



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA – UNIPAMPA
CENTRO TECNOLÓGICO DE ALEGRETE – CTA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

RUDY GUNTER SCHNEIDER NETO

ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS UTILIZANDO CAL HIDRATADA

**ALEGRETE/RS
2013**

RUDY GUNTER SCHNEIDER NETO

ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS UTILIZANDO CAL HIDRATADA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Wilber Chambi Tapahuasco

ALEGRETE/RS
2013

RUDY GUNTER SCHNEIDER NETO

ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS UTILIZANDO CAL HIDRATADA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso II defendido
e aprovado em: 1º de outubro de 2013.

Banca examinadora:

Prof. Dr. Wilber Chambi Feliciano Tapahuasco

Orientador

(UNIPAMPA)

Prof. Dr. Roberlaine Ribeiro Jorge

Coorientador

(UNIPAMPA)

Prof. Me. Magnos Baroni

(UNIPAMPA)

Prof. Me. Felipe Ferreira de Ferreira

(UNIPAMPA)

Dedico este trabalho à minha mãe, minha guia;
ao meu pai, meu mestre; à minha irmã, meu
exemplo; à pequena Heloísa, minha suricates;
e ao meu eterno amigo e colega de bolsa,
Cássio Garcez Biscaíno (in memorian).

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, Niara e Ingo, pelo carinho, confiança, incentivo e apoio incondicional, não apenas durante este trabalho, mas em toda a minha vida. Vocês são meus heróis!

À Marina, ao Ivan e à pequena Heloísa, pela torcida e apoio.

À minha namorada e amiga Janini, pela paciência, companheirismo, apoio e incentivo. Tu é “dimóis”!

Ao meu orientador e "camarada" Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco, pela excelente orientação neste trabalho, pelos finais de semana no laboratório e no campo e por todo o conhecimento compartilhado. Muito obrigado!

Aos meus amigos, sem os quais a vida não teria sentido, meus irmãos Marcel, Fernando, Luigi e Alexandre. Aos que fizeram de Alegrete um lugar legal de se morar, Gabriel, Luiz Fernando, Lucas, Clarissa, Eduardo "Dude", Welke, Cristian, Raul, Mariosvane, Savoldi, "Mestre" Wagner, e tantos outros pelos quais agradeço por ter conhecido e convivido durante todos esses anos de faculdade.

Aos meus colegas de bolsa, por me ajudarem nos ensaios de laboratório: Cristian Schendel, Jhosefe Bruning, Ghaith Khalil Ahmad Suleiman e Cássio Garcez Biscaíno (in memoriam). Este trabalho nunca teria chegado ao fim sem vocês. Desculpem os finais de semana no laboratório! Muito obrigado por tudo!

Ao Prof. Dr. Fladimir Fernandes dos Santos por toda a ajuda desprendida na escrita deste trabalho. Muito obrigado!

Aos professores Me. Felipe Ferreira de Ferreira, Me. Roberlaine Ribeiro Jorge e Me. Magnos Barone pelos conselhos, observações e conhecimento compartilhado, os quais foram muito importantes para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos laboratoristas Gean e Marcelo por toda a atenção e ajuda.

À Prefeitura Municipal de Alegrete, pelo transporte cedido na pesquisa.

Ao meu companheiro de quarto, Speagol Corleone, pela companhia e pelos momentos de descontração.

Enfim, agradeço a todos que de uma forma ou outra participaram desta dissertação, seja "geotecnicamente" ou descontraidamente, cada um deixou, de uma forma ou outra, um pouco de si neste trabalho.

“Conheci um homem tão pobre, tão pobre,
mas tão pobre que a única coisa que ele tinha
era dinheiro.”

Autor desconhecido

RESUMO

As estradas não pavimentadas representam mais de 80% da malha viária do país. Por apresentar uma grande área rural, a maioria das vias do município de Alegrete-RS são estradas rurais não pavimentadas. Em Alegrete, a extensão da malha supera os 5000 km. Como a economia da cidade gira em torno do plantio de arroz, origina-se um tráfego pesado em épocas de colheita. Não havendo um controle tecnológico satisfatório de seleção do material, nem de execução das estradas em si, estas estradas sofrem deteriorização acelerada afetando o fluxo normal do tráfego. O presente trabalho tem por objetivo analisar o efeito da adição da cal como agente estabilizante em solos oriundos e comumente ocorrentes no município de Alegrete/RS. Isto com o propósito de melhorar as propriedades mecânicas desses solos quando utilizados na construção de camada de revestimento primário e em camadas de pavimentação asfáltica. Para isso, inicialmente foram executados para os solos naturais ensaios de caracterização geotécnica, tais como granulometria, limites de Atterberg, massa específica dos grãos e sólidos totais voláteis. Para o estudo das misturas solo-cal foram adotados os teores de 0%, 5%, 8% e 10% de cal hidratada em relação ao solo seco. Após isso, foram executados os ensaios de compactação, resistência à compressão simples, ensaios de expansão e ensaios de Índice de Suporte de Califórnia. O estudo mostrou que a adição da cal nos solos estudados proporcionou uma redução do peso específico e um aumento da umidade ótima. Além disso, verificou-se um aumento na resistência à compressão simples, aumento do Índice de Suporte Califórnia e redução da expansibilidade.

Palavras-Chave: Solo-Cal. Estabilização. Estradas não pavimentadas.

ABSTRACT

Unpaved roads account for over 80% of the road network in the country. By presenting a large rural area, most roads in the city of Alegrete RS-rural roads are unpaved. In Alegrete mesh exceeds the length of the 5,000 km. As the city's economy revolves around the rice planting, stems heavy traffic at harvest time. If there is no satisfactory technological control of material selection, or execution of the roads themselves, these roads suffer accelerated deterioration affecting the normal flow of traffic. This paper aims to examine the effect of adding lime as a stabilizer in soils derived and commonly occurring in the municipality of Alegrete / RS. This is for the purpose of improving the mechanical properties of soils when used in the construction of primary coating layer and layer of asphalt paving. Thus initially were executed for natural soils geotechnical characterization, such as particle size, Atterberg limits, grain density and total volatile solids. To study the soil-lime mixtures were adopted levels of 0%, 5%, 8% and 10% hydrated lime relative to the ground dry. After that, we run the compaction tests, unconfined compressive strength, expansion tests and assays Index Support California. The study showed that the addition of lime in the soils gave a reduction in specific weight and an increase in the optimum moisture content. In addition, there was an increase in the compressive strength, increased California bearing ratio and reduced expandability.

Keywords: Soil-Cal. Stabilization. Unpaved roads.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplo de distribuição granulométrica	16
Figura 2 - Diferenças granulométricas	17
Figura 3 - Carta de Plasticidade.....	21
Figura 4 - Esquema para a classificação pelo sistema unificado.....	22
Figura 5 - Esquema para a classificação pelo sistema rodoviário	22
Figura 6 – Curvas de compactação de um solo em diferentes energias	24
Figura 7 – Possíveis formas de ruptura durante o ensaio de RCS.....	25
Figura 8 – Modelo típico de rodovia no Brasil.....	29
Figura 9 - Estrada não pavimentada deteriorada no distrito Caverá, Alegrete/RS.....	32
Figura 10 - Localização da jazida A.....	40
Figura 11 - Localização da jazida B	41
Figura 12 - Formação geológica do município de Alegrete/RS	42
Figura 13 - Solo da jazida A (a) e solo da jazida B (b)	44
Figura 14 - Reconhecimento de camada do solo existente na jazida Bicca (Solo A)	44
Figura 15 – Reconhecimento da camada de solo existente na jazida aeroporto (Solo B).....	45
Figura 16 - Fluxograma dos ensaios laboratoriais.....	47
Figura 17 - Execução dos ensaios de granulometria e sedimentação.....	48
Figura 18 - Ensaio de massa específica dos grãos.....	49
Figura 19 - Determinação do Limite de Liquidez	49
Figura 20 - Determinação do Limite de Plasticidade	50
Figura 21 - Mistura entre o solo e a pasta de cal	52
Figura 22 - Aspecto do corpo-de-prova já moldado.....	53
Figura 23 - Compactação dos corpos-de-prova para determinação do RCS.....	55
Figura 24 - Equipamento utilizado no ensaio de CBR	55
Figura 25 - Processo de imersão em água dos CPs durante o ensaio de ISC.....	56
Figura 26 - Prensa CBR utilizada.....	56
Figura 27 - Aspecto dos corpos-de-prova que se desintegraram devido à imersão em água...	67
Figura 28 - Prensa utilizada, aspecto do CP a ser ensaiado e aparência do CP já rompido	68
Figura 29 - Resultados de CBR para o Solo A e suas respectivas curvas de compactação	70
Figura 30 - Resultados de CBR para o Solo B e suas respectivas curvas de compactação.....	71

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva granulométrica do Solo A	57
Gráfico 2 - Curva granulométrica do Solo B.....	58
Gráfico 3 - Curvas de compactação nas energias normal e intermediária para o solo natural das duas amostras de solo.....	61
Gráfico 4 - Curvas de compactação para as misturas envolvendo o Solo A na energia intermediária.....	62
Gráfico 5 - Curvas de compactação para as misturas envolvendo o Solo B na energia intermediária.....	63
Gráfico 6 - Curvas de compactação para todas as misturas na energia intermediária.....	64
Gráfico 7 - Gráfico expondo os valores de RCS para o Solo A	66
Gráfico 8 - Gráfico expondo os valores de RCS para o Solo B	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Alguns resultados de LL e LP obtidos por diversos autores	19
Tabela 2 - Energias de compactação utilizadas	23
Tabela 3 - Alguns resultados de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima compactadas na energia intermediária obtidas de diversos autores	24
Tabela 4 - Alguns resultados de RCS obtidos por diversos autores	26
Tabela 5 - Alguns resultados de ISC na energia intermediária obtidos por alguns autores	27
Tabela 6 - Ganhos de resistência no ensaio de CBR para diferentes tipos de solo com o incremento de cal hidratada	28
Tabela 7 - Composição média das cales brasileiras	35
Tabela 8 - Porcentagens de solos finos e grossos para cada o Solo A e o Solo B.....	58
Tabela 9 - Limites de Atterberg referentes ao Solo A e Solo B	59
Tabela 10 - Valores da umidade ótima e massa específica seca compacta	64
Tabela 11 - Resultados de compressão simples para o Solo A e para o Solo B.....	65
Tabela 12 - Resultados obtidos nesta pesquisa e resultados obtidos por outros autores	68
Tabela 13 - Valores de Índice de Suporte de Califórnia e Expansão	69

LISTA DE QUADROS

Quadro 1- Estudos sobre estabilização de solos.....	11
Quadro 2 - Terminologia do sistema unificado de classificação (SUCS).....	20
Quadro 3 - Amostras classificadas sob os sistemas tradicionais de classificação (SUCS e HRB).....	60

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

n° = Número

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

LC – Limite de Contração

CP – Corpo-de-prova

Ps = Peso da amostra seca

Pc = Peso da amostra calcinada

V_{CP} = Volume do corpo-de-prova

CNU – Coeficiente de Não Uniformidade

CC – Coeficiente de Curvatura

RCS – Resistência à Compressão Simples

STV – Sólidos Totais Voláteis

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

APHA – *American Public Health Association*

CPRM – Serviço Geológico do Brasil

CBR – Califórnia Bearing Ratio

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

FEPAM – Fundação Estadual de Proteção Ambiental

HRB – *Highway Research Board* (Sistema Rodoviário de Classificação)

IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais

ISC – Índice de Suporte Califórnia

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

UNIPAMPA – Universidade Federal do Pampa

USC – *United Classification System* (Sistema Unificado de Classificação)

g = Grama

cm = Centímetro

mm = Milímetro

min = Minuto

kg = Quilograma

$\rho_{\text{seco,máx}}$ = Massa específica seca máxima

W_{ot} = Teor de umidade ótima

$\rho_{\text{úmido}}$ = Massa específica úmida

$M_{\text{úmida}}$ = Massa úmida

γ = Massa específica seca compacta

KPa = Kilopascal

MPa = Megapascal

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Contextualização do tema de pesquisa	10
1.2	Definição do problema e da questão de pesquisa	11
1.3	Objetivos.....	12
1.3.1	Objetivo geral.....	12
1.3.2	Objetivos específicos.....	12
1.4	Justificativa	13
1.5	Estrutura do trabalho	14
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	15
2.1	Conceitos de caracterização e mecânica dos solos.....	15
2.1.1	Granulometria do solo.....	15
2.1.2	Massa específica dos grãos.....	17
2.1.3	Consistência dos solos.....	18
2.1.4	Classificação dos solos	19
2.1.5	Compactação dos solos.....	23
2.1.6	Resistência à compressão simples (RCS).....	25
2.1.7	Índice de Suporte Califórnia (ISC)	26
2.1.8	Expansibilidade dos solos.....	27
2.1.9	Sólidos totais voláteis.....	27
2.1.10	Solos orgânicos.....	27
2.1.11	Dosagem.....	28
2.2	Determinação da estrutura dos pavimentos rodoviários	29
2.2.1	Classificação dos pavimentos de acordo com o DNIT.....	29
2.2.1.1	Subleito	29
2.2.1.2	Regularização do subleito	30
2.2.1.3	Reforço de subleito	30
2.2.1.4	Sub-base.....	30
2.2.1.5	Base	31
2.2.1.6	Revestimento	31
2.2.2	Estradas não pavimentadas	31
2.3	Estabilização de solos	33

2.3.1	Estabilização de solos com a adição de cal hidratada	34
2.3.2	A cal	35
2.3.3	Histórico da utilização da cal.....	36
2.3.4	As reações solo-cal	37
2.3.5	Alteração das propriedades mecânicas dos solos com adição de cal	38
3	MATERIAIS E MÉTODOS	40
3.1	Materiais.....	40
3.1.1	O solo	40
3.1.1.1	A Jazida JA	40
3.1.1.2	A Jazida JB	41
3.1.1.3	Formação geológica das jazidas	41
3.1.2	A cal	43
3.1.3	Água	43
3.2	Metodologia.....	43
3.2.1	Coleta e preparação do solo.....	43
3.2.2	Fluxograma dos ensaios laboratoriais	46
3.2.3	Ensaio de caracterização geotécnicas	47
3.2.3.1	Granulometria e sedimentação	47
3.2.3.2	Massa específica dos grãos.....	48
3.2.3.3	Limites de Atterberg	49
3.2.3.4	Sólidos totais voláteis (STV)	50
3.2.3.5	Classificação dos solos.....	51
3.2.4	Dosagem e Mistura	51
3.2.5	Ensaio convencionais de laboratório	52
3.2.5.1	Compactação	52
3.2.5.2	Resistência à compressão simples (RCS).....	53
3.2.5.3	Índice de Suporte Califórnia (ISC)	55
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	57
4.1	Ensaio de caracterização geotécnicas.....	57
4.1.1	Granulometria e sedimentação	57
4.1.2	Massa específica dos grãos.....	59
4.1.3	Limites de Atterberg	59
4.1.4	Sólidos totais voláteis.....	59

4.1.5	Classificação dos solos	59
4.2	Ensaio especiais de laboratório	60
4.2.1	Compactação	60
4.2.1.1	Energia normal de compactação	60
4.2.1.2	Energia intermediária de compactação	61
4.2.2	Resistência à compressão simples (RCS).....	65
4.2.3	Índice de Suporte Califórnia (ISC)	69
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	74
5.1	Conclusões	74
5.1.1	Quanto aos ensaios de caracterização.....	74
5.1.2	Quanto aos ensaios de compactação	75
5.1.3	Quanto aos ensaios de resistência à compressão simples.....	75
5.1.4	Quanto aos ensaios de ISC e expansão	76
5.1.5	Principais conclusões.....	76
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	77

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização do tema de pesquisa

O Brasil possui uma das maiores malhas rodoviárias do mundo. Porém, grande parte desta malha é constituída de estradas não pavimentadas, ou vicinais. Neste sentido, um levantamento feito pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em 2009, aponta que, apenas 13,4% da malha rodoviária brasileira é constituída de estradas pavimentadas. No Estado do Rio Grande do Sul, este dado é mais crítico, pois, apenas 7% dessas estradas são pavimentadas, o que indica que 93% delas são compostas por estradas vicinais (NERVIS, 2009).

Segundo Lovato (2004), a utilização de materiais granulares em estradas é uma prática universal. Entretanto, a escassez desse tipo de agregado em determinadas regiões resulta em grandes distâncias de transporte, podendo inviabilizar o projeto do ponto de vista econômico.

A busca por materiais, empregados em camadas de base e sub-base de pavimentos, que se adaptem às especificações vigentes no Brasil, representa um problema que desafia os órgãos rodoviários locais (KLAMT, 2012). Quando o material já existente não satisfaz os requisitos mínimos de resistência e há escassez de materiais granulares na região, a distância de transporte deste material pode inviabilizar o projeto, do ponto de vista econômico e ecológico. Como solução pode-se corrigir o solo já existente, alterando suas propriedades e, assim, criar um novo material que satisfaça as exigências mecânicas de projeto. Esta solução é chamada de estabilização de solos (NÚÑEZ, 1991).

Segundo Lovato (2004), a estabilização de solos conduz a materiais com alta durabilidade, bom desempenho, baixo custo e diminuição do impacto ambiental. Para o supracitado autor, a estabilização de solos pode ser de dois tipos: (1) estabilização granulométrica (método mecânico); ou (2) adição de cal hidratada, cimento, cinza de casca de arroz, entre outros aditivos minerais (método físico-químico).

Observa-se que a cal é um dos mais antigos estabilizantes utilizados pela humanidade. Quando misturada a um solo natural, é possível obter um material mais resistente mecanicamente, com uma redução da plasticidade e expansão e uma redução da susceptibilidade à água (ARAÚJO, 2009). Diante do exposto, esta pesquisa aborda o comportamento mecânico de solos finos, misturados com cal hidratada, de tal maneira que possam ser utilizados na manutenção e na construção de estradas vicinais.

1.2 Definição do problema e da questão de pesquisa

Tendo em vista que as estradas são importantes para os avanços econômicos e sociais, de qualquer local, é imprescindível que sejam utilizados materiais com baixo custo e ecologicamente adequados, visando a correta execução e manutenção das estradas. Nesse contexto, algumas pesquisas abordaram a estabilização de solos, como mostra o Quadro 1.

Quadro 1- Estudos sobre estabilização de solos

Autor	Foco da pesquisa	Origem do solo
Alecrim (2009)	Estabilização granulométrica	Minas Gerais
Bruning (2012)	Estabilização granulométrica	Alegrete/RS
Emmert (2010)	Estabilização granulométrica e estabilização química (solo-cal e solo-cimento)	Niquelândia/GO
Araújo (2009)	Estabilização química (solo-cal)	Baixo Jaguaribe/CE
Kormann (2010)	Estabilização química (solo-cal e solo-cimento)	Curitiba/PR
Bento (2006)	Estabilização química (solo-cal)	Coari/AM
Oliveira (2010)	Estabilização química (solo-cal)	Ribeirão das Neves/MG
Bueno (2011)	Estabilização química (solo-cal)	Cruz Alta/RS
Portelinha (2008)	Estabilização química (solo-cal e solo-cimento)	Zona da Mata Norte/MG
Nervis (2010)	Estabilização granulométrica	Santana do Livramento /RS
Lovato (2004)	Estabilização química (solo-cal)	Cruz Alta/RS
Klamt (2012)	Estabilização química (solo-cal)	Alegrete/RS
Silva (2010)	Estabilização química (solo-cal)	Lisboa/Portugal
Schendel (2013)	Estabilização química (solo com cinza de casca de arroz e solo-cimento) e estabilização granulométrica (solo com resíduo de borracha)	Alegrete/RS
Rodrigues (2012)	Estabilização química (solo-cimento)	Alegrete/RS

Fonte: Elaboração própria

Através do Quadro 1 é possível perceber que nenhuma das pesquisas que serviram de base para este estudo abordou a viabilidade da adição de cal hidratada em um solo com alto teor de matéria orgânica. De acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), solos com altas porcentagens de matéria orgânica são impróprios para a construção de estradas. Entretanto, como na cidade de Alegrete há abundância deste tipo de solo, optou-se por realizar esta pesquisa para analisar a viabilidade da sua utilização em estradas vicinais, se comparado com um solo que não apresenta um alto teor de matéria orgânica.

A cidade de Alegrete/RS possui uma malha rodoviária superior aos 5000 km e a economia da cidade gira em torno do plantio de arroz. Assim, em épocas de colheita, as estradas vicinais do município passam a receber um fluxo intenso e pesado de caminhões, que fazem o transporte deste produto. Como na cidade não há controle de qualidade satisfatório de seleção de materiais, nem de execução destas estradas, elas acabam se deteriorando rapidamente, pela ação combinada da chuva e do tráfego pesado.

Diante o exposto, destaca-se a seguinte questão de pesquisa: é viável utilizar dois solos oriundos do município de Alegrete/RS, sendo um deles orgânico, para fins rodoviários, depois que eles sejam estabilizados com cal hidratada?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Analisar o comportamento mecânico de dois solos oriundos da cidade de Alegrete/RS, sendo um orgânico e outro não orgânico, quando misturados com cal hidratada, visando a utilização deles na manutenção e construção de estradas vicinais.

1.3.2 Objetivos específicos

- coletar e caracterizar amostras dos dois solos a serem estudados. Um situado em uma jazida localizada na propriedade de Antonio Augusto Bicca Pereira localizada na RS-377 sentido Alegrete/RS – Manoel Viana/RS; e outra situada no aeroporto da cidade estabelecida na BR290 sentido Alegrete/RS – Uruguaiana/RS;
- criar um banco de dados com os resultados dos ensaios de caracterização geotécnicas (granulometria e sedimentação, limites de Atterberg, massa específica dos grãos e

sólidos totais voláteis) e dos ensaios especiais (compactação, resistência a compressão simples, Índice de Suporte Califórnia e expansibilidade) realizados nos dois tipos de solos;

- comparar os resultados dos ensaios geotécnicos supracitados, com as exigências mínimas da normatização vigente para sua aplicação em estradas vicinais;
- determinar as porcentagens com que a cal melhor reage com o solo, visando o ganho de resistência e o baixo custo;
- analisar os resultados e propor uma dosagem de cal hidratada que seja ideal para a execução de estradas vicinais no município de Alegrete/RS, visando menor custo e maior resistência mecânica.

1.4 Justificativa

Conforme Balbo (2007), a regularidade das pistas de rolamento permite o deslocamento à maior velocidade que, por um lado, representa maior consumo de combustível, mas por outro, proporciona economia nos tempos de viagem. Para o autor, uma via com superfície aderente reflete em redução nos custos operacionais das vias e das rodovias, pois os acidentes de trânsito são minimizados.

Outro ponto a ser observado é que o baixo padrão na qualidade das estradas vicinais contribui para o aumento de combustível, o desgaste excessivo de pneus, as quebras mecânicas, bem como prejudica o fluxo constante de produtos. Além disso, com estradas defeituosas, o fluxo normal é muitas vezes interrompido em períodos de chuva, elevando o custo de transporte e, conseqüentemente, elevando o custo final do produto.

Com a realização desta pesquisa, o que se pretende é contribuir para a solução de um problema que afeta diretamente no custo de transporte de produtos, que é a qualidade das estradas vicinais.

Ademais, a escassez de materiais que sejam adequadas às especificações do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), aliada às condicionantes ambientais impostas pelos órgãos públicos (Prefeituras Municipais, Fundação Estadual de Proteção Ambiental – FEPAM – e Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis – IBAMA) conduz à necessidade de se estudar a viabilidade de utilização de materiais alternativos que atendam às especificações dos órgãos vigentes já mencionados.

Portanto, os seguintes fatores justificam o desenvolvimento desta pesquisa:

- pretende-se melhorar o padrão construtivo e de manutenção das estradas vicinais do município de Alegrete/RS;
- pretende-se identificar materiais alternativos, de baixo custo, para o emprego na infraestrutura das estradas vicinais do interior do município.

A malha viária, de qualquer país, é de importância vital para sua economia e suas condições de uso são primordiais. Assim, este trabalho se justifica, tanto por sua importância prática, pois pressupõe uma prestação de subsídios para a manutenção e construção de estradas vicinais, quanto pelas contribuições teóricas que podem enriquecer a literatura acadêmica sobre o tema proposto, servindo de base para futuros estudos referentes ao tema proposto.

1.5 Estrutura do trabalho

Este trabalho encontra-se estruturado em cinco capítulos. No primeiro, apresenta-se uma contextualização sucinta do tema a ser desenvolvido. Também são evidenciados a definição do problema e da questão de pesquisa, os objetivos a serem atingidos e a justificativa da importância da realização deste trabalho.

O segundo capítulo mostra a fundamentação teórica que serviu de referência para a realização da pesquisa, abordando-se, especificamente, as características dos materiais a serem utilizados, os mecanismos envolvidos na mecânica dos solos e as propriedades referentes à resistência dos solos.

No capítulo três estão expostos os materiais e os métodos que norteiam o desenvolvimento da pesquisa. Em seguida, no quarto capítulo, estão demonstrados os resultados obtidos.

E, por fim, no quinto capítulo estão expostas as conclusões do autor e sugestões para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este capítulo tem como objetivo abordar, de forma sucinta, os assuntos que servirão como base para a elaboração desta pesquisa. São enfatizados os conceitos de mecânica dos solos e os mecanismos de estabilização dos mesmos, com a adição de cal hidratada.

2.1 Conceitos de caracterização e mecânica dos solos

Solo é o termo utilizado para designar todo o material da crosta terrestre, oriundo da decomposição de rochas, formado por elementos minerais e/ou orgânicos, que dependem da composição química e mineralógica da rocha de origem, das condições de clima e relevo e do tempo de exposição à intempéries (NEVES et al., 2005).

O solo é o mais antigo e, possivelmente, o material mais utilizado para fins de engenharia, seja como material principal de obra, seja como elemento de suporte (HOGENTOGLER, 1937).

Segundo o DNIT (2006), o solo é considerado como todo tipo de material orgânico e inorgânico, inconsolidado, ou parcialmente cimentado, encontrado na superfície terrestre, podendo ocorrer sob as formas de: turfas, argilas, argilas moles, siltes, areias, siltes-arenosos, pedregulhos, entre outras combinações.

2.1.1 Granulometria do solo

De acordo com Spangler (1966), o tamanho das partículas de um solo e sua distribuição de tamanhos influenciam diretamente nas propriedades e no comportamento mecânico dos mesmos.

No que se refere à granulometria, Bueno e Vilar (1980) descrevem as frações de solos como da seguinte forma:

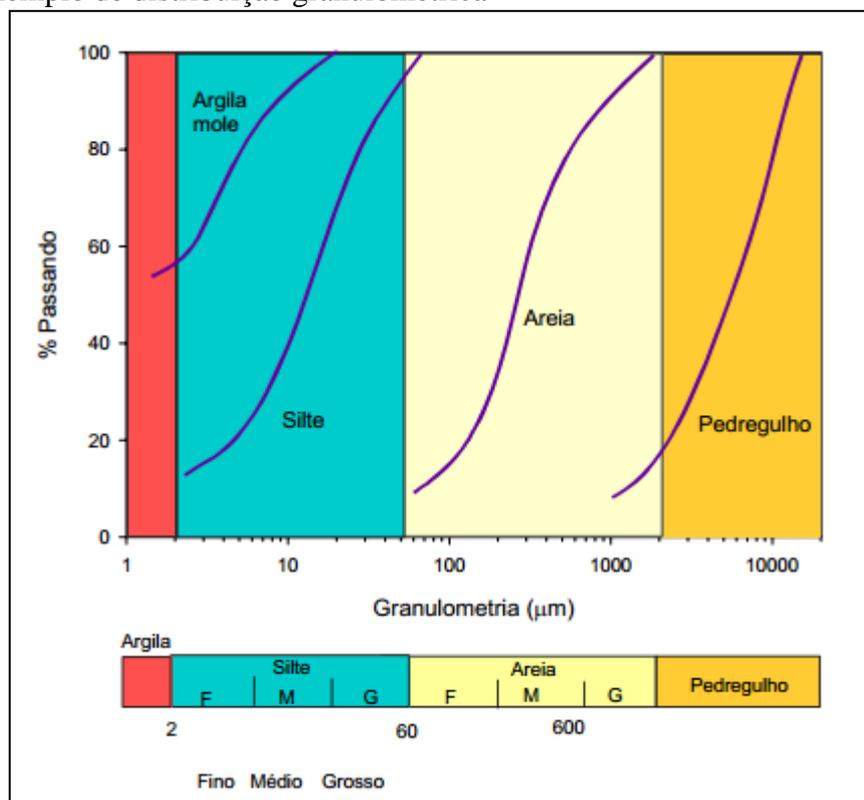
- **pedregulho:** acumulações incoerentes de fragmentos de rocha, normalmente encontrados em grandes extensões, nas margens dos rios em depressões preenchidas por materiais transportados pelos rios;
- **areia:** têm origem semelhante à dos pedregulhos, são ásperas ao tato, e, por estarem isentas de finos, não se contraem ao secar, não apresentam plasticidade e comprimem-se ao serem carregadas;

- **siltas:** apresentam pouca ou nenhuma plasticidade, apresentando pouca resistência quando secos ao ar;
- **argilas:** apresentam características marcantes de plasticidade e elevada resistência quando secas, constituindo a fração mais ativa do solo.

O ensaio de granulometria do solo é normatizado pela NBR 7181 (ABNT, 1988), que prescreve o método de análise granulométrica do solo. Esse pode ser apenas por peneiramento (para solos grossos) ou por uma combinação de peneiramento e sedimentação (no caso do solo apresentar uma fração fina).

Pinto (2002) explica que nem sempre é fácil identificar a fração granulométrica principal de um solo, pois os grãos de areia podem estar envoltos por inúmeras partículas de partículas argilosas de granulometria extremamente fina, apresentando, assim, um aspecto semelhante à uma porção, contendo, apenas, grãos de areia. A Figura 1 ilustra um exemplo de distribuição granulométrica.

Figura 1 - Exemplo de distribuição granulométrica

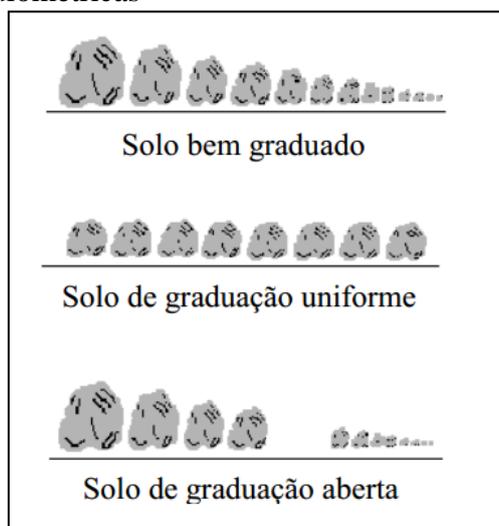


Fonte: Ortigão (2007, p.18)

Segundo Machado (2002), a distribuição granulométrica pode ser dividida em três casos: granulação contínua, uniforme e aberta. O autor afirma que, quando se tem uma

granulação contínua, o solo é dito como bem graduado, ou seja, é caracterizado por uma distribuição contínua de diâmetros equivalentes em uma ampla faixa de tamanho de partículas. Neste caso, as partículas menores ocuparão os vazios deixados pelos grãos maiores resultando em um solo que apresentará uma boa condição de compactação e resistência mecânica. Já a granulação uniforme resulta em um solo mal graduado, sendo este caracterizado pela predominância de apenas um diâmetro em toda a sua granulometria. Por fim, a granulação aberta se refere a um solo cuja granulometria carece de um ou mais diâmetros de partículas. As diferenças granulométricas estão ilustradas na Figura 2.

Figura 2 - Diferenças granulométricas



Fonte: Caputo (2011, p.26)

2.1.2 Massa específica dos grãos

A massa específica dos grãos é a razão entre a massa dos grãos constituintes do solo e o volume ocupado por eles desconsiderando a água que entra na composição química dos minerais (FIORI; CARMIGNAMI, 2009). Este valor diminui para solos com elevado teor de matéria orgânica e aumenta para solos ricos em óxido de ferro. O ensaio é padronizado pela NBR 6508 e o seu conhecimento é necessário para o ensaio de sedimentação (CAPUTO, 2011).

Para a determinação da massa específica dos grãos, seguindo a NBR 6508 (ABNT, 1988), Araújo (2009), obteve valores variando de 2,668 g/cm³ a 2,625 g/cm³ (areia e argila, respectivamente), enquanto que Emmert (2010) obteve valores médios de 2,69, 2,73 (para solos finos) e 2,85 g/cm³ (para um cascalho). Já Klamt (2012) obteve valores de massa específica dos grãos variando entre 2,62 g/cm³ a 2,7 g/cm³ (para um solo areno-siltoso).

2.1.3 Consistência dos solos

O comportamento de um solo não depende exclusivamente de sua granulometria. A fração fina do mesmo tem grande importância nesse comportamento, pois sua superfície de contato é maior que a da fração mais grossa. Tendo em vista que o comportamento de partículas com superfícies específicas tão distintas perante a água é tão diferenciado, pode-se concluir que, para a mesma porcentagem de fração de argila, o solo pode ter um comportamento muito diferente, dependendo das características dos minerais existentes (PINTO, 2006).

Como o estudo dos minerais-argilas é complexo, a Engenharia atual utiliza uma forma mais prática de identificar a influência das partículas argilosas, baseada no comportamento do solo com a presença de água. Generalizou-se, para isto, o emprego de ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg. Os limites baseiam-se na constatação de que um solo argiloso se comporta de maneiras distintas, conforme seu teor de umidade. Quando o teor de umidade é muito alto, o solo se comporta como um líquido; quando perde parte de sua água, fica plástico; e quanto mais seco, torna-se quebradiço (PINTO, 2006, FIORI; CARMIGNAMI, 2009).

Os teores de umidade correspondentes às mudanças de estado são: Limite de Liquidez (LL), Limite de Plasticidade (LP) e Limite de Contração (LC). Sendo a umidade de um solo muito elevada, ele se apresenta como um fluido denso e se diz no *estado líquido*. Assim, à medida que a água evapora, em uma determinada umidade (LL), o solo perde a capacidade de fluir, porém, ainda pode ser moldado facilmente e conservar sua forma. Neste momento, diz-se que o solo encontra-se no *estado plástico*. Perdendo ainda mais umidade, o solo deixa de ser plástico (LP) e se desmancha ao ser trabalhado. Esse é o estado *semi-sólido*. Continuando com a secagem, ocorre a passagem gradual para o *estado sólido*. No ponto divisório entre estes dois estados se encontra o Limite de Contração, ou LC (CAPUTO, 2011).

A diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, na qual indica a faixa de valores em que o solo se apresenta plástico, é definida como o Índice de Plasticidade (IP) do solo (PINTO, 2006).

Fundamentadas em extensas investigações experimentais, as definições dos limites de Atterberg ainda seguem sendo convencionais, não obstante, permitem uma ideia bastante clara do tipo de solo e de suas propriedades físicas, sendo imprescindíveis para a classificação dos solos segundo os sistemas tradicionais (FIORI; CARMIGNAMI, 2009)

No Brasil, o limite de liquidez está padronizado na NBR 6459 e o limite de plasticidade, na NBR 7180 (CRAIG, 2011).

A Tabela 1 exibe alguns resultados de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) obtidos por diversos autores.

Tabela 1 - Alguns resultados de LL e LP obtidos por diversos autores

Autor	LL (%)	LP (%)	Tipo de solo
Araújo (2009)	Amostras com 29 e 22	Amostras com 18 e 15,41	Argila e areia
Emmert (2010)	Amostras com 25,7 e 33,8	Amostras com 18,6 e 22,9	Areia fina, argila e pedregulho
Oliveira (2010)	Entre 30 e 60	Entre 6 e 21	Silte e Argila
Portelinha (2008)	Valores médios de 60	Valores médios de 33	Argila e areia
Silva (2010)	Amostras com 44 e 39	Amostras com 27 e 25	Argila

Fonte: Elaboração própria

2.1.4 Classificação dos solos

É de fundamental importância que exista uma linguagem padrão para a descrição dos solos (CRAIG, 2011). Segundo Pinto (2006), o objetivo da classificação dos solos é poder estimar o seu provável comportamento ou, pelo menos, orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema. Existem diversas formas de classificar os solos, como pela sua origem, quanto pela sua evolução, pela presença ou não de matéria orgânica, pela estrutura, pelo preenchimento de vazios.

Segundo Caputo (2011), os dois principais sistemas de classificação, são: o Sistema Unificado de Classificação (*United Classification System – U.S.C.*) e a Classificação do H.R.B. (*Highway Research Board*). Nestes sistemas, os índices empregados são geralmente a composição granulométrica e os índices de Atterberg. Observa-se que neste trabalho as amostras de solo coletadas serão classificadas por ambos sistemas.

No Sistema Unificado de Classificação, que será apresentado conforme o entendimento de Pinto (2006), todos os solos são identificados pelo conjunto de duas letras. É possível verificar, de acordo com o Quadro 2, que as cinco primeiras letras representadas significam o tipo principal do solo, enquanto que as quatro seguintes correspondem a dados complementares do solo. Há ainda, uma terminação específica para as turfas (solos com alto teor de matéria orgânica).

Quadro 2 - Terminologia do sistema unificado de classificação (SUCS)

Tipo principal de solo	1	G	Pedregulho
	2	S	Areia
	3	M	Silte
	4	C	Argila
	5	O	Solo Orgânico
Dados complementares do solo	a	W	Bem Graduado
	b	P	Mal Graduado
	c	H	Alta Compressibilidade
	d	L	Baixa Compressibilidade
Turfas	Pt	Pt	Turfas

Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Para a classificação do solo pelo sistema SUCS, primeiramente deve-se conhecer a porcentagem de finos presente no solo, através de peneiramento (porcentagem passante na peneira nº 200, ou 0,075mm). Se porcentagem percentual for inferior a 50%, o solo é considerado como solo de granulação grosseira (G ou S). Se for superior a 50%, o solo é considerado de granulação fina (M, C ou O).

Ao identificar-se um solo como areia ou pedregulho, deve-se conhecer sua característica secundária. Se o material apresentar menos de 5% passando na peneira nº 200, deve-se verificar como é sua composição granulométrica. Essa característica, denominada de Coeficiente de Não Uniformidade (CNU), indica a amplitude dos tamanhos dos grãos, e ela esta diretamente associada com as propriedades vistas anteriormente neste trabalho, sendo determinadas conforme a Equação 1:

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \dots (1)$$

Onde:

- “D₆₀” é o diâmetro abaixo do qual se situam 60% em peso das partículas;
- “D₁₀” é o diâmetro que, na curva granulométrica, corresponde à porcentagem que passa igual a 10%.

É importante observar que, quanto maior for o valor do CNU, mais bem graduada é a areia.

Outro coeficiente utilizado na Classificação Unificada é o chamado “Coeficiente de Curvatura” (CC), no qual, por ele, é possível identificar eventuais descontinuidades, ou a

concentração muito elevada de grãos mais grossos no conjunto. O Coeficiente de Curvatura é definido pela Equação 2:

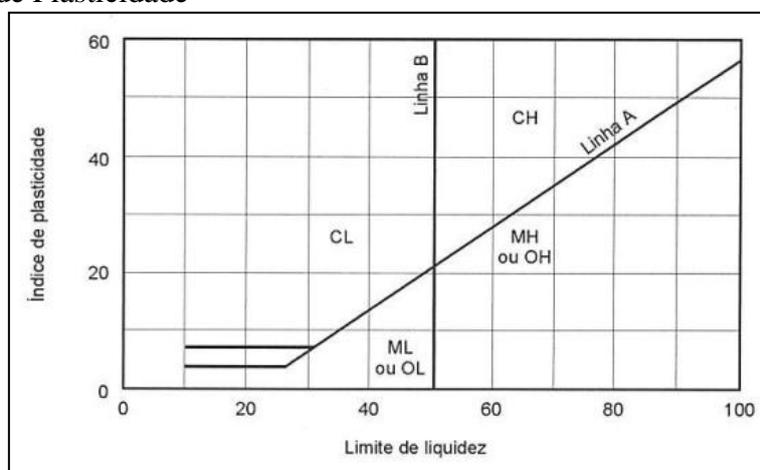
$$CC = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad \dots(2)$$

Onde:

- “D₆₀” é “D₁₀” mantém os mesmos significados;
- D₃₀ é o diâmetro que, na curva granulométrica, corresponde à porcentagem que passa igual a 30%.

Já quando identificamos o solo como de granulação fina, ele deve ser classificado como silte (M), argila (C) ou solo orgânico (O), de acordo com os limites de Atterberg, já citados neste trabalho. Para a classificação desses solos, basta a localização do ponto correspondente ao par de valores IP e LL na Carta de Plasticidade, indicada na Figura 3.

Figura 3 - Carta de Plasticidade



Fonte: Pinto (2006, p. 56)

Com as informações descritas anteriormente, é possível classificar qualquer tipo de solo conforme o esquema apresentado na Figura 4.

Figura 4 - Esquema para a classificação pelo sistema unificado

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3	
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3	
		% P #200 > 12	GC / GM	
	S > G : S	5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.	
		% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3	
			SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3	
	% P #200 > 12	SC / SM		
	5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.		
% P #200 > 50	C	CL		
		CH		
	M	ML		
		MH		
	O	OL		
		OH		

Fonte: Pinto(2006, p.57)

O Sistema Rodoviário de Classificação (HRB) é baseado na granulometria e nos limites de Atterberg. Nesse sistema, também é iniciada a classificação pela constatação da porcentagem de material que passa na peneira nº 200, porém, considerando como granulação grosseira os que têm 35% ou menos passando nesta peneira. Esses são os solos dos grupos A-1, A-2 e A-3 (PINTO, 2006). Os solos com mais de 35%, que passam pela peneira nº 200, formam os grupos A4, A-5, A-6 e A-7, conforme demonstrada a Figura 5.

Figura 5 - Esquema para a classificação pelo sistema rodoviário

		% P#10 2,0mm	% P#40 0,42mm	% P#200 0,075mm	IP
% P #200 < 35	A-1a	<50	<30	<15	<6
	A-1b		<50	<25	<6
	A-3		>50	<10	NP
	A-2	A-2-4	10		
		A-2-5			
		A-2-6			
A-2-7					
% P #200 > 35	A-4	10			
	A-5				
	A-6				
	A-7-5				
	A-7-6				
	A-7-6				

Fonte: Pinto (2006, p.58)

2.1.5 Compactação dos solos

A compactação de um solo consiste em: i) aumentar a massa específica aparente de um solo pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, o que faz com que as partículas constitutivas do material entrem em contato mais íntimo, pela expulsão do ar e, também, ii) em tornar o solo a ser compactado mais homogêneo (PINTO, 2006; KLAMT, 2012). O ensaio de compactação por processos de impacto é realizado segundo a metodologia descrita na NBR 7182 (ABNT, 1988) tem por objetivo determinar o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima do solo ensaiado

Existem três diferentes energias de compactação utilizadas no ensaio que variam conforme o soquete, o cilindro e o número de golpes a serem empregados, sendo elas: energia normal, energia intermediária e energia modificada. Quanto maior a energia de compactação, menor será o índice de vazios e, conseqüentemente, maior será a resistência do solo. Para a execução do ensaio, é preciso conhecer o futuro emprego do solo a ser compactado. Esta informação é imprescindível para a escolha da energia de compactação a ser utilizada. Quanto maior for a solicitação de cargas incidente no solo, maior será sua energia de compactação (PINTO, 2006; CRAIG, 2011; CAPUTO, 2011;).

A Tabela 2 ilustra as diferentes energias de compactação conforme o soquete, o cilindro e o número de golpes utilizados.

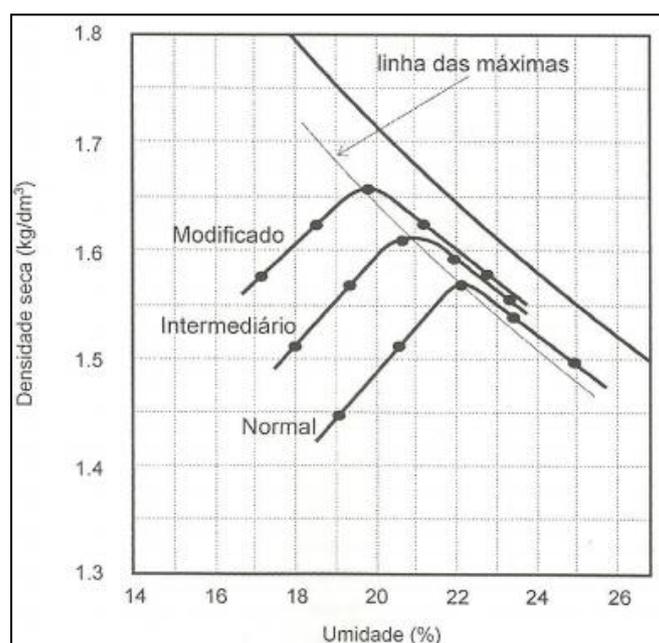
Tabela 2 - Energias de compactação utilizadas

Cilindro	Características de Energia de Compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55

Fonte: NBR 7182 (ABNT, 1988)

A Figura 6 exemplifica o comportamento de um solo submetido a diferentes energias de compactação.

Figura 6 – Curvas de compactação de um solo em diferentes energias



Fonte: Pinto (2006, p. 71)

A Figura 6 permite observar que, à medida que a energia de compactação se eleva, há uma redução da umidade ótima e um acréscimo na massa específica seca máxima. Há, assim, para uma dada *energia de compactação*, um determinado teor de umidade, chamado de *umidade ótima*, que conduz a uma *massa específica seca máxima* (PINTO, 2006).

A Tabela 3 expõe alguns resultados de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, compactadas na energia intermediária, obtidas de diversos autores.

Tabela 3 - Alguns resultados de umidade ótima e massa específica aparente seca máxima compactadas na energia intermediária obtidas de diversos autores

Autor	Umidade ótima (%)	Massa Específica Seca Aparente Máxima (g/cm³)	Tipo de solo
Araújo (2009)	Amostras com 14 e 10,5	Amostras com 1,93 e 1,98	Argila e areia
Emmert (2010)	12,7	1,86	Areia fina
Oliveira (2010)	Valores médios de 16,2 e 28,6	Valor médio de 1,56	Argila e silte
Portelinha (2008)	27,97	1,49	Argila e areia
Lovato (2004)	17,4	1,76	Argila arenosa
Silva (2010)	Amostras com 14 e 16,5	Amostras com 1,77 e 1,74	Argila
Klamt (2012)	9,5	2,05	Areia siltosa

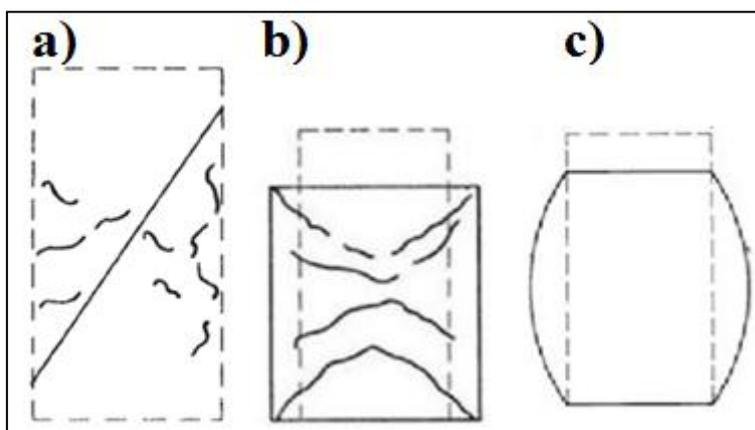
Fonte: Elaboração própria.

2.1.6 Resistência à compressão simples (RCS)

O ensaio de compressão simples consiste em submeter um corpo-de-prova cilíndrico a um carregamento axial até a ruptura do mesmo. Os solos empregados na pavimentação apresentam elevada deformação quando submetidos a uma determinada carga, se comparados com o concreto. Assim, pode-se determinar a resistência à compressão simples controlando-se a velocidade pelo deslocamento do prato da prensa. Sugere-se uma velocidade relativamente baixa, em torno de 1,0 mm/min. A relação entre a altura (h) e diâmetro (d) do corpo-de-prova recomendada é de 2:1 (MOURA, 2009).

A Figura 7 demonstra as possíveis formas de ruptura durante o ensaio de RCS, de acordo com a ASTM D5102/66.

Figura 7 – Possíveis formas de ruptura durante o ensaio de RCS



Fonte: Adaptado de ASTM D5102/66

A Figura 7 ilustra a ruptura por cisalhamento (a), a ruptura por compressão axial causando fissuras transversais no corpo-de-prova (b) e a ruptura devido à compressão axial, porém causando a redução do volume do corpo-de-prova através da redução do índice de vazios (c).

Nota-se que não há uma norma brasileira acerca deste ensaio para a mistura solo-cal, apenas para a mistura solo-cimento (DNER-ME201-94 – Solo-cimento – Compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos). Para a determinação da resistência à compressão simples, existe apenas uma norma no país que se assemelha à mistura solo-cal, sendo esta a DNER-ME180-94 que prescreve o procedimento apenas para solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada. Esta norma prevê a imersão do corpo de prova em água potável por um período de 24 horas antes da ruptura.

A Tabela 4 ilustra alguns resultados de resistência à compressão simples aos 7 dias com os corpos de prova compactados sob umidade ótima e energia intermediária, diferenciando os autores que imergiram seus corpos-de-prova em água potável por um período de 24 horas antes da ruptura, dos autores que não comentam se imergiram em água ou não seus CPs antes da ruptura.

Tabela 4 - Alguns resultados de RCS obtidos por diversos autores

Autor	Com imersão (KPa)	Sem imersão (KPa)	Tipo de solo
Araújo (2009)	200	-	Argila e areia
Lovato (2004)	389	-	Argila arenosa
Silva (2010)	159	-	Argila
Emmert (2010)	-	205	Areia fina
Oliveira (2010)	-	257	Silte
Portelinha (2008)	-	303	Areia
Klamt (2012)	-	460	Areia siltosa

Fonte: Elaboração própria.

2.1.7 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Também chamado de *Califórnia Bearing Ratio* (CBR), o Índice de Suporte Califórnia (ISC) tem como objetivo estimar a resistência de um solo compactado para sua utilização em bases, sub-bases e subleitos de pavimentos (Senço, 2007).

Segundo Caputo (2011), este ensaio foi idealizado por Porter em 1929 e, ainda hoje, é utilizado para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. O ensaio é normatizado pela NBR 9895 (ABNT, 1987) e é o parâmetro mais importante para fins rodoviários.

Segundo a NBR 9895, o ensaio consiste em compactar 5 corpos-de-prova com umidades diferentes. O 3º CP deve estar na umidade ótima do solo/mistura. Sendo assim, o 1º e o 2º CP devem estar com 4% e 2% de umidade abaixo da umidade ótima (ramo seco), respectivamente e, conseqüentemente, o 4º e o 5º CP devem estar com 2% e 4% de umidade acima da umidade ótima (ramo úmido), respectivamente. Após isso, imerge-se os corpos-de-prova em água potável para a determinação da expansão do CP. A expansão do solo será visto adiante.

Passado o período de imersão, o CP é levado para a prensa, no qual é submetido a uma tensão aplicada por um pistão cilíndrico padrão que tende a perfurar a amostra.

A Tabela 5 apresenta alguns resultados de ISC compactados na energia intermediária obtidos por alguns autores.

Tabela 5 - Alguns resultados de ISC na energia intermediária obtidos por alguns autores

Autor	ISC (%)	Tipo de solo
Araújo (2009)	Amostras com 4 e 17,62	Argila e areia
Emmert (2010)	13,52	Areia fina
Oliveira (2010)	Valores entre 2 e 5	Argila

Fonte: Elaboração própria

2.1.8 Expansibilidade dos solos

A determinação da expansão do material, devida à absorção da água, é feita durante o ensaio de ISC, portanto, seguindo a norma NBR 9895, já comentado na seção 2.1.7. Sobre a amostra compactada coloca-se um disco perfurado, munido de uma haste ajustável, com uma sobrecarga de discos anulares com uma massa mínima de 4,5 kg. Este conjunto simula o peso do pavimento. A seguir, imerge-se o cilindro com a amostra compactada, junto com o disco e a sobrecarga, por um período de 96 horas, simulando o degelo na primavera da Califórnia. Sobre a haste, coloca-se um extensômetro, no qual são feitas leituras diariamente. Na quarta leitura deve-se determinar a porcentagem de expansão do solo (CAPUTO, 2011).

2.1.9 Sólidos totais voláteis

Os sólidos totais (ST) podem estar constituídos por uma porcentagem de sólidos totais voláteis (STV) e uma porcentagem de sólidos não voláteis (inertes ou fixos). Os sólidos voláteis nada mais são que o material orgânico presente no solo, enquanto que os sólidos não voláteis representam a fração material ou inorgânica do material. O ensaio é normatizado pela Norma Americana APHA – *Methods for the examination of water and wastewater* (APHA, 1998).

2.1.10 Solos orgânicos

Segundo Pinto (2006), são chamados de solos orgânicos aqueles que contêm uma quantidade apreciável de matéria decorrente de origem vegetal ou animal, em vários estágios de decomposição. O teor de matéria orgânica, em peso, varia de 4% a 20%. Os solos orgânicos distinguem-se dos siltes pelo seu aspecto visual, pois se apresentam com uma coloração escura típica (marrom-escuro, cinza-escuro ou preto) e um odor característico. Solos orgânicos são problemáticos por serem muito compressíveis, por apresentarem elevados índices de vazios e recente sedimentação. Além disso, possuem baixa capacidade de suporte.

Segundo o mesmo autor, quando a porcentagem de matéria orgânica é muito elevada, o solo pode ser caracterizado como turfa. São materiais muito deformáveis, com alta permeabilidade, permitindo que recalques ocorram rapidamente.

2.1.11 Dosagem

Araújo (2009), Emmert (2010), Oliveira (2010) e Silva (2010) estabilizaram quimicamente solos utilizando cal hidratada. A Tabela 7 ilustra os ganhos de resistência que cada um dos autores citados obteve no ensaio de CBR.

Tabela 6 - Ganhos de resistência no ensaio de CBR para diferentes tipos de solo com o incremento de cal hidratada

Autor	Teor de cal (%)	Ganho de resistência em relação ao solo natural (%)	Tipo de solo
Araújo (2009)	3	825	Argila e areia
	5	1924	
	7	1909	
Emmert (2010)	2	437	Areia fina
Oliveira (2010)	3	895	Argila
Silva (2010)	2	876	Argila

Fonte: Elaboração própria

Analisando os dados da Tabela 6, é possível observar que o ganho de resistência tende aumentar conforme o incremento de cal ao solo. Porém, Araújo (2009) constatou que em certo teor de cal, o ganho de resistência diminui em relação a outros teores. Com 5% de cal, o autor verificou um ganho de resistência de 1924%. Já com 7% de cal, esse ganho de resistência baixou para 1909 %. O autor explica que isso se deve ao fato da melhoria do CBR das amostras de solos, estabilizados quimicamente pela cal e não curadas, ocorrer devido à troca catiônica e à floculação. A baixa capacidade de troca catiônica faz com que pequenos teores (como de 3% a 5%) satisfaçam apenas a afinidade da cal pelo solo, enquanto que a cal em excesso (acima de 5%, por exemplo) é consumida em reações pozolânicas, que não ocorrem de imediato e não se iniciam durante o período de 96 horas de imersão, a que são submetidos os corpos de prova durante o ensaio de CBR.

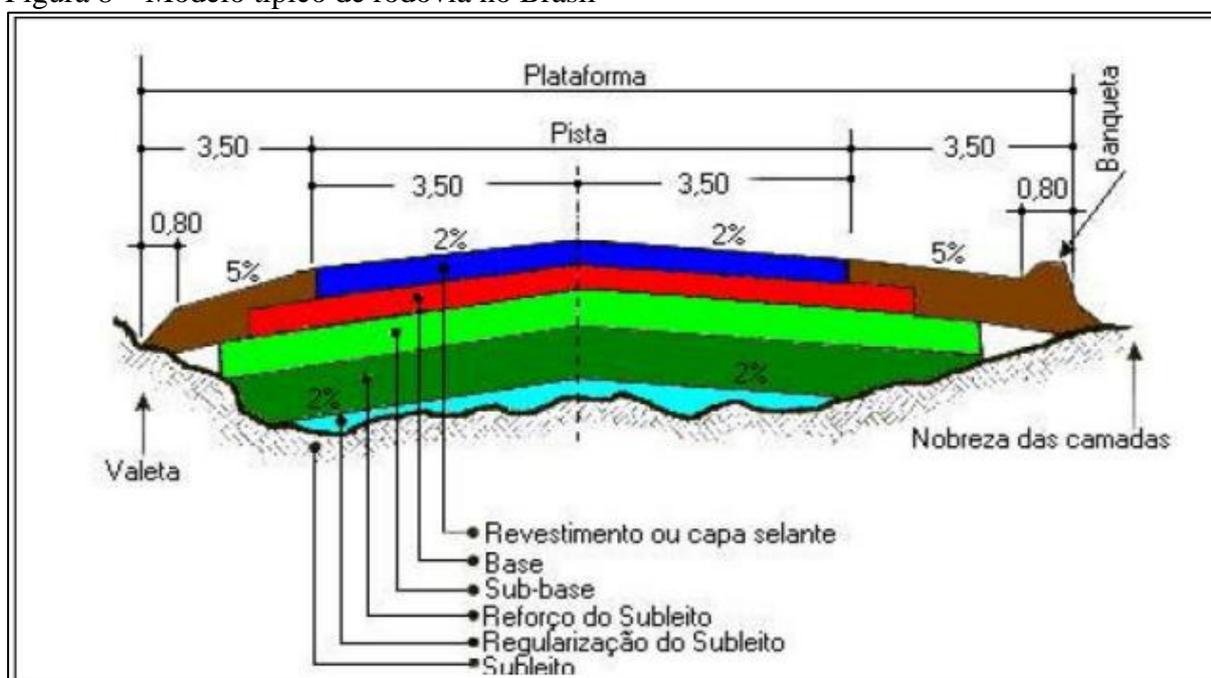
2.2 Determinação da estrutura dos pavimentos rodoviários

A seguir serão apresentadas as camadas constituintes dos pavimentos.

2.2.1 Classificação dos pavimentos de acordo com o DNIT

A Figura 8 mostra um modelo típico de plataforma aplicada à construção de rodovias, sendo a mesma composta de camadas de subleito, regularização do subleito, reforço do subleito, sub-base, base e revestimento.

Figura 8 – Modelo típico de rodovia no Brasil



Fonte: Senço (2007, p.16)

A descrição de todas as camadas de pavimentos, mostradas na Figura 8, serão apresentadas na sequência.

2.2.1.1 Subleito

É o terreno de fundação do pavimento. É a camada que, em tese, possui o menor ISC. Esta camada é responsável por auxiliar a base na absorção das cargas oriundas dos veículos (SENÇO, 2007).

Os esforços impostos sobre sua superfície serão aliviados em sua profundidade. Deve-se, portanto, ter maior preocupação com seus estratos superiores, onde os esforços solicitantes atuam com maior magnitude (BALBO, 2007).

2.2.1.2 Regularização do subleito

É a camada de espessura irregular que deve ser aplicada sobre a camada do Subleito com a finalidade de adequar o pavimento às conformidades de projeto, tanto transversalmente como longitudinalmente. Esta camada, também denominada de preparo do subleito, é aplicada para que o maquinário de escarificação não trabalhe em um material bem compactado, o que dificultaria o trabalho (SENÇO, 2007).

Destaca-se, segundo o DNIT, que os materiais de subleito e regularização de subleito devem apresentar uma expansão $\leq 2\%$ e um ISC $\geq 2\%$ (DNIT, 2006).

2.2.1.3 Reforço de subleito

Esta camada é construída se o subleito não atender aos critérios de resistência de projeto. A espessura da camada é constante e possui capacidade de suporte superior a da regularização e inferior a da camada imediatamente superior, no caso a sub-base (SENÇO, 2007).

Balbo (2007) explica que o emprego da camada de reforço de subleito não é obrigatório, pois espessuras maiores de camadas superiores poderiam, em tese, aliviar as pressões sobre um subleito medíocre. Contudo, procura-se utilizá-lo em tais circunstâncias, por razões econômicas, pois, subleitos com capacidade de suporte baixa exigiriam camadas mais espessas de base e sub-base.

Para o DNIT, os materiais de reforço de subleito devem apresentar uma expansão $\leq 1\%$ e um ISC maior que o ISC do subleito (DNIT, 2006).

2.2.1.4 Sub-base

Quando não for aconselhável construir a estrutura da base sobre a regularização, ou reforço do subleito, faz-se a aplicação de uma camada intermediária, obtendo-se, assim, características melhores em relação às camadas iniciais. A sub-base é utilizada com a finalidade de baixar o custo da rodovia, utilizando um material de menor qualidade se comparado com o material utilizado na base (SENÇO, 2007).

2.2.1.5 Base

A camada de base é responsável pela absorção dos esforços aplicados pelo tráfego sobre a camada de revestimento e por distribuí-lo para as camadas inferiores. O pavimento pode ser considerado somente como uma camada de base e revestimento, de forma que a base possa ser complementada pela sub-base e pelo reforço do subleito (SENÇO, 2007).

Conforme recomendações do DNIT, os materiais de base devem apresentar uma expansão menor ou igual a 0,5% e um ISC $\geq 80\%$, além de um LL $\leq 25\%$ e IP $\leq 6\%$. Caso o LL for superior a 25% e/ou o IP seja superior a 6%, o material pode ser empregado como base, desde que as demais condições sejam satisfeitas e o equivalente de areia seja superior a 30. Para um número N^1 de repetições do eixo-padrão (8,2 t) $N \leq 5 \times 10^6$, admite-se materiais com CBR $\geq 60\%$ (DNIT, 2006).

De acordo com a norma DNIT 143/2010, elaborada para misturas solo-cimento (não há uma norma brasileira para misturas solo-cal), são aceitos para bases de pavimentos materiais que possuam resistência à compressão simples de 2,1 MPa aos 7 dias de cura.

2.2.1.6 Revestimento

É a camada responsável pelo recebimento da ação direta do tráfego e destinada a melhorar a superfície de rolamento, quanto às condições de conforto e segurança, além da resistência ao desgaste, aumentando a durabilidade da estrutura e sendo tanto, quanto possível, impermeável. Esta camada é também denominada de capa de rolamento (SENÇO, 2007).

2.2.2 Estradas não pavimentadas

As estradas não pavimentadas, também conhecidas como estradas vicinais, podem ser definidas como o conjunto de pequenas vias que constituem o sistema capilar do transporte. A predominância das estradas não pavimentadas, em relação às pavimentadas, é uma realidade presente em, praticamente, todos os países em desenvolvimento, incluindo o Brasil. Estas estradas representam o principal meio de escoamento da produção agrícola, além de fornecer

¹ Número N: Número de eixos-padrão (8,2 t) que irão trafegar sobre a rodovia ao longo do horizonte de projeto.

acesso da população rural aos serviços urbanos, tais como educação, saúde e lazer (GRIELBER, 2002; BAESSO; GONÇALVES, 2003).

Sem manutenção adequada, e constante, estradas rurais e rodovias, certamente, irão se deteriorar, aumentando os custos operacionais dos veículos, o número de incidentes e reduzindo a confiabilidade nos serviços de transporte. Além disso, com estradas defeituosas, o fluxo normal é muitas vezes interrompido em períodos de chuva, elevando o custo de transporte e, conseqüentemente, elevando o custo final do produto. Quando o serviço de manutenção é tardio, ele muitas vezes envolverá uma reabilitação mais extensiva, ou mesmo reconstrução, custando muitas vezes mais do que um simples reparo efetuado antecipadamente (ALVES, 2009).

Quanto às características técnicas, Baesso e Gonçalves (2003) afirmam que uma estrada vicinal deve apresentar o seguinte:

- boa capacidade de suporte;
- boa condição de rolamento e aderência.

A primeira característica se refere à propriedade da estrada de receber a solicitação do tráfego, sem apresentar deformações excessivas, garantida pelo uso de materiais de boa qualidade e uma compactação eficiente. A segunda diz respeito à comodidade e segurança do condutor, garantida pelo material bem compactado (diminuindo, assim, a incidência de material solto na pista).

A Figura 9 exemplifica uma estrada não pavimentada com sérios problemas de degradação, não atendendo às duas características citadas anteriormente.

Figura 9 - Estrada não pavimentada deteriorada no distrito Caverá, Alegrete/RS



Fonte: Elaboração própria

Liautaud e Faiz (1994) mencionam que os custos de operação dos veículos, em vias não pavimentadas, são, em geral, de 10% a 30% maiores que os custos em vias pavimentadas, e isto ocorre, principalmente, devido às diferenças nas condições de rugosidade da superfície.

Segundo a *South Dakota Local Transportation Agency* (apud Baesso e Gonçalves 2003), são considerados de boa qualidade para revestimento primário (estradas rurais) os solos que apresentem ISC maior a 10%. Conforme o DNER ET-DE-P00/01 (2006), as especificações mínimas que um solo ou mistura deve apresentar para ser utilizada como revestimento primário são: ISC mínimo de 20% e expansão menor que 1%.

2.3 Estabilização de solos

O solo natural apresenta-se como um material complexo e variável, de acordo com sua localização. Não obstante, devido à sua ocorrência universal e seu baixo custo, trata-se de um material amplamente utilizado para fins de engenharia (NÚÑEZ, 1991).

Comumente, na construção de estradas, os solos existentes no local não satisfazem os requisitos básicos de utilização impostos pelo DNIT. Neste caso, conforme destaca Bento (2006), resta ao engenheiro responsável pela obra duas alternativas:

- substituir o material existente no local por outro de melhor qualidade;
- corrigir o material, a fim de torná-lo apto a ser utilizado para tal finalidade.

Os fatores que orientarão nesta escolha são a economia, a finalidade da obra (se estrada principal ou vicinal), assim como as propriedades do solo que devem ser corrigidas. Deste modo, a fim de manter o menor custo, trabalhando com materiais extraídos de jazidas (evitando gastos com transporte de materiais), surgiu a técnica chamada de estabilização de solos (BENTO, 2006).

De acordo com Vargas (1981), a estabilização de solos é um processo pelo qual se confere ao mesmo as seguintes características:

- aumento da resistência mecânica;
- correção de sua granulometria;
- diminuição da expansão;
- maior rigidez e durabilidade.

Segundo Oliveira (2010), a estabilização de solos refere-se ao conjunto de procedimentos que visam melhorar a estabilidade e a melhoria das propriedades de um solo, tendo como terminologia:

- Solo estabilizado: quando se tem um ganho significativo de resistência com o emprego do aditivo;
- Solo melhorado: quando a adição busca melhoria de outras propriedades (redução de expansão ou da plasticidade), sem um ganho significativo de resistência.

Em pavimentação, a estabilização de solos visa tornar o material apto a receber as cargas oriundas dos veículos, sem apresentar deformações, ou deslocamentos horizontais, ou verticais, independentemente da condição atmosférica (OLIVEIRA, 2010).

Oliveira (2010) argumenta que a estabilização pode ocorrer por processo físico, químico ou físico-químico, como apresentado a seguir:

- **Processo físico:** a compactação é feita através da aplicação de uma energia de compressão no solo em camadas, com controle de umidade; o controle tecnológico se dá através de ensaios;
- **Processo químico:** adição de um agente químico que produz uma ação cimentante alterando as características físicas dos grãos do solo;
- **Processo físico-químico:** é um processo no qual há uma mescla dos processos físico e químico.

No caso de adição da cal hidratada, ao solo, o processo de estabilização se dá por meio físico-químico. Observa-se que este tipo de estabilização é o objeto de estudo deste trabalho e será explicado na sequência.

2.3.1 Estabilização de solos com a adição de cal hidratada

A estabilização de solos com a adição de cal hidratada se trata de um processo físico-químico em que ocorre, principalmente, entre a cal e a fração argilosa do solo. O uso da cal é recomendado para solos argilosos, ou muito siltosos, que apresentem, de modo geral, plasticidade e expansão elevadas, além de baixa capacidade de suporte. (ARAÚJO, 2009; SILVA, 2010; BUENO, 2011).

Segundo Guimarães (2002), o solo reage com a cal formando aluminatos, silicatos e aluminossilicatos de cálcio hidratados, todos com influência no processo de estabilização

pelas características cimentícias. A troca iônica é imediata, promovendo, após alguns segundos de contato com o solo, mudanças nas seguintes propriedades do solo:

- Eleva a porcentagem grosseira do solo, que reflete na curva granulométrica da amostra;
- Aumento do limite de plasticidade e redução do índice de plasticidade;
- Geralmente há uma redução da densidade máxima seca e um aumento da umidade ótima;
- Diminui a variação volumétrica da amostra;
- Aumento da capacidade de suporte.

2.3.2 A cal

A cal é um aglomerante resultante da calcinação de rochas carbonatadas constituídas, predominantemente, por carbonato de cálcio e/ou carbonato de cálcio e magnésio (LOVATO, 2004). De acordo com Guimarães (2002), o resultado da calcinação dos carbonatos de cálcio e de cálcio-magnésio é, respectivamente, o óxido de cálcio (CaO) e cálcio-magnésio (CaO – MgO), denominados, genericamente, de cal virgem, ou cal viva. Quando misturada com água, a cal virgem libera muito calor, caracterizando uma reação exotérmica. Tendo em vista a segurança dos trabalhadores, Bueno (2011) afirma que, em alguns países, como no Brasil e nos Estados Unidos, o uso da cal virgem vem sendo substituída gradativamente pela cal hidratada, já que esta última é oriunda da hidratação da cal virgem em usina. Esta hidratação se dá entre 17 e 19% de água.

Conforme Guimarães (2002), os tipos comerciais de cal, no mercado brasileiro, apresentam propriedades com valores médios mostrados na Tabela 7.

Tabela 7 - Composição média das cales brasileiras

TIPO DE CAL	CaO (%)	MgO (%)	Insolúvel no HCl (%)	Fe ₂ O ₃ +Al ₂ O ₃ (%)	Perda ao Fogo (%)	CO ₂ (%)	SO ₃ (%)	CaO+MgO Base de Não-Volátil (%)	MgO Não Hidratado (%)
CAL VIRGEM CÁLCICA	90 - 98	0,1 - 0,8	0,5 - 3,5	0,2 - 1,0	0,5 - 5,0	0,2 - 3,8	0,1 - 0,6	96,0 - 98,5	-
CAL HIDRATADA CÁLCICA	70 - 74	0,1 - 1,4	0,5 - 2,5	0,2 - 0,8	23 - 27	1,5 - 3,5	1,0 - 0,0		0,5 - 1,8
CAL HIDRATADA DOLOMÍTICA OU MAGNESIANA	39 - 61	15 - 30	0,5 - 18,2	0,2 - 1,5	19 - 27	3,0 - 6,0	0,02 - 0,2	76 - 99	5 - 25
CAL VIRGEM DOLOMÍTICA OU MAGNESIANA	51 - 61	30 - 37	0,5 - 4,5	0,2 - 1,0	0,5 - 4,8	0,5 - 4,5	0,05 - 0,1		-

Fonte: Adaptado de Guimarães (2002)

2.3.3 Histórico da utilização da cal

A cal é um dos mais antigos materiais utilizados pelas pessoas na engenharia. O homem conheceu a cal, provavelmente, nos primórdios da Idade da Pedra, no Período Paleolítico. Há evidências de desenhos pintados com cal na Gruta de Lascaux (34 mil a 12 mil a.C.) Porém, embora presente desde o início da existência humana, somente a partir da civilização egípcia que o produto começou a aparecer com frequência nas construções. Do Egito, sua utilização passou para a Grécia e, a seguir, para a Roma, ficando, então, mais conhecida nas demais regiões mediterrâneas adjacentes. No âmbito rodoviário, tem-se notícia que este estabilizante vem sendo utilizado desde a época dos romanos, há mais de 2000 mil anos (ARAÚJO, 2009; BENTO, 2006; GUIMARÃES, 2002).

Segundo Guimarães (2002), no ano de 312 a.c., os romanos, peritos em construção de estradas, iniciaram a obra da famosa “Via Ápia”, considerada marcante na história da civilização e uma das pioneiras no uso da técnica de estabilização de solos com a adição da cal. De acordo com o supracitado autor, a estrada tinha uma extensão de 584 km, com a finalidade de transportar provisões, tropas e armamentos da costa Mediterrânea à costa Adriática. Atualmente, grande parte da Via Ápia foi recoberta por pavimentos modernos, sobre alegação de que sua superfície original era tão grosseira que os veículos atuais só trafegavam com velocidades próximas a 16 km/h. No entanto, este autor afirma que a estrada ainda apresenta alguns trechos em condições de tráfego, mesmo após 2300 anos de utilização, e comenta que o uso da cal na construção desta obra contribuiu para a sua durabilidade.

Segundo Lima (1984), a utilização da cal, em grande escala, deu-se apenas no início do século XX, nos Estados Unidos da América (EUA), no ano de 1924, e na antiga União Soviética (URSS), em 1926. Entretanto, a história da construção de rodovias modernas indica pouco uso da cal até depois da II Guerra Mundial.

No Brasil, vários trabalhos foram desenvolvidos com a utilização da técnica solo-cal e muitos apresentaram resultados bastante satisfatórios. Algumas obras importantes realizadas com a utilização desse método, nas últimas décadas, e que obtiveram sucesso, foram (GUIMARÃES, 1971, apud LOVATO, 2004):

- Aeroporto de Congonhas (em São Paulo): base de solo-cal construída na área (1000 m²) de hangares da antiga Varig (1000m²). O solo utilizado nesta obra foi classificado de acordo com a HRB como um A-7-5 (argiloso) e possuía um IP (Índice de Plasticidade) igual a 12. Após a estabilização com um teor de 6% da cal, o solo apresentou uma resistência à compressão simples igual a 1,5 MPa aos 28 dias;

- Rodovia Brasília Fortaleza próximo ao município de Sobradinho/DF: foram executados dois trechos de 150 m. Neste trecho foram realizadas camadas de base com 1 e 3% de cal e de sub-base em solo laterítico. Os solos utilizados nesta obra apresentavam $LL = 41\%$ e $IP = 11\%$;
- Avenida Sernabetiba (Rio de Janeiro, Guanabara): foram executados 18 km de trecho com camadas de base de solo-cal com 3% e 4% de estabilizante;
- O segmento experimental Limoeiro do Norte – Flores está presente no Ceará e possui a extensão de 1 km. Nesta obra foi-se utilizada a técnica de estabilização solo-cal para a construção da base e sub-base da rodovia no ano de 2000;
- Em 2001, foi construída a CE-377, com 40 km de extensão. Esta rodovia liga os municípios de Quixeré/CE e Baraúnas/RN e ficou conhecida como rodovia do Melão;

2.3.4 As reações solo-cal

Segundo Lovato (2004), algumas das principais características e propriedades dos solos, que influenciam as reações de solo, são:

- o pH do solo;
- o teor de matéria orgânica;
- a drenagem natural;
- a presença excessiva de solo permutável;
- a mineralogia da fração argila;
- o grau de intemperismo;
- a presença de carbonos e/ou sulfato de ferro extraível da relação sílica/alumina;
- a relação sílica/sesquióxidos.

A utilização da cal como agente estabilizante é mais eficaz quando adicionada a materiais finos (siltes ou argilas) e quando o índice de Plasticidade (IP) varia entre 10% a 50% (CORRÊA, 2008). Assim, a cal é um componente com a função específica de regularizar o teor ótimo de umidade a níveis aceitáveis, com o emprego de pequenas quantidades do mesmo.

Conforme Herrin e Mitchell (1968), para misturas solo-cal, o conceito geral de “quando a densidade aumenta a resistência também aumenta” nem sempre é verdadeiro. Embora a densidade dos solos tenda a decrescer com porções adicionais de cal, não se deve

supor que a resistência das misturas solo-cal diminuirá. A relação densidade-resistência da mistura solo-cal são variáveis importantes e que, com a adição da cal, apresentam reações diferenciadas, ou seja, apesar da densidade diminuir, a resistência não decresce, o que é fundamental para o bom andamento das obras rodoviárias.

Oliveira (2010) destaca que, quando a cal é adicionada ao solo, o fenômeno de troca de bases ocorre com os argilo-minerais. Essa reação leva à floculação das partículas argilosas, causando aumento no ângulo de atrito da massa do solo. Isto se manifesta pelo decréscimo no Limite de Liquidez (LL) e no Índice de Plasticidade (IP) e, frequentemente, no aumento da umidade ótima.

2.3.5 Alteração das propriedades mecânicas dos solos com adição de cal

De acordo com Araújo (2009), o processo de estabilização solo-cal é influenciado, diretamente, pelo tempo de cura ao qual a mistura é submetida, pela temperatura em que esta sofre durante a cura, pela natureza do solo a ser tratado e pela natureza da cal utilizada.

De acordo com Bento (2006), para um menor grau de tratamento é adicionado estabilizante suficiente para alterar apenas algumas propriedades do solo, tais como textura e capacidade de rolamento. Para um maior grau de tratamento é necessária uma maior quantidade de estabilizante, a qual estará incumbida da formação dos materiais cimentantes, responsáveis pelo ganho na resistência mecânica.

A adição de cal, em solos de graduação fina, tem efeitos benéficos nas suas propriedades de engenharia, tais como: redução da plasticidade e expansão; melhoria da trabalhabilidade; aumento da resistência; rigidez e maior durabilidade (BENTO, 2006). Porém, Silva (2010) explica que a resistência à compressão uniaxial (compressão simples) tende a não apresentar melhorias em solos com teores de matéria orgânica maiores de 2% com a adição de cal.

Araújo (2009) estudou a estabilização de solos sob adição de cal hidratada em pó e em pasta. A adição de cal em pó consiste em misturar a cal com o solo e posteriormente realizar a adição de água. Já a adição de cal em pasta visa a mistura prévia da cal com a água, formando uma pasta que é adicionada posteriormente ao solo a ser estabilizado.

No estudo do autor, os resultados de resistência à compressão simples e Índice de Suporte Califórnia obtiveram um ganho de resistência maior nas amostras que foram estabilizadas com a adição de cal em pasta, se comparado com as amostras estabilizadas com

cal na forma de pó. Araújo (2009) explica este fenômeno devido ao fato de a cal reagir primeiramente com a água, para depois reagir com o solo.

Já para o ensaio de expansibilidade e compactação, o autor menciona que para as duas formas de mistura o solo se comportou da mesma maneira: no ensaio de expansibilidade o solo obteve uma expansão de 0% quando compactado na umidade ótima e no ensaio de compactação o solo obteve uma redução da massa específica seca máxima e um aumento na umidade ótima.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo tem por finalidade expor os materiais utilizados na pesquisa e os métodos de ensaios utilizados que darão sustentação ao desenvolvimento do trabalho.

3.1 Materiais

Os materiais utilizados para a realização desta pesquisa estão descritos a seguir.

3.1.1 O solo

Para esta pesquisa foram utilizados dois tipos de solos oriundos da cidade de Alegrete/RS, sendo eles:

- da Jazida JA, localizado na propriedade de Antonio Augusto Bicca Pereira;
- da Jazida JB, situada próximo ao aeroporto da cidade de Alegrete/RS.

3.1.1.1 A Jazida A

A jazida A situa-se na RS-377, sentido Alegrete/RS – Manoel Viana/RS, nas coordenadas $29^{\circ}45'20,50''S$ e $55^{\circ}40'36,94''O$. A distância entre a jazida e o Campus Alegrete da UNIPAMPA, localizado na cidade de Alegrete, é de aproximadamente 16 km. O solo é uma argila de cor escura e com visível matéria orgânica. Para fins práticos, o solo referente a esta jazida será denominado “Solo A”. A jazida pode ser observada na Figura 10.

Figura 10 - Localização da jazida A



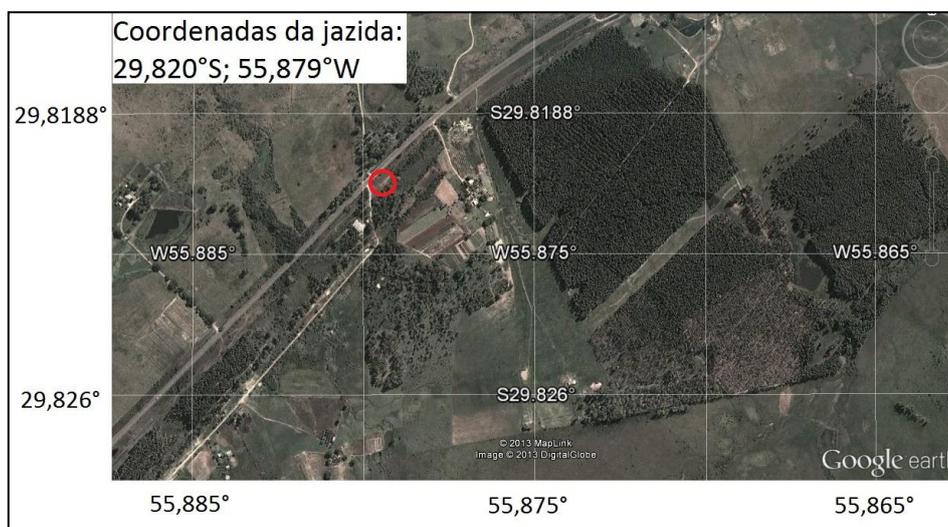
Fonte: Google Earth (2013)

Vale salientar que essa jazida A é uma área que ainda não foi explorada para fins de construção e manutenção de estradas de terra. A escolha da área, simplesmente foi definida em virtude a apresentar um solo muito característico em termos de ocorrência no município de Alegrete/RS.

3.1.1.2 A Jazida B

A jazida B situa-se próxima ao aeroporto da cidade de Alegrete, estabelecida na BR 290, sentido Alegrete/RS – Uruguaiana/RS, nas coordenadas $29^{\circ}49'13,26''\text{S}$ e $55^{\circ}52'45,12''\text{O}$. A distância entre a jazida e o Campus Alegrete da UNIPAMPA é de aproximadamente 15 km. O solo é uma argila de tonalidade avermelhada, sem matéria orgânica visível. O solo presente nesta jazida é muito característico da região, o que justifica o estudo deste solo. Para fins práticos, o solo referente a esta jazida será denominado “Solo B”. A jazida B pode ser observada na Figura 11.

Figura 11 - Localização da jazida B



Fonte: Google Earth (2013)

É importante comentar que o solo da jazida B já foi utilizado pela Prefeitura de Alegrete na execução da base da pista de decolagem e pouso de um aeroporto, próximo ao local. Este aeroporto é destinado a pequenos voos com fins agrícolas.

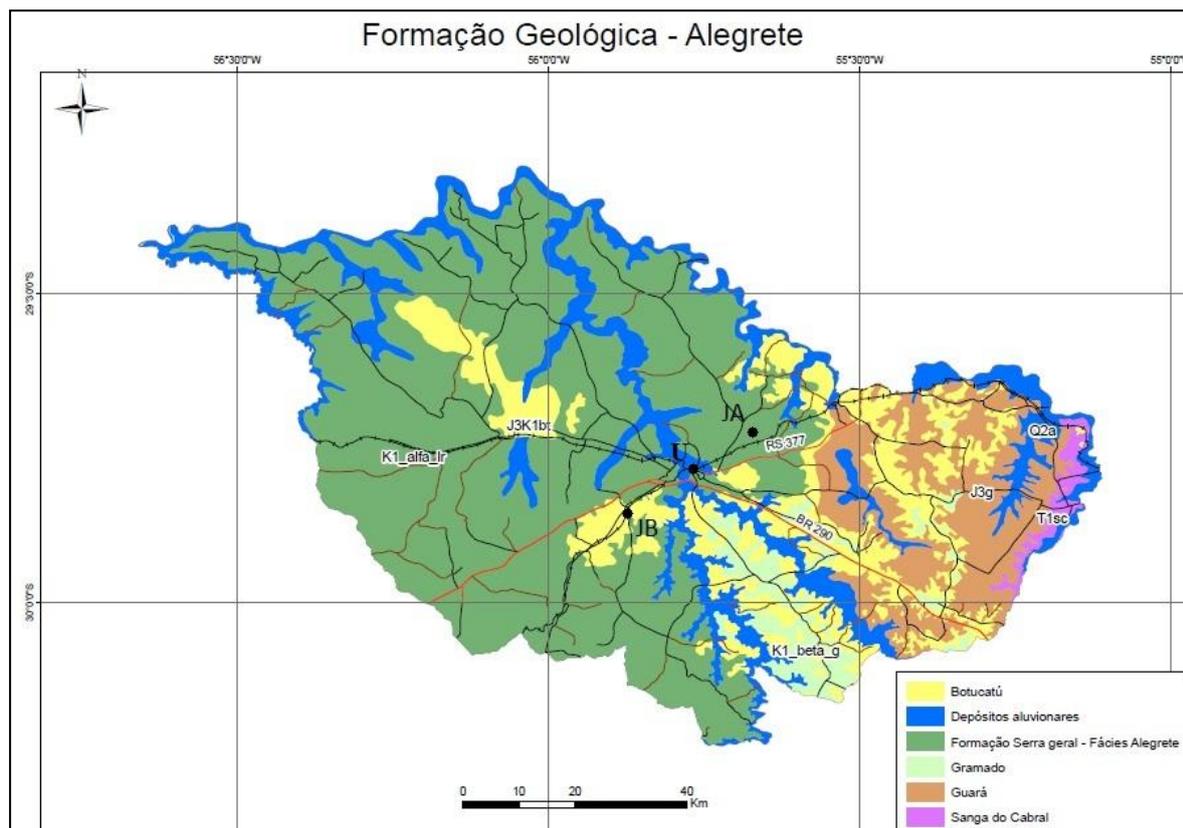
3.1.1.3 Formação geológica das jazidas

Para se conhecer melhor o solo estudado, fez-se um estudo da formação geológica das jazidas estudadas com base em mapas geológicos referentes à cidade de Alegrete/RS,

advindos do endereço eletrônico do CPRM (Serviço Geológico do Brasil). Desta maneira, na Região que compreende o município de Alegrete/RS, existe a predominância de afloramentos de basaltos da formação geológica Serra Geral, e em menor proporção, afloramentos de arenitos da formação Botucatu e Depósitos aluvionares. Também, no extremo Sul Oeste do município, são encontrados alguns afloramentos basálticos da Formação Gramado e afloramentos da Formação Guará. A Figura 12 mostra um mapa geológico da região que compreende o município de Alegrete/RS. Nessa figura, podemos observar que a área da Jazida JA está inserida dentro da Formação Serra Geral, já a Jazida JB se encontra numa região onde ocorre a influencia de afloramentos de depósitos aluvionares, afloramentos da formação Botucatu e Serra Geral.

A Figura 12 ilustra onde as duas jazidas estudadas situam-se no mapa geológico do Município de Alegrete.

Figura 12 - Formação geológica do município de Alegrete/RS



Fonte: Serviço Geológico do Brasil (CPRM)

A Unipampa está indicada no mapa pela letra "U".

3.1.2 A cal

A cal utilizada na pesquisa trata-se de uma cal hidratada especial comercial classificada na classe CH-II e atende aos requisitos impostos pela NBR 7175/2003. A cal hidratada especial CH-II ProCal é uma cal dolomítica com altos teores de cálcio e magnésio, obtida através da calcinação do calcário em fornos com temperaturas entre 900°C e 1000°C.

A cal utilizada é comercializada na cidade de Alegrete/RS e segundo as informações fornecidas pela empresa ProCal, a mesma é aplicável na estabilização de solos.

3.1.3 Água

Para os ensaios em geral utilizou-se água potável proveniente do sistema de abastecimento urbano da cidade de Alegrete/RS, exceto para os ensaios de sedimentação e massa específica dos grãos, os quais foi-se utilizado água destilada. O processo de destilação da água para estes ensaios foi realizado no próprio Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da Unipampa.

3.2 Metodologia

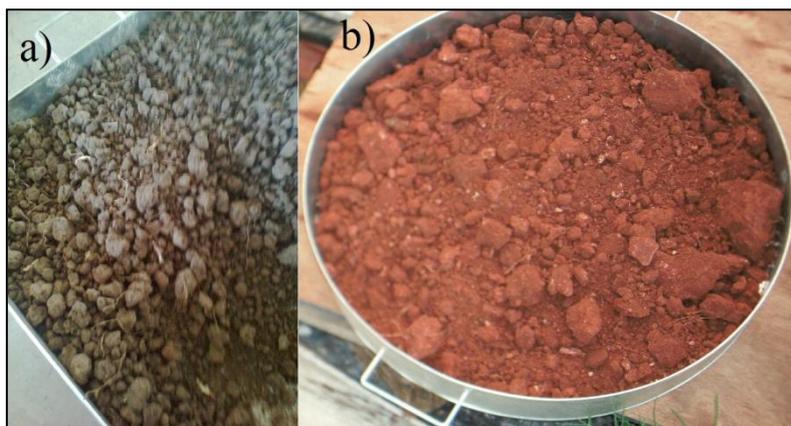
Os métodos utilizados para a realização desta pesquisa estão descritos a seguir.

3.2.1 Coleta e preparação do solo

As amostras foram coletadas utilizando a metodologia de sondagem de poços (NBR 9604/96). Para isso utilizaram-se ferramentas manuais, tais como pás, picaretas e sacos plásticos. Seguidamente as amostras coletadas foram levadas para o Laboratório de Geotecnia e Pavimentação situado no Campus de Alegrete da Universidade Federal do Pampa – UNIPAMPA. Após isso foi feita a secagem do material a temperatura ambiente. Com o solo seco, foi possível destorroar o solo manualmente com o auxílio de um almofariz, evitando-se a quebra dos grãos.

A Figura 13 ilustra o solo da jazida A (Solo A) e o solo da jazida B (Solo B).

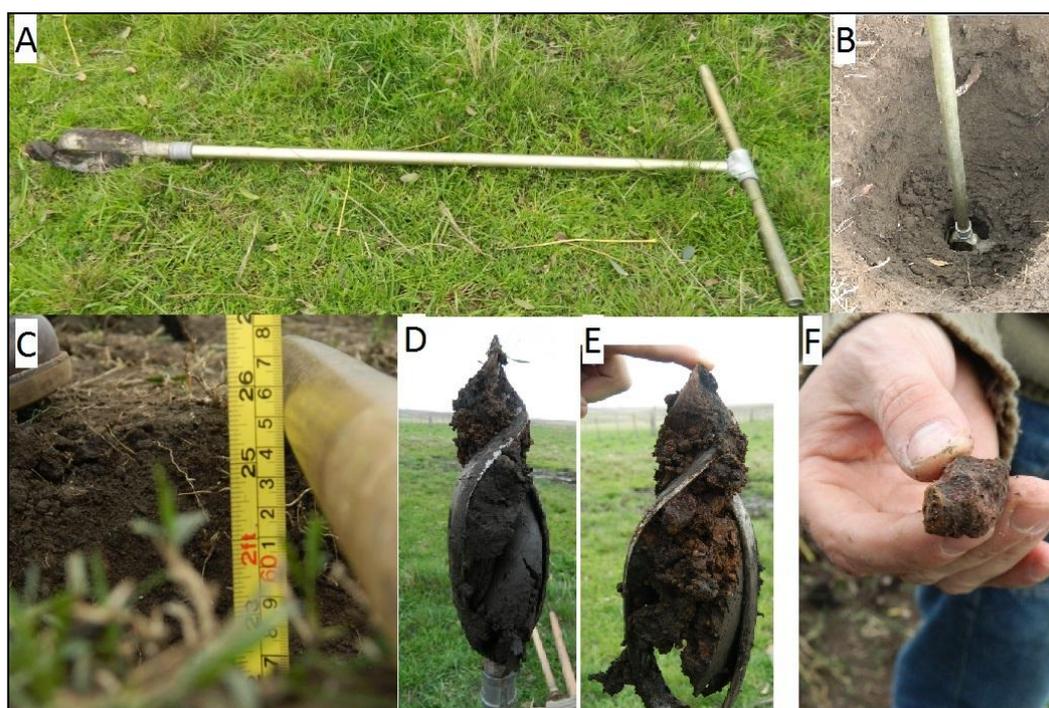
Figura 13 - Solo da jazida A (a) e solo da jazida B (b)



Fonte: elaboração própria

A fim de se saber qual a profundidade da camada existente de solo da jazida A (Solo A) foi feito um simples reconhecimento utilizando um trado manual. A Figura 14 ilustra o procedimento de reconhecimento dessa camada de solo.

Figura 14 - Reconhecimento de camada do solo existente na jazida Bicca (Solo A)



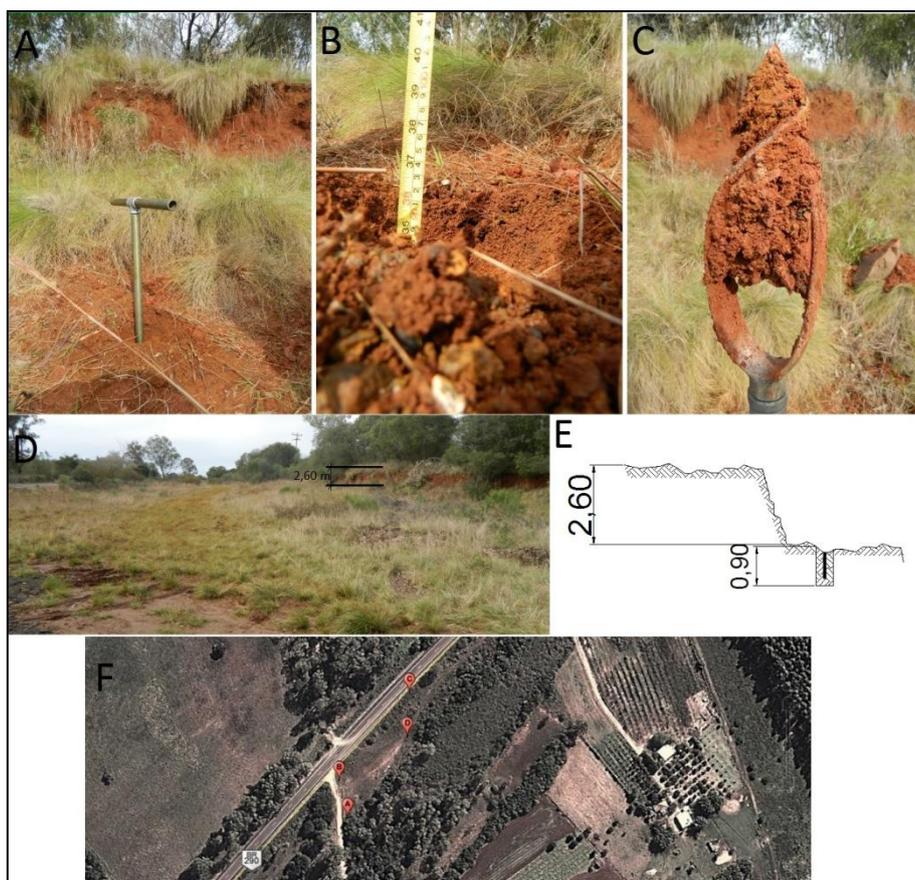
Fonte: elaboração própria

A Figura 14A ilustra o trado manual utilizado. Já a Figura 14B mostra o trado sendo utilizado na determinação da profundidade da camada de solo estudado. A Figura 14C, ilustra a medida da espessura da camada de solo argiloso da jazida A, resultando aproximadamente 65 cm. É importante destacar, que embora executado somente uma sondagem a trado para

determinação da espessura média da camada, teve-se o cuidado de escolher o local apropriado. Na parte inferior da camada do solo fino estudado, segue uma camada de solo residual jovem, produto da desintegração da rocha basáltica, como pode ser observado nas seções E e F da Figura 14.

A Figura 15 ilustra os procedimentos executados na coleta de amostra e determinação da espessura do Solo B, oriundo da jazida B.

Figura 15 – Reconhecimento da camada de solo existente na jazida aeroporto (Solo B)



Fonte: Elaboração própria

A Figura 15A ilustra o trado executando o buraco para realizar o reconhecimento do solo. Já a Figura 15B mostra a profundidade do buraco, que no caso foi de 90 centímetros. Vale salientar que a perfuração apenas cessou devido ao pequeno comprimento do trado (1 metro). A Figura 15C apresenta o tipo de solo encontrado. Na Figura 15D podemos observar o desnível de 2,60 metros no terreno devido à extração realizada para a execução do aeroporto já citado na seção 3.1.1.2. A Figura 15E esquematiza o desnível do terreno e o furo realizado de 90 centímetros de profundidade.

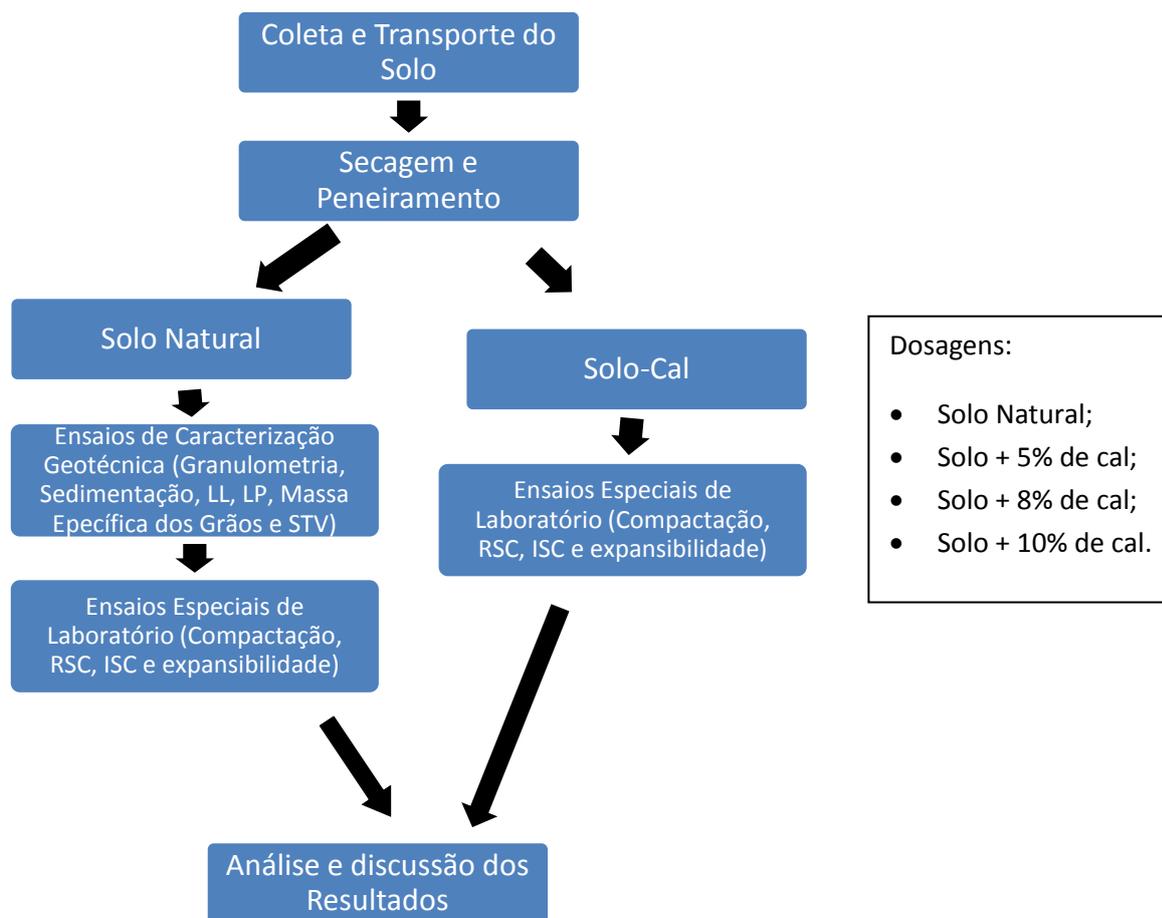
Foi realizado também, a coleta das coordenadas dos vértices desta jazida (Figura 15F), a fim de se estimar o volume de solo retirado. No caso, foi medida uma área de 2392,5 m². Com esses dados, podemos estimar que o volume de solo retirado desta jazida foi de aproximadamente 2153,25 m³.

Vale salientar que o trado manual foi utilizado apenas para fazer o reconhecimento das duas jazidas. A coleta de material foi realizado com o auxílio de pás, picaretas e enxadas.

3.2.2 Fluxograma dos ensaios laboratoriais

A Figura 16 apresenta o fluxograma do roteiro da realização dos ensaios geotécnicos. O programa experimental teve início na coleta de amostras de solo na jazida e transporte ao Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da Unipampa. Em seguida foi feita a secagem do material ao ar livre. Para o solo natural, foram feitos os ensaios de caracterização geotécnica e ensaios especiais de laboratório. Para o solo com adição de cal foram executados apenas os ensaios especiais de laboratório. Por fim, foi feita a análise dos resultados obtidos.

Figura 16 - Fluxograma dos ensaios laboratoriais



Fonte: Elaboração própria

3.2.3 Ensaio de caracterização geotécnicas

A seguir são descritos os métodos utilizados para cada tipo de ensaio de caracterização do solo.

3.2.3.1 Granulometria e sedimentação

Com o propósito de conhecer o diâmetro dos grãos desse solo, foi executado o ensaio de granulometria que compreende o peneiramento grosso, o peneiramento fino e a sedimentação.

Para as frações grossas dos solos estudados (maior a 2mm) foi utilizado o processo de peneiramento, sendo utilizadas as peneiras com aberturas de 50, 38, 25, 19, 9,5 e 4,8 mm. Já para a fração fina, foi utilizada os processo de sedimentação e peneiramento fino. As peneiras utilizadas no peneiramento fino compreendem aberturas de 2,0, 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm, de acordo com a norma NBR 5734. A Figura 17 ilustra alguns procedimentos do ensaio de granulometria.

Figura 17 - Execução dos ensaios de granulometria e sedimentação



Fonte: Elaboração do autor

A Figura 17A ilustra o peneiramento com o auxílio de vibração mecânica enquanto que a Figura 17B apresenta a sedimentação do solo e o densímetro utilizado.

3.2.3.2 Massa específica dos grãos

De acordo com a NBR 6508, foi determinada a massa específica dos grãos. Esse valor é imprescindível para o ensaio de granulometria por sedimentação. A Figura 18 ilustra o aspecto do solo a ser ensaiado, o dispersor utilizado e o solo já inserido no picnômetro.

Figura 18 - Ensaio de massa específica dos grãos



Fonte: Elaboração própria

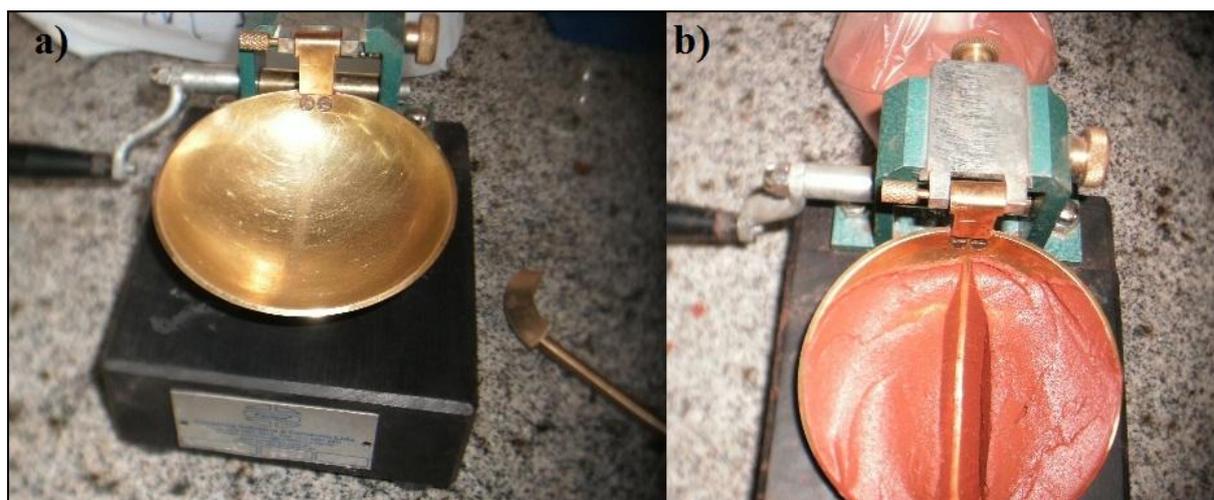
Na Figura 18 pode ser observado o solo a ser ensaiado (a), o dispersor utilizado (b) e o solo já inserido no picnômetro (c).

3.2.3.3 Limites de Atterberg

Os ensaios de limite de liquidez e plasticidade foram feitos a partir de 200 g de material passado na peneira de abertura 0,42 mm.

O ensaio para determinar o limite de liquidez foi feito a partir do aparelho de Casagrande, seguindo a NBR 6459. A Figura 19 ilustra o aparelho de Casagrande e o aspecto do solo B durante o ensaio.

Figura 19 - Determinação do Limite de Liquidez

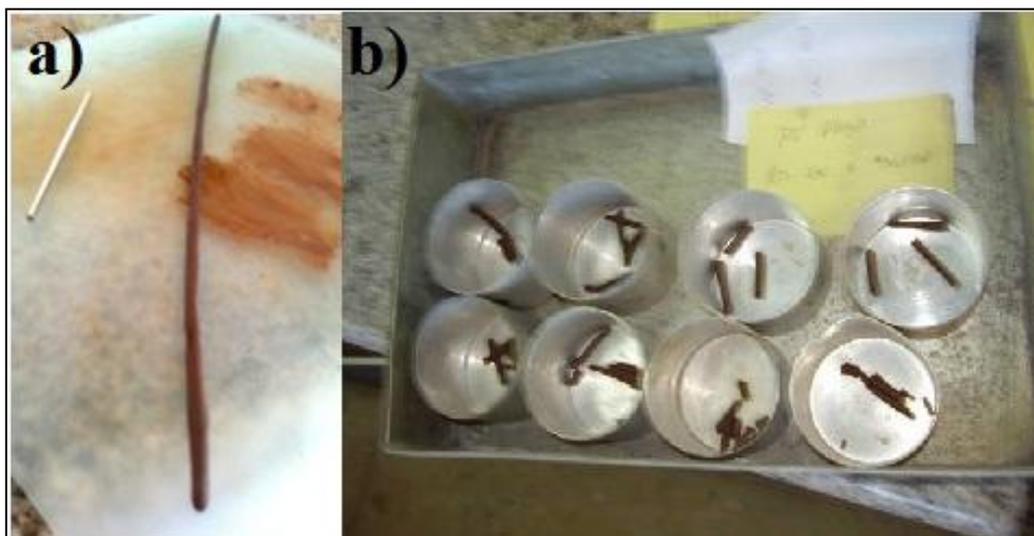


Fonte: Elaboração própria

Na Figura 19 é demonstrado o aparelho de Casagrande e o cinzel utilizado para fazer a ranhura na amostra (a) e o solo B durante a realização do ensaio com a ranhura já realizada (b).

O ensaio para determinar o limite de plasticidade foi procedido conforme a NBR 7180. A Figura 20 ilustra a amostra de solo próximo (solo B) aos 3 mm de diâmetro.

Figura 20 - Determinação do Limite de Plasticidade



Fonte: Elaboração própria

A Figura 20 ilustra o solo próximo aos 3 mm de diâmetro (a) e as amostras utilizadas para a determinação do teor de umidade (b).

3.2.3.4 Sólidos totais voláteis (STV)

Para o procedimento deste ensaio, foi retirada uma quantidade representativa de amostra (aproximadamente três porções de 100 g). Foi feita então a determinação do teor de umidade normalmente, à temperatura de $60^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$. Vale salientar, que a temperatura de $60^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ para a determinação do teor de umidade é inferior à temperatura padrão para a determinação do teor de umidade ($105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$) para que não haja uma calcinação precoce de matéria orgânica. Além disso, esse processo permite determinar a massa de solo seco contida na amostra.

Após isso, a amostra foi levada à mufla em uma temperatura inicial igual a 250°C com incrementos de 50°C a cada 30 minutos. Tal procedimento é realizado para evitar que a amostra inflame no interior da mufla e perca matéria sólida na forma de fuligem. Após três

horas de ensaio, a mufla chegou à temperatura de 550°C. Quando isso aconteceu, calcinou-se a amostra por um período de 2 a 3 horas. Completado o tempo de calcinação, a amostra foi retirada da mufla e levada ao dissecador até atingir a temperatura ambiente. Com o peso da amostra calcinada, foi possível calcular a porcentagem de matéria que se perdeu na calcinação, ou seja, o material orgânico (STV), através da Equação 3:

$$STV = \frac{P_s - P_c}{P_s} * 100 \quad \dots(3)$$

Onde:

- STV = Sólidos totais voláteis;
- Ps = Peso da amostra seca;
- Pc = Peso da amostra calcinada.

3.2.3.5 Classificação dos solos

Para classificar os solos estudados foram utilizados os gráficos descritos nas Figuras 4 e 5 com base nas informações de granulometria e Limites de Atterberg, conforme especificado na seção 2.1.4.

3.2.4 Dosagem e Mistura

Na Tabela 6 da seção 2.1.11 foram apontados os valores de resistência de solos estabilizados com a adição de cal segundo diversos autores. Segundo essa mesma tabela, os melhores resultados foram atingidos por Araújo (2009) que utilizou teores de 3%, 5% e 7% de cal para estabilizar dois tipos de solo: uma argila e uma areia. Tendo em vista que os solos estudados nesta pesquisa contém teores consideráveis desses mesmos materiais, os teores de cal adotados para os solos deste trabalho foram de 0% (solo natural), 5%, 8% e 10% em relação ao peso de solo seco.

Além disso, neste trabalho foi utilizada a técnica de adição de cal em forma de pasta devido ao ganho de resistência, se comparado com a técnica de adição de cal em pó, conforme especificado na fundamentação teórica (seção 2.3.5). A Figura 21 ilustra o processo de mistura entre a cal hidratada e a água formando uma pasta (a) e a mistura entre essa pasta e o solo a ser estabilizado (b).

Figura 21 - Mistura entre o solo e a pasta de cal



Fonte: Elaboração própria

3.2.5 Ensaios convencionais de laboratório

Com o objetivo de determinar a massa específica seca máxima, a umidade ótima, a resistência à compressão simples, a capacidade de suporte e a expansão das amostras de solo estudadas, foram executados os ensaios especiais de laboratório para analisar a viabilidade de utilização das mesmas em estradas não pavimentadas.

3.2.5.1 Compactação

Para o ensaio de compactação, normatizado pela NBR 7182, foi adotada a energia intermediária de compactação por abranger um maior coeficiente de segurança em relação às cargas dinâmicas relativamente altas geradas pelo tráfego já citado neste trabalho. Vale lembrar que existe, ainda, a energia modificada que é maior que a energia intermediária, porém a intensidade do tráfego não justifica o seu uso. Para fins acadêmicos, foi feita também a compactação na energia normal apenas para o solo natural das duas amostras, com o objetivo de comparar os resultados obtidos com os resultados da energia intermediária de compactação.

Para a energia normal, foi utilizado o cilindro pequeno seguindo as indicações de tamanho de soquete, número de camadas e número de golpes indicadas na Tabela 2. Além disso, o ensaio foi realizado sem reuso de material. Para a determinação do teor de umidade,

foi retirada uma porção de solo do centro do corpo-de-prova compactado, conforme a NBR 7182.

A Figura 22 demonstra o molde pequeno utilizado (A) e o aspecto do corpo-de-prova já moldado (B).

Figura 22 - Aspecto do corpo-de-prova já moldado



Fonte: Elaboração do autor

Já para a energia intermediária, os dados obtidos no ensaio de compactação (umidade ótima e massa específica seca máxima) foram adquiridos através do ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC), executado conforme a norma NBR 9598.

3.2.5.2 Resistência à compressão simples (RCS)

Como já comentado neste trabalho (seção 2.1.6), não há uma norma brasileira que prescreva a determinação da resistência à compressão simples para misturas de solo-cal. No presente trabalho, foram moldados ao todo 32 corpos-de-prova para cada amostra de solo, totalizando 64 corpos-de-prova. Foi adotado apenas o RCS aos 7 dias de cura, tendo em vista a execução de uma obra real, priorizando o curto prazo de execução. Para cada mistura foram moldados 8 corpos-de-prova, sendo estes 4 CPs imersos em água potável por um período de 24 horas antes da ruptura e 4 CPs rompidos sem imersão em água. Isto porque, como já mencionado neste trabalho, a norma DNER-ME180-94 (que prescreve o procedimento apenas para solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada) prevê a imersão do CP em água potável por um período de 24 horas antes da ruptura e várias das literaturas pesquisadas não

mencionam esta ação. Então, para fins acadêmicos, optou-se por realizar os dois processos descritos e comparar seus resultados.

Os corpos-de-prova foram moldados nas dimensões de 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, respeitando a relação 2:1, de acordo com sua massa específica seca máxima ($\rho_{seco, máx}$) e teor de umidade ótima (W_{ot}) obtidos no ensaio de compactação na energia intermediária.

Para moldar os corpos-de-prova nas dimensões e energia de compactação citadas, foi necessário conhecer a massa úmida de solo+cal+água (mistura) que deveria ser compactada neste volume, já que o processo de compactação fora totalmente manual. Para isso, utilizou-se os valores de compactação obtidos no ensaio de CBR (W_{ot} e $\rho_{seco, máx}$) e, para cada amostra e para cada teor de cal foi calculado a massa de mistura a ser compactada. Antes disso, deve-se calcular a massa específica úmida ($\rho_{úmido}$), que está descrita na Equação 4.

$$\rho_{úmido} = \left(1 + \frac{W_{ot}}{100}\right) * \rho_{seco, máx} \quad \dots(4)$$

Com a Equação 5, portanto, foi possível determinar a massa úmida ($M_{úmida}$), que deverá ser compactada em cada CP (onde V_{CP} é o volume do corpo-de-prova).

$$M_{úmida} = \frac{\rho_{úmido}}{V_{cp}} \quad \dots(5)$$

Com a massa de solo+cal+água a ser compactada dentro do CP calculada para as duas amostras e para todos os teores, conseguiu-se então compactar os CPs. Para isso, foi separada a massa de solo, a massa de cal de cada mistura e a quantidade de água necessária para levar a mistura à umidade ótima.

Após isso, a cal foi misturada com a água, originando a pasta de cal já comentada na seção 2.3.5. Logo após essa pasta foi misturada no solo, fazendo com que a mistura se encontrasse com o teor de cal, umidade e massa específica seca desejados (tendo em vista que esses valores mudam para cada solo e para cada mistura).

A Figura 23 ilustra como foi o processo de compactação dos CPs de 5x10 cm, com o auxílio de soquete manual e realizando a compactação em três camadas de espessuras iguais. Foi usado desmoldante nas laterais do CP para facilitar a extração do mesmo.

Figura 23 - Compactação dos corpos-de-prova para determinação do RCS



Fonte: Elaboração própria

A Figura 23 ilustra a compactação com soquete manual (a), o aspecto entre camadas do solo sendo compactado (b), a feição do CP já compactado (c) e os CPs imersos em água durante 24 horas (d) antes da ruptura.

3.2.5.3 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

O ensaio de ISC (ou CBR) foi realizado conforme a norma NBR 9895. A Figura 24, onde está explícito o molde CBR, o colarinho e o soquete utilizado.

Figura 24 - Equipamento utilizado no ensaio de CBR



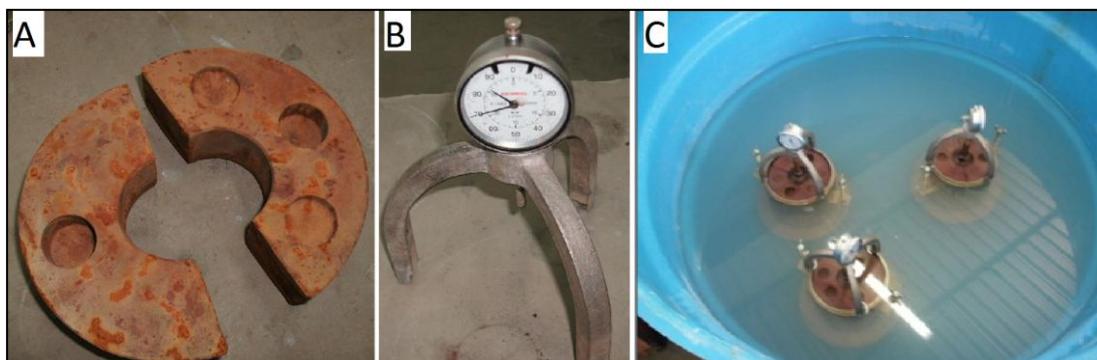
Fonte: Elaboração própria

Na Figura 24 pode-se observar o soquete grande utilizado e o molde de CBR com o colarinho.

Como indica a norma NBR 9895, após a compactação do corpo-de-prova do CBR, o mesmo foi levado a um recipiente com água e deixado imerso por um período de 96 horas para medir a expansão do CP. Foi colocado, ainda, um conjunto com dois pesos em cima da camada compactada para simular o peso da rodovia, como descrito na seção 2.1.7.

A Figura 25 ilustra o processo de imersão em água dos CPs.

Figura 25 - Processo de imersão em água dos CPs durante o ensio de ISC



Fonte: Elaboração própria

A Figura 25A ilustra os pesos colocados em cima do CP, a Figura 25B mostra o extensômetro utilizado e a Figura 25C apresenta os CPs imersos em água. Após o período imerso, foi feita a leitura da expansão e deixou-se o CP inclinado para que a água aparente escoasse por 15 minutos. Depois disso, levou-se o CP para a prensa CBR para a determinação do CBR.

Figura 26 - Prensa CBR utilizada



Fonte: elaboração própria

A prensa utilizada ilustrada na Figura 26 é manual e possui dois extensômetros: um para medir a penetração do CP no bastão de compressão (1) e outro para medir a deformação do anel metálico causada pela pressão que entra em contato com o bastão de compressão (2).

O primeiro é utilizado para medir as penetrações em tempos pré-determinados pela norma NBR 9895. O segundo é utilizado para realizar a leitura (em microns) da deformação do anel metálico que, possuindo a curva de tensões do mesmo, é possível determinar a força necessária para causar a deformação indicada na leitura.

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

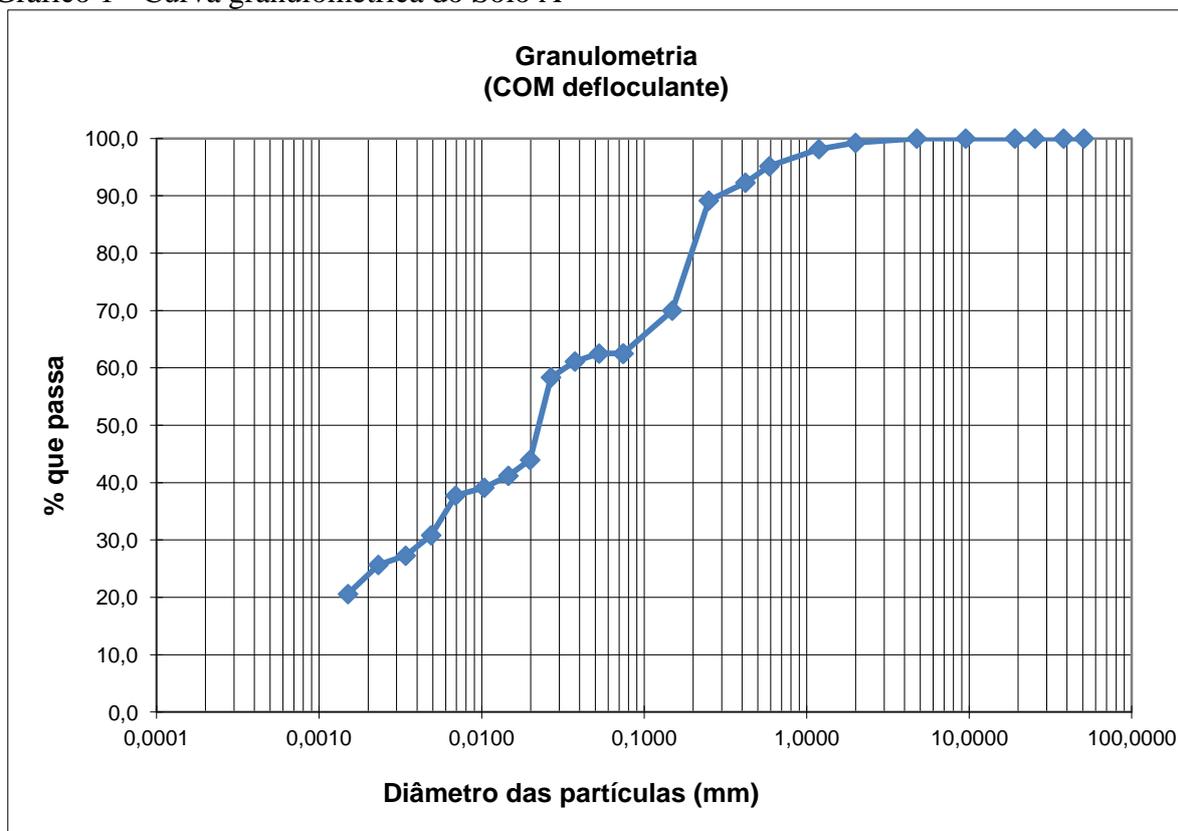
4.1 Ensaios de caracterização geotécnicas

Os ensaios de caracterização geotécnicas compreendem os ensaios de granulometria, sedimentação, massa específica dos grãos e limites de Atterberg. Com esses dados, é possível classificar as duas amostras de solo conforme os sistemas de classificação já citados neste trabalho (sistema unificado de classificação e sistema rodoviário de classificação). Foi feito, ainda, o ensaio de sólidos totais voláteis a fim de se conhecer a porcentagem de matéria orgânica das duas amostras de solo estudadas.

4.1.1 Granulometria e sedimentação

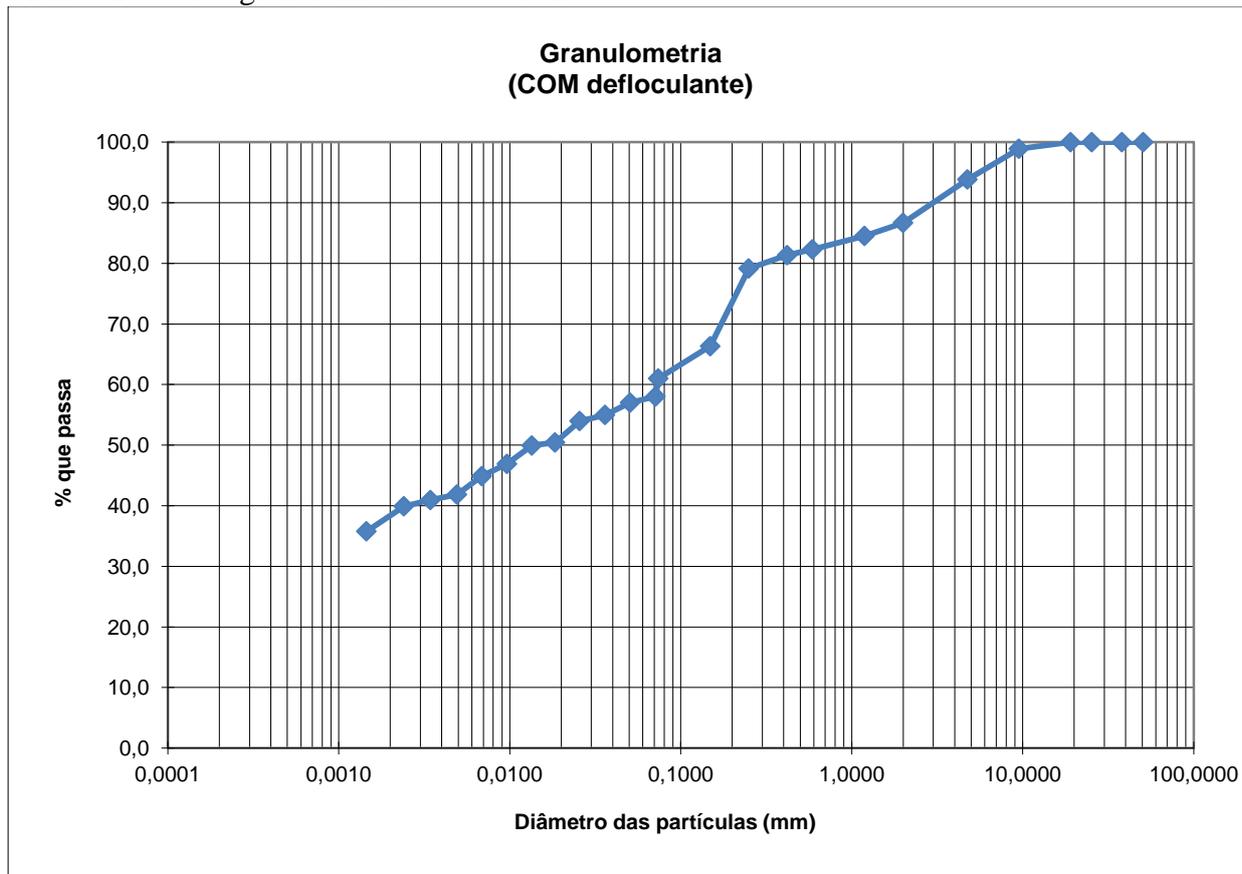
O Solo A teve sua curva granulométrica conforme o Gráfico 1 e o Solo B segundo o Gráfico 2.

Gráfico 1 - Curva granulométrica do Solo A



Fonte: Elaboração própria

Gráfico 2 - Curva granulométrica do Solo B



Fonte: Elaboração própria

As porcentagens de solos finos e grossos podem ser observadas na Tabela 8.

Tabela 8 - Porcentagens de solos finos e grossos para cada o Solo A e o Solo B

	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
Solo A	0,7	44,3	30,9	24,1
Solo B	14	25,7	17,6	42,7

Fonte: Elaboração própria

A Tabela 8 mostra que o Solo B possui uma maior porcentagem de pedregulhos e silte se comparado com o Solo A, enquanto que o Solo A possui uma maior porcentagem de areia e argila.

4.1.2 Massa específica dos grãos

O Solo A obteve uma massa específica dos grãos igual a 2,57 g/cm³, enquanto que o Solo B obteve 2,75 g/cm³. Por apresentar uma grande porcentagem de matéria orgânica, o valor de massa específica dos grãos do Solo A fica abaixo dos valores encontrados por outros autores mencionados na seção 2.1.2. Já para o Solo B, o valor de 2,75 g/cm³ está entre 2,625 g/cm³ e 2,85 g/cm³ (valores de outros autores).

4.1.3 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg das amostras do Solo A e do Solo B estão descritas na Tabela 9.

Tabela 9 - Limites de Atterberg referentes ao Solo A e Solo B

Solo	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo A	47	27	20
Solo B	34	20	14

Fonte: Elaboração própria

4.1.4 Sólidos totais voláteis

O Solo A apresentou um valor de matéria orgânica de 11,24% enquanto que o Solo B mostrou 1,46% de matéria orgânica. Como já citado, Pinto (2006) estipula que para um solo ser considerado orgânico, este deve apresentar matéria orgânica numa faixa de 4% a 20%, ou seja, o Solo A é dito um solo orgânico, caracterizado por baixa capacidade de suporte e alta expansão. O Solo B, portanto, não se caracteriza sendo um solo com matéria orgânica. Vale lembrar que o DNIT (2006) menciona que solos orgânicos são considerados inviáveis para a utilização em pavimentos.

4.1.5 Classificação dos solos

As amostras de solo foram classificadas conforme os sistemas tradicionais (sistema unificado de classificação e sistema rodoviário de classificação) conforme o Quadro 3.

Quadro 3 - Amostras classificadas sob os sistemas tradicionais de classificação (SUCS e HRB)

Amostra	Sistema unificado de classificação (SUCS)	Sistema rodoviário de classificação (HRB)
Solo A	OL	A-8
Solo B	CL	A-6

Fonte: Elaboração própria

Na classificação SUCS a sigla OL indica um solo orgânico medianamente plástico, enquanto que CL indica uma argila pouco plástica arenosa. Já na classificação HRB, A-8 se refere a solos argilosos e A-6 indicam solos finos de péssimo comportamento para compor uma camada de pavimento.

O DNIT (2006) classifica esses solos como:

- OL: Siltes e argilas contendo material orgânico;
- CL: O símbolo C significa argila (*clay*), enquanto que L (de *low*) indica baixo LL (limite de liquidez). São essencialmente argilas sem matéria orgânica. Geralmente magras, arenosas ou siltosas;
- A-8: Solo argiloso ou siltoso contendo material orgânico;
- A-6: Solo tipicamente argiloso, plástico. Geralmente possuem 75% ou mais do material passando na peneira nº 200. Pode-se ter, ainda, misturas de solo finos argilosos, podendo contar até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira nº 200.

Diante disso, podemos afirmar que tanto para o Solo A (OL, A-8) quanto para o Solo B (CL, A-6), as duas classificações os descrevem bem: o Solo A apresenta, de fato, um alto teor de matéria orgânica (11,24%); e o Solo B é uma argila pouco plástica arenosa e não apresenta uma porcentagem de matéria orgânica representativa (1,46%).

4.2 Ensaio especiais de laboratório

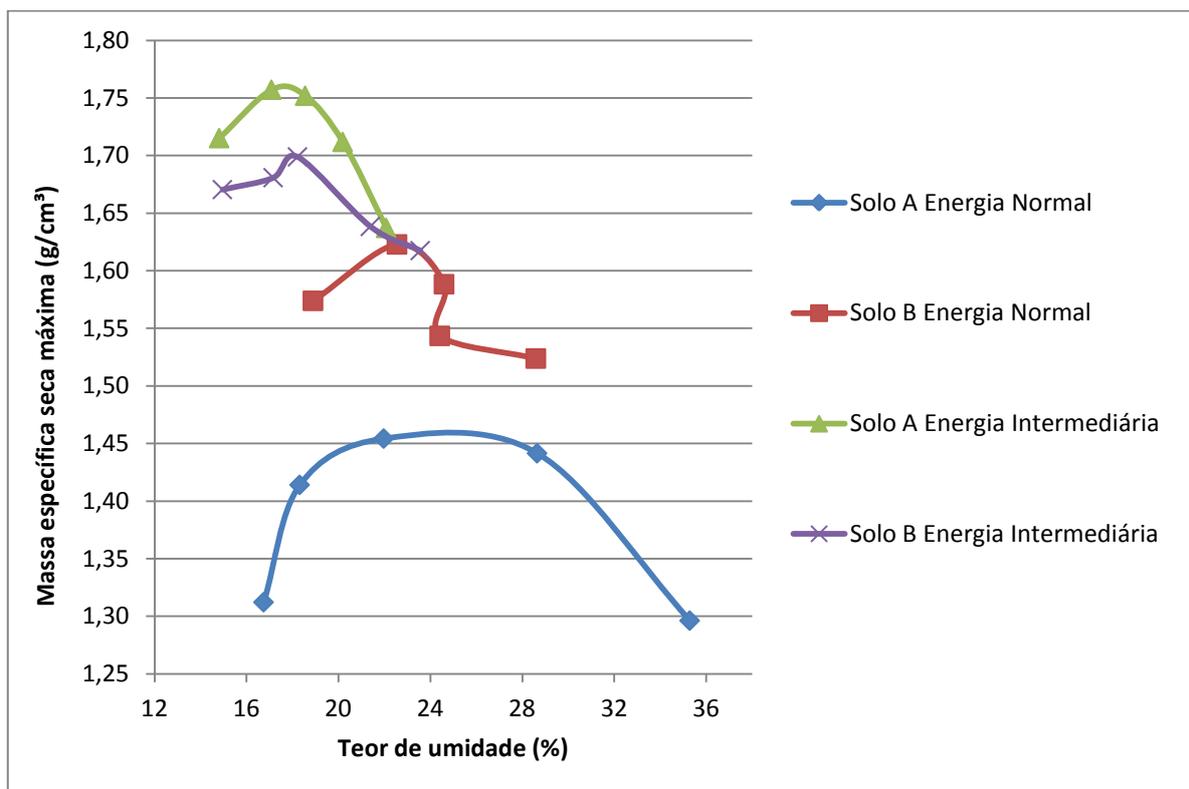
Os ensaios especiais envolvem a realização dos ensaios de compactação, resistência à compressão simples, Índice de Suporte Califórnia e expansão.

4.2.1 Compactação

4.2.1.1 Energia normal de compactação

Conforme comentado na seção 3.2.5.1, foi realizado, apenas para fins acadêmicos, a compactação na energia normal, somente para o solo natural, das duas amostras.

Gráfico 3 - Curvas de compactação nas energias normal e intermediária para o solo natural das duas amostras de solo



Fonte: Elaboração própria

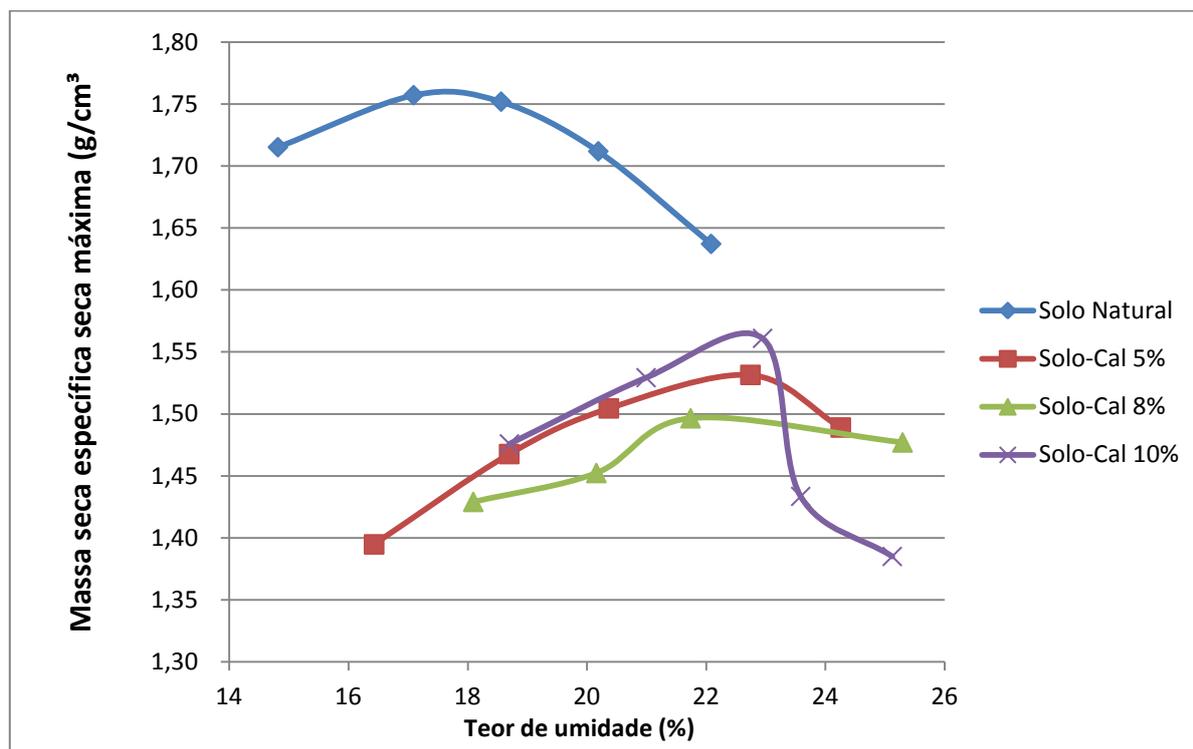
Conforme observado no Gráfico 3, as curvas de compactação em diferentes energias de compactação se comportaram como o esperado na seção 2.1.5: um incremento na energia de compactação, gera um aumento da massa específica seca máxima e uma diminuição do teor de umidade ótimo. Este comportamento é observado tanto para o Solo A quanto para o Solo B.

As formas de curvas apresentadas no Gráfico 3 podem estar “deformadas” devido ao tipo de solo. DAS (2007) explica que a influência do tipo de solo (a distribuição granulométrica, a forma dos grãos, o peso específico dos grãos e o tipo dos minerais de argila) é determinante sobre o peso específico seco máximo e umidade ótima de uma amostra.

4.2.1.2 Energia intermediária de compactação

O Gráfico 4 apresenta as curvas de compactação na energia intermediária para todas as misturas envolvendo o Solo A.

Gráfico 4 - Curvas de compactação para as misturas envolvendo o Solo A na energia intermediária

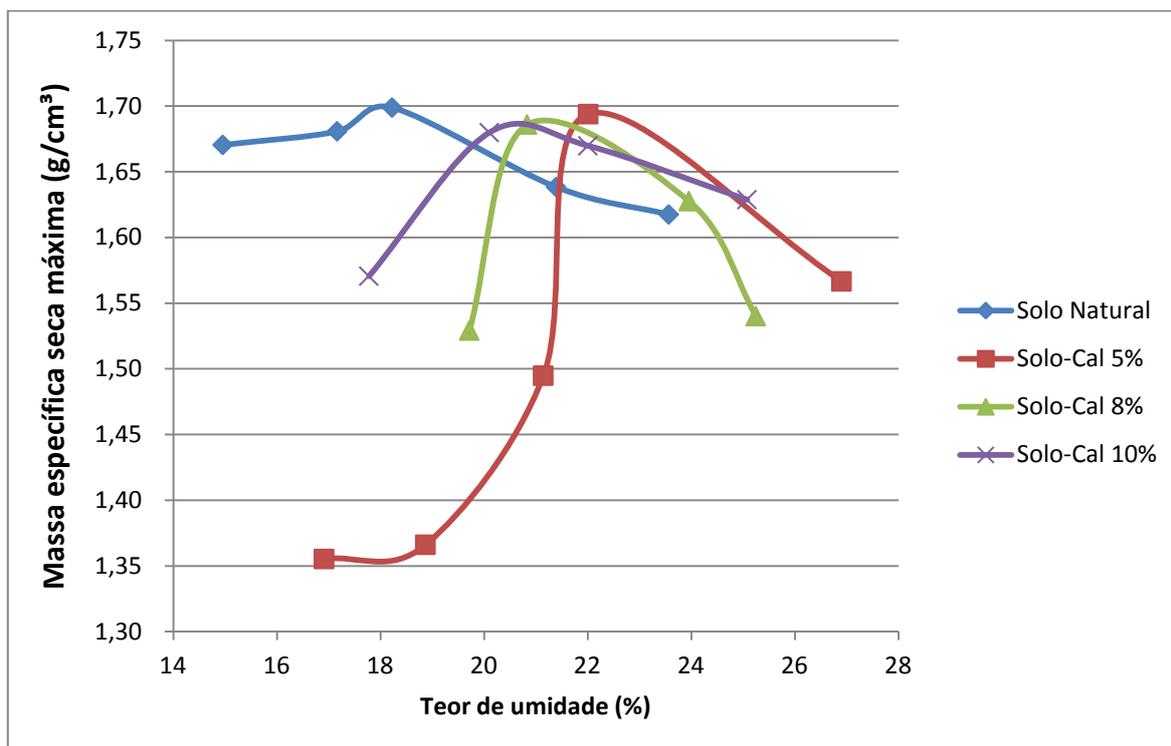


Fonte: Elaboração própria

Pelo observado no Gráfico 4, a adição da cal ao Solo A implicou na redução gradual do valor da massa específica seca máxima para os teores de 5% e 8% de cal. Se comparado com o teor de 8% de cal, para o teor de 10%, houve um pequeno acréscimo de massa específica seca máxima. Analisando os teores de umidade no Gráfico 4, pode-se observar que há um acréscimo significativo de 5% entre o solo natural e o solo-cal 5%. Porém, entre os teores de 5%, 8% e 10% não há significativas variações de teor de umidade.

O Gráfico 5 apresenta as curvas de compactação na energia intermediária para todas as misturas envolvendo o Solo B.

Gráfico 5 - Curvas de compactação para as misturas envolvendo o Solo B na energia intermediária



Fonte: Elaboração própria

Observando o Gráfico 5, podemos afirmar que a adição de cal ao Solo B proporcionou um pequeno decréscimo de massa específica seca máxima. Já para os teores de umidade, observa-se que do solo natural para o teor de 5% de cal houve um acréscimo de porcentagem que se manteve praticamente constante para os teores de 8% e 10% de cal. Esse comportamento foi explicado por Herrin e Mitchell (1968) na seção 2.3.4.

Tanto para as condições dos solos naturais como para as misturas preparadas (solo-cal: 95%-5%, 92%-8% e 90%-10%), a Tabela 10 apresenta os valores das umidades ótimas e a massa específica seca máxima compactadas na energia intermediária.

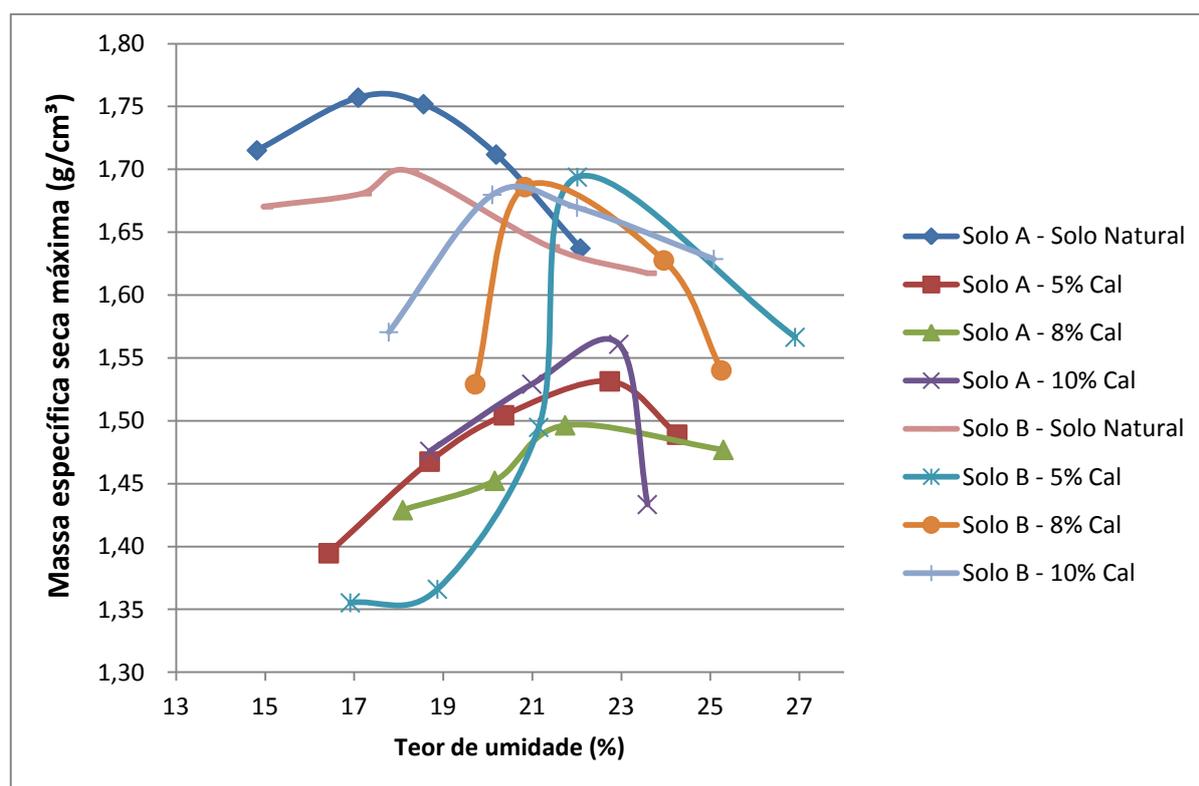
Tabela 10 - Valores da umidade ótima e massa específica seca compacta

Solo	Umidade Ótima (%)	Υ (g/cm ³)
Solo A (Solo Natural)	17,6	1,76
Solo A (cal: 5%)	22,5	1,53
Solo A (cal: 8%)	22,0	1,50
Solo A (cal: 10%)	22,8	1,56
Solo B (Solo Natural)	18,0	1,70
Solo B (cal: 5%)	22,0	1,69
Solo B (cal: 8%)	21,0	1,69
Solo B (cal: 10%)	20,8	1,68

Fonte: Elaboração própria

Na Tabela 10 podemos observar que a massa específica seca compacta do Solo A natural é relativamente maior que o valor medido no Solo B natural.

Gráfico 6 - Curvas de compactação para todas as misturas na energia intermediária



Fonte: Elaboração própria

A Tabela 10 e o Gráfico 6 evidenciam que o incremento de cal hidratada para ambos os solos estudados ocasionou em um decréscimo na massa específica seca máxima e um incremento na umidade ótima. Porém, as mudanças de massa específica seca máxima foram

mais significativas no Solo A do que no Solo B. Já para a umidade ótima, o Solo A houve um acréscimo que se manteve constante, enquanto que o Solo B obteve uma umidade ótima máxima com o incremento de 5% de cal que foi decrescendo conforme o incremento do mesmo aditivo.

4.2.2 Resistência à compressão simples (RCS)

A Tabela 11 ilustra os resultados de compressão simples tanto para o Solo A, como para o Solo B, nas misturas de 0% (solo natural), 5%, 8% e 10% de cal.

Tabela 11 - Resultados de compressão simples para o Solo A e para o Solo B

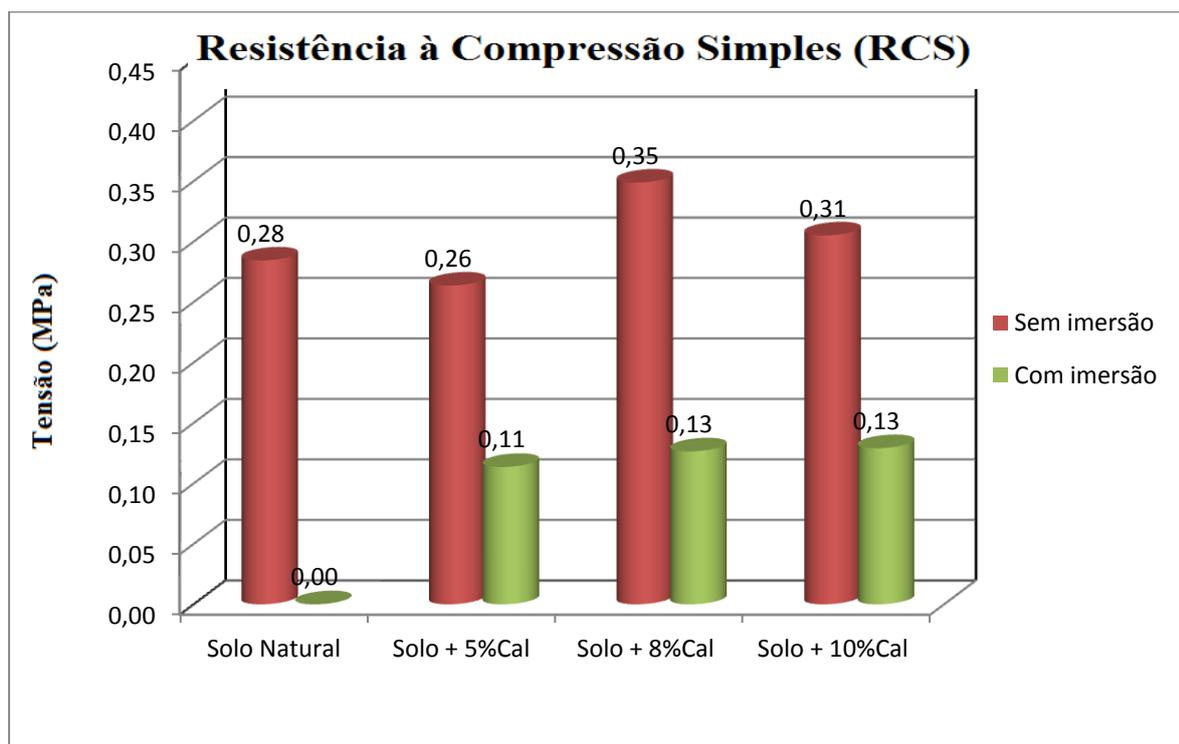
COMPRESSÃO SIMPLES																
Solo Mistura	SOLO A								SOLO B							
	0% cal		5% cal		8% cal		10%cal		0% cal		5% cal		8% cal		10%cal	
Tratamento	CI	SI														
CP1	0,27	0,00	0,25	0,11	0,35	0,14	0,34	0,14	0,57	0,00	0,50	0,00	0,83	0,15	0,57	0,31
CP2	0,29	0,00	0,25	0,10	0,33	0,11	0,27	0,11	1,01	0,00	0,60	0,04	0,80	0,10	0,72	0,26
CP3	0,30	0,00	0,29	0,11	0,36	0,12	0,30	0,13	0,50	0,00	0,55	0,03	0,36	0,17	0,41	0,29
CP4	0,28	0,00	0,27	0,12	0,35	0,12	0,31	0,12	0,74	0,00	0,23	0,01	0,41	0,02	0,62	0,00
Média (MPa)	0,28	0,00	0,26	0,11	0,35	0,13	0,31	0,13	0,71	0,00	0,47	0,02	0,60	0,11	0,58	0,21

Fonte: Elaboração própria

Na Tabela 11, os resultados estão divididos conforme o tipo de solo (se Solo A ou Solo B), de acordo com o teor de cal da mistura, seguido do tipo de tratamento prévio antes da ruptura, se com imersão prévia em água durante 24 horas (CI) ou sem imersão (SI). Os valores nulos desta tabela se referem aos corpos-de-prova que se desintegraram devido à imersão em água potável durante 24 horas antes da ruptura. Por fim, é apresentado a média (em MPa) dos quatro corpos-de-prova rompidos para cada mistura e tipo de tratamento.

O Gráfico 7 ilustra os resultados do ensaio de RCS (resistência à compressão simples), utilizando apenas a média das resistências de cada mistura e de cada tipo de tratamento antes da ruptura referentes ao Solo A.

Gráfico 7 - Gráfico expondo os valores de RCS para o Solo A



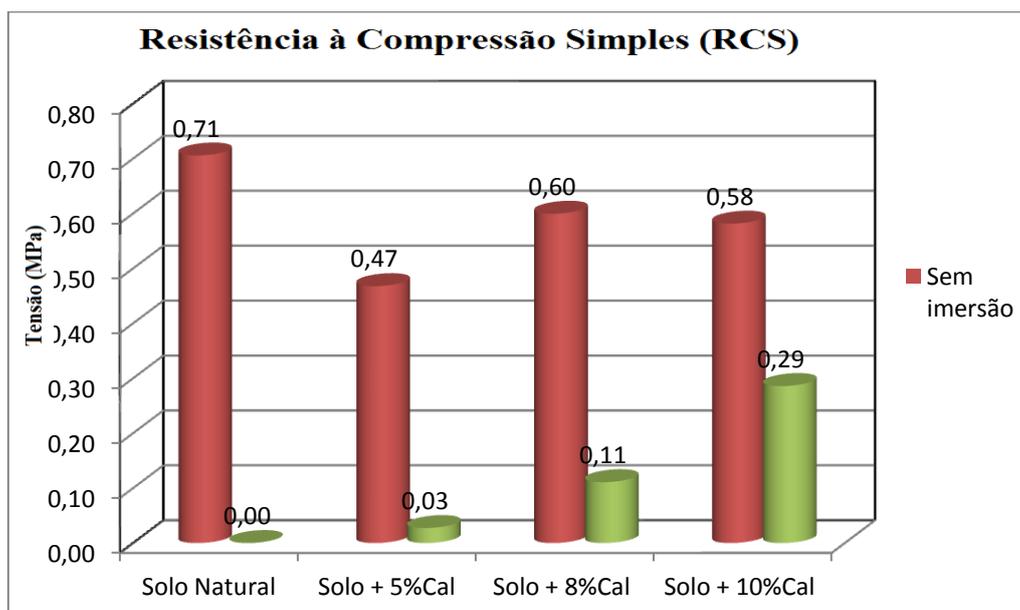
Fonte: Elaboração própria

Como pode-se observar na Tabela 11 e no Gráfico 7, o Solo A obteve um incremento de resistência com a adição de 8% e 10% de cal sem imersão em água. Porém, sob o mesmo tratamento antes da ruptura, com a adição de 5% de cal houve um pequeno decréscimo de resistência.

Já com a imersão prévia em água durante 24 horas antes da ruptura, pode-se observar na Tabela 11 que o Solo A mostrou um incremento gradual de resistência até o teor de 8% de cal e se manteve estável com o teor de 10% do mesmo aditivo.

O Gráfico 8 ilustra os resultados do ensaio de RCS (resistência à compressão simples), utilizando apenas a média das resistências de cada mistura e de cada tipo de tratamento antes da ruptura referentes ao Solo B.

Gráfico 8 - Gráfico expondo os valores de RCS para o Solo B



Fonte: Elaboração própria

Na Tabela 11 e no Gráfico 8 podemos observar que a resistência à compressão simples sem imersão em água do solo natural é superior à das misturas com cal. Silva (2010) explica que a resistência à compressão uniaxial (compressão simples) tende a não demonstrar melhorias em solos com teores de matéria orgânica maiores de 2% com a adição de cal, conforme a seção 2.3.5.

Vale salientar que para as duas amostras de solo, o mesmo em seu estado natural se degradou totalmente durante 24 horas imerso em água, como mostra a Figura 27. O mesmo comportamento não foi observado nas misturas com cal, cujas resistências aumentaram conforme o incremento de cal, como pode ser observado nos Gráficos 7 e 8.

Figura 27 - Aspecto dos corpos-de-prova que se desintegraram devido à imersão em água



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 28 observa-se a prensa utilizada para romper os corpos-de-prova (a), o aspecto do CP a ser ensaiado (b) e a aparência do CP já rompido (c). Todos os corpos-de-prova ensaiados romperam por compressão axial, como observado na Figura 29-c, conforme exemplificado na Figura 7.

Figura 28 - Prensa utilizada, aspecto do CP a ser ensaiado e aparência do CP já rompido



Fonte: Elaboração própria

O máximo valor obtido de resistência à compressão simples do Solo A foi de 0,35 MPa (Solo com o teor de 8% de cal, sem imersão). Para o Solo B, o maior valor obtido para este ensaio foi de 0,71 MPa (solo natural, sem imersão).

Segundo a seção 2.2.1.5, nenhuma das misturas estudadas neste trabalho estariam aptas para serem utilizadas em bases de pavimentos, pois a especificação do DNER – ME 180-94 informa que a mistura deve apresentar uma resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa.

A Tabela 12 ilustra os resultados obtidos nesta pesquisa e os resultados obtidos por outros autores.

Tabela 12 - Resultados obtidos nesta pesquisa e resultados obtidos por outros autores

Autor	Com imersão (MPa)	Sem imersão (MPa)	Tipo de solo
Araújo (2009)	0,200	-	Argila e areia
Lovato (2004)	0,389	-	Argila arenosa
Silva (2010)	0,159	-	Argila
Emmert (2010)	-	0,205	Areia fina
Oliveira (2010)	-	0,257	Silte
Portelinha (2008)	-	0,303	Areia
Klamt (2012)	-	0,460	Areia siltosa
Este trabalho	0,13	0,35	Solo A (Argila orgânica arenosa)
Este trabalho	0,29	0,71	Solo B (Argila pouco plástica)

Fonte: Elaboração própria.

Comparando os resultados deste trabalho (Solo A e Solo B) com os resultados de outros autores citados na Tabela 12, podemos afirmar que os resultados de RCS sem imersão em água do Solo A (argila orgânica arenosa), ficaram próximos dos valores sem imersão de outros autores, que possuem solos arenosos e siltosos. Já os dados referentes ao Solo B (argila pouco plástica arenosa), estão com valores maiores que os de outros autores.

Já para os resultados de RCS com imersão prévia em água antes da ruptura, observa-se que os resultados do Solo A (Tabela 12) estão abaixo dos valores com imersão de outros autores, que possuem solos argilosos e arenosos. Já os resultados do Solo B estão mais próximos dos dados de outros valores.

Ou seja, segundo a norma do DNER – ME 180-94, nenhuma das misturas estudadas nos trabalhos apresentados na Tabela 12 estariam aptas para serem utilizadas como bases de pavimentos.

4.2.3 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

A Tabela 13 apresenta, para as diferentes misturas estudadas nesta pesquisa, os valores de ISC e Expansão medidos nos corpos-de-prova compactados.

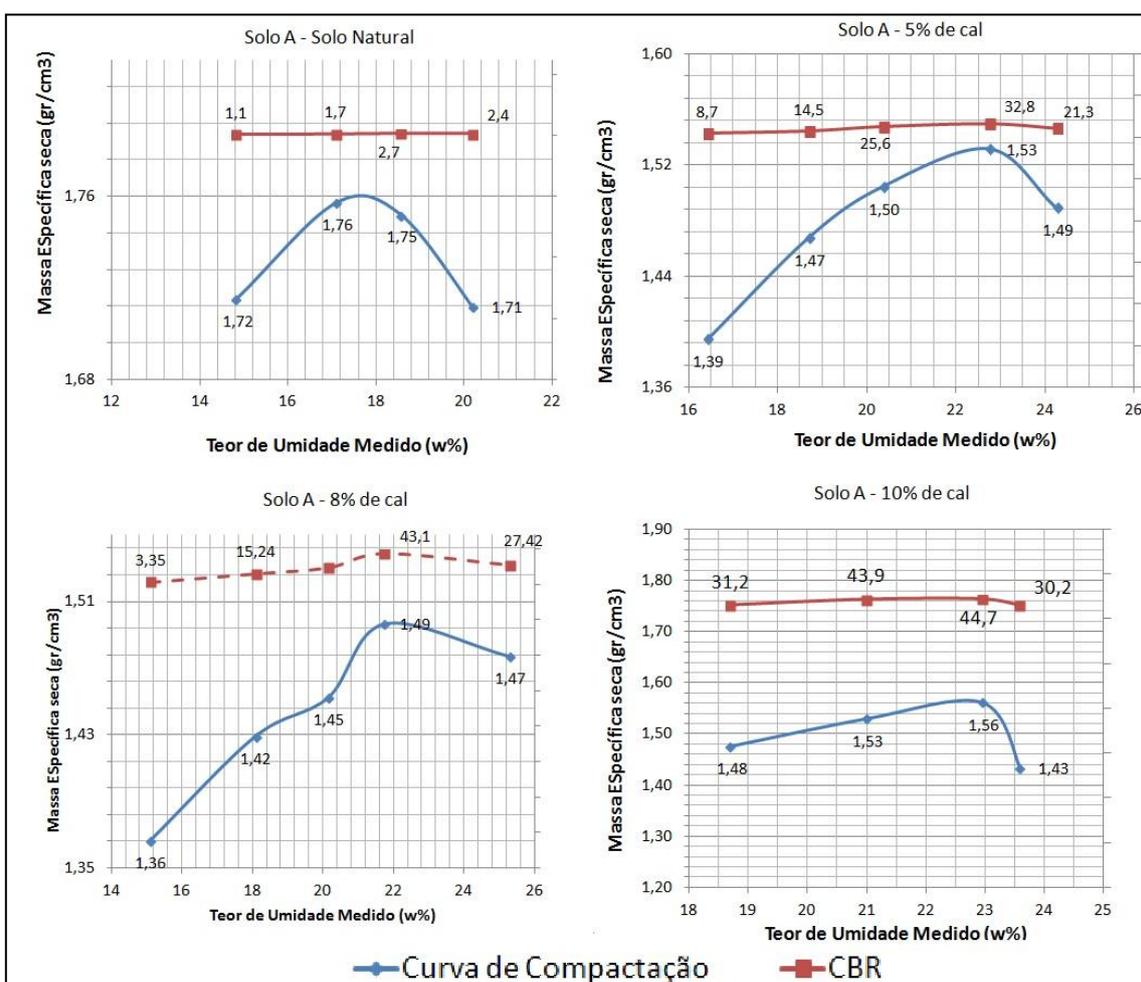
Tabela 13 - Valores de Índice de Suporte de Califórnia e Expansão

Solo	ISC (%)	Expansão (%)
Solo A (solo natural)	2,7	5,98
Solo A (cal: 5%)	32,8	0,48
Solo A (cal: 8%)	43,2	0,41
Solo A (cal: 10%)	44,7	0,3
Solo B (solo natural)	20,1	1,59
Solo B (cal: 5%)	21,1	0,23
Solo B (cal: 8%)	82	0,07
Solo B (cal 10%)	90,7	0

Fonte: Elaboração própria

A Figura 29 compara os resultados de CBR com suas respectivas curvas de compactação para o Solo A.

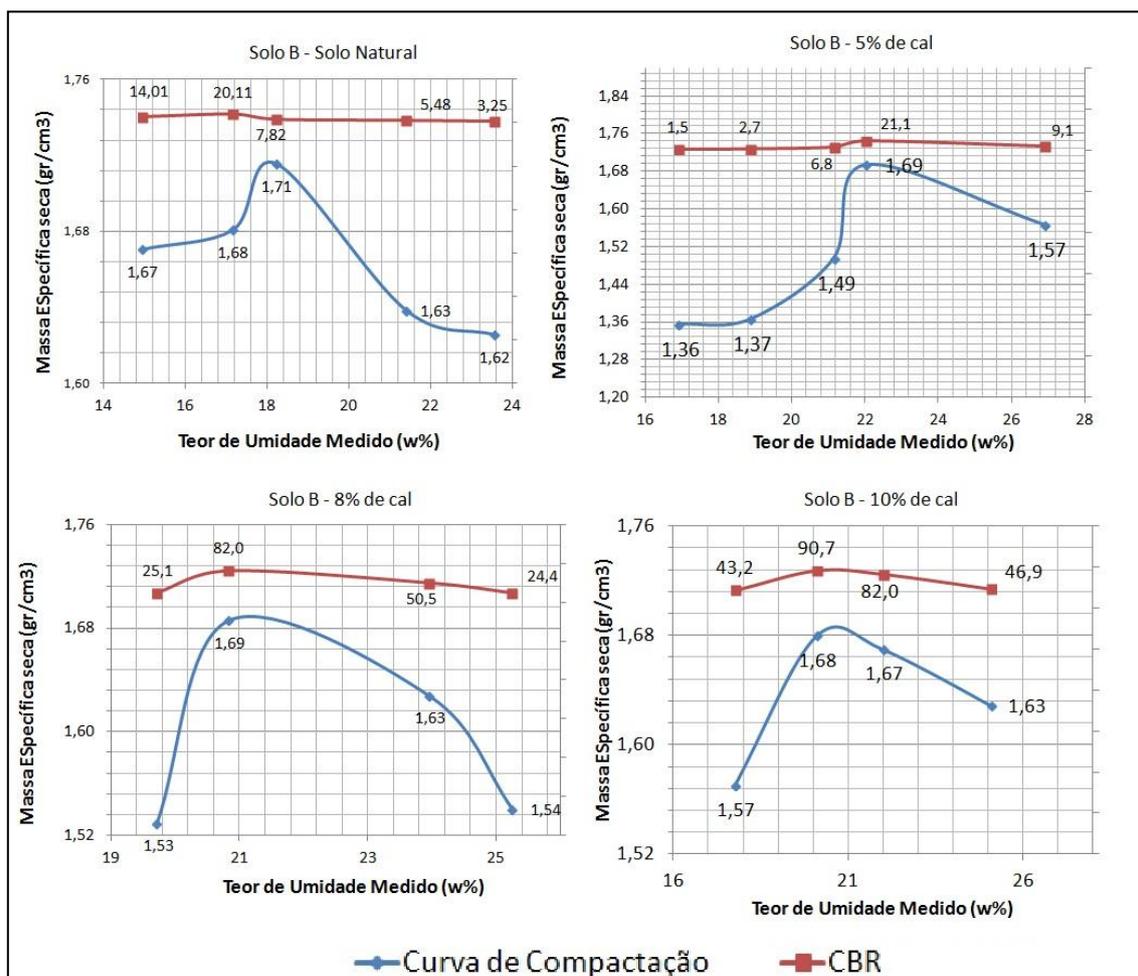
Figura 29 - Resultados de CBR para o Solo A e suas respectivas curvas de compactação



Fonte: Elaboração própria

A Figura 30 compara os resultados de CBR com suas respectivas curvas de compactação para o Solo B.

Figura 30 - Resultados de CBR para o Solo B e suas respectivas curvas de compactação



Fonte: Elaboração própria

Desta maneira, em condições naturais (Figuras 29 e 30), observa-se que o Solo B apresenta um ISC mais alto (20,1%) comparado ao valor do Solo A (2,7%), além de apresentar menor expansão.

Observando a Figura 29 e a Tabela 13, observa-se que um acréscimo de 5% de cal ao Solo A gera um aumento de 1213% no valor de ISC (de 2,7% para 32,76%) e uma redução de expansão de 5,98% para apenas 0,61%. Já na situação do Solo B, analisando a Tabela 13 e a Figura 30, o acréscimo de 5% de cal não alterou significativamente no valor do ISC, embora fosse observada uma redução de 1,59% para 0,23% na expansibilidade, se comparado com o solo natural.

Pelo observado na Tabela 13, para ambos os solos estudados (A e B) foram registrados ganhos significativos de resistência (ISC) e expansão aceitáveis pelo DNIT quando adicionados teores de 8% de cal hidratada. Se comparado com o solo natural, no Solo A o acréscimo gerou um incremento drástico no valor do ISC (de 2,7% para 43,2%) implicando

também, na redução de 5,98% para apenas 0,41% na expansibilidade do solo. Já para o Solo B, o aumento no valor do ISC foi de 20,1% para 82% e a redução da expansão foi de 1,59 para somente 0,07%. Ou seja, para um mesmo nível de acréscimo de cal (8%), o Solo A apresentou maior ganho de resistência que o Solo B.

Analisando os dados na Tabela 13 referentes à adição de 10% de cal para os dois solos, pode-se afirmar que esse teor de cal não oferece grandes ganhos de resistência se comparado com o teor de 8% de cal. Para o Solo A, este ganho de resistência (ISC) é de 5% (de 43,2% para 44,7%) e para o Solo B este ganho é de 10% (de 82% para 90,7%).

Segundo recomendações do DNIT (2006), para bases estabilizadas, o ISC deve ser maior ou igual que 80% e a expansibilidade menor que 0,5% além de um $LL \leq 25\%$ e $IP \leq 6\%$. Caso o LL for superior a 25% e/ou o IP seja superior a 6%, o material pode ser empregado como base, desde que as demais condições sejam satisfeitas e o equivalente de areia seja superior a 30. Em casos onde o número N for menor ou igual a 5×10^6 , pode ser adotado ISC maior ou igual a 60% com expansibilidade menor que 0,5%. Para sub-bases estabilizadas o ISC deve ser maior ou igual que 20%, com expansibilidade menor que 1%. Para subleitos estabilizados, o material deve possuir ISC maior ou igual a 2% e expansão menor que 2%. Já para reforço de subleito, o ISC deve ser superior ao ISC do subleito e possuir expansão menor que 1%.

Para o DNER ET-DE-P00/01 (2006), as especificações mínimas que um solo ou mistura deve apresentar para ser utilizada como revestimento primário são as mesmas que o DNIT (2006) recomenda para sub-bases de pavimentos: ISC mínimo de 20% e expansão menor que 1%.

De acordo com a *South Dakota Local Transportation Agency* (apud Baesso e Gonçalves 2003), são considerados de boa qualidade para revestimento primário (estradas rurais) os solos que apresentem ISC maior a 10%.

Cabe deixar claro que o ensaio de equivalente areia não fora realizado, pois os resultados do ensaio de granulometria indicam que o Solo A e o Solo B provavelmente possuam equivalente areia superior a 30. Com isto, podemos considerar apenas os valores de CBR e expansão para a análise dos resultados.

Sob estas exigências, podemos argumentar que apenas o Solo B com 8% e 10% de cal pode ser utilizado como material de base para pavimentos, considerando qualquer número N , conforme o DNIT (2006). Porém, levando em consideração o aspecto econômico, o teor de 8% de cal seria o mais indicado por utilizar menos cal (material nobre na mistura).

Já o Solo A sob os teores de cal de 8% e 10% e o Solo B com o teor de 5% podem ser aproveitados para sub-base. Segundo o DNER ET-DE-P00/01 (2006), o Solo A sob os teores de cal de 8% e 10% também poderia ser aproveitado como revestimento primário. Deve-se salientar que apesar de o Solo A sob esses teores de cal cumprir as exigências mínimas de resistência, este solo não é indicado para o uso em nenhuma camada de pavimento devido ao seu elevado teor de matéria orgânica. Isso porque a matéria orgânica presente neste solo inevitavelmente irá se biodegradar com o passar do tempo, gerando pontos fracos na estrutura. Com isso, a estrutura tenderá a apresentar recalques significativos quando submetida ao tráfego pesado, gerando patologias no pavimento, comprometendo a segurança e o conforto de motoristas.

O Solo B no seu estado natural pode ser utilizado apenas para subleito e reforço de subleito de pavimentos. O uso do Solo B natural em sub-bases foi vetado devido apenas à sua expansão ($1,59\% > 1\%$), pois o ISC está dentro das exigências (20,1%).

Baseado nos critérios da *South Dakota Local Transportation Agency* (apud Baesso e Gonçalves 2003), o Solo B na sua condição natural, pode ser aproveitado como material de revestimento primário.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões e sugestões para estudos futuros, que resultaram do programa experimental aplicado para as duas amostras de solo estudadas.

5.1 Conclusões

5.1.1 Quanto aos ensaios de caracterização

- O Solo A e o Solo B se caracterizam por ter uma predominância de finos, embora os dois solos apresentem porcentagens significativas de areia (44,3% e 25,7%, respectivamente);
- O Solo A mostrou uma massa específica dos grãos mais baixa que o Solo B, devido ao fato de o Solo B apresentar uma maior fração de pedregulho em sua composição e pouco teor orgânico, enquanto que o Solo A apresenta uma maior porcentagem de matéria orgânica em sua composição (material mais leve);
- O Solo A apresentou valores para os limites de Atterberg (limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade) mais altos que o Solo B, ou seja, o Solo A, além de ser mais compressível que o Solo B, é também mais plástico;
- Como o Limite de Liquidez do Solo A está próximo a 50%, podemos afirmar que o mesmo se trata de um solo de mediana plasticidade, embora pela classificação SUCS seja considerado como sendo de baixa plasticidade;
- O Solo A é considerado um solo orgânico, pois apresentou um teor de matéria orgânica de 11,24%, ficando entre os limites propostos por Pinto (2006) de 4% a 20%. Já o Solo B está abaixo desse limite, portanto, não é considerado um solo com matéria orgânica;
- O Solo A utilizado nesta pesquisa se trata de uma argila medianamente plástica arenosa, sendo classificada como OL (argila orgânica arenosa) pelo sistema unificado de classificação e como A-8 para o sistema rodoviário de classificação. O Solo B utilizado nesta pesquisa trata-se de uma argila pouco plástica arenosa, sendo classificada como CL (argila com baixa compressibilidade) pelo Sistema Unificado de Classificação e como A-6 para o

Sistema Rodoviário de Classificação. De acordo com o Sistema Rodoviário de Classificação, ambos os solos estudados são considerados solos inapropriados para utilização em obras rodoviárias.

5.1.2 Quanto aos ensaios de compactação

- Com relação à variação da energia de compactação para o Solo A e Solo B, nas condições naturais, verificou-se que as amostras ensaiadas na energia Proctor normal apresentaram resultados de massa específica seca máxima menores e de umidade ótima maiores que os obtidos para as amostras ensaiadas na energia Proctor intermediária;
- Observou-se, de forma geral, após a adição da cal aos solos, uma redução na massa específica seca máxima e um aumento da umidade ótima das misturas estabilizadas. Porém, entre os teores de cal estudados nas misturas solo-cal (5%, 8% e 10%), não foram observadas discrepâncias consideráveis nesses parâmetros.

5.1.3 Quanto aos ensaios de resistência à compressão simples

- Com relação aos resultados de RCS encontrados para o solo natural e para as misturas com cal, verificou-se a influência de alguns fatores preponderantes para a melhoria da resistência mecânica das amostras analisadas, tais como: porcentagem de cal adicionada às amostras, se imerso ou não em água antes da ruptura e tipo de solo utilizado;
- Para o Solo A sem imersão em água, a resistência à compressão simples diminuiu com o incremento de 5% de cal. Já com o incremento de 8% e 10% de cal, a resistência acresceu discretamente, se comparado com o solo natural;
- Para os resultados com imersão prévia em água, a adição de cal no solo A promoveu um incremento de resistência discreto, se comparado ao solo natural. Também, observou-se que para as misturas de 8% e 10% de cal, os valores de resistência se mantiveram iguais;
- Para o Solo B sem imersão em água, foi verificado que a resistência baixou com o incremento de cal;

- Para os resultados com imersão prévia em água, a cal promoveu ao Solo B o mesmo efeito que causou no Solo A, porém a resistência aumentou gradualmente conforme se incrementou o teor de cal;
- Tanto o Solo A como o Solo B apresentaram valores abaixo do mínimo aceitável para a utilização na construção de bases de pavimentos (2,1 MPa), segundo o DNIT.

5.1.4 Quanto aos ensaios de ISC e expansão

- Os resultados do ensaio de Índice de Suporte Califórnia indicam que todas as misturas envolvendo o Solo B podem ser utilizadas em camadas de pavimentos, com exceção do Solo A por apresentar um elevado teor de matéria orgânica;
- Para ambos os solos a redução de expansão foi extremamente elevada;
- De acordo com o DNIT, o Solo B com 8% e 10% de cal pode ser utilizado como base de pavimentos; o Solo B com o teor de 5% de cal pode ser aproveitado para sub-base; e o mesmo solo no seu estado natural pode ser utilizado para reforço de subleito de pavimentos.
- Baseado nos critérios da *South Dakota Local Transportation Agency* (apud Baesso e Gonçalves 2003), o Solo B na sua condição natural, pode ser aproveitado como material de revestimento primário.

5.1.5 Principais conclusões

Os teores de cal adotados se mostraram adequados para os dois solos estudados nesta pesquisa (argila orgânica arenosa e argila pouco plástica arenosa), permitindo uma melhoria significativa em termos de resistência mecânica (ISC) e expansão. Ainda, o Solo A, mostrou melhorias mecânicas mais acentuadas que o Solo B com a adição de cal hidratada.

Cabe ressaltar aqui que há uma falta de correspondência entre documentos do DNIT no que diz respeito à dados de resistência à compressão simples (DNER-ME180-94) e Índice de Suporte Califórnia (DNIT, 2006), pois, como a pesquisa demonstra, o mesmo solo que se apresenta apto para aplicação em bases de pavimentos (Solo B com a adição de 8% e 10% de cal) conforme os dados de ISC, não é apto conforme os resultados de resistência à compressão

simples. Ou seja, existe a falta de um *link* entre documentos de uma mesma instituição, no caso, o DNIT.

Como a metodologia de cálculo de dimensionamento de pavimentos utilizada no País (Manual de Pavimentação – DNIT, 2006) é inteiramente baseada em resultados de ISC, o presente trabalho conclui que a mistura supracitada (Solo B com a adição de 8% e 10% de cal) pode ser utilizada para bases de pavimentos.

Ainda, é importante citar que o ensaio de ISC simula mais fielmente o comportamento do pavimento ao longo do horizonte de projeto, devido ao fato que a ruptura do corpo de prova se dá de forma confinada, considerando a camada saturada (pior situação) e considerando o peso do revestimento. Já o ensaio de compressão simples simula apenas a condição de saturação (quando imerso antes da ruptura). Ainda, na ruptura, o corpo-de-prova se encontra sem confinamento, o que não condiz com a realidade de um pavimento, a não ser na região do acostamento, quando este não está contido lateralmente por taludes.

O estudo demonstra que a cal proporciona uma redução do peso específico e da expansibilidade e um aumento da umidade ótima, da resistência à compressão simples e do Índice de Suporte Califórnia aos solos.

O estudo mostrou que a adição da cal nos solos estudados proporcionou uma redução do peso específico e um aumento da umidade ótima. Além disso, verificou-se um aumento na resistência à compressão simples, aumento do Índice de Suporte Califórnia e redução da expansibilidade.

Por fim, verificou-se que a prática da estabilização química no solo pode ser uma alternativa que possibilita o uso de solos argilosos que não apresentam bom comportamento, viabilizando, assim, a sua utilização em projetos rodoviários e construção de estradas rurais na região de Alegrete/RS, desde que não contenham acentuado teor de matéria orgânica.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Com o intuito de complementar o estudo apresentado neste trabalho, sugere-se:

- Realizar os ensaios de caracterização para os solos com as misturas de cal;
- Classificar os solos segundo a classificação MCT e concluir se o solo apresenta comportamento laterítico ou não.
- Realizar o ensaio de resistência à compressão simples para todos os teores estudados, porém sob tempos de cura maiores. Indicam-se períodos de 14, 28, 56, 90 e 128 dias;

- Realizar a estabilização dos mesmos solos, porém utilizando o cimento Portland como material estabilizante;
- Realizar o ensaio de ISC para teores menores que 5% de cal e analisar a redução de expansão;
- Fazer um estudo de quantitativo e custos de execução de uma rodovia utilizando as misturas viáveis estudadas;
- Executar uma pista experimental para as misturas do Solo A e verificar se haverá ou não patologias devido à recalques originados pela biodegradação da matéria orgânica.

REFERÊNCIAS

ALECRIM, A. V. Estudo do resíduo de quartzito foliado para emprego em estruturas de pavimentos. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3138/tde-08092010-124250/>>. Acesso em: 10/12/2012.

ALVES, M. A. N. Características geotécnicas de estradas não pavimentadas do município de Bauru/SP. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade Federal de Campinas, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 1998.

_____. ASTM D 5102: Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime/Mixtures). Philadelphia, 1966.

APHA – American Public Health Association (1998). Standard methods for the examination of water and wastewater. 20 ed. Washington, 1998. 1220 p.

_____. Methods for the examination of water and wastewater (APHA, 1998).

ARAÚJO, A. F. Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias no estado do Ceará. Dissertação (Mestre em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459 (1994): Determinação do Limite de Liquidez.

_____. NBR 9895 (1987): Índice de Suporte Califórnia.

_____. NBR 7175 (2003): Cal Hidratada para Argamassas.

_____. NBR 7181 (1984): Análise granulométrica.

_____. NBR 7180 (1994): Determinação do Limite de Plasticidade

_____. NBR 7182 (1986): Ensaio de compactação.

_____. NBR 6508 (1984): Determinação da massa específica dos grãos.

_____. NBR 9604 (1996): Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo com retirada de amostras deformadas e indeformadas.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R. Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção. Florianópolis: DER/SC, 2003, 236 p.

BALBO, J. T. Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007

BATISTA, L. C. M. Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade de Brasília, 2007.

BENTO, P. F. Uso de cal e fibras na melhoria de materiais para utilização em estruturas de pavimentos. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade de Brasília, 2006).

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes – DNIT. Divisão em trechos do PNV 2009. Disponível em: [HTTP://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao](http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao). Acesso em 07 dez. 2012.

BRUNING, J. Estabilização Granulométrica dos Solos Aplicados a obras de Estradas Rurais. 2012. Disponível em: <http://eventos.unipampa.edu.br/anais-siepe/iv-siepe/art2506.html>. Acesso em: 05/03/2013.

BUENO, E. S. Estudo de alguns fatores que podem afetar a durabilidade de misturas solo-cal. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

BUENO, B. S.; VILAR, O. M. Mecânica dos Solos. Viçosa: Universidade de Viçosa, 1980. 131 p.

CAPUTO, H. P. Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos. 6.ed., revisada e ampliada. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2011. 248p.

CRAIG, R. F. Craig, mecânica dos solos. 7ª Ed., tradução Amir Kurban. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2011.

DAS, B. M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 6ª Ed., tradução All Tasks. São Paulo: Thompson Learning, 2007)

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME201-94 – Solo-cimento – Compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos, 1994.

_____. DNER-ME180-94 – Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples, 1994.

_____. ET-DE-P00/01 – Revestimento primário. Secretaria de Transportes: Departamento de Estradas de Rodagem, 2006, 16p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Manual de pavimentação. Rio de Janeiro: Ministério dos Transportes, 2006. 274p.

_____. DNIT 143 – ES (2010). Pavimentação. Base de Solo-Cimento – Especificações de Serviço. Rio de Janeiro.

EMMERT, F. Avaliação do emprego de técnicas de estabilização de solos na melhoria de estradas florestais da região de Niquelândia – GO. Dissertação (Mestre em Engenharia) – Universidade de Brasília, 2010.

FIORI, A. P.; CARMIGNAMI, L. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes. 2. Ed. rev. e ampl. Curitiba: Ed. UFPR, 2009. 604p.

GRIELBER, N. P., Modelo para o dimensionamento de redes de drenagem e de bacias de acumulação de água em estradas não pavimentadas. 2002, 121p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, 2002.

GUIMARÃES, J. P. A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. 2ª Ed. São Paulo: PINI, 2002.

HERRIN, Moreland; MITCHELL, Henry. Mistura de solo-cal. Rio de Janeiro: IPR, 1968.
HOGENTOGLER, C. A. Engineering properties of soil. New York, USA: McGraw-Hill Book Company, 1937. 434.

KLAMT, R. A. Utilização da cal e da cinza da casca de arroz no melhoramento das propriedades geotécnicas do solo. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal do Pampa, 2012.

KORMANN, A. C. M. et al. Comportamento de solos siltosos melhorados com aditivos químicos e orgânicos. Universidade Federal do Paraná, 2011.

LIAUTAUD & FAIZ. Factors Influencing the transferability of Maintenance Standards for Low-Volume Roads. Transportation Research Board 1434. 1994, p. 73-76.

LIMA, D. C. (1984) Estabilização Solo-Cal. In: 19ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Rio de Janeiro. Anais... p.67-82.

LOVATO, R. S. Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2004.

MACHADO, S. L. (2002) – “Apostila de Mecânica dos Solos” – Universidade Federal da Bahia (UFBA) – Departamento de Geotecnia da Escola Politécnica de Engenharia.

MOURA, E. Notas de Aula – Mecânica dos Solos. Faculdade de Tecnologia de São Paulo – FATEC/SP. São Paulo, 2009.

NERVIS, L. O. Estudo do revestimento primário para utilização em estradas vicinais da região de Santana do Livramento/RS. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010.

NÚÑEZ, W. P. (1991) Estabilização Físico-Química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando Seu Emprego na Pavimentação. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGE/UFRGS, Porto Alegre. 150p.

NÚÑEZ, W. P.; VILLIBOR, D. F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. São Paulo: Vilibor, 1995.

OLIVEIRA, E. Emprego da cal na estabilização de solos finos de baixa resistência e alta expansão: estudo de caso no município de Ribeirão das Neves/MG. Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade Federal de Santa Catarina, 2010.

ORTIGÃO, J. A. R. Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. 3ª Edição. Editora Terratek, 2007.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/2ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

PINTO, C. de S. Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. 3ª Edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PORTELINHA, F. H. M. Efeitos da cal e do cimento na modificação de solos para fins rodoviários: mecanismos de reação, parâmetros de caracterização geotécnica e resistência mecânica, Dissertação (Mestre em Engenharia). Universidade Federal de Viçosa, 2008.

RODRIGUES, R. E. Caracterização e estabilização de um solo na cidade de Alegrete/RS com cimento Portland e cinza de casca de arroz. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal do Pampa, 2012.

SCHENDEL, C. Utilização de resíduos de borracha de pneus em misturas de solo-cimento visando a aplicação em obras de estradas. Trabalho de Conclusão de curso. Universidade Federal do Pampa, 2013.

SENÇO, Wlastermiler de (2007). Manual de Técnicas de Pavimentação. 2ª Edição, São Paulo: Pini.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL – CPRM. www.cprm.gov.br/

SILVA, M. F. da. Estudo comparativo de dois solos argilosos estabilizados com cal. Dissertação (Mestre em Engenharia). Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2010).

SPANGLER, M. G. Soil Engineering. 2.Ed. Scranon, Pennsylvania, EUA: International Textbook Company, 1966, 483 p.

STRECK E. V. et AL. Solos do Rio Grande do Sul. 2ªed., Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

VARGAS, M. Introdução à mecânica dos solos. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1981.