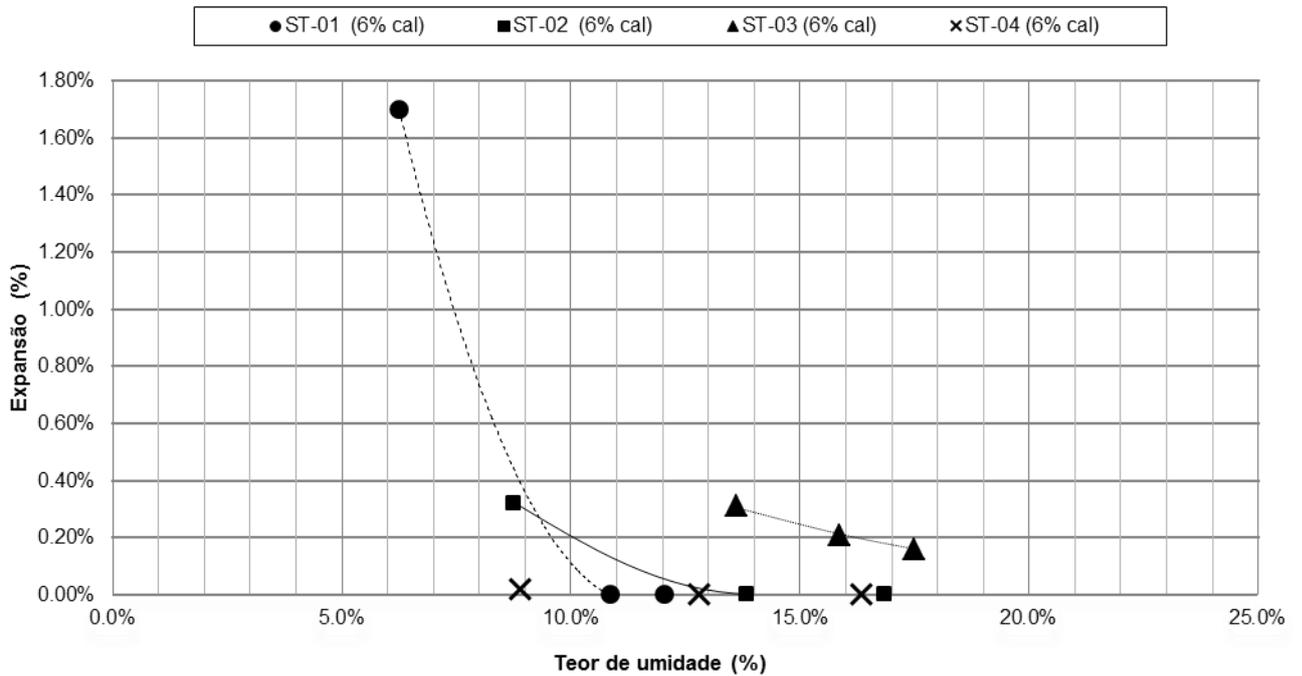


Figura 46 – Curva de Expansão do solo com 6% de cal (Expansão versus teor de umidade).

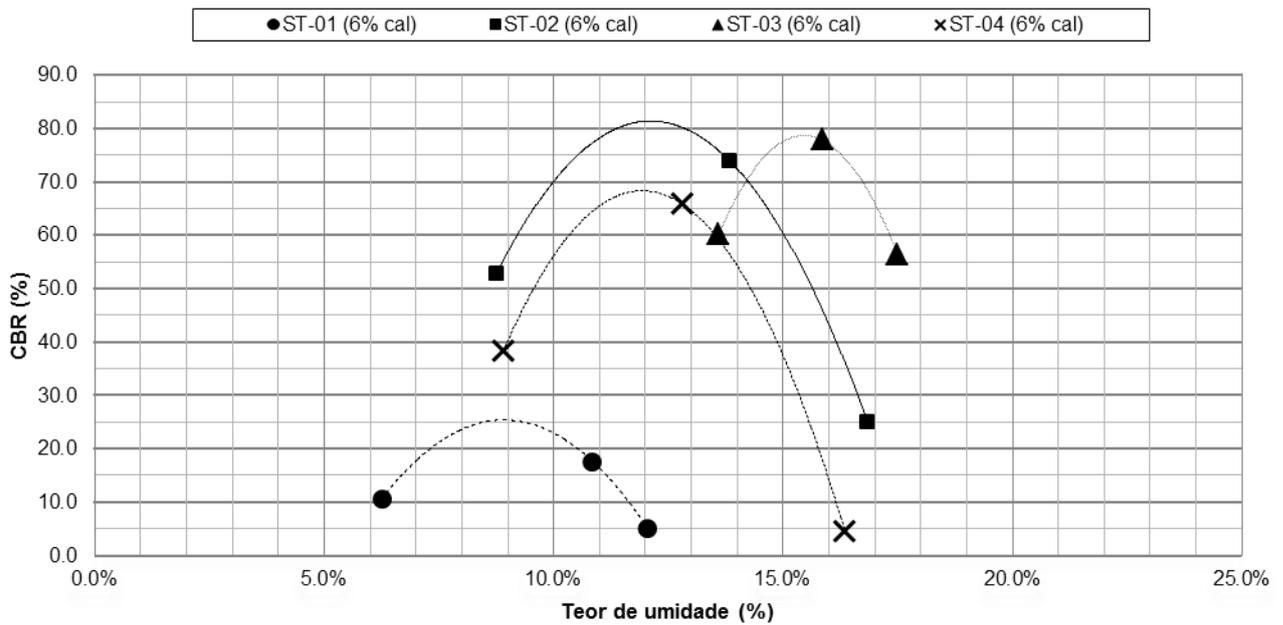


Figura 47 – Curva de CBR do solo com 6% de cal (CBR versus teor de umidade).

O comportamento das quatro amostras com 6% de cal estão apresentadas nas figuras 46 e 47, o quadro a seguir apresenta os resultados de Expansão e de CBR na umidade ótima de compactação.

Como é possível observar, no caso da amostra ST-01 coletada às margens da rodovia SP-215, a capacidade de suporte (CBR) diminuiu e o nível de expansão aumentou, quando comparado ao desempenho alcançado com 5% cal. O aumento no nível de expansão de 0,02 para 0,39% registrado durante o ensaio é um dos fatores responsáveis por este comportamento, uma vez que níveis de expansão altos estão diretamente relacionados com a baixa capacidade de suporte.

Quadro 24 – CBR e Expansão do solo com 6% de cal

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>
SP-215	ST-01	25,0	0,39
SP-318	ST-02	81,0	0,08
SP-318	ST-03	78,0	0,30
SP-318	ST-04	67,0	0,00

5.8.6 SOLO ADITIVO (5%)

As curvas de expansão das amostras de solo com a incorporação de 5% de aditivo estão apresentadas na figura 48 e as curvas de CBR na figura 49. O quadro 25 apresenta os resultados de CBR e expansão para cada amostra em sua respectiva umidade ótima de compactação.

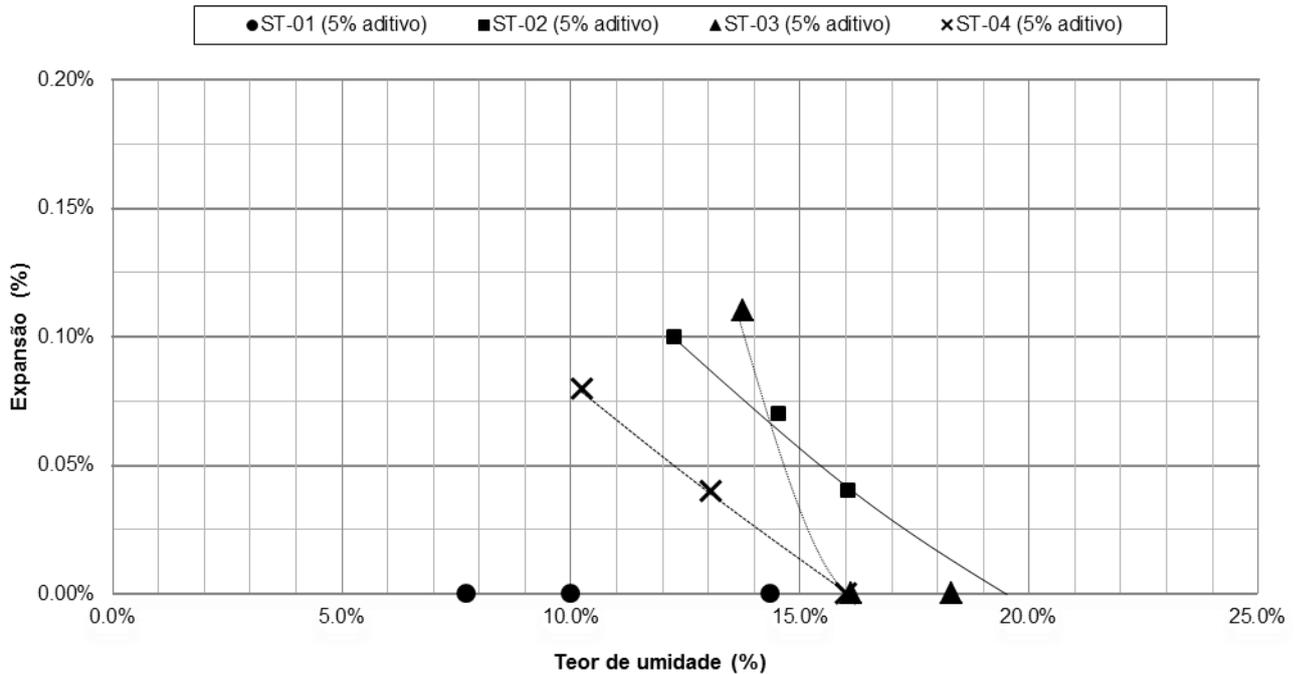


Figura 48 – Curva de Expansão do solo com 5% de aditivo (Expansão versus teor de umidade).

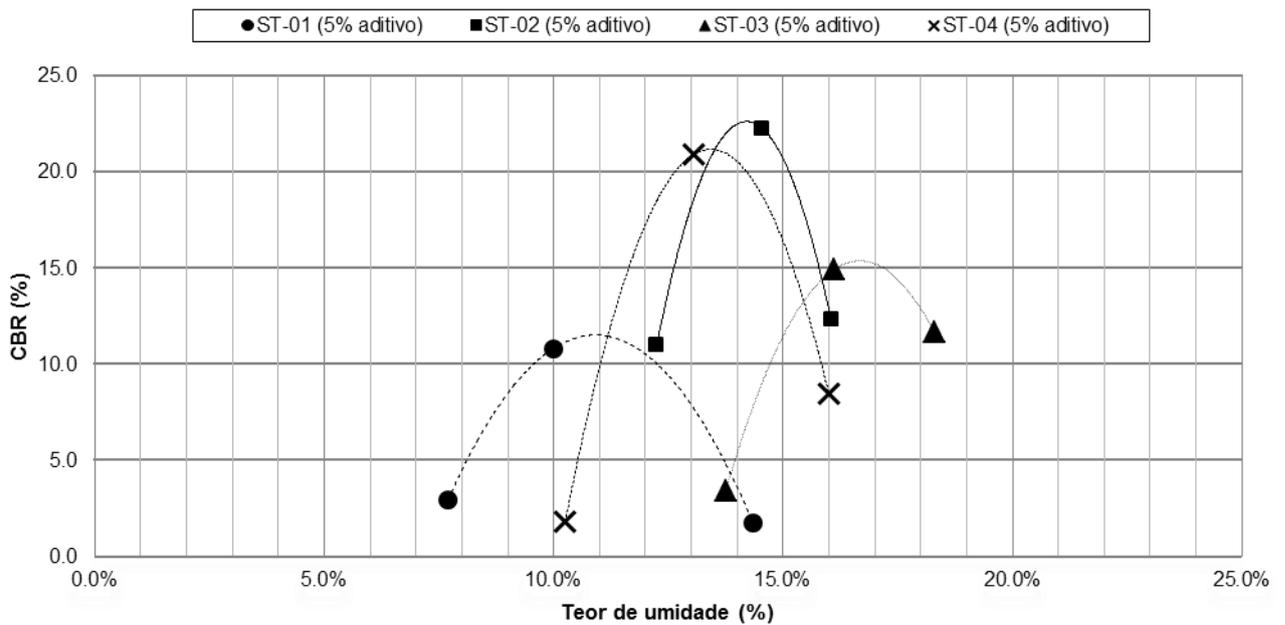


Figura 49 – Curva de CBR do solo com 5% de aditivo (CBR versus teor de umidade).

Quadro 25 – CBR e Expansão do solo com 5% de aditivo

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>
SP-215	ST-01	10,8	0,00
SP-318	ST-02	22,0	0,07
SP-318	ST-03	11,5	0,04
SP-318	ST-04	18,0	0,05

5.8.7 SOLO ADITIVO (6%)

Da mesma forma, no entanto, com a incorporação de 6% de aditivo, as curvas de expansão e de CBR estão apresentadas nas figuras 50 e 51, respectivamente e o quadro 26 apresenta os resultados de CBR e expansão.

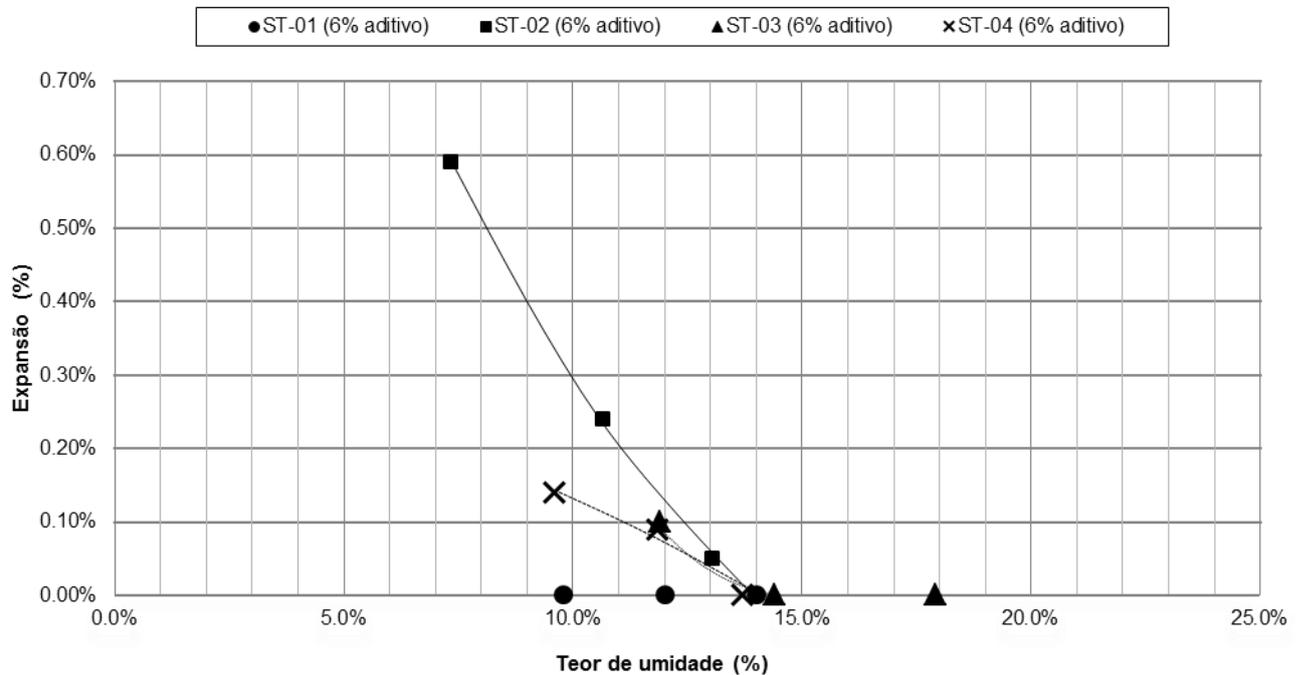


Figura 50 – Curva de Expansão do solo com 6% de aditivo (Expansão versus teor de umidade).

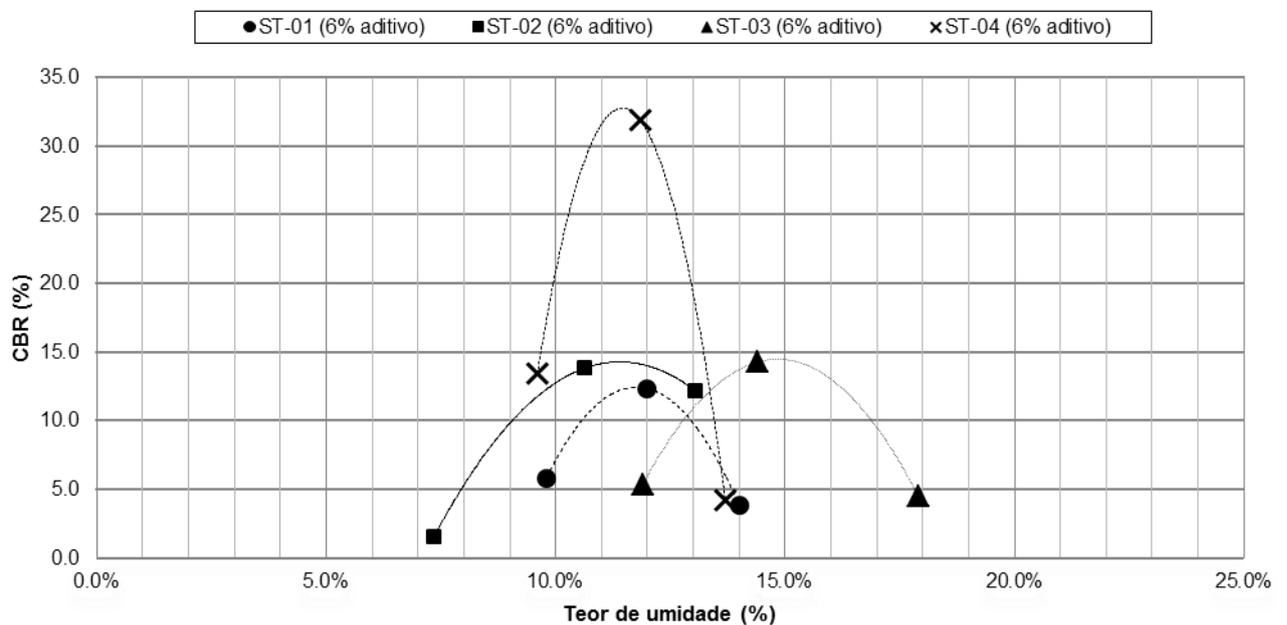


Figura 51 – Curva de CBR do solo com 6% de aditivo (CBR versus teor de umidade).

Como é possível observar nos quadros 25 e 26, tanto a incorporação de 5% como de 6% de aditivo não acrescentaram às amostras pesquisadas, o mesmo desempenho obtido com os estabilizantes convencionais (cimento e cal). Com exceção da amostra ST-04 (6% de aditivo), todas as demais apresentaram condição de suporte elevada (de 12 a 30%), enquanto as

estabilizações com cimento e cal apresentaram comportamento classificado como muito elevado.

Quadro 26 – CBR e Expansão do solo com 6% de aditivo

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>
SP-215	ST-01	12,3	0,00
SP-318	ST-02	13,8	0,24
SP-318	ST-03	14,3	0,00
SP-318	ST-04	32,0	0,10

5.9 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Com auxílio de um extrator de amostras hidráulico, após a determinação do Índice de Suporte Califórnia (CBR) removeu-se, com o máximo de cuidado, os corpos de prova e aguardou-se 7 (sete) dias antes da execução do ensaio para determinação da resistência à compressão simples. Apesar do solo *in natura* não possuir qualquer estabilizante, optou-se por aguardar o período de cura de sete dias antes do rompimento, a fim de permitir a comparação com as amostras estabilizadas quimicamente (cal, cimento e aditivo).

5.9.1 SOLO *IN NATURA*

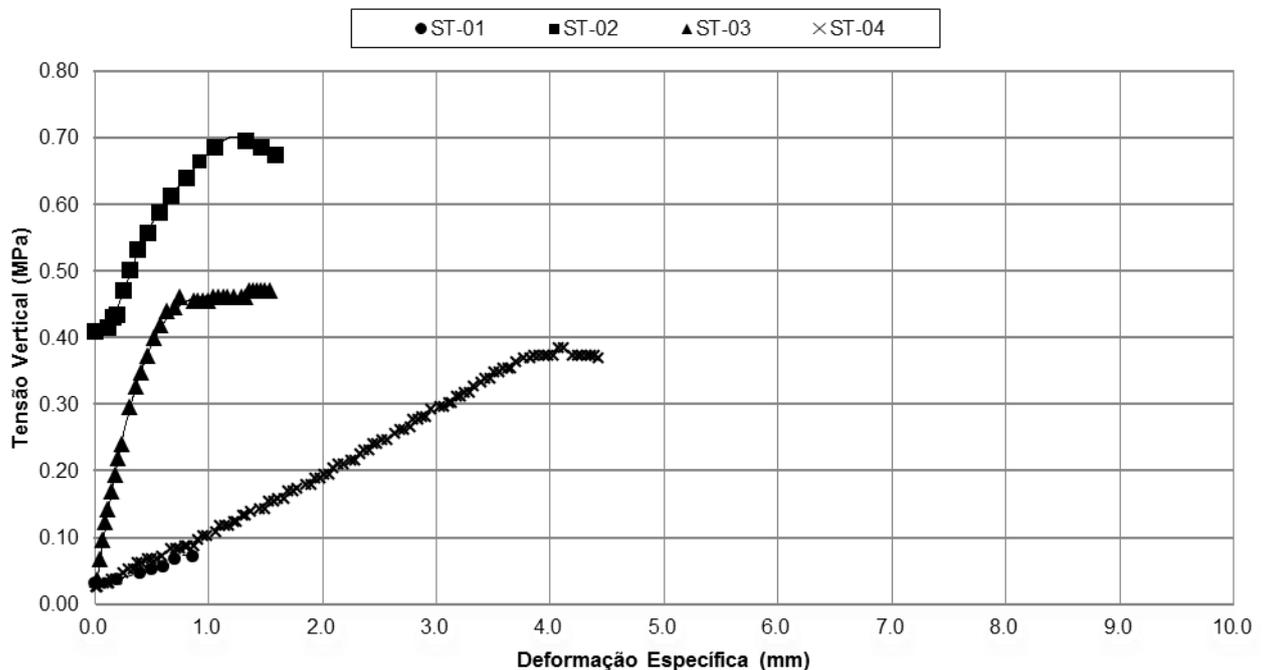


Figura 52 – Ensaio de Compressão Simples (sete dias) do solo *in natura* (Deformação versus Tensão).

A figura 52 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples das quatro amostras *in natura*. O rompimento foi realizado nos cinco corpos de prova para as diferentes umidades de compactação, no entanto, apresentamos o resultado do cilindro que obteve a maior resistência

à compressão simples. Os resultados para cada tipo de estabilização estão apresentados nos subitens a seguir.

Quadro 27 – Resistência a Compressão Simples do solo *in natura*.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Resistência a Compressão Simples (7 dias)</i>	
		<i>kgf/cm²</i>	<i>MPa</i>
SP-215	ST-01	0,72	0,07
SP-318	ST-02	6,96	0,70
SP-318	ST-03	4,71	0,47
SP-318	ST-04	3,84	0,38

5.9.2 SOLO CIMENTO (5%)

Quadro 28 – Resistência à Compressão Simples com 5% de cimento.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Resistência a Compressão Simples (7 dias)</i>	
		<i>kgf/cm²</i>	<i>MPa</i>
SP-215	ST-01	2,66	0,27
SP-318	ST-02	24,35	2,43
SP-318	ST-03	49,41	4,94
SP-318	ST-04	12,89	1,29

5.9.3 SOLO CIMENTO (6%)

Quadro 29 – Resistência à Compressão Simples com 6% de cimento.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Resistência a Compressão Simples (7 dias)</i>	
		<i>kgf/cm²</i>	<i>MPa</i>
SP-215	ST-01	3,07	0,31
SP-318	ST-02	58,52	5,85
SP-318	ST-03	82,40	8,24
SP-318	ST-04	22,46	2,25

5.9.4 SOLO CAL (5%)

Quadro 30 – Resistência à Compressão Simples com 5% de cal.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Resistência a Compressão Simples (7 dias)</i>	
		<i>kgf/cm²</i>	<i>MPa</i>
SP-215	ST-01	1,28	0,13
SP-318	ST-02	60,00	6,00
SP-318	ST-03	12,79	1,28
SP-318	ST-04	6,50	0,65

5.9.5 SOLO CAL (6%)

Quadro 31 – Resistência à Compressão Simples com 6% de cal.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Resistência a Compressão Simples (7 dias)</i>	
		<i>kgf/cm²</i>	<i>MPa</i>
SP-215	ST-01	1,84	0,18
SP-318	ST-02	53,45	5,35
SP-318	ST-03	62,81	6,28
SP-318	ST-04	30,79	3,08

5.9.6 SOLO ADITIVO (5%)

Quadro 32 – Resistência à Compressão Simples com 5% de aditivo.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Resistência a Compressão Simples (7 dias)</i>	
		<i>kgf/cm²</i>	<i>MPa</i>
SP-215	ST-01	9,77	0,98
SP-318	ST-02	53,04	5,30
SP-318	ST-03	69,00	6,90
SP-318	ST-04	9,91	0,69

5.9.7 SOLO ADITIVO (6%)

Quadro 33 – Resistência à Compressão Simples com 6% de aditivo.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Resistência a Compressão Simples (7 dias)</i>	
		<i>kgf/cm²</i>	<i>MPa</i>
SP-215	ST-01	0,82	0,08
SP-318	ST-02	63,63	6,36
SP-318	ST-03	47,62	4,76
SP-318	ST-04	54,42	5,44

5.10 RESUMO DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO

Para facilitar a comparação e a interpretação dos resultados de cada amostra, optou-se por agrupar neste item todos os resultados de laboratório obtidos neste trabalho. Como apresentado a seguir, separou-se para o solo em sua condição natural os resultados em dois quadros resumo: um com a caracterização (Limites de Atterberg, Granulometria, Classificação MCT e HRB) e outro com o comportamento estrutural (CBR, Expansão e Resistência a Compressão Simples) obtido para cada amostra.

5.10.1 SOLO IN NATURA

Quadro 34 – Caracterização das amostras com o solo in natura.

Local	Amostra	Limites de Atterberg			Granulometria				Classificação	
		LL	LP	IP	Argila	Silte	Areia	Pedr.	HRB (IG)	MCT
SP-215	ST-01	N.P	N.P	N.P	0%	0%	100%	0%	A-3 (0)	NA'
SP-318	ST-02	30%	19%	11%	23%	7%	70%	0%	A-6 (1)	LA'
SP-318	ST-03	39%	24%	15%	29%	9%	61%	0%	A-6 (2,8)	NA'
SP-318	ST-04	N.P	N.P	N.P	19%	0%	79%	1%	A-2-4 (0)	NS'

Quadro 35 – Comportamento estrutural das amostras com o solo in natura.

Local	Amostra	Umidade Ótima (%)	Dens. Max. (g/cm ³)	CBR (%)	Expansão (%)	R _{CS} - 7 dias (MPa)
SP-215	ST-01	7,5%	1.85	4,9	0,00	0,07
SP-318	ST-02	13%	1.83	25,2	0,01	0,70
SP-318	ST-03	15,5%	1.79	4,8	0,02	0,47
SP-318	ST-04	11%	1.93	25,0	0,00	0,38

Nos subitens a seguir, apresenta-se o comportamento estrutural (CBR, Expansão e Resistência a Compressão Simples) obtido nos ensaios de laboratório para os diferentes tipos de estabilizantes químicos e nos dois teores utilizados.

5.10.2 SOLO CIMENTO (5%)

Quadro 36 – Comportamento estrutural das amostras com 5% de cimento.

Local	Amostra	Umidade Ótima (%)	Dens. Max. (g/cm ³)	CBR (%)	Expansão (%)	R _{CS} - 7 dias (MPa)
SP-215	ST-01	8,5%	1.86	40,1	0,03	0,27
SP-318	ST-02	13,0%	1.78	52,0	0,06	2,43
SP-318	ST-03	15,5%	1.77	98,0	0,00	4,94
SP-318	ST-04	13,0%	1.81	56,5	0,00	1,29

5.10.3 SOLO CIMENTO (6%)

Quadro 37 – Comportamento estrutural das amostras com 6% de cimento.

Local	Amostra	Umidade Ótima (%)	Dens. Max. (g/cm ³)	CBR (%)	Expansão (%)	R _{CS} - 7 dias (MPa)
SP-215	ST-01	10,0%	1.84	71,9	0,02	0,31

SP-318	ST-02	14,5%	1.73	89,1	0,04	5,85
SP-318	ST-03	11,0%	1.81	117,9	0,02	8,24
SP-318	ST-04	13,5%	1.83	74,5	0,07	2,25

5.10.4 SOLO CAL (5%)

Quadro 38 – Comportamento estrutural das amostras com 5% de cal.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>	<i>R_{CS} - 7 dias (MPa)</i>
SP-215	ST-01	8,5%	1.86	35,0	0,02	0,13
SP-318	ST-02	12,0%	1.82	62,0	0,12	6,00
SP-318	ST-03	12,5%	1.63	40,0	0,22	1,28
SP-318	ST-04	11,5%	1.83	52,0	0,00	0,65

5.10.5 SOLO CAL (6%)

Quadro 39 – Comportamento estrutural das amostras com 6% de cal.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>	<i>R_{CS} - 7 dias (MPa)</i>
SP-215	ST-01	9,0%	1.84	25,0	0,39	0,18
SP-318	ST-02	12,5%	1.78	81,0	0,08	5,35
SP-318	ST-03	15,0%	1.83	78,0	0,30	6,28
SP-318	ST-04	12,5%	1.85	67,0	0,00	3,08

5.10.6 SOLO ADITIVO (5%)

Quadro 40 – Comportamento estrutural das amostras com 5% de aditivo.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>	<i>R_{CS} - 7 dias (MPa)</i>
SP-215	ST-01	10,0%	1.80	10,8	0,00	0,98
SP-318	ST-02	14,0%	1.82	22,0	0,07	5,30
SP-318	ST-03	15,0%	1.91	11,5	0,04	6,90
SP-318	ST-04	12,0%	1.87	18,0	0,05	0,69

5.10.7 SOLO ADITIVO (6%)

Quadro 41 – Comportamento estrutural das amostras com 6% de aditivo.

<i>Local</i>	<i>Amostra</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Dens. Max. (g/cm³)</i>	<i>CBR (%)</i>	<i>Expansão (%)</i>	<i>R_{CS} - 7 dias (MPa)</i>
--------------	----------------	--------------------------	--------------------------------------	----------------	---------------------	--------------------------------------

SP-215	ST-01	12,0%	1.72	12,3	0,00	0,08
SP-318	ST-02	11,0%	1.72	13,8	0,24	6,36
SP-318	ST-03	14,5%	1.83	14,3	0,00	4,76
SP-318	ST-04	11,0%	1.91	32,0	0,10	5,44

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização de todos os ensaios de laboratório previstos e com os resultados individuais obtidos, tornou-se possível avaliar o desempenho estrutural de cada amostra de solo em sua condição natural e o seu comportamento estrutural após a incorporação de três tipos de estabilizantes: *cimento*, *cal* e a opção disponível no mercado, denominado *aditivo*.

Atendendo ao objetivo geral desta pesquisa, o capítulo 5 (cinco) desta dissertação apresenta todos os resultados mecânicos da mistura solo-aditivo determinados em laboratório. Resultados pontuais de solos da região de São Carlos/SP, importante referência para projetistas que desejam utilizar solo estabilizado como camada de pavimento seja como base, sub-base e/ou de reforço do subleito.

Dependendo da finalidade e das características do projeto e/ou da obra a ser realizada na região, esses resultados aqui documentados possibilitam a elaboração de estudos específicos que podem eliminar a necessidade de utilização de jazida pétreia, o que contribui, não só para minimizar os impactos ambientais oriundos da exploração, mas também para evitar a importação de material, reduzindo o custo da obra.

Para comparar o comportamento de solo modificado com estabilizantes químicos e avaliar a viabilidade de utilização de cada tipo como camada de pavimento, utilizou-se como referência a instrução de projeto IP-04 da Secretaria de Infra-Estrutura Urbana e de Obras (SIURB) da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), que estabelece que, para vias com volume de tráfego de leve a médio, os materiais a serem empregados no pavimento deverão satisfazer as seguintes exigências: camada de Base: $CBR \geq 80\%$ e $Expansão \leq 0,5\%$; e para a camada de Sub-base: $CBR \geq 30\%$ e $Expansão \leq 1,5\%$.

Neste estudo, todas as amostras coletadas na região de São Carlos/SP, tanto em sua condição natural como estabilizadas quimicamente, apresentaram baixo nível de expansão (inferior a 0,5%), característica indispensável quando a intenção é a de utilizar o solo como camada de pavimento. Isso se refere, principalmente, aos urbanos, que normalmente possuem uma esbelta camada de revestimento asfáltico e a intensidade da expansão pode gerar esforços significativos que afetem diretamente a vida útil do pavimento, com o surgimento de fissuras precoces.

Para o solo em sua condição natural, apesar de as amostras apresentarem propriedades desejáveis para a utilização como camada de pavimento - sobretudo os níveis de expansão -, os resultados de capacidade de suporte (CBR) não satisfazem as características mínimas exigidas para camada de sub-base, nem para base de pavimento, como é possível observar no

quadro 35. Sendo assim, para a utilização destes solos na pavimentação urbana, como base ou sub-base, é imprescindível a melhoria de suas propriedades geotécnicas.

Conforme apresentado no quadro 36, a incorporação de 5% de cimento provoca uma melhoria substancial na capacidade de suporte das amostras. Com esse teor de estabilizante químico, as amostras ST-01 (CBR_{OBTIDO} de 40,1%), ST-02 (CBR_{OBTIDO} de 52%) e ST-04 (CBR_{OBTIDO} de 56,5%) atingem as exigências mínimas para serem empregadas como camada de sub-base, enquanto a amostra ST-03 (CBR_{OBTIDO} de 98%) satisfaz a exigência para a utilização como camada de base.

A estabilização das amostras com 6% de cimento (quadro 37) gera uma melhoria ainda maior na capacidade de suporte, incluindo também a possibilidade de utilização da amostra ST-02 (CBR_{OBTIDO} de 89,1%) como camada de base, as amostras ST-01 (CBR_{OBTIDO} de 71,9%) e ST-04 (CBR_{OBTIDO} de 74,5%) alcançaram valores próximos ao limite mínimo requerido pela instrução de projeto da Prefeitura Municipal de São Paulo.

No quadro 38 estão apresentados os resultados da incorporação de 5% de cal, em que é possível observar que nenhuma das amostras atingiu o CBR mínimo para o emprego como camada de base de pavimento, no entanto, todas as amostras atingiram a capacidade de suporte para sub-base: ST-01 (CBR_{OBTIDO} de 35%); ST-02 (CBR_{OBTIDO} de 62%); ST-03 (CBR_{OBTIDO} de 40%) e ST-04 (CBR_{OBTIDO} de 52%).

A estabilização das amostras com 6% de cal (quadro 39) possibilita o emprego da amostra ST-02 (CBR_{OBTIDO} de 81%) como camada de base e das amostras ST-03 (CBR_{OBTIDO} de 78%) e ST-04 (CBR_{OBTIDO} de 67%) em sub-base, a ST-01 (CBR_{OBTIDO} de 25%) apresentou inesperadamente um comportamento pior ao obtido com 5% de cal.

Como apresentado no quadro 40 e 41, a incorporação de 5% e 6% do aditivo, provoca uma melhora, abaixo do esperado, na capacidade de suporte: ST-01_{5% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 10,8%), ST-01_{6% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 12,3%), ST-02_{5% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 22%), ST-02_{6% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 13,8%), ST-03_{5% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 11,5%), ST-03_{6% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 14,3%), ST-04_{5% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 18,0%) ST-04_{6% ADITIVO} (CBR_{OBTIDO} de 32,0%) impossibilitando o emprego de praticamente todas as amostras como base e sub-base de pavimento, exceto a amostra ST-04 que com 6% de aditivo atingiu a capacidade de suporte requerida para emprego como camada de sub-base.

A figura 53, a seguir, apresenta todos os resultados de laboratório do ensaio de CBR obtidos na condição natural e após a incorporação, nos teores de 5 e 6%, dos três tipos de estabilizantes. Como referência traçou-se duas linhas tracejadas de cor cinza: a primeira no

limite da exigência para camada de sub-base (CBR de 30%) e a segunda na exigência para camada de base (CBR de 80%).

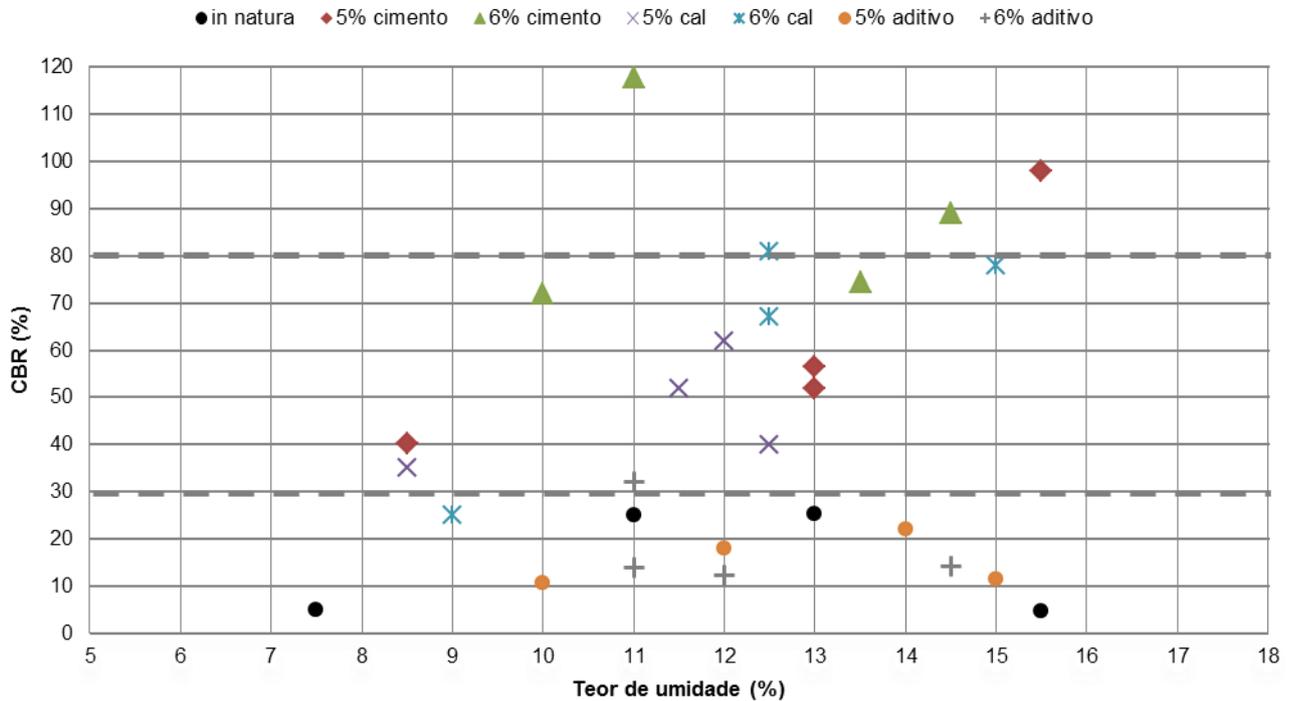


Figura 53 – Dispersão dos resultados de CBR para cada tipo de estabilização.

Quatro amostras das vinte e oito ensaiadas, incluindo a in natura, apresentaram índices satisfatório para o emprego em base de pavimento, sendo elas: a ST-02 e a ST-03 com 6% de cimento, a ST-03 estabilizada com 5% de cimento e a ST-02 com a incorporação de 6% de cal. Com exceção da amostra ST-01 (com 6% de cal) todas as demais, em que foram utilizados os estabilizantes químicos convencionais (cimento e cal), apresentaram desempenho satisfatório para utilização em sub-base de pavimento.

No caso do aditivo, somente a amostra ST-04 estabilizada com 6% atingiu a capacidade de suporte (CBR) requerida para camada de sub-base. Um estudo que empregue teores de estabilização maiores que os utilizados nesta pesquisa podem acarretar em um melhor desempenho e demonstrar a eficiência do estabilizante alternativo.

Além dos resultados de Índice de Suporte Califórnia (CBR), a resistência à Compressão Simples (R_{CS}), determinada após sete dias de cura, é outro indicativo importante quando se deseja analisar a viabilidade de se empregar o solo como camada de pavimento. A instrução de projeto IP-04 da Secretaria de Infra-Estrutura Urbana e de Obras (SIURB) da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) apresenta a seguinte correlação entre o coeficiente estrutural (k) da camada estabilizada com cimento e sua resistência à compressão simples:

- Solo-cimento: $R_{CS} > 4,5$ MPa – coeficiente estrutural igual a 1,7;

- Solo-cimento: $2,8 < R_{CS} \leq 4,5$ MPa – coeficiente estrutural igual a 1,4;
- Solo-cimento: $2,1 < R_{CS} \leq 2,8$ MPa – coeficiente estrutural igual a 1,2; e
- Solo melhorado com cimento: $R_{CS} < 2,1$ MPa – coeficiente estrutural igual a 1,0;

O quadro 42 apresenta os valores de resistência a Compressão Simples das misturas de solo-aditivo e das amostras rompidas na condição natural. Como era de se esperar, pela ausência de estabilizante químico, a resistência à compressão simples na situação *in natura* apresentou-se baixa para as quatro amostras.

Quadro 42 – Resultados de Resistência a Compressão Simples (7 dias).

<i>Amostra</i>	<i>ST-01</i>	<i>ST-02</i>	<i>ST-03</i>	<i>ST-04</i>
	<i>R_{CS} (MPa)</i>	<i>R_{CS} (MPa)</i>	<i>R_{CS} (MPa)</i>	<i>R_{CS} (MPa)</i>
<i>In natura</i>	0,07	0,70	0,47	0,38
5% Cimento	0,27	2,43	4,94	1,29
6% Cimento	0,31	5,85	8,24	2,25
5% Cal	0,13	6,00	1,28	0,65
6% Cal	0,18	5,35	6,28	3,08
5% Aditivo	0,98	5,30	6,90	0,69
6% Aditivo	0,08	6,36	4,76	5,44

Observa-se que a amostra ST-01 coletada às margens da rodovia SP-215, na rotatória de Volkswagen, apresentou valores de resistência à compressão simples, para todas as condições de estabilização, inferiores a 2,1 MPa.

No caso da amostra ST-02 todos os valores, exceto a situação *in natura*, apresentaram resistências superiores a 2,1 MPa, com predominância de resultados superiores a 4,5 MPa, similar ao ocorrido com a amostra ST-03, que só apresentou dois valores inferiores a este limite, sendo elas: a *in natura* e a estabilizada com incorporação de 5% de cal.

A amostra ST-04 apresentou predominância de valores menores que 2,1 Mpa, apenas com casos em que a resistência à compressão simples atingiu valores superiores, a saber: 6% de cimento, 6% de cal e 6% de aditivo.

Contrário ao ocorrido com os resultados de CBR, o aditivo em sua grande maioria apresentou desempenho satisfatório em relação à resistência à Compressão Simples, o que relaciona o baixo desempenho da mistura solo-aditivo à saturação da amostra.

Para facilitar a interpretação dos resultados estruturais e possibilitar uma análise crítica e conclusiva, mostrando qual das amostras de solo (ST-01, ST-02, ST-03 ou ST-04) apresentou

o melhor comportamento estrutural para utilização como camada de pavimento, optou-se por apresentar os resultados de CBR e Compressão Simples obtidos, em um único quadro (Quadro 43).

Quadro 43 – Resultados de CBR e Resistência a Compressão Simples (7 dias).

<i>Amostra</i>	<i>ST-01</i>		<i>ST-02</i>		<i>ST-03</i>		<i>ST-04</i>	
	<i>CBR (%)</i>	<i>R_{CS} (MPa)</i>						
<i>In natura</i>	4,9	0,07	25,2	0,70	4,8	0,47	25,0	0,38
5% Cimento	40,1	0,27	52,0	2,43	98,0	4,94	56,5	1,29
6% Cimento	71,9	0,31	89,1	5,85	117,9	8,24	74,5	2,25
5% Cal	35,0	0,13	62,0	6,00	40,0	1,28	52,0	0,65
6% Cal	25,0	0,18	81,0	5,35	78,0	6,28	67,0	3,08
5% Aditivo	10,8	0,98	22,0	5,30	11,5	6,90	18,0	0,69
6% Aditivo	12,3	0,08	13,8	6,36	14,3	4,76	32,0	5,44

Como é possível observar, o melhor comportamento estrutural de todas as amostras coletadas nas diversas condições de estabilização, ocorreu com a amostra ST-03 estabilizada com 6% de cimento, que obteve Resistência à Compressão Simples (RCS) de 8,24 MPa e Índice de Suporte Califórnia (CBR) de 117,9 %, seguida da amostra ST-02 com 6% de cimento e com 6% de cal.

Cabe aqui ressaltar que, além das características estruturais obtidas nos ensaios de CBR e de Resistência a Compressão Simples (R_{CS}), é imprescindível, que se faça - antes mesmo de se definir o estabilizante mais viável - um estudo específico de custos, uma vez que os preços dos estabilizantes diferem muito, e, ao contrário do que se acredita, é possível que esse incremento do teor de determinado produto não cause uma diferença tão significativa no custo final.

Ao escrever a redação dessa dissertação e durante o longo período de dedicação aos numerosos ensaios de laboratório, desenvolvidos para a obtenção dos resultados propostos, pôde-se constatar que o material aqui documentado poderá possibilitar uma série de trabalhos futuros. Seguem-se aqui algumas sugestões:

- Ampliar o estudo para outros tipos de solo;
- Avaliar a influência de diferentes energias de compactação no comportamento estrutural de cada mistura;

- Analisar o comportamento das amostras com a adição de teores diferentes e empregando outros tipos de estabilizantes;
- Estudar o efeito da saturação das amostras estabilizadas, uma sugestão seria determinar em laboratório o valor do CBR imerso e do CBR seco e verificar o impacto da imersão na capacidade de suporte.
- Elaborar um estudo específico de custos.

REFERÊNCIAS

- ADAM, J.P. **Roman building: materials and techniques**. London: B.T. Batsford, 1994.
- AGUIAR, R.L., **Mapeamento geotécnico da área de expansão urbana de São Carlos - SP**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1989.
- ALMEIDA, F.F.M. & BARBOSA, O. **Geologia das quadrículas de Piracicaba e Rio Claro, Estado de São Paulo**. Bol. Div. Geol. Min., DNPM, 1953, n. 143: 1- 96.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D-2487. **Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. Washington, D. – USA.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 12023. **Solo-cimento – ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, 1992.
- _____. NBR 12025. **Solo-Cimento – ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndrico**. Rio de Janeiro, 1990.
- _____. NBR 7182. **Solo – ensaio de compactação - Procedimento**. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. NBR 6502. **Rochas e solos**. Rio de Janeiro, 1995.
- _____. NBR 6459. **Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. NBR 7180. **Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. NBR 7181. **Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. NBR 7182. **Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, 1988.
- _____. NBR 9895. **Solo – Índice de suporte Califórnia - Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 1988.
- BALBO, J.T., **Pavimentação asfáltica - materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.
- BELY, L. **The history of France**. Paris: Éditions Jean-Paul Gisserot, 2001.
- BERNUCCI, L.B., MOTTA, L.M., CERATTI, J.A., CERATTI, J.A. **Pavimentação asfáltica – formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Trama, 2008.
- BITTENCOURT, E.R. **Caminhos e estradas na geografia dos transportes**. Rio de Janeiro: Editora Rodovia, 1958.
- BOHONG, J. **In the footsteps of Marco Polo**. Beijing: New World Press, 1989.
- BOSCOV, M.E.G., **Estudo comparativo do comportamento de um solo saprolítico e de um solo laterítico estabilizados com cal**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo – Escola Politécnica, São Paulo, 1987.
- BRASIL, **Lei Federal nº 6766 - Parcelamento do Solo Urbano**, de 19 de dezembro de 1979.

BUENO, B.S., LIMA, D.C. & SANTOS, M.F., **Estabilização dos solos com cal e betume**. 6ª Reunião Anual de Pavimentação Urbana, Santos, 1995.

CASTRO, B.A.C. **Construção de estradas e vias urbanas**. Belo Horizonte: UFMG/Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia, 2009. Notas de Aula.

CERATTI, J.A.P., **Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para a utilização em pavimentos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

CHEVALLIER, R. **Roman roads**. Berkeley, California: UP, 1976.

DA PEDRA AO FERRO. Disponível em: <http://serqueira.com.br/mapas/portomaua.htm>. Acesso em 18/8/2012.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER/SP). IP-DE-P00/001. **Projeto de Pavimentação**. São Paulo, 2006.

_____. ET-DE-P00/004. **Sub-base ou base de solo-cimento**. São Paulo, 2006.

_____. ET-DE-P00/005. **Sub-base ou base de solo-cal**. São Paulo, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV**. DNER-ME 258/94, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Classificação de solos tropicais para finalidades viárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura**. DNER-CLA 259/96, Rio de Janeiro, 1996.

_____. **Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão**. DNER-ME 254/94, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão**. DNER-ME 256/94, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **Solos coesivos – determinação da compressão simples de amostras indeformadas**. DNER-IE 004/94, Rio de Janeiro, 1994.

ESTRADAS INCAS. Disponível em: <http://www.cepa.if.usp.br>. Acesso em 18/8/2012.

FERREIRA, M.A.G., **Características Físicas de Solos Tropicais e Comportamento nos Pavimentos**. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1992.

FORTES, R.M., **Disciplina Estradas II**. São Paulo: Universidade Presbiteriana Mackenzie, 2002. Notas de Aula.

FRANÇA, F.C., **Estabilização química de solos para fins rodoviários: estudo de caso com o produto “RBI GRADE 91”**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2003.

FULFARO, V. J. **Evolução Tectônica e Paleogeográfica da Bacia Sedimentar do Paraná pelo Trend Surface Analysis.** São Paulo - SP. Tese de Livre Docência. Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, 1971.

GESICKI, A. L. D. **Evolução Diagenética das Formações Piramboia e Botucatu (Sistema Aquífero Guarani) no Estado de São Paulo.** São Paulo - SP. Tese de Doutorado. Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, 2007.

HACHIRO, J. **O Subgrupo Irati (Neopermiano) da Bacia do Paraná.** São Paulo - SP. Tese de Doutorado. Instituto de Geociências – Universidade de São Paulo, 1997.

HAGEN, V.W. **A estrada do sol.** São Paulo: Edições Melhoramentos, 1955.

HISTÓRIA DAS RODOVIAS. Disponível em: <http://www.estradas.com.br>. Acesso em: 20/8/2012.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE, **Pesquisa Nacional por Amostra de Domicílios.** Rio de Janeiro, 2007.

LEINZ, V.; BARTORELLI, A.; SADOWSKI, G.R.; ISOTA, C.A.L. **Sobre o comportamento espacial do trapp basáltico da bacia do Paraná.** Bol. Soc. Bras. Geol., São Paulo, 1966, 15(4): 79-91.

LADEIRA, F. S. B.; SANTOS, M. **O Uso de Paleossolos e Perfis de Alteração Para Identificação e Análise de Superfícies Geomórficas Regionais: O Caso da Serra de Itaqueri (SP).** Revista Brasileira de Geomorfologia, 2005.

LOVATO, R.S., **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado a pavimentação.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MASCARÓ, J.L., **Custos de infra-estrutura: um ponto de partida para o desenho econômico urbano.** Tese de Livre-docência. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo FAU/USP, São Paulo, 1979.

MODERNELL, R. **Cinco mil anos de loucuras no trânsito.** Revista quatro Rodas, p. 44-49. São Paulo, 1989.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias.** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, 1981.

_____. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo: Villibor, 1995.

PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA : FORMAÇÃO BÁSICA PARA ENGENHEIROS / Liedi Bariani Bernucci... [et al.]. – Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABedA, 2006. Disponível em: <http://www.proasfalto.com.br>. Acesso em 18/8/2012.

PESSOA, F.H.C., **Análises de solos de Urucu para fins de uso rodoviário.** Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2004.

PORTER, O.J. **Development of the original method for highway design. Development of CBR flexible pavement design method for airfields.** Transactions of American Society of Civil Engineers, Nova York, 1950.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO (PMSP). IP-04. **Instruções para dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego leve e médio.** Secretaria de Infraestrutura Urbana e de Obras, São Paulo, 2002.

_____. IP-05. **Instruções para dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego meio pesado, pesado, muito pesado e faixa exclusiva de ônibus.** Secretaria de Infraestrutura Urbana e de Obras, São Paulo, 2002.

PREGO, A. S. da S. **A memória da pavimentação no Brasil.** Rio de Janeiro, 2001, Associação Brasileira de Pavimentação, 2001.

RIBAS, M.C. **A história do Caminho do Ouro em Paraty.** 2. ed. Paraty: Contest Produções Culturais, 2003.

SAUNIER, B.; DOLFUS, C.; GEFFROY, G. **Histoire de la locomotion terrestre.** v. II. Paris: L'Illustration, 1936.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação.** São Paulo: Pini, 1997.

SILVA, B.A., GUIMARÃES, A.C.R., VIEIRA, A. **Curso Prático de Solos.** Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia (IME), 2010. Notas de Aula.

SÓRIA, M.H.A., FABBRI, G.T.P., **O Ensaio Mini-MCV – Um Ensaio de MCV, Moisture Condition Value, em Corpos de Prova de Dimensões Reduzidas.** 15ª Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte, 1980.

SQUISATO, E. **A Formação Serra Geral na Porção Centro Norte do Estado de São Paulo. Rio Claro - SP.** Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual Paulista. Instituto de Geociências e Ciências Exatas, 2008. VARGAS, M., **Introdução a mecânica dos solos.** São Paulo: MacGraw Hill, 1978.

VASQUEZ, P. K. **Álbum da Estrada União e Indústria.** 2. ed. Rio de Janeiro : Quadratim G, 1998. VILLIBOR, D.F., NOGAMI, J.S., CINCERRE, J.R., SERRA, P.R.M. & NETO, A.Z., **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas: bases alternativas com solos lateríticos.** São Paulo: Arte & Ciência, 2007.

VARGAS, M., **Introdução a mecânica dos solos.** São Paulo: MacGraw Hill, 1978.

VILLIBOR, D.F., NOGAMI, J.S., CINCERRE, J.R., SERRA, P.R.M. & NETO, A.Z., **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas: bases alternativas com solos lateríticos.** São Paulo: Arte & Ciência, 2007.