



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA GEOTÉCNICA**

Kênia Araújo de Lima Scariot

**ESTUDO PARAMÉTRICO DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE UM SOLO DE BAIXA CAPACIDADE
DE SUPORTE**

**Campina Grande - PB
2018**

KÊNIA ARAÚJO DE LIMA SCARIOT

**ESTUDO PARAMÉTRICO DA RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE UM SOLO DE BAIXA CAPACIDADE
DE SUPORTE**

Dissertação submetida ao Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre (Msc) em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Prof. D.Sc Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena

Coorientador: Prof. D.Sc Saul Barbosa Guedes

Campina Grande - PB
2018

S285e Scariot, Kênia Araújo de Lima.
Estudo paramétrico da resistência ao cisalhamento de um solo de baixa capacidade de suporte / Kênia Araújo de Lima Scariot. – Campina Grande, 2018.

129 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2018.

"Orientação: Profa. Dra. Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena, Prof. Dr. Saul Barbosa Guedes".

Referências.

1. Geotécnica. 2. Engenharia do Solo. 3. Tecnologia Estrutural do Solo. 4. Solo – Estabilização Química. 5. Solo – Resistência Mecânica. I. Lucena, Christiane de Figueiredo Lopes. II. Guedes, Saul Barbosa.

CDU 624.13(043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autora: Kênia Araújo de Lima Scariot

Título: **ESTUDO PARAMÉTRICO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO DE BAIXA CAPACIDADE DE SUPORTE**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de Concentração – Geotecnia

Dissertação defendida e aprovada em: 08/06/2018

Pela Banca Examinadora:

(Assinatura): Lêda Christiane Lucena

Orientador: Prof. D.Sc. Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

(Assinatura): Saul Barbosa Guedes

Coorientador: Prof. D.Sc. Saul Barbosa Guedes
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

(Assinatura): Carina Silvani

Avaliadora Interna: Prof. D.Sc. Carina Silvani
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

(Assinatura): Fagner Alexandre N. de França

Avaliador Externo: Prof. D.Sc. Fagner Alexandre Nunes de França
Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN

DEDICATÓRIA

À DEUS, que me guiou e me sustentou.

À minha família e esposo, pelo constante apoio e incentivo ao longo desta trajetória.

AGRADECIMENTOS

Ao Deus de amor, pela dádiva da vida e por me consentir realizar tantos sonhos. Obrigado por me permitir errar, aprender e crescer, por Sua infinita misericórdia e amparo. Agradeço a minha fiel protetora, a Bem aventurada Virgem Maria, que me conduz diariamente, por ser minha força diante das adversidades e por Seu infinito amor.

Aos meus pais, Juarez e Celi, pelo cuidado e amor incondicional, pela confiança e ensinamentos de honestidade e integridade. Aos meus irmãos, Juaceli e Wollgran, pelo incentivo nas conquistas de meus sonhos.

Ao meu esposo, Edgar, agradeço a paciência, o companheirismo, os elogios que só vem de quem ama e por me fazer acreditar que sou capaz. Muito obrigada!

A todos os meus familiares e amigos, pelas palavras otimistas e estímulos emanados.

À minha orientadora Professora Lêda Lucena pela disponibilidade, incentivo e conhecimentos compartilhados. A vocês minha eterna gratidão!

Ao Coorientador Professor Saul Guedes pelos ensinamentos, críticas e discussões técnicas. Muito obrigada!

Agradeço a Professora Ana Maria Duarte pelo auxílio nos ensaios químicos e pela amizade formada. Estendo a minha gratidão aos meus auxiliares e “PIVICs”, Lucas, Hallexsandryne, Alisson e Ingridy pela dedicação e prontidão que sempre tiveram.

Aos meus amigos do LEP, em especial a Jonny Dantas pela grandiosa ajuda na realização dos ensaios triaxiais, Gabryelle Keith e Eduardo Tenório pelas valiosas opiniões, questionamentos e sugestões, mas principalmente pela boa convivência e amizade.

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG, Jadilson e Ildinho por toda a ajuda ao longo da etapa de ensaios e pela amizade construída.

As empresas OBER e GEOSOLUÇÕES, por disponibilizarem os geossintéticos utilizados nesta pesquisa. Muito obrigada!

A UFCG, em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, pela oportunidade de cursar o mestrado.

A CAPES pela bolsa de estudos concedida.

“Comece fazendo o que é necessário,
depois o que é possível, e de repente
você estará fazendo o impossível.”

(São Francisco de Assis)

RESUMO

Os movimentos de massa de solo em morros, taludes e encostas têm se intensificado nas últimas décadas. A região Nordeste lidera no Brasil o ranking de maior número de desabrigados afetados por problemas de instabilidade, uma vez que a ruptura de um maciço ocasiona danos materiais e perdas sociais e econômicas. Para mitigar os efeitos da instabilidade dos taludes são aplicadas técnicas de consolidação, melhoramento e reforços no intuito de gerar uma redistribuição global das tensões e deformações. Entre elas pode-se citar as técnicas como estabilização química e contenção com geossintéticos. A presente pesquisa teve por objetivo realizar um estudo paramétrico da resistência ao cisalhamento de um solo de baixa capacidade de suporte, no seu estado natural e após o emprego de técnica de estabilização química e da inserção de materiais de reforço (geotêxtil não-tecido e geogrelha). A pesquisa foi dividida em três etapas para atingir os fins propostos: caracterização do solo, estabilização química do solo e avaliação do comportamento mecânico do solo. Na primeira etapa foram realizados ensaios de caracterização física, química e mineralógica do solo. Na segunda fase foram realizados ensaios de compressão simples com o propósito de determinar um teor ótimo para a estabilização química do solo. Posteriormente submeteu-se amostras de solo natural, solo estabilizado e solos reforçados a ensaios de compressão triaxial não adensado e não drenado (UU), a fim de analisar os parâmetros geotécnicos de cada modelo e os ganhos de resistência e de rigidez dos solos melhorados em comparação ao solo natural. Em geral, os resultados indicaram que as inserções do geotêxtil não-tecido e da geogrelha contribuem para o aumento da resistência ao cisalhamento. A técnica de estabilização química do solo, comparada as técnicas de reforço com geossintéticos proporcionou melhor comportamento resistente, visto que a inserção do cimento ao solo promoveu resultados superiores de resistência ao cisalhamento do solo pesquisado. Entretanto, a presente pesquisa não considerou as vantagens técnicas, econômicas e ambientais de cada tecnologia, visto que estes aspectos podem inviabilizar as construções com solo melhorado.

Palavras-chave: estabilização química, geogrelha, geotêxtil não tecido, movimento de massa, resistência mecânica.

ABSTRACT

Soil mass movements in hills, slopes and slopes have intensified in recent decades. The Northeast Region is the leader in Brazil of the highest number of homeless people affected by instability problems, since the rupture of a massif causes material damages and social and economic losses. To mitigate the effects of slope instability are applied consolidation techniques, improvement and reinforcement in order to generate a global redistribution of stresses and deformations. Among these may be mentioned the techniques as chemical stabilization and containment with geosynthetics. The objective of this research was to perform a parametric study of the shear strength of a soil with low support capacity, in its natural state and after the use of chemical stabilization technique and the insertion of reinforcement materials (non-woven geotextile and geogrid). The research was divided in three stages to reach the proposed ends: soil characterization, soil chemical stabilization and evaluation of soil mechanical behavior. In the first stage, physical, chemical and mineralogical characterization of the soil were performed. In the second phase, simple compression tests were carried out with the purpose of determining an optimum content for soil chemical stabilization. Subsequently, samples of natural soil, stabilized soil and reinforced soils were submitted to non-densified and non-drained triaxial (UU) compression tests in order to analyze the geotechnical parameters of each model and the strength and stiffness gains of the improved soils in compared to natural soil. In general, the results indicated that the insertions of the non-woven geotextile and the geogrid contribute to the increase in shear strength. The soil chemical stabilization technique, compared to the geosynthetic reinforcement techniques provided better resistant behavior, since the cement insertion in the soil promoted superior results of shear strength of the studied soil. However, the present research did not consider the technical, economic and environmental advantages of each technology, since these aspects can make feasible the constructions with improved soil.

Key words: chemical stabilization, geogrid, non-woven geotextile, mass movement, mechanical resistance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Esquema de solo com a) alto teor de cimento e b) baixo teor de cimento.....	35
Figura 2: Efeito do teor de cimento na resistência para vários tipos de solo	37
Figura 3: Efeito do tempo de cura para os solos estabilizados com 5% de cimento.....	38
Figura 4: Ensaios Triaxiais Reforçados: Areia Densa, $\sigma'_v=21\text{kPa}$	47
Figura 5: Definição da zona ativa e resistente.....	49
Figura 6: Posição da superfície de ruptura de acordo com a relação L/H.....	50
Figura 7: Influência da plasticidade na resistência da interface	52
Figura 8: Aumento de resistência com a introdução do reforço.....	53
Figura 9: Fluxograma do programa experimental da pesquisa.....	57
Figura 10: Solo utilizado na pesquisa.....	58
Figura 11: Indicação da localização da coleta do solo.	58
Figura 12: Getêxtil não tecido GEOFORT GF 10/200.....	62
Figura 13: Geogrelha (SG 350)	63
Figura 14: Equipamento EDX 720 da Shimadzu utilizado na pesquisa.....	66
Figura 15: Equipamento Shimadzu XDR-6000 utilizados na pesquisa.	66
Figura 16: Equipamento utilizado para realização do ensaio de azul de metileno.....	67
Figura 17: Realização do ensaio de pH do solo.	68
Figura 18: Modelagem das amostras para ensaio de curva característica.	70
Figura 19: Pesagem do Papel Filtro usado no ensaio de curva característica.	70
Figura 20: Prensa automática utilizada no ensaio de resistência à compressão simples.....	72
Figura 21: Local de inserção do geotêxtil não-tecido.....	74
Figura 22: Colocação do corpo de prova sob a base da câmara triaxial.....	75
Figura 23: Corpo de prova protegido por membrana de látex.....	75
Figura 24: Curva granulométrica do solo.....	77

Figura 25: Curva de compactação do solo.....	79
Figura 26: Curvas de saturação do solo.....	80
Figura 27: Curva característica-Umidade gravimétrica x Sucção Matricial	81
Figura 28: Curva característica-Umidade volumétrica x Sucção Matricial	82
Figura 29: Curva característica-Grau de Saturação x Sucção Matricial.....	83
Figura 30: Curva característica transformada.....	85
Figura 31: Difratoograma de raio X do solo em estudo	87
Figura 32: Gráfico da variação da resistência à compressão simples com teores de cal aos 7 dias.....	91
Figura 33: Gráfico de comparação da resistência à compressão simples com solo natural e com teor de 5% cal para cura úmida e ao ar livre.....	92
Figura 34: Gráfico de resistência à compressão simples para o solo ensaiado com variados teores de cimento e condição de cura	93
Figura 35: Gráfico de comparação da resistência à compressão simples para o solo ensaiado	94
Figura 36: Gráfico tensão x deformação - solo puro (50 x 100 mm)	96
Figura 37: Gráfico tensão x deformação - solo puro (100 x 200 mm)	97
Figura 38: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo puro (50 x 100 mm).....	98
Figura 39: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - Solo Puro (100 x 200 mm).....	99
Figura 40: Gráfico tensão x deformação - solo estabilizado com cimento	100
Figura 41: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo com cimento	101
Figura 42: Gráfico tensão x deformação – solo natural e solo reforçado com geotêxtil.....	104
Figura 43: Solo reforçado com geotêxtil após realização do ensaio triaxial	104
Figura 44: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo reforçado com geotêxtil.....	105
Figura 45: Gráfico tensão x deformação – solo natural e solo reforçado com geogrelha	107
Figura 46: Solo reforçado com geogrelha	108
Figura 47: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo reforçado com geogrelha	109

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Composição da Cal CH-I.....	59
Tabela 2: Especificações Técnicas do Geotêxtil não tecido.....	62
Tabela 3: Especificações técnicas da Geogrelha SG350.....	63
Tabela 4: Ensaio realizados para caracterização do solo pesquisado	64
Tabela 5: Características das energias de compactação	69
Tabela 6: Limites de Atterberg e massa específica real do solo.....	78
Tabela 7: Parâmetros ótimos das curvas de compactação para cada energia	80
Tabela 8: Composição química do solo.....	86
Tabela 9: Classificação dos solos segundo o potencial hidrogeniônico	88
Tabela 10: pH em água, pH em KCl e capacidade de troca catiônica o solo em estudo.....	89
Tabela 11: Parâmetros de resistência obtidos para o solo natural e solo-cimento	102
Tabela 12: Parâmetros de resistência obtidos para o solo natural e solo-geotêxtil	106
Tabela 13: Parâmetros de resistência obtidos para o solo natura e solo-geogrelha.....	110

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Classificação dos movimentos de massa.....	24
Quadro 2: Principais grupos de fatores que influenciam na ocorrência de movimento de massa	26
Quadro 3: Tipos de obras de estabilização de taludes e encostas.....	28
Quadro 4: Tipos de obras de estabilização de encostas.....	29
Quadro 5: Características da estabilização de solos com cimento	35
Quadro 6: Comparação entre polímeros mais utilizados na fabricação de geossintéticos	40
Quadro 7: Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações.....	43
Quadro 8: Resumo das principais aplicações	44
Quadro 9: Ensaio triaxiais em solos não convencionais reforçados	54

LISTA DE ABREVIATURAS, SÍMBOLOS E SIGLAS

A - Área da seção transversal do corpo de prova

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

a.C. - antes de Cristo

Al_2O_3 – Hidróxido de alumínio

ASTM – American Society for Testing and Materials

c – Intercepto coesivo

C - Carga de ruptura

CaO - óxido de cálcio

Cc - Coeficiente de Curvatura

CD - consolidated drained

CH – Cal hidratada

CP – Corpo de prova

CP-V ARI - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial

CTC – Capacidade de troca catiônica

CU - consolidated undrained

Cu - Coeficiente de Uniformidade

DEMA - Departamento de Engenharia de Materiais

DRX – Difração de Raios-X

EDX – Fluorescência de Raios-X

Fe_2O_3 – Óxido de ferro

GGR – Geogrelha tecida

GTX – Geotêxtil

H - Altura

H₂O – Hidróxido de oxigênio

HRB - Highway Research Board

IGS - International Geosynthetics Society

IP - Índice de Plasticidade

ISO - International Organization for Standardization

ISSMGE - Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

KCl - Cloreto de potássio

K₂O - óxido de potássio

L - Comprimento

LL - Limite de Liquidez

LCM - Laboratório de Caracterização de Materiais

LEP - Laboratório de Engenharia de Pavimentos

M_A - Gramatura

MgO - Óxido de magnésio

NBR – Norma Brasileira

NF - Norma Francesa

PA - Poliamida

PE – Prolietileno

PET - Polietileno teraftalato

pH - Potencial Hidrogeniônico

PP – Prolipropileno

PVA - Acetato de Polivinila

PVC - Policloreto de vinilo

RCS - Resistência à compressão simples

RT - Resistência à tração por compressão diametral

S - Abertura da malha

SCC - Solo-cimento compactado

SCP - Solo-cimento plástico

SG – StrataGrid

SiO₂ – Dióxido de silício

Sr – Grau de saturação

SUCS - Sistema Unificado de Classificação de solos

TiO₂ - Dióxido de titânio

UAEC - Unidade Acadêmica de Engenharia Civil

UFCG - Universidade Federal de Campina Grande

UU - Unconsolidated undrained

UV – Ultravioleta

W – Umidade

σ - Tensão normal

σ' - Tensão normal efetiva

σ_1 - Tensão principal maior

σ_3 – Tensão principal menor

σ_d – Tensão desviatória

ε – Deformação axial

ϕ – Ângulo de atrito interno em termos de tensões totais

Δ – Variação

$\gamma_{dm\acute{a}x}$ - Peso específico aparente seco máximo

w_{ót} – Teor de umidade ótima

ϕ - diâmetro do corpo de prova

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	Objetivos.....	21
1.1.1	Objetivo geral.....	21
1.1.2	Objetivos específicos.....	21
1.2	Organização do trabalho.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
2.1	Resistência dos solos.....	22
2.2	Movimentos de massa gravitacionais.....	23
2.2.1	Tipos de movimento de massa.....	23
2.2.2	Fatores que influenciam no movimento de massa.....	25
2.3	Métodos geotécnicos de reforço e estabilização.....	26
2.3.1	Estabilização química.....	30
2.3.1.1	<i>Estabilização solo-cal</i>	31
2.3.1.1.1	<i>Reações no solo-cal</i>	32
2.3.1.2	<i>Estabilização solo-cimento</i>	33
2.3.1.2.1	<i>Fatores que influenciam a estabilização solo-cimento</i>	36
2.4	Geossintéticos.....	39
2.4.1	Classificação dos geossintéticos.....	40
2.4.2	Principais funções e aplicações dos geossintéticos.....	42
2.4.3	Vantagens da utilização de geossintéticos.....	45
2.5	Estabilidade de maciços reforçados com geossintéticos.....	46
2.6	Interação solo-geossintético.....	51
2.6.1	Ensaio de compressão triaxial na análise de resistência do solo reforçado.....	52
2.7	Considerações finais.....	56

3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	57
3.1 Materiais	58
3.1.1 Solo.....	58
3.1.2 Cal	59
3.1.3 Cimento	60
3.1.4 Geossintético	61
3.1.4.1 Geotêxtil não-tecido (GTX-N)	61
3.1.4.2 Geogrelha (GGR)	63
3.2 Métodos	64
3.2.1 Ensaio de caracterização do solo	64
3.2.1.1 Distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos	65
3.2.1.2 Fluorescência de Raios X (EDX).....	65
3.2.1.3 Difração de Raios X (DRX)	66
3.2.1.4 Ensaio de Adsorção Azul de Metileno	66
3.2.1.5 Ensaio de pH	68
3.2.2 Ensaio de Compactação Proctor	68
3.2.3 Ensaio de Curva Característica.....	69
3.2.4 Ensaio de resistência à compressão simples	71
3.2.5 Realização dos ensaios de compressão triaxial	72
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
4.1 Ensaio de Caracterização Física	76
4.1.1 Distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos	76
4.1.2 Determinação do peso específico dos grãos do solo	78
4.1.3 Curva de compactação	79
4.1.4 Curva característica	81
4.2 Ensaio de Caracterização Química e Mineralógica.....	86

4.2.1	Fluorescência de Raios X (EDX).....	86
4.2.2	Difração de Raios X (DRX).....	87
4.2.3	PH do solo	88
4.3	Ensaio Mecânicos.....	90
4.3.1	Ensaio de compressão simples	90
4.3.2	Ensaio de compressão triaxial	95
4.3.2.1	<i>Ensaio de compressão triaxial para o solo natural</i>	95
4.3.2.2	<i>Ensaio de compressão triaxial para o solo estabilizado quimicamente</i>	100
4.3.2.3	<i>Ensaio de compressão triaxial para o solo reforçado</i>	103
4.3.2.3.1	<i>Ensaio de compressão triaxial para o solo reforçado com geotêxtil</i>	103
4.3.2.3.2	<i>Ensaio de compressão triaxial para o solo reforçado com geogrelha</i>	106
4.3.3	Influência da sucção nos ensaio de compressão triaxial	112
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	114
5.1	Conclusões	114
5.2	Sugestões para pesquisas futuras	116
6	REFERÊNCIAS	117

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

A Engenharia Geotécnica tem desempenhado um papel relevante no âmbito de obras civis, o que contempla os estudos de estabilidade e erodibilidade de taludes. Os solos, sob o aspecto geotécnico, requerem análises criteriosas quanto a problemas de instabilidade, uma vez que a ruptura de um maciço ocasiona danos materiais e perdas sociais e econômicas.

De acordo com Reis (2010) os mecanismos de ruptura de taludes são condicionados por fatores como geometria, interfaces climáticas, ações antrópicas, posição do nível d'água e a presença ou não de vegetação.

Os fatos supracitados comprovam a necessidade de uma adequada investigação geológica-geotécnica em encostas e a adoção de soluções com elementos de reforços para garantir a segurança dos maciços quanto à resistência ao cisalhamento.

Segundo o Anuário brasileiro de desastres naturais: 2013 (2014) os movimentos de massa de solo, rochas ou detritos em morros, taludes e encostas têm se intensificado nas últimas décadas. A análise quantitativa aponta que a região Sudeste apresentou 84,62% da totalização dos desastres vinculados aos movimentos de massa no Brasil, aparecendo em segundo lugar a região Nordeste com 10,26 %, totalizando 233.356 habitantes no período. A publicação ainda constata que o maior número de desabrigados (4.058 habitantes), afetados por este fenômeno, localizou-se na região Nordeste e que estes movimentos foram mais expressivos nos meses de dezembro a fevereiro, vinculados aos acúmulos de precipitação pluviométrica, a crescente ocupação urbana indiscriminada em áreas desfavoráveis e a ausência de técnicas de estabilização de encostas.

Segundo Silva (2011), acidentes devido à perda da capacidade de equilíbrio de taludes, tem como fator condicionante o acréscimo de solicitações externas atuantes e a consequente redução da resistência interna do solo. Por consequência torna-se fundamental uma melhor compreensão dos parâmetros geotécnicos dos solos, além do emprego de técnicas de reforços como medidas de caráter emergencial ou corretiva para mitigar os efeitos da instabilidade dos taludes.

De acordo com Huang e Han (2009) para contornar a limitação de resistência à tração e ao cisalhamento dos solos são aplicadas técnicas de consolidação, melhoramento e reforços no intuito de gerar uma redistribuição global das tensões e deformações. Como exemplo pode-se citar as técnicas como estabilização química, contenção com geossintéticos,

retaludamento, proteção superficial (naturais e artificiais), solo grampeado e as cortinas atirantadas.

Segundo Sieira (2003) nos últimos anos a inclusão de elementos geossintéticos na engenharia geotécnica vem se intensificando com aplicações diretas em contenções de encostas e em aterros sobre solos de baixa resistência e alta compressibilidade.

Lopes (2016) relata que a inserção de geossintéticos em obras de maciços reforçados propicia uma redistribuição das tensões e deformações, melhorando as propriedades mecânicas do conjunto, e conseqüentemente, aumentando a resistência ao cisalhamento do solo. Entretanto, segundo o autor a eficácia do sistema dependerá do mecanismo de interação solo-reforço e de fatores como localização e alinhamento do geossintético e do processo construtivo, permitindo então soluções mais íngremes de taludes, com melhor estabilidade.

Em conjunto ao uso do sistema de construção reforçada, para assegurar a estabilidade de um talude, é essencial a elaboração de projetos executivos, amparados por adequada investigação dos parâmetros geotécnicos do solo e escolhas de seções de referência no dimensionamento do maciço. A escolha dos geossintéticos utilizados nas obras de contenções deve considerar as propriedades do solo e a função oferecida pelo material. A geogrelha por exemplo, apresenta uma malha de abertura que permite uma boa interação e ancoragem no meio inserido, mecanismo esse distinto do puramente friccional desenvolvido nos geotêxteis não-tecido. A inserção de diferentes geossintéticos em solos de baixa capacidade de suporte possibilita a comparação dos resultados de resistência ao cisalhamento obtidos com a inserção de cada tipo de reforço e a escolha do emprego do geossintético que garanta o melhor desempenho das obras e que minimize os riscos de natureza ambiental, social e econômica que os movimentos de terra podem proporcionar.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo de baixa capacidade de suporte no seu estado natural e após aplicação de técnicas de melhoramento.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos para esta proposta de pesquisa são:

- desenvolver um estudo do melhoramento do solo com estabilização química e definir um teor de projeto;
- avaliar os parâmetros de resistência do maciço devido a interação solo e geossintético por meio de ensaio mecânico de compressão triaxial;
- comparar a resistência ao cisalhamento do solo estabilizado quimicamente e com a influência da incorporação de geossintéticos.

1.2 Organização do trabalho

Esta dissertação encontra-se organizada conforme descrito nos tópicos abaixo:

- Capítulo 1 – composto pela introdução da pesquisa, pela exposição dos objetivos (geral e específicos) que se pretende atingir com o estudo e pelo presente tópico, que tem o intuito de mostrar a organização do trabalho.
- Capítulo 2 – compreende a fundamentação teórica, abordando os seguintes temas: resistência dos solos, movimentos de massa gravitacionais, métodos geotécnicos de reforço e estabilização, geossintéticos, estabilidade de maciços reforçados com geossintéticos, interação solo-geossintético.
- Capítulo 3 – descreve os materiais utilizados na pesquisa e os procedimentos laboratoriais adotados, bem como a apresentação dos resultados da caracterização dos materiais e dos ensaios mecânicos realizados.
- Capítulo 4 – apresentam-se as conclusões que foram obtidas neste trabalho, além de sugestões para pesquisas futuras.

No final do trabalho estão inseridas as referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Resistência dos solos

Problemas de ruptura e deformação dos solos são os desafios enfrentados por engenheiros que atuam na área da geotecnia, sendo a tensão cisalhante máxima desenvolvida no interior da massa de solos responsável pela diminuição da capacidade de suporte do maciço, causando rupturas em encostas, vales, depressões e solicitações geomecânicas.

A resistência ao cisalhamento do solo está relacionada à sua propriedade de suportar cargas mantendo sua estabilidade. Nos taludes, a massa de solo que tende ao deslizamento é suportada pela resistência ao cisalhamento que atua ao longo da superfície, sendo este deslizamento estudado segundo uma parte de massa de solo em relação a outra, que geralmente permanece imóvel.

Na Mecânica dos Solos a ruptura acontece quando a tensão de cisalhamento se iguala à resistência intrínseca do material considerado, sem atentar para as deformações. De maneira geral envolvendo duas componentes: o atrito e a coesão.

De acordo com o critério de ruptura adotado a resistência ao cisalhamento de um solo pode variar. Na Engenharia Geotécnica, quando analisada a estabilidade de um talude, o critério mais utilizado é o de Mohr-Coulomb, uma vez que os escorregamentos acontecem devido as forças gravitacionais, os fluxos de água, forças tectônicas e sísmicas, tal tendência é combatida pela resistência ao cisalhamento do solo (FERREIRA, 2012).

De acordo com França e Pereira (2012) a análise das tensões cisalhantes mobilizadas ao longo da superfície de ruptura de um talude baseia-se na avaliação geológica e geotécnica das áreas sujeitas a escorregamentos, juntamente com a adoção de fatores de segurança. Entretanto, o controle das causas da diminuição de resistência ao cisalhamento tem exigido dos engenheiros geotécnicos soluções mais criteriosas, como as técnicas de melhoramento de solo por estabilização química e por inserção de materiais de reforços, devendo estes métodos estarem embasados no tripé de qualidade, custo e prazo de execução.

2.2 Movimentos de massa gravitacionais

Segundo Augusto Filho e Virgili (1998) taludes ou encostas naturais são definidos como qualquer superfície inclinada em relação a horizontal compreendendo uma massa de solo, rocha ou materiais mistos, originados por processos geológicos e geomorfológicos diversos. Sob situações específicas, uma porção desse material pode deslocar-se em relação ao maciço restante, ao longo de uma dada superfície de ruptura, acarretando desastres devido ao movimento de massa.

De acordo com Mota (2014), o movimento de massa acontece devido a ação de uma componente de força gravitacional que ocasiona o movimento do solo para baixo, a essa circunstância dá-se o nome de escorregamentos, podendo esse ocorrer de forma mais lenta, apresentando ou não causas aparentes.

Segundo Guimarães (2016), os esforços cisalhantes provenientes das ações de cortes nos maciços estão intimamente relacionados com a inclinação e altura do talude, com o peso específico do solo e com as condições climáticas úmidas, ou seja, com a quantidade de água que se infiltra e se acumula no solo, podendo associar-se ainda aos abalos sísmicos ou outras ações dinâmicas.

De forma geral, taludes em solo e em rocha são susceptíveis a problemas geotécnicos relacionados a instabilidade da massa, mecanismos de escorregamento e erosão. Para tanto, faz-se necessário equacionar as solicitações impostas ao maciço e verificar se o solo resiste a tais esforços, determinando-se desta forma a resistência ao cisalhamento mobilizada pelo solo.

2.2.1 Tipos de movimento de massa

O movimento de massa de encostas naturais é dito como um dos maiores desafios da engenharia geotécnica devido às características catastróficas nas suas dimensões e consequências. Portanto, é importante classificar os movimentos e investigar as suas causas, o que pode acarretar em uma melhor análise da condição de equilíbrio da massa de solo e na escolha da medida corretiva mais eficiente para solucionar os problemas de instabilidade de taludes.

De acordo com Augusto Filho (1994) os principais grupos de movimento de massa no Brasil são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1: Classificação dos movimentos de massa

Processos	Características do Movimento / Material / Geometria
<p>RASTEJO (*CREEP*)</p>	<p>Vários planos de deslocamento (interno) Velocidade muito baixa (cm/ano) a baixas, decrescente com a profundidade. Solos, depósitos, rochas alterada / fraturada. Geometria indefinida</p>
<p>ESCORREGAMENTOS (*SLIDES*)</p>	<p>Poucos planos de deslocamento (externo) Velocidade medias (m/h) a altas (m/s) Pequenos a grande volume de material Geometria e materiais variáveis: Planares ou translacionais: solos poucos espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza. Circulares ou rotacionais: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas. Em cunha: solos e rocha com dois planos de fraqueza.</p>
<p>QUEDAS (*FALLS*)</p>	<p>Sem planos de deslocamento Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos a médios volumes Rolamento de matacão - tombamento</p>
<p>CORRIDAS (*FLOWS*)</p>	<p>Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimento) Movimento semelhante ao de um líquido viscoso Desenvolvimento ao longo das drenagens Velocidade média a altas Mobilização de solo, rochas, detritos e água. Grandes volumes de materiais Extenso em raio de alcance, mesmo em área planas.</p>

Fonte: Adaptado de Augusto Filho (1994) *apud* Guimarães (2016)

Os tipos de movimento de massa segundo a classificação adotada por Carvalho et al. (1991) *apud* ABGE (1998) está apresentada a seguir:

- **escorregamento devido à inclinação:** ocorre sempre que a inclinação do talude extrapola a inclinação imposta pela resistência ao cisalhamento do maciço e nas condições de presença de água.

- **escorregamento por descontinuidade:** ocorre um contraste de resistência acentuado entre solo-rocha, com inclinação acentuada e com presença de água, podendo a zona de contato condicionar a instabilidade do talude.
- **escorregamento por percolação de água:** ocorre em períodos de chuva quando há elevação no nível do lençol freático, ou ainda saturação das camadas superficiais de solo, ocasionando erosões internas que contribuem para a instabilidade do talude.
- **escorregamento em aterro:** remete-se a construções de aterros sobre solos moles, como argilas marinha ou argila orgânica, podendo gerar recalques exagerados que provocam rompimentos ou deslizamentos de canaletas, bueiros e galerias.

2.2.2 Fatores que influenciam no movimento de massa

De acordo com Mota (2014) alguns fatores são condicionantes para o processo de instabilidade de taludes, entre os principais estão as características climáticas associadas aos regimes pluviométricos, características e distribuição dos materiais que compõem a base da encosta, às características geomorfológicas do talude (inclinação, amplitude e forma), características do uso e ocupação do solo e as ações antrópicas na área do maciço.

O Quadro 2 apresenta uma subdivisão dos principais de fatores que influenciam na ocorrência do movimento de massa.

Quadro 2: Principais grupos de fatores que influenciam na ocorrência de movimento de massa

Agentes Geológicos	<ul style="list-style-type: none"> • materiais alterados, enfraquecidos ou intemperizados • materiais cisalhados, fissurados ou fraturados (descontinuidades) <ul style="list-style-type: none"> • contrastes na permeabilidade • contraste na espessura
Agentes Morfológicos	<ul style="list-style-type: none"> • tectonismo ou vulcanismo • qualquer tipo de erosão • deposição no topo ou na base da encosta <ul style="list-style-type: none"> • remoção da vegetação
Agentes Físicos	<ul style="list-style-type: none"> • chuva intensa ou excepcionalmente prolongada <ul style="list-style-type: none"> • degelo repentino • intemperismo por congelamento e degelo <ul style="list-style-type: none"> • abalo sísmico • erupção vulcânica • intemperismo de material expansivo
Agentes Antrópicos	<ul style="list-style-type: none"> • escavação de encostas ou da sua base (remoção do suporte) <ul style="list-style-type: none"> • urbanização • sobrecarga no topo ou na encosta • diminuição do nível dos reservatórios <ul style="list-style-type: none"> • desmatamento • irrigação • mineração • vibração artificial • vazamento

Fonte: Mota (2014) adaptado de Cruden e Varnes (1996)

Contudo pode-se constatar que a deflagração do movimento de massa é acarretada por dois fatores, aumento dos esforços atuantes no solo ou pela redução da resistência dos componentes dos materiais. Podendo os escorregamentos acontecerem naturalmente ou por execução de cortes e aterros (SOARES e SOUZA, 2014).

2.3 Métodos geotécnicos de reforço e estabilização

O desenvolvimento tecnológico na área da geotecnia vem marcando o fim de uma lógica simplista, na qual a presença de solos com alta deformabilidade e baixa capacidade de suporte tornava a área imprópria para receber uma construção ou apresentava como solução a alteração do projeto, sendo muitas vezes essas alternativas inviáveis financeiramente e mercadologicamente.

Segundo Natário (2017) o aperfeiçoamento dos ensaios laboratoriais e ensaios *in situ* contribui para o conhecimento dos mais variados tipos de solos e suas propriedades mecânicas

e, como consequência, permite avanços significativos das técnicas de melhoramento ou reforço dos solos sobre condições geológicas e geotécnicas particularmente adversas.

De acordo com Racana *et al.* (2001) reforçar um solo é um princípio composto pela inclusão de diferentes materiais a uma massa compactada de solo, sendo estes materiais capazes de resistir a tensões de tração. Para uma boa transmissão de esforços, e conseqüentemente, a garantia da segurança de uma estrutura de solo reforçado, a interação entre o solo e o reforço é essencial.

Segundo Casagrande (2001) o reforço de solo é uma técnica usada desde a antiguidade, a exemplo das muralhas da Mesopotâmia construídas com camadas de solo e mantas de raízes. Artíficos de reforços também foram empregados pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul – EUA, em 1926, onde foram utilizadas mantas de algodão como reforço de camadas asfálticas em pavimentos. Na atualidade a melhoria ou reforços de solos são bem difundidos, com a utilização de processos físicos e/ou químicos que visam o aumento da resistência e a diminuição da compressibilidade e permeabilidade dos maciços.

Desde a década de sessenta, quando o engenheiro francês Henri Vidal patenteou o sistema Terra Armada, o princípio do reforço do solo tem se intensificado, assumindo uma importância primordial. Outro grande marco foi o adensamento urbano das grandes metrópoles que trouxe como consequência o uso e ocupação dos solos de baixa resistência. Uma vez que estando comprometida a segurança relativa à estabilidade global do solo, a introdução de elementos resistentes nos maciços terrosos de forma orientada e espaçada tem melhorado o comportamento mecânico, a partir da transferência de esforços do solo para o material de reforço.

O melhoramento geotécnico baseia-se nos métodos de trocar, comprimir, grampear ou grautear o solo, podendo ser empregado em projetos de vias de comunicação viárias ou ferroviárias, aeroportos, obras de terra e projetos de fundações. As técnicas combinam a compactação com processos químicos ou inclusão de materiais de reforço.

De acordo com Tang *et al.* (2014), a aplicação sistemática de técnicas de reforço de solos tem desempenhado um papel importante para a engenharia, visto que melhoram o valor da resistência ao cisalhamento do solo, sendo este um parâmetro mecânico relevante na concepção dos geossistemas como declives, barragens e aterros, diminuindo assim eventos de fissuras de tensão.

O Quadro 3 apresenta por grupo os principais tipos de obras de estabilização de taludes e encostas.

Quadro 3: Tipos de obras de estabilização de taludes e encostas

GRUPOS	TIPOS
Obras sem estrutura de contenção	<ul style="list-style-type: none"> • Retaludamentos (corte e aterro) • Drenagem (superficial, subterrânea, de obras) • Proteção superficial (naturais e artificiais)
Obras com estrutura de contenção	<ul style="list-style-type: none"> • Muros de gravidade • Atirantamentos • Aterros reforçados • Estabilização de blocos
Obras de proteção	<ul style="list-style-type: none"> • Barreiras vegetais • Muros de espera

Fonte: Adaptado de Carvalho *et al.* (1991)

A garantia da estabilidade global é vista como um desafio para as capacidades científicas e tecnológicas do âmbito da geotecnia. Logo, técnicas como estabilização química, contenção com geossintéticos, retaludamento, proteção superficial (naturais e artificiais), solo grampeado e cortina atirantada são utilizadas com a função de reforço, filtração, separação, impermeabilização, drenagem e controle de erosão superficial.

De acordo com Avesani Neto e Bueno (2009) os materiais usados para compor uma estrutura de solo reforçado devem possuir certas características capazes de permitir sua utilização por um longo período de tempo, entre essas características estão:

- a resistência à tração e deformação em longo prazo compatível com os valores esperados na obra;
- boa interação solo-reforço;
- resistência à degradação biológica e química;
- facilidade de instalação e execução da obra;
- baixo custo.

O Quadro 4 apresenta técnicas cabíveis para solucionar a instabilidade de encostas.

Quadro 4: Tipos de obras de estabilização de encostas

Grupos	Subgrupos		Tipos de Obras	
Obras sem estrutura de contenção	Retaludamento	Cortes Aterro Compactado	Talude Contínuo e escalonado Carga de fase de talude (muro de terra)	
	Proteção Superficial	Materiais naturais	Gramíneas Grama armada com geossintético Vegetação Arbórea (mata) Selagem de Fendas com solo argiloso	
		Materiais artificiais	Cimentado Geomantas e gramíneas Geocélula e solo compactado Tela argamassada Pano de pedra ou lajota Alvenaria armada Asfalto ou polietileno Lonas sintéticas	
	Drenagem	Interna	Drenos sub-horizontais, trincheiras, etc.	
		Externa	Canais, canaleta de borda, de pé e de descida	
	Estabilização de Blocos	Retenção	Tela metálica e tirante	
		Remoção	Desmonte	
	Obras com estrutura de contenção	Muro de arrimo	Solo-Cimento	Solo-Cimento ensacado
			Pedra-Rachão	Pedra seca Alvenaria de pedra
			Concreto	Concreto armado Concreto ciclópico
Gabião			Gabião-caixa	
Bloco de concreto articulado			Bloco de concreto articulado (pré-fabricado, encaixado sem rejunte)	
Solo-Pneu			Solo-pneu	
Outras soluções de contenção		Terra armada	Placa pré-fabricada de concreto, ancoragem metálica ou geossintéticos.	
		Micro-ancoragem	Placa e montante de concreto, ancoragem metálica ou geossintéticos.	
		Solo compactado e reforçado	Geossintético Paramento com pré-fabricados	
		Cortina Antirantada		
		Solo Grampeado		
Obras de proteção para massas movimentadas		Contenção de massas movimentadas	Materiais naturais	Barreira Vegetal
	Materiais artificiais		Muro de espera	

Fonte: Adaptado de Alheiros *et al.* (2003)

2.3.1 Estabilização química

A importância da técnica de estabilização de solo remete-se ao fato da escassez de certos materiais com características apropriadas para realização de obras geotécnicas como base e sub-base de pavimentos rodoviários ou ainda para construção de áreas costeiras. As soluções para a escassez desses “materiais adequados” podem ser encontradas na substituição ou na estabilização do solo.

A substituição do solo apresenta impactos econômicos e ambientais, podendo levar a inviabilidade do empreendimento. A estabilização designa vantagens como maior economia, ganhos de resistência ao material, redução da necessidade de extração de solo de jazidas de outras regiões, e menor tempo de execução da obra. Entretanto, tal solução deve ser aplicada de maneira cautelosa, sendo imprescindível avaliar qual combinação proporcionará melhorias nas propriedades de cada tipo de solo.

Vale ressaltar que a técnica de melhoramento de solo consiste na utilização de processos químicos que visam aprimorar as propriedades mecânicas por meio do aumento de resistência, diminuição da compressibilidade e da permeabilidade dos solos, enquanto que o procedimento de reforço está associado à utilização de inclusões ao maciço (CASAGRANDE, 2001).

De acordo com Azevêdo (2010) a estabilização dos solos reúne-se em dois grupos: estabilização mecânica e estabilização química. Na estabilização mecânica ocorre a correção da granulometria e plasticidade do solo a partir da redefinição das frações constituintes, como por exemplo a adição de areia ou material britado, sobre recomendações normativas.

Segundo Casagrande (2001) a técnica de melhoramento por processos químicos combina a compactação do solo com a adição de um novo material que pode ser, cal, cimento e materiais betuminosos, alcançando assim o objetivo desejado, ou seja, a estabilização.

Os estabilizantes químicos provocam reações como troca catiônica com partículas de argilas, reações cimentícias e pozolânicas. O uso da cal e do cimento tornam o solo estável para os limites de sua utilização, ocorrendo uma alcalinidade elevada que procede numa alta resistência.

Oliveira (2010) ressalta a importância da ação de agentes químicos para melhorar as propriedades mecânicas de um solo que não apresente características geotécnicas exigidas para suportar a obra projetada. Neste sentido a estabilização química é fundamental para conferir coesão, derivada da cimentação ou aglutinação das partículas do solo.

A escolha do componente químico utilizado para promover a estabilização deve ser definida a partir da economia, tempo de execução, finalidade da obra e de forma particular das propriedades dos materiais a serem corrigidos.

2.3.1.1 Estabilização solo-cal

O efeito da estabilização do solo com a adição da cal pode ser adquirido empregando-se o hidróxido de cálcio (cal hidratada) ou a cal virgem, designada pelo óxido de cálcio. A eficácia da reação dependerá da formação de compostos cimentantes (silicatos de cálcio), a partir do ataque químico entre a cal e os argilominerais, sendo esse propósito melhor adquirido com o uso da cal hidratada, uma vez que, o uso da cal virgem apresenta problemas quanto a manipulação e estocagem (INGLES e METCALF, 1972 *apud* LOCH, 2013).

Segundo Guimarães *et al.* (2006) a melhoria das propriedades dos solos instáveis com a adição da Cal é uma técnica antiga, a exemplo da estabilização química empregada em trechos da muralha da china 228 a.C., sendo a técnica difundida no Brasil devido à grande produção do tal material principalmente na regiões de Minas Gerais, São Paulo e Paraná.

De acordo com Cristelo (2001) o avanço tecnológico da estabilização de solo com cal originalizou-se nos EUA, onde usava-se ensaio laboratoriais para avaliar as misturas solo-cal.

A estabilização química com cal pode resultar em dois tratamentos:

- redução da plasticidade do solo, aperfeiçoando a trabalhabilidade, aumentando a resistência de defloração e erosão;
- aumento permanente da resistência e rigidez do solo devido as reações pozolânicas.

Vale ressaltar que tais tratamentos apenas serão eficientes se ocorrer reações entre a cal e minerais argílicos, o que não seria possível em solos com baixo teor de argila. A cal hidratada e a residual são componentes importantes para estabilização de solos, devendo a segunda ser aplicada em maiores quantidades para se conseguir resultados mais satisfatórios.

A estabilização química é fundamental para conferir coesão, proveniente da cimentação e aglutinação das partículas do solo, tornando-se imprescindível avaliar qual combinação e condição de cura proporciona melhorias as propriedades de um determinado solo.

De acordo com Puppala (2016) as propriedades das misturas de solos estabilizados com cimento ou cal são influenciadas por fatores como a natureza do material estabilizante, suas proporções e o processo de cura. Uma vez que a condição de cura influencia sobremaneira a resistência da mistura de solo com o agente estabilizante químico.

Lovato (2004) realizou uma pesquisa com solo argiloso de classificação A-6 (AASHTO), submetendo-o aos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e a resistência à tração por compressão diametral (RT). A estabilização do solo foi realizada com adição de diferentes teores de cal (3, 4 e 5%). O autor constatou que as misturas solo-cal estudadas apresentaram elevadas resistências à compressão simples e à tração na compressão diametral, entretanto observou que após terem atingido valores máximos, a resistência e a rigidez das misturas solo-cal diminuíram com tempos de cura mais longos.

Klinsky *et al.* (2014) pesquisaram a estabilização química de dois solos (A-7-5 e A-6) com diferentes percentuais de cal (3, 5 e 7%) e realizaram ensaio de RCS e RT visando demonstrar os incrementos de resistência particulares ao tipo de solo e ao teor de cal adicionada. Os resultados obtidos para as amostras de solo A-6 demonstraram crescimento da resistência à compressão simples em função do aumento do teor de cal, enquanto que as amostras de solo A-7-5 apresentaram ganho de resistência para o teor de 3% de cal, seguido dos teores de 5 e 7%.

Petry e Wohlgemuth (1988) realizaram uma pesquisa em solo argiloso para explorar os efeitos da estabilização com cal e cimento, buscando determinar um teor ótimo para cada tipo de estabilizante, que quando ultrapassado ocasionasse a redução da propriedade mecânica. A cal demonstrou ser um estabilizador mais efetivo para a durabilidade e o cimento para a resistência mecânica.

2.3.1.1.1 Reações no solo-cal

Segundo Lovato (2004) a adição de cal a um solo que apresente altas proporções de minerais argilosos e um teor adequado de umidade irá promover as seguintes reações: troca de íons e floculação, reação cimentante pozolânica e carbonatação.

- troca de íons e floculação: reações imediatas ao processo de mistura que proporcionam aumento do limite de plasticidade e/ou diminuição do limite de liquidez, ocasionando diminuição na plasticidades do solo;

- cimentação pozolânica: efeito cimentante que proporciona aumento da capacidade de suporte do solo e ganho de resistência contra a ação da água. A técnica acontece devido à reação química entre a cal, a água e os elementos pozolânicos do solo, por um processo progressivo e lento, podendo a reação ser acelerada com o acréscimo da temperatura;
- carbonatação: ação cujo resultado pode prejudicar a cimentação pozolânica do solo-cal, uma vez que, retira cátions de cálcio das partículas de argila floculadas. O processo da carbonatação é decorrente da reação entre a cal e o dióxido de carbono do ar, formando agentes cimentantes frágeis, de carbono de cálcio e magnésio.

Lovato (2004) atesta que essas reações não acontecem de maneira simultâneas, ocorrendo a fase rápida com as reações de troca catiônica e floclação e a denominada fase lenta, designada pela cimentação e pela carbonatação considerada uma reação prejudicial.

Pode-se relatar que a adição de cal ao solo com teor adequado de umidade aumenta o pH do material e contribui para a formação de uma matriz permanente, durável e significativamente impermeável, determinando uma camada estrutural forte e flexível (NEGI *et al.*, 2013).

2.3.1.2 Estabilização solo-cimento

O termo solo-cimento define uma mistura de solo com quantidades apropriadas de cimento e água, combinação essa previamente determinada por processo próprio de dosagem em laboratório. A mistura de solo-cimento apresenta como propósito a melhoria de propriedades como resistência e deformabilidade do solo, tal técnica tem sido empregada com sucesso em bases para pavimentos, barragens de terra e proteção de encostas (DIAS, 2012).

Segundo Sandroni e Consoli (2010) quase todos os tipos de solos podem ser estabilizados, podendo para tanto ser utilizados diversos tipos de cimentos. A técnica torna-se difícil quando o solo se classifica como argila muito plástica e com percentuais maiores que 2% de matéria orgânica, o que demandaria altos teores de cimento na mistura.

Em pesquisa realizada por Foppa (2005) foram realizados ensaios de resistência à compressão simples em solo residual de arenito Botucatu classificado como areia fina, ao qual foram adicionadas percentagens de cimento de alta resistência inicial de 1% a 7%, calculadas

em relação a massa de solo seca. A adição do agente químico promoveu ganhos significativos de resistência ao material.

Cruz (2004) realizou uma pesquisa acerca das modificações dos índices físicos e das propriedades mecânicas do solo quando inserido baixo teor de cimento, não ultrapassando o valor de 10% da massa do solo seco. Os resultados obtidos demonstraram que os primeiros sete dias de cura são fundamentais para o ganho de resistência das misturas, ressaltando que a maior parte das reações de hidratação ocorrem durante esse período.

O consumo de cimento empregado na mistura cresce com o aumento do percentual de finos presentes no solo. Assim, amostras de solo-cimento devem inicialmente ser submetidas a ensaios de compactação, utilizando-se a energia apropriada para se obter um maior grau de compactidade. O material deve passar por um período de cura para promover o endurecimento da mistura e posteriormente ser submetida ao ensaio de compressão simples no intuito de avaliar os avanços da resistência mecânica e durabilidade.

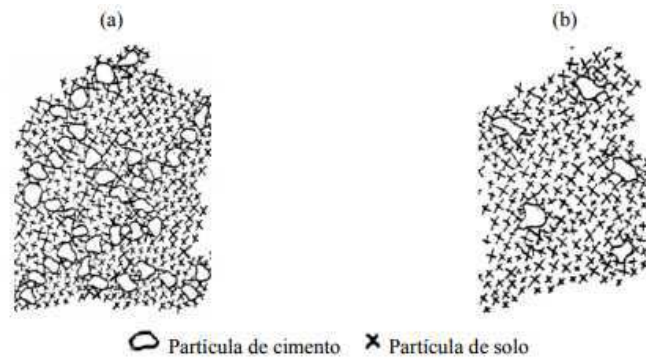
A estabilização com solo-cimento formada pela compactação na umidade ótima deve constituir uma mistura estruturalmente resistente e durável. O procedimento apresenta vantagens como a redução do consumo de recursos naturais, evitando ainda a necessidade de dispor grandes volumes depositados.

No processo de estabilização do maciço com adição de cimento são ocasionadas reações químicas entre a superfície dos grãos de cimento hidratado e a parte da partícula de solo. Em solos coesivos, a hidratação do cimento forma uma condição de matriz, proveniente da forte fixação entre as partículas do solo. Neste caso o cimento é responsável pelo incremento de resistência ao cisalhamento e diminuição da plasticidade ao material compósito (CONCHA, 1986 *apud* ALMEIDA, 2016).

Conforme descreve Pereira (1970) *apud* Almeida (2016) a ação estabilizadora do cimento pode ocorrer por meio de dois mecanismos:

- ação aglutinante: a partir do teor de cimento mais elevado formando núcleos interligados espalhados pela massa de solo, ocorre a cimentação das partículas de solo, admitindo aumento da resistência mecânica (Figura 1 a);
- ação modificadora da fração argilosa: o cimento forma núcleos independentes na massa de solo, havendo diminuição da plasticidade do solo, podendo ser ou não acompanhada do aumento de resistência mecânica (Figura 1 b).

Figura 1: Esquema de solo com a) alto teor de cimento e b) baixo teor de cimento



Fonte: CATTON (1962) *apud* ALMEIDA (2016)

O Quadro 5 apresenta algumas características do efeito da estabilização do solo com cimento.

Quadro 5: Características da estabilização de solos com cimento

Tipo de ação do cimento	Efeito principal do cimento	Mecanismo básico de estabilização	Aplicações mais adequadas	Teor em cimento (peso)	Métodos de avaliação da influência do cimento	Variações das propriedades do solo				Técnica construtiva	Limitações
						Densidade	Límite de liquidez	Límite de plasticidade	Índice de plasticidade		
Aglutinante	Aumento da resistência mecânica por ação aglutinante	Hidratação do cimento e modificação dos minerais argilosos	Solos arenosos ou pouco argilosos	Solos A-2:5 a 9%; Solos A-7:9 a 15%	Ensaio de durabilidade Ensaio de compressão	Geralmente diminui	Ligeira redução	Diminui	Diminui	Pulverização Mistura Compactação Cura	Solos orgânicos
Modificadora	Diminuição da plasticidade, com aumento ou não da resistência	Modificação da argila e alteração da película de água	Argilas	Entre 0,5% a 4%	Límites de consistência Tamanho dos grãos	—	Varia	Aumenta	Diminui	Pulverização Mistura Compactação	O aumento de resistência pode ser pequeno

Fonte: PEREIRA (1970) *apud* ALMEIDA (2016)

De acordo com Segantini (2000) a mistura solo-cimento pode ser classificada em duas categorias:

- solo-cimento compactado (SCC): a máxima compactação e a reação de hidratação do cimento realiza-se devido a quantidade de água satisfatória adicionada a mistura;

- solo-cimento plástico (SCP): nesta categoria a água é adicionada a mistura até se conseguir uma consistência plástica. Para tanto é exigido a adição de um teor de cimento maior para alcançar as mesmas melhorias das propriedades impostas pelo SCC.

Loch (2013) descreve os parâmetros de resistência à compressão, cisalhamento, módulo de elasticidade e permeabilidade como as principais divergências entre as duas categorias de produção do solo-cimento (SCC e SCP).

Rodrigues (1992) descreve que a ação do cimento adicionado aos solos granulares proporciona aspectos semelhantes aos que se sucedem no concreto, no que se refere ao desenvolvimento de vínculos de coesão das partículas dos grãos. Entretanto, devido a menor densidade e ao não preenchimento de todos os vazios nos agregados, a resistência mecânica alcançada no concreto acaba sendo maior.

Em estudos realizados sobre a microestrutura das areias cimentadas Chang e Woods (1992) perceberam que para baixos níveis de cimentação, o cimento tende inicialmente a se agrupar com as partículas de solo de forma a recobri-las. Sendo maiores os contatos dos grãos de cimento e solo para níveis de cimentação mais elevados, uma vez que o cimento preenche os espaços vazios do solo.

Nos solos finos, a presença de frações coloidais de pequenas dimensões não comporta a difusão dos íons, dificultando a hidratação do cimento e impedindo o crescimento dos cristais, uma vez que, parte do ligante não colaborará para a estabilização da microestrutura. Tal fato pode inviabilizar de maneira técnica e econômica a estabilização química do solo fino com a adição do cimento (ALMEIDA, 2016).

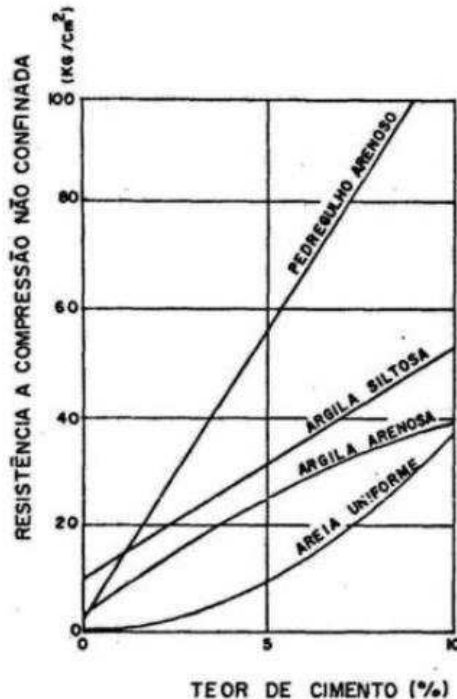
2.3.1.2.1 Fatores que influenciam a estabilização solo-cimento

Segundo Almeida (2016) a qualidade final da mistura de solo e cimento pode ser influenciada por alguns fatores interferindo diretamente na sua resistência. Tais fatores são descritos abaixo:

(a) granulometria: para estabilização química de um solo deve-se considerar as decorrências econômicas e de trabalhabilidade. Neste sentido por apresentarem maior área de contato entre as partículas e conseqüentemente uma cimentação mais elevada, os solos classificados como granulometria grossa e bem graduado são mais indicados para a estabilização com cimento. Enquanto que solos de granulometria fina, como as argilas

necessitam de um teor mais elevado de cimento para estabilização. Fato que pode ser observado na Figura 2.

Figura 2: Efeito do teor de cimento na resistência para vários tipos de solo



Fonte: METCALF (1969) *apud* ALMEIDA (2016)

(b) teor de cimento: o cimento deve ser adicionado em quantidades determinadas no intuito de apresentar melhorias nas propriedades do solo, tais como redução da coesão, diminuição na expansão ou compressibilidade e aumento na resistência. Em geral, a resistência cresce com o aumento do teor de cimento, isto dependendo do tipo de solo a ser estabilizado. Para se determinar o teor ideal de cimento a ser empregado ao solo a recomendação é que sejam moldados três corpos de prova para ensaios de compressão simples com um ou mais teores de cimento de forma a ser adotado como teor ideal, o menor teor para o qual a resistência média à compressão for igual ou superior ao almejado, aos sete dias de cura.

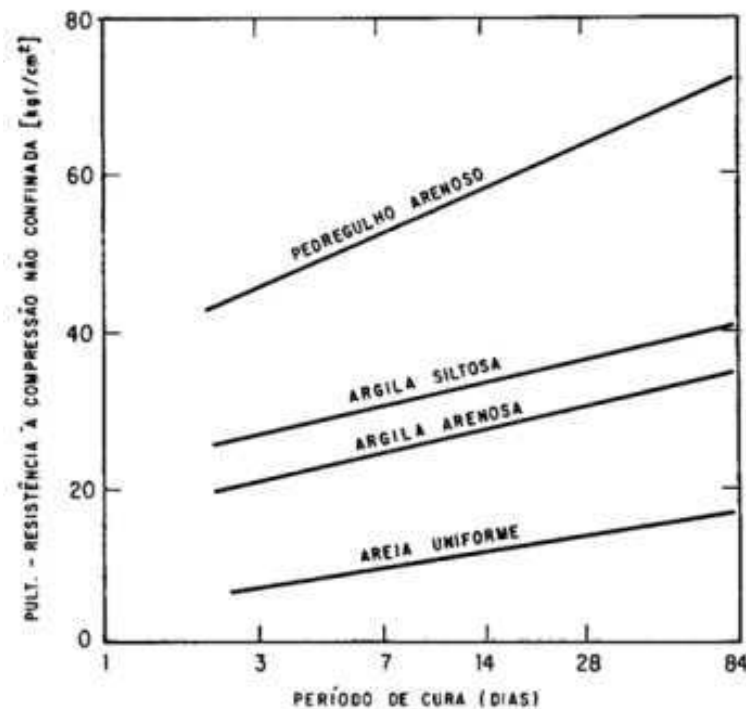
(c) teor de umidade e compactação: o processo cimentante adequado é obtido quando a mistura de solo-cimento-água encontra-se altamente compactada com um teor de umidade capaz de promover uma máxima densificação e a hidratação do cimento. A quantidade de água na mistura influenciada pelo tipo de solo, uma vez que o processo de hidratação ocorre imediatamente após o cimento entrar em contato com a água. Portanto é

importante compactar a mistura o mais rápido possível para se evitar o endurecimento da massa de solo estabilizado e como consequência um maior esforço para se realizar a compactação.

Vale ressaltar que a homogeneização da mistura é importante na qualidade final da estabilização, entretanto, o prolongado tempo dessa homogeneização promove o aparecimento das primeiras redes cristalinas por cimentação que serão destruídas ocasionando assim a redução da resistência. Para tanto, recomenda-se um tempo máximo de duas horas, para temperaturas em torno de 25°C, entre o início da preparação da mistura e a sua compactação.

(d) tempo e temperatura de cura: a cura do material é de extrema importância para se garantir a qualidade prevista na dosagem, uma vez que a resistência aumenta gradualmente com o tempo de 28 dias de cura, sendo os acréscimos pouco significativos após essa idade, tal fato pode ser observado na Figura 3 que apresenta ganhos de resistência com o tempo de cura para quatro tipos de solos. Vale ressaltar que para temperaturas mais elevadas são obtidos maiores ganhos de resistência.

Figura 3: Efeito do tempo de cura para os solos estabilizados com 5% de cimento



Fonte: METCALF (1969) *apud* ALMEIDA (2016)

2.4 Geossintéticos

De acordo com a Norma Brasileira NBR 10318:2013, geossintético é definido como material de natureza sintética com elevado peso molecular, e apresenta como funções principais separação, filtração, drenagem, reforço e controle de processos erosivos.

O geossintético apresenta como componente polímero sintético ou natural. O material de reforço tem se difundido na engenharia geotécnica sendo empregado diretamente no solo sob a forma de manta, tira ou estrutura tridimensional (ABNT NBR ISO 10318:2013).

O principal constituinte do geossintético é o polímero, podendo conter ainda em sua composição aditivos com finalidades plastificantes, inibidores de ação UV, lubrificantes, retardadores de chamas entre outras. Os polímeros são designados por macromoléculas combinadas por unidade menores, os monômeros, a partir do processo de reação química catalisada, denominada polimerização.

Os polímeros sintéticos são organizados por grupos complexos compostos de carbono e hidrogênio. Tais materiais, os polímeros, são responsáveis por características específicas de determinados geossintéticos.

Os principais polímeros empregados na fabricação dos geossintéticos são: Prolietileno (PE), Prolipropileno (PP), Polietileno teraftalato (PET), Policloreto de vinilo (PVC), Acetato de Polivinila (PVA), Poliamida (PA). Os materiais poliméricos se apresentam nas condições de estrutura amorfa ou semi-cristalina.

De acordo com Avesani Neto e Bueno (2009), por agir como um componente de elevada resistência à tração, o uso do geossintético é semelhante ao de fita metálica, porém, não como elementos lineares, mas com planares. Assim, são empregadas camadas de geotêxteis e geogrelhas a massas compactadas de solos no intuito de criar uma estrutura de gravidade resistente e estável.

Lopes (2016) afirma que quando disposto de forma devidamente orientada sobre as camadas de solo compactado, o geossintético visa melhorar as propriedades mecânicas do solo, uma vez que o reforço irá inibir o desenvolvimento de tensões no maciço e, conseqüentemente melhorar a resistência ao cisalhamento do conjunto.

De acordo com Wu *et al.* (2013), três conceitos podem explicar a melhoria do comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos: o aumento do

confinamento interno do solo, a melhoria nas propriedades do solo devido ao reforço e a redução das deformações.

De acordo com Lopes e Lopes (2010) o tipo de polímero empregado na fabricação do geossintético influencia no comportamento do material. Entretanto, fatores como a estrutura, espessura e o processo de fabricação também afetam o desempenho do geossintético.

O Quadro 6 apresenta um comparativo das propriedades dos principais polímeros empregados na fabricação dos geossintéticos.

Quadro 6: Comparação entre polímeros mais utilizados na fabricação de geossintéticos

PROPRIEDADES			POLÍMEROS			
			PP	PE	PET	PA
Resistência à tração			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Rigidez			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Extensão na ruptura			Elevado	Elevado	Médio	Médio
Fluência			Elevado	Elevado	Baixo	Médio
Peso volumétrico			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Custo			Baixo	Baixo	Elevado	Médio
Resistência a	Radiação UV	Estabilizado	Elevado	Elevado	Elevado	Médio
		Não estabilizado	Médio	Baixo	Elevado	Médio
	Bases		Elevado	Elevado	Baixo	Elevado
	Microrganismos		Médio	Elevado	Médio	Médio
	Combustíveis		Baixo	Baixo	Médio	Médio
	Detergentes		Elevado	Elevado	Elevado	Elevado

Fonte: Adaptado de Shukla (2002)

2.4.1 Classificação dos geossintéticos

Carneiro (2009) classifica os geossintéticos a partir das diferenças estruturais dos seus materiais constituintes. De modo geral estas são divididos em: geotêxteis, geomembranas e produtos relacionados. Neste último grupo estão inseridos as georredes, as geogrelhas, os geocompósitos (ou geocompostos) e os geossintéticos provenientes das inovações do mercado e que ainda não constam em nenhuma categoria anterior.

Os geossintéticos apresentam desempenho satisfatório em obras geotécnicas, tornando-se um produto praticamente indispensável, sendo segundo a ABNT (2013) - NBR 10318 nomeados e classificados como:

- geotêxteis: produtos têxteis de pouca espessura formado por fibras sintéticas e, definidos como mantas flexíveis e permeáveis. Estes podem ser classificados como geotêxteis tecidos, fabricados por processos convencionais de tecelagem, que tramam os fios ou laminetes em duas direções perpendiculares entre si trama e urdume, geotêxteis não tecidos constituídos por monofilamentos contínuos ou cortados, com um arranjo aleatório dos fios da manta, ou ainda geotêxteis tricotados produzidos pela associação das técnicas de tricotagem e tecelagem;
- geogrelhas: estrutura em forma de grelha, cujas aberturas permitem a interação com o solo em que está confinada, apresentam elevada resistência à tração, e dependendo do seu processo de fabricação pode ser extrudada, soldada ou tecida;
- geomembranas: mantas contínuas e flexíveis de baixíssima permeabilidade, constituídas por um ou mais matérias sintéticos, podendo apresentar superfície lisa ou rugosa;
- geocompostos: formados pela associação de dois ou mais tipos de geossintéticos como, por exemplo geotêxtil-georrede; geotêxtil-geogrelha;
- geotubos: são tubos poliméricos perfurados ou não sendo que em alguns casos o tubo é envolvido por um filtro geotêxtil;
- geocélula: apresenta geometria de uma estrutura tridimensional em células interligadas, formada por material sintético;
- geomanta: produto sintético com a geometria de uma manta, possuem estrutura tridimensional (espessura relativamente grande) sendo confeccionados por materiais com alta resistência a intempéries e a foto degradação;
- geomalha: produto sintético produzido sob a forma de uma grelha;
- geofôrma: produto com a geometria de uma manta, envelopada sob a forma de um tubo ou colchão.

Comumente pode-se verificar que a natureza sintética dos produtos mencionados, os tornam acessíveis para uso em obras geotécnicas, a qual exige um alto nível de durabilidade.

2.4.2 Principais funções e aplicações dos geossintéticos

Segundo registros, há cerca de 4000 anos atrás, o emprego de técnicas de melhoramento de solo já eram adotadas pelos Babilônios, os quais durante as construções dos templos inseriam fibras e telas ao solo, no intuito de reforçar o material. Procedimentos similares também eram utilizados na antiguidade pelos chineses que empregavam a madeira, o bambu e raízes como materiais para estabilizar e melhorar o solo (LOPES, 1998).

A aplicação dos geossintéticos tem apresentado um crescimento contínuo desde da década de 60, período em que o engenheiro francês Henri Vidal desenvolveu e patenteou o sistema “Terra Armada”. Desde então um montante de aproximadamente um bilhão de dólares por ano, vem sendo investido na indústria de geossintéticos em regiões como a Europa e Estados Unidos (SOONG *et al.*, 1997).

Benjamim (2006) relata que a primeira obra de grande porte de solo reforçado no Brasil ocorreu na década de 80, sendo essa o reforço de um aterro sobre solo mole de cerca de 30 m de altura, na rodovia que liga a cidade Taubaté a Campos de Jordão. Após estudos que eliminaram as soluções convencionais, uma vez que eram inviabilizadas devido à elevada inclinação do talude, a alternativa de empregar o material geossintético apresentou-se como a melhor solução técnica e econômica.

O surgimento constante de novos produtos de reforços, atrelado à boa divulgação do material por meio de conferências nacionais e internacionais, promovidas por parceiros como a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ISSMGE) e a Associação Brasileira de Geossintéticos (IGS Brasil), conduzem a extensa aplicação de geossintéticos, sendo estes empregados em substituição aos materiais tradicionais de construção e principalmente como reforço de materiais naturais.

Segundo Sieira (2003) ao utilizar o geossintético em uma obra geotécnica, o material pode exercer mais de uma função, logo faz-se necessário definir e hierarquizar as funções desempenhadas pelo material para que possa garantir a aplicação ideal e o apropriado dimensionamento.

Os geossintéticos podem ter aplicações geotécnicas, hidráulicas, ambientais e de transporte, podendo desempenhar as mais variadas funções como apresentado no Quadro 7.

Quadro 7: Tipos de geossintéticos e suas principais aplicações

Geossintéticos	Aplicações						
	Reforço	Filtração	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabilização	Controle de Erosão
Geotêxtil	✓	✓	✓	✓	✓		✓
Geogralha	✓						
Geomembranas					✓	✓	
Geocompostos	✓		✓			✓	
Geobarras	✓						
Geoespassadores			✓				
Geotubos			✓				
Geomantas						✓	✓
Geocélula	✓						✓

Fonte: adaptado de Sieira (2003)

Observando o Quadro supracitado, verifica-se que entre os geossintéticos o geotêxtil apresenta-se como o mais versátil, ou seja, empregado para um maior número de funções, tal fato está associado as características do material a exemplo da flexibilidade e porosidade.

De acordo com Portelinha *et al.* (2013) as geogrelhas fornecem boa interação com o solo devido a sua geometria e são disponibilizadas no mercado com uma variedade de resistência à tração. Utilizadas com a função de reforçar o solo, as geogrelhas usualmente são uniaxiais, visto que, muros e taludes apresentam estado plano de tensões, existindo apenas a necessidade de reforço ortogonalmente à face. Os autores ainda completam afirmando que os geotêxteis não tecidos por também apresentarem capacidade de permitir a percolação de água ao longo de sua estrutura, são considerados materiais de dupla função: drenagem interna e reforço.

O Quadro 8 apresenta os objetivos para cada aplicação dos materiais geossintéticos quando empregados em obras civis.

Quadro 8: Resumo das principais aplicações

Aplicação	Objetivo
Reforço	Restringir deformações e aumentar a resistência do maciço em obras geotécnicas, aproveitando a resistência à tração do material geossintético
Filtração	Permitir a passagem e coleta de fluidos, sem a movimentação de partículas do maciço
Drenagem	Coletar e/ou facilitar os movimentos de fluidos no interior do maciço
Proteção	Reduzir solicitações localizadas, homogeneizando o nível das tensões e atingiram determinadas superfície ou camada
Separação	Evitar a mistura entre materiais granulares com características geotécnicas distintas
Impermeabilização	Conter o avanço de uma pluma de contaminação, evitando a migração de líquidos ou gases em aplicações ambientais
Controle de erosão	Proteger a superfície do terreno contra o arraste de partículas pela ação de ventos e águas superficiais

Fonte: Adaptado de Sieira (2003)

Diante do exposto, ressalta-se a importância dos geossintéticos aplicados a diversas situações, por exemplo, reforço de pavimentos asfálticos, estabilização de aterros sobre solos moles, ou ainda na proteção de canais, margens de rios e orlas marítimas.

As propriedades do material geossintético indicarão corretamente qual função ele irá desempenhar. Assim, durante o dimensionamento deve-se determinar que tipo de geossintético apresenta características exigidas para tal aplicação e relacionar com as ações de operações de instalações e a vida útil dos materiais.

De acordo com Carneiro (2009) as propriedades dos geossintéticos são divididas em: física, mecânicas, hidráulica e de desempenho. Uma quarta propriedade pode ser considerada e encontra-se relacionada a aspectos de durabilidade, considerada “propriedade” uma vez que indicam danos que os geossintéticos podem, ou não, sofrer durante o período de aplicação na obra.

As propriedades mecânicas dos geossintéticos indicam o comportamento resistente do material, quando solicitado por esforços provenientes do conjunto confinante. Vale ressaltar que para aplicações geotécnicas, normalmente os geossintéticos estão submetidos a solicitações mecânicas, seja na fase de instalação e construção ou durante a vida útil da obra. Desta forma

a propriedade mecânica é de grande importância para os geossintéticos que desempenham função de reforço, a exemplo das geogrelhas.

De acordo com Avesani Neto e Portelina (2016) para que se possa, a partir da inserção de geossintéticos, resultar em estruturas seguras e viáveis economicamente deve-se compatibilizar o comportamento pós-construtivo, a rigidez do reforço e resistência a tração do reforço com a geometria da estrutura.

2.4.3 Vantagens da utilização de geossintéticos

A inclusão de geossintéticos em obras de terra propicia benefícios que vão desde a facilidade de instalação até a preservação do meio ambiente, visto que este é um produto alternativo a recursos naturais empregado em estruturas construídas com solo ou blocos de rocha.

De acordo com Koerner (2012) as vantagens do uso de geossintéticos estão relacionadas a fatores econômicos, ambientais e técnicos, quando comparados a métodos convencionais de reforço e melhoria do solo. O autor cita como benefícios oferecidos pelos geossintéticos:

- altamente econômico frente aos materiais naturais;
- redução de emissão de carbono comparado a outras soluções tradicionais;
- rápida instalação;
- possibilita a execução de projetos até então inexequíveis;
- substituem materiais naturais;
- controle de qualidade por serem manufaturados.

Segundo Monte (2016) as vantagens oferecidas pela utilização dos geossintéticos variam de acordo com a sua finalidade na obra. Quando designado a reforço na base de aterros para estradas de acesso ou vicinais, favorece para a redução no consumo de material de natural, aumento da vida útil da estrada e prolongando os períodos de manutenção das mesmas.

Siera (2003) relata o emprego do geotêxtil em taludes sobre solos moles, onde a inclusão do reforço irá propiciar uma redistribuição global das tensões e deformações, possibilitando soluções mais íngremes e com menor volume de aterro compactado. A autora ressalta que a geogrelha também pode ser usada com função de reforço, onde exhibe elevado

grau de interação com o solo envolvente devido as aberturas do material, aumentando a resistência à tração.

Para Benjamim (2006) além de vantagens técnicas os geossintéticos podem apresentar benefícios econômicos, uma vez que obras de contenções executadas com solos reforçados custam, em geral, de 30 a 50% a menos do que soluções convencionais. A técnica permite construções com melhor aproveitamento do espaço, menor consumo de solo, sendo este sempre original do local, e ganhos econômicos principalmente com a redução de tempo de execução e a não necessidade de mão de obra qualificada.

2.5 Estabilidade de maciços reforçados com geossintéticos

As inclusões de geossintéticos inibem o desenvolvimento de deformações no interior da massa reforçada, uma vez que absorvem as tensões de tração, conferindo ao solo um efeito análogo ao aumento do confinamento, proporcionando ao material reforçado melhor comportamento mecânico.

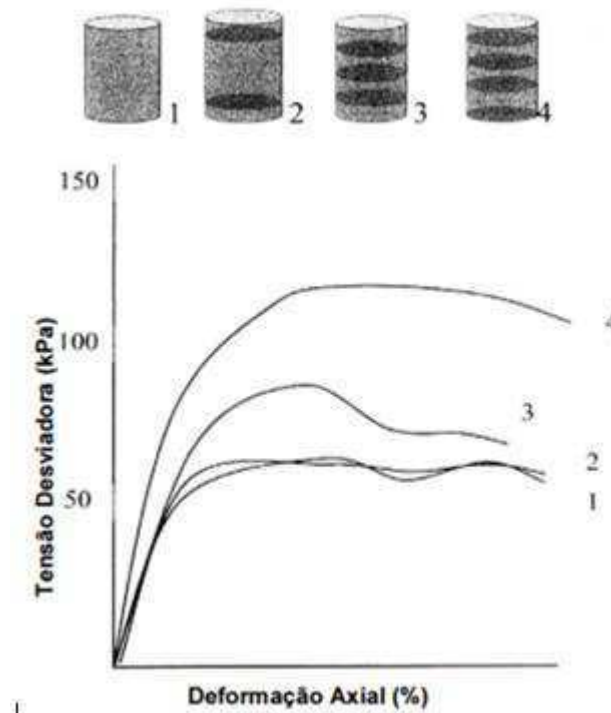
Segundo Sieira (2003) quando o papel do geossintético consiste em reforçar as camadas de solo, controlando a estabilidade do maciço, é fundamental que de acordo com as características da obra o reforço atenda satisfatoriamente aos requisitos: elevada resistência à tração, elevado módulo de deformação, elevado grau de interação com o solo envolvente, baixa susceptibilidade à fluência e durabilidade compatível com a vida útil da obra.

No entanto, para garantir a estabilidade de um talude reforçado deve-se realizar a escolha correta do tipo de geossintético a ser empregado e o seu espaçamento, baseando-se na comparação entre a resistência admissível e a tensão requerida pelo conjunto, considerando a funcionalidade do material.

O acréscimo de resistência a partir da inserção de geossintético é máximo quando o reforço se encontra orientado na direção em que se desenvolveriam as deformações principais de tração no solo não reforçado, desta forma qualquer alteração na orientação do reforço acarreta a redução das tensões de tração no próprio geossintético. A influência da inclinação do geossintético na resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço é notada quando a inclinação do reforço coincide ou é próxima às linhas de extensão nula, neste caso o solo reforçado pode apresentar uma resistência inferior ao solo não reforçado comprometendo a estabilidade do maciço (SIEIRA, 2003).

Brooms (1977) realizou estudos acerca dos efeitos benéficos obtidos pela inserção do geossintéticos a um solo de areia densa, considerando 2, 3 e 4 camadas de reforço e sob um nível de confinamento de 21 kPa. Na pesquisa a transferência favorável de tensões foi admitida por dois fatores: a resistência à tração do geossintético sob condições confinadas e a resistência ao arrancamento do geossintético da massa de solo. Os resultados (Figura 4) apontaram que, quando posicionado nas extremidades do corpo de prova, o reforço não colabora para o ganho de resistência durante a realização do ensaio de compressão triaxial, uma vez que o geossintético nessa disposição não é solicitado à tração. Entretanto, com a inserção de 3 e 4 camadas de reforço é possível verificar ganhos de resistência significativos. Nestas situações, o geossintético intercepta os planos potenciais de ruptura e ocasiona um aumento na tensão cisalhante.

Figura 4: Ensaios Triaxiais Reforçados: Areia Densa, $\sigma'_v=21\text{kPa}$



Fonte: Brooms (1977) apud Sieira e Sayão (2010)

Avesani Neto e Portelinha (2016) estudaram o uso de geossintéticos em muros e taludes reforçados com principal ênfase nos mecanismos de reforço e dimensionamento. Os autores destacaram que o efeito do espaçamento entre os reforços pode influenciar não somente na magnitude da força de tração requerida do reforço, mas também a localização destas forças ao longo do comprimento do reforço.

Admite-se que a inclusão de geossintético confere melhor comportamento mecânico a estruturas geotécnicas, uma vez que ocorre transferência de esforços para o elemento resistente, devendo ainda ser dimensionadas sobre duas análises: estabilidade externa e estabilidade interna, no intuito de evitar colapsos.

Vertematti (2015) descreve que se tratando da estabilidade externa é importante verificar a segurança do maciço com relação a quatro mecanismos clássicos de instabilidade de obras de contenção: deslizamento da base, tombamento, capacidade de carga da fundação e ruptura global. Para a análise da estabilidade interna, duas condições devem ser averiguadas: ruptura do reforço e arrancamento do reforço.

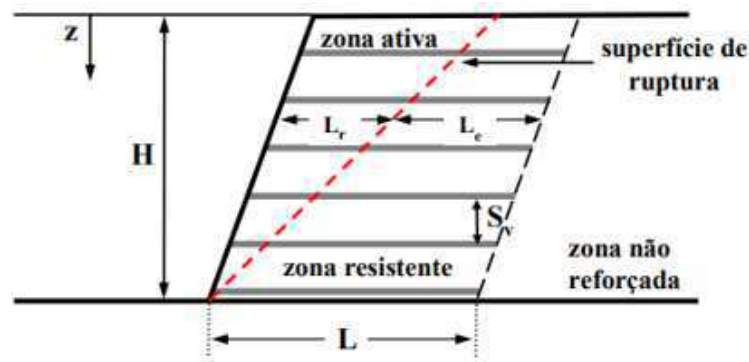
De acordo com Benjamim (2006) os estudos da estabilidade externa do maciço reforçado, assim como os das estruturas convencionais de contenção, presumem que o aterro reforçado atua como um corpo rígido, devendo-se verificar se existe risco de ruptura global ou outro mecanismo de colapso. Para tal análise alguns coeficientes de segurança mínimos são recomendados para essas estruturas:

- a) deslizamento: 1,5;
- b) tombamento: 2,0;
- c) capacidade de carga do solo de fundação: 2,0;
- d) estabilidade global do talude: 1,5.

Segundo Siera (2003) é importante a análise da estabilidade interna, pois a ruptura pode ocorrer por dois motivos: falta de resistência à tração ou por falta de aderência entre o solo e o reforço, a qual se sucede quando o comprimento de ancoragem do reforço na zona estável é insuficiente, ocasionando deformações excessivas na massa reforçada.

Para análise da estabilidade interna é considerada uma divisão do maciço reforçado em duas zonas denominadas de zona ativa e zona passiva conforme apresentado na Figura 5. O solo da zona ativa encontra-se na iminência do colapso sendo a massa de solo suportada pela presença dos reforços, os quais transferem os esforços para a zona passiva. Os reforços posicionados na zona passiva funcionam como elementos de “ancoragem” da zona ativa.

Figura 5: Definição da zona ativa e resistente.



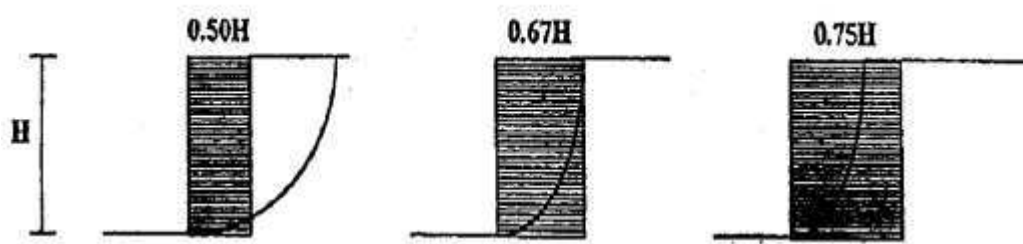
Fonte: BENJAMIM (2006)

A linha que separa as zonas ativas e zona resistente denomina-se superfície potencial de ruptura do maciço reforçado com geossintético, podendo corresponder também aos pontos de máximos esforços de tração nos elementos de reforço. Fatores como a geometria do sistema, as cargas aplicadas e a deformabilidade dos elementos de reforço podem alterar a posição desta linha.

Segundo Ehrlich e Dantas (2000) um dos aspectos mais importantes na etapa de análise da estabilidade interna de estrutura de solo reforçado é a determinação da tensão máxima atuante no reforço, sendo esta decorrente da interação solo-reforço responsável pela transferência de esforços, seja por atrito ou por resistência passiva. Os autores ainda completam afirmando que a estabilidade da zona instável de um maciço só estará assegurada se, sob ação de carregamentos, não ocorra ruptura por tração do reforço e o seu cravamento na zona resistente (estável) seja suficiente para evitar o arrancamento.

De acordo com Pedroso (2000) a relação entre o comprimento do reforço e a altura do talude (L/H) influencia na posição da superfície de ruptura, tal afirmação foi baseada nos estudos de Porbaha (1998) que demonstrou por meio de ensaios que à medida que a relação (L/H) cresce entre os limites de 0,50 e 0,75 a superfície de ruptura se desloca em direção à face como apresentado na Figura 6. O autor concluiu que os reforços proporcionam maior contribuição para a estabilidade interna do talude quando a superfície de ruptura está inteiramente situada dentro da zona reforçada apresentando ainda comprimento de ancoragem suficiente ao longo de toda a altura da estrutura, condição ideal quando a relação (L/H) for igual a 0,75.

Figura 6: Posição da superfície de ruptura de acordo com a relação L/H



Fonte: PORBAHA (1998) *apud* PEDROSO (2000)

Quanto aos deslocamentos horizontais, Pedroso (2000) relata que estes diminuem quando se aumenta a relação (L/H), sendo considerada a relação ideal quando L/H for igual a 0,70. Tal valor garante uma maior eficiência quanto aos deslocamentos horizontais, às forças de tração mobilizadas nas inclusões e uma significativa economia de elemento de reforço.

O método de análise da estabilidade interna fundamenta-se em conceitos de equilíbrio limite, para os quais as estruturas são dimensionadas no âmbito de equilíbrio local e global, sendo considerada a estabilização de forças e/ou momentos, agindo ao longo da superfície de ruptura. Os parâmetros incluídos para realização desta análise são as forças normais e cisalhantes com seus respectivos pontos de aplicações e o fator de segurança.

De acordo com Benjamim (2006) os métodos de equilíbrio limites têm sido empregado na análise de talude de solo reforçado a partir de uma adaptação do estudo de estabilidade de taludes convencionais, considerando os momentos estabilizantes gerados pelos reforços. Tal método objetiva determinar o espaçamento das camadas de geossintético e a tensão nos reforços. A verificação da estabilidade interna por meio da localização da superfície potencial de ruptura é convencionalmente identificada como o local da máxima força (ou deformação) nos reforços.

Suzuki (2012) realizou um estudo acerca da análise da estabilidade por métodos de equilíbrio limite e análise tensão-deformação de um aterro sanitário de grande porte reforçado com geogrelha. Os resultados da pesquisa indicaram que o reforço dentro do maciço aumenta na ordem de 30% o fator de segurança para qualquer altura do aterro. As análises tensão-deformação mostraram que as deformações são principalmente verticais, uma vez que as horizontais representaram apenas até 30% das totais.

Pedroso (2000) realizou uma pesquisa baseada na construção e instrumentação de uma estrutura de contenção reforçada com geotêxtil, para tanto mediu os deslocamentos verticais e

horizontais do maciço, realizando ainda simulações numéricas para comparar os resultados medidos e simulados do protótipo no intuito de avaliar o comportamento da estrutura para alguns tipos de solo, rigidez da inclusão e arranjos das inclusões. O autor verificou a concordância nos resultados medidos e simulados, concluindo que as estruturas com maior número de reforços reduzem as tensões em cada inclusão e diminuem os deslocamentos horizontais da estrutura. A pesquisa demonstrou que o tipo de solo é o fator que mais influência na garantia da estabilidade da estrutura de contenção reforçada com geotêxtil.

2.6 Interação solo-geossintético

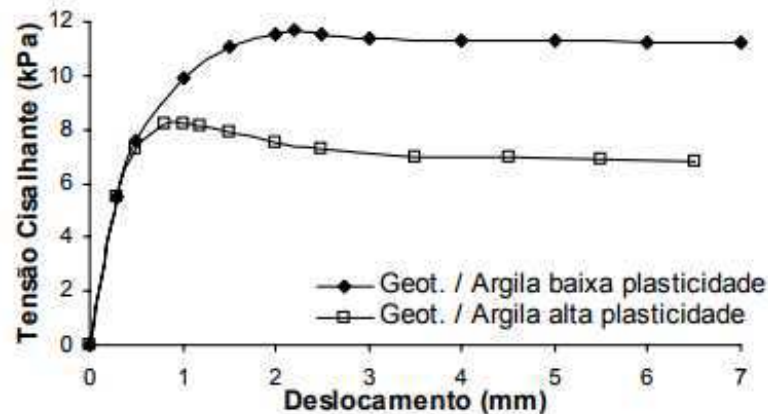
A interação solo-geossintético constitui um fator determinante na elaboração de projetos de estruturas de solos reforçados, sendo tal mecanismo governado pela mobilização do atrito entre o elemento polimérico e o solo adjacente. O atrito entre o reforço e o solo envolvente é função da tensão normal confinante, da granulometria do solo e da rugosidade do geossintético, sendo ainda influenciado pelas condições em que se dá o contato físico entre os dois materiais, superfície úmida ou empoeirada (LIMA JÚNIOR, 2000).

Segundo Benjamim (2016) a estabilidade da estrutura em solo reforçado é condicionada pela interação mobilizada entre os elementos dispostos convenientemente nas camadas do maciço e o seu solo constituinte, uma vez que a interação perfeita do solo-reforço proporciona uma redistribuição global dos campos de tensões e deformação ao longo do maciço.

De acordo com Mello (2001) dependendo do geossintético a ser empregado o mecanismo de interação solo-reforço será promovido pelo atrito superficial e/ou por resistência passiva. Em mantas contínuas, a exemplo dos geotêxteis, a resistência mobilizada na interface é comandada pelo atrito com a superfície, enquanto que no caso das geogrelhas à resistência ao deslizamento será propagada devido aos dois mecanismos, sendo que o atrito superficial ocorrerá em ambas as faces dos elementos e a resistência passiva incidirá na interação dos elementos transversais como o solo.

A orientação relativa e rigidez dos materiais geossintéticos se apresentam como aspectos primordiais para garantir a interação solo-reforço. A plasticidade do solo também pode influenciar no mecanismo de interação dos materiais (Figura 7), uma vez que o aumento da plasticidade eleva o efeito lubrificante na interface solo-reforço e o acréscimo de plasticidade ocasiona a diminuição do efeito do confinamento (MELLO, 2001).

Figura 7: Influência da plasticidade na resistência da interface



Fonte: Mello (2001) adaptado de Eigenbrod e Locker (1987)

Mello (2001) ainda comenta os resultados de ensaios de resistência de interface realizados por Tupa (1994), que objetivaram avaliar a influência da presença de poeira na interação solo-reforço. Os resultados determinaram que o material quando empoeirado diminui a resistência ao atrito e a curva tensão x deformação de interfaces geomembranas-geotêxteis sofre modificação. Tal fato revela que a interação solo-reforço está intimamente ligada as condições de campo as quais os materiais estão submetidos.

2.6.1 Ensaio de compressão triaxial na análise de resistência do solo reforçado

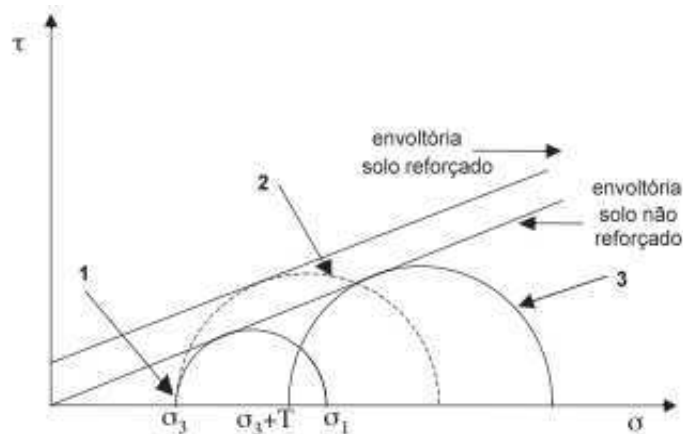
De acordo com Teixeira (2006) o ensaio de compressão triaxial é realizado para determinar a deformabilidade e a relação tensão-deformação de materiais. Por meio do teste triaxial é possível ainda avaliar os ganhos de resistência e de rigidez de um solo reforçado em comparação a um solo natural, sem reforço, assim como a influência do número de camadas e da disposição desses elementos de reforço.

A interação solo-reforço durante a realização do ensaio triaxial pode ser avaliada por dois mecanismos distintos: no primeiro mecanismo o reforço é tracionado provocando um aumento da resistência do material. No segundo mecanismo, o solo adjunto desloca-se em relação ao reforço, ocasionando também um aumento de resistência devido ao cisalhamento na interface (TEIXEIRA, 2006).

De acordo com Sieira e Sayão (2010), quando submetido ao ensaio triaxial, o solo não reforçado atinge a ruptura quando a tensão de cisalhamento ultrapassa a resistência ao cisalhamento do solo, em um determinado plano. O geossintético inserido ao solo contribui

para o aumento do confinamento. Entretanto, para um mesmo estado de tensões externo ocorre um acréscimo da resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço, tal fato pode ser observado na Figura 8. Esta demonstra que a envoltória do solo reforçado indica a existência de um intercepto coesivo do conjunto.

Figura 8: Aumento de resistência com a introdução do reforço.



Fonte: Adaptado de Sieira e Sayão (2010)

Estudos como os de Sieira (2003) e Patias (2005) vêm sendo realizados acerca dos mecanismos de ruptura do sistema (solo reforço) com base em ensaios triaxiais. Os ensaios permitem avaliar a interação de diferentes sistemas de reforços com solos não convencionais. O Quadro 9 apresenta características de alguns desses ensaios e conclusões obtidas.

Quadro 9: Ensaio triaxiais em solos não convencionais reforçados

Tipos de Ensaio	Solo	Reforço	Comportamento Observado	Referência
Triaxial adensado não drenado	Argila caolinita saturada; argila de Londres	Folha de Alumínio; plástico poroso	As inclusões de alumínio reduziram a resistência do solo, o plástico poroso aumentou	Ingold, 1979; Ingold e Miller 1982
Triaxial drenado	Argila caolinita normalmente adensada.	Plástico poroso	A resistência aumentou com a redução do espaçamento entre inclusões.	Ingold e Miller 1983
Triaxial rápido em corpos de prova não saturados	Argila caolinita	Folha de Alumínio	Há relação linear entre resistência e grau de saturação.	Ingold 1985
UU e CU	Argila siltosa (LP=14%; LL=27%)	Geotêxtil e geogrelha	Os geotêxteis restringem as deformações laterais do corpo de prova. As curvas tensão-deformação dos materiais reforçados diferem das do material não reforçado	Fabiane Fourie, 1986
CU	Argila caolinita	Geogrelha	Melhoria na resistência não drenada.	Al- Omari et al., 1987
CD e CU	Argila caolinita	Geogrelha	O reforço com geogrelha melhorou a resistência em ambas às condições, drenada ou não drenada	Al- Omari et al., 1989

Fonte: ZORNBERG e MITCHELL (1994)

Patias (2005) realizou ensaios de compressão triaxial do tipo UU e CU em solos não convencionais (argilas silto-arenosas e areia fina com aproximadamente 40% de finos) no seu estado natural e com a inclusão de reforços (papel alumínio e geotêxtil G100). O ensaio triaxial rápido (UU) visou simular uma situação de campo de curto prazo, almejando-se verificar a condição final da construção de um aterro, para a qual o solo encontra-se na umidade de compactação. As tensões de confinamento utilizadas foram de 50, 100 e 200 kPa, impostas por meio de atuadores de pressão.

Patias (2005) verificou, a partir das comparações acerca dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais realizados em corpos de prova reforçados e não reforçados, ganhos de resistência para a combinação solo fino-geotêxtil, ora em termo de ângulo de atrito interno, ora em relação à coesão. O ganho de resistência com a inserção do papel alumínio somente foi observada quando inserido a areia fina.

Sieira (2003) realizou ensaios triaxiais do tipo CD com carregamento axial em amostras de areia e silte argiloso. Os corpos de prova ensaiados tinham dimensões de 22,9 cm de diâmetro e 45,7 cm de altura, sendo moldados sem e com a inserção de geogrelhas com malhas de 20 mm². Para tanto foram ensaiados amostras com uma, duas e quatro camadas de reforços, introduzidos no CP's horizontalmente e respeitando a simetria em relação ao plano central. Os ensaios demonstraram que:

- a inserção dos reforços nos corpos de prova proporcionaram um ganho de resistência e aumento da rigidez. Fato verificado, também, quando se aumentava o número de camadas de geogrelhas;
- com o acréscimo do número de camadas de reforço, a compressão dos CP's aumentava ou a expansão reduzia. A inserção da geogrelha a massa do solo adjunto proporcionava um efeito similar ao do aumento do confinamento;
- a deformação axial no momento da ruptura aumenta com a inserção das camadas de reforço e com o aumento da tensão confinante.

Praveen e Murty (2009) realizaram ensaios de compressão triaxial para comparar o comportamento mecânico de dois solos, areia argilosa modificada com teores de 3, 5 e 7% de cimento e reforçado com inserção de três camadas de geotêxtil e o outro solo foi uma areia mal graduada reforçada com geotêxtil disposto também em três camadas do corpo de prova moldado com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Os ensaios triaxiais executados foram do tipo não consolidado não drenado (UU) com velocidade de deformação constante de 1,20 mm/min e ensaio tipo consolidado drenado (CD) com velocidade de deformação de 0,01 mm/min, sendo os CP's ensaiados até a ruptura ou até 20% de deformação. A partir da realização dos ensaios foi possível verificar um aumento significativo do ângulo de atrito interno à medida que se acrescentava teores de cimento ao solo, ressaltando ainda que variando a disposição dos geotêxteis sucedia não apenas um aumento do ângulo de atrito interno, mas também da componente de coesão.

2.7 Considerações finais

As informações apresentadas neste capítulo possibilitaram discutir a respeito dos mecanismos de ruptura de taludes, da necessidade de adequadas investigações geológicas e geotécnicas para prevenir e solucionar acidentes devido à perda de capacidade de equilíbrio de encostas, bem como apresentar técnicas de reforços, melhoramento e consolidação utilizadas para contornar as limitações de resistência ao cisalhamento dos solos.

Constatou-se que no Brasil os movimentos de massa de solo têm se intensificado nas últimas décadas, sendo as regiões Sudeste e Nordeste as mais afetadas com esse fenômeno. Os desastres estão vinculados aos acúmulos de precipitação pluviométrica e a crescente ocupação urbana indiscriminada em áreas desfavoráveis, tornando-se fundamental estudar os parâmetros geotécnicos e avaliar os fatores de segurança dos solos. Algumas pesquisas (Aguiar, 2003; Sieira, 2003; Benjamim, 2006; Suzuki, 2012; Mota, 2014; Klinsky *et al.*, 2014; Lopes, 2016) foram desenvolvidas para avaliar técnicas de reforços como medidas de caráter emergencial ou corretiva. Tais pesquisas verificam que o processo de estabilização do maciço com adição de cimento ou cal tende a conferir vantagens como a redução do consumo de recursos naturais, evitando ainda a necessidade de dispor grandes volumes depositados. Entretanto os avanços da resistência mecânica e durabilidade do solo apenas são garantidos mediante a determinação do teor ideal desses estabilizantes químicos, dependendo para tanto do tipo de solo, teor de umidade, compactação e das condições de cura.

Por meio de pesquisas sobre a prática de solos reforçados com geotêxteis e geogrelhas (Pedroso, 2000; Mello, 2001; Carneiro, 2009; França e Pereira, 2012) verificou-se que a utilização dos geossintéticos pode ser considerada uma técnica recente no Brasil, uma vez que a primeira obra de grande porte de solo reforçado com geossintético ocorreu na década de 80, desde então este método vem se difundindo em substituição as soluções de reforço convencionais. As vantagens do uso de geossintéticos estão relacionadas a fatores econômicos, ambientais e técnicos, entretanto faz-se necessária a escolha correta do tipo de geossintético, o posicionamento exato do reforço e a perfeita interação solo-reforço, baseada na comparação entre a resistência admissível e a tensão requerida pelo conjunto, para garantir verdadeiramente a eficácia do material. A partir do cumprimento desses critérios é possível atestar a estabilidade de um talude reforçado.

CAPÍTULO 3

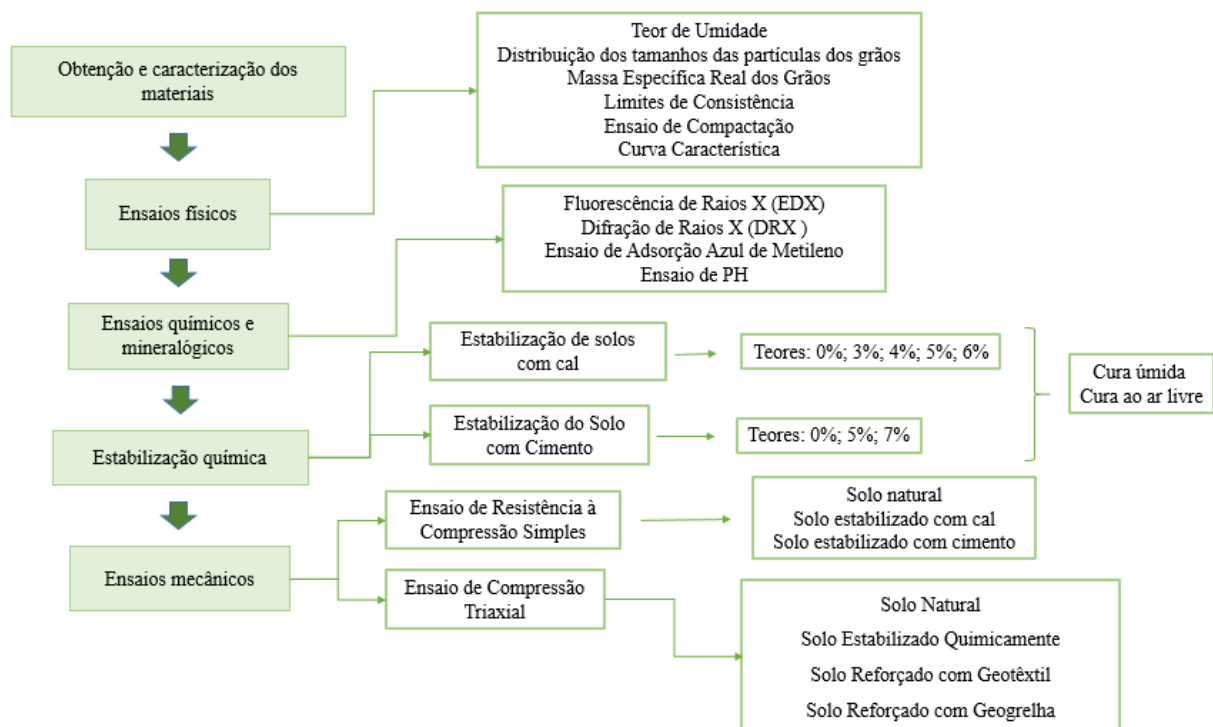
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são descritos os materiais utilizados e as especificações para a obtenção das propriedades físicas, químicas e mineralógicas do solo analisado, assim como os procedimentos empregados para estudar o comportamento mecânico do solo natural, estabilizado quimicamente e reforçado. Por fim será explicada a utilização do software computacional aplicado para análise da estabilidade do talude.

A parte experimental da pesquisa foi realizada no Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP e no Laboratório de Caracterização de Materiais – LCM, ambos localizados na Universidade Federal de Campina Grande – UFCG.

O programa experimental dessa pesquisa foi dividido em duas etapas. A primeira etapa destinou-se a obtenção, preparação e caracterização do solo. A segunda etapa teve como objetivo a análise da resistência mecânica do solo no estado natural, estabilizado e reforçado, por meio dos ensaios de resistência à compressão simples e ensaio de compressão triaxial. O fluxograma apresentado na Figura 9 mostra o programa experimental adotado para a pesquisa.

Figura 9: Fluxograma do programa experimental da pesquisa



3.1 Materiais

3.1.1 Solo

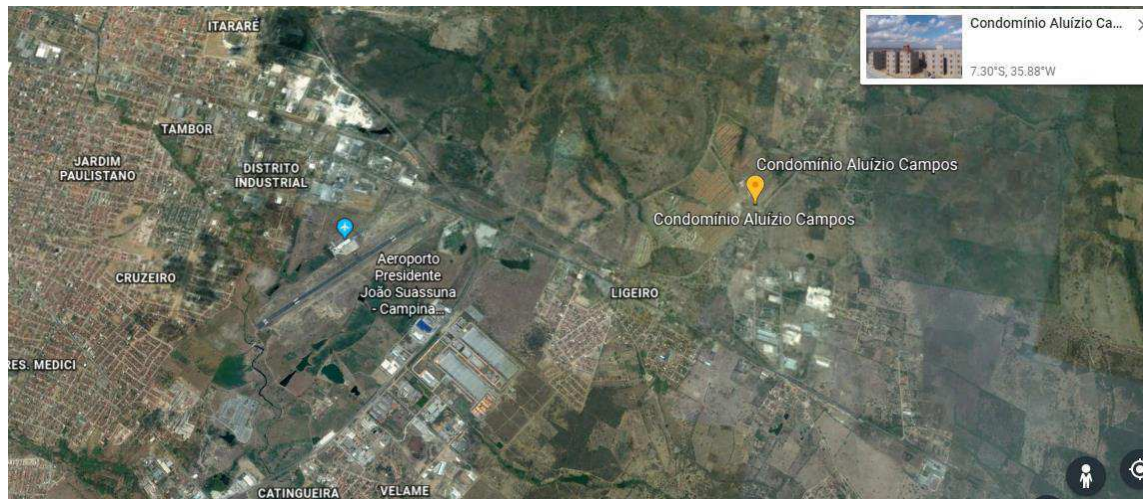
O solo utilizado na pesquisa (Figura 10) foi proveniente da área do complexo habitacional Aluizio Campos, localizado no município de Campina Grande- PB, sob as coordenadas geográficas $7^{\circ}17'24''\text{S}$ Latitude e $35^{\circ}54'43''\text{O}$ Longitude (Figura 11). Para a pesquisa realizou-se coletadas de amostras deformadas, extraídas por escavações e acondicionadas em sacos plásticos reforçados, sendo estes etiquetados e armazenados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande -UFCG.

O ensaio de Índice de Suporte Califórnia definiu que o solo pesquisado apresenta CBR (California Bearing Ratio) igual a zero, determinando a baixa capacidade de suporte do material compactado.

Figura 10: Solo utilizado na pesquisa



Figura 11: Indicação da localização da coleta do solo.



Fonte: Google Earth (2017)

3.1.2 Cal

A cal empregada na pesquisa foi a Cal Hidratada, do tipo CH-I, sendo a escolha justificada por seu uso favorável na estabilização de solos.

A Cal Hidratada tipo CH-I é constituída de hidróxidos de cálcio e magnésio e uma pequena fração de hidróxidos não hidratados, apresentando ainda carbonato de cálcio e magnésio.

Segundo a NBR 7175/2003 a cal hidratada apresenta teores de óxidos não hidratados e de carbonatos de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1: Composição da Cal CH-I

Composto		Limites
		CH-I
Anidrido carbônico (CO ₂)	Na fábrica	≤ 5%
	No depósito	≤ 7%
Óxidos de cálcio e magnésio não tratados calculado (CaO + MgO)		≤ 10%
óxidos totais na base de não-voláteis (CaO + MgO)		≥ 90%

Fonte: ABNT (2003) – NBR 7175

Nesta pesquisa decidiu-se analisar o comportamento do solo testado com adições de Cal hidratada de acordo com os estudos de Lovato (2004) e Klinsky *et al.* (2014) acerca da estabilização química de solos. No intuito de se determinar a quantidade ideal de cal foram ensaiadas amostras com teores de 0%, 3%, 4%, 5% e 6%, porcentagens essas baseadas em pesquisas científicas, a exemplos das supracitadas, que demonstraram para a inserção dos respectivos teores de cal, ganhos significativos de resistência mecânica em solos com classificação convergente ao material ensaiado nessa pesquisa.

3.1.3 Cimento

Para a pesquisa foi utilizado o cimento Portland, classificação determinada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas como ARI CP V (ABNT, 1991).

O Cimento Portland de alta resistência inicial (ARI CP V) proporciona alta resistência inicial, uma vez que apresenta uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, apresentando ainda uma moagem mais fina do cimento, de modo que ao reagir com a água adquire elevadas resistências com maior velocidade.

A escolha do cimento utilizado na pesquisa baseou-se na composição química do material que apresenta menores adições na mistura durante sua fabricação e garantia de uma alta resistência inicial.

Baseado nos estudos de Foppa (2005) e Cruz (2004), supracitados na revisão bibliográfica, analisou-se para essa pesquisa o comportamento do solo ensaiado com adições de 0%, 5% e 7% de Cimento Portland de alta resistência inicial (ARI CP V).

No intuito de garantir a qualidade da dosagem procedeu-se com um adequado procedimento de cura do material até que fossem alcançadas as características desejadas nessa pesquisa, face às exigências previstas.

A fim de contemplar o processo de cura das amostras, uma vez que esta condição influencia na resistência da mistura de solo com o agente estabilizante químico e adotando como base os estudos de Puppala (2016), decidiu-se avaliar qual o processo de cura garantia melhor resistência no período de 7 dias: a cura com exposição ao ar livre ou a cura com corpos de prova selados em saco plástico.

A escolha dos estabilizantes químicos (cimento e cal) foi definida a partir da economia, tempo de execução e finalidade da obra, além do fato dos componentes químicos conferirem maior coesão aos solos devido a cimentação e aglutinação das partículas, firmando a estrutura e diminuindo o tamanho dos poros.

Os teores testados de cal e cimento foram baseados em pesquisas científicas que levaram em consideração, de forma particular, as propriedades do solo a ser melhorado. As pesquisas demonstram que os teores de cal e cimento devem estar compreendidos entre 1 e 10% da massa seca do solo, sendo valores mais elevados desaconselhados por fatores econômicos e por causarem efeitos prejudiciais nas misturas.

Foppa (2005) e Cruz (2004) demonstraram em suas pesquisas, que para teores mais baixos de cimento, as modificações das propriedades geotécnicas dos solos sucediam apenas para a fração argilosa, que apresentava diminuição da sua plasticidade, podendo ser ou não acompanhada de aumento da resistência mecânica. Baseado nestes estudos, optou-se para a presente pesquisa, empregar teores mais altos de cimento, diferentemente dos teores testados para estabilização com cal (0%, 3%, 4%, 5% e 6%), uma vez que o aumento da resistência mecânica devido à ação aglutinante do aditivo se mostrou significativo para teores mais elevados de cimento, formando núcleos interligados distribuídos pela massa de solo.

Vale ressaltar que o verdadeiro propósito da presente pesquisa não foi estudar métodos de dosagem para estabilização química de solos, mas por meio dos resultados de resistência mecânica, comparar o solo estabilizado quimicamente com o solo reforçado. Neste sentido os teores de componentes químicos inseridos ao solo pesquisado foram baseados em percentuais adotados por pesquisas científicas que utilizaram solos de classificação convergente ao desta pesquisa.

3.1.4 Geossintético

Nesta pesquisa decidiu-se testar dois tipos de geossintéticos: geotêxteis não-tecidos e geogrelhas.

Os geossintéticos foram empregados na pesquisa no sentido de reforçar a estrutura geotécnica, restringindo as deformações e aumentando a resistência ao cisalhamento do maciço promovida pela interação mecânica do reforço com o solo envolvente.

3.1.4.1 Geotêxtil não-tecido (GTX-N)

Para a pesquisa foi empregado o geotêxtil não-tecido GEOFORT, fabricado com fibras curtas emaranhadas aleatoriamente, sendo de alta tenacidade, por meio de extrusão própria, apresentando em sua composição poliéster (PET), material fabricado pela empresa OBER S/A INDÚSTRIA E COMÉRCIO.

A Tabela 2 apresenta as principais características do material segundo o catálogo do fabricante.

Tabela 2: Especificações Técnicas do Geotêxtil não tecido

Propriedade		Norma	Unid.	GF 10/200	
MECÂNICAS	Resistência à Tração em Faixa Larga	ABNT NBR 124824	T	kN/	10
			L	%	>70
	Resistência ao Rasgo Trapezoidal	ASTM D 4533	T	kN/	9
			L	%	>70
	Resistência Puncionamento-CBR	ABNT NBR 13359		N	260
			N	280	
FÍSICAS	Retenção de Asfalto	Task Force 25#8		kN	1,8
	Comprimento Bobina*		l/m ²		2
	Largura Bobina*		m		100
			m		2,15 E 4,30
	Matéria Prima				100% Poliéster ou 100% Polipropileno
	Ponto de Fusão				100% Poliéster - 260°C/100% Polipropileno - 165°C

Fonte: Adaptado Ober S.A. Indústria e Comércio (2017)

A Figura 12 apresenta o geossintético, geotêxtil não-tecido GEOFORT GF 10/200 com 200 g/m² e resistência à tração nominal de 10 kN/m.

Figura 12: Geotêxtil não tecido GEOFORT GF 10/200



3.1.4.2 Geogrelha (GGR)

Para a pesquisa empregou-se a geogrelha do tipo StrataGrid (SG350) fabricada pela GeoSoluções Eng. Geotécnica Ltda, com alto peso molecular e fios de poliéster de alta tenacidade, sendo formada por uma malha com abertura quadra de dimensão estável de 25 x 25 mm, tal abertura garante a resistência à tração mobilizada sem deformação excessiva e promove o imbricamento com o solo envolvente.

A Tabela 3 apresenta as principais características do material segundo o catálogo do fabricante.

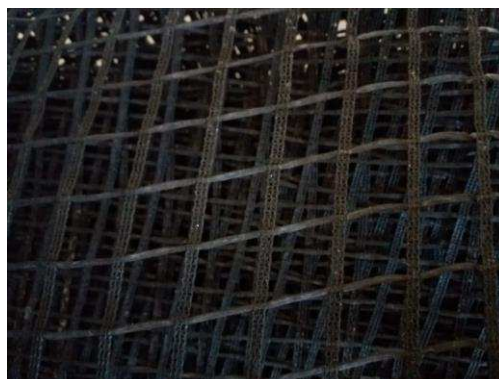
Tabela 3: Especificações técnicas da Geogrelha SG350

Especificações Técnicas		SG350	
Propriedade Mecânica			
Resistência nominal, Tn	ASTM D 6637	(kN/m)	73
Características de Projeto de Qualidade			
Fator de redução para fluência (120 anos), FR _{cr}	ASTM D 5262 / ASTM D 6992	---	1,55
Fator de redução para danos de instalação (areia, silte e argila) F _{rid}	ASTM D 5818	---	1,10
Peso molecular / Grupos carboxílicos finais (CFG)	ASTM D 4603 / ASTM D 7409	(mmol/kg) (g/mol)	>25.000/<30
Propriedades Geométricas			
Dimensão das bobinas	Largura x Comprimento	(m)	3,66 x 68,6
Área	---	(m ²)	251,0

Fonte: Adaptado GeoSoluções (2018)

A Figura 13 apresenta o geossintético, geogrelha (SG 350), sendo o material fabricado com rígido controle de qualidade, apresentando suas propriedades físicas, químicas e mecânicas de acordo com as normativas exigências.

Figura 13: Geogrelha (SG 350)



3.2 Métodos

Para que os objetivos sugeridos por essa pesquisa fossem alcançados foram adotadas metodologias e informações contidas na literatura. Os métodos de ensaios utilizados foram baseados em normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e Norma Francesa (NF).

O trabalho contemplou ensaios de caracterização física, química e mineralógica do solo e ensaios para verificação da resistência mecânica.

3.2.1 Ensaios de caracterização do solo

Para a pesquisa foram realizados ensaios de caracterização física denominados de distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos, massa específica real dos grãos, limites de consistência, ensaio de compactação e ensaio de curva característica. Os experimentos aconteceram no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Unidade Acadêmica de Engenharia Civil (UAEC) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

O estudo contemplou ainda ensaios de análise química e mineralógica (fluorescência de raios X (EDX), difração de raios X (DRX), pH e azul de metileno), os quais foram realizados no Laboratório de Engenharia de Materiais do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMA) da UFCG.

A Tabela 4 apresenta os ensaios de caracterização física e mineralógica empregados nesta pesquisa, indicando as respectivas normas utilizadas para cada ensaio.

Tabela 4: Ensaios realizados para caracterização do solo pesquisado

ENSAIO	NORMAS
Análise granulométrica	ABNT-NBR 7181/1984
Determinação da massa específica	ABNT-NBR 6508/1984
Determinação do limite de liquidez	ABNT-NBR 6459/1984
Determinação do limite de plasticidade	ABNT-NBR 7180/1984
Fluorescência de Raios X-EDX	-
Difração de Raios X- DRX	-
Azul de Metileno	NF P 18-592

3.2.1.1 Distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos

Para caracterização física do solo foi realizado ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação, normatizado pela da ABNT- NBR 7181- solo-Análise granulométrica. Para este procedimento o material foi misturado e quarteado sendo posteriormente submetido ao peneiramento em uma série-padrão de peneiras, com aberturas de malhas sequenciadas. A partir dos resultados dos ensaios mencionados foi possível a construção da curva de distribuição granulométrica, imprescindível para estabelecer a classificação do solo.

Estudos realizados por Camapum de Carvalho *et al.* (1996) demonstram que a realização de ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante em solos tropicais proporciona diferenças de valores muitas vezes substanciais. Desta forma, quando se realiza o ensaio de granulometria com o uso de defloculante pode-se não obter a granulometria real do solo.

Baseado nesta orientação optou-se pela realização de duas análises granulométricas para amostra do solo ensaiado: uma com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outra apenas com água destilada, visando uma análise mais precisa da variabilidade das partículas sedimentares.

3.2.1.2 Fluorescência de Raios X (EDX)

As amostras de solo foram passadas em peneira N° 200 (abertura de 0,074mm) e submetidas à análise química por fluorescência de raio-X, sendo empregado o equipamento EDX 720 da Shimadzu (Figura 14). A técnica foi não destrutiva permitindo uma análise qualitativa da amostra, identificando as proporções em que cada elemento se encontrava presente no solo pesquisado.

A técnica utilizada para determinação da composição química do solo fundamentou-se na ionização interna dos átomos a partir da absorção de raios X, tal análise permitiu verificar quais os óxidos presentes no solo pesquisado como SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, CaO, MgO, K₂O, TiO₂, entre outros.

Figura 14: Equipamento EDX 720 da Shimadzu utilizado na pesquisa.



3.2.1.3 Difração de Raios X (DRX)

A composição mineralógica do material solo foi determinada mediante a técnica de Difração de Raios X utilizando equipamento Shimadzu XDR-600 a fim de determinar os principais materiais cristalinos (quartzo, caulinita ou clorita) que compõem o solo da pesquisa.

A caracterização da amostra de solo foi determinada a partir da comparação de seu difratograma com padrões de referência encontrados em bancos de dados de DRX.

Para realização do ensaio separou-se uma amostra do solo passado na peneira N°200 (abertura de 0,074 mm), inserido tal material no equipamento de DRX (Figura 15), utilizando radiação $\text{CuK}\alpha$, tensão de 40kV, corrente de 30mA, varredura de $2^\circ < 2\theta < 30^\circ$ e $\lambda = 1,54\text{\AA}$.

Figura 15: Equipamento Shimadzu XDR-6000 utilizados na pesquisa.



3.2.1.4 Ensaio de Adsorção Azul de Metileno

A capacidade de troca catiônica dos argilominerais foi avaliada pelo ensaio de adsorção de azul metileno a partir da inserção de doses sucessivas de solução de azul metileno

na amostra de solo agitada com água destilada, conforme prescrição da Norma Francesa-NF P 18-592.

Para realização do ensaio passou-se o solo na peneira N°325 (abertura 0,044mm) até obter uma quantia de 5 gramas. Posteriormente a amostra foi colocada em um Becker onde foi misturado com 300 ml de água destilada, sendo a mistura agitada. Após esta etapa realizou-se a inserção gota a gota solução de 0,01N de Na_2CO_3 até atingir um valor de pH de aproximadamente 9, procedendo ainda com a agitação da mistura por mais 5 minutos. O procedimento seguiu com a adição de 0,01N de HCl no intuito de baixar o pH da suspensão até 3,5; neste pH supõe-se que todo o azul de metileno esteja na forma monomolecular oferecendo melhores resultados.

Na solução padrão preparada era adicionado de 1,0 em 1,0 ml a substância azul de metileno, sendo sempre agitado por 2 minutos e com uma bagueta de vidro, pingava-se uma gota da suspensão em papel de filtro Whatman n°50. Tal procedimento seguiu até que uma coloração azul aparecesse ao redor do círculo formado pelas partículas de solo. Na presença do anel azulado, agitou-se a mistura por cerca de 2 minutos e pingou uma nova gota ao papel filtro. Para a situação do anel azulado persistir, considerou-se o ponto da viragem; quando desaparecia o anel azulado, adicionava-se mais 0,5 ml de solução de azul de metileno, sendo agitado por mais 2 minutos, pingando após uma nova gota no papel filtro. O processo continuou até que o anel azulado não mais desapareceu.

A Figura 16 apresenta o equipamento utilizado para realização do ensaio azul de metileno.

Figura 16: Equipamento utilizado para realização do ensaio de azul de metileno



3.2.1.5 Ensaio de pH

Para determinação do pH foram utilizadas, para cada amostra, 10 g de solo passadas na peneira nº325 (abertura 0,044mm). Para tanto, procedeu-se o ensaio com a diluição em dois líquidos extratores água destilada (1,0 :1,0) e KCL 1N (1,0 :1,0), cada amostra foi depositada em um recipiente e agitada com um bastão de vidro por 5 minutos, em seguida a solução ficou em repouso por uma hora e posteriormente realizou-se a leitura por meio do phmetro PG 1800 (Figura 17).

Figura 17: Realização do ensaio de pH do solo.



3.2.2 Ensaio de Compactação Proctor

Para a pesquisa foi realizado o ensaio de compactação dinâmica original (Proctor Standard) padronizado pela norma ABNT (1986) – NBR 7182, considerando as três energias (normal, intermediária e modificada). O ensaio consistiu em compactar as amostras de solo com porcentagens crescentes de umidade. Para tanto, utilizou-se um molde cilíndrico padrão, onde foi inserido cinco camadas de solo (cada uma ocupando 1/5 da altura do cilindro), as quais recebiam o número de golpes do soquete correspondente a energia empregada (Tabela 5).

Tabela 5: Características das energias de compactação

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

Fonte: Adaptado da ABNT (1986) – NBR 7182

3.2.3 Ensaios de Curva Característica

O ensaio de curva característica adotado nesta pesquisa seguiu as metodologias apresentadas por Marinho (1995) e Guedes (2013) utilizando a técnica do papel filtro, com medidas de sucção mátrica por meio do papel Whatman n° 42.

Marinho (1995) recomenda a utilização do papel filtro diretamente da caixa, sem seguir a prescrição da ASTM D 5298 (2003) de que o papel deve ser previamente seco em estufa por 16 horas, uma vez que o procedimento pode alterar as características de absorção do papel Whatman n° 42.

Para esse trabalho a metodologia do ensaio seguiu os seguintes passos:

- os corpos de prova foram moldados na prensa Marshall na energia normal, para tanto verificou-se a umidade higroscópica presente no solo e em seguida acrescentou-se um teor de água ideal para se obter a umidade ótima, definida no ensaio de compactação Proctor normal;
- após a modelagem, com auxílio de uma prensa, foram cravados aos CPs gabaritos de latão (anéis) com dimensões de 2 cm de altura e diâmetro de 7 cm, no intuito de garantir a integridade da amostra e facilitar o processo de pesagem. Para tanto as amostra foram talhadas no formato dos anéis formando assim os moldes do ensaio (Figura 18), determinando-se ainda o peso bruto úmido (anel + solo úmido) de cada CP.

Figura 18: Modelagem das amostras para ensaio de curva característica.



- as amostras foram submetidas ao processo de aspersão de água ou secagem ao ar livre até se obter, aproximadamente, corpos de prova nas umidades definidas (Hót – 9 %, Hót – 6 %, Hót – 3%, Hót, Hót + 3%, Hót + 6%, Hót + 9%). A garantia da umidade adotado no procedimento baseou-se na conferência do peso bruto úmido (anel + solo úmido) de cada CP;
- os corpos de prova moldados receberam o Papel Filtro (Whatman N° 42), o qual era inserido na face superior com o auxílio de uma pinça para evitar a contaminação. Em seguida o conjunto era envolvido com duas camadas de filme de PVC e uma camada de papel alumínio no intuito de se evitar a perda de umidade. Cada CP era etiquetado, permanecendo por sete dias em repouso no interior de uma caixa térmica;
- completado esse tempo de equilíbrio, os papéis filtro foram pesados numa balança de precisão de 1.10^{-4} gramas, na sequencia estes foram colocados em capsulas e levados para estufa, onde permaneceram por 24 horas, sendo então novamente pesados, obtendo assim a umidade (Figura 19);

Figura 19: Pesagem do Papel Filtro usado no ensaio de curva característica.



- a partir da umidade do Papel Filtro e das curvas de calibração foi possível obter a sucção a partir das Equações 1 (para umidades do papel filtro maiores que 47%) e 2 (para umidades do papel filtro menores ou iguais a 47%) propostas por Chandler *et al.* (1992) *apud* Marinho (1995).

$$\text{Sucção (kPa)} = 10 \times (6,05 - 2,48 \log w) \quad (\text{Equação 1})$$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10 \times (4,84 - 0,0622 \log w) \quad (\text{Equação 2})$$

Sendo:

w = umidade do papel filtro.

3.2.4 Ensaio de resistência à compressão simples

O ensaio de resistência à compressão simples foi utilizado nesta pesquisa visando analisar o efeito da estabilização química no solo. Baseando-se na pesquisa realizada por Loch (2013).

A princípio foi utilizado o solo puro com o objetivo de comparar os valores de resistência quando misturado ao cimento Portland e a cal, sendo moldados três corpos de prova para cada condição avaliada. Deste modo, os valores obtidos nesse ensaio, com solo puro, serviram de referência para mostrar a evolução da resistência ao se adicionar percentagens de aditivos em relação ao peso seco de solo.

Para o ensaio de resistência à compressão simples foi utilizada uma prensa automática da SHIMADZU AG-IS, com célula de 100 kN (Figura 20). A velocidade de deformação deste ensaio foi de 1,30 mm por minuto, permitindo o traçado simultâneo da curva de resistência conforme execução do ensaio. Os corpos de prova cilíndricos moldados na compactação mecânica apresentaram dimensões de 100 mm de diâmetro e 130 mm de altura, compactados nas condições de energia do Proctor normal.

Figura 20: Prensa automática utilizada no ensaio de resistência à compressão simples.



A resistência à compressão simples, expressa em MPa, foi calculada segundo a Equação 3.

$$RCS = \frac{C}{A} \times 0,1 \text{ (MPa)} \quad \text{(Equação 3)}$$

Onde:

RCS: Resistência à compressão simples, em MPa;

C: Carga de ruptura, em kN;

A: Área da seção transversal do corpo de prova.

3.2.5 Realização dos ensaios de compressão triaxial

O ensaio de resistência ao cisalhamento do solo foi realizado nas dependências do Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da UFCG. O ensaio de compressão triaxial objetivou determinar a deformabilidade e a relação tensão-deformação das amostras, tornando possível avaliar os ganhos de resistência e de rigidez de um solo puro em comparação ao solo melhorado.

A moldagem do corpo de prova foi realizada na umidade ótima e com energia do Proctor normal. A partir dos resultados obtidos no ensaio de compressão simples, optou-se para essa fase da pesquisa a modelagem do corpo de prova estabilizado com o componente

químico que oferecesse maior ganho de resistência ao solo. Na intenção de ponderar a interferência da estabilização química e da inserção de materiais de reforço, na resistência ao cisalhamento do solo pesquisado, foram moldados três corpos de prova para cada uma das seguintes condições:

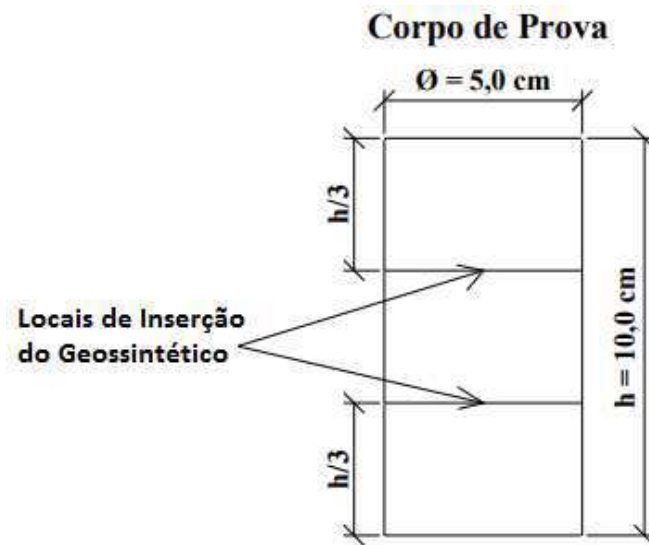
- solo natural;
- solo estabilizado quimicamente;
- solo com inserção de geotêxtil não tecido;
- solo com inserção de geogrelha.

As amostras de solo reforçado com geogrelha foram moldadas com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, uma vez que a abertura da malha do reforço inviabilizava a execução de corpos de prova menores. Os resultados dessas amostras foram comparados aos da amostra de solo puro com as mesmas dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, e o mesmo processo de compactação (dinâmica). As demais condições de amostras, solo estabilizado quimicamente e com inserção de geotêxtil não tecido, foram moldadas por CP's de 50mm de diâmetro por 100 mm de altura e comparadas a amostra referência (solo puro – 50 x 100 mm), sendo estas amostras moldadas pelo processo de compactação estática.

De acordo com Sieira (2003) o número de camadas e a disposição do reforço pode influenciar nos valores de resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço, uma vez que o geossintético posicionado nas extremidades do corpo de prova acaba não sendo solicitado à tração durante o ensaio triaxial e não contribui de forma significativa para o aumento de resistência.

Baseado nesta orientação optou-se por realizar a inserção do reforço em duas camadas situadas a 1/3 das extremidades do corpo de prova. A Figura 21 apresenta o caso de inserção do geotêxtil não-tecido, nesta situação o geossintético intercepta os planos potenciais de ruptura e ocasiona um aumento na tensão cisalhante.

Figura 21: Local de inserção do geotêxtil não-tecido.



No ensaio triaxial executado do tipo (UU), não adensado e não drenado, os corpos de prova, que se encontravam na condição parcialmente saturados, foram levados a ruptura por meio do incremento da diferença das tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) mediante o deslocamento do pistão acoplado a câmara do equipamento triaxial a uma velocidade constante ao longo do tempo. Para o ensaio foi utilizado um sistema de aquisição de dados digital, permitindo o acompanhamento em tempo real do carregamento aplicado, dos deslocamentos e da pressão na água.

Para a realização dos ensaios triaxiais foi considerada uma deformação axial da ordem de 15% e uma velocidade máxima de 1mm/min, sendo esta compatível com a prensa utilizada. As tensões confinantes adotadas foram de 100, 200 e 400 kPa. É importante ressaltar que a montagem do corpo de prova na câmara triaxial era sempre monitorada, garantindo a precisão das leituras do ensaio. No procedimento uma pedra porosa foi colocada na base da câmara triaxial, seguida pelo papel filtro e posteriormente pelo corpo de prova, repetindo o mesmo procedimento na parte superior conforme a Figura 22.

Figura 22: Colocação do corpo de prova sob a base da câmara triaxial



O controle de qualidade das membranas de látex impermeável também foi monitorado quanto ao possível aparecimento de furos e a fixação com elásticos de borras, tais medidas evitavam o aparecimento de qualquer caminho preferencial de água para o interior do corpo de prova (Figura 23).

Figura 23: Corpo de prova protegido por membrana de látex



A partir da aquisição dos dados, do ensaio de compressão triaxial, foi possível obter os Gráficos das diferenças de tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função das deformações axiais ($\epsilon\%$), permitindo ainda determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento a partir das envoltórias dos círculos relativos ao estado de ruptura para cada amostra ensaiada.

CAPÍTULO 4

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios obtidos na fase experimental da pesquisa. Primeiramente são apresentados os resultados de caracterização física do solo: distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos, massa específica real, limites de Atterberg, sendo discutidos ainda os resultados das curvas de compactação e curvas características. Na sequência são analisados os ensaios de caracterização química e mineralógica tais como: fluorescência de raios-x, difração de raios-x, pH e azul de metileno. Posteriormente são demonstradas as análises referentes aos ensaios de resistência mecânica: resistência à compressão simples e resistência a compressão triaxial.

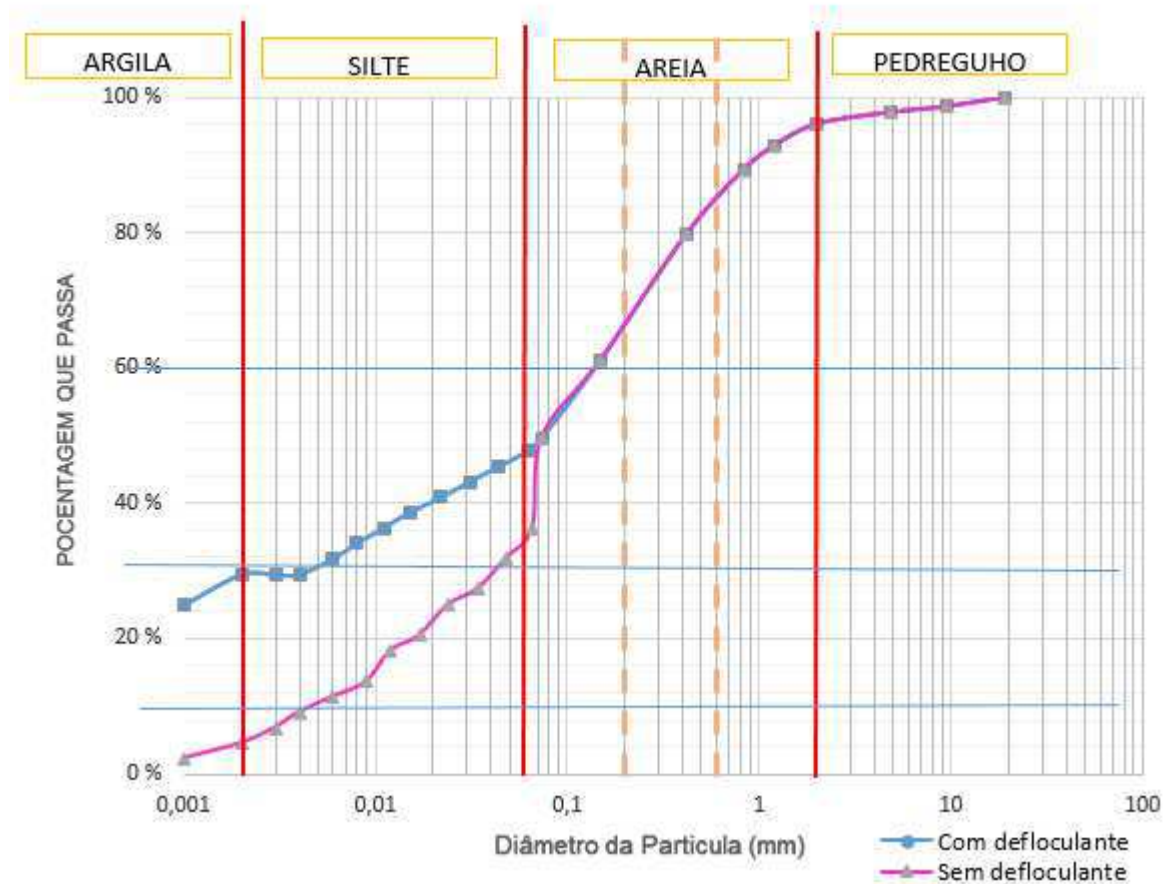
4.1 Ensaio de Caracterização Física

Os ensaios de caracterização física (distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos, massa específica real dos grãos, limites de consistência, ensaio de compactação e ensaio de curva característica) foram importantes para identificar não só a natureza do solo mas também parâmetros importantes para compreender o comportamento real do solo pesquisado.

4.1.1 Distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos

A Figura 24 apresenta a curva de distribuição dos tamanhos das partículas do solo pesquisado com a etapa de sedimentação realizada com e sem defloculante.

Figura 24: Curva granulométrica do solo



ABNT (mm)	Argila < 0,002	Silte 0,002 - 0,06	Areia Fina 0,06 - 0,2	Areia Média 0,2 - 0,6	Areia Grossa 0,6 - 2,0	Pedregulho 2,0 - 60
--------------	-------------------	-----------------------	--------------------------	--------------------------	---------------------------	------------------------

A curva de tamanhos de grãos, com defloculante (Figura 24), apresentou predominância da fração de areia, 48,31%, em detrimento das frações finas, silte 18,19% e argila 29,55%.

A adição do defloculante hexametáfosfato de sódio ocasionou aumento na porcentagem de argila da distribuição granulométrica, sendo uma diferença de aproximadamente 25% quando relacionados os tamanhos das partículas sem e com defloculante, isto devido à desagregação que ocorreu no solo com a adição do defloculante. As partículas de argila presentes no ensaio sem defloculante encontraram-se agregadas formando grãos de silte. Portanto, a curva composta da sedimentação sem defloculante é a que melhor representa o comportamento real do solo natural e o ensaio de granulometria com defloculante pode ajudar a revelar o grau de agregação do solo.

O solo ensaiado apresenta os valores correspondentes ao Coeficiente de Uniformidade (Cu) de 6,73 e o Coeficiente de Curvatura (Cc) de 1,83, para a situação mais real, sem defloculante.

De acordo com Pinto (2006) o coeficiente de uniformidade remete-se a inclinação da curva, sendo que para $Cu < 5$ o solo é definido como uniforme, $5 < Cu < 15$ corresponde a um solo medianamente uniforme e $Cu > 15$ solo não uniforme. Referente ao coeficiente de curvatura, esse permite identificar eventuais descontinuidades ou ainda concentração elevada de grãos mais grossos, neste sentido caracteriza-se como solo bem graduado valores de Cc entre 1 e 3. Portanto, a partir dos parâmetros definidos na curva granulométrica o solo analisado é considerado medianamente uniforme e bem graduado.

Os solos bem graduados apresentam uma faixa de diâmetro de grãos mais diversificada que os mal graduados. A vantagem dessa característica é que as partículas menores ocupam os vazios entre as partículas maiores proporcionando um maior entrosamento entre os grãos, este fato resulta no aumento da resistência do solo, em melhores condição de compactado e menor compressibilidade.

4.1.2 Determinação do peso específico dos grãos do solo

A Tabela 6 apresenta os valores de massa específica do solo e os índices de consistência.

Tabela 6: Limites de Atterberg e massa específica real do solo

Massa Específica (g/cm³)	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)
2,77	36	24	12

O valor médio da massa específica real dos grãos do solo foi de 2,77 g/cm³. Segundo Jacintho *et al.* (2012) dependendo do tipo de rocha e da intemperização que origina um solo, ou seja, de acordo com a mineralogia, o valor da massa específica real pode variar a depender do local. Regiões de clima tropical, geralmente, apresentam solos com massa específica real dos grãos próxima de 3,0 g/cm³, estando o valor para o solo ensaiado nesta pesquisa (2,77 g/cm³) em conformidade com a literatura.

Para caracterizar melhor o comportamento do solo ensaiado realizou-se além da análise da distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos, avaliações dos índices de consistência do material, onde observou-se que ao modificar a umidade da amostra ocorriam de forma gradual, mudanças de estado físico, sendo o Limite de Liquidez (LL) resultante de 36% e o Índice de Plasticidade (IP) 12%.

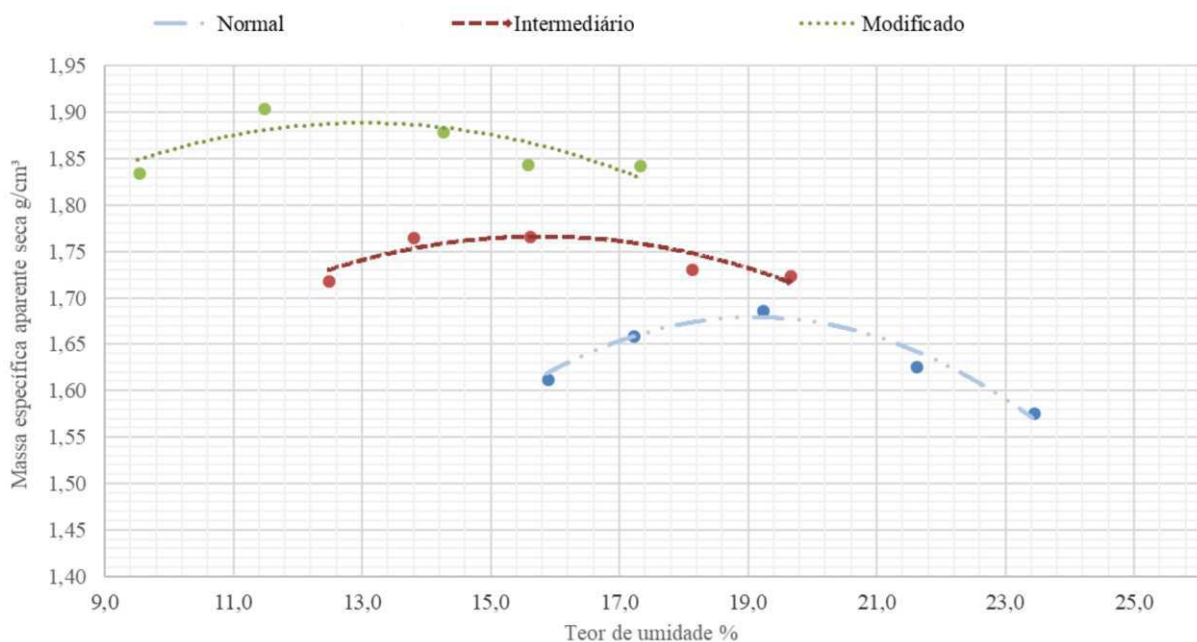
De acordo com Pinto (2006) solos brasileiros que apresentam resultados típicos de LL no intervalo entre 29 e 44% e IP entre 11 e 20%, são classificados como solo residuais de arenito (arenoso finos). O solo ensaiado foi caracterizado pela Highway Research Board (HRB) com medianamente plástico.

A partir dos resultados da análise granulométrica e dos limites de Atterberg foi possível realizar a classificação do solo. Esse foi classificado pela metodologia Highway Research Board (HRB) como material argiloso (A-6) e pelo método do Sistema Unificado de Classificação de solos (SUCS) como argila inorgânica de mediana plasticidade (CL) com baixa compressibilidade.

4.1.3 Curva de compactação

A Figura 25 apresenta a curva de compactação do solo ensaiado para as três energias.

Figura 25: Curva de compactação do solo



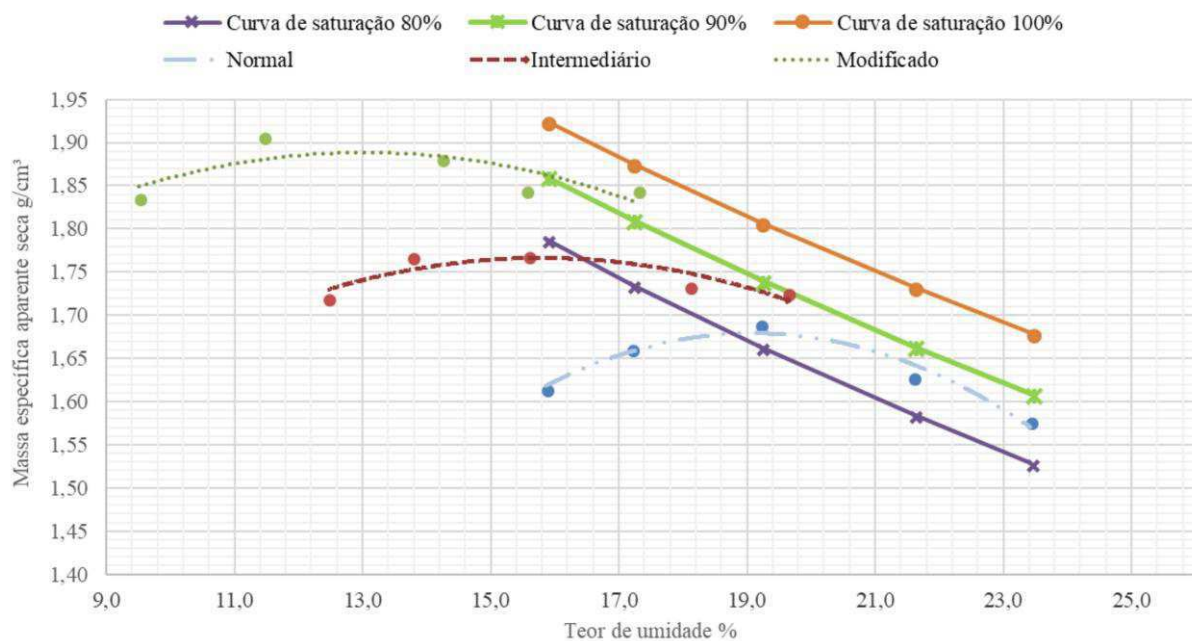
A Tabela 7 apresenta os parâmetros ótimos das curvas de compactação para cada energia. Nesta verifica-se que valores crescentes de energias ocasionam massa específica aparente seca maiores e teores de umidades ótimas menores.

Tabela 7: Parâmetros ótimos das curvas de compactação para cada energia

Energia	Massa Específica Aparente Seca (g/cm^3)	Umidade Ótima (%)
Normal	1,689	18,9
Intermediária	1,774	14,6
Modificada	1,913	12,3

A Figuras 26 apresenta as curvas de saturação do solo, as quais correspondem ao lugar geométrico dos valores de umidade ótima e massa específica aparente seca para o qual o solo encontra-se saturado.

Figura 26: Curvas de saturação do solo



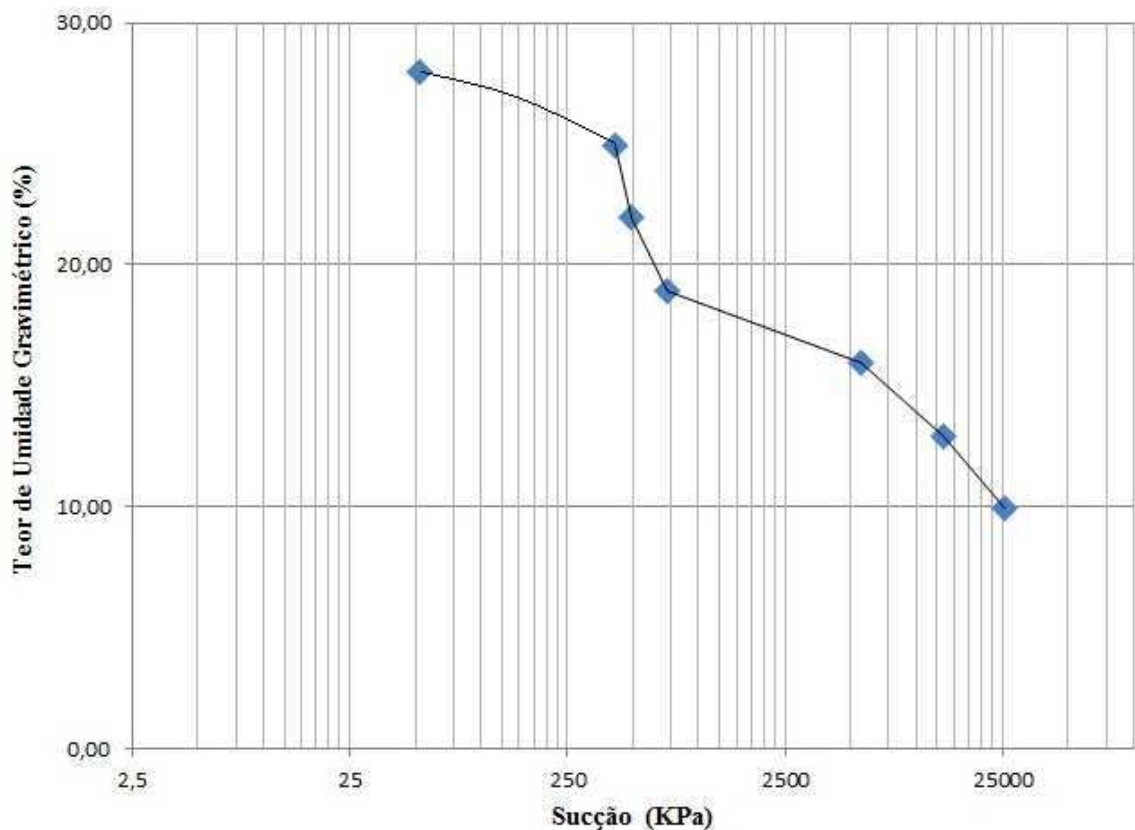
A curva de saturação é um limite superior para as curvas de compactação de solo, assim o gráfico apresentado para o solo ensaiado demonstra que os pontos ótimos das curvas de compactação situam-se em torno de 80% a 90% de saturação, ou seja, o solo encontra-se com 80% a 90% dos seus vazios preenchidos por água, tendendo a total expulsão do ar no interior do solo.

De acordo com Pinto (2006) a estrutura do solo compactado depende da energia atribuída e da umidade. Assim, em situação de baixa umidade, a atração face-aresta dos grãos de solo não é vencida pela energia aplicada apresentando o solo uma estrutura floclulada. Entretanto, para maiores umidades, aumenta a repulsão entre as partículas, sendo a compactação responsável pela orientação e posicionamento paralelo dos grãos, ou seja, acusando uma estrutura dispersa.

4.1.4 Curva característica

As curvas de retenção de água no solo foram obtidas por meio da determinação indireta da sucção pelo método do papel filtro, sendo o resultado calibrado conforme a equação proposta por Chandler *et al.* (1992). A Figura 27 apresenta a curva característica obtida pela relação da sucção

Figura 27: Curva característica-Umidade gravimétrica x Sucção Matricial



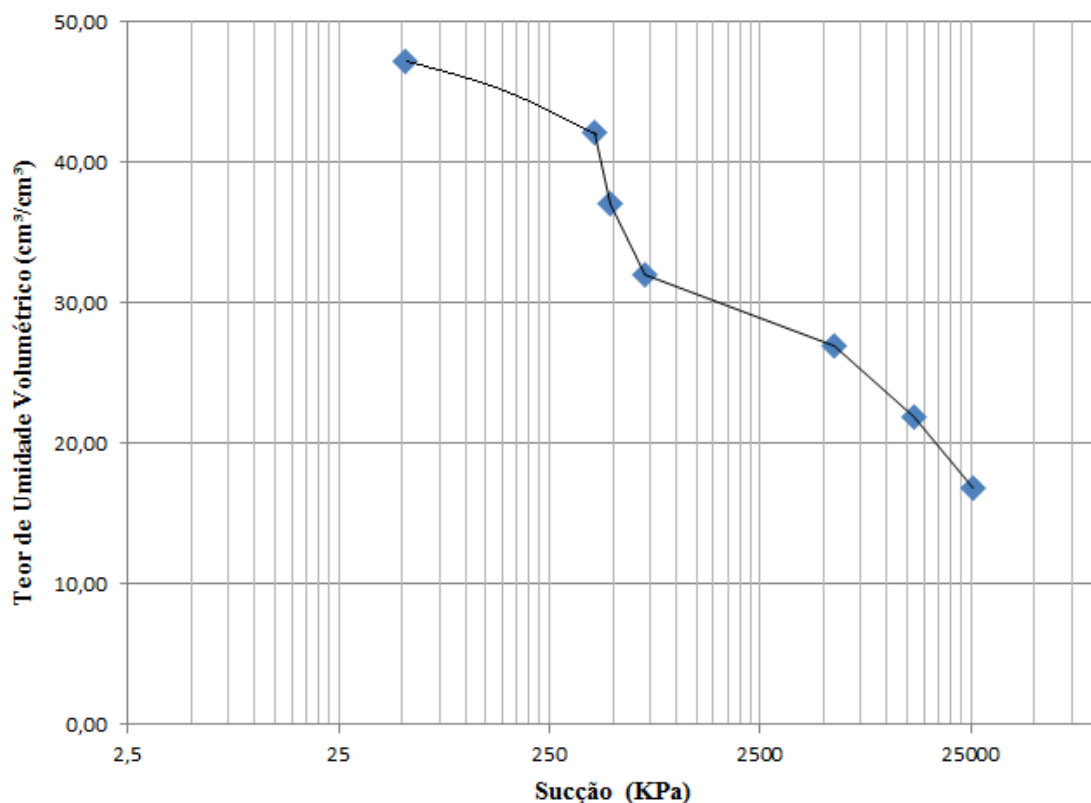
Segundo Almeida (2011), a determinação da curva característica é de fundamental importância para entender o comportamento do solo no que se refere à sua capacidade de

armazenar água quando submetido a diferentes valores de sucção. O solo ensaiado apresentou umidade gravimétrica residual de aproximadamente 10%.

De acordo com Lopes (2006) um dos principais fatores que modificam o comportamento mecânico dos solos não saturados é presença da sucção. A autora completa afirmando que a sucção aumenta a resistência do solo e que até para valores não elevados, esta pressão de água negativa nos poros, pode ser suficiente para estabilizar um talude natural. Os processos de instabilidade de encostas podem ser justificados pela diminuição da componente sucção devido, por exemplo, a saturação provocada pelas chuvas.

A Figura 28 apresenta a curva característica obtida pela relação da sucção matricial com a umidade volumétrica.

Figura 28: Curva característica-Umidade volumétrica x Sucção Matricial

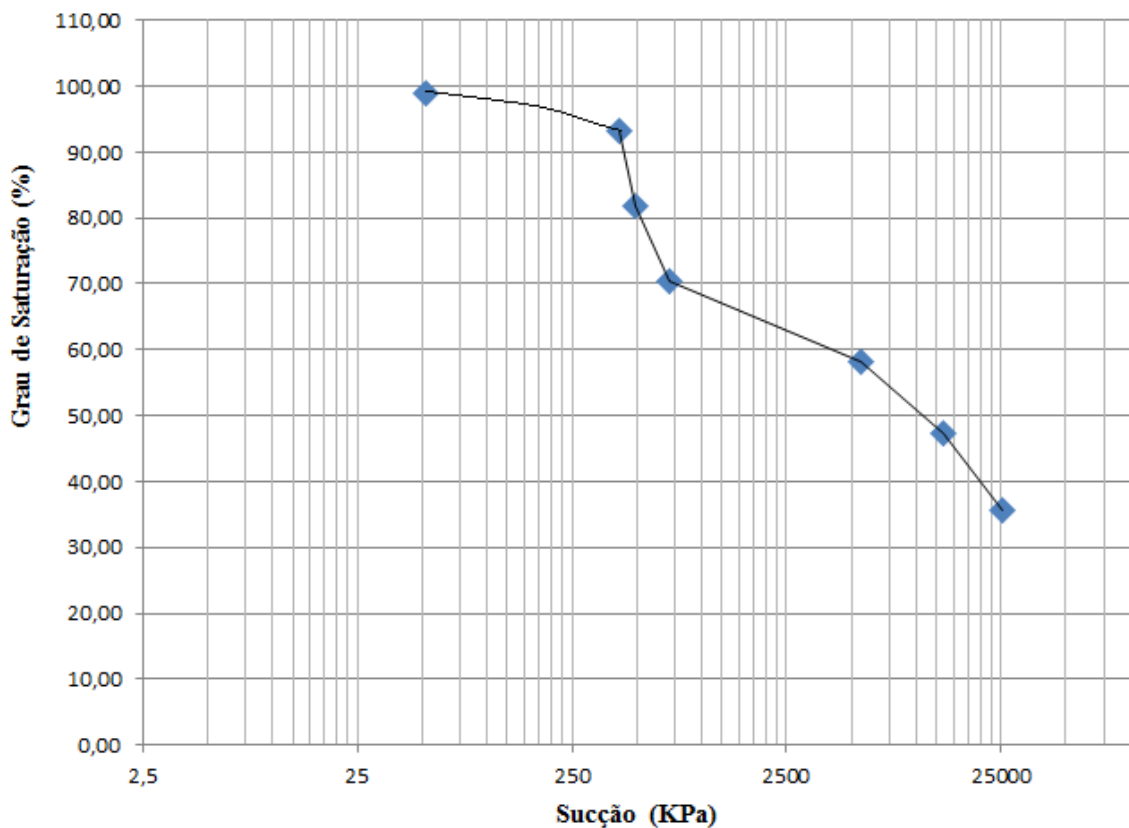


Os valores de sucção matricial do solo ensaiado nessa pesquisa variaram em cerca de 50 kPa a 25000 kPa, resultados próximos aos obtidos pelo método do papel filtro para o solo arenoso compactado estudado por Soto (2004). A curva característica obtida possui trechos distintos onde ora se observa grande variação de sucção com pequena variação de umidade e ora ocorre pequena variação de sucção com elevada variação de umidade, tal fato se deve ao

solo analisado ser bem graduado, podendo em certos pontos a fração fina existente reter uma maior quantidade de água com a sucção.

A Figura 29 apresenta a curva característica obtida pela relação da sucção matricial com o grau de saturação.

Figura 29: Curva característica-Grau de Saturação x Sucção Matricial



No Gráfico de sucção versus grau de saturação (Figura 29) verifica-se o valor de entrada de ar próximo a 410 kPa, este ponto identifica o valor de sucção no qual o ar começa a entrar no maior poro do solo, considerando que antes deste valor quase todos os poros do solo encontravam-se preenchidos por água. A curva característica apresenta o trecho da zona de saturação residual iniciando próximo ao grau de saturação equivalente a 60%. Observa-se nesse estágio que grandes aumentos de sucção conduzem a variações pequenas no teor de umidade.

O formato da curva de retenção de água se assemelha com as obtidas por Soto (2004), que apresentaram característica de curvas de solos arenosos, sendo observado a presença de patamar bem definido. Como as areias retêm água por capilaridade, a existência de faixas

uniformes de vazios que perdem água quando se adota uma determinada sucção promove esse patamar. A relação não gradual entre a sucção e a quantidade de água retida para os solos arenosos, deve-se ainda a presença de poros maiores e mais conectados, quando comparados aos solos argilosos.

A distribuição granulométrica do solo contribuiu para a relação sucção-umidade obtida para a amostra ensaiada. De acordo com Araujo (2017) a influência da granulometria na curva característica está associada a capacidade de armazenamento de água. O solo da presente pesquisa apresentou predominância da fração de areia em detrimento das frações finas, revelando um armazenamento menor da quantidade de água quando comparado ao solo estudado por Araujo (2017). O solo do autor apresentava domínio das frações finas em sua amostra e conseqüentemente uma maior retenção de água, sendo ainda a variação de umidade com a sucção mais suave.

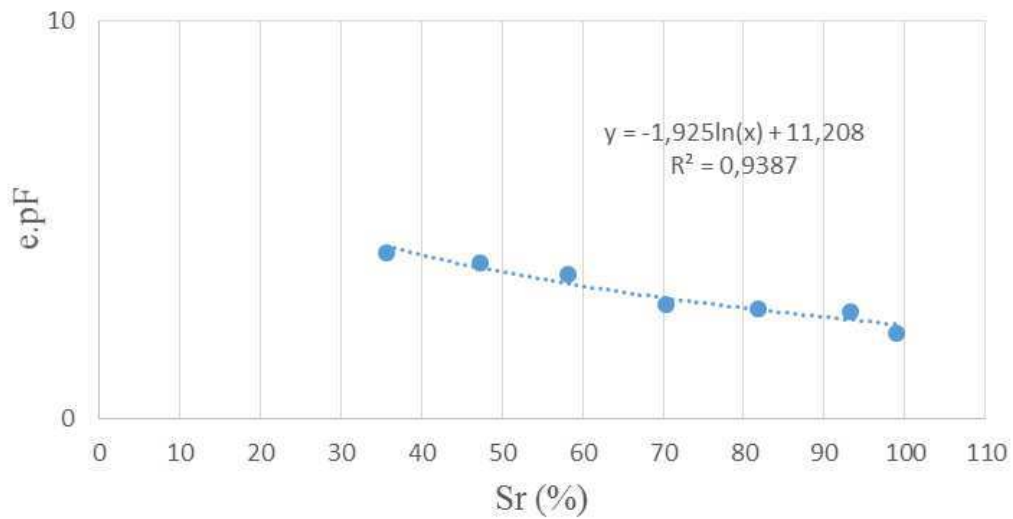
De acordo com Silva (2015) o percentual e a composição mineralógica da fração fina são fatores relevantes para a posição relativa, forma e inclinação da curva de retenção da água no solo. A variação iônica influencia na forma da curva característica, uma vez que a interação entre as partículas e as forças de ligação e de retenção de água proporcionaram perda brusca de umidade para determinados valores de sucção.

De acordo com Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) a curva característica pode ter seu formato modificado quando um solo é solicitado, provocando a redução do seu índice de vazios. Tal fato deve-se a sucção ser função da umidade e da porosidade, então mantida a umidade a sucção será modificada ao se alterar o índice de vazios do solo. No entanto, quando se tem um índice de vazios específico obtém-se uma curva característica única representativa do solo, desde que outros fatores como a distribuição dos poros não tragam interferência.

Neste sentido, multiplicando-se a sucção (pF) pelo índice de vazios (e) obtém-se a curva característica transformada, ou seja uma curva característica única, representativa de diferentes índices de vazios para a mesma distribuição de poros.

A Figura 30 apresenta a curva característica transformada obtida pela relações da sucção (pF) multiplicada pelo índice de vazios (e) e o grau de saturação.

Figura 30: Curva característica transformada



O modelo de transformação curva característica de retenção de água, sugerido por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), mostra-se de grande relevância, uma vez que a partir de uma única curva é possível determinar a sucção para diferentes índices de vazios, sem a necessidade de realizar medidas ou acompanhamentos mais complexos. A técnica torna-se útil na análise dos resultados de ensaios mecânicos dos solos não saturados, sem controle de sucção.

Por meio da correlação, e.pF versus Sr (%), observa-se que o coeficiente de determinação de ajuste estatístico R^2 foi satisfatório, sendo o valor obtido próximo de 100%. De modo geral é possível estimar que o comportamento das curvas características de retenção de água estava associado à condição física (presença ou não de macroporos), sendo afetadas ainda pela composição química e mineralógica do solo pesquisado.

A determinação do nível de sucção é importante para compreender o comportamento mecânico do solo tanto no estado natural como estabilizado quimicamente.

Os estabilizantes químicos podem contribuir para a diminuição dos índices de vazios influenciando nas forças de adsorção de água e conseqüentemente no potencial de sucção, afetando tanto a compressibilidade quanto a resistência ao cisalhamento dos solos.

4.2 Ensaio de Caracterização Química e Mineralógica

Os ensaios de caracterização química e mineralógica contribuíram para uma análise mais consistente do solo, sendo possível correlacionar os resultados obtidos com outras propriedades investigadas.

O ensaio para determinação do pH colaborou para análise comportamental do solo em estudo, pois indicou, respectivamente, o índice de acidez do solo. A análise da mineralogia do solo contribuiu significativamente para a classificação da amostra, pois possibilitou a discriminação dos minerais presentes. Os ensaios mineralógicos proporcionaram uma identificação mais concreta dos constituintes do solo, pois evidenciam o seu comportamento.

4.2.1 Fluorescência de Raios X (EDX)

A técnica utilizada para determinação da composição química do solo foi a fluorescência de raios X (EDX), tal análise permitiu verificar quais os óxidos presentes no solo pesquisado como SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, CaO, MgO, K₂O, TiO₂, entre outros. A Tabela 8 apresenta a composição de óxidos do solo estudado.

Tabela 8: Composição química do solo

Amostra de solo	PF (%)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	K ₂ O (%)	MgO (%)	TiO ₂ (%)	Outros (%)
	3,00	47,70	17,40	15,60	8,20	4,70	1,10	1,00	1,30

PF- Perda de Fogo

Os resultados do ensaio de EDX demonstram que o solo é constituído por sílica (47,70%), óxido de alumínio (17,40%), óxido de ferro (15,60%), óxido de cálcio (8,20%) e baixos teores de K₂O, MgO e TiO₂. O valor baixo de perda de fogo, 3%, indica que o solo possui pouca quantidade de matéria orgânica.

De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (2015) a mineralogia é o principal fator determinante do tamanho, da forma e das propriedades físicas e químicas das partículas de solo. Os autores destacam que a presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio influencia diretamente na estrutura e no comportamento hidromecânico de solos tropicais. Por

exemplo, os óxidos e hidróxidos de ferro geralmente colaboram para o aumento da plasticidade e agregação do solo.

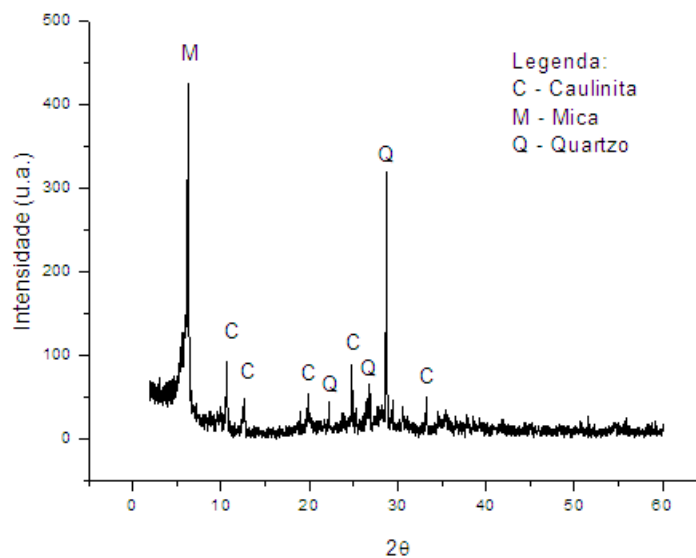
Segundo Jacintho *et al.* (2012) óxido e hidróxidos de ferro e alumínio são comumente encontrados, como minerais secundários, em solos que sofreram algum grau de intemperização. Os autores completam afirmando que apesar dos óxidos e hidróxidos de Ferro e Alumínio apresentarem elevadas superfícies específicas e pequenas dimensões os componentes são pouco plásticos e demonstram capacidade de troca catiônica desprezível. Portanto, a presença destes componentes podem ter contribuído para a classificação do solo pesquisado como medianamente plástico.

De acordo com Martínez (2003) a presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio provocam um efeito cimentante nas partículas dos solos, diminuindo os índices de vazios e conseqüentemente melhorando o comportamento de compressibilidade e de resistência ao cisalhamento.

4.2.2 Difração de Raios X (DRX)

A Figura 31 apresenta o difratograma de raio X acompanhado dos minerais constituintes da fração fina do solo estudado.

Figura 31: Difratograma de raio X do solo em estudo



A partir do ensaio DRX identificou-se a presença dos seguintes minerais no solo pesquisado: caulinita, mica e quartzo. Tais minerais são típicos de solos com comportamento laterítico. A presença do quartzo é explicada por este mineral ser de difícil intemperização. A quantidade mais discreta de caulinita corrobora para a baixa plasticidade do solo pesquisado.

Segundo Jacintho *et al.* (2012) a presença do mineral caulinita (silicato de alumínio hidratado) é indicio de um solo bem evoluído. Convém mencionar que as relações entre óxidos de ferro e caulinita influenciam no mecanismo de plasticidade e na distribuição dos poros que constituem o solo.

O solo ensaiado apresentou alta intensidade do mineral mica o que imprime comportamentos peculiares ao solo. De acordo com Fonseca *et al.* (2005) o teor de mica influencia na resistência ao cisalhamento de solos tropicais. Os autores completam afirmando que existe uma correlação entre o ângulo de atrito residual e a proporção de mica, tanto para o caso de amostras ensaiadas com argila quanto para o caso de misturas com areia, uma vez que quanto maior a porcentagem de mica, menor é o ângulo de atrito residual. Portanto, a presença dos minerais micáceos pode ter contribuir para a baixa capacidade de suporte dos solos.

4.2.3 PH do solo

A acidez do solo é motivada pela perda de bases (Na, K, Ca, Mg) arrastadas por águas de infiltração, podendo ser especificada em termos de potencial hidrogeniônico (pH), o qual apresenta influência na estabilidade dos solos, uma vez que intervém na capacidade de agregação das partículas.

De acordo com Jacitinho (2005) *apud* Silva (2015) a maioria dos solos podem indicar valores de pH entre 4,0 e 8,5, sendo classificados conforme descrição da Tabela 9.

Tabela 9: Classificação dos solos segundo o potencial hidrogeniônico

Classificação	Ácido	Moderadamente ácido	Praticamente neutro	Neutro	Alcalino
pH	pH < 5,5	5,5 < pH > 6,4	6,5 < pH > 6,9	pH = 7,0	pH > 7,1

Fonte: BIGARELLA *et al.* (1996) *apud* PESSOA (2004)

A Tabela 10 apresenta os valores do pH em água, pH em KCl e do Δ pH (Δ pH = pH KCl – pH H₂O) determinados para o solo pesquisado a partir do método potenciométrico. A mesma Tabela indica a capacidade de troca catiônica (CTC) do solo.

Tabela 10: pH em água, pH em KCl e capacidade de troca catiônica o solo em estudo

pH em água	pH em KCl	Δ pH	Temperatura da mistura em solução (°C)	CTC meq/100g de solo
7,41	5,89	-1,52	26,5	1,6

O pH do solo em água (7,41) foi classificado como alcalino. O pH do solo em Cloreto de Potássio (pHKCl) foi de 5,89 considerado moderadamente ácido. A variação do pH (Δ pH = pHKCl – pHH₂O) é negativa (-1,52) indicando a presença de argilas silicatadas e quantidade de alumínio trocável elevada, verificando ainda que não há predomínio de óxidos de ferro. Os fatos supracitados influenciam diretamente na estrutura e no comportamento do solo pesquisado, podendo contribuir para baixa capacidade de suporte.

O valor de Δ pH negativo designa a predominância de cargas negativas e a maior capacidade de reter cátions (por exemplo, cálcio, magnésio, potássio e sódio) do que ânions (por exemplo, sulfato, nitrato, fosfato e cloreto).

Mazzeo Grande (2003) ressalta que o valo de pH do solo pode comprometer a mistura de solo-cimento, uma vez que solos de classificação ácida podem apresentar dificuldades em se estabilizar com cimentos.

A capacidade de troca catiônica (CTC) expressa em miliequivalentes por 100 gramas ou 100 ml de material é definida como a capacidade de partículas sólidas trocarem íons positivamente carregados com uma solução presente no solo. A CTC depende do pH e da quantidade de cargas negativas presentes, caracterizando a capacidade de adsorção do mineral presente em um sólido por compostos inorgânico.

O ensaio Azul de Metileno revelou que a amostra pesquisada apresenta CTC de 1,6 meq/100g de solo indicando baixo índice de troca de cátions.

De acordo com Kiehl (1979) *apud* Jacintho (2005) a CTC está relacionada à percentagem de argila dos solos, uma vez que quanto maiores porcentagens da fração argila, maiores teores de minerais de argila e maiores CTC. A autora ainda confirma que solos

arenosos apresentam uma baixa CTC, visto que apresentam baixo teor de matéria orgânica, poucas cargas negativas e retém menos cátions. Logo, o valor determinado para a capacidade de troca catiônica do solo pesquisado está concatenado ao percentual elevado da fração de areia, 48,31%, em detrimento das frações finas.

Segundo Jacintho (2005) o baixo índice de troca de cátions pode ser influenciado pela presença de materiais cristalinos que apresentam pequena área de superfície específica. Quando analisada a CTC, juntamente com os resultados dos ensaios mineralógicos da presente pesquisa, verifica-se que a baixa capacidade de troca catiônica pode ser justificada pela presença da caulinita e do quartzo.

4.3 Ensaio Mecânicos

Os ensaios laboratoriais de resistência mecânica dos solos, ensaio de compressão simples e ensaio de compressão triaxial, constituíram uma etapa de relevância para a presente pesquisa.

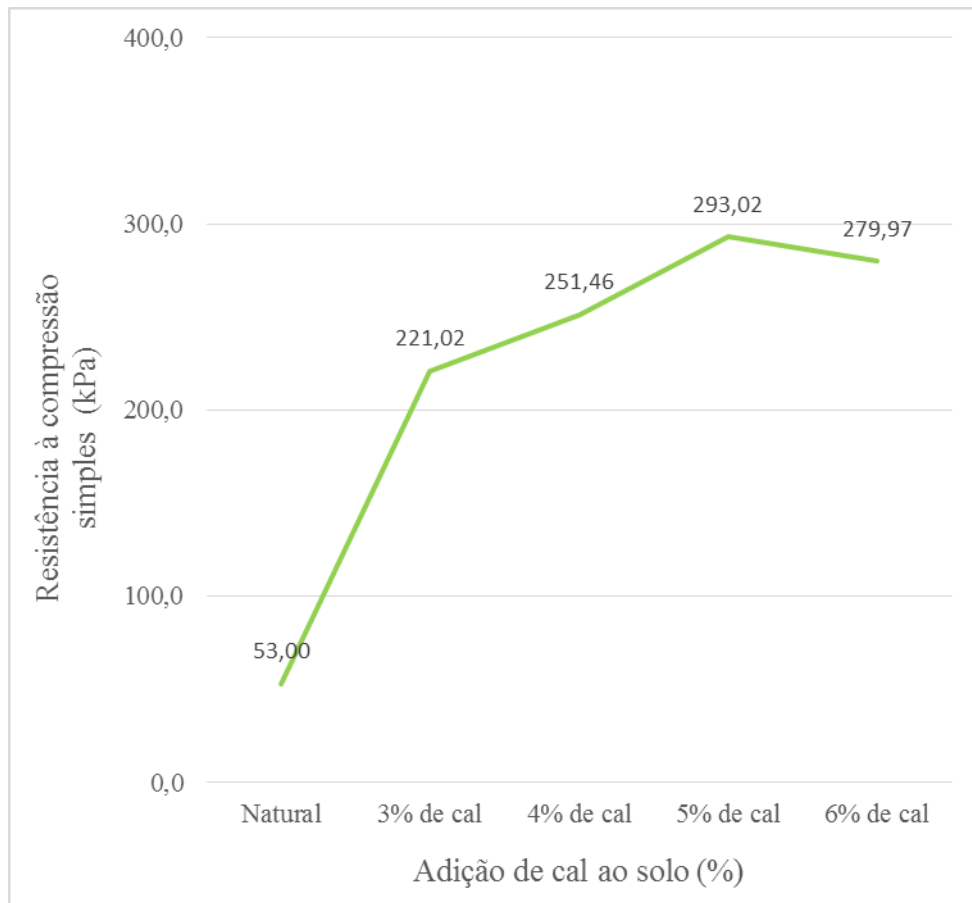
A caracterização do comportamento tensão-deformação do solo estudado, assim como a determinação dos parâmetros intrínsecos do solos, intercepto coesivo e ângulo de atrito, auxiliaram para uma compreensão mais racional do comportamento do solo quando submetido a diferentes níveis de tensões.

4.3.1 Ensaio de compressão simples

A pesquisa verificou a estabilização do solo com a adição de cal e cimento se concentrando na definição de teores ótimos para a mistura, tendo como parâmetro principal o ganho de resistência mecânica dada em termos de variação da resistência à compressão simples. Para tanto foram moldados corpos de prova para cada teor em estudo, com referência nos parâmetros de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima ($w_{\acute{o}t}$) obtidos nos ensaios de compactação para a energia Proctor normal para o solo puro.

A Figura 32 apresenta o Gráfico da variação de resistência à compressão simples do solo moldado com teores distintos de cal e permanecidos em cura por sete dias.

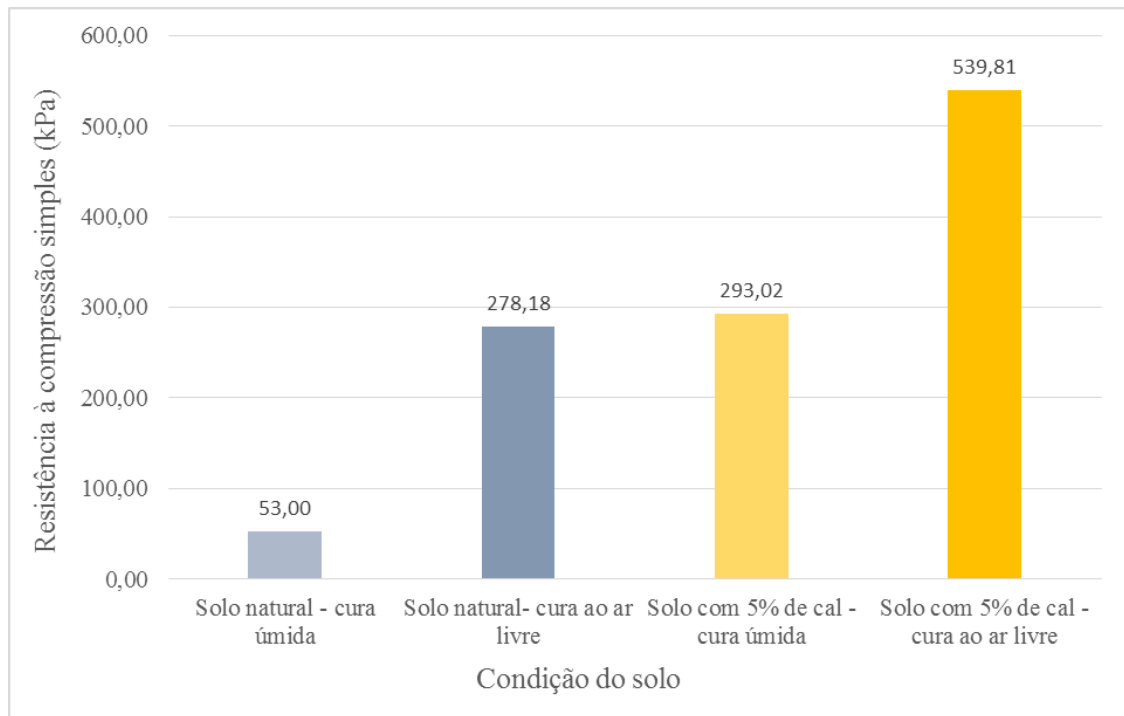
Figura 32: Gráfico da variação da resistência à compressão simples com teores de cal aos 7 dias



Verifica-se que a resistência à compressão simples aumenta com o acréscimo de cal inserida as amostras conservadas em cura úmida por 7 (sete) dias. Entretanto, observou-se para o teor de 6% um valor de resistência à compressão simples próximo ao obtido com a inserção de 5%, ou seja, para teor acima de 5% cal, o ganho de resistência torna-se estável. Logo, por questão econômica, o teor de cal ideal determinado pelo ganho de resistência foi de 5%, proporcionando uma melhora no comportamento mecânico do solo de 240 kPa.

A Figura 33 apresenta os resultados dos ensaios de compressão simples realizados para amostras com adição de 5% de cal submetida a cura ao ar livre por sete dias e cura úmida pelo mesmo período.

Figura 33: Gráfico de comparação da resistência à compressão simples com solo natural e com teor de 5% cal para cura úmida e ao ar livre

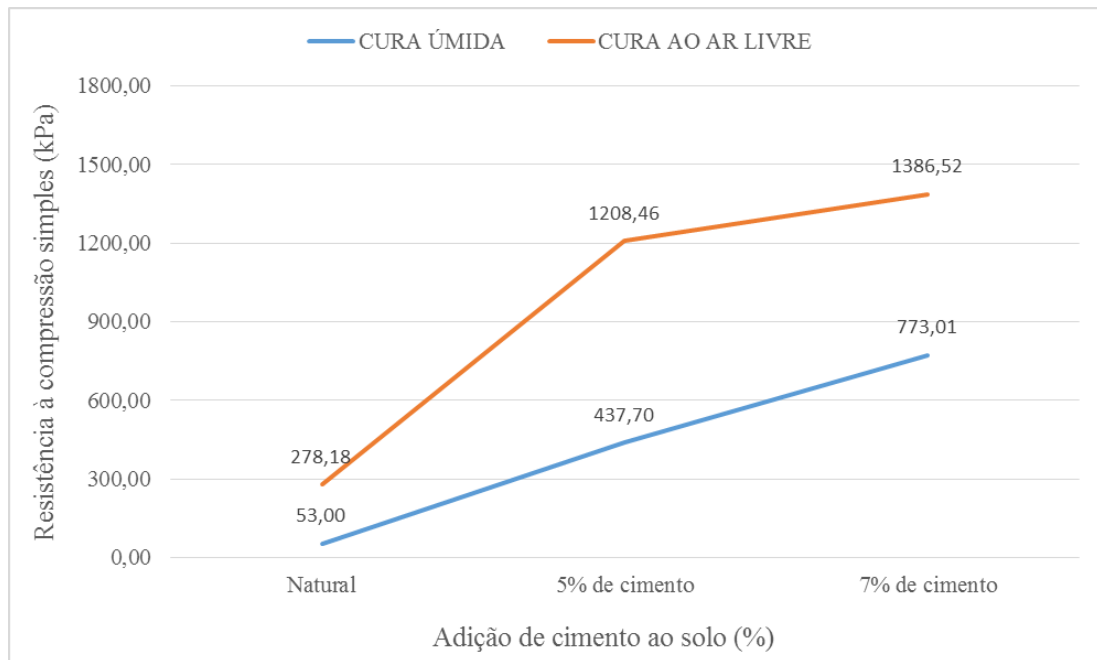


A análise comparativa dos resultados de resistência à compressão simples demonstra que o maior ganho de resistência ocorreu para o solo moldado com 5% de cal e cura ao ar livre. O acréscimo foi de 94,05% (261,63 kPa), quando confrontada com o solo puro na mesma condição de cura.

De acordo com Lovato (2004) a reação solo-cal pode ser influenciada por algumas características e propriedades do solo, que implicam em resultados não satisfatórios de ganho de resistência, sendo os principais fatores o pH do solo, a presença demasiada de sódio permutável, a mineralogia da fração argila, a presença de carbonos e ou/sulfato, as relações sílica/alumina e sílica/sesquióxidos e ainda o teor de matéria orgânica presente.

A Figura 34 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples obtidos para o solo estabilizado com cimento.

Figura 34: Gráfico de resistência à compressão simples para o solo ensaiado com variados teores de cimento e condição de cura



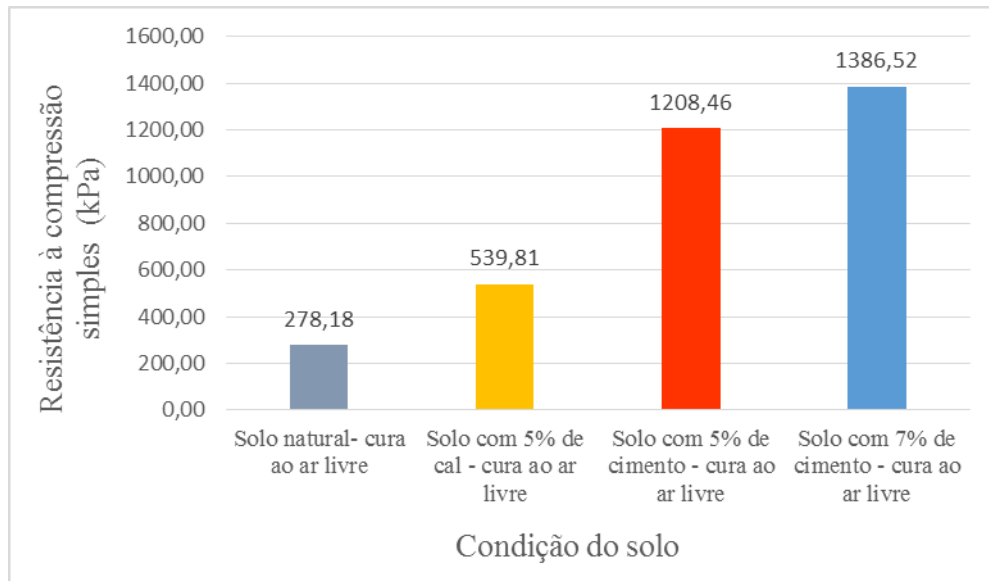
Para todos os teores de cimento estudados ocorreu um significativo ganho de resistência para a condição de cura ao ar livre, constatando-se para a amostra pura um acréscimo de 225,18 kPa, para a amostra com teor de 5% um ganho de 770,76 kPa e para a modificação com inserção de 7% de cimento o ganho foi de 613,51 kPa, em porcentagem um acréscimo de resistência de 79,37%.

Os resultados apresentados demonstram que ocorreu um aumento da resistência com o acréscimo de cimento a mistura. Para a condição de cura ao ar livre, a amostra com 5% de teor de cimento apresentou um ganho de resistência de 334,41% (930,28 kPa) quando comparada ao solo natural, sendo o aumento de resistência a compressão simples mais significativo (398,43%, ou seja, 1.108,34 kPa) para a amostra com teor de 7% de cimento.

Ao comparar os resultados, dos corpos de prova submetidos a cura ao ar livre com as condições de teores de 7% e 5% de cimento, verifica-se que o teor de 7% proporcionou um valor 14,73% maior de capacidade de suporte, ou seja 178,06 MPa.

A partir da Figura 35 é possível verificar os valores de resistência à compressão simples para a condição de estabilização do solo quando exposto por sete dias a cura ao ar livre.

Figura 35: Gráfico de comparação da resistência à compressão simples para o solo ensaiado



Para a estabilização com a cal o melhor teor empregado foi de 5% proporcionando um incremento de resistência de 261,63 kPa, em percentual um ganho de 94,05% comparado ao solo natural.

As maiores elevações de resistência mecânica foram observadas para a estabilização com cimento, mais especificamente para o teor de 7%, atingindo um valor de resistência à compressão simples de 1.386,52 kPa.

O emprego do teor de 7% de cimento permitiu uma maior união dos grãos de areia e das partículas de argila, tornando o esqueleto interno da mistura mais rígido fazendo ainda oposição à capacidade de absorção de água pela fração argilosa.

A necessidade de altas quantidades de cimento para estabilizar o solo em análise, está relacionada ao teor de umidade da mistura, a temperatura de cura e ainda ao teor de argila presente na distribuição granulométrica do solo.

Acerca do aumento de resistência à compressão simples observada para os solos estabilizados com cal e cimento quando comparados ao solo natural, é importante ressaltar o efeito da sucção nas amostras estabilizadas.

De acordo com Soares (2005) o comportamento de deformabilidade e de resistência dos solos não saturados pode ser influenciado pela retenção de água, composição granulométrica, composição mineralógica, estrutura do solo e efeito da temperatura. Os componentes químicos, cal e cimento, inseridos ao solo estudado contribuíram para a

diminuição dos índices de vazios e para diferença nas forças de adsorção de água, aumentando o potencial de sucção e conseqüentemente uma melhora no comportamento mecânico do solo.

Segundo Soares (2005) a umidade afeta sensivelmente a resistência mecânica do solo, uma vez que a sucção varia inversamente com o teor de umidade. Portanto, o efeito da sucção contribuiu para o ganho de resistência das amostras conservadas em cura ao ar livre.

4.3.2 Ensaio de compressão triaxial

Os ensaios triaxiais realizados na fase experimental da presente pesquisa objetivaram a obtenção dos parâmetros de resistência e deformabilidade para as amostras de solo puro, estabilizado com cimento e amostras reforçadas com geossintéticos.

Neste tópico serão apresentadas as análises comparativas dos gráficos das diferenças de tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função das deformações axiais (ε %) do solo puro com o solo estabilizado quimicamente e do solo puro com o solo após a inserção de elementos de reforço.

A partir dos critérios de ruptura de Mohr-Coulomb também será representado o comportamento do solo ensaiado realizando a envoltória dos círculos correspondente a condição de tensão de ruptura, considerando que não há ruptura enquanto o círculo de Mohr se encontrar no interior da envoltória.

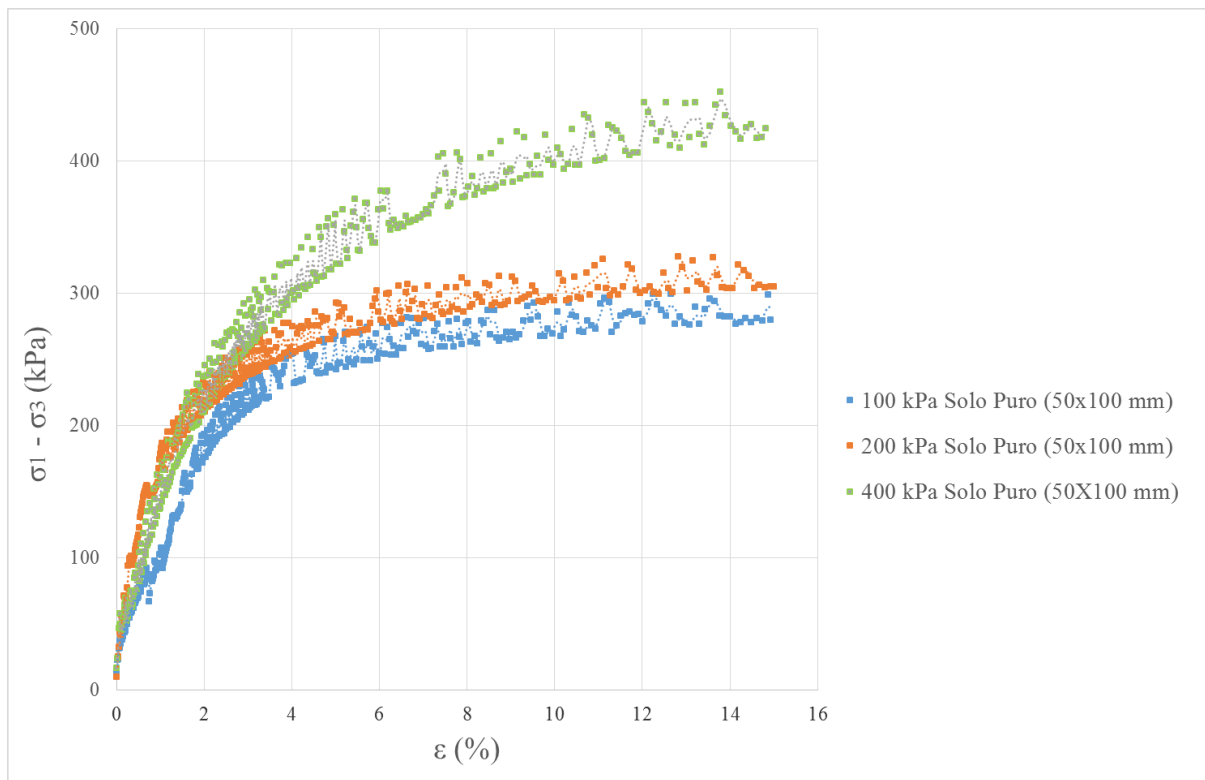
4.3.2.1 Ensaio de compressão triaxial para o solo natural

O ensaio de compressão triaxial foi realizado para amostras de solo puro com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura e com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. As amostras foram ensaiadas na umidade de moldagem (umidade ótima).

Além das diferenças nas dimensões dos corpos de prova, as amostras de solo puro (50x100 mm) foram moldados pelo procedimento de compactação estática, enquanto que as amostras de solo natural (100x200mm), por limitações do equipamento de compactação estático, foram moldadas sob compactação mecânica.

A Figura 36 apresenta os resultados gráficos das diferenças de tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função das deformações axiais (ϵ %) obtidas para os ensaios de amostras de solo puro com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

Figura 36: Gráfico tensão x deformação - solo puro (50 x 100 mm)

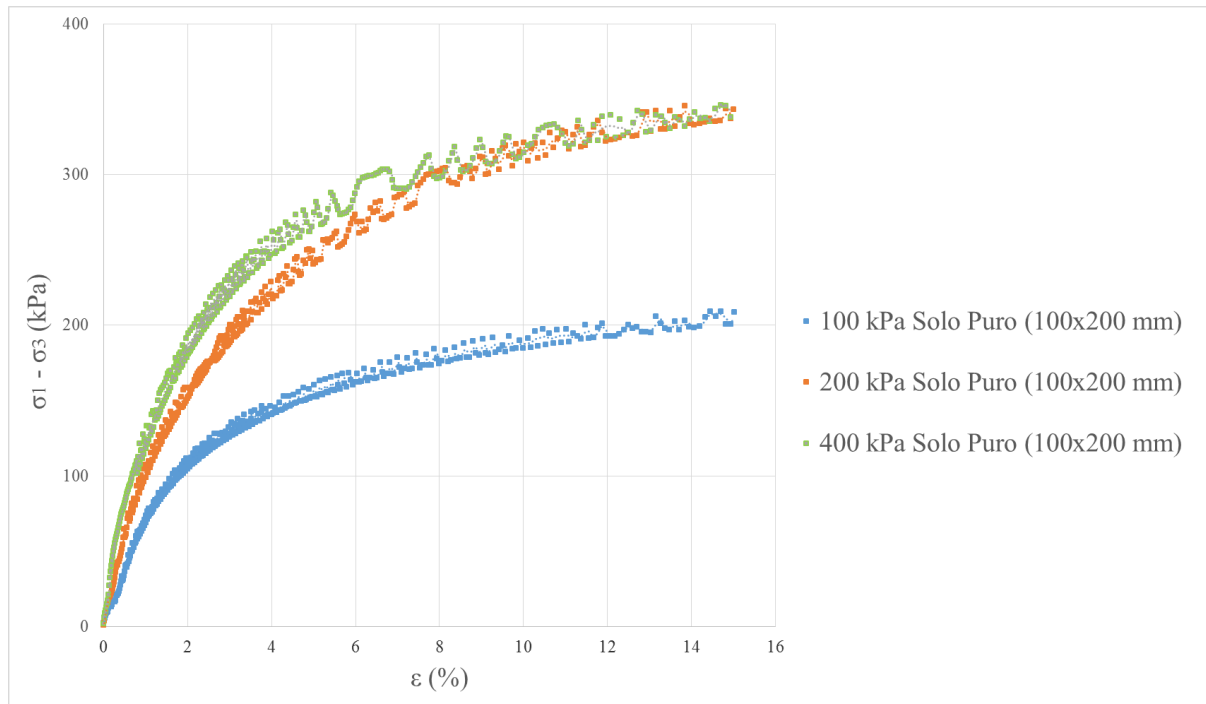


Os resultados do ensaio triaxial para amostra de solo natural demonstram que a tensão desviadora cresce com as deformações axiais até atingir um valor de resistência máxima. Na sequência a tensão desviadora tende a se estabilizar em torno de um valor que é definido como resistência residual.

Apesar da amostra de solo puro não ter apresentado pico e nem plano de ruptura bem definido é possível observar que a tensão máxima para as amostras ensaiadas com tensões de confinamento de 100, 200 e 400 kPa apenas ocorrem com grandes deformações axiais acima de 10%.

A Figura 37 apresenta os resultados da relação tensão-deformação obtidos a partir dos ensaios triaxiais realizados em amostra de solo puro com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

Figura 37: Gráfico tensão x deformação - solo puro (100 x 200 mm)



O valor da resistência máxima para a amostra ensaiada com tensão confinante de 200 kPa indicou um aumento de resistência de 64,11% quando comparada a amostra ensaiada com tensão confinante 100 kPa. Entretanto, o aumento de tensão confinante de 200 kPa para 400 kPa não indicou ganhos consideráveis de tensão desviadora (1,23%) sendo a resistência máxima obtida para as duas amostras próximas a 345 kPa.

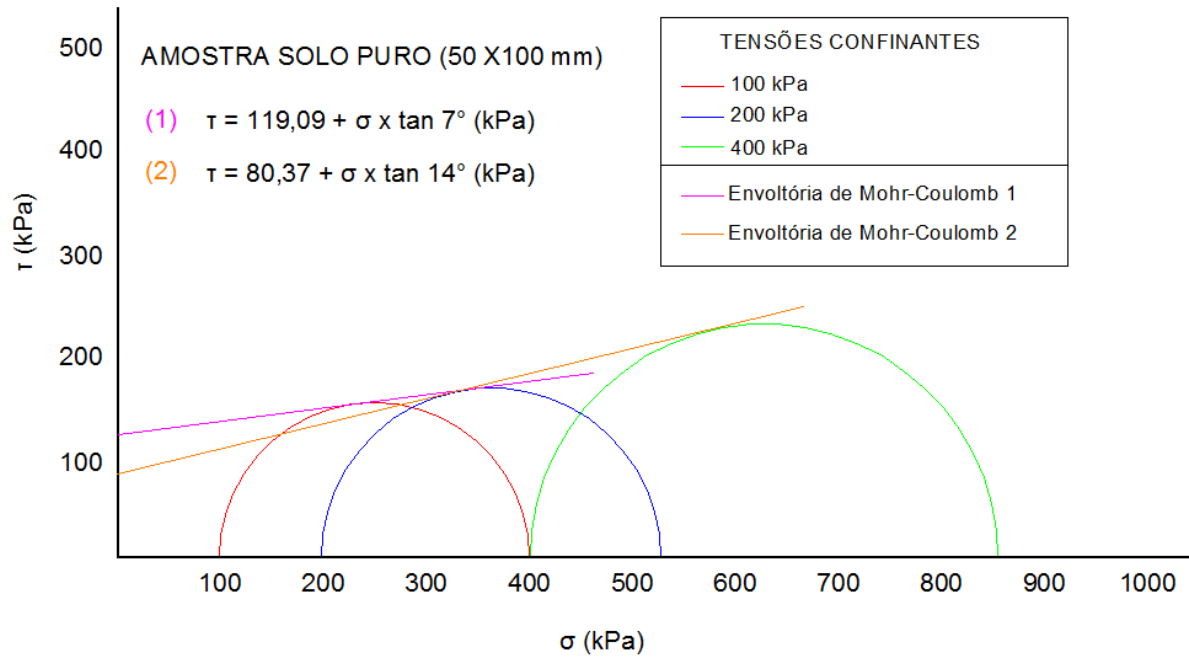
A partir dos critérios de ruptura de Mohr-Coulomb foi possível representar o comportamento do solo ensaiado realizando a envoltória dos círculos correspondente a condição de tensão de ruptura, considerando que não há ruptura enquanto o círculo de Mohr se encontrar no interior da envoltória.

De acordo com Aguiar (2010), com base nas representações gráficas dos estados de tensões ocorrentes, é possível traçar as envoltórias de ruptura, entretanto as envoltórias curvas são de difícil aplicação. Por essa razão, as envoltórias são frequentemente substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória.

Os parâmetros de resistência, intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito (ϕ), para o solo puro foram selecionados a partir do traçado de duas envoltórias, garantindo a análise dos resultados para todos os níveis de tensões aplicados.

A Figura 38 apresenta o círculo de Mohr juntamente com as envoltórias de resistência para o solo puro (50 x 100 mm), resultados obtidos para tensões confinantes de 100, 200 e 400 kPa.

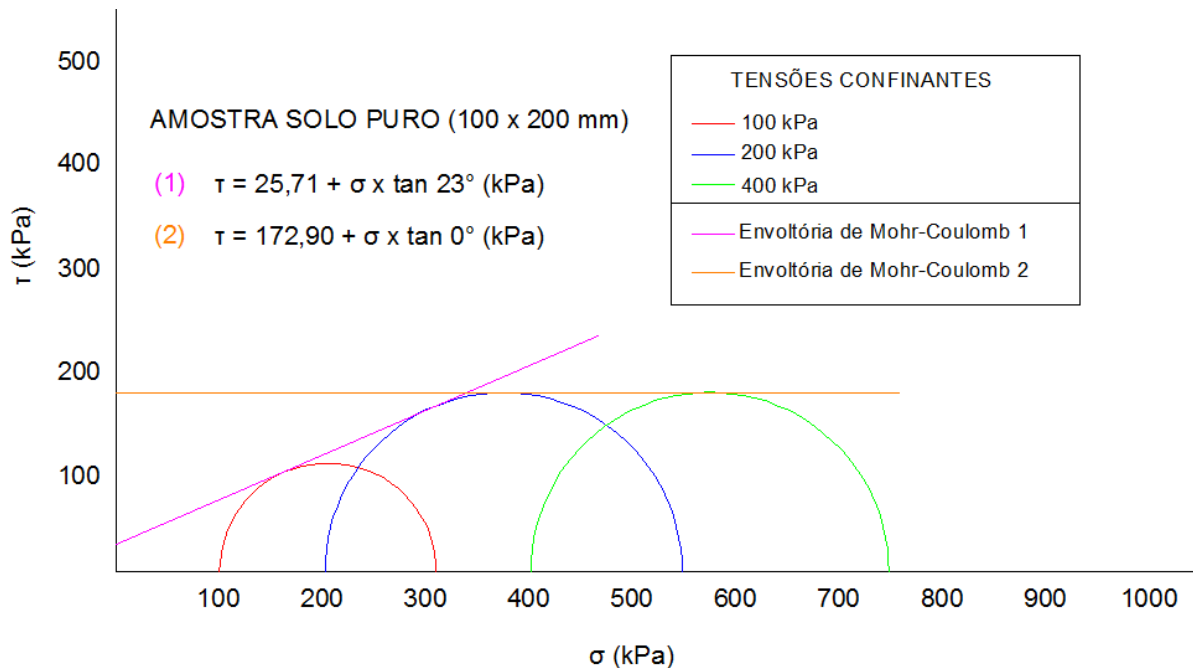
Figura 38: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo puro (50 x 100 mm)



O solo (50 x 100 mm) sem a inserção de técnicas de melhoramento apresentou segundo a envoltória (1) ângulo de atrito de 7 graus e intercepto coesivo de 119,09 kPa. Para a envoltória (2) o ângulo de atrito foi de 14 graus e o intercepto coesivo de 80,37 kPa.

A Figura 39 apresenta a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura para o Solo Puro com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

Figura 39: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - Solo Puro (100 x 200 mm)



O solo pesquisado sem a inserção de técnicas de melhoramento e com dimensões de 100 mm de diâmetro e 200mm de altura apresentou para a envoltória (1) ângulo de atrito de 23 graus e intercepto coesivo de 25,71 kPa. Os parâmetros de resistência para a envoltória (2) foram ângulo de atrito zero grau e intercepto coesivo 172,90 kPa.

Os gráficos das diferenças de tensões principais em função das deformações axiais, assim como os valores dos parâmetros de resistência, ângulo de atrito e intercepto coesivo, demonstraram-se condizentes com os resultados esperados para um solo de classificação argila inorgânica de mediana plasticidade (CL) com baixa compressibilidade, visto que não apresentou pico de resistência e nem plano de ruptura bem definido. Conforme esperado, o baixo valor de ângulo de atrito obtido para o solo A-6 da presente pesquisa está concatenado ao percentual elevado da fração fina, silte 18,19% e argila 29,55%, que constitui o material.

Para o solo arenoso fino, devido presença significativa de argila, era esperado a presença de uma coesão aparente, agindo como uma parcela de resistência proporcional à diminuição do teor de umidade. O valor da resistência mecânica advinda da parcela da coesão aparente era esperada devido os valores elevados de sucção.

Com relação a execução do ensaio triaxial é importante ressaltar que as amostras foram ensaiadas na umidade de moldagem (umidade ótima), logo, encontravam-se parcialmente saturadas. De acordo com Pereira (2006), a compressibilidade e deformação dos

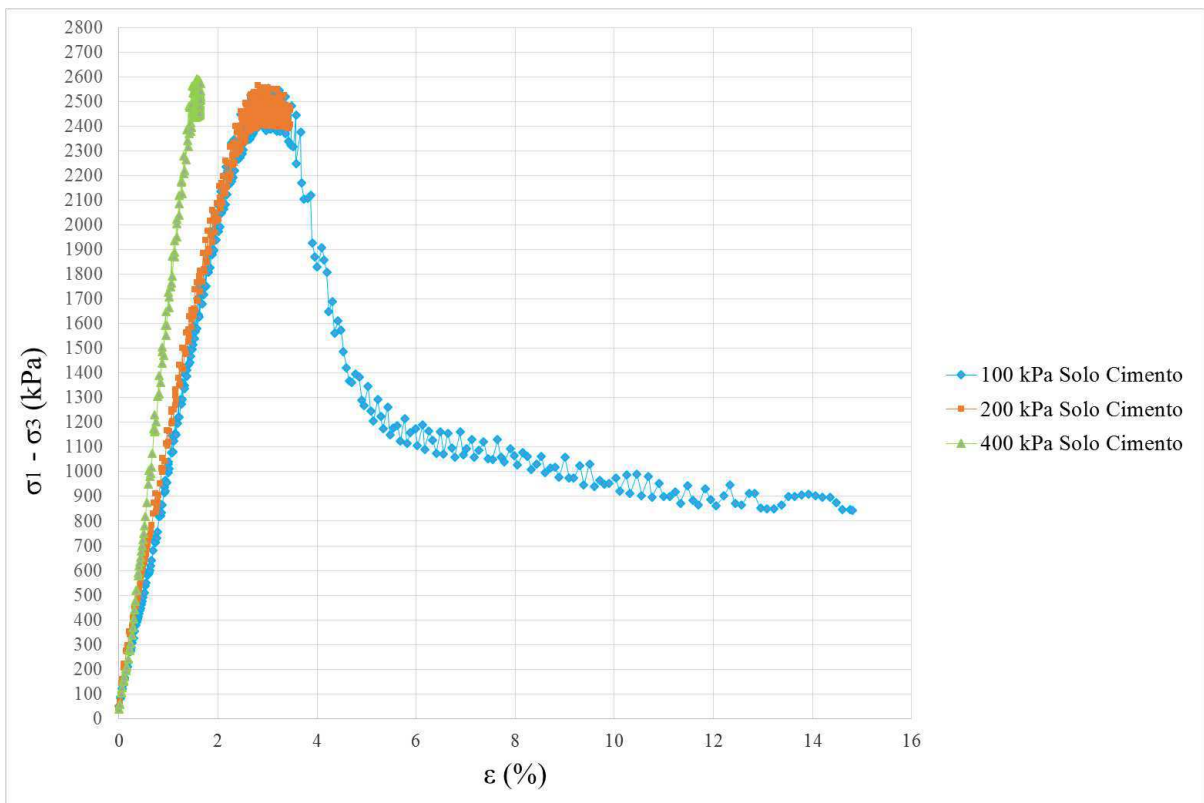
solos está atrelada à ação simultânea da estrutura do solo e da sucção do material, sendo esta última relacionada a condição de saturação, a qual interfere diretamente na resistência ao cisalhamento do solo. A estrutura de solos parcialmente saturados é suportada pela sucção, uma vez que a redução da sucção ocasiona dois efeitos na estrutura do solo: uma redução na tensão intragranular e uma redução na sua rigidez.

4.3.2.2 Ensaio de compressão triaxial para o solo estabilizado quimicamente

Os ensaios de compressão triaxial para o solo estabilizado foram realizados apenas para amostras com teor de 7% de cimento, visto que estas apresentaram maior resistência à compressão simples quando comparadas ao solo-cal e a amostras com percentuais inferiores de cimento.

A Figura 40 apresenta os resultados dos ensaios triaxiais executados com corpos de prova de solo estabilizado com teor de 7% de cimento.

Figura 40: Gráfico tensão x deformação - solo estabilizado com cimento



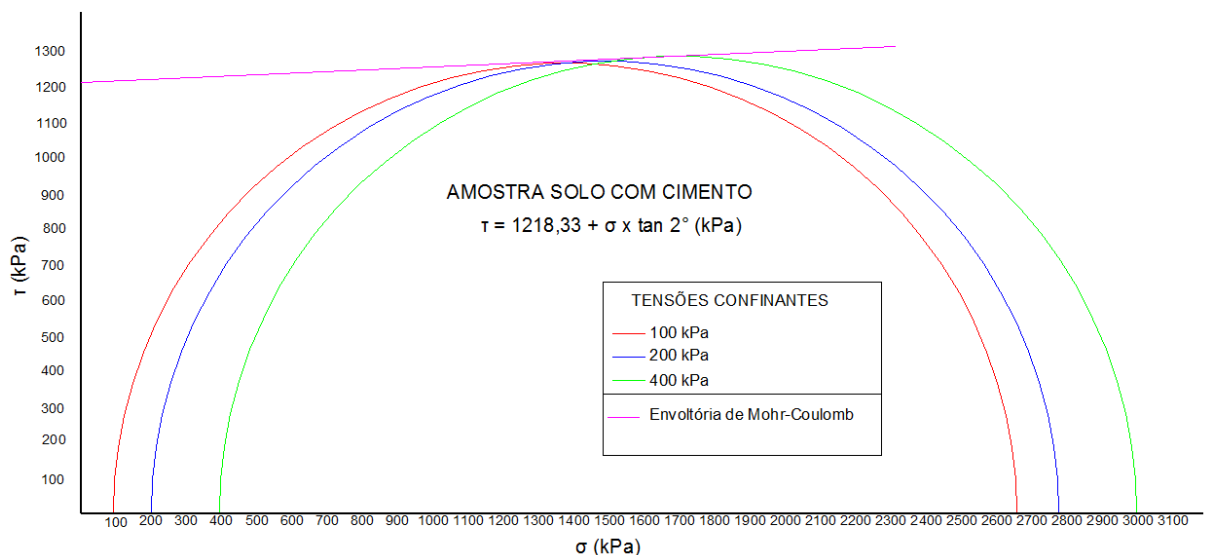
A partir do desenvolvimento das deformações axiais observa-se no gráfico da Figura 40 a redução acentuada da resistência, desempenho típico de uma ruptura frágil. A resistência de pico obtida para o solo com cimento, considerando a maior tensão confinante (400kPa), foi de aproximadamente 2600 kPa, superando os resultados alcançado para o solo puro (50x100 mm) de 400 kPa.

De acordo com Almeida (2016) solos arenosos de boa graduação e com plasticidade média a baixa apresentam numerosas áreas de contato entre as partículas as quais produzem uma ação cimentante mais forte. Desta forma o cimento inserido ao solo pesquisado apresentou uma ação aglutinante das partículas do solo, permitindo a formação de um esqueleto rígido e interconectado, tornando maior a fonte de resistência do sistema.

A amostra de solo estabilizado com cimento possibilitou o emprego de apenas uma envoltória tangenciando todos os círculos, garantindo a análise dos resultados para todos os níveis de tensões aplicados e a determinação dos parâmetros de resistência, intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito (ϕ).

A Figura 41 apresenta a representação gráfica dos estados de tensões para o solo pesquisado estabilizado com teor de 7% de cimento.

Figura 41: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo com cimento



A partir da envoltória de resistência observou-se que o solo estabilizado com cimento apresentou ângulo de atrito de 2 graus e intercepto coesivo de 1.218,33 kPa. A comparação dos resultados obtidos para a envoltória (1) do solo puro (50x100 mm) e solo-cimento

demonstra um acréscimo de 923,03% no valor do intercepto coesivo para o solo estabilizado com cimento.

O solo com cimento demonstrou um aumento significativo apenas do intercepto coesivo de 1.415,90% quando comparado ao resultado da envoltória (2) do solo puro (50x100 mm). Entretanto, assim como para a envoltória (1), o ângulo de atrito de 2 graus continuou inferior aos 14 graus obtido para a amostra de solo natural na envoltória (2).

De acordo com Specht (2000) areias com considerável porcentagem de finos e melhor distribuição granulométrica apresentam um efeito mais forte da cimentação, criando amostras mais resistentes. Desta forma as mudanças do comportamento mecânico do solo pesquisado estão associadas as propriedades do material cimentante e as características granulométricas do solo.

A Tabela 11 apresenta um resumo dos valores dos parâmetros de resistências obtidos para as amostras de solo natural (50x100 mm) e solo-cimento.

Tabela 11: Parâmetros de resistência obtidos para o solo natural e solo-cimento

AMOSTRA	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA			
	ENVOLTÓRIA 1		ENVOLTÓRIA 2	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
SOLO NATURAL 50X100 mm	119,09	7	80,37	14
SOLO COM CIMENTO	1.218,33	2	-	-

Para o solo estabilizado com cimento atribui-se o acréscimo da resistência ao aumento do intercepto coesivo, não sendo reconhecido o aumento do ângulo de atrito interno do material.

De acordo com Specht (2000), no caso de solos cimentados, a parcela da coesão é predominante para pequenas deformações. Quando essas deformações são elevadas, ocorre uma gradual quebra das cimentações e a resistência friccional começa a predominar. O autor ainda completa afirmando que após a ruptura, com a quebra total da matriz de cimentação, a resistência ao cisalhamento será puramente friccional.

4.3.2.3 Ensaio de compressão triaxial para o solo reforçado

Neste tópico serão apresentadas as análises comparativas dos gráficos tensão (σ_1 - σ_3) versus deformações axiais (ϵ %) do solo puro com o solo reforço e o comportamento dos solos ensaiados por meio das envoltórias de Mohr-Coulomb.

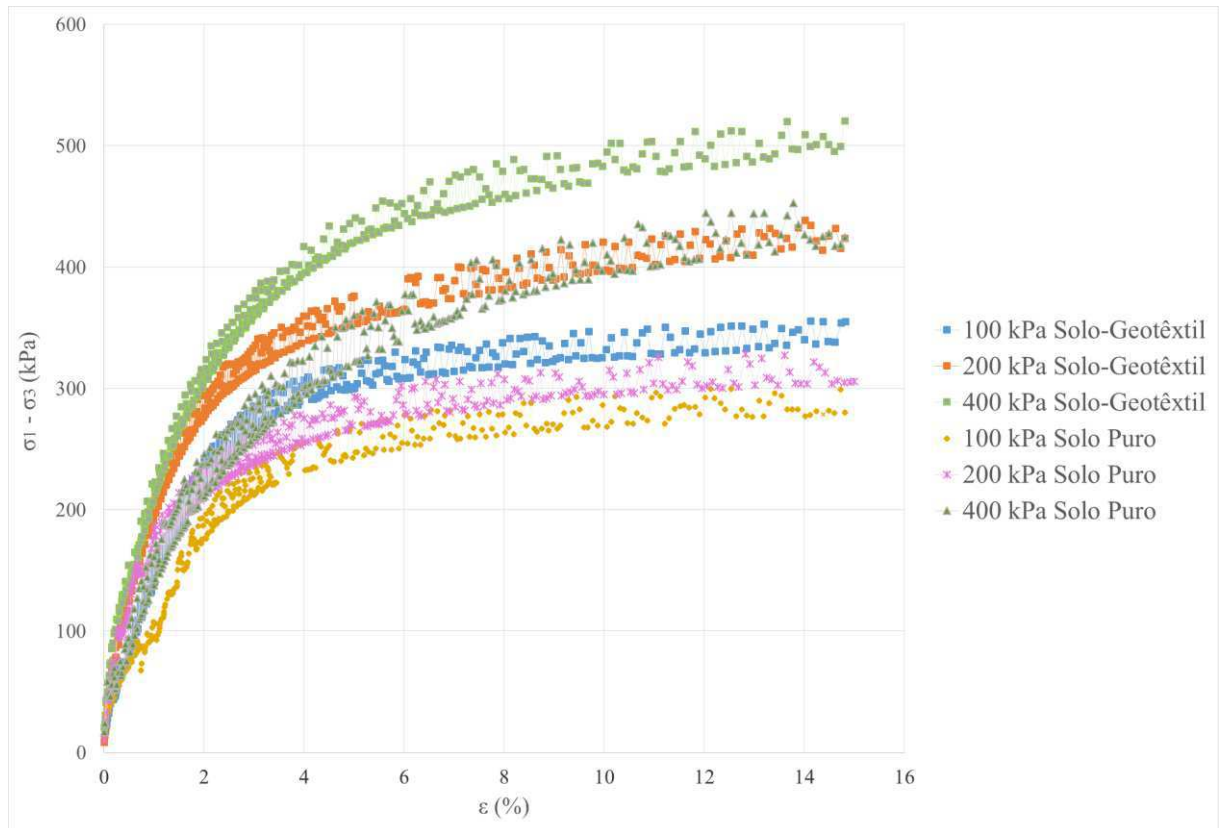
Segundo Gerscovich (2010) a envoltória de Mohr-Coulomb dificulta o mecanismo de ruptura para solos submetidos a variados níveis de tensões, uma vez que a representação de uma única envoltória não tangenciaria todos os círculos e não representando o real estado de ruptura.

Nos ensaios de compressão triaxial realizados na presente pesquisa as amostras foram ensaiadas sobre diferentes níveis de tensão confinante (100, 200 e 400 kPa). Neste caso, os parâmetros de resistência, intercepto coesivo (c) e ângulo de atrito (ϕ), foram selecionados a partir do traçado de duas envoltórias, uma tangenciando o primeiro e segundo círculo e outra tocando o segundo e terceiro círculo, desta forma foi garantida a análise dos resultados para todos os níveis de tensões aplicados.

4.3.2.3.1 Ensaio de compressão triaxial para o solo reforçado com geotêxtil

A Figura 42 apresenta a relação tensão-deformação axial para amostra reforçada com geotêxtil em comparação com a amostra de solo natural (50x100 mm) sob pressões confinantes de 100, 200 e 400 kPa.

Figura 42: Gráfico tensão x deformação – solo puro e solo reforçado com geotêxtil



Para a maior tensão confinante aplicada (400 kPa) o acréscimo da resistência máxima para o solo reforçado foi de aproximadamente 12% quando comparado ao solo natural.

Os resultados tensão-deformação para o solo reforçado com geotêxtil e o formato da amostra ao fim do ensaio apresentaram comportamento de ruptura do tipo plástica, sem pico de resistência bem definido e amostra com deformação radial após ruptura (Figura 43).

Figura 43: Solo reforçado com geotêxtil após realização do ensaio triaxial

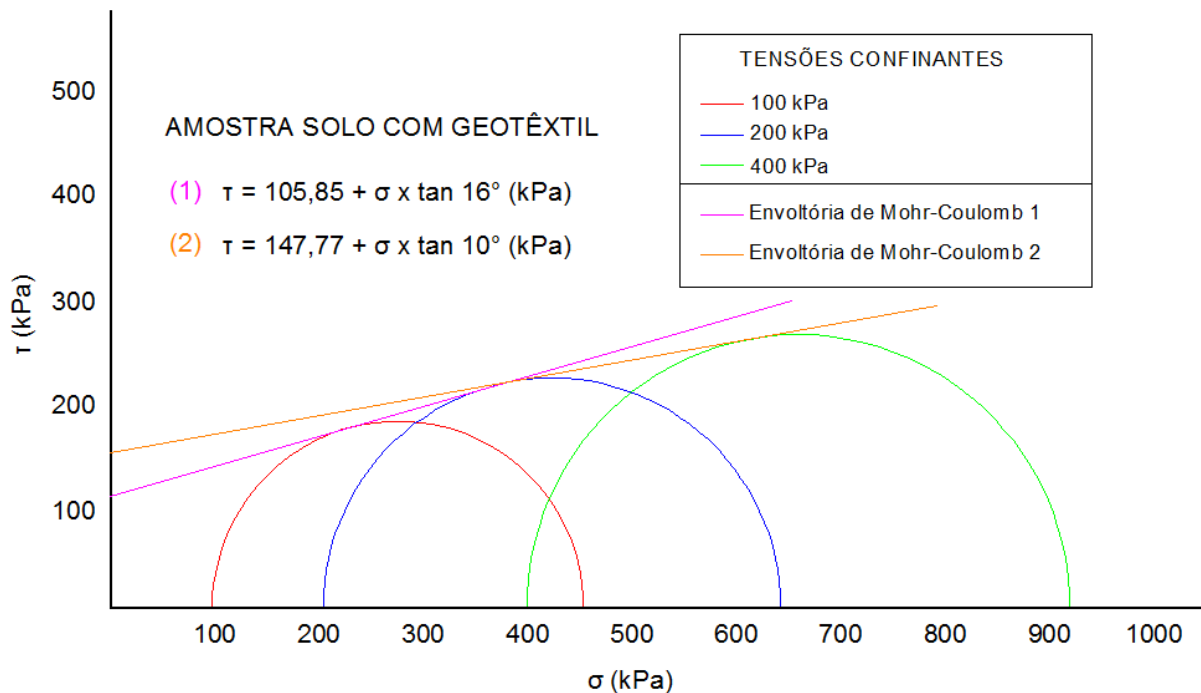


O Gráfico de tensão-deformação (Figura 42) obtido para o solo com geotêxtil indica que o nível de tensão imposta sobre a amostra desempenha um papel importante no aumento da resistência mecânica.

De acordo com Tafreshi e Asakereh (2007) o efeito benéfico do geotêxtil para aumentar a resistência do conjunto solos-reforçadas ocorre quando as amostras são submetidas a altas tensões, ao passo que para um nível de tensão baixo, a rigidez da amostra pode diminuir.

A Figura 44 apresenta as envoltórias dos círculos relativos a estados de ruptura para o solo reforçado com geotêxtil. A envoltória (1) tangenciando o primeiro e segundo círculo e a envoltória (2) tocando o segundo e terceiro círculo, garantindo assim o real estado de ruptura.

Figura 44: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo reforçado com geotêxtil



O gráfico apresentado na Figura 44 indicou para a envoltória (1) que o solo reforçado com geotêxtil obteve um o ângulo de atrito interno de 16 graus, demonstrando uma variação expressiva de 128,57% a mais em relação ao parâmetro de resistência alcançado para o solo puro.

Para a envoltória (2) o solo reforçado com geotêxtil, comparado ao solo puro, apresentou um aumento no valor do intercepto coesivo (83,86%), enquanto que o ângulo de atrito interno foi pouco influenciado pelo reforço não tecido.

O comportamento do solo reforçado com geotêxtil não-tecido demonstrou a capacidade do conjunto em alcançar deformações elevadas sem romper, resultando em uma estrutura com maior capacidade de se deformar.

A Tabela 12 apresenta um resumo dos valores dos parâmetros de resistências obtidos para as amostras de solo natural, solo-cimento e solo-geotêxtil.

Tabela 122: Parâmetros de resistência obtidos para o solo natural e solo-geotêxtil

AMOSTRA	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA			
	ENVOLTÓRIA 1		ENVOLTÓRIA 2	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
SOLO NATURAL 50X100 mm	119,09	7	80,37	14
SOLO COM GEOTÊXTIL	105,85	16	147,77	10

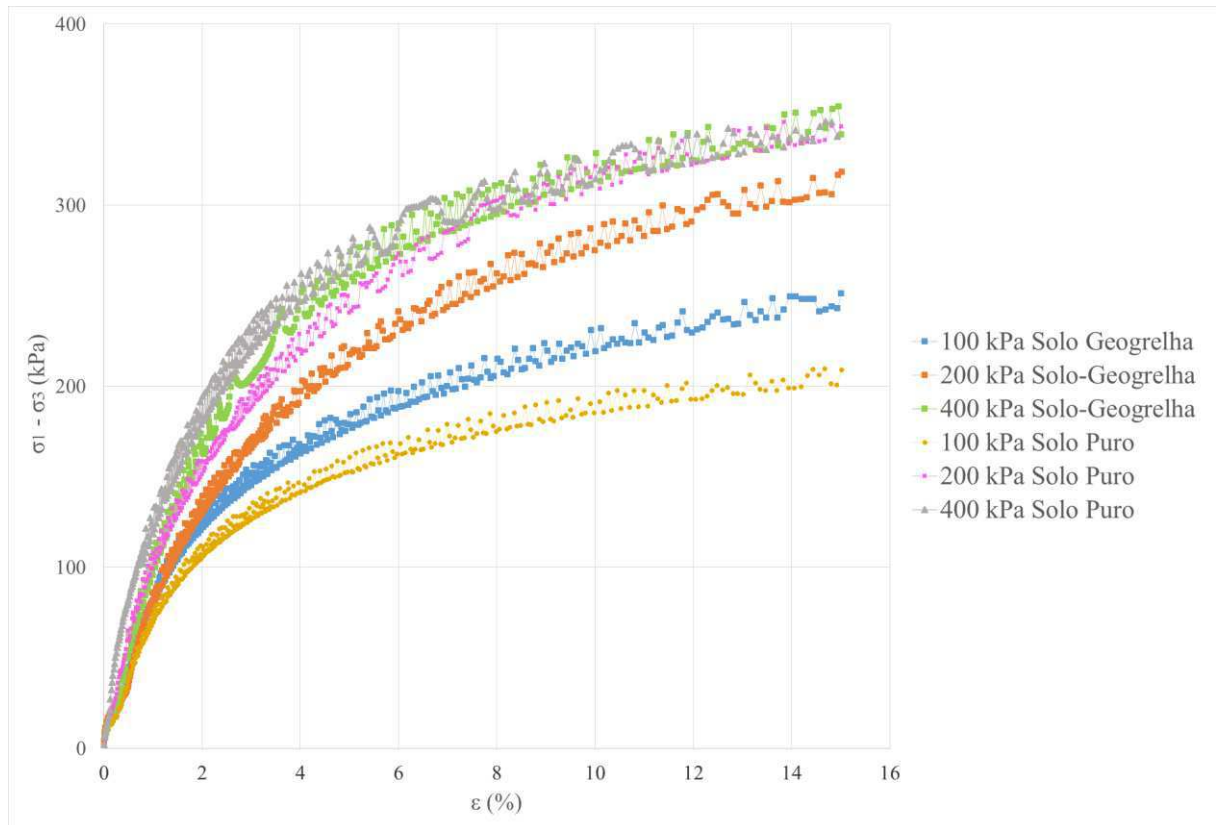
O solo reforçado com geotêxtil quando comparado ao solo referência (solo natural 50X100 mm) apresentou uma melhora nos resultados dos parâmetros de resistência, ora em termos de ângulo de atrito (envoltória-1) e ora em termos de intercepto coesivo (envoltória-2).

De acordo com Patias (2005) os geotêxteis modificam o comportamento do solo durante o processo de cisalhamento melhorando a condição de ruptura do material. Este fato pode ser melhor atribuído à solo bem graduado, uma vez que a distribuição granulométrica adequada permite maior aderência do geotêxtil com o solo devido à ocupação dos vazios do reforço de maneira uniforme.

4.3.2.3.2 Ensaio de compressão triaxial para o solo reforçado com geogrelha

A Figura 45 apresenta os resultados da relação tensão-deformação axial obtidos para amostras de solo reforçado com geogrelha e solo natural (100x200 mm).

Figura 45: Gráfico tensão x deformação – solo puro e solo reforçado com geogrelha



O resultado do gráfico (Figura 45) das diferenças de tensões principais em função das deformações axiais apresenta, para o solo reforçado com geogrelha, uma ruptura de comportamento plástico. Para o nível de confinamento de 400 kPa, o corpo de prova obteve o maior valor de tensão desviadora (aproximadamente 354 kPa), tendendo a permanecer o ganho de resistência mecânica mesmo após atingir 15% de deformação axial. Desta forma, percebe-se que a geogrelha imprimiu ao conjunto solo-reforço um comportamento de enrijecimento com o desenvolvimento das deformações.

Quando comparado os resultados de tensão desviadora da amostra de solo reforçado com geogrelha com a amostra de solo puro (100 x 200 mm) observa-se que o reforço requer não apenas um alto nível de tensão confinante, mas também uma deformação suficiente para mobilizar a sua força de tração.

Para a maior tensão confinante aplicada (400 kPa) o acréscimo da resistência máxima para o solo reforçado com geogrelha não foi significativo, aproximadamente 2,60% quando comparado ao solo natural.

De acordo com Tafreshi e Asakereh (2007) não apenas o número de camadas de reforço mas também o nível de tensão aplicada ao solo ensaiado são fatores que afetam os valores de resistência mecânica de amostras com geossintéticos, podendo alterar o valor da resistência no intervalo de 25 a 325% dependendo do tipo de solo e geossintético empregado.

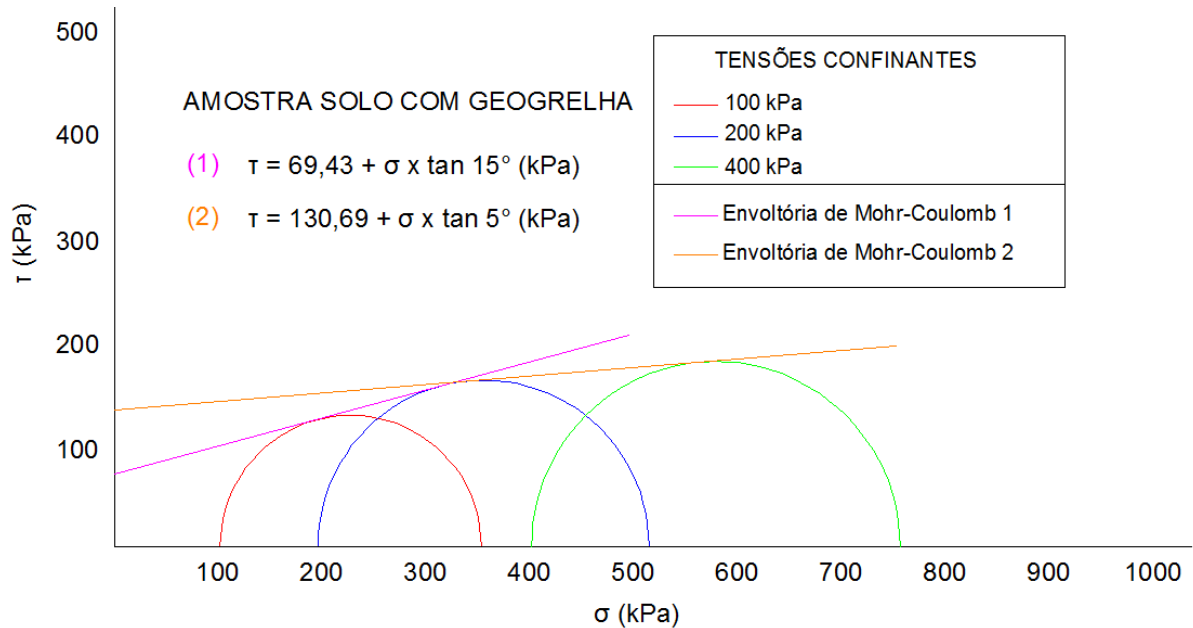
A partir de uma inspeção visual, realizada na amostra de solo com geogrelha após o ensaio triaxial, foi possível observar que o reforço apresentou danos e distorções, não sendo verificada situação de um deslizamento da geogrelha em relação ao solo (Figura 46). De acordo com Sieira (2003) no campo este mecanismo descrito corresponde ao arrancamento da geogrelha da massa de solo, e ocorre quando a superfície de ruptura intercepta o reforço conforme uma determinada inclinação.

Figura 46: Solo reforçado com geogrelha



O programa experimental de ensaios triaxiais forneceu os pares de tensões principais e conseqüentemente os círculos de Mohr e as envoltórias de ruptura para o solo reforçado com geogrelha (Figura 47). Devido à dificuldade de uma única envoltória retilínea tangenciar todos os círculos foram traçadas para a amostra de solo-geogrelha duas envoltórias.

Figura 47: Traçados das envoltórias de Mohr-Coulomb - solo reforçado com geogrelha



A amostra de solo com geogrelha apresentou para a envoltória (1) um valor de intercepto coesivo de 69,43 kPa, demonstrando um acréscimo de 170,05% quando comparado a amostra referência (solo puro – 100 x 200 mm), entretanto para a mesma envoltória a amostra reforçada não apresentou resultado progressivo de ângulo de atrito quando comparado ao solo puro.

Os resultados dos parâmetros de resistência da envoltória (2) apresentaram progresso no valor do ângulo de atrito que para o solo puro foi de zero grau e para o solo reforçado com geogrelha passou a ser de 5 graus.

Sieira (2003) relata a influência que a densidade relativa exerce na resistência da interface solo-geogrelha, uma vez que o deslocamento da geogrelha sob a massa de solo diminui com o aumento da densidade, aumentando o módulo de deformabilidade. A autora ainda expõe a importância de se avaliar os danos no material de reforço quando submetido a condição de confinamento que pode causar uma perda de resistência a longo prazo.

Em relação aos requisitos estabelecidos por norma técnica é importante ressaltar que segundo a norma ASTM D5321 a razão S/ϕ (abertura da malha / diâmetro do corpo de prova) deve ser inferior a 1/5. A geogrelha utilizada nessa pesquisa apresentava uma abertura de 25 mm e por limitações do equipamento de ensaio triaxial o diâmetro da amostra ensaiada foi de 100 mm o que implicou em uma relação $S/\phi > 1/5$.

De acordo com Sieira (2003) é importante respeitar a razão entre a abertura da geogrelha e a dimensão mínima do equipamento, uma vez que quando a superfície de ruptura não apresenta um número adequado de elementos da malha os parâmetros de resistência podem ser interferidos pelo atrito superficial solo-geogrelha ou atrito solo-solo.

A Tabela 13 apresenta um resumo dos valores dos parâmetros de resistências obtidos para as amostras de solo natura (100x200 mm) e solo reforçado com geogrelha.

Tabela 133: Parâmetros de resistência obtidos para o solo natura e solo-geogrelha

AMOSTRA	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA			
	ENVOLTÓRIA 1		ENVOLTÓRIA 2	
	c (kPa)	ϕ (°)	c (kPa)	ϕ (°)
SOLO NATURAL 100X200 mm	25,71	23	172,90	0
SOLO COM GEOGRELHA	69,43	15	130,69	5

As envoltórias traçadas para o solo reforçado com geogrelha apresentaram aumento do ângulo de atrito com o acréscimo de σ_3 . Em comparação ao solo referência (solo natural 100X200 mm) ocorreram progressos dos parâmetros de resistência, ora em termos de intercepto coesivo (envoltória-1) e ora em termos de ângulo de atrito (envoltória-2).

De acordo com Sieira (2003) a dimensão da abertura das geogrelhas influencia a resistência da interface e conseqüentemente a resposta a resistência ao cisalhamento do conjunto solo-geogrelha. Segundo a autora verifica-se um aumento na resistência quando aumenta o diâmetro médio dos grãos de solo (D50) e quando a razão S/D50 diminui para valores próximos à unidade, sendo S a menor dimensão da abertura da malha.

Em pesquisa realizada por Benjamim (2006) o autor avaliou os parâmetros de resistência de dois solos distintos, argila siltosa e areia siltosa, revelando para o solo argilo siltoso uma maior coesão e um ângulo de atrito menor. O autor constatou que se a coesão for mantida durante a vida útil do talude, as deformações das estruturas construídas com o solo argilo siltoso tendem a ser menores quando comparadas com as construídas com areia siltosa, apesar do solo areno siltoso apresentar um ângulo de atrito maior, demonstrando para tanto a importância do intercepto coesivo na estabilidade de taludes.

No dimensionamento de taludes reforçado, não apenas os parâmetros do solo mas também os parâmetros do reforço são importantes para garantir o bom desempenho da estrutura. Os parâmetros do geossintético como a resistência a tração, o coeficiente de

interação, o módulo de rigidez e gramatura do reforço interferem no comportamento da estrutura reforçada.

De acordo com Benjamim (2006) a estabilidade dos taludes reforçados pode ser afetada pela altura da estrutura, espessura da camada de compactação, energia e forma de compactação, tipo de solo, estado do solo, distribuição e propriedades dos reforços.

Para determinação da melhor solução usada para estabilidade de um talude, além dos parâmetros relativos à resistência ao cisalhamento, devem ser consideradas as vantagens técnicas, econômicas e ambientais de cada tecnologia, visto que estes aspectos podem levar a inviabilidade da obra de contenção.

De acordo com Sieira (2003) uma das vantagens da técnica de solo reforçado com geossintéticos é o baixo custo do método quando comparado a outros métodos tradicionais. Em geral, taludes executados em solo reforçado custam de 30 a 50% menos do que as soluções convencionais. O benefício econômico é decorrente do baixo preço das matérias primas empregadas, da facilidade e rapidez da execução e pelo fato de possibilitar emprego de solos locais, de qualidade inferior, que seriam inadequados para uma estrutura de contenção. A utilização dos geossintéticos admite diversos tipos de acabamento das faces possibilitam a adaptação estética ao ambiente, diminuindo assim o impacto ambiental.

Segundo Sandroni e Consoli (2010) técnicas de melhoramento de solo por processos químicos podem proporcionar ganhos de resistência mecânica, entretanto algumas dificuldades são apresentadas para solos com elevadas frações de finos, uma vez que pode inviabilizar a execução da obra devido ao aspecto econômico. O solo da pesquisa vigente demandou uma quantidade maior de cimento (7% em relação a massa de solo seco) podendo ocasionar problemas ao processo de estabilização do ponto de vista econômico.

De acordo com Pinto (2006) os parâmetros c e ϕ , determinantes da resistência interna ao cisalhamento dos solos, dependem essencialmente das condições de ocorrência/utilização dos materiais. Neste sentido as condições de drenagem e avaliação crítica da obra (análises a longo ou curto prazo) podem influenciar nos resultados de resistência ao cisalhamento.

A presente pesquisa considerou a resistência não drenada do solo, onde uma eventual ruptura sucederia antes de ocorrer qualquer drenagem. O comportamento do solo pesquisado poderia sofrer alterações caso os teste de compressão triaxial tivessem permitido a drenagem, ensaios do tipo CD e CU, visto que as envoltórias de resistência fornecidas nestes ensaios indicam como a tensão cisalhante de ruptura (ou a resistência) varia com a tensão efetiva

(ensaio CD) ou como a resistência não drenada varia com a tensão efetiva de adensamento (ensaio CU), definindo assim condições mais desfavoráveis para o período de utilização do talude.

4.3.3 Influência da sucção nos ensaio de compressão triaxial

Em relação aos resultados de resistência ao cisalhamento obtidos para as condições do solo ensaiado (solo natural, solo estabilizado quimicamente e solo reforçado), é importante evidenciar a influência da sucção na capacidade de suporte do solo pesquisado. Uma vez que as amostras foram ensaiadas na umidade de moldagem (umidade ótima), determinou-se que o solo natural apresentava um grau de saturação de 82%, relacionando este resultado com a curva característica de sucção versus grau de saturação, verificou-se que o solo puro apresentava uma sucção de 475 kPa.

Freitas Neto (2008) e Georgetti (2010) avaliaram a resistência ao cisalhamento de solos tropicais por meio de ensaios triaxiais. Comparando os resultados obtidos para o solo saturado e o solo não saturado com elevado valor de sucção, os autores observaram acréscimos tanto da coesão como do ângulo de atrito para a condição de solo não saturado, demonstrando a influência significativa da sucção na resistência mecânica dos solos. Freitas Neto (2008) verificou que os valores de sucção e de resistência mecânica do solo tendem a crescer com o aumento da massa específica aparente seca do solo e com a redução do teor de umidade.

Para a presente pesquisa é importante evidenciar que para o ensaio de compressão triaxial do tipo UU, no qual as fases de ar e água, durante a aplicação da pressão confinante e durante o cisalhamento, são impedidas de drenar, o volume das amostra variaram devido à compressão do ar, uma vez que as amostras encontravam-se parcialmente saturadas. Desta forma, em virtude da compressibilidade dos poros de ar, o grau de saturação das amostras aumentou se aproximando da condição de saturação do solo.

De acordo com Pereira (2006), o menisco gerado pela interface ar/água proporciona uma união entre os grãos de solo; como consequência ocorre uma maior resistência mecânica gerada nos contatos por cargas externas aplicadas. Entretanto, o aumento da saturação do solo diminui esta união entre os grãos acarretando uma menor capacidade de suporte do solo.

Para a condição do solo estabilizado quimicamente é importante ressaltar que a amostra encontrava-se com umidade ótima diferente do solo natural, devido as reações

químicas entre a superfície dos grãos de cimento hidratado e a parte da partícula de solo. Portanto, a inserção de cimento ao solo contribuiu para o aumento do potencial de sucção e consequentemente para o ganho de resistência mecânica, uma vez que ocasionou diminuição dos índices de vazios. De acordo com Oliveira (2004) quanto maior a sucção inicial do CP, maior a resistência mecânica e menor a deformação axial na ruptura. Este fato pode ser observado no gráfico tensão-deformação para o solo com cimento, o qual apresentou para a tensão máxima de ruptura uma deformação axial na ordem de 3%, sendo esta inferior as deformações axiais obtidas para o solo puro e solo reforçado (acima de 10%).

Os solos ensaiados com a inserção de geossintéticos possivelmente apresentaram variado valor de sucção quando comparado ao solo natural utilizado na presente pesquisa. Estudos realizados por Pereira (2010) e Teixeira (2003) comprovam a influência que as variações das condições de umidade exercem sobre a resistência ao arrancamento da geogrelha e consequentemente na resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço. Pereira (2010) verificou que maiores níveis de sucção matricial resultavam em maiores forças de arrancamento do material de reforço. Teixeira (2003) utilizou em sua pesquisa solos reforçados com teor de umidade ótimo e amostras saturadas, o autor comprovou por meio de ensaios laboratoriais que os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência ao arrancamento da geogrelha inseridas ao solo saturado era superior àquelas quando o solo estava na umidade ótima de compactação.

De acordo com Pereira (2010) o aumento da tensão efetiva ao longo do geotêxtil resulta em melhorias das propriedades mecânicas do conjunto solo-reforço, principalmente para o caso dos geotêxteis não tecidos. Uma vez que o geotêxtil apresenta propriedades hidráulicas, o produto proporciona elevada permeabilidade e excelente capacidade de filtração, melhorando o efeito da sucção no solo e consequentemente o ganho de resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço.

Por meio dos estudos científicos supracitados, é possível constatar que o solo pesquisado sob a condição parcialmente saturada pode apresentar problemas geotécnicos como variações nos valores de poro-pressão negativa associadas por exemplo pelas chuvas intensas, as quais podem causar instabilidades de taludes, redução da capacidade de carga e do módulo de resiliência do solo. Neste sentido, o comportamento mecânico do solo não saturado é melhor representado quando são consideradas as variações de grau de saturação a qual o solo está sujeito, sendo possível determinar a alteração da resistência ao cisalhamento ocasionada por variações do teor de umidade do solo.

CAPÍTULO 5

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O presente trabalho objetivou avaliar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo de baixa capacidade de suporte no seu estado natural e após aplicação de técnicas de melhoramento (estabilização química e inserção de geossintéticos). Neste capítulo serão apresentadas as conclusões obtidas por meio dos resultados alcançados, bem como sugestões para pesquisas futuras envolvendo o mesmo objeto de estudo.

5.1 Conclusões

Por meio da análise dos resultados obtidos na presente pesquisa, conclui-se que:

- a cal hidratada e o cimento Portland ARI CP V podem ser utilizados como estabilizantes químicos para o solo pesquisado, uma vez que proporcionaram uma melhoria nos valores de resistência à compressão simples do solo;
- quanto à definição do teor de projeto, observou-se acréscimos mais significativos de resistência para as amostras ensaiadas com cimento. Tais amostras demonstraram um aumento de resistência mecânica com o acréscimo de cimento a mistura. Além disso, verificou-se que a resistência à compressão simples é influenciada pelo tipo de cura a qual a amostra é conservada, sendo o solo pesquisado melhor estabilizado com teor de 7% de cimento e com cura ao ar livre. A necessidade de altas quantidades de cimento para estabilizar o solo pesquisado está relacionada ao teor de argila presente na distribuição granulométrica do material. O ensaio de compressão triaxial definiu para a amostra de solo-cimento valores significativos de tensão desviadora, superando o resultado alcançado para o solo puro. Os ensaios de resistência mecânica indicaram que o cimento utilizado como estabilizante químico apresentou uma ação aglutinante das partículas do solo, permitindo a formação de um esqueleto rígido e interconectado, tornando maior a fonte de resistência do sistema;
- no ensaio de compressão triaxial verificou-se para as amostras reforçadas com geotêxtil e geogrelha que a resistência máxima apenas se sucedia para deformações axiais acima de 10%. A resistência máxima foi maior para o solo com geotêxtil, quando comparado ao solo referência, confirmando o efeito benéfico do geotêxtil para aumentar a resistência ao cisalhamento do conjunto solo-reforço. O gráfico tensão-

deformação obtido para o solo com geogrelha demonstrou que o nível de tensão imposta influencia na resistência mecânica. Para maior tensão confinante aplicada obteve-se o maior valor de tensão desviadora, tendendo a permanecer o ganho de resistência mesmo após atingir 15% de deformação axial. Tal desempenho evidenciou que a geogrelha promoveu ao conjunto solo-reforço um comportamento de enrijecimento de acordo com o desenvolvimento das deformações;

- as amostras de solo-cimento apresentaram melhorias no comportamento mecânico do solo pesquisado, entretanto, constatou-se que o acréscimo da resistência estava atribuído ao aumento do intercepto coesivo, não sendo reconhecido o aumento do ângulo de atrito interno do material;
- a análise das envoltórias obtidas para o solo reforçado com geotêxtil demonstraram que o geossintético não tecido modificou o comportamento do solo durante o processo de cisalhamento. O aumento dos valores dos parâmetros de resistência (C e ϕ) pode ser atribuído ao fato do solo ser bem graduado permitindo maior aderência do geotêxtil, devido à ocupação dos vazios do reforço de maneira uniforme;
- em relação aos resultados estabelecidos para a geogrelha, apesar da relação S/ϕ (abertura da malha / diâmetro do corpo de prova) ter sido inferior ao que preconiza a norma, as envoltórias apresentaram ganhos nos valores dos parâmetros geotécnicos (C e ϕ), entretanto, esses valores poderiam ter significados maiores caso a abertura da malha fosse adequada, não interferindo no atrito superficial solo-geogrelha ou atrito solo-solo;
- o comportamento mecânico do solo pesquisado sob condição parcialmente saturado seria melhor representado se fossem consideradas as variações de grau de saturação a que o solo está sujeito, sendo possível determinar a alteração da resistência ao cisalhamento ocasionada por variações do teor de umidade do solo.

De um modo geral, as inserções do geotêxtil não tecido e da geogrelha podem ser consideradas alternativas viáveis para melhorar a resistência mecânica de um solo de baixa capacidade de suporte. A técnica de estabilização química do solo proporcionou melhor comportamento mecânico quando comparada com as técnicas de reforço com geossintéticos. Entretanto, as condições da poro pressão e sobrecargas no maciço e os aspectos econômicos e ambientais, não foram considerados nas análises dessa pesquisa, sendo estes fatores condicionantes para definição da técnica que proporciona melhor resistência mecânica a um

solo com baixa capacidade de suporte. A realização de ensaios triaxiais do tipo drenados (CD e CU) também são importantes para uma análise mais criteriosa dos parâmetros de resistência do solo, assim como os ensaios de cisalhamento direto e arrancamento que ajudariam a fornecer resultados de projeto mais conservadores, contribuindo assim para a segurança das obras geotécnicas.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Tendo em vista os resultados obtidos na presente pesquisa, são sugeridos os seguintes tópicos para estudos futuros:

- a) analisar a estabilidade do talude reforçado com auxílio do software SLOPE/W, utilizando para definição dos parâmetros de resistência (C e ϕ) ensaios triaxial do tipo consolidado não drenado (CU);
- b) realizar um estudo da estabilidade de taludes reforçados com geossintéticos e estabilizados com cimento, utilizando para definição dos parâmetros de resistência (C e ϕ) ensaios de cisalhamento direto;
- c) comparar a estabilidade e a resistência ao cisalhamento do talude com o solo melhorado e confrontar com a influência da incorporação de geossintéticos, considerando para tanto fatores como a poro pressão e as sobrecargas atuantes na estrutura;
- d) estudar a resistência ao cisalhamento de um solo com uma combinação de diferentes geossintéticos utilizados com função de reforço, filtração, separação, impermeabilização e drenagem, a fim de verificar o controle dos processos erosivos a partir do emprego de múltiplos geossintéticos;
- e) comparar resultados da resistência ao cisalhamento de um talude construído com técnicas de reforço com geossintéticos e contenção com solo grampeado, podendo avaliar os deslocamentos da estrutura a partir de instrumentações de protótipos.

6 REFERÊNCIAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7175**: Cal hidratada para argamassa- requisitos. São Paulo, 2003. 04p.

_____. **NBR 7182**: Solo ã Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

_____. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991. 05p.

ABNT **NBR ISO 10318**: Geosynthetics - Part 1: Terms and definitions. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. 2013.

AGUIAR, L.A. **Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens**. 2010. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Brasília. Brasília -DF, 2010.

ALHEIROS, M. M., SOUZA, M.A.A., BITOUN, J., MEDEIROS, S.M.G.M., AMORIM JÚNIOR, W.M.A. **Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife**. Programa viva o Morro, Fundação de Desenvolvimento Municipal. Recife, 2003. 348 p.

ALMEIDA, G.B.O. **Incorporação de Escória de Cobre Pós-Jateada a um Solo Areno-Argiloso de Sergipe para Aplicação em Base de Pavimentos**. 2016. 193f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) –Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro: PUC-Rio. Rio de Janeiro- RJ, 2016.

ALMEIDA, J. R. **Estudo do comportamento de barreira capilar em aterros de resíduos**. 2011. 152f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D-5321**: Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic and geosynthetic friction by the direct shear method. 1998.

_____. **ASTM D 5298-03**: Standard Test Method for Measurement of soil Potential (suction) Using Filter Paper, ASTM Standards, vol 15.09, 264-268, 2003.

ARAÚJO, P.S. **Análise do desempenho de um solo compactado utilizado na camada de cobertura de um aterro sanitário**. 2017. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) -Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande -PB, 2017.

AUGUSTO FILHO, O. **Cartas de risco de escorregamento: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de Ilhabela**. 1994. 172p. Dissertação (Mestrado de Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo-SP, 1994.

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. Estabilidade de Taludes. In: Oliveira, A.M.S e Brito, S.N.A.(Eds.). **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE), 1998. Capítulo 15, p. 243 – 269.

AVESANI NETO, J. O; BUENO, B.S. Estabilização de Encostas com Muros de Gravidade de Geocélula. **5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas**. São Paulo, Brasil, 2009.

AVESANI NETO, J.O.; PORTELINHA, F.H.M. Aspectos gerais sobre o uso de geossintéticos em muros e taludes reforçados. In: **XVIII Congresso Brasileiro de Macânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG**, 2016, Belo Horizonte – MG.

AZEVÊDO, A.L. **Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal.** 2010. 144f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto-MG, 2010.

BENJAMIM, C.V.S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil.** 2006. 294f. Tese (Doutor em Geotecnia) -Escola de Engenharia de São Carlos da universidade de São Paulo. São Carlos-SP, 2006.

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Secretaria Nacional de Defesa Civil. **Anuário brasileiro de desastres naturais: 2013.** Centro Nacional de Gerenciamento de Riscos e Desastres. – Brasília: CENAD, 2014. Disponível em: http://www.mi.gov.br/c/document_library/get_file?uuid=fee4007a-ab0b-403e-bb1a-8aa00385630b&groupId=10157. Acesso em: 12 fev. 2017.

BROOMS, B. B. (1977) – Triaxial test with fabric-reinforced soil. **International Conference on Soil Textile**, Paris, v.1, pp. 129-133. 1997.

CAMAPUM DE CARVALHO, J; BARBOSA, M.C; MEDONÇA, R.M.G; FARIAS, W.M; CARDOSO, F.B.C. Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In: Camapum de Carvalho *et al.*, (Ed.). **Solos não saturados no contexto geotécnico.** São Paulo: AMBS, pp.39-74, 2015.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R.C.; CARDOSO, F.B.F.; PEREIRA, J.H.F. Proposta de uma Metodologia para ensaio de sedimentação, **in: 30ª Reunião Anual de Pavimentação.** Salvador, pp.520-531, 1996.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S.(2004). Curva Característica de Sucção Transformada. **Solos e Rochas.** V.27, n. 3, pp. 231-242, 2004.

CARNEIRO, J. R. C. **Durabilidade de Materiais Geossintéticos em Estruturas de Carácter Ambiental - A Importância da Incorporação de Aditivos Químicos**. 2009. 602p. Tese (Doutorado em Engenharia do Ambiente) -Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Portugal, 2009.

CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. 2001. 94 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) -Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre- RS, 2001.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S.; MONTGOMERY-SMITH, G. A low-Cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proceeding of the Institute of Civil Engineering**. nº 2, pp. 82-89, 1992

CHANG, T.S.; WOODS, R.D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**. v. 118, n. 8, p. 1216- 1233, 1992.

CRISTELO, N. M. C. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. 2001. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade do Minho. Guimarães, 2001.

CRUZ, M.L.S. **Novas tecnologias da aplicação de solo-cimento**. 2004. 2012f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade do Minho. Guimarães, 2004.

DER/SP – Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo. **Manual de geotecnia: Taludes de rodovias: Orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas**. Pedro Alexandre Sawaya de Carvalho (coordenador). Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT. São Paulo. 1991.

DIAS, J.J.F.M.S, **Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas**. 2012. 96f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade nova de Lisboa. Portugal, 2012.

EHRLICH, M.; DANTAS, B. T. (2000). Método de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho. **Solos e Rochas** (Cessou em 2006. Cont. ISSN 1980-9743 Soils & Rocks). v. 23, p. 113-133, 2000.

FERREIRA, J.L.F. **Análise de estabilidade de taludes pelo método de Janbu e Spencer**. 2012. 122f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Faculdade de Engenharia Universidade do Porto para obtenção do título mestre em Engenharia Civil. Porto, Portugal, 2012.

FREITAS NETO, O. **Resistencia ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção**. 2008. 178 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2008.

FONSECA, A. P; LACERDA, W. A; FUTAI M. M; AGUIAR, V. N. Influência do teor de mica na resistência ao cisalhamento residual em taludes de solos saprolíticos de gnaiss. **4ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – COBRAE**. Salvador -BA, pp. 205-212, 2005.

FOPPA, D. **Análise de variáveis chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre -RS, 2005.

FRANÇA, F.A N; PEREIRA, V.R.G. Emprego de geossintéticos para recomposição de talude com recuperação da geometria original e uso de solo local. **Fundações e Obras Geotécnicas**. v. 26, p. 56-64, 2012.

GEOSOLUÇÕES. **Catálogo das propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas.** Geosoluções, Geogruppo: Engenharia Geotecnica Ambiental LTDA. São Paulo. 2018.

GEORGETTI, G. B. 2010. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW).** 2010. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.

GERSCOVICH, D. M. S., 2010, **Notas de Aula de Resistência ao Cisalhamento,** UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GUEDES, S. B. **Estudo do desempenho mecânico de um solo-cimento microreforçado com fibras sintéticas para uso como revestimento primário em estradas não pavimentadas.** 2013. 426f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) -Universidade Federal de Pernambuco. Recife –PE, 2013.

GUIMARÃES, F.E.B.P. **Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na RJ-116.** 2016. 183f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro -RJ, 2016.

GUIMARÃES, R.C., FERREIRA, C.J.; ROSA, J.B. Estabilização de solos com cal para uso em pavimentação e barragens. 2006. **IV Seminário de Iniciação Científica.** Anápolis, GO, pp. 6, 2006.

HUANG, J; HAN J. 3D coupled mechanical and hydraulic modeling of a geosynthetic-reinforced deep mixed column-supported embankment. **Geotextiles and Geomembranes.** V.27, p.272-280, 2009.

JACINTHO, E. C. **Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para uso em Barragens.** 2005. 160f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) -Universidade de Brasília. Brasília – DF, 2005.

JACINTHO, E. D.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CARDOSO, F, B, F; GUIMARÃES, R. C. (2012). Perfil de intemperismo e infiltração. In: **Tópico sobre infiltração: teorias e práticas aplicadas solos tropicais**. Série Geotecnia. Universidade de Brasília, v.4. 2012.

KLINSKY, L. M. G.; FARIA, V. C.; LEAL, A. D. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Estabilizados com Cal Hidratada**. 129p. Relatório de Pesquisa (CCR-ND-SCH-RTF-SET) – Agência Nacional de Transportes Terrestres, Brasília, 2014.

KOERNER, R.M. (2012). **Designing with geosynthetics**. 6ed., vol. 1. Xlibris Press.

LIMA JÚNIOR, N.R. **Estudo da interação entre solo e geossintético em obras de proteção ambiental com o uso de equipamento de Plano Inclinado**. 2000. 148f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) -Universidade de Brasília. Brasília/DF, 2000.

LOCH, F.C. **Barreiras de solos estabilizados com cal e cimento para proteção ambiental**. 2013. 242f. Dissertação (Mestrado em Ciências) -Universidade de São Paulo Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2013.

LOPES, M. J. F. P. **Estudo da influência da granulometria do solo e da estrutura de reforço nos mecanismos de interação solo-geossintético**. 1998. 188p. Dissertação (Mestrado, em Engenharia Civil) -Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 1998.

LOPES, M.L. Soil-geosynthetic interaction. **Handbook of Geosynthetic Engineering**. V.P.45-66, 2016.

LOPES, M.B.L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. 2006. 175p. Dissertação (Mestrado, em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro -RJ, 2006.

LOPES, M. P.; LOPES, M. L. A. (2010). **Durabilidade dos Geossintéticos**. Porto: FEUP Edições. 294 p.

LOVATO, R.S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicada à pavimentação**. 2004. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre -RS, 2004.

MARINHO, F.A.M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: **Encontro sobre Solos Não Saturados**, pp.112-125. Porto Alegre, 1995.

MARTÍNEZ, G.S.S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação barreiras**. 2003. 266f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre-RS, 2003.

MAZZEO GRANDE, F. **Fabricação de tijolos modulares de solocimento por prensagem manual com e sem a adição de sílica ativa**. 2003. 59f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura) - EESC – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2003.

MELLO, L.G.R. **Estudo da Interação Solo-Geossintético em Taludes de Obras de Disposição de Resíduos**. 2001. 130f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) -Universidade de Brasília. Brasília, DF, 2001.

MONTE, L.A.C. **Reforço de estradas não pavimentadas com geossintéticos: requisitos geotécnicos e métodos de dimensionamento**. 2016. 110f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2016.

MOTA, A.P. **Análise de um escorregamento ocorrido em um talude na Via Lagos**. 2014. 131f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ, 2014.

NATÁRIO, P.J.G. Obras de melhoramento e reforço de solos. **Geotecnia**. v.139, p.77-98, 2017.

NEGI, A.S; FAIZAN, M; SIDDHARTH, P.S; SINGH, R. soil stabilization using lime. **International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology**. v.2, pp. 448-453, 2013.

OBER S/A INDÚSTRIA E COMÉRCIO. **GEOFORT Geotêxtil**. São Paulo. 2018.

OLIVEIRA, E. **Emprego da cal na estabilização de solos finos de baixa resistência e alta expansão: estudo de caso no município de Ribeirão das Neves/MG**. 2010. 162f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis -SC, 2010.

OLIVEIRA, O. M. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. 2004. 361 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

PATIAS, J. **Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado**. 2005. 129f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos -SP, 2005.

PEDROSO, E.O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. 2000. 74f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo. São Carlos -SP, 2000.

PEREIRA, A. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados: análise experimental e teórica**. 2006. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre – RS. 2006.

PEREIRA, V. R. **Influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha em solo coesivo.** 2010. 122f. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PESSOA, F. H. C. **Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário.** 2004. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia. Brasília – DF. 2004.

PETRY, T.; WOHLGEMUTH, S.K. The Effects os Pulverization on the Strength and Durability of Highly Active Clay Soil Stabilized with Lime and Portland Cement. **Transportation Research Record.** V.1190, pp. 38-45. Washington, US: Transportation Research Board, 1988.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367p.

PORTELINHA, F. H. M; BUENO, B. S; ZORNBERG, J. G. Performance of nonwoven geotextile-reinforced walls under wetting conditions: laboratory and field investigations. **Geosynthetics International.** V. 20, p. 90–104, 2013.

PRAVEEN, G.V; MURTY, V.R. Large triaxial tests on fabric reinforced and cement modified marginal soil. **Indian Geotechnical Conference IGC.** Guntur, Índia, 2009.

PUPPALA, A.J. Advances in ground modification with chemical additives: from theory to practice. **Transportation Geotechnics.** v.9, p. 123-138, 2016.

RACANA, N; GOURVES, R; GREDIAC, M. Mechanical behaviour of soil reinforced with geocells. **International Symposium on Earth Reinforcement.** Japão. p. 437 – 442, 2001.

REIS, R.C. **Estudo de estabilidade de taludes da mina de Tapira- MG.** 2010. 95f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) -Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto -MG, 2010.

RODRIGUES, M.G.M. **Contribuição ao estudo do método físicoquímico de dosagem do solo-cimento.** 1992. 193p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro- RJ, 1992.

SANDRONI, S., CONSOLI, N. C. Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com Dois Solos Difíceis: Os Extremamente Moles e os Expansivos. **COBRAMSEG 2010.** Anais. PP. 97–186. 2010.

SHUKLA, S. K. (2002). **Geosynthetics and their applications.** Thomas Telford Publishing, London. 430 p.

SIERA, A. C.C.F. **Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha.** 2003. 360 f. Tese (Doutorado em Ciências de Engenharia Civil: Geotecnia) – Pontofícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro -RJ, 2003.

SIEIRA, A. C. C.F.; SAYÃO, A. S. F. J. Ensaio triaxiais em solo reforçado com geogrelha. **Geotecnia**, Lisboa, v. 1, pp. 1-10, 2010.

SILVA, A.M. **Estudo de parâmetros de compactação proctor no comportamento mecânico do solo.** 2015. 165f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande -PB, 2015.

SILVA, J.P.M. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes.** 2011. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. Porto, Portugal, 2011.

SOARES, F. L; SOUZA, J.M. Análise de estabilidade de talude de área de risco no baixo ROGER em JOÃO PESSOA/PB. **17º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica- COBRAMSEG**. Goiânia -GO, pp. 7, 2014.

SOARES, R. M. **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado do Rio de Janeiro, RJ**. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro -RJ, 2005.

SOONG, T.Y; KOERNER, R. M. The Evolution of Geosynthetics. **Journal of ASCE**. v.67, pp. 62-64, 1997.

SOTO, M. A. A. **Comportamento entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados**. 2004. 206f. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos -SP, 2004.

SPECHT, L.P. **Comportamento de misturas de solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando à pavimentação**. 2000. 130f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) –Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre -RS, 2000.

SUZUKI, D.K. **Verticalização de aterro sanitário por meio de reforço com geogrelhas e diques periféricos alteados pelo método de montante**. 2012. 165f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) –Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo -SP, 2012.

TAFRESHI, M.S.N.; ASAKEREH, A. Strength evaluation of wet reinforced silty sand by triaxial test. **International Journal of Civil Engineerng**, Vol. 5, p. 274-283, 2007.

TANG, C; LI, J; WANG, D; PEI, X; SHI, B. Effect of discrete fibre reinforcement on soil tensile strength. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**. v.6, pp. 133-137, 2014.

TEIXEIRA, S. H. C. **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados.** 2003. 218f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

TEIXEIRA, C. F. **Análise Numérica de Ensaio em Solo Reforçado com Geogrelha.** 2006. 171f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) -Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ, 2006.

VERTEMATTI, J.C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos.** ABINT Editora Edgard Blucher. 2015.

WU, J. T. H; PHAM, T. Q; E ADAMS, M. T. (2013). Composite behavior of geosynthetic-reinforced soil (GRS) mass. **FHWA-HRT-10- 077.**

ZORNBERG, J.G.; MITCHELL, J.K. Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interaction and functions. **Geosynthetics International.** v.1, n.2, p.03-147, 1994.