

Programa de Pós-Graduação em **Engenharia Civil e Ambiental**

Universidade Federal de Campina Grande
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais
Departamento de Engenharia Civil

**CLASSIFICAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS
LATERÍTICOS DO ESTADO DA PARAÍBA
E DO RIO GRANDE DO NORTE**

VIRGIANE DA SILVA MÉLO

Campina Grande
Data: MAIO / 2011

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - UFCG
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS - CTRN
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
- PPGECA

CLASSIFICAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS DO
ESTADO DA PARAÍBA E DO RIO GRANDE DO NORTE

VIRGIANE DA SILVA MÉLO

Campina Grande – Paraíba

Maio de 2011

VIRGIANE DA SILVA MÉLO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**.

Área de Concentração: Geotécnica

Prof. D. Sc. Alexandre José Soares Miná
(Orientador)

Campina Grande – Paraíba

Maio de 2011

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

M685c Mélo, Virgiane da Silva
Classificação e Estabilização de Solos Lateríticos do Estado da Paraíba e do Rio Grande do Norte / Virgiane da Silva Mélo. — Campina Grande, 2011.
91 f.: il. col.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.
Orientadores: Prof^o. Dr^o. Alexandre José Soares Miná
Referências.

1. Estabilização. 2. Solos Lateríticos. 3. Metodologia MCT. I.
Título.

CDU 693.98 (043)

DIGITALIZAÇÃO:

SISTEMOTECA - UFCG

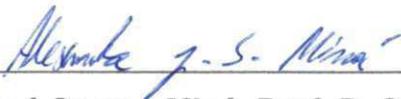
FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: Virgiane da Silva Mélo

Título: CLASSIFICAÇÃO E ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS DO ESTADO DA PARAÍBA E DO RIO GRANDE DO NORTE

Dissertação Defendida e Aprovada em: 26 / 05 / 2011

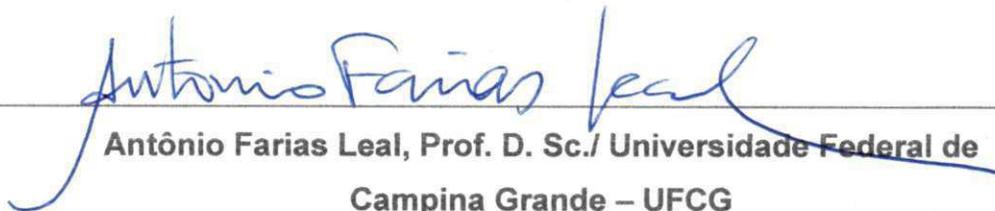
Banca Examinadora



Alexandre José Soares Miná, Prof. D. Sc./ Universidade Federal da
Paraíba – UFPB
(Orientador)



Gelmires de Araújo Neves, Prof. D. Sc./ Universidade Federal de
Campina Grande – UFCG
(Examinador Interno)



Antônio Farias Leal, Prof. D. Sc./ Universidade Federal de
Campina Grande – UFCG
(Examinador Externo)

DEDICATÓRIA

A DEUS por ter me dado vida, saúde e sabedoria.

Aos meus pais, Ariosto Sales de Mélo e Ana Virginia da Silva Mélo.

Aos meus Irmãos Pollyana e Ariosto Júnior.

Ao meu namorado Mário.

E a todas as pessoas que transmitem o conhecimento adquirido com boa vontade.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a DEUS, por ter permitido mais esta vitória em minha vida. Por sempre ter me mostrado o caminho da luz nos momentos de dúvida e angústia. E por ter me dado força para prosseguir mesmo nos momentos que pensei em desistir ou fraquejar.

Aos meus amados pais, Ariosto Sales de Mélo e Ana Virginia da Silva Mélo, principais responsáveis por toda minha formação, pois sem eles não teria conseguido trilhar este caminho árduo de forma reta, sempre me apoiando e orientando no caminho do bem. Pessoas que sempre foram e serão exemplos de união, força, honestidade e principalmente de muito amor.

Aos meus irmãos, Pollyana Melo e Ariosto Júnior, pelo companheirismo sempre compartilhando tristezas e alegrias.

Ao meu namorado, Mario Neto, pelo amor, carinho, dedicação e apoio incondicional durante o curso.

A todos meus amigos e familiares, os quais não citarei nomes para não cometer injustiça, onde o apoio e amizade foram cruciais durante este difícil período.

Ao Professor D. Sc. Alexandre José Soares Miná pela atenção, bondade e por sua ajuda, características essas que contribuíram para a conclusão desta pesquisa.

Agradeço ao Professor D. Sc. John Kennedy Guedes Rodrigues, pelos ensinamentos fornecidos por toda minha vida acadêmica.

Aos funcionários do PPGECA em especial a grande amiga Josete por tudo que me ajudou e colaborou para que concluísse esta fase.

Ao CNPq, pelo auxílio financeiro a pesquisa.

E a todos que colaboraram de forma direta ou indiretamente para que esta pesquisa pudesse ser realizada.

RESUMO

O Brasil é um país que apresenta consideráveis porções de seu território em zona de clima tropical, com isso há uma constante necessidade de estudos em busca de métodos mais apropriados para avaliar a adequação dos tipos de solos quanto ao seu emprego em pavimentação. Este estudo teve como objetivo, estudar as características químicas, físicas e mecânicas de dois solos lateríticos da região do Nordeste (PB/RN), classificá-los nas diversas metodologias (HRB, USCS, Metodologia MCT) e estabilizá-los quimicamente com a adição da cal. O procedimento escolhido para realização da fase experimental da pesquisa consistiu em: caracterização das propriedades físicas, químicas e mecânicas do solo e da mistura com a adição de 3,0%, 4,5%, 6,0% e 7,5% de cal. Com relação à classificação, os solos são de natureza laterítica, pois apresentam em sua composição basicamente elementos como Si, Fe e Al. Os valores de CBRs com a adição de cal sofreram alterações sugerindo elevados ganhos de resistência quando comparados com aqueles obtidos para o solo em seu estado natural. Quanto aos resultados de classificação da Metodologia MCT, o solo da Jazida JSGA foi classificado pertencente à classe dos arenosos lateríticos (LA') e o solo da Jazida JSM foi classificado como pertencente à classe dos solos argilosos (LG'). Concluindo-se que o solo da Jazida JSGA pode ser utilizado como base de pavimento e o solo da Jazida JSM adicionando o incremento de cal como subleito e/ou reforço de subleito desde que sejam manipulados adequadamente.

Palavras chave: estabilização, solos lateríticos, Metodologia MCT.

ABSTRACT

Brazil is a country with considerable portions of its territory in tropical area, thus there is a constant need for studies in search of more appropriate methods for evaluating the suitability of soil types regarding their use in flooring. This study aimed to study the chemical, physical and mechanical properties of two laterite soils of the Northeast region (SW / RN), classifying them in different methodologies (HRB, USCS, Methodology MCT) and stabilize them chemically with the addition lime. The procedure chosen for pilot implementation of the research consisted of: characterization of the physical, chemical and mechanical properties of soil and soil mixture with the addition of 3.0%, 4.5%, 6.0% and 7.5% lime. Regarding the classification, the soils are lateritic nature, since they have basically elements in its composition as Si, Fe and Al. CBRs values with the addition of lime changed, suggesting high gains in strength when compared with those obtained for soil in its natural state. Related to the results of the classification methodology MCT, the soil of the JSGA deposit was classified belonging to the class of sandy laterite (LA') and soil of JSM Reservoir was classified as belonging to the class of clay soils (LG'). It was concluded that the soil of JSGA Reservoir can be used as the base and the ground floor of the quarry JSM adding lime to increase the subgrade and / or reinforcement of subgrade since they are handled properly.

Keywords: stabilization, lateritic soils, Methodology MCT

LISTA DE FIGURAS

2.1	Distribuição dos solos lateríticos em termos mundiais (CHARMAN,1988).....	6
2.2	Distribuição dos solos lateríticos no Brasil (Villibor et al, 2000).....	6
2.3	Fotografias microscópicas de um solo laterítico – aumento de 3000 e 10000x respectivamente (Takeda, 2005).....	9
2.4	Modelo de compactador miniatura da utilizado na metodologia MCT.....	15
2.5	Ábaco de classificação MCT (NOGAMI E VILLIBOR, 1981).....	21
3.1	Amostra do solo da Jazida de Sapé-Mari utilizado nos experimentos.....	32
3.2	Amostra do solo da Jazida de São Gonçalo do Amarante utilizado nos experimentos.....	33
3.3	Determinação dos índices de consistência: a) Limite de Liquidez e b) Limite de Plasticidade.....	35
3.4	Granulometro à laser CILAS 1064.....	36
3.5	Equipamento utilizado para realização dos ensaios de compactação.....	37
3.6	Equipamentos utilizados para realização dos ensaios de CBR.....	38
3.7	Equipamentos utilizados para realização dos ensaios de expansão.....	39
3.8	Equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de compressão simples.....	40
3.9	Croqui do Ensaio de Perda de Massa Por Imersão (Nogami e Villibor, 2009).....	43
3.10	Croqui do Ensaio de Mini-Proctor (Nogami e Villibor, 2009).....	43
3.11	Croqui do Ensaio de Mini-CBR (Nogami e Villibor, 2009).....	44
4.1	Distribuição dos tamanhos das partículas do solo da Jazida JSM obtida por difração a laser.....	46
4.2	Distribuição dos tamanhos das partículas do solo da Jazida JSGA obtida por difração a laser.....	47
4.3	Distribuição dos tamanhos das partículas da Cal Hidratada obtida por difração a laser.....	49
4.4	Curva de compactação do solo da Jazida JSM.....	51
4.5	Curva de compactação do solo da Jazida JSGA.....	51
4.6	Efeito do incremento do teor de cal na mistura nos valores de CBR da Jazida	

	JSGA.....	53
4.8	Efeito do incremento do teor de cal na mistura nos valores de CBR da Jazida JSM.....	53
4.9	Efeitos do teor de Cal nos valores de resistência a Compressão Simples para a Jazida JSGA.....	56
4.10	Efeitos do teor de Cal nos valores de resistência a Compressão Simples para a Jazida JSM.....	56
4.11	Curvas de afundamento versus número de golpes (Mini-MCV) do solo da Jazida JSGA.....	57
4.12	Curvas de afundamento versus número de golpes (Mini-MCV) do solo da Jazida JSM.....	58
4.13	Família de curva de compactação do solo da Jazida JSGA.....	58
4.14	Família de curva de compactação do solo da Jazida JSM.....	59
4.15	Ábaco de classificação do solo da Jazida JSGA.....	60
4.16	Ábaco de classificação do solo da Jazida JSM.....	60
4.17	Curva de compactação obtidos dos ensaios de Mini-Proctor e CBR obtidos para a Jazida JSGA.....	61
4.18	Curva de compactação obtidos dos ensaios de Mini-Proctor e CBR obtidos para a Jazida JSM.....	62
4.19	Resultado do ensaio de Mini-CBR para a Jazida JSGA.....	62
4.20	Resultado do ensaio de Mini-CBR para a Jazida JSM.....	63
4.21	Expansão do solo da Jazida JSGA.....	64
4.22	Expansão do solo da Jazida JSM.....	64
4.23	Áreas dos tipos de solo associados à técnica construtiva de acordo com a Metodologia MCT (Nogami e Villibor, 2005).....	66

LISTA DE FLUXOGRAMAS

3.1	Seqüência de atividades e dos ensaios realizados durante a fase experimental da pesquisa.....	30
3.2	Seqüência das atividades adotadas para a realização dos ensaios de CBR.....	39
3.3	Seqüência das atividades adotadas para a realização dos ensaios de Compressão Simples.....	41
3.4	Seqüência das atividades adotadas para a realização dos ensaios da Metodologia MCT.....	42

LISTA DE TABELAS

2.1	Emprego recomendado de solos tropicais em obras viárias (Nogami e Villibor, 2009).....	22
2.2	Carta de propriedades segundo a norma CLA 259/96 (DNER, 1996).....	23
3.1	Normas utilizadas para caracterização física das amostras de solo.....	34
4.1	Distribuição dos tamanhos das partículas do solo da Jazida JSM.....	45
4.2	Distribuição dos tamanhos das partículas do solo da Jazida JSGA.....	45
4.3	Teor de umidade do solo da Jazida JSM.....	47
4.4	Teor de umidade do solo da Jazida JSGA.....	48
4.5	Limites de Consistência dos solos da Jazida JSM e JSGA.....	48
4.6	Composição química do solo da Jazida JSM.....	50
4.7	Composição química do solo da Jazida JSGA.....	50
4.8	Resultados obtidos para o ensaio de compactação para os solos da Jazida JSM e JSGA.....	52
4.9	Resultados do Ensaio de CBR com o incremento de cal da Jazida JGSA.....	54
4.10	Resultados do Ensaio de CBR com o incremento de cal da Jazida JSM.....	54
4.11	Valores de referência para solos melhorados com cimento Portland.....	55
4.12	Valores de referência para solos utilizados em subleito e reforço de subleito, segundo Manual de Pavimentação – DNIT.....	55
4.13	Resultados dos índices c' , d' , e' e P_i obtidos dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão.....	59
4.14	Teores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima dos solos, obtidos no ensaio de Mini-Proctor.....	61
4.15	Resultados do Mini-CBR.....	63
4.16	Critério geral de escolha de SAFL para base de pavimentos. Uso geral para qualquer região do país.....	65
4.17	Classificações geotécnicas dos solos.....	65
4.18	Peculiaridades construtivas dos solos lateríticos (Nogami e Villibor, 2005).....	66
4.19	Resultados dos ensaios de CBR e Mini-CBR.....	67

LISTA DE SIGLAS, ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

AASHTO	AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	California Bearing Ratio
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-estrutura e Transporte
DRX	Difração de Raios-X
GC	Grau de Compactação
HRB	Highway Research Board
IP	Índice de Plasticidade
ISC	Índice de Suporte Califórnia
JSGA	Jazida São Gonçalo do Amarante – RN
JSM	Jazida Sapé-Mari – PB
L	Solos de Comportamento Laterítico, da Classificação MCT
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical

MCV	Moisture Condition Value
ME	Método de Ensaio
NBR	Norma Brasileira Registrada
PSI	Perda de Suporte
PVG	Podzólico Vermelho Amarelo
RC	Resistência a compressão
RIS	Relação entre Índices de Suporte
USCS	Unified Soil Classification System

SUMÁRIO

1.0	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivo.....	2
1.2	Objetivos específicos.....	2
1.3	Organização do Trabalho.....	3
2.0	REVISÃO DA LITERATURA.....	4
2.1	Origem e Definição do Termo Laterita.....	4
2.2	Distribuição Geográfica dos Solos Lateríticos no Brasil.....	5
2.3	Os Solos Lateríticos na Engenharia Rodoviária.....	9
2.4	As classificações Geotécnicas de Solo.....	10
2.4.1	O sistema Unificado de Classificação de Solos.....	11
2.4.2	A classificação HRB.....	11
2.5	Metodologia MCT (Mini, Compactado, Tropical).....	12
2.5.1	Ensaio Mini-MCV.....	15
2.5.2	Ensaio de Perda de Massa Por Imersão.....	17
2.5.3	Ensaio Mini-Proctor e Mini-CBR.....	18
2.5.4	Sistema de Classificação MCT.....	20
2.6	Estabilização de Solos para o Uso na Engenharia Rodoviária.....	24
3.0	MATERIAIS E MÉTODOS.....	30
3.1	MATERIAIS.....	31
3.1.1	Solos Lateríticos.....	31
3.1.1.1	Jazida de Sapé-Mari - PB.....	31
3.1.1.2	Jazida de São Gonçalo do Amarante - RN.....	32
3.2	MÉTODOS.....	33
3.2.1	Caracterização das propriedades físicas dos materiais.....	34
3.2.1.1	Análise Granulométrica por Difração de Laser.....	35
3.2.2	Caracterização das Propriedades Químicas e Mineralógicas do Solo Laterítico.....	36
3.2.3	Caracterização das Propriedades Mecânicas das Misturas dos Materiais.....	36
3.2.3.1	Ensaio de Compactação.....	37

3.2.3.2	Índice de Suporte Califórnia – CBR.....	38
3.2.3.3	Compressão Simples.....	40
3.2.4	Ensaio da Metodologia MCT.....	42
4.0	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	45
4.1	Caracterização das Propriedades Físicas dos Materiais.....	45
4.1.1	Ensaio de Granulometria por Peneiramento.....	45
4.1.2	Difração a Laser.....	46
4.1.3	Teor de Umidade Higroscópica do Solo.....	47
4.1.4	Índices de Consistência dos Solos.....	48
4.1.5	Cal Hidratada.....	49
4.2	Caracterização das propriedades químicas dos materiais.....	49
4.2.1	Análise Química.....	50
4.3	Caracterização das Propriedades Mecânicas dos Materiais.....	50
4.3.1	Ensaio de Compactação.....	50
4.3.2	Índice de Suporte Califórnia (CBR).....	52
4.3.3	Compressão simples.....	55
4.4	Metodologia MCT.....	57
4.5	Comparativo das propriedades geotécnicas quanto a Metodologia MCT.....	65
5.0	CONCLUSÃO E SUGESTÕES.....	68
5.1	CONCLUSÃO.....	68
5.2	SUGESTÕES.....	69
6.0	BIBLIOGRAFIA.....	71
	ANEXOS.....	74
	ANEXO A – Análise Granulométrica.....	75
	ANEXO B – Difração a laser.....	78
	ANEXO C – Ensaio da Metodologia MCT.....	83

1.0 INTRODUÇÃO

A importância do estudo dos solos tropicais decorre da magnitude de sua distribuição geográfica. O Brasil é um país que apresenta consideráveis porções de seu território em zona de clima tropical. Há uma constante necessidade de estudos em busca de métodos mais apropriados para avaliar a adequação dos tipos de solos quanto ao seu emprego em pavimentação. Os novos procedimentos de escolha e dosagem de material e de projeto e construção apropriados para o ambiente tropical úmido, proporcionam o uso de camadas de custo relativamente menores em comparação às tradicionais, através da utilização de maior porcentagem de solos locais de comportamento laterítico.

A determinação das propriedades geotécnicas dos solos utilizados em pavimentação é de fundamental importância para o conhecimento do seu comportamento mecânico quando compactado. Essas propriedades são influenciadas pelas características de cada região como tipo de clima, topografia, fauna e tempo de formação dos solos.

As classificações geotécnicas mais utilizadas nos meios rodoviários ainda são a HRB (Highway Research Board) e a USCS (Unified Soil Classification), ditas como tradicionais, nas quais a granulometria e os limites de Atterberg são determinantes para se classificarem os diversos tipos de solos. Estas classificações possuem sérias limitações quando aplicadas aos solos tropicais, já que foram elaboradas em países de clima essencialmente temperados, onde as condições ambientais são consideravelmente distintas.

NOGAMI e VILLIBOR (1985) desenvolveram o método MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), que pode ser considerado um marco no cenário da pavimentação. Hoje, com o uso dessa ferramenta, é possível identificar as principais diferenças entre os vários tipos de solos tropicais e prever seu comportamento como camada integrante de um pavimento.

As variações mineralógicas constatadas nos solos tropicais são muito maiores que nos solos de regiões temperadas. Além disso, muitos dos comportamentos peculiares destes podem ser explicados pela sua constituição mineralógica. Daí a importância de se considerar esta, no estudo geotécnico dos solos tropicais.

O efeito da energia de compactação na estrutura e nas propriedades geotécnicas dos solos compactados é essencial para o entendimento do comportamento dos materiais durante a vida útil dos pavimentos e tem sido intensamente estudado por diversos autores (SOUZA JR, 2005).

Os solos são largamente empregados nas mais diversas construções da Engenharia Civil. Em algumas regiões e dependendo da aplicação os solos não podem ser empregados no mesmo estado em que são encontrados nas jazidas. Por outro lado, algumas vezes estes solos não satisfazem a determinadas especificações de obras fazendo-se necessário recorrer à prática da estabilização. Para tanto se usam como aditivos os seguintes materiais convencionais: asfalto, o cimento e mais comumente a cal.

A estabilização de um solo para uso em pavimentação, significa conferir-lhe a capacidade de resistir e de suportar as cargas e os esforços induzidos pelo tráfego normalmente aplicados sobre o pavimento e também às ações erosivas de agentes naturais sob as condições mais adversas de sollicitação consideradas no projeto.

Com isso, o estudo sobre os solos lateríticos pode ser uma indicação promissora para a utilização na pavimentação porquanto suas grandes extensões e grandes volumes de solo mobilizado tornam-se uma alternativa economicamente viável ao utilizar o material da própria região, muitas vezes descartado por falta de conhecimento técnicos das suas propriedades.

1.1 Objetivo

Este trabalho tem como objetivo, estudar as características químicas, físicas e mecânicas de dois solos lateríticos da região do Nordeste, do Brasil e estabilizá-los quimicamente com a adição da Cal para o uso em pavimentação.

1.2 Objetivo

- Classificar física, química e mineralogicamente e comparar os solos quanto às diversas classificações e quanto a sua natureza laterítica;
- Estudar as propriedades mecânicas da mistura contendo solo e cal em laboratório;

- Classificar e determinar as propriedades de mecânicas e hidráulicas do solo com uso da metodologia MCT.

1.3 Organização do Trabalho

O texto desta Dissertação encontra-se em um volume distribuído da seguinte forma:

[Capítulo 1] Introdução, Objetivos e Organização do Trabalho – são descritas uma visão geral do trabalho com a introdução, os objetivos a serem alcançados e a forma da organização do trabalho.

[Capítulo 2] Fundamentação Teórica – são discutidos e descritos assuntos relacionados a: estudo das propriedades dos solos, com ênfase nos solos lateríticos, Classificação de solos (HRB, USCS, metodologia MCT) estabilização dos solos e sua influência no comportamento mecânico dos solos lateríticos.

[Capítulo 3] Materiais e Métodos – são relatados aspectos, considerados importantes, sobre os procedimentos dos ensaios e o método da pesquisa.

[Capítulo 4] Resultados – são apresentados e analisados os resultados obtidos durante a fase experimental.

[Capítulo 5] Conclusões e Sugestões – são apresentadas as conclusões do trabalho e as sugestões para futuras pesquisas sobre o tema estudado.

Por fim, estão incluídas as Referências Bibliográficas e os Anexos, onde foram inseridas as referências citadas para a realização do trabalho, as planilhas e os gráficos resultantes dos ensaios realizados.

2.0 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Origem e Definição do Termo Laterita

Foi no início do século XIX, por volta de 1807, que o termo laterita foi criado por Buchanan para designar um material ferruginoso, produto de alteração do granito da região de Malabar, na Índia. O referido material apresentava uma propriedade particular de poder ser cortado em blocos após retirado da jazida e endurecer quando exposto ao ar. Nessa época, esse material era usado na construção civil em forma de tijolo, que em latim significa *later*, o que propicia a idéia original de Buchanan para definir o termo laterita.

Kellog (1949) denominou o termo latosolo com sendo um termo coletivo para caracterizar aqueles solos zonais com as características acima citadas e que contrastam com as associadas a outros tipos de solos, como por exemplo, os chamados solos podzólicos em regiões temperadas, úmidas e florestais, tendo suas características dominantes, associadas com:

- Fração argila, apresentando baixa relação sílica/sesquióxidos e baixa atividade;
- A fração mineral, apresentando baixa capacidade de troca catiônica;
- Baixo teor de materiais solúveis;
- Baixo teor de minerais primários, exceto os altamente resistentes;
- Relativo grau de agregação.

Robinson (1951) introduziu o termo ferralítico como sinônimo de laterítico (no sentido latosolo).

Várias são as definições que se tem dado ao termo laterita, muitos delas são baseadas no processo pedológico genético e outros na composição química.

Novais Ferreira (1963) propõe a seguinte definição:

- Laterita – material concrecionado natural, pisolítico individualizado ou constituindo um maciço (cascão), vesicular, celular, vermicular ou scoreácio,

composto essencialmente de óxidos de titânio, de magnésio e outros, com ou sem quartzo ou pedaços de rochas mecanicamente envolvidas; os seus minerais argilosos são do tipo 1:1 (cauliníticos). É de dureza variável, mas usualmente fácil de fragmentar sob a ação incisiva da pancada do martelo. Quando fragmentada, tem um aspecto, em regra, com cores, variando do amarelo ao vermelho, mais ou menos escuro e mesmo negro.

- Solo Laterítico – solo, cuja função argilosa tem uma relação molecular sílica/sesquióxido (Kr) menor do que dois e apresenta natureza laterítica.

Apresentar natureza laterítica, quer dizer que o solo, além de ter Kr menor do que dois, deve ter as seguintes propriedades: presença de minerais 1:1 (grupo caulinítico); ausência dos grupos de argilas, podendo ocasionalmente conter illita em pequena quantidade, fraca percentagem de matéria orgânica; cor com matiz vermelho amarelo; baixa expansibilidade; tendência para o concrecionamento e endurecimento sob exposição ao sol.

As especificações de serviço do Departamento Nacional Infraestrutura de Transportes (DNIT, 1974) definem solos lateríticos como sendo aqueles cuja relação molecular sílica/sesquióxido (Kr) menor que dois e apresentam expansão inferior a 0,2% medida no ensaio Índice de Suporte Califórnia, com 26 ou 56 golpes por camada.

2.2 Distribuição Geográfica dos Solos Lateríticos no Brasil

Quanto à sua distribuição geográfica, os solos lateríticos estão situados geralmente, na faixa do planeta denominada intertropical, em regiões com condições climáticas favoráveis ao intemperismo intenso e rápido, com altas temperaturas, ambiente úmido, com chuvas abundantes e percolação d'água (BERNUCCI, 1995).

Na Figura 2.1 está ilustrada a distribuição geográfica, em termos mundiais, dos solos lateríticos, onde é constatado que na região brasileira é encontrado com frequência.

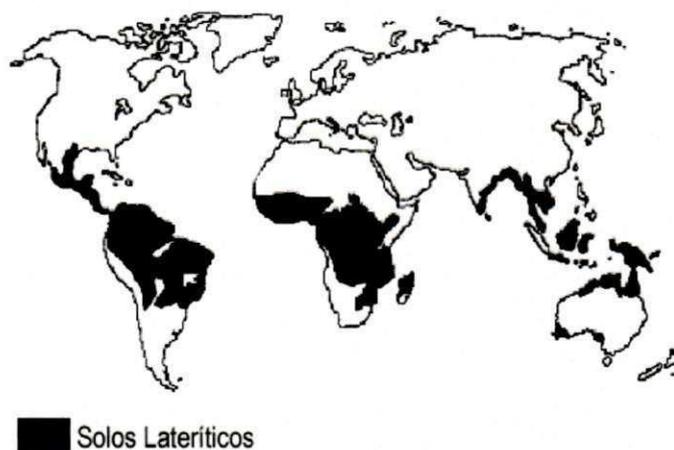


Figura 2.1 - Distribuição dos solos lateríticos em termos mundiais (CHARMAN, 1988)

Os solos lateríticos e sub-tropicais cobrem aproximadamente uma rede de 28 milhões de metros quadrados, isto é, cerca de 19% da superfície da Terra, pelo menos 66% desta área corresponde a "solos vermelhos tropicais (LUCENA, 1982).

No Brasil, os solos lateríticos encontram-se distribuídos em quase todo território, no Nordeste brasileiro se encontra numa faixa litorânea, o que pode ser observado na Figura 2.2.

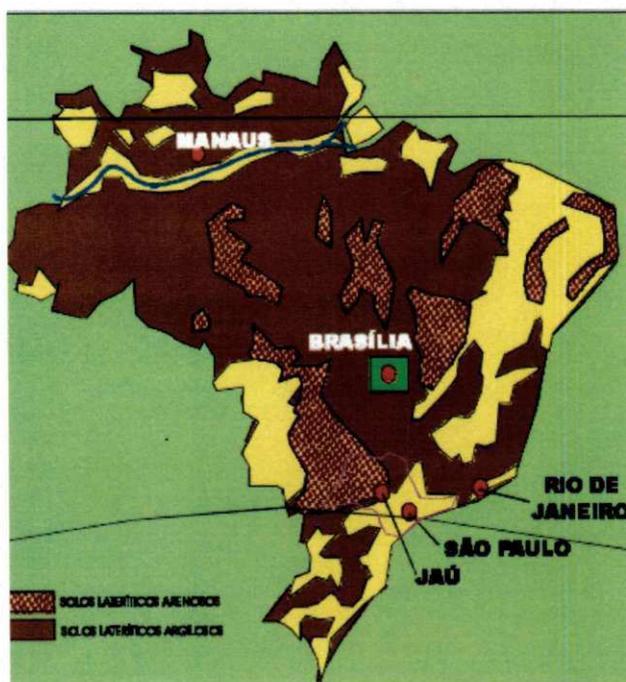


Figura 2.2 - Distribuição dos solos lateríticos no Brasil (Villibor et al, 2000)

Com base na origem dos seus constituintes, os solos podem ser divididos em: solos residuais, transportados e de formação orgânica.

Os residuais são solos produzidos pela desagregação das rochas. Recebem o nome de residuais ou "in situ" por terem sido formados no mesmo local onde se encontram, podem ser classificados como solo eluvial que ocorre na superfície, apresentando-se macroscopicamente homogêneo e isotrópico. Também chamado de solo superficial e solo residual maduro e solo de alteração que ocorre abaixo do solo eluvial e se apresenta heterogêneo e anisotrópico devido à presença das estruturas das rochas originais, também chamado de saprolito e solo residual jovem.

Os solos transportados são os solos que sofreram algum tipo de transporte (água, vento, gelo, etc.), para um local diferente ao da transformação e os solos de formação orgânica são os que se caracterizam por apresentarem como constituinte principal, a matéria orgânica, proveniente de restos vegetais ou animais (solos diatomáceos).

Os minerais encontrados nos solos são os mesmos das rochas de origem, sendo estes minerais primários, além de outros que são formados durante o processo de intemperismo, minerais secundários. Quanto à composição química, os principais minerais presentes nos solos grossos são agrupados em: silicatos – feldspato, mica, quartzo, serpentina, clorita, talco; óxidos e hidróxidos de ferro – hematita, magnetita, limonita; carbonatos – calcita, dolomita; sulfatos – gesso, anidrita.

O quartzo é o mais importante dos minerais do grupo dos silicatos. Sua composição química é SiO_2 , sílica cristalina pura. São facilmente identificados macroscopicamente. Devido a sua estabilidade química e dureza, é um dos minerais mais resistentes aos habituais agentes do intemperismo, tais como a água e a variação de temperatura; por isso, passa quase que incólume da rocha aos solos (CAPUTO, 1978).

Todavia, é nos solos finos que é encontrada a porção mais ativa e complexa com relação à sua composição mineralógica a qual é atribuída uma maior influência no comportamento mecânico de um solo (CARVALHO, 1997).

Os principais constituintes minerais dos solos finos são os argilo-minerais, óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio. Os minerais de ferro podem se apresentar como goetita ou limonita e hematita. Alumina apresenta-se na forma de gibsitita.

boemita e formas amorfas são também razoavelmente comuns. Minerais de titânio incluem usualmente rutilo, anatásio e ilmenita (BORBA, 1981).

Os argilominerais são os minerais constituintes das argilas. Quimicamente eles são, partículas com diâmetro equivalente abaixo de 0,002 mm, são compostos por silicatos de alumínio ou magnésio hidratados, podendo conter elementos como ferro, potássio, lítio e outros. Os argilo-minerais são divididos em três grandes grupos: caulinitas, esmectitas e ilitas.

O grupo das caulinitas [$Al_2O_3 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$ ou $H_4Al_2Si_2O_9$] são formados por unidades de silício e alumínio que se unem alternadamente, conferindo-lhes uma estrutura rígida. Em consequência, o argilomineral caulinita é bastante estável em presença da água, sendo considerada não expansiva quando em processo de saturação. A caulinita é o mais comum argilo-mineral presente nos solos.

O grupo das esmectitas [$(OH)_4Si_8Al_4O_{20}NH_2O$] é estruturalmente formado por uma folha octaédrica de hidróxido de alumínio e/ou magnésio entre duas unidades de sílica. A ligação entre essas camadas é fraca e permite a penetração das moléculas de água. Tornando as argilas esmectitas muito expansivas e instáveis em presença da água.

O grupo das ilitas, apesar de serem menos expansivas, têm uma estrutura análoga à da esmectita, mas diferem em sua composição química, expressa por: $[(OH)_4Ky(Si_{8-y}Al_y)(Al_4Fe_4Mg_4Mg_6)O_{20}]$, onde y varia de 1,0 a 1,5. Nesse grupo não há uma diferenciação na forma de argilo-minerais.

O tipo de argilo-mineral tem grande influência no comportamento do solo quanto à resistência, permeabilidade, compressibilidade e adensamento, além de afetar as propriedades de limite de liquidez e plasticidade. O autor faz referência à estabilização do solo com a cal, citando que a quantidade de cal necessária para efetivamente tratar um solo a fim de desenvolver uma resistência crescente, varia com o tipo de argilo-mineral presente. No caso em que o solo apresente caulinita, o crescimento da resistência começa com a adição do primeiro incremento de cal e a quantidade ótima de cal para a resistência máxima foi observada ser de 4% a 6% (GRIM, 1962).

Os solos tropicais podem revelar comportamento distintos relacionados com seu comportamento mecânico e hidráulico devido ao processo de "laterização". O processo de laterização ou latolização ocorre em regiões tropicais úmidas onde

cátions básicos são lixiviados, com conseqüente concentração residual de óxidos de ferro e de alumínio.

Devido ao processo de laterização, a fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados que, além de reduzirem a capacidade de adsorção de água pelos argilo-minerais, atuam como agentes cimentantes naturais entre as partículas. Na fração areia e silte, são encontrados principalmente quartzo, agregações lateríticas e, em menor escala, minerais pesados.

A Figura 2.3 mostra, em escala microscópica, de um solo laterítico analisado por Takeda (2005) onde os grãos mais finos encontram-se agregados e o solo apresenta um aspecto cimentado.

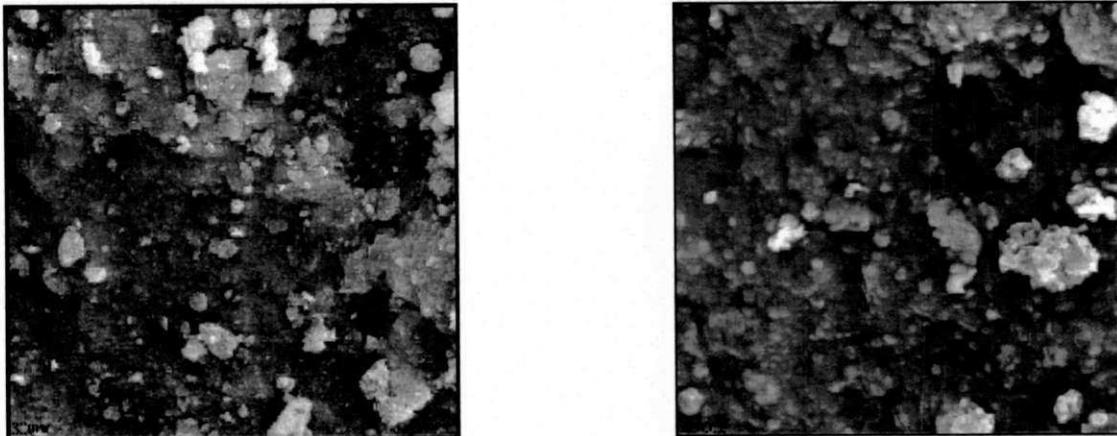


Figura 2.3 - Fotografias microscópicas de um solo laterítico – aumento de 3000 e 10000x respectivamente (Takeda, 2005)

2.3 Os Solos Lateríticos na Engenharia Rodoviária

Os chamados solos lateríticos apresentam comportamento rodoviário superior ao previsto pelas especificações usuais da geotecnia rodoviária. Por outro lado, as concreções lateríticas podem ser fonte de agregados para revestimento.

Em primeira aproximação os solos lateríticos, como camada constituinte deles (reforço, sub-base e base), são avaliados da seguinte maneira:

- Granulometria – Informa a boa ou má distribuição das partículas (o que fica retido na peneira com abertura nominal 0,075 mm - nº 200) e sobre quantidade de finos (o que passa na peneira nº 200) logo sobre o plano da distribuição dos tamanhos das partículas, o parâmetro mais importante é tamanho das partículas com diâmetro entre 0,0800 mm e 0,1mm denominados “teor de finos”;
- O limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) – informam sobre a natureza dos finos (o que passa na peneira nº 40). O LP é um parâmetro importante de classificação, ele tem influência sobre os níveis de transporte e reflete sobre as variações significativas deste último.
- A resistência do subleito e a expansão do solo é apreciado simultaneamente com os dados acima e com o resultado de um ensaio de penetração mecânica feito no solos compactado, após quatro dias de imersão denominado de Índice de Suporte Califórnia (CBR);
- A resistência da fração pedregulho material retido na peneira com abertura nominal 4,75 mm (Nº 04) à desintegração pela compactação na construção e pelo efeito posterior do tráfego é medida no ensaio de Abrasão Los Angeles.

2.4 As classificações Geotécnicas de Solo

Na engenharia civil, a avaliação das propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos é uma das primeiras atividades a serem realizadas para fins de elaboração de projeto e do uso do solo como material de construção em rodovias. Para tanto, é necessário que se conheçam, preliminarmente, as propriedades geotécnicas dos solos, valendo-se de uma classificação que permita prever o comportamento e o potencial de uso dos mesmos quando empregados em obras viárias.

Para que uma classificação de solos seja apropriada para engenharia, ela deve gozar de duas características principais conforme SÒRIA (1985): (1) permitir que, quando se tem um grande número de amostras, se ensaiem apenas alguns poucos solos que representem o universo das amostras em questão; (2) permitir que, tendo-se a classe do solo, tenha-se uma estimativa do seu comportamento no campo ou na obra; isto além de facilitar a comunicação entre técnicos que conheçam a mesma classificação.

Nesta pesquisa, procura-se mostrar um breve histórico das principais classificações de solos, dando-se maior ênfase às classificações tradicionais como o Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS – Unified Soil Classification System), a HRB- AASHTO (Highway Research Board) e a classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) para solos tropicais.

2.4.1 O sistema Unificado de Classificação de Solos

Em 1947, Casagrande publicou a classificação USCS (Unified Soil Classification System), que se fundamenta na determinação de parâmetros relacionados à granulometria e limites de Atterberg. A sistemática USCS tem como vantagem a possibilidade de inclusão de mais grupos de solo, fornecendo um refinado grau de classificação, caso necessário. Baseada nesta classificação foi publicada na Inglaterra em 1950 a “British Soil Classification”. Em 1965 Schon publica, na França, uma sistemática também baseada na USCS.

A ASTM (American Association for Testing and Materials) adotou o Sistema Unificado como base para a classificação de solos ASTM, denominada ‘Standart Test Method for Classification of Soils for Engineering Purposes’, designada D2487. Embora a apresentação seja diferente do Sistema Unificado, o método utilizado para classificação é praticamente o mesmo.

Embora o sistema de Casagrande classifique os solos com base em suas propriedades de engenharia, ele não é interpretativo, uma vez que não classifica o solo como sendo bom ou ruim para determinado uso. Entretanto pode ser utilizado com o acréscimo de Tabelas e gráficos que relacionem as classes de solo definidas pelo sistema de Casagrande com as propriedades apresentadas pelos solos. A maioria dos países adotou classificações de solos diretamente baseadas na USCS, publicada por Casagrande.

2.4.2 A classificação HRB

A classificação do HRB (Highway Research Board), originária do Bureau of Public Roads” (BPR, 1929) é a mais empregada na caracterização de solos para uso em estradas. Nesta classificação, os solos são divididos em grupos e subgrupos, de acordo com os critérios baseados em granulometria e plasticidade (BARROSO, 1996).

No sistema HRB os solos são divididos em materiais granulares e materiais siltosos e argilosos, conforme a quantidade de material que passe na peneira nº 200, seja menor ou maior que 35%, respectivamente. Os solos granulares compreendem os grupos A-1 (subdivido em A-1-a e A-1-b), A-2 (subdivido em A-2-4, A-2-5, A-2-6 e A-2-7) e A-3. Os solos siltosos e argilosos pertencem aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7 (subdivido em A-7-7 e A-7-6).

2.5 Metodologia MCT (Mini, Compactado, Tropical)

Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995), a conscientização das peculiaridades dos solos tropicais, como material de construção rodoviária no Brasil, ocorreu a partir de 1930, quando foi criada a Seção de Solos de Fundação no IPT/SP. Ao longo dos anos, a experiência foi demonstrando que o estudo tradicional de solos, baseado na consideração de LL, IP, granulometria por peneiramento e outros índices, não atribuía aos solos tropicais qualidades correspondentes ao seu real desempenho.

Em geral, as normas tradicionais limitam superiormente o Limite de Liquidez (LL) em 25% e o Índice de Plasticidade (IP), índice este que corresponde a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, em 6%, com a finalidade de controlar a variação de volume dos solos compactados, conseqüente da variação do teor de umidade por secagem ou imersão em água. Entretanto a experiência tem demonstrado que tais limites não se aplicam aos solos tropicais, pois existem vários exemplos de solos tropicais com elevados LL e que se expandem muito pouco quando compactados segundo as normas tradicionais e imersos em água. Por outro lado, existem exemplos de solos que sofrem elevada expansão, apesar de apresentarem LL e IP de acordo com os limites impostos, significando que tais limites não são adequados para previsão do comportamento expansivo dos solos tropicais.

Conseqüentemente, o Gráfico de Plasticidade não deve ser aplicado a solos tropicais, o que anula a validade das classificações geotécnicas nele baseadas, como AASHO/HRB e USCS.

O excelente desempenho apresentado por trechos experimentais de pavimentos construídos com utilização de solo arenoso fino laterítico como base comprovou, no final da década de 60 e início da década de 70, as limitações dos critérios tradicionais para escolha de solos, quando aplicados a solos tropicais (VILLIBOR, 1981). Uma vez que os critérios tradicionais consideravam os solos

arenosos finos lateríticos inadequados para a construção de pavimentos e estando comprovado o excelente desempenho por eles apresentado, tornou-se evidente a necessidade do desenvolvimento de novos critérios de escolha, que pudessem ser aplicados aos solos tropicais. Tais critérios deveriam estar relacionados com as propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos compactados.

A busca por tais critérios originou o desenvolvimento, no início da década de 80, do método MCT de classificação de solos tropicais, por NOGAMI & VILLIBOR (1980,1981,1985). Tal método tem sido amplamente utilizado e sua eficácia foi comprovada, segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995), pelo bom desempenho de mais de 5000 Km de rodovias vicinais com base de solo arenoso fino laterítico e mais de 400Km de rodovias de tráfego pesado com base de solo laterítico com brita descontínua.

FABBRI (1994) apresentou um relato sobre o histórico do sistema de classificação MCT. Segundo este autor, o Professor Job Shuji Nogami apresentou em 1979 o ensaio MCV, Moisture Condition Value, desenvolvido por PARSONS (1976), e uma classificação de solos baseada nos resultados deste ensaio (PARSONS & BOLDEN, 1979). Nessa ocasião propôs uma adaptação desse ensaio, com utilização de corpos de prova de dimensões reduzidas. Esse ensaio, denominado mini-MCV, seria realizado com utilização do equipamento de compactação e cilindro do ensaio mini- CBR.

O sistema de classificação de solos MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) foi proposto por NOGAMI & VILLIBOR (1981), com base nos resultados dos ensaios mini-MCV e Perda de Peso por Imersão. Tal sistema é capaz de identificar o comportamento laterítico dos solos. A previsão das características dos solos pode ser feita através da carta de propriedades da classificação MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1985).

Entretanto, a sistemática MCT apresenta algumas dificuldades referentes à complexidade e morosidade dos ensaios envolvidos e cálculos a serem realizados. Outra restrição se refere à dúvida existente quanto à repetibilidade dos índices e parâmetros obtidos dos ensaios que compõem a classificação MCT.

PEIXOTO, FABBRI & NOGUEIRA (1996) calcularam os valores de repetibilidade dos parâmetros que compõem a classificação MCT, para níveis de confiança de 90 e 95%, utilizando os resultados de FABBRI (1994). Dos resultados obtidos a partir da análise de três amostras de solos, concluiu-se que, de modo geral,

os parâmetros que compõem a classificação MCT são não-repetíveis, independentemente do modelo e do nível de confiança adotados. Procurando solucionar as dificuldades da classificação MCT, têm sido desenvolvidos diversos estudos. Os próprios autores propuseram o ensaio S-MCV (NOGAMI & VILLIBOR, 1985), executado com equipamento sub-miniatura (cilindro de 26 mm de diâmetro), com a finalidade de reduzir a quantidade de amostra utilizada e facilitar sua utilização em campo.

FABBRI (1994), procurando estabelecer um processo simples, econômico e rápido para caracterizar solos, considerando as características peculiares dos solos tropicais, desenvolveu um trabalho sobre classificação de solos utilizando como parâmetros a distribuição granulométrica e o ensaio de absorção de azul de metileno pelo método da mancha, sendo este último para qualificar a parte fina do solo analisado.

A MCT envolve um conjunto de ensaios e procedimentos, utilizando corpos-de-prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro), destinados à classificação e determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas de solos tropicais, como também a avaliação da erodibilidade quando utilizados em obras viárias. Os principais ensaios dessa metodologia são: ensaio de Mini-MCV (Mini Moisture Condition Value), Perda de Massa por Imersão, compactação em equipamento miniatura (Mini-Proctor), Mini-CBR nas condições de corpo de prova com e sem imersão em água, expansão e contração.

O processo de compactação dos corpos-de-prova do método MCT é realizado conforme o tipo de ensaio a ser executado, através da aplicação de energia constante (ensaio de Mini-CBR) ou energia variável (ensaio de Mini-MCV). A Figura 2.4 ilustra um modelo de aparelho de compactação miniatura, necessário para execução dos ensaios da metodologia MCT.



Figura 2.4 - Modelo de compactador miniatura da utilizado na metodologia MCT (Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2006)

2.5.1 Ensaio Mini-MCV

ensaio de compactação Mini-MCV foi proposto por Sória e Fabbri em 1980. Adaptado para o estudo de solos tropicais, do método proposto por Parsons (1976), conhecido como ensaio MCV (Moisture Condition Value).

O ensaio de Mini-MCV, preconizado pelo Método de Ensaio ME-258 (DNIT, 1994), é executado com energia de compactação variável e massa de solo úmido igual 200 g de material, conforme os procedimentos seguintes, descritos em Cozzolino e Nogami (1993):

a) pesar no mínimo 5 porções de solo, cada um com 1 kg, adicionando-lhes água, de modo que a umidade seja crescente; depois colocar o solo umedecido em saco plástico hermeticamente fechado, deixando que a umidade se uniformize por, no mínimo, 10 horas;

b) pesar 200 g de cada uma das porções do solo, iniciando-se o processo de compactação pelo ponto mais úmido; colocar essa porção de solo no cilindro, posicionado no pistão inferior do aparelho de compactação e com um disco de polietileno sobre o topo desse pistão (para que não haja aderência do solo na base do aparelho de compactação); em seguida, apertar o topo da porção de solo com um cilindro adequado, colocando sobre a parte superior do corpo de prova a ser moldado, um outro disco espaçador plástico;

c) aplicar o primeiro golpe e medir a altura A1 do corpo de prova, utilizando-se um extensômetro posicionado na vertical; aplicar em seguida números de golpes sucessivos crescentes, de forma a totalizarem, somados com os golpes anteriormente dados, números de golpes n iguais a 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 192 e 256, e fazer as leituras das alturas correspondentes a cada número de golpes (A1, A2, A3, A4, A6, A8, A12, A16, A24, A32, A48, A64, A96, A128, A192 e A256);

d) o processo de compactação é finalizado quando a diferença de altura $A_n - A_{4n}$ for menor que 0,1 mm, ou quando ocorrer exsudação ou quando o número de golpes totalizar 256;

e) repetir a seqüência de 1 a 4 para os outros teores de umidade.

De posse dos resultados do ensaio Mini-MCV, traçam-se, para cada teor de umidade, as curvas de afundamento ou de Mini-MCV, que são lançadas em um diagrama onde o eixo das abscissas está em escala logarítmica e representa o número de golpes, e o eixo das ordenadas representa o valor correspondente à diferença de leitura $A_n - A_{4n}$ (n é o número de golpes aplicados ao corpo de prova). Para cada curva de afundamento, determina-se o valor do Mini-MCV, bastando para isso verificar o ponto onde tal curva intercepta a reta de equação $a = 2$ mm, lendo, no eixo das abscissas, o valor do número de golpes (B_i) correspondente. O valor do Mini-MCV será dado pela Equação 1.

$$\text{Mini - MCV} = 10 \times \log_{10}^{(B_i)} \quad [1]$$

O ensaio Mini-MCV tem como finalidade determinar os coeficientes empíricos c' e d' que são utilizados na caracterização e classificação MCT dos solos tropicais.

O índice c' corresponde à inclinação da reta tangente às curvas de afundamento e passa no ponto de afundamento igual a 2 mm e Mini-MCV igual a 10. Nos casos em que o ensaio não fornecer uma curva para o índice Mini-MCV = 10, há necessidade de obter essa curva por interpolação gráfica apropriada.

Segundo Nogami e Villibor (1995), o índice c' correlaciona-se aproximadamente com a granulometria.

Assim, um c' elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, enquanto que valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos. Entretanto, entre 1 e 1,5, se situam solos de vários tipos

granulométricos, compreendendo areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas, etc.

O índice d' corresponde ao coeficiente angular da parte mais inclinada do ramo seco da curva de compactação (teor de umidade x massa específica aparente seca) correspondente a 12 golpes.

2.5.2 Ensaio de Perda por Imersão

O ensaio de Perda de Massa por Imersão foi originalmente criado com o objetivo de avaliar a erodibilidade dos solos tropicais (NOGAMI E VILLIBOR, 1976). É também utilizado para fins classificatórios (classificação MCT), sendo empregado para o cálculo do índice e' .

O ensaio é executado com os corpos-de-prova que resultam do ensaio de Mini-MCV. Cada corpo de prova, correspondente a um determinado teor de umidade de compactação, é parcialmente extrudado do molde, de maneira que o seu topo fique 1,0 cm para fora do cilindro. Em seguida, o conjunto cilindro-corpo de prova é imerso em água, com seu eixo de simetria na posição horizontal, por um período mínimo de 12 horas. A porção de solo que se desprender é coletada para posterior determinação da perda de massa por imersão (FABBRI, 1994), que é obtida pela Equação 2:

$$P_i = \frac{M_d}{M_s} \cdot f \cdot 100$$

[2]

Onde,

P_i = perda de massa por imersão, expressa em porcentagem, com aproximação de uma unidade;

M_d = massa seca, da porção desprendida do corpo-de-prova, em gramas;

M_s = massa seca, da parte extrudada do corpo-de-prova, em gramas;

f = fator de correção que é igual a 0,5 quando a porção desprendida tiver a forma de blocos cilíndricos ainda coesos e 1,0 quanto ao restante dos casos.

Obtidos os valores de Perda de Massa por Imersão (Pi) para cada teor de umidade (ou valor de Mini-MCV), traça-se a curva Mini-MCV versus Pi. O valor do coeficiente Pi para fins de classificação do solo ensaiado, será retirado dessa curva para o índice Mini-MCV igual a 10 ou 15, conforme a altura final do corpo de prova compactado na condição Mini-MCV = 10, de acordo com as seguintes condições:

a) Mini-MCV = 10, quando a altura final do corpo de prova for maior que 48 mm, indicando baixa massa específica seca.

b) Mini-MCV = 15, quando a altura final do corpo de prova for menor que 48 mm, indicando alta massa específica seca.

2.5.3 Ensaio de Mini-Proctor e Mini-CBR

A determinação do valor de suporte Mini-CBR, em conjunto com os ensaios de expansão e contração, geram resultados que possibilitam a escolha dos materiais das camadas constituintes de um pavimento.

Segundo Nogami e Villibor (1995) o ensaio Mini-CBR foi desenvolvido na Iowa State University (Lafleur et al, 1960), sendo que o valor obtido foi designado por IBV (Iowa Bearing Value). E em 1972, Nogami efetuou adaptações no método a fim de poder correlacionar seus resultados com o CBR obtido segundo a norma do DER-SP. Os motivos que levaram ao desenvolvimento desta adaptação foram às limitações dos procedimentos tradicionais de previsão do CBR, sobretudo com base nas propriedades índices dos solos (granulometria e limites de Atterberg), e a sugestão do prof. Carlos de Souza Pinto, da EPUSP e IPT.

Para realização do ensaio de Mini-CBR, as amostras de solo devem ser preparadas de modo a se obter corpos de prova recém compactados, através do ensaio de compactação em equipamento miniatura, segundo o Método de Ensaio ME-228 (DNIT, 1994), designado comumente de Mini-Proctor por Nogami e Villibor (1995).

Adota-se geralmente a energia normal, com 5 a aplicação de golpes de soquete tipo leve (2.270 g) de cada lado do corpo de prova ou a energia intermediária, com 6 golpes de soquete tipo pesado (4.540 g) por face do corpo de prova.

As correlações de Nogami (1972), usadas para determinar o valor de Mini-CBR de um solo, são expressas pelas Fórmulas 3 e 4. Portanto, adota-se como valor final do Mini-CBR, o maior valor obtido das duas fórmulas.

$$\log_{10}(\text{Mini} - \text{CBR}_1) = -0,254 + 0,896x \log_{10} C_1 \quad [3]$$

$$\log_{10}(\text{Mini} - \text{CBR}_2) = -0,356 + 0,937x \log_{10} C_2 \quad [4]$$

Onde,

(Mini-CBR₁) = Mini-CBR que corresponde à penetração de 2,0 mm, expresso em %;

(Mini-CBR₂) = Mini-CBR que corresponde à penetração de 2,5 mm, expresso em %;

C₁, C₂ = cargas que correspondem às penetrações de 2,0 e 2,5 mm, expressas em kgf.

De acordo com Nogami e Villibor (1995) o ensaio Mini-CBR permite determinar a capacidade de suporte com ou sem imersão em água, com vários tipos de sobrecarga, com vários teores de umidade e energia de compactação, com lâmina d'água na ocasião da penetração do pistão. Com estas variações é possível caracterizar melhor as peculiaridades dos solos tropicais finos, sem, contudo, aumentar proibitivamente a quantidade da amostra necessária, o esforço físico para a execução dos ensaios e o seu custo.

Villibor (1981) propôs a "Relação entre Índices de Suporte", denominado RIS, definido pela porcentagem entre o Mini-CBR após 24 de imersão, com sobrecarga, e o Mini-CBR sem imersão e com sobrecarga, conforme a Fórmula 5, para corpos-de-prova moldados na energia intermediária, o qual indica a Perda de Suporte (PS) de um solo após a imersão em água, que pode ser obtido através do RIS pela Fórmula 6.

$$RIS = 100x(\text{Mini} - \text{CBR}_{\text{IMERSÃO}} / \text{Mini} - \text{CBR}_{\text{SEM-IMERSÃO}}) \quad [5]$$

$$PS = 100 - RIS \quad [6]$$

O coeficiente RIS foi adotado pelo método MCT, para servir como indício do comportamento laterítico ou não dos solos. Villibor (1981) mostrou em seus estudos,

que os solos arenosos finos lateríticos apresentavam um RIS elevado, geralmente superior a 50%, sendo este então o valor mínimo especificado na escolha de materiais a serem utilizados como base.

2.5.4 Sistema de Classificação MCT

O sistema de classificação de solos MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) foi proposto por Nogami e Villibor (1981) e baseia-se em propriedades mecânicas e hidráulicas obtidas em corpos-de-prova de dimensões reduzidas. Nessas condições, segundo Nogami e Villibor (1995), é apropriada apenas para solos de granulação fina, isto é, que passam integralmente na peneira de 2,00 mm ou que têm uma porcentagem desprezível retida nesta peneira, ou que a sua influência, nas propriedades do solo, possa ser avaliada para que os resultados obtidos sejam devidamente corrigidos. Além disso, a classificação foi desenvolvida objetivando a sua utilização em solos tropicais lateríticos e não lateríticos.

A classificação geotécnica MCT permite agrupar os solos em duas grandes classes: solos de comportamento laterítico (L) e solos de comportamento não laterítico (N). A classe de solos de comportamento laterítico é subdividida em três grupos: areias lateríticas (LA), solos arenosos lateríticos (LA') e solos argilosos lateríticos (LG'). Os solos de comportamento não laterítico são subdivididos em quatro grupos: areias não lateríticas (NA), solos arenosos não lateríticos (NA'), solos siltosos não lateríticos (NS') e solos argilosos não lateríticos (NG').

Para classificar os solos tropicais, segundo a metodologia MCT, utiliza-se o ábaco da Figura 2.5, onde a linha tracejada separa os solos de comportamento laterítico dos de comportamento não laterítico. O índice c' , obtido no ensaio de Mini-MCV, corresponde às abscissas do ábaco e traduz a argilosidade do solo. O índice e' reflete o caráter laterítico do solo, corresponde às ordenadas.

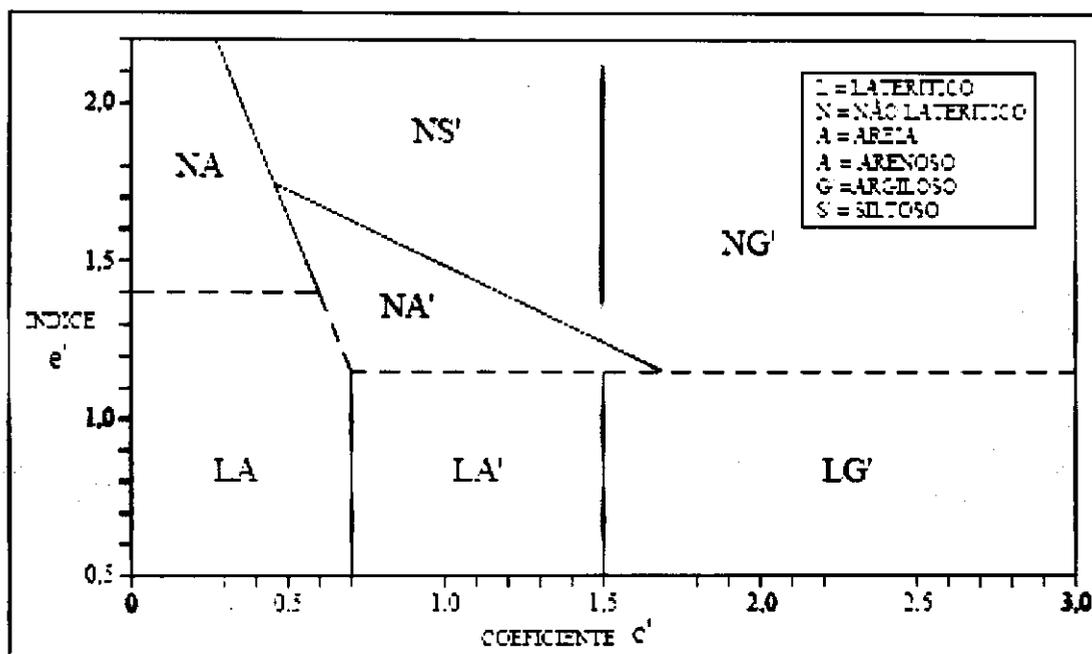


Figura 2.5 - Ábaco de classificação MCT (NOGAMI E VILLIBOR, 1981)

O índice e' é calculado, segundo a Equação 7, onde d' é o coeficiente angular, obtido no ensaio de Mini-MCV e P_i é a Perda de Massa por Imersão (P_i), determinada a partir da curva Mini-MCV x P_i .

$$e' = \sqrt[3]{\frac{120}{d'} + \frac{P_i}{100}}$$

[7]

Onde:

e' = índice de laterização

Conforme citado por Fabbri (1994), durante o processo de classificação, Nogami e Villibor (1985) sugerem que nos casos onde a localização do solo na carta de classificação da Figura 2.5, obtida através dos índices c' e e' , for próxima da borda dos grupos separados pela linha descontínua, torna-se necessário a utilização de considerações complementares. Para o solo ser considerado laterítico é necessário que ocorram as seguintes condições: a) a curva índices mini-MCV versus teor de umidade deve conter uma parte curvilínea entre os valores mini-MCV 10 e 15 golpes, com a diminuição da inclinação com o crescimento do mini-MCV e b) o valor da Perda

de Massa por Imersão deve decrescer com o crescimento do índice Mini-MCV entre os valores Mini-MCV 10 e 15. Caso estas duas condições não sejam satisfeitas, deve-se lançar mão de ensaios apropriados para determinar diretamente as características do solo em questão.

A Tabela 2.1 mostra as aplicações de cada tipo de grupo de solo na construção viária.

Tabela 2.1 - Emprego recomendado de solos tropicais em obras viárias (Nogami e Villibor, 2009)

DESIGNAÇÃO		GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP							
		areias siltes (q,s)	areias silteosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argila arenosa argila silteosa siltes argilosos	areias	areias argilosas	argilas argila arenosa argila silteosa siltes argilosos	
k=caolínítico m=micáceo s=sericítico q=quartzoso		N = Não Laterítico				L = Laterítico			
COMPORTAMENTO		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'	
GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'	
Propriedades	MINI-CBR [%]	M, E	E	M, E	E	E	E, EE	E	
	sem imersão perda por imersão	B, M	B	E	E	B	B	B	
	EXPANSÃO (Es)	B	B	E	M, E	B	B	B	
	CONTRAÇÃO (Ct)	B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E	
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)	M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B	
COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)	E	B, M	E	M, E	B	B	B		
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito Elevado E = Elevado		M = Médio B = Baixo	Vide Tabela 3.5 para equivalente numérico				
Utilização	Base de pavimento	n	4°	n	n	2°	1°	3°	
	Reforço do subleito compactado	4°	5°	n	n	2°	1°	3°	
	Subleito compactado	4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°	
	Aterro (corpo) compactado	4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°	
	Proteção à erosão	n	3°	n	n	n	2°	1°	
	Revestimento primário	5°	3°	n	n	4°	1°	2°	
n = não recomendado									
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas		USCS	SP SM	MS SC ML	SM, CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
		AASHTO	A-2	A-2 A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5 A-7-5	A-2	A-2 A-4	A-6 A-7-5

A previsão das características dos solos pode ser feita através da carta de propriedades da classificação MCT (Nogami e Villibor, 1985), apresentada no Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Carta de propriedades segundo a norma CLA 259/96 (DNER, 1996), "Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura" Carta de propriedades segundo a norma CLA 259/96 (DNER, 1996)

PROPRIEDADES TÍPICAS DOS GRUPOS DE SOLOS									
CLASSES		S - SOLOS DE COMPORTAMENTO 'NÃO LATERÍTICO'				L - SOLOS DE COMPORTAMENTO 'LATERÍTICO'			
GRUPOS		NA AREIAS	NA ARENOSOS	NS SILTOSOS	NG ARGILOSOS	LA AREIAS	LA ARENOSOS	LG ARGILOSOS	
GRANULOMETRIAS TÍPICAS (mm) (1)		areias, areias siltosas, siltos (q)	areias siltosas, areias argilosas	Siltos (k m) siltos arenosos e argilosos	argilas argilas arenosas, argilas siltosas	areias com pouca argila	areias argilosas, Argilas arenosas	argilas, argilas arenosas	
MINI-CER SEM EMBEBIÇÃO (%) (2)	MUITO ALTO	> 30		MÉDIO					
	ALTO	12-30	ALTO	A	ALTO	ALTO	ALTO	ALTO	
	MÉDIO	4-12	MÉDIO	A	ALTO		MUITO ALTO		
PERDA DE SUPORTE POR EMBEBIÇÃO (%) (2)	ALTA	> 70	MÉDIA						
	MÉDIA	40-70	A	BAIXA	ALTA	ALTA	BAIXA	BAIXA	BAIXA
	BAIXA	< 40	BAIXA						
EXPANSÃO (%) (2)	ALTA	> 3,0	BAIXA						
	MÉDIA	0,5-3,0	BAIXA	BAIXA	ALTA	ALTA	BAIXA	BAIXA	BAIXA
	BAIXA	< 0,5							
CONTRAÇÃO (%) (2)	ALTA	> 3,0	BAIXA						
	MÉDIA	0,5-3,0	A	BAIXA	MÉDIA	ALTA	BAIXA	BAIXA	MÉDIA
	BAIXA	< 0,5	MÉDIA	MÉDIA					ALTA
PERMEABILIDADE log (K/cm/s) (2)	ALTA	> (-3)	MÉDIA						
	MÉDIA	(-3)-(-6)	A	BAIXA	MÉDIA	MÉDIA	BAIXA	BAIXA	BAIXA
	BAIXA	< (-6)	ALTA		BAIXA	BAIXA	BAIXA		
PLASTICIDADE		IP (%) LL (%)							
	ALTA	> 30 > 70	BAIXA	MÉDIA	MÉDIA		NP	BAIXA	MÉDIA
	MÉDIA	7-30 30-70	A	A	A	ALTA	A	A	A
	BAIXA	< 7 < 30	NP	NP	ALTA		BAIXA	MÉDIA	ALTA

(1) q = quartzo, r = mica, k = caulinita

(2) Corpos-de-prova compactados na umidade ótima, energia normal com sobrecarga padrão a ser definido

2.6 Estabilização de Solos para o Uso na Engenharia Rodoviária

Estabilizar um solo é utilizar um processo qualquer de natureza física, química e mecânica, de forma a tornar esse solo estável e fazer com que esta propriedade permaneça sob a ação das cargas exteriores e a ação das intempéries. Do ponto de vista dos pavimentos de rodovias ou de aeroportos, denomina-se estabilização dos solos aos métodos de construção nos quais os mesmos são tratados sem aditivos ou com eles, de modo que se tenham as camadas componentes do pavimento (os subleitos, as sub-bases, as bases e os revestimentos), capazes de suportar as cargas do tráfego normalmente aplicadas sobre o pavimento durante a sua vida útil, sem deslocamentos apreciáveis, resistindo ao desgaste e às intempéries sem desagregação, (BAPTISTA, 1976).

A estabilização de um solo envolve: as propriedades de resistência mecânica do mesmo e da suplementação necessária desta resistência para um determinado uso, em termos físicos, químicos, e mecânicos; a escolha de um método em bases econômicas e práticas, para o estudo dos materiais necessários à suplementação desejada; a execução, que consiste normalmente em pulverização, na mistura dos materiais, na compactação e nas considerações de ordem econômica com relação ao custo de cada material.

A melhoria proporcionada ao solo pelo processo de estabilização dependerá não só do material agregador, mas também do tipo de solo e das condições climáticas. Dentre as modificações conferidas a mistura com a estabilização, se destacam:

- o aumento da resistência e geralmente o aumento da capacidade de suporte;
- a melhoria no grau de compactação;
- a redução dos índices de plasticidade com melhor trabalhabilidade;
- a redução da expansão e aumento do limite de contração;
- o aumento na durabilidade e diminuição da permeabilidade.

A mistura de solos que apresentam uma distribuição dos tamanhos dos grãos apropriada, com índices geotécnicos específicos, fixados em normas, consiste na estabilização mecânica. Esse procedimento constitui em um processo construtivo, capaz de fornecer a mistura de solos, suficiente resistência mecânica.

Segundo Leite (2005) a estabilização de um solo significa conferir-lhe a capacidade de resistir e de suportar as cargas e os esforços induzidos pelo tráfego normalmente aplicados sobre o pavimento e também às ações erosivas de agentes naturais sob as condições mais adversas de solicitação consideradas no projeto.

Segundo Pereira et al. (2006), partindo do pressuposto de que se pode fazer uma escolha adequada das técnicas de estabilização química de solos para fins rodoviários, diversos estabilizantes podem ser encontrados no mercado, podendo-se referir a produtos tradicionais, como cal, cimento e CAP (Cimento asfáltico de petróleo), passando por outros produtos comerciais, como Dynacal e RBI Grade 81 (Estabilizantes orgânicos e inorgânicos respectivamente), e finalizando com material alternativo, como subprodutos ou resíduos industriais.

Em geral a cal reage com um solo produzindo reduções na sua plasticidade e expansão, e aumento na sua trabalhabilidade e resistência ao cisalhamento (LIMA et al., 1993).

Dentre os solos mais reativos à ação da cal estão as argilas, argilas siltosas, cascalhos argilosos, solos classificados pela AASHTO como A-5, A-6 e A-7 e solos classificados pelo sistema unificado como CH, CL, MH, ML, SC, SM, GC e GM (LIMA, 1981). Quando a cal é misturada ao solo ocorrem várias reações químicas simultaneamente. As reações geralmente identificadas são: troca catiônica, floculação, carbonatação e reações de sedimentação (HERRIN e MITCHEL, 1961).

Os resultados da estabilização variam dependendo da natureza dos minerais de argila e são melhores sob alta concentração de silicatos de alumínio, sílica e hidróxido de ferro. O cálcio, principal componente da cal, reage quimicamente parte das argilas e até mesmo o próprio quartzo, resultando na formação de silicatos e aluminatos hidratados de cálcio, de notável capacidade cimentante pozolânica (GUIMARÃES, 1992).

Jatali (2004) estudou os efeitos positivos da utilização de cal na estabilização de solos cujo mineral argiloso predominante é a caulinita, como no caso dos solos residuais graníticos. Os efeitos estudados estão relacionados com a alteração da classificação e com o aumento da capacidade de carga. Foram estudadas as 23 modificações na granulometria e plasticidade de dois solos, com diferentes percentagens de argila, quando lhes foi adicionada 6% e 10% de cal. Os resultados obtidos comprovam que as propriedades do solo podem também ser melhoradas

através de aditivos químicos, com evidentes vantagens em bases e sub-bases de pavimentos rodoviários.

Solos argilosos e siltosos estabilizados quimicamente com a cal entre os teores de 4% e 6% de peso em relação ao peso de solo seco têm seus valores de suporte melhorados (BAPTISTA, 1976).

No mecanismo das reações envolvidas entre a cal e os constituintes do solo, as primeiras reações são as de floculação/aglomeração, seguidas das trocas iônicas entre as argilas e a cal. Tais reações resultam na alteração de suas propriedades geotécnicas, tais como: diminuição do limite de liquidez e do índice de plasticidade; achatamento das curvas de compactação com aumento do teor de umidade ótima e diminuição da massa específica aparente seca máxima; e no aumento da resistência, durabilidade e estabilidade volumétrica.

Posteriormente, ocorre a formação de compostos químicos sílico-aluminosos pelo ataque da cal aos minerais argilosos e ao quartzo. Simultaneamente ocorrem os fenômenos de carbonatação, com o ataque do anidrido carbônico, presente no ar e na água de infiltração, aos hidróxidos da cal (GUIMARÃES, 2002).

No caso específico dos solos argilosos, a adição de cal provoca reações de troca iônica, mudanças das estruturas cristalinas, recarbonatações e, sobretudo, a formação de novos minerais capazes de cimentar as partículas e/ou preencherem os espaços intercristalinos (GUIMARÃES, 1985).

De imediato, a cal hidratada provoca elevação da alcalinidade do solo, tornando instável alguns dos seus constituintes, permitindo um possível ataque ao silício e ao alumínio presente nos minerais do solo e a recombinação desses íons com o cálcio, formando compostos estáveis, tais como silicatos e aluminatos hidratados de cálcio. Nessas condições, uma nova estrutura cristalina aparece, com a ocupação dos espaços vazios existentes entre os agregados, dando sustentação à micro-estrutura da mistura solo-cal compactada.

A estabilização da mistura solo-cal é realizada com hidróxido de cálcio ou óxido de cálcio. A estabilização depende do ataque químico pela cal nos argilominerais do solo para formar compostos cimentícios.

Quando se adiciona cal a um solo argiloso em presença de água, diversos tipos de reações químicas ocorrem. Algumas dessas reações acontecem rapidamente,

enquanto outras acontecem gradualmente, sendo afetadas pelo tempo e pela temperatura. Segundo Boyton (1970), 10% dos minerais argilosos precisam estar presentes no solo para que a sua reação com a água e cal seja efetiva. Algumas dessas reações já foram detectadas e analisadas anteriormente, sendo geralmente aceitas, como mais importantes, os três tipos de reações:

- a permuta iônica e floculação;
- a ação de cimentação (também chamada de reação pozolânica);
- e a ação de carbonatação.

A permuta iônica e a floculação constituem as primeiras reações desenvolvidas após a mistura de solo e cal. A floculação, consequência da permuta iônica consiste na aglomeração das partículas finas do solo em flocos estáveis. Trata-se, assim, da principal responsável pelas alterações geotécnicas do solo, verificadas logo após a adição da cal: distribuição dos tamanhos dos grãos, compactação, plasticidade, trabalhabilidade e resistência mecânica imediata.

A cimentação é a principal responsável pela ação, em longo prazo, da cal na estabilização do solo. As reações pozolânicas originam a formação de silicato hidratado de cálcio e/ou aluminato de cálcio através de reações entre a cal, a sílica e a alumina livres nas partículas de argilas. A interação entre a cal e a argila conduz à dissolução da sílica e da alumina das partículas do solo no ambiente de elevado pH originado pelas moléculas de Ca(OH)_2 . Os materiais dissolvidos combinam-se com os íons de cálcio formando vários tipos de agentes cimentícios, que vão interligar as partículas argilosas. Estes materiais constituem a maior contribuição para o incremento da resistência verificada nas misturas entre o solo e a cal.

A reação de carbonatação consiste na reação entre a cal e o dióxido de carbono, presente na atmosfera, formando materiais cimentícios relativamente fracos, tais como o cálcio ou o carbonato de magnésio.

O carbonato de cálcio constitui um cimento fraco que prejudica o normal desenvolvimento das reações pozolânicas, impedindo que atinjam resistências mecânicas mais elevadas. Além disso, o carbonato de cálcio é uma substância com elevada plasticidade, o que consequentemente aumenta a plasticidade do solo e faz com que as partículas de cal floculem dificultando assim, a sua reação com as

partículas argilosas. Esses nódulos de cal carbonatados constituem elementos fracos na mistura solo-cal.

A adição da cal nos solos provoca variações em muitas de suas propriedades mecânicas e de engenharia, como segue:

➤ *Modificação dos tamanhos dos grãos*

Quando a cal é adicionada a um solo com granulação fina a primeira mudança física que se dá é a aglomeração ou floculação das partículas de argila, o que produz um solo mais graúdo. A aglomeração das partículas é devido a diversos fatores, sendo o mais importante o tipo de solo. Além disso a aglomeração pode ser influenciado pela quantidade de cal e tipo de cal.

➤ *Plasticidade*

A cal na maioria dos casos tem um efeito instantâneo na plasticidade das argilas. Este efeito reduz a plasticidade, diminuindo o limite de liquidez e aumentando a trabalhabilidade.

➤ *Resistência*

É verificado um aumento substancial da resistência mecânica do solo argiloso quando tratado com cal. A resistência mecânica do solo tratado com cal irá normalmente aumentar com a idade. Pode ser enfatizado que a resistência mecânica das misturas de solo-cal depende de muitos fatores, que sofrem mudanças significativas, tais como: tipo de solo, tipo de cal, e tipo de cura, incluindo tempo e temperatura. A resistência da mistura solo-cal pode ser determinada por vários ensaios, tais como: Compressão Simples, Califórnia Bearing Ratio - CBR, Triaxial, etc.

➤ *Compressibilidade*

A adição de cal afeta a compressibilidade dos solos moles a qual diminui bruscamente, tornando-se, portanto, mais estável o solo tratado com cal (BROMS e BOMAN, 1979).

➤ *Compactação*

Verifica-se uma redução da massa específica aparente seca máxima com o incremento da adição da cal. Este fato é atribuído à agregação e floculação das partículas, o que aumenta o número de vazios, e, como consequência, o peso por volume é reduzido. O teor de umidade ótimo tem seu valor aumentado devido ao incremento do número de vazios do solo que retêm mais água.

➤ *Contração e expansão linear*

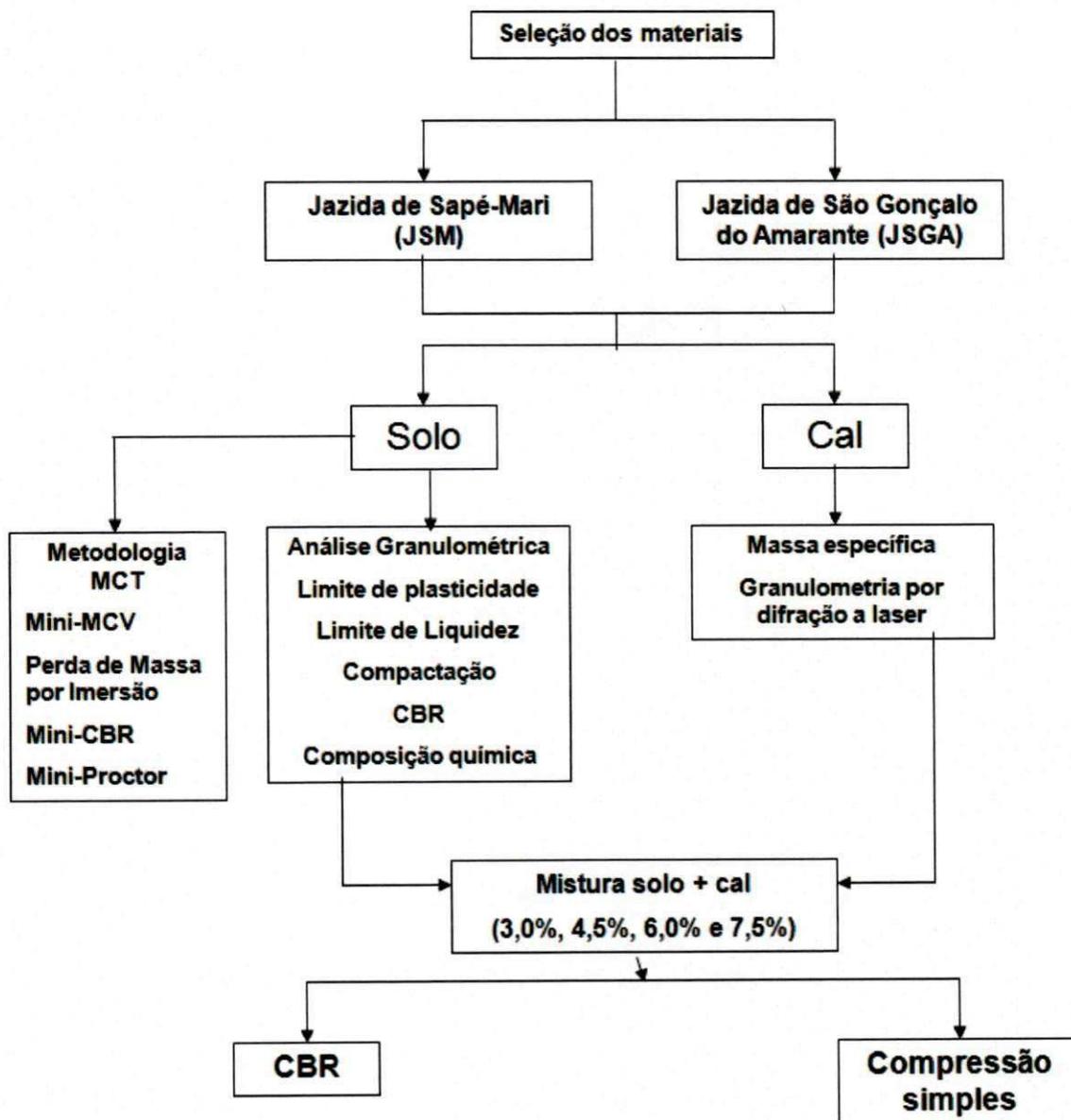
A contração e a expansão linear diminuem bruscamente com o acréscimo de cal ao solo. Com isso, o solo tratado com cal torna-se mais estável.

➤ *Permeabilidade*

Verifica-se aumento do coeficiente de permeabilidade da mistura solo-cal para solos coesivos e reativos. Este aumento é devido à imediata floculação do solo ao ser adicionado à cal.

3.0 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é descrito o programa experimental desenvolvido durante a pesquisa, onde são apresentados os aspectos referentes aos materiais selecionados e aos métodos e especificações empregados para a realização dos ensaios. No **Fluxograma 3.1** está inserida a seqüência de atividades e dos ensaios realizados durante a fase experimental da pesquisa.



Fluxograma 3.1 - Seqüência de atividades e dos ensaios realizados durante a fase experimental da pesquisa

3.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados na pesquisa constituíram de Solo Laterítico e Cal. A seguir, serão descritos sucintamente os materiais, a origem e os critérios de escolha de cada um.

3.1.1 Solos Lateríticos

Os solos foram selecionados considerando-se o potencial de uso em obras de engenharia geotécnica, baseado nos seguintes fatores:

- Representatividade do perfil;
- Experiência local;
- Desempenho do material em obras.

3.1.1.1 Jazida de Sapé-Mari - PB

A jazida de Sapé-Mari está localizada à margem direita da rodovia PB-055 a 6km da cidade de Mari, no sentido Sapé-Mari.

O Município de Mari, de acordo com o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), no ano de 2006 sua população era estimada em 20.634 habitantes, abrangendo uma área de 155 km², estando a 75 km da capital do estado.

A região possui um clima quente de seca atenuada com índice xerotérmico variando de 40 a 100, apresentando de 3 a 4 meses secos e uma precipitação média anual de 1100 mm (SOUZA,1993).

Quanto à pedologia o solo predominante é o PVG (Podzólico Vermelho Amarelo) com a proeminente textura argilosa (Figura 3.1).



Figura 3.1 – Amostra do solo da Jazida de Sapé-Mari utilizado nos experimentos

3.1.1.2 Jazida de São Gonçalo do Amarante - RN

O material da jazida de São Gonçalo do Amarante foi retirada onde está localizada a obra do Complexo Aeroportuário da Grande Natal, localizado no Município de São Gonçalo do Amarante do estado do Rio Grande do Norte-NE (Brasil).

O município de São Gonçalo do Amarante situa-se na mesorregião Leste Potiguar e na microrregião Macaíba, limitando-se com os municípios de Ceará-Mirim, Extremoz, Natal, Macaíba e Ielmo Marinho, abrangendo uma área de 261 km².

A sede do município tem uma altitude média de 15 m e apresenta coordenadas 05°47'34,8" de latitude sul e 35°19'44,4" de longitude oeste, distando da capital cerca de 16 km, sendo seu acesso, a partir de Natal- RN, efetuado através da rodovia pavimentada RN-160.

O município possui um clima do tipo tropical chuvoso com verão seco e estação chuvosa adiantando-se para o outono, precipitação pluviométrica média anual de 1.177,4 mm, período chuvoso de fevereiro a setembro, temperatura média anual em torno de 27,0°C e umidade relativa média anual de 76% (IDEMA, 1999).

Quanto à pedologia os solos predominantes são: Latossolo Vermelho-amarelo Distrófico, Solos Aluviais Eutróficos e Solos Indiscriminados de Mangues (Figura 3.2).



Figura 3.2 – Amostra do solo da Jazida de São Gonçalo do Amarante utilizado nos experimentos

Cal

A cal utilizada na pesquisa foi a comercial, hidratada com massa específica de $2,480 \text{ g/cm}^3$. Optou-se pela utilização da cal como estabilizante químico devido aos excelentes resultados obtidos por diversos autores na estabilização de solos argilosos.

3.2 MÉTODOS

O procedimento escolhido para realização da fase experimental da pesquisa foi empírico e com adoção de um suporte teórico, baseado na revisão da literatura e na escolha dos métodos de ensaios que foram posteriormente utilizados para alcançar os resultados delineados no objetivo do trabalho.

A seguir serão relatados os aspectos, considerados importantes, sobre materiais e métodos dos ensaios realizados em laboratório e que serviram de subsídios para a metodologia proposta. As atividades relacionadas a esta fase foram divididas em quatro etapas:

Etapa 01 – Caracterização das propriedades físicas dos materiais;

Etapa 02 – Caracterização das propriedades químicas e mineralógicas do solo;

Etapa 03 – Caracterização das propriedades mecânicas das misturas (solo + cal) dos materiais;

Etapa 04 – Estudo sobre os resultados obtidos.

A seguir, serão descritas em detalhes todas as etapas referidas.

3.2.1 Caracterização das propriedades físicas dos materiais

Nesta etapa, as amostras do solo foram secas ao ar, destorroadas e acondicionadas em recipientes plásticos até o momento de serem utilizadas. A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização física foi realizada de acordo a NBR 6457 (ABNT, 1986).

Na Tabela 3.1 estão inseridas as normas adotadas para a realização dos ensaios de caracterização física das amostras de solo.

Tabela 3.1 - Normas utilizadas para caracterização física das amostras de solo

ENSAIO	MÉTODO
Análise granulométrica por peneiramento	ANBT-NBR 7181/84
Determinação da massa específica dos sólidos do solo	ANBT-NBR 6508/84
Determinação do limite de plasticidade	ANBT-NBR 7180/84
Determinação do limite de liquidez	ANBT-NBR 6459/84

Na Figura 3.3 estão ilustradas imagens dos ensaios dos limites de consistência do solo estudado na pesquisa.



(a)

(b)

Figura 3.3 – Determinação dos índices de consistência: a) Limite de Liquidez e b) Limite de Plasticidade

3.2.1.1 Análise granulométrica por difração de laser

A análise granulométrica por difração de laser utiliza o método de dispersão de partículas em fase líquida associado com um processo de medida óptica através de difração de laser. Neste método, é combinada a relação proporcional entre a difração do laser e a concentração e tamanho de partículas, esse ensaio foi realizado para os solos e para a cal.

Para realização desta caracterização, as amostras foram passadas em peneira ABNT no 200 (0,074mm), e dispersa em 250mL de água destilada em agitador Hamilton Beach N5000 a velocidade de 17.000 rpm por 10 min, em seguida esta dispersão foi colocada em um equipamento CILAS modelo 1064, em modo úmido, até atingir a concentração ideal que é de 150 unidades de difração/área de incidência. As argilas organofílicas obtidas foram dispersas em álcool etílico PA, sendo idênticas as demais condições.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Cerâmica do Departamento de Engenharia de Materiais da Universidade Federal de Campina Grande, PB (Figura 3.4).



Figura 3.4 – Granulometro à laser CILAS 1064

3.2.2 Caracterização das Propriedades Químicas e Mineralógicas do Solo Laterítico

A análise química fornece dados fundamentais de grande utilidade industrial e científica, apesar de não permitir uma avaliação completa da composição mineralógica e das propriedades físico-químicas.

Neste trabalho as determinações de: perda ao fogo, SiO_2 , Al_2O_3 , TiO_2 , Fe_2O_3 , FeO , MgO , Na_2O , K_2O e resíduos insolúveis foram analisadas.

A composição química das amostras foram determinados por Espectrofotometria de Fluorescência de Raios X, em equipamento Shimadzu (EDX 720), para determinação da composição química semi-quantitativa;

Os ensaios foram realizados no Laboratório de caracterização da Unidade Acadêmica de Engenharia de Materiais da Universidade Federal de Campina Grande, PB.

Para obtenção dos constituintes químicos do solo, foi realizado o ensaio de Análise Química Elementar do solo em seu estado natural.

3.2.3 Caracterização das Propriedades Mecânicas das Misturas dos Materiais

Critério de escolha do aglomerante

O aglomerante escolhido foi a cal devido a sua eficácia na estabilização de solos, misturada ao solo a porcentagem utilizada na mistura esta correlacionada com a quantidade do material.

3.2.3.1 Ensaio de Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados, segundo Método de Ensaio (ME 162/94) normatizados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Nesta etapa os ensaios de compactação foram realizados apenas com amostras dos solos, na energia Proctor normal (Figura 3.5). Para uma melhor análise dos resultados, todos os ensaios de compactação foram feitos com uma réplica.

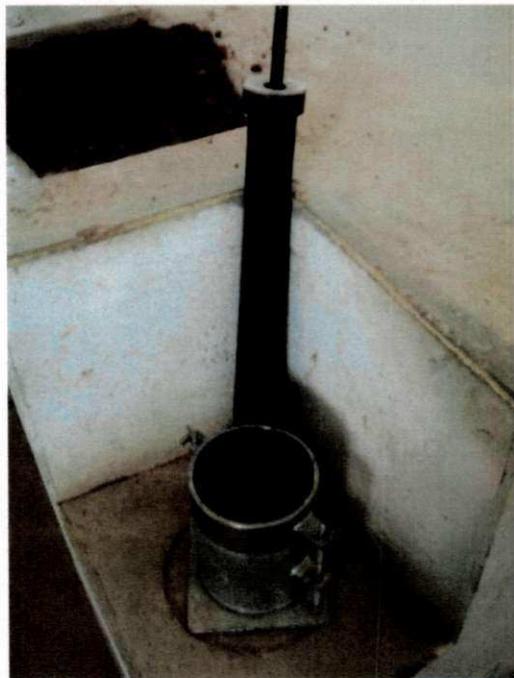


Figura 3.5 – Equipamento utilizado para realização dos ensaios de compactação

3.2.3.2 Índice de Suporte Califórnia – CBR

O CBR é um ensaio empírico utilizado para a estimativa da resistência à penetração de um pistão sobre um corpo de prova de uma amostra de solo confinada em um cilindro metálico a qual se relaciona, em termos percentuais, a resistência de uma composição de brita graduada (brita padrão) expressa em porcentagem e que correspondem as penetrações de 2,5 mm e 5,0 mm. O valor adotado para o CBR é escolhido entre a maior das duas relações (Figura 3.6).



Figura 3.6 – Equipamentos utilizados para realização dos ensaios de CBR

Os ensaios de CBR foram realizados, segundo Método de Ensaio (ME 049/94) normatizados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em duas etapas:

- *Primeira etapa*

Nesta etapa as determinações dos CBRs foram realizadas apenas para as amostras dos solos;

- *Segunda etapa*

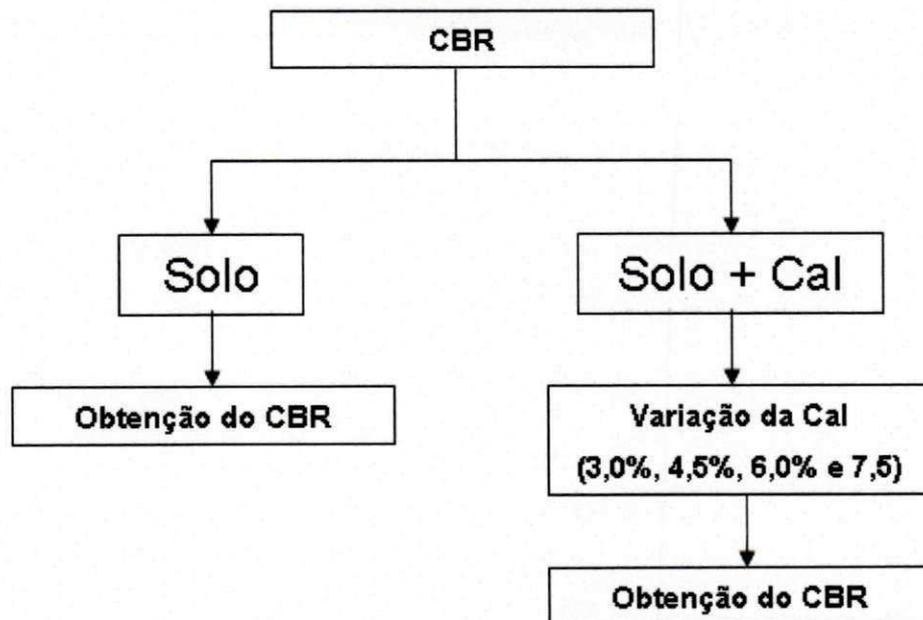
Nesta etapa as determinações dos CBRs foram realizadas para amostras de solo adicionando a cal. Todos os corpos de prova foram confeccionados com uma réplica para uma melhor análise.

Na Figura 3.7 estão ilustrados os equipamentos utilizados para o acompanhamento do nível de expansão da amostras ensaiadas.



Figura 3.7 - Equipamentos utilizados para realização dos ensaios de expansão

No Fluxograma 3.2 está inserida a seqüência adotada para a realização dos ensaios de CBR para as duas jazidas.



Fluxograma 3.2 - Seqüência das atividades adotadas para a realização dos ensaios de CBR

3.2.3.3 Compressão Simples

Os ensaios de resistência a compressão simples foram realizados, segundo Método de Ensaio NBR 12025 (ABNT, 1990), em duas etapas:

- *Primeira etapa*

Nesta etapa as determinações das resistências à compressão simples foram realizadas apenas para as amostras de solo;

- *Segunda etapa*

Nesta etapa as determinações das resistências à compressão simples foram realizadas para as amostras de solo e a cal. A quantidade de água utilizada nas misturas dos materiais (solo e a cal) foi estimada em função da realização dos ensaios de compactação. A cura dos corpos de prova foi realizada durante sete dias ao ar e a moldagem e rompimentos foram feitos com os equipamentos ilustrados na Figura 3.8.

Para uma melhor análise dos resultados, foram moldados corpos de prova com duas réplicas para cada ponto de dosagem. Durante a moldagem dos corpos de prova procurou-se atingir um grau de compactação dentro do intervalo de 98% e 102%.



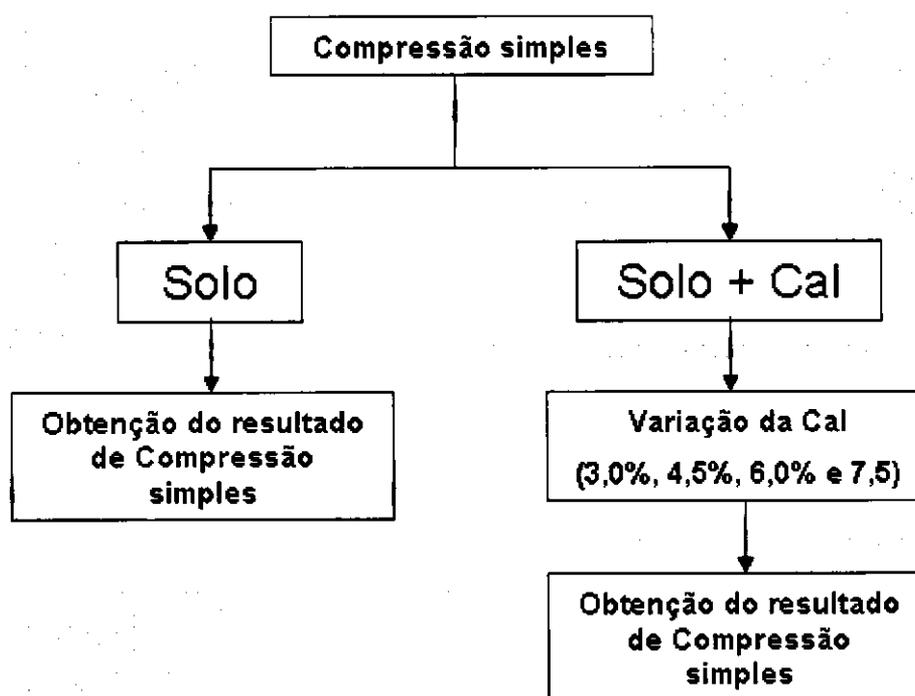
Figura 3.8 - Equipamentos utilizados para a realização dos ensaios de compressão simples

Para a determinação da resistência à compressão simples dos corpos-de-prova, foi utilizada a norma NBR 12025 da ABNT (1990). A resistência a compressão simples expressa em MPa foi calculada individualmente para cada corpo de prova, dividindo-se a carga de ruptura (C, em kgf) pela área de sua seção transversal (A, em cm²) segundo a Equação 2.

$$RC = \frac{C}{A} \times 0.1 (\text{MPa})$$

[2]

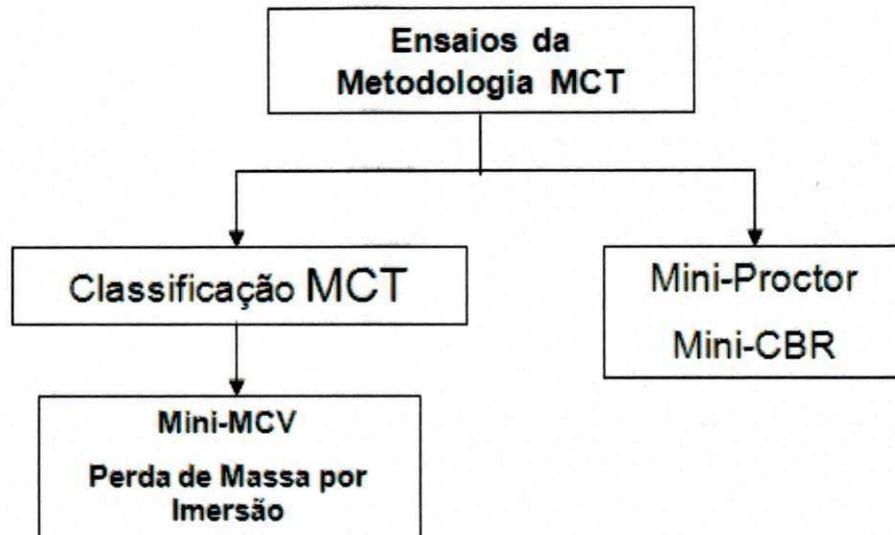
No Fluxograma 3.3 está inserida a seqüência adotada para a realização dos ensaios de Resistência à Compressão Simples.



Fluxograma 3.3 - Seqüência das atividades adotadas para a realização dos ensaios de Compressão Simples

3.2.4 Ensaio da Metodologia MCT

Os ensaios preconizados pela metodologia MCT foram realizados no Laboratório PATROL LTDA localizado na cidade de Belo Horizonte - MG, conforme ilustra o fluxograma 3.4.



Fluxograma 3.4 - Seqüência das atividades adotadas para a realização dos ensaios da Metodologia MCT

As amostras para os ensaios da metodologia MCT foram preparadas, simultaneamente, de acordo com as especificações dos Métodos de Ensaio ME 228/94 "Compactação em equipamento miniatura" e ME-258/94 "Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV", normatizados pelo atual Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT).

O ensaio Mini-MCV, ME-258 (DNER, 1994), e de Perda de Massa por Imersão, ME-256 (DNER, 1994) (Figura 3.9), para classificação do solo segundo a metodologia MCT, conforme os procedimentos descritos pela norma CLA-259 (DNER, 1996), designada "Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura".



Figura 3.9 – Croqui do Ensaio de Perda de Massa Por Imersão (Nogami e Villibor, 2009)

Os ensaios de Mini-Proctor (ME-228/94), Mini-CBR (ME- 254/97), normatizados pelo DNIT, para determinação das propriedades mecânicas do solo, bem como as características de expansão e contração, segundo o método MCT. As Figuras 3.10 e 3.11 apresentam fotos ilustrativas e croqui dos ensaios.

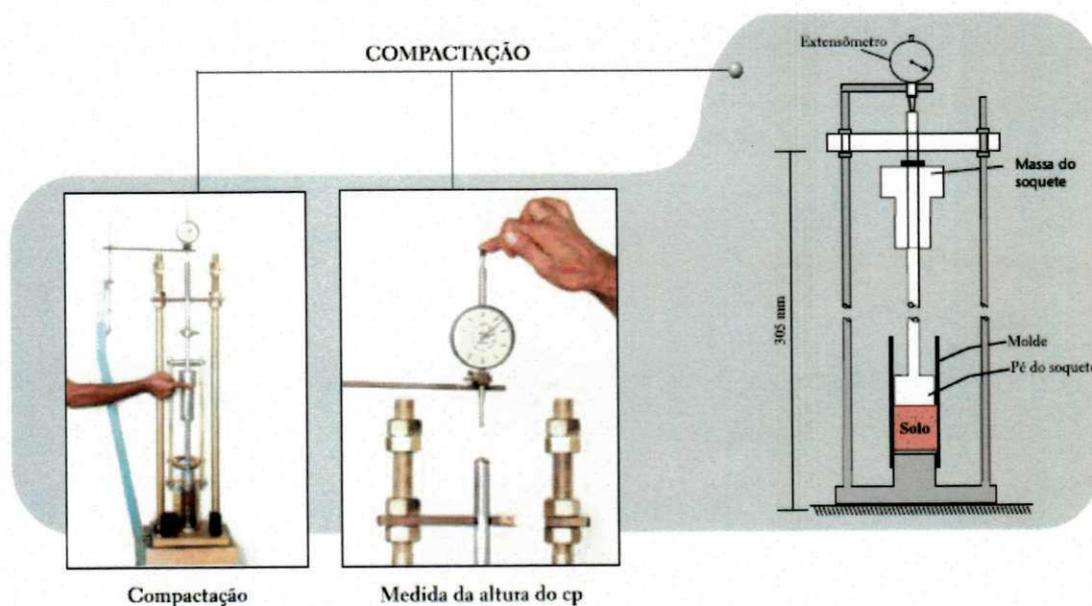


Figura 3.10 – Croqui do Ensaio de Mini-Proctor (Nogami e Villibor, 2009)

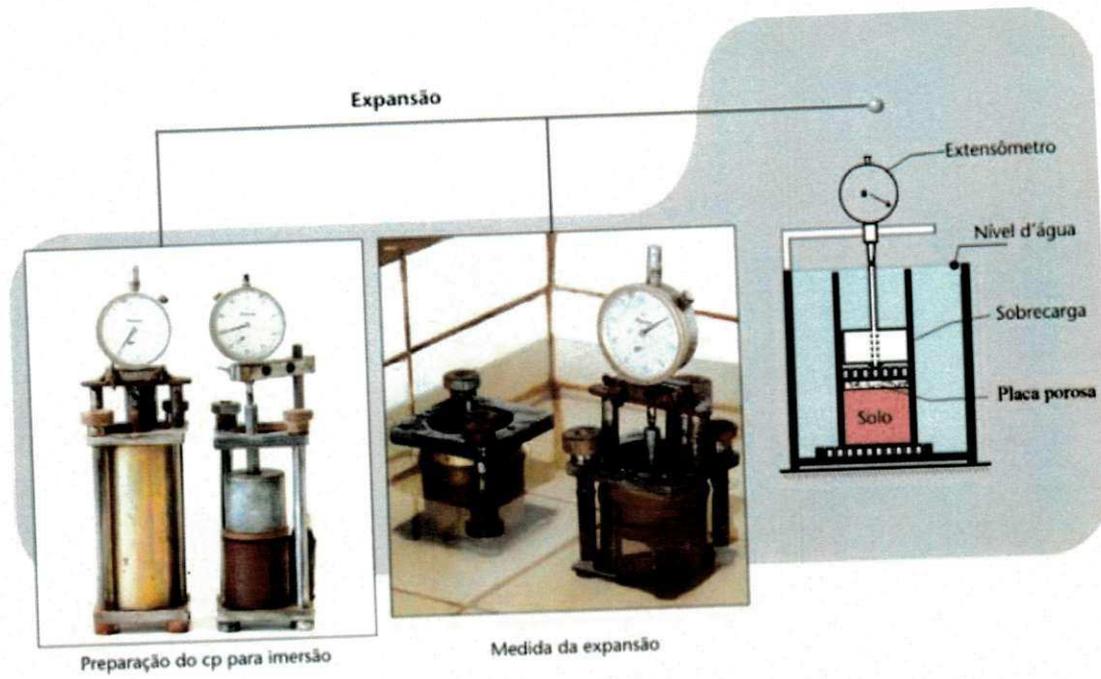


Figura 3.11 – Croqui do Ensaio de Mini-CBR (Nogami e Villibor, 2009)

4.0 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos experimentos obtidos com a realização dos ensaios de caracterização das propriedades físicas dos materiais, caracterização das propriedades químicas e caracterização das propriedades mecânicas das misturas.

4.1 Caracterização Física dos Materiais

A seguir serão apresentados os resultados obtidos para a caracterização física dos materiais escolhidos para a pesquisa.

4.1.1 Ensaio de Granulometria por Peneiramento

As partículas que compõem a amostra do solo da Jazida JSM e da Jazida JSJA pelo menos 1,39% e 1,87% respectivamente, ficaram retidos na peneira nº 10, isto é apresentando diâmetros máximos inferiores a 2,0 mm. Os resultados da distribuição dos tamanhos das partículas por peneiramento são apresentados na Tabela 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas (mm) do solo da Jazida JSM

DIÂMETRO MÉDIO DAS PARTÍCULAS	9,50	4,75	2,00	0,425	0,075
% que passa	-	100,00	98,61	84,24	58,16

Tabela 4.2 - Distribuição dos tamanhos das partículas (mm) do solo da Jazida JSJA

DIÂMETRO MÉDIO DAS PARTÍCULAS	9,50	4,75	2,00	0,425	0,075
% que passa	-	100,00	98,13	69,35	27,55

No entanto o solo da Jazida JSM é composto por mais fino do que a Jazida JSGA uma vez que a porcentagem que passa na peneira nº 200 é o dobro.

4.1.2 Difração a Laser

A distribuição dos tamanhos das partículas do solo foi obtida concomitantemente ao que foi feito com os ensaios convencionais, com o aparelho analisador de partículas por difração a laser. O ensaio de difração a laser foi realizado com as partículas de solo menores que 0,075 mm.

Os resultados deste ensaio são apresentados na Figura 4.1 e 4.2, respectivamente, para as Jazidas JSM e JSGA.

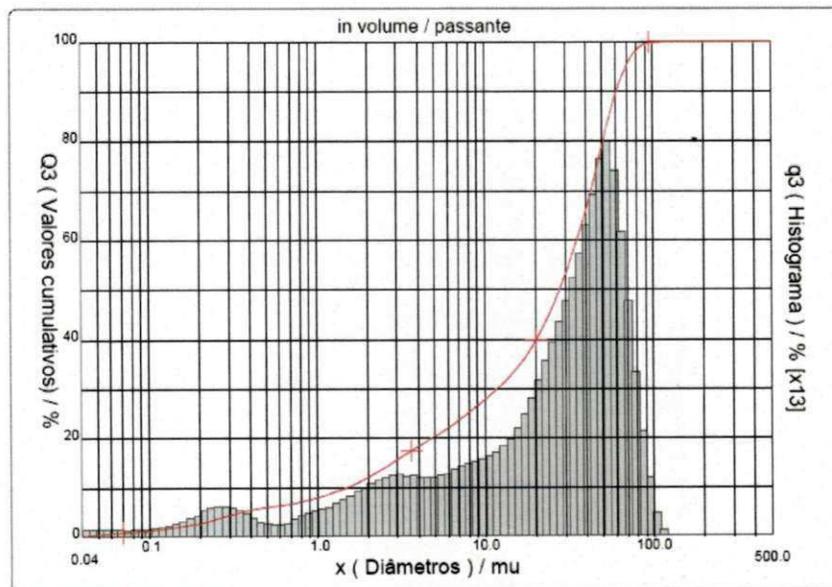


Figura 4.1 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo da Jazida JSM obtida por difração a laser

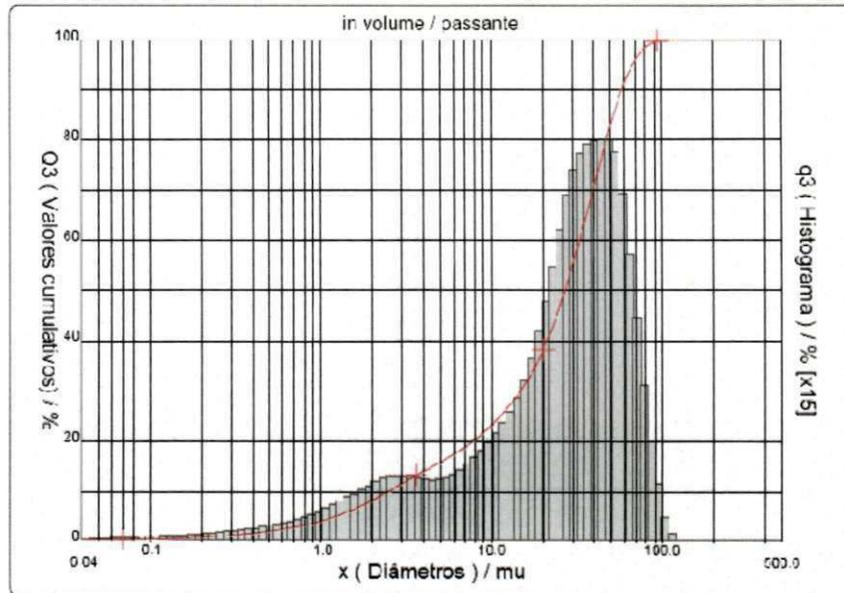


Figura 4.2 - Distribuição dos tamanhos das partículas do solo da Jazida JSGA obtida por difração a laser

Analisando a Figura 4.1, verifica-se que o solo JSM apresentou curva de distribuição de tamanho de partícula com comportamento modal com larga faixa de distribuição variando entre 0,04 – 100 μm . Quanto a Figura 4.2 verifica-se que o solo da Jazida JSGA apresentou curva de distribuição de tamanho de partícula com comportamento modal com larga faixa de distribuição variando entre 0,01 – 100 μm

4.1.3 Teor de Umidade Higroscópica do Solo

O teor de umidade higroscópica para o solo, definido como a razão do peso da água (P_a) presente na amostra pelo peso do material sólido (P_s), são apresentados na Tabela 4.3 e 4.4 respectivamente, para as Jazidas JSM e JSGA.

Tabela 4.3 – Teor de umidade do solo da Jazida JSM

Cápsula	Pbh	Pbs	Tara	Ps	Pa	h(%)	$h_{\text{média}}(\%)$
37	89,77	89,48	13,22	76,26	0,29	0,38	0,38
30	85,44	85,14	7,72	77,42	0,30	0,38	

Tabela 4.4 – Teor de umidade do solo da Jazida JSGA

Cápsula	Pbh	Pbs	Tara	Ps	Pa	H(%)	$h_{média}(\%)$
22	87,54	80,21	21,30	58,91	7,33	12,44	12,43
71	94,24	86,24	21,85	64,39	8,00	12,42	

Estes valores foram utilizados na realização dos ensaios de caracterização mecânica.

4.1.4 Índices de Consistência dos Solos

Na Tabela 4.5 estão inseridos os resultados dos índices de consistência obtidos nos ensaios de Limite de Liquidez (LL) e Limite de Plasticidade (LP) para os solos estudados.

Tabela 4.5 – Limites de Consistência dos solos da Jazida JSM e JSGA

	LIMITE DE LIQUIDEZ (LL)	LIMITE DE PLASTICIDADE (LP)	INDICE DE PLASTICIDADE (%)
Jazida JSM	32,80	23,40	9,40
Jazida JSGA	19,40	-	NP

O solo da jazida JSGA não apresentou plasticidade (NP).

A partir dos resultados da distribuição dos tamanhos das partículas e dos índices de consistência, o solo da Jazida JSM foi classificado como A-4, siltoso, de acordo com o sistema da AASHTO (American Association of State Highw and Transportation Officials) e como CL, argila pouco plástica, pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), esse tipo de solos possui um comportamento como subleito classificado como sofrível a mau.

O solo da Jazida JSGA foi classificado como A-2-4, areia fina, de acordo com o sistema da AASHTO (American Association of State Highw and Transportation Officials) e como SC, areia argilosa, pelo SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), cujo comportamento como subleito pode variar de excelente a bom.

4.1.5 Cal Hidratada

A cal hidratada utilizada nos experimentos apresentou massa específica real de $2,480 \text{ g/cm}^3$ (ABNT, NBR-6508/84). A caracterização física da cal, realizada a partir da distribuição dos tamanhos das partículas, obtida com o aparelho analisador de partículas por difração a laser, encontra-se na Figura 4.3.

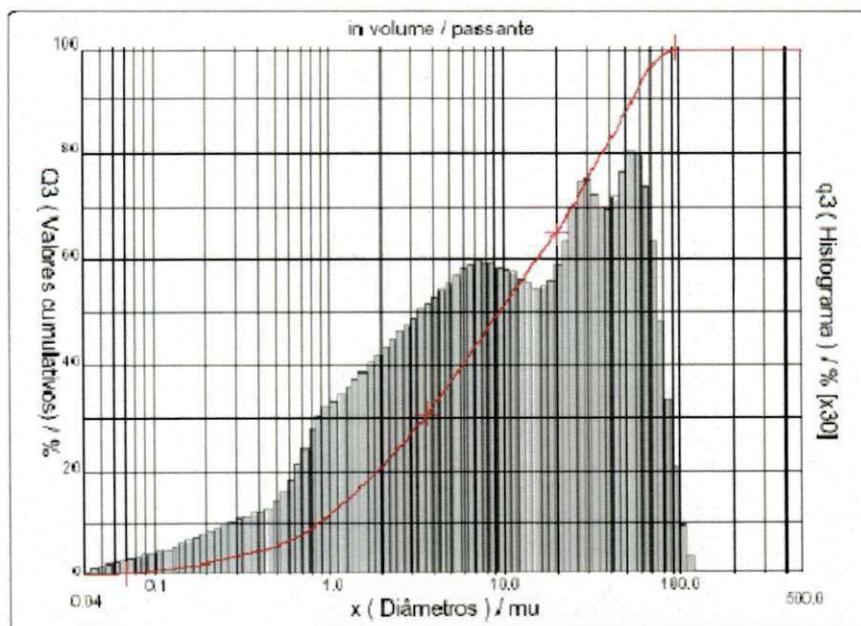


Figura 4.3- Distribuição dos tamanhos das partículas da Cal Hidratada obtida por difração a laser

Segundo Cordeiro (2007), os solos mais reativos à adição da cal são os classificados pela AASHTO como A5, A6, e A7 e solos classificados pelo sistema unificado como CL, CH, MH, ML, SC, SM, GC e GM. Desta forma os resultados obtidos nos ensaios de caracterização segundo a classificação USCS indicam que o solo em estudo, atende as recomendações para uma boa estabilização química com a cal.

4.2 Caracterização das propriedades químicas dos solos

Neste item são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de análise química elementar.

4.2.1 Análise Química

Os resultados obtidos para identificação dos constituintes químicos dos solos das Jazidas JSM e JSGA estão apresentados nas Tabelas 4.6 e 4.7, respectivamente.

Tabela 4.6 – Composição química do solo da Jazida JSM

%	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	ZrO ₂	SO ₃	CaO	MnO	ZnO	NbO	C
Jazida JSM	54,26	39,27	4,95	1,2	0,19	0,06	0,04	0,03	0,005	0,003	0,00

Tabela 4.7 – Composição química do solo da Jazida JSGA

%	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	MgO	ZrO ₂	Cr ₂ O ₃	SO ₃	MnO	SrO	NbO	C
Jazida JSGA	45,26	39,23	11,82	2,66	0,81	0,072	0,056	0,056	0,028	0,007	0,005	0,00

De acordo com Borba (1981), os elementos Si, Fe, e Al são considerados os elementos químicos mais importantes dos solos lateríticos. Observam-se, nos resultados obtidos, que os maiores percentuais na composição química dos solos, estão as seguintes formas, SiO₂, Fe₂O₃ e Al₂O₃. Isto corrobora como sendo possível inferir: "os resultados da análise química elementar sugerem que o material analisado tem características de solos lateríticos".

4.3 Caracterização das Propriedades Mecânicas dos Materiais

A seguir serão apresentados os resultados obtidos para a caracterização mecânica dos materiais escolhidos para a pesquisa.

4.3.1 Ensaio de Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados conforme o Método de Ensaio ME-162/94, segundo recomendações do Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNIT). Foi aplicada uma Energia de Proctor Normal (12 golpes por camadas, num total de 5 camadas), num total de 4 corpos de prova.

Nas Figuras 4.4 e 4.5 e na Tabela 4.8 estão apresentados os resultados obtidos com a realização do ensaio de compactação para o solo puro.

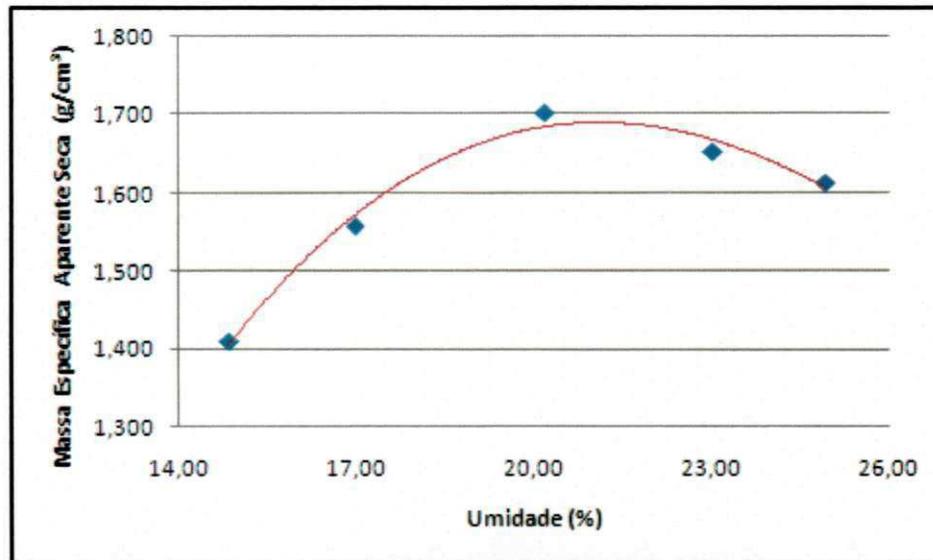


Figura 4.4 – Curva de compactação do solo da Jazida JSM

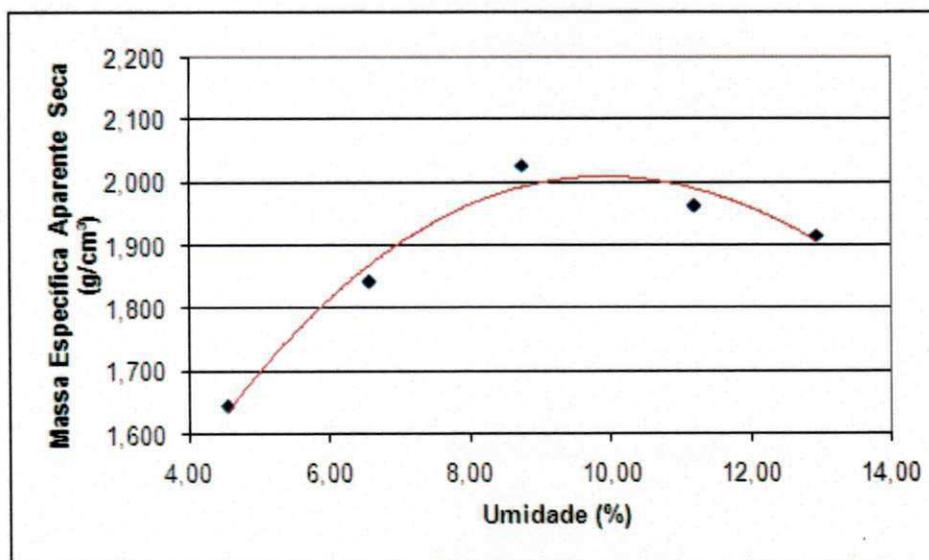


Figura 4.5 – Curva de compactação do solo da Jazida JSGA

Tabela 4.8 – Resultados obtidos para o ensaio de compactação para os solos da Jazida JSM e JSGA

	Massa específica aparente seca (g/cm³)	Umidade (%)
Jazida JSM	1,705	20,0
Jazida JSGA	2,020	8,7

Os resultados obtidos de massa específica aparente seca e umidade ótima foram utilizados na moldagem dos corpos de prova para a realização dos ensaios de Índice de Suporte Califórnia (CBR) com os incrementos da cal.

4.3.2 Índice de Suporte Califórnia (CBR)

Os ensaios de CBR foram realizados conforme o Método de Ensaio ME-049, segundo recomendações do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT). Foi aplicada uma Energia de Proctor Normal (12 golpes por camadas, num total de 5 camadas), em duas etapas:

1ª etapa

Nesta etapa utilizou-se o solo puro sem adição de cal, num total de 2 corpos de prova para cada jazida;

2ª etapa

Nesta etapa utilizou o incremento de 3,0%, 4,5%, 6,0% e 7,5% de cal hidratada, num total de 8 corpos de prova para cada jazida.

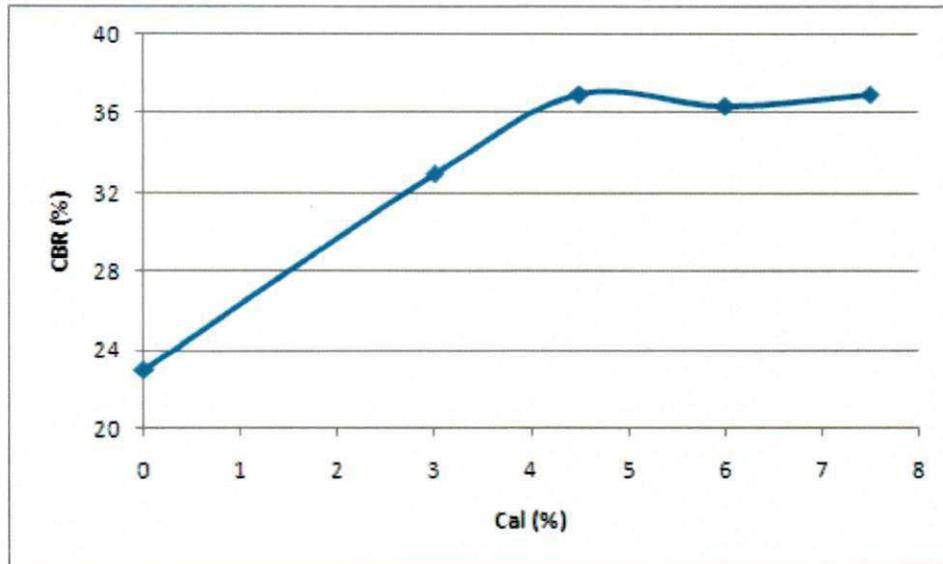


Figura 4.6 - Efeito do incremento do teor de cal na mistura nos valores de CBR da Jazida JSGA

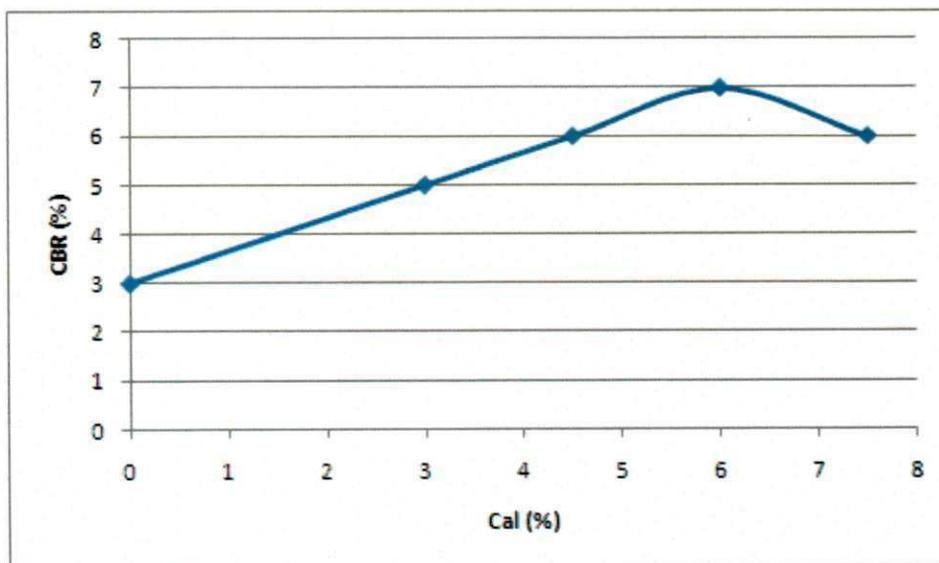


Figura 4.7 - Efeito do incremento do teor de cal na mistura nos valores de CBR da Jazida JSM

Analisando os resultados da Figura 4.6 da Jazida JSGA e da Figura 4.7 da Jazida JSM, percebeu-se que o aumento do teor de cal nos dois solos estudados implicou em um aumento significativo de CBR. Acredita-se que a proximidade dos grãos, devido ao aumento da compactação facilite as reações químicas no interior da amostra.

A estabilização depende da natureza dos materiais o que importa que os solos estudados apresentem uma alta concentração de silicatos de alumínio, sílica e hidróxido de ferro que junto com o cálcio, principal componente de cal, reaja resultando na formação de silicatos e alumínios hidratados de cálcio, de grande capacidade cimentante pozolânica segundo Guimarães (1992).

Na Tabela 4.9 e 4.10 estão os resultados detalhados dos ensaios de CBR (%), bem como os valores obtidos para umidade (%) e expansão (%) obtidos para as amostras das Jazidas JGSA e JSM. Quanto aos valores de expansão, observa-se que não houve alterações significativas.

Tabela 4.9 – Resultados do Ensaio de CBR com o incremento de cal da Jazida JGSA

TEORES (%)	CBR (%)	EXPANSÃO (%)
Puro	23,0	0,13
3,0%	33,0	0,13
4,5%	37,0	0,15
6,0%	36,0	0,16
7,5%	37,0	0,17

Tabela 4.10 – Resultados do Ensaio de CBR com o incremento de cal da Jazida JSM

TEORES (%)	CBR (%)	EXPANSÃO (%)
Puro	3,0	0,09
3,0%	5,0	0,23
4,5%	6,0	0,26
6,0%	7,0	0,30
7,5%	6,0	0,43

Pode observar também que até a proporção de 4,5% de adição de cal, os solos apresentam grande aumento na resistência e a partir disto parece não haver muita alteração nos resultados.

Na Tabela 4.11 foram inseridos os valores de referência para os valores de CBR e de Expansão (ambos na energia Proctor Intermediário) para solos estabilizados ou melhorados com cimento com 6,0% do estabilizante, segundo Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT).

Tabela 4.11 – Valores de referência para solos melhorados com cimento Portland

	CBR(%)	EXPANSÃO (%)
Sub-Base (DNIT 140/2010-ES)	≥ 30%	≤ 1,0%
Base (DNIT 142/2010-ES)	≥ 80%	≤ 0,5%

Os valores de CBR obtidos na pesquisa para as misturas da Jazida JSGA contendo 4,5%, 6,0% e 7,5% de cal, são superiores aos recomendados para uso em sub-bases melhoradas com cimento e quanto à expansão todos os valores obtidos estão em conformidade com as especificações de serviços citadas na Tabela 4.9. Ressalta-se que os valores de referência, acima referidos, fazem parte das especificações de serviços para uso em estradas de tráfego pesado ($N > 10^6$).

Na Tabela 4.12 foram inseridos os valores de referência para CBR e de Expansão do Método de Dimensionamento de Pavimento Flexível, segundo o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Tabela 4.12 – Valores de referência para solos utilizados em subleito e reforço de subleito, segundo Manual de Pavimentação - DNIT

	CBR(%)	EXPANSÃO (%)
Subleito	≥ 2%	≤ 2,0%
Reforço de Subleito	Valores acima do subleito	≤ 1,0%

Os valores obtidos de CBR e Expansão para a Jazida JSM se enquadram para utilização em subleito e reforço de subleito com as especificações de serviços citadas na Tabela 4.11.

4.3.3 Compressão simples

Os ensaios de Resistência à Compressão Simples (RCS) foram realizados com o intuito de verificar a influência dos teores de cal (3,0% a 7,5%) neste parâmetro para as misturas, tendo como testemunha o mesmo ensaio realizado para amostras do solo puro. Todos os corpos de prova foram rompidos aos sete dias de cura em temperatura

ambiente. Na Figura 4.8 e Figura 4.9 estão lançados em gráfico os resultados de RCS obtidos para os teores de 0%, 3,0%, 4,5%, 6,0% e 7,5% de cal adicionada à mistura para as Jazidas JSGA e Jazida JSM respectivamente.

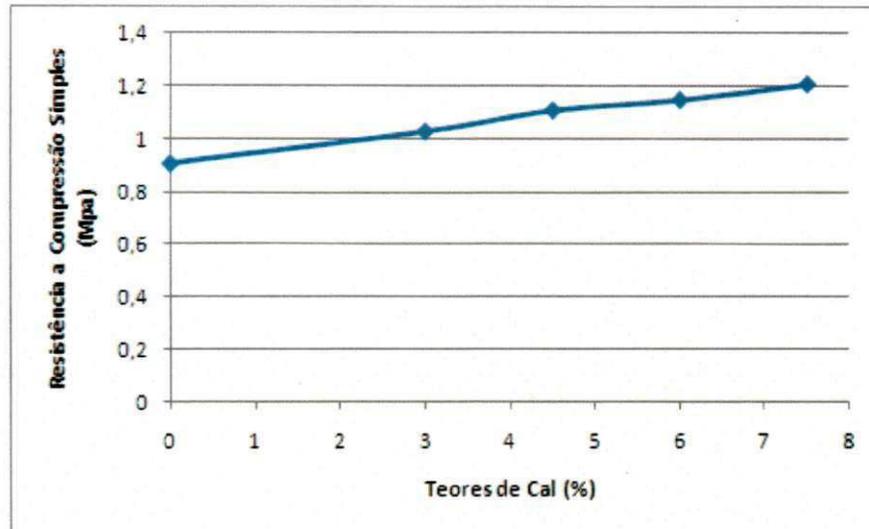


Figura 4.8 – Efeitos do teor de Cal nos valores de resistência a Compressão Simples para a Jazida JSGA

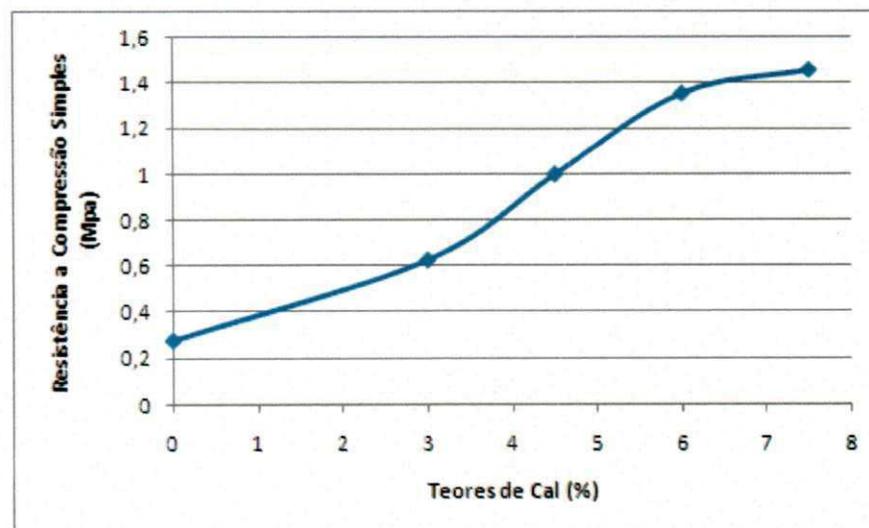


Figura 4.9 – Efeitos do teor de Cal nos valores de resistência a Compressão Simples para a Jazida JSM

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples para as misturas foram acima dos recomendados pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Texas, que recomenda uma resistência á compressão simples de no mínimo 0,7 MPa para base e de 0,35 MPa para sub-base, segundo Baptista (1976).

4.4 Metodologia MCT

Os resultados dos ensaios da metodologia MCT para o solo estudado estão apresentados nas duas etapas seguintes.

- Primeira etapa

Nesta etapa, são apresentados os resultados de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão do solo, e a sua classificação no método MCT. Após a realização do ensaio de Mini-MCV foram determinados os índices c' e d' . O valor obtido do índice c' , que corresponde à inclinação da reta tangente as curvas de afundamento e passa no ponto de afundamento igual a 2mm e Mini-MCV igual a 10 golpes e o índice d' , correspondente ao coeficiente angular da reta da parte mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes.

A partir da curva de Mini-MCV versus Perda de Massa por Imersão, com um valor de Mini-MCV igual a 15 golpes para corpos de prova menor que 48,0 mm de altura e igual a 10 golpes para corpos de prova acima de 48,0 mm de altura, determinou-se o parâmetro P_i .

Nas Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13 estão inseridos os resultados determinados para os índices c' , d' e P_i das Jazidas JSGA e JSM.

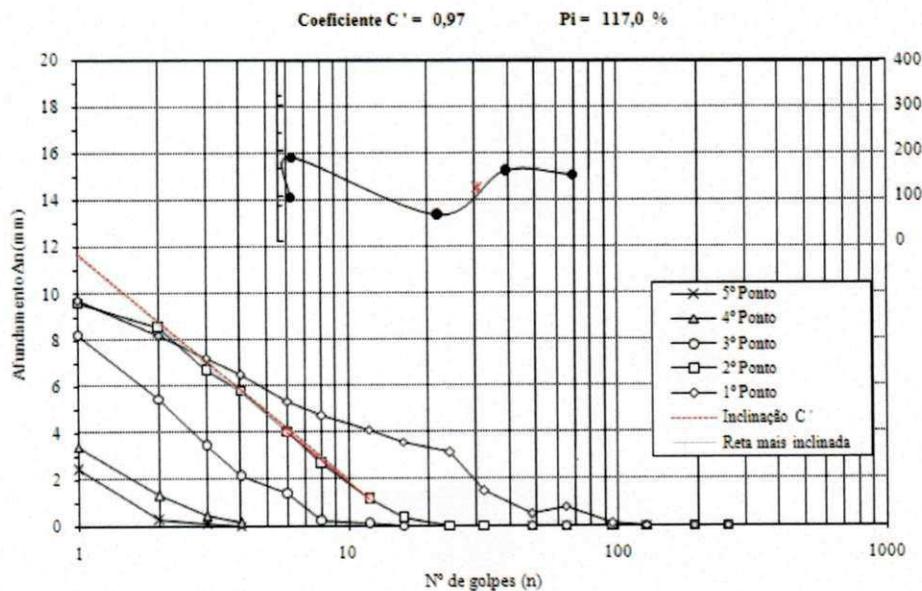


Figura 4.10 - Curvas de afundamento versus número de golpes (Mini-MCV) do solo da Jazida JSGA

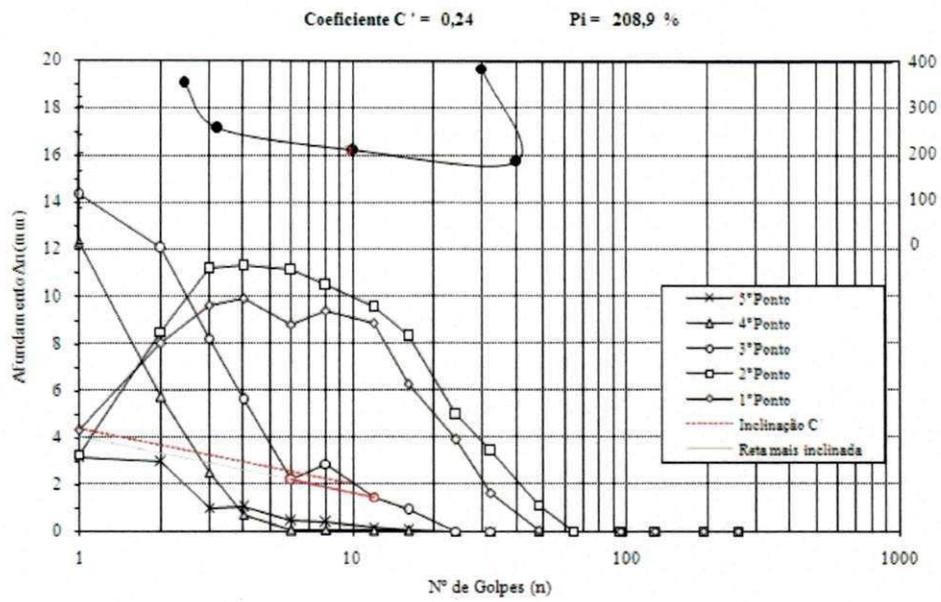


Figura 4.11 - Curvas de afundamento versus número de golpes (Mini-MCV) do solo da Jazida JSM

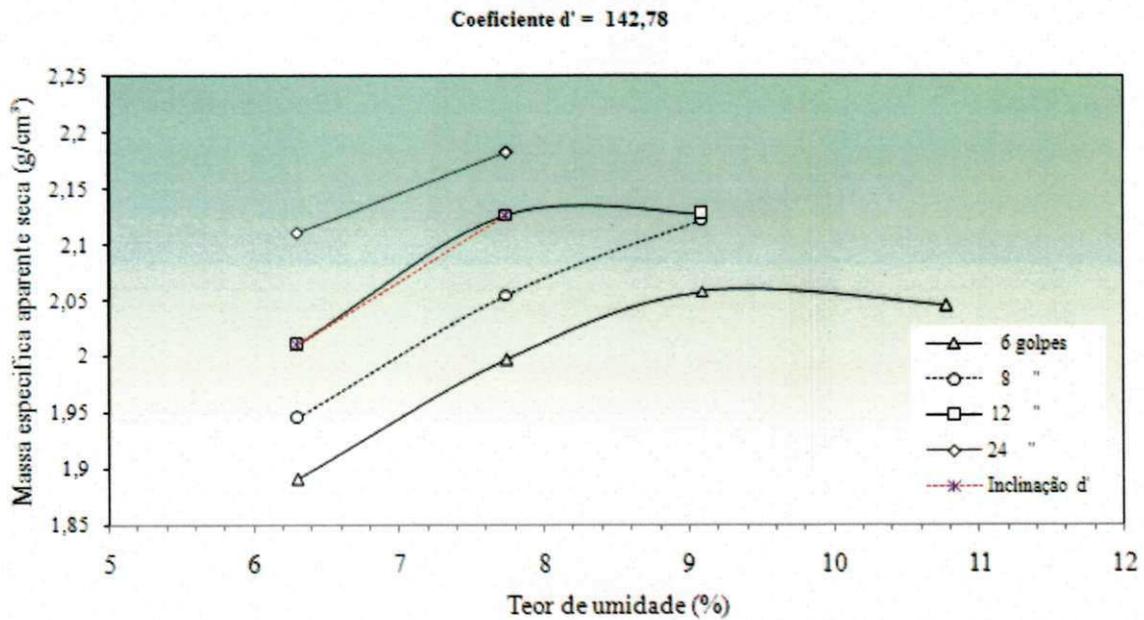


Figura 4.12 – Família de curva de compactação do solo da Jazida JSGA

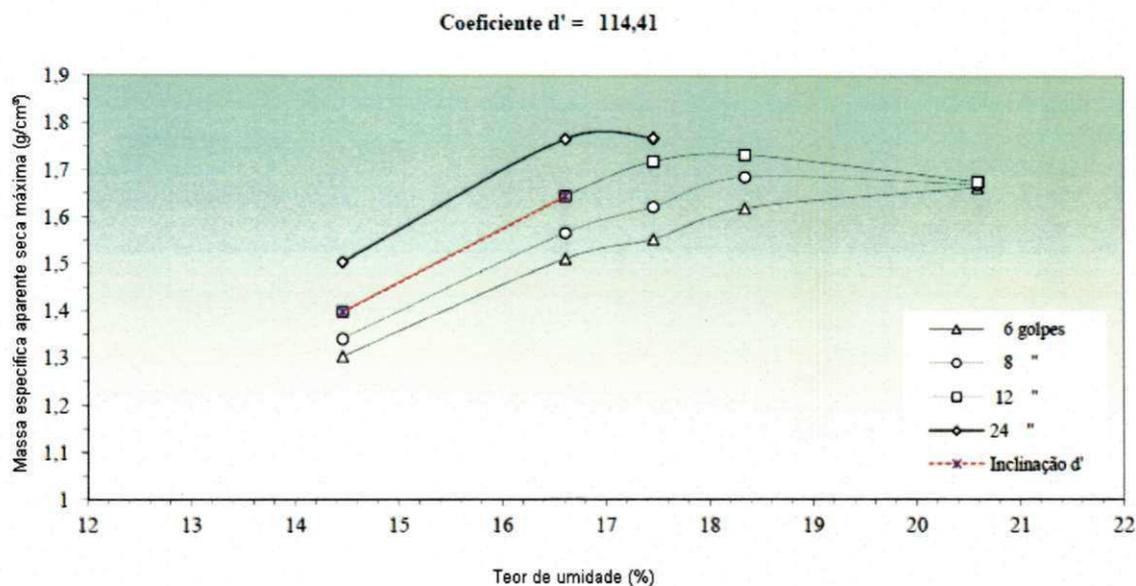


Figura 4.13 – Família de curva de compactação do solo da Jazida JSM

Obtidos os resultados dos índices d' e P_i , calcula-se os resultados do índice e' segundo a Equação 8, conforme apresentado a seguir.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}}$$

[8]

Os resultados obtidos para os índices c' , d' , e' e P_i estão apresentados na Tabela 4.13 para os solos das Jazidas JSGA e JSM.

Tabela 4.13 – Resultados dos índices c' , d' , e' e P_i obtidos dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão

	c'	d'	P_i	e'
Jazida JSGA	0,97	142,78	80,0%	1,10
Jazida JSM	1,58	114,41	122,4%	1,12

Com os resultados acima o solo foi classificado de acordo com a Metodologia MCT, conforme ábacos seguintes (Figura 4.14 e 4.15). Para o solo da Jazida JSGA foi classificado como de comportamento laterítico (L), pertencente à classe dos arenosos lateríticos (LA') e o solo da Jazida JSM foi classificado como de comportamento laterítico (L), pertencente à classe dos solos argilosos (LG').

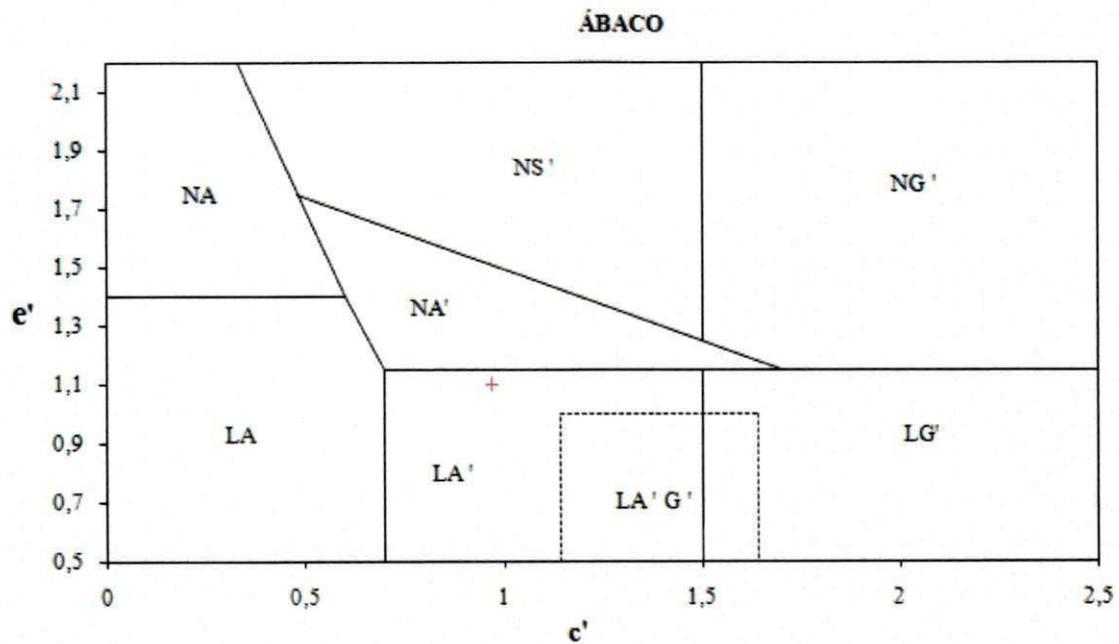


Figura 4.14 – Ábaco de classificação do solo da Jazida JSGA

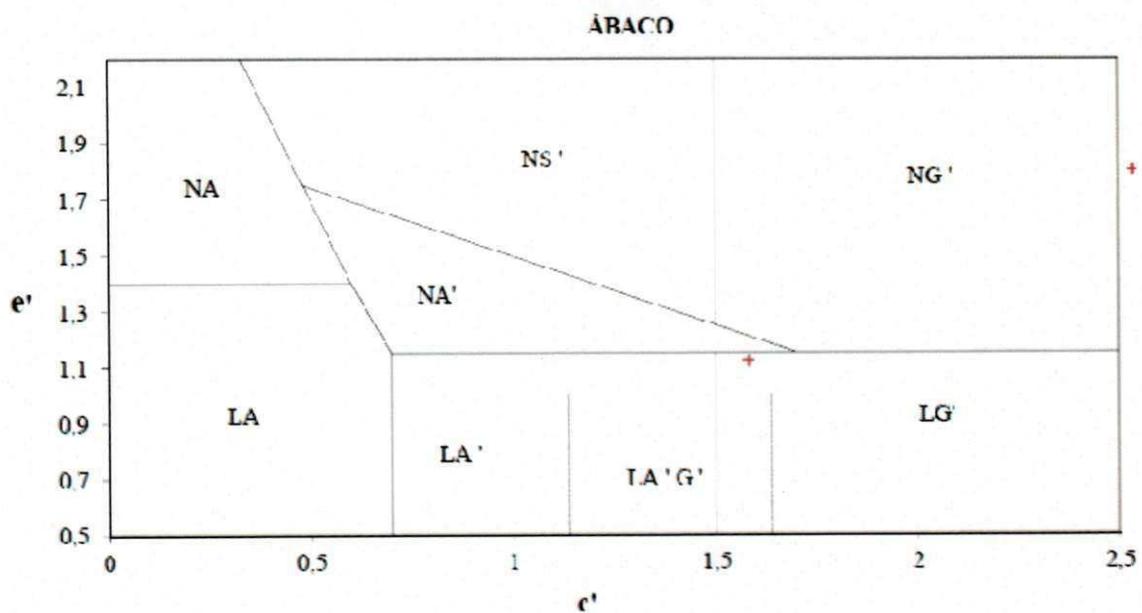


Figura 4.15 – Ábaco de classificação do solo da Jazida JSM

- Segunda etapa

A etapa a seguir encontra-se os resultados dos ensaios de compactação em equipamento miniatura Mini-Proctor e Mini-CBR (com imersão e sem imersão). A Tabela 4.14 e as Figuras 4.16 e 4.17 apresentam o teor de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima dos solos, obtidos no ensaio de Mini-Proctor.

Tabela 4.14 - Teores de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima dos solos, obtidos no ensaio de Mini-Proctor

	Umidade (%)	Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)
Jazida JSM	7,8	2,079
Jazida JSGA	20,7	1,526

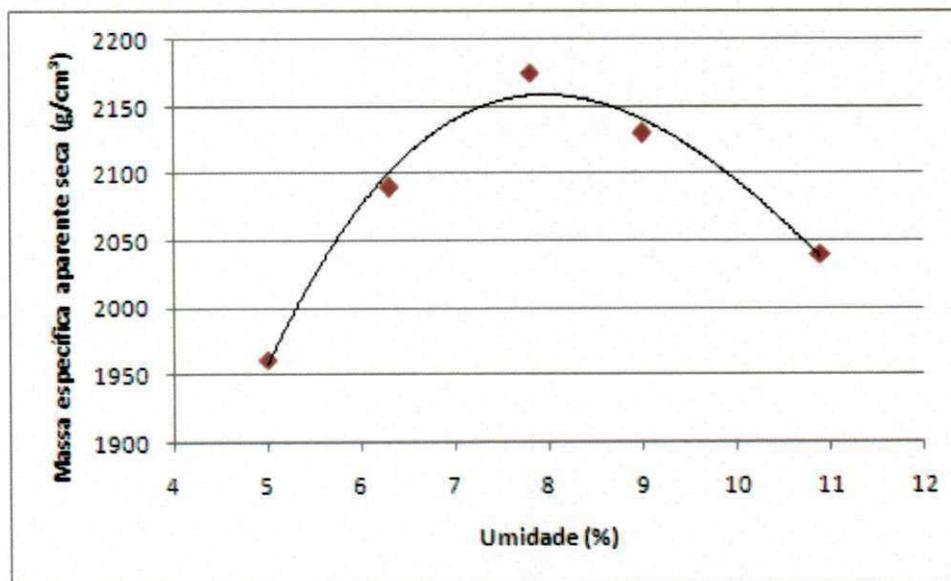


Figura 4.16 – Curva de compactação obtidos dos ensaios de Mini-Proctor e CBR obtidos para a Jazida JSGA

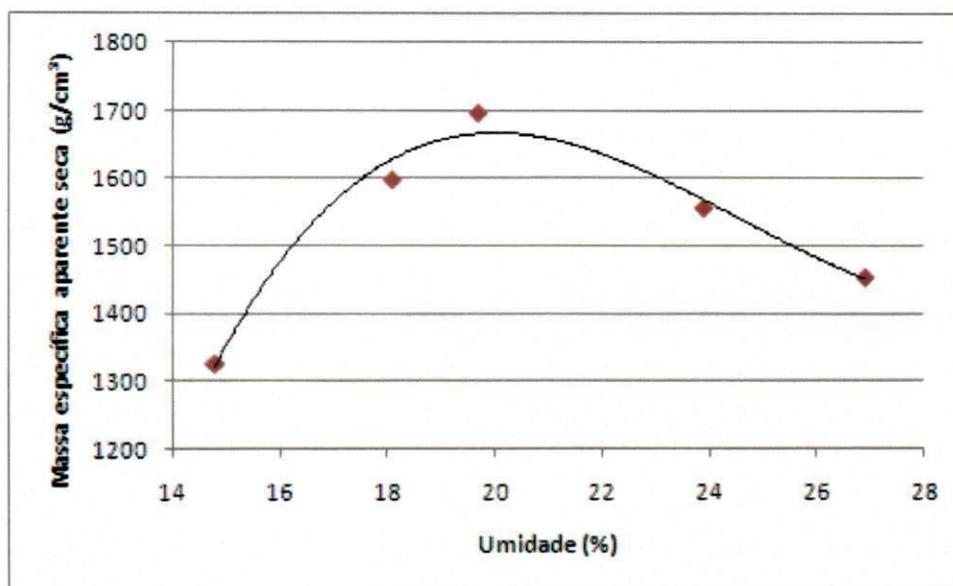


Figura 4.17 – Curva de compactação obtidos dos ensaios de Mini-Proctor e CBR obtidos para a Jazida JSM

Os resultados dos ensaios Mini-CBR foram determinados a partir das umidades ótimas obtidas do ensaio de Mini-Proctor, conforme Figuras 4.18 e 4.19.

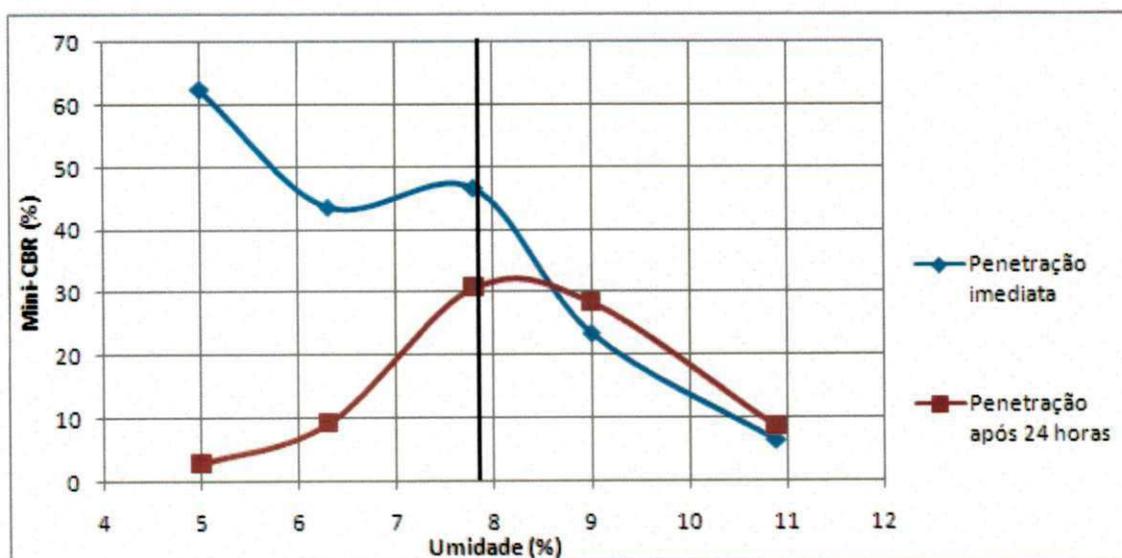


Figura 4.18 – Resultado do ensaio de Mini-CBR para a Jazida JSGA

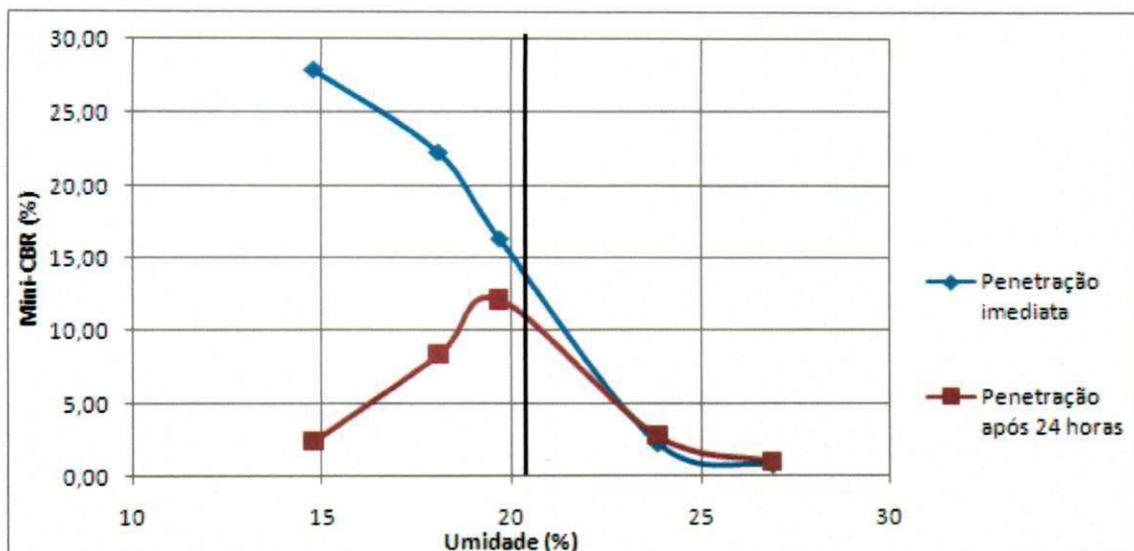


Figura 4.19 – Resultado do ensaio de Mini-CBR para a Jazida JSM

Tabela 4.15 – Resultados do Mini-CBR

	MINI-CBR IMEDIATO (%)	MINI-CBR APÓS 24 H (%)	RIS (%)	PERDA DE SUPORTE (%)
Jazida JSGA	46,7	30,8	65,95	34,05
Jazida JSM	14,0	12,5	89,3	10,7

A Tabela 4.15 apresenta os resultados obtidos do ensaio de Mini-CBR, onde o índice de suporte dos dois solos seguiram a mesma tendência de decréscimo dos resultados para os imersos em água por um período de 24 horas, tendo uma perda de suporte (PSI) equivalente a 34% para a Jazida JSGA e 10,7% para a Jazida JSM.

Os resultados obtidos do coeficiente RIS (relação índice de suporte) foram considerados elevados, já que o mínimo especificado na escolha de materiais a serem utilizados como base é 50%, segundo o Manual de Normas de Pavimentação do DER/SP, 1991.

Quanto a expansão obtidos a partir da umidade ótima foi determinada um valor mínimo de 0,02% para ambos os materiais, conforme ilustrado nas Figuras 4.20 e 4.21.

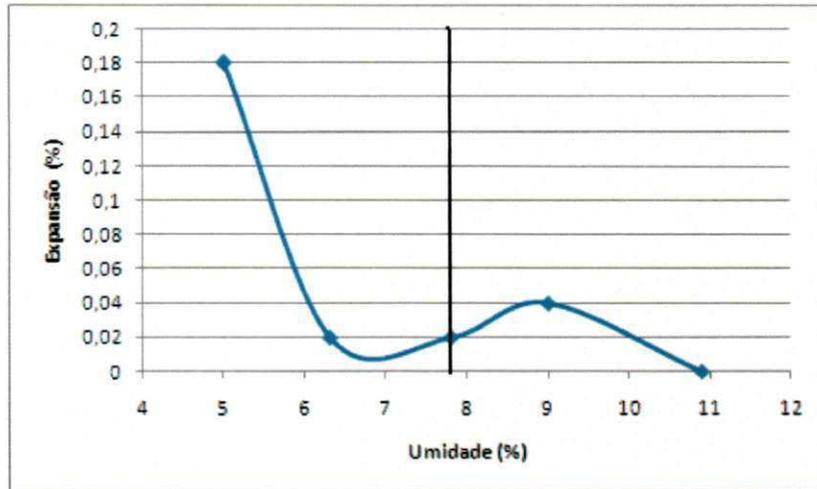


Figura 4.20 – Expansão do solo da Jazida JSGA

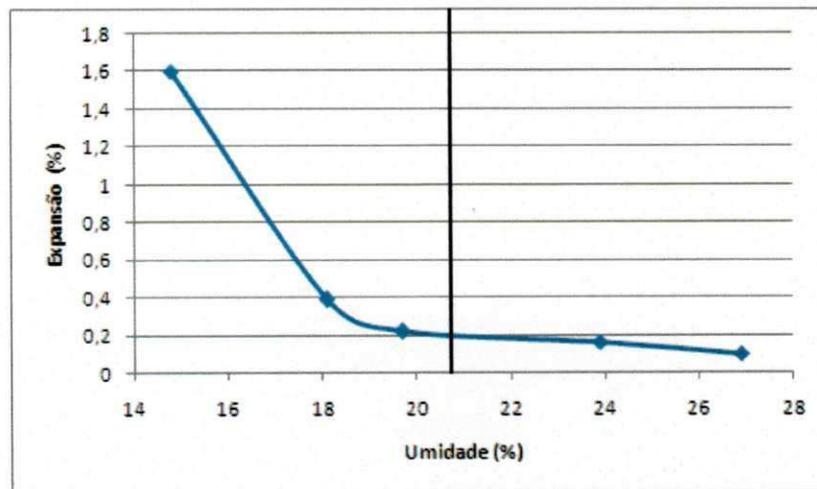


Figura 4.21 – Expansão do solo da Jazida JSM

A Tabela 4.16 apresenta os valores admissíveis tomados como critério de escolha para a construção de uma base de solo arenoso fino laterítico (SAFL) segundo Nogami e Villibor (2005).

Tabela 4.16 - Critério geral de escolha de SAFL para base de pavimentos. Uso geral para qualquer região do país

PROPRIEDADES	INTERVALOS ADMISSÍVEIS
Grupos MCT	LG', LA e LA'
Capacidade de suporte H_0 (%)	≥ 40
Expansão sem sobre carga (%)	$\leq 0,3$
RSI	≥ 50
PSI	≤ 50

Ressalta-se que o solo da Jazida JSGA pode ser utilizado na construção da base de pavimentos por atender a todos os intervalos admissíveis, quanto o solo da Jazida JSM não atende a capacidade de suporte plausível.

4.5 Comparativo das propriedades geotécnicas quanto a Metodologia MCT

O solo da Jazida JSM apresenta pelas tradicionais classificações geotécnicas um comportamento como subleito classificado como sofrível a mau, enquanto o solo da Jazida JSGA apresenta um comportamento como subleito que pode variar de excelente a bom. A Tabela 4.17 ilustra as classificações dos solos quanto a classificações AASTHO, USCS e MCT.

Tabela 4.17 – Classificações geotécnicas dos solos

	AASTHO	USCS	MCT
Jazida JSGA	A-2-4 (areia fina)	SC (areia argilosa)	LA' (laterítico arenoso)
Jazida JSM	A-4 (siltoso)	CL (argila pouco plástica)	LG' (laterítico argiloso)

Segundo Nogami e Villibor (2005) o tipo de solo influencia, consideravelmente as operações construtivas. A Figura 4.22 especifica as áreas dos tipos de solo associados à técnica construtiva de acordo com a Metodologia MCT e a Tabela 4.19 apresenta as peculiaridades de cada solo.

Tabela 4.19 – Peculiaridades construtivas dos solos lateríticos (Nogami e Villibor, 2005)

<p>Tipo II (c' de 1,0 a 1,3)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Excelente compactabilidade • Fácil Acabamento da superfície da base e baixo desgaste • Baixa e média contração por secagem • Satisfatória receptividade à imprimadura betuminosa • Superfícies e bordas da base pouco susceptível ao amolecimento por umedecimento excessivo
<p>Tipo III a IV (c' de 0,3 a 1,0)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Má compactabilidade • Propensão para formação de lamelas no acabamento da base • Dificuldade de acabamento superficial da base e desgaste excessivo • Superfícies e bordas da base muito susceptível ao amolecimento por umedecimento excessivo
<p>Tipo I (c' de 1,3 a 1,8)</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Excelente compactabilidade • Fácil Acabamento da superfície da base e baixo desgaste • Possibilidade de contração excessiva por secagem, produzindo trincamento na base • Danos excessivos na superfície da base, sob ação do tráfego • Recomenda-se utilizar os solos entre 1,3 a 1,6

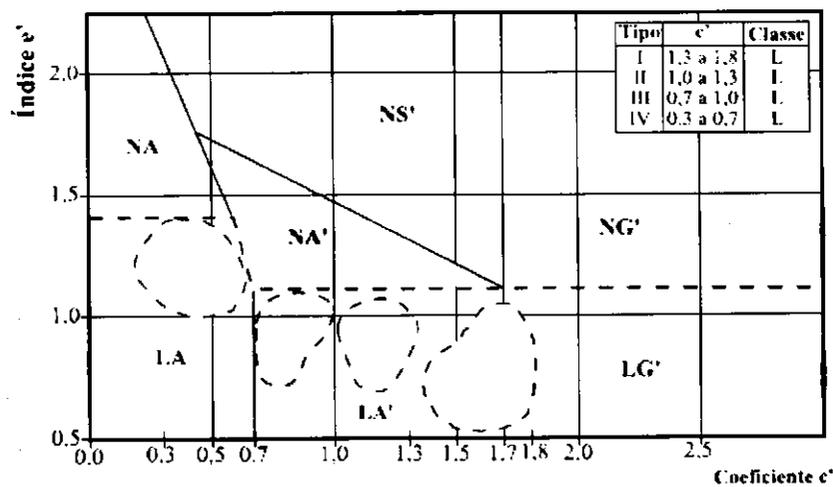


Figura 4.22 - Áreas dos tipos de solo associados à técnica construtiva de acordo com a Metodologia MCT (Nogami e Villibor, 2005)

A jazida JSGA apresenta-se do tipo II com boas características geotécnicas e o solo da Jazida JSM como sendo do tipo I com características similares e propriedades inferiores.

As propriedades mecânicas do solo foram analisados quanto ao Índice de Suporte Califórnia, na Tabela 4.20 foram apresentados os resultados obtidos nos ensaios de CBR do solo puro, do solo estabilizado com a cal e o Mini-CBR.

Tabela 4.20 – Resultados dos ensaios de CBR e Mini-CBR

	CBR PURO	CBR ESTABILIZADO (7,5% DE CAL)	MINI-CBR (COM IMERSÃO)	MINI-CBR (SEM IMERSÃO)
Jazida JSGA	23,0	37,0	30,8	46,7
Jazida JSM	3,0	6,0	12,5	14,0

Os resultados de CBR e Mini-CBR para os solos sugerem que a Metodologia MCT é a que obtém os resultados mais realistas quanto às propriedades do solo, uma vez que as metodologias tradicionais podem disfarçar os resultados das propriedades dos solos.

5.0 CONCLUSÃO E SUGESTÕES

5.1 CONCLUSÃO

Apresentam-se neste trabalho, os resultados de uma pesquisa que teve como objetivo estudar dois solos lateríticos, quanto às propriedades químicas, físicas e mecânicas e um estudo quanto à estabilização química e a Metodologia MCT.

Com relação a classificação pode-se confirmar que os solos apresentam um comportamento laterítico por constar de uma composição química formada basicamente pelos elementos Si, Fe e Al, considerados os constituintes químicos mais importantes dos solos lateríticos e ter o material que passa na peneira 2,0 mm superior a 98,0%.

No que diz respeito ao incremento de cal ao solo, obteve-se uma tendência crescente nos resultados. A jazida JSGA obteve resultados superiores para uso em sub-bases melhoradas com cimento e a jazida JSM obteve valores de CBR e expansão que se enquadram para utilização em subleito e reforço de subleito segundo o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT).

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão simples para o solo da Jazida JSGA é recomendado para o uso em base de pavimento e o solo da Jazida JSM é recomendado para uso em base de pavimento quando incrementado cal a partir de 3,5% e no intervalo de 0% a 3,5% tem seu uso aplicado ao uso de sub-base como recomendado pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Texas (DOT-Texas, U.E.A).

Quanto aos resultados de classificação da Metodologia MCT, o solo da Jazida JSGA foi classificado como de comportamento laterítico (L), pertencente à classe dos arenosos lateríticos (LA') e o solo da Jazida JSM foi classificado como de comportamento laterítico (L), pertencente à classe dos solos argilosos (LG').

As propriedades mecânicas quanto o ensaio de Mini-CBR comprovam que a Metodologia MCT vem a trazer uma realidade mais próxima pertencente ao solo, uma vez que os resultados apresentados tendem a elevar comparando esta com os métodos tradicionais de obtenção de CBR e até mesmo quando estabilizado quimicamente.

Com relação as suas propriedades hidráulicas, o solo apresentou uma peculiaridade bastante nítida dos solos lateríticos, que é o de serem pouco expansivos.

Segundo Nogami e Villibor (2005), o solo da Jazida JSGA pode ser utilizado como base de pavimento segundo a Metodologia MCT e o solo da Jazida JSM não atendem aos intervalos admissíveis citados.

O solo da Jazida JSGA apresenta uma excelente compactabilidade, com fácil acabamento da base e baixo desgaste, satisfatória receptividade a imprimadura betuminosa e susceptível ao amolecimento por umedecimento excessivo quando executados em bases de pavimento, analisado pela Metodologia MCT.

O solo da Jazida JSM deve ser aplicado em subleito e reforço de subleito quando estabilizado quimicamente, onde foi constatado um acréscimo nos valores quando incrementado os teores de cal, analisado pelo Método de Dimensionamento de Pavimento Flexível, segundo o Manual de Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

As classificações tradicionais de solos existentes permitem agrupar em classe os solos de comportamento semelhante. Na prática, têm-se observado certas discrepâncias entre o previsto e o obtido em campo, portanto a Metodologia MCT melhor caracteriza os solos lateríticos por possuírem características particulares quando comparados com os solos de clima temperado onde foram desenvolvidas as demais.

5.2 SUGESTÕES

A pesquisa realizada utilizando os solos lateríticos da região do nordeste principalmente em regiões onde os estudos específicos para materiais alternativos para pavimentação ainda não é uma prática comum no meio rodoviário, como é o caso do Nordeste do Brasil., deve ser vista como um estudo inicial para outras pesquisas que envolvam o aperfeiçoamento das atividades propostas.

Com isso sugere-se:

- Estudo do comportamento físico e mecânico com a adição de um estabilizante químico utilizando a Metodologia MCT;

- Acompanhamento de trechos experimentais utilizando os solos lateríticos encontrados na região nordeste;
- Adição de materiais alternativos aos solos lateríticos para análise das propriedades químicas, físicas e mecânicas da mistura.

6.0 BIBLIOGRAFIA

BAPTISTA, C. N. Pavimentação: Compactação dos Solos no Campo, Camadas de Base e Estabilização dos solos, 4a edição, ed. Globo, Rio de Janeiro, 1976.

BORBA, S. M. C. Estudo das Propriedades Químicas e Mineralógicas dos Solos Vermelhos Tropicais do Norte e Nordeste do Brasil. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS. 1981.

BOYTON, R.S. Experiências de estabilização de solos com cal nos Estados Unidos. Conferencia internacional sobre cal. Austrália, 1970.

BROMS, B.B. & BOMAN, P. Line Coluns – A new fundadition method, ASCE – J. Geotech, Eng. Div, nº. 105, 1979.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos Solos e Suas Aplicações. Livros Técnicos e Científicos, 5ª edição, Rio de Janeiro, RJ. 1978.

CARVALHO, J. B. Q.; SIMONS, J. V. Mineralogy and Microstruture. Prepared by Technical Committee 25 on the Properties of Tropical and Residual Soil of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering. Balkema / Rotterdam / Brookfield, 1997.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, CLA-259/96. Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura, 1996.

_____ IE-004/94. Solos coesivos - determinação da compressão simples de amostras indeformadas, 1994.

_____ ME- 049/94. Solos - Determinação do Índice de Suporte Califórnia, 1994.

_____ ME -129/94. Solos - Compactação Utilizando Amostras Não Trabalhadas, 1994.

_____ ME-131/94. Solos - determinação do módulo de resiliência, 1994.

_____ ME-193/89. Determinação da Contração de Solos Compactados em Equipamento Miniatura, 1989.

_____ ME-228/94. Solos - compactação em equipamento miniatura, 1994.

_____ ME-254/97. Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-CBR e expansão, 1997.

_____ ME-258/94. Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV, 1994.

_____ ME-256/94. Perda de massa por imersão, 1994.

FABBRI, G. T. P. Caracterização da Fração Fina de Solos Tropicais Através da Absorção de Azul de Metileno. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 1994.

GUIMARÃES, J.E.P. Estabilização de solos com cal – Princípios básicos. Associação Brasileira dos Produtores de Cal. São Paulo, 1992, 102p.

GUIMARÃES, J.E.P. A Cal: Fundamentos e aplicações na engenharia civil. Associação Brasileira dos Produtores de Cal. São Paulo, 2002, 341p.

GUIMARÃES, J.E.P. Tijolos de solo-cal, p 121-130 – Reunião aberta da indústria de cal. São Paulo, 1985, 323p. Anais.

GRIM, R. E. Clay Mineralogy in Relation to the Engineering Properties of Clay Materials, Applied Clay Mineralogy. Mc Graw-Hill, 1962.

HERRIN, M. & MITCHELL, H. Soil lime mixtures. Highway Research Board, p 20-32, 1961, 256p.

JATALI, S. Estabilização química de solos residuais graníticos. Revista Geotecnia. Ano 37. n.101. Julho de 2004.

KELLOG, C.E. Preliminary suggestions for the classification and nomenclature of great soil groups in tropical and equatorial regions. Common. Bur. Soil Sci. Tech. Comm., 46: 76-85, 1949.

LEITE, L. T. Serviço Brasileiro de Respostas Técnicas - Instituto de Tecnologia do Paraná. Paraná, 2005.

LIMA, D.C.; RÖHM, S. A. & BARBOSA, P. S. A. Estabilização de solos II – Técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa. Empresa Universitária, Viçosa-MG, 32p, 1993.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Villibor, São Paulo, SP. 1995.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Villibor, São Paulo, SP. 1995.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos. Arte & Ciência, São Paulo, SP. 2009.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Separata. Rio de Janeiro, RJ. 1981.

NOVAIS FERREIRA, H. (1963). O Conceito de Laterite na Engenharia Civil. LEA N° 96. Luanda.

PARSONS, A. W. The Rapid Measurement of the Moisture Condition of Earthwork Material. Transport and Road Research Laboratory. Report n° 750. 1976.

PEREIRA, R. S.; MACHADO, C. C.; e CARVALHO, C. A. B. de. Aplicações de misturas solo-grits em estradas florestais: resistência mecânica via CBR. Revista *Árvore*, Viçosa-MG, v. 30, p. 619-627, 2006.

SÓRIA, M. H. A. Reflexões lógicas sobre classificação de solos, Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1985.

SÓRIA, M. H. A.; FABBRI, G. T. P. O Ensaio Mini-MCV . Um ensaio de MCV, Moisture Condition Value, com corpos-de-prova de dimensões reduzidas. In: Reunião Anual de Pavimentação, 15. Anais. Belo Horizonte, MG. 1980.

VILLARIM, S. C. Estabilização de Solos Lateríticos com Cal: Avaliação por um Processo Acelerado de Cura. Dissertação de Mestrado, UFCG, Campina Grande, 1995.

TAKEDA, M. C. A Influência da Variação da Umidade Pós-compactação no Comportamento Mecânico de Solos do Subleito de Rodovias do Interior Paulista. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2005.

ANEXOS

ANEXO A – Análise Granulométrica

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios de granulometria por peneiramento.

ANEXO B – Difração a laser

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios como analisador de partículas por difração a laser.

ANEXO C – Ensaio da Metodologia MCT

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios de Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão, Mini-CBR e Mini-Proctor.

ANEXO A – ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios de granulometria por peneiramento.

GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO							REGISTRO														
Solo Laterítico de São Gonçalo do Amarante - RN							Nº 01														
INTERESSADO:		RODOVIA:			TRECHO:																
FURO:		LADO:			ESTACA:																
PROFUNDIDADE:		OPERAÇÃO:			CÁLCULO:																
ENCARREGADO:		VISTO:			DATA: 31/8/2010																
DETERMINAÇÃO DA UMIDADE HIGROSCÓPICA						RESUMO DA GRANULOMETRIA (%)															
Cap.	Pbh	Pbs	Tara	Pss	Pa	h (%)	Pedregulho (> 4,8):														
37	89,77	89,48	13,22	76,26	0,29	0,38	Areia Grossa (4,8 a 0,84):														
30	85,44	85,14	7,72	77,42	0,3	0,39	Areia Média (0,84 a 0,25):														
DADOS						h _{média} :	0,38														
Ms - Massa Total da Amostra Seca						996,25	Areia Fina (0,25 a 0,05):														
Mt - Massa da Amostra Seca ao Ar						1000,00	Silte + Argila (< 0,05):														
Mg - Massa do Material Seco, retida na 2,0						18,40	Total:														
Mh - Massa Úmida do Material p/ Peneiramento Fino ou Sedimentação						100,00	Retido entre 2,0 e 0,074:														
N = % do Mat. que passa na de 2,00 mm						98,15	Argila (< 0,005):														
							h _{hig} do mat. passa 2,00 mm : 0,38														
							Mas.Esp. dos Grãos do Solo(): 2,6														
GRANULOMETRIA																					
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL				PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL																	
malha (mm)	Material Retido		% passa da amostra total (Qg)	malha (mm)	Material Retido		% passando da amostra total (Qf)														
	Massa(g)	Mi (g)			Massa(g)	Mi (g)															
25,4	0,00	0,00	100,00	0,42	28,93	28,93	69,65														
4,8	0,00	0,00	100,00	0,074	42,00	70,93	28,27														
2,0	18,40	18,40	98,15																		
DISTRIBUIÇÃO DOS TAMANHOS DAS PARTÍCULAS																					
<p>Porcentagem que passa (%)</p> <p>Diâmetro das partículas (mm)</p> <table border="1"> <caption>Dados do Gráfico de Distribuição dos Tamanhos das Partículas</caption> <thead> <tr> <th>Diâmetro (mm)</th> <th>Porcentagem que passa (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,074</td> <td>28,27</td> </tr> <tr> <td>0,25</td> <td>69,65</td> </tr> <tr> <td>0,42</td> <td>70,93</td> </tr> <tr> <td>2,0</td> <td>98,15</td> </tr> <tr> <td>4,8</td> <td>100,00</td> </tr> <tr> <td>25,4</td> <td>100,00</td> </tr> </tbody> </table>								Diâmetro (mm)	Porcentagem que passa (%)	0,074	28,27	0,25	69,65	0,42	70,93	2,0	98,15	4,8	100,00	25,4	100,00
Diâmetro (mm)	Porcentagem que passa (%)																				
0,074	28,27																				
0,25	69,65																				
0,42	70,93																				
2,0	98,15																				
4,8	100,00																				
25,4	100,00																				

GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO							REGISTRO
Solo Laterítico de Sapé - PB							Nº 01
INTERESSADO:		RODOVIA:		TRECHO:			
FURO:		LADO:		ESTACA:			
PROFUNDIDADE:		OPERAÇÃO:		CÁLCULO:			
ENCARREGADO:		VISTO:		DATA: 31/8/2010			
DETERMINAÇÃO DA UMIDADE HIGROSCÓPICA						RESUMO DA GRANULOMETRIA (%)	
Cap.	Pbh	Pbs	Tara	Pss	Pa	h (%)	Pedregulho (> 4,8):
22	87,54	80,21	21,3	58,91	7,33	12,44	Areia Grossa (4,8 a 0,84):
17	94,24	86,24	21,85	64,39	8	12,42	Areia Média (0,84 a 0,25):
DADOS						h _{média} :	12,43
Ms - Massa Total da Amostra Seca						890,80	Areia Fina (0,25 a 0,05):
Mt - Massa da Amostra Seca ao Ar						1000,00	Silte + Argila (< 0,05):
Mg - Massa do Material Seco, retida na 2,0						12,50	Total:
Mh - Massa Úmida do Material p/ Peneiramento Fino ou Sedimentação						100,00	Retido entre 2,0 e 0,074:
N = % do Mat. que passa na de 2,00 mm						98,60	Argila (< 0,005):
							h _{hig} do mat. passa 2,00 mm : 12,43
							Mas. Esp. dos Grãos do Solo(): 2,6
GRANULOMETRIA							
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL				PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL			
malha (mm)	Material Retido		% passa da amostra total (Qg)	malha (mm)	Material Retido		% passando da amostra total (Qf)
	Massa(g)	Mi (g)			Massa(g)	Mi (g)	
25,4	0,00	0,00	100,00	0,42	13,04	13,04	84,14
4,8	0,00	0,00	100,00	0,074	23,67	36,71	57,90
2,0	12,50	12,50	98,60				

DISTRIBUIÇÃO DOS TAMANHOS DAS PARTÍCULAS

Diâmetro das partículas (mm)	Porcentagem que passa (%)
0,075	73
0,25	85
2,0	98,6
4,8	100

ANEXO B – DIFRAÇÃO A LASER

Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios como analisador de partículas por difração a laser.



DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

CILAS 1064 Líquido

Faixa : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes



Ref da amostra : Dapê_Kennedy
 Type produit : Pó
 Client : UFCG
 Comentários : Calibrado
 Líquido : Água
 Agente dispersante : HMFNa
 Operador : Juliana
 Empresa : UFCG
 Localização : Campina Grande - PB
 Data : 04/10/2010 Hora : 15.19.11
 Índice mec. : 1652

Ultrassom : .60 s
 Concentração : 163
 Diâmetro a 10% : 1.50 mu
 Diâmetro a 50% : 27.86 mu
 Diâmetro a 90% : 61.02 mu
 Diâmetro médio : 29.63 mu
 Fraunhofer :
 Densidade/Fator :
 Superfície específica :
 União automática : Não / Não
 Medida./Limp : 60/60/3
 SOP : Argila

Valores cumulativos particulares

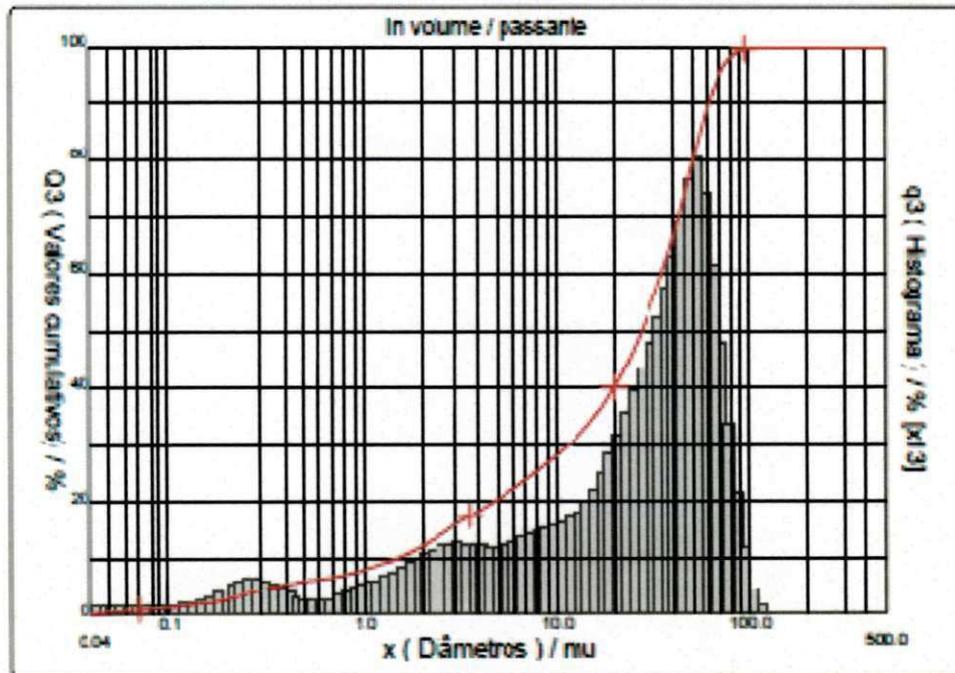
In volume / passante

x	0.04	0.07	0.10	0.25	0.50	0.75	1.00	2.00	3.00	4.00
Q3	0.30	0.89	1.25	3.62	5.07	6.92	7.95	12.07	15.76	18.44
y	5.00	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	65.00	85.00	100.00	150.00
Q3	20.47	27.39	40.00	53.05	66.05	79.04	92.68	98.97	99.90	100.00

x : diâmetro / mu Q3 : valor cumulativo / % q3 : Histograma / %

Porcentagem do usuário

%	25.00	40.00	75.00	86.00	100.0
Q3	7.76	20.00	46.82	55.28	112.00



Núm. de série : 392

Ref : 21111.m10806A00005001002/m25.12.5.101Ph.20.5.103mVQ-0.00.01000.015p00.28.10.1.10.P000.1.10.NDV.5.12005





DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

CILAS 1064 Líquido

Faixa : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes



Ref da amostra : Sapé_Kennedy
 Type produit : Po
 Client : UFCG
 Comentários : Calibrado
 Líquido : Água
 Agente dispersante : HMFNa
 Operador : Juliana
 Empresa : UFCG
 Localização : Campina Grande - PB
 Data : 04/10/2010 Hora : 15:19:11
 Índice med. : 1652

Ultrassom : 60 s
 Concentração : 163
 Diâmetro a 10% : 1.50 mu
 Diâmetro a 50% : 27.65 mu
 Diâmetro a 90% : 61.02 mu
 Diâmetro médio : 29.63 mu
 Fraunhofer
 Densidade/Fator : ———
 Superfície específica : ———
 Diluição automática : Não / Não
 Medida./Limp. : 60/60/3
 SOP : Argila

Valores cumulados característicos

In volume / passante

x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
Q3	0.30	0.89	1.25	2.65	4.47	5.58	6.07	6.41	6.73	7.12
q3	0.07	0.07	0.07	0.14	0.31	0.27	0.15	0.13	0.15	0.20
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
Q3	7.53	7.95	8.36	8.76	9.17	9.58	10.41	11.25	12.07	12.88
q3	0.24	0.28	0.30	0.32	0.36	0.39	0.44	0.50	0.55	0.60
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30
Q3	13.66	14.40	15.10	15.76	16.37	16.93	17.47	17.97	18.44	19.09
q3	0.63	0.65	0.66	0.67	0.66	0.65	0.66	0.65	0.64	0.63
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50
Q3	19.71	20.47	21.02	21.54	22.22	23.05	23.85	24.61	25.34	26.04
q3	0.64	0.64	0.66	0.66	0.69	0.73	0.76	0.77	0.79	0.81
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Q3	26.71	27.99	29.20	30.38	31.54	32.69	33.86	35.04	36.24	37.47
q3	0.82	0.85	0.89	0.95	1.02	1.09	1.19	1.28	1.39	1.51
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00
Q3	38.73	40.00	41.29	42.59	43.89	46.51	50.43	53.05	55.66	58.27
q3	1.63	1.74	1.85	1.96	2.05	2.20	2.43	2.66	2.84	3.02
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00
Q3	60.86	63.46	66.05	69.96	72.56	79.04	82.58	85.74	89.25	91.43
q3	3.18	3.37	3.54	3.79	4.01	4.31	4.26	4.02	3.57	3.13
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0
Q3	93.25	95.60	96.95	98.16	98.97	99.48	99.76	99.90	100.00	100.00
q3	2.74	2.26	1.73	1.31	0.94	0.63	0.36	0.19	0.06	0.00
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x : diâmetro / mu Q3 : valor cumulativo / % q3 : Histograma / %



DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

CILAS 1064 Líquido

Faixa: 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes



Nome da amostra : SaoGonçalo_Kennedy
 Type produit : Pó
 Client : UFCG
 Comentários : Calibrado
 Líquido : Água
 Agente dispersante : HMFNa
 Operador : Juliana
 Empresa : UFCG
 Instalação : Campina Grande - PR
 Data : 04/10/2010 Hora : 15:27:18
 Índice med. : 1653

Ultrassom : 60 s
 Concentração : 192
 Diâmetro a 10% : 2.55 mu
 Diâmetro a 50% : 26.64 mu
 Diâmetro a 90% : 58.20 mu
 Diâmetro médio : 29.01 mu
 Fraunhofer :
 Densidade/Fator :
 Superfície específica :
 Diluição automática : Não / Não
 Medida./Limp. : 60/60/3
 SOP: Argila

Valores cumulativos particulares

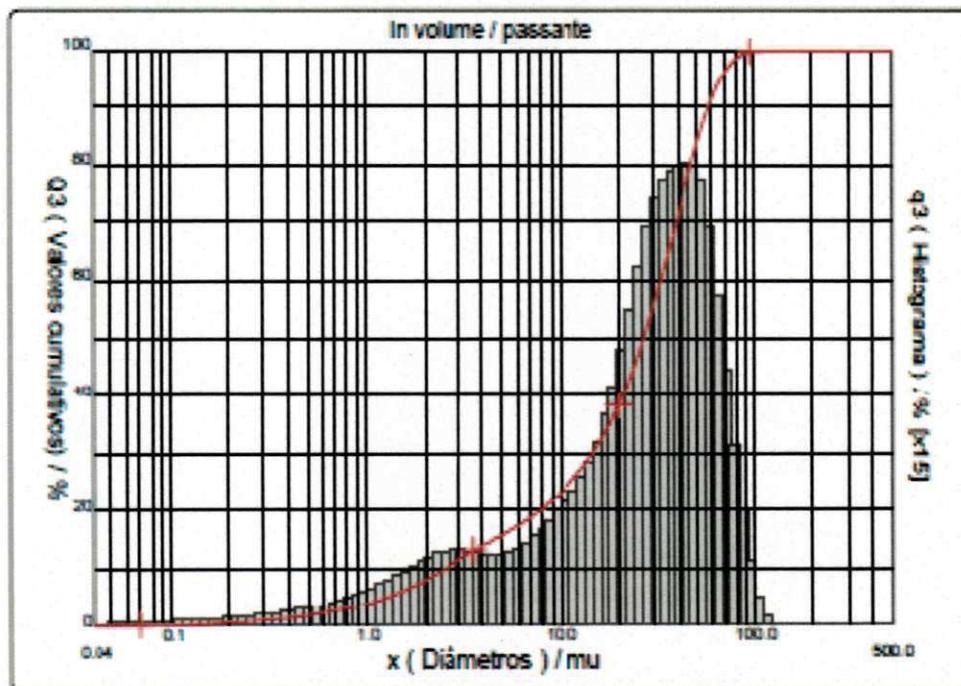
In volume / passante

x	0.04	0.07	0.10	0.25	0.50	0.75	1.00	2.00	3.00	4.00
Q3	0.00	0.09	0.21	0.64	1.85	2.84	3.85	7.98	11.42	13.84
x	5.00	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	65.00	85.00	100.0	150.0
Q3	15.65	23.11	38.21	55.84	71.04	82.95	94.01	99.10	99.90	100.00

x : diâmetro / mu Q3 : valor cumulativo / % q3 : Histograma / %

Porcentagem do usuário

%	25.00	40.00	75.00	85.00	100.0
Q3	11.31	21.06	43.06	52.10	112.00





DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

CILAS 1064 Líquido

Faixa : 0.04 mu - 500.00 mu / 100 Classes



Ref da amostra : SaoGonçalo_Kennedy
 Type produit : Po
 Client : UFPA
 Comentários : Calibrado
 Líquido : Água
 Agente dispersante : HMFNa
 Operador : Juliana
 Empresa : UFPA
 Localização : Campina Grande - PB
 Data : 04/10/2010 Hora : 15:27:18
 Indoe med. : 1653

Ultrassom : 60 s
 Concentração : 192
 Diâmetro a 10% : 2.55 mu
 Diâmetro a 50% : 26.64 mu
 Diâmetro a 90% : 58.20 mu
 Diâmetro médio : 29.01 mu
 Fraunhofer
 Densidade/Fator : ———
 Superfície específica : ———
 Diluição automática : Não / Não
 Medida./Limp. : 60/60/3
 SOP : Argila

Valores cumulados característicos

In volume / passante

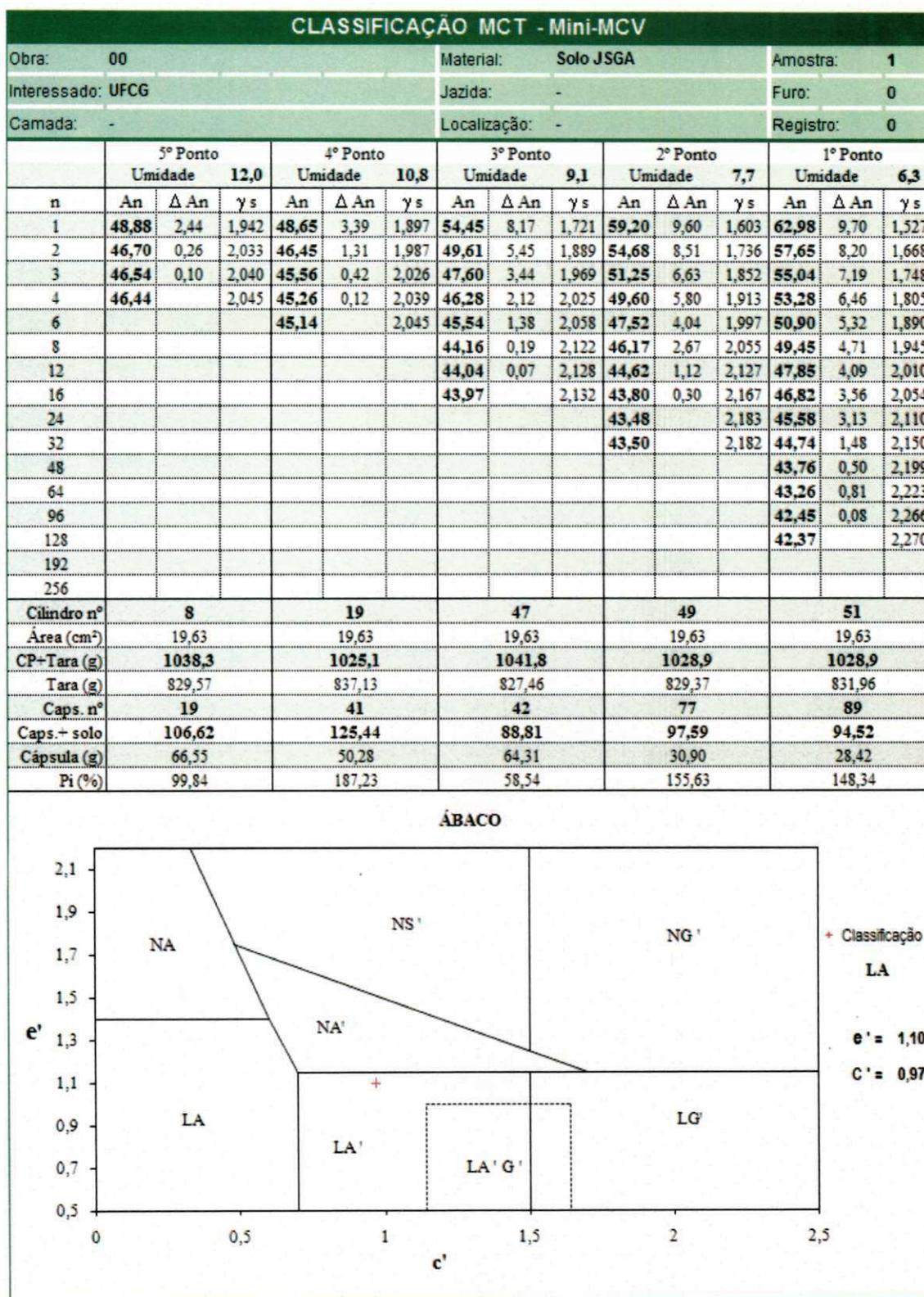
x	0.04	0.07	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
Q3	0.00	0.09	0.21	0.63	1.04	1.45	1.85	2.25	2.64	3.04
q3	0.00	0.01	0.02	0.04	0.07	0.10	0.12	0.15	0.17	0.20
x	0.90	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.60	1.80	2.00	2.20
Q3	3.44	3.85	4.27	4.69	5.11	5.54	6.37	7.19	7.98	8.75
q3	0.23	0.26	0.30	0.33	0.36	0.39	0.42	0.47	0.51	0.55
x	2.40	2.60	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30
Q3	9.49	10.18	10.82	11.42	11.97	12.49	12.97	13.42	13.84	14.42
q3	0.58	0.58	0.59	0.59	0.58	0.58	0.57	0.56	0.56	0.54
x	4.60	5.00	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50
Q3	14.97	15.65	16.13	16.61	17.22	17.98	18.73	19.48	20.21	20.94
q3	0.55	0.55	0.56	0.59	0.60	0.64	0.69	0.74	0.77	0.82
x	9.00	10.00	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00
Q3	21.67	23.11	24.55	25.98	27.41	28.85	30.31	31.82	33.35	34.93
q3	0.87	0.93	1.02	1.11	1.21	1.32	1.44	1.59	1.71	1.88
x	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	25.00	28.00	30.00	32.00	34.00
Q3	36.55	38.21	39.90	41.63	43.39	46.98	52.36	55.84	59.18	62.37
q3	2.03	2.20	2.35	2.52	2.69	2.92	3.22	3.42	3.51	3.57
x	36.00	38.00	40.00	43.00	45.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00
Q3	65.41	68.30	71.04	74.92	77.35	82.95	85.86	88.42	91.25	93.00
q3	3.61	3.63	3.62	3.64	3.63	3.61	3.39	3.15	2.78	2.43
x	66.00	71.00	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	112.0	125.0
Q3	94.47	96.37	97.46	98.44	99.10	99.53	99.77	99.90	100.00	100.00
q3	2.14	1.76	1.35	1.03	0.74	0.51	0.30	0.17	0.06	0.00
x	130.0	140.0	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	212.0	224.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	240.0	250.0	280.0	300.0	315.0	355.0	400.0	425.0	450.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

x : diâmetro / mu Q3 : valor cumulativo / % q3 : Histograma / %

ANEXO E – ENSAIO DA METODOLOGIA MCT

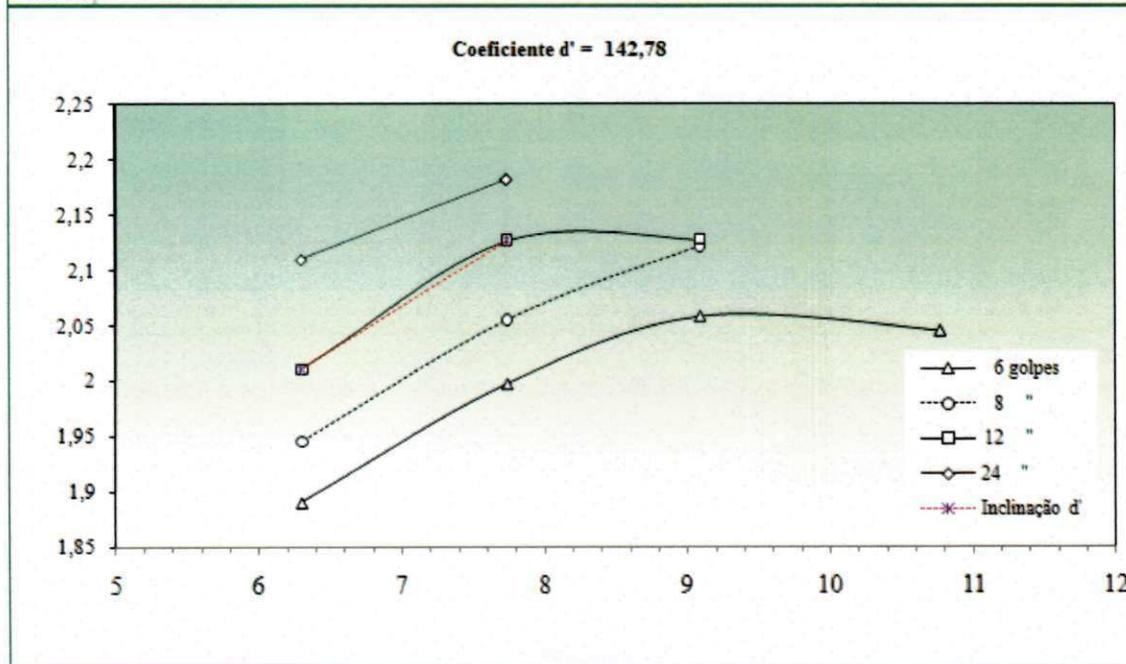
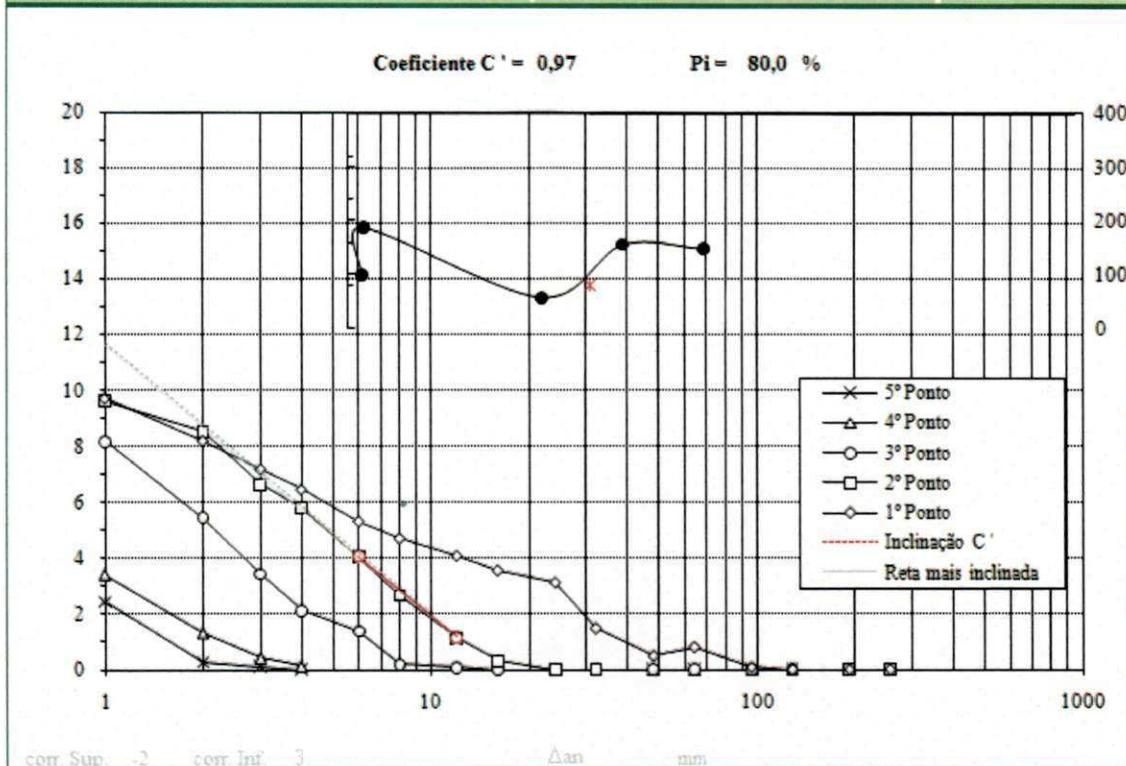
Constam planilhas de cálculos e gráficos resultantes dos ensaios de Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão, Mini-CBR e Mini-Proctor.

- Ensaio de Mini-MCV para a Jazida São Gonçalo do Amarante - RN



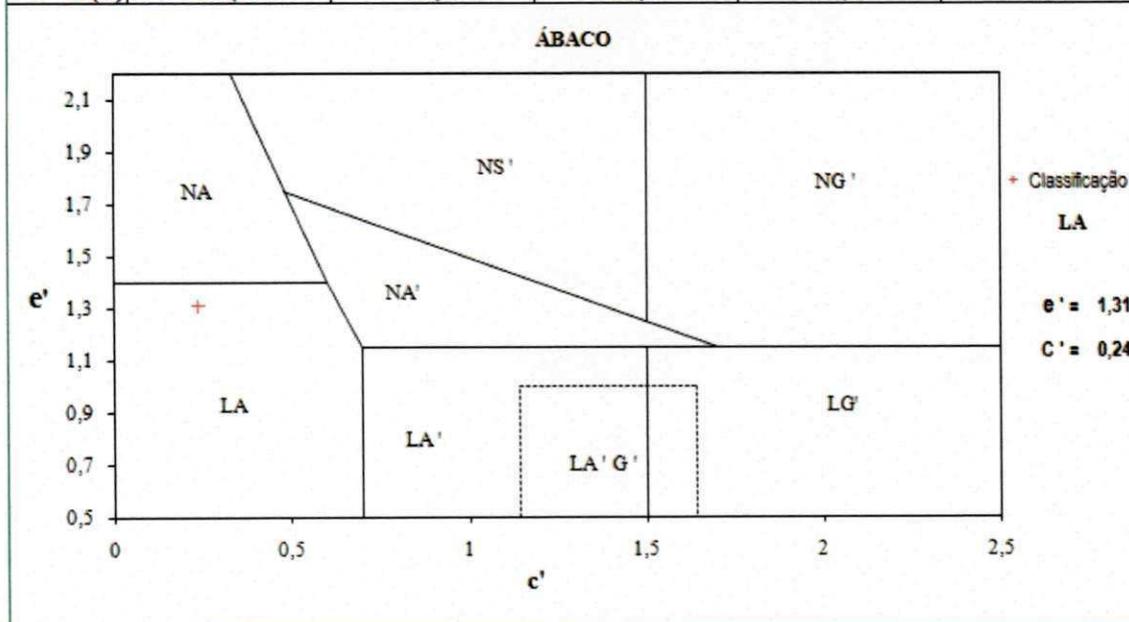
CLASSIFICAÇÃO MCT - Mini-MCV

Obra: 00	Material: Solo JSGA	Amostra: 1
Interessado: UFCG	Jazida: -	Furo: 0
Camada: -	Localização: -	Registro: 0



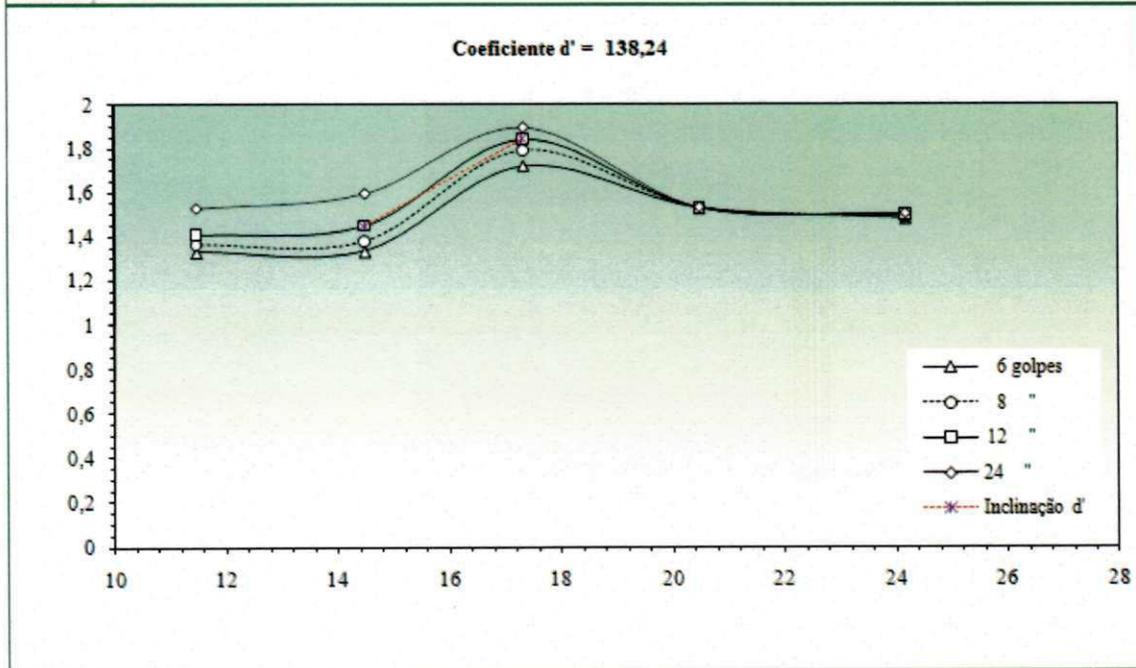
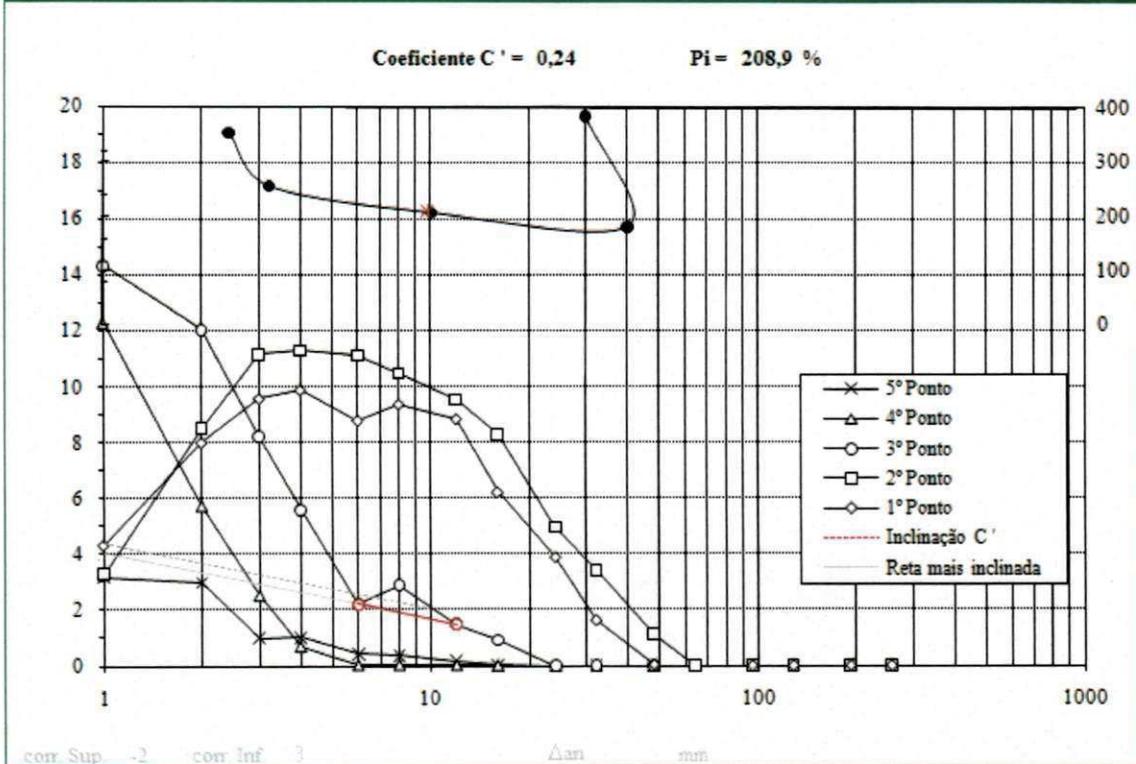
- Ensaio de Mini-MCV para a Jazida Sapé-Mari - PB

CLASSIFICAÇÃO MCT - Mini-MCV																
Obra:	00					Material:	solo					Amostra:	1			
Interessado:	Virgiane					Jazida:	-					Furo:	0			
Camada:	-					Localização:	-					Registro:	0			
n	5° Ponto			4° Ponto			3° Ponto			2° Ponto			1° Ponto			
	Umidade 24,2			Umidade 20,5			Umidade 17,3			Umidade 14,5			Umidade 11,5			
	An	Δ An	γ _s	An	Δ An	γ _s	An	Δ An	γ _s	An	Δ An	γ _s	An	Δ An	γ _s	
1	61,76	3,14	1,400	63,61	12,27	1,217	71,53	14,33	1,294	74,96	3,27	1,214	76,29	4,31	1,196	
2	60,95	2,97	1,419	56,36	5,72	1,374	63,66	12,04	1,454	74,52	8,50	1,221	74,87	8,00	1,218	
3	58,76	0,99	1,472	53,15	2,51	1,456	59,82	8,20	1,547	73,92	11,15	1,231	74,34	9,58	1,227	
4	58,62	1,00	1,475	51,34	0,70	1,508	57,20	5,58	1,618	71,69	11,29	1,269	71,98	9,89	1,267	
6	58,40	0,42	1,481	50,67	0,03	1,528	53,80	2,18	1,720	68,19	11,11	1,334	68,55	8,79	1,331	
8	57,98	0,37	1,492	50,64	0,04	1,529	51,62	2,86	1,793	66,02	10,47	1,378	66,87	9,38	1,364	
12	57,77	0,16	1,497	50,63	0,03	1,529	50,22	1,46	1,843	62,77	9,54	1,450	64,76	8,85	1,408	
16	57,62	0,01	1,501	50,62	0,02	1,529	49,66	0,90	1,864	60,40	8,27	1,506	62,09	6,22	1,469	
24	57,61		1,501	50,60		1,530	48,76		1,898	57,08	4,95	1,594	59,76	3,89	1,526	
32										55,55	3,42	1,638	57,49	1,62	1,587	
48										53,23	1,10	1,709	55,91	0,04	1,631	
64										52,13			55,87		1,633	
96																
128																
192																
256																
Cilindro nº	48			37			36			32			49			
Área (cm ²)	19,63			19,63			19,63			19,63			19,63			
CP+Tara (g)	1038,3			1025,1			1041,8			1028,9			1028,9			
Tara (g)	827,46			842,01			828,64			824,45			829,37			
Caps. nº	36			35			5			39			4			
Caps.+ solo	152,46			127,24			115,49			110,34			162,60			
Cápsula (g)	48,47			50,28			38,05			49,06			39,29			
Pi (%)	352,90			256,26			207,84			182,63			384,78			



CLASSIFICAÇÃO MCT - Mini-MCV

Obra: 00	Material: solo	Amostra: 1
Interessado: Virgiane	Jazida: -	Furo: 0
Camada: -	Localização: -	Registro: 0



- Ensaio de Mini-CBR, Mini-Proctor e Expansão para a Jazida Sapé-Mari - PB

FICHA DE ENSAIO - Mini - CBR - Saturado										
Obra:					Material:	Solo		Furo:	1	
Interessado:	Virgiane				Jazida:	JSM		Registro:		
Camada:	-				Localização:			Leit. Padrã	48,35	
Anel:	K Anel	0,1229		Energia:	Normal		Constante			
COMPACTAÇÃO MINI - PROCTOR										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Umidade Teórica	26,9		23,9		19,7		18,8		14,8	
Cilindro. n°	29		14		7		19		24	
Peso Solo	183,00		195,00		197,00		192,00		151,00	
Cilindro+Solo	1019,40		966,12		1007,43		1029,06		962,24	
Leitura Final	1,40		2,48		0,67		2,64		1,50	
Altura .cp(mm)	49,75		50,83		49,02		50,99		49,85	
Dados da Compactação	Data		Hora		Operador		Observações			
UMIDADE EM ESTUFA										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Capsula No.	34	35	26	27	22	23	30	31	32	33
Massa+Tara	48,72	52,01	50,49	50,10	43,79	45,61	46,35	44,97	53,24	49,24
M.Seca+Tara	40,86	43,90	43,03	43,07	38,58	40,37	40,95	39,89	48,13	44,54
Tara	11,73	13,77	12,20	13,29	11,50	14,38	11,91	13,06	14,23	12,05
Água	7,86	8,11	7,46	7,03	5,21	5,24	5,40	5,08	5,11	4,70
M.Seca	29,13	30,13	30,83	29,78	27,08	25,99	29,04	26,83	33,90	32,49
Umidade	27,0	26,9	24,2	23,6	19,2	20,2	18,6	18,9	15,1	14,5
Umíd. média	26,9		23,9		19,7		18,8		14,8	
Dados da Umidade	Data		Hora		Operador		Observações			
ENSAIO DE EXPANSÃO COM CP NA IMERSÃO										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Leitura Inicial	1,1		3,83		0,2		4,06		0,55	
Leitura Final	1,15		3,91		0,31		4,26		1,35	
Diferença (mm.)	0,05		0,08		0,11		0,20		0,80	
Expansão (%)	0,10		0,16		0,22		0,39		1,60	
Dados da Expansão	Data		Hora		Operador		Observações			
ENSAIO DE ROMPIMENTO MINI-CBR										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Molde	29		14		7		19		24	
Condição Umidade	saturado		saturado		saturado		saturado		saturado	
Penetração	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	6	6	17	17	105	105	89	89	30	30
1,0	10	10	30	30	168	168	117	117	36	36
1,5	12	12	42	42	210	210	144	144	38	38
2,0	15	15	49	49	245	245	159	159	41	41
2,5	16	16	57	57	278	278	173	173	44	44
3,0	20	20	64	64	307	307	195	195	46	46
3,5	22	22	70	70	341	341	210	210	48	48
4,0	25	25	77	77	366	366	229	229	49	49
4,5	28	28	87	87	395	395	238	238	52	52
5,0	30	30	94	94	421	421	256	256	53	53
Dados do Rompimento	Data		Hora		Operador		Observações			

RESULTADO DE ENSAIO - Mini - CBR - Saturado																				
Obra:	00				Material:	Solo				Furo:	1									
Interessac:	Virgiane				Jazida:	JSM				Registro:	0									
Camada:	-				Localização:	0,00				D.Real Grãos										
Anel:	K Anel: 0,1229				Energia:	Normal					2,704									
	5º Ponto				4º Ponto				3º Ponto				2º Ponto				1º Ponto			
Cil. n°	29				14				7				19				24			
Cil.+tara (g)	1019,4				966,1				1007,4				1029,1				962,2			
Tara Cil. (g)	839,3				773,6				812,0				838,9				813,4			
Alt.ep (mm)	49,75				50,83				49,02				50,99				49,85			
ys (g/cm³)	1,453				1,557				1,697				1,609				1,325			
ys média	1,453				1,557				1,697				1,609				1,325			
	saturado				saturado				saturado				saturado				saturado			
	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg
0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0
0,5	6	1	6	1	17	2	17	2	105	13	105	13	89	11	89	11	30	4	30	4
1,0	10	1	10	1	30	4	30	4	168	21	168	21	117	14	117	14	36	4	36	4
1,5	12	1	12	1	42	5	42	5	210	26	210	26	144	18	144	18	38	5	38	5
2,0	15	2	15	2	49	6	49	6	245	30	245	30	159	20	159	20	41	5	41	5
2,5	16	2	16	2	57	7	57	7	278	34	278	34	173	21	173	21	44	5	44	5
3,0	20	2	20	2	64	8	64	8	307	38	307	38	195	24	195	24	46	6	46	6
3,5	22	3	22	3	70	9	70	9	341	42	341	42	210	26	210	26	48	6	48	6
4,0	25	3	25	3	77	9	77	9	366	45	366	45	229	28	229	28	49	6	49	6
4,5	28	3	28	3	87	11	87	11	395	49	395	49	238	29	238	29	52	6	52	6
5,0	30	4	30	4	94	12	94	12	421	52	421	52	256	31	256	31	53	7	53	7
Carga 2mm	1,8		1,8		6,2		6,0		30,64		30,0		19,6		19,6		5,2		5,1	
Mebr 2mm	0,8		0,8		2,8		2,8		11,9		11,7		8,0		8,0		2,4		2,4	
Carga 2,5mm	2,1		2,1		7,1		7,0		34,5		34,1		21,7		21,7		5,4		5,4	
Mebr 2,5mm	0,8		0,8		2,7		2,7		12,1		11,9		7,8		7,8		2,2		2,2	
Mebr	0,8		0,8		2,8		2,8		12,1		11,9		8,0		8,0		2,4		2,4	
	5º Ponto				4º Ponto				3º Ponto				2º Ponto				1º Ponto			
Umidade	26,9				23,9				19,7				18,1				14,8			
S cil.(cm³)	19,63				19,63				19,63				19,63				19,63			

- Ensaio de Mini-CBR, Mini-Proctor e Expansão para a Jazida São Gonçalo do Amarante – RN

FICHA DE ENSAIO - Mini - CBR - Saturado										
Obra:					Material:	Solo		Furo:	1	
Interessado:	Virgiane				Jazida:	JSGA		Registro:		
Camada	-				Localização:			Leit.Padrã	48,35	
Anel:	K Anel:		0,2318		Energia:	Normal		Constante		
COMPACTAÇÃO MINI - PROCTOR										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Umidade Teórica	10,9		9,0		7,8		6,3		5,0	
Cilindro. n°	42		17		12		9		7	
Peso Solo	227,00		227,00		222,51		208,00		190,00	
Cilindro+Solo	1011,36		1070,23		1034,21		1013,96		1017,90	
LeituraFinal	0,08		5,06		7,57		7,61		8,32	
Altura .cp(mm)	50,35		50,67		50,03		50,23		50,95	
Dados da	Data		Hora		Operador		Observações			
Compactação										
UMIDADE EM ESTUFA										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Capsula No.	99		69		64		9		23	
Massa+Tara	113,63		95,38		103,82		84,65		131,74	
M.Seca+Tara	105,45		89,95		98,52		81,27		126,97	
Tara	30,09		29,58		30,26		27,92		31,16	
Água	8,18		5,43		5,30		3,38		4,77	
M.Seca	75,36		60,37		68,26		53,35		95,81	
Umidade	10,9		9,0		7,8		6,3		5,0	
Umid. média	10,9		9,0		7,8		6,3		5,0	
Dados da	Data		Hora		Operador		Observações			
Umidade										
ENSAIO DE EXPANSÃO COM CP NA IMERSÃO										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Leitura Inicial	6,2		1,61		6,51		8,41		7,66	
Leitura Final	6,2		1,63		6,52		8,42		7,75	
Diferença (mm.)	0,00		0,02		0,01		0,01		0,09	
Expansão (%)	0,00		0,04		0,02		0,02		0,18	
Dados da	Data		Hora		Operador		Observações			
Expansão										
ENSAIO DE ROMPIMENTO MINI-CBR										
	5º Ponto		4º Ponto		3º Ponto		2º Ponto		1º Ponto	
Molda	42		17		12		9		7	
CondiçãoUmidade	saturado		saturado		saturado		saturado		saturado	
Penetração	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras	leituras
0,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,5	10	10	90	90	240	240	210	210	440	440
1,0	20	20	160	160	370	370	330	330	560	560
1,5	35	35	200	200	460	460	430	430	670	670
2,0	50	50	250	250	530	530	500	500	840	840
2,5	60	60	290	290	590	590	560	560	840	840
3,0	70	70	340	340	650	650	630	630	900	900
3,5	80	80	390	390	710	710	690	690	960	960
4,0	90	90	430	430	760	760	750	750	1020	1020
4,5	100	100	460	460	800	800	790	790	1070	1070
5,0	110	110	490	490	840	840	840	840	1120	1120
Dados do	Data		Hora		Operador		Observações			
Rompimento										

RESULTADO DE ENSAIO - Mini - CBR - Saturado																							
Obra:	00											Material:	Solo JSGA					Furo:	1				
Interessac												Jazida:	JSGA					Registro:	0				
Camada:	-											Localização:	0,00					D.Real Grãos					
Anel:	K Anel: 0,2318											Energia:	Normal						2,704				
	5º Ponto				4º Ponto				3º Ponto				2º Ponto				1º Ponto						
Cil. n°	42				17				12				9				7						
Cil.+tara (g)	1011,4				1070,2				1034,2				1014,0				1017,9						
Tara Cil. (g)	824,5				781,7				809,8				820,3				812,0						
Alt cp (mm)	50,35				50,67				50,03				50,23				50,95						
γs (g/cm³)	2,040				2,130				2,175				2,090				1,968						
γs média	2,040				2,130				2,175				2,090				1,968						
	saturado				saturado				saturado				saturado				saturado						
	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg	mm	kg			
0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0			
0,5	10	2	10	2	90	21	90	21	240	56	240	56	210	49	210	49	440	102	440	102			
1,0	20	5	20	5	160	37	160	37	370	86	370	86	330	76	330	76	560	130	560	130			
1,5	35	8	35	8	200	46	200	46	460	107	460	107	430	100	430	100	670	155	670	155			
2,0	50	12	50	12	250	58	250	58	530	123	530	123	500	116	500	116	840	195	840	195			
2,5	60	14	60	14	290	67	290	67	590	137	590	137	560	130	560	130	840	195	840	195			
3,0	70	16	70	16	340	79	340	79	650	151	650	151	630	146	630	146	900	209	900	209			
3,5	80	19	80	19	390	90	390	90	710	165	710	165	690	160	690	160	960	223	960	223			
4,0	90	21	90	21	430	100	430	100	760	176	760	176	750	174	750	174	###	236	###	236			
4,5	100	23	100	23	460	107	460	107	800	185	800	185	790	183	790	183	###	248	###	248			
5,0	110	25	110	25	490	114	490	114	840	195	840	195	840	195	840	195	###	260	###	260			
Carga 2mm	12,0		12,0		59,1		57,6		124,65		121,9		114,9		114,9		185,5		181,3				
Mebr 2mm	5,1		5,1		21,5		21,0		41,7		41,1		39,0		39,0		59,9		58,6				
Carga 2,5mm	14,6		14,6		69,2		68,2		138,6		137,0		130,7		130,7		199,4		197,8				
Mebr 2,5mm	5,4		5,4		23,2		22,9		44,7		44,3		42,4		42,4		63,0		62,7				
Mebr	5,4		5,4		23,2		22,9		44,7		44,3		42,4		42,4		63,0		62,7				
	5º Ponto				4º Ponto				3º Ponto				2º Ponto				1º Ponto						
Umidade	10,9				9,0				7,8				6,3				5,0						
β cil.(cm³)	19,56				19,56				19,56				19,56				19,56						