

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Daniel Henrique Schwendler

**ESTABILIZAÇÃO DE DOIS SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL COM
LIGNOSULFONATO DE CÁLCIO PARA FINS RODOVIÁRIOS**

Santa Cruz do Sul
2013

Daniel Henrique Schwendler

**ESTABILIZAÇÃO DE DOIS SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL COM LIGNOSUL-
FONATO DE CÁLCIO PARA FINS RODOVIÁRIOS**

Trabalho de conclusão apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M. Sc. João Rodrigo Guerreiro Mattos

Santa Cruz do Sul

2013

Daniel Henrique Schwendler

ESTABILIZAÇÃO DE DOIS SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL COM LIGNOSULFONATO DE CÁLCIO PARA FINS RODOVIÁRIOS

Este trabalho foi apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul-UNISC, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

M. Sc. João Rodrigo Guerreiro Mattos
Professor Orientador – UNISC

M. Sc. Marco Antonio Pozzobon
Professor Examinador - UNISC

M. Sc. Emanuele Amanda Gauer
Professora Examinadora - UNIVATES

Santa Cruz do Sul
2013

A minha família pelo apoio e incentivo.

AGRADECIMENTOS

À minha família, principalmente meus pais Eliceu e Marlise pelo exemplo, apoio e incentivo, moral e financeiro para enfrentar as diversas dificuldades encontradas em todo o período de graduação, e minha irmã Daniela. A minha namorada Diana, pelo incentivo e principalmente pela paciência nos momentos de estresse.

Agradeço ao exemplar e sempre disponível Prof. M. Sc. João Rodrigo Guerreiro Mattos pelas orientações e conhecimentos passados durante a realização deste trabalho. Ao Prof. M. Sc. Marco Antonio Pozzobon, pelos conhecimentos compartilhados sobre a lignina.

Agradeço também a Borregaard Lignotech, pela cedência da lignina e demais informações a respeito da mesma.

Aos laboratoristas Rafael Henn e Henrique Eichner e as bolsistas Mariana Carreta e Camila Thomé, pelo grande auxílio para a realização dos ensaios, pois sozinho não teria feito nada.

Aos colegas e amigos da faculdade pela amizade, sem os quais os anos de graduação com certeza não seriam os mesmos.

A todos que já tive como professor(a), pelos ensinamentos nas mais diversas áreas, que, de uma forma ou de outra com certeza influenciaram positivamente neste trabalho.

Para se ter sucesso, é necessário amar de verdade o que se faz. Caso contrário, levando em conta apenas o lado racional, você simplesmente desiste. É o que acontece com a maioria das pessoas.

(JOBS, STEVE)

RESUMO

O trabalho a seguir aborda uma pesquisa experimental, que tem como objetivo principal avaliar a influência do aditivo orgânico Borresperse® CA 45, um lignosulfonato de cálcio, nas propriedades mecânicas, em diferentes tempos de cura, de dois solos cujas jazidas são localizadas em Cruzeiro do Sul – RS e Cachoeira do Sul – RS, sendo chamados de Solo A e Solo B, respectivamente, para facilitar a identificação. Os experimentos realizados em laboratório abrangeram ensaios de caracterização física (limite de liquidez, limite de plasticidade e análise granulométrica), e mecânica (CBR e expansão) do solo em seu estado natural e do ensaio de compressão simples das misturas solo-aditivo com corpos de prova de 5 centímetros de diâmetro e 10 centímetros de altura. As misturas solo-aditivo foram ensaiadas nas dosagens de 1,5% (1,5g de aditivo para 100 g de solo seco), 3% e 6%. Também foram ensaiados corpos de prova de solo puro. Os corpos de prova de solo puro foram moldados na umidade ótima. Já os corpos de prova das misturas solo-aditivo foram moldados reduzindo-se o teor de umidade em 5% a cada 1% de aditivo adicionado, pois se observou que o mesmo aumentava a plasticidade dos solos. Os corpos de prova foram submetidos a tempos de cura de 7, 14 e 28 dias em câmara úmida, sendo em seguida rompidos, obtendo sua resistência a compressão simples. Os resultados apresentados demonstram que houve um significativo aumento na resistência à compressão simples do Solo A, que apresentou resultados bastante claros, e o Solo B, resultados um pouco dispersos. Esta dispersão pode ser em função de algum erro de moldagem ou mesmo na necessidade do conjunto ter um tempo de cura maior, sendo o tempo de cura um ponto de partida para futuros trabalhos com o mesmo produto.

Palavras-chave: estradas; estabilização de solos; lignina.

ZUSAMMENFASSUNG

Die folgende Arbeit befasst sich mit einer experimentellen Studie, dessen Hauptziel die Bewertung des Einflusses vom organischen Zusatzstoffes Borresperse® CA 45 ist. Dieser Calciumlignosulfonat, wird in seiner mechanischen Eigenschaften bei unterschiedlichen Aushärtezeiten geprüft. Die Proben sind aus zwei unterschiedlichen Böden entnommen, deren Einlagen sich in Cruzeiro do Sul – RS und Cachoeira do Sul – RS befinden, in dieser Arbeit entsprechend Boden A und Boden B gekennzeichnet. Die im Labor durchgeführten Experimente, umfassen physikalische (Fließgrenze, Verformbarkeitsgrenze, und Partikelgrößenanalyse), und mechanische Charakterisierungsversuche (CBR und Erweiterung) des Bodens in seinem natürlichen Zustand und einfachen Druckversuchs von Bodenzusatz Stoffmischungen in Prüfkörper von 5 cm Durchmesser und 10 cm Höhe. Die Bodenzusatz Stoffmischungen wurden in Dosierungen von 1,5 % (1,5g Zusatz pro 100g trockener Boden), 3% und 6% durchgeführt. Ebenfalls wurden Prüfkörperversuche von reinen Boden durchgeführt. Die Prüfkörper aus reinen Boden wurden bei optimalen Feuchtigkeit geformt. Bereits die Prüfkörper der Bodenzusatz Stoffmischungen wurden geformt indem der Feuchtigkeitsgehalt um 5% pro 1% Zusatzstoff reduziert wurde, da beobachtet worden ist, dass dieser die Verformbarkeit des Bodens erhöhte. Die Prüfkörper wurden in Aushärtezeiten von 7, 14 und 28 Tagen in einer feuchten Kammer gesetzt und unmittelbar danach aufgebrochen um ihre einfache Druckfestigkeit zu erlangen. Die Ergebnisse zeigen, dass es einen deutlichen Anstieg der einfachen Druckfestigkeit von beiden Böden gibt. Die Ergebnisse von Boden A sind klar und eindeutig während die Ergebnisse von Boden B variieren. Diese Variation kann auf Grund eines Fehlers beim Formen oder die Notwendigkeit einer längere Aushärtezeit für den Satz sein. Die Aushärtezeit dient somit als Ausgangspunkt fuer zukünftige Arbeiten und Analysen mit dem gleichen Produkt.

Schlüsselwörter: Straßen, Bodenstabilisierung, Lignin.

ABSTRACT

The following work deals with an experimental study that aims to evaluate the influence of the organic additive Borresperse ® CA 45, a calcium lignosulphonate, in the mechanical properties at different curing times, of two soils whose the deposits are located in Cruzeiro do Sul - RS and Cachoeira do Sul - RS, that are being called Soil a and Soil B, respectively, for easy identification. The experiments performed in the laboratory include characterization physical tests (liquid limit, plastic limit and particle size analysis), and mechanical (expansion and CBR) of the soil in its natural state and the simple compression test for the soil-additive mixtures with the body of proof 5 centimeters in diameter and 10 centimeters in height. The soil-additive mixtures were tested at dosages of 1.5 % (1.5 g additive per 100 g of dry soil), 3% and 6%. Specimens of pure soil were also tested. The specimens of pure soil were molded at optimum moisture. Have the samples of soil-additive mixtures were molded by reducing the content of unit 5 % for each 1 % additive added, since it was observed the increased the plasticity of the soil. The specimens were subjected to curing times of 7, 14 and 28 days in a humid chamber, and then getting ruptured, obtained its resistance to simple compression. The results show that there was a significant increase in compressive strength of the Soil A, which showed very clear results, and Soil B, which showed results a bit scattered. This dispersion may be due to an error in the molding or even need to have set a longer cure, and the cure time a starting point for future work with the same product.

Keywords: roads, soil stabilization; lignin.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Formação de um solo residual	19
Figura 2 – Perfil resultante da decomposição das rochas	20
Figura 3 – Gráfico de classificação MCT	26
Figura 4 – Limites de Atterberg	27
Figura 5 – Imagem de satélite da jazida do Solo A	36
Figura 6 – Mapa de localização da jazida do Solo A	37
Figura 7 – Imagem de satélite da jazida do Solo B	38
Figura 8 – Mapa de localização da jazida do Solo B	39
Figura 9 – Embalagem de lignina	41
Figura 10 – Aparelho de Casagrande	42
Figura 11 – Ensaio de limite de plasticidade	43
Figura 12 – Conjunto de peneiras normatizadas	44
Figura 13 – Realização de ensaio de compactação	46
Figura 14 – Curva de compactação para diferentes energias	47
Figura 15 – Prensa de ensaio de compressão simples	50
Figura 16 – Prensa do ensaio de ISC	51
Figura 17 – Ensaio de massa específica real dos grãos do Solo A	53
Figura 18 – Curva granulométrica dos Solos A e B	54
Figura 19 – Ensaio de limite de liquidez do Solo B	55
Figura 20 – Curva de compactação para o Solo A	57
Figura 21 – Curva de compactação para o Solo B	58
Figura 22 – Gráficos de ISC e expansão do Solo A	59
Figura 23 – Curva de compactação para o Solo A	59
Figura 24 – Gráficos de ISC e expansão do Solo B.....	60
Figura 25 – Curva de compactação para o Solo B	61
Figura 26 – Ensaio de pH	62
Figura 27 – Corpos de prova na câmara úmida	64
Figura 28 – Corpos de prova de 7 dias do Solo A	65
Figura 29 – Corpo de prova do rompido do Solo A	65
Figura 30 – Gráfico de resistência à compressão do Solo A com e sem lignina	69
Figura 31 – Gráfico de resistência à compressão do Solo B com e sem lignina	69

Figura 32 – Formação de fungos nos corpos de prova de solo-lignina70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação granulométrica AASHTO	23
Tabela 2 – Classificação granulométrica SUCS	24
Tabela 3 – Aditivos químicos para estabilização de solos	33
Tabela 4 – Energias de compactação	47
Tabela 5 – Resultados de massa específica real dos grãos	53
Tabela 6 – Resultados dos ensaios de limites de Atterberg para o Solo A	55
Tabela 7 – Resultados dos ensaios de limites de Atterberg para o Solo B	56
Tabela 8 – Resultados dos Ensaios de Compactação	58
Tabela 9 – Resultados dos ensaios de pH	63
Tabela 10 – Resultados de compressão simples do Solo A – 14 dias	66
Tabela 11 – Resultados de compressão simples do Solo A – 28 dias	66
Tabela 12 – Resultados de compressão simples do Solo B – 7 dias	67
Tabela 13 – Resultados de compressão simples do Solo B – 14 dias	67
Tabela 14 – Resultados de compressão simples do Solo B – 28 dias	68

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
A. C. – Antes de Cristo
CBR – Califórnia Bearing Ratio
CNT – Confederação Nacional do Transporte
CO – Country
DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EUA – Estados Unidos da América
GC – Grau de Compactação
HRB – Highway Research Board
IC – Índice de Consistência
IP – Índice de Plasticidade
ISC – Índice Suporte Califórnia
LL – Limite de Liquidez
LP – Limite de Plasticidade
MCT – Miniatura Compactado Tropical
NBR – Norma Brasileira
pH – Potencial Hidrogeniônico
RS – Rio Grande do Sul
SUCS – Sistema Rodoviário de Classificação e o Sistema Unificado de Classificação de Solos
URSS – União das Repúblicas Socialistas Soviéticas

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 Área e limitação do tema.....	16
1.2 Justificativa.....	16
1.3 Objetivos	17
1.3.1 Objetivo principal.....	17
1.3.2 Objetivos específicos.....	17
2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS EM ESTRADAS VICINAIS	18
2.1 Origem e formação dos solos.....	18
2.2 Constituição mineralógica	18
2.3 Classificação	19
2.3.1 Classificação dos solos pela origem	19
2.4 Granulometria.....	22
2.4.1 Classificação HRB.....	23
2.4.2 Classificação SUCS	24
2.4.3 Classificação MCT	25
2.5 Caracterização do solo.....	26
2.5.1 Caracterização física do solo	27
2.5.2 Caracterização mecânica do solo	28
2.5.3 Caracterização química.....	28
2.6 Estabilização de Solos	29
2.6.1 Estabilização físico-química	29
2.6.2 Utilização de solos estabilizados em estradas vicinais	34
2.7 Pavimentação de Baixo Custo	34
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	36
3.1 Materiais.....	36
3.1.1 Solos	36
3.1.2 Lignosulfonato de cálcio (lignina)	39
3.2 Métodos.....	41
3.2.1 Massa específica real dos grãos dos solos	41
3.2.2 Limites de Atterberg	42
3.2.3 Granulometria por peneiramento.....	44
3.2.4 Granulometria por sedimentação	45

3.2.5 Ensaio de compactação	45
3.2.6 Dosagem de lignina pelos métodos do pH e ICL	48
3.2.7 Moldagem dos corpos de prova	48
3.2.8 Compressão simples	49
3.2.9 Índice de suporte Califórnia.....	50
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	52
4.1 Caracterização dos solos	52
4.1.2 Granulometria.....	53
4.1.2 Limites de Atterberg	54
4.1.3 Classificação dos solos	56
4.2 Compactação, ISC e Expansão	57
4.2.1 Compactação	57
4.2.2 ISC	58
4.2.3 Expansão	61
4.3 Dosagem e moldagem dos corpos de prova	61
4.3.1 Dosagem de lignosulfonato de cálcio	62
4.3.2 Moldagem dos corpos de prova	63
4.4 Compressão simples.....	64
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	71
5.1 Conclusões.....	71
5.2 Sugestões de pesquisas futuras	72
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74
ANEXO A – Limites de Atterberg do Solo A – Amostra 1	79
ANEXO B – Limites de Atterberg do Solo A – Amostra 2	80
ANEXO C – Limites de Atterberg do Solo A – Amostra 3	81
ANEXO D – Limites de Atterberg do Solo B – Amostra 1	82
ANEXO E – Limites de Atterberg do Solo B – Amostra 2	83
ANEXO F – Limites de Atterberg do Solo B – Amostra 3	84

1 INTRODUÇÃO

É sabido por todos que o Brasil possui um enorme potencial de transporte nos modais aquaviário e ferroviário que não são muito aproveitados. Este problema se dá devido a políticas públicas de longo período que sempre privilegiaram o modal rodoviário. Isso é fruto de vários fatores que não cabe aqui comentar. Estatísticas mostram que cerca de 60% dos transportes de carga são realizados pelo modo rodoviário e essa distorção é mais acentuada ainda quando se trata dos deslocamentos de pessoas, uma vez que cerca de 90% dos deslocamentos é através do modo rodoviário.

Porém, a malha rodoviária brasileira apresenta sérias carências de infraestrutura, além da baixa qualidade geral das condições dos pavimentos. Percebe-se, em geral, elevada saturação do sistema rodoviário. Também é de conhecimento geral que na malha rodoviária a grande predominância é de vias não pavimentadas, principalmente fora dos grandes centros urbanos. Segundo CNT (2012), mais de 86% da malha viária brasileira consiste em estradas vicinais. Somente o município de Cruzeiro do Sul-RS, um dos locais deste estudo, possui mais de 300 quilômetros de estradas não pavimentadas.

Salienta-se que a economia está intimamente ligada com o sistema de transporte, uma vez que os custos do transporte são inversamente proporcionais à qualidade da infraestrutura viária. Portanto, para manter a economia aquecida é muito importante que o sistema de transporte utilizado viabilize o escoamento de mercadorias e deslocamento de pessoas com custos competitivos.

A pequena atividade de manutenção e ampliação da malha viária brasileira nas últimas décadas, fez com que a tecnologia no meio rodoviário pouco evoluísse, prova maior disso é que o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis atualmente em uso é da década de 70. A situação é ainda mais precária quando se trata das técnicas e tecnologias utilizadas nas estradas não pavimentadas.

Recentemente, com a crescente preocupação ambiental e principalmente os altos custos da pavimentação asfáltica, pesquisas tem procurado soluções de baixo custo e que ao mesmo tempo sejam ecologicamente corretas. Sendo assim, acredita-se que exista neste ponto um grande campo a ser desenvolvido que pode trazer vantagens incalculáveis ao planeta.

1.1 Área e limitação do tema

Este trabalho será realizado na área de geotecnia, limitando-se a analisar o uso do polímero de lignina na estabilização de solos originários dos municípios de Cruzeiro do Sul-RS e Cachoeira do Sul-RS.

1.2 Justificativa

Visto que, a nível nacional a malha viária é constituída predominantemente de vias não-pavimentadas (vicinais), e, apesar destas possuírem um custo de implantação substancialmente baixo, podem apresentar-se uma péssima escolha a longo prazo se a necessidade de manutenção for muito constante. Sendo assim, quando é possível melhorar as características mecânicas do solo usado nestas vias a um custo relativamente baixo, acaba-se economizando recursos públicos a médio e longo prazo, o que por si só já justifica a realização deste trabalho. Mas ainda é possível acrescentar o fator ambiental, pois a pavimentação asfáltica causa um grande impacto ambiental não só no seu local de implantação, mas principalmente nas jazidas de solo, material pétreo e devido ao uso de derivados de petróleo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo principal

Verificar a viabilidade do uso do lignosulfonato de cálcio para estabilização de solos utilizados no leito das estradas vicinais dos municípios de Cruzeiro do Sul – RS e Cachoeira do Sul – RS.

1.3.2 Objetivos específicos

O presente trabalho tem como objetivos específicos:

- i) Aprofundar conhecimentos sobre aspectos importantes relacionados à estabilização de solos;
- ii) Interpretar e analisar os resultados dos ensaios realizados com alguns solos utilizados em vias não-pavimentadas nas regiões em estudo;
- iii) Entender o fator laboratório-campo para prever o desempenho de vias vicinais;
- iv) Verificar quais aspectos executivos influenciam diretamente na qualidade estrutural e funcional dos solos de estradas vicinais.

2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS EM ESTRADAS VICINAIS

2.1 Origem e formação dos solos

Os solos se originam da decomposição das rochas da crosta terrestre que sofrem com o intemperismo. Esta decomposição deve-se aos agentes físicos, como variações de temperatura, vento, chuva, e também aos agentes químicos, como a presença da fauna e da flora que promovem a carbonatação, hidratação e oxidação.

O solo é constituído por partículas de tamanhos variados cujos vazios podem ser preenchidos por água e ar, sendo que estes influenciam consideravelmente nas propriedades dos solos. Solos com grande quantidade de finos, por exemplo, tendem a se transformar em uma pasta na presença de umidade. Os grãos, de maneira geral, encontram-se livres para deslocar entre si.

Uma das características usadas para diferenciar um solo de outro é o tamanho de suas partículas. A diversidade no tamanho dos grãos é enorme, mas pode não ser identificada pelo simples manuseio do solo, pois grãos de areia podem estar envoltos por uma grande quantidade de partículas finas. A concentração de cada tipo de partícula em um solo depende da composição mineralógica da rocha matriz.

2.2 Constituição mineralógica

Quanto à constituição mineralógica dos grãos, pode-se dizer que os grãos maiores do solo, como pedregulhos, são constituídos por agregações de minerais distintos. Presente na maioria das rochas, o quartzo forma grãos de areia e silte devido a sua grande resistência a desagregação. As partículas de argilas são também constituídas de um único argilomineral, que em geral, pertence a um dos grupos seguinte: caolinita e montmorilonita, minerais que possuem uma estrutura cristalina laminar (CAPUTO, 2008 p. 16).

A natureza mineralógica dos grãos não exerce influência sobre as propriedades das frações mais grossas do solo, como as areias e pedregulhos. Porém, devido à própria natureza dos minerais das argilas, bem como seu reduzido tamanho, estas partículas apresentam comportamento extremamente diferenciado em relação aos grãos de silte e argila, decorrendo daí a influência da natureza mineralógica dos grãos nas propriedades das frações mais finas do solo (PINTO, 2006, p. 16).

2.3 Classificação

Devido a diversidade e a grande diferença de desempenho apresentada pelos vários tipos de solo, os estudiosos do assunto criaram agrupamentos em conjuntos distintos. Para classificar os solos, deve-se levar em conta a formação que deu origem a este solo. Porém esta classificação tem validade restrita ao meio ambiente, pois depende de alguns fatores, como: natureza das rochas; clima da região; agente de transporte; topografia da região e processos orgânicos ocorridos.

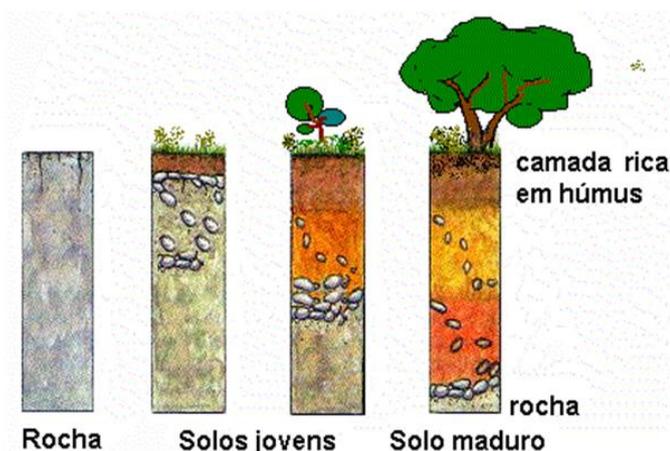
2.3.1 Classificação dos solos pela origem

Os solos podem ser classificados de forma simplificada pela sua origem entre solos residuais, solos transportados e solos orgânicos.

2.3.1.1 Solos residuais

Solos que permanecem junto à rocha de origem são chamados de solos residuais. Para que ocorram solos residuais, a velocidade de decomposição da rocha deve ser maior que a velocidade de remoção por agentes externos, sendo uma questão de equilíbrio proporcionado por fatores como a natureza da rocha matriz, o clima, as condições de drenagem e a topografia. Solos residuais costumam apresentar camada rica em matéria orgânica em sua superfície, como apresenta a Figura 1.

Figura 1 – Formação de um solo residual

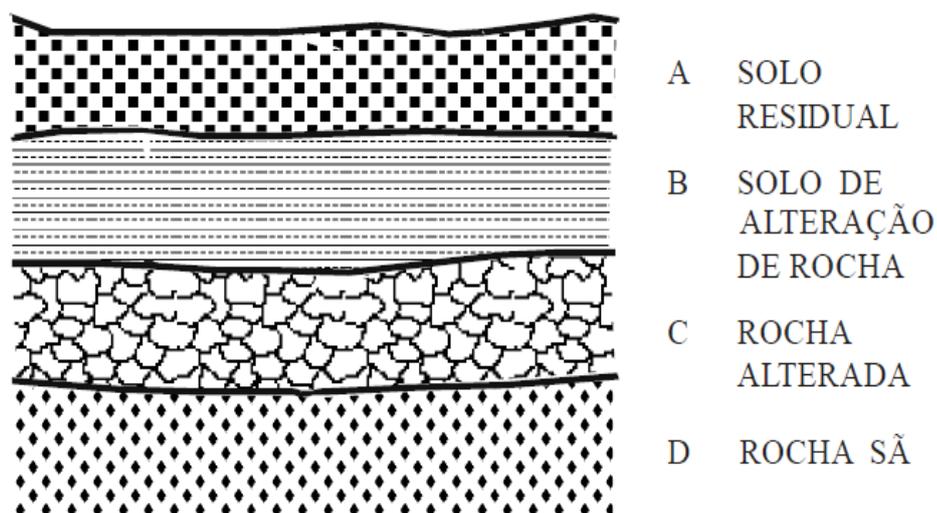


Fonte: Disponível em: <<http://marianaplorenzo.com/2010/10/15/pedologia-perfil-e-camadashorizontes-dos-solos/>> Acesso em: 05 mai. 2013.

Os solos residuais podem ainda ser classificados em outros subgrupos chamados horizontes. Abaixo disso encontra-se a rocha sã ou fissurada.

Cabe citar que outros autores utilizam outras formas de nomeação para os horizontes, como DNIT (2006, p. 18), que utiliza as letras A, B, C e D. Na Figura 2 é apresentado um detalhamento resultante da decomposição de rochas conforme classificação do DNIT.

Figura 2 - Perfil resultante da decomposição das rochas



Fonte: DNIT, 2006.

Além da classificação por horizontes, alguns autores utilizam outra denominação para os tipos de solos residuais, destacando-se os solos maduros, saprolíticos, lateríticos, expansivos e porosos.

Segundo Pinto (2006, p. 72), o solo residual maduro é um solo superficial ou sotoposto a um horizonte poroso ou húmico, que perdeu toda a estrutura da rocha mãe e tornou-se relativamente homogêneo.

Quando solos residuais herdarem características estruturais visivelmente da rocha matriz, são denominados solos saprolíticos. Estes solos são muito resistentes, apesar de apresentarem um alto índice de vazios, isso se dá devido à coesão (MASSAD, 2005).

Em algumas regiões do Brasil, de clima quente e úmido, ocorre a formação de solos lateríticos oriundos da alta decomposição e alteração de granitos, gnaisses, arenitos e basaltos. Os solos lateríticos, de acordo com Pinto (2006 p. 74), possuem um alto índice de vazios, elevada resistência a ações erosivas e alta permeabilidade.

No estado natural, apresentam baixa capacidade de suporte, que é aumentada quando este é compactado, apresentando contração quando o teor de umidade diminui, não expandindo na presença de água. Ainda, de acordo com o autor, os solos lateríticos têm sua fração argila, constituída predominantemente de minerais cauliní-ticos, e apresentam elevada concentração de óxido de ferro e alumínio.

2.3.1.2 Solos transportados

Como o nome sugere, solos transportados são os que foram levados ao seu local atual por algum agente de transporte. O agente transportador define as características deste tipo de solo.

Conforme Pinto (2006 p. 73), solos transportados por gravidade dão origem a solos coluvionares, formando os tálus nos pés do talude, possuindo massas de materiais muito diversos, sendo sujeitos a movimentação de rastejo. Já os solos carregados pela ação da água, são chamados de aluviões e sua constituição depende diretamente da velocidade das águas no momento da deposição.

Oliveira e de Brito (1998 p. 199) identificam além de solos aluviais, solos chamados de terraços fluviais, sendo basicamente antigos aluviões, que foram depositados quando o nível do curso d'água encontrava-se superior ao atual.

Pinto (2006 p. 73) ainda destaca os depósitos eólicos, onde o transporte se dá pela ação do vento, que provoca atrito entre as partículas arredondando-as. Já os solos transportados por geleiras são chamados de *drifts* e tem pouca ocorrência no Brasil.

Ainda podemos destacar os sedimentos marinhos, que são obviamente produzidos em ambientes marinhos, como praias e manguezais, sendo que nos manguezais os solos possuem incorporação de matéria orgânica.

2.3.1.3 Solos orgânicos

Os solos orgânicos tem origem basicamente orgânica, seja de natureza vegetal ou animal. São de fácil identificação pela cor escura e pelo odor característico. Não são indicados para nenhum tipo de obra de Engenharia, pois a matéria em decomposição pode ocasionar grandes recalques.

2.4 Granulometria

Um critério de classificação descritiva do solo é o tamanho das partículas que o constituem. Originalmente, o solo era subdividido em três ou quatro frações. Atualmente, após o advento da técnica de peneiramento e análises de suspensão, é possível efetuar traços de curvas granulométricas e ampliá-las notavelmente nos tamanhos finos. Assim como os solos são infinitamente variáveis, subentende-se que existam diversos tipos de classificação.

Na classificação granulométrica, destacam-se o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e o *Highway Research Board* (HRB) que é o sistema da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

Existe ainda um sistema não-convencional de classificação dos solos, o chamado Sistema de Classificação para Solos Tropicais ou também MCT (Miniatura, Compactado, Tropical). “Em especial, a classificação MCT [...] vem sendo, dentre todas [não-convencionais], a de maior aceitação e uso no meio técnico rodoviário brasileiro.” (OLIVEIRA; DE BRITO, 1998, p. 206).

A NBR 6502:1995 (ABNT, 1995), divide os solos nas seguintes frações:

- Argila: Solo de granulação fina constituído por partículas com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando coesão e plasticidade;
- Silte: Solo que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, e que exhibe baixa resistência quando seco o ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm;
- Areia fina: grãos de diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 0,2 mm;
- Areia média: grãos de diâmetros compreendidos entre 0,20 mm e 0,60 mm;
- Areia grossa: grãos de diâmetros compreendidos entre 0,60 mm e 2,0 mm;
- Pedregulho: Solos formados por minerais ou partículas de rocha, com diâmetro compreendido entre 2,0 mm e 60 mm;
- Pedra-de-mão: Fragmento de rocha com diâmetro compreendido entre 60 mm e 200 mm;
- Matacão: Fragmento de rocha, transportado ou não, comumente arredondado por intemperismo ou abrasão, com uma dimensão compreendida entre 200 mm e 1 m.

2.4.1 Classificação HRB

Conforme Das (2006, p. 70), no ano de 1929, a Associação Americana de Oficiais de Estradas Estaduais e Transportes, tradução da sigla AASHTO, criou um sistema próprio de classificação de solos. Este sistema passou por várias revisões até a versão atual.

Conhecido como Highway Research Board ou simplesmente HRB, o sistema AASHTO classifica o solo em sete grupos principais: de A-1 a A-7, sendo os solos classificados sob os grupos A-1, A-2 e A-3 granulares, dos quais 35% ou menos das partículas passa pela peneira nº 200. E os solos classificados sob os grupos A-4, A-5, A-6 e A-7 tem mais de 35% das partículas passantes na peneira nº 200. Alguns autores sugerem acrescentar a estes o tipo A-8: solos orgânicos/turfas, que são imprestáveis como bases de pavimentos. A Tabela 1, apresentada a seguir, pode ser usada como base para a classificação pelo sistema AASHTO.

Tabela 1 – Classificação granulométrica AASHTO

Classificação	Solos granulares (P200 < 35%)							Solos silto-argilosos (P200 > 35%)			
	A 1-a		A 3	A 2				A 4	A 5	A 6	A 7
Subgrupos	A 1-a	A 1-b		A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7				A 7-5 A 7-6
P10	< 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P40	< 30	< 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-
P200	< 15	< 25	< 10	< 35	< 35	< 35	< 35	> 35	> 35	> 35	> 35
LL	-	-	-	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40
IP	< 6	< 6	NP	< 10	< 10	> 10	> 10	< 10	< 10	> 10	> 10
IG	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20
Tipos de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos, areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação como Subleito	Excelente a bom					Regular a mau					

Podemos acrescentar a estes o tipo A 8: solos orgânicos/turfas, imprestáveis como bases de pavimentos

Para realizar a classificação pelo sistema AASHTO, deve-se levar em conta o tamanho dos grãos, a plasticidade e em caso de presença de seixos e pedras maiores que 75 mm, estes devem ser excluídos da classificação, mas mesmo assim devem ser registrados. Para se classificar um solo de acordo com a Tabela 1, deve-se aplicar os dados dos ensaios da esquerda para a direita, realizando o processo de eliminação, o primeiro grupo no qual os dados se encaixam corresponde a classificação correta.

2.4.2 Classificação SUCS

Foi Arthur Casagrande em 1948, que idealizou o Sistema Unificado de Classificação (SUCS ou *Unified Soil Classification System – USCS*). Esta classificação foi preparada inicialmente para aplicações no dimensionamento de pavimentos de pistas de aeroportos. O SUCS divide os solos em três tipos principais: de granulometria grossa, granulometria fina e solos orgânicos.

Os tipos de solos estão distribuídos em seis grupos, representados por letras do alfabeto latino, são eles: pedregulhos (G), areias (S), siltes inorgânicos e areias finas (M), argilas inorgânicas (C), siltes orgânicos e argilas (O), além de turfas (Pt). Cada grupo é então dividido em subgrupos de acordo com suas propriedades índices mais importantes, como pode ser visto na Tabela 2.

Tabela 2 – Classificação granulométrica SUCS

Classificação geral	Tipos principais	Símbolos
Solos grossos (menos que 50% passando na #200)	Pedregulho (Gravel)	GW, GP, GC e GM
	Areia (Sand) ou solos arenosos	SW, SP, SC e SM
Solos finos (mais que 50% passando na #200)	Silte (M) ou argila (C)	Baixa compressibilidade (LL<50) ML, CL
		Alta compressibilidade (LL>50) MH, CH
Solos altamente orgânicos	Turfa (Peat)	Pt

Fonte: Tsutsumi, 2008.

Os pedregulhos e as areias com pouco ou nenhum material fino são subdivididos de acordo com suas propriedades de distribuição granulométrica: bem graduado (representado pela letra W) ou uniforme (representado pela letra P). Existem ainda a letra “H” que corresponde a um solo de alta compressibilidade e a letra “L” que corresponde a um solo com baixa compressibilidade. Sendo assim, cada solo é identificado pelo conjunto de duas letras.

2.4.3 Classificação MCT

Nogami e Villibor (1981), ao considerarem as limitações das classificações de solos convencionais em relação aos solos tropicais, propuseram uma nova classificação denominada MCT. Esta classificação determina propriedades mecânicas e hidráulicas de solos tropicais aplicados em obras viárias.

A Classificação MCT não faz uso da granulometria e dos limites de Atterberg para classificar os solos. Segundo Oliveira; de Brito (1998), a metodologia da classificação MCT envolve ensaios de compactação com corpos de prova de 50mm de diâmetro, chamados Mini-MCV, ou de 26 mm de diâmetro, chamados subminiatura; além de ensaios de perda de massa por imersão.

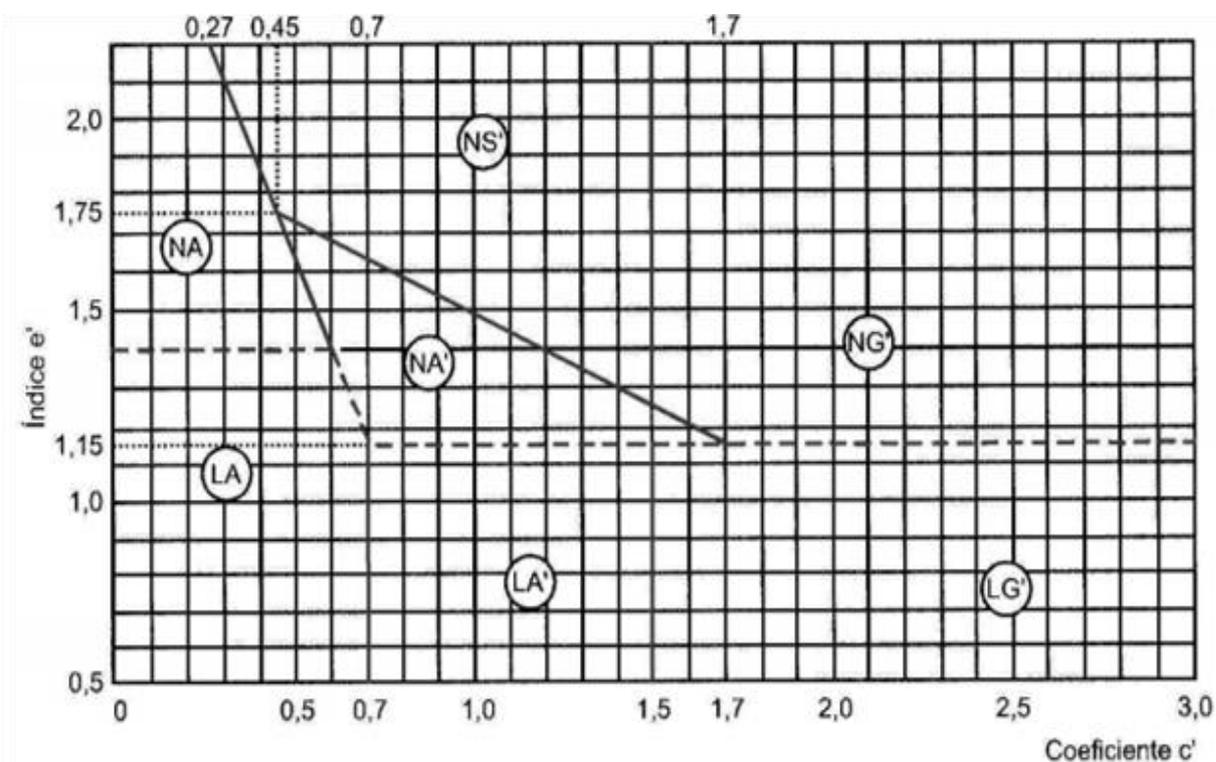
Com o resultado dos ensaios, é possível classificar os solos em duas classes de comportamento, laterítico e saprolítico, subdivididos em sete grupos.

A classificação MCT, assim como todas as outras, possui algumas limitações. Dentre elas destacam-se:

- Só é aplicável a solos que passam integralmente na peneira 2,00mm. Sendo classificável apenas a fração fina dos solos de maior granulometria;
- Por possuir ensaios que caracterizam propriedades de interesse viário, não são muito aplicáveis a outras aplicações de obras de terra;
- O ensaio de Mini-MCV é deveras muito trabalhoso, sendo possível apenas agiliza-lo utilizando equipamento totalmente automatizado, com aquisição eletrônica dos dados.

Por ser um sistema não convencional, poucos laboratórios possuem equipamento adequado para a realização dos ensaios. A Figura 3, apresentada a seguir, é usada para a classificação pelo sistema MCT.

Figura 3 – Gráfico de classificação MCT



Fonte: Oliveira; de Brito, 1998.

2.5 Caracterização do solo

A caracterização do solo está diretamente ligada a classificação do mesmo, sendo que na maioria dos casos, a caracterização acaba precedendo a classificação. A ideia de caracterizar o solo, é descrever os aspectos ou características de interesse a determinado tipo de classificação. “Assim, a sequência lógica do procedimento completo é: descrição – caracterização – classificação.” (OLIVEIRA, DE BRITO 1998, p. 197).

Descrever o solo é destacar a textura, cor, as estruturas, plasticidade, entre outros aspectos passíveis de análise tátil-visual, assim sendo, sem o auxílio de nenhum equipamento. A caracterização assim como a classificação se dá de várias formas. As mais comuns são as caracterizações física, mecânica e química.

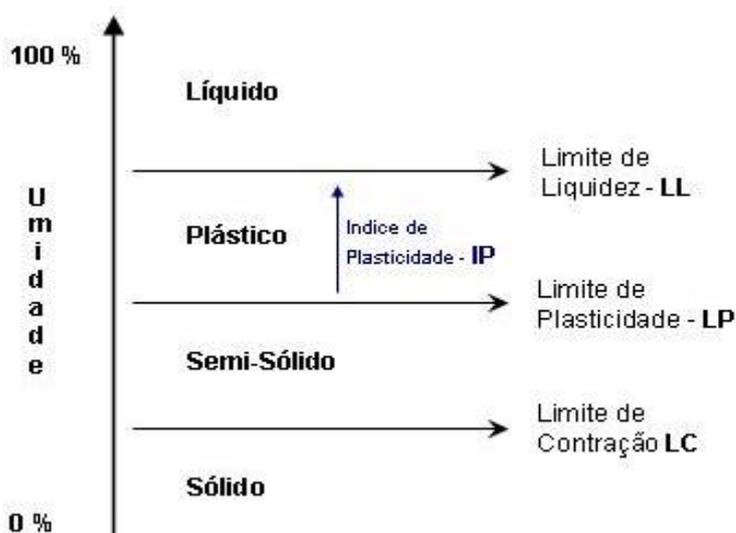
2.5.1 Caracterização física do solo

Procurando uma forma prática de identificar a influência das partículas argilosas em um solo, criou-se um sistema de análise indireta, baseada no comportamento do solo na presença de água. O engenheiro químico Albert Atterberg propôs o emprego de alguns ensaios e índices, mas com vistas ao aspecto agrônômico do solo, o professor de Mecânica dos Solos Arthur Casagrande realizou algumas adaptações, para torná-los compatíveis com a Engenharia Geotécnica.

Os chamados Limites de Atterberg, baseiam-se na constatação de que um solo argiloso se comporta com aspectos bem distintos conforme o seu teor de umidade. Comportando-se como um líquido quando muito úmido, tornando-se plástico com a perda de parte desta umidade e tornando-se quebradiço quando mais seco.

Esses teores de umidade são então definidos como Limite de Liquidez (LL), para solos com comportamento tendendo a forma líquida e Limite de Plasticidade (LP), com o solo tendendo a secar. A diferença entre os dois indica que o solo se apresenta plástico, logo, é definido como Índice de Plasticidade (IP). Abaixo do LP, o solo passa para o estado semi-sólido. O limite entre o estado semi-sólido e o estado sólido é chamado de Limite de Contração (LC). Em condições normais, são apresentados somente os valores de LL e IP, sendo o LP empregado apenas para determinação do IP. Os Limites de Atterberg são apresentados na Figura 4.

Figura 4 – Limites de Atterberg.



Fonte: Disponível em: <<http://commons.wikimedia.org/wiki/File:LimitesDeAtterberg.JPG>>. Acesso em: 04 mai. 2013.

Existem ainda diversas outras formas de caracterização física do solo, sendo a análise granulométrica uma destas formas. Outros fatores passíveis de destaque são a densidade, índice de vazios e a porosidade do solo. A porosidade apresenta grande influência nas características dos solos, pois permite uma maior ou menor permeabilidade de água através do solo. As características de permeabilidade de um solo são definidas pela lei de Darcy ou lei do regime de escoamento, desenvolvida pelo engenheiro francês Henry Darcy.

2.5.2 Caracterização mecânica do solo

Caracterizar mecanicamente o solo significa ensaiar e descobrir os índices de resistência do solo a diversos tipos de carregamento. Conforme Caputo (2008, p. 158), a massa do solo rompe-se por cisalhamento, sendo sua resistência regida matematicamente pela equação de Coulomb, baseada na coesão e atrito entre as partículas do solo. Visando reproduzir diferentes condições de solicitação existente nos solos que se encontram na prática, os ensaios de cisalhamento se classificam em :

- Ensaio lento ou com drenagem –CD;
- Ensaio rápido ou sem drenagem – QU/UU;
- Ensaio rápido com pré adensamento – CU.

Os principais ensaios de caracterização mecânica do solo são: cisalhamento direto; compressão simples; compressão triaxial e índice de suporte Califórnia. Existe ainda o ensaio de compactação, que será visto mais adiante.

2.5.3 Caracterização química

Como o próprio nome já diz, trata da caracterização química do solo, realizada em laboratório. Indica os elementos químicos constituintes das moléculas dos minerais presentes no solo, ou seja, define a constituição mineralógica. Também é possível analisar o pH e a quantidade de matéria orgânica presente no solo.

Segundo Caputo (2008, p. 16), os principais minerais componentes dos solos grossos são os silicatos, os óxidos, os carbonatos e os sulfatos. Já os solos finos apresentam complexa constituição química, sendo constituídas basicamente de sílica e sesquióxidos metálicos. Os minerais argílicos são caracterizados por serem mesmos que compõe as rochas de origem.

2.6 Estabilização de Solos

Antes de definirmos o que é estabilização, precisamos entender o que é estabilidade. Em solos, estabilidade é um processo por meio do qual se confere ao solo maior resistência as cargas oriundas dos veículos rodoviários, ou ao desgaste, por meio da correção da sua granulometria, da plasticidade ou por meio de adição de substâncias que darão a massa uma maior coesão proveniente da cimentação ou aglutinação dos grãos entre si.

A estabilização de solos, no campo da engenharia rodoviária, é um dos trabalhos mais antigos que se tem notícia, sendo empregado na conservação de estradas de terra, bem como na construção de novos pavimentos. Existem diversos tipos de estabilização de solos, os principais autores os classificam entre estabilização físico-química, estabilização granulométrica e estabilização mecânica. Muitas vezes, em busca de melhores resultados, são utilizados dois ou três sistemas em conjunto. Pavimentos com solos estabilizados são chamados de pavimentos semi-rígidos.

Pode-se definir que o solo foi estabilizado quando se tem ganho significativo de resistência com o emprego de algum aditivo. E define-se o solo como melhorado quando a adição busca melhoria de outras propriedades (por exemplo, redução da plasticidade e da expansão e contração) sem um ganho significativo de resistência.

Em pavimentação, estabilizar um solo é torná-lo capaz de suportar esforços oriundos das cargas dos veículos, sem sofrer deformações ou deslocamentos verticais (recalque) sob quaisquer condições atmosféricas.

2.6.1 Estabilização físico-química

Fazer uso de aditivos que interagem com as partículas de solo visando melhoria e estabilidade nas propriedades mecânicas e hidráulicas, é estabilizar o solo físico-quimicamente. Existem diversas formas de estabilização físico-química de solos. Dentre elas, as que mais se destacam são as estabilizações de solos com cimento, cal, betume, cloretos e polímeros.

2.6.1.1 Solo estabilizado com cimento (solo-cimento)

O cimento Portland, criado em 1824, é um dos estabilizantes físico-químicos mais antigos em uso para fins rodoviários. Segundo registros da ABCP (2009), o solo-cimento é usado no Brasil em pavimentação desde 1939, registrando atualmente mais de 25.000 quilômetros com essa solução. O baixo custo inicial e a alta durabilidade são pontos fortes dessa alternativa. A ação cimentante ocorre através de reações de hidratação e hidrólise. O cimento promove ligações mecânicas e químicas entre ele e a superfície rugosa dos grãos fixando-se entre os pontos de contato dos grãos. A cimentação é mais efetiva quando maior o número de contatos, o que ocorre em solos bem granulados e densos.

As reações entre o cimento e o solo ocorrem somente na presença de umidade, ou seja, de água. O uso de solo-cimento é indicado para qualquer solo, com exceção daqueles altamente orgânicos. Praticamente todos os solos podem ter suas propriedades melhoradas pela adição de cimento, porém, solos muito argilosos necessitam de elevados teores de cimento, dificultando a homogeneização da mistura.

2.6.1.2 Solo estabilizado com cal (solo-cal)

A cal é um dos mais antigos materiais utilizados pelo homem na engenharia. No âmbito rodoviário, tem-se notícia que este estabilizante vem sendo utilizado desde a época dos romanos, há mais de 2000 mil anos. Segundo Lima (1984) apud Araújo (2009, p. 15), 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. Porém, a história da construção de rodovias modernas aponta pouco uso da cal até o entorno dos anos 1940.

As reações entre a cal e o solo ocorrem somente na presença de umidade. Dessa forma, pode-se afirmar que as misturas de solo-cal possuem três componentes básicos: a cal, o solo e a água. A cal reage quimicamente com a fração fina do solo. Quando há carência de fração fina reativa, é comum a adição de materiais pozolânicos (cinza de carvão, cinza de casca de arroz, etc.).

A cal tem, no solo, o efeito da agregação ou floculação. O efeito tende a ser maior quanto mais fino for o solo. Também tende a aumentar a plasticidade, melhorando a trabalhabilidade. A cal tende a reduzir a variação volumétrica, reduzindo a

expansibilidade e aumentando o limite de contração, sendo que quanto mais sensível o solo for a presença de umidade, melhor serão os resultados.

Em relação a compactação, o solo-cal geralmente costuma apresentar densidade menor que a original do solo sem mistura e o teor ótimo de umidade tende a aumentar. Em relação a resistência, o solo-cal tende a apresentar um aumento imediato e continuamente crescente.

2.6.1.3 Solo estabilizado com betume (solo-betume)

Estabilização betuminosa é o processo no qual se estabiliza o solo com adição de material betuminoso (asfalto diluídos, emulsões asfálticas e alcatrões), seguido de adequada compactação, para obter suporte adequado ao tráfego em quaisquer condições climáticas. A estabilização betuminosa incorpora e melhora as características de um solo através da coesão, atrito e impermeabilidade (insensibilidade à água).

Santiago (2001, p. 68), relata que o uso do betume como estabilizante é muito antigo, pois já era empregado na Babilônia no século V A.C. Já na década de 1940 do Século XX, nos Estados Unidos, a instalação de refinarias de petróleo levou a um grande desenvolvimento do produto, e foi, inclusive, aplicado em tijolos estabilizados industrializados, porém o alto custo tornou a sua produção inviável. A estabilização com betume não é indicada para terras finas das regiões semi-áridas, onde o teor de sais dissolvidos e o pH são elevados. Os melhores resultados ocorrem em terras arenosas ou siltosas.

2.6.1.4 Solo estabilizado com cloretos

Não muito usados no Brasil, os cloretos de sódio e cálcio são aplicados a solo bem graduados para evitar tanto pó quanto lama nas estradas não pavimentadas. A alta capacidade higroscópica dos sais, mantém o solo umedecido. Os cloretos aumentam a tensão superficial das partículas da água que envolve os grãos do revestimento, com a ação de compressão, seja por rolos compressores ou pelo próprio tráfego, tem sua densidade aumentada, logo, aumentando também sua resistência.

2.6.1.5 Solo estabilizado com aditivos

Os aditivos químicos estabilizantes são substâncias que adicionados aos solos conferem a estes uma melhoria em suas características mecânicas e redução da higroscopicidade. Conforme Trindade (2005), apud Bresciani (2009, p. 57), os aditivos desde o início, tiveram aplicação principal na construção de estradas vicinais, procurando o aumento da resistência e a redução do desgaste e a formação de pó das camadas de subleito e revestimento primário.

Os aditivos possuem características bastante distintas. Representando classes ou categorias diferenciadas, alguns são orgânicos, outros químicos. Dessa forma, se faz necessário conhecer primeiramente algumas de suas propriedades para verificar a viabilidade da utilização dos mesmos. Na Tabela 3 são apresentadas as principais propriedades físicas que caracterizam alguns dos aditivos.

Os aditivos podem se subdividir em naturais e artificiais. Aditivos considerados naturais são originários da natureza, sendo extraídos por algum processo simples, como prensagem ou fervura, não efeitos negativos ao meio ambiente. Aditivos artificiais são sintetizados em laboratório em complexos processos químicos e podem causar poluição do ambiente.

Podemos destacar que alguns dos aditivos não existem mais no mercado, como é o caso do Vixil I, que em 2006 foi substituído pelo Borresperse® CA 45 (produto base deste estudo), após a aquisição da Melbar pela Borregaard LignoTech.

Tabela 3 – Aditivos químicos para estabilização de solos

Aditivo	Produtor	Composição	Origem
EMC ²	SSPco	Bioenzima	EUA
Terrazyme®	Natureplus- INC	Enzima natural	EUA
Permazyme®	International Enzymes INC	Bioenzima	EUA
DS-328®	Dynasolo	Composto metálo orgânico	Brasil
Dynacal®	Dynacal	Composto metálo orgânico	Brasil
Ecolopavi®	Idesa Amazônia	Sal orgânico	Brasil
Moldenzol 43®	Gienex	Composto metálo orgânico	Brasil
Rheocem 30®	Rogertec	Sílica e quartzo	Brasil
VIXIL® I	Melbar	Lignina da madeira	Brasil
RBI Grade 81®	Anyway Solid Environmental Solutions LTD	Composto metálo orgânico	Israel e Canada
Enzymatic®	Enzymatic	Bioenzima	Austrália
Conaid®	Conaid Plus	Ácido sulfônico aromático	África do Sul
Terrafix®	A. B. E. Industrial Products	Copolímero	Africa do Sul
Homy solo GB®	Homy química	Composto metálo orgânico	Brasil
Bio cat	Soil Stabilization productions CO	Enzima	
Clay Pack	Soil Bond International Texas	Enzima	EUA
PSCS-320	Alpha Omega Enterprises	Enzima	EUA
ABS 65	Southwest Envirotech services	Polímero	
Base Seal	Base Seal International	Polímero	EUA
Polybuilt 4178	EXXON	Polímero	EUA
Soil Seal	Soil Stabilization Product CO.	Polímero	EUA

Fonte: Brazetti (1998), apud Silva (2007).

2.6.2 Utilização de solos estabilizados em estradas vicinais

Como já foi dito anteriormente, estabilizar um solo significa aplicar-lhe processos naturais e artificiais para conferir-lhe a capacidade de resistir e suportar as cargas e os esforços induzidos pelo tráfego normalmente aplicados sobre o pavimento e também às ações erosivas de agentes naturais sob as condições mais adversas de solicitação consideradas no projeto. O domínio das técnicas de estabilização pode trazer reduções nos tempos de execução das obras.

Além dos tipos de estabilização já descritos, tem surgido nos últimos tempos uma grande gama de outros métodos e processos construtivos que visam oferecer ao solo as características desejadas. Estes métodos alternativos são classificados como métodos especiais de estabilização. São eles: solos reforçados com geossintéticos, solo pregado, colunas solo-cal, solos reforçados com fibras, colunas solo-brita, compactação dinâmica, jet grouting, compaction grouting, drenos verticais de areia, micro estacas e estabilização via fenômenos de condução em solos.

2.7 Pavimentação de Baixo Custo

As estradas vicinais, apesar de tão comuns, não sofreram grande evolução tecnológica desde os primeiros registros de sua existência. Pelo contrário, tem-se acreditado que estradas vicinais são simples estradas de solo natural compactado, que não necessita de muitos cuidados, tanto em sua construção, quanto na manutenção.

Porém os problemas naturais causados pelo homem, como o efeito estufa e a poluição desenvolveram a necessidade de novas formas de construção e utilização dos mais diversos sistemas. Assim, aos poucos, ideias vão surgindo, e uma delas é o chamado “asfalto ecológico”. Este “asfalto ecológico” pode ser interpretado de diversas maneiras, sendo uma delas, a adição de borracha de pneus reciclada na massa constituinte do revestimento asfáltico. Pesquisas estão sendo feitas na procura de formas de alterar as propriedades de solos naturais a fim de torná-los resistentes o suficiente para servir de uso em pavimentação, não como camadas de preparação para o revestimento asfáltico, mas sim para que o próprio torne-se o revestimento.

Também é de conhecimento de todos, que não são apenas fatores ambientais que influenciam na criação de tecnologia. Normalmente, o principal fator de desenvolvimento de novas tecnologias é econômico. Desenvolvem-se novos métodos quando acredita-se que estas irão proporcionar vantagem sobre os concorrentes. Nos primórdios da humanidade, a vantagem procurada era simplesmente pela sobrevivência. Atualmente, quem comanda são os lucros, seja na forma de maior economia, de maior faturamento ou ainda na combinação de ambos.

Então, o que se procura, não é apenas o “asfalto ecológico”, mas também uma pavimentação de baixo custo. Um pavimento que seja substancialmente mais barato em relação ao pavimento asfáltico e que tenha uma durabilidade semelhante.

Nesse sentido, desenvolveram-se e ainda estão sendo desenvolvidas pesquisas para encontrar esta solução. As principais dizem respeito a adição de cimento, cal ou produto químico na massa de solo que, posteriormente compactada, se transforma em um pavimento resistente e barato. Também podemos destacar pesquisas, neste sentido, de adição de fibras ao solo.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

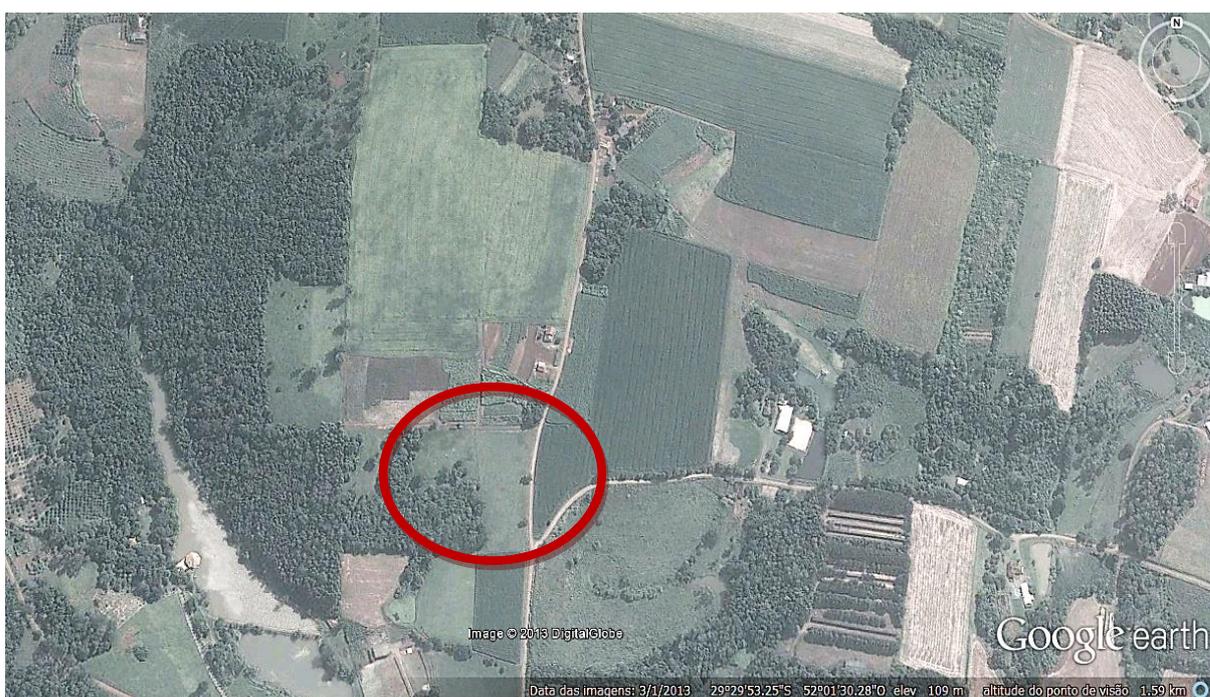
3.1 Materiais

3.1.1 Solos

Para a realização do trabalho, foram utilizados dois tipos de solos de locais distintos, sendo um destes de origem do município de Cruzeiro do Sul – RS e o outro, mesmo solo utilizado em pesquisa de Bulsing (2013), originário do município de Cachoeira do Sul – RS.

O primeiro solo foi coletado em uma jazida localizada em estrada municipal sem denominação, no Bairro Linha Primavera, município do Cruzeiro do Sul – RS. O solo possui grande uso na agricultura, porém percebe-se uma boa capacidade de suporte do solo compactado, sendo em certas ocasiões utilizado em estradas vicinais juntamente com seixos rolados, fazendo-se assim a estabilização granulométrica do solo. Percebe-se que este solo possui aparência arenosa. A Figura 5 apresenta a localização da jazida deste solo, que foi chamado de Solo A.

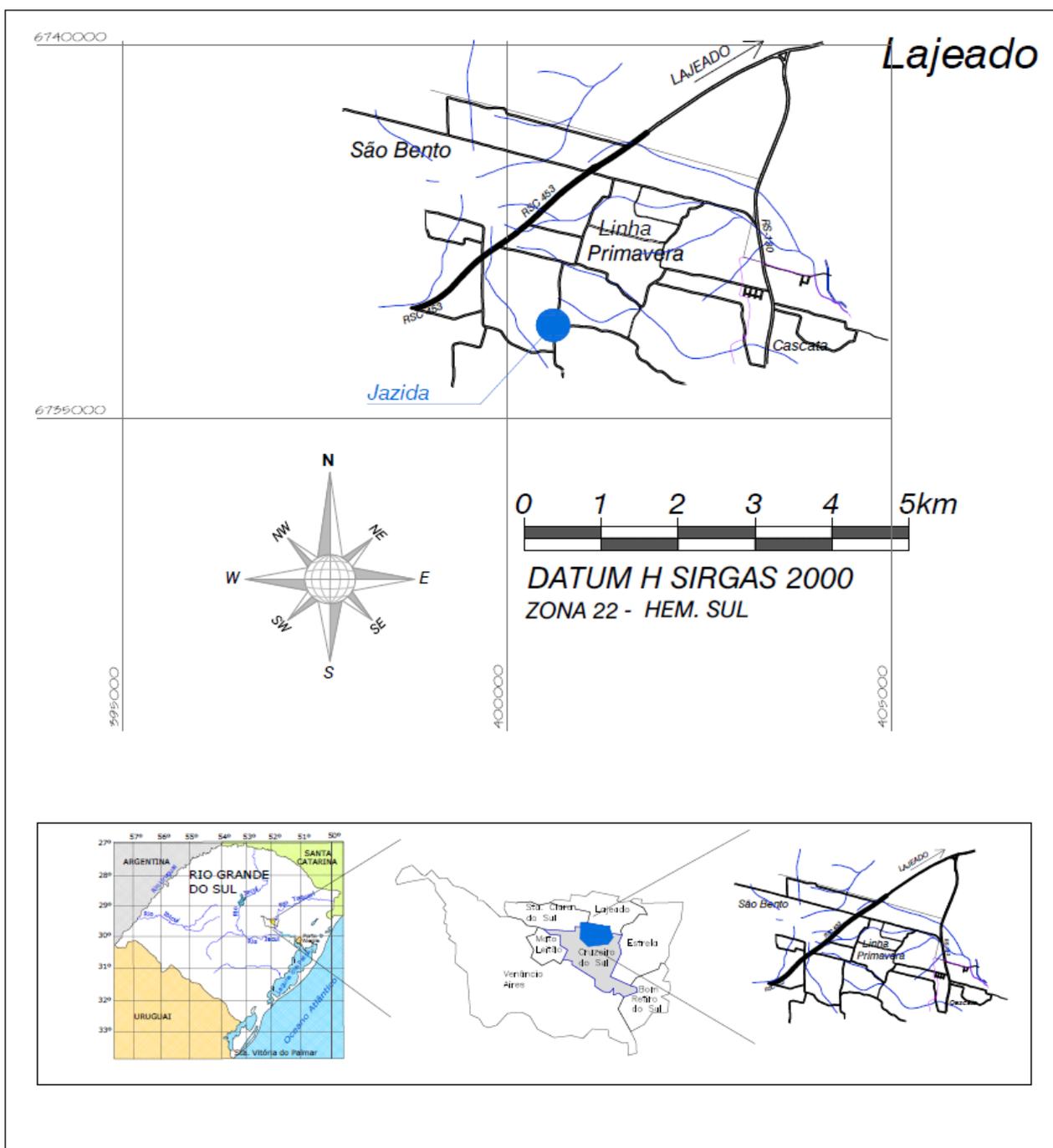
Figura 5 – Imagem de satélite da jazida do Solo A



Fonte: Google Earth. Acesso em: 01 jun. 2013.

Foi extraída, por escavação manual, a quantidade de solo suficiente para realização de todos os procedimentos necessários nos ensaios. Após a coleta, as amostras foram armazenadas e transportadas em sacos plásticos, com os cuidados necessários para evitar contaminações do material. A Figura 6 apresenta um mapa de localização da jazida no município do Cruzeiro do Sul.

Figura 6 – Mapa de localização da jazida do Solo A



Fonte: Prefeitura Municipal de Cruzeiro do Sul.

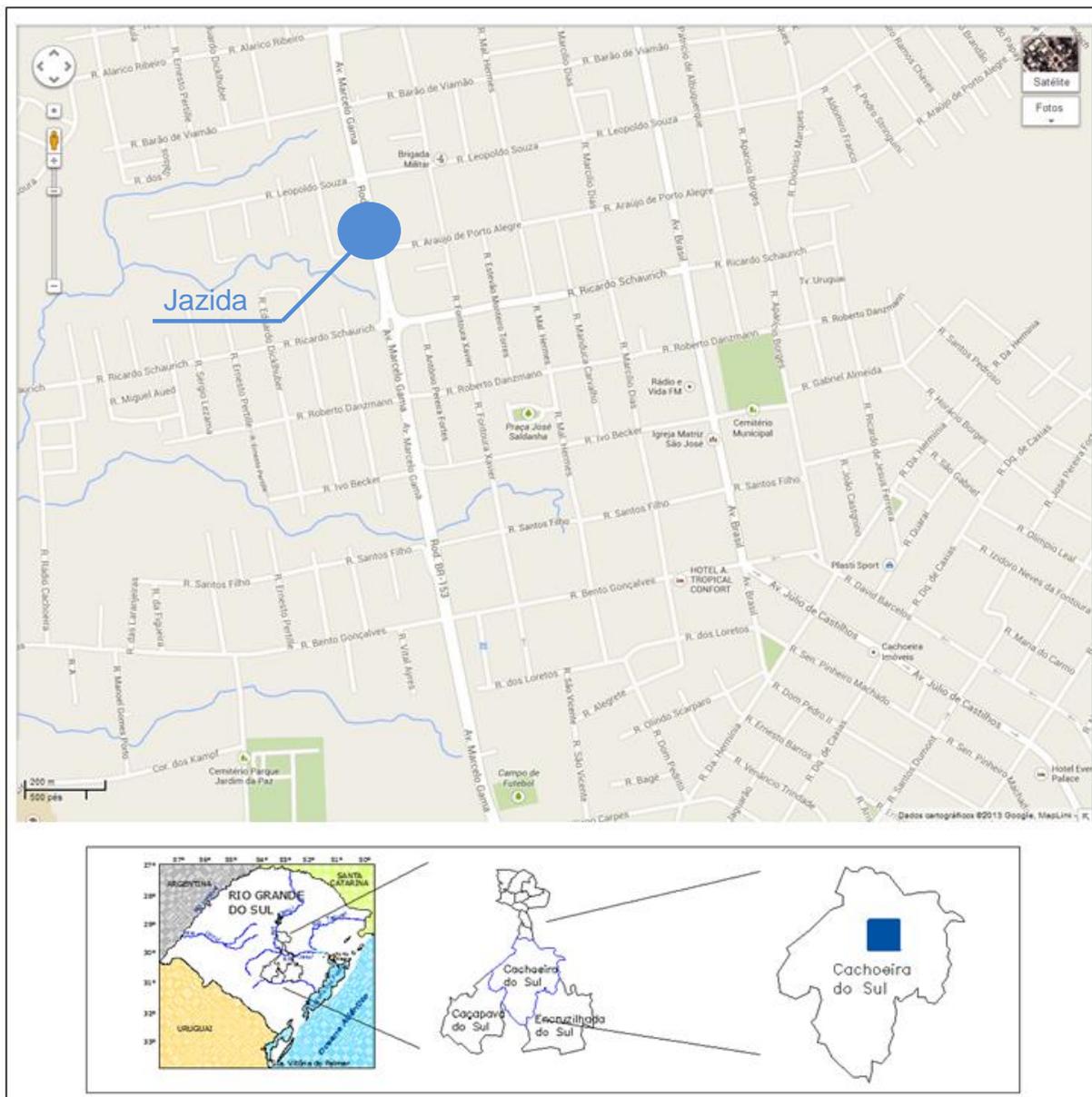
O outro solo, que foi chamado de Solo B, é oriundo em uma jazida localizada na Av. Marcelo Gama, município de Cachoeira do Sul – RS. O solo já é utilizado em aterros e percebe-se uma boa capacidade de suporte. A Figura 7 apresenta a jazida do Solo B. A Figura 8 apresenta o mapa de localização da jazida do Solo B.

Figura 7 – Imagem de satélite da jazida do Solo B



Fonte: Google Earth. Acesso em: 09 dez. 2013.

Figura 8 – Mapa de localização da jazida do Solo B



Fonte: Arquivo pessoal.

3.1.2 Lignosulfonato de cálcio (lignina)

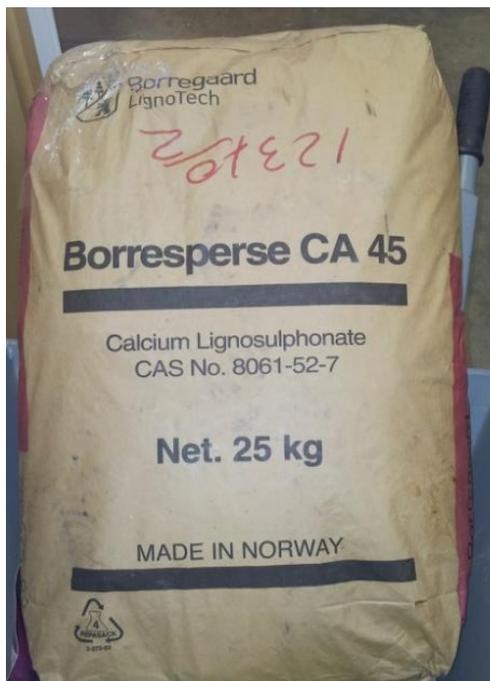
Segundo a *Deutsche Bauchemie* (2011, p. 14), Químicos para Construções Alemãs na tradução direta, o lignosulfonato é um composto polimérico altamente complexo, que juntamente com a celulose, são os componentes principais da madeira. Durante o processo de cozimento da madeira ela é separada da celulose. O lignosulfonato resultante pode ser considerado um produto natural modificado, sendo considerado atóxico. Isto tem sido verificado pelos resultados de estudos de toxicidade aguda e sub-aguda em diferentes espécies, administrada por via oral.

Estabilização de solo é uma das mais antigas aplicações dos lignossulfonatos, onde sua função aglutinante fornece proteção ao leito de rodagem em estradas, sem agredir o meio ambiente. A propriedade de ligação de produtos à base de lignina têm sido utilizados para o controle de poeiras, supressão de pó, a estabilização de estradas e desde o início do Século XX. Os derivados de lignina são aplicados nas mais diversas áreas, como mineração, briquetagem, aditivo plastificante para concreto, baterias, corante, alimentação animal, etc.

3.1.2.1 Lignotech Borresperse® CA 45

Segundo informações do fabricante (Borregaard LignoTech), o Borresperse® CA 45 (Figura 8) é um lignossulfonato, ou seja, sal derivado da lignina da madeira obtido a partir de uma fonte renovável (madeira de reflorestamento). Funciona por adsorção sobre o substrato e o efeito de ligação resulta de forças intermoleculares entre a lignina e o substrato. Isso forma um sistema vincutivo filme inativo. Acredita-se que o tamanho da molécula de ligação pode ter um efeito direto sobre a resistência de coesão. A molécula de lignina é única, pois tem vários grupos polares diferentes e sistemas aromáticos. Isto aumenta a afinidade da molécula resultando na melhoria da adesão, e torna-o adequado para uma vasta gama de substratos.

Primeiras investigações do mundo em desenvolvimento comercial e aplicação de lignina foram realizadas em Rothschild, vilarejo do Condado de Marathon, estado de Wisconsin. Em seus primeiros anos, Marathon CO (unidade de produção da Borregaard LignoTech EUA), seguido a prática comum na indústria na época, descarregava corantes de polpação diretamente para os rios. Em 1927, no entanto, Marathon designou um grupo de químicos e engenheiros para desenvolver produtos comerciais a partir dos sólidos orgânicos da solução de sulfito descartada. Os primeiros produtos resultantes eram os agentes de curtimento de couro. Mais tarde, as características da lignina como agentes ligantes e dispersantes tornou-se evidente. A Figura 9 apresenta uma unidade de 25 kg de lignina utilizado neste trabalho.

Figura 9 – Embalagem de lignina

Fonte: Arquivo pessoal.

3.2 Métodos

Este capítulo destina-se a descrever e caracterizar os materiais utilizados e os ensaios realizados no programa experimental.

Todos os ensaios realizados tiveram como referência as normas e os limites definidos pela ABNT e pela AASHTO, para que a caracterização física e mecânica do solo fosse a mais correta.

3.2.1 Massa específica real dos grãos dos solos

A massa específica real de um solo é o valor médio da massa específica dos grãos do solo com menos de 2mm de diâmetro, ou seja, os vazios não são computados. Seu valor é necessário para o cálculo do ensaio de sedimentação e a determinação do índice de vazios e demais índices físicos do solo. Tem como fundamentação teórica o princípio de Arquimedes, segundo o qual um corpo submerso num líquido desloca um volume deste igual ao volume do próprio corpo. A NBR 6508:1984 (ABNT, 1984) padroniza o ensaio. O ensaio de massa específica real dos grãos não é diretamente necessário para classificar os solos, porém, seu valor é necessário para os cálculos de sedimentação e do índice de vazios.

O ensaio consiste nos seguintes passos: pesar o picnômetro seco, colocar certa quantidade de solo (conforme a NBR 6508:1984) previamente imerso em água e dispersado no picnômetro e pesar o picnômetro com solo, adicionar água até metade do volume do picnômetro, aplicar vácuo de 88 kPa por 15 minutos. Acrescentar água até 1 cm abaixo da marca de referência e aplicar vácuo novamente por 15 minutos. Deixar o picnômetro em repouso até que sua temperatura se estabilize. Completar com água até a marca de referência, pesando-se em seguida o conjunto com resolução de 0,01g. Correlacionar matematicamente o peso do picnômetro com solo e água, com a curva de calibração do picnômetro com água, obtendo-se a massa específica real dos grãos. Repete-se o processo mais uma vez. Por norma são considerados satisfatórios, os resultados não diferem de mais de 0,02 g/m³.

3.2.2 Limites de Atterberg

3.2.2.1 Limite de liquidez

O Limite de Liquidez (LL) é definido como o teor de umidade necessário, com o qual uma ranhura, nele feita no aparelho de Casagrande, requer 25 golpes para se fechar. Realiza-se o ensaio diversas vezes, anotando-se o número de golpes para diferentes umidades. O LL é obtido pela interpolação dos resultados. A NBR 6459:1984 (ABNT, 1984) padroniza o procedimento de ensaio. A Figura 10 apresenta o aparelho desenvolvido por Casagrande para determinação do limite de liquidez.

Figura 10 – Aparelho de Casagrande

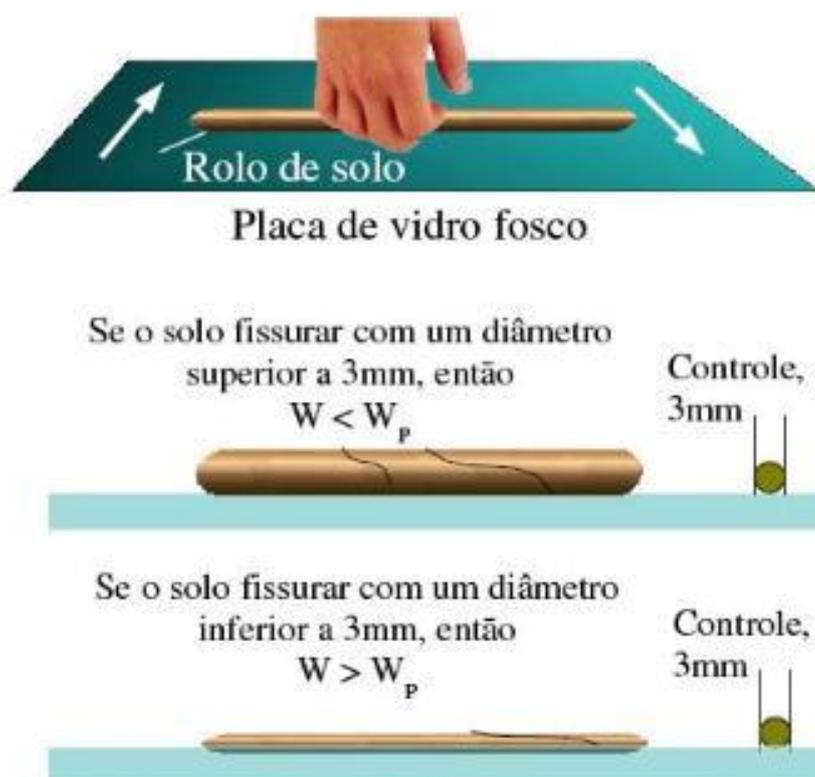


Fonte: Arquivo pessoal.

3.2.2.2 Limite de plasticidade

O Limite de Plasticidade (LP) é definido como o menor teor de umidade com o qual é possível moldar um cilindro padrão com 3 mm de diâmetro, rolando-se o solo com a palma da mão. A NBR 7180:1984 (ABNT, 1984) padroniza este procedimento. Na Figura 11 é apresentado o ensaio do limite de plasticidade, “W” significa a umidade e “W_p” o limite de plasticidade.

Figura 11 – Ensaio de limite de plasticidade



Fonte: Barison (Sem data).

3.2.2.3 Índice de plasticidade

O índice de plasticidade (IP) é uma maneira de avaliarmos a plasticidade do solo. O IP corresponde à faixa de valores de umidade do solo na qual ele se comporta de maneira plástica. É a diferença numérica entre o valor do limite de liquidez e o limite de plasticidade, conforme indicado na Equação 1.

$$IP = LL - LP$$

(1)

Segundo Jenkins(1993), citado por Caputo (2008), classifica-se o solo pelo seu IP:

IP = 0 → não plástico;

1 < IP < 7 → fracamente plástico;

7 < IP < 15 → medianamente plástico;

IP > 15 → altamente plástico.

3.2.3 Granulometria por peneiramento

Para realizar a classificação granulométrica, é necessário que uma amostra de solo seja submetida ao processo de peneiramento em uma série de peneiras de aberturas variadas. A NBR 7181:1984 (ABNT, 1984) indica que devem ser usadas as peneiras de abertura 50 mm, 38 mm, 25 mm, 19mm, 9,5 mm, 4,8 mm, 2,0 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15mm e 0,075 mm, como apresentado na Figura 12. A mesma NBR também indica como deve ser realizado o correto ensaio de peneiramento e o ensaio de sedimentação, o qual é submetida a fração de solo que passa na peneira de abertura 0,075 mm.

Figura 12 – Conjunto de peneiras normatizadas



Fonte: Disponível em: <http://www.splabor.com.br/blog/equipamentos-para-laboratorio/peneiras-granulometricas/>. Acesso em: 28 abr. 2013.

3.2.4 Granulometria por sedimentação

No ensaio de sedimentação, o tamanho das partículas é determinado baseado na lei de Stokes. A equação proposta por esta lei admite a partícula de solo com forma esférica e leva em consideração a velocidade de queda da mesma em cm/s, a massa específica (solo) em g/cm³, massa específica do fluido (água) em g/cm³, a viscosidade absoluta do fluido em g/cm.s e o diâmetro da esfera em cm.

Para Caputo (2008, p. 28), a lei de Stokes define a relação entre o diâmetro equivalente da partícula (d), o seu peso específico (γ_g) e sua velocidade (v) de sedimentação em um líquido de viscosidade (η) e peso específico (γ_a) conhecidos, conforme a equação 2:

$$v \equiv \frac{2}{9} \frac{\gamma_g - \gamma_a}{\eta} \left(\frac{d}{2} \right)^2 \quad (2)$$

Da lei de Stokes resulta o diâmetro equivalente da partícula e não o verdadeiro valor. A lei de Stokes é válida apenas para partículas menores que 0,2 mm e maiores que 0,2 micrón, pois estas são afetadas pelo movimento browniano, que nada mais é que o movimento aleatório de partículas num fluido por consequência dos choques da partícula com as moléculas ou átomos presentes no fluido.

3.2.5 Ensaio de compactação

No Brasil, a ABNT padronizou o Ensaio de Proctor com a NBR 7182:1986. O procedimento é descrito para a compactação de um corpo de prova e um molde cilíndrico de 10 cm de diâmetro e 12,73 cm de altura, em três camadas superpostas, aplicando-se um soquete de 2,5 kg caindo de uma altura de 30,5 cm, correspondendo a energia aplicada de, aproximadamente, 590 kN.m/m³. Ensaia-se geralmente com cinco umidades diferentes, até obter a curva de compactação do solo.

Com a evolução dos equipamentos de compactação de campo, algumas considerações de Proctor tiveram que ser atualizadas. Surgiram então os métodos de ensaio de compactação de laboratório Proctor intermediário e Proctor modificado. A Figura 13 apresenta um laboratorista realizando o ensaio.

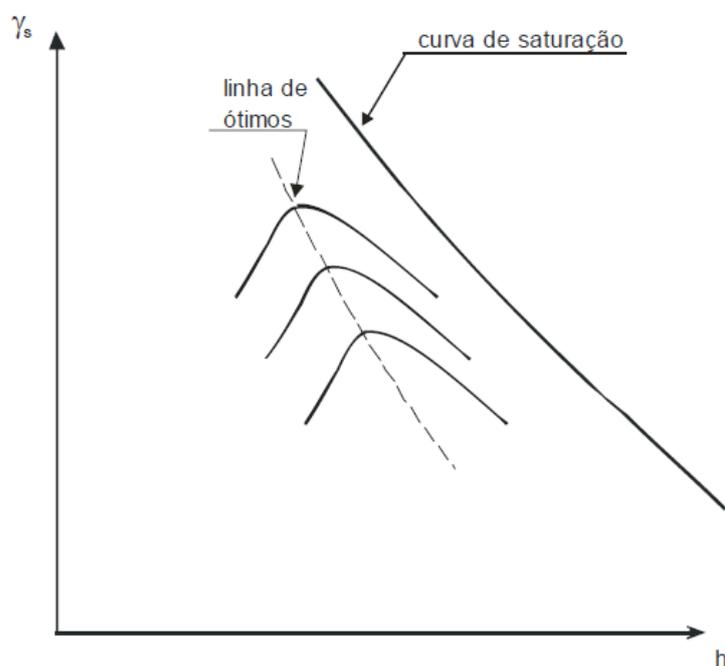
Figura 13 – Realização de ensaio de compactação

Fonte: Arquivo pessoal.

Com o ensaio são obtidos os valores de massa específica do solo compactado para diferentes níveis de umidade. Para fins práticos, é usado o valor de massa específica aparente seca do solo, que é calculada dividindo-se a massa específica pela umidade mais um. Então, com os valores de umidade e da massa específica aparente seca do solo é traçada a curva de compactação.

A curva de compactação mostra que há um determinado ponto, no qual a massa específica aparente seca é máxima. A umidade correspondente a essa massa específica aparente seca máxima é denominada então como umidade ótima. A Figura 14 apresenta uma curva de compactação para diferentes energias. A Figura 14 apresenta ainda uma curva de saturação, a qual indica a umidade na qual o solo está completamente saturado.

Figura 14 – Curva de compactação para diferentes energias



Fonte: DNIT, 2006.

3.2.4.2 Energia de compactação

Existem, então, três tipos diferentes de energia de compactação, a Proctor normal, a Proctor intermediária e a Proctor modificada. Na Tabela 4 estão indicadas as características de cada energia.

Tabela 4 – Energias de compactação

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: ABNT, 1986.

3.2.6 Dosagem de lignina pelos métodos do pH e ICL

Para dosar os teores de lignina adicionados ao solo inicialmente optou-se pelo método do pH, proposto por Eades e Grim, em 1966, bastante utilizado em estabilizações de solo-cal. O método consiste na determinação do teor mínimo de aditivo que produza um aumento de pH para 12,4. Outro método de dosagem, chamado de método ICL (Initial Consumption of Lime) proposto por Rogers *et al* (1997), também voltado para solo-cal, que consiste em encontrar o teor mínimo de aditivo que faça com que o pH atinja um valor constante máximo.

3.2.7 Moldagem dos corpos de prova

Para moldagem dos corpos de prova referentes ao ensaio de compressão simples, foram utilizados moldes cilíndricos partidos, de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A confecção dos corpos de prova foi realizada através dos procedimentos descritos por Dalla Rosa (2009, p. 61), consistindo em um processo de pesagem, mistura, pesagem, compactação, desmoldagem, pesagem, aferição, acondicionamento, armazenagem e cura.

Após os cálculos de dosagem, foi realizada a pesagem dos materiais (solo, lignina e água) com resolução de 0,01g, o solo e a lignina foram então misturados com o auxílio de uma espátula metálica, até que a mistura adquira uniformidade. Em seguida, a água foi adicionada continuando o processo de mistura, até a obtenção de homogeneidade.

A quantidade de solo, lignina e água constituem a massa total. Assim, a quantidade de lignina, bem como a quantidade de água necessária para cada mistura foi calculada em relação à massa de solo. A quantidade total de mistura permite a moldagem dos corpos de prova.

Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo-lignina necessária para confecção de um corpo de prova é dividida em três partes iguais, devidamente pesadas, e então compactadas estaticamente no interior do molde de ferro fundido devidamente lubrificado, de maneira que cada camada atinja o peso específico aparente definido. Durante o processo de moldagem, deve-se tomar o cuidado de escarificar levemente os topos acabados das primeira e segunda camada para aumentar a integração entre as camadas.

Concluído o processo de moldagem, o corpo de prova foi imediatamente extraído do molde, sua massa e medidas devidamente anotados com resolução de 0,01g e 0,1mm respectivamente. Sua massa específica foi então calculada e caso estiver com valor entre as massas específicas relativas ao solo compactado entre 99% e 101%, o mesmo é aceito. Então o corpo de prova foi armazenado em um saco plástico devidamente identificado e vedado, evitando-se assim variações significativas no teor de umidade. Em seguida os corpos de prova foram armazenados em câmara úmida e curados por períodos de 7, 14 e 28 dias.

Serão considerados aptos, os corpos de prova que atendam além da faixa de compactação, as seguintes dimensões:

- Diâmetro: $50 \pm 0,5\text{mm}$;
- Altura: $100 \pm 1,0\text{mm}$.

Foram moldados conjuntos de três corpos de prova aleatoriamente para cada dosagem e período de cura. Cada conjunto foi moldado em um mesmo dia afim de que passem pelo mesmo período de cura.

3.2.8 Compressão simples

Este ensaio consiste em ensaiar os corpos de prova em uma prensa aberta em que só se tem condição de aplicar a pressão axial, uma vez que, sendo a prensa aberta não há condição de aplicar pressões laterais. Logo só é aplicável a solos coesivos. Os valores desses ensaios são extremamente limitados na sua interpretação. Não existe nenhuma Norma Brasileira que padroniza o método de ensaio, sendo esta padronização dada pela adoção de um mesmo sistema por diversos autores, podendo-se basear na norma americana da AASHTO. A Figura 15 apresenta a prensa de ensaio de compressão simples.

Figura 15 – Prensa de ensaio de compressão simples



Fonte: Arquivo pessoal.

3.2.9 Índice de suporte Califórnia

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC), ou California Bearing Ratio (CBR) foi idealizado por O.J. Poter, diretor da Divisão de Materiais do Califórnia Highway Department, no final dos anos 30, para definir a resistência dos materiais granulares empregados em pavimentação.

Segundo o DNIT (2006), o ISC é um ensaio que relaciona a pressão necessária para produzir a penetração de um pistão num corpo de prova de solo e a pressão necessária para produzir a mesma penetração em um corpo de prova padrão.

Para realizar o ensaio de ISC, são moldados corpos de prova do material em estudo com diferentes teores de umidade, sendo estes indicados pelos ensaios de compactação ($h_{ót}$). Sobre estes corpos de prova são colocados anéis de contrapeso, que tem a função de simular as cargas do pavimento. O ensaio em si é realizado após os corpos de prova terem permanecido 4 dias em imersão. Durante esse período são feitas as leituras de expansão conforme estabelece a NBR 9895:1987 (ABNT, 1987). O ISC é relacionado a uma resistência padrão e determinado somente para 2,54 e 5,08 mm de penetração.

Para os solos granulares, as amostras são compactadas na umidade ótima, para três energias de compactação diferentes, em virtude da natureza desses materiais que muitas vezes não geram resultados confiáveis. Nesses solos, a expansão não tem muita influencia nos resultados do ISC. A argila apresenta expansão natu-

ral, diferentemente dos solos granulares. Para amostras de solo argilosas, costuma-se realizar ensaios variando as condições de umidade e densidade, também podem usar três energias diferentes. O resultado do ensaio, em porcentagem, é utilizado nas equações empíricas para o dimensionamento de pavimentos flexíveis, através do Método do DNER. A Figura 16 apresenta um exemplo do aparelho usado no ensaio do ISC, que para este trabalho, é o mesmo do ensaio de compressão simples.

Figura 16 – Prensa de ensaio de ISC



Fonte: Arquivo Pessoal.

O DNER (1994) padroniza os valores limite do ISC e da expansão impostas para seu método de dimensionamento. Os valores limite são os seguintes:

- Os materiais do subleito devem apresentar $ISC \geq 2\%$ e expansão $\leq 2\%$;
- Os materiais para reforço do subleito devem apresentar ISC maior que o do subleito e expansão $< 1\%$;
- Os materiais para a sub-base devem apresentar $ISC \geq 20\%$ e expansão $< 1\%$, com IG igual a 0;
- Os materiais para a base devem apresentar $ISC \geq 80\%$ e expansão $< 0,5\%$, $LL \geq 25\%$ e $IP \geq 6\%$.

No Brasil, a NBR 9895:1987 (ABNT, 1987) prescreve o método para determinar os valores do ISC e da expansão de solos em laboratório.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os ensaios realizados no programa experimental. Como descrito anteriormente, todos os ensaios realizados tiveram como referência as normas e os limites definidos pela ABNT e pela AASHTO, para que a caracterização física e mecânica do solo fosse a mais correta, sendo o quarteamento realizado em quarteador normatizado e a preparação dos solos para os ensaios realizado conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1984).

4.1 Caracterização dos solos

Inicialmente, a fim de se conhecer os solos deste trabalho, foi realizada a caracterização dos mesmos, sendo para tanto, utilizada a estrutura do Laboratório de Solos e Pavimentação do Curso de Engenharia Civil da UNISC. A bateria de ensaios iniciou-se com a determinação da massa específica dos grãos dos solos, sendo em seguida realizada a análise granulométrica e os limites de Atterberg. Com tais resultados foi possível realizar a caracterização dos solos A e B.

4.1.1 Massa específica real dos grãos dos solos

O ensaio de massa específica real dos grãos dos solos foi realizado conforme as prescrições da NBR 6508 (ABNT, 1984), sendo realizados dois ensaios idênticos para cada solo.

A análise da massa específica é de fundamental importância para a determinação do índice de vazios e da sedimentação, para tanto, a precisão neste ensaio é fundamental. Conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984), os resultados são considerados satisfatórios quando não diferem em mais de $0,02 \text{ g/cm}^3$. Porém, para que tal precisão seja encontrada, é necessária uma balança de precisão de duas casas decimais. A balança com maior precisão encontrada no Laboratório de Solos do Curso de Engenharia Civil da UNISC possui precisão de duas casas decimais, porém, somente até 1000g, sendo que acima deste peso, a mesma registra apenas uma casa decimal. Como a massa do picnômetro cheio é maior que 1000g, optou-se por aceitar resultados com variação máxima de $0,2 \text{ g/cm}^3$. A Figura 17 apresenta o ensaio de massa específica real dos grãos do Solo A sendo realizado.

Figura 17 – Ensaio de massa específica real dos grãos do Solo A



Fonte: Arquivo pessoal.

Os resultados de massa específica real dos grãos são apresentados na Tabela 5, sendo que, para o Solo A encontrou-se uma massa específica média de 2,71 g/cm³ e para o Solo B encontrou-se o valor de 2,63 g/cm³. Percebe-se que mesmo com o problema das casas decimais da balança, os resultados encontram-se dentro da variação máxima exigida por norma.

Tabela 5 – Resultados de massa específica real dos grãos

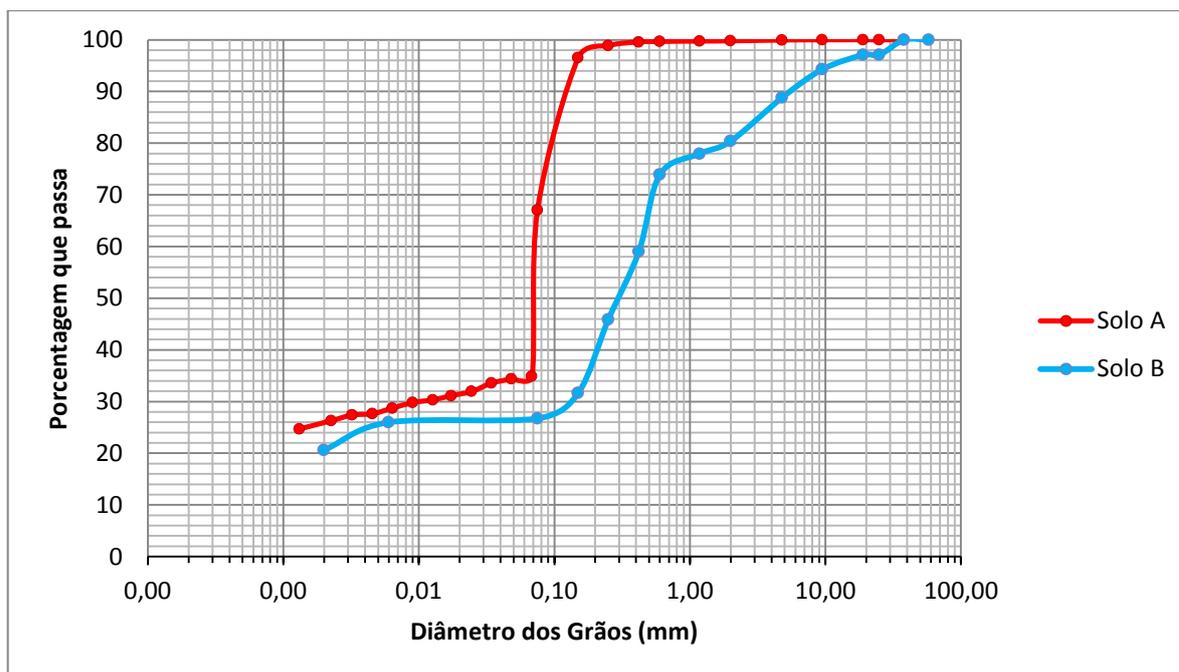
Massa Específica Real dos Grãos (g/cm³)			
Solo	Ensaio 1 (g/cm ³)	Ensaio 2 (g/cm ³)	Média (g/cm ³)
Solo A	2,714	2,707	2,71
Solo B	2,625	2,635	2,63

Fonte: Arquivo pessoal.

4.1.2 Granulometria

O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com a NBR 7181 (ABNT, 1984). Os solos foram analisados por peneiramento e sedimentação com o uso do defloculante Hexametáfosfato de sódio. As curvas granulométricas dos Solos A e B são apresentadas na Figura 18.

Figura 18 – Curva granulométrica dos Solos A e B



Fonte: Arquivo pessoal.

Percebe-se que o Solo A apresenta uma granulometria mal graduada, basicamente formada por grãos finos, onde mais de 50% do material passa na peneira número 200 (#0,075mm). O Solo A praticamente não apresenta material grosso.

A curva granulométrica do Solo B apresentada um solo bem graduado, possuindo menos finos que o Solo A, é formado por grãos de granulometrias bastante variadas, onde menos de 30% do material passa na peneira número 200 (#0,075mm). Percebe-se também pela curva granulométrica que o Solo B possui mais material grosso que o Solo A.

4.1.2 Limites de Atterberg

Os ensaios de limites de Atterberg foram realizados na quantidade de três ensaios para cada solo, pois, como se trata de um ensaio bastante rudimentar, com influencia muito grande do ser humano, está sujeito a uma variabilidade de resultados muito grande. A Figura 19 apresenta um ensaio de limite de liquidez do Solo B. Com os resultados em mãos, realizaram-se os cálculos encontrando os valores médios de LL e LP, bem como os valores de IP.

Figura 19 – Ensaio de limite de liquidez do Solo B

Fonte: Arquivo pessoal.

Em virtude da oscilação nos resultados, aplicou-se o método estatístico do desvio padrão, que consiste no cálculo da média, desvio médio, variância, desvio padrão e o teste de aceitação, onde são aceitos os resultados que possuem desvio médio menor ou igual ao desvio padrão. Em seguida, fez-se a média dos valores aceitos. Os dados dos ensaios de limites de Atterberg, bem como os gráficos de LL são apresentados nos ANEXOS A ao F. A Tabela 6 apresenta os resultados dos ensaios de limites de Atterberg para o Solo A, bem como os resultados estatísticos e os valores adotados.

Tabela 6 – Resultados dos ensaios de limites de Atterberg para o Solo A

Limites de Atterberg Solo A									
Limite		Média	Desvio Médio	Variância	Desvio Padrão	Teste	LL adotado	LP adotado	IP calculado
LL1	33,7	33,07	0,63	5,24	2,29	OK!	33,7	16,7	17
LL2	30		-3,07			Descartado!			
LL3	35,5		2,43			Descartado!			
LP1	16,7	16,70	0,00	3,84	1,96	OK!			
LP2	14,3		-2,40			Descartado!			
LP3	19,1		2,40			Descartado!			

Fonte: Arquivo pessoal.

A Tabela 7 apresenta os resultados dos ensaios de limites de Atterberg para o Solo A, bem como os resultados estatísticos e a os valores adotados.

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de limites de Atterberg para o Solo B

Limites de Atterberg Solo B									
Limite		Média	Desvio Médio	Variância	Desvio Padrão	Teste	LL adotado	LP adotado	IP calculado
LL1	35,5	35,50	0,00	0,11	0,33	OK!	35,5	22,8	12,7
LL2	35,1		-0,40			Descartado!			
LL3	35,9		0,40			Descartado!			
LP1	22,6	22,80	-0,20	2,43	1,56	OK!			
LP2	21		-1,80			Descartado!			
LP3	24,8		2,00			Descartado!			

Fonte: Arquivo pessoal.

4.1.3 Classificação dos solos

Com os resultados de granulometria e de limites de Atterberg, é possível classificar os solos. Neste trabalho ambos os solos foram classificados através da classificação da norma da AASHTO e pelo sistema SUCS.

O Solo A, apresentou um limite de liquidez médio de 33,7%, um limite de plasticidade médio de 16,7%, um índice de plasticidade de 17% e com mais de 67% do solo passando na peneira de número 200 (#0,075mm), logo, temos segundo o sistema de classificação da AASHTO, um solo do grupo A6(4), que é um solo argiloso, com qualidade satisfatória a deficiente para subleitos de rodovias. Segundo o sistema de classificação SUCS, o Solo A é um solo do grupo CL, ou seja, uma argila de baixa plasticidade arenosa. O que mostra a convergência dos dois sistemas de classificação de solos.

O Solo B apresentou algumas características semelhantes ao Solo A, tendo um limite de liquidez médio de 36%, um limite de plasticidade médio de 22,8%, um índice de plasticidade de 12,7% e com mais de 40% do solo passando na peneira de número 200 (#0,075mm), porém, segundo o sistema de classificação da AASHTO, é um solo do grupo A2-6(1), que é um solo arenoso, com qualidade satisfatória a deficiente para subleitos de rodovias. Segundo o sistema de classificação SUCS, o Solo A é um solo do grupo SC, ou seja, uma areia argilosa.

4.2 Compactação, ISC e Expansão

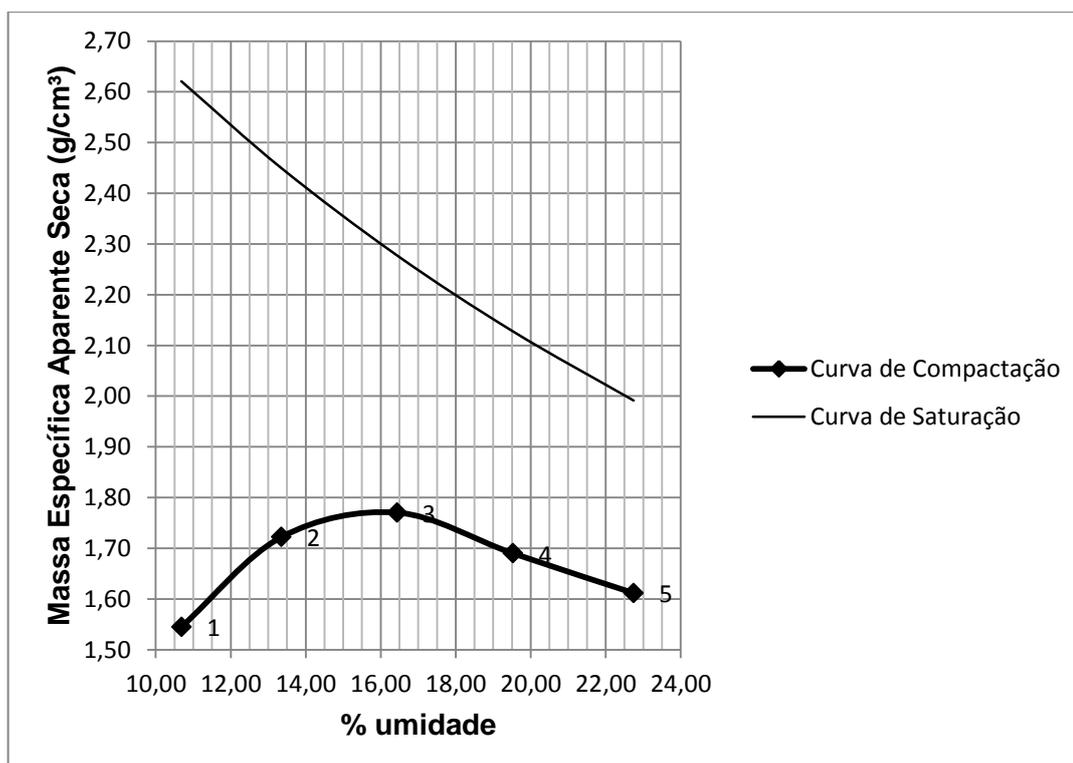
Os Índices mecânicos dos solos compreendem a compactação, ISC e expansão. Os ensaios de compactação são realizados para se obter a umidade ótima necessária para a moldagem dos corpos de prova.

4.2.1 Compactação

A partir dos resultados dos ensaios de compactação é possível calcular com exatidão a quantidade de água necessária para a moldagem dos corpos de prova. Para ter uma maior precisão, os ensaios de compactação foram duplicados, ou seja, realizou-se dois ensaios para cara solo, considerando-se a média entre os dois ensaios, como o resultado. Como os resultados dos dois ensaios, em ambos os solos, se mostraram muito próximos, todos foram aceitos.

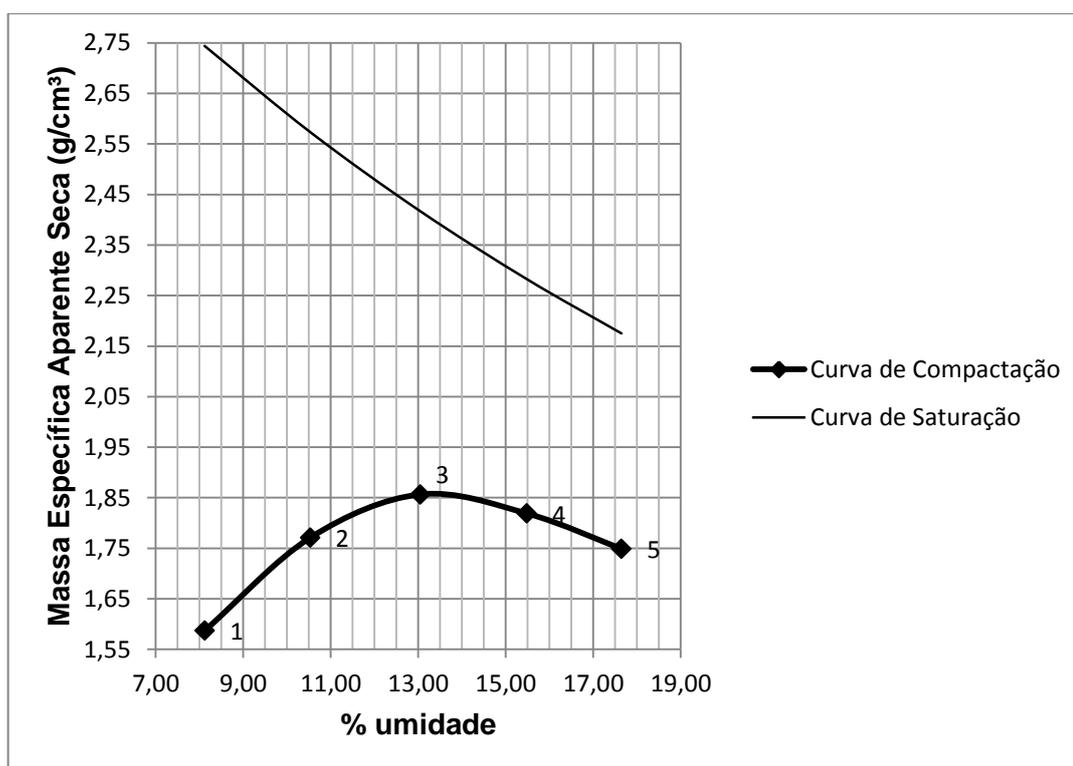
A Figura 20 apresenta a curva de compactação típica do Solo A, bem como a curva de saturação do mesmo, e a Figura 21 apresenta os mesmos parâmetros em relação ao Solo B.

Figura 20 – Curva de compactação para o Solo A



Fonte: Arquivo pessoal.

Figura 21 – Curva de compactação para o Solo B



Fonte: Arquivo pessoal.

Na Tabela 8 são apresentados os valores de umidade ótima ($H_{ót}$) encontrados, bem como os valores de massa específica aparente seca, para ambos os solos.

Tabela 8 – Resultados dos ensaios de compactação

Solo	Ensaio 1		Ensaio 2		Valores Adotados	
	$H_{ót}$ (%)	$\gamma_{máx}$ (g/cm³)	$H_{ót}$ (%)	$\gamma_{máx}$ (g/cm³)	$H_{ót}$ (%)	$\gamma_{máx}$ (g/cm³)
Solo A	16,0	1,78	15,5	1,77	15,75	1,775
Solo B	13,5	1,87	13,5	1,89	13,5	1,880

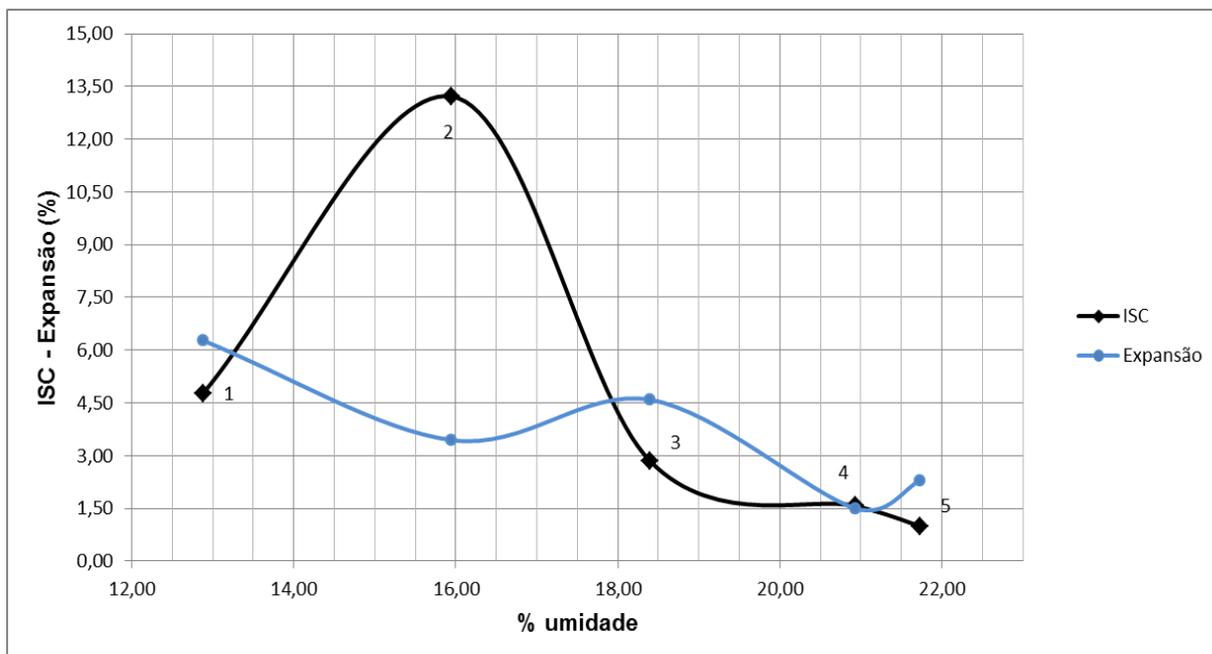
Fonte: Arquivo pessoal.

4.2.2 ISC

Muito utilizado como parâmetro de resistência de solos com aplicação em estradas, o ensaio de índice de suporte Califórnia, ou simplesmente ISC, também foi alvo de estudo. O ISC fornece parâmetros de resistência e expansão do solo em estudo. Como é interesse deste a aplicação dos resultados em estradas, o ensaio de ISC foi realizado. Para tanto, com cada solo foram moldados cinco corpos de prova

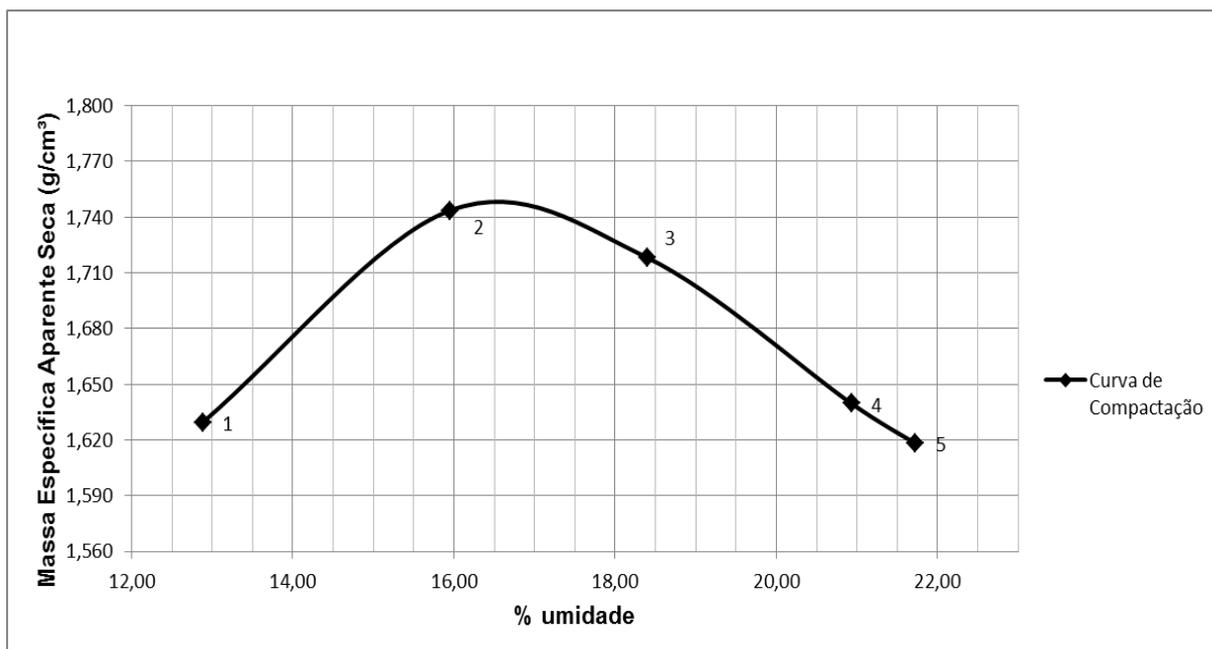
com umidades diferentes, que permaneceram 4 dias submersos e depois foram rompidos. Os resultados de ISC e expansão do Solo A estão representados no gráfico da Figura 22. Já a Figura 23 apresenta a curva de compactação do Solo A.

Figura 22 – Gráfico de ISC e expansão do Solo A



Fonte: Arquivo pessoal.

Figura 23 – Curva de compactação para o Solo A

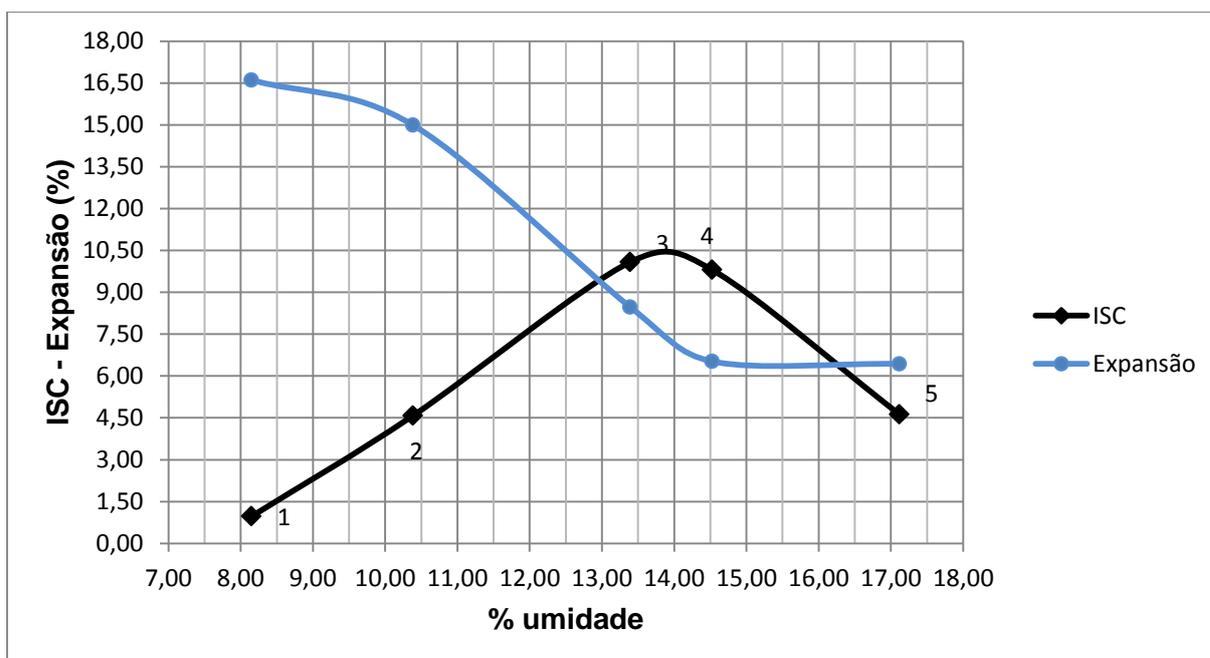


Fonte: Arquivo pessoal.

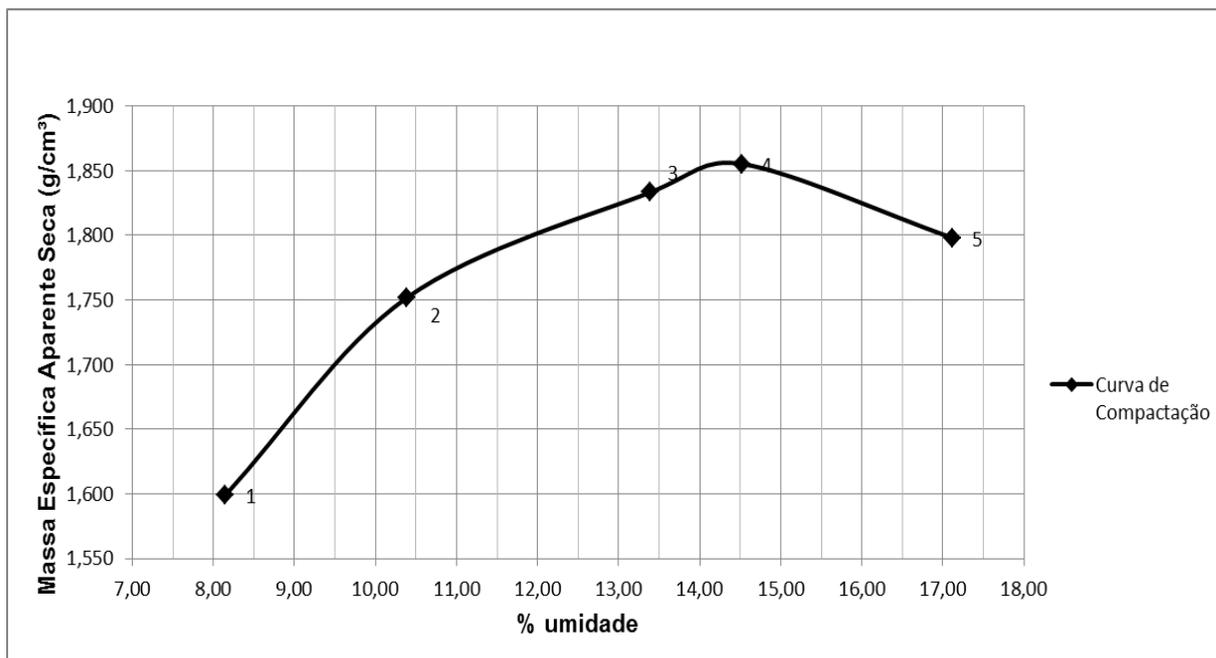
A partir da Figura 22 é possível ver que o ISC é maior no ponto de maior compactação. Já na Figura 23 percebe-se que a umidade ótima do solo é praticamente a mesma dos ensaios de compactação, ou seja, entre 15,5% e 16,5%. O valor de massa específica aparente seca máximo também está bastante próximo dos resultados de compactação, sendo que no ensaio de compactação encontrou-se um valor de $1,775\text{g/cm}^3$ e no ensaio de ISC $1,75\text{g/cm}^3$. Esta variação pode ocorrer devido a inexperiência da pessoa que realiza o ensaio. Mas, por outro lado, estes resultados mostram que as correlações entre as energias de Proctor normal de soquete pequeno e soquete grande estão corretas.

Os resultados de ISC e expansão do Solo B são apresentados na Figura 24 e a curva de compactação do mesmo é mostrada na Figura 25. As mesmas observações feitas sobre o outro solo podem ser feitas agora, como os valores de umidade e massa específica aparente, que estão muito próximos com os resultados obtidos nos ensaios de compactação. Percebe-se no Solo B um ISC menor, se em relação ao Solo A. Enquanto o Solo B apresenta um ISC máximo de 10,5%, o Solo A apresenta um ISC máximo de aproximadamente 13,2%, o que torna o Solo A mais propício para uso em subleitos de rodovias.

Figura 24 – Gráfico de ISC e expansão do Solo B



Fonte: Arquivo pessoal.

Figura 25 – Curva de compactação para o Solo B

Fonte: Arquivo pessoal.

4.2.3 Expansão

Juntamente com o ISC encontram-se os resultados de expansão do solo. Os resultados de expansão do Solo A estão representados graficamente na Figura 22. Percebe-se uma variação dos resultados, esta variação pode ter vários motivos, como dito anteriormente, pode ser em função da inexperiência de quem realiza o ensaio, pode ser em função de problemas técnicos dos acessórios do ensaio, ou ainda erro de leitura do expansímetro. O Solo B apresenta uma expansão muito maior que o Solo A, logo, sua aplicação em subleitos de rodovias não é indicado.

4.3 Dosagem e moldagem dos corpos de prova

Com todos os resultados referentes às características dos solo, iniciou-se o processo de dosagem de aditivo e moldagem dos corpos de prova para ensaio de compressão simples.

4.3.1 Dosagem de lignosulfonato de cálcio

Inicialmente optou-se por tentar dosar os teores de lignina pelo método do pH, para tanto, fez-se uso de um pHmetro GEHAKA PG-1400, que permite tanto a leitura do potencial hidrogeniônico quanto da temperatura de forma simultânea. Ao realizar-se as medições de pH, observou-se que diferentes teores de lignina resultaram em valores de pH praticamente idênticos nas misturas, excluindo a possibilidade de uso do método do pH para dosagem. Como é baseado na variação de pH, o método do ICL, também não é aproveitável. Em face a estes problemas, optou-se pela dosagem de lignina por valores indicados pelo Professor Engenheiro M. SC. Marco Antonio Pozzobon, sendo estes, 1,5%, 3% e 6%. A Figura 26 apresenta o procedimento do pH.

Figura 26 – Ensaio de pH



Fonte: Arquivo pessoal.

A Tabela 9 apresenta os resultados do ensaio de pH.

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de pH

Solo	Teor de Lignina adicionado	pH	Temperatura (°C)
Solo A	0%	4,22	21,1
Solo A	1% = 0,2g	4,57	24,3
Solo A	3% = 0,6g	4,55	24,1
Solo A	5% = 1,0g	4,55	21,1
Solo A	7% = 1,4g	4,55	24,0
Solo A	9% = 1,8g	4,57	24,1
Solo B	0%	4,05	21,3
Solo B	1% = 0,2g	4,38	21,7
Solo B	3% = 0,6g	4,28	21,8
Solo B	5% = 1,0g	4,30	21,9
Solo B	7% = 1,4g	4,38	21,9
Solo B	9% = 1,8g	4,46	22,2
Água Destilada	-	5,96	21,4
Lignosulfonato de Cálcio	100%	5,22	21,9

Fonte: Arquivo pessoal.

4.3.2 Moldagem dos corpos de prova

Foram utilizados para os ensaios de compressão simples, corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A confecção dos corpos de prova foi realizada através dos procedimentos descritos por Dalla Rosa (2009, p. 61), conforme explicados no subtítulo 3.2.7. Alguns corpos de prova tiveram que ser refeitos, pois não atendiam os critérios pré-estabelecidos. Para tanto utilizou-se a mesma amostra de solo, que foi devidamente destorroada e novamente misturada para depois ser compactada.

Ao iniciar o processo de moldagem dos primeiros corpos de prova com adição de lignina, percebeu-se que ao adicionar o aditivo e posteriormente a água, o solo apresentava uma plasticidade muito maior que a plasticidade do solo puro, sendo que não foi possível moldar os corpos de prova, pois o solo parecia estar saturado. Então o solo-lignina foi descartado e uma nova porção utilizada. Nesta nova porção adicionou-se a mesma quantidade de lignina que anteriormente, porém uma quantidade menor de água e após a mistura, o solo era compactado. Aos poucos mais

água era adicionada até que fosse possível moldar o corpo de prova dentro dos padrões inicialmente estabelecidos de massa específica aparente.

Após conseguir moldar o primeiro corpo de prova, alguns cálculos foram realizados onde percebeu-se que para cada 1,0% de lignina que era adicionada, o teor de umidade ótima era reduzido em 5% ($H_{ót} = 15\%$, adicionando 1% de lignina, $15\% \times 95\% \Rightarrow H_{ót} = 14,25\%$). Este parâmetro foi utilizado nas demais moldagens, sendo que ao se adicionar 6% de lignina, trabalhava-se com 70% da umidade ótima.

Como inicialmente foram moldados os corpos de prova de 28 dias, por segurança optou-se por moldar 5 unidades para cada teor de lignina. Após as moldagens, os corpos de prova permaneceram curando em câmara úmida por períodos de 7, 14 e 28 dias, como é apresentado na Figura 27.

Figura 27 – Corpos de prova na câmara úmida



Fonte: Arquivo pessoal.

4.4 Compressão simples

Após os períodos de cura os corpos de prova foram movidos da câmara úmida para o ensaio de compressão simples. Inicialmente adotou-se o sistema de submergir os corpos de prova em água por 24 horas, a fim de rompê-los saturados, pois esta é na prática a pior situação. Porém, os primeiros corpos de prova a serem rompidos (Solo A – 7 dias), após ficarem submersos por 24 horas, simplesmente ficaram inutilizados. A Figura 28 apresenta alguns corpos de prova de 7 dias que estavam

submersos. Alguns corpos de prova mantiveram sua integridade, mas ao abrir-se a embalagem plástica e tentar manipulá-los, os mesmos se partiam. Em virtude desse fato, optou-se por romper os corpos de prova no estado natural. Na falta de tempo hábil para a realização de nova moldagem, os mesmos foram desconsiderados no ensaio de resistência a compressão simples. A Figura 29 apresenta um corpo de prova rompido. Não foi percebida perda de umidade dos corpos de prova durante o período de cura.

Figura 28 – Corpos de prova de 7 dias do Solo A



Fonte: Arquivo pessoal.

Figura 29 – Corpos de prova rompido do Solo A



Fonte: Arquivo pessoal.

Com os demais corpos de prova não houve problemas, sendo que os mesmos foram rompidos. Em virtude da oscilação nos resultados, aplicou-se o método estatístico do desvio padrão, que consiste no cálculo da média, desvio médio, variância, desvio padrão e o teste de aceitação, onde são aceitos os resultados que

possuem desvio médio menor ou igual ao desvio padrão. Em seguida, fez-se a média dos valores aceitos. Os resultados de resistência, bem como a análise estatística do Solo A com 14 dias de cura são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Resultados de compressão simples do Solo A – 14 dias

% de lignina	Corpo-de-prova	Área	Carga	Resistência	Média	Desvio	Variância	Desvio	Aceitação	Média
		cm ²	kgf	kPa	kPa	Médio	-	Padrão		kPa
0,0%	CP1	19,41	48	247,32	285,11	-37,79	1156,35	34,01	Descartado!	278,2
	CP2	19,41	54	278,24		-6,87			OK!	
	CP3	19,41	64	329,76		44,66			Descartado!	
1,5%	CP1	19,41	77	396,75	388,16	8,59	395,28	19,88	OK!	401,9
	CP2	19,41	70	360,68		-27,48			Descartado!	
	CP3	19,41	79	407,05		18,89			OK!	
3,0%	CP1	19,41	48	247,32	376,14	-128,81	10637,23	103,14	Descartado!	381,3
	CP2	19,41	74	381,29		5,15			OK!	
	CP3	19,41	97	499,80		123,66			Descartado!	
6,0%	CP1	19,41	84	432,81	498,08	-65,27	3899,73	62,45	Descartado!	479,2
	CP2	19,41	93	479,19		-18,89			OK!	
	CP3	19,41	113	582,24		84,16			Descartado!	

Fonte: Arquivo pessoal.

A Tabela 11 apresenta os resultados de resistência a compressão simples do Solo A para um período de cura de 28 dias. Percebe-se que para o tempo de cura de 28 dias existem cinco corpos de prova para o Solo A.

Tabela 11 – Resultados de compressão simples do Solo A – 28 dias

% de lignina	Corpo-de-prova	Área	Carga	Resistência	Média	Desvio	Variância	Desvio	Aceitação	Média
		cm ²	kgf	kPa	kPa	Médio	-	Padrão		kPa
0,0%	CP1	19,41	x	-	352,95	-	617,26	24,84	-	352,95
	CP2	19,41	74	381,29		28,34			Descartado!	
	CP3	19,41	71	365,83		12,88			OK!	
	CP4	19,41	61	314,31		-38,64			Descartado!	
	CP5	19,41	68	350,37		-2,58			OK!	
1,5%	CP1	19,41	141	726,51	815,13	-88,62	9508,72	97,51	OK!	819,26
	CP2	19,41	157	808,95		-6,18			OK!	
	CP3	19,41	144	741,97		-73,17			OK!	
	CP4	19,41	155	798,65		-16,49			OK!	
	CP5	19,41	194	999,60		184,46			Descartado!	
3,0%	CP1	19,41	158	814,10	860,48	-46,37	1295,58	35,99	Descartado!	870,78
	CP2	19,41	168	865,63		5,15			OK!	
	CP3	19,41	175	901,70		41,22			Descartado!	
	CP4	19,41	160	824,41		-36,07			Descartado!	
	CP5	19,41	174	896,54		36,07			Descartado!	
6,0%	CP1	19,41	155	798,65	906,85	-108,20	4396,48	66,31	Descartado!	917,15
	CP2	19,41	173	891,39		-15,46			OK!	
	CP3	19,41	188	968,68		61,83			OK!	
	CP4	19,41	191	984,14		77,29			Descartado!	
	CP5	19,41	173	891,39		-15,46			OK!	

Fonte: Arquivo pessoal.

Os resultados de resistência a compressão simples do Solo B são apresentados nas Tabelas 12, 13 e 14.

Tabela 12 – Resultados de compressão simples do Solo N – 7 dias

% de lignina	Corpo-de-prova	Área	Carga	Resistência	Média	Desvio	Variância	Desvio	Aceitação	Média
		cm ²	kgf	kPa	kPa	Médio	-	Padrão		kPa
0,0%	CP1	19,41	34	175,19	266,22	-91,03	4182,91	64,68	Descartado!	304,00
	CP2	19,41	59	304,00		37,79			OK!	
	CP3	19,41	62	319,46		53,24			OK!	
1,5%	CP1	19,41	102	525,56	551,32	-25,76	371,68	19,28	Descartado!	556,48
	CP2	19,41	108	556,48		5,15			OK!	
	CP3	19,41	111	571,93		20,61			Descartado!	
3,0%	CP1	19,41	95	489,49	546,17	-56,68	1610,63	40,13	Descartado!	574,51
	CP2	19,41	112	577,09		30,92			OK!	
	CP3	19,41	111	571,93		25,76			OK!	
6,0%	CP1	19,41	52	267,93	307,44	-39,50	1138,65	33,74	Descartado!	304,00
	CP2	19,41	59	304,00		-3,44			OK!	
	CP3	19,41	68	350,37		42,94			Descartado!	

Fonte: Arquivo pessoal.

Tabela 13 – Resultados de compressão simples do Solo B – 14 dias

% de lignina	Corpo-de-prova	Área	Carga	Resistência	Média	Desvio	Variância	Desvio	Aceitação	Média
		cm ²	kgf	kPa	kPa	Médio	-	Padrão		kPa
0,0%	CP1	19,41	34	175,19	231,86	-56,68	1610,63	40,13	Descartado!	260,20
	CP2	19,41	50	257,63		25,76			OK!	
	CP3	19,41	51	262,78		30,92			OK!	
1,5%	CP1	19,41	106	546,17	580,52	-34,35	2731,58	52,26	OK!	543,59
	CP2	19,41	105	541,02		-39,50			OK!	
	CP3	19,41	127	654,37		73,85			Descartado!	
3,0%	CP1	19,41	93	479,19	479,19	0,00	283,19	16,83	OK!	479,19
	CP2	19,41	89	458,58		-20,61			Descartado!	
	CP3	19,41	97	499,80		20,61			Descartado!	
6,0%	CP1	19,41	54	278,24	321,18	-42,94	1138,65	33,74	Descartado!	324,61
	CP2	19,41	70	360,68		39,50			Descartado!	
	CP3	19,41	63	324,61		3,44			OK!	

Fonte: Arquivo pessoal.

Novamente percebe-se que para o tempo de cura de 28 dias existem cinco corpos de prova para o Solo B.

Tabela 14 – Resultados de compressão simples do Solo B – 28 dias

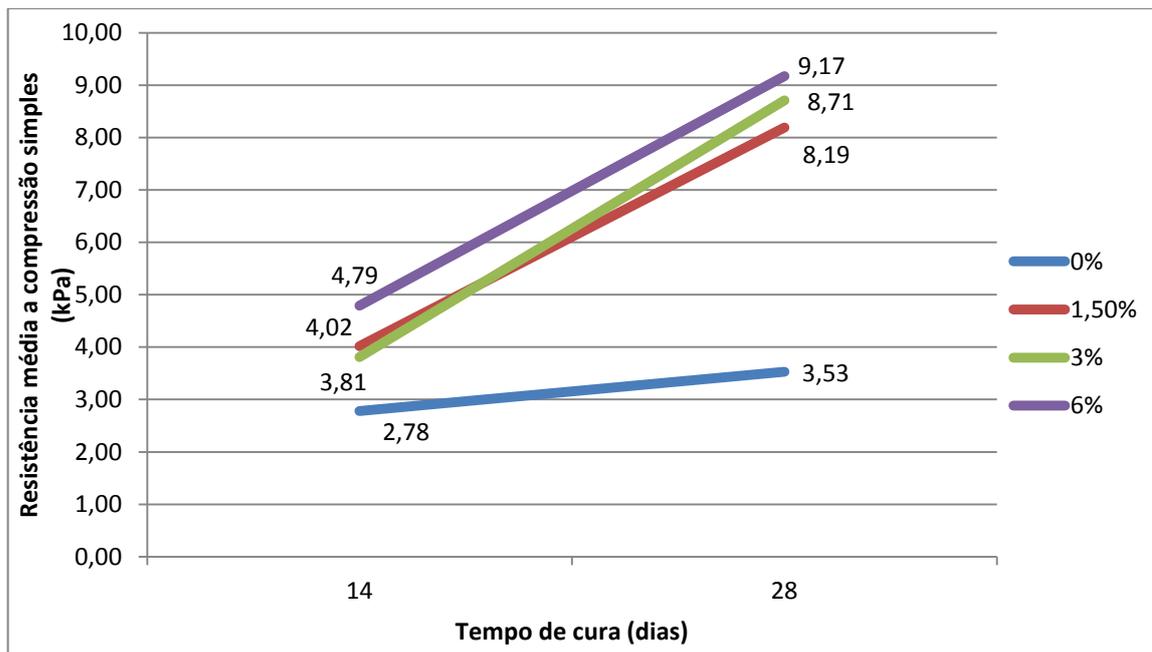
% de lignina	Corpo-de-prova	Area	Carga	Resistência	Média	Desvio	Variância	Desvio	Aceitação	Média
		cm ²	kgf	kPa	kPa	Médio	-	Padrão		kPa
0,0%	CP1	19,41	50	257,63	308,12	-50,50	726,38	26,95	Descartado!	320,75
	CP2	19,41	59	304,00		-4,12			OK!	
	CP3	19,41	62	319,46		11,34			OK!	
	CP4	19,41	64	329,76		21,64			OK!	
	CP5	19,41	64	329,76		21,64			OK!	
1,5%	CP1	19,41	71	365,83	440,03	-74,20	14194,06	119,14	OK!	389,02
	CP2	19,41	70	360,68		-79,35			OK!	
	CP3	19,41	63	324,61		-115,42			OK!	
	CP4	19,41	125	644,07		204,04			Descartado!	
	CP5	19,41	98	504,95		64,92			OK!	
3,0%	CP1	19,41	90	463,73	480,22	-16,49	2096,29	45,79	OK!	472,32
	CP2	19,41	83	427,66		-52,56			Descartado!	
	CP3	19,41	87	448,27		-31,95			OK!	
	CP4	19,41	108	556,48		76,26			Descartado!	
	CP5	19,41	98	504,95		24,73			OK!	
6,0%	CP1	19,41	67	345,22	379,23	-34,01	1524,96	39,05	OK!	381,29
	CP2	19,41	63	324,61		-54,62			Descartado!	
	CP3	19,41	75	386,44		7,21			OK!	
	CP4	19,41	80	412,20		32,98			OK!	
	CP5	19,41	83	427,66		48,43			Descartado!	

Fonte: Arquivo pessoal.

Sendo assim, é apresentado na Figura 30 o gráfico de resistências médias do Solo A no ensaio de compressão simples, para diferentes teores de lignina. A linha azul representa o solo puro, a linha vermelha representa o solo com teor de 1,5% de lignina, a linha verde representa o teor de 3% de lignina adicionada ao solo e a linha roxa representa o solo com 6% de lignina.

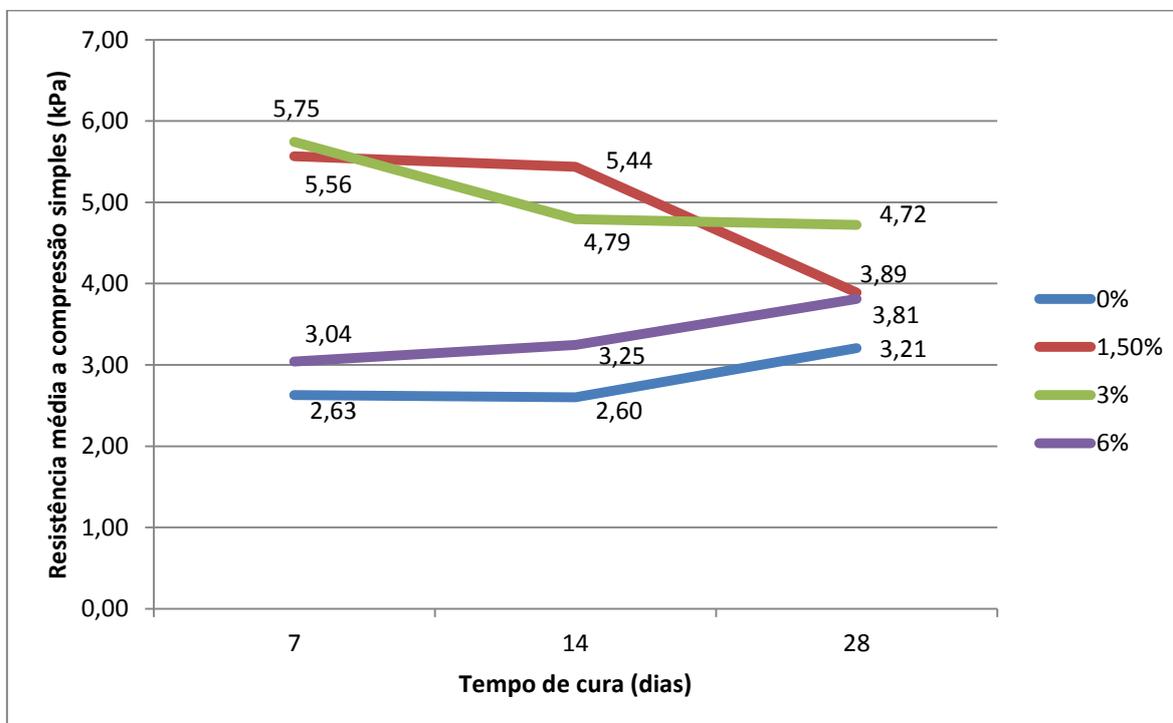
Na Figura 31 é apresentado o gráfico referente às resistências médias do Solo B no ensaio de compressão simples, para os diferentes teores de lignina. As cores das linhas representam os mesmos teores de aditivo representadas na Figura 30.

Figura 30 – Gráfico de resistência à compressão do Solo A com e sem lignina



Fonte: Arquivo pessoal.

Figura 31 – Gráfico de resistência à compressão do Solo B com e sem lignina



Fonte: Arquivo pessoal.

Para o Solo A percebe-se um ganho de resistência de mais de 37% do solo-lignina (teor de 3%) em relação ao solo puro aos 14 dias. Aos 28 dias esse ganho aumenta ainda mais, sendo que o pior caso (teor de 1,5%), houve um ganho de resistência de mais de 132% do solo-lignina em relação ao solo puro. Para o teor de 3% de lignina, o ganho de resistência aos 28 dias é de mais de 145% em relação ao solo puro. E para o teor de 6% de lignina, o ganho chega próximo a 160%. Deve-se observar que tratam-se de valores médios.

Nos gráficos é possível verificar esse aumento da resistência do Solo A quando com lignina. O aumento tende a ser maior com o aumento do tempo de cura. Já no caso do Solo B, os valores variam muito, não sendo possível afirmar o que realmente ocorre.

Outro fato registrado foi a formação de fungos nos corpos de prova de solo-lignina, conforme apresentado na Figura 32.

Figura 32 – Formação de fungos nos corpos de prova de solo-lignina



Fonte: Arquivo pessoal.

Esta formação de fungos tem relação direta com o fato dos corpos de prova estarem envolvidos em saco plástico, na prática se observa que esta formação de fungos não ocorre quando o material (lignina) está em contato com o ar.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

Após as análises, verificou-se que o uso de lignina para estabilização de solos é viável no caso do Solo A, que é originário do município de Cruzeiro do Sul – RS. Comparando-se os valores de resistência do solo puro com o solo-lignina, verifica-se que o Solo A estabilizado apresentou um aumento significativo de resistência. Sendo que os melhores resultados são obtidos com o teor de 1,5%, pois teores maiores não aumentam tão significativamente os resultados, se comparado com o custo do produto. Além da questão de resistência, é preciso observar que o solo com lignina é adotado para diminuição da poeira. Ao realizar a execução da estabilização de solo com lignina, deve-se observar cuidadosamente o teor de umidade e o grau de compactação, a fim de aproximar-se o máximo possível de 100% de compactação. Para melhores resultados, deve-se procurar homogeneizar ao máximo a mistura solo-lignina antes da compactação.

Já os resultados para o Solo B são inconclusivos, sendo o ideal, a realização de outro ensaio idêntico para verificar se não houve algum problema na execução deste. O fato de o Solo B apresentar resultados bastante dispersos, se deve a vários fatores, dentre eles pode-se destacar a inexperiência e a possibilidade das reações do solo-lignina ocorrerem em um período de tempo maior.

O ideal, no ponto de vista da aplicação deste estudo em estradas, seria a realização prévia de ensaios de índice de suporte Califórnia para o teor de lignina de 1,5%. Com o valor de ISC, é possível dimensionar a espessura e as características do pavimento.

O fator humano também deve ser levado em conta no momento da execução do pavimento, sendo necessária a presença constante de um profissional de Engenharia Civil, a fim de controlar e resolver problemas no caso destes ocorrerem.

5.2 Sugestões de pesquisas futuras

Durante um trabalho de pesquisa, procura-se desvendar o desconhecido, criando novas tecnologias ou então desmistificando teorias. Ao longo do processo, um conhecimento muito grande é adquirido e a percepção dos problemas é modificada. Uma infinidade de possibilidades surge, mas acabam sendo deixadas de lado por não terem sido contempladas no programa inicial, além do mais, inúmeras dificuldades e deficiências impensadas surgem. Uma pequena amostra de tais possibilidades e deficiências será relatada a seguir, ficando de sugestão para ampliação da linha de pesquisa dos efeitos do lignosulfonato de cálcio na estabilização de solos.

- Verificar os efeitos do Borresperse® CA 45 na estabilização de solos em períodos de cura maiores, ficando como sugestão, períodos de 60 e 90 dias.
- Realizar toda a bateria de ensaios físicos e mecânicos do solo-lignina com diferentes teores de aditivo, ficando como sugestão a adoção dos mesmos teores de aditivo deste trabalho.
- Estudar a influência da lignina no que diz respeito a resistência à tração do solo.
- Analisar quimicamente a aplicação do Borresperse® CA 45 diretamente no solo, estudando se o produto pode contaminar o ambiente, bem como o lençol freático.
- Verificar a influência do Borresperse® CA 45 no comportamento quanto à permeabilidade dos solos.
- Executar e realizar um acompanhamento técnico de um trecho experimental de uma estrada vicinal com solo-lignina para verificar o comportamento do mesmo a diferentes tipos de esforços, bem como a resistência do pavimento a efeitos de erosão, principalmente em relação a poeira.
- Verificar a relação da sucção matricial com a resistência do solo-aditivo.
- Estudar a possibilidade de uma estabilização química (com lignina) juntamente com uma estabilização granulométrica de um solo argiloso, a fim de tentar criar uma espécie de revestimento de pavimento ecológico.
- Replicar este trabalho, alterando o uso de lignina em pó, para lignina diluída em água, a fim de facilitar a mistura e criar uma maior homogeneidade dos corpos de prova.

- Analisar química e biologicamente o fungo que se criou por sobre os corpos de prova, a fim de verificar a toxidade do mesmo, bem como a possibilidade do mesmo ocorrer em campo.
- Realizar ensaios de CBR com os diferentes teores de solo-lignina.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGNES, C.; HELFER, I. *Normas para apresentação de trabalhos acadêmicos*. 9. ed. atualizada. Santa Cruz do Sul: EDUNISC, 2011. Disponível em: <http://www.unisc.br/portal/upload/com_editora_livro/ebook_normas1ed.pdf>. Acesso em: 30 mar. 2013.

ARAÚJO, A. F. *Avaliação de Misturas de Solos Estabilizados com Cal, em Pó e em Pasta, para Aplicação em Rodovias do Estado do Ceará*. Fortaleza: UFC, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. [S.I.]: ABCP, 2009. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/conteudo/basico-sobre-cimento/aplicacoes/solo-cimento>>. Acesso em: 04 mai. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6023. Informação e Documentação – Referências – Elaboração. Rio de Janeiro. 2002.

_____, NBR 6024. Informação e Documentação – Numeração progressiva das seções de um documento escrito – Apresentação. Rio de Janeiro. 2003.

_____, NBR 6457. Amostras de Solo – Preparação Para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro. 1986.

_____, NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.

_____, NBR 6502. Rochas e Solos. Rio de Janeiro. 1995.

_____, NBR 6508. Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro. 1984.

_____, NBR 7180. Solo - Determinação do Limite de Plasticidade – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.

_____, NBR 7181. Solo – Análise granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1984.

_____, NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1986.

_____, NBR 9895. Solo – Índice de suporte Califórnia – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1987.

_____, NBR 10520. Informação e documentação – Citações em documentos - Apresentação. Rio de Janeiro. 2002.

BARISON, Marcelo Ribeiro. *Mecânica dos Solos*: Módulo 2. UNIFEI. [S. l.: entre 2001 e 2013]. Disponível em: < <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAAZZQAA/apostila-mecanica-dos-solos?part=6#>>. Acesso em: 05 mai. 2013.

BRESCIANI, D. *Análise das propriedades físicas e mecânicas de um solo da formação palermo, estabilizado com aditivo Perma zyme*. Criciúma: UNESC, 2009.

BULSING, B. *Estabilização físico-química de um solo residual de cachoeira do sul, com adição de cal*. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2013.

CAPUTO, Homero P. *Mecânica dos Solos e Suas Aplicações*: Fundamentos. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008. 234 p., v. 1.

Confederação Nacional do Transporte (CNT). *Boletim Estatístico*: Março 2012. [S.l.], 2012. Disponível em:<http://www.cnt.org.br/Imagens%20CNT/PDFs%20CNT/Boletim%20Estat%20C3%ADstico/Boletim%20Estatistico%20CNT%20-%20mar_2012.pdf>. Acesso em: 30 mar. 2013.

DALLA ROSA, A. *Estudos dos Parâmetros-chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-cinza-cal*. Porto Alegre: UFRGS, 2009.

DAS, Braja M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Tradução All Tasks. Revisão técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2006. 561 p.

GRAUX, Daniel. *Fundamentos de Mecânica del Suelo – Proyecto de Muros y Cimentaciones*. 2. Ed. Barcelona: Editores Técnicos Asociados, S. A., 1975. 414 p.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagens (DNER). Solos: determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas/DNER-ME049-94.pdf>> . Acesso em: 27 abr. 2013.

Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT). *Manual de Pavimentação*. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf>. Acesso em: 27 abr. 2013.

_____, Terminologias Rodoviárias Usualmente Utilizadas. Versão 1.1. Rio de Janeiro. 2007. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/rodovias/rodovias-federais/terminologias-rodoviaras>>. Acesso em: 09 mai. 2013.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. A. *Quicktest to Determine Lime Requeriments for Lime Stabilization*. Highway Research Record, Waschington, D. C., n. 139, 1966.

KNIPHOFF, T. J. *Aspectos Relacionados ao Controle Tecnológico Durante a Execução de Estradas Vicinais*. Santa Cruz do Sul: UNISC, 2012.

MARQUES, G. L. de O. *Pavimentação: Notas de aula da disciplina*. Juiz de Fora: [s.n.], [entre 2005 e 2013]. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/pavimentacao/files/2012/03/Notas-de-Aula-Prof.-Geraldo.pdf>>. Acesso em: 05 mai. 2013.

MASSAD, Faiçal. *Obras de Terra: Curso básico de geotecnia*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MASSAD, Façal. *Escavações a Céu Aberto em Solos Tropicais: Região Centro-Sul do Brasil*. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 96 p.

NUNES, T. V. L. (2003). *Método de Previsão de Defeitos em Estradas Vicinais de Terra com base no Uso das Redes Neurais Artificiais: Trecho de Aquiraz – CE*. Fortaleza: UFC. 2003.

PINTO, Carlos de Souza. *Curso Básico de Mecânica dos Solos: em 16 Aulas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

PINTO, P. R. R. *Contribuição à Modelagem de um Sistema de Gerenciamento da Manutenção de Rodovias Não Pavimentadas em Empreendimentos de Exploração Florestal*. Porto Alegre: UFRGS. 2009.

OLIVEIRA, A.M. dos S.; BRITO, S. N. A. de (Ed.). *Geologia de Engenharia*. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 587 p.

REVISTA CNT TRANSPORTE ATUAL. Brasília. Mensal. Disponível em: <<http://www.cnt.org.br>>. Acesso em: 29 mar. 2013.

ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S; ROFF, T. E. J. *Lime Modification Of Clay Soils For Construction Expediency*. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, v. 125, 1997.

SANTIAGO, Cybèle Celestino. *O Solo como Material de Construção*. Salvador: EDUFBA, 2001. 72p.

SILVA, C. C. *Comportamento de Solos Siltosos Quando Reforçados com Fibras e Melhorados com Aditivos Químicos e Orgânicos*. Curitiba: UFP, 2007.

TRINDADE, T. P. da, CARVALHO, C. A.; LIMA, D. C. de; BARBOSA, P. S. A.; SILVA, C. H. C.; MACHADO, C. C. *Compactação de Solos – Fundamentos Teóricos e Práticos*. Viçosa: Ed. UFV, 2008. 95 p.

TSUTSUMI, Mitsuo. TRN018 - *Mecânica dos Solos I*. Net. Juiz de Fora, jul. 2008. Disponível em: < ftp://ftp.cefetes.br/cursos/transportes/CelioDavilla/Solos/Literatura%20complementar/Solos%20Forma%E7%E3o%20estrutura.pdf>. Acesso em: 20 abr. 2013.

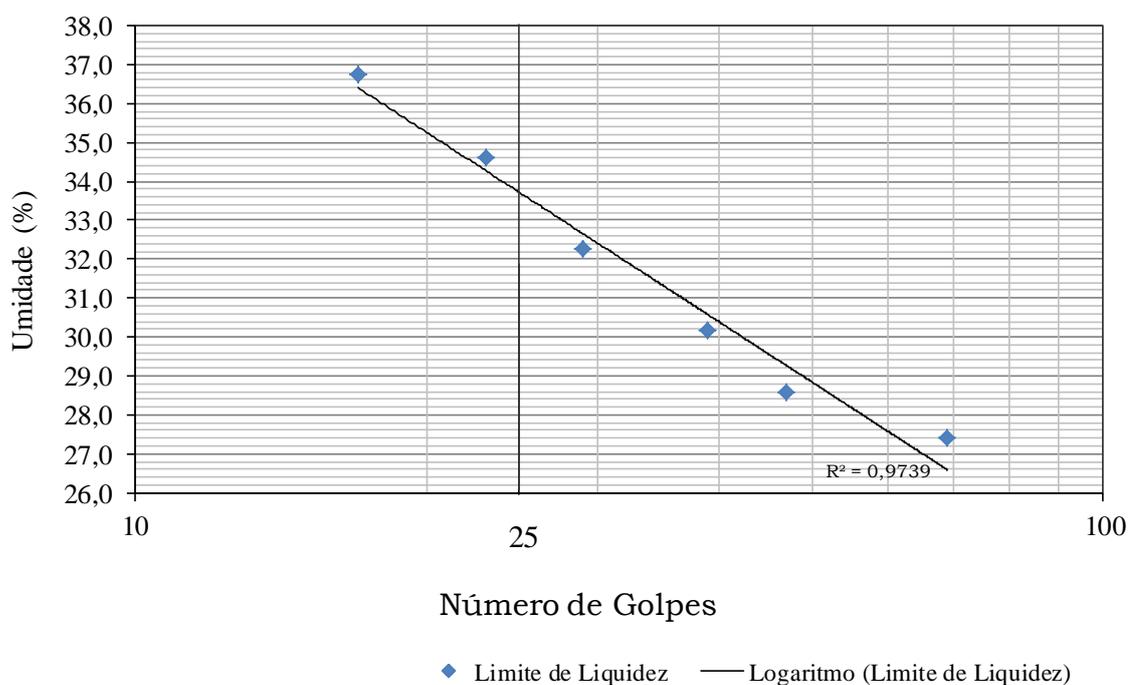
ANEXO A – Limites de Atterberg do Solo A – Amostra 1

Amostra: Solo A - AM1

LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	6	
Tara Cápsula (g)	40,70	45,09	42,38	35,14	40,12	42,40	
Amostra Úmida + Tara (g)	72,59	70,15	65,41	57,03	60,39	64,21	
Amostra Seca + Tara (g)	65,73	64,58	60,07	51,69	55,18	58,35	
Solo Úmido (g)	31,89	25,06	23,03	21,89	20,27	21,81	0,00
Solo Seco (g)	25,03	19,49	17,69	16,55	15,06	15,95	0,00
Água (g)	6,86	5,57	5,34	5,34	5,21	5,86	0,00
Umidade %	27,4	28,6	30,2	32,3	34,6	36,7	0,0
Número de Golpes	69	47	39	29	23	17	

LIMITE DE PLASTICIDADE						RESULTADOS	
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	LIMITE DE LIQUIDEZ	
Tara Cápsula (g)	40,30	45,32	47,92	42,18	43,18		33,7
Solo Úmido + Tara (g)	41,65	46,70	49,46	43,75	44,74		
Solo Seco + Tara (g)	41,47	46,49	49,24	43,52	44,52		
Solo Úmido (g)	1,35	1,38	1,54	1,57	1,56		
Solo Seco (g)	1,17	1,17	1,32	1,34	1,34		
Água (g)	0,18	0,21	0,22	0,23	0,22		
Umidade %	15,4	17,9	16,7	17,2	16,4		
						LIMITE DE PLASTICIDADE	16,7
						ÍNDICE DE PLASTICIDADE	17,0

LIMITE DE LIQUIDEZ



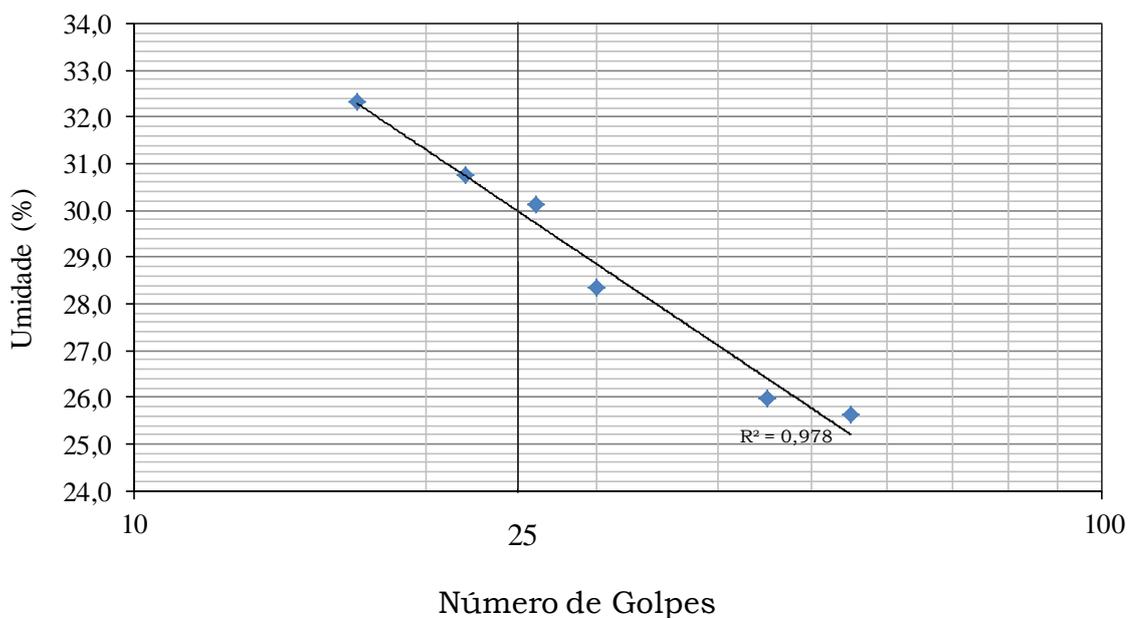
ANEXO B – Limites de Atterberg do Solo A – Amostra 2

Amostra: Solo A - AM2

LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	6	
Tara Cápsula (g)	48,03	43,13	43,58	44,05	47,41	42,39	
Amostra Úmida + Tara (g)	51,51	50,50	49,78	51,26	54,72	51,93	
Amostra Seca + Tara (g)	50,80	48,98	48,41	49,59	53,00	49,60	
Solo Úmido (g)	3,48	7,37	6,20	7,21	7,31	9,54	0,00
Solo Seco (g)	2,77	5,85	4,83	5,54	5,59	7,21	0,00
Água (g)	0,71	1,52	1,37	1,67	1,72	2,33	0,00
Umidade %	25,6	26,0	28,4	30,1	30,8	32,3	0,0
Número de Golpes	55	45	30	26	22	17	

LIMITE DE PLASTICIDADE						RESULTADOS	
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	LIMITE DE LIQUIDEZ	
Tara Cápsula (g)	48,45	44,00	46,15	43,32	45,01		30,0
Solo Úmido + Tara (g)	49,93	45,41	47,65	44,84	46,32		
Solo Seco + Tara (g)	49,72	45,25	47,47	44,67	46,14		
Solo Úmido (g)	1,48	1,41	1,50	1,52	1,31		
Solo Seco (g)	1,27	1,25	1,32	1,35	1,13		
Água (g)	0,21	0,16	0,18	0,17	0,18		
Umidade %	16,5	12,8	13,6	12,6	15,9		
						LIMITE DE PLASTICIDADE	14,3
						ÍNDICE DE PLASTICIDADE	15,7

LIMITE DE LIQUIDEZ



◆ Limite de Liquidez — Logaritmo (Limite de Liquidez)

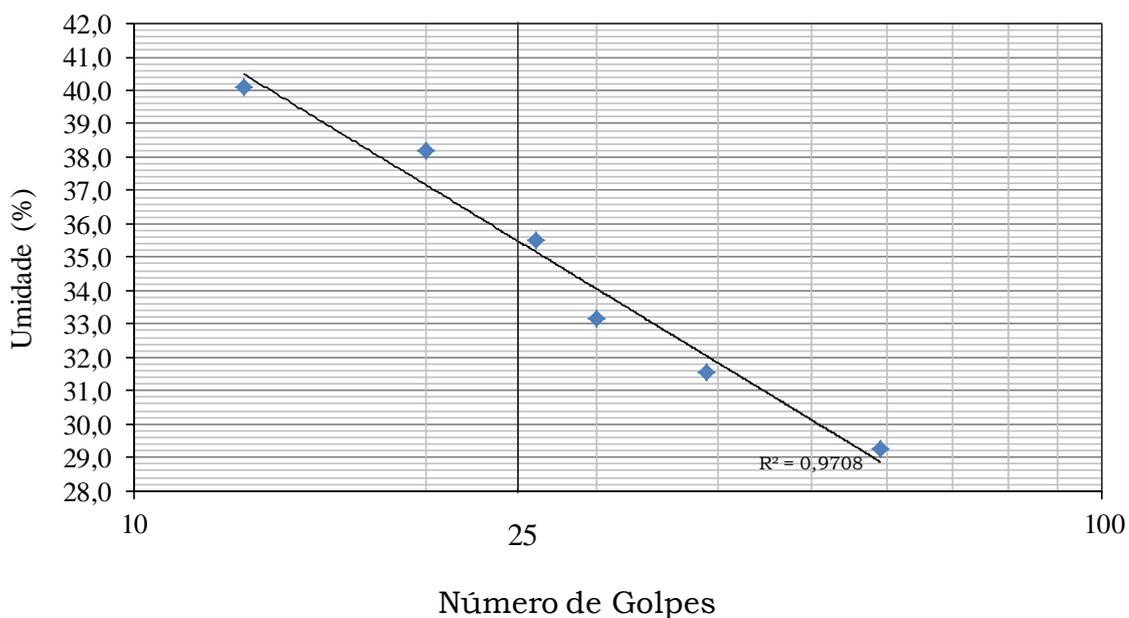
ANEXO C – Limites de Atterberg do Solo A – Amostra 3

Amostra: Solo A - AM3

LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	6	
Tara Cápsula (g)	48,03	43,18	43,63	44,10	47,46	42,40	
Amostra Úmida + Tara (g)	59,83	48,60	52,54	55,01	56,22	52,50	
Amostra Seca + Tara (g)	57,16	47,30	50,32	52,15	53,80	49,61	
Solo Úmido (g)	11,80	5,42	8,91	10,91	8,76	10,10	0,00
Solo Seco (g)	9,13	4,12	6,69	8,05	6,34	7,21	0,00
Água (g)	2,67	1,30	2,22	2,86	2,42	2,89	0,00
Umidade %	29,2	31,6	33,2	35,5	38,2	40,1	0,0
Número de Golpes	59	39	30	26	20	13	

LIMITE DE PLASTICIDADE						RESULTADOS	
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	LIMITE DE LIQUIDEZ	
Tara Cápsula (g)	48,45	44,00	46,15	43,32	45,01		35,5
Solo Úmido + Tara (g)	50,40	46,01	47,63	45,54	47,53		
Solo Seco + Tara (g)	50,13	45,68	47,38	45,19	47,10		
Solo Úmido (g)	1,95	2,01	1,48	2,22	2,52		
Solo Seco (g)	1,68	1,68	1,23	1,87	2,09		
Água (g)	0,27	0,33	0,25	0,35	0,43		
Umidade %	16,1	19,6	20,3	18,7	20,6		
						LIMITE DE PLASTICIDADE	19,1
						ÍNDICE DE PLASTICIDADE	16,4

LIMITE DE LIQUIDEZ



◆ Limite de Liquidez — Logaritmo (Limite de Liquidez)

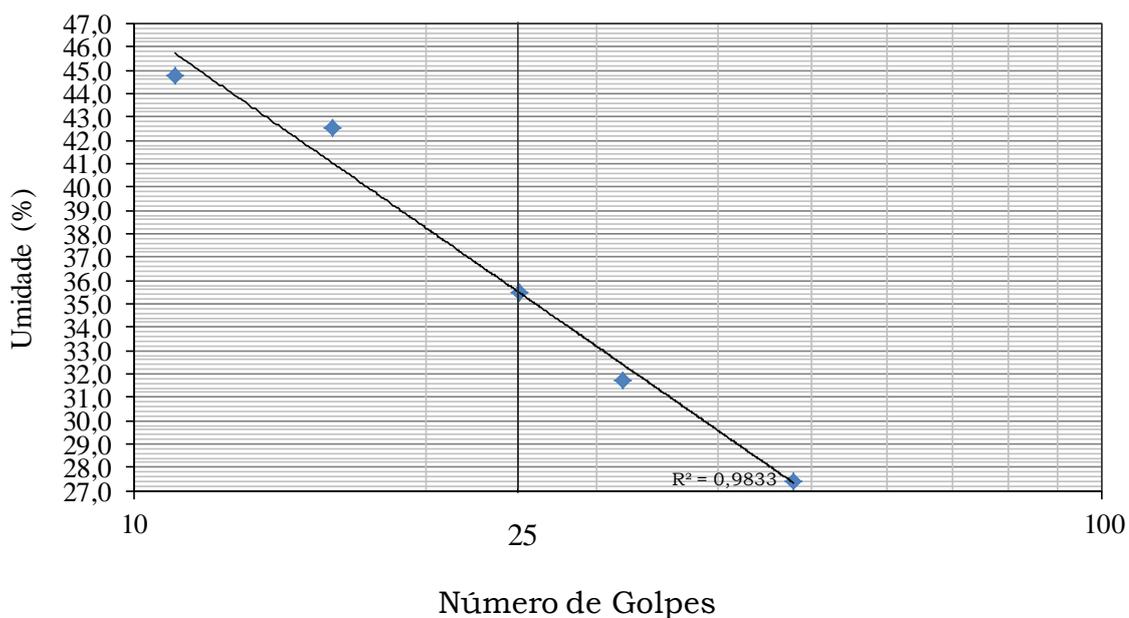
ANEXO D – Limites de Atterberg do Solo B – Amostra 1

Amostra: Solo B - AM1

LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	6	
Tara Cápsula (g)	35,99	45,95	47,92	42,50	44,00		
Amostra Úmida + Tara (g)	57,51	67,78	71,10	67,73	68,76		
Amostra Seca + Tara (g)	52,88	62,52	65,03	60,20	61,10		
Solo Úmido (g)	21,52	21,83	23,18	25,23	24,76	0,00	0,00
Solo Seco (g)	16,89	16,57	17,11	17,70	17,10	0,00	0,00
Água (g)	4,63	5,26	6,07	7,53	7,66	0,00	0,00
Umidade %	27,4	31,7	35,5	42,5	44,8	0,0	0,0
Número de Golpes	48	32	25	16	11		

LIMITE DE PLASTICIDADE						RESULTADOS	
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	LIMITE DE LIQUIDEZ	
Tara Cápsula (g)	42,33	43,28	43,99	43,04	45,21		35,5
Solo Úmido + Tara (g)	43,70	44,72	45,23	44,29	46,48		
Solo Seco + Tara (g)	43,46	44,44	45,00	44,05	46,26		
Solo Úmido (g)	1,37	1,44	1,24	1,25	1,27		
Solo Seco (g)	1,13	1,16	1,01	1,01	1,05		
Água (g)	0,24	0,28	0,23	0,24	0,22		
Umidade %	21,2	24,1	22,8	23,8	21,0		
						LIMITE DE PLASTICIDADE	22,6
						ÍNDICE DE PLASTICIDADE	12,9

LIMITE DE LIQUIDEZ



◆ Limite de Liquidez — Logaritmo (Limite de Liquidez)

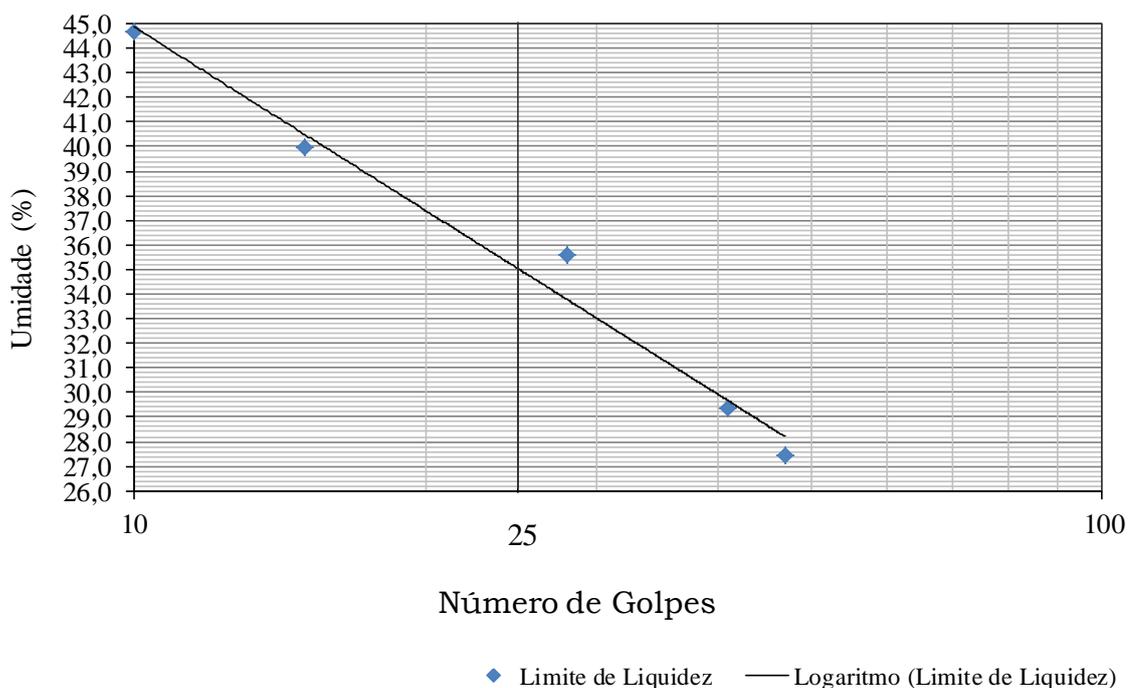
ANEXO E – Limites de Atterberg do Solo B – Amostra 2

Amostra: Solo B - AM2

LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	6	
Tara Cápsula (g)	41,70	49,55	48,03	39,06	42,18		
Amostra Úmida + Tara (g)	71,59	87,73	78,17	67,96	71,65		
Amostra Seca + Tara (g)	65,16	79,06	70,26	59,71	62,55		
Solo Úmido (g)	29,89	38,18	30,14	28,90	29,47	0,00	0,00
Solo Seco (g)	23,46	29,51	22,23	20,65	20,37	0,00	0,00
Água (g)	6,43	8,67	7,91	8,25	9,10	0,00	0,00
Umidade %	27,4	29,4	35,6	40,0	44,7	0,0	0,0
Número de Golpes	47	41	28	15	10		

LIMITE DE PLASTICIDADE						RESULTADOS	
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	LIMITE DE LIQUIDEZ	35,1
Tara Cápsula (g)	48,43	43,98	46,16	43,34	45,01		
Solo Úmido + Tara (g)	50,40	45,80	48,35	45,09	46,78		
Solo Seco + Tara (g)	50,05	45,49	47,97	44,78	46,48		
Solo Úmido (g)	1,97	1,82	2,19	1,75	1,77		
Solo Seco (g)	1,62	1,51	1,81	1,44	1,47		
Água (g)	0,35	0,31	0,38	0,31	0,30		
Umidade %	21,6	20,5	21,0	21,5	20,4		
						LIMITE DE PLASTICIDADE	21,0
						ÍNDICE DE PLASTICIDADE	14,1

LIMITE DE LIQUIDEZ



ANEXO F – Limites de Atterberg do Solo B – Amostra 3

Amostra: Solo B - AM3

LIMITE DE LIQUIDEZ							
Cápsula Nº	1	2	3	4	5	6	
Tara Cápsula (g)	43,62	41,71	43,00	47,26	39,54		
Amostra Úmida + Tara (g)	77,20	63,90	79,80	73,70	61,40		
Amostra Seca + Tara (g)	69,08	58,13	69,77	65,84	54,57		
Solo Úmido (g)	33,58	22,19	36,80	26,44	21,86	0,00	0,00
Solo Seco (g)	25,46	16,42	26,77	18,58	15,03	0,00	0,00
Água (g)	8,12	5,77	10,03	7,86	6,83	0,00	0,00
Umidade %	31,9	35,1	37,5	42,3	45,4	0,0	0,0
Número de Golpes	35	26	22	15	8		

LIMITE DE PLASTICIDADE						RESULTADOS	
Cápsula Nº	1	2	3	4	5		
Tara Cápsula (g)	44,01	40,14	42,39	39,30	48,10		
Solo Úmido + Tara (g)	45,82	41,79	44,11	41,10	50,24		
Solo Seco + Tara (g)	45,51	41,44	43,83	40,77	49,69		
Solo Úmido (g)	1,81	1,65	1,72	1,80	2,14		
Solo Seco (g)	1,50	1,30	1,44	1,47	1,59		
Água (g)	0,31	0,35	0,28	0,33	0,55		
Umidade %	20,7	26,9	19,4	22,4	34,6		

LIMITE DE LIQUIDEZ	35,9
LIMITE DE PLASTICIDADE	24,8
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	11,1

LIMITE DE LIQUIDEZ

