

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA
CAMPUS ALEGRETE**

WAGNER DAMBROS FERNANDES

**VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E ESTABILIDADE DE
TALUDES DE UM SOLO NATURAL E MELHORADO COM CIMENTO, CAL E
CINZA DA CASCA DE ARROZ**

**Alegrete
2014**

WAGNER DAMBROS FERNANDES

**VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E ESTABILIDADE DE
TALUDES DE UM SOLO NATURAL E MELHORADO COM CIMENTO, CAL E
CINZA DA CASCA DE ARROZ**

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

Orientador: Prof. Me. Magnos Baroni

**Alegrete
2014**

WAGNER DAMBROS FERNANDES

**VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E ESTABILIDADE DE
TALUDES DE UM SOLO NATURAL E MELHORADO COM CIMENTO, CAL E
CINZA DA CASCA DE ARROZ**

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

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 14 de março de 2014.

Banca examinadora:

Prof. Me. Magnos Baroni
Orientador
UNIPAMPA

Prof. Dr. Wilber Feliciano Chambi Tapahuasco
UNIPAMPA

Prof. Me. Jaelson Budny
UNIPAMPA

Dedico este trabalho aos meus pais,
Valdemar e Cleuza.

Minha esposa, Andriellen e minha filha
Helena.

Pelo apoio e amor incondicional.

AGRADECIMENTO

Agradeço:

A Deus por dar condição para que mais este passo fosse dado em minha vida;

Aos meus familiares:

- Pai e Mãe, apoiando sempre;
- Minha Esposa amada, por dedicar tempo, apoio, carinho e entender as dificuldades que este caminho nos submete;
- Minha Pequena filha, por alegrar minhas cansativas horas com seu sorriso meigo e carinhoso;

Ao meu orientador Prof. Magnos que orientou e ajudou de todas as formas para que este e outros trabalhos fossem desenvolvidos;

Ao Prof. Jaelson que ajudou sempre que solicitado, para dar seu olhar técnico sobre a pesquisa;

Ao Eng. Cleber que mesmo sendo da área agrícola, nunca hesitou em ajudar e tentar resolver os problemas que surgiram durante o desenvolvimento do trabalho;

Ao colega Flávio pelo apoio nas atividades de laboratório;

Aos colegas de estudos, Frederico, Maurício e Rudy (engenheiro), que auxiliaram para o desenvolvimento de várias atividades;

Aos professores do curso e colegas que de uma forma ou outra foram parte do trabalho.

E para todos Muito Obrigado.

“A persistência é o menor caminho do êxito”.

Charles Chaplin

RESUMO

O trabalho objetivou estudar a viabilidade técnica de melhorar quimicamente um solo da região, extraído de uma jazida localizada na cidade de Alegrete/RS. O solo foi caracterizado e melhorado com a adição de cal, cimento e cinza de casca de arroz (CCA). A cal e o cimento são amplamente utilizados na melhoria dos solos, o diferencial é a inclusão de porcentagens de CCA que se encontra no grupo de rejeitos gerados em grande volume anualmente e são muitas vezes descartadas de forma inadequada no meio ambiente, sem nenhum critério técnico, ou demandam custos elevados relativos à estocagem e destinação final. Foram compactadas amostras em CPs com a energia normal do ensaio Proctor, de solo natural e misturas com adições de 10% de cal + 15 % de CCA e 10% de cimento + 15% de CCA. Esses traços foram escolhidos, pois, apresentam resistência à compressão simples (RCS) superior a 2,1MPa, valor mínimo estipulado pelo DNIT para a aplicação de solos melhorados em camadas de base de pavimentos. Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com amostras no estado inundado em todos os traços, as amostras indeformadas foram obtidas a partir dos CPs moldados na energia normal do Proctor e após o período de cura de 7, 14, 56 e 112 dias. Os resultados comprovam o ganho de resistência com a inclusão dos agentes químicos, tanto no atrito entre as partículas como no intercepto coesivo. De posse dos parâmetros de resistência foram modelados taludes típicos de estradas vicinais e verificada a sua estabilização com o tráfego de veículos e diferentes condições geotécnicas.

Palavras-Chave: solo melhorado; resistência ao cisalhamento; coesão; ângulo de atrito.

ABSTRACT

The study investigated the technical feasibility of improving the region a solo chemically extracted from a deposit located in Alegrete / RS. The soil was characterized and improved with the addition of lime, cement and rice husk ash (RHA). The lime and cement are widely used in soil improvement , the difference is the inclusion of percentages of CCA that is in the group of large volume waste generated annually and are often improperly disposed of in the environment , without any technical criteria, or require high costs for storage and disposal . Samples were compressed in the normal CPs with Proctor test power of the natural ground and blended with additions of 10 % lime + 15 % OA 10% Cement + 15% CCA. These traits were chosen because, exhibit unconfined compressive strength (RCS) exceeding 2.1 MPa, minimum value stipulated by DNIT for applying improved layered base floor soils. The direct shear tests were performed with samples in flooded condition in all traits , the undisturbed samples were molded from CPs molded in the normal Proctor energy and after the curing period of 7 , 14 , 56 and 112 days . The results show the strength gain with the addition of chemical agents, both in friction between the particles and the cohesive intercept. Having the strength parameters typical slopes of feeder roads were modeled and verified the stabilization with different vehicular traffic and geotechnical conditions.

Keywords: improved soil, shear strength, cohesion, friction angle.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ciclo das rochas.....	23
Figura 2 - Estrutura de uma camada de caulinita (a) atômica e (b) simbólica.....	25
Figura 3 - Estrutura simbólica de argilominerais, (a) em presença da água e (b) sem a presença de água.....	26
Figura 4 - Exemplo de distribuição granulométrica	27
Figura 5 - Esquema dos estados físicos.....	28
Figura 6 - Carta de plasticidade	30
Figura 7 - Classificação dos solos finos no sistema rodoviário	33
Figura 8 - Curvas típica de compactação	34
Figura 9 - Curvas de compactação conforme a energia de compactação.....	35
Figura 10 - Esquema do deslizamento de um corpo sobre uma superfície.....	38
Figura 11 - Condições de tensões de na ruptura	39
Figura 12 - Esquema e denominações do maciço com talude	40
Figura 13 - Geometria do escorregamento de um talude	41
Figura 14 - Forças atuantes nas fatias do maciço.....	42
Figura 15 - Fatia genérica e polígono das forças	43
Figura 16 - Material no desfloculante (A), copo dispersor (B) e aparelho de dispersão (C)	49
Figura 17 - Aparelho de Casagrande com material para ensaio de LL	52
Figura 18 - Gráfico do percentual de umidade x nº de golpes.....	53
Figura 19 - Ensaio de Limite de Plasticidade	54
Figura 20 - Fração do CP com o molde para ensaio de cisalhamento	58
Figura 21 - Aparelho de cisalhamento direto.....	59
Figura 22 - Itens da caixa bipartida e acessórios	59
Figura 23 - Modelos de perfis utilizados, (A) solo natural, (B) solo compactado, (C) 1m de solo melhorado e (D) 1m solo melhorado + reforço no pé talude	61
Figura 24 - Material retido na peneira 200 após lavagem	65
Figura 25 - Carta de plasticidade com marcação dos valores de IP e LL para o solo em estudo.....	67
Figura 26 – Plano de ruptura para o talude com solo natural.....	95
Figura 27 – Plano de ruptura para o talude com solo compactado	95

Figura 28 - Plano de ruptura para o talude com Solo + Cal + CCA com 1m de espessura.....	96
Figura 29 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus simples....	97
Figura 30 – Plano de ruptura do talude com solo natural para pneus extralargos	98
Figura 31 – Plano de ruptura talude como solo compactado para pneus extralargos	98
Figura 32 – Plano de ruptura talude com Solo + Cal + CCA para pneus extralargos	99
Figura 33 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus extralargos	100
Figura 34 – Plano de ruptura do talude com solo natural para pneus simples	101
Figura 35 – Plano de ruptura do talude com solo compactado para pneus simples	102
Figura 36 – Plano de ruptura do talude com Solo + Cal + CCA para pneus simples	102
Figura 37 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus simples..	103
Figura 38 – Plano de ruptura do talude com solo natural para pneus extralargos ..	104
Figura 39 – Plano de ruptura do talude com solo compactado para pneus extralargos	104
Figura 40 – Plano de ruptura do talude com Solo + Cal + CCA para pneus extralargos.....	105
Figura 41 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus extralargos	105

LISTA DE TABELAS E QUADROS

Tabela 1 - Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos.....	24
Tabela 2 - Nomenclatura do sistema.....	30
Tabela 3 - Esquema de classificação do Sistema Unificado	31
Tabela 4 - Esquema de Classificação rodoviário	32
Tabela 5 - Composição química da cinza de casca de arroz	47
Tabela 6 - Quantidade de amostra para análise granulométrica.....	48
Tabela 7 - Intervalos de tempo para leitura do densímetro e temperatura.....	50
Tabela 8 - Procedimento após peneiramento.....	55
Tabela 9 - Energias de compactação	56
Tabela 10 - Variáveis utilizadas na modelagem do perfil típico de rodovia	60
Tabela 11 - Descrição dos eixos tandem conforme a configuração de pneus	62
Tabela 12 – Teores de umidade dos pontos de plasticidade do solo.....	64
Tabela 13 – Leitura densímetro e percentual de grãos	64
Tabela 14 – Percentual de grãos em cada peneira.....	65
Tabela 15 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 7 dias de cura.....	75
Tabela 16 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 14 dias de cura.....	80
Tabela 17 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 56 dias de cura.....	84
Tabela 18 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 112 dias de cura.....	89
Tabela 19 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo.....	89
Tabela 20 – Teor de umidade das amostras de solo compactado	91
Tabela 21 – Teor de umidade das amostras de solo + Cal + CCA	92
Tabela 22 – Teor de umidade das amostras de solo + Cimento + CCA	93
Tabela 23 – Fatores de segurança para eixo tandem triplo de rodas simples	94
Tabela 24 – Fatores de segurança para eixo tandem triplo de rodas extralargas.....	94
Tabela 25 – Fator de segurança para eixo tandem triplo com rodas simples	100
Tabela 26 – Fator de segurança para eixo tandem triplo com rodas extralargas....	101
Quadro 1 - Pesquisas realizadas com estabilização de solos.....	19
Quadro 2 - Constituição do solo por faixa granulométrica.....	26

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Limite de liquidez (nº golpes x teor de umidade)	63
Gráfico 2 – Distribuição granulométrica do solo	66
Gráfico 3 – Curvas de compactação solo e misturas	68
Gráfico 4 – Tensão cisalhante x deformação do solo natural	69
Gráfico 5 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo natural	70
Gráfico 6 – Tensão cisalhante x deformação solo 7 dias de cura	71
Gráfico 7 – Tensão cisalhante x tensão normal solo 7 dias de cura	72
Gráfico 8 – Tensão cisalhante x deformação solo + cal + CCA com 7 dias de cura .	73
Gráfico 9 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 7 dias de cura	73
Gráfico 10 – Tensão cisalhante x deformação solo + cimento + CCA com 7 dias de cura	74
Gráfico 11 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 7 dias de cura	75
Gráfico 12 – Tensão cisalhante x deformação solo compactado com 14 dias de cura	76
Gráfico 13 – Tensão cisalhante x deformação solo + cal + CCA com 14 dias de cura	76
Gráfico 14 – Tensão cisalhante x deformação solo + cimento + CCA com 14 dias de cura	77
Gráfico 15 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo compactado com 14 dias de cura	78
Gráfico 16 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 14 dias de cura	78
Gráfico 17 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 14 dias de cura	79
Gráfico 18 – Tensão cisalhante x deformação do solo compactado com 56 dias de cura	80
Gráfico 19 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cal + CCA com 56 dias de cura	81
Gráfico 20 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cimento + CCA com 56 dias de cura	82

Gráfico 21 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo compactado com 56 dias de cura	82
Gráfico 22 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 56 dias de cura	83
Gráfico 23 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 56 dias de cura.....	84
Gráfico 24 – Tensão cisalhante x deformação do solo compactado com 112 dias de cura	85
Gráfico 25 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cal + CCA com 112 dias de cura	86
Gráfico 26 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cimento + CCA com 112 dias de cura	86
Gráfico 27 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo compactado com 112 dias de cura	87
Gráfico 28 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 112 dias de cura	88
Gráfico 29 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 112 dias de cura.....	88
Gráfico 30 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo natural, solo compactado, melhorado com cal + CCA e cimento + CCA	90

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM - American Society for Testing and Materials

CAAL – Cooperativa Agroindustrial de Alegrete LTDA

CBR – California Bearing Ratio

CCA – Cinza de Casca de Arroz

CONTRAN – Conselho Nacional de Trânsito

CP – Corpo de Prova

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

FS – Fator de Segurança

IP – Índice de Plasticidade

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

USC – Sistema Unificado de Classificação de Solos

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
1.1 Contextualização do tema de pesquisa.....	18
1.2 Definição do problema e da questão de pesquisa	20
1.3 Objetivos.....	20
1.3.1 Objetivo geral.....	20
1.3.2 Objetivos específicos.....	21
1.4 Justificativa.....	21
1.5 Estrutura do trabalho	22
2 REVISÃO DE LITERATURA	23
2.1 Solo.....	23
2.2 Tipos de solos	24
2.2.1 Análise granulométrica	26
2.2.2 Índices de consistência	28
2.3 Classificação dos solos.....	29
2.3.2 Sistema Unificado de Classificação	29
2.3.3 Sistema Rodoviário	31
2.4 Compactação de solos	33
2.5 Estabilização de solos	36
2.5.1 Estabilização granulométrica	36
2.5.2 Estabilização mecânica	36
2.5.3 Estabilização química	36
2.6 Resistência ao cisalhamento dos solos.....	37
2.7 Estabilidade de taludes.....	39
2.7.1 Método de Bishop Simplificado	41
2.7.2 Método de Janbu Simplificado.....	43
2.7.3 Método de Janbu Generalizado.....	44

2.7.4 Software Slide.....	45
3 MATERIAIS E MÉTODOS	46
3.1 Materiais.....	46
3.1.1 Solo.....	46
3.1.2 Cal hidratada.....	46
3.1.3 Cimento Portland.....	46
3.1.4 Cinza da casca de arroz.....	47
3.2 Métodos.....	47
3.2.1 Ensaio de caracterização.....	47
3.2.2 Traços utilizados	54
3.2.3 Ensaio de compactação.....	54
3.2.4 Cura e moldagem dos corpos de prova	57
3.2.5 Ensaio de resistência ao cisalhamento direto	58
3.2.6 Modelagem dos perfis típicos	60
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	63
4.1 Índices de consistência	63
4.2 Análise granulométrica.....	64
4.3 Classificação do solo em estudo.....	66
4.3.1 Classificação pelo Sistema Unificado	66
4.3.2 Classificação pelo sistema rodoviário	67
4.4 Compactação do solo e misturas	68
4.5 Resistência cisalhante, ângulo de atrito e intercepto coesivo.....	69
4.5.1 Solo natural.....	69
4.5.2 Solo compactado e melhorado com 7 dias de cura	70
4.5.3 Solo compactado e melhorado com 14 dias de cura	76
4.5.4 Solo compactado e melhorado com 56 dias de cura	80
4.5.5 Solo compactado e melhorado com 112 dias de cura	85

4.5.6 Comparação entre os resultados de tensão cisalhante, intercepto coesivo e ângulo de atrito	89
4.5.7 Teor de umidade das amostras antes e depois do ensaio de cisalhamento direto	91
4.6 Estabilidade dos taludes em estudo.....	93
4.6.1 Estabilidade dos taludes com declividade 1:3.....	94
4.6.2 Estabilidade dos taludes com declividade 1:2.....	100
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	107
REFERÊNCIAS.....	109
APÊNDICE A – Teor de umidade durante o ensaio de cisalhamento direto	114

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização do tema de pesquisa

A Confederação Nacional do Transporte estima que o Brasil apresenta uma malha rodoviária de 1,7 milhões de quilômetros, sendo estes responsáveis por cerca de 96% do transporte de pessoas e 62% da movimentação de cargas. Conforme o relatório do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) realizado em 2012, sobre a malha viária, 1.359.060,6 km são em estradas brasileiras não pavimentadas, ou seja, aproximadamente 80% da malha encontram-se em estradas de “terra” (BRASIL, 2013).

Conforme dados do Ministério dos Transportes (2012), no programa de investimentos em logística de agosto de 2012, será inserido no setor rodoviário cerca de 42 bilhões de reais, no entanto este valor é suficiente para gerar 7,5 mil km o que representa um acréscimo de 3,7% nas estradas pavimentadas.

Mesmo com esses investimentos, verifica-se que o Brasil tende a ficar bastante tempo dependendo das estradas vicinais, como uma das principais vias de escoamento de sua produção e transporte de pessoas. Trabalhar com a condicionante de manutenção em intervalos de tempo maiores, mantendo a estrutura capaz de suportar os esforços e ações do intemperismo é atualmente uma grande preocupação das mantenedoras das rodovias.

E no que se refere à cidade de Alegrete, verificasse um solo com grande propensão a degradação, servindo como exemplo as extensões de terra que estão em processo de arenização, sendo um solo que exposto ao processo de intemperismo sofre várias alterações (SUERTEGARAY, 1997). Aplicando-se a estradas, tem-se um desgaste e desprendimento de volumes consideráveis de solo.

Para Senço (2007), a proteção da face do talude é um elemento que aumenta a vida útil e a capacidade da rodovia. A proteção pode ser realizada por meio de enrocamento que necessita de material como pedras de mão, ou pode ser feito o plantio de vegetação, para isso necessita-se de uma menor inclinação do talude ou o reforço por meio de tela metálica para o plantio.

Estes são processos mais complexos, necessitando a utilização de diversos materiais, que muitas vezes podem não existir na região, como as pedras de mão.

Por esse motivo, a utilização de material estabilizado quimicamente como reforço de taludes pode tornar-se uma proposta eficaz.

Estudos que apresentam meios de aproveitamento de material do próprio local, com o auxílio de mudanças granulométricas ou químicas ainda se mostram pequenos como é visto no Quadro 1 que Schneider Neto (2013) apresenta com alguns estudos feitos a respeito do tema.

Quadro 1 - Pesquisas realizadas com estabilização de solos

Autor	Foco da pesquisa		Origem do solo
	Tipo de estabilização	Material	
Alecrim (2009)	Granulométrica		Minas Gerais
Bruning (2012)	Granulométrica		Alegrete/RS
Emmert (2010)	Química Granulométrica	Solo+cal e solo+cimento	Niquelândia/GO
Araújo (2009)	Química	Solo+cal	Baixo Jaguaribe/CE
Kormann (2010)	Química	Solo-cal e solo-cimento	Curitiba/PR
Bento (2006)	Química	Solo+cal	Coari/AM
Oliveira (2010)	Química	Solo+cal	Ribeirão das Neves/MG
Bueno (2011)	Química	Solo+cal	Cruz Alta/RS
Portelinha (2008)	Química	Solo+cal e solo+cimento	Zona da Mata Norte/MG
Nervis (2010)	Granulométrica		Santana do Livramento /RS
Lovato (2004)	Química	Solo+cal	Cruz Alta/RS
Klamt (2012)	Química	Solo+cal+CCA	Alegrete/RS
Schendel (2013)	Química Granulométrica	Solo+CCA e solo+cimento. Solo+resíduo de borracha.	Alegrete/RS
Schneider Neto (2013)	Química	Solo+Cal	Alegrete/RS
Rodrigues (2012)	Química	Solo+cimento+CCA	Alegrete/RS
Dalla Rosa (2009)	Química	Solo+Cinza volante+Cal	São Leopoldo/RS
Pietro (2004)	Química	Solo+Cimento	São Leopoldo, Osório e Cachoeirinha /RS

Fonte: Adaptado de Schneider Neto (2013)

O Quadro 1 mostra estudos com estabilização do solo, esses estudos vêm aumentando na última década. Porém ainda há muita dispersão de localização em toda a extensão de nosso país, também se percebe que os estudos estão focados

principalmente na capacidade de carga e expansibilidade do solo, sem a representação quantitativa de valores para o ganho de resistência cisalhante, aumento de coesão e ângulo de atrito.

1.2 Definição do problema e da questão de pesquisa

O município de Alegrete possui uma grande malha viária, com cerca de 5000 km, que servem como subsídio para o deslocamento de sua produção agropecuária (SCHNEIDER NETO, 2013).

No que se refere à agricultura, o município é grande produtor de arroz, com o beneficiamento deste produto, tem se a geração de uma quantidade significativa de casca de arroz. Este material é utilizado como combustível para os fornos dos secadores agroindustriais e geradores de energia elétrica. O rejeito produzido na queima é descartado ao ar livre em vários locais do interior do município, gerando um acúmulo inadequado (KLAMT, 2012).

Desta forma, a pesquisa buscará alternativas para melhorar o solo local, verificando-se através do ensaio de cisalhamento direto o aumento da resistência ao cisalhamento do solo com adições de porcentagens de cinza da casca de arroz, cimento Portland e cal. Posteriormente são elaborados taludes típicos de rodovias vicinais e realizadas as comparações entre as alturas e inclinações necessárias para se obter o fator de segurança de 1,5 no solo natural e no solo melhorado quimicamente.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Determinar o ganho de resistência ao cisalhamento de um solo arenoso extraído de jazida localizada no município de Alegrete/RS e melhorado quimicamente com diferentes porcentagens de cal, cimento Portland e cinza de casca de arroz (CCA). Elaborar taludes típicos de rodovias vicinais, com solo natural e melhorado quimicamente, realizando a comparação das alturas e inclinações necessárias para se obter os fatores de segurança mínimos exigidos pelas normativas brasileiras.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar a caracterização do solo extraído de jazida localizada no 6º subdistrito do Catimbau no município de Alegrete;
- Determinar a resistência cisalhante do solo em estudo no estado natural e compactado com a energia normal do ensaio Proctor;
- Obter a resistência cisalhante para o solo melhorado quimicamente com cal mais CCA e, com cimento mais CCA. Ambos compactados com a energia normal do ensaio Proctor;
- Traçar a envoltória de ruptura do solo natural, compactado e melhorado quimicamente obtendo os parâmetros de coesão e ângulo de atrito para cada material;
- Construir taludes de aterros típicos em rodovias com os parâmetros do solo natural e melhorado quimicamente;
- Verificar a estabilidade dos taludes com diferentes exigências de projeto e determinar com o auxílio do Software GeoSlide o fator de segurança com os métodos de Bishop simplificado, Janbu Simplificado e Janbu corrigido.

1.4 Justificativa

O tema para o trabalho foi escolhido devido a sua relevância na utilização do solo existente na região, para que este material possa ser utilizado é necessário que atenda as capacidades de suporte para materiais utilizados com base e sub base, com valores superiores a 2,1 MPa, exigidas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, (DNIT). Para que se possa atingir estes valores um dos materiais utilizados para o melhoramento foi a cinza da casca de arroz, este produzido em grande escala pelo município e considerado como descarte, que na maioria da vezes é realizado de forma ineficaz. Sendo utilizado este solo para o desenvolvimento da proposta de um talude com declividade maior que atenda as condições de segurança e também proteja as faces do talude evitando o desgaste superficial que pode ser provocado pelas ações do intemperismo que é bem prejudicial para um solo arenoso da região em estudo.

1.5 Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido em cinco capítulos, como descrito abaixo:

Capítulo 1 – Apresenta a introdução, o tema, delimitação do tema, problema, objetivo geral, objetivos específicos e a estrutura do trabalho.

Capítulo 2 – Consta a revisão bibliográfica desenvolvida para o embasamento teórico na realização das atividades da pesquisa.

Capítulo 3 – Apresenta os métodos aplicados para o desenvolvimento da pesquisa e os materiais utilizados.

Capítulo 4 – Apresenta os resultados obtidos dos ensaios de caracterização, cisalhamento direto e a modelagem dos perfis de rodovias com solo natural e melhorado quimicamente.

Capítulo 5 – Apresenta as considerações finais referentes aos resultados obtidos no trabalho.

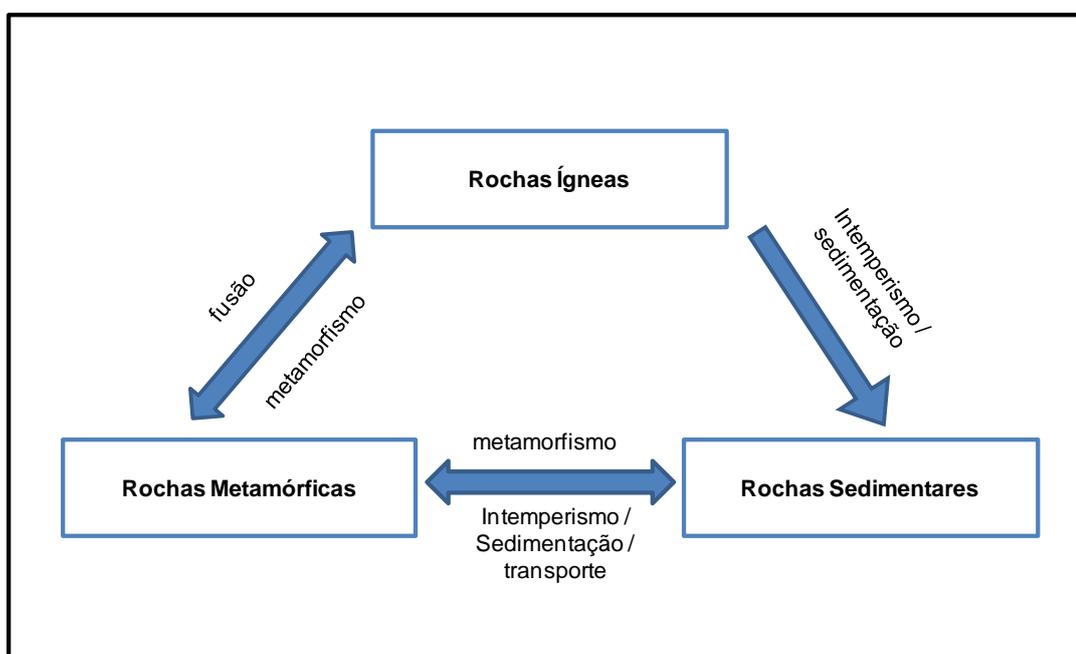
2 REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Solo

Em geral, os solos são formados pela erosão das rochas, e suas propriedades físicas são determinadas primeiramente pelos minerais que constituem suas partículas, ou seja, a partir da rocha a qual o solo é derivado (LAMBE & WHITMAN, 1969; SUGUIO, 2003; DAS, 2007; ORTIGÃO, 2007).

A Figura 1, com base em Das (2007) e Suguio (2003) demonstra o ciclo que desenvolve os tipos de rochas que posteriormente darão origem aos solos, assim carregando características de cada rocha.

Figura 1 - Ciclo das rochas



Fonte: Elaboração própria

No que se refere à engenharia, Terzaghi e Peck (1962) *apud* Maciel Filho (2008) tratam solo como sendo um agregado natural de grãos minerais que podem ser separados por meios suaves, como a movimentação da água. No entanto, as rochas possuem as ligações dos agregados minerais muito mais fortes.

Para Suguio (2003), a geologia sedimentar divide os materiais de construção em dois tipos, os de primeiro grupo, são os materiais como são extraídos dos meios naturais, como por exemplo, as areias e o cascalho. Já os de segundo grupo, são os

materiais que devem ser processados e modificada sua forma, para que assim os materiais adquiram propriedades novas, são exemplos o vidro e cerâmica.

2.2 Tipos de solos

O tamanho das partículas dos solos depende do seu processo de formação e da composição química da rocha de onde são oriundos, pois estas sofrem decomposição pelo intemperismo químico e mecânico. O que resulta em partículas de diferentes tamanhos. Existem solos com partículas visíveis a olho nu, como areias e pedregulhos e outros solos que possuem partículas tão pequenas que não se pode ver individualmente. Esta amplitude de tamanhos é bem expressiva para determinadas partículas, por exemplo, um grão de areia tem dimensões em torno de 2 mm, e as argilas tem dimensões próximas a 0,000001 mm. O que implica que para uma ampliação desta partícula de argila para o tamanho de uma folha de papel A4, o diâmetro da partícula de areia chegaria próximo a 200 m (PINTO, 2006).

Com esta diversidade de tamanhos a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), dividiu os solos por faixas, como pode ser observado na Tabela 1.

Tabela 1 - Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos

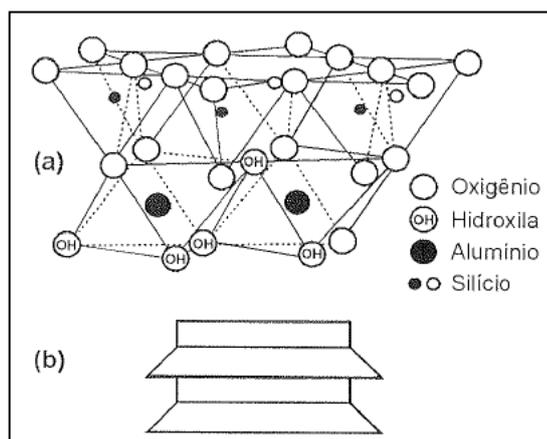
Fração	Limites definidos pela ABNT
Matacão	de 25 cm a 1 m
Pedra	de 7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	de 4,8 mm a 7,6 cm
Areia grossa	de 2 mm a 4,8 mm
Areia média	de 0,42 mm a 2 mm
Areia fina	de 0,05 mm a 0,42 mm
Silte	de 0,005 mm a 0,05 mm
Argila	inferior a 0,005 mm

Fonte: Pinto (2006, p.4).

No entanto, a composição mineralógica irá definir propriedades e características, pois a rocha matriz determina para cada tipo de solo a composição mineralógica de suas partículas. Na maioria das rochas é comum a existência de quartzo, e devido a sua estrutura bastante resistente as ações do intemperismo,

estas partículas darão origem aos grãos de areia e silte. A composição química deste mineral é SiO_2 e suas partículas estão dispostas simetricamente em forma de cubos e esferas. Outros minerais como feldspato, gipsita, calcita e mica, são encontrados de tamanhos próximos ao do quartzo. As argilas possuem uma estrutura diferenciada no que diz respeito a tamanho, pois elas são os argilominerais, a parte fina do solo, derivadas dos feldspatos, minerais que mais sofrem com os ataques das ações da natureza. Também são diferenciados por sua composição química que se estrutura em dois tipos, tetraedros dos átomos de SiO_2 com octaedro das $[\text{Al}(\text{OH})_3]$ (LAMBE & WHITMAN, 1969; DAS, 2007; PINTO, 2006). Na Figura 2 podemos observar como estas ligações ocorrem.

Figura 2 - Estrutura de uma camada de caulinita (a) atômica e (b) simbólica.



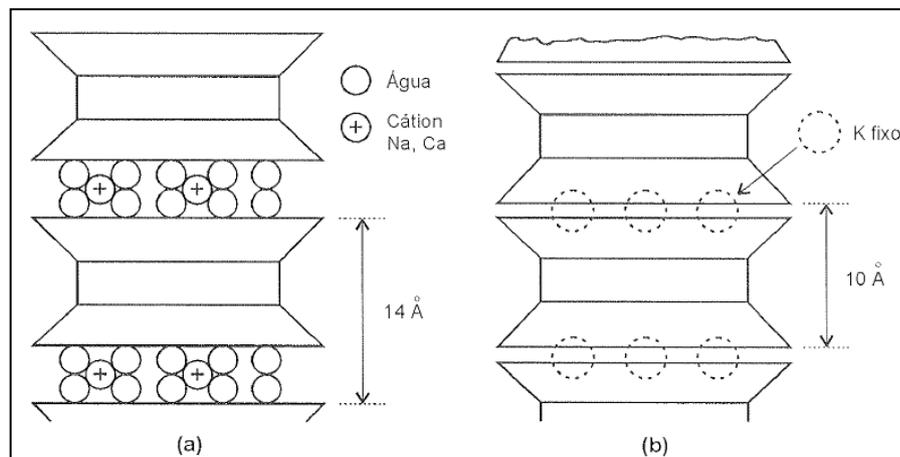
Fonte: Pinto (2006, p.5).

As ligações possuem intensidade extremamente pequena, não impedindo que ocorra a entrada de água entre as camadas, permitindo que as argilas absorvam água ocorrendo em alguns casos a expansão do solo.

A Figura 3a, mostra esmectita com duas camadas de moléculas de água, o que causa uma significativa expansão se for levado em consideração seu estado sem água como mostra na Figura 3b.

De maneira generalizada Maciel Filho (2008), demonstra a constituição de cada fração granulométrica, Quadro 2.

Figura 3 - Estrutura simbólica de argilominerais, (a) em presença da água e (b) sem a presença de água



Fonte: Pinto (2006, p.6).

Quadro 2 - Constituição do solo por faixa granulométrica

Tamanho do grão	Composição
Cascalho Pedrisco	- fragmentos de rocha; - minerais primários, quartzo, calcedôneas, às vezes feldspato no pedrisco (areião).
Areia	- minerais primários: quartzo principalmente, às vezes feldspato; - fragmento de rocha de grão fino; - agregados herdados: partículas constituídas por um mineral primário alterado e um mineral resultante da alteração; - agregados de quartzo e argila: grão de quartzo com argila aderida; - agregados de argila: minerais de argila aglutinados por um cimento, p. ex. ferro; - outros resistatos: magnetita, monasita, zircão, etc.
Silte	- minerais primários, p. ex. quartzo; - material ferruginoso e calcário; - pseudo-agregados ou agregados de quartzo e argila ou só argila; - partículas individuais de certos minerais de argila, p. ex. vermiculita.
Argila	- minerais de argila; - óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio; - minerais primários (em pequena proporção); - matéria orgânica.

Fonte: Maciel Filho (2008, p.95).

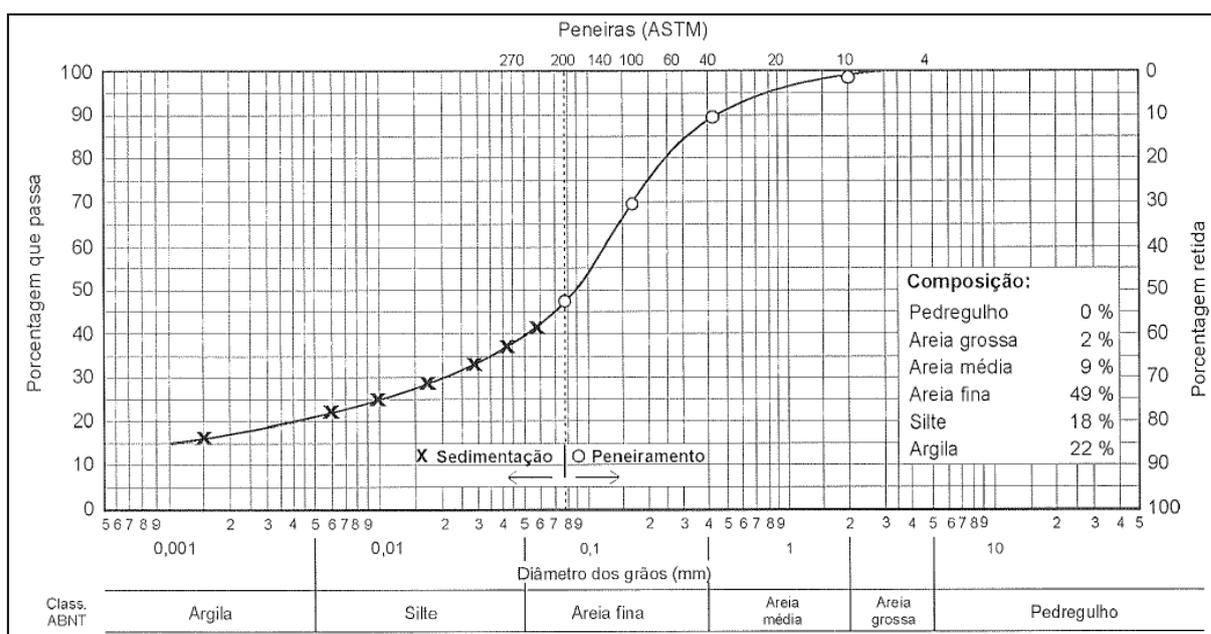
2.2.1 Análise granulométrica

Conforme Pinto (2006), as partículas de um solo são inúmeras e de difícil identificação, são citados os casos de grãos de areias que podem estar envoltos por

uma camada de argila, formando uma partícula de diferente diâmetro, como também no caso da grande aglomeração de apenas partículas de argila, dando uma dimensão errônea dos grãos. Para analisar de forma individual as dimensões das partículas são realizados os ensaios de peneiramento e sedimentação no solo.

O peneiramento consiste na massa de material que passa por peneiras com aberturas normatizadas, sendo comparada a abertura da peneira com a quantidade de material passando. A sedimentação aplica-se ao material inferior ao diâmetro 0,075mm, onde é feita a remoção do material (argila e silte) que ficam agregados às partículas de areia. Desta forma a Figura 4, ilustra a separação entre o diâmetro das partículas obtidas pela sedimentação e peneiramento.

Figura 4 - Exemplo de distribuição granulométrica



Fonte: Pinto (2006, p.9)

Conforme o formato da curva pode-se classificar a granulometria em contínua ou descontínua, uniforme, bem graduada ou mal graduada, considerando a predominância de determinadas frações de solo (CAPUTO, 2011).

E conforme Allen-Hazen, os dois parâmetros que auxiliam na definição do tipo de curva granulométrica do solo são o coeficiente de uniformidade (C_u) e curvatura (C_c), que são obtidos conforme as equações 1 e 2 (CAPUTO, 2011).

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \dots(1)$$

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

Onde: C_u é o coeficiente de uniformidade;
 d_{60} é o diâmetro correspondente a 60% do material;
 d_{10} é o diâmetro correspondente a 10 % do material;
 C_c é o coeficiente de curvatura;
 d_{30} é o diâmetro correspondente a 30% do material.

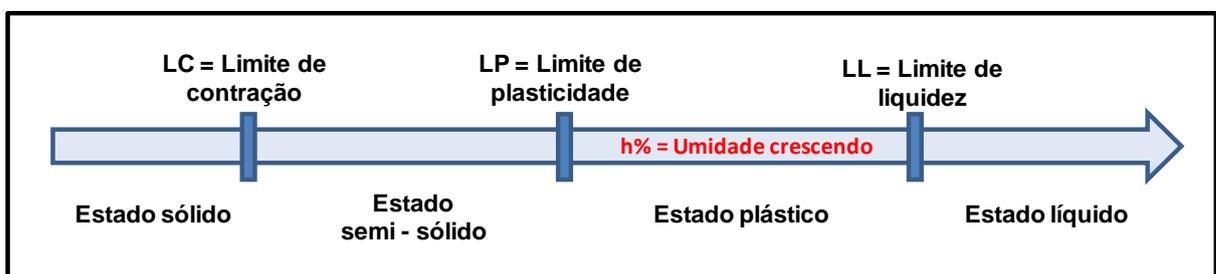
Onde os valores de “d” são obtidos pelo valor correspondente ao percentual de material passante correlacionado com o diâmetro da peneira.

Para Craig (2011), um solo com um coeficiente de uniformidade alto, terá uma quantidade alta de determinado tamanho de partícula e, que um solo com graduação boa deverá ter de modo geral um coeficiente de curvatura entre 1 e 3.

2.2.2 Índices de consistência

São as fronteiras entre os estados sólido, plástico e líquido. Os estudos tiveram início a partir com o agrônomo sueco Atterberg em 1911 (ORTIGÃO, 2007). A Figura 5 demonstra estes limites de estado do solo conforme a quantidade a água presente.

Figura 5 - Esquema dos estados físicos



Fonte: Adaptado de Caputo (2011)

Os limites utilizados para classificar um solo são plasticidade e liquidez. O limite de plasticidade ocorre quando o solo adquire trabalhabilidade se acrescido de água, o limite de liquidez ocorre quando o solo deixa de ser plástico, a quantidade de água contida no solo acaba por eliminar a atração entre as partículas e, assim

deixar o solo mais instável. A variação de umidade entre estes limites é chamada de índice de plasticidade.

2.3 Classificação dos solos

São dois os principais sistemas de classificação dos solos, sendo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (U.S.C.), de origem nos estudos de Casagrande e normalizado pela ASTM D2488-09a (*Standard Practice for Description and Identification of Soils*), e a classificação pelo Sistema Rodoviário baseada no Limites Atterberg e normalizada pela ASTM D3282-09 (*Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes*).

2.3.2 Sistema Unificado de Classificação

A norma americana D2488-09a, divide de modo geral os solos em três grandes grupos:

- Solos grossos: constituídos em sua maioria em partículas maiores que o diâmetro de 0,074mm, ou seja, o material retido na peneira nº 200 é superior a 50%;
- Solos finos: a maioria das partículas são inferiores a 0,074mm, o material passante na peneira nº 200 é maior que 50%;
- Turfas: que são os solos com grande presença de material orgânico e, são altamente compressíveis.

Para Craig (2011), uma das principais características deste sistema que foi desenvolvido pelo Reino Unido é que cada grupo é indicado por letras em função do tipo e características do solo, como mostra a Tabela 2. Os limites de plasticidade e liquidez são utilizados para classificar os solos finos por meio da carta de plasticidade, Figura 6. No eixo das abscissas está a liquidez e no eixo das ordenadas está a plasticidade, o que gera para cada solo com estes valores um ponto dentro da carta e, a classificação para cada solo é atribuída em função da faixa que o ponto irá se encontrar, sendo que a carta se divide em cinco faixas para o limite de liquidez e a linha A que divide parcialmente silte e argila.

A equação 3 descreve linha A, no entanto o trecho inicial é formado por uma faixa entre o IP 4 e 7.

$$IP = 0,73(LL - 20)$$

...(3)

Onde:

IP = índice de plasticidade e;

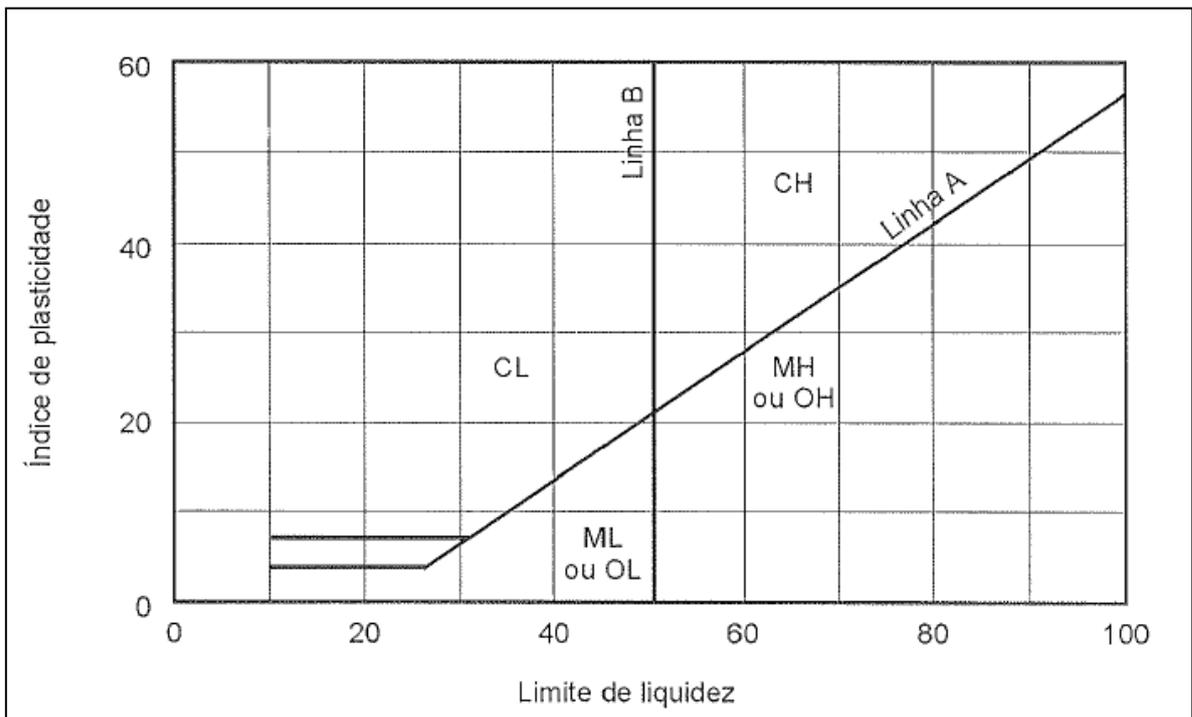
LL = Limite de liquidez.

Tabela 2 - Nomenclatura do sistema

Termos principais		Termos qualificados	
Pedregulho	G	Bem graduado	W
Areia	S	Mal graduado	P
		Uniforme	Pu
		Graduação aberta	Pg
Solos finos, finos	F	De plasticidade baixa (wl<35)	L
Silte (solo M)	M	De plasticidade intermediária (wl: 35-50)	I
Argila	C	De plasticidade alta (wl: 50-70)	H
		De plasticidade muito alta (wl: 70-90)	V
		De plasticidade extremamente alta (wl > 90)	E
		Da faixa superior de plasticidade (wl >35)	U
Turfa	Pt	Orgânico (pode ser um sufixo para qualquer grupo)	O

Fonte: Craig (2011, p.11).

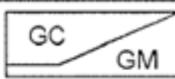
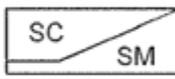
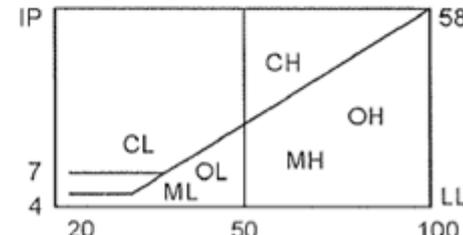
Figura 6 - Carta de plasticidade



Fonte: Pinto (2006, p.56).

A classificação do Sistema Unificado pode ser resumida pela Tabela 3, que relaciona os percentuais de materiais que passam em cada peneira e a carta de plasticidade.

Tabela 3 - Esquema de classificação do Sistema Unificado

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

Fonte: Pinto (2006, p.57).

2.3.3 Sistema Rodoviário

É o sistema mais usado no mundo pela engenharia rodoviária, consiste também na utilização dos limites de Atterberg e a granulometria do solo, dividindo-os em grupos e subgrupos (PINTO, 2006; CAPUTO, 2011).

Pela ASTM D3282-09, os solos granulares constituem os grupos de A-1, A-2 e A-3, enquanto os solos finos são A-4, A-5, A-6 e A-7, sendo os grupos A-1, A-2 e A-7 subdivididos em subgrupos. A Tabela 4 que demonstra a classificação do solo em função do material e para fim de utilização de material de subleito.

Tabela 4 - Esquema de Classificação rodoviário

Classificação Geral	Solo Granulares ($P_{200} < 35\%$)							Solos Silto - Argilosos ($P_{200} > 35\%$)			
	A-1		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
P_{10}	<50										
P_{40}	<30	<50	>50								
P_{200}	<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
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	<4	<4	<8	<12	<16	<20
Tipos de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação como subleito	Excelente a bom						Regular a mau				

Nota:

- P_{10} , P_{40} e P_{200} indicam, respectivamente, as porcentagens que passam nas peneiras n^{os} 10 (2 mm), 40 (0,42 mm) e 200 (0,074 mm).

- LL e IP referem-se à fração passante na #40

- Para o subgrupo A-7-5: $IP \leq LL - 30$ e para o A-7-6: $IP > LL - 30$

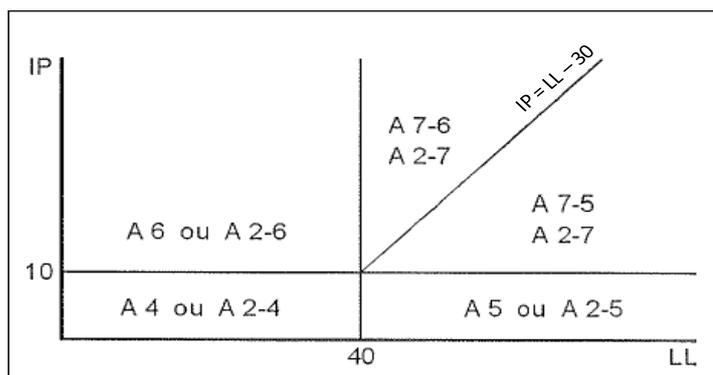
- A identificação é feita da esquerda para direita, razão porque o A-3 é colocado antes do A-2, sem que isto signifique superioridade daquele sobre este

- $IG = \underbrace{(P_{200} - 35)}_{\substack{>0 \\ <40}} \times [0,2 + 0,005 \times \underbrace{(LL - 40)}_{\substack{>0 \\ <20}}] + 0,01 \times \underbrace{(P_{200} - 15)}_{\substack{>0 \\ <40}} \times \underbrace{(IP - 10)}_{\substack{>0 \\ <20}}$

Fonte: Caputo (2011, p.186).

Para a classificação do solo fino é de maior facilidade a utilização do gráfico do índice de plasticidade pelo limite de liquidez (Figura 7), com a divisão dos subgrupos.

Figura 7 - Classificação dos solos finos no sistema rodoviário



Fonte: Pinto (2006, p.58).

2.4 Compactação de solos

Aumentar a densidade de um solo retirando o ar em meio às partículas por meio de processo mecânico caracteriza a compactação de um solo, (CAPUTO, 2011; DAS, 2007; PINTO, 2006).

Na engenharia é comum a utilização deste processo, é realizada por meio de compactador, pois o solo em seu estado natural apresenta uma forma heterogênea, fofa, e assim sua estrutura é de baixa resistência e com alta deformabilidade. Com a compactação o solo tende a ficar mais homogêneo devido ao contato entre os grãos ser maior, pela redução do índice de vazios (CAPUTO, 2011; DAS, 2007; PINTO, 2006).

O engenheiro Proctor foi um dos pioneiros no estudo da aplicabilidade da compactação em obras da engenharia e, viu que o aumento do peso específico do solo esta relacionado com a quantidade de água acrescentada para a compactação. Se adicionada uma parcela pequena de água no solo, o atrito entre as partículas torna-se muito alto o que dificulta uma acomodação mais adequada destes grãos, no entanto para uma umidade muito elevada acontece um processo de envolvimento dos canalículos (ar) pela água, de forma que não é possível este ar sair do solo com a mesma energia de compactação. Assim para se obter uma densificação do solo, é feita uma relação entre o peso específico do solo e a umidade, gerando uma curva que relaciona o peso específico máximo de solo com a umidade ótima, Figura 8 (PINTO, 2006; DAS, 2007).

É possível observar que cada solo tende a ter um formato de curva, logo, os solos possuem diferentes pesos específicos e diferentes umidades ótimas, Figura 8.

As curvas da Figura 8 são obtidas pelo ensaio de compactação da NBR 7182, que foi desenvolvido por Proctor em 1933, sendo que para cada valor de umidade tem se um respectivo valor de peso específico aparente seco do material, obtido pela equação 4, e ponto de máximo da curva corresponde ao peso específico máximo ($\gamma_{s,máx}$) do solo compactado para a energia de compactação aplicada, (CAPUTO, 2011; DAS, 2007).

$$\gamma_s = \frac{\gamma}{1+h} \quad \dots(4)$$

Onde:

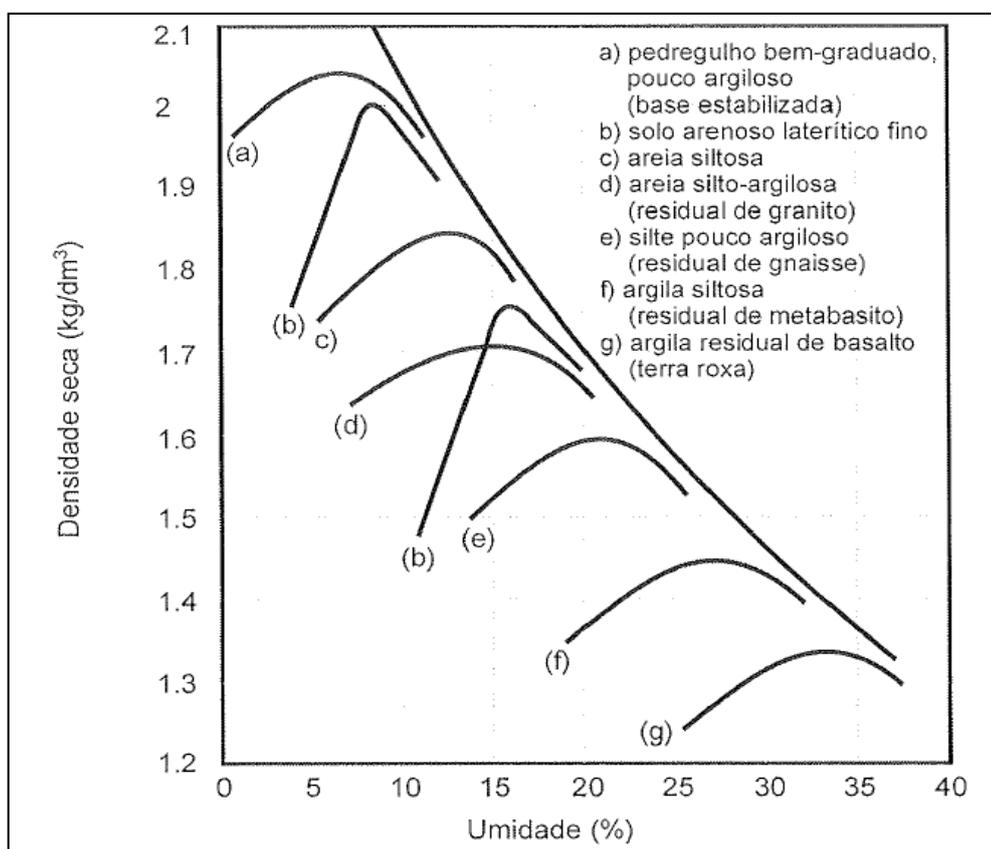
γ_s = peso específico aparente seco;

γ = peso do específico solo úmido;

h = umidade do solo.

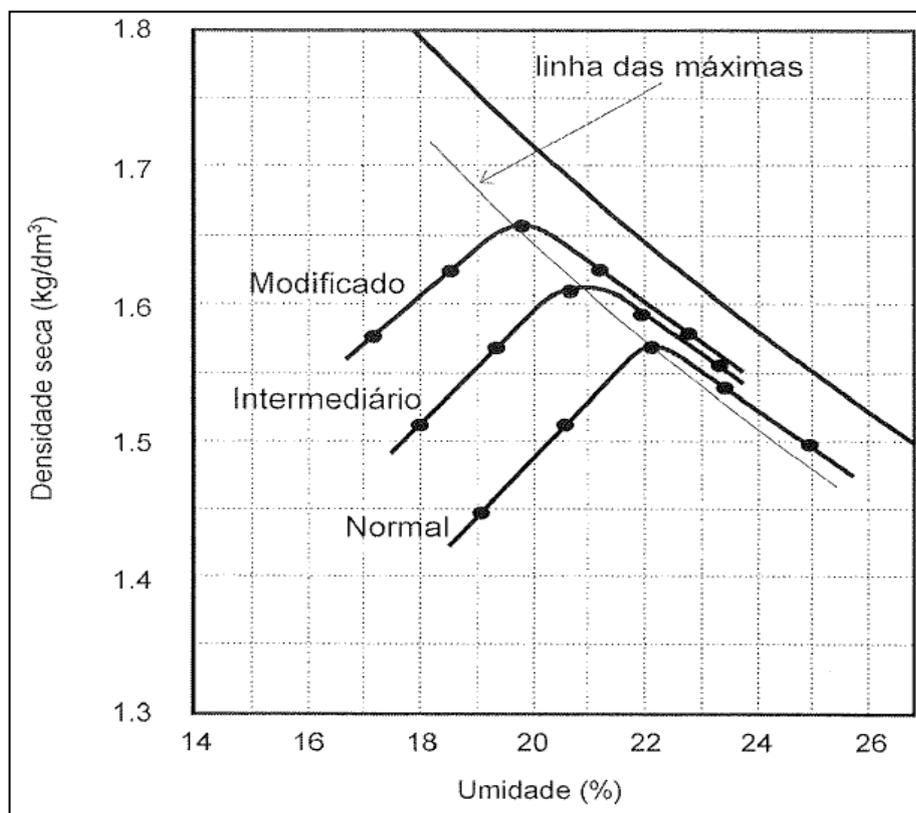
No entanto, a densidade máxima aparente seca de um solo compactado pode variar em função da energia de compactação, como mostra a Figura 9.

Figura 8 - Curvas típica de compactação



Fonte: Pinto (2006, p.68).

Figura 9 - Curvas de compactação conforme a energia de compactação



Fonte: Pinto (2006, p. 71)

A Figura 9 mostra três tipos de energia de compactação são obtidas pela equação 5. Proctor observou que ao mudar a energia aplicada a expulsão de vazios torna-se maior o que ocasiona em uma densidade maior, assim o engenheiro Proctor tinha em primeiro momento a energia normal, e posterior aos estudos chegou na energia modificada. No entanto, atualmente alguns órgãos de tecnologia em rodovias chegaram a uma energia dentre as de Proctor, denominando-a de energia intermediária de compactação (CAPUTO, 2011; PINTO, 2006).

$$E = \frac{M \times h \times Ng \times Nc}{V} \quad \dots(5)$$

Onde: M é massa do soquete, h a altura de queda do soquete, Ng o número de golpes, Nc é o número de camadas e V o volume do solo compactado.

2.5 Estabilização de solos

A estabilização dos solos consiste em modificar a capacidade de suporte e resistência, isto consiste em mudar a estrutura física do solo, aumentando a capacidade de resistir ao desgaste (VARGAS, 1977; VENDRUSCOLO, 2003). Podendo ser do tipo granulométrica, mecânica e química.

2.5.1 Estabilização granulométrica

A estabilização granulométrica consiste no acréscimo de partículas no solo, com determinada faixa de diâmetro, fazendo com que o solo passe a ter uma nova distribuição granulométrica, tornando-o bem graduado, ou seja, cada espaço existente no solo possa ser preenchido por partículas sólidas, o que por sua vez diminui os vazios e, deixa o solo mais denso, o que resulta em maior capacidade de suporte para o solo (MELO, 1985; NASCIMENTO, 1970; VARGAS, 1977).

2.5.2 Estabilização mecânica

É o processo onde se aplica uma determinada energia no solo, fazendo com que seja expulso de seu interior o ar e a água, que resultará em maior massa específica do solo e conseguinte uma maior capacidade de suporte para este solo. Como por exemplo, a compactação de um solo é um método de estabilização de solo por processo mecânico, ao efetuar um aterro é feita a compactação por meio de um rolo compactador, a energia que o compactador aplica homogeneizando o solo faz sua estrutura ficar mais densa e com maior resistência. Para pavimentos é um método que se faz uso em combinação de outros (MELO, 1985; NASCIMENTO, 1970; VARGAS, 1977).

2.5.3 Estabilização química

A estabilização química ocorre quando ao solo são adicionados determinados aglomerantes, como cal, cimento e cinza da casca de arroz (CCA), que juntamente com a água irão desenvolver um processo químico que aumenta a ligação entre as partículas sólidas, o que resulta em maiores valores de ângulo de atrito e coesão.

Com isto as propriedades mecânicas do solo são melhoradas, como a resistência à compressão e ao cisalhamento.

Uma das técnicas mais utilizadas para melhorar as características de resistência dos solos é o melhoramento químico, com a inclusão de aglomerantes, como o cimento e a cal, (ABIKO, 1983; ALI *et al.*, 1992; BEHAK, 2007; BASHA, 2005). Os solos estabilizados têm sua capacidade de suporte aumentada, devido às reações químicas que ocorrem dentro da estrutura modificada, (LAMBE & WHITMAN, 1979; PINTO, 2006).

Consoli *et al.* (1996) apresentou a aplicação de solo com cimento sob as fundações de edificações, onde obteve resultados aceitáveis para sua aplicação. E Fernandes *et al.* (2013) utilizou solo melhorado quimicamente com cal e CCA no reforço de taludes de rodovias para a aplicação de tensões de até 534,46 kN/m².

2.6 Resistência ao cisalhamento dos solos

Segundo Pinto (2006), a ruptura de um solo se dará quase sempre por meio de cisalhamento, somente em casos especiais acontecerá uma ruptura por tração. A resistência de cisalhamento é a maior tensão que o solo pode suportar sem que haja ruptura.

O cálculo da resistência ao cisalhamento dos solos pode ser expresso pela equação de Coulomb (equação 6). Onde são elementos básicos os parâmetros c' e ϕ' que representam de forma efetiva, o intercepto coesivo e o coeficiente de atrito entre as partículas do solo. Esses parâmetros são características intrínsecas, sendo determinada por suas propriedades e atributos, tais como textura, estrutura, teor de matéria orgânica, densidade, mineralogia e teor de água, (LAMBE & WHITMAN, 1979; CAPUTO, 2011; CRAIG, 2011).

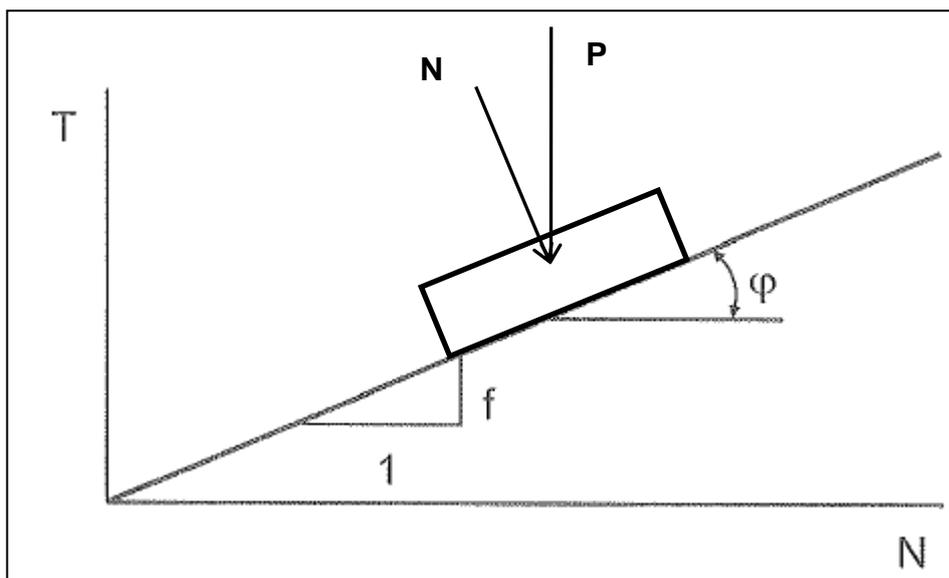
$$\tau' = c' + \sigma \operatorname{tg}\phi' \quad \dots(6)$$

Onde: c' e ϕ' são os parâmetros efetivos do intercepto coesivo e ângulo de atrito, σ é a tensão normal efetiva e τ a tensão cisalhante.

O ângulo de atrito pode ser definido como sendo a resistência gerada pelo contato entre as partículas, ou da mesma forma, como um corpo sobre uma

superfície inclinada, conforme esquema na Figura 10, onde o peso do corpo gera uma carga sobre o plano e, para o deslocamento deste sobre a superfície é necessário que exista uma força proporcional ao coeficiente de atrito entre os materiais e a carga normal do corpo (LAMBE & WHITMAN, 1969; PINTO, 2006).

Figura 10 - Esquema do deslizamento de um corpo sobre uma superfície

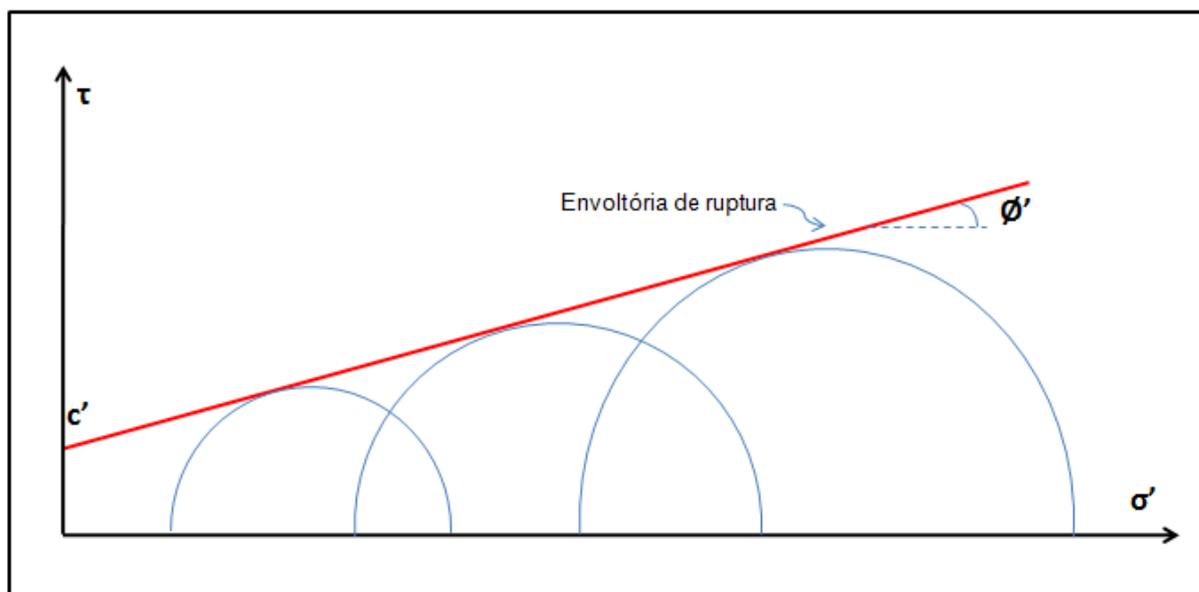


Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

A coesão real é a atração química que existe entre as partículas do solo, no entanto, esse valor em geral para solo residuais é bem pequeno, (PINTO, 2006). Na resistência ao cisalhamento se obtém uma coesão advinda da equação 6, por meio da envoltória de ruptura, (CAPUTO, 2011; PINTO, 2006).

Para a determinação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, pode ser feito por meio da obtenção da envoltória de ruptura que é criada por meio do gráfico de Mohr-Coulomb, que traça uma reta ou leve curva nos pontos de máximos dos círculos de Mohr gerados por tensões cisalhantes em função de carregamentos normais, e a ruptura somente ocorrerá neste maciço quando a tensão cisalhante passar a envoltória de ruptura, conforme a Figura 11, (CRAIG, 2011; CAPUTO, 2011; PINTO, 2006).

Figura 11 - Condições de tensões de na ruptura



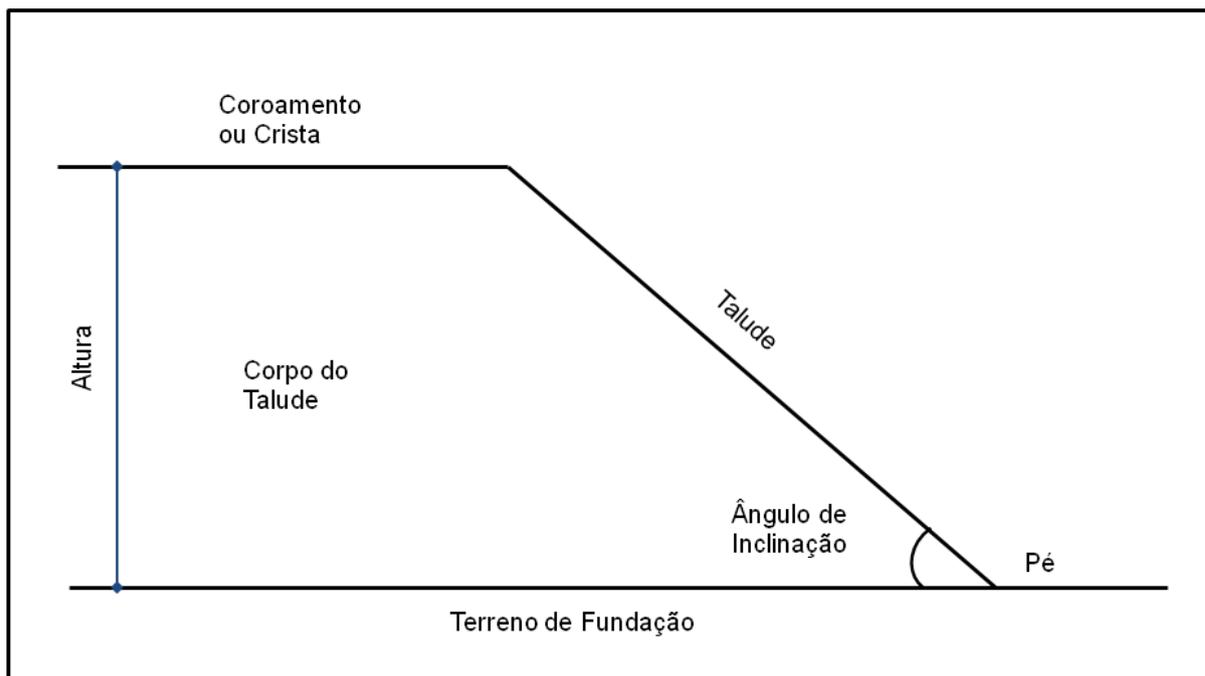
Fonte: Adaptado de Craig (2011).

Para obtenção dos valores e desenvolvimento da envoltória demonstrada na Figura 11 por meio de ensaios de laboratório como: cisalhamento direto e triaxial. Sendo o ensaio triaxial um dos métodos que apresentam valores mais reais, devido ao plano de ruptura ser na zona mais frágil da amostra. No entanto, o cisalhamento direto é um ensaio mais comum e de maior utilização, devido a sua simplicidade, suas principais desvantagem são o plano de ruptura ser gerado na zona onde a caixa de cisalhamento é dividida e a falta de controle das poropressões, sendo importante o controle da velocidade do ensaio para que os resultados gerados estejam na condição de tensão efetiva, (CAPUTO, 2011; CRAIG, 2011).

2.7 Estabilidade de taludes

É chamado de talude qualquer superfície inclinada que delimite um maciço de terra, rocha ou os dois simultaneamente. E podem ser naturais (encostas), ou artificiais, quando construídos pelo homem, como no caso de taludes de aterro e corte, (CAPUTO, 2008; DAS, 2007) a Figura 12 demonstra e denomina as partes de um talude.

Figura 12 - Esquema e denominações do maciço com talude



Fonte: Caputo (2008, p.379).

Um maciço de terra se mantém em equilíbrio quando, a tensão de cisalhamento é igual ou menor que a resistência ao cisalhamento do material. De maneira geral deve ser respeitado o fator de segurança, resultante da equação 7 (GERSCOVICH, 2012; VARGAS, 1977):

$$FS = \frac{\tau_{(atuante)}}{\tau_{(mobilizada)}} \quad \dots(7)$$

Onde: τ é a tensão cisalhante.

As análises dos escorregamentos de solo deram se por meio da observação de deslizamentos ocorridos, movimentações de solo, (CAPUTO, 2008; MASSAD, 2010). Assim as análises foram levadas a considerar verificações em que o solo como um todo, como fatias ou como cunhas, (MASSAD, 2010).

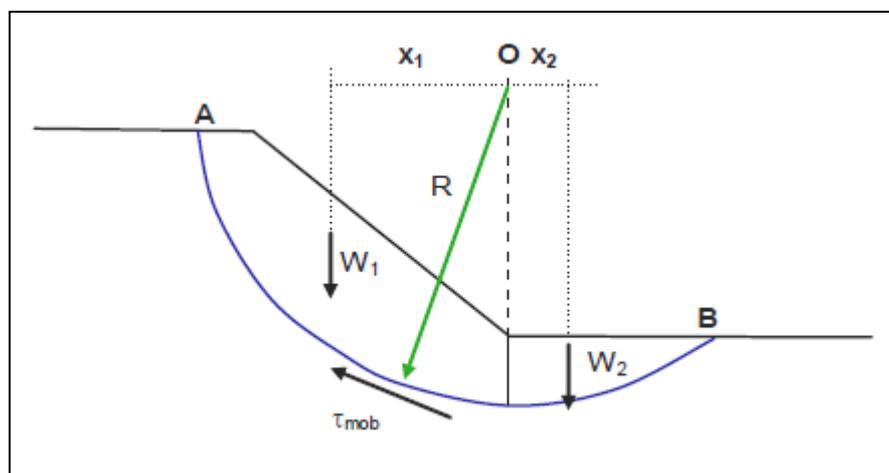
Os métodos para a análise da estabilidade de taludes, atualmente em uso, baseiam-se na hipótese de haver equilíbrio numa massa de solo, tomada como corpo rígido-plástico, na iminência de entrar em um processo de escorregamento. Daí a denominação geral de “métodos de equilíbrio-limite” (MASSAD, 2010, p.63).

Segundo Massad (2010), para o estudo do método de equilíbrio-limite devem ser considerados alguns pressupostos como, o coeficiente de segurança é uma constante ao longo da linha de ruptura, ou seja, desprezam-se possíveis rupturas progressivas.

2.7.1 Método de Bishop Simplificado

Segundo Gerscovich (2012), o método das fatias é a forma mais utilizada em estudos de estabilidade, pois não apresenta restrições quanto à homogeneidade do solo, geometria do talude e tipo de análise (em termos de tensões totais ou efetivas). Sendo amplamente utilizado o método de Bishop (1958), que considera a superfície de ruptura como sendo circular e que as forças entre as partes são horizontais, (GERSCOVICH, 2012; CRAIG, 2011). As equações 8 e 9 mostram os momentos gerados pelo maciço e, que para sua estabilidade devem estar em equilíbrio, conforme a Figura 13.

Figura 13 - Geometria do escorregamento de um talude



Fonte: Gerscovich (2012)

$$M_{instabilizante} = W_1 x_1 \quad \dots(8)$$

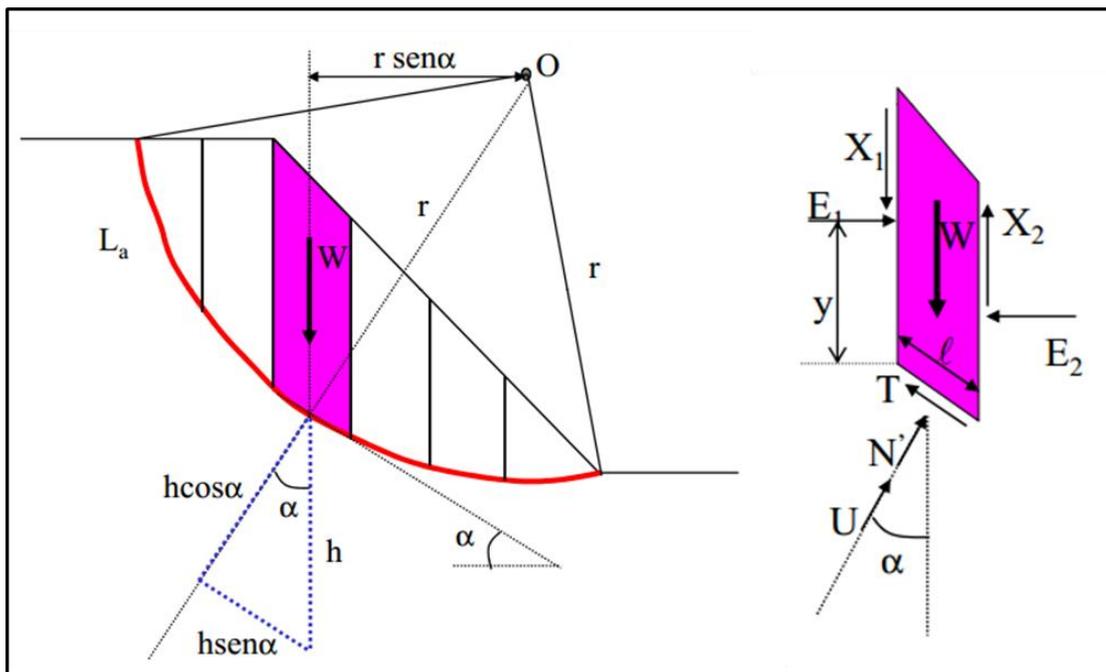
Onde: W_1 é a carga exercida por parte do maciço e x_1 a distância do centro de massa ao pé do talude.

$$M_{estabilizante} = W_2 x_2 + (\tau_{mob} \overline{AB}) \times R \quad \dots(9)$$

Onde: W_2 é a carga exercida pela parte inferior do maciço, x_2 à distância ao centro de massa, τ_{mob} tensão cisalhante, \overline{AB} arco do plano de ruptura e R o raio.

A Figura 14 demonstra a ruptura de forma circular e as forças atuando em cada fatia.

Figura 14 - Forças atuantes nas fatias do maciço



Fonte: Adaptado de Gomes (20--?)

Com o equilíbrio das forças na vertical temos segundo Massad (2010) as equações 10 e 11, que substituindo na equação 7 obtemos o fator de segurança por meio iterativo levando em consideração o arco, na equação 12.

$$(N' + U) \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha = W \quad \dots(10)$$

Onde : N' é a reação da carga do solo efetivo, U componente de poropressão, T é a força de resistência cisalhante e W é a carga da fatia.

$$N' = \frac{W - U \cdot \cos \alpha - \frac{c' \cdot l \cdot \cos \alpha \cdot \tan \alpha}{F}}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \cdot \sin \alpha}{F}} \quad \dots(11)$$

Onde: F é o fator de segurança.

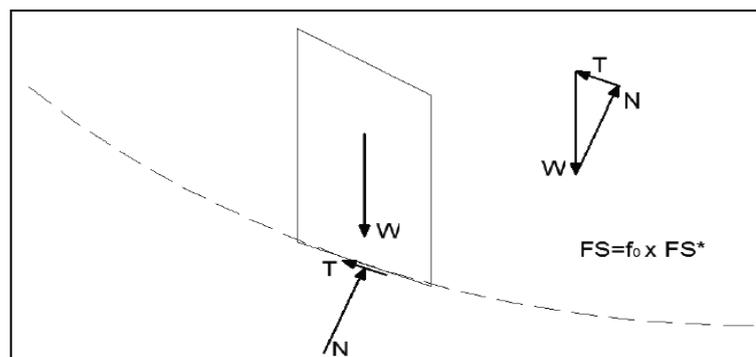
$$F = \frac{\sum \left[c'.l + \frac{W - U.\cos\alpha - \frac{c'.l.\cos\alpha.tg\alpha}{F}}{\cos\alpha + \frac{tg\phi'.\sen\alpha}{F}} .tg\phi' \right]}{\sum(W.\sen\alpha)} \quad \dots(12)$$

Para o cálculo do coeficiente de forma interativa, deve se proceder da seguinte maneira: admite-se um valor inicial para F_1 e, substitui se na equação 12 e, com isto é obtido um valor F_2 , que é comparado com o primeiro valor do coeficiente de segurança F_1 . Conforme a precisão necessária é feita novas repetições, no entanto, de modo geral três interações já bastam. Para precisões altas é possível recorrer ao método de Newton-Raphson para apurar o desenvolvimento, como mencionado por Whitmam e Baley (1967) *apud* Massad (2010).

2.7.2 Método de Janbu Simplificado

O método Janbu (1954) considera que a resultante das forças que atuam entre as fatias é horizontal e, que se aplica um fator de correção (f_0) para as forças cisalhantes atuantes, sendo este fator para equivaler as forças de interação que o método negligencia (GERSCOVICH, 2012; SILVA, 2011). Ou seja, o método considera o equilíbrio das forças horizontais global e não para o caso do equilíbrio dos momentos (BARBOSA, 2008). As forças atuantes nas fatias para o método de Janbu estão descritas na Figura 15.

Figura 15 - Fatia genérica e polígono das forças



Fonte: Silva (2011, p. 19)

A Figura 15 mostrou as forças que estão atuando na fatia. Estão atuando o peso da fatia (W), a reação do solo (N) e o força resistente de cisalhamento do solo (T).

E para se obter FS* as tensões inicialmente por Janbu (1954), geram as equações 13 e 14:

$$FS^* = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p-u)tg\phi')}{n_\alpha} \right]}{\sum p.b.tg\alpha} \quad \dots(13)$$

$$n_\alpha = \cos^2\alpha \cdot \left(1 + tg\alpha \frac{tg\phi'}{FS} \right) \quad \dots(14)$$

Onde: $p = \frac{W}{b}$ =tensão vertical total e b é a largura da fatia.

E o valor do f_0 , depende da razão entre a profundidade e comprimento da superfície de ruptura, e o FS poderá aumentar entre 5 a 12% (ABRAMSON *et al.*, 2002 *apud* BARBOSA, 2008).

2.7.3 Método de Janbu Generalizado

O método de Janbu (1957) generalizado considera as forças entre as fatias, tanto a força normal como tangencial e admite uma linha arbitrária para determinar uma relação entre estas. E para obter o FS tem-se a equação 15, para a força atuante normal à base é utilizada a equação 16, que está em função das forças de corte entre as fatias.

$$FS = \frac{\sum [(c' l + (N - Ul)tg\phi')sec\alpha]}{\sum [W - (X_2 - X_1)]tg\alpha + \sum (E_2 - E_1)} \quad \dots(15)$$

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left[W - (X_2 - X_1) - \frac{1}{FS} (c' l - Ul.tg\phi')sen\alpha \right] \quad \dots(16)$$

Onde:

X_2 e X_1 são as forças de corte entre as fatias,

E_2 e E_1 são os esforços atuantes sobre a fatia,

U é a poropressão,
l é o comprimento da base da fatia,
 α é inclinação da superfície de deslizamento.

Este método satisfaz as condições de equilíbrio de forças e de momentos. O equilíbrio de momentos para a massa global de escorregamento está satisfeito considerando uma largura de fatia infinitesimal e considerando momentos sobre o ponto médio da base da fatia (JANBU, 1957).

2.7.4 Software Slide

O software *Slide* possui vários métodos de cálculo, levando em consideração os métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Janbu Generalizado, dentre outros. Dando a possibilidade de efetuar cálculos com uma grandeza de detalhes, com vários tipos de materiais, efeitos da água sobre o maciço, tipos de estruturas e análises probabilísticas, que geram uma grande confiabilidade no software (ROCSCIENCE, 2013).

Slide oferece nada menos que 17 diferentes modelos de resistência do material para rocha e solo, incluindo Mohr-Coulomb, anisotrópica e generalizada Hoek-Brown. Tipos de apoio incluem tieback, final ancorado, solo prego, micro pilha e geotêxtil. Voltar análise permite determinar a força de apoio necessário para um determinado fator de segurança. Avançados algoritmos de busca simplificar a tarefa de encontrar a superfície crítica de deslizamento com o fator de segurança menor (ROCSCIENCE, 2013).

O software é de fácil aplicação, sendo necessário informar a geometria do talude, o peso específico dos materiais, ângulo de atrito, intercepto coesivo e nível d'água. Se necessário é possível informar mecanismos que foram utilizados para auxiliar na estabilidade do maciço, como tirantes e geotexteis (ROCSCIENCE, 2013).

O *Slide* gera o fator de segurança crítico em um curto espaço de tempo, agilizando o processo de análise, sendo mais eficiente que o processo manual.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

Os materiais que foram utilizados na pesquisa são solo, cimento Portland, cal hidratada, cinza de casca de arroz e água. Onde a água utilizada foi proveniente do abastecimento da concessionária local e, os demais materiais conforme especificações a seguir.

3.1.1 Solo

O solo que foi utilizado na pesquisa foi coletado na jazida Pedra Rosada localizada na latitude (29°50'13.46") Sul e longitude (55°46'27.01") Oeste, na cidade de Alegrete, RS. Os ensaios de caracterização, compactação e cisalhamento direto foram realizados no laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA.

3.1.2 Cal hidratada

Foi utilizada a cal hidratada CH-II da DB, produzida segundo NBR 7175/03, indicada para o uso em argamassas, massa fina e pintura. E segunda a normativa, com exigência química de óxidos de cálcio e magnésio não hidratados de no máximo 15% e exigência física de material retido acumulado na peneira 0,6mm não superior a 0,5% e na 0,075mm menor igual a 15%.

3.1.3 Cimento Portland

O cimento que foi utilizado no trabalho foi o cimento Portland pozolânico CP IV – 32 Votoran, fabricado segundo as especificações técnicas da NBR 5736/91, com as recomendações para uso em: artefatos de cimento, concreto em geral, fundações, obras em ambiente marinho, galerias subterrâneas, pisos industriais, obras de saneamento, barragens e pavimentos. A composição química é composta por silicatos de cálcio, alumínio e ferro, sulfato de cálcio, filler carbonático e pozolana.

3.1.4 Cinza da casca de arroz

Foi utilizada a cinza de casca de arroz, de origem da queima nas caldeiras da termoelétrica da Cooperativa Agroindustrial de Alegrete LDTA (CAAL), onde a queima é feita sem controle de temperatura.

No relatório químico da cinza, realizado pela empresa Econsulting no ano de 2011, a amostra foi classificada segundo a NBR 10004 como sendo uma material não inerte classe IIA, com a composição química segundo a Tabela 5. Por esta classificação o material pode apresentar algumas propriedades como: biodegradabilidade, combustibilidade ou solubilidade em água e não apresenta características de corrosividade, toxicidade, reatividade e inflamabilidade.

Tabela 5 - Composição química da cinza de casca de arroz

Parâmetros	Resultados
Matéria orgânica	9,9 %
Cinzas	89,6 %
Umidade	0,5 %
pH	8,89

Fonte: Econsulting (2011, p.3)

3.2 Métodos

3.2.1 Ensaio de caracterização

O solo foi coletado conforme NBR 9604/86 Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas, sendo utilizadas pá e enxada.

Primeiramente foi feita a limpeza do terreno em uma área delimitada por um quadrado com 4m de lado para retirada da vegetação, em seguida foi retirada uma camada superior com cerca de 15 cm para eliminar possíveis materiais orgânicos. Após se deu início a escavação, sendo condicionado o material em bolsas com aproximadamente 15 kg, o material posteriormente foi exposto ao sol para secagem.

Com o solo seco à umidade higroscópica, foi feita a preparação da amostra segunda a NBR 6457/86 Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização, sendo necessários os seguintes

materiais: almofariz, mão de gral, balança, bandejas metálicas e as peneiras 76,2 – 50,8 – 19,1 – 4,8 – 2,0 – 0,42mm.

Para o ensaio de análise granulométrica, foi efetuado o destorroamento do material evitando a quebra dos grãos e quarteamento do material até chegar à quantidade necessária para o ensaio, foi utilizada a peneira 76 mm para separar o material que seria utilizado, desprezando o material que ficou retido. A quantidade a tomar de material foi em função da dimensão estimada dos grãos conforme a Tabela 6, que considera o material passante na peneira 76mm, sendo então retirado uma amostra em torno de 1kg.

Tabela 6 - Quantidade de amostra para análise granulométrica

Dimensões dos grãos maiores contidos na amostra, determinada por observação visual (mm)	Quantidade mínima a tomar (kg)
< 5	1
5 a 25	4
> 25	8

Fonte: ABNT (1986)

Para os limites de Atterberg tomou-se uma fração de material destorroado e foi passado na peneira 0,42mm ficando com aproximadamente 200g de material passante.

3.2.1.1 Ensaio de granulometria e sedimentação

Com o material preparado segundo normativas, foram realizados os ensaios de sedimentação e peneiramento segundo a NBR 7181/84 Solo – Análise Granulométrica, onde foram necessários os materiais: estufa capaz de manter a temperatura entre 105° C e 110° C, balança, recipientes para condicionamento do material, aparelho de dispersão com rotação igual ou superior a 9000 rpm, proveta de volume de 1000cm³, densímetro calibrado a 20° C e graduado de 0,995 a 1,050, termômetro, cronômetro, peneiras 50 – 38 – 25 – 19 – 9,5 – 4,8 – 2,0 – 1,2 – 0,6 – 0,42 – 0,25 – 0,15 e 0,075mm, escova com cerdas metálicas e agitador de peneiras.

Foi separada uma quantidade próxima a 90g para um material intermediário a argila e areia, pesado e anotado como (Mh), separou-se mais 100g para determinação da umidade higroscópica (h). Colocou-se 90g do material em um

béquer com cerca de 125cm³ de solução de hexametáfosfato de sódio de concentração de 45,7g do sal por 1000cm³ de solução, agitou-se o béquer até o material ficar imerso e foi deixado em repouso por um tempo não inferior às 12h (Figura 16A).

Depois de transferida a mistura para o copo de dispersão (Figura 16B) e adicionado água até que o nível fique 5 cm abaixo da borda do copo, foi submetida à ação do aparelho dispersor durante 15 minutos (Figura 16C).

Figura 16 - Material no desfloculante (A), copo dispersor (B) e aparelho de dispersão (C)



Fonte: Elaboração própria

Em sequência se transferiu a dispersão para uma proveta removendo cuidadosamente sem que houvesse perda de material, fazendo uso de uma escova para retirado do material do fundo do copo dispersor, foi completado com água destilada até atingir 1000 cm³. Na proveta com a boca tampada foram executados movimentos de rotação por 1 minuto. Imediatamente foi colocada a proveta sobre uma mesa e se deu início a procedimentos de ensaio anotando a hora que começou a sedimentação. O densímetro foi mergulhado cuidadosamente na dispersão. Iniciou se as leituras do densímetro e termômetro conforme a Tabela 7.

Ao término da leitura de 24h foi colocado o material na peneira 0,075mm e, então se realizou a lavagem em água corrente para retirada do material fino. Quando a água que passou pela peneira estava totalmente limpa a lavagem foi concluída e, o material retido foi levado à estufa por 24h em temperatura de 105° C. O material seco foi passado com o auxílio de agitador mecânico, nas peneiras de 1,2 – 0,6 – 0,42 – 0,25 – 0,15 e 0,075mm sendo anotadas as massas retidas acumuladas em cada peneira.

Tabela 7 - Intervalos de tempo para leitura do densímetro e temperatura

Tempo	Densímetro	Temperatura
30s		
1min		
2min		
4min		
8min		
15min		
30min		
1h		
2h		
4h		
8h		
24h		

Fonte: Elaboração própria.

Para o material que ficou retido na peneira 2 mm se efetuou o peneiramento grosso nas peneiras 50 – 38 – 25 – 19 – 9,5 e 4,8mm.

Para o cálculo das porcentagens correspondentes as leituras do densímetro foi utilizada a equação 17.

$$Q_s = N \times \frac{\delta}{(\delta - \delta_d)} \times \frac{V\delta_c(L - L_d)}{\frac{M_h}{(100 + h)} \times 100} \quad \dots (17)$$

Onde:

Q_s = Porcentagem de solo em suspensão em cada instante de leitura,

N = Porcentagem de material retido que passa na peneira 2 mm,

δ = Massa específica dos grãos do solo, em g/cm³,

δ_d = Massa específica do meio dispersor a temperatura de ensaio,

V = Volume da suspensão em cm^3 ,

δ_c = Massa específica da água em g/cm^3 ,

L = Leitura do densímetro na suspensão,

L_d = Leitura do densímetro no meio dispersor,

M_h = Massa do material úmido submetido à sedimentação em g,

h = Umidade higroscópica do material passante na peneira 2mm.

O diâmetro das partículas em suspensão no momento de cada leitura do densímetro foi obtido pela equação 18, Lei de Stokes.

$$d = \sqrt{\frac{1800\mu}{\delta - \delta_d} \times \frac{a}{t}} \quad \dots (18)$$

Onde:

d = Diâmetro máximo das partículas em mm,

μ = Coeficiente de viscosidade do meio dispersor em $\text{g.s}/\text{cm}^2$,

t = Tempo de sedimentação em s,

a = Altura de queda das partículas correspondente à leitura do densímetro.

Para expressar os resultados finais foi plotado um gráfico, onde nas abscissas está os valores do diâmetro das partículas, em uma escala logarítmica, e nas ordenadas o percentual de material passante em cada peneira, em escala aritmética.

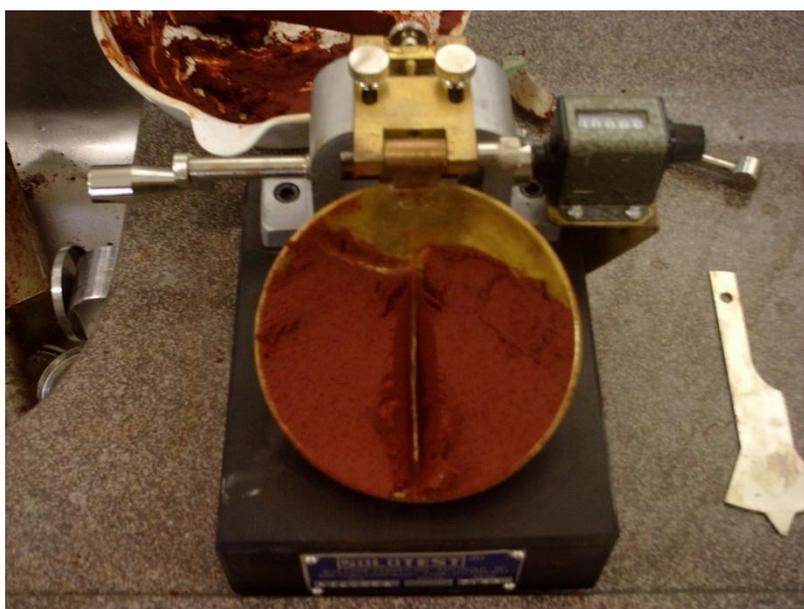
3.2.1.2 Limites de Atterberg

3.2.1.2.1 Limite de Liquidez

A determinação do limite de liquidez do solo foi realizada conforme a NBR 6459/84 Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Colocou se a metade do solo que havia sido preparado conforme a NBR 6457/86 Amostras de Solo- Preparação Para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização em um almofariz de porcelana e adicionou se água destilada aos poucos, amassou se continuamente com auxílio de espátula, até obter uma massa homogênea e com consistência para que fosse necessário cerca de 35 golpes para fechar a ranhura. O tempo de

homogeneização foi cerca 15 minutos. Transferiu se parte da mistura para o Aparelho de Casagrande, onde foi moldado de modo que na parte central a espessura seja de 1 cm. Dividiu se a massa de solo que estava na concha em duas partes, passando o cinzel através da mistura, de maneira a abrir uma ranhura em sua parte central, normalmente à articulação da concha, como mostra na Figura 17.

Figura 17 - Aparelho de Casagrande com material para ensaio de LL

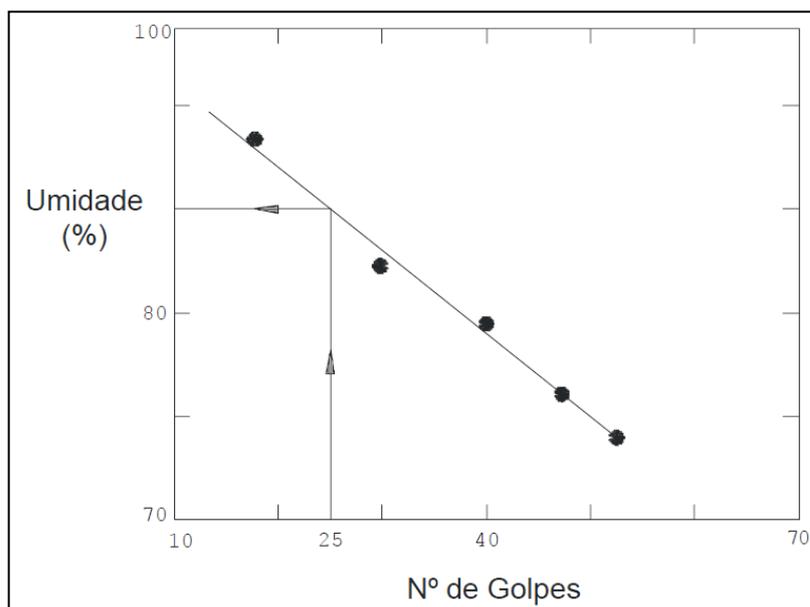


Fonte: Elaboração própria

Com o material no aparelho como mostrado na Figura 17, foram aplicados uma série de golpes, sendo que para a primeira unidade o número de golpes necessários para fechar parte da ranhura deve ser superior a 35. Também é necessário tomar cuidado para que os golpes sejam constantes, segundo normativa em torno de 2 golpes por segundo. O ensaio é finalizado quando a ranhura central é fechada em torno de 13 mm, sendo então coletas três amostras do solo que rompeu para levar a estufa a uma temperatura de aproximadamente 105° C por 24h, para obtenção da umidade.

O procedimento anterior foi repetido por no mínimo três vezes ou até passar pelo número de golpes 25, pois segundo Casagrande a umidade que permite ao solo o rompimento com 25 golpes é o LL. Para obter este valor é necessário traçar um gráfico onde apresente os valores da umidade em função dos golpes numa escala logarítmica, como ilustra a Figura 18.

Figura 18 - Gráfico do percentual de umidade x n° de golpes

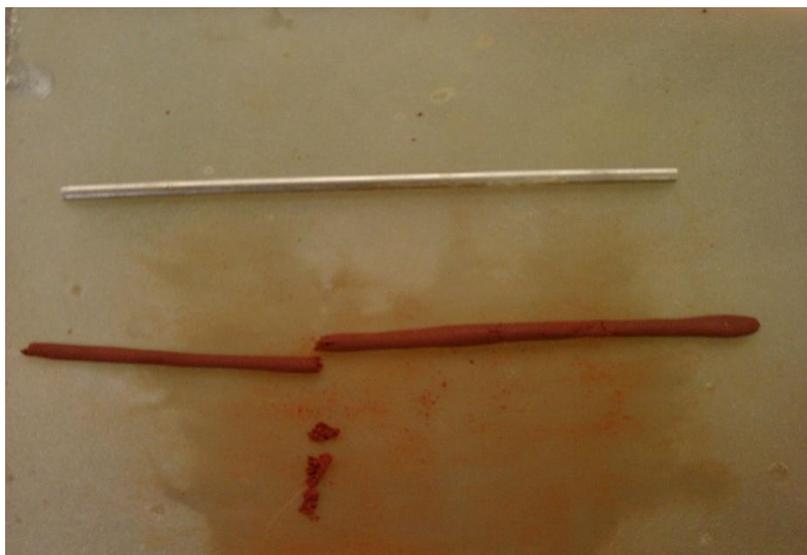


Fonte: Ortigão (2007, p. 27)

3.2.1.2.2 Limite de Plasticidade

Com o restante do material preparado conforme a NBR 6457/86, se determinou o Limite de Plasticidade do solo conforme NBR 7180/84 Solo – Determinação Limite de Plasticidade. Colocou-se a amostra no almofariz e acrescentou-se água destilada para realização da homogeneização durante 15 minutos, para obter uma pasta homogênea, de consistência plástica. Com cerca de 10g da amostra foi formada uma bola que foi rolada sobre uma placa de vidro com pressão suficiente para lhe dar a forma de um cilindro. A amostra foi rolada sobre a superfície da placa, para que perdesse umidade até chegar a um ponto em que a amostra começasse a se romper ou formar pequenas fissuras, como ilustra a Figura 19. Neste momento foram retiradas três amostras para que fossem secas na estufa a temperatura de 105° C por 24h.

Figura 19 - Ensaio de Limite de Plasticidade



Fonte: Elaboração própria

3.2.2 Traços utilizados

Para a pesquisa foram utilizados os traços de Klamt (2012), com 75% de solo + 10% de cal + 15% de CCA, e o traço de Rodrigues (2012), com 75% de solo + 10% cimento + 15% de CCA. Os autores utilizaram em suas pesquisas o solo da mesma jazida em estudo e obtiveram para os traços supracitados valores de resistência a compressão simples superiores a 2,1 MPa.

Os materiais estão descritos dos itens 3.1.1 ao 3.1.4, no entanto a CCA para ser utilizada foi moída em moinho de bolas do laboratório de materiais de construção civil da Universidade Federal de Santa Maria, para que pudesse diminuir o tamanho das partículas e homogeneizar o material, após a moagem, foi passado pela peneira n° 200.

3.2.3 Ensaio de compactação

A preparação do material para o ensaio de compactação respeitou a NBR 6457/86, o material foi seco a umidade higroscópica, destorroado, quarteado e realizada a passagem do material pelas peneiras 4,8 e 19,1mm. Com a quantidade de material retido em cada peneira foi realizada a escolha do cilindro a ser utilizado e observações com relação ao material, conforme Tabela 8. Onde foi então escolhido o cilindro pequeno, pois o material era passante na peneira 4,8mm.

Tabela 8 - Procedimento após peneiramento

Peneira (mm)	Material retido (% em peso)	Cilindro a ser utilizado no ensaio	Observação
4,8	Menor que 7	Grande ou pequeno	Desprezar o material retido
19,1	Menor que 10	Grande	Desprezar o material retido
19,1	Maior que 10	Grande	Ver nota abaixo
19,1	Maior que 30		Recomenda-se não ensaiar de acordo com o método de compactação de solos

Nota: Passar o material retido na peneira 19,1mm através da peneira de 76,2mm e desprezar o material retido nesta última. Substituir o material retido na peneira de 19,1mm e que passe de 76,2mm por igual quantidade de material retido na peneira de 4,8mm e que passe na de 19,1mm.

Fonte: ABNT (1986)

O ensaio de compactação foi realizado para determinação do teor de umidade que resulta em uma massa específica máxima aparente seca, NBR 7182/86, Solo – Ensaio de Compactação, onde foram necessários os seguintes materiais: balança, estufa, cápsulas metálicas, bandejas, régua de aço biselada, cilindro de Proctor ou CBR, soquete pequeno ou grande e papel filtro.

Foi adotada a energia de compactação normal conforme a Tabela 9, que relaciona o soquete, cilindro, número de camadas e golpes a serem utilizados. Desta forma, foi utilizada energia normal com cilindro pequeno, três camadas de compactação e 26 golpes em cada.

Em uma bandeja com o material seco até a umidade higroscópica, dividiu-se em 5 porções iguais e adicionou-se água até em torno de 5% abaixo da umidade ótima estimada, homogeneizando o material. Foi realizada a montagem do cilindro, fixando a base e também o colarinho, colocando ao fundo o papel filtro e efetuando a pesagem do molde sem o colarinho.

Colocou-se material de forma que a amostra foi dividida em partes iguais, efetuou-se o número de golpes recomendados, com o soquete adequado ao ensaio. No intervalo de cada camada foi realizada a escarificação da camada socada, este processo foi realizado até atingir as camadas desejadas. Ao final das camadas foi retirado o colarinho e com a régua biselada foi feito o arrasamento da superfície da amostra. Após realizou-se a pesagem do conjunto solo + molde.

Tabela 9 - Energias de compactação

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Nº de camadas	3	3	5
	Nº de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Nº de camadas	5	5	5
	Nº de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: ABNT (1986)

Em seguida, foi desmontado o molde e retirado três amostras do centro do material compactado e levado à estufa, sendo medida a umidade para a massa compactada de material.

Foi repetido este procedimento até completar os cinco pontos e verificação de possível curvatura passando o material pelo ramo seco e úmido.

Para o cálculo da massa específica aparente seca, foi feito uso da equação 19:

$$\gamma_s = \frac{P_h \times 100}{V(100 + h)} \quad \dots (19)$$

Onde:

γ_s = Massa específica aparente seca em g/cm³,

P_h = Peso úmido do solo compactado em g,

V = Volume útil do cilindro em cm³,

h = Teor de umidade do solo compactado em %.

Com os resultados marcaram-se os pontos obtidos, com os valores do teor de umidade no eixo das abscissas e a massa específica aparente seca no eixo das ordenadas, traçando pelos pontos uma curva de ajuste que deve ter um formato

aproximado de parábola, onde o ponto de máxima da curva corresponde à maior densidade e o teor de umidade ótimo.

3.2.4 Cura e moldagem dos corpos de prova

Após a determinação do teor de umidade ótimo de todos os traços e do solo natural, foram moldados corpos de prova (CP's), em cilindro de 10 cm de diâmetro e 12,7cm de altura, para manter a altura do cilindro pequeno, para que desta forma não ocorresse variação na energia de compactação normal. A compactação dos CP's aconteceu em três camadas conforme normativa (NBR 6457/86).

Em seguida foram levados os CP's para uma caixa d'água com um estrado para condicionamento dos CP's e, no fundo uma lâmina de água com aproximadamente 20 cm, a caixa foi tampada para gerar um ambiente de umidade para cura. Permaneceram em cura por 7, 14, 56 e 112 dias.

Para moldagem das amostras que foram utilizadas no ensaio de cisalhamento direto, foi utilizado o molde quadrado de 5x5cm com 2 cm de altura conforme Figura 20. Para que não houvesse problemas de ruptura das amostras antes de ser colocadas na caixa de cisalhamento, foram cerrados os CP's compactados nas zonas de transição entre as camadas de compactação, ou seja, cada CP irá gerar três amostras para o cisalhamento.

A Figura 20 mostra uma parte do CP e como foi realizada a delimitação do tamanho para a amostra a ser levada ao aparelho de cisalhamento, a parte que está a sobrar do cilindro foi removida com uma espátula até atingir o tamanho desejado. O procedimento de remoção do material que sobra da amostra do cilindro, realizada com espátula, não pode ser realizada com as amostras da mistura de solo + cimento + CCA com 112 dias de cura devido à alta rigidez que o material adquiriu.

Figura 20 - Fração do CP com o molde para ensaio de cisalhamento



Fonte: Elaboração própria

3.2.5 Ensaio de resistência ao cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado em um aparelho da empresa Contenco (Figura 21) no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UNIPAMPA, com coleta de dados automática. Sendo realizado o ensaio conforme a norma americana ASTM D 3080-98 (*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*).

A amostra foi colocada em uma caixa bipartida com os acessórios (Figura 22), onde foi aplicado um carregamento normal e, uma carga cisalhante na parte inferior da caixa que desliza sobre trilhos, enquanto a parte superior foi mantida fixa e medida a tensão cisalhante e deslocamento horizontal da amostra. Para os ensaios foram aplicados quatro carregamentos verticais: 25, 50, 100 e 200 kPa, com uma velocidade constante de deslocamento da caixa de 0,1mm/min. Essa velocidade foi aplicada para que o ensaio fosse realizado em condições drenadas.

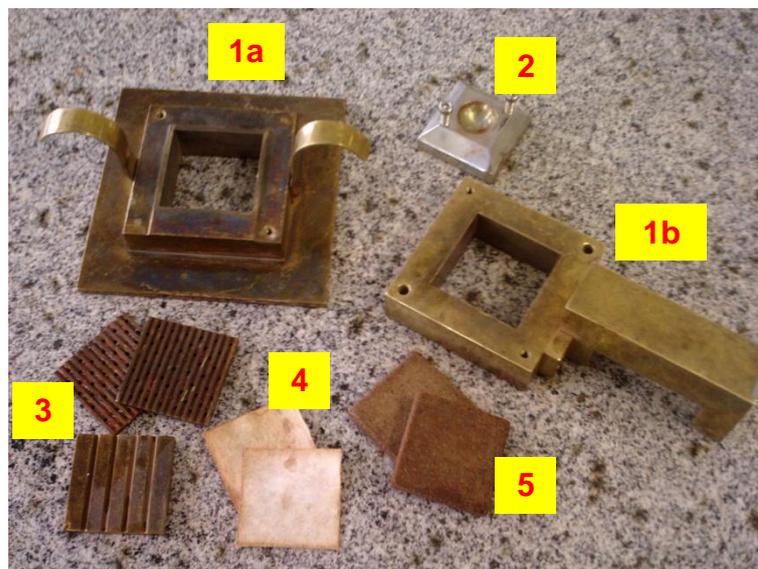
A Figura 21 mostra o aparelho com a aplicação de uma carga vertical por meio do braço de alavanca, onde são colocados os pesos e os LVDTs que marcam o deslocamento vertical e horizontal da amostra.

Figura 21 - Aparelho de cisalhamento direto



Fonte: Elaboração própria

Figura 22 - Itens da caixa bipartida e acessórios



Fonte: Elaboração própria

Através da Figura 22 identifica-se os elementos que constituem a caixa bipartida de cisalhamento, o número 1 (a, b) é a estrutura propriamente da caixa e, na parte no braço é onde será medida a carga cisalhante aplicada na amostra, o número 2 é a ligação entre a amostra e o suporte que impõe a carga normal aplicada pelo braço de alavanca, o número 3 são chapas metálicas frisadas e furadas que dão aderência entre a amostra e a caixa e também permitem a saída da água, o número 4 é o papel filtro para não entupir a pedra porosa com material fino

desagregado da amostra e o número 5 as pedras porosas que auxiliam na drenagem. O ensaio foi realizado na condição inundado.

Com os quatro pontos gerados pela tensão normal x tensão cisalhante o programa gerou a envoltória de ruptura, informando juntamente os parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo. Para o presente estudo os gráficos foram refeitos a partir dos gráficos de tensão cisalhante pelo deslocamento horizontal.

3.2.6 Modelagem dos perfis típicos

Para modelagem dos perfis a ser utilizados no software do Slide, foram considerados itens como carregamento, tipo de eixo, rodado e fator de segurança como mostra na Tabela 10.

Tabela 10 - Variáveis utilizadas na modelagem do perfil típico de rodovia

Variável	Valor	Referência
Abaulamento	2,5%	Shu Han Lee (2000)
Carga Utilizada	25,5 t	
Eixo	Tandem triplo	CONTRAN
Pneus	Simples e extralargos	(Resolução 12/98)
Nível D'água	1h, 1/2h; 0h*	-----
Software	Slide	Slide, 2009.
Fator Segurança	1,5	Gerscovich (2012)
*h = altura do talude		

Fonte: Elaboração própria

Nos dados relacionados vale destacar que a carga utilizada é a maior permitida pelos órgãos regulamentadores, e a altura do talude foi baseada nas recomendações do Manual de Conservação de rodovias do DNIT (2005) que prevê 3 metros de altura para taludes onde há possibilidade de inundação.

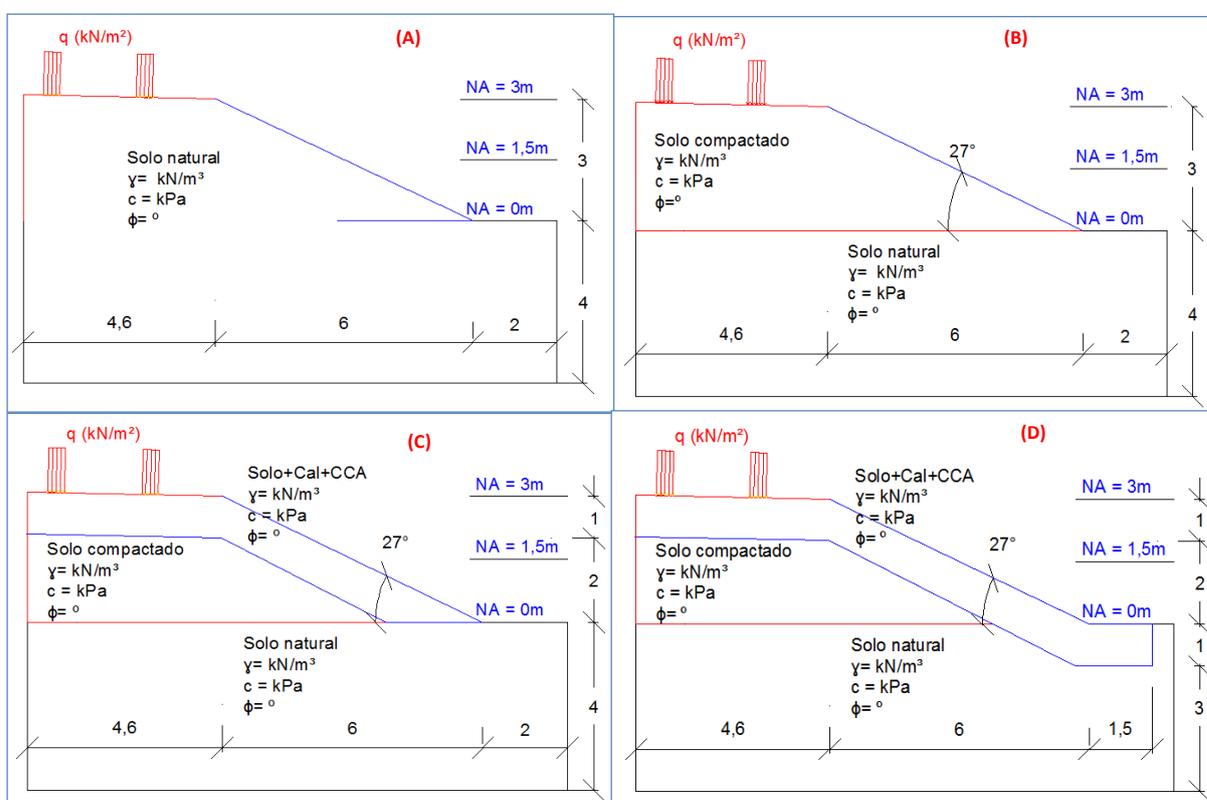
Os modelos utilizados para a verificação da estabilidade de taludes são os da Figura 23, com inclinação de 1:2 (vertical : horizontal). A estabilidade foi verificada pelos métodos de Bishop Simplificado, Janbu Simplificado e Generalizado e, com o

nível d'água variando em três níveis. O mesmo processo ocorreu para os taludes com inclinação 1:3.

O fator de segurança de Gerscovich (2012) é de 1,5 para as situações mais graves, onde há risco eminente de vida e perdas materiais graves.

Nos perfis está a indicação dos níveis d'água, a forma com que os materiais serão dispostos na estrutura da rodovia, o local onde a carga estará atuando e a declividade do talude.

Figura 23 - Modelos de perfis utilizados, (A) solo natural, (B) solo compactado, (C) 1m de solo melhorado e (D) 1m solo melhorado + reforço no pé talude



Fonte: Elaboração Própria

As tensões transmitidas do carregamento do veículo pelo pneu para rodovia foram adotadas segundo os estudos de Franco (2007) na Tabela 11.

Tabela 11 - Descrição dos eixos tandem conforme a configuração de pneus

	Tandem Duplo		Tandem Triplo	
Configuração	Pneus extralargos	Pneus comuns	Pneus extralargos	Pneus comuns
Esquema				
PBT (kgf)	17.000	17.000	25.500	25.500
Medida dos pneus	385/65R22.5	275/80R22.5	385/65R22.5	275/80R22.5
Pressão de Pneus (kgf/cm ²)	8,5	8,25	8,5	8,25
Peso por roda (kgf)	8.500	4.250	8.500	4.250
Área de contato por roda (cm ²)	1.000	515	1.000	515
Largura do pneu (mm)	389	276	389	276
Diâmetro em contato com o pavimento (mm)	357	256	357	256

Fonte: Franco (2007, p. 158)

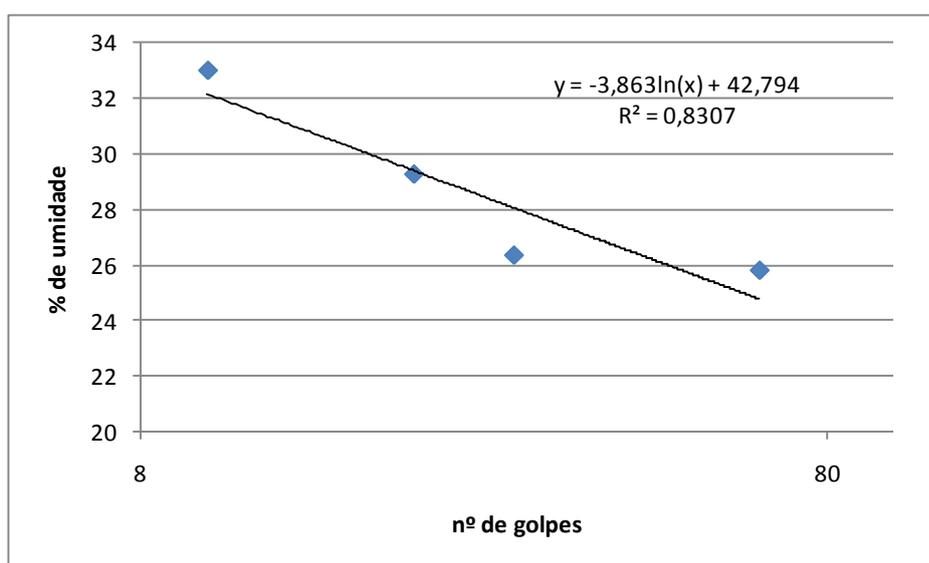
Conforme Franco (2007), os pneus simples dissipam parcela do carregamento devido o espaçamento existente entre os dois e, no caso dos extralargos os esforços se concentram, assim o trabalho utilizou os dois carregamentos, para pneus simples 809,05 kN/m² e para pneus extralargos 833,57 kN/m².

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Índices de consistência

Os índices de consistência foram obtidos, para o limite de liquidez por meio do aparelho de Casagrande e de posse destes foi construído o Gráfico 1 que relaciona o teor de umidade em função do número de golpes. Com os pontos no gráfico foi gerada uma linha de tendência que resultou na equação 20. O número de golpes igual a 25 na equação resulta em um teor de umidade entre o estado plástico e o líquido.

Gráfico 1 - Limite de liquidez (nº golpes x teor de umidade)



Fonte: Elaboração própria

Por meio da equação 20, foi então determinado o valor do limite de liquidez efetuando a substituição do número de golpes por 25.

$$y = -3,863 \ln(x) + 42,794 \quad \dots(20)$$

Onde: y é o teor de umidade e x o número de golpes.

Desta forma para $x = 25$ temos,

$$y = -3,863 \ln(25) + 42,794$$

$$y = -12,434 + 42,794$$

$y \cong 30$, ou seja, o limite de liquidez do solo em estudo é de 30%.

O limite de plasticidade foi obtido com a utilização da placa de vidro de superfície áspera conforme a NBR 7180/84, e com os valores dos teores de umidade chegou-se na Tabela 12.

Tabela 12 – Teores de umidade dos pontos de plasticidade do solo

Ponto	1			2			3		
Cápsula	16	17	18	23	5	22	46	45	38
Tara (g)	12	12,2	10,4	11	10,8	11	25	24,9	24
P. H (g)	12,5	12,5	11,1	11,8	11,7	11,7	25,3	25,4	24,5
P. S (g)	12,3	12,4	11	11,6964	11,48	11,66	25,2	25,3	24,4
H (%)	40,00	33,33	14,29	12,95	24,44	5,71	33,33	20,00	20,00
H méd (%)	29			14			24		

Fonte: Elaboração própria

Com os valores das médias dos três pontos foi realizada então uma nova média que resultou em aproximadamente 22%, o valor que limita o estado sólido para o estado plástico.

O índice de plasticidade foi obtido então com a diferença entre o limite de liquidez e limite de plasticidade, desta forma $(30 - 22) = 8\%$.

4.2 Análise granulométrica

Para construção da curva de distribuição granulométrica foram realizados os procedimentos segundo o item 3.2.1.1, e para a massa específica dos grãos utilizou-se o valor de referência de Klamt (2012) e Rodrigues (2012) de $\delta = 2,66g/cm^3$. Os valores médios da leitura do densímetro estão descritos na Tabela 13.

Tabela 13 – Leitura densímetro e percentual de grãos

Tempo decorrido (t)	DENSÍMETRO						
	T (°C)	η (g.s/cm ²)	Leitura (L)	H queda (cm)	Correção Ld	\emptyset grão (mm)	% \emptyset grão
30 s	20	1,02701E-05	1,0340	13,5100	1,0041505	0,070817	51,78
1 min	19	1,05228E-05	1,0340	13,5100	1,0043234	0,050687	51,48
2 min	19	1,05228E-05	1,0338	13,5470	1,0043234	0,035890	51,13
4 min	19	1,05228E-05	1,0335	12,5025	1,0043234	0,024380	50,61
8 min	19	1,05228E-05	1,0330	12,5950	1,0043234	0,017303	49,75
15 min	19	1,05228E-05	1,0325	12,6875	1,0043234	0,012683	48,88
30 min	19	1,05228E-05	1,0320	12,7800	1,0043234	0,009001	48,01
1 h	19	1,05228E-05	1,0312	12,9280	1,0043234	0,006401	46,62
2 h	18	1,07853E-05	1,0310	12,9650	1,0044871	0,004589	45,99
4 h	18	1,07853E-05	1,0300	13,1500	1,0044871	0,003268	44,26
8 h	19	1,05228E-05	1,0292	13,2980	1,0043234	0,002295	43,15
24 h	17	1,10584E-05	1,0290	13,3350	1,0046418	0,001360	42,26

Fonte: Elaboração própria

Com a lavagem e secagem do material utilizado para as leituras do densímetro foi realizado o peneiramento que resultou nos valores médios apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Percentual de grãos em cada peneira

Peneiras		m. ret. (g)	Ret. Acum.	% Ø grão
1,200	mm	13,84	0,31	99,66
0,600	mm	13,76	0,54	99,42
0,425	mm	13,78	0,79	99,15
0,300	mm	15,51	2,77	97,01
0,150	mm	36,01	25,25	72,71
0,075	mm	31,49	43,21	53,29

Fonte: Elaboração própria

Após a lavagem, o material restante após a eliminação da argila e silte, possui diâmetro das partículas e tonalidade correspondentes a areia, conforme mostra na Figura 24.

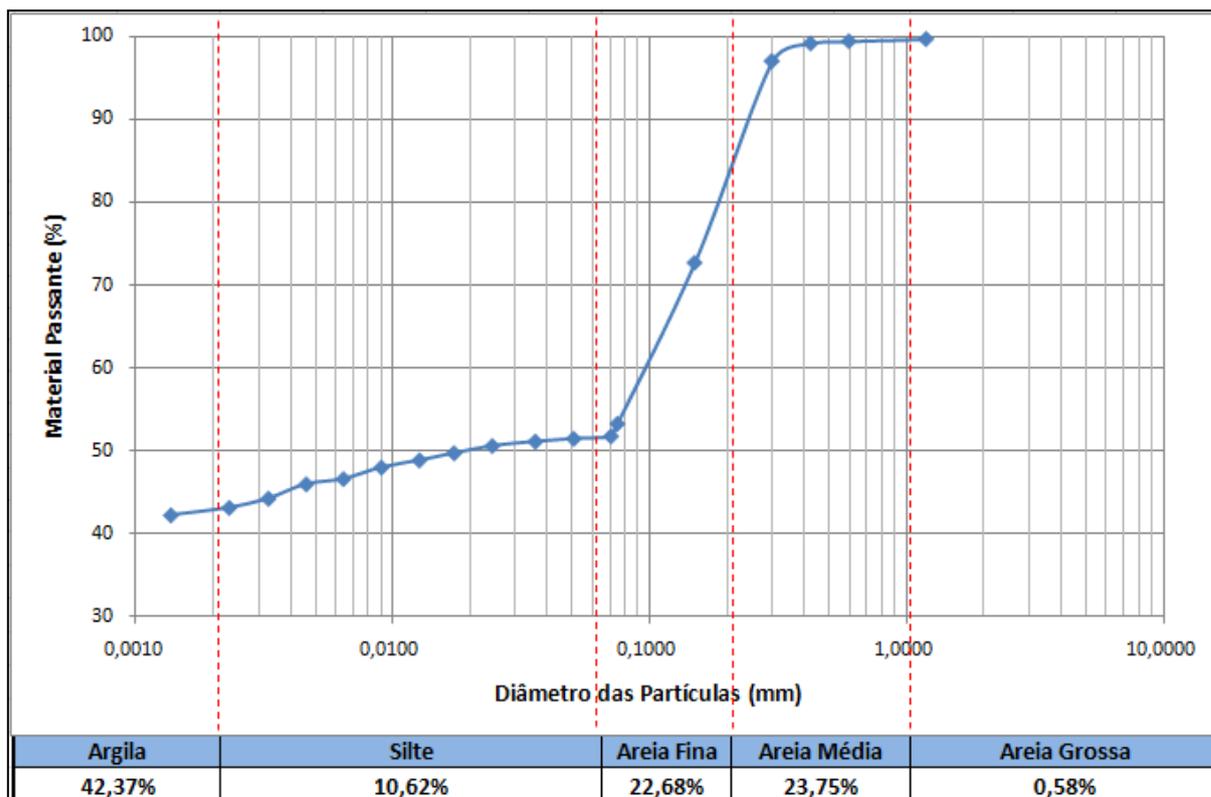
Figura 24 - Material retido na peneira 200 após lavagem



Fonte: Elaboração própria

A curva de distribuição granulométrica foi construída com os valores das Tabelas 13 e 14, da sedimentação e peneiramento. Assim, o Gráfico 2 mostra a distribuição granulométrica do solo utilizado na pesquisa.

Gráfico 2 – Distribuição granulométrica do solo



Fonte: Elaboração própria

Pela distribuição granulométrica o solo em estudo apresenta uma classificação como sendo uma areia (fina a média) argilo siltosa, no entanto o percentual de finos é superior a 50% do solo.

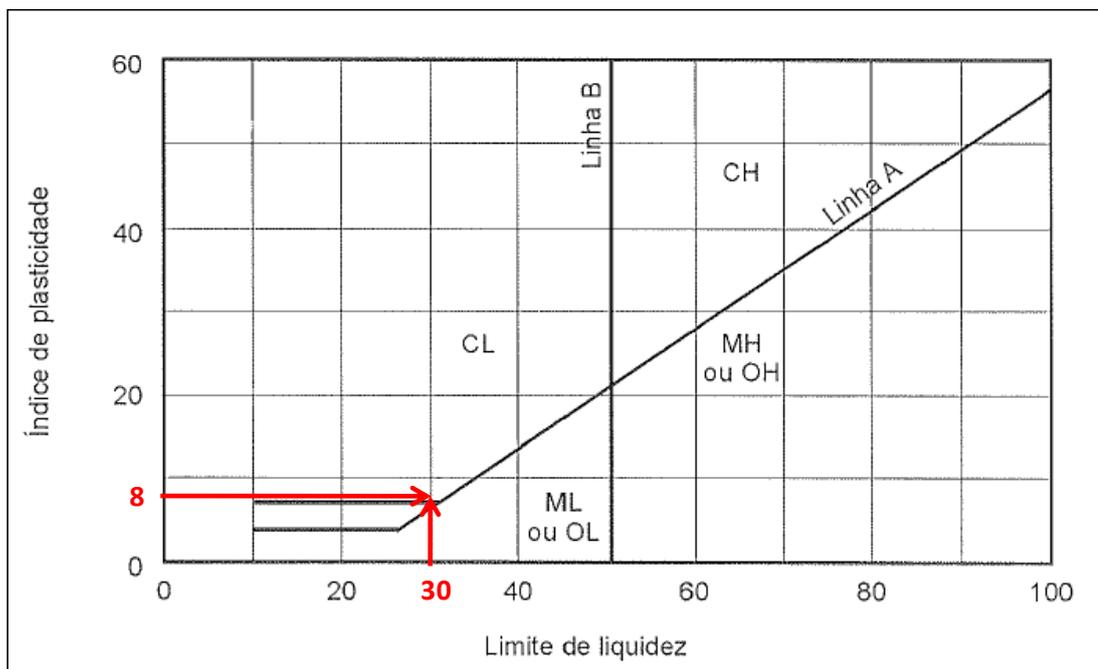
4.3 Classificação do solo em estudo

Com os valores de granulometria e índices de consistência foi classificado o solo conforme a classificação SUCS e Sistema Rodoviário.

4.3.1 Classificação pelo Sistema Unificado

O material passante na peneira 200 é superior a 50%, pela carta de plasticidade é possível verificar que o índice de plasticidade e limite de liquidez se encontram sobre o plano que caracteriza o solo como sendo CL, uma argila de baixa plasticidade, isto está demonstrado na Figura 25.

Figura 25 - Carta de plasticidade com marcação dos valores de IP e LL para o solo em estudo



Fonte: Elaboração própria

O solo é classificado como CL praticamente no limite da faixa constante da linha A, porém a linha é uma faixa de índice de plasticidade de 4 a 7, o solo em estudo apresenta IP igual a 8%.

4.3.2 Classificação pelo sistema rodoviário

O percentual de material passante na peneira 200 para o solo em estudo foi de cerca de 53% ($P_{200} > 35$). O limite de liquidez igual a 30% ($LL < 40$) e o índice de plasticidade igual a 8% ($IP < 10$). Já para o cálculo do índice de grupo foi utilizado a equação 21.

$$IG = \underbrace{(P_{200} - 35)}_{\substack{>0 \\ <40}} \times [0,2 + 0,005 \times \underbrace{(LL - 40)}_{\substack{>0 \\ <20}}] + 0,01 \times \underbrace{(P_{200} - 15)}_{\substack{>0 \\ <40}} \times \underbrace{(IP - 10)}_{\substack{>0 \\ <20}} \quad \dots(21)$$

$$IG = (53 - 35) \times [0,2 + 0,005 \times \underbrace{(30 - 40)}_{\substack{>0 \\ <20}}] + 0,01 \times (53 - 15) \times \underbrace{(8 - 10)}_{\substack{>0 \\ <20}}$$

$$IG = (18) \times [0,2 + 0,005 \times 0] + 0,01 \times (38) \times (0)$$

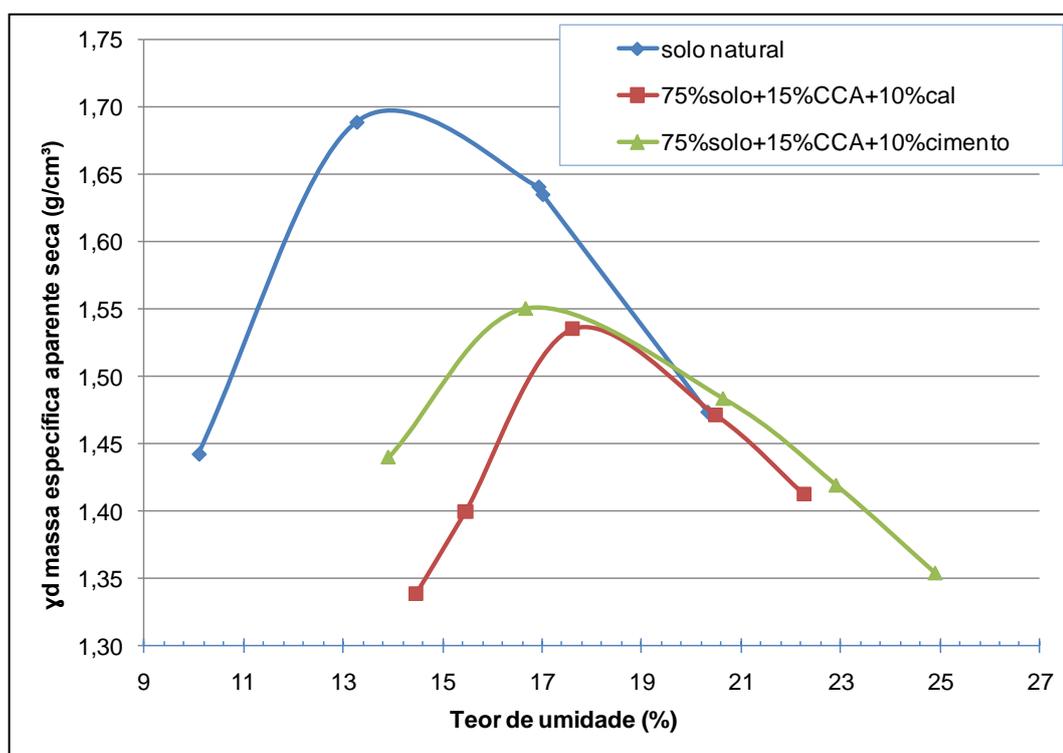
$$IG = (18) \times [0,2] = 3,6$$

Desta forma, $IG < 8$. E o solo está classificado pelo sistema rodoviário como um A-4.

4.4 Compactação do solo e misturas

Para compactação do solo e das misturas com energia normal de compactação no cilindro pequeno, resultou um aumento no valor da umidade ótima no que se refere às misturas devido à adição de material fino (aglomerantes e CCA) e por esse mesmo motivo a massa específica caiu em relação ao solo compactado, como mostra o Gráfico 3.

Gráfico 3 – Curvas de compactação solo e misturas



Fonte: Elaboração própria

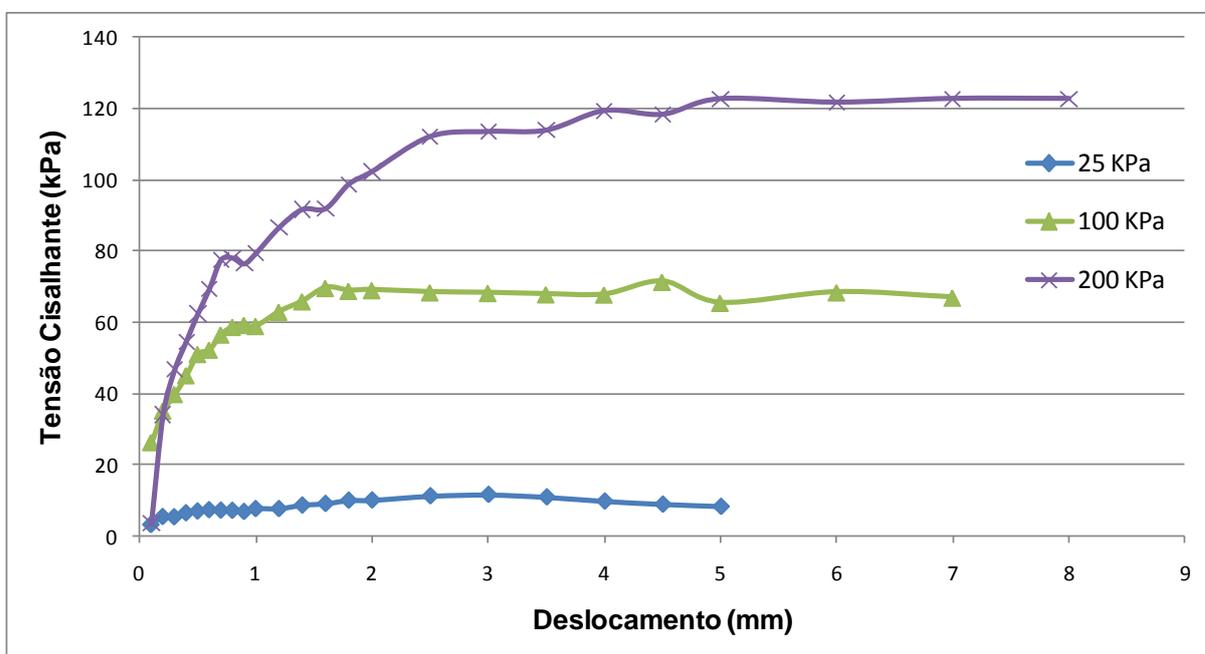
O teor de umidade ótima do solo passou de 14% para 17% na adição de cimento + CCA e, para cal + CCA foi para 17,9%, um aumento de 20 a 30% no teor de umidade de referência do solo. Já a massa específica aparente seca do solo foi de $1,69 \text{ g/cm}^3$ para $1,538 \text{ g/cm}^3$ para mistura com cal + CCA e $1,552 \text{ g/cm}^3$ para cimento + CCA, ou seja, os valores ficaram muito próximos.

4.5 Resistência cisalhante, ângulo de atrito e intercepto coesivo

4.5.1 Solo natural

O solo natural apresentou valores de resistência cisalhante conforme o Gráfico 4, com a aplicação das tensões normais de 25, 100 e 200 kPa, não foi realizado com 50 kPa devido a dificuldade de moldagem das amostras indeformadas, pois, o solo apresenta rupturas com muita fragilidade.

Gráfico 4 – Tensão cisalhante x deformação do solo natural

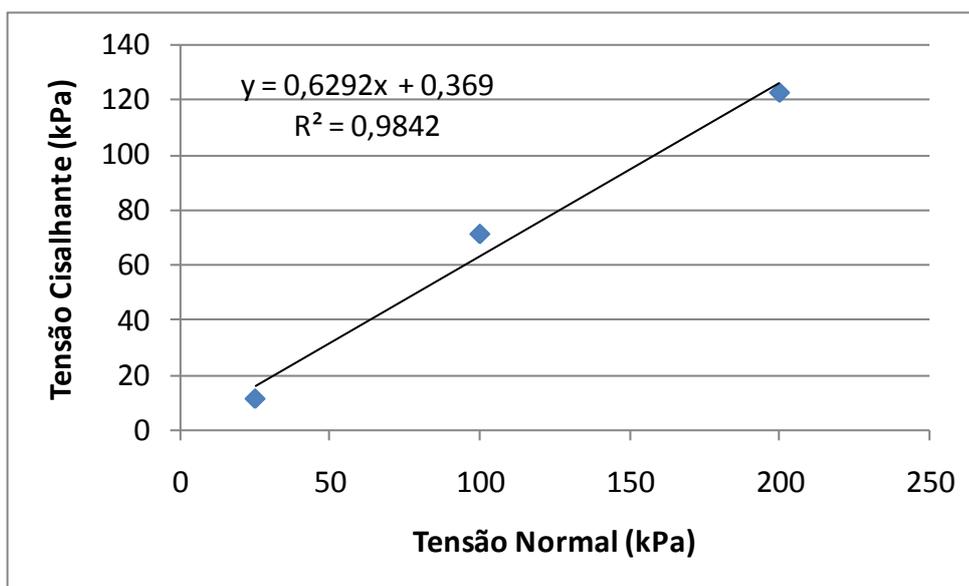


Fonte: Elaboração própria

O Gráfico 4 demonstra o comportamento de um solo sem elevada resistência cisalhante, não apresentando resistência de pico, aspecto que se pode atribuir ao percentual de argila no solo em estudo, pois segundo Pinto (2006) as argilas normalmente adensadas quando aplicado um carregamento axial apresentam uma tensão desviadora que cresce lentamente em função da deformação até estabilizar e se manter praticamente constante.

Com o Gráfico 5 temos a relação entre a tensão cisalhante e tensão normal, que gera a envoltória de ruptura, onde o ângulo desta reta é correspondente ao ângulo de atrito e a constante desta reta representa o intercepto coesivo do material.

Gráfico 5 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo natural



Fonte: Elaboração própria

A equação 22 representa a envoltória de ruptura para o solo em seu estado natural e, para obtenção do parâmetro do intercepto coesivo o valor para “x” deverá ser igual à zero.

$$y = 0,6292x + 0,369 \quad \dots(22)$$

Desta forma, para $x=0$ temos que $y = 0,6292 \times 0 + 0,369 = 0,369$, assim o valor do intercepto coesivo (c') será aproximadamente 0,37 kPa.

O valor do ângulo de atrito pode ser obtido pela derivada primeira que corresponde ao coeficiente angular da reta e, o arctg deste valor será a inclinação da reta (envoltória de ruptura).

Deste modo:

$$y' = 0,6292 + 0 = 0,6292$$

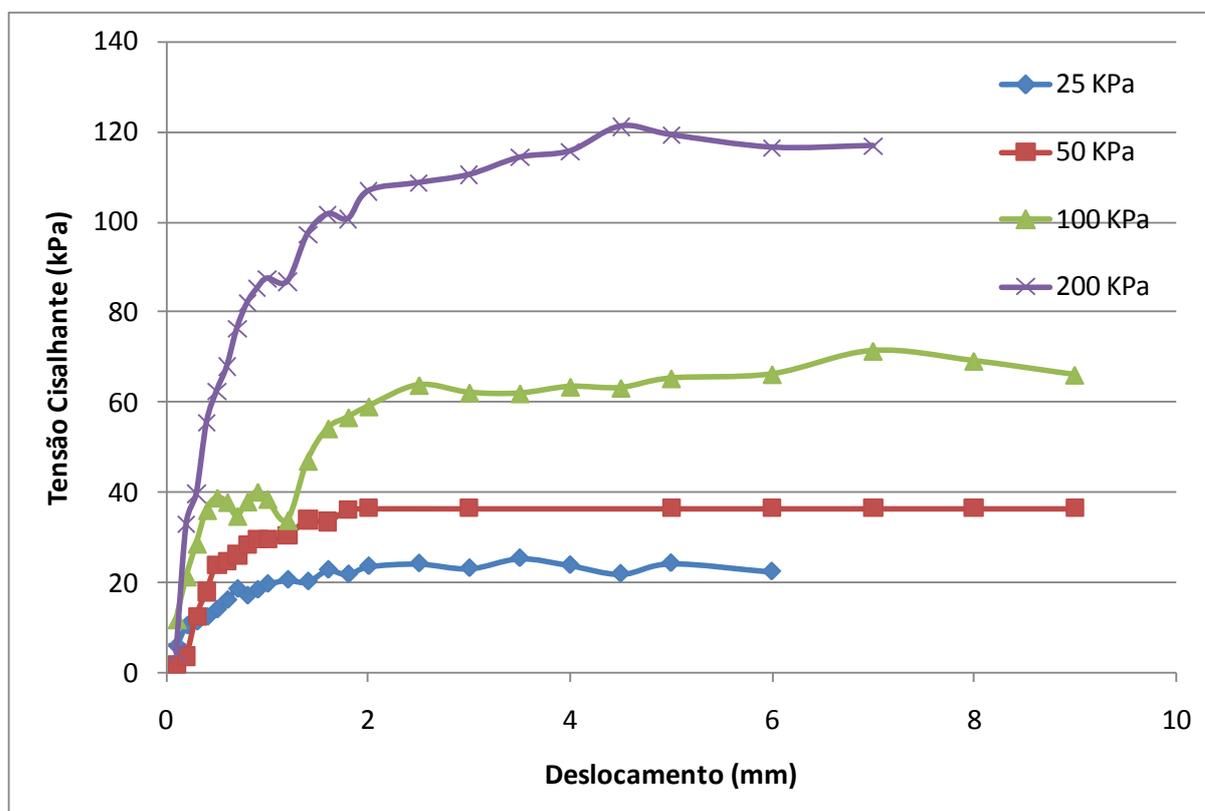
$\tan^{-1}(0,6292) \cong 32,18^\circ$ valor correspondente ao ângulo de atrito do solo em seu estado natural.

4.5.2 Solo compactado e melhorado com 7 dias de cura

No Gráfico 6 temos para o solo compactado o mesmo comportamento do solo natural, no entanto aconteceu um ganho na tensão cisalhante para tensões axiais

menores, pois para os valores de 100 e 200 kPa, os valores permaneceram muito próximos.

Gráfico 6 – Tensão cisalhante x deformação solo 7 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

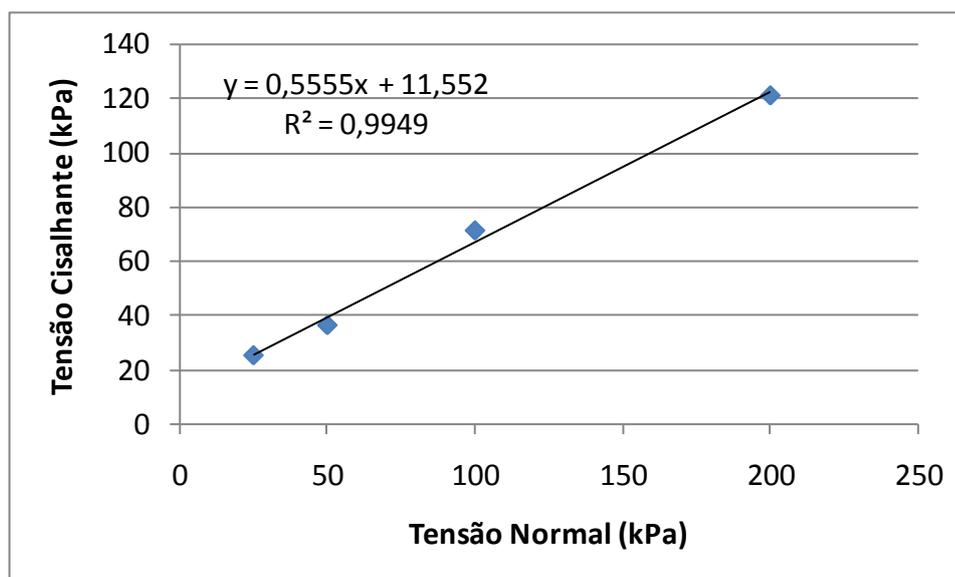
O Gráfico 7 com a equação da envoltória de ruptura mostra a evidência na mudança do valor do intercepto coesivo, passando de praticamente zero para 11 kPa, sendo que esta mudança é provável da compactação imposta ao solo, pois o solo natural não sofre grandes reações em sua estrutura. Isto pode estar ligado à variação no ângulo de atrito que sofreu uma pequena diminuição, que também pode estar relacionado ao ajuste numérico que define a envoltória de ruptura.

Da mesma forma que na equação 22 obtemos os valores do ângulo de atrito e intercepto coesivo, será feito para obter os próximos valores. A equação 23 representa a envoltória de ruptura do solo para 7 dias de cura.

$$y = 0,5555x + 11,552 \quad \dots(23)$$

Onde o valor do ângulo de atrito (ϕ) será de 29° e o intercepto coesivo (c') de 11,55 kPa.

Gráfico 7 – Tensão cisalhante x tensão normal solo 7 dias de cura

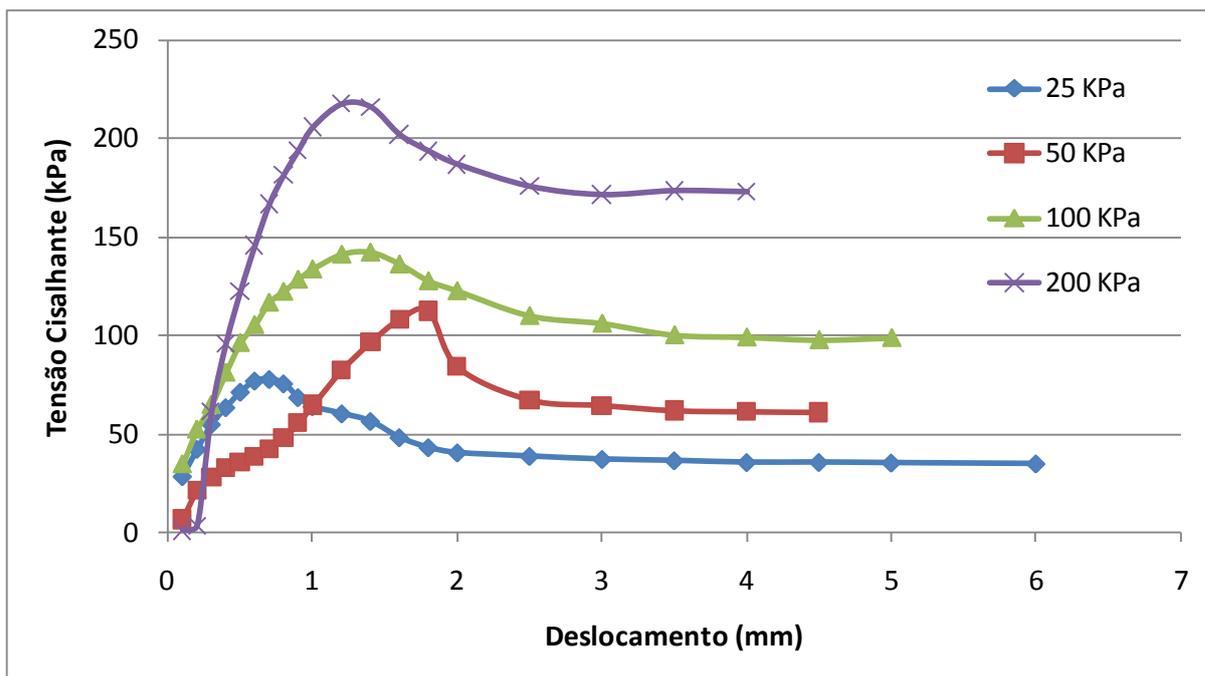


Fonte: Elaboração própria

Com as adições de aglomerantes e CCA ao solo, os valores de resistência cisalhante e os parâmetros (c' e ϕ), começam a sofrer mudanças e ficam mais elevados que a referência de solo compactado. Para o solo com adição de 10% de cal + 15% de CCA o comportamento das curvas de tensão deformação se modificam como mostra o Gráfico 8, onde as curvas começam a apresentar a resistência de pico, ou seja, atingem uma elevada resistência e, após ocorre a ruptura, onde o solo melhorado começa a perder resistência até estabilizar em uma resistência residual.

Como referência de mudança nos valores é possível fazer uma pequena comparação entre os valores da tensão cisalhante para uma tensão axial de 200 kPa do solo compactado e o solo melhorado com cal e CCA, que o valor passa de aproximadamente 120 kPa para em torno de 220 kPa, um ganho na resistência cisalhante de cerca de 80%.

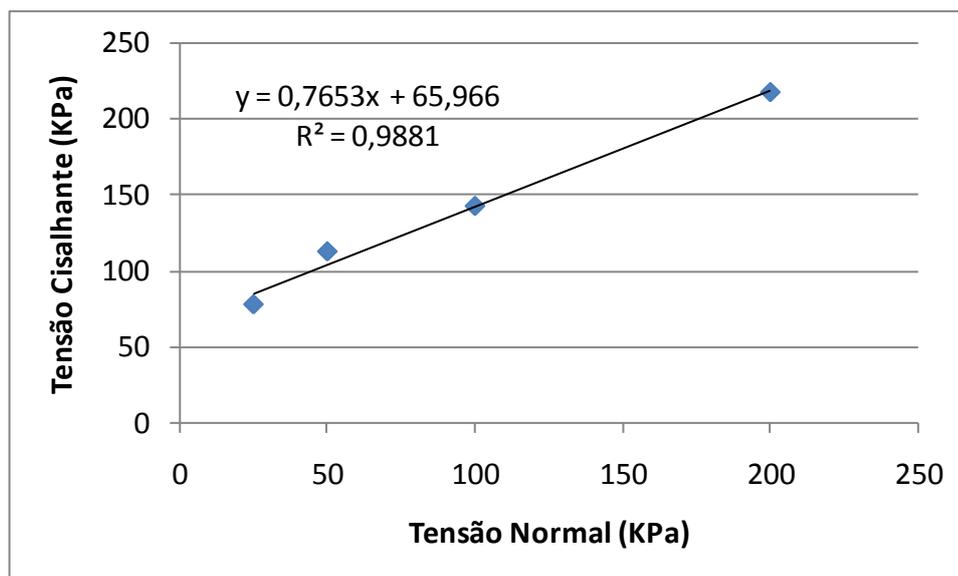
Gráfico 8 – Tensão cisalhante x deformação solo + cal + CCA com 7 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

A envoltória de ruptura do solo melhorado com cal e CCA após 7 dias de cura já sofre uma elevação em relação ao solo de referência, ou seja, ao observar o ponto inicial da envoltória, o solo melhorado com pequenas tensões axiais já resultam em tensões cisalhante superiores ao solo de referência (gráfico 9).

Gráfico 9 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 7 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

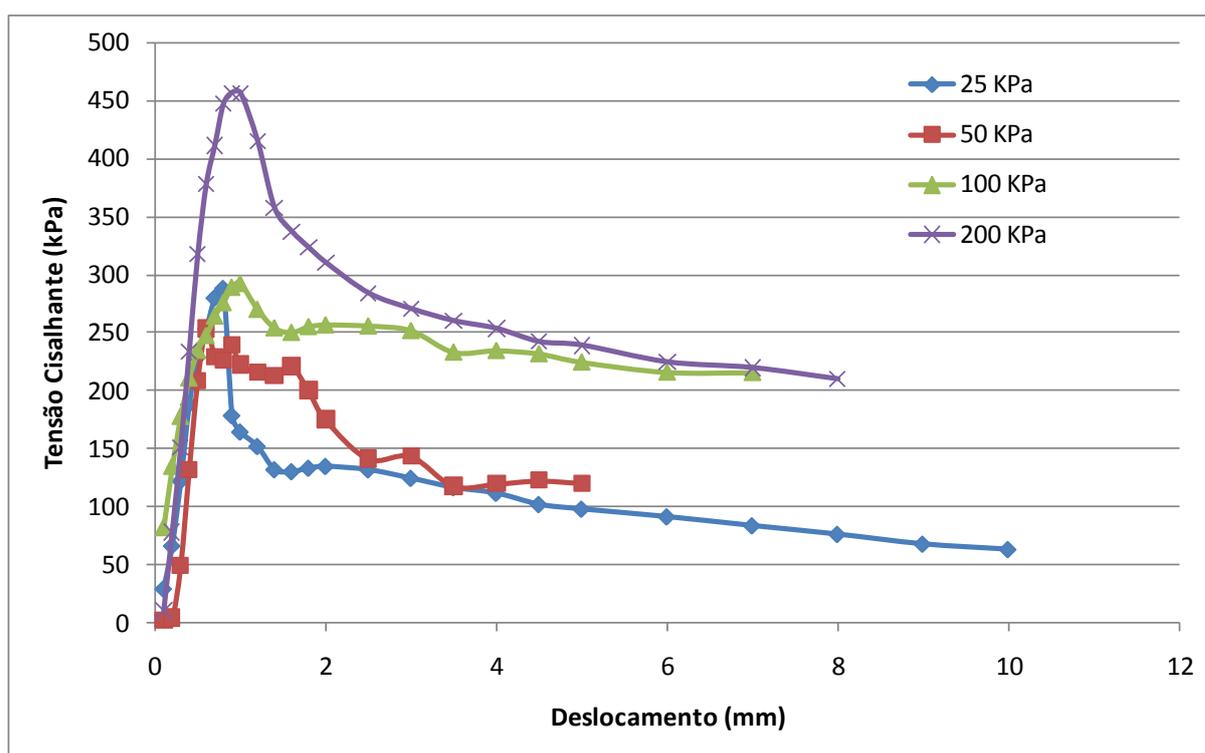
Por meio da equação 24, se obtém o valor de $c' = 65,97$ kPa e $\phi = 37,43^\circ$ para o solo melhorado com cal e CCA.

$$y = 0,7653x + 65,966 \quad \dots(24)$$

O aumento nos parâmetros (c' e ϕ) para solo + cal + CCA em torno de 470% e 30% respectivamente, em relação ao solo compactado e ensaiado com 7 dias.

Para a adição de cimento e CCA ao solo os picos de tensão cisalhante são bem superiores aos de referência e ao solo com aglomerante cal e CCA, como mostra o Gráfico 10, com a tensão cisalhante de 220 kPa para solo+cal+CCA passando para acima de 450 kPa com solo+cimento+CCA com a aplicação de uma tensão axial 200 kPa.

Gráfico 10 – Tensão cisalhante x deformação solo + cimento + CCA com 7 dias de cura

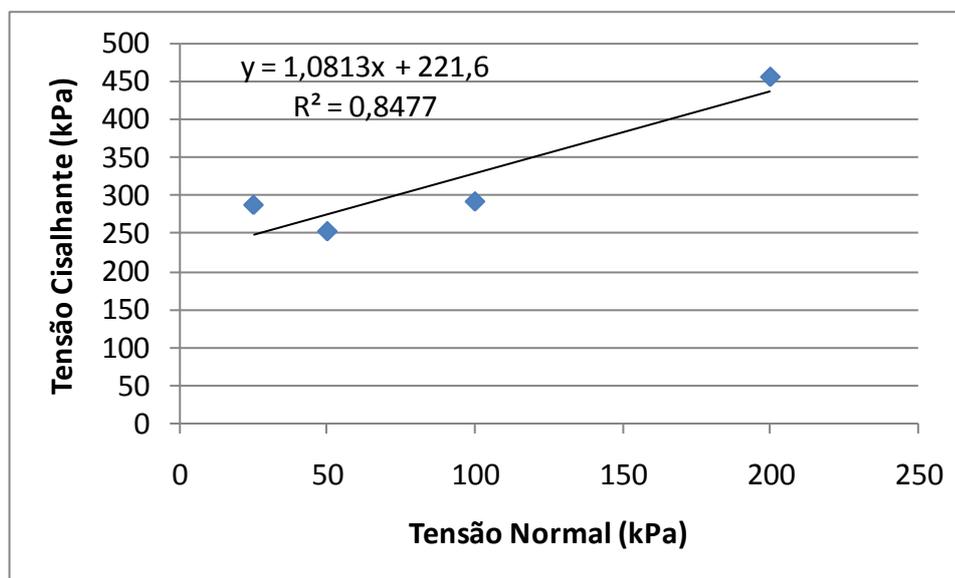


Fonte: Elaboração própria

Os valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito foram elevados como mostra no Gráfico 11, no entanto, sofreram uma dispersão nos dados, onde isto resultou em um R^2 de 0,8477, ou seja, os dados do solo compactado e solo + cal +CCA que estavam em torno de 0,98, com isto caíram cerca de 13%. Desta forma,

os resultados de tensão cisalhante têm -13% de chances de estarem convergindo para os valores reais dos parâmetros (c' e ϕ).

Gráfico 11 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 7 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

Com a inclusão do aglomerante cimento o intercepto coesivo chegou a 221,6 kPa e um ângulo de atrito de 47,23° elevando estes parâmetros em relação a referência em torno 1800% e 63% respectivamente.

Na Tabela 15, está o resumo dos parâmetros obtidos do solo natural, solo compactado, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA com 7 dias de cura, demonstrando a evolução em uma semana de cura das adições.

Tabela 15 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 7 dias de cura

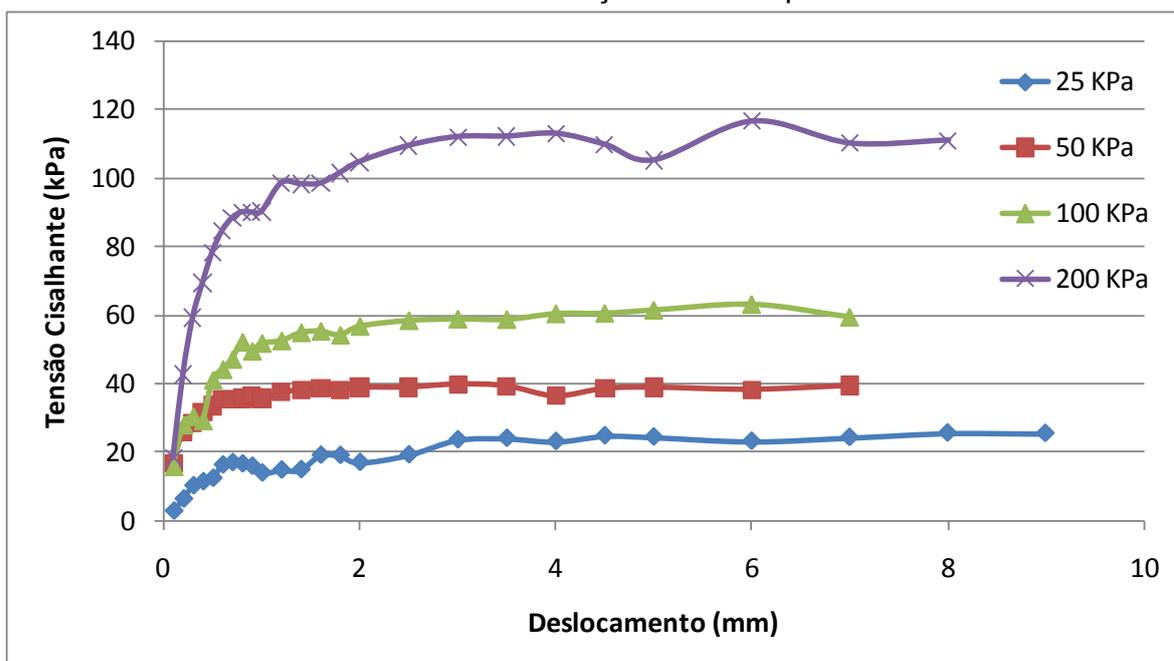
	Solo Natural *sem cura	Solo Compactado	Solo + Cal + CCA	Solo + Cimento + CCA
Coesão (c')	0,37 kPa	11,55 kPa	65,97 kPa	221,6 kPa
Ângulo de atrito (ϕ)	32,18°	29°	37,43°	47,23°

Fonte: Elaboração própria

4.5.3 Solo compactado e melhorado com 14 dias de cura

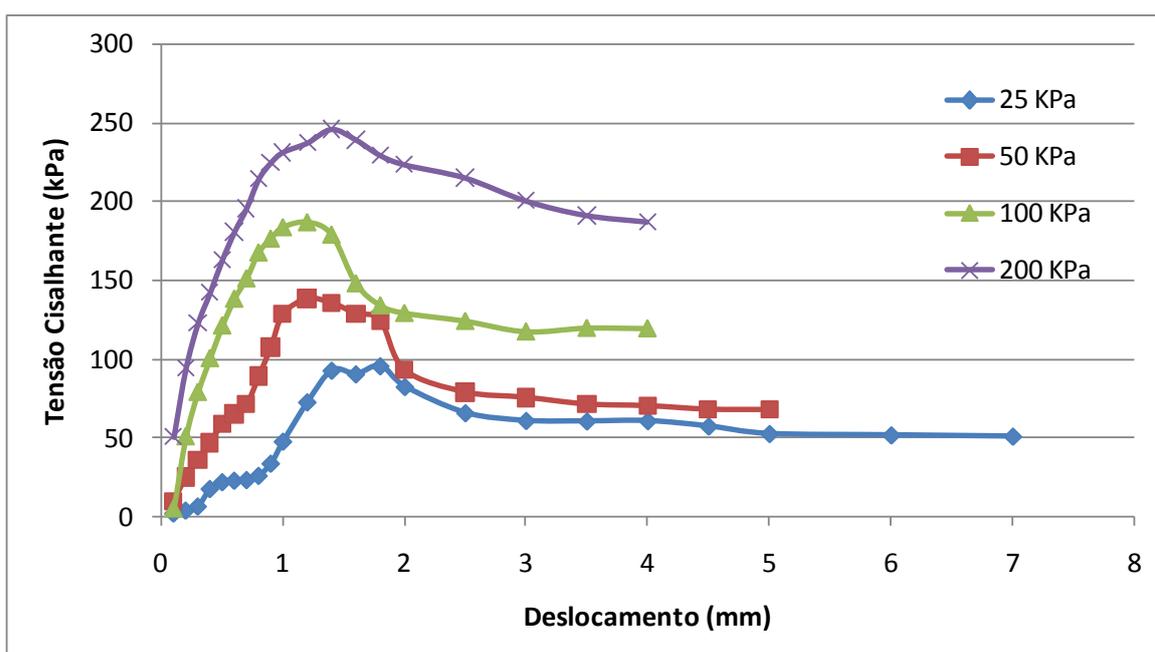
Os Gráficos 12, 13 e 14 apresentam o comportamento das curvas de tensão cisalhante x deformação, para o solo compactado, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA com 14 dias de cura.

Gráfico 12 – Tensão cisalhante x deformação solo compactado com 14 dias de cura



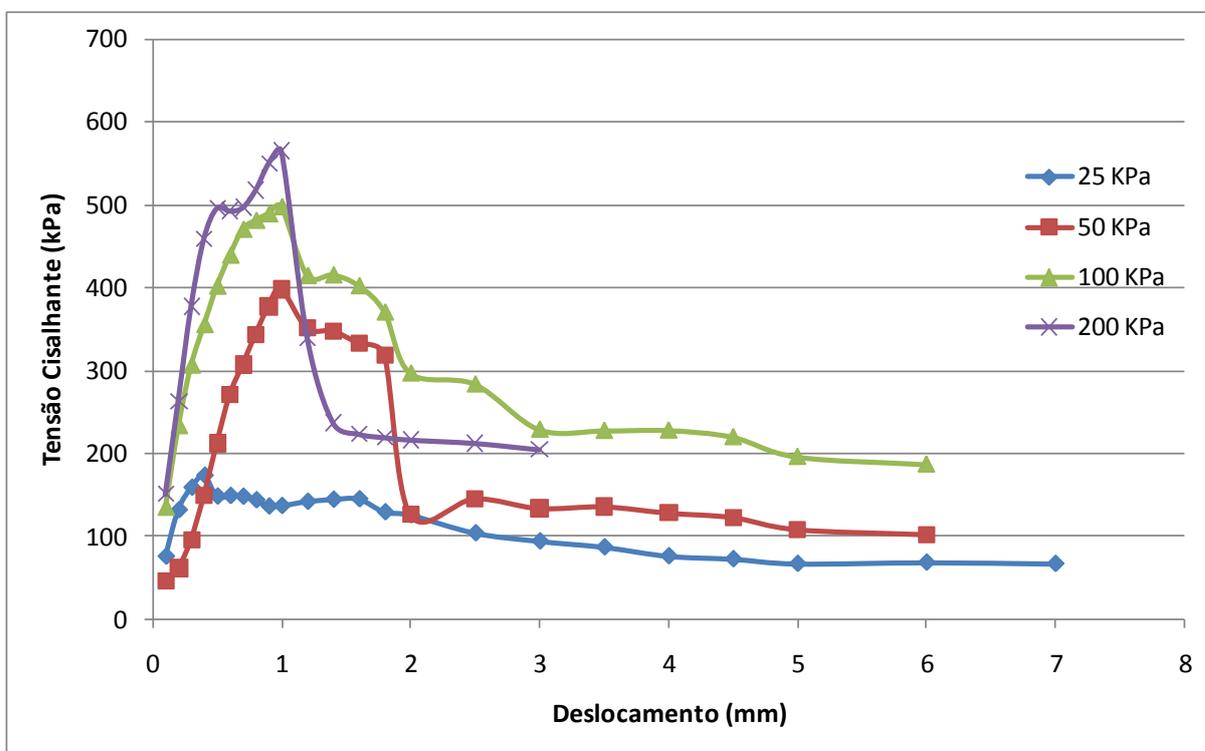
Fonte: Elaboração própria

Gráfico 13 – Tensão cisalhante x deformação solo + cal + CCA com 14 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

Gráfico 14 – Tensão cisalhante x deformação solo + cimento + CCA com 14 dias de cura



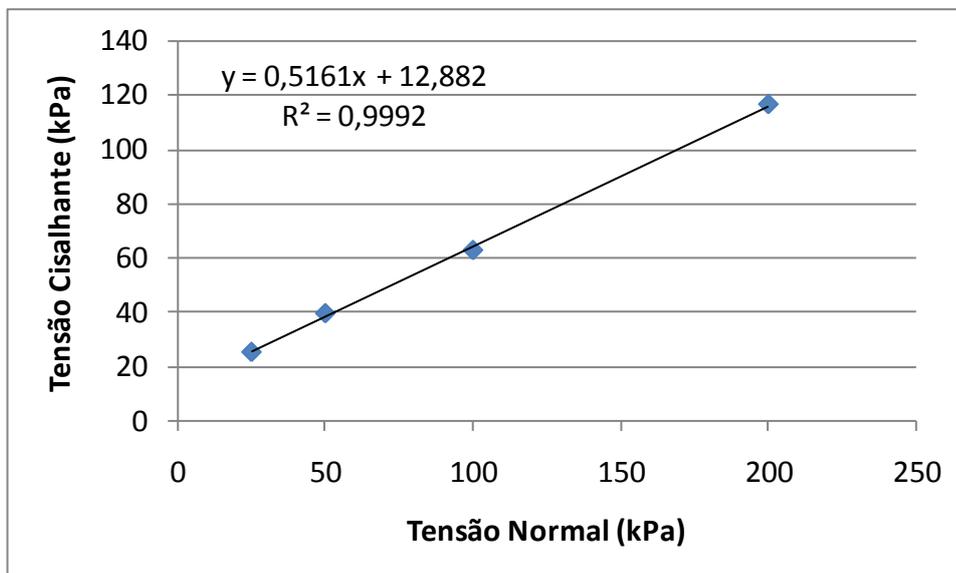
Fonte: Elaboração própria

Fazendo uso da tensão axial de 200 kPa como referência entre as três amostras é possível observar a variação da tensão cisalhante nos solos melhorados em uma grandeza de cerca de 250 kPa para a utilização do aglomerante cal e superior a 550 kPa com cimento, onde a referência (solo compactado) não chega a 120 kPa, ou seja, somente o solo não chega a atingir a tensão axial imposta, enquanto solo melhorado com cal + CCA excede cerca de 25% e, o solo melhorado com cimento + CCA ultrapassa 175%.

Porém, com a rigidez que o material adquire é possível verificar que este perde sua capacidade de deformação, pois o solo compactado tem a ruptura de seu maciço com um deslocamento de cerca de 5 mm, e o solo + cal + CCA com aproximadamente 1,5 mm, enquanto o solo + cimento + CCA que apresenta maior rigidez, seu deslocamento cai para perto de 1 mm.

As envoltórias de ruptura do solo compactado, solo com adição de cal e CCA e, solo com cimento e CCA com 14 dias de cura estão nos Gráficos 15, 16 e 17.

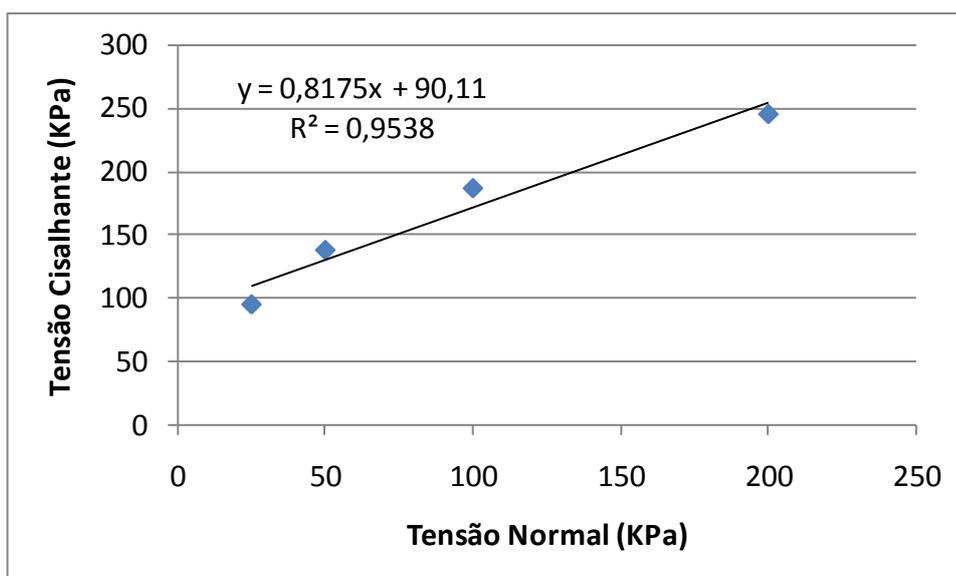
Gráfico 15 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo compactado com 14 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

O solo compactado com 14 dias de cura continuou com seus valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito ($c' = 12,88$ kPa e $\phi = 27,3^\circ$) muito próximos aos valores de 7 dias, variando em torno de 1,3 kPa e $1,7^\circ$ que, considerando os ajustes numéricos para obtenção da envoltória estes valores tendem a igualdade.

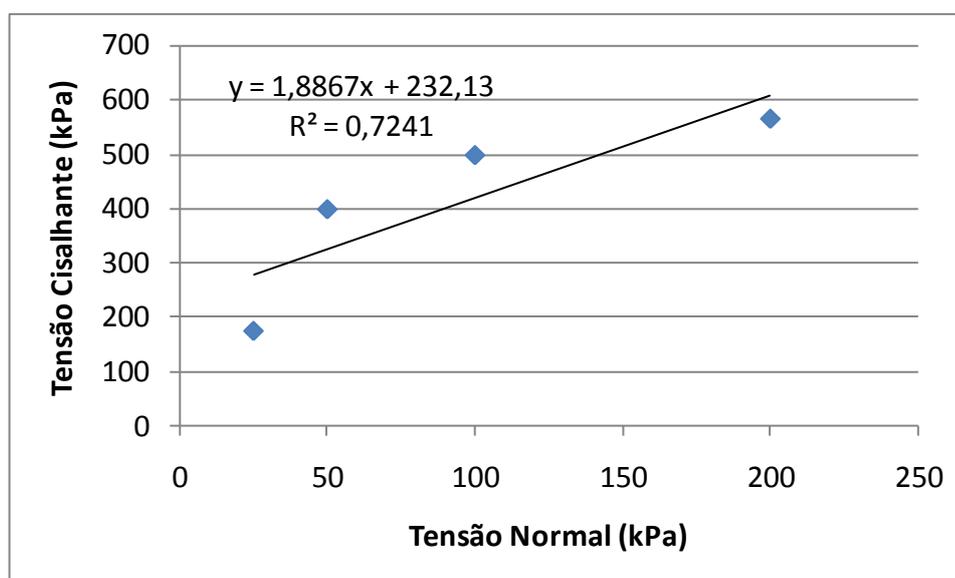
Gráfico 16 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 14 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

O solo melhorado com cal e CCA com 14 dias de cura obteve os valores de $c' = 90,11$ kPa e $\phi = 39,27^\circ$, em relação a mesma mistura com 7 dias o ângulo de atrito permaneceu com valor bem próximo, no entanto, o intercepto coesivo aumentou cerca de 36%, devido as reações químicas que acontecem na cal com o decorrer do tempo.

Gráfico 17 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 14 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

O solo + cimento + CCA com 14 dias de cura resultaram em $c' = 232,13$ kPa e $\phi = 62,07^\circ$. E a dispersão nos dados que ocorreu no traço com 7 dias de cura aumentou chegando em $R^2 = 0,7142$ gerando um nível de erro de aproximadamente de 28% muito superior ao traço com cal e CCA que gerou um $R^2 = 0,9538$, ou seja, não chega a 5% de probabilidade de erro na variância dos valores da tensão cisalhante em relação a tensão axial imposta a amostra. E quanto mais próximo de 1 estiver R^2 , maior credibilidade nos resultados.

A Tabela 16 apresenta o resumo dos parâmetros de intercepto coesivo e ângulo de atrito do solo compactado, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA, com 14 dias de cura.

Tabela 16 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 14 dias de cura

	Solo Natural *sem cura	Solo Compactado	Solo + Cal + CCA	Solo + Cimento + CCA
Coesão (c')	0,37 kPa	12,88 kPa	90,11 kPa	232,13 kPa
Ângulo de atrito (Ø)	32,18°	27,3°	39,27°	62,07°

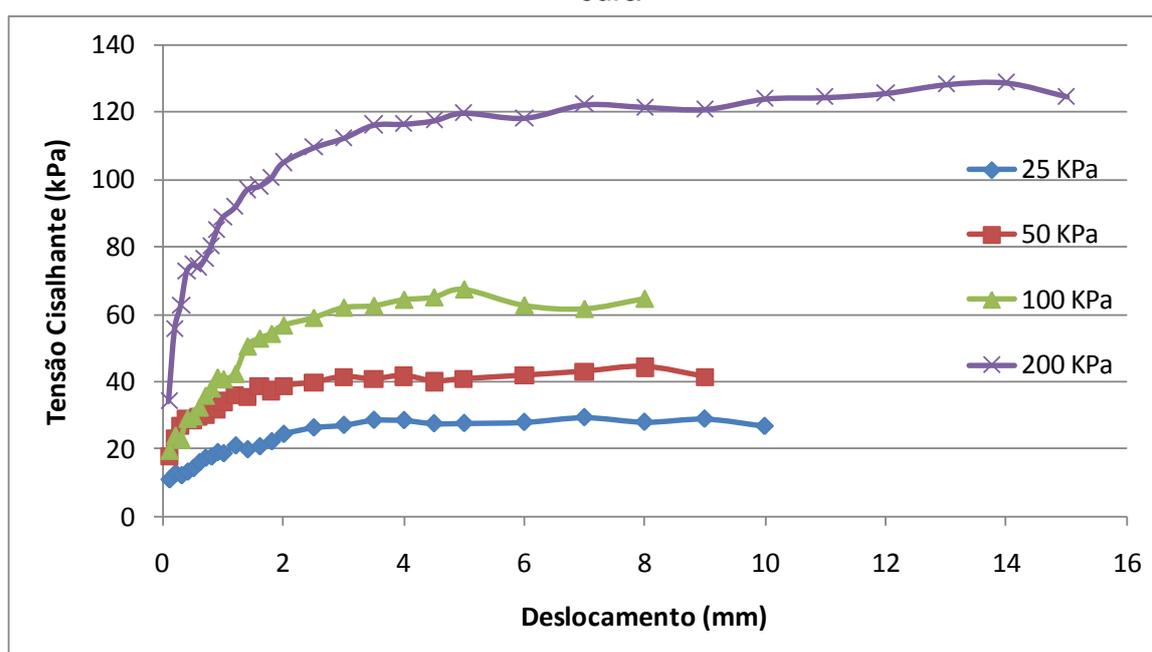
Fonte: Elaboração própria

É significativo o ganho de intercepto coesivo dos materiais com adição de aglomerantes em relação ao solo natural, que apresenta valor próximo a zero e as adições ganham aproximadamente 24000% e 62000% no intercepto coesivo, na cal e cimento respectivamente.

4.5.4 Solo compactado e melhorado com 56 dias de cura

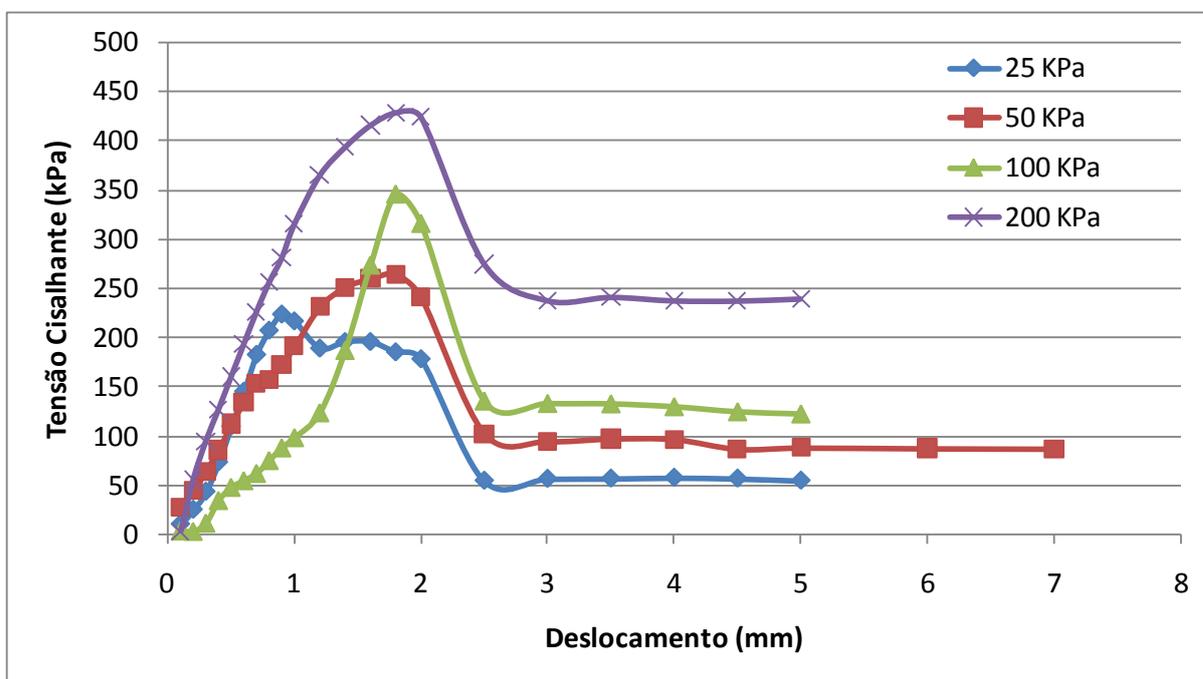
Para idades de 56 dias de cura o solo compactado, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA, as curvas de tensão x deformação estão nos Gráficos 18, 19 e 20. O comportamento das curvas de tensão deformação para o solo compactado com 56 dias de cura permanece sendo o mesmo, no entanto as tensões cisalhantes sofrem um pequeno acréscimo que está no Gráfico 18.

Gráfico 18 – Tensão cisalhante x deformação do solo compactado com 56 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

Gráfico 19 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cal + CCA com 56 dias de cura

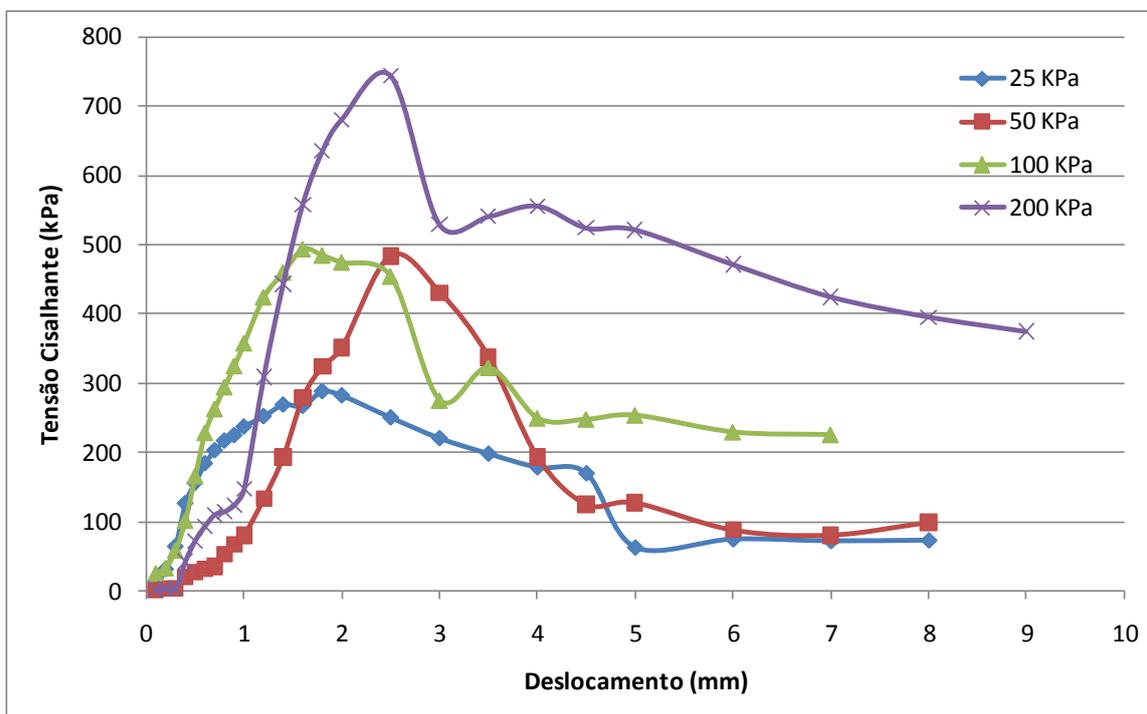


Fonte: Elaboração própria

Para o traço com o uso do aglomerante cal os picos de tensão cisalhante, onde ocorre a ruptura da amostra, são elevados para um deslocamento horizontal próximo a 2 mm (Gráfico 19), já no traço que faz uso do aglomerante cimento, o deslocamento que ocorreram as rupturas das amostras ficou disperso, pois para as tensões axiais de 25 e 100 kPa a ruptura ocorreu com um deslocamento próximo a 2mm e para 50 e 200 kPa ocorreram com um deslocamento em torno de 2,5mm (Gráfico 20).

Em geral as tensões cisalhantes e o deslocamento dos solos melhorados aumentaram com o decorrer do tempo, sendo que as tensões aumentaram com maior amplitude. Pois fazendo a mesma comparação anterior em relação à tensão axial de 200 kPa o solo + cal + CCA aumentou a tensão cisalhante em 230% e solo + cimento + CCA em 470% em relação ao solo compactado com 56 dias de cura.

Gráfico 20 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cimento + CCA com 56 dias de cura

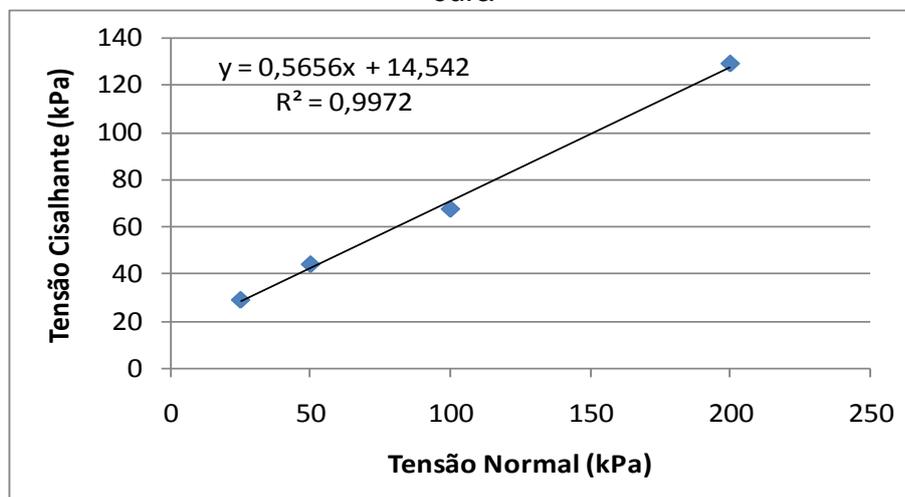


Fonte: Elaboração própria

Nos Gráficos 21, 22 e 23 estão as envoltórias de ruptura do solo compactado e dos solos melhorados quimicamente.

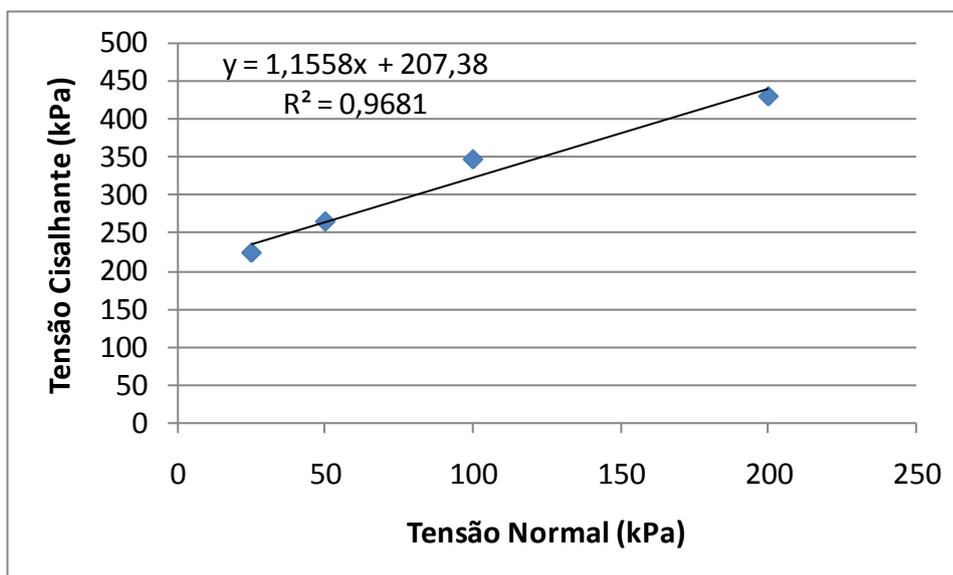
O solo compactado continuou mantendo suas características, não acarretando em grandes variações nos valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito ($c' = 14,54$ kPa e $\phi = 29,49^\circ$), em torno + 1,6 kPa e + 2,2° em relação aos 14 dias de cura.

Gráfico 21 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo compactado com 56 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

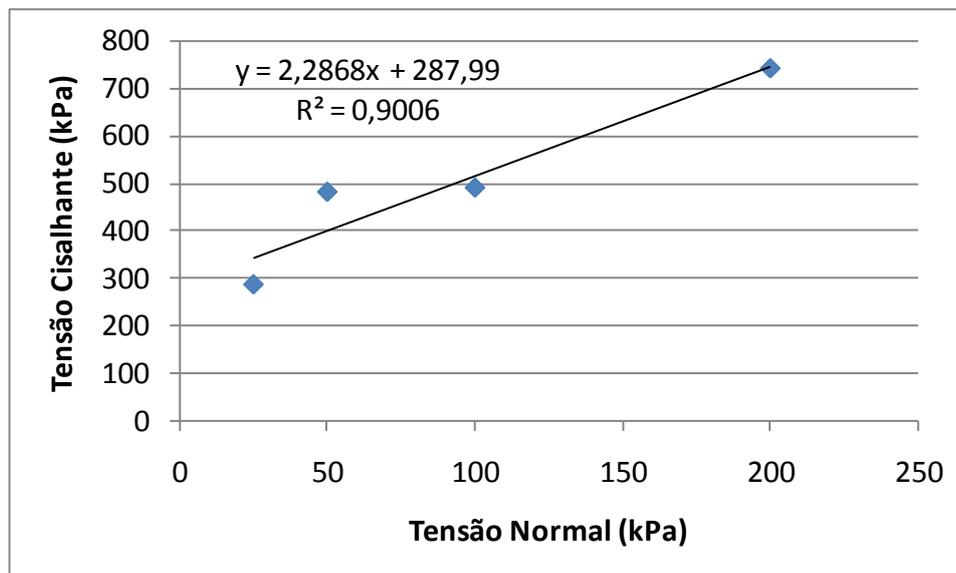
Gráfico 22 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 56 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

O ângulo de atrito e intercepto coesivo do traço com cal e CCA foi de $49,13^\circ$ e 207,38 kPa (Gráfico 22). No caso do traço com o aglomerante cimento os parâmetros ($c' = 287,99$ kPa e $\phi = 66,38^\circ$), valores com 1880% e 125% de aumento na coesão e ângulo de atrito em relação ao solo compactado com a mesma idade de cura. No entanto o traço com cimento e CCA permaneceu com uma pequena dispersão nos dados, pois os valores para tensão cisalhante com a aplicação da tensão axial de 50 e 100 kPa foram muito próximas, porém o $R^2 = 0,9006$ melhorou em relação ao mesmo traço com 14 dias de cura, saindo da faixa dos 70% para os 90% de valores que se explicam com a reta de tendência (Gráfico 23).

Gráfico 23 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 56 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

O resumo dos parâmetros de intercepto coesivo e ângulo de atrito do solo compactado, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA, com 56 dias de cura estão na Tabela 17.

Tabela 17 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 56 dias de cura

	Solo Natural *sem cura	Solo Compactado	Solo + Cal + CCA	Solo + Cimento + CCA
Coesão (c')	0,37 kPa	14,54 kPa	207,38 kPa	287,99 kPa
Ângulo de atrito (Ø)	32,18°	29,49°	49,17°	66,38°

Fonte: Elaboração própria

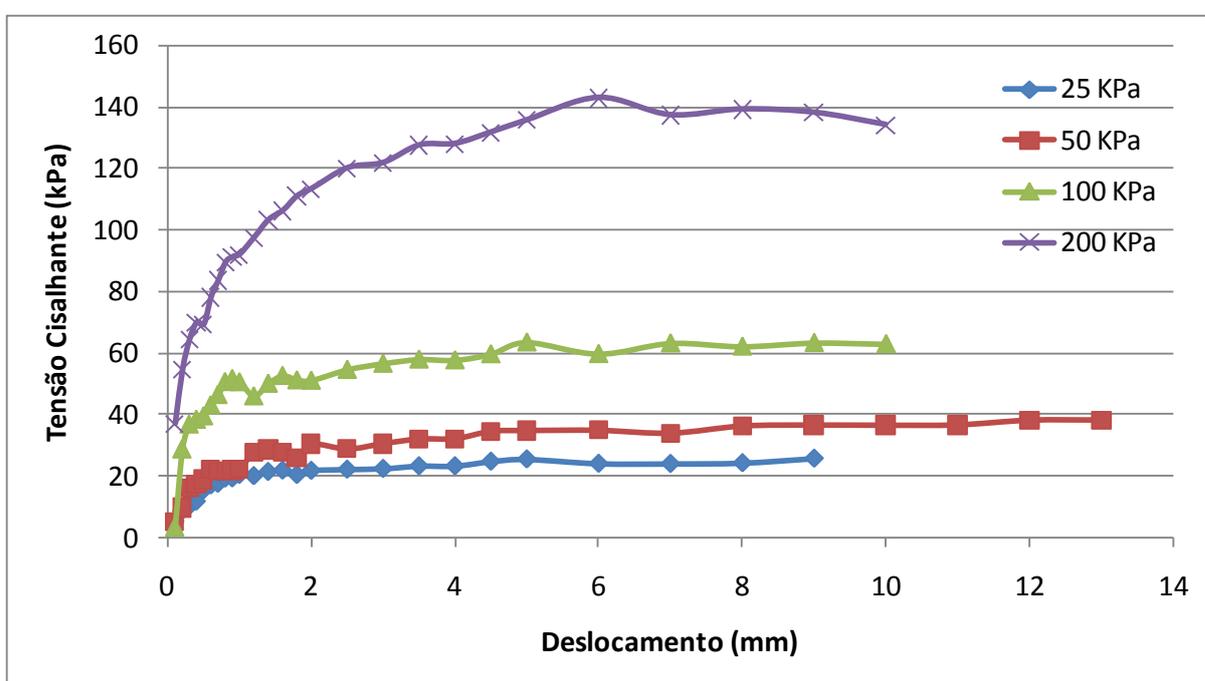
Os solos com adição continuaram a ganhar em ordens extremamente altas para o intercepto coesivo e para o ângulo de atrito ganhos em torno de 52% e 105%, para solo+cal+CCA e solo+cimento+CCA respectivamente.

4.5.5 Solo compactado e melhorado com 112 dias de cura

Nos Gráficos 24, 25 e 26 estão as curvas de tensão deformação do solo compactado, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA com 112 dias de cura.

O gráfico da tensão x deformação do solo compactado apresentou um valor mais elevado para tensão cisalhante com a aplicação de uma tensão axial de 200 kPa, o que resultou em uma mudança na envoltória de ruptura (Gráfico 27).

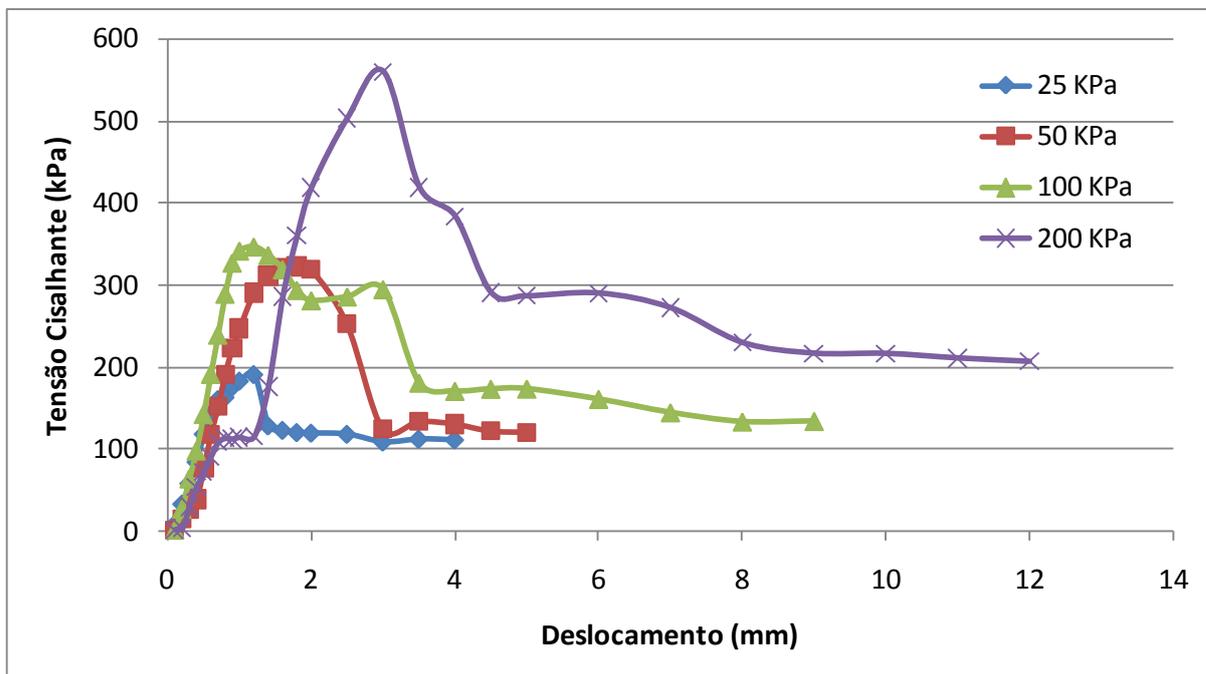
Gráfico 24 – Tensão cisalhante x deformação do solo compactado com 112 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

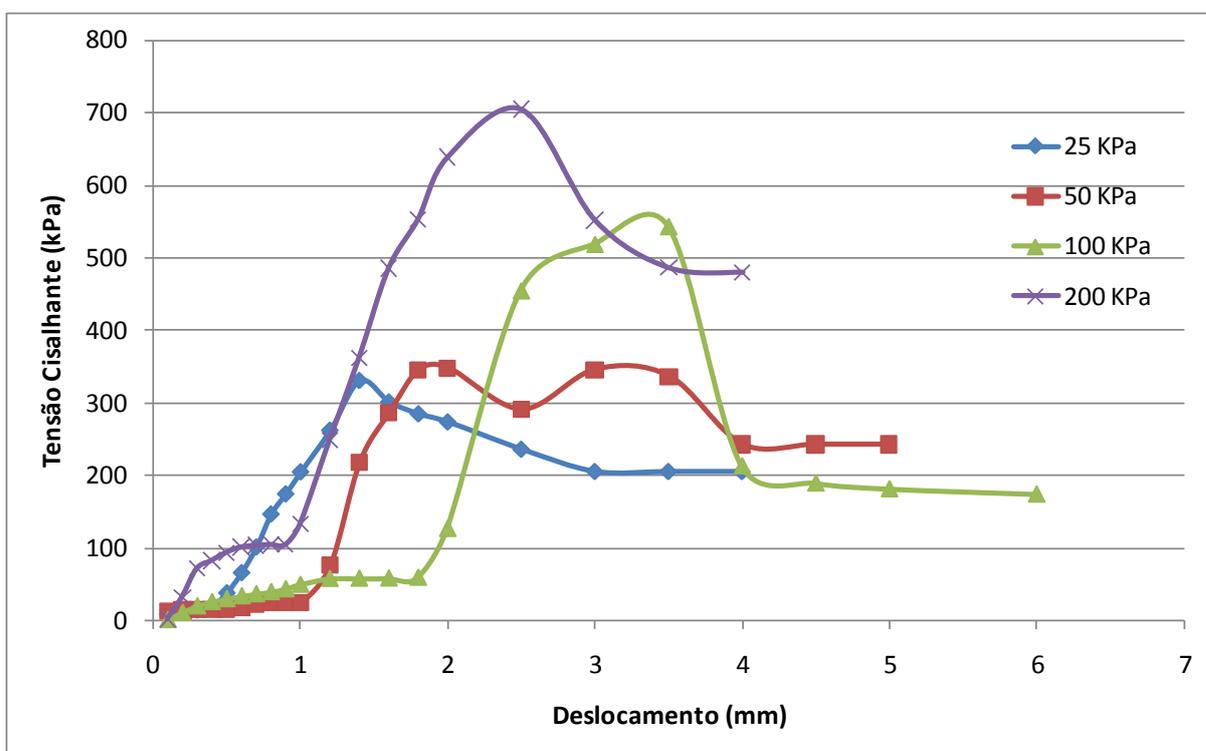
Para a tensão axial de 200 kPa o solo melhorado com cal e CCA sofreu uma elevação na tensão cisalhante, passando de cerca de 420 kPa para aproximadamente 570 kPa, o que pode ter ocasionado uma pequena mudança na envoltória de ruptura (Gráfico 28).

Gráfico 25 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cal + CCA com 112 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

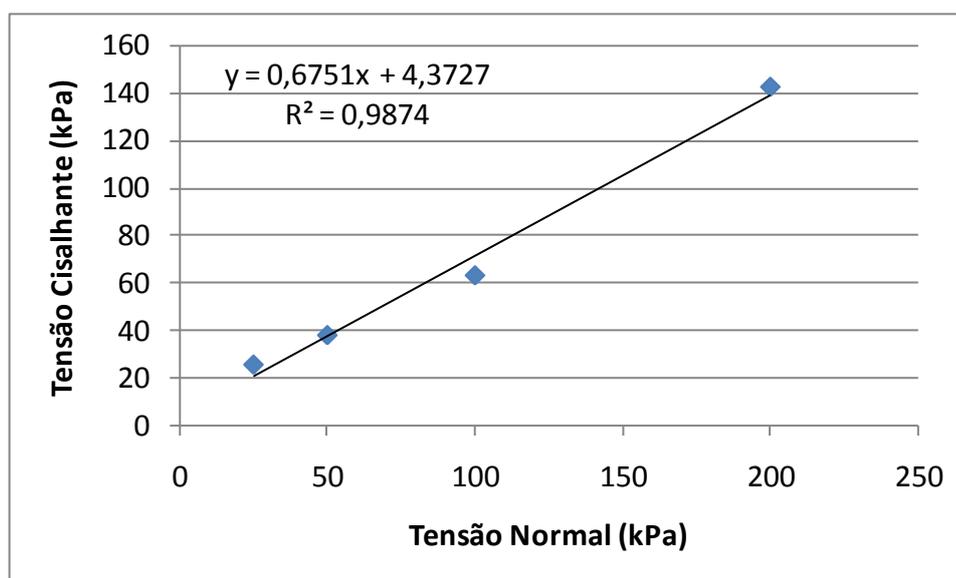
Gráfico 26 – Tensão cisalhante x deformação do solo + cimento + CCA com 112 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

Na curva de tensão x deformação para uma tensão axial de 100 kPa sofreu uma elevação enquanto para aplicação de tensões de 25 e 50 kPa uma pequena redução, fatores que podem ter influenciado na envoltória de ruptura (Gráfico 29). E nos trechos iniciais das curvas existe uma tensão cisalhante baixa, isto se dá devido às amostras com aglomerante cimento estarem com uma grande rigidez o que dificultou a moldagem com CP's de 5x5cm para serem utilizados na caixa cisalhante. Desta forma os CP's foram moldados com o auxílio de uma esmerilhadeira, e para ajustar ao tamanho do molde, foram confeccionados com uma pequena folga, que corresponde ao deslocamento com baixa tensão.

Gráfico 27 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo compactado com 112 dias de cura

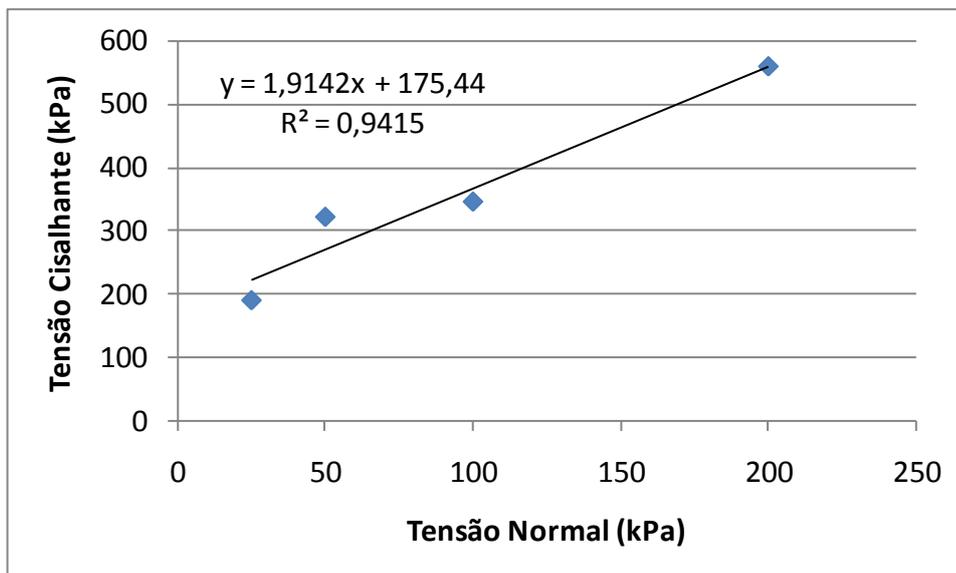


Fonte: Elaboração própria

O solo compactado com 112 dias de cura obteve seu valor de intercepto coesivo ($c' = 4,37$ kPa) um pouco mais baixo em relação aos 56 dias de cura e, o ângulo de atrito por sua vez se elevou passando de $29,49^\circ$ para 34° .

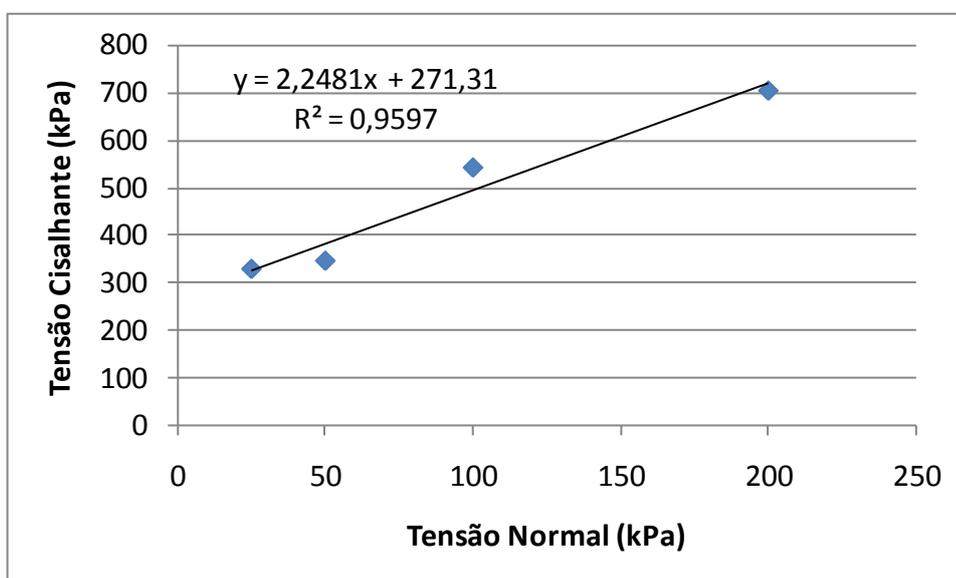
Para o solo melhorado com cal e CCA os resultados ficaram um pouco modificados, baixando o intercepto coesivo e elevando o ângulo de atrito ($c' = 175,44$ kPa e $\phi = 62,42^\circ$), porém o $R^2 = 0,9415$ manteve uma boa variância da correlação linear dos dados.

Gráfico 28 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cal + CCA com 112 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

Gráfico 29 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo + cimento + CCA com 112 dias de cura



Fonte: Elaboração própria

O traço com solo + cimento + CCA como no caso do solo compactado e melhorado com cal e CCA, teve pequenas modificações nos parâmetros ($c' = 271,31$ e $\phi = 66,02^\circ$).

A Tabela 18 apresenta o resumo dos parâmetros (c' e ϕ) para o solo compactado, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA com 112 dias de cura.

Tabela 18 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo natural*, solo compactado e solo melhorado com 112 dias de cura

	Solo Natural *sem cura	Solo Compactado	Solo + Cal + CCA	Solo + Cimento + CCA
Coesão (c')	0,37 kPa	4,37 kPa	175,44 kPa	271,31 kPa
Ângulo de atrito (Ø)	32,18°	34°	62,42°	66,02°

Fonte: Elaboração própria

O solo compactado com o passar do tempo perdeu no valor do intercepto coesivo em relação a cura de 56 dias, porém em relação ao solo natural ainda manteve um pequeno ganho. No que se refere ao parâmetro do intercepto coesivo em relação ao solo em seu estado natural, as adições mantiveram o seu ganho, no entanto, em relação ao ângulo de atrito ganham em torno de 90% para o solo com adição de cal e CCA, e para o solo com cimento e CCA mantiveram o ganho de cerca de 105%.

4.5.6 Comparação entre os resultados de tensão cisalhante, intercepto coesivo e ângulo de atrito

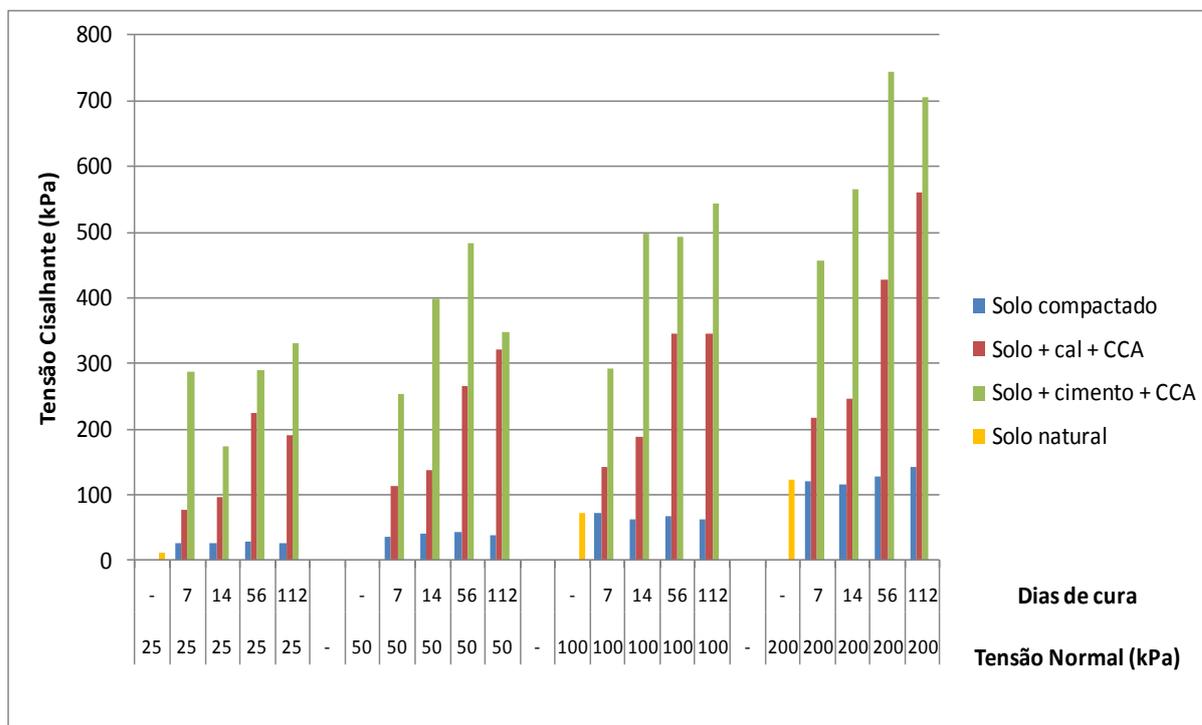
O Gráfico 30 mostra os valores de tensão cisalhante em função da tensão normal no decorrer dos 7, 14, 56 e 112 dias de cura. E a Tabela 19 mostra os resultados dos parâmetros de intercepto coesivo e ângulo de atrito.

Tabela 19 – Ângulo de atrito e intercepto coesivo

	Dias	Ângulo de Atrito (°)	Intercepto Coesivo (kPa)	R²
Solo natural		38,18	0,37	0,9842
Solo Compactado	7	29,00	11,55	0,9949
	14	27,30	12,88	0,9992
	56	29,49	14,54	0,9972
	112	34,00	4,37	0,9874
Solo + cal + CCA	7	37,43	65,97	0,9881
	14	39,27	90,11	0,9538
	56	49,17	207,38	0,9681
	112	62,42	175,44	0,9415
Solo + cimento + CCA	7	47,23	221,60	0,8477
	14	62,07	232,13	0,7241
	56	66,38	287,99	0,9006
	112	66,02	271,31	0,9597

Fonte: Elaboração própria

Gráfico 30 – Tensão cisalhante x tensão normal do solo natural, solo compactado, melhorado com cal + CCA e cimento + CCA



Fonte: Elaboração própria

Como apresentado no Gráfico 30 e a Tabela 19, o solo com adição de aglomerante mais cinza da casca de arroz ganhou significativamente nos valores de coesão e ângulo de atrito. Porém a confiabilidade dos valores da mistura com cimento fica um pouco comprometida, sendo que se obtiveram valores de R^2 de 0,7241, diferente dos valores com adição de cal que seu R^2 menor foi de 0,9415.

Foi observado que as amostras de solo + cimento + CCA para idades mais elevadas, onde o cimento chegou a um alto ganho de resistência, as tensões normais aplicadas não são suficientes para impor o plano de ruptura da amostra entre as duas partes da caixa cisalhante, a amostra empurrava o aplicador de carga vertical e a ruptura acontecia em uma diagonal. Desta forma, a área cisalhante é bem inferior ao calculado pelo software, e conforme o plano a mudanças nas curvas.

Em relação ao solo natural é possível observar que o ganho de resistência cisalhante é significativo tanto com a adição de cal quanto cimento, diferentemente do solo compactado que em casos como 7 dias de cura o valor de resistência cisalhante é praticamente igual.

4.5.7 Teor de umidade das amostras antes e depois do ensaio de cisalhamento direto

O teor de umidade mantido no recipiente de alojamento das amostras durante o período de cura (112 dias) resultou em valores que estão descritos nas Tabelas 20, 21 e 22. A umidade foi medida antes do ensaio de cisalhamento direto.

Tabela 20 – Teor de umidade das amostras de solo compactado

TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 7 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	87	7,2	25,1	23,3	10,06	
	56	6,6	22,8	21,1	10,49	10,70
	110	7	24,3	22,3	11,56	
TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 14 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	23	7,4	22,6	20,9	11,18	
	10	6,8	24,6	22,5	11,80	11,42
	39	7,5	19,9	18,5	11,29	
TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 56 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	29	6,8	25,5	23,2	12,30	
	39	7,6	26,1	24,1	10,81	11,82
	17	8	23,4	21,5	12,34	
TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 112 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	87	7,2	27,1	26,3	4,02	
	105	6	30,8	29,6	4,84	5,20
	78	6,5	24,3	23,1	6,74	

Fonte: Elaboração própria

Como é possível observar o solo compactado não permaneceu com a umidade ótima conservada, e com o passar do tempo mesmo havendo a reposição da água contida dentro do reservatório de água utilizado, foi se perdendo o percentual de água das amostras.

No caso do solo com cal e cimento, nas primeiras idades houve um ganho de umidade nas amostras, que pode ser relacionado com a adição de material fino (aglomerantes) o que acarretam em aumento da área superficial do material, podendo assim reter mais água, no entanto com o passar do tempo às misturas

foram também perdendo umidade, podendo ser devido ao estágio mais avançado de cura do material, desta maneira gerando maior “estanqueidade” nas amostras.

Tabela 21 – Teor de umidade das amostras de solo + Cal + CCA

TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 7 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	10	6,7	20,9	18,2	19,01	
	18	6,6	21	18,4	18,06	18,30
	66	6,7	22,4	19,6	17,83	
TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 14 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	54	6,8	23,4	20,8	15,66	
	25	7,6	22,2	20,1	14,38	14,78
	32	7,4	22,8	20,6	14,29	
TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 56 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	105	6,3	22,6	22,1	3,07	
	21	6,4	21,5	21,1	2,65	2,49
	98	7,1	18,6	18,4	1,74	
TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 112 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	102	7,1	26,6	25,2	7,18	
	74	7	25,6	24,1	8,06	7,94
	29	6,8	24,3	22,8	8,57	

Fonte: Elaboração própria

Na Tabela 22 os valores para o solo + cimento + CCA com 112 dias estão zerados devido a impossibilidades de fazer a moldagem da amostra de 5x5cm para a caixa cisalhamento com a utilização de uma espátula, onde foi utilizada, devido à alta rigidez do material, uma moto esmeril e, desta maneira não foi confiável utilizar o material que era derivado do desgaste, pois devido à alta rotação do aparelho e atrito gerado entre ambos, pode ter ocorrido perda de umidade. O material resultante do processo de desgaste da amostra era uma espécie de pó.

Tabela 22 – Teor de umidade das amostras de solo + Cimento + CCA

TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 7 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	67	7,5	22	19,3	18,62	
	19	7,4	18,2	16,2	18,52	18,67
	106	8,4	19	17	18,87	
TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 14 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	31	6,7	17,9	15,5	21,43	
	103	7,2	17,8	15,6	20,75	20,62
	21	6,4	18,6	16,2	19,67	
TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 56 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	99	6,8	24,8	22,4	13,33	
	20	6,9	22,5	20,6	12,18	12,98
	28	7,1	20,5	18,7	13,43	
TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 112 dias						
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)
Antes ensaio	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-

Fonte: Elaboração própria

Com os resultados das Tabelas 20, 21, 22 e os do apêndice A: ganho de umidade durante o ensaio de cisalhamento direto; pode se dizer que o controle de umidade por meio da caixa d'água não resultou em valores muito eficazes, e os materiais durante o ensaio tiveram comportamento diferentes. O solo compactado com o aumento de tensão axial permitiu menor entrada de água por meio a amostra, já no caso das misturas com cal, cinza de casca de arroz e cimento os comportamentos foram independentes das tensões axiais aplicadas, podendo estar relacionado à rigidez dos materiais, como também a homogeneidade dos mesmos.

4.6 Estabilidade dos taludes em estudo

Foi utilizada para modelagem dos taludes e obtenção dos seus respectivos fatores de segurança, parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo resultantes dos ensaios de cisalhamento direto com idade de cura das amostras de 14 dias, idade máxima indicada pelos órgãos fiscalizadores.

4.6.1 Estabilidade dos taludes com declividade 1:3

Pelas determinações dos órgãos de fiscalização os taludes de rodovias devem possuir declividade 1:3, foram então modelados os taludes obtendo os fatores de segurança conforme as Tabelas 23 e 24. Que levam em consideração, o nível d'água, os métodos de avaliação da estabilidade e o tipo de pneu.

Tabela 23 – Fatores de segurança para eixo tandem triplo de rodas simples

NA	Solo Natural			Solo Compactado			Solo + Cal 1m de espessura			Solo + Cal + CCA com reforço pé talude		
	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS
0	0,990	1,072	1,170	1,049	1,138	1,371	1,240	1,349	1,572	1,664	1,806	1,932
1,5	0,824	0,891	0,998	0,896	0,971	1,125	1,099	1,192	1,324	1,593	1,728	1,771
3	0,724	0,781	0,849	0,833	0,899	1,004	0,998	1,083	1,189	1,513	1,640	1,673

JS – Janbu Simplificado; JC – Janbu Corrigido e BS – Bishop Simplificado.

Fonte: Elaboração própria

Tabela 24 – Fatores de segurança para eixo tandem triplo de rodas extralargas

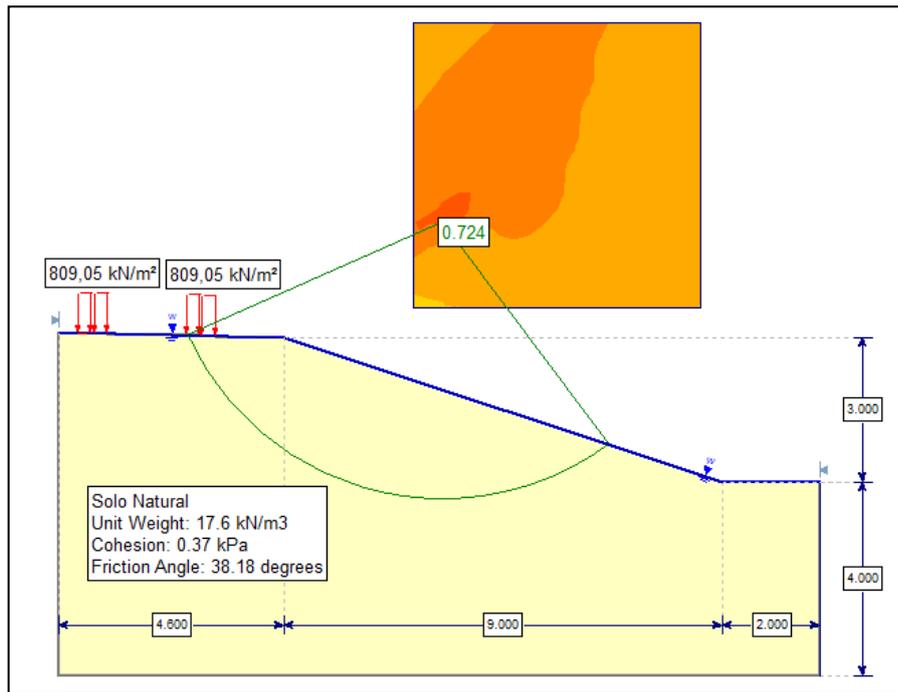
NA	Solo Natural			Solo Compactado			Solo + Cal 1m de espessura			Solo + Cal + CCA com reforço pé talude		
	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS
0	0,941	1,019	1,122	0,909	0,985	1,181	1,110	1,213	1,409	1,610	1,747	1,830
1,5	0,783	0,847	0,958	0,796	0,859	0,976	0,998	1,083	1,175	1,512	1,638	1,686
3	0,709	0,764	0,820	0,729	0,786	0,882	0,931	1,009	1,068	1,437	1,558	1,600

JS – Janbu Simplificado; JC – Janbu Corrigido e BS – Bishop Simplificado.

Fonte: Elaboração própria

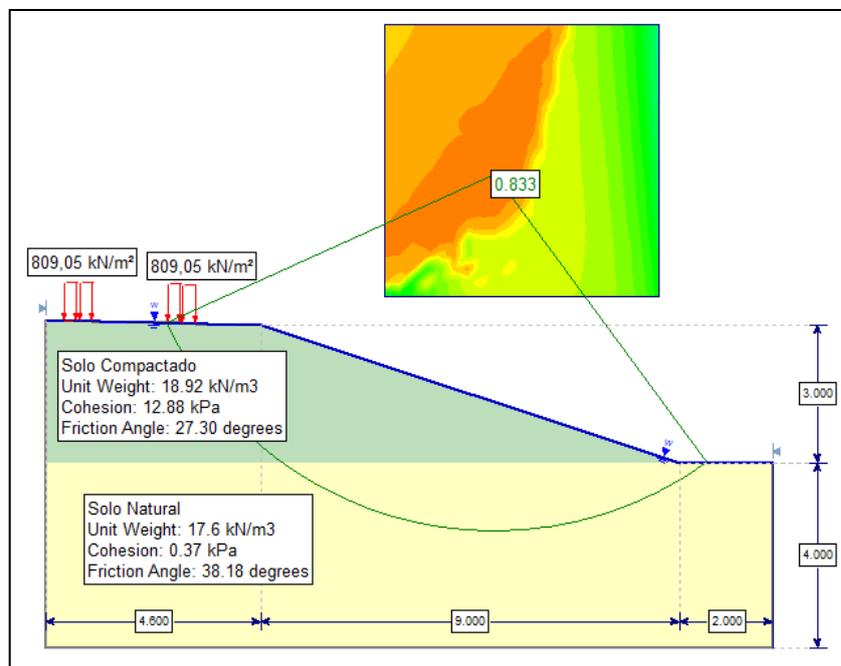
Para o veículo de eixo tandem triplo com rodas simples, apenas o talude com o reforço no pé do talude chega a um fator de segurança mínimo de 1,5 com o nível d'água até o topo do talude, para os outros casos o fator de segurança com o plano de ruptura para o método mais criterioso de Janbu Simplificado estão nas Figuras 26 à 29.

Figura 26 – Plano de ruptura para o talude com solo natural



Fonte: Elaboração própria

Figura 27 – Plano de ruptura para o talude com solo compactado

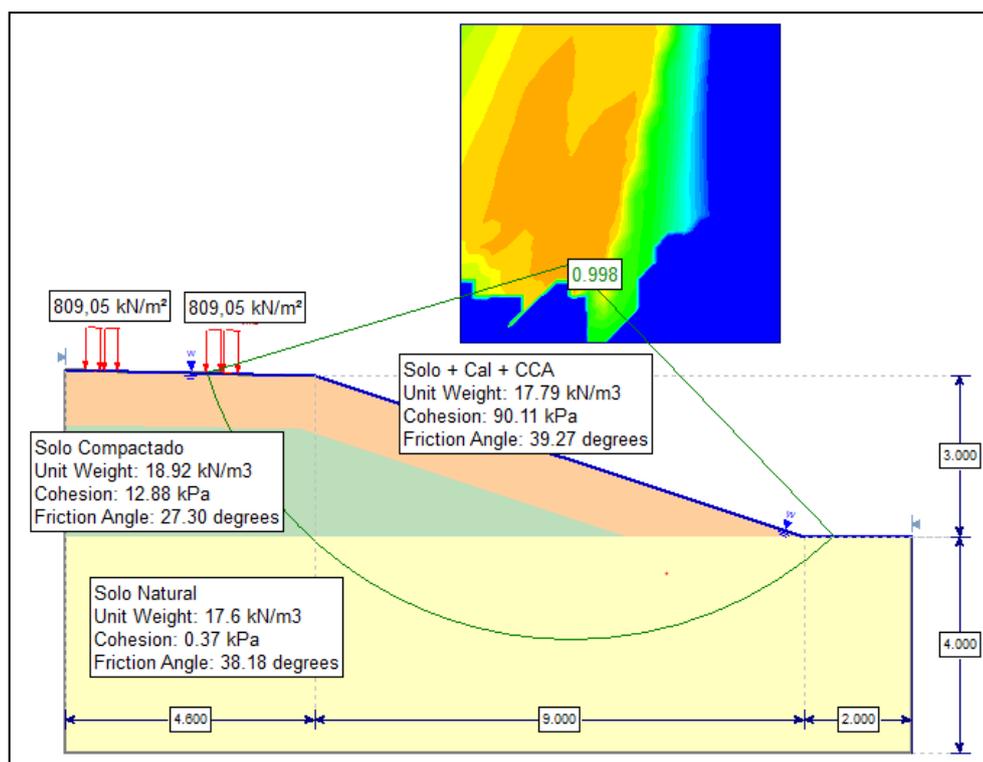


No caso de taludes somente com solo natural e compactado o ganho no fator de segurança é baixo, está em torno de 50% do fator de segurança esperado para o caso em estudo.

E para o talude com uma camada de 1m de espessura de material melhorado quimicamente com cal e CCA sobre o talude e a pista de tráfego, também não

aumentou de forma eficaz o fator de segurança, gerando um plano de ruptura semelhante ao solo compactado, fora do talude e sim pela base do mesmo, como mostra na Figura 28.

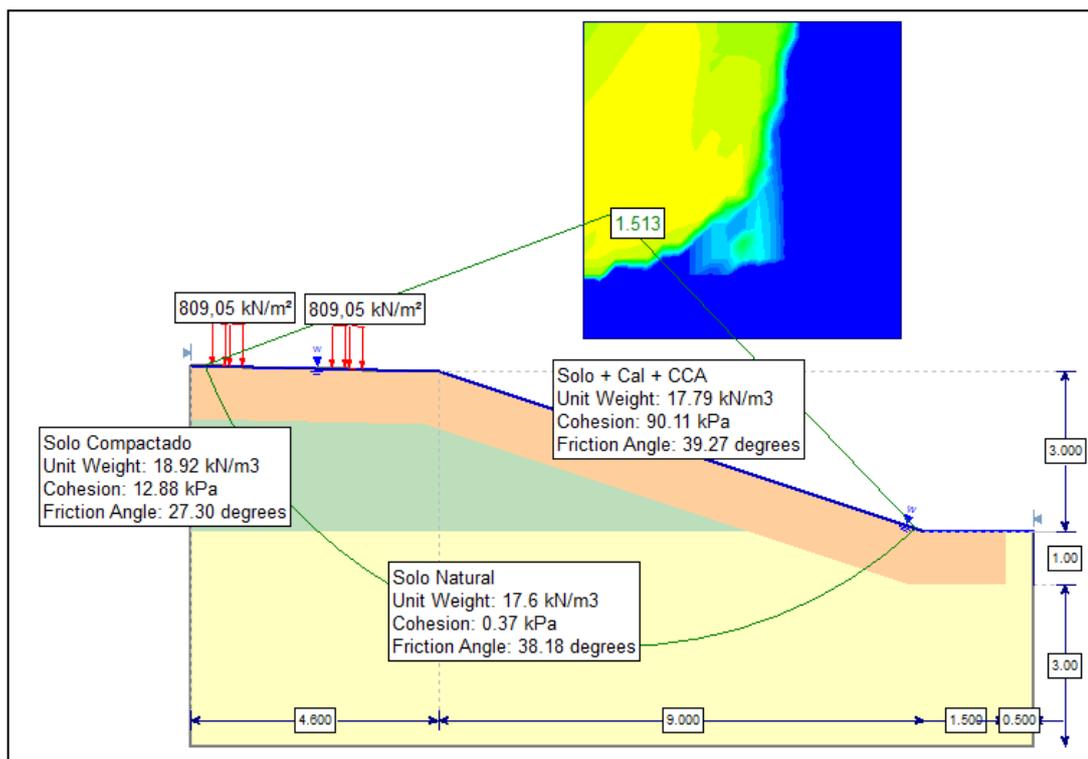
Figura 28 - Plano de ruptura para o talude com Solo + Cal + CCA com 1m de espessura



Fonte: Elaboração própria

Com a aplicação de um reforço no pé do talude com material melhorado o fator de segurança já passa a alcançar os valores exigidos de no mínimo 1,5. E em relação à proteção apenas na face do talude os valores são bem relevantes com um aumento de cerca de 50%. Para os três métodos utilizados este fator de segurança foi alcançado.

Figura 29 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus simples



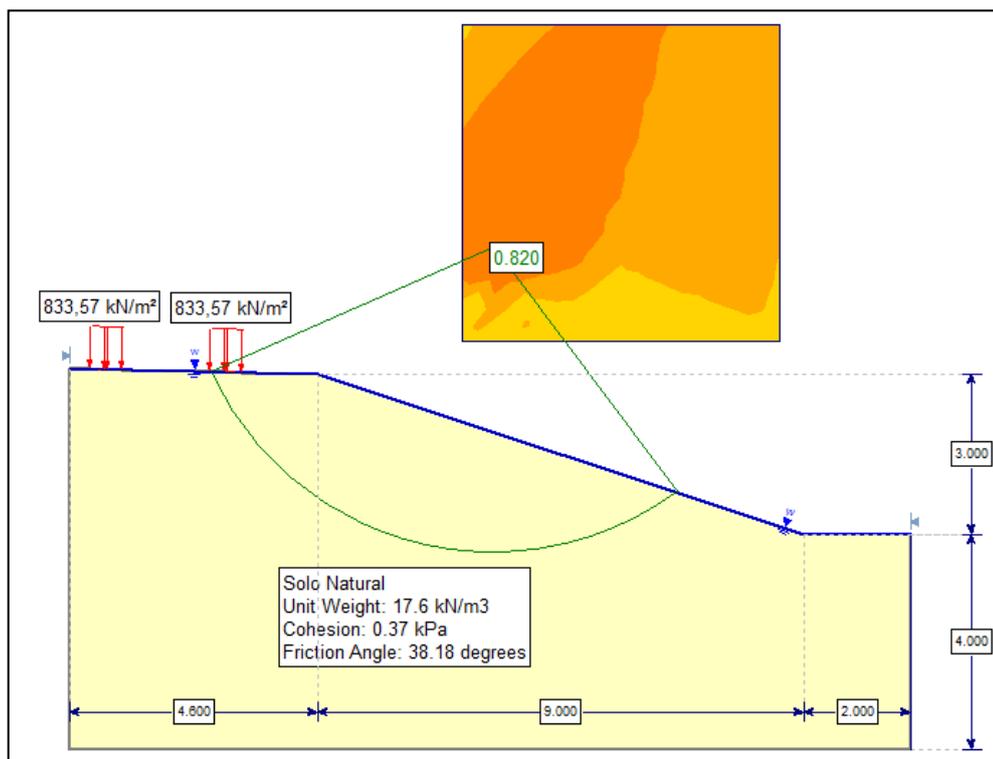
Fonte: Elaboração própria

O reforço na base do talude gera uma maior estabilidade a estrutura, podendo ser este fator devido ao equilíbrio dos momentos, ou seja, o maciço que atua na base do talude apresenta um momento contrário ao gerado pelo momento desestabilizador da estrutura da rodovia onde recebe os esforços dos veículos.

Para as tensões transmitidas a rodovia por meio de pneus extralargos os fatores de segurança não mudaram muito sua configuração, no entanto, em relação a valores ocorreu um decréscimo. Isto pode acontecer por conta que em configurações com pneus simples ocorre uma dissipação de cargas devido ao intervalo livre existente entre os pneus, o que no pneu extralargo ocorre ao contrário, concentrando os esforços em um único ponto.

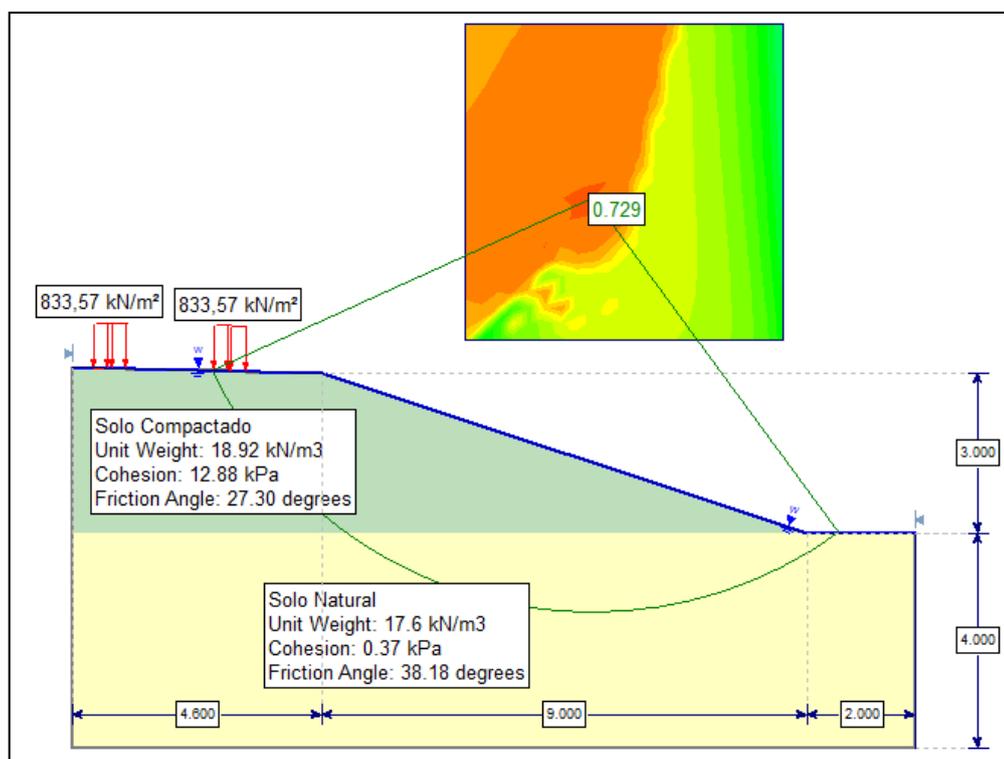
Nas Figuras 30 e 31, os taludes com solo natural e compactado apresentam o mesmo formato de ruptura que os taludes com aplicação de carga por meio dos pneus simples.

Figura 30 – Plano de ruptura do talude com solo natural para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

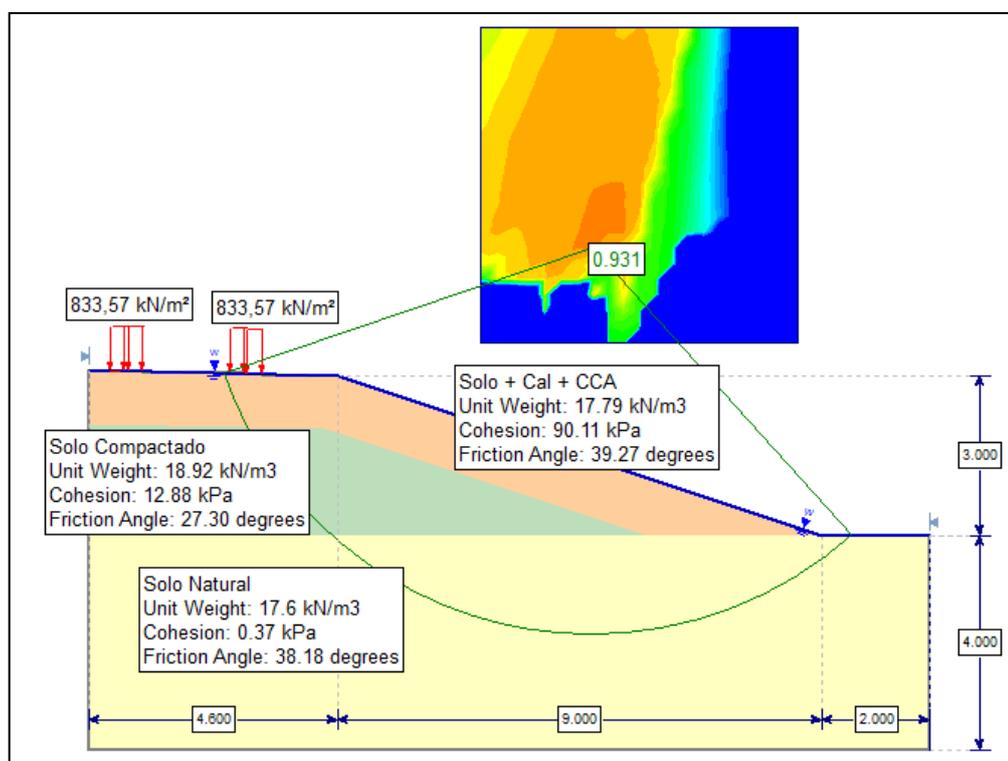
Figura 31 – Plano de ruptura talude como solo compactado para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

O talude com apenas solo natural, a ruptura ocorre nas faces do talude, já com a compactação do solo o plano passa a ser na extensão da base. No talude com uma camada de solo melhorado, o fator de segurança já passa para valores próximos a 1 como mostra na Figura 32, para o pior caso, mas em geral para diferentes níveis d'água os valores se aproximam a 1,2 porém não chegam próximo aos valores mínimo como no caso de pneus simples.

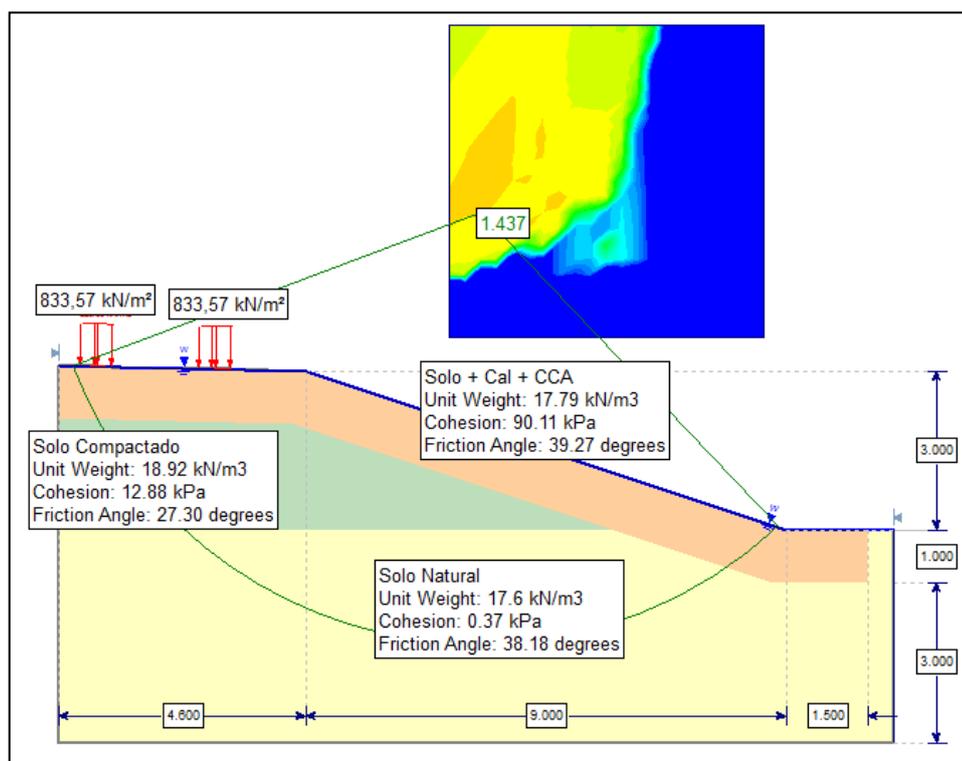
Figura 32 – Plano de ruptura talude com Solo + Cal + CCA para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

No uso de pneus extralargos no talude com reforço na base ocorreu em um dos métodos de avaliação da estabilidade um valor inferior a ao mínimo como mostra na Figura 33, no entanto o método de Janbu Simplificado considera que o maciço seja constituído de materiais homogêneos e, como nos outros dois métodos os valores são superiores a 1,5 pode se admitir que este valor também esta dentro de uma faixa de segurança.

Figura 33 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

4.6.2 Estabilidade dos taludes com declividade 1:2

Para a declividade maior os valores do fator de segurança dos taludes, sofreram diminuição como mostra nas Tabelas 25 e 26. Os fatores de segurança para pneus simples chegaram a valores próximos e até superiores ao mínimo com níveis d'água na altura do talude, isto para o talude com reforço no pé do talude (Figura 37).

Tabela 25 – Fator de segurança para eixo tandem triplo com rodas simples

NA (m)	Solo Natural			Solo Compactado			Solo + Cal 1m de espessura			Solo + Cal + CCA com reforço pé talude		
	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS
0	0,806	0,875	0,998	0,884	0,917	1,113	1,026	1,114	1,302	1,515	1,636	1,832
1,5	0,669	0,722	0,768	0,737	0,795	0,934	0,891	0,967	1,079	1,420	1,533	1,697
3	0,578	0,623	0,658	0,654	0,706	0,818	0,805	0,874	0,961	1,347	1,454	1,603

JS – Janbu Simplificado; JC – Janbu Corrigido e BS – Bishop Simplificado.

Fonte: Elaboração própria

Tabela 26 – Fator de segurança para eixo tandem triplo com rodas extralargas

NA (m)	Solo Natural			Solo Compactado			Solo + Cal 1m de espessura			Solo + Cal + CCA com reforço pé talude		
	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS	JS	JC	BS
0	0,768	0,830	0,958	0,787	0,854	1,055	0,952	1,033	1,224	1,412	1,524	1,738
1,5	0,641	0,693	0,768	0,702	0,758	0,883	0,834	0,905	1,023	1,320	1,425	1,615
3	0,564	0,609	0,658	0,629	0,679	0,778	0,805	0,872	0,914	1,261	1,361	1,528

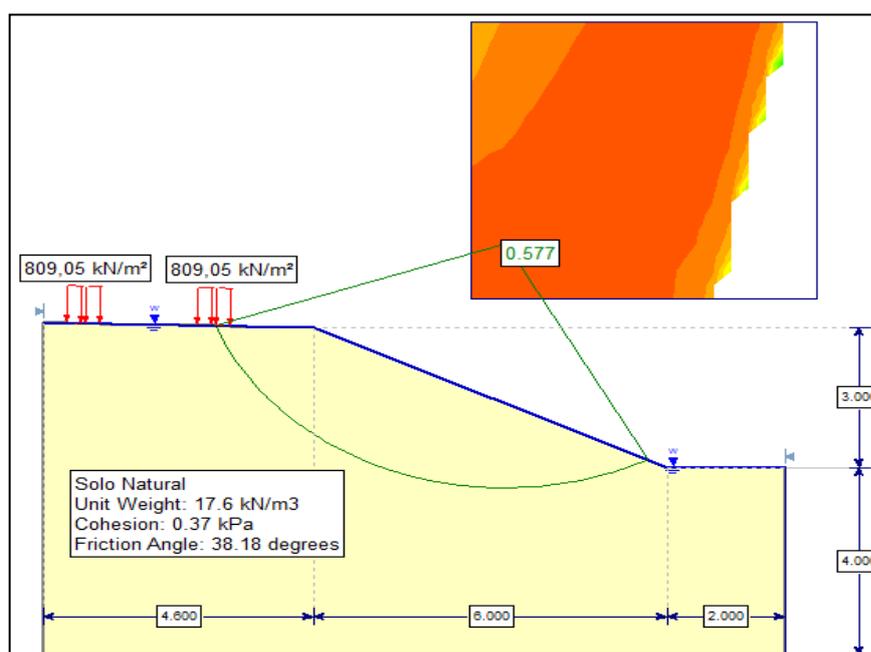
JS – Janbu Simplificado; JC – Janbu Corrigido e BS – Bishop Simplificado.

Fonte: Elaboração própria

Para taludes com aplicação de carregamento por meio de pneus extralargos, como ocorrido no caso da declividade 1:3 sofreram diminuição nos valores devido à concentração de tensões, onde para o modelo com reforço no pé do talude obteve como pior valor de estabilidade 1,261 (Figura 41).

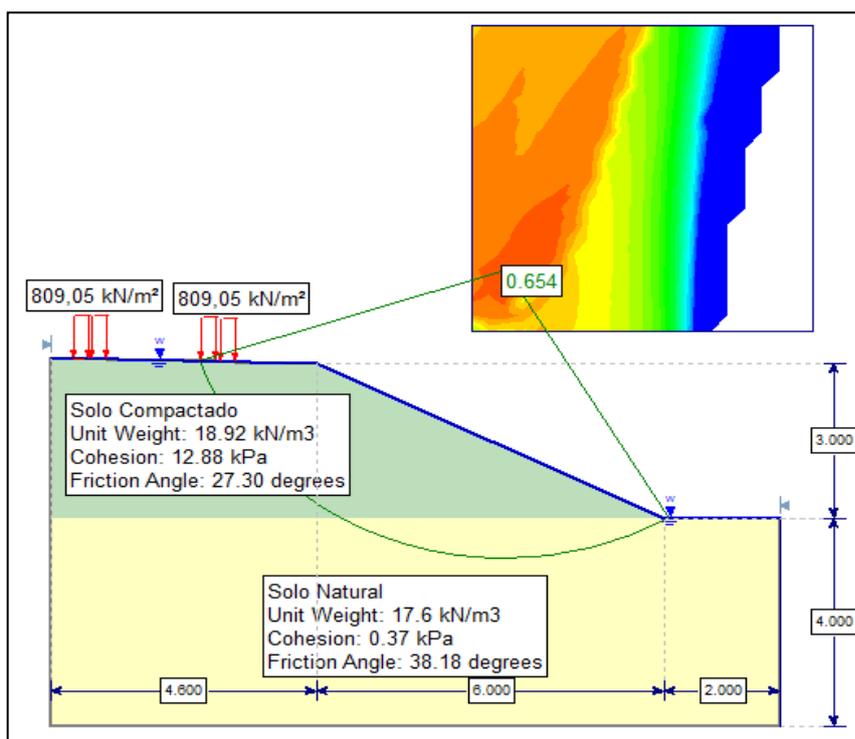
As Figuras 34 e 35 mostram os taludes com solo natural e compactado e, seus respectivos fatores de segurança avaliados pelo método de Janbu Simplificado que neste estudo é o mais conservador, porém se observamos a Tabela 25 para os piores casos o solo natural girou com o fator de segurança em torno de 0,5 e para o solo compactado em média 0,7. Assim os valores ficaram longe dos fatores mínimos cerca de 70 e 50% respectivamente.

Figura 34 – Plano de ruptura do talude com solo natural para pneus simples



Fonte: Elaboração própria

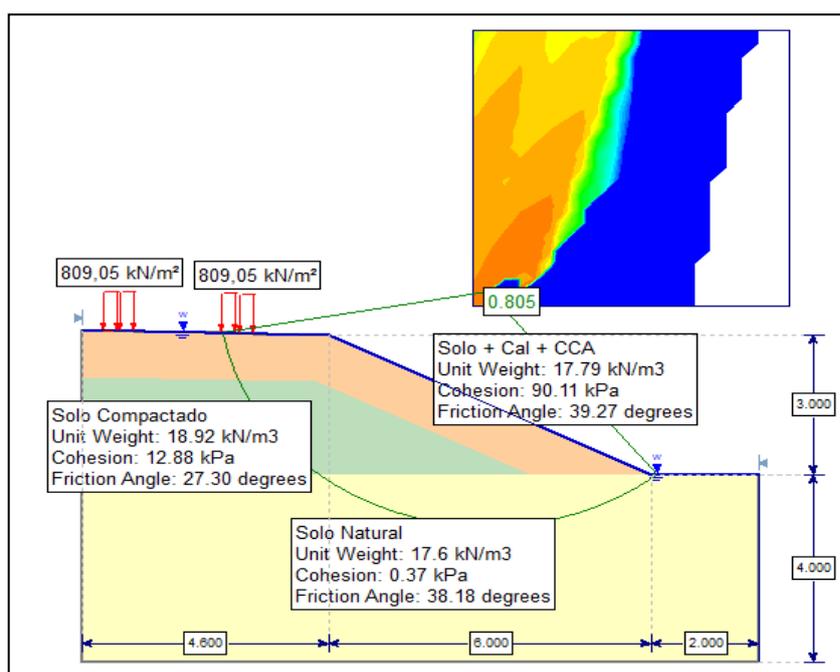
Figura 35 – Plano de ruptura do talude com solo compactado para pneus simples



Fonte: Elaboração própria

No caso do talude com uma camada de solo melhorado os valores do fator de segurança tangencial 0,9 e ainda no pior caso ficam em um valor de 0,809 conforme a Figura 36, com o nível d'água na altura do talude.

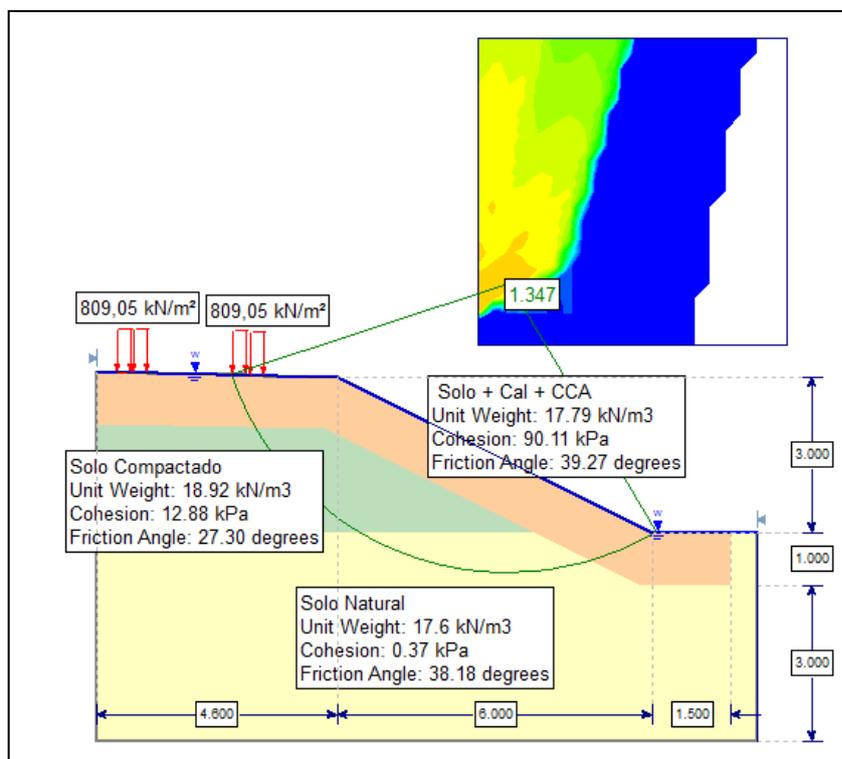
Figura 36 – Plano de ruptura do talude com Solo + Cal + CCA para pneus simples



Fonte: Elaboração própria

O reforço no pé do talude muda razoavelmente o fator de segurança, pois no caso do talude com uma camada de solo melhorado o valor é de 0,809 e com reforço o valor passa para 1,347 (Figura 37), não sendo acima do mínimo, no entanto valores muito próximos que conforme o estudo de aplicação já se podem ser consideráveis.

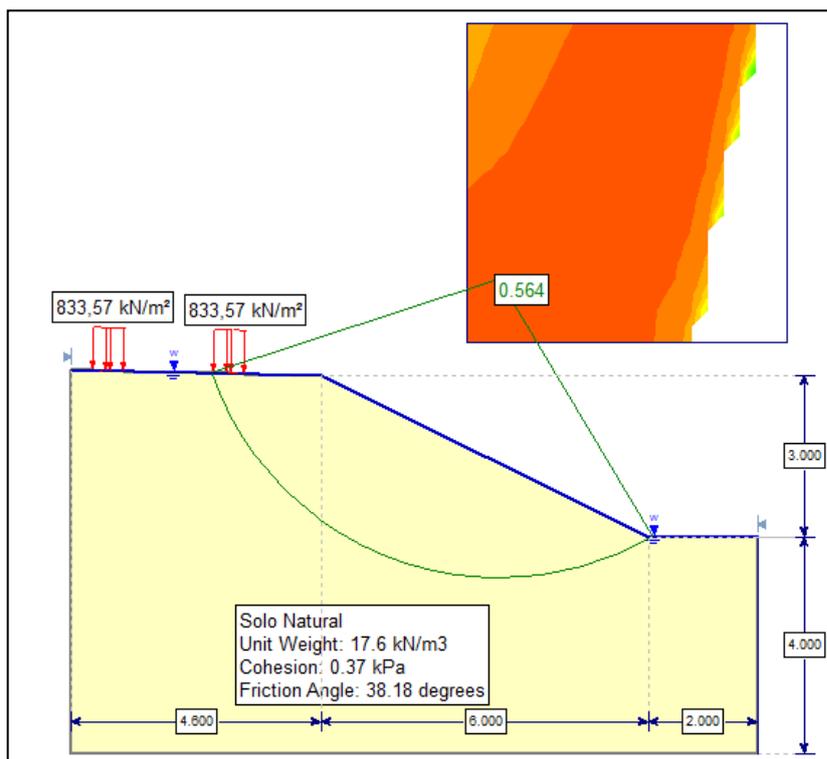
Figura 37 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus simples



Fonte: Elaboração própria

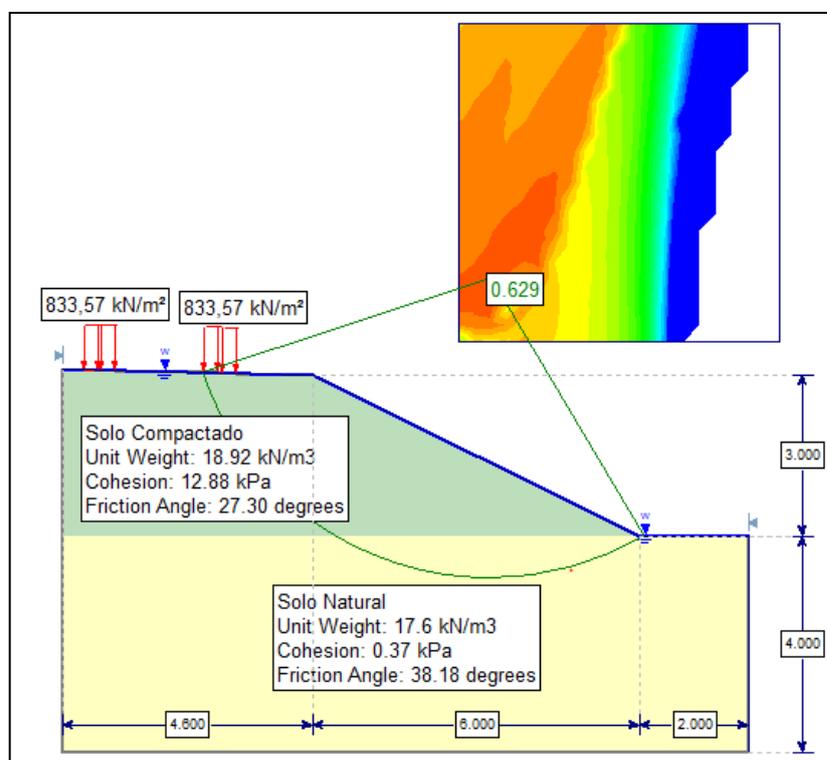
Nas Figuras 38 e 39 estão os planos de ruptura para o solo natural e compactado com a aplicação da carga por meio de pneus extralargos, onde os valores do fator de segurança nestes casos não apresentaram mudanças significativas, ficando em média os valores em torno de 0,6.

Figura 38 – Plano de ruptura do talude com solo natural para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

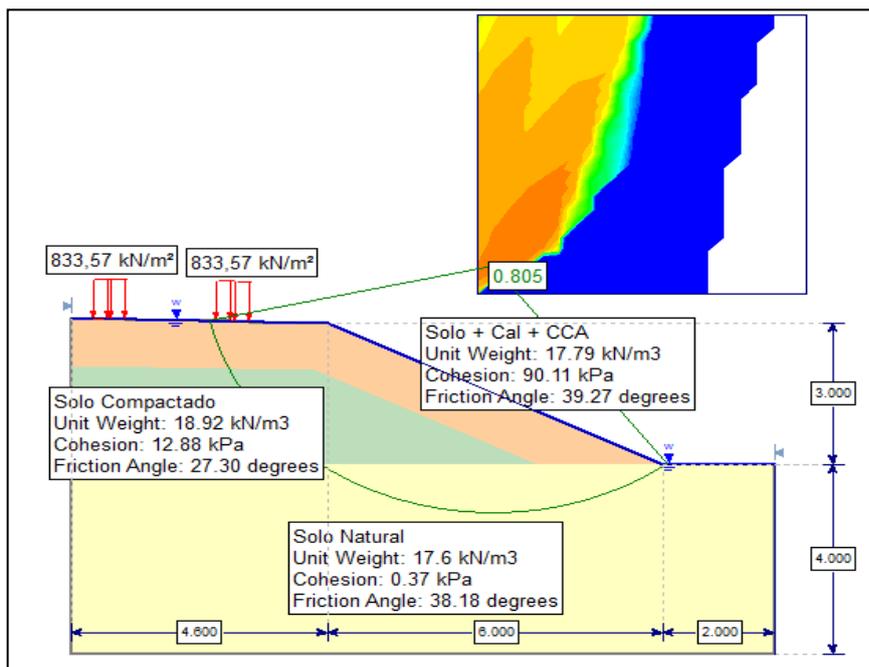
Figura 39 – Plano de ruptura do talude com solo compactado para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

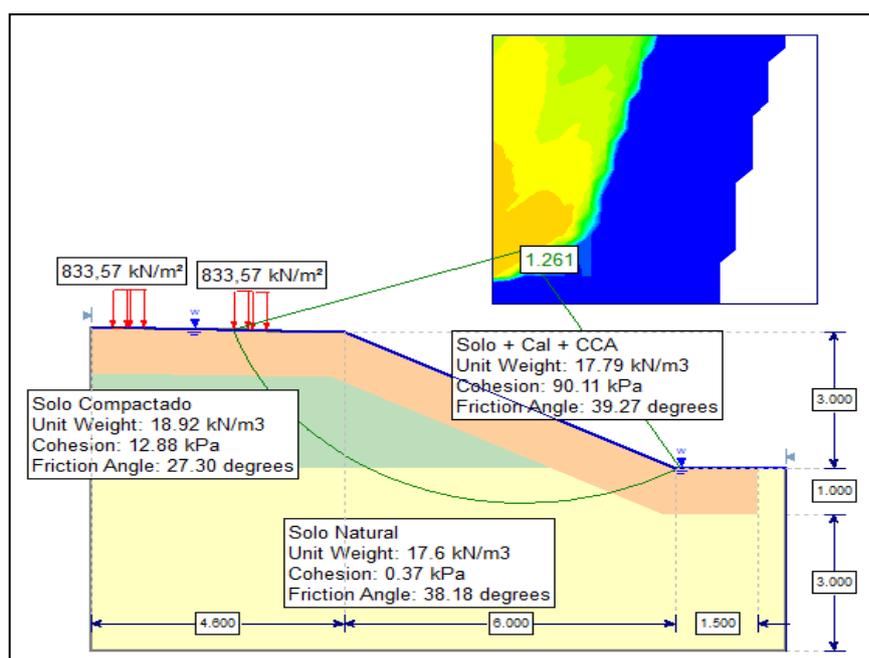
A Figura 40 apresenta o plano de ruptura do talude com uma camada de solo melhorado quimicamente, com o plano fora do talude e com fator de segurança de 0,805 para o nível d'água na altura do talude, e para os demais casos os valores giraram em torno de 0,9 conforme a Tabela 26.

Figura 40 – Plano de ruptura do talude com Solo + Cal + CCA para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

Figura 41 – Plano de ruptura do talude com reforço na base para pneus extralargos



Fonte: Elaboração própria

Na Figura 41 o fator de segurança esta em 1,261 para o maior nível d'água e pelo método de Janbu Simplificado, porém pelo método de Bishop Simplificado para todos os níveis d'água o modelo de estrutura é satisfeita e a média dos outros dois métodos fica em torno de 1,3 para o pior caso. Podendo assim, para casos específicos ser utilizado.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por meio da caracterização do solo natural, se chegou a um material fino formado por argila e silte com uma grande parcela de areia, sendo classificado como CL (argila de baixa plasticidade) pelo Sistema Unificado e A-4 (solo siltoso) pelo Sistema Rodoviário, o que define um solo inapropriado para utilização em bases de rodovias.

Com a energia de compactação normal aplicada ao solo natural, solo + cal + CCA e solo + cimento + CCA as amostras chegaram a valores de peso específico condizente com a inclusão de material fino que é o aumento da umidade ótima e diminuição do peso específico em relação ao solo natural compactado.

Com as amostras compactadas o processo de cura foi um fator que dificultou bastante na aquisição de valores mais precisos, pois conforme as tabelas de controle da umidade, as amostras não se mantiveram com a umidade ótima durante a cura, para as primeiras idades os solos melhorados adquiriram umidades e ao longo do tempo perderam umidade. Ficando desta forma, uma incógnita no que se refere à cura dos CP's, pois a resistência cisalhante não poderia ter aumentado ainda mais se a umidade tivesse sido constante durante o processo de cura?

Nos ensaios de cisalhamento direto os valores de resistência cisalhante e parâmetros do solo (ângulo de atrito e intercepto coesivo), sofreram ganhos consideráveis em relação ao solo compactado sendo que a mistura com cal adquire maior resistência ao passar do tempo e apresenta linearidade (R^2), mais confiável, desta forma sendo mais segura a sua aplicação. No caso do solo com adição de cimento ele ganhou resistência já nas primeiras idades e no decorrer do tempo continuou a ganhar, porém a dispersão nos dados comprometeu a confiabilidade para utilização de seus resultados.

Em relação às amostras de cimento foi observado ao avaliar os resultados, que o solo adição de cimento possui rigidez muito elevada, e desta forma as tensões normais aplicadas não foram o suficiente para impor o plano de ruptura no centro da amostra, pois no decorrer dos ensaios com estas amostras, ao deslocar a caixa cisalhante o aplicador da carga vertical era elevado pela amostra e o plano de ruptura ocorreu em uma diagonal de área menor que a calculada pelo software, ou seja, os valores do solo + cimento + CCA podem ser maiores que os obtidos.

Com relação à proposta da utilização de material de descarte (CCA) e solo da própria região em taludes de declividade maior que o recomendado em norma, ficou fora do fator de segurança mínimo de 1,5 colocado como referência no trabalho, no entanto, para o talude que apresenta um reforço na base os valores ficaram na casa do 1,3, o que dependendo da demanda de veículos ou quem sabe veículos de menor carregamento poderão ser utilizados.

Porém o solo da região adicionado cal e CCA de casca de arroz aplicado em taludes de declividade 1:3 e solo melhorado na base apresentam valores do fator de segurança superiores a 1,5, para os casos de veículos de eixo tandem triplo com rodas simples. Para veículos de eixo tandem triplo que façam uso de pneus extralargos, os valores dos fatores de segurança para o mesmo talude foram superiores a 1,5 para os métodos de Bishop Simplificado e Janbu Corrigido, e o pelo método de Janbu Simplificado o valor ficou em 1,437, no entanto, este é um método muito conservador, devido uma pequena falha na avaliação do material, o método só considera materiais homogêneos, assim ficando possível a utilização do mesmo.

Desta forma, o talude com declividade de 1:3 e reforço no pé do talude com solo melhorado quimicamente com cal é uma opção de utilização para aumentar a capacidade de suporte visto que estudos anteriores mostram que existe esta possibilidade e, também para aumentar a estabilidade do talude, visto que os valores de fator de segurança estão acima dos valores mínimos e a avaliação foi realizada levando em consideração o nível d'água presente até a altura do talude e o carregamento máximo permitido pelos órgãos reguladores.

REFERÊNCIAS

ABIKO, A. K. **Estabilização de solos com cimento pozolânico de cinza de casca de arroz e de resíduos cerâmico**. Tese de Doutorado, SP – EPUSP, 1987.

ALI, F. H.; ADNAN, A.; CHOY, C. K. **Geotechnical Properties of a Chemically Stabilized Soil from Malaysia Witch Rice Husk Ash as an Additive**. Geotechnical and Geological Engineering, v. 10, n. 2, PP. 117 – 134, Amsterdam, 1992.

ASTM **D2488**- Standard Practice for Description and Identification of Soils. American Society for Testing and Materials, 2009.

ASTM **D3080**- Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials, 1998.

ASTM **D3282**- Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. American Society for Testing and Materials, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1986.

_____. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1984.

_____. **NBR 7175**: Cal Hidratada para Argamassas – Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2003.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1984.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1984.

_____. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 1986.

_____. **NBR 10004**: Resíduos sólidos – Classificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

BARBOSA, Carla Alexandra Fernandes. **Soluções para Estabilização de Taludes Sujeitos a Erosão Superficial**. Dissertação de mestrado. Universidade de Aveiro, 2008.

BASHA, E. A. et al. **Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement**. In: *Construction and Building Materials*, v. 19, p. 448-453, 2005.

BEHAK, L. **Estabilização de um Solo Sedimentar Arenoso Uruguai com Cinza de Casca de Arroz e Cal**. Dissertação de mestrado. UFRGS, Porto Alegre, 2007.

BISHOP, A. W. **Test requirements for measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest**. IN: CONFERENCE ON EARTH PRESSURE PROBLEMS. Proceedings, Brussels, Belgium, v.1, p. 2-14, 1958.

BRASIL. **Estradas Brasileiras**. 2013. Disponível em: <http://www.brasil.gov.br/sobre/cidadania/gentileza-urbana/paz-no-transito/estradas-brasileiras>. Acesso em: 21/08/2013.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Mecânica das Rochas – Fundações – Obras de Terra**. 6. ed. v. 2. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

_____. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Fundamentos**. 6. ed. v. 1. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

CONSOLI, N.C.; *et al.* **Engineering properties of residual soil-cement mixtures**. In: The Second International Conference on Ground Improvement Geosystems – Grouting and Deep Mixing, Tokyo, Proceedings, v.6, p. 25-30, 1996.

CRAIG, Robert F. **Craig Mecânica dos Solos**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

ECONSULTING. **Relatório de Ensaio**. Viamão, 2011.

FERNANDES, W. D. *et al.* **Verificação da Resistência ao Cisalhamento e Estabilidade de Taludes de Um Solo Natural e Melhorado com Cimento, Cal e Cinza da Casca de Arroz**. 42ª Reunião Anual de Pavimentação. Gramado, 2013.

FRANCO, Felipe Augusto Cinque de Proença. **Método de Dimensionamento Mecânico - Empírico de Pavimentos Asfálticos - SISPAV**. Tese de doutorado. Rio de Janeiro, RJ. 2007.

GERSCOVICH, Denise M. S. **Estabilidade de Taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

GOMES, Romero César. **Método das Fatias das Análises de Estabilidade**. Notas de aula Obras de Terra. 20--?. Disponível em: <http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~romerocesar/Aula3PPT.pdf>. Acesso em: 21/08/2013.

JAMBU, N. **Application of composite slip surfaces for stability analysis**. In: EUROPEAN CONF. ON STABILITY OF EARTH SLOPES. Stockholm Discussion 3. 1954

JAMBU, N. **Earth pressure and bearing capacity calculation by generalized procedure of slices**. In: INT. CONF. ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4. London, n. 2, p. 207-212, 1957.

KLAMT, Rodrigo A. **Utilização da cal e da cinza da casca de arroz no melhoramento das propriedades geotécnicas dos solos**. Trabalho de conclusão de curso. UNIPAMPA, 2012.

LAMBE, T. Willian; WHITMAN, Robert V. **Soil Mechanics**, Ed. Mc Graw – Hill Book Co., 1969.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**, SI Version. New York: J. Wiley & Sons, 1979. 553p. (Series in soil engineering).

LEE, Shun Han. **Projeto Geométrico de Rodovias**. Apostila. Florianópolis: SC. UFSC, 2000.

MACIEL FILHO, Carlos Leite. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 3. ed. Santa Maria: UFSM, 2008.

Manual de Conservação de Rodoviária. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte – DNIT. 2005.

MASSAD, Façal. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MELO, F.G. **Compactação de Aterros de Barragens de Terra**. ICT – Especialização e Aperfeiçoamento, S330, LNEC, Lisboa. 1985

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES. **Programa de Investimentos em Logística: Rodovias e Ferrovias**. 2012. Disponível em: <http://www.transportes.gov.br/public/arquivo/arq1345056805.pdf>. Acesso em: 21/08/2013.

Nascimento, U. **Princípios e Âmbito de Aplicação da Estabilização de Solos**. Curso de Especialização 108: Estabilização de Solos, Cap 1, LNEC, Lisboa. 1970

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. : Terratek, 2007.

PIETTRO, P. D. M. Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma Abordagem Teórico – Experimental. Tese de Doutorado. UFRGS. Porto Alegre, 2004.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas/2ª Edição**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RESOLUÇÃO 12, **Limites de peso e dimensões para veículos que transitam em vias terrestres**. Conselho Nacional de Trânsito – CONTRAN. 1998.

ROCSCIENCE. **Slide**. 2013. Disponível em: <http://www.rocscience.com/products/8/Slide>. Acesso em: 18/09/2013.

RODRIGUES, Ricardo Eguilhor. **Caracterização e Estabilização de um Solo na Cidade de Alegrete/Rs com Cimento Portland e Cinza de Casca de Arroz**. Trabalho de conclusão de curso. UNIPAMPA, 2012.

ROSA, A. D. **Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal**. Dissertação de Mestrado. UFRGS. Porto Alegre, 2009.

SCHENEIDER NETO, Rudy Gunter. **Estabilização de Solos Finos Utilizando Cal Hidratada**. Trabalho de conclusão de curso. UNIPAMPA, 2013.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2007.

SILVA, João Paulo Moreira da. **Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**. Dissertação de mestrado. FEUP, 2011.

SUERTEGARAY, D. M. A. **Deserto Grande do Sul**. Porto Alegre. UFRGS. 1997.

SUGUIO, Kenitiro. **Geologia Sedimentar**. São Paulo: Edgard Blucher, 2003.

VENDRUSCOLO, M.A. **Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais**. Tese de Doutorado. UFRGS. Porto Alegre, 2003.

VARGAS, Milton. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: MCgraw-Hill do Brasil, 1977. Volume Único.

APÊNDICE A – Teor de umidade durante o ensaio de cisalhamento direto

	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 7 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)			
Antes ensaio	87	7,2	25,1	23,3	10,06		10	6,7	20,9	18,2	19,01		67	7,5	22	19,3	18,62				
	56	6,6	22,8	21,1	10,49	10,70	18	6,6	21	18,4	18,06	18,30	19	7,4	18,2	16,2	18,52	18,67			
	110	7	24,3	22,3	11,56		66	6,7	22,4	19,6	17,83		106	8,4	19	17	18,87				
25 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 7 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	55	7,6	26,8	22,4	22,92			45	7,3	20,2	16,9	25,58			32	7,3	21,9	18,8	21,23		
46	6,8	24,4	20,4	22,73	23,47	12,77	41	7	21,7	18,2	23,81	24,92	6,62	24	6,5	19,9	16,7	23,88	22,11	3,44	
75	6,7	18	15,2	24,78			29	6,8	20,2	16,8	25,37			105	6,2	16,1	14	21,21			
50 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 7 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	37	7,4	26,7	22,3	22,80			68	7,4	20,2	16,9	25,78			25	7,5	22	18,8	22,07		
54	6,9	26,7	22	23,74	23,17	12,46	53	7,7	20,6	17,7	22,48	23,49	5,19	104	7,3	19,6	16,8	22,76	21,89	3,22	
27	7,4	20,9	17,8	22,96			43	7,1	17	14,8	22,22			78	6,6	21	18	20,83			
100 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 7 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	16	7,2	27	22,7	21,72			87	7,4	30	24,4	24,78			22	7,4	21,6	18,3	23,24		
68	7,3	18,4	16,1	20,72	21,02	10,32	55	7,9	22	18,3	26,24	25,83	7,53	86	7,2	29,6	24,8	21,43	21,86	3,19	
17	7,8	23,8	20,5	20,63			56	6,9	20,5	16,9	26,47			39	7,7	23	19,8	20,92			
200 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 7 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 7 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	43	7	20,4	17,4	22,39			75	6,9	20,6	17,5	22,63			114	7,6	17,6	15,4	22,00		
69	6	19,5	16,8	20,00	20,84	10,13	54	6,8	19,9	16,7	24,43	23,62	5,32	85	7,3	20,8	17,6	23,70	24,52	5,86	
53	7,6	24,5	21,1	20,12			46	6,9	21,6	18,1	23,81			23	7,2	19,4	16	27,87			

	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 14 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)			
Antes ensaio	23	7,4	22,6	20,9	11,18		54	6,8	23,4	20,8	15,66		31	6,7	17,9	15,5	21,43				
	10	6,8	24,6	22,5	11,80	11,42	25	7,6	22,2	20,1	14,38	14,78	103	7,2	17,8	15,6	20,75	20,62			
	39	7,5	19,9	18,5	11,29		32	7,4	22,8	20,6	14,29		21	6,4	18,6	16,2	19,67				
25 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 14 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	18	6,5	22,4	18,9	22,01			104	7,5	21,4	17,8	25,90			69	6,1	19,9	16,5	24,64		
85	7,1	18,6	15,8	24,35	22,76	11,33	19	7,4	18,5	16,1	21,62	25,05	10,27	3	7,3	26,1	22,5	19,15	20,61	0,00	
114	7,5	25,3	21,4	21,91			75	6,9	17,4	14,5	27,62			99	6,9	14,1	12,8	18,06			
50 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 14 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	56	6,6	25,4	21,4	21,28			87	7,3	20,7	17,5	23,88			49	8	15,4	13,6	24,32		
86	7,1	22,2	19	21,19	21,56	10,14	29	6,9	21,7	18,4	22,30	22,80	8,02	13	6,9	17,9	15,1	25,45	25,27	4,65	
41	7,1	23,3	19,7	22,22			106	8,5	20,2	17,6	22,22			28	7,2	14,5	12,6	26,03			
100 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 14 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	105	6,4	18	15,6	20,69			46	6,9	17,4	14,6	26,67			71	8	20,1	17,4	22,31		
24	6,7	17,9	15,6	20,54	21,10	9,68	78	6,8	22,3	18,3	25,81	26,15	11,38	1	7	16,1	14,1	21,98	22,07	1,46	
55	7,7	23,1	19,7	22,08			67	7,4	20,1	16,8	25,98			84	7,1	18,5	16	21,93			
200 kPa	TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 14 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 14 dias								
	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h(%) ganho
	43	7	20,5	17,7	20,74			22	7,6	24	20,2	23,17			59	7,6	17,1	15,2	20,00		
66	7	21,5	18,6	20,00	20,52	9,10	53	8,1	20,4	17,5	23,58	24,53	9,75	37	7,3	20,4	17,5	22,14	21,02	0,40	
45	7,3	19,3	16,8	20,83			68	7,6	24	19,6	26,83			4	6,4	17,4	15,1	20,91			

		TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 56 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 56 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 56 dias								
		CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)			
Antes ensaio		29	6,8	25,5	23,2	12,30		105	6,3	22,6	22,1	3,07		99	6,8	24,8	22,4	13,33				
		39	7,6	26,1	24,1	10,81	11,82	21	6,4	21,5	21,1	2,65	2,49	20	6,9	22,5	20,6	12,18	12,98			
		17	8	23,4	21,5	12,34		98	7,1	18,6	18,4	1,74		28	7,1	20,5	18,7	13,43				
25 kPa		22	7,2	21,9	18,9	20,41		62	7,2	17,5	15,7	17,48		66	6,8	50,2	41,4	20,28				
		74	6,9	19,8	16,8	23,26	21,57	9,76	119	7,7	16,3	14,5	20,93	19,17	16,69	5	6,9	39,2	32,9	19,50	21,65	8,67
		21	6,1	23,2	19,6	21,05		102	7,3	14,1	12,8	19,12		44	7,4	22,5	18,7	25,17				
50 kPa		16	7,1	18,6	15,9	23,48		107	7,5	17,9	15,7	21,15		46	6,8	20,2	17,4	20,90				
		106	8,3	24,1	20,3	24,05	23,40	11,59	22	7,3	18,7	16,4	20,18	20,79	18,31	103	7,1	18,6	15,9	23,48	21,34	8,36
		68	7,2	16,9	14,7	22,68		76	7,1	14,7	13,1	21,05		40	7	18,2	16	19,64				
100 kPa		1	7,1	23,4	19,8	22,09		78	6,7	17,3	15,1	20,75		86	7,1	18,9	16,7	18,64				
		26	6,8	17,8	15,2	23,64	22,96	11,14	112	6,1	16,6	14,5	20,00	20,76	18,28	27	7,2	17,1	14,9	22,22	20,48	7,50
		54	6,8	17,6	15,1	23,15		82	7,1	13,6	12,2	21,54		71	8,1	18,3	16,2	20,59				
200 kPa		45	7,2	20,1	17,3	21,71		71	8	17,2	15,2	21,74		3	7,3	23,7	20	22,56				
		23	7,3	21,7	18,6	21,53	22,37	10,56	43	7	15	13,3	21,25	22,44	19,95	104	7,5	20,7	17,8	21,97	21,90	8,92
		76	6,9	24,9	20,6	23,89		50	7,4	14,8	13	24,32		24	6,6	20,3	17,4	21,17				

		TEOR DE UMIDADE (%) Solo Compactado 112 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cal+CCA 112 dias						TEOR DE UMIDADE (%) solo+cimento+CCA 112 dias							
		CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	CAPS.	TARA (g)	S. Úmido (g)	S. Seco (g)	h (%)	h méd. (%)	h méd. (%)	
Antes ensaio		87	7,2	27,1	26,3	4,02		102	7,1	26,6	25,2	7,18		0	1	0	0	0,00			
		105	6	30,8	29,6	4,84	5,20	74	7	25,6	24,1	8,06	7,94	0	1	0	0	0,00	0,00		
		78	6,5	24,3	23,1	6,74		29	6,8	24,3	22,8	8,57		0	1	0	0	0,00			
25 kPa		56	6,6	21,4	17,8	24,32		107	7,4	20,3	17,1	24,81		86	7,1	16,4	14,4	21,51			
		42	7,5	16,9	14,6	24,47	24,01	18,81	73	6,9	15,4	13,3	24,71	24,65	62	7,2	33,1	28,2	18,92	20,28	20,28
		55	7,7	27,5	22,9	23,23		23	7,4	20,5	17,3	24,43		46	6,9	16,7	14,7	20,41			
50 kPa		113	7,8	19	16,3	24,11		59	7,8	19,8	16,9	24,17		45	7,3	21,5	18,6	20,42			
		112	6	21,5	17,4	26,45	25,06	19,86	90	7,1	16,9	14,9	20,41	21,90	85	7,2	22,1	19,1	20,13	20,46	20,46
		24	6,5	19,9	16,6	24,63		88	7,3	25,3	21,5	21,11		41	7	23,8	20,3	20,83			
100 kPa		71	7,9	19,8	16,9	24,37		76	7,1	15,7	13,5	25,58		82	6,9	22,2	19,2	19,61			
		44	7,4	17,8	15,4	23,08	23,56	18,36	52	7,8	19,8	17,1	22,50	23,85	119	7,5	21,8	19,6	15,38	18,78	18,78
		98	7	32,4	26,5	23,23		48	8,3	24,5	20,7	23,46		57	7,1	17,4	15,2	21,36			
200 kPa		43	6,9	18,2	15,5	23,89		79	7,6	25,4	21,1	24,16		78	6,7	18,2	16	19,13			
		70	6,8	17,4	15,2	20,75	21,41	16,21	21	6,6	18,8	16	22,95	23,49	105	6,2	16,7	14,4	21,90	20,44	20,44
		22	7	16,7	14,8	19,59		110	7	22,4	18,8	23,38		87	7,1	14	12,6	20,29			