

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

ANA ISABELLA MARTINS COELHO BRINGEL

**ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS DA ILHA DE SÃO LUÍS COM CAL E CINZA
VOLANTE PARA UTILIZAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO**

São Luís

2018

ANA ISABELLA MARTINS COELHO BRINGEL

**ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS DA ILHA DE SÃO LUÍS COM CAL E CINZA
VOLANTE PARA UTILIZAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Walter Canales Sant'Ana

São Luís

2018

Bringel, Ana Isabella Martins Coelho.

Estabilização de solos da ilha de São Luís com cal e cinza volante para utilização em pavimentação / Ana Isabella Martins Coelho Bringel. – São Luís, 2018.

111 f.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2018.

Orientador: Prof. Dr. Walter Canales Sant'Ana.

1. Estabilização de solos. 2. Cinza volante. 3. Cal hidratada. 4. Solo siltoso. 5. Solo arenoso. 6. Solo argiloso. I. Título.

CDU 624.12:691.51(812.1)

ANA ISABELLA MARTINS COELHO BRINGEL

**ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS DA ILHA DE SÃO LUÍS COM CAL E CINZA
VOLANTE PARA UTILIZAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO**

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Maranhão para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 26/06/2018

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Walter Canales Sant'Ana (Orientador)

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Dr.ª Maria Teresinha de Medeiros Coelho

Universidade Estadual do Maranhão



Prof. Me. Sergio Roberto Guimarães Pantoja

Universidade Estadual do Maranhão

A Deus, autor da minha vida e aos meus pais, Gizele e Américo pelo incentivo, apoio e ensinamentos determinantes para a minha formação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus pelo dom da minha vida e por todo amor e cuidado a mim. Ao lembrar a minha história, sempre enxerguei as Tuas mãos, por isso toda honra e toda a glória. De modo especial, meu coração enche-se de gratidão por mais essa vitória que Tu me concedeste e que bem sabes o quanto sonhei. Eis a minha gratidão.

A Maria Santíssima, por sua intercessão, cuidado de mãe e exemplo de mulher fiel à vontade de Deus.

Aos meus pais Carmem Gizele e Joaquim Américo que nunca mediram esforços para educar seus filhos e que foram capazes de renunciarem, muitas vezes, suas próprias vidas por amor e dedicação. Agradeço também pelo cuidado e preocupação de nunca deixarem faltar nada, mas principalmente o amor de uma família. Ao meu querido pai, que nunca poupou nenhuma demonstração de carinho aos seus filhos, esposa, família e a todos que tem a oportunidade de conhecê-lo, fazendo dele um homem especial. A minha mãe, que é a responsável direta pelos valores que guardo e que me apresentou o altruísmo, a satisfação em ajudar o próximo sem querer nada em troca. Foram tantos os ensinamentos e, mesmo assim, ainda sinto que tenho muito a aprender com vocês. A vocês, resta o meu orgulho de filha e o exemplo de ser humano que sempre procurarei seguir. Todo meu esforço, todo meu estudo, todo meu trabalho sempre foi por vocês e sempre será. Sem o apoio de vocês, nada eu teria conseguido, nada eu seria.

Agradeço à minha avó Filomena, à minha irmã Karlla Karinne e ao meu irmão Joaquim Filho que sempre me apoiaram e estiveram presentes em todos os momentos importantes e difíceis da minha vida. Aos demais familiares que direta e indiretamente fizeram parte das minhas conquistas e acreditam em mim. Sem vocês, eu também não teria conseguido.

Às minhas amigas de vida, que sempre estiveram comigo, e sei que sempre poderei contar, em especial a Andressa Pinheiro, Andressa Schmitt, Elaine e Ruanita.

Às amigas Évila, Laryssa, Mariana Brito, Myrela e Ravanna que compartilharam de todas as minhas noites mal dormidas, do desespero pré e pós prova e entrega de projetos, das minhas crises de perfeccionismo e da minha vida ao longo desses cinco anos de curso. Agradeço mais ainda porque foram pessoas que me levaram para mais próximo de Deus, através de suas orações e exemplos de dedicação às coisas do alto. Aos meus amigos Cleison e Guilherme, por toda a ajuda e companheirismo. Minha gratidão a todos vocês!

À OPUS Engenharia Jr. que bastante contribuiu com a minha formação acadêmica, profissional e pessoal, e pela qual tenho muito orgulho de ter feito parte.

Ao meu orientador, professor, Dr. Walter Canales Sant'Ana, pelo apoio, respeito, paciência, incentivo, confiança e dedicação ao longo deste trabalho, fundamentais para a conclusão desta importante etapa da minha vida. A professora, Dr.^a Maria Teresinha de Medeiros Coelho que sempre me ouviu e sanou minhas dúvidas com presteza. O meu muito obrigado!

À Márcia e Thaís pela permissão de usar seus estudos e por todo suporte durante a realização deste trabalho.

Enfim, a todos que direta ou indiretamente fizeram parte dessa caminhada e contribuíram para que eu chegasse hoje aqui.

*“Os nossos valores nos levarão a cuidar de pessoas das
quais não sabemos os nomes”.*

Autor desconhecido

RESUMO

Os problemas relacionados ao crescimento da matriz de transporte inferior a demanda por infraestrutura adequada tem sido uma preocupação dos gestores públicos em vista ao impulso econômico que o país necessita. Certamente, uma das causas mais visíveis é o problema do alto custo para a construção de pavimentos, que costuma ser resultado da ausência de materiais locais tecnicamente viáveis. Durante vários anos, tanto no Brasil como em outros países, a estabilização de solos com outros materiais vem sendo aplicada constantemente para solucionar a escassez de materiais adequados à pavimentação (UBALDO *et al.*, 2010 *apud* LOPES, 2011). Há algumas décadas, a estabilização de solo com cinza volante e cal tem sido motivo de muitos estudos (PINTO, S. 1971; NARDI, 1975; MALLMANN, 1996). A cinza volante é um resíduo industrial produzido pela queima de carvão mineral, e muitas vezes descartada de forma indevida no meio ambiente, trazendo prejuízos para o mesmo. Diversos estudos constataram que este resíduo, quando reage com a cal, gera um composto com reações cimentantes, melhorando, assim, as propriedades do solo. Neste contexto, propõe-se com este trabalho comparar o efeito da adição de cinza volante e cal hidratada como melhorador das propriedades mecânicas dos solos siltoso, arenoso e argiloso da ilha de São Luís estudados por Almeida, M. (2016), Torres (2017) e Bringel (2018). Para efeito comparativo, foram considerados os ensaios de caracterização física e mecânica (Ensaio de Compactação, Índice de Suporte Califórnia e Resistência à Compressão Simples). Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados em amostras compactadas na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima correspondente, com teores de cinza de 8%, 12% e 16% e cal no teor de 4%. Os resultados indicam que os três solos tiveram suas resistências melhoradas com adição desses materiais e que a mistura ótima em todos eles tendeu a situar-se a uma proporção de 12% de cinza acrescidos de 4% de cal. Contudo, apenas o solo argiloso mostrou-se satisfatório para a utilização em camada de base.

Palavras-chave: Estabilização de solos; solo siltoso; solo arenoso; solo argiloso.

ABSTRACT

The issues related to the transport matrix lower than the demand for adequate infrastructure has been a concern of public managers regarding the economical boosting that the country needs. Indeed, one of the most visible causes is the problem of the high cost of pavement construction, which is usually the result of the absence of technically feasible local materials. For many years, as in Brazil as in other countries, the stabilization of soils with other materials has been constantly applied to solve the shortage of materials suitable for paving (UBALDO et al., 2010 apud LOPES, 2011). Some decades ago, stabilization of soil with fly ash and lime has been the reason for many studies (PINTO, S. 1971; NARDI, 1975; MALLMANN,1996). Fly ash is an industrial residue produced by the burning of coal, and often discarded unduly in the environment, causing damage. Several studies have found that this residue, when reacted with lime, generates a compound with cementing reactions, improving soil properties as a result. In this scenario, this work propose to compare the effect of the addition of fly ash and lime as an improvement of the mechanical properties of the three soils of the island of São Luís studied by Almeida, M. (2016), Torres (2017), and Bringel (2018). For comparative purposes, the physical and mechanical characterization tests (compression test and resistance to simple compression) were considered. The tests of simple compression strength were taken in compacted samples at optimum moisture and corresponding maximum specific dry bulk density, with 8%, 12% and 16% ash contents and lime at 4% content. The results indicate that both of the three soils had their improved strengths with addition of these materials and that the optimum blend in all of them tended to be at a ratio of 12% ash plus 4% lime. However, only clayey soil proved to be satisfactory for base layer use.

Keywords: Soil stabilization; silt soil; sandy soil; clay soil.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Camadas do Pavimento.....	24
Figura 2- Distribuição de tensões nos pavimentos flexíveis	27
Figura 3 - Pavimento flexível	28
Figura 4 – Distribuição de tensões nos pavimentos rígidos	29
Figura 5 - Pavimento rígido.....	29
Figura 6 – Pavimento semirrígido	30
Figura 7 - Fases de um solo	31
Figura 8- Água contida no solo	33
Figura 9 – Distribuição da água com identificação de cargas elétricas.....	33
Figura 10 – Classificação do solo segundo o sistema TRB.....	36
Figura 11 – Gráfico de plasticidade.....	37
Figura 12 – Classificação do solo segundo SUCS	37
Figura 13 – Processo de combustão do carvão mineral.....	39
Figura 14 – Consumo do carvão e produção da cinza nas principais termelétricas	41
Figura 15 – Exigências físicas e químicas das cales hidratada.....	43
Figura 16 – Efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para alguns tipos de solos estabilizados com cal	50
Figura 17 - Estimativa da quantidade de cal em função do tipo de solo	51
Figura 18 – Localização da área de coleta do solo siltoso.....	55
Figura 19 – Aspecto da jazida de solo siltoso.	56
Figura 20 - Aspecto do solo arenoso.	56
Figura 21 – Localização da área de coleta do solo argiloso.	57
Figura 22 - Aspecto da jazida de solo siltoso.	57
Figura 23 - Amostra de Cinza.....	58
Figura 24 - Amostra de cal.	58
Figura 25 - Leitura de simbologia das misturas	60
Figura 26 - Fluxograma da preparação da amostra de solo para ensaio de caracterização	62
Figura 27 – Etapas da Análise Granulométrica	65
Figura 28 - Limites de Consistência	65
Figura 29- Aparelho de Casagrande	67

Figura 30 – Etapas do Ensaio do Limite de Liquidez: (a) preparo da amostra; (b) concha do aparelho Casagrande após a junção das bordas; (c) amostras secas, a fim de determinar a umidade	68
Figura 31 - Etapas de execução do ensaio de limite de plasticidade do solo siltoso: (a) preparo da amostra; (b) retirado cerca de 20g; (c) moldagem de cilindro de aproximadamente 3 mm; (d) cilindro partido em pedaços de 10 cm; (e) cilindro de solo após pressão de rotação; (f) transferência do cilindro desagregado para cápsula	69
Figura 32 - Etapas do ensaio de Densidade Real.....	70
Figura 33 – Execução da compactação.....	72
Figura 34 – Etapas do ensaio de compactação: (a) rasamento do excesso de material; (b) pesagem do conjunto cilindro mais amostra.	73
Figura 35 – Corpo de prova imerso em água	74
Figura 36 – Ensaio na Prensa Automática.....	75
Figura 37 – Etapas de moldagem e cura para o ensaio de RCS	77
Figura 38 - Ruptura do corpo de prova.....	78
Figura 39 - Curvas granulométricas dos solos em estudo	81
Figura 40 – Histograma das frações grossas e finas dos solos em estudo.....	82
Figura 41 – Curvas de compactação do solo siltoso e suas misturas	87
Figura 42 – Variação da MEAS _{máx} com o teor de cinza volante da mistura com solo siltoso.....	88
Figura 43 - Variação da U _{ot} com o teor de cinza volante da mistura com solo siltoso	88
Figura 44 - Curvas de compactação do solo arenoso e suas misturas	89
Figura 45 - Variação da MEAS _{máx} com o teor de cinza volante da mistura com solo arenoso	90
Figura 46 - Variação da U _{ot} com o teor de cinza volante da mistura com solo arenoso	91
Figura 47 - Curvas de compactação do solo argiloso e suas misturas.....	92
Figura 48 - Variação da MEAS _{máx} com o teor de cinza volante da mistura com solo argiloso	93
Figura 49 - Variação da U _{ot} com o teor de cinza volante da mistura com solo argiloso.....	93
Figura 50 - Relação entre MEAS _{máx} e teores de cinza volante na mistura solo-cinza para os solos em estudo.....	94
Figura 51 - Relação entre MEAS _{máx} e teores de cinza volante na mistura solo-cinza-cal para os solos em estudo	95

Figura 52 – Relação entre MEASmáx e teores de cal na mistura solo-cal para os solos em estudo.....	95
Figura 53 - Relação entre Uot e teores de cinza na mistura solo-cinza para os solos em estudo	96
Figura 54 - Relação entre Uot e teores de cinza na mistura solo-cinza-cal para os solos em estudo.....	96
Figura 55 - Relação entre Uot e teores de cal na mistura solo-cal para os solos em estudo	97
Figura 56 – Histograma dos valores de RCS dos solos naturais.	103
Figura 57 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cinza 8%.....	103
Figura 58 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cinza 12%.....	103
Figura 59 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cinza 16%.....	104
Figura 60 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cal-cinza 8%.....	104
Figura 61 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cal-cinza 12%.....	104
Figura 62 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cal-cinza 16%.....	105
Figura 63 – Histograma dos valores de RCS dos solos puros e misturas solo-cal.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Terminologia usada no SUCS	38
Tabela 2 - Composição e Teores das Misturas estudadas neste trabalho	60
Tabela 3 - Classificação Jenkins.....	66
Tabela 4 - Tabela resumo das considerações do ensaio de compactação dos solos em estudo.	73
Tabela 5 - Composição granulométrica dos solos em estudo.....	80
Tabela 6 - Resultados dos ensaios de Limites de Consistência para os solos em estudo	83
Tabela 7 - Resultados da densidade real dos solos	84
Tabela 8 - Resultado da caracterização dos solos utilizados neste trabalho.....	85
Tabela 9 - Resultados do ensaio de compactação do solo siltoso e suas misturas	86
Tabela 10 - Resultados do ensaio de compactação do solo arenoso e suas misturas	89
Tabela 11 - Resultados do ensaio de compactação do solo argiloso e suas misturas.....	91
Tabela 12 – Resultados do ISC dos três solos em estudo.....	97
Tabela 13 – Resultados dos ensaios mecânicos realizados no solo siltoso e suas misturas	99
Tabela 14 - Resultados dos ensaios mecânicos realizados no solo arenoso e suas misturas..	100
Tabela 15 - Resultados dos ensaios mecânicos realizados no solo argiloso e suas misturas.	101

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACAA	<i>American Coal Ash Association</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CNT	Confederação Nacional do Transporte
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
HRB	<i>Highway Research Board</i>
ISC	Índice de Suporte Califórnia
NBR	Norma brasileira
RCS	Resistência à Compressão Simples
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral
SUCS	Sistema Unificado de Classificação do Solo
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
USC	<i>Unified Soil Classification System</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

%	por cento
≈	aproximadamente igual
=	igual a
<	menor que
>	maior que
≤	menor ou igual
≥	maior ou igual
”	polegada
cm	centímetro
c.mm	centimilímetros
cm ³	centímetro cúbico
g	grama
kg	quilograma
kg/cm ²	quilograma por centímetro quadrado
kg/m ³	quilograma por metro cúbico
kgf	quilograma-força
lb	libra
m	metro
min	minuto
ml	mililitro
mm	milímetro
mm/min	milímetro por minuto
MN.m	Meganewton metro
MPa	Megapascal
N	Número de repetições do eixo-padrão

N.m/m ³	Newton metro por metro cúbico
pH	potencial Hidrogeniônico
KN/m ²	Quilonewton por metro quadrado
°C	graus Celsius

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	TÍTULO.....	20
1.2	OBJETIVOS.....	20
1.2.1	Objetivo Geral	20
1.2.2	Objetivos Específicos.....	20
1.3	JUSTIFICATIVA	20
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	PAVIMENTO.....	23
2.1.1	Camadas.....	23
2.1.1.1	Revestimento	24
2.1.1.2	Base	24
2.1.1.3	Sub-base	25
2.1.1.4	Reforço de Subleito	26
2.1.1.5	Subleito.....	26
2.1.2	Tipos de Pavimentos.....	27
2.1.2.1	Pavimentos flexíveis.....	27
2.1.2.2	Pavimentos rígidos	28
2.1.2.3	Pavimento Semirrígido	29
2.2	MATERIAIS UTILIZADOS EM MISTURA SOLO-CINZA-CAL	30
2.2.1	Solo.....	30
2.2.1.1	Classificação dos solos para finalidades rodoviárias.....	34
2.2.1.1.1	<i>Classificação TRB (antigo HRB).....</i>	<i>34</i>
2.2.1.1.2	<i>Sistema Unificado de Classificação do Solo – SUCS</i>	<i>36</i>
2.2.2	Cinza Volante.....	38
2.2.2.1	Aproveitamento das cinzas volantes de carvão mineral	40
2.2.2.2	Cinza e o meio ambiente	41
2.2.3	Cal.....	42
2.3	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	44
2.3.1	Estabilização mecânica	45
2.3.2	Estabilização física.....	46
2.3.3	Estabilização química.....	47

2.3.3.1	Solo-cimento.....	48
2.3.3.2	Solo-cal.....	48
2.3.3.3	Solo-cinza-cal.....	52
3	MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS.....	55
3.1	MATERIAIS.....	55
3.1.1	Solos.....	55
3.1.1.1	Solo Siltoso.....	55
3.1.1.2	Solo Arenoso.....	56
3.1.1.3	Solo Argiloso.....	56
3.1.2	Cinza Volante.....	57
3.1.3	Cal.....	58
3.1.4	Água.....	59
3.1.5	Misturas solo-cinza-cal.....	59
3.2	COLETA DOS MATERIAIS.....	61
3.3	PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	61
3.4	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	63
3.4.1	Análise granulométrica.....	63
3.4.2	Limites de Consistência (ou Limites de Atterberg).....	65
3.4.2.1	Limite de Liquidez.....	66
3.4.2.2	Limite de Plasticidade.....	68
3.4.3	Densidade Real.....	69
3.5	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA.....	71
3.5.1	Ensaio de Compactação.....	71
3.5.2	Índice de Suporte Califórnia.....	74
3.5.3	Ensaio de Resistência à Compressão Simples.....	76
3.5.3.1	Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova.....	76
3.5.3.2	Determinação da Resistência à Compressão Simples.....	78
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	80
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS.....	80
4.1.1	Análise Granulométrica.....	80
4.1.2	Limites de Consistência.....	83
4.1.3	Densidade Real.....	83
4.1.4	Classificação dos Solos.....	84

4.2	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS SOLOS	85
4.2.1	Ensaio de Compactação	86
4.2.1.1	Solo Siltooso.....	86
4.2.1.2	Solo Arenoso	88
4.2.1.3	Solo Argiloso.....	91
4.2.1.4	Análise conjunta dos três solos – parâmetros de compactação	93
4.2.2	Índice de Suporte Califórnia (ISC)	97
4.2.3	Resistência à Compressão Simples (RCS)	98
4.2.3.1	Solo Siltooso.....	98
4.2.3.2	Solo Arenoso	100
4.2.3.3	Solo Argiloso.....	100
4.2.3.4	Análise comparativa dos três solos segundo seus resultados de RCS.....	101
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
	REFERÊNCIAS	109

1 INTRODUÇÃO

A Confederação Nacional do Transporte (CNT), em pesquisa divulgada em junho de 2017, apontou que de 2001 a 2015, a extensão das rodovias pavimentadas cresceu 23,2%, enquanto a frota aumentou 184,2%. Isso mostra que o crescimento da malha rodoviária não acompanha a demanda por infraestrutura para escoamento da produção nem para o deslocamento de pessoas.

Dentre as consequências dessa situação, vale destacar a necessidade de volumes significativos de materiais. Contudo, na engenharia geotécnica, o solo, principal material utilizado, é um material complexo e muito variável, sendo comum que não preencha total ou parcialmente as exigências técnicas e econômicas, precisando, assim, de alternativas para o seu melhoramento (VIZCARRA, 2010). Uma das opções é a estabilização dos solos.

Estabilizar um solo significa alterar as propriedades do material de forma que resulte um melhor comportamento no que tange às condições técnicas, seja atribuindo-lhe parâmetros de resistência adequados ou melhorando-os através da adição de outros materiais. (VIZCARRA, 2010; MELIANDE, 2014).

Diante do papel fundamental da engenharia civil em prol das políticas de preservação do meio ambiente, é cada vez mais crescente o estudo do aproveitamento e da aplicação de materiais reciclados para o melhoramento dos solos (MELIANDE, 2014).

Um destes materiais é a cinza volante, que é um resíduo industrial proveniente da queima do carvão mineral e com grande interesse de aproveitamento, por ser produzido em grande volume, possuir características cimentantes e, em alguns casos, sua destinação final ser um problema ambiental (ROSA, 2009). Além disso, quando adicionada a cal, tem sua propriedade pozolânica potencializada.

A cal consiste no estabilizante mais econômico e mais utilizado na estabilização de solos, com aplicação em pavimentação e aterros. Utilizada desde a antiguidade, o estudo da sua aplicação tem sido tema de diversas pesquisas, comprovando sua eficiência no aumento da capacidade de suporte e na redução de recalques (ROSA, 2009).

Sendo assim, a utilização de cinza volante e da cal apresenta-se como vantajosa para estabilização de solos. De modo particular, essas misturas mostram-se como solução adequada para o Estado do Maranhão, pois a cinza volante é um resíduo industrial gerado em empresas locais.

Dessa maneira, este trabalho de monografia surge como um apanhado dos estudos realizados por Almeida, M. (2016), Torres (2017) e Bringel (2018), na tentativa de comparar os efeitos desses agentes estabilizantes como melhorador de suas propriedades para uso em camadas de base do pavimento, de forma a incentivar a utilização desse tipo de estabilização como solução para determinados solos locais.

1.1 TÍTULO

Estabilização de solos da ilha de São Luís com cal e cinza volante para a utilização em pavimentação.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Comparar os efeitos da adição de cinza volante e cal aos solos arenoso, siltoso e argiloso da ilha de São Luís como melhorador de suas propriedades para uso em camadas de base do pavimento.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Apresentar a caracterização física e mecânica dos solos e das misturas;
- Analisar a viabilidade técnica das misturas na construção de base do pavimento;
- Comparar os resultados do ensaio de Resistência à Compressão Simples para as misturas;

1.3 JUSTIFICATIVA

Em muitos lugares ao redor do mundo, o uso de resíduos para construção de estradas foi visto como uma solução adequada para reduzir a quantidade de disposição de resíduos e fornecer materiais alternativos (UBALDO et al., 2010 *apud* LOPES, 2011). Tal solução é principalmente recomendada para locais onde há alta demanda de materiais de

construção em comparação com a disponibilidade de materiais naturais, bem como onde há falta de espaço para disposição de resíduos. Nesse contexto, a utilização de materiais reciclados torna-se vantajosa para a indústria que gera resíduos, assim como para empresas de construção civil que optam por alternativas sustentáveis. A cinza volante surge, então, como uma opção de material reciclado ideal para estabilização química de solos, sendo capaz de proporcionar expressivo ganho de resistência quando comparado ao solo natural.

Além disso, a cinza volante, quando misturado com cal, apresenta ainda mais vantagens na estabilização de solos, combinando técnica, uma vez que tem características cimentantes potencializadas, sustentabilidade, tendo em vista o valor agregado do rejeito, e economia, dada a redução de gastos de ocupação de áreas de deposição de cinza e barateamento do preço do material para pavimentação.

Nesse sentido, ao longo dos últimos três anos foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Estadual do Maranhão, por Almeida, M. (2016), Torres (2017) e Bringel (2018), estudos sobre o efeito da adição de cinza volante e cal nos solos siltoso, arenoso e argiloso de São Luís, respectivamente.

Contudo, com todos esses estudos realizados comprovando a eficiência de misturas de solo com cinza volante e cal na estabilização de solos locais, ainda não existia um estudo comparativo entre os três tipos de solos. Portanto, surge também a necessidade de analisar o comportamento dos diferentes solos locais quando estabilizados com esses agentes melhoradores.

Desta forma, considerando que o estado do Maranhão, assim como o restante do país, necessita de materiais com vantagens técnica, econômica e ambiental para o crescimento da malha rodoviária, o presente estudo visa contribuir para a utilização do cinza volante com ou sem cal na estabilização de solos.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em cinco capítulos, conforme apresentado abaixo:

No primeiro capítulo são apresentadas a introdução, os objetivos geral e específicos, justificativa e a organização do trabalho.

No segundo capítulo, é apresentada uma revisão da literatura pertinente ao tema em questão.

No terceiro capítulo, é apresentada a descrição dos materiais utilizados e a metodologia dos ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica dos solos e das misturas.

No quarto capítulo, são mostrados os resultados obtidos e consequente discussão sobre eles, dando ênfase para os resultados do ensaio de Compressão Simples.

No quinto capítulo, são apresentadas as considerações finais e uma apreciação a respeito do trabalho e dos resultados obtidos.

E por fim, são apresentadas todas as referências bibliográficas que serviram como base para a elaboração desta monografia.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica aborda uma breve consideração sobre o pavimento e sobre os materiais utilizados em misturas solo-cinza-cal. São também apresentados conceitos fundamentais sobre estabilização de solos para construção de camadas de pavimento, com foco na estabilização química.

2.1 PAVIMENTO

Senço (2007) define pavimento como a estrutura construída sobre a plataforma de terraplenagem e destinada, técnica e economicamente, a resistir e distribuir os esforços verticais oriundos do tráfego, melhorar as condições de rolamento quanto ao conforto e segurança e resistir aos esforços horizontais (desgaste).

Para Bernucci *et al.* (2006), pavimento é uma estrutura constituída por um sistema de camadas ascendentes sobre uma fundação (subleito) e cujo comportamento estrutural depende da espessura de cada uma das camadas, da rigidez destas e do subleito, bem como da interação entre as múltiplas camadas do pavimento.

A concepção da estrutura do pavimento e a seleção dos materiais a serem empregados dependem principalmente: do tráfego, da disponibilidade dos materiais da região, do relevo e condições climáticas e da geometria e condições de drenagem da via (BERNUCCI *et al.*, 2006).

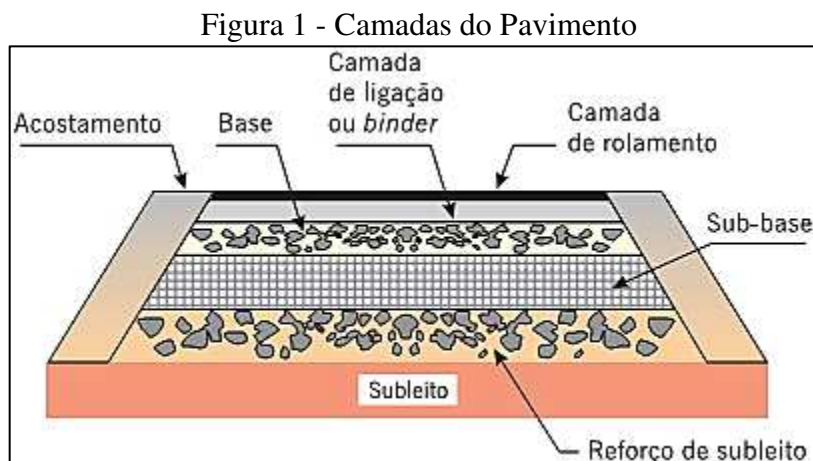
No que tange ao comportamento estrutural, o pavimento recebe os esforços provenientes do tráfego de veículos, sendo este distribuído por diversas camadas, de forma que o subleito da rodovia receba uma parcela bem atenuada desses esforços.

Sendo assim, as camadas do pavimento são diferentes entre si, pois os esforços oriundos do tráfego são maiores nas camadas superiores do pavimento em comparação as inferiores, necessitando, desta forma, que as camadas superiores possuam maiores resistências.

2.1.1 Camadas

A seção transversal típica de um pavimento (Figura 1) é constituída por quatro camadas principais: revestimento, base, sub-base e reforço de subleito. Dependendo de alguns

fatores, como volume de tráfego e matérias disponíveis, pode ser que uma ou mais camadas sejam suprimidas (BERNUCCI *et al*, 2006).



Fonte: BERNUCCI *et al.*, 2006.

2.1.1.1 Revestimento

O revestimento, também chamado de capa de rolamento é uma camada impermeável, que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos e destinada a melhorar as condições de tráfego quanto ao conforto e segurança, além de resistir ao desgaste, aumentando, portanto, a durabilidade da estrutura (SENÇO, 2007).

Conforme Bernucci *et al* (2006, p. 338), “os revestimentos das estruturas de pavimento em geral são submetidos a esforços de compressão e de tração devido à flexão, ficando as demais camadas submetidas principalmente à compressão”.

No método de dimensionamento de pavimento do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), por exemplo, a camada de revestimento tem espessura adotada, não podendo servir como medida que venha reduzir sua resistência, pois representa uma parte do pavimento que é constituído de material mais apto a garantir a eficiência no seu comportamento (SENÇO, 2007).

Dessa maneira, o problema a ser examinado e resolvido quanto ao fato de se fixar a espessura do revestimento para, em seguida, calcular as espessuras das demais camadas é, sim, econômico, pois o revestimento é a camada de maior custo unitário. Sendo assim, para muitos casos, é preferível na execução original do pavimento, optar por reduzir a capa de rolamento, em função de uma estrutura mais resistente e estável das camadas inferiores (SENÇO, 2007).

2.1.1.2 Base

É a camada da estrutura do pavimento destinada a resistir e distribuir os esforços verticais oriundos do tráfego e sobre a qual o revestimento será construído, situado acima da sub-base, quando existente, ou sobre o subleito (SOUZA, 2004 *apud* SOUZA, 2014).

As bases, de maneira geral, são agrupadas, segundo Sartori (2015), em: rígidas (Concreto de Cimento, Concreto Compactado com Rolo e Macadame Cimentado) e semirrígidas (Solo-cimento, solo-cal e Base Granular Tratada com Cimento).

De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT (2006), os materiais para base de um pavimento flexível devem apresentar Limite de Liquidez (LL) $\leq 25\%$, Índice de Plasticidade (IP) $\leq 6\%$, Índice de Suporte Califórnia/ Califórnia Bearing Ratio (ISC/CBR) $\geq 80\%$ e expansão $\leq 0,5\%$ (medida com uma sobrecarga de 10 lb). Como exceção, temos: os materiais que apresentam o limite de liquidez superior a 25% e índice de plasticidade superior a 6%, desde que o equivalente de areia seja superior a 30; e, para um número de repetições do eixo-padrão de $N \leq 5 \times 10^6$, que o CBR pode ser $\geq 60\%$.

“Desta forma, é de se esperar que solos naturais não alcancem por si só valores altos de CBR, daí então se têm a necessidade de incorporar aditivos ao solo, para que este possa enfim ser empregado como base” (SARTORI, 2015, p.26).

Para alguns aditivos incorporados ao solo, como cal e cinza, não se têm normas específicas para execução de camadas do pavimento, sendo necessário serem consultadas outras normas.

Nesse sentido, para as misturas solo-cal, solo-cinza e solo-cinza-cal, objeto desse estudo, deve ser consultada a norma do DNIT 143/2010 – ES: Pavimentação de Base de solo-cimento – Especificação de Serviço, que determina para a mistura de solo-cimento ter aos 7 (sete) dias uma resistência à compressão com valor mínimo de 21 kg/cm², ou 2,1 MPa.

2.1.1.3 Sub-base

A sub-base pode ser definida como a estrutura do pavimento, complementar a base, quando, por critérios técnicos e econômicos, não for estabelecido construir a base diretamente sobre a regularização ou reforço do subleito (SENÇO, 2007).

Com exceção do pavimento de estrutura invertida, o material constituinte da sub-base deverá ter características tecnológicas superiores às do material de reforço de subleito e

do subleito; e, conseqüentemente, o material da base deverá ser de melhor qualidade que o material da sub-base (SENÇO, 2007).

Segundo o DNIT (2006), um material adequado para construir a sub-base de um pavimento deve possuir $CBR \geq 20\%$, índice de grupo (IG) = 0 e expansão $\leq 1\%$ (medida com sobrecarga de 10 lb).

2.1.1.4 Reforço de Subleito

O reforço de subleito é a camada de espessura constante, construída, se necessário, acima do subleito, com características tecnológicas superiores às da camada final de terraplanagem e inferiores às da camada imediatamente superior (SENÇO, 2007).

O reforço de subleito é comumente associado à fundação. Contudo, essa relação é meramente formal, pois esta camada é parte constituinte especificamente do pavimento e tem função de complemento da sub-base. Desta forma, o reforço de subleito também é destinado a resistir e distribuir esforços verticais, não tendo as características de absorver definitivamente esses esforços, o que é propriedade específica do subleito (SENÇO, 2007).

Segundo o DNIT (2006), os materiais adequados para o reforço do subleito são aqueles que apresentam CBR superior ao do subleito e expansão $\leq 1\%$ (medida com uma sobrecarga de 10 lb).

2.1.1.5 Subleito

O subleito é o terreno de fundação no qual será apoiado todo o pavimento, devendo ser considerado apenas a camada próxima da superfície, pois, as pressões exercidas são reduzidas à medida que se aprofunda no maciço (SENÇO, 2007).

O material utilizado para o subleito é composto de material natural consolidado e compactado ou por material transportado e em seguida compactado, correspondendo respectivamente, cortes do corpo estradal e aterros (BALBO, 2007).

Quanto às especificações desse material, Marques (2006 *apud* SOUZA, 2014) diz que, para material de subleito com $CBR < 2\%$, deve-se substituí-lo por outro de melhor resistência ($CBR > 2\%$) até pelo menos 1,00 m.

É preciso deixar claro que, quando o terreno do subleito for irregular, deve-se efetuar a sua regularização após o término dos trabalhos de limpeza e movimentação de terra,

cuja função é conformá-lo transversalmente e longitudinalmente, corrigindo algumas falhas de terraplanagem (SOUZA, 2004 *apud* SOUZA, 2014).

2.1.2 Tipos de Pavimentos

Os pavimentos são divididos em três categorias: os semirrígidos, que serão nosso principal objeto de estudo, os flexíveis e os rígidos.

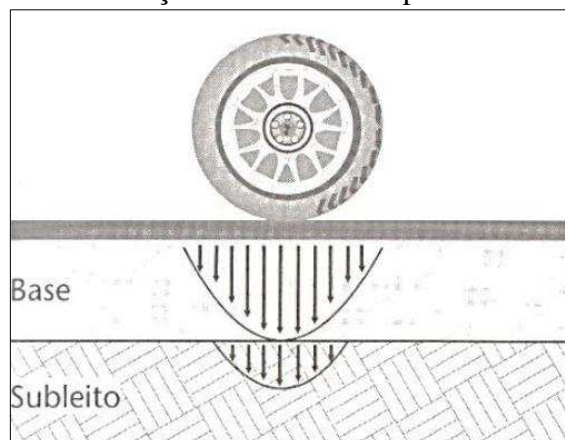
2.1.2.1 Pavimentos flexíveis

Os pavimentos flexíveis são aqueles em que as deformações, até certo limite, não levam ao rompimento. São dimensionados para resistir aos esforços de compressão e tração na flexão, resultado do aparecimento das bacias de deformações sob as rodas dos veículos, que levam a estrutura a deformações permanentes e ao rompimento por fadiga (SENÇO, 2007).

Segundo DNIT (2006), o pavimento flexível é aquele em que todas as camadas sofrem deformação elástica significativa (daí o nome flexível), que, por sua vez, se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas.

Balbo (2007) explica que uma carga atuante sobre um pavimento flexível impõe na estrutura um campo de tensões muito concentrado nas proximidades do ponto de aplicação dessa carga, conforme mostra a figura 2.

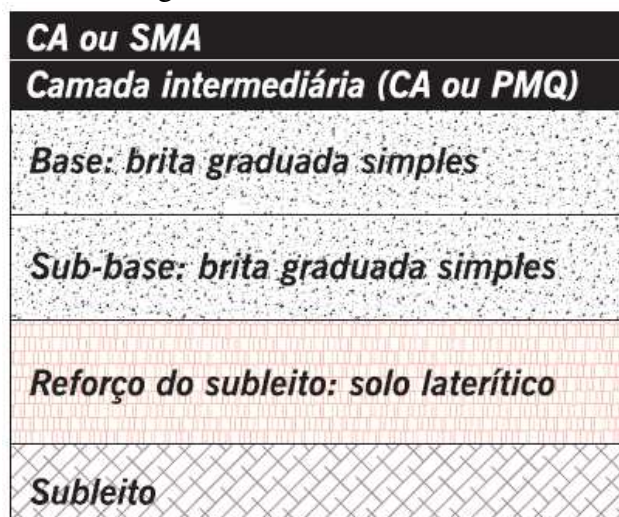
Figura 2- Distribuição de tensões nos pavimentos flexíveis



Fonte: BALBO, 2007.

Como exemplo de pavimento flexível, tem-se aquele construído com revestimento de concreto asfáltico e camadas inferiores de materiais granulares. Na figura 3, é apresentada uma estrutura tipo de um pavimento flexível.

Figura 3 - Pavimento flexível



Fonte: BERNUCCI *et al.*, 2006.

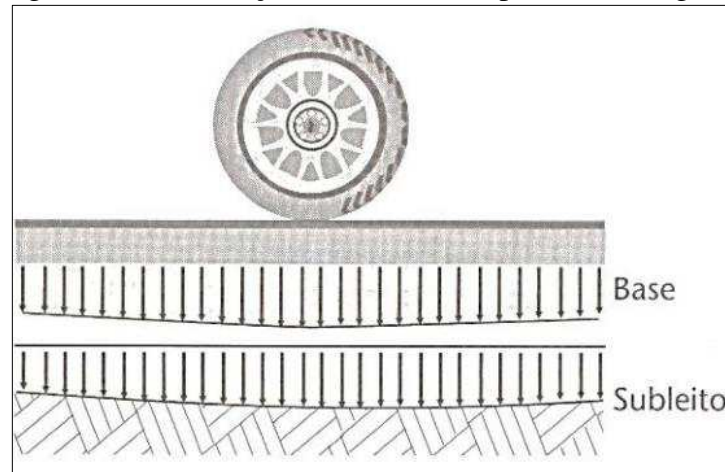
2.1.2.2 Pavimentos rígidos

O Manual de Pavimentação do DNIT (2006) explica que os pavimentos rígidos são aqueles em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas subjacentes e, conseqüentemente, absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado.

Senço (2007) explica, ainda, que os pavimentos rígidos são aqueles pouco deformáveis e que, quando sujeitos a deformações, rompem por tração na flexão.

Segundo Balbo (2007), em um pavimento rígido se verifica um campo de tensões bem mais disperso, com os efeitos de carga distribuídos de maneira semelhante em toda a dimensão de placa (figura 4), o que proporciona menores magnitudes de esforços verticais (pressões) sobre o subleito.

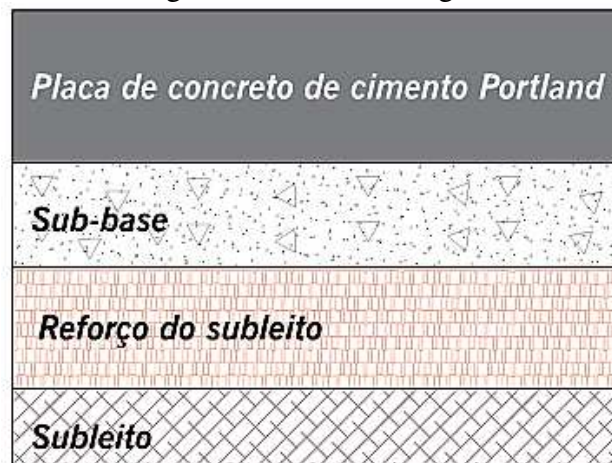
Figura 4 – Distribuição de tensões nos pavimentos rígidos



Fonte: BALBO, 2007.

Um exemplo de pavimento rígido é o pavimento de placas de Concreto de Cimento Portland, que, por sua vez, lhe conferem elevado Módulo de Elasticidade e capacidade de distribuir a carga sobre uma área relativamente maior do subleito (SARTORI, 2015). A figura 5 mostra a estrutura de um pavimento rígido.

Figura 5 - Pavimento rígido

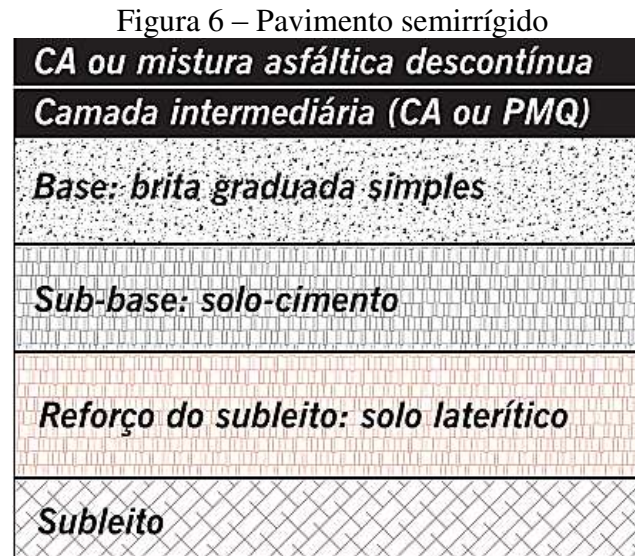


Fonte: BERNUCCI *et al.*, 2006.

2.1.2.3 Pavimento semirrígido

O pavimento semirrígido constitui a situação intermediária entre os pavimentos flexíveis e os rígidos. A característica principal desses pavimentos é a presença de uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias, como o solo cimento, o qual absorve boa parte dos esforços do tráfego (DNIT, 2006).

Um exemplo típico desses pavimentos semirrígidos são aqueles compostos de revestimentos asfáltico e camadas de solo-cimento, solo-cal, dentre outros. Na figura 6, é apresentada uma estrutura tipo de um pavimento semirrígido.



Fonte: BERNUCCI *et al.*, 2006.

2.2 MATERIAIS UTILIZADOS EM MISTURA SOLO-CINZA-CAL

2.2.1 Solo

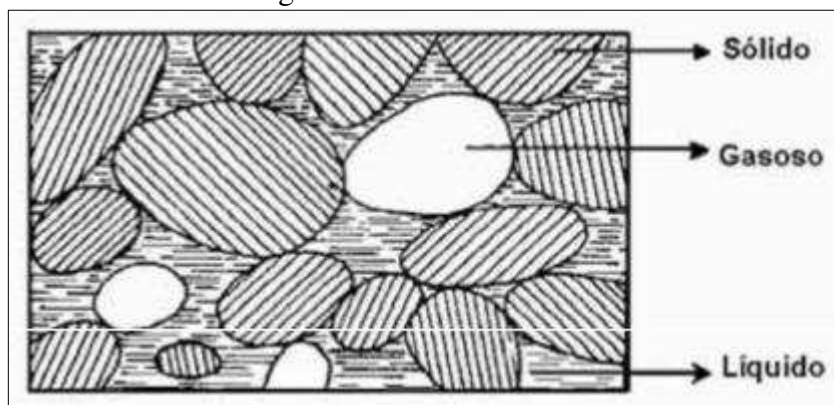
Do ponto de vista da geologia, define-se solo como sendo o material proveniente da desagregação das rochas pela ação de agentes de intemperismo (DNIT, 2006).

Na engenharia, solo corresponde a todo material da crosta terrestre que não oferece resistência à escavação mecânica e que em contato prolongado com a água perde totalmente sua resistência (CAPUTO, 1988).

De acordo com a origem dos seus constituintes, os solos podem ser divididos em solos residuais e solos transportados, introduzindo informações quanto à granulometria e o comportamento (AZEVEDO, 2010). Os solos residuais são tipicamente bem graduados ou com presença de pouco material fino, formado pela decomposição da rocha sem transporte de material e com características semelhantes a da rocha de origem. Já os solos transportados, são formados em sua maioria de materiais de pequena granulometria e resultado do transporte de materiais decompostos por meio de um agente transportador.

Senço (2007) considera que o solo é um sistema polifásico (figura 7), composto por um conjunto de partículas sólidas e de vazios preenchidos total ou parcialmente de água (fase líquida) e gás (fase gasosa).

Figura 7 - Fases de um solo



Fonte: SENÇO, 2007.

A fase sólida, a depender da rocha de origem e dos fatores que interferiram na formação do solo, é formada de partículas de dimensões, forma e natureza químicas e mineralógicas diversas. Desta forma, todas essas propriedades são relevantes para identificação do solo, sendo a classificação segundo o diâmetro das partículas uma das mais importantes (SENÇO, 2007).

Do ponto de vista da textura, as dimensões relativas a cada fração de solo variam conforme o critério e necessidades das organizações tecnológicas e normativas. Para o DNIT (2006) a escala granulométrica adotada considera as seguintes frações de solos:

a) Pedregulho: é a fração do solo que passa na peneira (3") e é retida na peneira de 2,00 mm (nº10);

b) Areia: é a fração do solo que passa na peneira de 2,00 mm (nº10) e é retida na peneira de 0,075 mm (nº200);

Areia grossa: é a fração compreendida entre as peneiras de 2,00 mm (nº10) e 0,42 mm (nº40);

Areia fina: é a fração compreendida entre as peneiras de 0,42 mm (nº40) e 0,075 mm (nº200);

c) Silte: é a fração com tamanhos de grãos entre a peneira 0,075 mm (nº200) e 0,005 mm;

d) Argila: é a fração com tamanhos de grãos abaixo de 0,005 mm (argila coloidal é a fração com tamanhos de grãos abaixo de 0,001mm).

Contudo, deve-se ressaltar que a classificação segundo a textura é insuficiente para caracterizar um solo, visto que, na natureza, os solos são constituídos de mais de uma das frações acima citadas e uma dada fração pode ser determinante no comportamento geral do solo. Sendo assim, empregam-se as seguintes denominações (DNIT, 2006):

a) Areia e pedregulho (solo de comportamento arenoso) – são solos de granulação grossa, com grãos de formas cúbicas ou arredondadas, constituídos principalmente de quartzo (sílica pura). Seu comportamento geral pouco varia com a quantidade de água que envolve os grãos. São solos praticamente desprovidos de coesão: sua resistência à deformação depende fundamentalmente de entrosamento e atrito entre os grãos e da pressão normal (a direção da força de deformação) que atua sobre o solo.

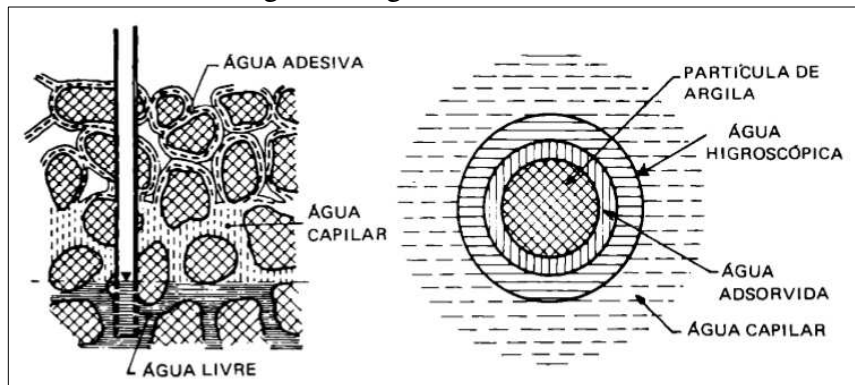
b) Siltes – são solos intermediários, podendo tender para o comportamento arenoso ou para argiloso, dependendo da sua distribuição granulométrica, da forma e da composição mineralógica de seus grãos. Assim, usar-se-ão as designações de silte arenoso ou silte argiloso, conforme tendência preferencialmente de comportamento.

c) Argilas (solos de comportamento argiloso) – são solos de granulação fina, com grãos de forma lamelares, alongadas e tubulares (de elevada superfície específica), cuja constituição principal é de minerais argílicos: caulinita, illita e montmorilonita, isto é, silicatos hidratados de alumínio e/ou ferro e magnésio, que formam arcabouços cristalinos constituídos de unidades fundamentais. Devido à finura, forma e composição mineralógica de seus grãos, o comportamento geral das argilas varia sensivelmente com a quantidade de água que envolve tais grãos. Assim, apresentam esses solos em uma determinada gama de unidades, características marcantes de plasticidade, permitindo a mudança de forma (moldagem) sem variação de volume, sob ação de certo esforço. Sua coesão é função do teor de umidade: quanto menos úmidas (mais secas), maior a coesão apresentada, podendo variar o valor da coesão (do estado úmido ao seco), numa dada argila, entre limites bem afastados.

A fase líquida, segundo Senço (2007), deve ser analisada conjuntamente com o solo como um todo, visto que a água se apresenta nos solos sob diversos aspectos, conforme demonstrado na figura 8. Dentre elas, temos: água de constituição, que trata-se de um dos componentes da argila e cuja variação causa alteração na propriedade da mesma; água adsorvida, que representa as películas aquosas que circundam as partículas sólidas e que está diretamente ligada a natureza dos cátions fixados na superfície das argilas; água higroscópica, que é aquela que se encontra no solo em equilíbrio com o vapor de água da atmosfera úmida, e é cedida em uma atmosfera seca; água capilar, que trata-se da água que sobe os interstícios

capilares deixados pela parte sólida por ação da tensão superficial; e água livre, que nada mais é do que a água comum.

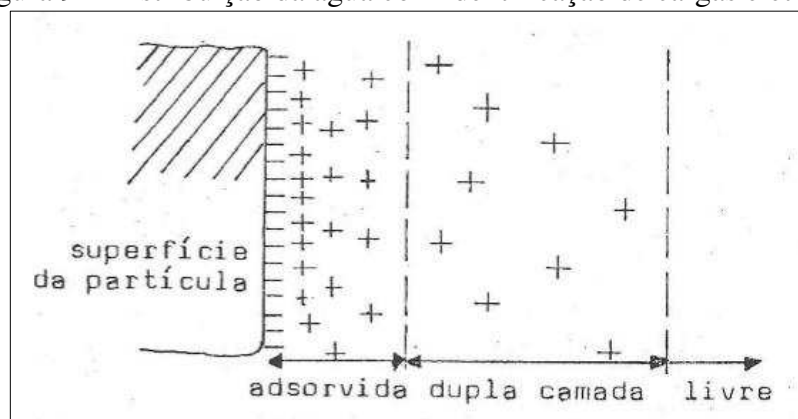
Figura 8- Água contida no solo



Fonte: CAPUTO, 1988.

Para Lambe (1953 *apud* AZEVÊDO, 2010), a fase líquida do solo é dividida em três tipos diferentes de água, sendo chamada de água adsorvida a água aproximada eletricamente pela polarização da água e solo e conseqüentemente a “camada” mais próxima da partícula sólida, a água de dupla camada como sendo a água atraída pelo solo, com pouca polaridade, e a água livre, que não tem polaridade e não é atraída pelo solo (Figura 9).

Figura 9 – Distribuição da água com identificação de cargas elétricas



Fonte: LAMBE, 1953 *apud* AZEVÊDO, 2010.

No que tange o comportamento do solo com a água, Azevêdo (2010) afirma que para solos granulares o efeito da água pode ser mínimo ou desprezado, dado a pouca proporção entre o volume de água e das partículas. Já para solos argilosos, a água passa a ser a principal determinante do comportamento do solo dada uma interação mútua entre as frações sólidas e líquidas.

A fase gasosa (ar, vapor d'água e carbono combinado), consiste nos vazios deixados pelas fases sólidas e líquidas, sendo a proporção determinada pela quantidade de vazios preenchida pela fração líquida.

2.2.1.1 Classificação dos solos para finalidades rodoviárias

Na mecânica dos solos, os sistemas de classificação são criados de forma a permitir o agrupamento de solos dotados de características similares tanto do ponto de vista geotécnico como do comportamento, a partir de conhecimentos qualitativos, obtidos através da identificação visual e tátil, e os conhecimentos quantitativos, a partir dos ensaios simples de laboratório.

Para Balbo (2007), uma classificação ideal de solos seria aquela que busca relacionar o potencial de um solo quanto a uma dada aplicação em camada de pavimento, o que depende não somente de testes de suas propriedades físicas, mas também de suas correlações com o comportamento observado em obras quando empregado.

Apesar das limitações a que estão sujeitas as diferentes classificações, constituem elas um meio prático para identificação dos solos. Na engenharia rodoviária, os dois principais sistemas de classificação são: Sistema de Classificação Transportation Research Board (TRB) e Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS).

2.2.1.1.1 Classificação TRB (antigo HRB)

A classificação TRB (*Transport Research Board*), antigo HRB (*Highway Research Board*), resulta das alterações da classificação do *Bureau of Public Roads*, proposto em 1929. Tal como na classificação original, essa foi proposta para finalidades de utilização rodoviária, mais especificamente, no reconhecimento de solos para construção de pavimentos rodoviários em todo o mundo.

A classificação, denominada de HRB, fundamenta-se na granulometria, limite de liquidez e limite de plasticidade. Além disso, nessa versão de classificação foi proposta a subdivisão de alguns dos grupos da classificação original e introduzido o conceito de Índice de Grupo (IG). Por índice de grupo, entende-se como um número inteiro com intervalo de variação entre 0 e 20, representando solos ótimos para $IG = 0$ e solos péssimos para $IG = 20$, e calculados pela expressão a seguir:

$$IG = 0,2 \cdot a + 0,005 \cdot a \cdot c + 0,01 \cdot b \cdot d \quad (1)$$

Onde:

$a = p - 35$ (sem $p > 75\%$, adota-se 75; sendo $p < 35\%$, adota-se 35)

$b = p - 15$ (sem $p > 55\%$, adota-se 55; sendo $p < 15\%$, adota-se 15)

$c = LL - 40$ (sendo $LL > 60\%$, adota-se 60; sendo $LL < 40$, adota-se 40)

$d = IP - 10$ (sendo $IP > 30$, adota-se 30; sendo $IP < 10$, adota-se 10)

$p = \%$ passante na peneira nº200

LL = Limite de Liquidez

IP = Índice de Plasticidade

Vale ressaltar que o que difere os sistemas de classificação HRB e TRB é unicamente o valor da porcentagem passante na peneira nº40 para o solo A-1-B, de 50% para 30% no máximo (DNIT, 2006; SENÇO, 2007).

De forma geral, os solos, nessa classificação, são divididos em dois grandes grupos: os materiais granulares (quando a % passante na peneira nº200 é inferior a 35%) ou materiais silto-argilosos (quando a % passante na peneira nº 200 é superior a 35%). Para cada um desses grupos, existem subgrupos, totalizando sete. Os grupos A-1 a A-3 representam os solos granulares e que são indicados para utilização em subleito rodoviário. Já os grupos designados como A-4 a A-7 são solos finos e não recomendados para pavimentação rodoviária. Mais tarde foi incluído o subgrupo A-8, para solos orgânicos (ALMEIDA, G. 2005).

A figura 10 mostra a tabela de classificação do solo, segundo sistema TRB recomendado pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Nessa classificação, o grupo do solo é determinado por processo de eliminação da esquerda para direita do quadro, sendo o primeiro grupo a partir da esquerda, com o qual os valores do solo ensaiado coincidir, o grupo procurado (DNIT, 2006).

Figura 10 – Classificação do solo segundo o sistema TRB

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltsosos ou argilosos				Solos siltsosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

Fonte: DNIT, 2006.

2.2.1.1.2 Sistema Unificado de Classificação do Solo – SUCS

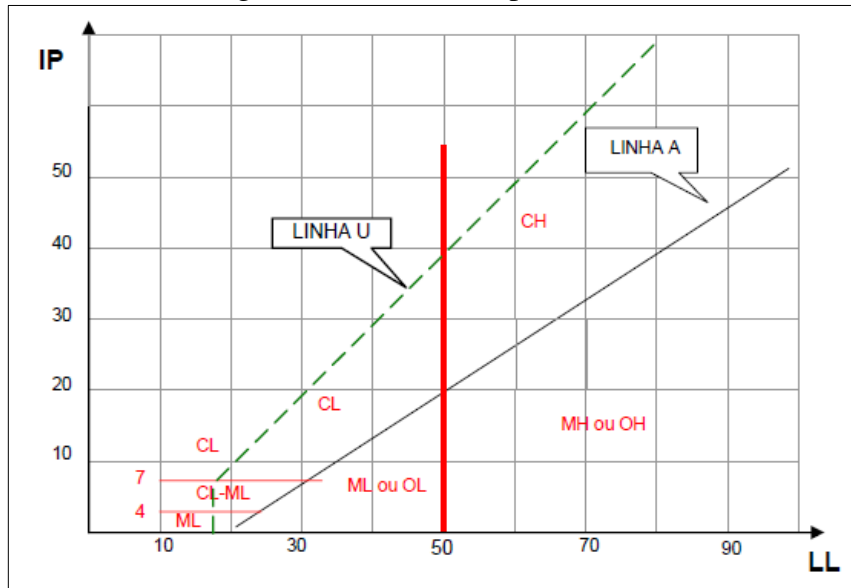
A classificação SUCS ou USC (*Unified Soil Classification System*) foi oriunda originalmente do sistema de classificação de solo baseado na classificação de Arthur Casagrande, inicialmente utilizado para identificação de solos para construção de aeroportos, depois expandida para outras aplicações.

Segundo Manual de Pavimentação DNIT (2006), a classificação SUCS baseia-se na identificação dos solos de acordo com suas qualidades de textura e plasticidade, e agrupados de acordo com seu comportamento quando usados em estradas, aeroportos, aterros e fundações.

Os solos, em linhas gerais, são classificados em três grupos principais, sendo eles: solos grossos (quando apresenta 50% ou mais dos grãos retidos na peneira nº 200), solos finos (quando apresenta 50% ou mais dos grãos passantes na peneira nº 200) e altamente orgânicos (solos com presença de matéria orgânica decomposta de fácil identificação). Para a fração grossa, o parâmetro adotado na classificação continuou sendo as características

granulométricas, enquanto que para fração fina, Casagrande optou por usar os limites de consistência, por se tratar de parâmetros mais importantes do que o tamanho das partículas. Sendo assim, para auxiliar na identificação dos grupos a que pertencem os solos finos ensaiados pode ser utilizada o Gráfico de Plasticidade de Casagrande (figura 11).

Figura 11 – Gráfico de plasticidade



Fonte: ALMEIDA, G., 2005.

Para a aplicação da classificação SUCS tem-se a figura 12, nos quais constam os métodos de identificação de campo e laboratório, e as características dos grupos de solos referentes a estradas e aeroportos.

Figura 12 – Classificação do solo segundo SUCS

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped. areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped. areia e argila.
		Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
	Areias com finos	SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.	
		SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila.	
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com LL ≤ 50	ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.	
		CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.	
		OL	Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
	SILTES e ARGILAS com LL > 50	MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos elásticos.	
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
		OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.	

Fonte: DNIT, 2006.

No que tange à simbologia adotada por esta classificação, os prefixos correspondem aos grupos gerais ligados ao tipo de solo, e os sufixos aos subgrupos ligados às características granulométricas e à plasticidade. Além disso, vale ressaltar que tal identificação é feita pelas iniciais das palavras correspondentes em inglês.

Na tabela 1, estão indicados os símbolos de cada grupo e subgrupo e seus respectivos nomes.

Tabela 1 – Terminologia usada no SUCS

Símbolos	Identificação	
	Inglês	Português
G	gravel	pedregulho
S	sand	areia
M	mo (sueco)	silte
C	clay	argila
W	well graded	bem graduado
P	poorly graded	mal graduado
O	organic	orgânico
H	high compressibility	alta compressibilidade
L	low compressibility	baixa compressibilidade
P	peat	turfa

Fonte: O AUTOR, 2018 (Adaptado do DNIT, 2006).

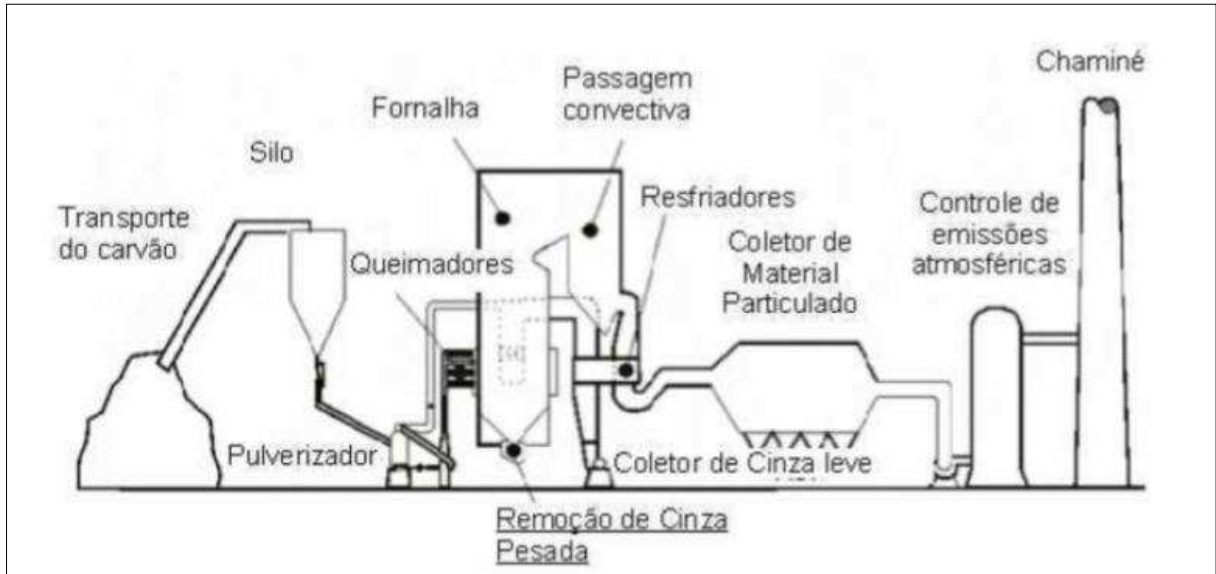
2.2.2 Cinza Volante

Segundo Pinto S. (1971), a cinza volante é definida como um material pozolânico artificial, produzida em usinas termoeletricas que queimam carvão em pó. Material pozolânico, por sua vez, é definido pela Norma DNER-ME 180/94 como material silícico ou sílico-aluminoso, que por si só possui pouco ou nenhuma capacidade de cimentação, porém em forma finamente dividida e na presença de umidade reage quimicamente com hidróxido de cálcio, à temperatura ambiente, formando composto com propriedade cimentantes.

Meliande (2014) define as cinzas volantes como uma mistura heterogênea com propriedades pozolânicas, as quais têm suas características físicas e químicas alteradas com a composição química do carvão, a temperatura da combustão e o método de retirada, sendo estes dois últimos fatores responsáveis pela estrutura cristalina da cinza, que atribui a ela suas características cimentantes.

Segundo a mesma autora, a cinza volante corresponde aos 80% do material não queimado do processo de combustão do carvão mineral, que em seguida é recuperado em tubulações de exaustão de gás, conforme processo observado na figura 13.

Figura 13 – Processo de combustão do carvão mineral



Fonte: MELIANDE, 2014.

Quanto às características químicas, observa-se que é composta principalmente por sílica e alumina, correspondendo um teor de 88,70%, conforme análise química por fluorescência de raios-X (HOPPE FILHO, 2008). Já quanto às características físicas, as cinzas volantes são identificadas por granulometria de tamanho de silte, às vezes de areia, são não plásticas e não coesivos, com massa específica dos grãos variando entre 2050 kg/m³ e 2200 kg/m³. A morfologia das partículas é determinada pelas condições de queima e predominantemente constituída por partículas esféricas e partículas irregulares (ROHDE *et al.*, 2006 *apud* LOPES, 2011).

A forma esférica das partículas é particularmente vantajosa sob o ponto de vista da existência de água e da elevada superfície específica indicando que o material apresenta uma elevada reatividade com hidróxido de cálcio (cal hidratada).

De acordo com Mehta e Monteiro (2008 *apud* COSTA, 2015), as cinzas volantes são agrupadas em duas classes, principalmente quanto ao teor de cálcio, em: cinzas volantes com baixo teor de cálcio (menos de 10% de CaO) e produto da combustão de antracito¹ e

¹ Antracito é uma variedade compacta e dura do mineral carvão que possui elevado lustre. Difere do carvão betuminoso por conter pouco ou nenhum betume, o que faz com que arda com uma chama quase invisível. Os espécimes mais puros são compostos quase inteiramente por carbono.

carvões betuminosos; e as cinzas com alto teor de cálcio (15 a 40% de CaO) e resultado da combustão de carvões de lignita² e sub-betuminosos.

2.2.2.1 Aproveitamento das cinzas volantes de carvão mineral

Segundo Lopes (2011), com o desenvolvimento industrial do século XX e o crescimento das termoelétricas, a quantidade de cinza proveniente da combustão do carvão aumenta cada vez mais e conseqüentemente os esforços em utilizar este material em novas aplicações, motivado pelo problema difícil e oneroso de destinação desse rejeito industrial.

A primeira utilização das cinzas volantes foi como agente cimentante do concreto em 1936, nos Estados Unidos, na construção da parede de retenção ao redor do lago Michigan (LOPES, 2011). A partir de então, com a realização de pesquisas em todo o mundo, a cinza volante tornou-se um material aplicado a diversos usos.

Para Rohde *et al* (2006 *apud* MELIANDE, 2014), a utilização da cinza de carvão para fins comerciais divide-se em três setores: setor da construção, correspondendo o setor que absorve mais subproduto da combustão do carvão e com aplicação em concretos e argamassas, processos de estabilização sobre pressão, em aterros estruturais e funções estruturais como material de enchimento, solos modificados e estabilizados para rodovias, dentre outros; setor de fabricação, empregado como artefatos de cinza-cal, de cimento, ou artefatos cerâmicos; e, em estabilização, a partir do processo de solidificação resultado da mistura com água e produtos aglomerantes (cal e cimento Portland), com baixa capacidade de produzir lixiviado, que é bastante usado na estabilização de resíduos tóxicos.

De acordo com Nardi (1975), a cinza volante é um material de utilização totalmente diversificado, que resumidamente apresentam aplicações em: concreto e cimento, concreto aerado, argamassas para injeções, agregado leve, sob forma pelotizada, cerâmicas, tijolos e lajotas, estabilização de solos, “filler” (enchimento de vazios) e tratamento e cultivo de superfícies na agricultura.

Segundo o mesmo autor, o grande destaque da aplicação da cinza é na pavimentação de aeroportos e rodovias. O histórico do uso das cinzas de carvão em estabilização de solos tem sido estudado por diversos autores como Mallmann (1996), Rosa (2009), e Lopes (2011).

² Lignita é uma variedade de carvão fóssil, carbonoso, que conserva muitas vezes a forma das plantas que lhe deram origem.

2.2.2.2 Cinza e o meio ambiente

O carvão mineral é um recurso natural não renovável, utilizado como combustível para geração de energia térmica. A figura 14 mostra o consumo de carvão e a produção das cinzas nas principais usinas termelétricas do Brasil.

Figura 14 – Consumo do carvão e produção da cinza nas principais termelétricas

Centrais termoelétricas	Consumo de carvão (anual) (ton)	Produção de cinza (anual)	
		Pesada (ton)	Volante (ton)
Candiota (RS)	1.334.795	139.859	559.435
Charqueadas (RS)	321.682	95.873	113.765
São Jerônimo (RS)	157.696	63.072*	-
Jorge Lacerda	1.266.696	152.000	354.675
Total (ton)	3.080.869	450.804	1.027.875

Fonte: ABREU, 1990 *apud* MALLMANN, 1996.

De acordo com informações verbais da ELETROSUL apresentada por Mallmann (1996), a indústria do cimento é a principal responsável pela absorção da cinza volante, correspondendo de 24% a 35% da produção. Considerando a aplicação de 35% do total produzido, seriam cerca de 700 mil toneladas lançados no meio ambiente, caso não tivesse outro destino.

Desta forma, surge a preocupação por parte dos países que utilizam o carvão como fonte de energia, em estudar o efeito deste resíduo sobre o meio ambiente.

Os resíduos sólidos podem ser classificados como perigosos, não-inertes e inertes, segundo a norma NBR 10.004 (2004). Sendo assim, para a classificação da cinza volante é necessário realizar ensaios de solubilização e lixiviação, a fim de observar se as concentrações dos elementos químicos analisados ultrapassam os valores de referência (MELIANDE, 2014).

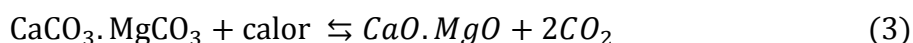
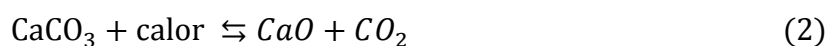
Para Mallmann (1996), as cinzas são constituídas por dois tipos de elementos: elementos abundantes, correspondendo sílica (SiO₂), alumina (Al₂O₃), óxido de ferro (Fe₂O₃), óxido de cálcio (CaO) e carbono (C), e “elementos-traços”, como por exemplo zinco, cobre, cromo, chumbo, mercúrio, fósforo, dentre outros, que são responsáveis pelo potencial tóxico da cinza.

Goethe (1990 *apud* LOPES, 2011) adverte que as cinzas de carvão mineral contêm metais pesados em sua composição química e por este motivo restrições ambientais são impostas à mesma.

Por outro lado, com a relevância da implantação de conceitos de desenvolvimento sustentável e o controle por parte das agências ambientais, tem crescido os incentivos de reaproveitamento destes resíduos para as mais diversas finalidades.

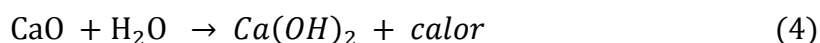
2.2.3 Cal

O produto composto de óxido de cálcio ou da mistura de óxido de cálcio e de magnésio, provenientes da calcinação, à temperatura de 900-1200°C, de calcários, calcários magnesianos e dolomitos é conhecido como cal (LOPES, 2011). A cal pode ser virgem ou hidratada, sendo a cal virgem resultado das reações visualizadas nas equações 2 e 3 e representada por CaO ou CaO.MgO.



Conforme leitura destas equações verifica-se que a origem do calcário define se a cal resultante terá magnésio na sua composição. Para Silva (2009 *apud* MELIANDE, 2014), a cal virgem é classificada de acordo com a porcentagem de óxido de cálcio do óxido total presente, em: cal virgem cálcica, com óxido de cálcio entre 100% e 90%; cal virgem magnesianas, com teores de óxido de cálcio variando entre 90% e 65%; e, cal virgem dolomítica, com óxido de cálcio entre 65% e 58%.

A cal hidratada é outro tipo de Cal, que é resultado do tratamento da cal virgem com água até que se atinja uma satisfatória afinidade química sob as condições de hidratação (AZEVEDO, 2010) e classificada conforme a cal virgem que lhe dará origem. A seguinte equação estequiométrica exhibe a reação ocorrida na formação da cal hidratada.



No mercado, as cales hidratadas presentes são classificadas segundo as determinações da Norma Brasileira NBR 7175/2003, em: Cal Hidratada CH-I, Cal Hidratada

CH-II e Cal Hidratada CH-III. A figura 15 apresenta as exigências físicas e químicas de acordo com essa norma para as três cales.

Figura 15 – Exigências físicas e químicas das cales hidratada

Exigências físicas				
Compostos		Limites		
		CH-I	CH-II	CH-III
Finura (% retida acumulada)	Peneira 0,600mm	0,5	0,5	0,5
	Peneira 0,075mm	10	15	15
Retenção de água		75	75	70
Incorporação de areia		3,0	2,5	2,2
Estabilidade		Ausência de cavidades ou protuberâncias		
Plasticidade		110	110	110
Exigências químicas				
Anidrido carbônico	Fábrica (máx)	5%	5%	13%
	Depósito (máx)	7%	7%	15%
Óxidos de cálcio e magnésio não hidratado calculado (CaO + MgO) (máx)		10%	15%	15%
Óxidos totais na base de não voláteis (CaO + MgO) (mín)		90%	88%	88%

Fonte: MELIANDE, 2014.

Quanto à qualidade comercial da cal, vale ressaltar que esta depende das propriedades químicas do calcário, temperatura de calcinação e tempo de exposição ao aquecimento (NARDI, 1975).

Dentre as aplicações que a cal apresenta, podem-se citar aplicações nas siderúrgicas, na indústria de papel, na construção civil e obras públicas, dentre outras.

Na pavimentação rodoviária, que se trata do objeto de estudo, os dois tipos de cales podem ser utilizadas. A cal virgem é empregada quando o solo é muito úmido (umidade além do ponto ótimo) e serve para secá-lo. Já a cal hidratada, corresponde ao tipo mais empregado, devido à facilidade de seu uso. Para essa aplicação, recomenda-se a escolha por cal hidratada de mais alta pureza (teor elevado de óxidos – CaO + MgO), embora o mais importante é que se tenha homogeneidade da composição em todos seus fornecimentos, e que seus teores analíticos sejam iguais ou próximos aos das amostras enviadas para os ensaios de laboratório geotécnico que serviram de base para o projeto (GUIMARÃES, 1998).

2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

De acordo com Vizcarra (2010) na engenharia geotécnica, o solo, principal material utilizado, é um material complexo e muito variável, sendo comum que esse não preencha total ou parcialmente as exigências técnicas e econômicas.

Nestes casos, o engenheiro terá que adotar uma das seguintes atitudes (MEDINA, 1987 *apud* VIZCARRA, 2010):

- Evitar ou contornar o terreno ruim;
- Remover o solo ruim e substituí-lo por outro de qualidade superior;
- Projetar a obra para situação do terreno ruim de fundação (conviver com a situação difícil);
- Estabilizar o solo existente;

Contudo, em muitas situações, algumas dessas alternativas dificilmente podem ser adotadas, cabendo ao engenheiro contornar a situação com uma melhor proposta para os problemas relativos ao uso do solo.

No caso de solos para finalidades rodoviárias, comumente são utilizados materiais diferentes dos locais, que atendam as especificações em vigor, o que resulta em custos adicionais com transporte e muitas vezes inviabiliza o projeto. De acordo, com Lopes (2011, p.45) “Uma alternativa é a estabilização dos solos locais com materiais alternativos, que pode se mostrar mais favorável e menos onerosa”.

Segundo Cristelo (2001 *apud* SANTOS, 2009), o melhoramento dos solos constitui provavelmente a técnica mais antiga existente no meio Rodoviário. A sua utilização remonta ao tempo da construção de templos da antiga Babilônia (há mais de 3.000 anos) e das civilizações Mesopotâmicas e Romanas. Quanto às técnicas contemporâneas de estabilização de solos as primeiras apresentações se deram nos Estados Unidos, em 1906.

Com relação às definições para estabilização de solos, Vizcarra (2010) define a estabilização do solo como sendo qualquer alteração das propriedades dos solos que resultem em um melhor comportamento no que tange as condições técnicas. O autor cita ainda que a estabilização é um tratamento artificial que prepara o solo para trabalhar nos limites de sua utilização, ou seja, cargas exteriores e ações climáticas. Senço (2007) conceitua estabilização de solos como a capacidade de dar a eles condições de resistir a deformações e rupturas durante sua vida útil, por acreditar que as principais características de um solo estabilizado é a resistência ao cisalhamento e à deformação.

Segundo Marques (2004 *apud* SANTOS, 2009), estabilizar um solo para rodovias e aeroportos significa conferir ao solo a capacidade de resistir e suportar as cargas e os esforços induzidos pelo tráfego, bem como as ações naturais.

Para a estabilização dos solos, percebe-se que há uma diversidade de métodos disponível no meio técnico e que atualmente dividem-se em três grupos: métodos de estabilização mecânica, nos quais se baseia na correção granulométrica do solo, a partir do processo de compactação e/ou adição ou retirada de partículas do solo; métodos de estabilização física, nos quais provoca o melhoramento das propriedades através da ação de calor, da eletricidade, etc; e, métodos de estabilização química, os quais visam estabilizar o solo por meio de alteração da estrutura do mesmo com uso de aditivos (CRISTELO, 2001 *apud* SANTOS, 2009).

Na escolha pelo o método a ser utilizado, o engenheiro deverá levar em consideração as propriedades do solo em condição natural, as propriedades esperadas do solo estabilizado e os efeitos do solo estabilizado depois da estabilização (KÉZDI, 1979 *apud* SOLIZ, 2007). Tudo isso, devido à complexidade do solo que não permite generalizar o método por tipo de solo.

2.3.1 Estabilização mecânica

A estabilização mecânica de solos pode ser descrita em dois processos principais: compactação e estabilização granulométrica. De acordo com Santos *et al.* (1995 *apud* SOLIZ, 2007) a estabilização mecânica por compactação trata do processo de melhoramento do solo com a finalidade de minimizar sua porosidade pela aplicação de sucessivas cargas, pressupondo que a redução de volume de vazios é relacionada ao ganho de resistência.

Segundo Santos (2009), este método visa dar ao solo (ou mistura de solos) uma condição de densificação, que estará relacionada a uma determinada energia de compactação, um peso específico máximo e a uma umidade ótima. O autor fala ainda que este é um processo comum e obrigatório na execução de quase todas as camadas do pavimento, sendo complementar a outros métodos de estabilização.

Por outro lado, a estabilização mecânica por granulometria, trata-se do tratamento do solo por meio de adição de outros solos ou da retirada de partículas do mesmo a fim de obter um novo produto com propriedades adequadas para a utilização na engenharia. Segundo Soliz (2007), na estabilização granulométrica este novo produto é um material densamente graduado e de fração fina plástica limitada e que posteriormente deve ser compactado.

Com relação aos principais benefícios no que tange as propriedades geotécnicas adquiridas no método, podem ser citados o aumento da densidade, aumento da capacidade de suporte mostrado através de ensaios de ISC (Índice de Suporte Califórnia), redução do índice de vazios, de contração e compressibilidade dos solos.

No que tange a sua aplicação, o processo pode ser empregado tanto em laboratório através de soquetes compactadores Proctor manual ou mecânico, quanto em campo, com o uso de rolos compactadores (vibratório ou não) ou compactadores mecânicos de pequeno porte (sapinhos). Em todos os casos, é fundamental manter a compatibilidade entre a energia de compactação do campo com aquela usada em laboratório, de acordo com os objetivos do projeto.

2.3.2 Estabilização física

Essa metodologia consiste no melhoramento das propriedades a partir da modificação atuante na textura, ou seja, mistura de solos com diferentes frações granulométricas, conforme citado no item anterior. Outras técnicas podem ser citadas no caso de estabilização física, como por exemplo: tratamentos térmicos de secagem ou congelamento, tratamento elétrico e eletro-osmose que melhora as características estruturais e de drenagem dos solos (OLIVEIRA, 1994).

O método elétrico, para Marques (2004 *apud* SANTOS, 2009), consiste na passagem de corrente elétrica através do solo a estabilizar. O autor ainda explica que para solos arenosos saturados o adensamento ocorre com descargas sucessivas de alta tensão, enquanto que para solos argilosos ocorre em baixa tensão contínua, empregando os fenômenos de eletrosmose, eletroforese e consolidação eletroquímica.

No caso do método de estabilização térmica, o processo ocorre através do emprego de energia térmica, por meio das técnicas de congelamento, aquecimento termosose. A solução de congelamento é normalmente temporária, alterando-se a textura do solo. O aquecimento busca rearranjos na rede cristalina dos minerais constituintes do solo. E a termosose é uma técnica de drenagem em que se promove a difusão de um fluido em meio poroso pela ação de gradientes de temperatura (MARQUES, 2004 *apud* SANTOS, 2009).

A técnica de eletro-osmose consiste em colocar dois eletrodos numa massa de solo e fazer passar uma corrente elétrica entre eles, promovendo a migração da água presente no solo do eletrodo positivo para o negativo diminuindo assim a quantidade de água no solo e permitindo a sua consolidação (CASTELLO BRANCO, 1978 *apud* VIZCARRA, 2010).

2.3.3 Estabilização química

A estabilização química segundo Santos *et al* (1995 *apud* SANTOS, 2009) consiste na adição de uma substância química ao solo, de modo a provocar mudanças que possam influenciar nas propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade. Desta forma, atinge-se, então, o objetivo de estabilizá-lo.

Como o próprio nome sugere, na estabilização química, ocorre uma reação química do aditivo com os minerais do solo (fração coloidal) ou a constituição de recheios dos poros pelo produto de reação química do aditivo com água. Estas reações, por sua vez, são caracterizadas melhor como físico-química, já que os Ca^{++} liberados pela hidratação do cimento reagem com a superfície dos argilo-minerais e modificam o pH (potencial hidrogeniônico) da solução eletrolítica. Os produtos cimentantes que se formam posteriormente crescem rigidez a mistura (MEDINA, 1987 *apud* SOLIZ, 2007).

Segundo o mesmo autor, quando se forma a mistura solo-estabilizador pode ocorrer a formação ou não, pelo estabilizador, de uma matriz contínua com o solo. No caso de formação, o agente estabilizador preenche todos os poros e as partículas de solo ficam nela mergulhadas como se fossem um inerte de enchimento. Vale ressaltar que para este caso, as propriedades do sistema são essencialmente as da matriz e propriedades mecânicas do estabilizador.

Na matriz descontínua o estabilizador não preenche todos os poros e então podem ser levados em consideração três modos de ação: modificação das características das superfícies das partículas; vedação inerte dos poros; e, interconexão as partículas de solo-solda por pontos (SOLIZ, 2007).

Dentre os tipos de estabilização, a estabilização química não é obrigatória e encontra-se sempre combinada com outro método, seja ele mecânico ou físico. Todavia, atualmente, esta é uma solução bastante utilizada e por vezes caracteriza-se como uso indiscriminado. Tal aplicação pode ser considerada inviável já que a estabilização química pode envolver custos extras, variando de 30 a 50% do custo final do elemento ou componente e representa um trabalho adicional na produção dos elementos da construção. O autor ainda diz que a aplicação desse tipo de estabilização deve ser feita apenas quando for absolutamente essencial e evitada quando os recursos econômicos forem limitados (OLIVEIRA, 1994).

Como aditivos para estabilização química, podemos citar: cimento, cal hidratada, cinza volante e materiais betuminosos, com ênfase nas emulsões asfálticas e nas resinas.

2.3.3.1 Solo-cimento

A estabilização solo-cimento é o processo de estabilização química de maior uso no Brasil. Segundo a Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP (1958 *apud* SANTOS, 2009) o uso do solo-cimento já era citado para fins rodoviários e aeroportuários antes mesmo de 1958.

O solo-cimento é o produto da mistura homogênea, compactada e curada de solo, cimento e água em proporções adequadas. O resultado desse processo é uma mistura que apresenta boa resistência à compressão, bom índice de impermeabilidade, baixo índice de retração volumétrica e boa durabilidade (ABCP, 1958 *apud* SANTOS, 2009).

De modo geral, todo solo pode ser estabilizado com cimento, mas na prática para alguns tipos de solos a estabilização torna-se inviável economicamente devido o alto teor de cimento que deve ser adicionado à mistura.

O teor de cimento necessário para estabilizar um solo aumenta com o aumento da fração de solos finos, com exceção de areias uniformes que requisitam mais cimento que solo arenoso na presença de algum tipo de silte e argila (VIZCARRA, 2010).

Sendo assim, torna-se importante a aplicação de métodos de dosagem como critério de verificação de viabilidade técnica-econômica. Tem-se como exemplo: o Método Simplificado, uma metodologia empírica, que utiliza tabelas e ábacos e que estima o teor para cada tipo de solo; e o método segundo NBR 12253, baseada em uma sequência de procedimentos que consiste em ensaios preliminares do solo, escolha do teor de cimento para compactação, execução do ensaio de compactação, determinação do teor de cimento para compressão simples, execução do ensaio de compressão simples e por fim o resultado da dosagem (SARTORI, 2015).

2.3.3.2 Solo-cal

A utilização de cal como agente estabilizante é uma das mais antigas técnicas adotadas pelo homem e que se deve ao fato da cal ser um excelente reagente, o que torna o solo menos suscetível ao efeito erosivo da água e aplicável para uso em pavimentação.

O solo-cal é uma mistura de solo, cal e água em proporções determinadas por ensaios de laboratório, resultando em um produto capaz de ser usado em qualquer das camadas do pavimento, exceto no revestimento asfáltico. Nessa camada, o uso da cal é

recomendado apenas para melhorar a adesividade e a granulometria da mistura asfáltica (AZEVEDO, 2010).

Para Senço (2007) uma base ou sub-base executada com solo-cal, devidamente homogeneizada, compactada e recoberta por uma camada de rolamento, necessita apresentar capacidade de suportar às cargas verticais oriundas do tráfego, para que se tenha uma boa distribuição destas cargas, de modo a não prejudicar o desempenho do pavimento.

Medina (1987 *apud* SOLIZ, 2007) relata que a estabilização solo-cal deve-se a dois tipos de ações: uma rápida ou imediata atribuída à permuta iônica (troca catiônica) e floculação; e outra lenta, caracterizada pela reação pozolânica, carbonatação e formação de novos compostos cristalinos.

Na troca catiônica, ocorre uma troca de bases, e os cátions, oriundos da cal, de carga mais forte, substitui os íons de carga mais fraca, conferindo à mistura redução da plasticidade do solo, pelo aumento do limite de plasticidade e/ou diminuição do limite de liquidez, e reduzido aumento da resistência (AZEVEDO, 2010).

Já iniciada o processo de estabilização com a permuta iônica, segue-se a floculação, que significa o agrupamento de partículas de argila ligadas por atração, formando outras de dimensões maiores. O resultado da floculação é a mudança da textura dos solos, visto que as estruturas das argilas vão de planas e paralelas para uma orientação aleatória (LOPES, 2011).

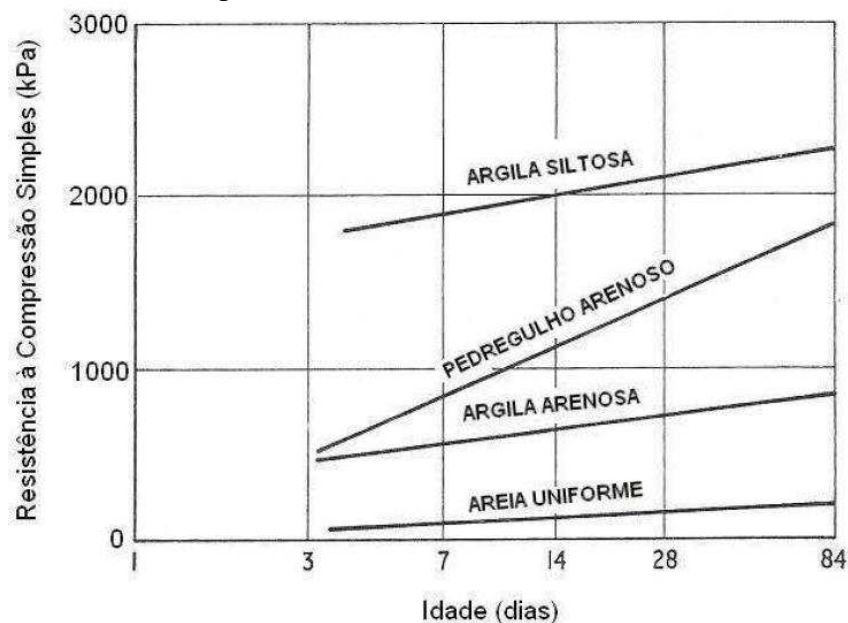
A reação pozolânica deve-se à reação química entre a cal, a água e os chamados elementos pozolânicos do solo (sílica e alumina), para formar compostos de silicatos e alumínio hidratados de cálcio, similares àqueles que ocorrem em solos tratados com cimento Portland no concreto e no solo-cimento (AZEVEDO *et al.*, 1998 *apud* AZEVEDO, 2010). São constituintes de sílica e alumina, os argilo-minerais, quartzo, feldspatos, micas e minerais silicosos ou aluminosos. Além desses, a sílica e alumina são encontradas dissolvidas na argila, quando os íons hidroxila liberados da cal elevam o pH. Essas reações formam géis de silicatos que cobrem e ligam as partículas de argila, quando na presença de água suficiente para carregar Ca^{2+} e $(\text{OH})^-$ para a superfície das partículas. Logo, as reações não ocorrerão em solos secos e cessarão em um solo úmido que vier secar (MELIANDE, 2014; VIZCARRA, 2010).

Como resultado das reações pozolânicas, também chamadas de efeito cimentante, tem-se o aumento da capacidade de suporte do solo e o aumento da resistência contra a ação da água, seja esta gerada por gravidade ou por capilaridade. Vale destacar que o solo-cal não é um solo impermeável, mas sim um solo que sofre menos o efeito erosivo da água.

Paralelamente, tem-se a reação de carbonatação. Nela, a cal e o dióxido de carbono do ar reagem formando um agente cimentante, relativamente frágil, de carbonato de cálcio e magnésio. Tal fragilidade é explicada pelo fato de a carbonatação retirar cátions da superfície das partículas de argilas floculadas, para gerar reação com o dióxido de carbono do ar, formando compostos muito menos resistentes que os gerados pela cimentação pozolânica. Sendo assim, esta reação pode prejudicar a reação pozolânica e, portanto, deve ser diminuída ao máximo possível, como por exemplo, pela imprimação da camada estabilizada (AZEVEDO, 2010).

Sabe-se, ainda, que no tratamento de solos com cal alguns fatores como a temperatura, o tempo de cura, o teor de cal e a natureza dos materiais, possuem influência sobre este processo de estabilização (SANTOS, 2009). A temperatura, por exemplo, funciona como catalisador das reações, sendo o aumento da temperatura diretamente proporcional ao incremento da resistência chegando a obter em poucas semanas a resistência obtida após meses de serviços (LIMA *et al.* 1993 *apud* SANTOS, 2009). O fator tempo de cura, age também diretamente na resistência da mistura solo-cal, dado que para o desenvolvimento das reações pozolânicas é necessário tempo (LOPES, 2011). Lima *et al.* (1993 *apud* MELIANDE, 2014) acrescenta que, no período inicial da cura, tem-se um acréscimo mais rápido da resistência do que a medida que a cura progride. Na figura 16 é apresentado um exemplo de ganho de resistência à compressão simples com o tempo.

Figura 16 – Efeito do tempo de cura sobre a resistência à compressão simples para alguns tipos de solos estabilizados com cal



Fonte: INGLES & METCALF, 1972 *apud* ROSA, 2009.

Quanto à natureza dos dois materiais (solo e cal) envolvidos no processo de estabilização, a natureza do solo é mais importante devido a sua mineralogia e textura, sendo grupo da caulinita, haloisita e illita os que reagem de forma mais lenta com a cal e produzem minerais menos diversificados. A cal a ser utilizada é também um fator preponderante, onde as cales hidratadas podem conferir ao material maior valor de resistência (SARTORI, 2015; SANTOS, 2009).

Outro fator importante por reger o comportamento da mistura solo-cal é o teor de cal, visto que, quanto maior o teor de cal, maior a capacidade de troca catiônica e a formação de produtos cimentantes que resultam numa maior resistência conferida ao solo (SANTOS, 2009). Quanto à quantidade de cal, tem-se que ela varia de acordo com as características do solo a ser melhorado e as características mecânicas desejadas na mistura (MELIANDE, 2014). A figura 17 mostra um resumo da previsão da quantidade de cal para a estabilização em função do tipo de solo.

Figura 17 - Estimativa da quantidade de cal em função do tipo de solo

Tipo de solo	Teor de cal para modificação (%)	Teor de cal para estabilização (%)
Pedra finamente britada	2 a 4	Não recomendado
Pedregulho argiloso bem graduado	1 a 3	≥ 3
Areias	Não recomendado	Não recomendado
Argila arenosa	Não recomendado	≥ 5
Argila siltosa	1 a 3	2 a 4
Argilas	1 a 3	3 a 8
Solo orgânico	Não recomendado	Não recomendado

Fonte: INGLES & METCALF, 1972 *apud* MELIANDE, 2014.

Vale ressaltar que a estabilização de solos com cal não é eficiente para alguns tipos de solo, como por exemplo, solos altamente orgânicos ou solos com baixo ou nenhum teor de argila, visto que o melhoramento das propriedades mecânicas é produzido pelas reações entre cal e os minerais argílicos (MELIANDE, 2014). Para Thompson (1966 *apud* ROSA, 2009) solos reativos são aqueles que, ao reagirem com cal sofrem ganho de resistência, da ordem de 345 KN/m², após 28 dias de cura à temperatura de 22,8°.

De modo geral, para Soliz (2007) o efeito da cal nas propriedades do solo pode ser visto por vários aspectos, dentre eles:

- Distribuição granulométrica: há um aumento do tamanho dos grãos, tanto mais acentuada quanto mais fino o solo natural. A agregação pode se desfazer em parte quando se embebe o solo-cal na água, porém muitos agregados tornam-se hidrofóbicos;
- Plasticidade: o LP (limite de plasticidade) cresce com o uso da cal e o LL(limite de liquidez) tende a diminuir. O aumento do teor de cal acarreta valores de IP (índice de plasticidade) cada vez menores. O IP varia com o tempo de reação;
- Variação de volume: o tratamento de um solo expansivo com cal reduz as variações de volume do solo quando este absorve água;
- Compactação: a densidade diminui e o teor de umidade ótima aumenta quando se trata um solo com cal.
- Resistência: a resistência à compressão simples é o ensaio mais comumente utilizado.

2.3.3.3 Solo-cinza-cal

De acordo Nardi (1975), processos de estabilização de solos com cal, apresenta dificuldade de aplicação em solos mal graduados e uniforme, desprovido de finos, devido ao maior número de vazios e a menor superfície de contato entre os grãos de solo. Rosa (2009) acrescenta que solos arenosos, com escassez de argila coloidal, não reagem satisfatoriamente à cal, e que quando os processos clássicos de estabilização (solo-cimento, correção granulométrica, dentre outros) não são possíveis, a adição da cinza volante pode torná-los reativo a cal, substituindo a fração fina do solo.

A estabilização de solos com cinza volante parte do princípio que a adição desse material auxilia os níveis de reação com a cal, em consequência da presença de sílica ativa, elemento necessário para o aparecimento de reações. A reatividade da cinza volante varia de acordo com o carvão que lhe dá origem.

Segundo Guimarães (1998), a mistura solo-cinza-cal compete com sucesso, com a base de pedra graduada da classe I ou com o solo-cimento e ainda, eventualmente com certo atrativo econômico. O autor acrescenta que tais características foram incentivo para empresas, como por exemplo, a firma norte americana C. & W. Corson Co., que lançou no mercado de Chicago e Filadelfia, misturas patenteadas de cal e cinza volante, denominadas

comercialmente de “Pozzo-Pac”, para pavimentação de ruas, estradas, pátios de estacionamento e pisos de construções.

Além disso, outras observações positivas foram feitas a cerca dessa mistura. Guimarães (1998) cita o exemplo de uma pista experimental submetida a mais de um milhão de aplicações de carga padrão com base de agregado, 15% de cinza volante e 3% de cal, e que apresentou resistência à compressão de 52 kgf/cm² a 28 dias e 171 kgf/cm² a um ano de cura, comparando o desempenho a pavimentos semelhantes.

Segundo Mateos (1924 *apud* NARDI, 1975), o sistema constituído de solo, cinza, cal e água envolvem três fenômenos físico-químicos, que são: combinação de cal e partículas do solo, combinação dióxido de carbono e as fases ar e água do solo, e combinação cal e cinza volante.

A estabilização com cal e cinza volante tende a afetar as propriedades físicas do solo de maneira semelhante à cal pura, porém mais acentuadamente. Das consequências do uso de cinzas no solo, a *American Coal Ash Association-ACAA* (2003 *apud* VIZCARRA, 2010) cita:

a) Melhoramento da Resistência do Solo:

As cinzas volantes são aplicadas como melhoradora da resistência à compressão e cisalhamento dos solos, que por sua vez estão intimamente ligados ao teor de umidade, teor de cinza volante e propriedades do solo.

b) Controle de contração e expansão

Pelo mecanismo físico de cimentação, as cinzas volantes reduzem o potencial de um solo plástico submetido à expansão volumétrica, comparando-se com o controle de contração-expansão que acontece com a mistura de cimento Portland e seus agregados para a produção do concreto.

c) Diminuição da Umidade

Para que os solos forneçam uma boa base para estruturas subjacentes, os mesmos devem ser compactados na sua máxima densidade. Sendo a densidade do solo, uma propriedade intimamente ligada a teor de umidade, é necessário que exista o controle de

umidade. Nesse sentido, estudos apontam que a cinza volante é um agente de secagem muito efetivo, capazes de reduzir o teor de umidade do solo em 30% ou mais, por dois mecanismos básicos, reação química que consome umidade do solo e por diluição simples.

3 MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Solos

Tratando-se de um trabalho cujo objetivo geral é fazer uma comparação entre o comportamento dos diferentes tipos de solos de São Luís com adição de cinza volante e cal, serão utilizados para este estudo os solos trabalhados por Almeida, M. (2016), Torres (2017) e Bringel (2018), sendo eles: solos siltoso, arenoso e argiloso, respectivamente.

3.1.1.1 Solo Siltoso

Conforme Almeida, M. (2016) o solo utilizado é proveniente de uma jazida localizada na Avenida dos Portugueses, no Bairro do Anjo da Guarda, próximo a Universidade Federal do Maranhão. A autora ressalta que tal jazida encontra-se esgotada, dada a sua utilização como matéria prima da fabricação de tijolos e telhas. As figuras 18 e 19 mostram a localização da retirada da amostra e a característica visual da jazida, respectivamente.

Figura 18 – Localização da área de coleta do solo siltoso.



Fonte: Google Maps, 2015 *apud* ALMEIDA, M. 2016.

Figura 19 – Aspecto da jazida de solo siltoso.



Fonte: ALMEIDA, M. 2016.

3.1.1.2 Solo Arenoso

O solo arenoso, objeto de estudo de Torres (2017), foi coletado na Usina de Asfalto da Prefeitura, no Bairro Vila Itamar. Segundo a autora, este solo era utilizado nas camadas de base de alguns pavimentos de São Luís. A figura 20 mostra o aspecto do solo coletado.

Figura 20 - Aspecto do solo arenoso.



Fonte: TORRES, 2017.

3.1.1.3 Solo Argiloso

O solo argiloso utilizado por Bringel (2018) é proveniente de um terreno localizado na área metropolitana de São Luís no bairro Jardim Renascença (figura 21), ao lado

do Inlab (matriz), durante a etapa de escavação para fundação de edificação em construção. A figura 22 mostra o aspecto da jazida utilizada para obtenção do solo argiloso.

Figura 21 – Localização da área de coleta do solo argiloso.



Fonte: Google Maps, 2018 *apud* BRINGEL, 2018.

Figura 22 - Aspecto da jazida de solo siltoso.



Fonte: BRINGEL, 2018.

3.1.2 Cinza Volante

A cinza volante utilizada foi cedida por uma indústria geradora do resíduo, porém, por conta do termo de sigilo firmado, não é possível citar o nome da empresa.

Vale ressaltar que, para o programa experimental das três autoras, a cinza volante é proveniente da mesma indústria local, porém as amostras do material foram coletadas o

suficiente apenas para a execução dos ensaios de cada uma delas. Isso significa que não se trata de uma cinza de propriedades idênticas, mas com possíveis variações. A figura 23 mostra a aparência da cinza volante utilizada no estudo de Bringel (2018).

Figura 23 - Amostra de Cinza.



Fonte: BRINGEL, 2018.

3.1.3 Cal

Sobre a cal adotada, tem-se que, para os três estudos foi utilizada a cal hidratada, variando quanto ao tipo (conforme a NBR 7175/2003) e/ou marca.

No trabalho de Almeida, M. (2016) a cal adotada foi cal hidratada CH-II, da marca JKAL. Já no estudo de Torres (2017), a cal utilizada foi à cal hidratada CH-I, da marca Supercal. E no trabalho de Bringel (2018), a “Cal hidratada Especial”, da marca CalNorte. Tal variação foi resultado da ausência da mesma cal no mercado. A figura 24 mostra a aparência da cal hidratada utilizada no estudo de Torres (2017).

Figura 24 - Amostra de cal.



Fonte: TORRES, 2017.

3.1.4 Água

Para os ensaios de caracterização física de análise granulométrica, limites de consistência e massa específica real dos grãos, foi utilizado água destilada, conforme as normas aplicáveis. Já os ensaios de compactação, ISC e moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios Resistência à Compressão Simples (RCS), a água utilizada foi proveniente de poço artesiano localizado no interior da Cidade Universitária Paulo VI.

3.1.5 Misturas solo-cinza-cal

Com a finalidade de promover melhoria dos parâmetros de resistência mecânica dos solos em estudo, foram testadas diferentes misturas com os três tipos de solos, sendo: três misturas para três teores de cinza volante (8%, 12% e 14%), uma mistura com cal hidratada (4%) e três misturas para cinza volante (8%, 12% e 14%) e cal.

Vale ressaltar que essas porcentagens de cinza foram definidas com base na pesquisa bibliográfica e análise de teores utilizados em outros estudos (ALMEIDA, M. 2016).

O teor de cal foi arbitrado em 4%, em substituição ao peso seco das cinzas volantes, também tendo sido escolhido com base em trabalhos anteriores (BATALIONE, 2007; ROSA, 2009).

Na tabela 2 estão apresentadas as misturas com seus respectivos teores, assim como as siglas para identificação ao longo do presente trabalho.

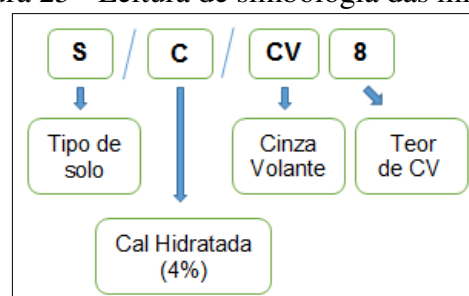
Tabela 2 - Composição e Teores das Misturas estudadas neste trabalho

Material/Mistura	Cinza			Símbolos
	Solo (%)	Volante (%)	Cal (%)	
Silte	100	-	-	S
Areia	100	-	-	A
Argila	100	-	-	AG
Mistura 1	92	8	-	S/CV8
Mistura 2	88	12	-	S/CV12
Mistura 3	84	16	-	S/CV16
Mistura 4	88	8	4	S/C/CV8
Mistura 5	84	12	4	S/C/CV12
Mistura 6	80	16	4	S/C/CV16
Mistura 7	96	-	4	S/C
Mistura 8	92	8	-	A/CV8
Mistura 9	88	12	-	A/CV12
Mistura 10	84	16	-	A/CV16
Mistura 11	88	8	4	A/C/CV8
Mistura 12	84	12	4	A/C/CV12
Mistura 13	80	16	4	A/C/CV16
Mistura 14	96	-	4	A/C
Mistura 15	92	8	-	AG/CV8
Mistura 16	88	12	-	AG/CV12
Mistura 17	84	16	-	AG/CV16
Mistura 18	88	8	4	AG/C/CV8
Mistura 19	84	12	4	AG/C/CV12
Mistura 20	80	16	4	AG/C/CV16
Mistura 21	96	-	4	AG/C

Fonte: O AUTOR, 2018.

Para leitura didática das simbologias adotadas, segue-se a abaixo.

Figura 25 - Leitura de simbologia das misturas



Fonte: O AUTOR, 2018.

3.2 COLETA DOS MATERIAIS

As amostras de solos foram coletadas no estado deformado, mediante a escavação com ferramentas de mão, em quantidades suficientes para a realização de todos os ensaios previstos. As amostras assim obtidas foram armazenadas em sacos de fibra. Durante as coletas, tomaram-se todos os cuidados necessários, a fim de evitar contaminação dos solos e grandes alterações de umidade.

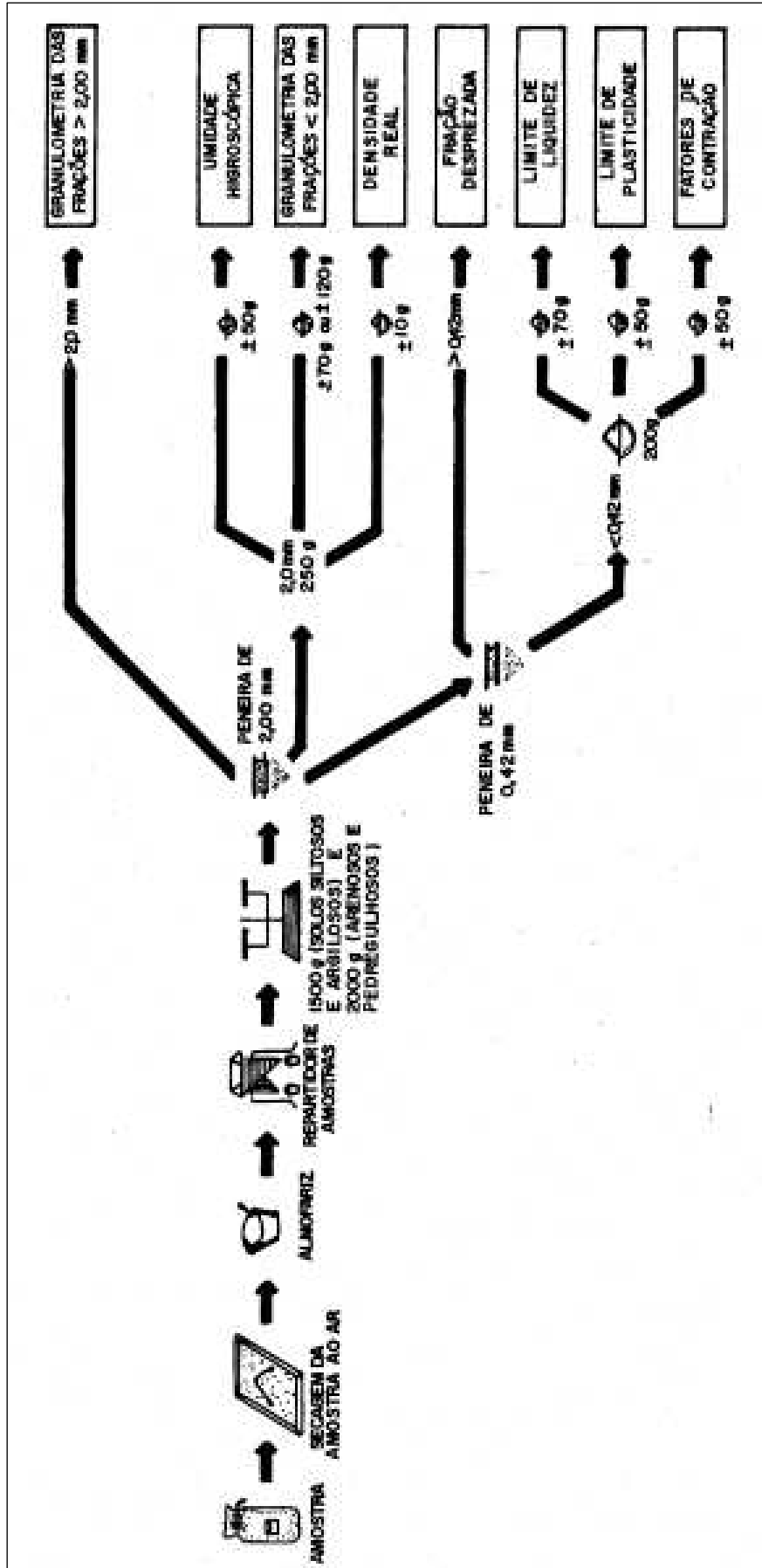
Quanto à etapa de coleta das amostras de cinza volante, nada pode ser declarado, visto que o material já foi recebido conforme deveria ser armazenado, em sacos plásticos e devidamente vedado.

Já as cales hidratadas foi adquirida em embalagens comerciais de 15 ou 20 kg e armazenada em embalagens plásticas vedadas, para evitar ganhos de umidade e assim provocar uma hidratação precoce.

3.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

A preparação das amostras de solo para ensaios de caracterização física e mecânica envolveram os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, quarteamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica, segundo os procedimentos estabelecidos pelo DNER 041/94 – Solo – preparação de amostra para ensaios de caracterização e NBR 6457/86 – Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaio de caracterização. O fluxograma completo das diversas etapas de preparação de uma amostra para os ensaios de caracterização física é apresentado na figura 26.

Figura 26 - Fluxograma da preparação da amostra de solo para ensaio de caracterização



Fonte: DNER-ME 041/94

3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Para caracterização dos solos e posteriormente classificação segundo o TRB (Transportation Research Board) e a USCS (Unified Soil Classification System) foram realizados ensaios de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade e densidade real do solo, mais conhecidos por ensaios de caracterização física do solo.

Para execução dos ensaios foram seguidos os procedimentos preconizados pelas seguintes normas:

- DNER-ME 051/94 – Solos – Análise granulométrica
- DNER-ME 082/94 – Solos – determinação do limite de plasticidade
- DNER-ME 122/94 – Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito
- DNER-ME 093/94 – Solos – determinação da densidade real

3.4.1 Análise granulométrica

A granulometria ou análise granulométrica consiste na determinação dos diâmetros das diversas partículas existentes no solo. Para Senço (2007) este estudo é relevante para compreensão do comportamento do solo, seja como elemento constituinte da fundação ou das próprias camadas do pavimento.

Entretanto, devido às grandes diferenças de tamanhos das partículas e das estruturas granulares dos materiais fica claro a dificuldade de obter frações que passam ou são retidas nas diversas peneiras. Portanto, para casos de frações de solos com diâmetros de grãos de até 0,075mm, a forma mais direta de obter o diâmetro dos grãos é passando pela série de peneira (ensaios por peneiramento). Os materiais mais finos, porém, podem exigir o auxílio da água corrente para passar pelas aberturas e processos indiretos, como a sedimentação.

Portanto, é comum fazer a análise granulométrica de maneira combinada. O procedimento compõe-se de três etapas: peneiramento grosso, sedimentação e peneiramento fino, na respectiva sequência.

A peneiração, nada mais é do que a operação de passar o material pelas peneiras especificadas. Nestes ensaios, são utilizadas peneiras de malhas quadradas com variações em frações de polegadas e, em ordem decrescente e identificada por números, que corresponde ao número de abertura existente em uma polegada (25,4mm). Em função do tipo de

peneiramento (grosso ou fino), forma-se o conjunto de peneiras, terminada por um fundo fechado, onde fica o material que passa na última peneira do jogo.

Já na sedimentação, o procedimento baseia-se na queda das partículas de material, após a dispersão em água e depositado em ordem decrescente de peso de partículas.

O método para execução desses procedimentos é prescrito pela DNER-ME 051/94 – Solos – Análise Granulométrica.

Para realização do ensaio, separou-se uma amostra total úmida de 1500g, no caso de solo siltoso e argiloso, ou 2000 g, no de solo arenoso, que posteriormente foi passada na peneira nº 10 (2,00mm). A parte da amostra que ficou retida nesta peneira foi lavada a fim de que o material fino aderente às partículas maiores que 2,0 mm fossem eliminadas. Do material que passou na peneira de 2,00 mm, foi separado cerca de 200 g para o ensaio de umidade higroscópica e 70 g (solo siltoso e argiloso) ou 120 g (solo arenoso) para a sedimentação.

O material grosso retido e lavado na peneira de 2,00 mm foi levado para secar em estufa a 105°C/110°C, até constância de massa. O material assim obtido foi usado no peneiramento grosso (Figura 27a), formado pelas peneiras com aberturas de 50 – 38 – 25 – 19 – 9,5 – 4,8 – 2,0 mm.

Do material passante na peneira de 2,00 mm, foi realizado o ensaio de sedimentação. Para a realização deste ensaio, pesou-se em um bécher, uma quantidade de 70g, no caso de solo siltoso e argiloso, ou 120 g, no de solo arenoso. A seguir, juntou-se com hexametáfosfato de sódio, agitou-se até que todo o material ficasse perfeitamente molhado e deixou-se em repouso por mais de 12 horas (Figura 27b).

Após esse período de descanso, a mistura foi transferida para o copo dispersor, e com água destilada, removeu-se o material aderido ao bécher e preencheu o copo dispersor até aproximadamente 5 cm da borda do copo. O aparelho de dispersão foi mantido ligado por 15 minutos, tempo máximo que uma mistura pode ser dispersada (Figura 27c).

Em seguida, a dispersão foi transferida para proveta (Figura 27d), removendo-se com água destilada todo o material aderido ao copo do dispersor. Acrescentou água destilada até atingir o traço de 1000 ml da proveta. Após o equilíbrio de temperatura da suspensão, agitou-se por 1 min com movimentos energéticos de rotação, tampando a boca da proveta com a mão. Imediatamente após a agitação, iniciaram-se as leituras do densímetro (Figura 27e) para os tempos de 30 – 60 – 120 – 240 – 480 – 900 – 1800 – 3600 – 7200 – 14400 – 28800 - 86400 segundos.

O material proveniente do ensaio de sedimentação foi despejado e lavado na peneira de 0,075 mm. O que ficou retido na peneira foi levado para estufa a 105°C-110°C, até

a constância de peso. Em seguida, o material foi passado nas peneiras de 1,2 – 0,8 – 0,6 – 0,42 – 0,30 – 0,15 – 0,075 mm, obtendo assim os valores acumulados para o ensaio de peneiramento fino.

Figura 27 – Etapas da Análise Granulométrica .



Fonte: BRINGEL, 2018.

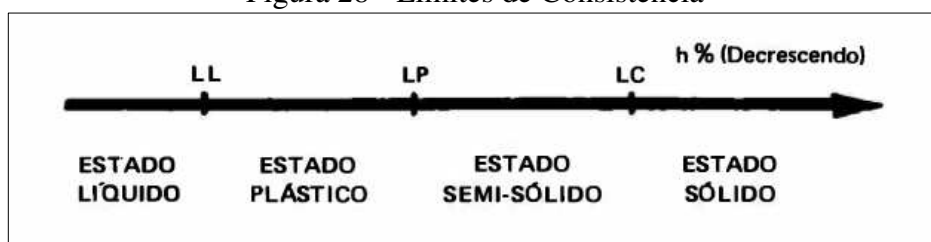
3.4.2 Limites de Consistência (ou Limites de Atterberg)

Senço (2007) explica que a influência das frações finas do solo não fica definida apenas pela granulometria, logo, com apenas esse ensaio, não se pode ter noção exata do comportamento do conjunto de partículas. O autor fala ainda, que outras propriedades, como por exemplo, umidades do solo, forma das partículas e composição química e mineralógica, são necessárias para definir as propriedades que interessam o estudo.

Um exemplo importante a ser citado, trata-se dos ensaios de limites de consistência ou limites de Atterberg. Este, por sua vez, é importantíssimo para a avaliação plástica do solo.

Na figura 28, são ilustrados os estados físicos (estados de consistência) e suas fronteiras (limites de consistência).

Figura 28 - Limites de Consistência



Fonte: CAPUTO, 1988.

O estado líquido é caracterizado pela ausência de resistência ao cisalhamento e o solo assume a aparência de um líquido. Quando o solo começa a perder a umidade, passa a apresentar um comportamento plástico, ou seja, deforma-se com variação volumétrica (sem fissurar-se o material trabalhado). Ao perder mais água o material torna-se quebradiço (semi-sólido). Já no estado sólido não ocorrem mais variações volumétricas pela secagem do solo (ALMEIDA, G. 2005).

Os limites de consistência, nada mais são do que os teores de umidade correspondentes às mudanças de estado de consistência. Entende-se que: limite de liquidez (LL) é o teor de umidade que delimita a fronteira entre o estado líquido e plástico; limite de plasticidade (LP), delimita o estado plástico do semi-sólido e; limite de contração (LC), o estado semi-sólido do sólido (DNIT, 2006).

Com a determinação dos limites de liquidez e plasticidade, tem-se o valor do índice de plasticidade (IP), que é definido como sendo a diferença entre os teores de umidade correspondentes ao LL e LP, respectivamente.

Uma vez determinado o índice de plasticidade, é possível verificar o quão plástico é o solo através da classificação de Jenkins (ALMEIDA, G. 2005) (tabela 3).

Fracamente plástico	$1 < IP \leq 7$
Mediamente plástico	$7 < IP \leq 15$
Altamente plástico	$IP > 15$

Fonte: ALMEIDA, G. 2005.

3.4.2.1 Limite de Liquidez

Para a determinação do Limite de Liquidez foi adotado os procedimentos preconizados pela norma DNER-ME 122/94, denominada Solos - determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito.

Segundo definições da Norma (DNER-ME 122/94), entende-se que limite de liquidez é o teor de umidade do solo com o qual se unem, em um centímetro de comprimento, as bordas inferiores de uma abertura feita em uma massa de solo colocada na concha de um aparelho de Casagrande (figura 29), por efeito de 25 golpes da concha sobre a base do aparelho.

Figura 29- Aparelho de Casagrande



Fonte: O AUTOR, 2018.

A norma define ainda curva de fluidez. Essa nada mais é do que a curva resultante da representação gráfica da relação dos teores de umidade, mostrada nas abscissas e em escala logarítmica, com os números de golpes correspondentes, mostradas nas ordenadas. Utilizando-se os pontos dessa representação, obtém-se uma reta.

Para realização do ensaio, foi utilizada uma amostra de cerca de 70g do solo passante na peneira de 0,42 mm. Depois, foi acrescentado 15 cm³ a 20 cm³ de água destilada e homogeneizado com uma espátula. Posteriormente tomou-se uma porção da mistura preparada e espalhou-se em cerca de 2/3 da superfície da concha do aparelho de Casagrande. Alisou-se a massa do solo com uma espátula até ela apresentar 1cm de espessura. Em seguida, produziu uma canelura na massa de solo no plano de simetria do aparelho, usando cinzel.

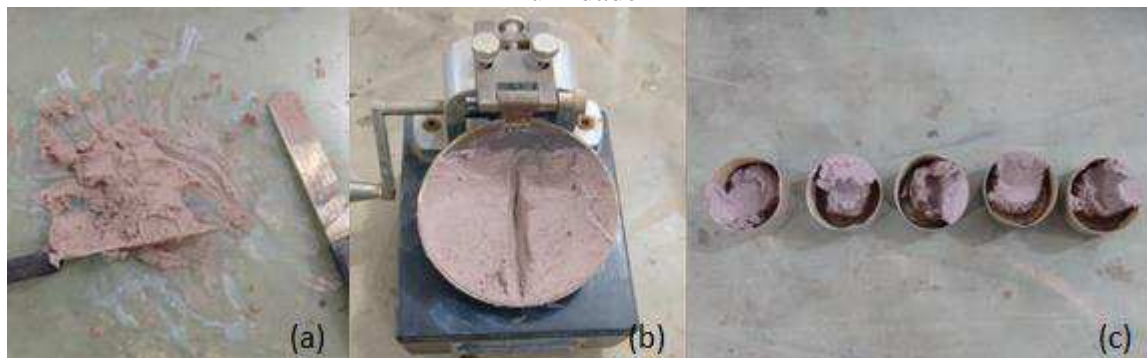
Após os procedimentos tomados acima, a concha contendo a massa de solo foi golpeada contra a base do aparelho, pelo acionamento da manivela, até que as duas bordas inferiores da canelura se unissem. Anotou-se o número de golpes dados e em seguida foi colhido uma porção de amostra para pesagem e posterior verificação da umidade.

Retirou-se o material remanescente da concha, juntou-se com o restante da amostra e acrescentou água na ordem de 1cm³ a 3cm³, repetindo-se as operações, de maneira a obter golpes em cada um dos seguintes intervalos: 25-35, 20-30 e 15-25.

Ao final deste ensaio, obteve-se uma série de pares de valores, número de golpes e umidade, que serviram para construir a curva de fluidez. O limite de liquidez (LL) foi dado pelo valor da abscissa no ponto correspondente da reta aos 25 golpes, aproximado para o número inteiro mais próximo.

Na figura 30 estão apresentadas algumas fases do ensaio de Limite de Liquidez.

Figura 30 – Etapas do Ensaio do Limite de Liquidez: (a) preparo da amostra; (b) concha do aparelho Casagrande após a junção das bordas; (c) amostras secas, a fim de determinar a umidade



Fonte: ALMEIDA, M., 2016.

3.4.2.2 Limite de Plasticidade

Segundo Caputo (1988), Limite de Plasticidade (LP) é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar, com ele, um cilindro de 3 mm de diâmetro e cerca de 10 cm de comprimento.

Fisicamente, essa desagregação ocorre por que a película de umidade que envolve os grãos começa a romper-se, provocando o atrito direto do grão a grão (SENÇO, 2007).

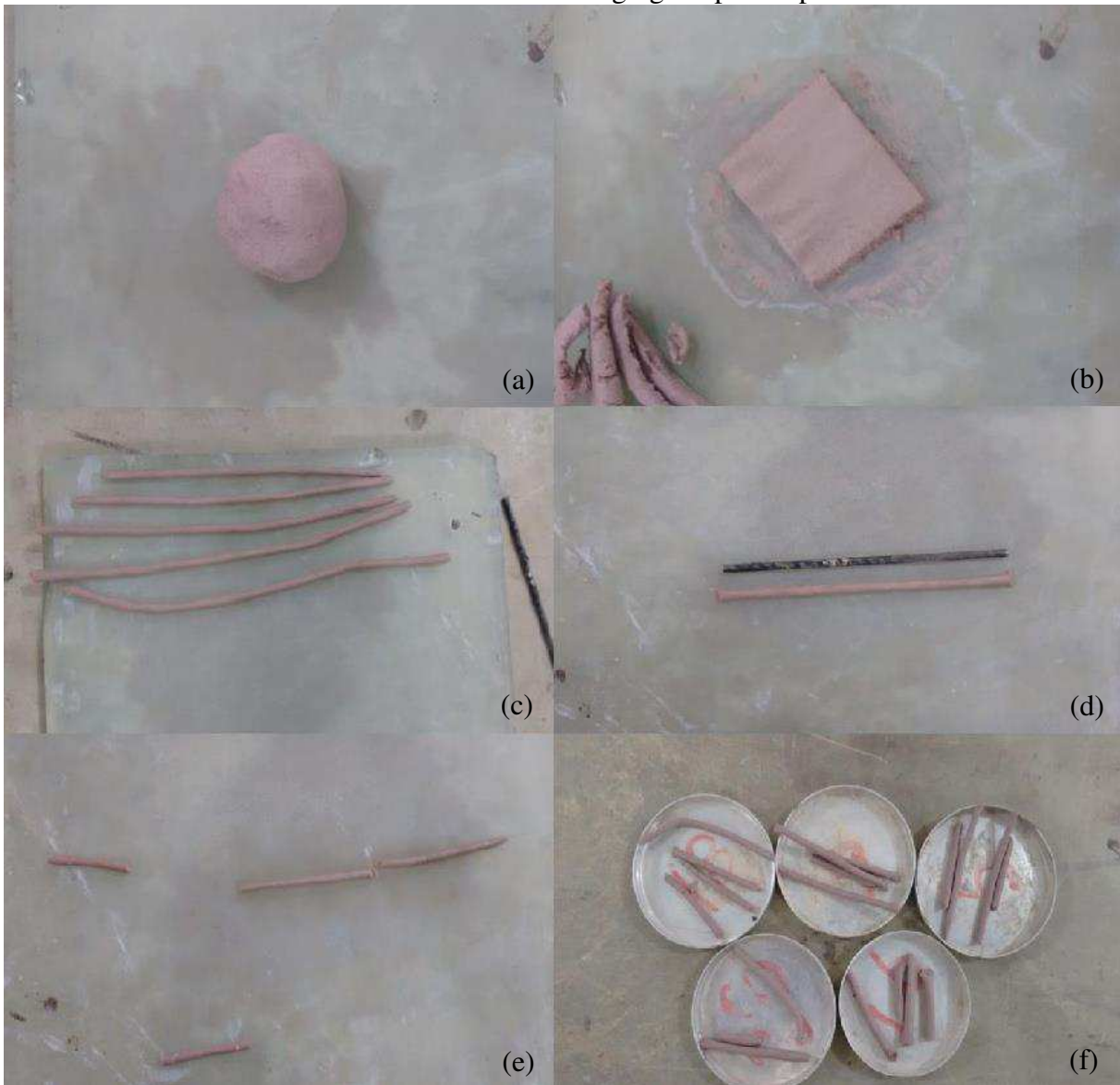
Para a realização do ensaio, foram adotados os procedimentos preconizados pela norma DNER-ME 082/94, denominada de Solos – determinação do limite de plasticidade.

O ensaio foi realizado com cerca de 50g de solo passante na peneira de 0,42 mm. A essa amostra foi adicionada água destilada até obter uma massa plástica e homogênea.

Em seguida, retirou-se cerca de 20g de massa e, com a mão, foi moldado um cilindro de solo de diâmetro de aproximadamente 3 mm sobre a face esmerilada da placa de vidro. Atingido esse diâmetro, o cilindro foi partido em 6 a 8 pedaços e amassados novamente até que o cilindro de solo desagregue sob a pressão da rotação e não seja possível formar um novo cilindro com o solo. Em seguida, transferiram-se os pedaços de solo para as cápsulas para pesagem, a fim de determinar a umidade. Na Figura 31 estão apresentadas as etapas do ensaio de limite de plasticidade do solo siltoso.

Este processo foi repetido três vezes de modo a obter resultados de umidade que não diferem mais de 5% da média. E o Limite de Plasticidade (LP) foi dado pela média aritmética das umidades encontradas.

Figura 31 - Etapas de execução do ensaio de limite de plasticidade do solo siltoso: (a) preparo da amostra; (b) retirado cerca de 20g; (c) moldagem de cilindro de aproximadamente 3 mm; (d) cilindro partido em pedaços de 10 cm; (e) cilindro de solo após pressão de rodagem; (f) transferência do cilindro desagregado para cápsula



Fonte: ALMEIDA, M., 2016 (Adaptado pelo autor).

3.4.3 Densidade Real

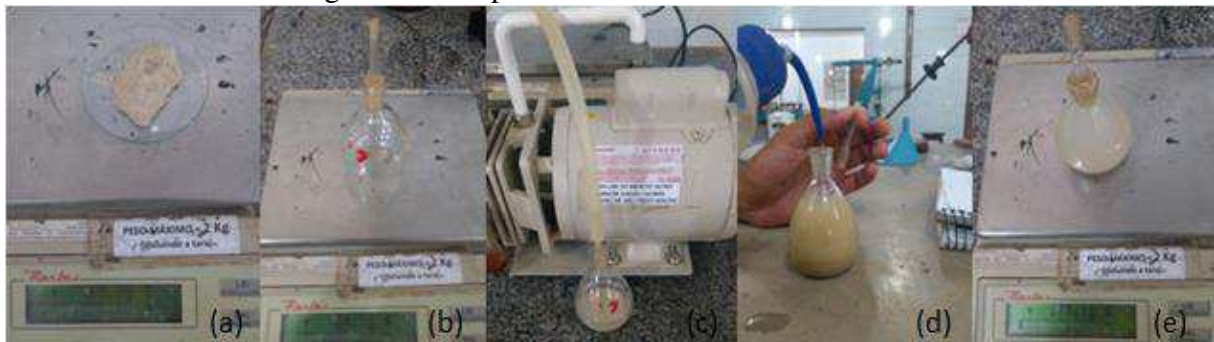
Para a determinação da massa específica dos grãos foi realizada o ensaio segundo adaptações da norma DNER-ME 093/94 (Solos – determinação da densidade real).

Após processo de preparação da amostra, passou-se o material na peneira de abertura de 2,0 mm, secando-o na estufa e tomando-se cerca de 10g (figura 32a). Inicialmente foi obtido dois pesos, o picnômetro vazio (P1) (figura 32b) e o picnômetro com a amostra em seu interior (P2). Em seguida é acrescentada água ao picnômetro até cobrir, com excesso, a

amostra, e realizado a deaeração da mistura através da aplicação de vácuo até que não fosse mais detectadas bolhas de ar (figura 32c).

Após esses procedimentos, o picnômetro com solo e água é tirado do vácuo e adicionado água destilada até preencher completamente o picnômetro (figura 32d), obtendo o terceiro peso (P3). Posteriormente, todo o material de dentro do picnômetro foi retirado e preenchido de água, correspondendo o peso P4 (figura 32e).

Figura 32 - Etapas do ensaio de Densidade Real.



Fonte: BRINGEL, 2018.

O cálculo da densidade real do solo foi determinado a partir da relação entre esses pesos, conforme expressão abaixo:

$$D_t = \frac{P_2 - P_1}{(P_4 - P_1) - (P_3 - P_2)} \quad (5)$$

O resultado dessa expressão é a densidade real do solo na temperatura t da água destilada do banho. Contudo, segundo recomendação da norma o valor da densidade real deve ser referido à temperatura de 20°C . Para tanto, multiplica-se o valor encontrado pelo coeficiente K_{20} , que é função da temperatura. Para esse ensaio, foi considerado o fator de correção K_{20} igual a 1,00, dado que o processo de expulsão do ar não se deu através de fervura, logo não foi necessário colocar em banho de água. Além disso, tais coeficientes não irão interferir significativamente, pois esses valores são $\approx 1,00$ para todas as temperaturas.

3.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Após os ensaios de caracterização física dos materiais, os estudos (Almeida, M. 2016, Torres, 2017 e Bringel, 2018) direcionaram-se para a análise do comportamento mecânico do solo natural e das misturas de solo com adição de cinza e cal. Neste contexto, foram realizados ensaios de compactação, Índice de Suporte de Califórnia (ISC), ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS) e ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD).

Contudo, no trabalho de Almeida, M. (2016) e Bringel (2018) alguns desses ensaios não foram realizados, como por exemplo, o CBR para as misturas com cinza e RTCD. Desta forma, para o presente trabalho será considerado apenas os ensaios que foram realizados em comum entre as três autoras, o que significa apenas os ensaios de Compactação, ISC dos solos naturais e RCS.

Para execução dos ensaios foram seguidos os procedimentos preconizados pelas seguintes normas:

- DNIT 164/2013 – ME – Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – método do ensaio.
- DNER-ME 049/94 – Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.
- DNER-ME 180/94 – Solos Estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples.

3.5.1 Ensaio de Compactação

Entende-se por compactação de um solo o procedimento que visa reduzir os seus vazios através de processos manuais ou mecânicos e, dessa maneira, aumentar a sua resistência e outros aspectos como permeabilidade, compressibilidade e absorção d'água (CAPUTO, 1988).

A norma que se estabelece os procedimentos para a realização deste ensaio é a norma DNIT 164/2013 – ME – Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – método do ensaio.

O ensaio visa determinar a correlação entre teor de umidade e a massa específica aparente do solo seco e, a partir disto, obter a curva de compactação do solo (massa específica

aparente seca x teor de umidade) a fim de determinar a umidade ótima do material referente ao ponto de densidade aparente seca máxima. O ensaio se procedeu da seguinte maneira para o solo natural e para as misturas solo-cinza, solo-cal e solo-cinza-cal:

a) A amostra do solo foi seca ao ar, destorroada no almofariz, homogeneizada e reduzida por quarteamento, até obter uma amostra suficiente para ensaio (3 kg para o solo argiloso, 6 kg para o solo siltooso e 7 kg para solo arenoso). Em seguida a amostra foi passada na peneira de 19 mm. A parte retida na peneira foi substituída pela mesma quantidade em massa passante na peneira de 19 mm e retida na peneira de 4,8 mm. Esses procedimentos foram repetidos até se obter material para 5 corpos de prova, no caso dos solos arenoso e siltooso. Para o solo argiloso, o ensaio se deu com reuso do material. Além disso, nas misturas, a cinza e a cal não passaram por nenhum desses procedimentos citados acima, sendo apenas misturados ao solo nas proporções determinadas.

b) Fixou-se o molde à sua base metálica, ajustando-a em uma base firme de concreto no chão. Adicionou-se água à amostra e, em seguida, foi retirada amostras da mistura úmida a fim de determinar a umidade. Posteriormente o material foi despejado no cilindro e compactado em cinco camadas iguais (solos arenoso e siltooso) ou em três camadas (solos argiloso), aplicando-se a cada uma delas golpes distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada (figura 33). A energia de Compactação utilizada foi à intermediária sendo, portanto, aplicada 26 golpes (solos arenoso e siltooso) ou 21 golpes (solo argiloso) com soquete de 4,5 kg a altura padrão de 25,7 cm.

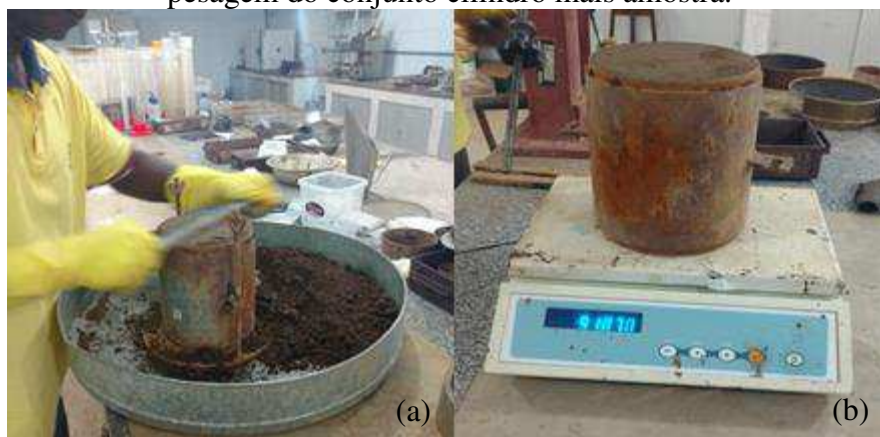
Figura 33 – Execução da compactação.



Fonte: TORRES, 2017.

c) Após a compactação, rasou-se o excesso de material na altura exata do molde com a régua biselada. Em seguida, pesou-se o molde com a amostra compactada e, sendo as dimensões e a massa do molde conhecidas, determinou-se o peso e o volume do material úmido compactado (figura 34).

Figura 34 – Etapas do ensaio de compactação: (a) rasamento do excesso de material; (b) pesagem do conjunto cilindro mais amostra.



Fonte: TORRES, 2017.

d) Por fim, foram repetidas as operações descritas em **b**, e **c** para diferentes teores de umidade de forma a possibilitar a elaboração da curva de compactação do solo.

Vale ressaltar que, no trabalho de Bringel (2018), algumas considerações de ensaio foram diferentes das adotadas por Almeida, M. (2016) e Torres (2017), como por exemplo, ensaio realizado com reuso de material e o tipo de cilindro utilizado. Tais considerações se deram pela ausência do solo argiloso para realização de todos os ensaios. Para melhor compreensão, tem-se uma tabela resumo (tabela 4) com os parâmetros utilizados por cada autora.

Tabela 4 - Tabela resumo das considerações do ensaio de compactação dos solos em estudo.

	Cilindro	Execução do Ensaio	Soquete	Nº de camadas	Nº de golpes
Almeida, M.(2016) (Solo Siltoso)	CBR	Sem reuso de material	Grande	5	26
Torres (2017) (Solo Arenoso)	CBR	Sem reuso de material	Grande	5	26
Bringel (2018) (Solo Argiloso)	Proctor	Com reuso de material	Grande	3	21

Fonte: O AUTOR, 2018.

3.5.2 Índice de Suporte Califórnia

O ISC pode ser definido como a relação percentual entre a pressão necessária para fazer penetrar, de maneira padronizada, um pistão numa amostra de solo convenientemente preparada e a pressão para fazer penetrar o mesmo pistão, à mesma profundidade, numa amostra padrão de pedra britada, ou material equivalente (SENÇO, 2007).

Este ensaio é amplamente utilizado na engenharia rodoviária, uma vez que, segundo o DNIT (2006) o valor do ISC permite determinar, por meio de equações, a espessura de um pavimento flexível em função do tráfego.

A norma que estabelece os procedimentos para a realização deste ensaio é a norma DNER-ME 049/94 (Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas). O ensaio se procedeu da seguinte maneira:

As amostras utilizadas foram as mesmas produzidas para o ensaio de compactação, com, com exceção as dos solos argiloso, em que as amostras foram produzidas exclusivamente para esse ensaio. Contudo, os procedimentos de preparação utilizado no ensaio são os mesmos de compactação apresentado no item 3.5.1.

Após a compactação, o disco espaçador é retirado e é adaptado o prato perfurado com a haste de expansão para colocar os pesos anelares em cima. O tripé porta extensômetro é fixado à haste. Os corpos de prova são então imersos em um tanque com água onde permaneceram por um período de 4 dias (figura 35) e com expansão verificada a cada 24 horas.

Figura 35 – Corpo de prova imerso em água



Fonte: TORRES, 2017.

Decorridos os 4 dias, cada molde é retirado da imersão e deixado escoar a água por 15 minutos. Ao final, os corpos de prova, ainda no molde e com a sobrecarga aplicada, foram levados à prensa, uma por vez, onde um pistão cilíndrico, a uma velocidade de 1,27 mm/min, aplicou uma pressão nas amostras (figura 36). O equipamento mostra leituras correspondentes à pressão aplicada em função da penetração do pistão no corpo de prova.

Figura 36 – Ensaio na Prensa Automática



Fonte: TORRES (2017).

A partir dessas leituras traça-se a curva pressão-penetração. Caso exista um ponto de inflexão, é necessária a correção da pressão naquele ponto através de uma tangente traçada à curva nesse ponto, interceptando o eixo da abscissa. O valor da pressão corrigida será então essa tangente mais a porção convexa da curva original, considerando a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abscissas. Soma-se às abscissas dos pontos correspondentes as penetrações de 2,54 e 5,08 mm a distância entre o ponto de interseção da tangente com a abscissa e a origem dos eixos. Com isso obtêm-se, na curva traçada, os valores correspondentes das novas ordenadas que representem os valores das pressões corrigidas para as penetrações referidas.

O valor de ISC de cada corpo de prova foi determinado utilizando a seguinte fórmula:

$$ISC = \frac{\text{Pressão Calculada ou Pressão Corrigida}}{\text{Pressão Padrão}} \times 100 \quad (6)$$

Onde a pressão padrão das penetrações de 2,54 e 5,08 mm correspondentes a 70,31 e 105,16 Kg/cm³. Adota-se o maior entre os dois valores.

3.5.3 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

O ensaio de Resistência à Compressão Simples (RCS) consiste em verificar o efeito cimentante da mistura, por meio dos resultados da resistência máxima à compressão simples (MALLMANN, 1996).

Segundo Rosa (2009), este ensaio tem sido utilizado na maioria dos programas experimentais relatados na literatura quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com cal ou tomar conhecimento dos fatores influentes sobre a resistência de solos estabilizados. A autora cita ainda, que as razões para tal fato, são a simplicidade, a rapidez, o baixo custo e a confiabilidade na execução do ensaio, uma vez que se tem uma vasta experiência com esse tipo de ensaio na área de concreto.

A norma que regulamenta este ensaio para solos estabilizados com cal e cinza volante é a DNER-ME 180/94 - Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples.

Para realização do ensaio, têm-se duas etapas: moldagem e cura dos corpos-de-prova e determinação da resistência à compressão simples.

3.5.3.1 Moldagem e Cura dos Corpos-de-prova

Para o ensaio, foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. A confecção dos corpos-de-prova foi realizada através dos procedimentos de secagem do solo ao ar, pesagem, misturas, compactação, desmoldagem, armazenagem e cura.

Após a secagem do solo ao ar, os materiais (solo, cal e cinza volante) foram pesados e posteriormente misturados até que se atingisse uma coloração uniforme. Em seguida, foi adicionada água suficiente para a mistura atingir a umidade ótima determinada pelo ensaio de compactação.

Na etapa de compactação dos corpos-de-prova, o material foi compactado no molde cilíndrico em 4 camadas iguais, sendo 25 golpes por camada. Vale lembrar que, o

número de golpes foi determinado conforme a fórmula da norma DNER-ME 180/94, e que se encontra apresentada a seguir:

$$n = \frac{E \cdot V}{9,8 \cdot P \cdot H \cdot Nc} \quad (7)$$

Onde:

n – Número de golpes por camada;

E – energia de compactação em N.m/m³ (E = 1,29 MN.m por m³ - intermediária);

V – volume do material compactado em m³;

P – massa do soquete em kg (4,536 kg);

H – altura do soquete em m (45,72 cm);

Nc – número de camadas (4 camadas);

No término da compactação os corpos-de-prova são extraídos pelo extrator (figura 37a) e em seguida pesado e medido a altura e diâmetro. Posteriormente, os corpos-de-prova foram envolvidos por papel filme de PVC e colocados em sacos plásticos vedados com fita adesiva para não haver perda de umidade (figura 37b). Os corpos-de-prova devidamente embrulhados e identificados são armazenados em uma câmara úmida (caixa de isopor com serragem úmida) para conservação e cura aos 7, 14 e 28 dias (figura 37c).

Figura 37 – Etapas de moldagem e cura para o ensaio de RCS



Fonte: BRINGEL, 2018.

A norma determina que terminado o tempo de cura, o corpo-de-prova deve ser imerso em água durante 24 horas. Contudo, Almeida, M. (2016) optou por não deixar os corpos-de-prova imersos, sendo esta determinação seguida nos trabalhos de Torres (2017) e Bringel (2018).

3.5.3.2 Determinação da Resistência à Compressão Simples

Para a determinação da resistência à compressão simples foi utilizada uma prensa automática, adotando a velocidade de ruptura de 0,1 mm/min até o ponto de ruptura (figura 38). O ensaio se procedeu da seguinte maneira:

a) O corpo-de-prova foi retirado da câmara úmida e colocado na base da prensa de compressão. Em seguida, foi assentada sobre o corpo-de-prova outra base metálica de modo a distribuir a força aplicada por toda a superfície de contato.

b) Após a colocação da amostra e configuração da máquina, iniciou-se a ruptura do corpo-de-prova, apresentando no final, os valores de penetração (c.mm) e carga de ruptura (kgf).

c) Posteriormente, retirou-se o molde da prensa para realizar o próximo rompimento.

Figura 38 - Ruptura do corpo de prova



Fonte: TORRES, 2017.

Foram rompidos os moldes de solo natural, solo-cal no teor de 4%, solo-cinza nos teores 8%, 12% e 16% e solo-cinza-cal nos teores de 4% de cal e 8%, 12% e 16% de cinza

volante, para cada um dos solos desse estudo. Além disso, para cada uma das misturas foram rompidos três corpos-de-prova por tempo de cura. E como critério de validação dos resultados, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos-de-prova deviam ser inferiores a 10% da resistência média desse conjunto.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados e discussões dos ensaios para a análise do comportamento dos solos da região metropolitana de São Luís quando estabilizados quimicamente com cinza volante e a cal. Conforme mostrado no subitem 3.1.5 deste trabalho, os ensaios foram realizados para os três solos naturais e para as misturas solo-cal, solo-cinza, solo-cal-cinza nos diferentes teores de 8%, 12% e 16% de cinza volante e 4% de cal.

A priori, é apresentada a caracterização física dos solos naturais, a partir dos resultados obtidos da análise granulométrica, limites de consistência e densidade real, com os quais se deu a classificação dos solos, segundo a Classificação do Transportation Research Board (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação do Solo (SUCS).

Por fim, são mostrados os resultados dos ensaios de compactação, ISC dos solos naturais e resistência à compressão simples para os diferentes solos, seguido da análise comparativa entre eles.

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS

4.1.1 Análise Granulométrica

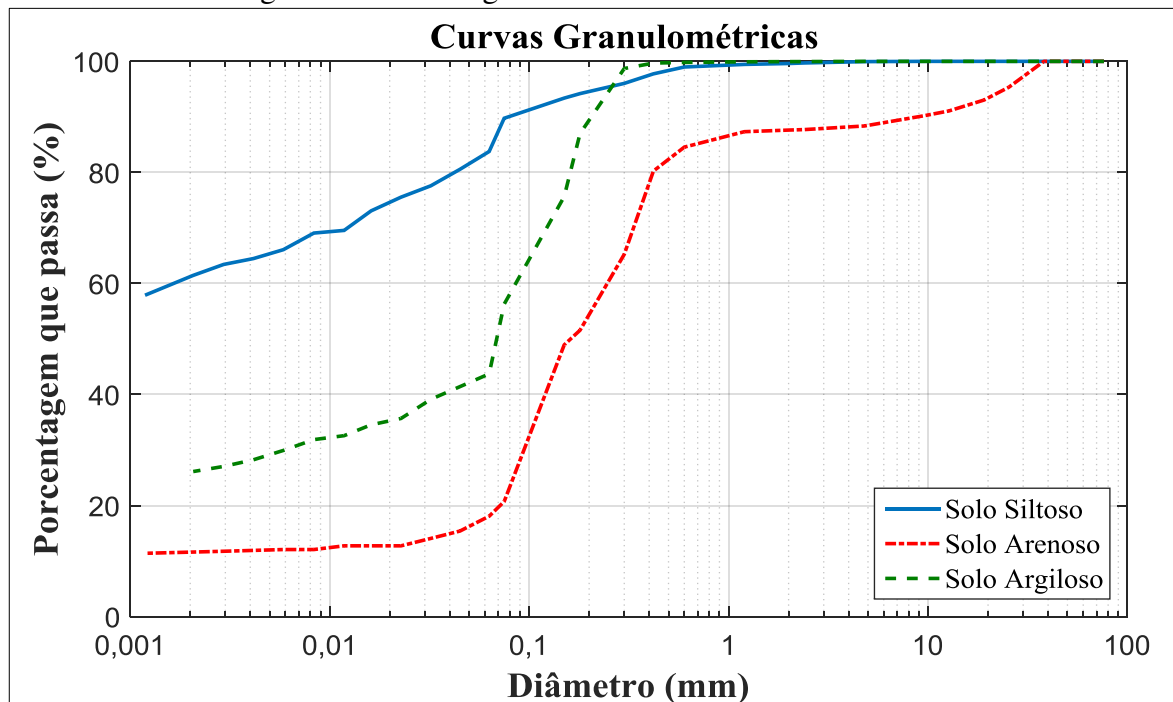
Os resultados da análise granulométrica dos três solos estão apresentados nos resumos da composição granulométrica na tabela 5 e nas curvas de distribuições granulométricas da figura 39.

Tabela 5 - Composição granulométrica dos solos em estudo

Frações (%)	Solos		
	Siltoso	Arenoso	Argiloso
Pedregulho	0,39	12,38	0,05
Areia grossa	1,85	7,39	0,26
Areia fina	8,00	59,52	43,42
Silte	23,67	8,65	27,20
Argila	66,08	12,08	29,07

Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 39 - Curvas granulométricas dos solos em estudo

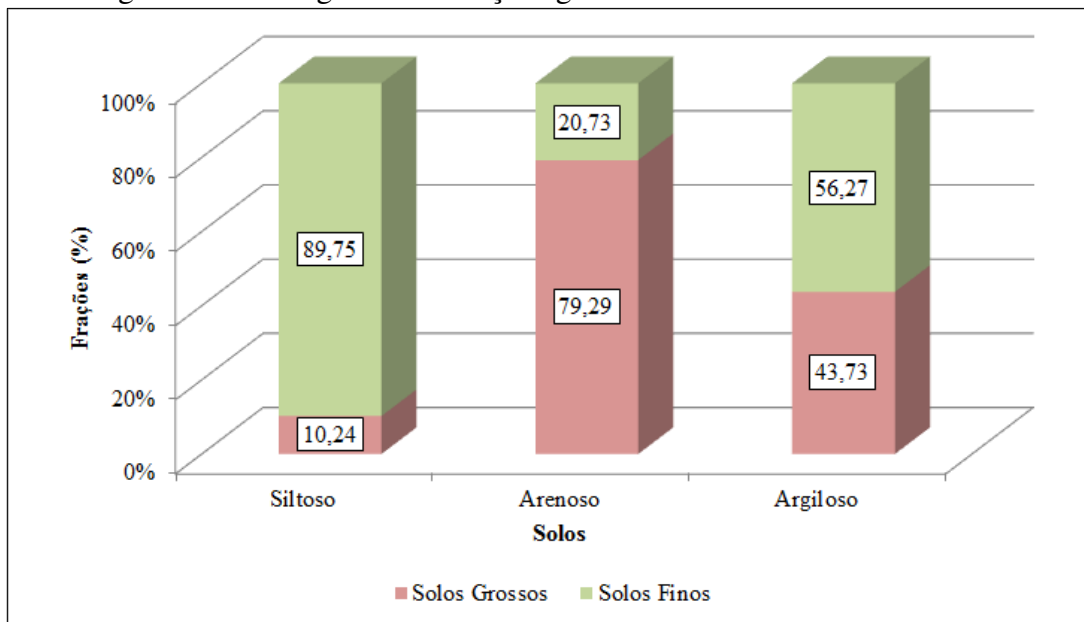


Fonte: O AUTOR, 2018.

A partir da composição granulométrica observa-se que os solos apresentam frações bastante distintas. Os resultados mostram que o solo siltoso é constituído com forte predominância da fração de argila, seguida da fração de silte e em menores proporções, das frações de areia e de pedregulho, sendo assim considerado conforme classificação textural uma argila silto-arenosa. O solo arenoso, por sua vez, apresenta uma predominância de areia, seguida de pedregulho, argila e silte, respectivamente. Desta forma, caracteriza-se como uma areia argilo-siltosa com pedregulho. Já o solo argiloso é classificado como sendo uma areia argilo-siltosa, por apresentar predominância da fração de areia, seguida das frações de argila e silte e valor desprezível de pedregulho.

Através do histograma das frações grossas e finas dos materiais em estudo (figura 40) observa-se que o solo arenoso é de granulometria grossa, já que possui mais de 50% de pedregulho e de areia (solos grossos). Enquanto isso, o solo siltoso e argiloso é caracterizado como um solo de granulometria fina, por apresentarem mais de 50% de suas composições de silte e de argila (solos finos).

Figura 40 – Histograma das frações grossas e finas dos solos em estudo



Fonte: O AUTOR, 2018.

Segundo observações apresentadas acima, nota-se que para os solos de granulometria fina as classificações quanto à textura não correspondem com as classificações mais aplicadas ao meio rodoviário, conforme será mostrado no item 4.1.4. Tal afirmativa se explica pelo fato de que solos com frações finas mais expressivas não ficam definidos apenas pela granulometria, sendo necessário considerar outras propriedades, como por exemplo, limite de liquidez e limite de plasticidade. Sendo assim, a fração de argila superior a de silte para o material caracterizado por solo siltoso não significa que a fração de silte não tenha sido mais determinante para o comportamento geral do solo. Da mesma forma ocorre para o solo argiloso.

Como cita Pinto, C. (2006), a determinação do tipo de solo não deve ser baseada em sua granulometria, no caso de solos finos, mas pelos índices de consistência. O que interessa é como o solo se comporta e não exatamente o percentual de teor de argila ou silte. Solos com menor teor de argila podem ter uma atividade maior que aqueles solos com maior teor de argila. Entende-se como "atividade", o índice que relaciona o índice de plasticidade e a fração argila (<0,002mm).

4.1.2 Limites de Consistência

Para todos os solos foram realizados os ensaios de limite de liquidez e de limite de plasticidade. Em seguida, para os solos não plásticos (NP) foram calculados seus Índices Plásticos.

A tabela 6 contém os resultados dos ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade dos solos deste estudo.

Tabela 6 - Resultados dos ensaios de Limites de Consistência para os solos em estudo

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo Siltoso	35	29	6
Solo Arenoso	13	-	NP
Solo Argiloso	26	15	11

Fonte: O AUTOR, 2018.

A partir dos resultados do índice de plasticidade verifica-se que o solo siltoso apresenta IP entre 1% e 7%, sendo considerado segundo a classificação de Jenkins (ALMEIDA, G. 2005), um solo fracamente plástico, o que indica pouca capacidade de ser moldado sem apreciável variação de volume. Em outras palavras, pode-se dizer que o solo possui pouca disposição a sofrer deformações rápidas sem que ocorra algum tipo de ruptura.

Ainda conforme a classificação de Jenkins, para o solo argiloso, cujo índice de plasticidade encontra-se entre 7% e 15%, tem-se um solo medianamente plásticos. Logo, quando moldados apresentam uma variação de volume superior em relação aos solos fracamente plástico e inferior aos solos altamente plásticos.

Já o solo arenoso, é caracterizado como um solo não plástico, dada a indeterminação do limite de plasticidade.

Verifica-se que o solo siltoso com maior teor de argila é fracamente plástico e o solo argiloso, com menor teor de partículas da fração argila, é medianamente plástico. A intuição diria, observando apenas a granulometria, que altos teores de argila levariam a alta plasticidade.

4.1.3 Densidade Real

Na tabela 7 são apresentados os valores da densidade real dos solos. Com esses resultados, foi possível calcular as porcentagens passantes no ensaio de sedimentação. Além

disso, são valores que também orientam sobre a natureza mineralógica das partículas dos solos, ou seja, quanto aos minerais componentes e seus percentuais de ocorrência.

Tabela 7 - Resultados da densidade real dos solos

Solo	Densidade Real (g/cm³)
Siltoso	2,636
Arenoso	2,217
Argiloso	2,665

Fonte: O AUTOR, 2018.

Sendo assim, ao analisar os valores acima apresentados, a densidade real do solo siltoso e solo arenoso são considerados baixos, comparado à massa específica do quartzo (2,65 g/cm³), o que indica, segundo Gondim (2008 apud SANTOS, 2009), “a predominância de minerais secundários, resultantes da fragmentação de rochas pela ação do intemperismo, a presença de minerais mais leves como caulinita e feldspato-K ou, ainda, uma pequena incidência de minerais pesados, como ferro”. Já o solo argiloso, é o que apresenta maior valor, equiparando-se aos valores característicos de argilo-minerais (SANTOS, 2009), responsáveis pelas reações com cal e conseqüentemente determinante para o melhoramento das propriedades mecânicas.

4.1.4 Classificação dos Solos

Como proposto nos programas experimentais, os solos foram classificados conforme os métodos TRB e SUCS. Tais classificações só foram possíveis por meio dos ensaios de granulometria, limites de consistência e densidade real.

A partir dos resultados dos ensaios citados acima, construiu-se a tabela 8, onde são apresentados os valores referentes às porcentagens de material passante nas peneiras nº 4, nº 10, nº 40 e nº 200, os resultados dos limites de consistência e índice de grupo e a classificação segundo TRB e SUCS.

Tabela 8 - Resultado da caracterização dos solos utilizados neste trabalho

Composição Granulométrica (%)										
Solos	Porcentagem que passa (%)				LL	LP	IP	IG	TRB	SUCS
	#4	#10	#40	#200						
Siltoso	99,95	99,61	97,75	89,75	35	29	6	8	A-4	ML
Arenoso	88,36	87,62	80,24	20,72	13	-	-	0	A-2-4	SC
Argiloso	100	99,95	99,69	56,27	26	15	11	5	A-6	CL

Fonte: O AUTOR, 2018.

Diante dos valores da tabela acima, foi possível, pela classificação TRB e SUCS, definir que: o solo siltoso é um A-4 e um ML, caracterizado como silte inorgânico e/ou solo siltoso; o solo arenoso é um A-2-4 e um SC, classificado como areia argilosa; e o solo argiloso é um A-6 e um CL, caracterizado como solo argiloso ou argila inorgânica de baixa compressibilidade.

Conforme o comportamento dos solos dos grupos da classificação TRB, em que estão enquadrados os solos acima, podemos afirmar que: o solo argiloso (A-6) é considerado um solo fraco quanto ao comportamento como subleito, dada que as variações de volume, no estado seco e úmido, representam alto grau de instabilidade; o solo arenoso é um A-2-4, o que o classifica como um bom material para composição da camada de subleito; e o solo siltoso (A-4), constituído por um silte não plástico ou moderadamente plástico (SENÇO, 2007).

Cada solo, independente do grupo ou subgrupo, é ainda avaliado de acordo com seu índice de grupo, quanto à qualidade do subleito, em: de alta a excelente, regular ou de baixa a inadequada. De acordo com essa classificação, o solo siltoso e argiloso possuem comportamentos típicos de materiais constituintes de camada de subleito considerado regular e o solo arenoso, de camadas de subleito de alta a excelente.

4.2 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS SOLOS

Conforme mencionado no capítulo 3, para caracterização mecânica deste trabalho, foram considerados os ensaios de compactação e de resistência à compressão simples para cada solo em seu estado natural e para as misturas solo-cal, solo-cinza e solo-cinza-cal. Os dados obtidos nesses ensaios serão apresentados para cada um dos solos separadamente e posteriormente comparados. Além desses dois ensaios serão apresentados também os resultados de Índice de Suporte Califórnia de cada um dos solos de maneira conjunta.

4.2.1 Ensaio de Compactação

4.2.1.1 Solo Silty

Os resultados do ensaio de compactação para esse solo e respectivas misturas estão contidos na tabela 9, enquanto as respectivas curvas de compactação são apresentadas na figura 41.

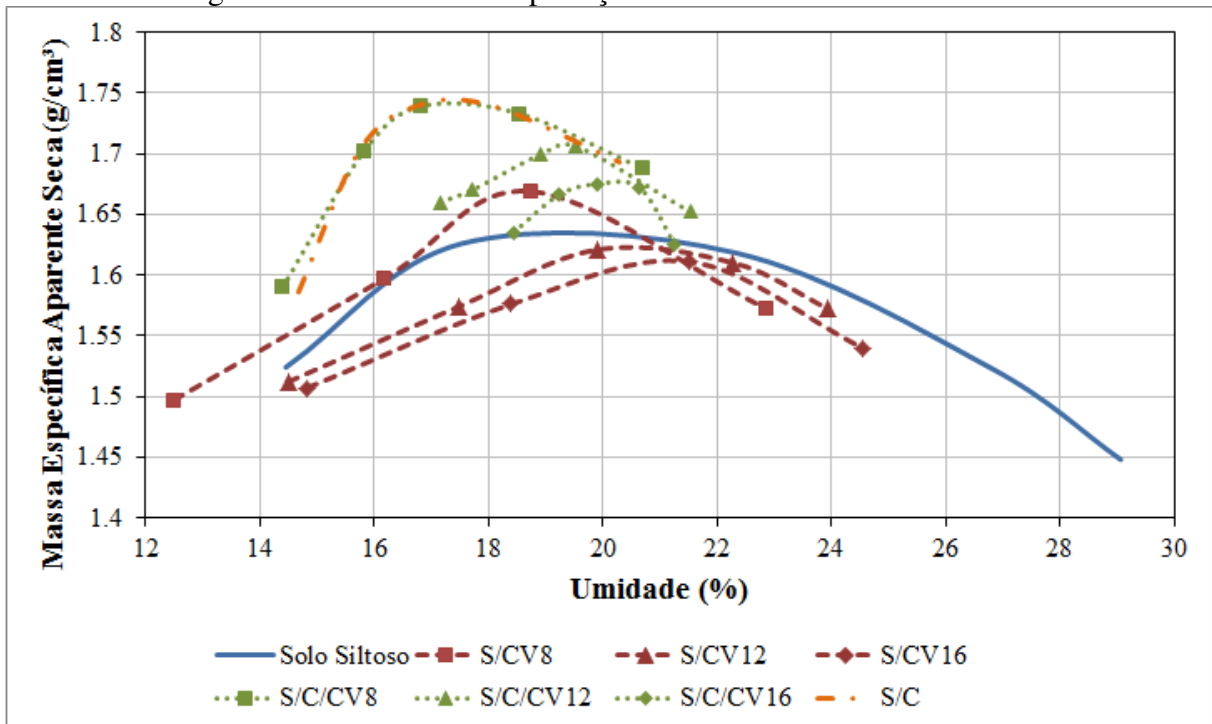
Tabela 9 - Resultados do ensaio de compactação do solo silty e suas misturas

Material/Mistura	Umidade Ótima (%)	MEAS_{max} (g/cm³)
S	19,40	1,637
S/CV8	18,73	1,670
S/CV12	20,50	1,623
S/CV16	21,30	1,612
S/C/CV8	17,33	1,742
S/C/CV12	19,38	1,707
S/C/CV16	20,40	1,679
S/C	17,38	1,745

Fonte: O AUTOR, 2018.

Observa-se na tabela acima e nas correspondentes curvas, que a umidade ótima (U_{ot}) das misturas varia entre 17,33% e 21,30% estando o solo natural entre esse intervalo com U_{ot} de 19,40%. Já em relação à massa específica aparente seca máxima (MEAS_{máx}), os resultados variam entre 1,612 g/cm³ e 1,745 g/cm³ também estando dentro do intervalo a MEAS_{máx} do solo natural correspondente a 1,637 g/cm³.

Figura 41 – Curvas de compactação do solo siltoso e suas misturas

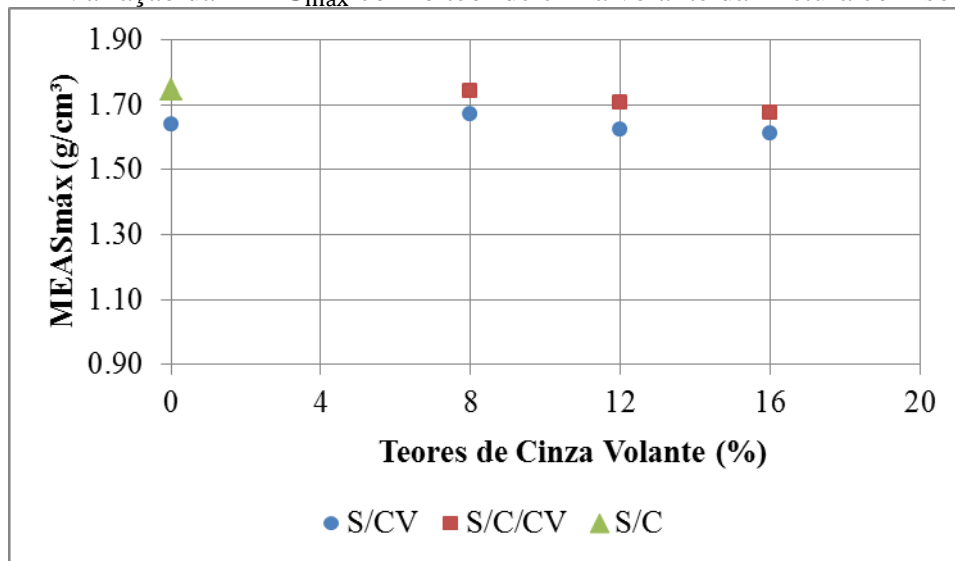


Fonte: O AUTOR, 2018.

Através da análise das curvas de compactação, percebe-se, para as misturas solo-cinza, solo-cinza-cal e solo-cal, tendência das curvas de se tornarem mais agudas em torno da umidade ótima, justificando uma maior atenção durante a compactação desse material, uma vez que pequenas alterações na umidade tendem para maiores alterações de massa específica.

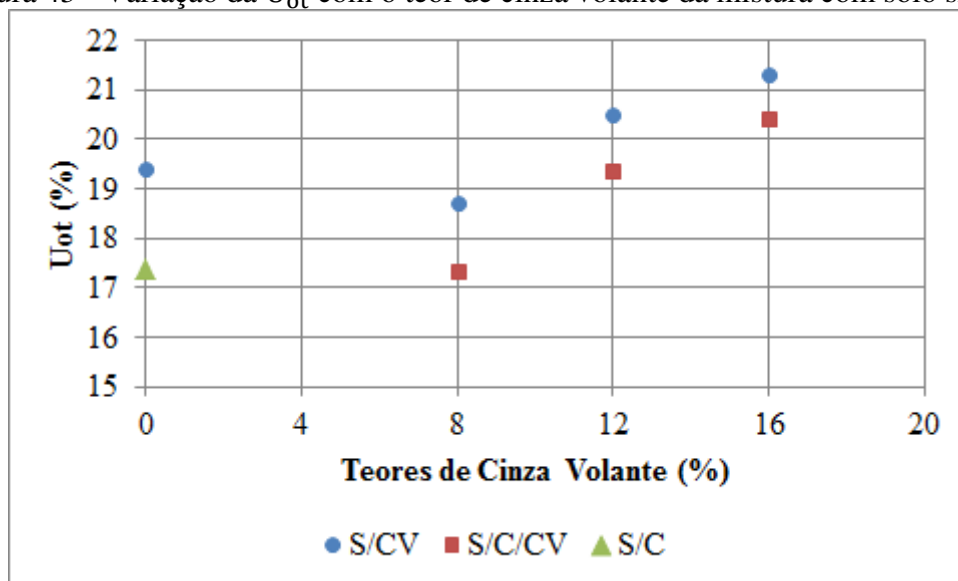
Tomando como referência os valores de $MEAS_{m\acute{a}x}$ e U_{ot} do solo natural, nota-se que as misturas com cinza volante, com exceção da S/CV8, apresentaram redução da $MEAS_{m\acute{a}x}$ e aumento da U_{ot} . O contrário acontece com as misturas solo-cinza-cal e solo-cal. Além disso, observa-se que à medida que o teor de cinza aumenta, os valores de $MEAS_{m\acute{a}x}$ diminuem tanto para as misturas de solo-cinza, quanto para as misturas de solo-cinza-cal. Essas inferências podem ser constatadas nas figuras 42 e 43.

Figura 42 – Variação da $MEAS_{m\acute{a}x}$ com o teor de cinza volante da mistura com solo siltoso



* O solo natural é representado no teor 0% por círculo azul
 Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 43 - Variação da U_{ot} com o teor de cinza volante da mistura com solo siltoso



* O solo natural é representado no teor 0% por círculo azul
 Fonte: O AUTOR, 2018.

4.2.1.2 Solo Arenoso

Os resultados do ensaio de compactação para esse solo e as respectivas misturas estão contidos na tabela 10, enquanto as respectivas curvas de compactação são apresentadas na figura 44.

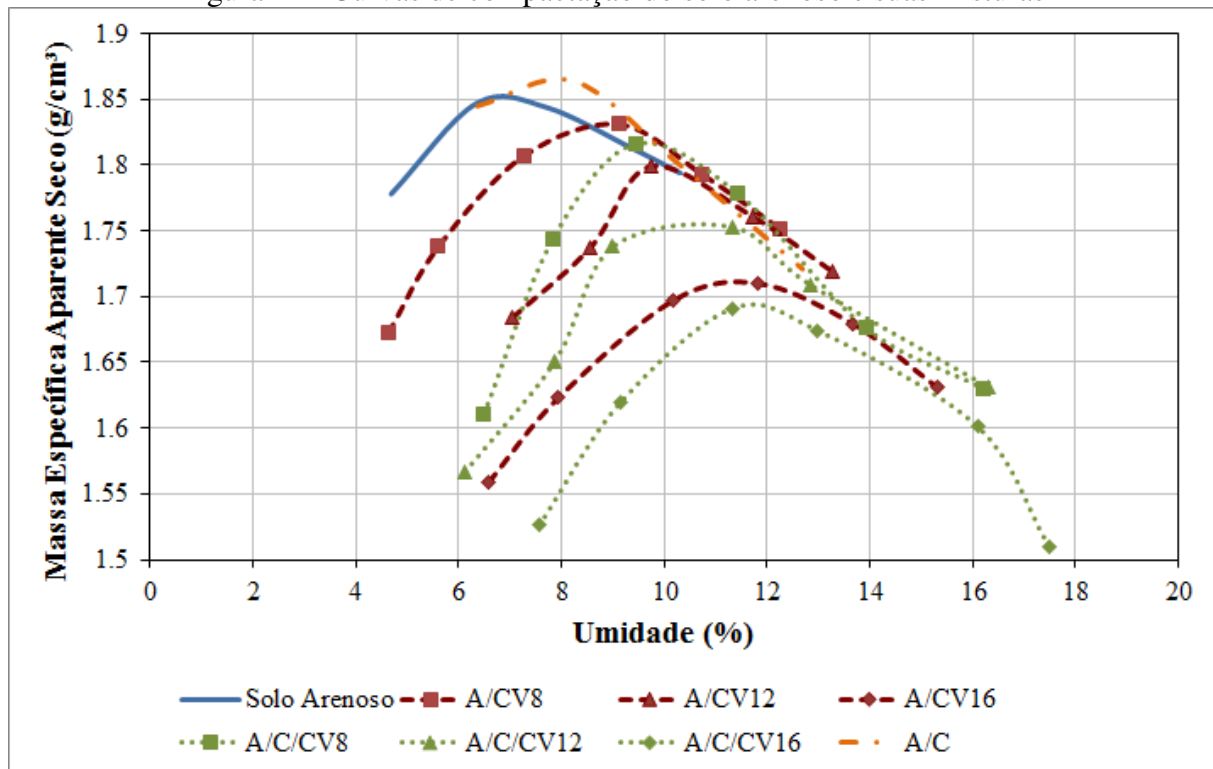
Tabela 10 - Resultados do ensaio de compactação do solo arenoso e suas misturas

Material/Mistura	Umidade Ótima (%)	MEAS _{máx} (g/cm ³)
A	6,79	1,852
A/CV8	9,00	1,832
A/CV12	9,80	1,80
A/CV16	11,40	1,715
A/C/CV8	9,65	1,818
A/C/CV12	10,70	1,755
A/C/CV16	11,70	1,695
A/C	8,00	1,865

Fonte: O AUTOR, 2018.

Como pode ser observado na tabela acima e nas suas correspondentes curvas, tem-se que a umidade ótima das misturas varia entre 6,79% e 11,70% sendo o solo natural o limite inferior dessa variação. Já em relação à massa específica aparente seca máxima, os resultados variam entre 1,695 g/cm³ e 1,865 g/cm³ estando o solo natural bem próximo ao limite superior dessa variação.

Figura 44 - Curvas de compactação do solo arenoso e suas misturas



Fonte: O AUTOR, 2018.

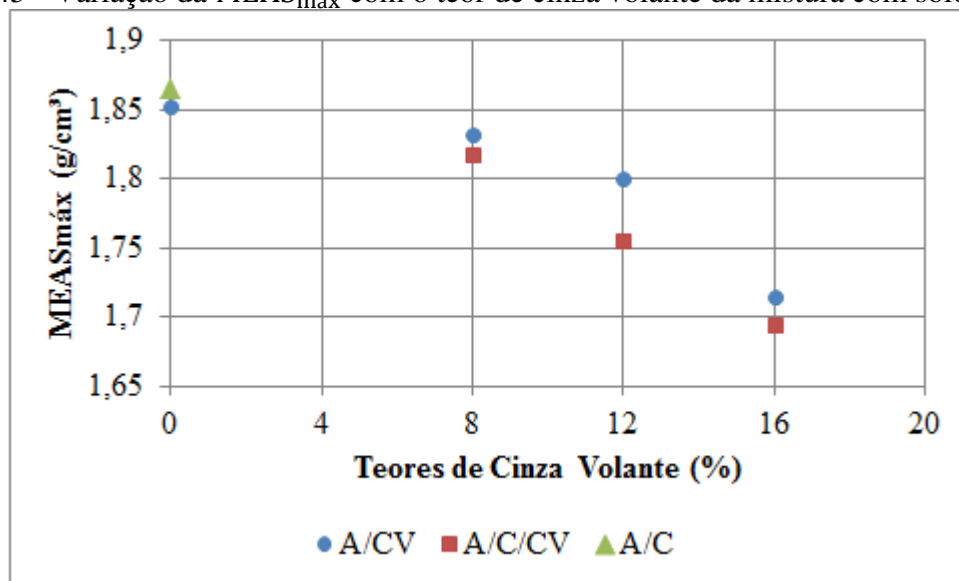
Para esse solo, as curvas de compactação das misturas com cinza e/ou cal não apresentam nenhum comportamento diferente da curva de compactação do solo natural.

Contudo, quando comparada ao solo siltoso, todas as curvas apresentam-se mais agudas, significando que durante a compactação o cuidado deve ser ainda maior em relação ao solo siltoso.

Nas figuras 45 e 46 são apresentadas as variações da $MEAS_{m\acute{a}x}$ e U_{ot} com os teores de cinza volante. Quanto as variações da $MEAS_{m\acute{a}x}$ tem-se que as misturas solo-cinza e solo-cinza-cal, apresentam valores inferiores ao do solo natural. Já na mistura solo-cal, nota-se um pequeno aumento da $MEAS_{m\acute{a}x}$. No que se refere à variação de U_{ot} , observa-se um aumento deste parâmetro para todas as misturas (solo-cinza, solo-cal e solo-cinza-cal).

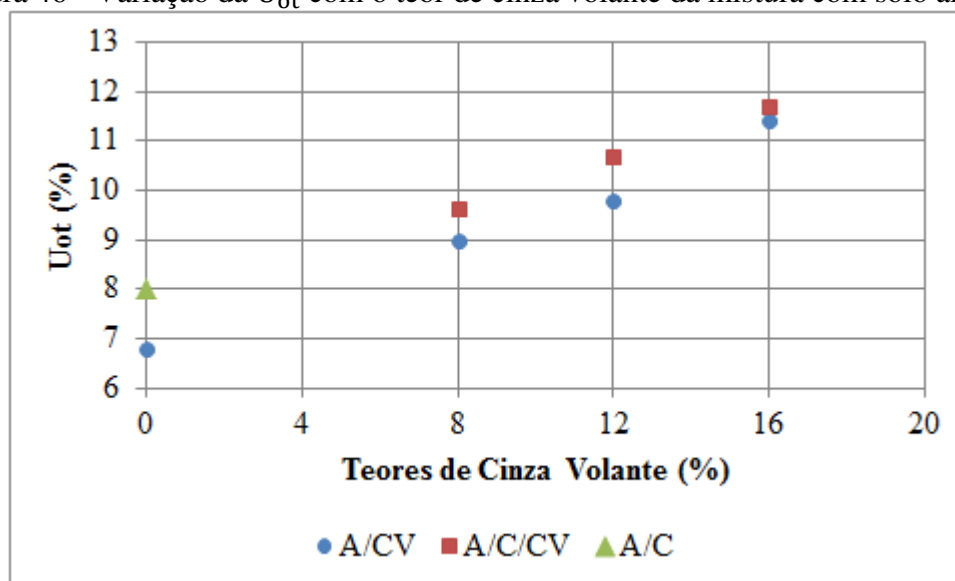
Ainda a partir da figura 45, nota-se que o aumento do teor de cinza, resultou em valores de $MEAS_{m\acute{a}x}$ menores, tanto para as misturas de solo-cinza, quanto para as misturas de solo-cinza-cal.

Figura 45 - Variação da $MEAS_{m\acute{a}x}$ com o teor de cinza volante da mistura com solo arenoso



* O solo natural é representado no teor 0% por círculo azul

Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 46 - Variação da U_{ot} com o teor de cinza volante da mistura com solo arenoso

* O solo natural é representado no teor 0% por círculo azul

Fonte: O AUTOR, 2018.

4.2.1.3 Solo Argiloso

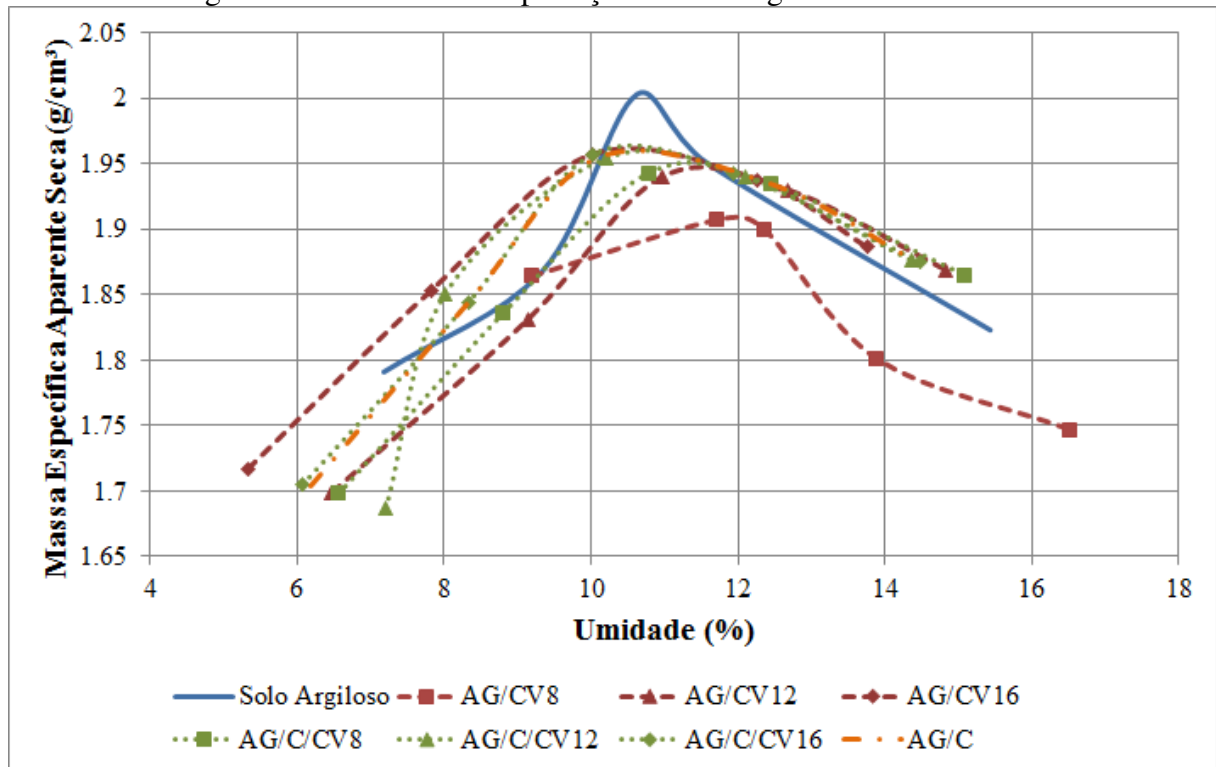
Os resultados do ensaio de compactação do solo argiloso e as respectivas misturas estão contidos na tabela 11, enquanto as respectivas curvas de compactação são apresentadas na figura 47.

Tabela 11 - Resultados do ensaio de compactação do solo argiloso e suas misturas.

Material/Mistura	Umidade Ótima (%)	MEAS _{máx} (g/cm ³)
AG	10,62	2,003
AG/CV8	12,01	1,911
AG/CV12	11,50	1,949
AG/CV16	10,53	1,963
AG/C/CV8	11,30	1,951
AG/C/CV12	10,53	1,959
AG/C/CV16	10,51	1,967
AG/C	10,52	1,954

Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 47 - Curvas de compactação do solo argiloso e suas misturas



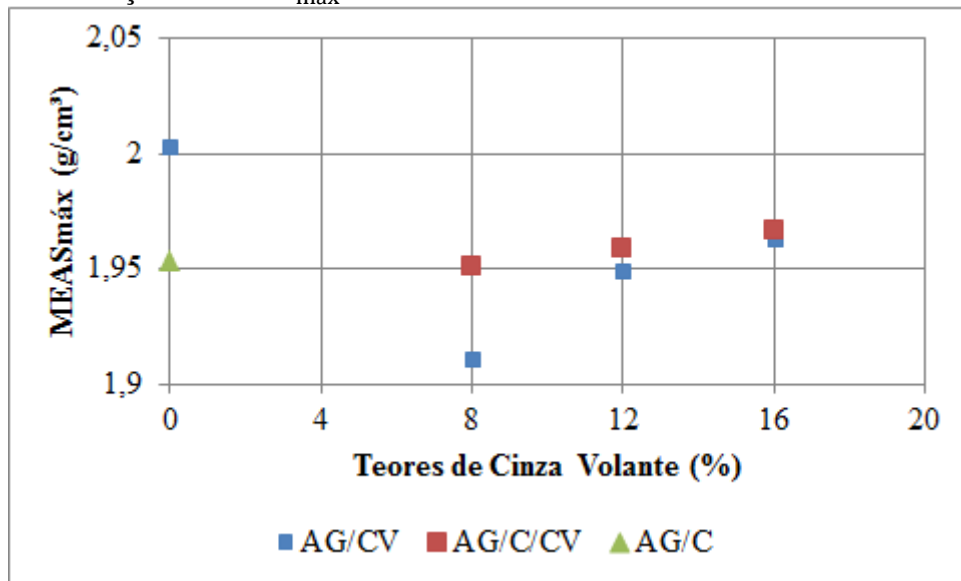
Fonte: O AUTOR, 2018.

Nesse solo, segundo os valores apresentados na tabela acima e suas correspondentes curvas de compactação, tem-se que os valores da $MEAS_{m\acute{a}x}$ e U_{ot} praticamente se mantem constantes (diferença menor que 1%) para as misturas com cinza volante e/ou cal. A única exceção foi a mistura AG/CV8, por possuir uma variação de cerca de 1,4 % no valor da U_{ot} do solo natural. Essas inferências podem ser constatadas nas figuras 48 e 49.

Sendo assim, na compactação dos corpos de prova para ensaio de resistência à compressão simples do solo natural e de suas misturas, os parâmetros serão praticamente os mesmos, dado que essas variações são pequenas. Considera-se, portanto, que a cal e a cinza volante praticamente não modificaram as propriedades do solo, considerando o ensaio de compactação.

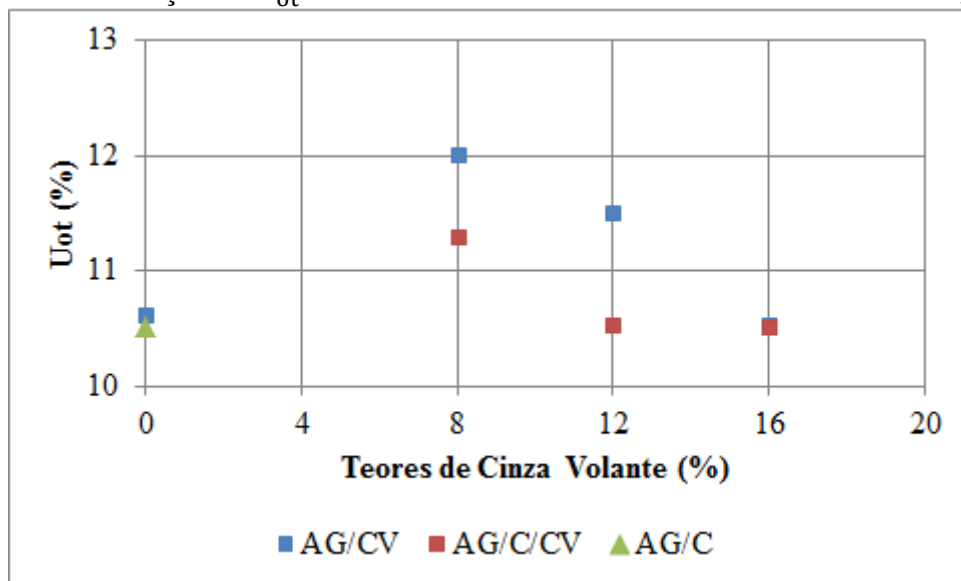
Ainda sobre os valores de $MEAS_{m\acute{a}x}$ pode ser inferido que o aumento do teor de cinza volante provocou o crescimento do parâmetro de $MEAS_{m\acute{a}x}$ tanto para as misturas de solo-cinza, quanto para as misturas de solo-cinza-cal, embora não apresentem valores maiores do que os encontrados no solo puro.

Figura 48 - Variação da $MEAS_{m\acute{a}x}$ com o teor de cinza volante da mistura com solo argiloso



* O solo natural é representado no teor 0% por quadrado azul
 Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 49 - Variação da U_{ot} com o teor de cinza volante da mistura com solo argiloso



* O solo natural é representado no teor 0% por quadrado azul
 Fonte: O AUTOR, 2018.

4.2.1.4 Análise conjunta dos três solos – parâmetros de compactação

Para uma melhor compreensão das variações dos parâmetros de compactação a partir da adição de cinza volante e/ou cal hidratada, são mostradas nas figuras 50 a 55 os gráficos relacionando a umidade ótima e a massa específica aparente seca em relação ao teor de cinza volante ou de cal. Verifica-se, com isso, que os solos em estudo não apresentam um padrão único, apesar das misturas solo-cinza e solo-cinza-cal do solo siltoso e arenoso

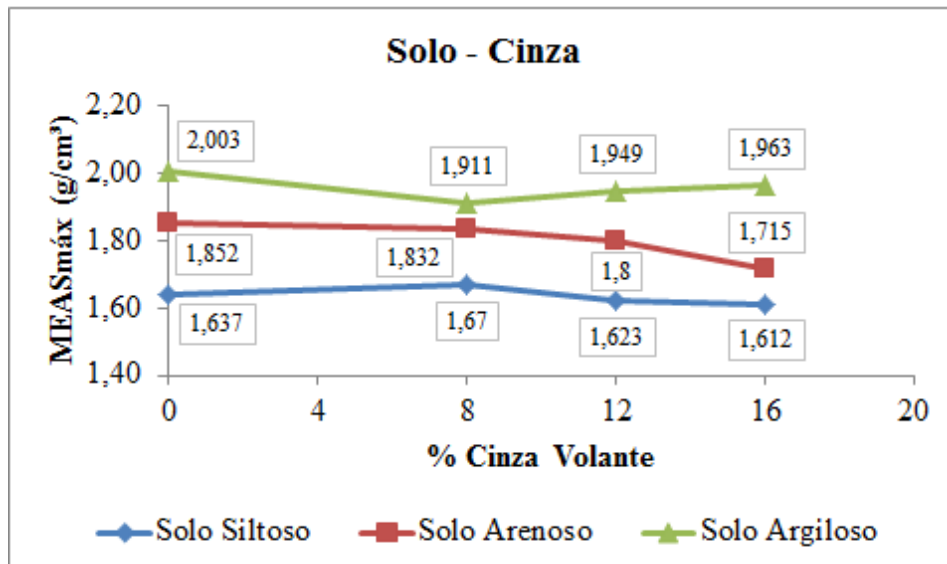
revelarem semelhanças de comportamento para $MEAS_{m\acute{a}x}$ e U_{ot} , com notória tendência de decréscimo para a $MEAS_{m\acute{a}x}$ e acréscimo para U_{ot} .

Quanto ao efeito da adição de cal ao solo-cinza, tem-se que a cal provocou aumento dos valores $MEAS_{m\acute{a}x}$ no solo siltoso e argiloso e queda no solo arenoso. Já a U_{ot} com a adição de cal, sofreu comportamento inverso, ou seja, no solo siltoso e argiloso houve queda dos valores de umidade, e no solo arenoso, aumento da mesma.

A partir das considerações acima, pode-se afirmar que o decréscimo da massa específica aparente seca da mistura solo-cinza-cal do solo siltoso foi causado exclusivamente pela adição de cinza, significando que a mesma apresenta menor valor de densidade em relação à mistura do solo mais a cal, ao mesmo tempo em que esse material passa a atuar na condição de um aglutinante (até certo teor), facilitando a compactação.

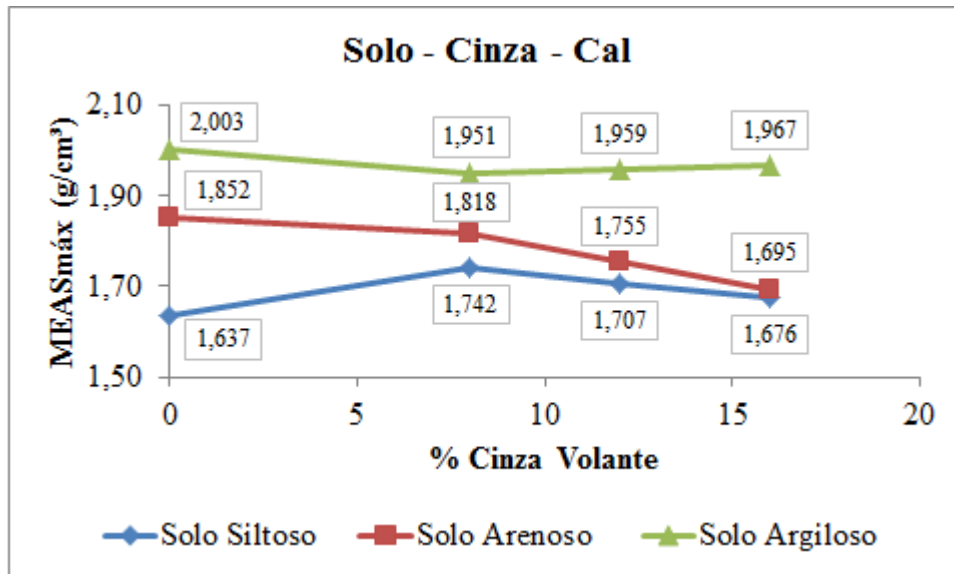
De modo geral, nada pode ser afirmado, dada a ausência de um padrão definitivo para este ensaio mediante resultados obtidos. Sendo assim, é necessário e importante na moldagem dos corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão simples a determinação da massa específica aparente seca máxima ($MEAS_{m\acute{a}x}$) e umidade ótima para cada solo e para cada mistura.

Figura 50 - Relação entre $MEAS_{m\acute{a}x}$ e teores de cinza volante na mistura solo-cinza para os solos em estudo



Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 51 - Relação entre $MEAS_{m\acute{a}x}$ e teores de cinza volante na mistura solo-cinza-cal para os solos em estudo

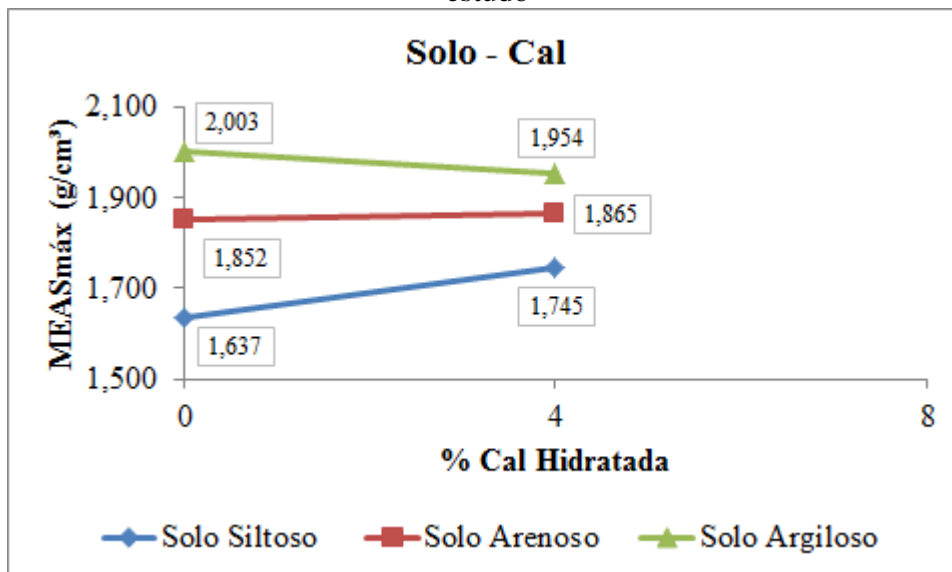


* Teor de cal fixo de 4%

** O solo natural é representado no teor 0%.

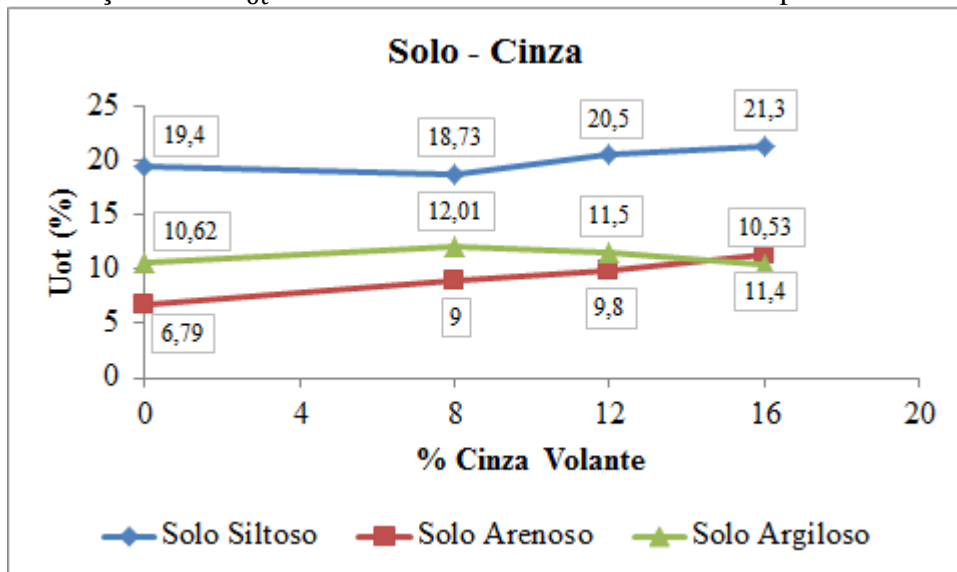
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 52 – Relação entre $MEAS_{m\acute{a}x}$ e teores de cal na mistura solo-cal para os solos em estudo



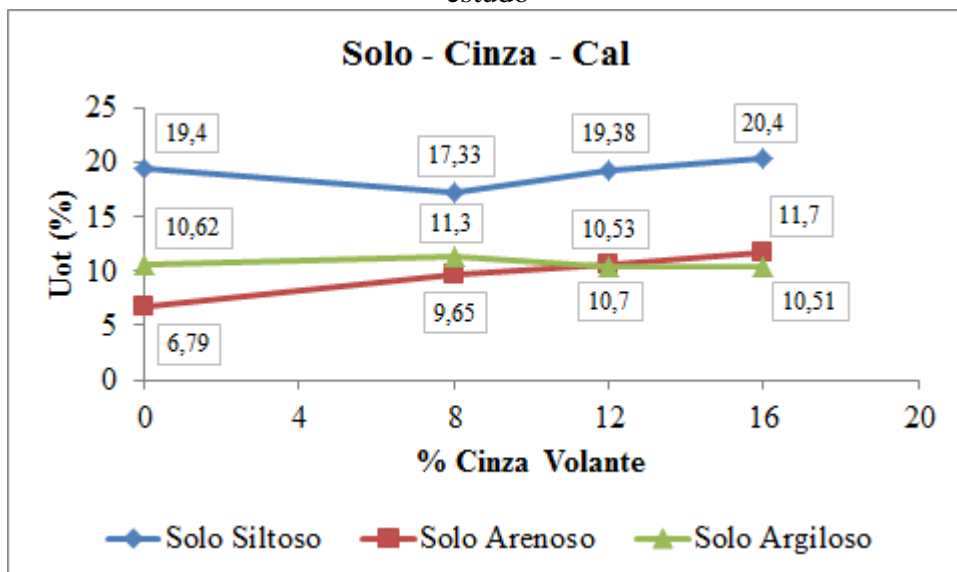
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 53 - Relação entre U_{ot} e teores de cinza na mistura solo-cinza para os solos em estudo



Fonte: O AUTOR, 2018.

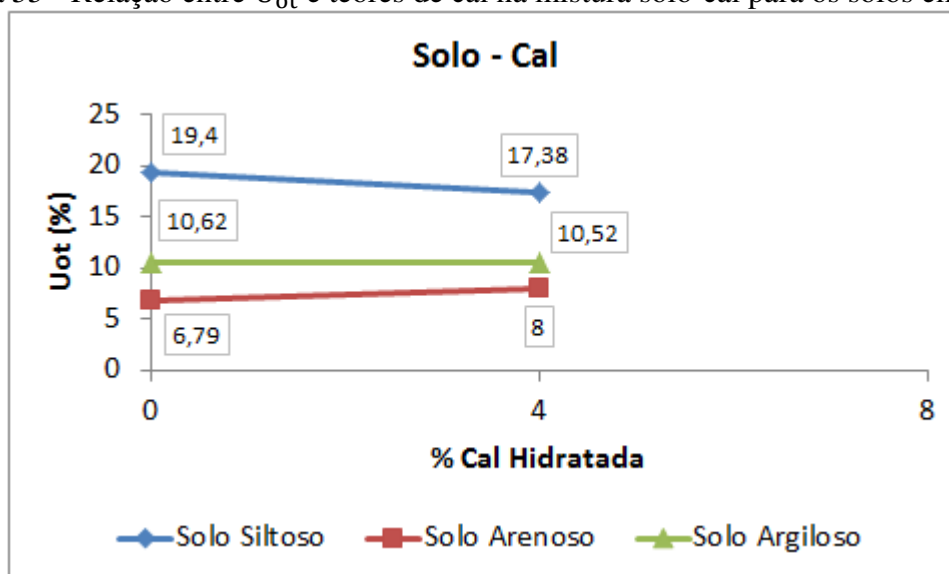
Figura 54 - Relação entre U_{ot} e teores de cinza na mistura solo-cinza-cal para os solos em estudo



* Teor de cal fixo de 4%

** O solo natural é representado no teor 0%.

Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 55 - Relação entre U_{ot} e teores de cal na mistura solo-cal para os solos em estudo

Fonte: O AUTOR, 2018.

4.2.2 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Conforme mencionado no capítulo 3, apenas os resultados do Índice de Suporte de Califórnia dos solos naturais foram considerados nesse estudo. A tabela 12 mostra os valores de ISC (%) e expansão(%) para os três solos. Foi utilizada a energia do proctor intermediário.

Tabela 12 – Resultados do ISC dos três solos em estudo

Solo	ISC (%)	Expansão (%)
Siltoso	4,5	0,01
Arenoso	53	0,01
Argiloso	5,8	0,35

Fonte: O AUTOR, 2018.

A partir desses resultados, observa-se que os solos siltoso e argiloso possui expansão inferiores ao máximo especificado para camadas de base (expansão $\leq 0,5$ %), sub-base (expansão $\leq 1,0$ %) e reforço de subleito (expansão $\leq 1,0$ %). Contudo, os valores de CBR mostraram-se muito baixo, apontando que esses solos só podem ser utilizados na pavimentação como material constituinte de camada de reforço de subleito, desde que o subleito apresente CBR menor ou igual aos do reforço de subleito.

No que se refere a capacidade de suporte do solo arenoso, os valores de CBR estão entre $20\% < \text{CBR} < 60\%$, tornando viável sua utilização para camadas de sub-base. Em

relação aos valores de expansão, o solo apresentou valor inferior a 0,5 %, mínimo estabelecido pelo DNIT para utilização em camada de base e 1% para camada de sub-base.

4.2.3 Resistência à Compressão Simples (RCS)

Para o ensaio de Resistência à Compressão Simples, como já citado, foram moldados três corpos-de-prova (CPs) para cada material e misturas nos tempos de cura pré-determinados, totalizando um montante de 72 CPs por tipo de solo.

O controle da moldagem dos corpos de prova para o ensaio de resistência à compressão simples se deu com base nos parâmetros de compactação apresentados nos trabalhos de Almeida, M. (2016), Torres (2017) e Bringel (2018), para seus respectivos solos, e no subitem 4.2.1 deste trabalho.

São apresentados e analisados a seguir, os resultados da RCS referentes aos CPs para cada tipo de solo. Junto a esses resultados são apresentados os valores de massa específica aparente seca ($MEAS_{máx}$) e umidade ótima (U_{ot}), com a finalidade de fazer correlação com o ganho de resistência.

Vale ressaltar que para fins comparativos, o valor da RCS para cada material e mistura foi comparado com o valor de RCS de base de solo-cimento, visto que não existem normas de especificações de serviços para bases de solo-cal, de solo-cinza e de solo-cinza-cal.

4.2.3.1 Solo Siltoso

Os resultados dos ensaios de RCS para o solo siltoso estão apresentados na tabela 13, bem como os valores de massa específica aparente seca, umidade ótima e ganho de resistência em relação solo após cura de 7, 14 e 28 dias.

Tabela 13 – Resultados dos ensaios mecânicos realizados no solo siltoso e suas misturas

Material/ Mistura	Compactação		Cura (dias)					
	MEAS _{máx} (g/cm ³)	U _{ot} (%)	7	14	28	7	14	28
			RCS (MPa)			Ganho de Resistência (%)		
S	1,637	19,40	0,64	0,51	0,54	-	-	-
S/CV8	1,670	18,73	0,77	0,89	0,61	20	75	13
S/CV12	1,623	20,50	1,00	1,20	0,77	56	135	43
S/CV16	1,612	21,30	0,69	1,12	0,78	8	120	44
S/C/CV8	1,742	17,33	1,25	1,34	1,54	95	163	185
S/C/CV12	1,707	19,38	1,18	1,34	1,65	84	163	206
S/C/CV16	1,679	20,40	1,27	1,39	1,61	98	173	198
S/C	1,745	17,38	0,86	0,99	0,66	34	94	22

Fonte: O AUTOR, 2018.

Através da análise dos dados obtidos para o solo puro e para todas as misturas (solo-cinza, solo-cinza-cal, solo-cal), nota-se que houve um aumento de resistência dessas em relação ao valor obtido para o solo natural, ressaltando as misturas solo-cinza-cal por apresentarem maior ganho de resistência, com um acréscimo de cerca de 84 a 206% em relação ao solo puro (ALMEIDA, M. 2016).

Na comparação das três misturas de solo-cinza-cal, observa-se que a mistura S/C/CV12 apresenta menor resistência aos 7 dias de cura (84% de ganho de resistência) e maior aos 28 dias de cura (206% de ganho de resistência), admitindo haver tendência do teor ótimo de cinza volante situar-se em torno de 12% quando misturado com 4% de cal.

Além disso, verificou-se que os resultados de RCS obtidos após 28 dias de cura para as misturas solo-cinza e solo-cal apresentaram queda quando comparado aos valores de resistência após 7 e 14 dias de cura. Nesse sentido, revela-se a falta de reatividade com o solo dos agentes quando utilizados separadamente (ALMEIDA, M. 2016).

No que se refere à relação MEAS_{máx} com RCS, nota-se que o acréscimo do teor de cinza volante provocou uma diminuição das massas específicas aparente seca e um ganho de resistência à compressão simples, demonstrando um comportamento inverso ao esperado, já que quanto maior a MEAS_{máx} supõem-se uma melhor interação entre as partículas, e conseqüentemente maior reatividade entre solos e agentes, garantindo o aumento de resistência.

É notório, em relação à RCS, que nenhuma das misturas atendeu ao requisito de 2,10 MPa estipulado pelo DNIT 143/2010 para camadas de base de solo-cimento em tempo de cura de 7 dias. Diante disso, as misturas são consideradas desqualificadas para a utilização como base, devendo ser realizados outros estudos tendo em vista possíveis aplicações destas misturas em uma camada de sub-base (ALMEIDA, M. 2016).

4.2.3.2 Solo Arenoso

Os resultados dos ensaios de RCS, bem como os valores de massa específica aparente seca, umidade ótima e ganho de resistência em relação ao solo após tempo de curas pré-determinados, são apresentados na tabela 14.

Tabela 14 - Resultados dos ensaios mecânicos realizados no solo arenoso e suas misturas.

Material/ Mistura	Compactação		Cura (dias)					
	MEAS _{máx} (g/cm ³)	U _{ot} (%)	7	14	28	7	14	28
			RCS (MPa)			Ganho de Resistência (%)		
A	1,852	6,79	0,01	0,02	0,02	-	-	-
A/CV8	1,832	9,00	0,06	0,06	0,07	500	200	250
A/CV12	1,80	9,80	0,11	0,12	0,09	1000	500	350
A/CV16	1,715	11,40	0,12	0,12	0,12	1100	500	350
A/C/CV8	1,818	9,65	0,55	0,63	0,73	5400	3050	3550
A/C/CV12	1,755	10,70	1,01	0,75	1,59	10000	3650	7850
A/C/CV16	1,695	11,70	0,68	0,88	1,26	6700	4300	6200
A/C	1,865	8,00	0,15	0,16	0,15	1400	700	650

Fonte: O AUTOR, 2018.

A tabela 14 mostra que para esse solo, as resistências à compressão simples apresentam valores muito baixos, mas que com a adição de cinza e/ou cal o ganho de resistência foi bastante significativo, variando de 200% a 10.000% de melhoria em relação ao solo puro, isto é, de um valor de 0,01 MPa do solo natural, para um valor máximo de 1,59 MPa da mistura A/C/CV12.

Sendo assim, parece haver tendência do teor ótimo de cinza volante situar-se em torno de 12% quando misturado com 4% de cal, dado que as maiores resistências foram encontradas na mistura A/C/CV12. Além disso, observa-se que as misturas de solo-cinza-cal

foram as que apresentaram as melhores resistências, seguida da mistura solo-cal, e por último as misturas solo-cinza.

De modo semelhante ao solo siltoso, o solo arenoso apresentou queda da $MEAS_{máx}$ e aumento da RCS com o acréscimo do teor de cinza volante, mostrando um comportamento também diferente do esperado quando se tem uma queda de $MEAS_{máx}$ e, por conseguinte, uma menor resistência a compressão simples.

Ainda a partir dos resultados da RCS do solo puro e das suas misturas, nota-se que nenhuma mistura atingiu o valor de 2,1 MPa estabelecido pelo DNIT 143/2010 como o valor mínimo para base de solo-cimento, inviabilizando assim o seu uso em camadas de base (TORRES, 2017).

4.2.3.3 Solo Argiloso

Para este solo, os resultados dos ensaios de RCS estão apresentados na tabela 15, bem como os valores de massa específica aparente seca, umidade ótima e ganho de resistência em relação ao solo após tempos de cura pré-estabelecidos.

Tabela 15 - Resultados dos ensaios mecânicos realizados no solo argiloso e suas misturas.

Material/ Mistura	Compactação		Cura (dias)					
	$MEAS_{máx}$ (g/cm ³)	U_{ot} (%)	7	14	28	7	14	28
			RCS (MPa)			Ganho de Resistência (%)		
AG	2,003	10,62	0,30	0,51	0,29	-	-	-
AG/CV8	1,911	12,01	0,52	0,38	0,49	73	- 25	69
AG/CV12	1,949	11,50	0,94	-	0,49	213	-	69
AG/CV16	1,963	10,53	0,71	0,97	0,72	137	90	148
AG/C/CV8	1,951	11,30	1,15	2,15	1,52	283	322	424
AG/C/CV12	1,959	10,53	3,62	4,18	4,05	1107	720	1297
AG/C/CV16	1,967	10,51	2,28	2,69	3,86	660	427	1231
AG/C	1,954	10,52	0,68	1,35	1,92	127	165	562

Fonte: O AUTOR, 2018.

Analisando os resultados apresentados na tabela 15, observa-se que existe ganho de resistência do solo ao ser adicionada cinza volante e/ou cal as misturas, com exceção da mistura AG/CV8 aos 14 dias de cura, na qual se tem um decréscimo de 25%. Pode-se

verificar também que dentre as misturas estudadas, as de solo-cinza-cal foram as que apresentaram melhores resultados.

Quanto ao ganho de resistência, tem-se que elas variam de 69% a 1.297%, sendo o valor máximo referente à mistura AG/C/CV12 aos 28 dias de cura. Sendo assim, o teor ótimo de cinza volante tende a situar-se em torno de 12% quando misturado com 4% de cal hidratada.

Observando a relação $MEAS_{máx}$ com RCS nada pode ser concluído, pois não há nenhum comportamento lógico quanto ao acréscimo de cinza volante. O que se nota é uma tendência de aumento correlacionado dessas variáveis, mas que por contrariedade de alguns resultados isso não pode ser afirmado.

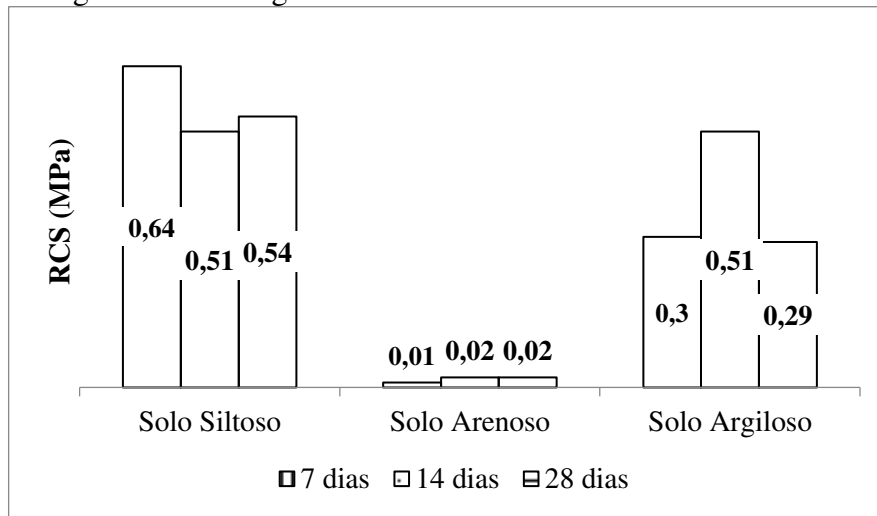
Ainda a partir das leituras da tabela 15, para o tempo de cura de 28 dias, a maioria das misturas apresenta uma redução da sua resistência, com exceção apenas da AG/C/CV16 e AG/C. Tal comportamento se justifica ou pela redução das reações entre os solos e os agentes exclusivamente para os corpos de prova de 28 dias, ou durante o armazenamento, foram expostos a temperaturas inferiores.

Constata-se em relação à RCS, que as misturas solo-cinza-cal têm valores superiores a 2,10 MPa, com exceção da mistura AG/C/CV8 aos 7 dias de cura. Significa, portanto, que podem ser usadas em camadas de base de pavimento, conforme a norma do DNIT 143/2010.

4.2.3.4 Análise comparativa dos três solos segundo seus resultados de RCS

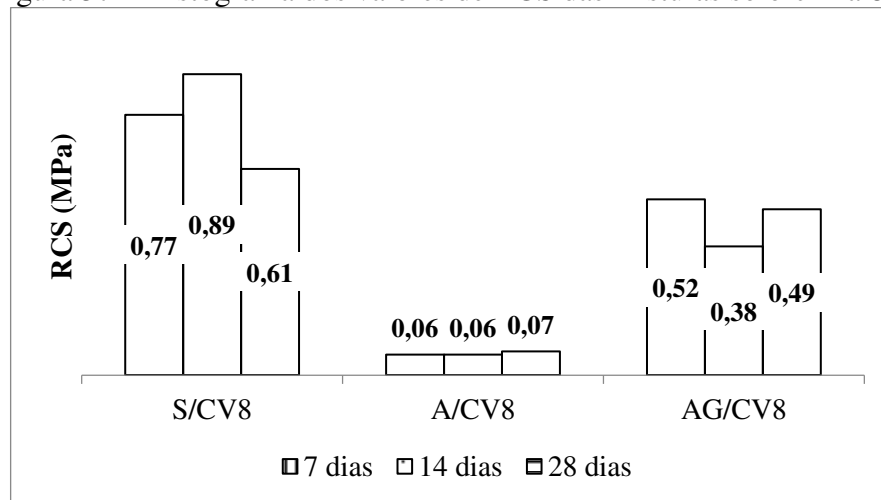
A partir dos resultados apresentados acima para o solo siltoso, arenoso e argiloso e dos histogramas mostrados nas figuras 56 a 63, nota-se que:

Figura 56 – Histograma dos valores de RCS dos solos naturais.



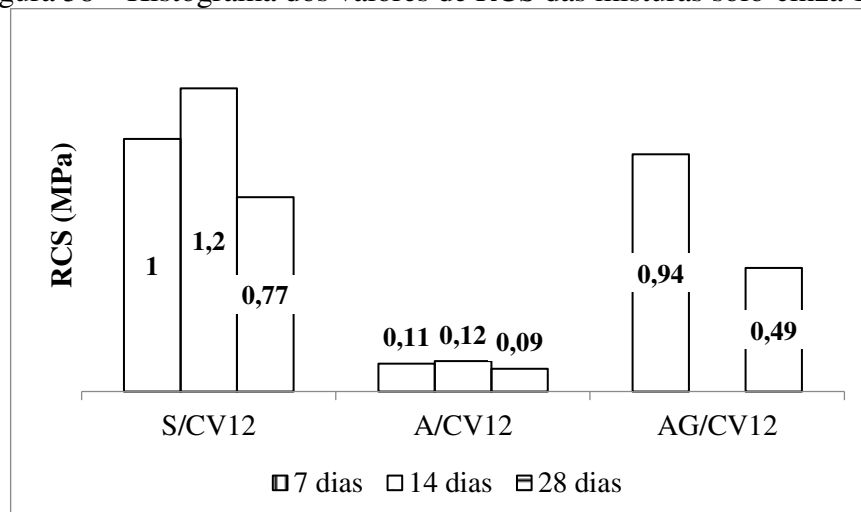
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 57 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cinza 8%.



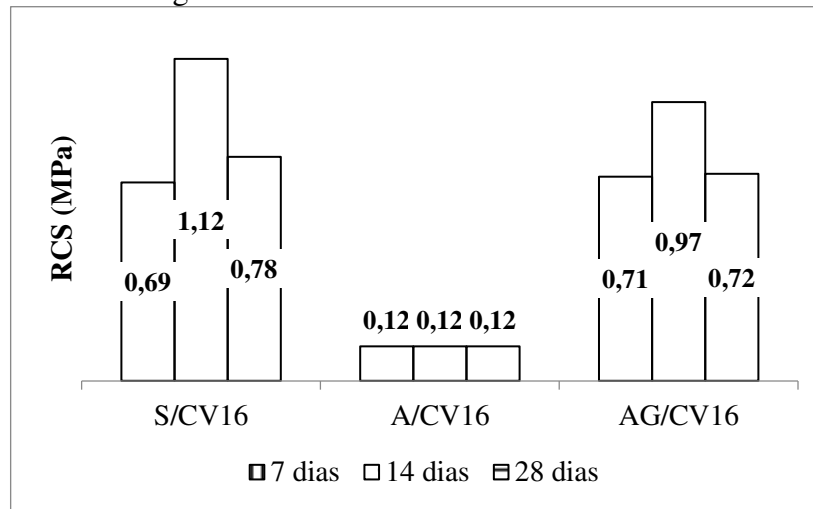
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 58 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cinza 12%.



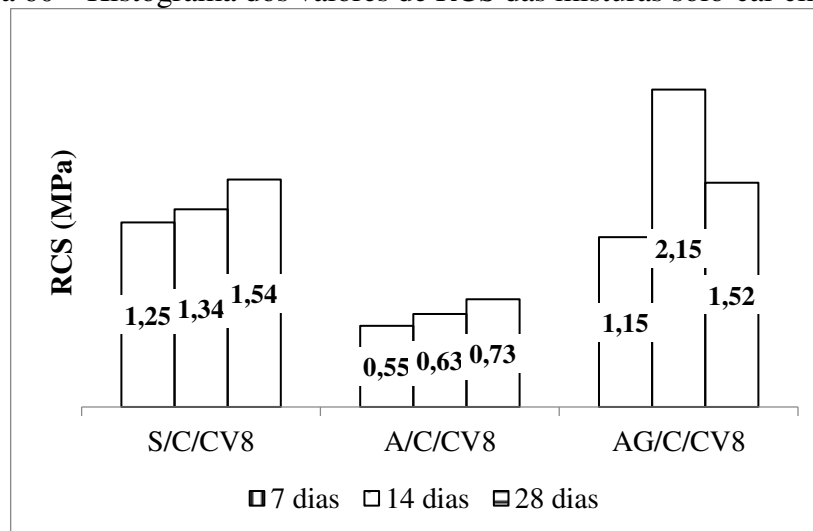
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 59 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cinza 16%.



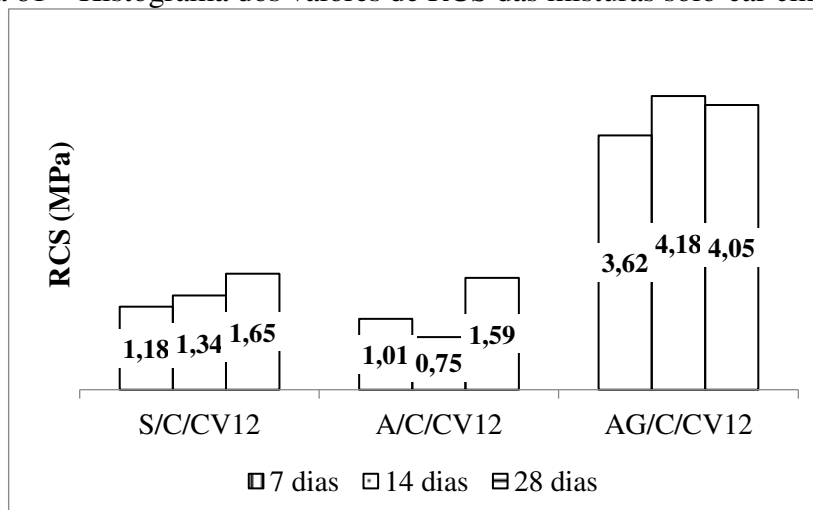
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 60 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cal-cinza 8%.



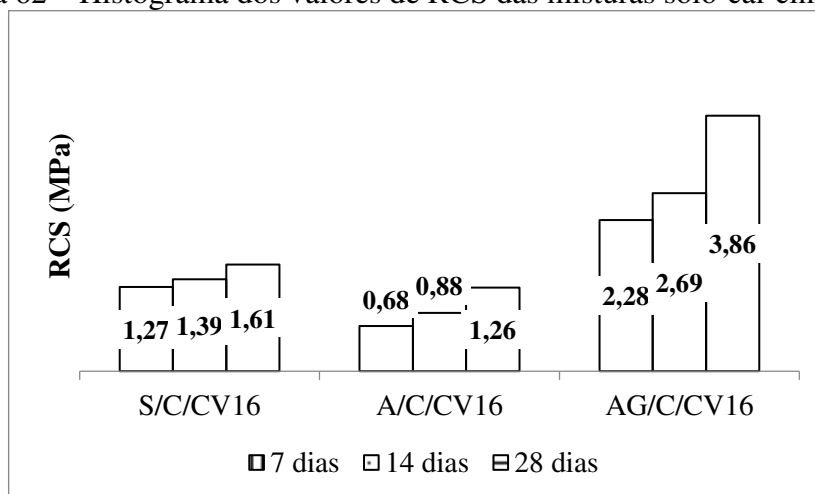
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 61 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cal-cinza 12%.



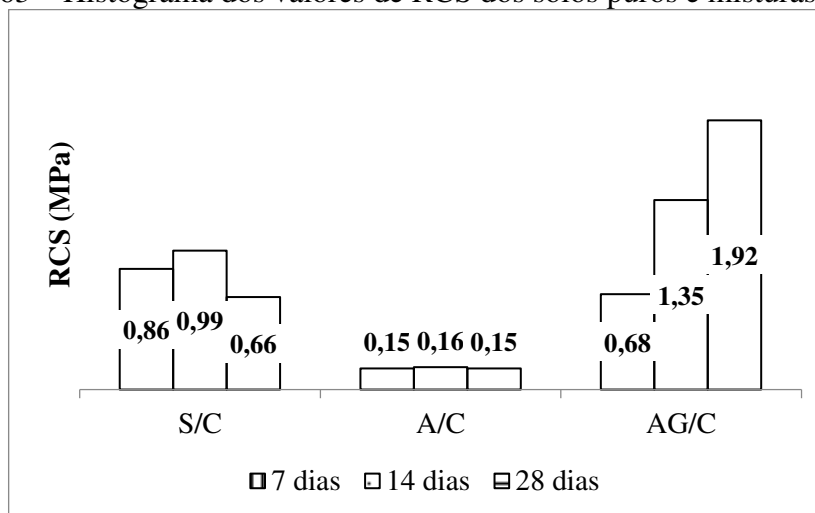
Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 62 – Histograma dos valores de RCS das misturas solo-cal-cinza 16%.



Fonte: O AUTOR, 2018.

Figura 63 – Histograma dos valores de RCS dos solos puros e misturas solo-cal.



Fonte: O AUTOR, 2018.

Comparando os resultados de RCS dos três solos puros, tem-se que o solo siltoso foi o que apresentou valores mais satisfatórios, seguido do solo argiloso, quase que se equiparando. Já o solo arenoso apresentou menor RCS exibindo um valor bastante inferior em relação aos demais. Note-se que não há qualquer relação com o resultado do ensaio CBR e da RCS. No caso do solo arenoso, foi o que apresentou melhor CBR e pior RCS, muito provavelmente por conta do modo como é feito o ensaio. O CBR usa o solo confinado no cilindro e o RCS não.

Nas misturas solo-cinza dos três solos, houve aumento da resistência com a adição de cinza volante, justificado pelas características cimentantes conferidas pela cinza quando em forma finamente dividida e na presença de umidade. Segundo Rosa (2009), tal comportamento é justificado pelas reações químicas entre a cinza com hidróxidos alcalinos e

alcalinos terrosos à temperatura ambiente, tornando-se responsáveis por formar ou ajudar na formação de compostos que possuem propriedades cimentantes.

A adição de cinza volante mais cal a todos os solos, provocou aumento da resistência à compressão simples, verificando ganhos de resistência maiores para o solo arenoso (de até 10.000 %). Tal assertiva confirma o que Mateos (1924 apud NARDI, 1975) diz sobre a relação do solo com a adição de argamassa pozolânica (cinza volante mais cal). Segundo ele, os solos arenosos são os que mais se beneficiam com a adição de cinza volante mais cal.

No que se refere ao tratamento de solo com cal, conforme a literatura, os solos argilosos mostram ser mais eficientes, uma vez que o melhoramento das propriedades mecânicas está intimamente ligado às reações que se desenvolvem entre a cal e os minerais argílicos. Nesse estudo, contudo, observa-se que a mistura solo-cal para o solo arenoso foi o que apresentou melhor ganho em relação ao valor de RCS do solo natural, embora o solo argiloso tenha sido o que apresentou maior resistência à compressão simples quando comparados com o solo siltoso e arenoso.

Em resumo, para todas as misturas (solo-cinza, solo-cinza-cal e solo-cal) houve ganho de resistência em relação aos resultados dos três solos naturais.

Os solos tiveram os melhores resultados de resistência à compressão simples para as misturas solo-cinza-cal, sendo os corpos de prova com adição de 12% de cinza volante e 4% de cal hidratada seus maiores valores (1,65 MPa para o solo siltoso, 1,59 MPa para o solo arenoso e 4,18 MPa para o solo argiloso).

A percentagem ótima (12% de cinza volante e 4% de cal hidratada) para os três solos em estudo não coincidem com a massa específica aparente seca máxima da mistura compactada, contrariando o que Nardi (1975) afirma sobre teores ótimos para cada tipo de mistura. Para Nardi, “a percentagem ótima de argamassa para cada tipo de mistura é a quantidade requerida para atingir a densidade máxima na mistura compactada, isto é, encher vazios do agregado”.

Conforme critério adotado para identificar a aplicabilidade das misturas em camada de base de pavimento, tem-se que apenas a mistura solo-cinza-cal do solo argiloso apresentou valores superiores a 2,10MPa, o que viabiliza seu uso em camadas de base para este solo e inviabiliza para os solos siltoso e arenoso.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve o intuito de incentivar a utilização da estabilização química como solução para utilização de solos locais da Ilha de São Luís em camadas de pavimentação, pois a maioria dos materiais não apresentam condições técnicas viáveis para utilização em camadas de pavimento. Além de representar uma alternativa sustentável ao destino de alguns materiais descartados no meio ambiente, evitando assim prejuízo para o mesmo.

Com o crescimento da demanda por obras de infraestrutura e a escassez de solos que atendam total ou parcialmente as condições técnicas e econômicas, torna-se mais coerente, em muitas situações, a estabilização química com agentes melhoradores locais, como é o caso da estabilização com cinza volante em São Luís, por tratar-se de um resíduo industrial gerado por empresas locais.

O desenvolvimento desse estudo consistiu basicamente em discutir os resultados apresentados nos trabalhos realizados por Almeida, M. (2016), Torres (2017) e Bringel (2018) e, posteriormente realizar uma análise comparativa entre os três solos estudados.

Após análise dos resultados dos ensaios de caracterização física dos três solos, verificou-se que os solos siltoso, arenoso e argiloso são classificados segundo a terminologia TRB em, A-4, A-2-4 e A-6, respectivamente. Sendo assim, os solos siltoso e argiloso são classificados com um material regular para composição de camada de subleito, enquanto, o solo arenoso possui comportamento típico de materiais constituintes de camada de subleito considerada excelente.

Em relação ao ensaio de compactação dos solos e das respectivas misturas, verificou-se que em consequência da ausência de um padrão definitivo dos parâmetros de compactação, é necessário sempre realizar o ensaio para determinar a umidade ótima e a massa específica aparente seca para cada solo e mistura.

A partir dos resultados de RCS apresentados e analisados para os solos naturais (solos siltoso, arenoso e argiloso) e suas respectivas misturas (solo-cinza, solo-cinza-cal, solo-cal), pode-se afirmar que houve um aumento da resistência com a adição de cinza volante e cal hidratada para todos os solos, ressaltando as misturas solo-cinza-cal por apresentarem, dentre as misturas, o maior ganho de resistência. Além disso, verificou-se ainda que a mistura solo-cinza-cal de 12% de cinza volante e 4% de cal foi a que apresentou a melhor resistência à compressão simples para os três solos, sendo considerado, portanto, o teor ideal.

Contudo, através da correlação com o valor estipulado de 2,10 MPa pelo DNIT 143/2010 para camadas de base de solo-cimento em tempo de cura de 7 dias, pode-se afirmar que apenas a mistura solo-cinza-cal do solo argiloso apresentou valores superiores ao limite estabelecido. Diante disso, as demais misturas são consideradas desqualificadas para a utilização como base, devendo ser realizado outros estudos tendo em vista possíveis aplicações destas misturas em uma camada de sub-base.

O presente trabalho surge como uma contribuição ao uso da estabilização de solos da Ilha de São Luís com cinza volante e cal hidratada somando-se aos outros estudos acerca do tema. Contudo, mais pesquisas são necessárias para reforçar as conclusões ou para observar outros comportamentos. A realização de um estudo químico dos materiais a fim de indicar os componentes que tornam um material reagente ou não e a realização de outros ensaios mecânicos, como o ensaio de Módulo de Resiliência e Deformação Permanente, ficam como sugestões para outros trabalhos.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Gil Carvalho Paulo. **Caracterização física e classificação dos solos**. 2005. 145f. Apostila – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2005.

ALMEIDA, Márcia Gabriele de. **Acompanhamento dos ensaios laboratoriais dos materiais e misturas solo-cinza, solo-cal e solo-cinza-cal**. 2016. Iniciação Científica – Universidade Estadual do Maranhão São Luís, 2016.

ANUÁRIO CNT do transporte – estatísticas consolidadas 2017. 2ª edição. Brasília: CNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004: Resíduos sólidos – Classificação**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 6457: Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaio de caracterização**. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 7175: Cal hidratada para argamassas – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984. (excluir)

_____. **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, 1986. (excluir)

AZEVÊDO, André Luis C. de. **Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal**. 2010. 114f. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo; Oficina de Textos, 2007.

BATALIONE, Giovane. **Estabilização de solos tropicais com a utilização de rejeitos finos de pedra de uma rocha granítica**. 2007. 172f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

BERNUCCI, LiediBariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro, Petrobrás, ABEDA, 2006.

BRINGEL, Ana Isabella Martins Coelho. **Acompanhamento dos ensaios laboratoriais dos materiais e misturas solo-cinza, solo-cal e solo-cinza-cal**. 2018. Iniciação Científica – Universidade Estadual do Maranhão São Luís, 2018.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. Rio de Janeiro: LTC, 6ª edição, 1988.

COSTA, Andressa Bianca da. **Potencial pozolânico da cinza volante como material de substituição parcial de cimento**. 2015. 75f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Centro Universitário UNIVATES, Lajeado, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **DNER-ME 041/94** – Solos – Preparação de amostra de solo para ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: IPR, 1994, 4 p.

_____. **DNER-ME 049/94**: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro: IPR, 1994, 14 p.

_____. **DNER-ME 051/94**: Solos – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: IPR, 1994, 12 p.

_____. **DNER-ME 082/94**: Solos – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: IPR, 1994, 3 p.

_____. **DNER-ME 093/94**: Solos – determinação da densidade real. Rio de Janeiro: IPR, 1994, 4 p.

_____. **DNER-ME 122/94**: Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito. Rio de Janeiro: IPR, 1994, 7 p.

_____. **DNER-ME 180/94**: Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples. Rio de Janeiro: IPR, 1994, 11 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro: IPR, 3ed. 2006. 274p.

_____. **DNIT 143/2010 - ES**: Pavimentação - Base de solo-cimento - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR, 2010. 10p.

_____. **DNIT 164/2013 - ME**: Compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro: IPR, 2013.7p.

GUIMARÃES, José Epitácio Passos. **A Cal**: Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. São Paulo: Pini, 1998.

HOPPE FILHO, Juarez. **Sistemas cimento, cinza volante e cal hidratada**: mecanismo de hidratação, microestrutura e carbonatação de concreto. 2008. 298f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

LOPES, Louise dos Santos Erasmi. **Análise do comportamento Mecânico e Ambiental de Misturas Solo-Cinzas de carvão mineral para camadas de base de pavimentos**. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2011.

MALLMANN, José Eduardo Corrêa. **Estabilização pozolânica de cinzas volante e pesada com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante.** Porto Alegre, 1996.

MELIANDE, Amanda Maria Chrispim. **Análise do comportamento de misturas de solos com cinza volante de carvão mineral e cal.** 2014. 149f. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

NARDI, J. V. **Estabilização de areia com cinza volante e cal: Efeito do cimento como aditivo e de brita na mistura.** Tese de mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, 1975.

OLIVEIRA, Luís Carlos Dias de. **A estabilização de solos aplicada a habitação, um estudo de mistura solo-cimento.** Tese, COPPE, Rio de Janeiro, 1994.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, Salomão. **Estabilização de areia com adição de cal e cinza volante.** Tese de mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, 1971.

ROSA, Amanda Dalla. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal.** 2009. 199f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

SANTOS, Washington José. **Avaliação do uso de emulsão asfáltica na estabilização química de três solos de Sergipe.** Dissertação, UFCG, Campina Grande, 2009.

SARTORI, Guilherme. **Estudo de estabilização de solos para fins de pavimentação na região de Campo Mourão.** Trabalho de Conclusão de Curso, UTFPR, Campo Mourão, 2015.

SENÇO, Wlastermiler de, 1929. **Manual de técnicas de pavimentação: volume 1.** São Paulo; Pini, 2007.

SOLIZ, Valeria Vaca Pereira. **Estudo de três solos estabilizados com emulsão asfáltica.** Dissertação, COPPE, Rio de Janeiro, 2007.

SOUZA, Alan Nunes de Siqueira de. **Estudo de mistura solo-cal para base de pavimento rodoviário.** 2014. 58f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas, Brasília, 2014.

TORRES, Thaís Letícia Pinto. **Acompanhamento dos ensaios laboratoriais dos materiais e misturas solo-cinza, solo-cal e solo-cinza-cal.** 2017. Iniciação Científica – Universidade Estadual do Maranhão, São Luís, 2017.

VIZCARRA, Gino Omar Calderón. **Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano para Base de Pavimentos.** 2010. Dissertação (Mestrado)–Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, 2010.