

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Álison Silveira Sachetti

**SOLO REFORÇADO COM CAL E FIBRAS DE
POLIPROPILENO: COMPORTAMENTO QUANDO
SUBMETIDO À COMPRESSÃO TRIAXIAL**

Porto Alegre
dezembro 2012

ÁLISSON SILVEIRA SACHETTI

**SOLO REFORÇADO COM CAL E FIBRAS DE
POLIPROPILENO: COMPORTAMENTO QUANDO
SUBMETIDO À COMPRESSÃO TRIAXIAL**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Nilo Cesar Consoli
Coorientador: Lucas Festugato

Porto Alegre
dezembro 2012

ÁLISSON SILVEIRA SACHETTI

**SOLO REFORÇADO COM CAL E FIBRAS DE
POLIPROPILENO: COMPORTAMENTO QUANDO
SUBMETIDO À COMPRESSÃO TRIAXIAL**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelos Professores Orientadores e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2012

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph. D. pela Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela UFRGS
Coorientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Amanda Dalla Rosa Johann (URI)
MSc. pela UFRGS

Rodrigo Caberlon Cruz (DEP)
Dr. pela UFRGS

Felipe Gobbi Silveira (FGS Geotecnia)
Dr. pela UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, José Fernando e Verônica, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação se esforçaram para que isto se tornasse concreto.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela vida, família e amigos que me cercam.

Agradeço ao professor Nilo Cesar Consoli pela incansável orientação e dedicação no nosso trabalho e, principalmente, pelos conhecimentos transmitidos ao longo deste curso.

Agradeço ao professor e amigo Lucas Festugato pela orientação e ensinamentos durante todo o meu período de iniciação científica e, principalmente, no desenvolvimento deste trabalho, com certeza muito do que eu aprendi neste tempo de laboratório devo a ele.

Agradeço a professora Carin Maria Schmitt, pela dedicação na construção desse trabalho.

Agradeço especialmente a minha namorada Naila pelo companheirismo durante toda esta caminhada. Agradeço pela compreensão principalmente no período deste trabalho, no qual não consegui dar atenção que ela merece. Com certeza, retribuirei todo o carinho e ajuda.

Agradeço a toda galera do Legg/Environgeo, em especial a turma da velha guarda, Lucas, Chico, Anderson, Amanda, Luizmar, José, Vitor, Rodrigo Caberlon, João Nelson, Marina, Emanuele, Márcio, Rodrigo Alemão, Daniela e todos os demais que não estão aqui citados, mas com certeza não são menos importantes.

Agradeço a equipe da FGS Engenharia Geotécnica, Felipe, Anderson, Alvaro, Marcelo, Bruno, Rodrigo e Patricia, por confiarem no meu trabalho. Além de colegas vocês são todos grandes amigos e eu devo muito a vocês.

Agradeço a todos os companheiros que me aguentaram durante toda a minha graduação dividindo o “apertamento”. Giovanni, grande amigo desde sempre, abraço guri véio. Francisco, grande parceiro e mestre, sempre disposto a ajudar. José Rojas, grande amigo e fundador da República do Yucatán, valeu Joselito.

Agradeço a toda minha família, em especial ao padrinho Sérgio, famoso tio Patchuka, pela companhia ao longo de toda a caminhada e pelos momentos de descontração. Todos meus familiares foram muito importantes nesta caminhada, tudo o que eu consegui até hoje devo a vocês. Agradeço aos meus pais José Fernando e Verônica, sem o apoio, carinho e dedicação de vocês eu nada seria. Vocês são os maiores responsáveis por esta conquista. Muito obrigado!

A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original.

Albert Einstein

RESUMO

É extremamente comum que o solo de uma determinada região não tenha os parâmetros geotécnicos favoráveis a implementação de projetos de pavimentação e fundações em geral. Visto que, com o passar do tempo o homem ocupou praticamente todos os locais onde as características do solo são favoráveis à construção civil, principalmente nos grandes centros urbanos, restando os locais que desafiam os projetistas a fazerem obras de baixo custo e qualidade técnica. Desse modo, a técnica de melhoramento de solos se torna uma ferramenta eficaz para se atingir as resistências necessárias para execução de obras geotécnicas. Assim, este trabalho visa obter maiores informações sobre o comportamento mecânico de solos melhorados através de ensaios de resistência à compressão simples, diametral e triaxial e, a partir destes resultados aplicar o Critério de Ruptura de Griffith. Para tal, utilizou-se as misturas caulim-cal e caulim-cal-fibras de polipropileno. Foram moldados corpos de prova cilíndricos com dosagens específicas para realização dos ensaios, com a finalidade de se comparar o comportamento obtido das misturas reforçadas com fibras e não reforçadas. A partir dos resultados de compressão diametral aplicou-se a Teoria de Ruptura de Griffith e traçou-se a envoltória de ruptura que se ajustou perfeitamente bem aos resultados obtidos, tanto para as misturas solo-cal, como para as misturas solo-cal-fibras de polipropileno e, com os resultados de compressão triaxial traçou-se os círculos de Mohr, com diferentes tensões de confinamento efetivas, que comprovaram a eficácia desta teoria. Portanto, a Teoria de Ruptura de Griffith é aplicável para as misturas estudadas e o comportamento tensão-deformação obtido nos ensaios triaxiais evidenciou que a cal e as fibras de polipropileno melhoraram o comportamento do solo tornando-o mais frágil ou dúctil.

Palavras-chave: Melhoramento de Solos. Comportamento Mecânico. Teoria de Ruptura de Griffith.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática do delineamento do estudo	19
Figura 2 – Curva granulométrica do caulim	23
Figura 3 – Curvas de compactação do solo, solo-cimento e solo-fibra	24
Figura 4 – Dosagem de cal pelo método ICL	27
Figura 5 – Mecanismo de estabilização solo-cal	29
Figura 6 – Variação da resistência à compressão simples em relação a quantidade de cal para amostras com 90 dias de cura	29
Figura 7 – Diferentes feições estruturais de solos	32
Figura 8 – Relação vazios/cal para unidades amostrais com tempo de cura de 28 dias ..	33
Figura 9 – Relação vazios/cal expressos em termos da porosidade pelo teor volumétrico de cal para amostras com 28 dias de cura	34
Figura 10 – Curva resistência <i>versus</i> deformação distorcional	36
Figura 11 – Curva de variação volumétrica <i>versus</i> deformação distorcional	36
Figura 12 – Comparação entre as curvas de módulo cisalhante <i>versus</i> deformação distorcional, para 100 kPa de tensão confinante, do material com e sem reforço	37
Figura 13 – Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, definidas por Festugato (2008) e por Casagrande (2005)	39
Figura 14 – Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, e com fibras de 100dtex com 50mm, definidas por Festugato (2008) e por Casagrande (2005)	40
Figura 15 – Envoltórias de ruptura (no formato parabólico), no gráfico tensão normal <i>versus</i> tensão cisalhante para uma determinada porosidade sobre o teor volumétrico de cimento de aproximadamente 30	44
Figura 16 – Caulim rosa de uso comercial utilizado nesta pesquisa	47
Figura 17 – (a) fibras de polipropileno cortadas com comprimento de 24 mm e (b) imagem de microscopia eletrônica de varredura com aumento de 230x	49
Figura 18 – (a) molde metálico tripartido desmontado e (b) molde metálico montado ...	50
Figura 19 – Acondicionamento dos corpos de prova	51
Figura 20 –(a) ensaio de compressão simples e (b) diametral	53
Figura 21 – Equipamento triaxial da marca Geonor adaptado	54
Figura 22 – (a) sensor de efeito Hall na posição axial e (b) sensor de efeito Hall na posição radial	55
Figura 23 – (a) calibração do sensor de efeito Hall na posição axial 1, (b) na posição axial 2 e (c) na posição radial	55
Figura 24 – Data logger da marca NOVUS	57

Figura 25 – Resistência à compressão simples e diametral	60
Figura 26 – Relação RCD/RCS	61
Figura 27 – Modo de ruptura de misturas solo-cal-fibras de polipropileno quando submetido à compressão diametral	62
Figura 28 – Modo de ruptura de misturas solo-cal quando submetido à compressão diametral	63
Figura 29 – Medição do parâmetro B, CP III (solo-cal, 60 kPa de tensão efetiva)	65
Figura 30 – Medição do parâmetro B, CP VII (solo-cal-fibras, 60 kPa de tensão efetiva)	66
Figura 31 – Curvas tensão-deformação axial (caulim-cal)	68
Figura 32 – Curvas deformação axial versus deformação volumétrica (caulim-cal)	68
Figura 33 – Curvas tensão-deformação axial (caulim-cal-fibras de polipropileno)	71
Figura 34 – Curvas deformação axial versus deformação volumétrica (caulim-cal-fibras de polipropileno)	71
Figura 35 – Envoltória de ruptura da mistura caulim-cal	73
Figura 36 – Envoltória de ruptura da mistura caulim-cal-fibras de polipropileno	74
Figura 37 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas	74
Figura 38 – Modos de ruptura (a) caulim-cal e (b) caulim-cal-fibras de polipropileno ...	75
Figura 39 – Envoltória de ruptura (caulim-cal)	76
Figura 40 – Envoltória de ruptura (caulim-cal-fibras de polipropileno)	77
Figura 41 – Comparação entre as envoltórias de ruptura	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades físicas do caulim	23
Tabela 2 – Propriedades da cal hidratada	25
Tabela 3 – Resumo das propriedades mecânicas das fibras	26
Tabela 4 – Programa experimental	46
Tabela 5 – Caracterização da cal	48
Tabela 6 – Ensaio triaxial realizados	64
Tabela 7 – Valores típicos para o parâmetro B	65

LISTA DE SIGLAS

Environgo – Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental

CD – Consolidado e drenado

ICL – *Initial Consumption of Lime*

Legg – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

RAE - *Royal Aircraft Establishment*

RCD – Resistência à compressão diametral

RCS – Resistência à compressão simples

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

ϕ' – ângulo de atrito efetivo ($^{\circ}$)

C_{av} – teor volumétrico de cal (%)

C_{iv} – teor volumétrico de cimento (%)

e – índice de vazios

c' – intercepto coesivo efetivo (kPa)

ε_a – deformação axial (%)

ε_s – deformação distorcional (%)

ε_v – deformação volumétrica (%)

G – módulo cisalhante (kPa)

η – porosidade

pH – potencial hidrogeniônico

q_u – resistência (kPa)

R^2 – quadrado da correlação

τ – resistência ao cisalhamento;

σ_v – Tensão Normal;

σ_t – Resistência à tração

V_{ca} – volume de cal (cm^3)

V_v – volume de vazios (cm^3)

γ_d – massa específica aparente seca (g/cm^3).

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	17
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	17
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	17
2.2.1 Objetivo principal	17
2.2.2 Objetivo secundário	17
2.3 HIPÓTESE	17
2.4 DELIMITAÇÕES	18
2.5 LIMITAÇÕES	18
2.6 DELINEAMENTO	18
2.6.1 Pesquisa bibliográfica	19
2.6.2 Elaboração do plano experimental	20
2.6.3 Calibragem do equipamento e do processo de moldagem	20
2.6.4 Ensaio de laboratório	20
2.6.5 Análise do resultados	21
2.6.6 Aplicação da teoria de Griffith	21
2.6.7 Conclusões	21
3 VISÃO GERAL SOBRE AS MISTURAS SOLO-CAL-FIBRA	22
3.1 MATERIAIS UTILIZADOS NA MISTURA	22
3.1.1 Solo.....	22
3.1.2 Cal	24
3.1.3 Fibra de polipropileno	25
3.2 DOSAGEM DOS MATERIAIS	26
3.2.1 Definição dos teores de cal	27
3.2.2 Definição dos teores de fibra de polipropileno	27
4 COMPORTAMENTO DE SOLOS MELHORADOS	28
4.1 EFEITO DA CAL NA MISTURA	28
4.2 EFEITO DA POROSIDADE	30
4.3 EFEITO DO TEMPO DE CURA	30
4.4 EFEITO DO pH	31
4.5 EFEITO DO TEOR DE UMIDADE	31
4.6 RELAÇÃO ÁGUA/CAL	32
4.7 RELAÇÃO VAZIOS/CAL.....	32

4.8 COMPORTAMENTO SOLO-FIBRA	34
4.8.1 Interação solo-fibra	34
4.8.2 Comportamento tensão-deformação	35
4.8.3 Análise da rigidez	37
4.8.4 Envoltórias de ruptura e resistência ao cisalhamento	38
5 TEORIA DE RUPTURA DE GRIFFITH	41
5.1 VISÃO GERAL SOBRE O CRITÉRIO DE RUPTURA DE GRIFFITH	41
5.2 TEORIA DE GRIFFITH APLICADA A UM SOLO MELHORADO	42
6 PROGRAMA EXPERIMENTAL	45
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	45
6.2 MATERIAIS	46
6.2.1 Solo	46
6.2.2 Cal	47
6.2.3 Fibras de polipropileno	48
6.2.4 Água	49
6.3 MÉTODOS	49
6.3.1 Moldagem dos corpos de prova	49
6.3.2 Compressão simples e diametral	52
6.3.3 Compressão triaxial	53
6.3.3 Método de Griffith	57
7 RESULTADOS	59
7.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL	59
7.1.1 Resistência à compressão simples e diametral	59
7.1.2 Modo de ruptura	61
7.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	63
7.2.1 Variação do parâmetro B de poro-pressão	64
7.2.2 Comportamento tensão-deformação	67
7.2.3 Envoltórias de ruptura	72
7.2.4 Modo de ruptura	75
7.3 CRITÉRIO DE RUPTURA DE GRIFFITH	76
8 CONCLUSÕES	79
8.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL	79
8.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL (CD)	79
8.3 CRITÉRIO DE RUPTURA DE GRIFFITH	80
8.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	81

1 INTRODUÇÃO

O solo é um material fundamental para qualquer obra de Engenharia, pois em função das suas características serão executadas as fundações, superficiais ou profundas, que darão toda a sustentação à obra. Contudo, diferentemente de outros materiais utilizados pela construção civil, o solo tem como principal característica a sua variabilidade e suas propriedades são controladas pelo histórico da sua formação na natureza. Com a finalidade de melhorar suas propriedades o solo pode ser tratado para se adequar melhor ao seu uso. É com esse intuito que este trabalho de Diplomação em Engenharia Civil tem como objetivo fazer um estudo do comportamento do solo tratado com cal e reforçado com fibras de polipropileno quando submetido à compressão triaxial.

Segundo Rojas (2012, p. 1), é comum que o solo de uma localidade não preencha parcial ou totalmente as exigências de projeto. A realização de obras de Engenharia sobre solos com características geotécnicas deficientes, torna-se, na maioria das vezes, inviável economicamente. Uma das alternativas que o engenheiro geotécnico dispõe para viabilizar técnica e economicamente a execução da obra é melhorar as propriedades do solo existente, de modo a criar um novo material capaz de atender da melhor forma às exigências do projeto.

Dessa forma, a técnica de melhoramento de solos tem como objetivo atender as aspirações do mercado de Engenharia que anseia por novos métodos que reduzam tempo, custo e sejam ambientalmente favoráveis. Dessa maneira, várias pesquisas vêm sendo realizadas no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, mais especificamente pelos laboratórios de Geotecnia, Environgeo (Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental) e Legg (Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental), nos quais se desenvolveram vários trabalhos científicos, com destaque para os de Festugato (2008), Dalla Rosa (2009), Lopes Júnior (2011) e Rojas (2012). Estes trabalhos e outros que vêm sendo desenvolvidos nesses laboratórios, utilizam métodos de dosagem que se baseiam na razão vazios/agente cimentante para estimativas de resistências.

A escolha do tratamento do solo com cal e fibras de polipropileno se justifica, pois a cal é um material vastamente utilizado para a estabilização de solos. Na área da pavimentação principalmente, ela é empregada para melhorar as propriedades físicas do leito e subleito do

pavimento, além de ser um material mais econômico se comparado, por exemplo, com o cimento Portland. Já as fibras de polipropileno, dão um acréscimo de resistência mecânica a maiores deformações para a mistura. Na prática ela é empregada em reforço do solo da base de fundações diretas, em aterros sanitários e no leito e subleito do pavimento, assim como a cal.

Além de abordar a técnica de melhoramento de solos, essa pesquisa verifica se a teoria de ruptura de Griffith é aplicável para o solo melhorado em estudo, através dos resultados obtidos dos ensaios de compressão diametral e com a elaboração dos círculos de Mohr obtidos pelos ensaios triaxiais consolidados e drenados.

No capítulo 2 são apresentadas as diretrizes para o desenvolvimento deste Trabalho de Conclusão de Curso, com a finalidade de situar melhor a pesquisa realizada e o entendimento do conteúdo abordado.

Nos capítulos 3, 4 e 5 foram feitas breves revisões bibliográficas sobre os assuntos abordados neste trabalho. O capítulo 3 tem como objetivo fazer um apanhado geral sobre as misturas solo-cal-fibra. No capítulo 4, o foco está no comportamento mecânico de solos melhorados, estudando o efeito que cada material e suas variáveis causam na mistura. E, o capítulo 5 aborda a Teoria de Ruptura de Griffith e sua aplicação em solos melhorados.

O capítulo 6 relata o programa experimental utilizado nesta pesquisa com descrição dos materiais e métodos abordados.

No capítulo 7 são apresentados os resultados obtidos dos ensaios laboratoriais descritos no programa experimental, bem como a interpretação dos mesmos.

E, por fim, no capítulo 8 foram feitas as conclusões cabíveis a cerca dos resultados obtidos. Neste mesmo capítulo, foram feitas sugestões para trabalhos futuros.

Portanto, essa pesquisa possui um caráter inovador e está inserida nos atuais desafios apresentados ao engenheiro civil geotécnico, e através da luz do conhecimento pretende comprovar a aplicabilidade dessas práticas de engenharia de solos, ainda não muito divulgadas no meio técnico.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: a teoria de Griffith é aplicável para um solo reforçado com cal e, também, para o mesmo solo reforçado com cal e fibras de polipropileno?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do trabalho é a verificação da aplicabilidade da teoria de Griffith para um solo reforçado com cal e, para o mesmo solo, reforçado com cal e fibras de polipropileno.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário é a obtenção do comportamento mecânico e dos parâmetros geotécnicos de projeto com os resultados das resistências à compressão simples, diametral e triaxial.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que a teoria de Griffith apresente resultados válidos para um solo reforçado com cal e, também, para o mesmo solo reforçado com cal e fibras de polipropileno.

Solo reforçado com cal e fibras de polipropileno: comportamento quando submetido à compressão triaxial

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo do caulim como solo a ser melhorado com adição de cal e fibras de polipropileno.

2.5 LIMITAÇÕES

O trabalho limitou-se a uma condição específica de dosagem e de materiais, sendo eles:

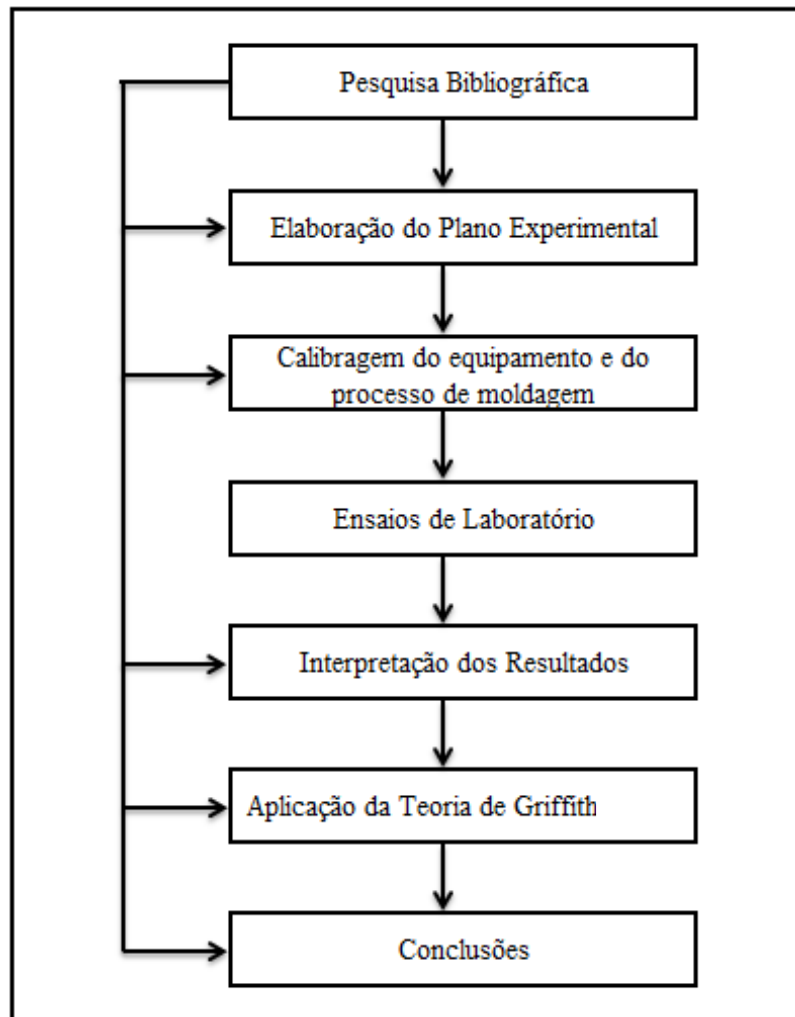
- a) porcentagem de cal igual de 5% em relação a massa de solo seco;
- b) peso específico aparente seco de 1,5 g/cm³;
- c) nos corpos de prova reforçados com fibras de polipropileno, a porcentagem de fibras é igual a 0,5% em relação a massa de solo seco;
- d) teor de umidade igual a 20% em relação a massa de solo seco;
- e) tempo de cura das unidades amostrais de 28 dias;
- f) água da concessionária de abastecimento público.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) elaboração do plano experimental;
- c) calibragem do equipamento e do processo de moldagem;
- d) ensaios de laboratório;
- e) interpretação dos resultados;
- f) aplicação da teoria de Griffith;
- g) conclusões.

Figura 1 – Representação esquemática do delineamento do estudo



(fonte: elaborado pelo autor)

2.6.1 Pesquisa bibliográfica

A pesquisa bibliográfica foi feita por estudos que foram contínuos ao longo do trabalho, nos quais foram pesquisadas as propriedades físicas, químicas e mecânicas dos materiais abordados nesta pesquisa e, utilizados como reforço em misturas com solo, a caracterização geotécnica do solo, procedimentos do ensaio de compressão triaxial, análises de resultados triaxiais, resistência à compressão simples e diametral e, por fim, aplicações da teoria de ruptura de Griffith.

2.6.2 Elaboração do plano experimental

Com o objetivo de comparar os resultados obtidos através de ensaios de compressão diametral e compressão triaxial, tomou-se o cuidado de elaborar um plano experimental idêntico para os dois casos. Determinou-se uma dosagem intermediária em comparação com os trabalhos de Moretto et al. (2011) e Corte et al. (2012), tomando como base o plano experimental já elaborado para os ensaios de compressão diametral que consiste em corpos de prova com as seguintes características:

- a) peso específico aparente seco de 1,5 g/cm³;
- b) teor de umidade de 20%;
- c) porcentagem de cal, em relação a massa de solo seco, de 5%;
- d) porcentagem de fibra, em relação a massa de solo seco, de 0,5%;
- e) tempo de cura de 28 dias.

2.6.3 Calibragem do equipamento e do processo de moldagem

Com o objetivo de aperfeiçoar e evitar as variáveis do processo de moldagem de corpos de prova e dos ensaios de compressão triaxial, foram feitos testes pilotos, com o solo reforçado com cal, e também com o solo reforçado com cal e fibras de polipropileno, antes dos ensaios propriamente ditos. O equipamento passou por um processo de manutenção e remontagem feita pelo autor em laboratório, tendo o cuidado de testar todos os procedimentos do ensaio e, calibraram-se todos os equipamentos como: sensores de efeito Hall, célula de carga e transdutores de pressão, para que se tenha uma maior confiabilidade nos resultados obtidos.

2.6.4 Ensaio de laboratório

Foi a etapa de realização das moldagens dos corpos de prova com e sem as fibras de polipropileno e dos ensaios de compressão triaxial, consolidados e drenados (CD), e dos ensaios de compressão simples e diametral.

2.6.5 Análise dos resultados

A partir dos resultados apresentados pelos ensaios de compressão triaxial, foram feitas as análises cabíveis, bem como, para os resultados de compressão simples e diametral, tanto para as unidades amostrais reforçadas com fibra, quanto para as unidades não reforçadas.

2.6.6 Aplicação da teoria de Griffith

Foi aplicada a teoria de ruptura de Griffith com os resultados obtidos pela compressão diametral das misturas de solo, cal e fibra de polipropileno, e somente solo e cal. Posteriormente, com os resultados dos ensaios triaxiais foram feitas as validações cabíveis à teoria.

2.6.7 Conclusões

A partir das aplicações anteriormente citadas foi validada a teoria de ruptura de Griffith e o decréscimo da resistência relacionado à adição de fibras de polipropileno a mistura de solo e cal para a dosagem específica aplicada no estudo.

3 VISÃO GERAL SOBRE AS MISTURAS SOLO-CAL-FIBRA

Neste capítulo, são apresentados aspectos gerais sobre a técnica do melhoramento de solos, mais especificamente sobre misturas solo-cal-fibra. É válido ressaltar que existem várias denominações para misturas solo-agente cimentante-materiais de reforço, tais como: solos estabilizados, solos melhorados, solos tratados, entre outras. O uso de determinada nomenclatura pode ser justificada pelo grau de alteração que a mistura provoca, contudo, neste trabalho essas denominações serão utilizadas indistintamente.

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS NA MISTURA

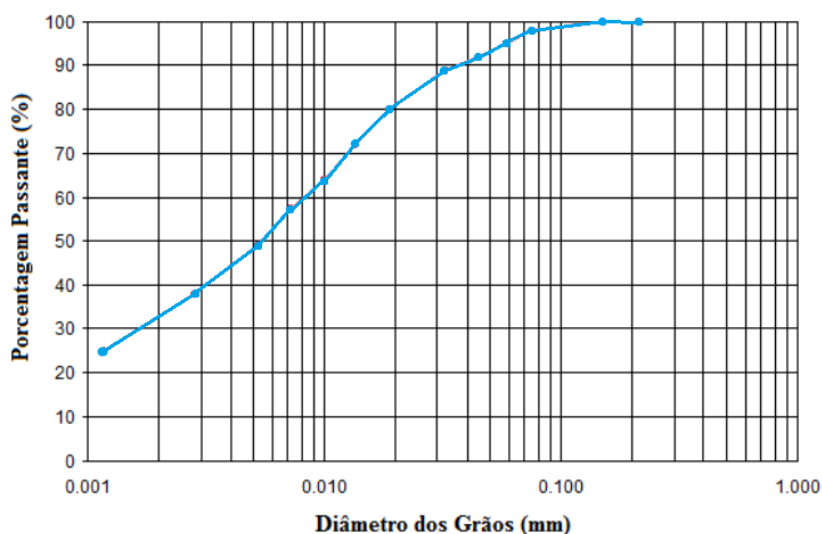
A seguir são descritos os materiais participantes da mistura solo-agente cimentante-material de reforço.

3.1.1 Solo

Segundo Rosa (2010, p. 24-25), a coloração branca, ou rosa do caulim, é função do teor de ferro presente. E também, devido a sua composição mineralógica os solos caoliníticos são adequados para a estabilização com agentes cimentantes, pois não apresentam expansividade, tendo assim um desenvolvimento adequado de resistência.

Já a caracterização do caulim foi realizada por Feuerharmel (2000, p. 63-64). O autor obteve a curva granulométrica com defloculante, figura 2, bem como suas propriedades físicas que são apresentadas na tabela 1. A partir dos ensaios de caracterização, é possível observar que o solo é formado por quase que a sua totalidade de materiais finos como a argila e o silte, tendo uma pequena parte granular de aproximadamente 1,5% de areia fina.

Figura 2 – Curva granulométrica do caulim



(fonte: adaptado de FEUERHARMEL, 2000, p. 66)

Tabela 1 – Propriedades físicas do caulim

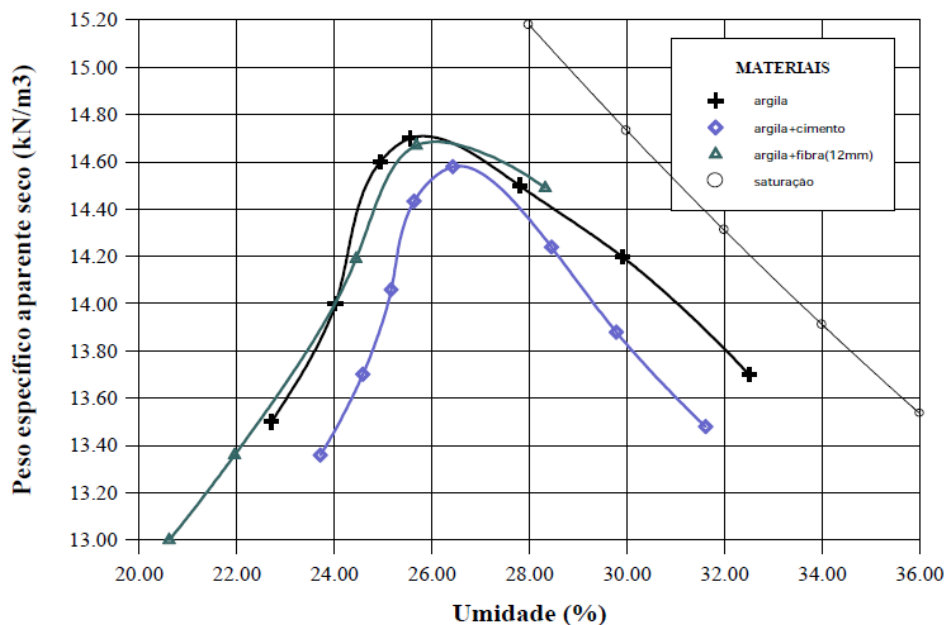
Propriedades Físicas	Valores Médios
peso específico real do grãos	24,4 kN/m ³
% de areia fina	1,50%
% de silte	47,50%
% de argila	51%
limite de liquidez	39%
limite de plasticidade	34%
índice de plasticidade	5%

(fonte: FEUERHARMEL, 2000, p. 64)

Feuerharmel (2000, p. 68) assumiu que os parâmetros de compactação do solo não melhorado se comportam de forma semelhante aos parâmetros do solo melhorado com cimento e, do mesmo, melhorado com fibras de 12 mm de comprimento, como é possível observar na figura 3. Como consequência dessa aproximação das curvas de compactação, também pode ser verificado que os teores ótimos de umidade para as diferentes misturas são

relativamente próximos, dentro da faixa de 25% a 27% de umidade, bem como os valores ótimos de peso específico aparente seco que estão entre 14 kN/m³ e 15 kN/m³.

Figura 3 – Curvas de compactação do solo, solo-cimento e solo-fibra



(fonte: FEUERHARMEL, 2000, p. 69)

3.1.2 Cal

O consumo de cal no mundo, destacado por Guimarães (2002, p. 17), deve-se a sua multiplicidade de aplicações. A cal está entre os dez produtos de origem mineral mais consumidos no mundo, segundo o autor. Graças a sua dupla capacidade, como reagente químico e aglomerante-ligante, o produto ganha ainda mais competitividade nos setores industriais e sociais.

Guimarães (2002, p. 182-183) explica que nem sempre a mistura solo-cal atinge a resistência esperada, mesmo depois de um longo período de cura, principalmente quando o solo em questão é de granulometria siltosa ou arenosa. Para que isso não ocorra, adota-se o artifício de misturar, com a cal e o solo, outro aditivo, geralmente amorfo, que permita o aparecimento de reações químicas ou físico-químicas, não favorecendo apenas a resistência, mas também melhorando outras propriedades da mistura. São exemplos: solo-cal-cinza volante, solo-cal-

escória granulada de alto forno, solo-cal-cimento Portland, entre outras misturas com propriedades pozolânicas.

Segundo Guimarães (2002, p. 118), o processo que dá origem a cal hidratada é uma reação química que acontece a partir da presença de água, durante o prosseguimento da fase industrial que gera a cal virgem. O aspecto da cal hidratada se dá pela quantidade de água utilizada na reação, podendo ser de seca a completamente saturada. A seguir, na tabela 2, o autor apresenta as principais propriedades relacionadas a cal hidratada.

Tabela 2 – Propriedades da cal hidratada

Propriedade	Cal hidratada
composição química	Ca(OH)_2 ou $\text{Ca(OH)}_2 \text{ Mg(OH)}_2$
sistema de cristalização	Hexagonal
peso específico	2,3 a 2,9g/cm ³
densidade aparente	400 a 600kg/m ³
dureza	2 a 3
coeficiente de expansão	$3,34 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}$
calor específico	0,27 a 0,37
calor de formação	8000 a 15300 Cal/mole
ângulo de repouso	70°C
solubilidade	1,33gCaO/l a 10°C
impurezas	SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , P_2O_5 , S, alcalis, Ci, Mn, C, Cu, Ti, Ba, F, B, Zn, Pb

(fonte: adaptado de GUIMARÃES, 2002, p. 120)

3.1.3 Fibra de polipropileno

Para Festugato (2008, p. 70), a escolha das fibras de polipropileno em misturas solo-fibra se justifica, pois elas apresentam características uniformes e bem definidas, além da fácil

comercialização e principalmente por serem inertes quimicamente, ou seja, por não afetar o estado químico inicial do solo.

Conforme esse autor, a espessura dos filamentos das fibras utilizados na indústria têxtil é chamada de título. Sua respectiva unidade é o dtex, sendo 1 dtex igual a 1g/10000m. As fibras com textura corrugada apresentam maior diâmetro, enquanto as fibras com menor diâmetro possuem textura lisa. As propriedades mecânicas das fibras de polipropileno são apresentadas na tabela 3.

Tabela 3 – Resumo das propriedades mecânicas das fibras

Propriedades Mecânicas	fibras 3,3dtex	fibras 100dtex
espessura	0,0023mm	0,100mm
densidade	0,91	0,91
módulo de elasticidade	3GPa	3GPa
resistência à tração última	120MPa	120Mpa
deformação na ruptura	80%	80%

(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 71)

Sobre a influência das propriedades das fibras no comportamento tensão-deformação no solo reforçado, Festugato (2008, p. 67) descreve que:

[...] o comportamento tensão-deformação de compósitos reforçados com fibra é influenciado tanto por fatores relacionados à matriz (granulometria, índice de vazios, umidade, etc.) quanto por fatores relacionados ao reforço (módulo, comprimento, espessura, rugosidade, orientação, teor e formato).

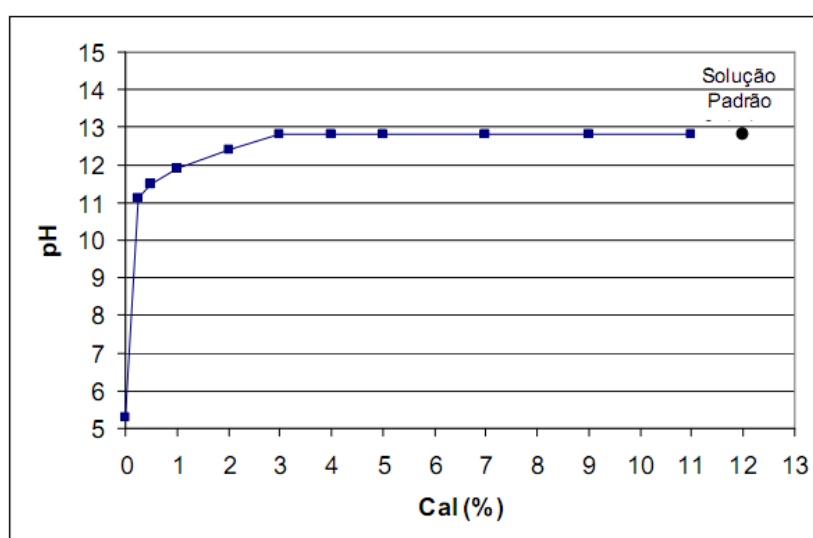
3.2 DOSAGEM DOS MATERIAIS

Nos itens subsequentes é apresentada uma breve revisão sobre a definição dos teores de cal e de fibra de polipropileno utilizados em misturas com solo.

3.2.1 Definição dos teores de cal

Segundo Dalla Rosa (2009, p. 74), a experiência brasileira na utilização do solo-cal, tanto a nível acadêmico, quanto prático, confirma que os teores mínimos de cal definidos pelo método ICL (*Initial Consumption of Lime*) são adequados. Através da figura 4 é possível observar que as misturas caulim-cal definidas pelo método ICL possuem pH constante para valores maiores que 3% de cal em relação ao peso de solo seco.

Figura 4 – Dosagem de cal pelo método ICL



(fonte: DALLA ROSA, 2009, p. 75)

3.2.2 Definição dos teores de fibra de polipropileno

Feuerharmel (2000, p. 56) questiona os efeitos causados exclusivamente pela porcentagem de fibras adicionadas à mistura, pois esta relação está ligada diretamente ao comprimento da fibra utilizada. Sendo que, o limite superior dos teores de fibras de polipropileno, no qual é possível moldar corpos de prova, foi definido por propriedades como a trabalhabilidade e a homogeneidade da mistura solo-fibra.

4 COMPORTAMENTO DE SOLOS MELHORADOS

Neste capítulo é apresentada uma breve revisão sobre o comportamento de solos melhorados, com foco nos seguintes assuntos: os efeitos que a utilização da cal provocam na mistura, o efeito da porosidade e sua relação com a resistência da mistura, o efeito do tempo de cura em misturas com cal, o efeito do pH, o efeito do teor de umidade, a relação entre a quantidade de água com relação a quantidade de cal e por fim o comportamento das misturas solo-fibra.

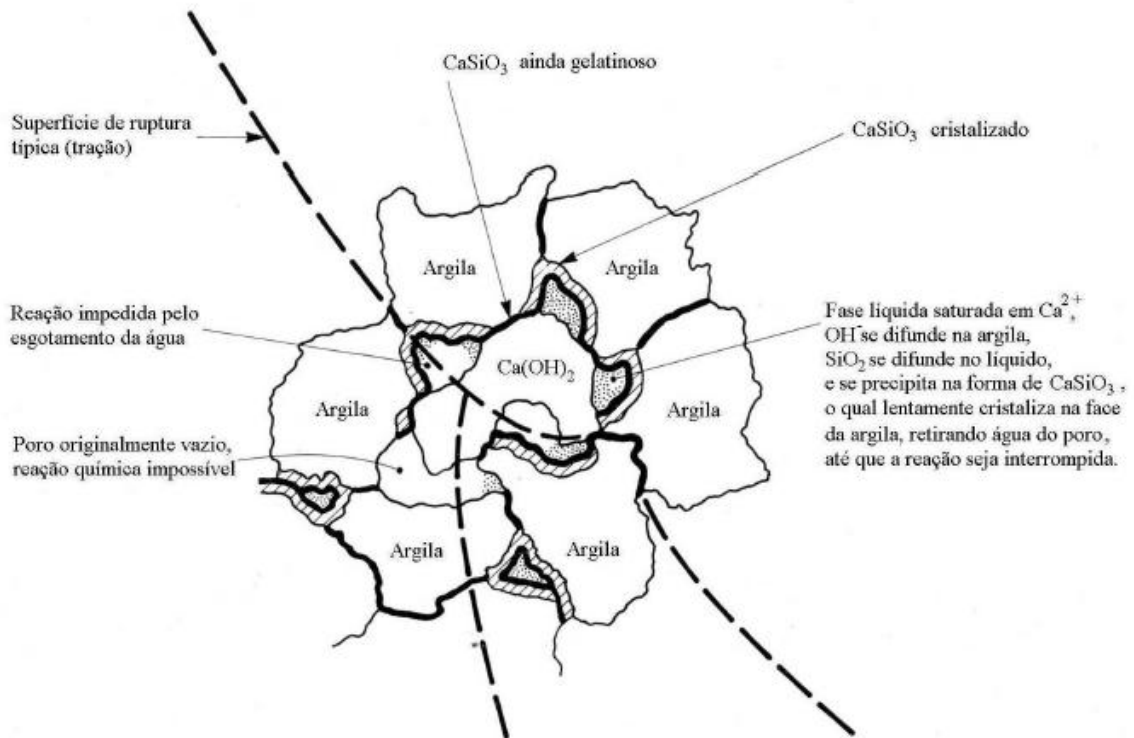
4.1 EFEITO DA CAL NA MISTURA

Segundo Ingles e Metcalf¹ (1972 apud LOPES JUNIOR, 2007, p. 90), com a adição de cal, a reação química que dissolve a sílica e a alumina da argila eleva o pH da mistura a um valor alto pela dissolução dos íons hidroxila. Essa reação forma géis de silicatos ou aluminatos hidratados de cálcio. Esses géis, resultantes das reações químicas da cal, imediatamente cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios. Logo após, os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos bem definidos. Para que esta reação ocorra, assim como o cimento Portland, a cal necessita da presença de água. Através da figura 5 é possível observar as reações que ocorrem na mistura solo-cal e, também, a superfície de ruptura típica quando a mistura é submetida a um esforço de tração.

Dalla Rosa (2009, p. 79-80) verificou que, para uma mistura solo-cal, com tempo de cura de 90 dias e teor de umidade de 14%, a variação da porcentagem de cal pela resistência à compressão simples gerou um ajuste conforme mostra a figura 6 para diferentes pesos específicos. Através da figura 6, é possível observar que houve um aumento linear com o acréscimo de cal, pequenos teores de cal são suficientes para aumentar a resistência e que, ao se aumentar a quantidade de cal de 3% para 9%, a resistência cresceu mais de 50%, para um mesmo peso específico.

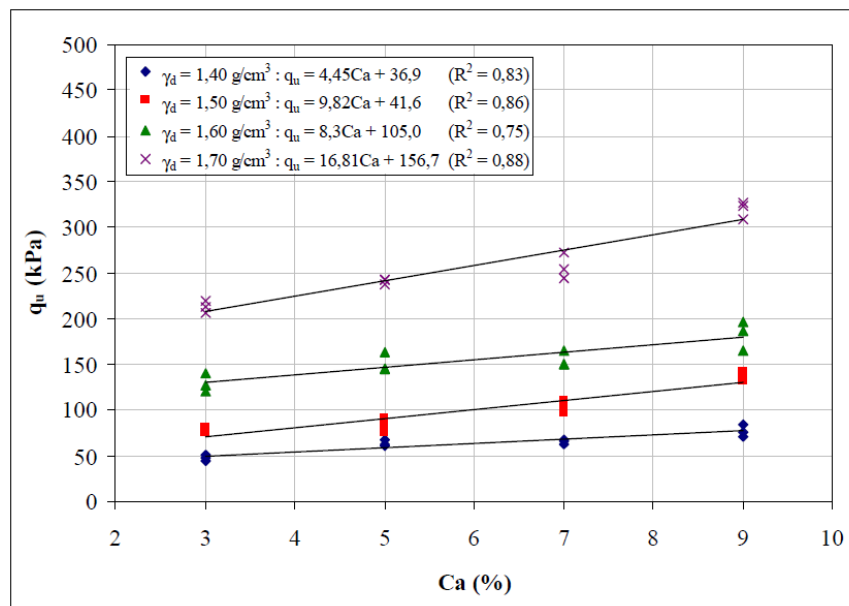
¹ INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization**: principles and practice. Sidney: Butterworths, 1972.

Figura 5 – Mecanismo de estabilização solo-cal



(fonte: INGLES; METCALF², 1972 apud LOPES JUNIOR, 2007, p. 90)

Figura 6 – Variação da resistência à compressão simples em relação à quantidade de cal para amostras com 90 dias de cura



(fonte: DALLA ROSA, 2009, p. 80)

² INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization**: principles and practice. Sidney: Butterworths, 1972.

4.2 EFEITO DA POROSIDADE

Segundo Dalla Rosa (2009, p. 84), a redução da porosidade da mistura compactada exerce influência na resistência à compressão simples de forma semelhante ao aumento de resistência devido a quantidade de cal adicionada na mistura. Contudo, o aumento da resistência devido à redução da porosidade independe da quantidade de cal adicionada.

Outro efeito da porosidade, observado por Dalla Rosa (2009, p. 108-109), foi que para um mesmo teor de cal utilizado na mistura houve um aumento do teor volumétrico de cal (volume de cal/volume do corpo de prova), ou seja, há um número maior de partículas de cal a medida que a massa específica aparente seca aumenta. Esta relação é válida para diferentes tempos de cura e, também, foi verificada por outros autores.

Para Lopes Junior (2007, p. 91), o aumento da resistência devido à redução da porosidade se deve a existência de uma maior interação entre as partículas existentes, desse modo a cimentação se torna mais efetiva. Também contribuem para uma maior resistência, a maior capacidade de distribuição das tensões, bem como a maior capacidade de mobilização de atrito nas porosidades mais baixas.

4.3 EFEITO DO TEMPO DE CURA

Para Dalla Rosa (2009, p. 147), as amostras com tempo de cura igual a 28 e 60 dias não apresentaram resistência à compressão simples significativa, enquanto as amostras com tempo de cura de 90 dias obtiveram um ganho considerável. A relação da resistência à compressão simples entre as amostras de 28 e as de 90 dias indica que há um aumento de mais de 115% da resistência à compressão simples para uma mesma dosagem de cal.

Segundo Dalla Rosa (2009, p. 149-150), o efeito anteriormente citado explica-se, pois o ganho de resistência para as amostras de solo-cal é dado por reações pozolânicas lentas, estendendo-se por anos e iniciando apenas depois de um certo tempo da compactação da mistura.

4.4 EFEITO DO pH

Para ocorrer aumento da resistência em misturas solo-cal, Dalla Rosa (2009, p. 150) indicou que, deve haver um pH suficientemente elevado para que ocorra a dissolução da sílica e da alumina presentes nos argilo-minerais do solo. A combinação de sílica e de alumina dissolvidas dão origem a novos compostos cimentantes. Portanto, a cal é fundamental para a manutenção do pH elevado, como também, para a formação de aluminatos, silicatos e/ou alumino-silicatos de cálcio.

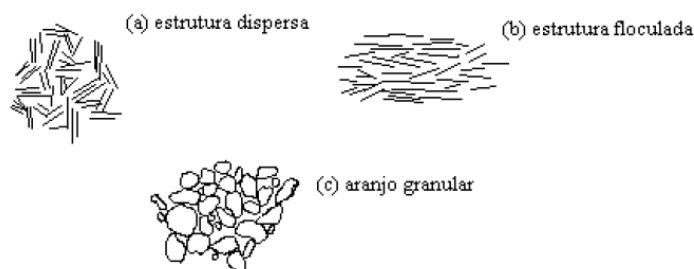
4.5 EFEITO DO TEOR DE UMIDADE

Segundo Lopes Junior (2007, p. 95), para corpos de prova de solo-cal, com tempo de cura de 28 dias, foi constatado que a variação do teor de umidade não afetou a resistência à compressão simples. Contudo, para corpos de prova com 90 dias de cura, a variação da umidade foi significativa. O autor observou que, para umidades com valores de até 12%, a resistência se manteve constante e, para valores superiores, a resistência diminui cerca de 30%.

Para Lopes Junior (2007, p. 96), a explicação desse fenômeno, para corpos de prova com 90 dias de cura, deve-se ao fato das reações pozolânicas promovidas pela cal acontecerem de forma lenta, as quais continuaram o processo de floculação e aglomeração mudando a estrutura da mistura solo-cal, portanto a redução da resistência à compressão simples pode ser explicada, pois ocorre uma estrutura menos floculada, devido ao excesso de umidade. Essas diferentes feições que ocorrem no solo podem ser observadas na figura 7.

Solos argilosos possuem estruturas dispersas, como é possível observar na figura 7(a), apresentada por Lopes Junior (2007, p. 96). Na figura 7(b), está a representação de estruturas floculadas. Para solos arenosos e siltosos ocorre um arranjo granular com maior ou menor grau de compactidade, como pode ser observado na figura 7(c).

Figura 7 – Diferentes feições estruturais de solos argilosos



(fonte: adaptado de MITCHELL³, 1976 apud LOPES JUNIOR, 2007, p. 96)

4.6 RELAÇÃO ÁGUA/CAL

O papel desempenhado pelos vazios e pela quantidade de água é diferente, pois os vazios não estão totalmente preenchidos pela água e sendo assim, não existe uma relação direta entre a quantidade de vazios presentes na mistura solo-cal e a quantidade de água (LOPES JUNIOR, 2007, p. 97). Desse modo, o autor concluiu que enquanto a água afeta a mistura solo-cal por alterar sua estrutura, a porosidade afeta diretamente a resistência à compressão simples por alterar a interação entre as partículas. Dessa maneira, afeta as distribuições de tensões dentro da mistura e o grau de cimentação.

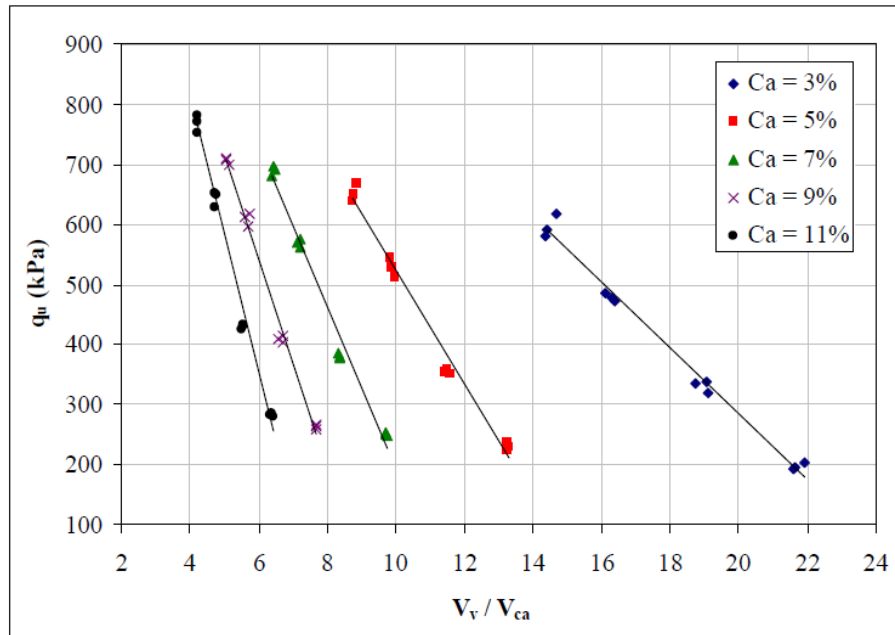
Lopes Junior (2007, p. 97) concluiu que, para misturas de solo-cal na condição não saturada ou próxima de saturação, a relação entre a quantidade de vazios pela quantidade de cal é mais eficaz na análise do controle da resistência desejada.

4.7 RELAÇÃO VAZIOS/CAL

Os corpos de prova de mistura solo-cal com menor porosidade e menor porcentagem de cal, para tempos de cura de 28 e 90 dias, atingiram maiores resistências à compressão simples. Desse modo, Lopes Junior (2007, p. 97) concluiu que pontos de moldagem com mesma relação vazios/cal obtidos de modo diferente, um por redução de vazios (densificação) e outro por aumento do teor de cal, apresentam resistências diferentes. Estas afirmações feitas pelo autor são representadas na figura 8.

³ MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. New York: John Willy & Sons, 1976.

Figura 8 – Relação vazios/cal para unidades amostrais com tempo de cura de 28 dias

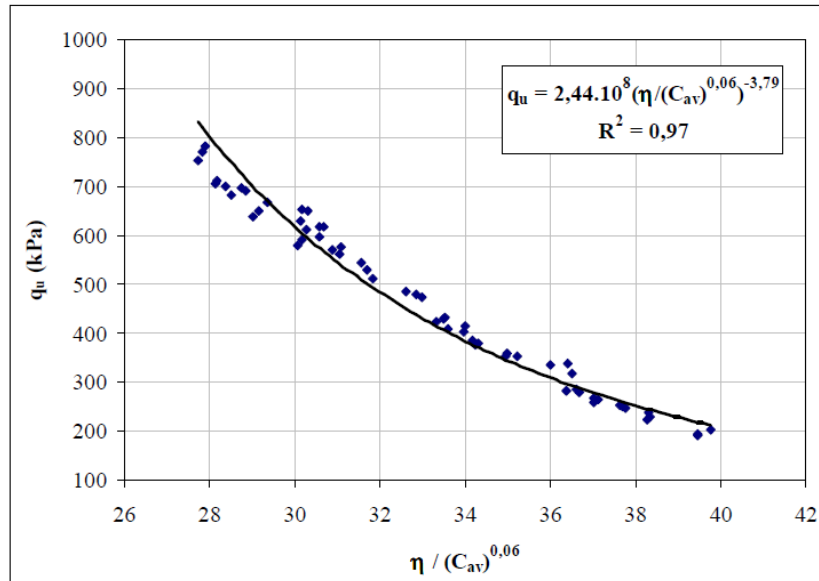


(fonte: LOPES JUNIOR, 2007, p. 98)

A tendência verificada por Lopes Junior (2007, p. 98), apresentada na figura 8, também foi verificado por outros pesquisadores, com destaque para Foppa (2005). Ou seja, para uma variação no volume de vazios, seria necessária uma variação proporcional no volume de cal de forma suficiente para equilibrar a perda ou ganho de resistência da mistura solo-cal.

Lopes Junior (2007, p. 103) propôs uma forma mais elegante de relacionar a condição vazios/cal, a qual pode ser feita substituindo os vazios pela porosidade da mistura (η), expressa em porcentagem e, ao invés de volume de cal, utilizar o teor volumétrico de cal (C_{av}), também expresso em porcentagem. Para um melhor ajuste da relação o autor utilizou um expoente que para a mistura solo-cal estudada foi de 0,06, para as amostras de 28 e 90 dias de cura respectivamente. É possível observar, através da figura 9, que esta nova relação não alterou a qualidade dos ajustes dos dados, pois as novas variáveis são proporcionais as anteriores.

Figura 9 – Relação vazios/cal expressos em termos da porosidade pelo teor volumétrico de cal para amostras com 28 dias de cura



(fonte: LOPES JUNIOR, 2007, p. 104)

4.8 COMPORTAMENTO SOLO-FIBRA

Nos itens subsequentes são apresentados alguns pontos interessantes no comportamento de misturas solo-fibra de polipropileno, sendo eles: a interação solo-fibra, comportamento da relação tensão-deformação de solos reforçados com fibras, o acréscimo da ductilidade na mistura e envoltórias de ruptura e resistência ao cisalhamento.

4.8.1 Interação solo-fibra

O funcionamento das fibras como reforço do solo é guiado pelas características de deformabilidade e pela forma de distribuição das deformações, que dependem do tipo da solicitação ao qual o material será submetido. As fibras só funcionam como reforço quando submetidas a esforços externos, ou seja, quando a massa de solo sofre deformação (FESTUGATO, 2008, p. 31).

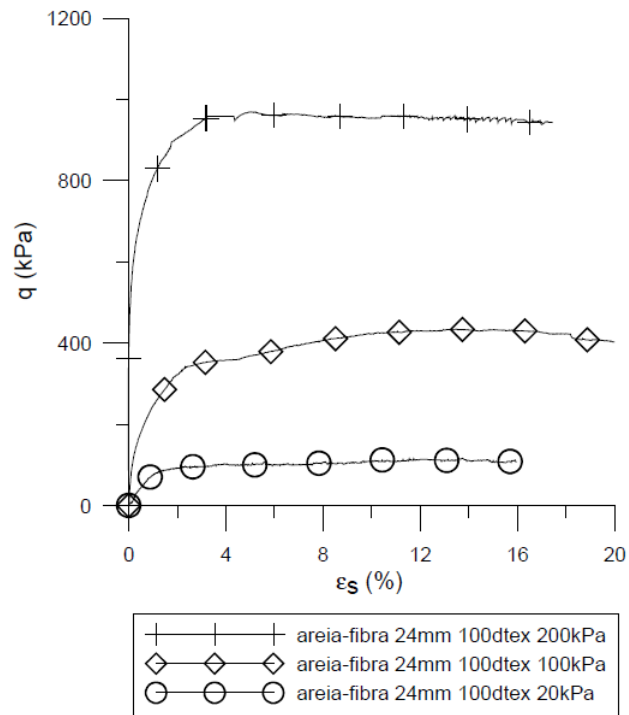
Festugato (2008, p. 35) elucida o comportamento do solo reforçado com fibras devido a variações nas tensões confinantes aplicadas a mistura:

Para tensões confinantes baixas, a inclusão de fibras afeta a parcela friccional da resistência. Para tensões maiores existe um ponto que define uma clara mudança no mecanismo de interação solo-fibra, a partir do qual a parcela friccional atinge o mesmo patamar do solo sem reforço, correspondendo à alteração do comportamento somente à parcela coesiva. A tensão de confinamento correspondente a mudança no mecanismo de interação solo-fibra é então definida como a tensão de confinamento crítica, caracterizando o ponto onde a resistência ao cisalhamento, desenvolvida na interface solo fibra, se iguale ou supere a resistência à tração da fibra. Abaixo da tensão crítica, a resistência última a tração da fibra é maior e a forma de ruptura nas zonas de cisalhamento do material compósito se dá por deslizamento entre o solo e a fibra.

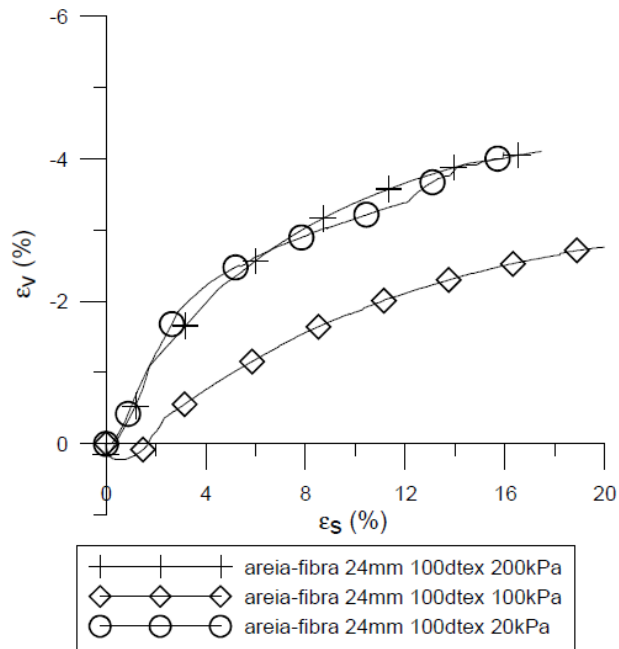
4.8.2 Comportamento tensão-deformação

Para uma areia reforçada com fibras de 24 mm de comprimento e título de 100 dtex, Festugato (2008, p. 85) observou um nítido acréscimo de resistência em função da adição de fibras, sem a formação de pico. Logo, houve um aumento da resistência com o aumento da tensão confinante efetiva.

Contudo, diferentemente do esperado, Festugato (2008, p. 85) verificou que as fibras conferem maior expansividade, a partir dos valores de deformação volumétrica. O autor atribuiu esta variabilidade como sendo inerente ao ensaio realizado e por provocar uma mudança da estrutura da mistura devido a inclusão de fibras. Este comportamento pode ser observado nas figuras 10 e 11.

Figura 10 – Curva resistência *versus* deformação distorcional

(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 86)

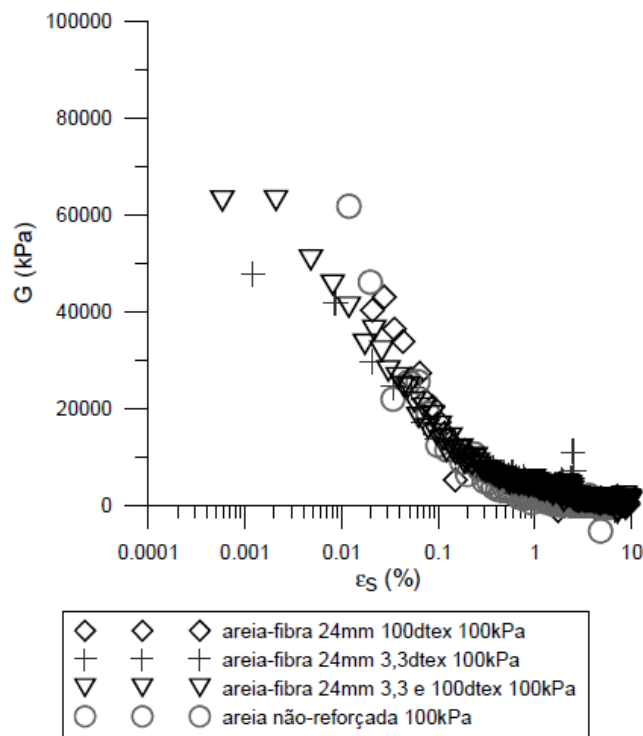
Figura 11 – Curva de variação volumétrica *versus* deformação distorcional

(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 86)

4.8.3 Análise da rigidez

Festugato (2008, p. 107) apresentou, para fibra de 24 mm de comprimento e índice de 100 dtex, que com acréscimo da tensão confinante há um aumento da rigidez do solo reforçado. O mesmo aconteceu para um solo não reforçado e na comparação dos resultados obtidos com e sem fibras, o autor observou que os valores do módulo de deformação não são sensivelmente afetados pela inclusão de fibras. O autor também testou com fibras de polipropileno com propriedades diferentes das citadas acima e verificou que, o comportamento da rigidez da mistura, também não se altera. Esta comparação entre o solo não reforçado e o solo reforçado para três tipos de fibras de polipropileno com propriedades diferentes é representada na figura 12.

Figura 12 – Comparação entre as curvas de módulo cisalhante *versus* deformação distorcional, para 100 kPa de tensão confinante, do material com e sem reforço



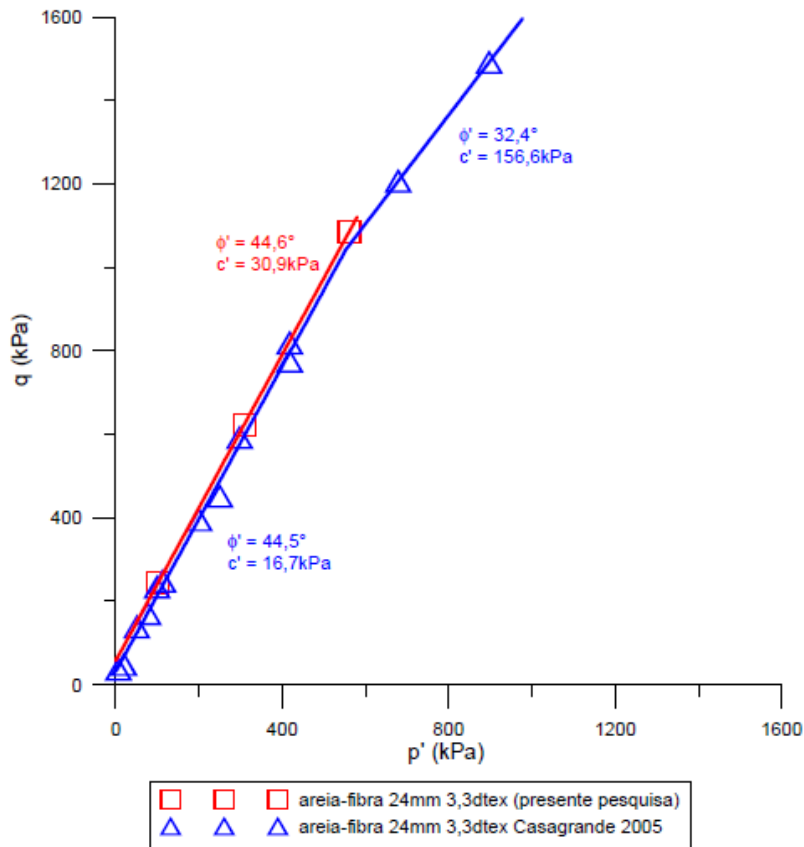
(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 111)

4.8.4 Envoltórias de ruptura e resistência ao cisalhamento

Segundo Festugato (2008, p. 98), é possível observar o acréscimo de resistência do material reforçado com fibras de polipropileno através da envoltória de ruptura e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Para gerar a envoltória de ruptura o autor adotou um ajuste linear. Desse modo, este ajuste para baixas tensões confinantes não confirmou o esperado para o comportamento de solos reforçados com fibras, pois para outros pesquisadores este ajuste deveria ser bi-linear. É possível observar este comportamento na figura 13.

Contudo, Festugato (2008, p. 103-104) mostrou que, para mesma mistura com tensões confinantes relativamente altas, o comportamento bi-linear é confirmado. Com isso, é possível identificar uma tensão confinante crítica, em que ocorre a mudança no comportamento do material. O autor elucidou que, para tensões maiores que a crítica, a ruptura é governada pela resistência à tração das fibras e, para tensões inferiores, o mecanismo de ruptura se dá pelo deslizamento e arrancamento das fibras. Este comportamento é observado na figura 14.

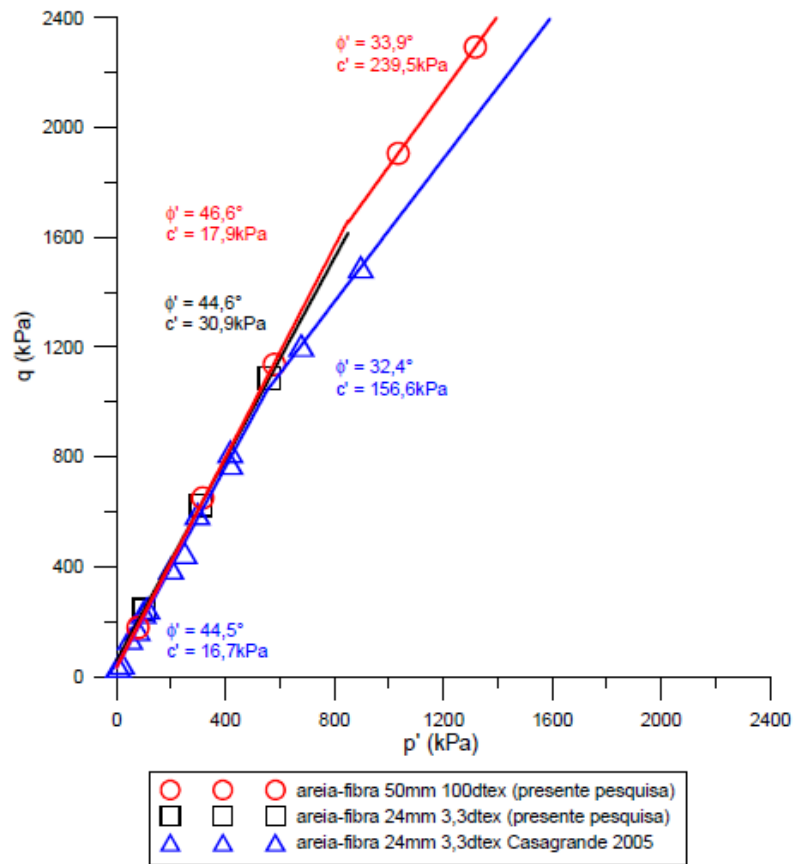
Figura 13 – Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, definidas por Festugato (2008, p. 102) e por Casagrande⁴ (2005)



(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 102)

⁴ CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. 2005. 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

Figura 14 – Comparação entre as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência do material reforçado com fibras de 3,3dtex com 24mm, e com fibras de 100dtex com 50mm, definidas por Festugato (2008, p. 104) e por Casagrande⁵ (2005)



(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 104)

⁵ CASAGRANDE, M. D. T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. 2005. 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

5 TEORIA DE RUPTURA DE GRIFFITH

Neste capítulo é apresentada uma breve revisão sobre a teoria de ruptura de Griffith, criada pelo inglês, Doutor em Engenharia, Alan Arnold Griffith, na década de 20. São apresentados os seguintes assuntos: visão geral sobre o critério de ruptura teórico de Griffith e teoria de Griffith aplicada diretamente para solos melhorados.

5.1 VISÃO GERAL SOBRE O CRITÉRIO DE RUPTURA DE GRIFFITH

Segundo Consoli et al. (2012a, p. 1), apesar de se ter bem estabelecida as influências da quantidade de cimento e da porosidade na resistência ao cisalhamento de um solo artificialmente cimentado, não existe um critério de ruptura não linear que considere estas variáveis. O critério de ruptura usual de Coulomb requer um maior número de ensaios de compressão triaxial, com diferentes pressões confinantes, para que se possa estabelecer as envoltórias de ruptura e, assim, obter especificamente a influência da porosidade e da porcentagem de cimento.

A teoria de ruptura de Griffith foi formulada dentro da mecânica de materiais frágeis, explicam Consoli et al. (2012a, p. 1). Griffith baseou-se em um modelo conceitual no meio elástico bidimensional, contendo a distribuição aleatória de falhas elípticas para gerar um critério de ruptura. Para os autores, as bases fundamentais desta formulação são:

- a) pré-existência de falhas dentro do meio;
- b) o valor limite da resistência à tração característica do material, assumindo que as falhas se propagarão de maneira instável ao longo da superfície de ruptura.

Segundo os autores, este modelo leva a uma envoltória de ruptura parabólica, que na maioria dos casos é muito mais realística do que o critério linear de ruptura de Coulomb para misturas solo-agente cimentante.

Segundo Griffith (1921, p. 197), hipóteses comuns não podem ser utilizadas para prever cargas alternadas aplicadas em metais com imperfeições na superfície, com maior confiabilidade. Para ensaios em placas com superfícies sem imperfeições, aparentemente as

tensões atingidas são menores se comparadas às superfícies com imperfeições. Logo, as imperfeições concentram tensões, e a ruptura acontece com tensões menores do que a teórica convencional.

O mesmo autor descreve que o teorema da energia potencial mínima pode ter sua ideia estendida para prever a carga de ruptura de sólidos com comportamento elástico. Ele leva em conta que a superfície de energia aumenta durante a formação de trincas. Desse modo, o autor considera a influência das imperfeições ou falhas no comportamento do material.

Griffith (1921, p. 167), propôs que para uma análise criteriosa é necessário ensaiar um material plano homogêneo e isotrópico com espessura uniforme. Para isso, o autor percebeu que o vidro possui um maior calor específico quando submetido a altas temperaturas do que em baixas, contudo, o coeficiente de temperatura do vidro possui uma escala pequena. Portanto, a tensão na superfície pode ser esperada como próxima de uma função linear da temperatura, e assim, a extrapolação para outros materiais pode ser confiável.

Griffith (1921, p. 197, tradução nossa), afirma que:

A carga de ruptura, de uma placa fina de vidro tendo nela imperfeições planas e suficientemente longas para aplicação de tensão, é inversamente proporcional à raiz quadrada do comprimento das imperfeições. A máxima tensão de tração no canto das imperfeições é maior do que dez vezes a maior resistência à tração do material medido em um ensaio normal.

Conforme Griffith (1921, p. 198), a aplicação matemática da teoria da elasticidade para materiais sólidos e homogêneos, em casos reais, pode levar a erros, a menos que, no caso das imperfeições, a aplicação obedeça ao seguinte critério: o raio de curvatura das arestas das fissuras não pode ser muitas vezes menor que o comprimento da matéria envolvida.

5.2 TEORIA DE GRIFFITH APLICADA A UM SOLO MELHORADO

Com a finalidade de aplicar critério de Griffith para um solo melhorado, Consoli et al. (2012a, p. 1) perceberam as semelhanças do seu estudo com o de Griffith, o qual originalmente formulou uma explicação para falhas no vidro, sendo que o critério foi baseado na observação de que o vidro internamente não é homogêneo contendo falhas. A comparação com o solo é verdadeira, segundo os autores, pois existem espaços entre os grãos do solo que não estão

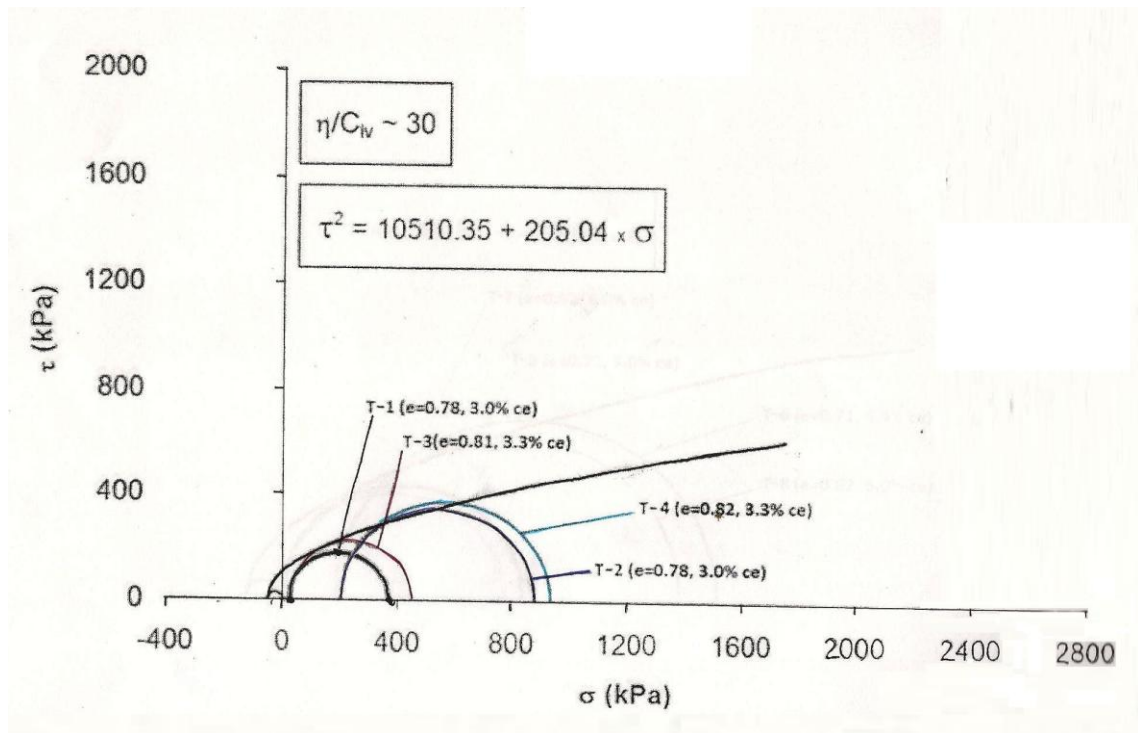
completamente preenchidos com cimento, estes espaços comandam a ruptura do solo cimentado, enfraquecendo a mistura.

Para Consoli et al. (2012a, p. 1), o critério parabólico de ruptura de Griffith se encaixa perfeitamente nos resultados das tensões de cisalhamento de uma areia artificialmente cimentada. Logo, para uma determinada quantidade de cimento e certa porosidade, a envoltória de ruptura deste solo específico pode ser determinada com alta precisão.

Na análise feita por Consoli et al. (2012a, p. 2), foi adotado a resistência à compressão diametral ao invés do ensaio de cisalhamento direto, sob a justificativa de que o ensaio de cisalhamento é mais caro e complexo para as rotinas de projetos geotécnicos. Esta substituição do ensaio de cisalhamento direto pelo de compressão diametral é válido, pois para baixas porcentagens de cimento são esperados baixos valores da resistência à tração da mistura.

No estudo de Consoli et al. (2012a, p. 4), é possível observar através da figura 15, que o critério de ruptura parabólico de Griffith em conjunto com uma relação empírica entre a resistência à compressão diametral e a relação entre a porosidade sobre o teor volumétrico de cimento, representa as envoltórias de rupturas não lineares das misturas estudadas.

Figura 15 – Envoltórias de ruptura (no formato parabólico), no gráfico tensão normal *versus* tensão cisalhante para uma determinada porosidade sobre o teor volumétrico de cimento de aproximadamente 30



(fonte: adaptado de CONSOLI et al., 2012a, p. 4)

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo, é apresentado o programa experimental realizado durante o Trabalho de Conclusão do Curso. O principal objetivo do programa experimental é a aplicação da teoria de ruptura de Griffith com os resultados obtidos através dos ensaios de compressão diametral, e com a realização dos ensaios triaxiais para que se possa obter a aplicabilidade do critério.

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A escolha dos materiais utilizados nesta pesquisa se justifica, pois este trabalho é na verdade uma sequência de outros trabalhos que estão sendo desenvolvidos paralelamente pelo PPGEC da UFRGS, mais especificamente nos laboratórios de Geotecnia Envirogeo e Legg.

Deste modo, optou-se por se usar uma dosagem intermediária em relação as dosagens utilizadas nos trabalhos de Consoli et al. (2012b, p. 410) e Consoli et al. (2012c, p. 82), devido ao curto tempo de pesquisa. Assim, a dosagem se limita a:

- a) massa específica aparente seca (γ_d) igual a 1,5 g/cm³;
- b) teor de cal igual a 5% em relação a massa de solo seco;
- c) nos corpos de prova reforçados com fibras de polipropileno, a porcentagem de fibras é igual a 0,5% em relação a massa de solo seco;
- d) teor de umidade igual a 20% em relação a massa de solo seco;
- e) tempo de cura das unidades amostrais de 28 dias.

A tabela 4 apresenta de forma esquemática as etapas do programa experimental, bem como os tipos de ensaios realizados em cada etapa.

Tabela 4 – Programa experimental

Etapa	Tipo de ensaio	Material	Quantidade
resistência mecânica	compressão simples	caulim+cal	3
		caulim+cal+fibra	3
	compressão diametral	caulim+cal	3
		caulim+cal+fibra	3
comportamento tensão-deformação	triaxial consolidado e drenado	caulim+cal	3
		caulim+cal+fibra	3

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 MATERIAIS

A seguir, são detalhados os materiais utilizados para realização do programa experimental.

6.2.1 Solo

O solo utilizado nesta pesquisa é residual da rocha caulinitica, conhecido como “caulim rosa” (figura 16), ou “*China clay*”. Ele é formado basicamente por caulinita, um argilomineral produzido pela decomposição do feldspato. Este solo foi classificado como um silte de baixa plasticidade e sua caracterização geotécnica foi realizada por Feuerharmel (2000), e está descrita no capítulo 3, mais especificamente no item 3.1.1, deste trabalho. Este solo é originário do município de Pântano Grande, no estado do Rio Grande do Sul. Ele é utilizado comercialmente e as principais aplicações atualmente são: como agentes de enchimento no preparo de papel, como agente de cobertura para papel “couché” e na composição de pastas cerâmicas.

Figura 16 – Caulim rosa de uso comercial utilizado nesta pesquisa



(fonte: ROSA, 2010, p. 41)

6.2.2 Cal

A cal utilizada neste trabalho se origina da calcinação de rochas dolomíticas, comercialmente chamada de “Primor Extra”, produzida na cidade de Caçapava do Sul, no estado do Rio Grande do Sul. A caracterização desta cal foi fornecida pelo fabricante e complementada pelo trabalho de Dalla Rosa (2009, p. 74), no qual a autora fez uma comparação da caracterização fornecida pelo fabricante, com os limites mínimos recomendados pela norma de cal hidratada para fabricação de argamassa, como é possível observar na tabela 5.

Tabela 5 – Caracterização da cal

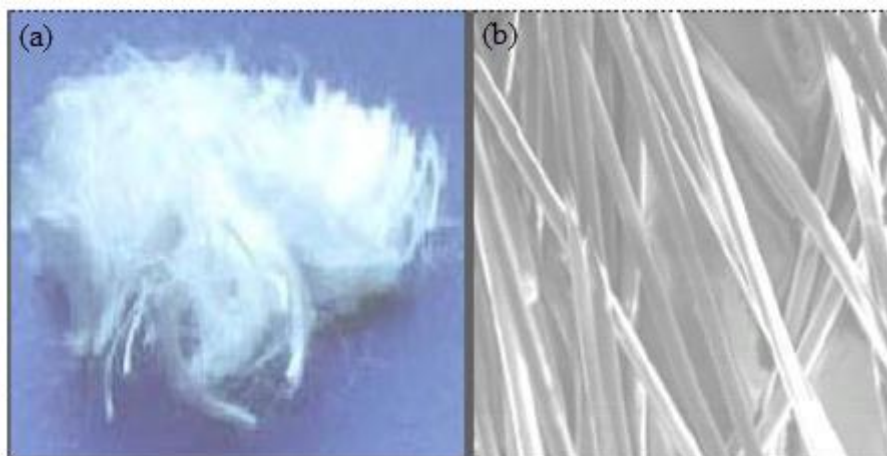
Propriedades	Limites da NBR 7175	Análise fornecida pelo fabricante
densidade	600 g/l	510 g/l
perda ao fogo	-	23,30%
resíduo insolúvel	-	4,70%
CO ₂	5%	2,20%
óxidos totais	88%	94,80%
óxidos não hidratados	15%	11%
CaO	-	44,80%
MgO	-	27,90%
umidade	1,50%	0,60%
resíduo na peneira 0,600 mm	0,50%	0,00%
resíduo na peneira 0,075mm	15%	8%

(fonte: DALLA ROSA, 2009, p. 74)

6.2.3 Fibras de polipropileno

A principal ocupação das fibras utilizadas nesta pesquisa é na indústria têxtil e são produzidas pela Fitesa Fibras e Filamentos SA.. Suas propriedades físicas e mecânicas foram apresentadas anteriormente no capítulo 3, mais especificamente, no item 3.1.3. Na figura 17, é possível observar a forma como a fibra é comercializada e o seu aspecto antes do preparo para a mistura com o solo, assim como, uma imagem microscópica da mesma. As fibras são utilizadas como elemento de reforço e são inorgânicas, possuem comprimento de 24 mm, menor que a metade do diâmetro do corpo de prova, sendo assim, o seu comprimento não influencia nos resultados, e com diâmetro aproximado de 0,023 mm.

Figura 17 – (a) fibras de polipropileno cortadas com comprimento de 24 mm e (b) imagem de microscopia eletrônica de varredura com aumento de 230x



(fonte: FESTUGATO, 2008, p. 70)

6.2.4 Água

A água utilizada para a moldagem dos corpos de prova é proveniente da rede pública de abastecimento. A utilização deste tipo de água, em detrimento da utilização da água destilada, a qual resultaria em um maior controle de qualidade do ensaio, se dá por melhor representar as condições de aplicação da técnica de melhoramento de solos no campo. A água utilizada nos ensaios triaxiais também era obtida da rede pública de abastecimento.

6.3 MÉTODOS

A seguir, são descritos os métodos utilizados para a realização dos ensaios de compressão simples e diametral, bem como, os ensaios triaxiais.

6.3.1 Moldagem dos corpos de prova

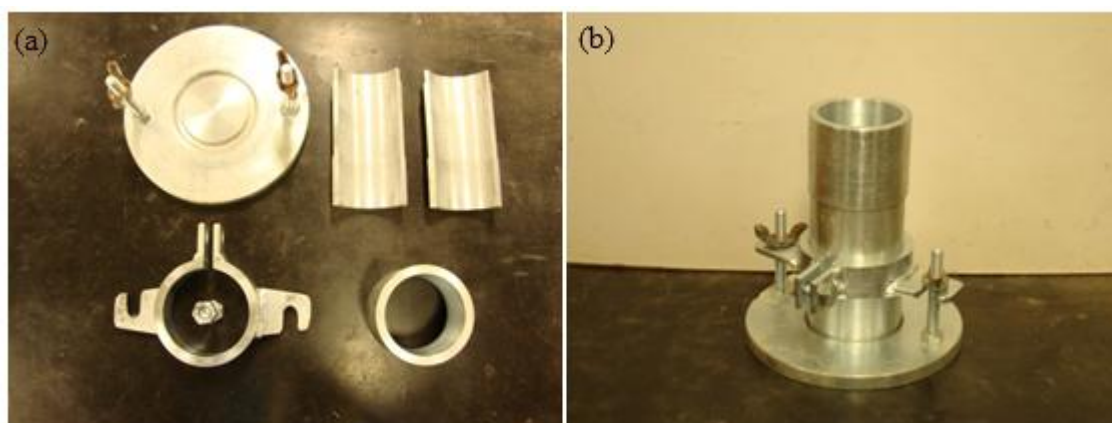
A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples, diametral e triaxial foram realizadas exatamente da mesma forma de modo que os resultados possam ser comparados.

Primeiramente, pesavam-se todos os materiais da mistura solo-cal e solo-cal-fibra com precisão de 0,01 g, desmanchavam-se os grumos de cal junto com o solo, até a mistura atingir a homogeneidade, e adicionava-se a água. A seguir, adicionavam-se as fibras nas unidades amostrais da mistura solo-cal-fibra.

Neste momento, pesavam-se as quantidades necessárias de solo-cal e solo-cal-fibra para compactar a mistura estaticamente em três camadas. Nesta mesma fase, retiravam-se duas amostras da mistura para a medição do teor de umidade, essas amostras eram levadas para a estufa a 100 graus Celsius e permaneciam nela por 24 horas. Em seguida, pesavam-se as misturas com os materiais secos e deste modo calculava-se o teor de umidade.

O molde utilizado para a compactação era metálico e tripartido, como mostra a figura 18. As amostras eram moldadas com 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro, o molde era previamente lubrificado com óleo, para facilitar a desmoldagem dos corpos de prova e evitar que parte da mistura fique aderida na superfície.

Figura 18 – (a) molde metálico tripartido desmontado e (b) molde metálico montado



(fonte: elaborado pelo autor)

No final do processo, os corpos de prova eram pesados com resolução de 0,01 g, e com auxílio de um paquímetro media-se a altura e o diâmetro em três posições diferentes para se obter a média aritmética das medidas com resolução de 0,1 mm. Após a medição, os corpos de prova eram acondicionados em sacos plásticos, devidamente identificados e lacrados, como mostra a figura 19.

Figura 19 – Acondicionamento dos corpos de prova



(fonte: elaborado pelo autor)

A cura dos corpos de prova foi realizada em temperatura ambiente de aproximadamente 22 graus Celsius, durante o período de 28 dias, sendo que os corpos de prova a serem ensaiados à compressão simples e diametral no vigésimo sétimo dia eram imersos na água por 24 horas. Este procedimento se justifica, pois através dele há uma grande redução da sucção mátrica e o preenchimento dos vazios da mistura com água, estes resultados já foram evidenciados por diversos autores como Dala Rosa (2009).

Os critérios de aceitação das unidades amostrais foram os seguintes:

- a) grau de compactação de 99 a 101% do especificado;
- b) teor de umidade de mais ou menos 0,5% do teor especificado;
- c) maios ou menos 0,5 mm do valor especificado para o diâmetro;
- d) altura especificada mais ou menos 1 mm.

Todas as unidades amostrais que não foram aprovadas no critério de aceitação foram descartadas e então, foram moldados novos corpos de prova com as mesmas características dos anteriores.

6.3.2 Compressão simples e diametral

Segundo Foppa (2005, p. 57), quando se deseja verificar a efetividade da estabilização com cimento ou fatores que influenciam na resistência de solos melhorados com agente cimentante, é extremamente comum a utilização de ensaios de compressão simples e diametral. Estes ensaios são de rápida execução, baixo custo, alta confiabilidade e extremamente difundidos no meio técnico.

Para estes ensaios foi utilizado uma prensa automática com capacidade de 100 kN, além de anéis dinamométricos calibrados com capacidade de 10 kN e 50 kN e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf) e 0,023 kN (2,3 kgf) respectivamente. A velocidade de deformação destes ensaios é controlada, sendo que ela fica em torno de 1,14 mm por minuto.

O critério de aceitação quanto à resistência obtida de cada corpo de prova seguiu as recomendações da NBR 12253 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992), ou seja, todos os corpos de prova moldados com a mesma dosagem (peso específico, teor de umidade, teor de cimento e teor de fibra) não deveriam obter um desvio maior do que 10% da média das resistências dos três corpos de prova. Procedia-se então os ensaios e registrava-se a carga máxima atingida pelo corpo de prova. São representados, respectivamente, os ensaios de compressão simples, figura 20(a) e diametral figura 20(b).

Figura 20 – (a) ensaio de compressão simples e (b) diametral



(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.3 Compressão triaxial

Neste trabalho foram realizados ensaios de compressão triaxial adensados e drenados (CD) em trajetórias de tensão convencional (compressão axial), com o objetivo de validar a teoria de ruptura proposta por Griffith em meados de 1920. Para isto, utilizou-se “baixas” tensões de confinamento efetivas iguais a 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa, estas tensões também se justificam, pois o melhoramento de solos, geralmente, é realizado em camadas superficiais e são ditas “baixas” devido a alta resistência à compressão triaxial que as misturas solo-agente cimentante podem atingir se comparadas ao solo sem o melhoramento. O ensaio (CD) se justifica, pois para aplicação da teoria de ruptura da Griffith utilizou-se tensões efetivas sem causar geração de poro-pressão.

Os ensaios triaxiais foram realizadas sob deformação controlada à uma taxa de 0,006 mm/minuto, tomando-se o cuidado para que não houvesse geração de poro-pressão. O equipamento utilizado é da marca Geonor (figura 21), e foi adaptado para que se pudesse obter uma maior precisão dos dados obtidos. Este equipamento permite o monitoramento da poro-pressão e da pressão confinante no corpo de prova através de dois transdutores de

pressão acoplados à base da câmara triaxial, calibrados linearmente para um intervalo de 500 kPa de pressão e com resolução menor que 0,1 kPa.

Figura 21 – Equipamento triaxial da marca Geonor adaptado

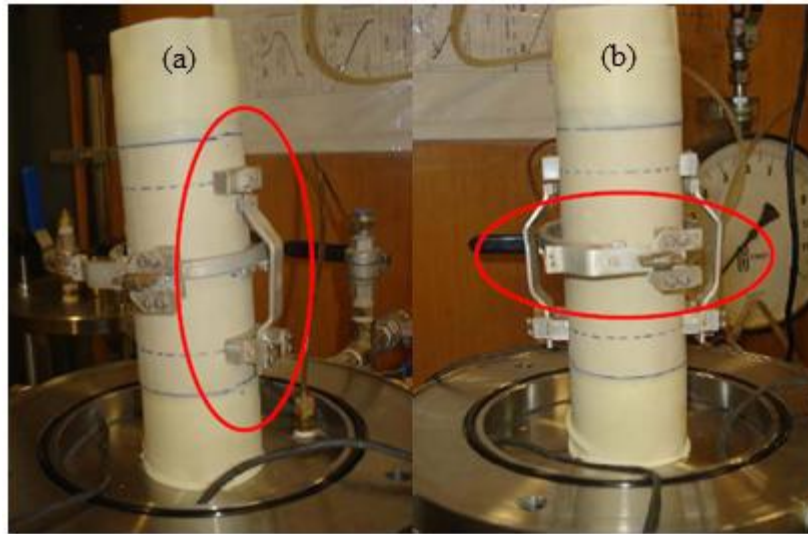


(fonte: LOPES JUNIOR, 2011, p.70)

A medição do carregamento foi obtida através de uma célula de carga com resolução de 0,005 kN, posicionada externamente à câmara triaxial.

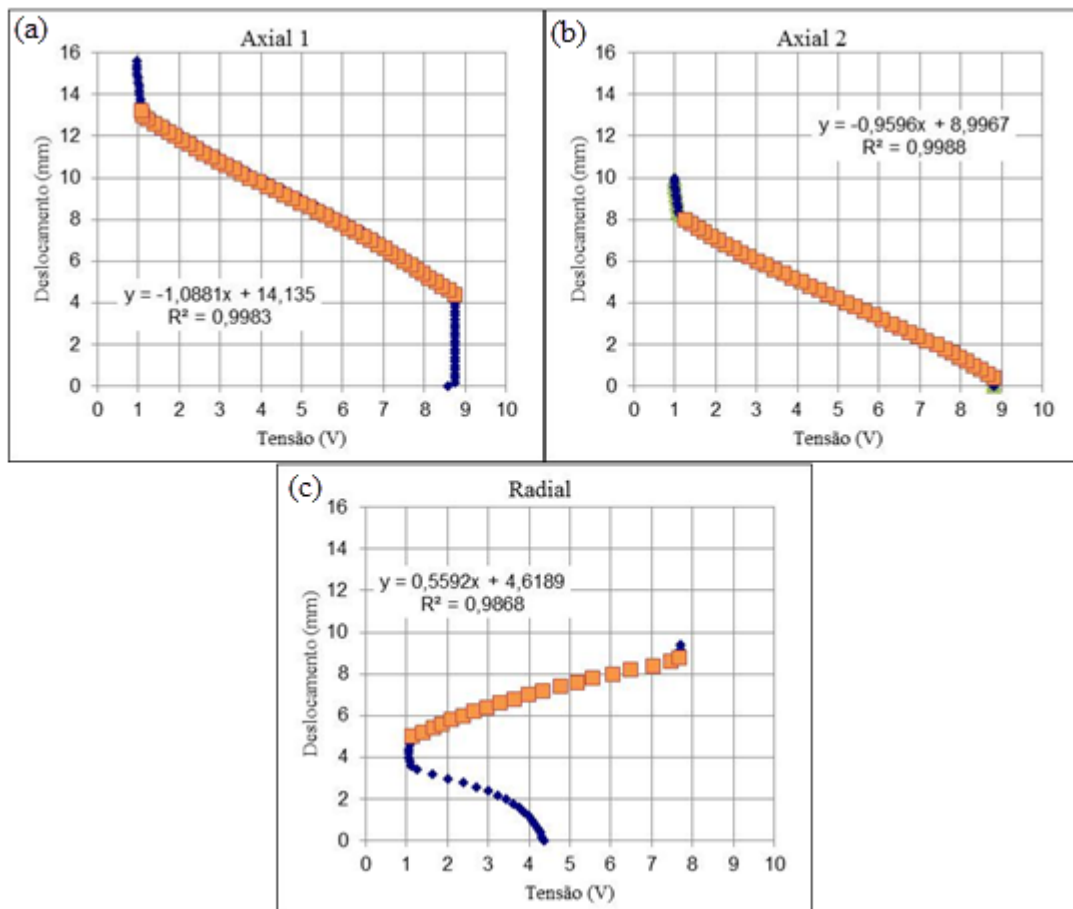
As deformações medidas no corpo de prova durante o ensaio triaxial foram realizadas de duas formas diferentes. As pequenas deformações iniciais foram medidas através de sensores de efeito Hall, pois eles possuem uma maior precisão, menor que 1 μm , estes sensores são posicionados internamente na câmara triaxial, como mostra a figura 22. São dois sensores posicionados axialmente e um sensor posicionado radialmente, esta configuração foi descrita por Clayton et al. (1989, p. 70). Na fase de montagem dos sensores, tomou-se o cuidado de manter a leitura na parte linear da curva de calibração e dentro do range de cada sensor, como é possível observar na figura 23.

Figura 22 – (a) sensor de efeito Hall na posição axial e
(b) sensor de efeito Hall na posição radial



(fonte: LOPES JUNIOR, 2011, p. 71)

Figura 23 – (a) calibração do sensor de efeito Hall na posição axial 1,
(b) na posição axial 2 e (c) na posição radial



(fonte: elaborado pelo autor)

A execução dos ensaios triaxiais consistiu em duas fases principais. A primeira fase de saturação e adensamento, e a segunda fase de carregamento axial até a ruptura.

O primeiro passo na fase de saturação do corpo de prova é a percolação, este procedimento era executado para assegurar uma maior dissolução das bolhas de ar e agilizar a saturação do corpo de prova. Desta forma, aplicava-se um fluxo de água no sentido da base para o topo com uma pressão confinante de 30 kPa e uma contra-pressão de 10 kPa (pressão devida a altura do reservatório de água), para impedir que ocorresse um fluxo preferencial entre a membrana e o corpo de prova. A quantidade de água percolada era medida e deveria ser duas vezes superior a quantidade de vazios calculada para a mistura, este procedimento levava em média 72 horas.

Após a percolação, iniciava-se a saturação do corpo de prova através de incrementos de pressão confinante e contra-pressão de 50 kPa, mantendo sempre a diferença inicial de 20 kPa de tensão efetiva. Este estágio do ensaio era monitorado através do parâmetro de poro-pressão B, elaborado por Skempton em 1954. Para leitura do parâmetro B, isolava-se o corpo de prova e aplicava-se o incremento de pressão confinante, e a partir disso, era feita a leitura da pressão na base do corpo de prova, se essa leitura fosse próxima do incremento aplicado o parâmetro B ficaria próximo de 1 e o corpo de prova estaria saturado. É válido ressaltar que na aplicação deste processo não houve a quebra da estrutura do solo, pois neste procedimento utilizou-se baixas tensões de confinamento se comparadas as resistências obtidas nos ensaios de compressão simples, diametral e triaxial das misturas caulim-cal e caulim-cal-fibras de polipropileno.

O adensamento das unidades amostrais foi efetuado através da aplicação de tensão efetiva até atingir a tensão confinante efetiva de ensaio, com exceção das amostras ensaiadas com 20 kPa de tensão confinante efetiva, a qual permanecia com esta tensão desde o início da percolação. Através dos sensores de efeito Hall e do medidor volumétrico externo era medido o adensamento, que levava em torno de 12 horas, contudo, nesta pesquisa foi adotado 24 horas de adensamento para ter maior certeza.

Concluídos a saturação e o adensamento, procedia-se ao cisalhamento da amostra a uma taxa de deformação axial constante de 0,006 mm/minuto. Para cálculo das tensões aplicadas, foram

feitas as correções de área propostas por La Rochelle et al.⁶ (1988.apud LOPES JUNIOR, 2011, p. 72).

O sistema de aquisição de dados utilizado nesta pesquisa foi o *data logger* da marca NOVUS, em que toda instrumentação era ligada e registrava todos os dados em volts. A monitoração e o gerenciamento de aquisição de dados foram feitos através do *software Field Chart* Novus. Este equipamento está representado na figura 24.

Figura 24 – *Data logger* da marca NOVUS



(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.4 Método de Griffith

Alan Arnold Griffith (1893-1963) foi um engenheiro da Força Aérea Real Inglesa (RAE) e obteve os títulos de mestre e doutor pela Universidade de Liverpool, durante a sua carreira desenvolveu vários trabalhos com destaque para o estudo do comportamento de materiais frágeis.

⁶ LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX L.; TAVENAS, F. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceeding**... Philadelphia: ASTM, 1988. v. 1, p. 715-731.

A teoria de ruptura de Griffith está brevemente descrita no capítulo 5 deste trabalho. Em resumo, ela parte do pressuposto da pré-existência de fissuras ou “Griffith *cracks*” no interior do meio e, que falhas irão se propagar de maneira instável a partir dos pontos ao longo da superfície de ruptura, nos quais a concentração de tensões de tração máxima atinge um valor limite que é característico do material. Este modelo leva a uma envoltória de ruptura parabólica que pode ser, em vários aspectos, mais realistas do que o critério linear de ruptura de Coulomb para misturas solo-agente cimentante-reforço. Esta envoltória parabólica de Griffith ocorre através da equação 1.

$$\tau^2 = 4 \cdot \sigma_t^2 + 4 \cdot \sigma_t \cdot \sigma_n \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento;

σ_n = Tensão Normal;

σ_t = Resistência à tração

7 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados do programa experimental, bem como, a aplicação da teoria de ruptura proposta por Griffith. Primeiramente, são apresentados os resultados de compressão simples, compressão diametral e posteriormente, os resultados relacionados ao ensaio de compressão triaxial (CD) e, por fim, a aplicação da teoria de Griffith e sua comprovação através dos círculos de Mohr.

7.1 ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

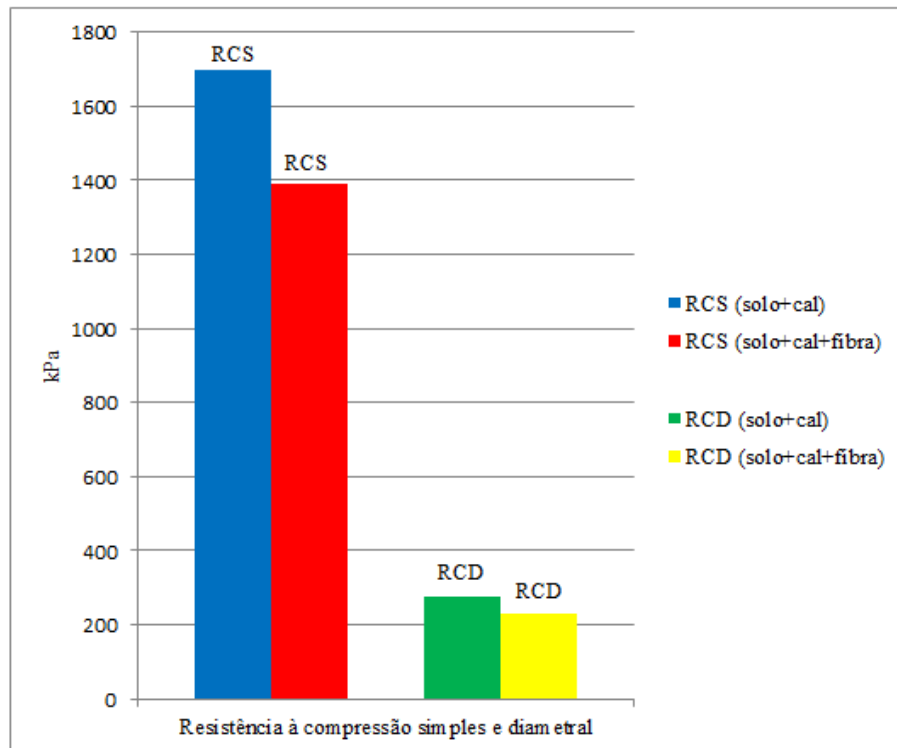
Os corpos de prova submetidos à compressão simples e diametral possuem exatamente a mesma dosagem já referida anteriormente, sendo que as principais características são: 5% de cal, peso específico aparente seco de $1,5 \text{ g/cm}^3$ e tempo de cura de 28 dias.

7.1.1 Resistência à compressão simples e diametral

Os resultados obtidos da resistência, tanto para os ensaios de compressão simples, quanto os ensaios de compressão diametral, foram maiores para a mistura caulim-cal, do que para a mistura caulim-cal-fibras de polipropileno. Esse comportamento também se repete nos ensaios de compressão triaxial.

Na figura 25, é possível observar a tendência anteriormente citada, nela estão plotadas a média das resistências obtidas para cada tipo de ensaio e mistura, nesta figura, a sigla RCS significa resistência à compressão simples e a sigla RCD significa resistência à compressão diametral. O valor da média da resistência obtida para a mistura caulim-cal-fibras de polipropileno quando submetido à compressão simples foi de 1700 kPa e quando submetido à compressão diametral foi de 276 kPa. Já para as mistura caulim-cal-fibras de polipropileno os resultado de compressão simples e diametral são, respectivamente, 1392 kPa e 231 kPa.

Figura 25 – Resistência à compressão simples e diametral

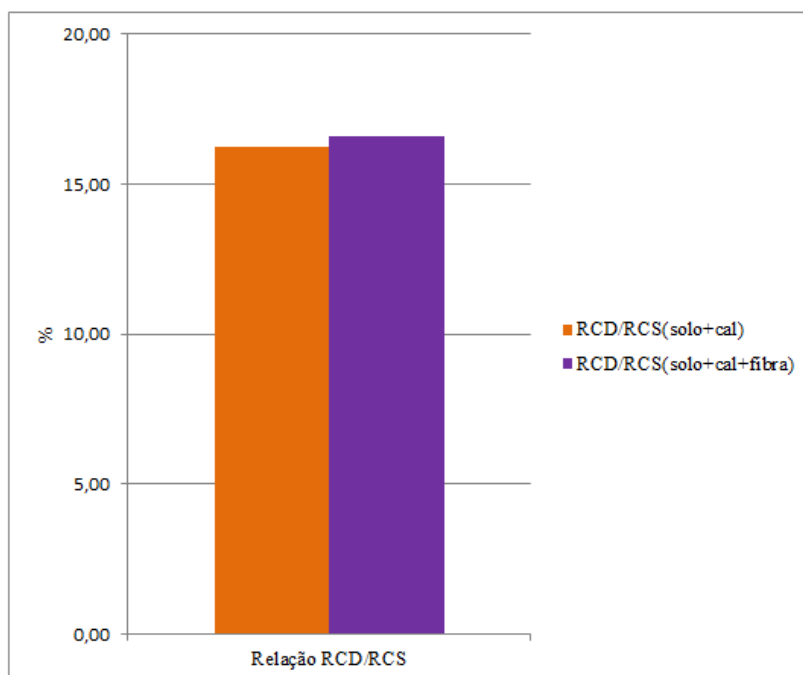


(fonte: elaborado pelo autor)

Segundo Foppa (2005, p. 57), em solos melhorados, a ruptura em camadas de baixa capacidade de suporte, geralmente, ocorre por tração na base da camada na qual foi executada a mistura solo-agente cimentante. Portanto, é extremamente importante saber a resistência à tração dessa mistura. Dessa maneira, diversos trabalhos demonstram que a resistência à tração de solos melhorados varia entre 9% a 15% da resistência à compressão simples.

Neste trabalho, a relação acima citada é muito próxima dos valores anteriormente citados, como é possível observar na figura 26, em que a resistência à compressão diametral equivale a 16,24% da resistência à compressão simples para a mistura caulim-cal, e a resistência à compressão diametral das unidades amostrais da mistura caulim-cal-fibra de polipropileno equivale a 16,62% da resistência à compressão simples.

Figura 26 – Relação RCD/RCS



(fonte: elaborado pelo autor)

Os valores de resistência à compressão diametral obtidos neste trabalho foram comparados com os valores obtidos nos trabalhos de Corte et al. (2011) e Moretto et al. (2011). A partir dessa comparação, foi possível dar maior validade aos resultados obtidos, pois para a dosagem proposta os valores de resistência encontrados foram praticamente os mesmos obtidos por esses autores, ficando dentro da faixa de aceitação, ou seja, não obtiveram um desvio maior do que 10% da média das resistências.

7.1.2 Modo de ruptura

Quando se trabalha com misturas envolvendo fibras é sempre interessante se observar o modo de ruptura destas misturas. Nesta pesquisa foi possível realizar a comparação dos modos de ruptura dos corpos de prova reforçados e não reforçados com fibra de polipropileno.

O aumento da ductilidade do solo com a adição de fibras já foi evidenciado por vários autores, inclusive com diferentes tipos de fibras, como é o caso do trabalho de Sachetti et al. (2009), em que esta evidência foi confirmada para um solo reforçado com fibras de vidro. Sendo que o aumento da ductilidade está relacionado com a quantidade de fibras no corpo de prova.

Neste trabalho, assim como no trabalho de Corte et al. (2011), os corpos de prova do solo silto-argiloso cimentado com cal e reforçados com fibras de polipropileno quando submetidos à compressão diametral não formam um plano de ruptura definido, como é possível observar na figura 27. A mesma tendência é observada para corpos de prova submetidos à compressão simples.

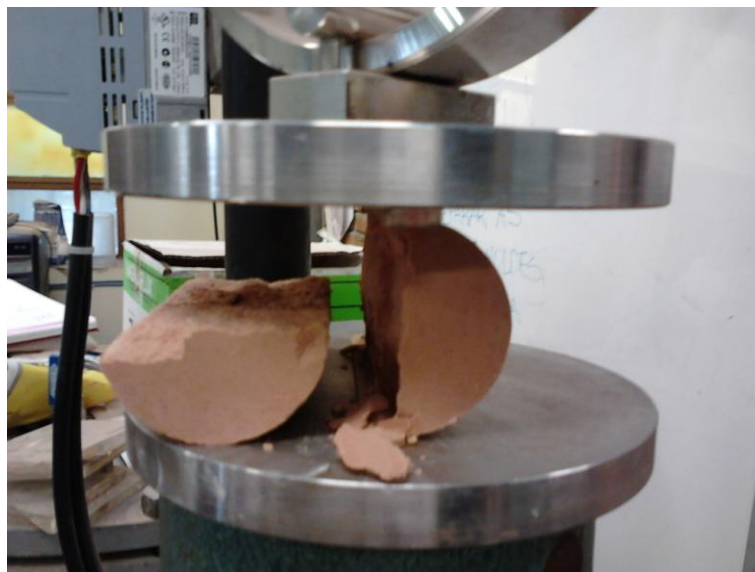
Figura 27 – Modo de ruptura de misturas solo-cal-fibra de polipropileno quando submetido à compressão diametral



(fonte: CORTE et al., 2012, p. 05)

Entretanto, para misturas de solos silto-argilosos cimentados com cal, quando submetidos à compressão diametral, o modo de ruptura é frágil, formando um plano visível de ruptura, como é possível observar na figura 28. Esta tendência também foi observada pelo trabalho de Moretto et al. (2011), para misturas solo-cal.

Figura 28 – Modo de ruptura de misturas solo-cal quando submetido à compressão diametral



(fonte: elaborado pelo autor)

7.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A seguir, são apresentados e brevemente comentados os resultados dos ensaios de compressão triaxial das unidades amostrais selecionadas com a mesma dosagem dos ensaios de compressão simples e diametral, bem como, são abordados aspectos relacionados às condições de execução dos ensaios.

Para este trabalho foram feitos nove ensaios de compressão triaxial consolidado e drenado (CD), sob trajetórias de tensões convencionais, sendo que apenas cinco deles tiveram resultados válidos. Cada ensaio levou aproximadamente dez dias para passar por todos os processos de percolação, saturação, adensamento e cisalhamento. Os ensaios que tiveram algum problema durante qualquer uma das fases anteriormente citadas foram descartados, como por exemplo, os ensaios CD I e CD IX que durante as execuções dos ensaios houve vazamentos no equipamento de compressão triaxial, ou ainda, problemas de leitura do sistema de aquisição de dados ocorridos no na fase de cisalhamento do ensaio CD IV. Na tabela 6, estão identificados os ensaios e suas características principais.

Tabela 6 – Ensaio triaxiais realizados

Identificação	Tensão efetiva de cisalhamento	Mistura	q_u máx. (kPa)
CD I (inválido)	20 kPa	solo-cal	---
CD II	20 kPa	solo-cal	2093
CD III	60 kPa	solo-cal	2263
CD IV (inválido)	100 kPa	solo-cal	---
CD V	100 kPa	solo-cal	2322
CD VI	20 kPa	solo-cal-fibras	1938
CD VII	60 kPa	solo-cal-fibras	2092
CD VIII	100 kPa	solo-cal-fibras	2840
CD IX (inválido)	100 kPa	solo-cal-fibras	---

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.1 Variação do parâmetro B de poro-pressão

Com a finalidade de controlar o grau de saturação da amostra a ser cisalhada, neste trabalho utilizou-se o parâmetro B (SKEMPTON, 1954). Este parâmetro é definido pela razão entre a variação da poro-pressão e a correspondente variação da tensão total aplicada em um carregamento isotrópico e não-drenado.

Segundo Foppa (2005, p. 92), para solos em geral, obtém-se B igual ou muito próximo da unidade quando a amostra encontra-se saturada, ou seja, praticamente toda tensão aplicada se transforma em excesso de poro-pressão. Entretanto, para solos muito densos, cimentados ou rochas brandas o valor do parâmetro B é menor que a unidade. Isto é observado quando a compressibilidade do solo se torna da mesma ordem de grandeza da compressibilidade da água, na condição de saturação. A tabela 7, de Lambe e Whitman⁷ (1979 apud FOPPA, 2005, p. 92), ilustra exemplos de valores de diferentes tipos de solo para o parâmetro B.

⁷ LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1979.

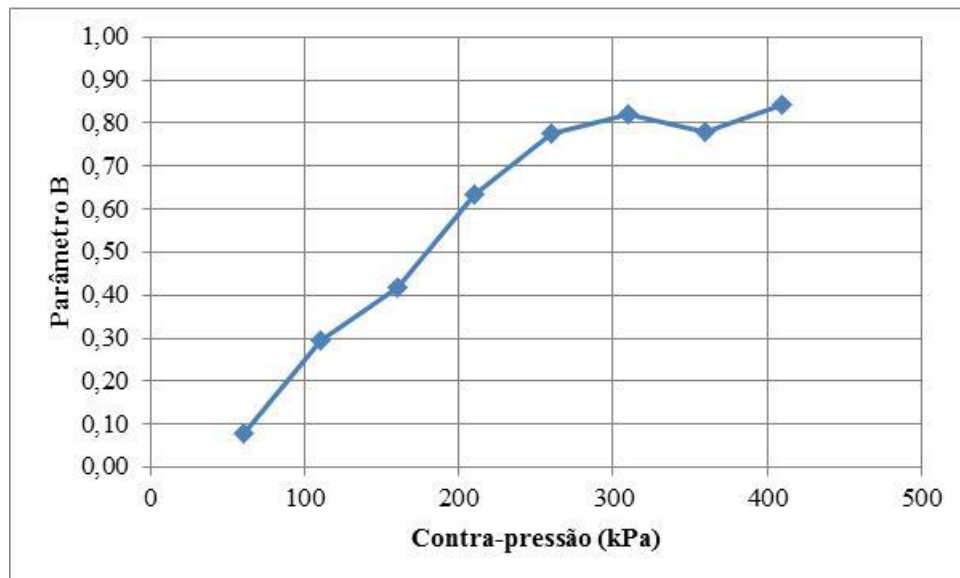
Tabela 7 – Valores típicos para o parâmetro B

Material	Saturação (%)	B
Arenito	100	0,286
Granito	100	0,342
Concreto	100	0,582
areia densa	100	0,992
areia fofa	100	0,998
argila de Londres	100	0,998

(fonte:LAMBE; WHITMAN⁸, 1979 apud FOPPA, 2005, p. 93)

Para as unidades amostrais utilizadas no presente trabalho obteve-se, em média, $B = 0,85$ ao nível de 410 kPa de contra-pressão. As figuras 29 e 30 mostram as curvas de variação de B em função da contra-pressão aplicada, obtidas para os seguintes ensaios triaxiais CD III e CD VII, que possuem as mesmas características com exceção das fibras.

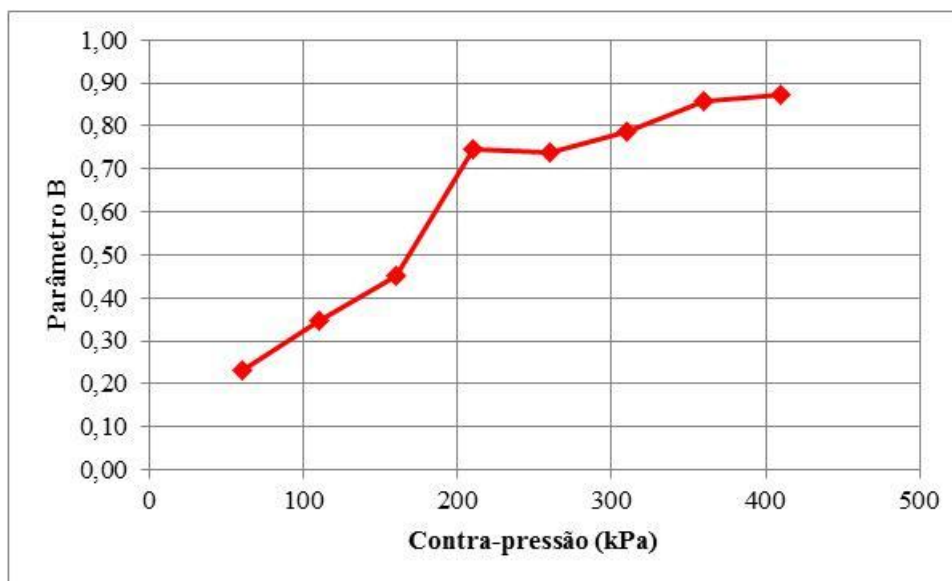
Figura 29 – Medição do parâmetro B, CD III (solo-cal, 60 kPa de tensão efetiva)



(fonte: elaborado pelo autor)

⁸ LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1979.

Figura 30 – Medição do parâmetro B, CD VII
(solo-cal-fibras, 60 kPa de tensão efetiva)



(fonte: elaborado pelo autor)

Nas figuras 29 e 30 verifica-se que para maiores valores de contra-pressão a tendência do parâmetro B é estabilizar, indicando que a saturação total das amostras foi obtida. Esse padrão de comportamento foi o mesmo observado nos demais ensaios triaxiais. Dessa maneira, também é válido ressaltar que na comparação entre os dois gráficos os valores do parâmetro B foram, aproximadamente, o mesmo, logo este parâmetro não foi afetado pela presença de fibras do CD VII.

Segundo Prietto (1996, p. 85), os valores para o parâmetro B medidos em solos melhorados, variam em função dos diferentes teores de cimento utilizados. O autor verificou que B diminuiu linearmente com o aumento da cimentação. Além disso, o autor obteve, por exemplo, para os teores de 3% e 5% de cimento, valores de B da ordem de 0,85 e 0,70 respectivamente, na condição de saturação completa.

Portanto, os valores obtidos do parâmetro B, apesar de abaixo da unidade, indicam que um alto grau de saturação foi obtido, reduzindo ao menor valor possível a tensão de sucção presente nos corpos de prova antes dos mesmos serem submetidos ao cisalhamento.

É válido ressaltar que para os demais ensaios realizados neste trabalho, o comportamento com relação ao parâmetro B foi muito semelhante aos resultados comentados anteriormente com curvas muito próximas as mostradas nas figuras 29 e 30.

7.2.2 Comportamento tensão-deformação

A seguir, são apresentados os resultados obtidos do comportamento da mistura quanto a tensão *versus* deformação axial e variação volumétrica *versus* deformação axial para as unidades amostrais solo-cal e solo-cal-fibras.

Nas figuras 31 e 32 estão representados o comportamento dos ensaios CD II, CD III e CD V com tensão efetiva de cisalhamento de 20, 60 e 100 kPa, respectivamente, para misturas caulim-cal.

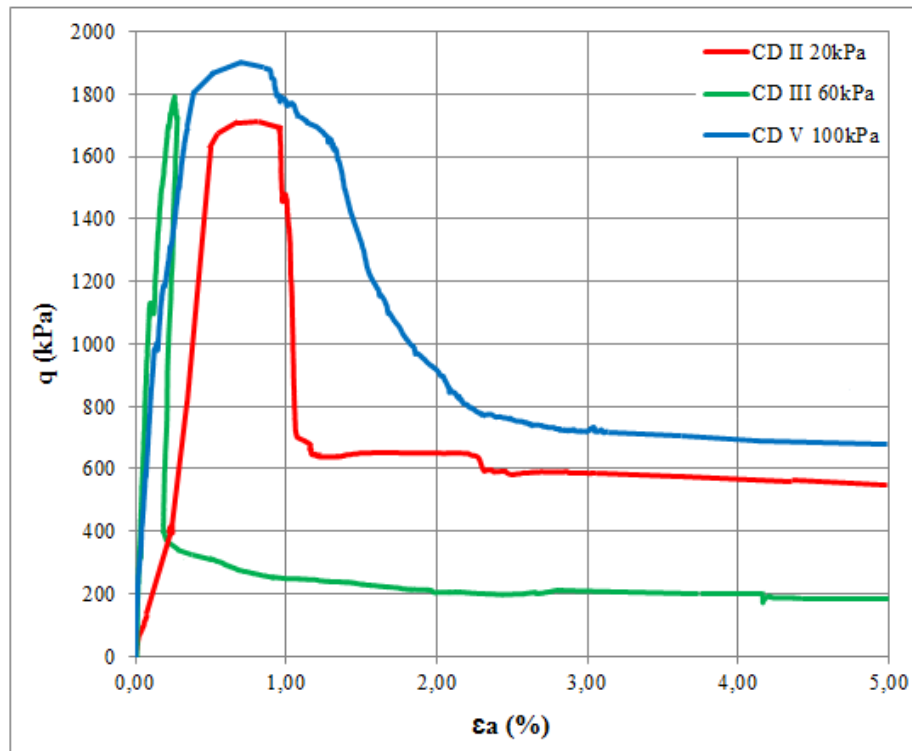
A partir da figura 31 é possível observar que em linhas gerais o comportamento tensão deformação da mistura ficou dentro do esperado, com a presença de picos de ruptura característicos de materiais cimentados, ou seja, com um comportamento mais próximo de um material frágil e de grande rigidez inicial. Completamente diferente das características obtidas pelo trabalho de Feuerharmel (2000, p. 73) para o mesmo solo utilizado nesta pesquisa sem adição de agente cimentante ou fibras. O autor relatou que o comportamento do solo é dúctil e a resistência de pico, em termos gerais, é dez vezes menor do que a resistência da mistura solo-agente cimentante.

Desse modo, as curvas tensão-deformação apresentadas identificam uma tendência geral, o comportamento pode ser descrito como sendo muito rígido inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura. O comportamento pós-ruptura caracteriza-se por uma forte queda da tensão desvio.

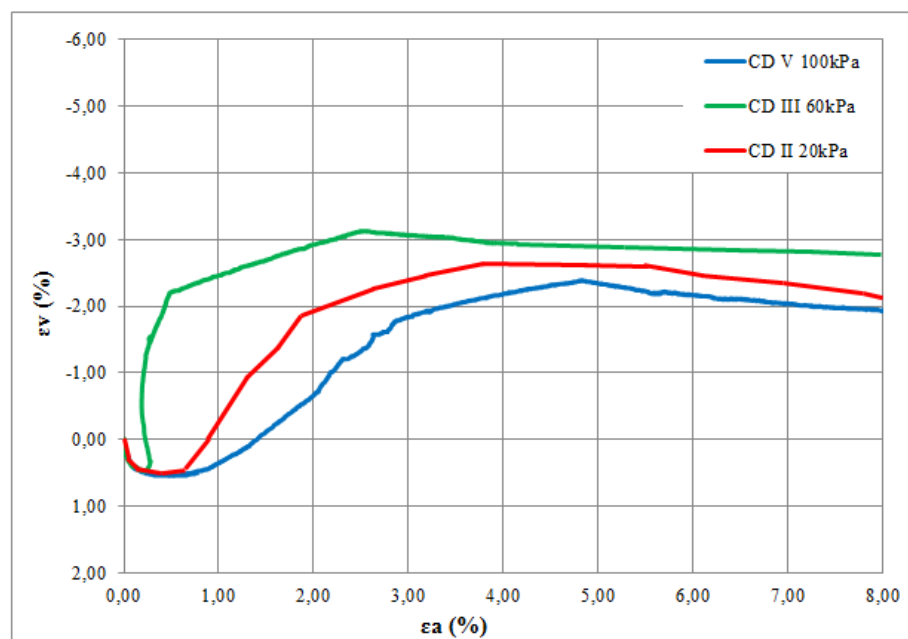
Observando individualmente cada corpo de prova pode-se concluir que o CD III atingiu a ruptura com menores deformações se comparado aos ensaios CD II e CD V, isto pode ser atribuído à variabilidade inerente ao ensaio. Também é possível observar que o aumento da tensão confinante provoca um aumento da resistência, como era esperado.

Com relação ao comportamento deformação axial *versus* deformação volumétrica da figura 32, todas as unidades amostrais apresentaram primeiramente uma compressão volumétrica até um momento próximo da ruptura e depois uma forte expansão. Este comportamento também foi relatado por outros autores, como Floss (2012, p. 92), Lopes Junior (2011, p. 113) e Feuerharmel (2000, p. 73) em diferentes tipos de solos melhorados com agente cimentante.

Figura 31 – Curvas tensão-deformação axial (caulim-cal)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Curvas deformação axial *versus* deformação volumétrica (caulim-cal)

(fonte: elaborado pelo autor)

Nas figuras 33 e 34 estão representados o comportamento dos ensaios CD VI, CD VII e CD VIII com tensão efetiva de cisalhamento de 20, 60 e 100 kPa, respectivamente, para misturas caulim-cal-fibras de polipropileno.

È importante ressaltar que o ensaio com tensão de confinamento de 100 kPa plotado em azul nas figuras 33 e 34 foi mantido apenas para confirmar o comportamento do solo melhorado com cal e reforçado com fibras, pois durante o cisalhamento desta unidade amostral houve um aquecimento nos sensores de efeito Hall gerando uma expansão da cola que os mantinha fixos no corpo de prova. Dessa maneira, houve um aumento de tensão confinante inesperado. O ensaio CD IX seria a repetição do ensaio CD VIII, contudo houve um vazamento na câmara triaxial.

A partir da figura 33 é possível observar que, assim como, nas unidades amostrais sem o reforço das fibras, os corpos de prova reforçados obtiveram um acréscimo de resistência com o aumento da tensão confinante efetiva.

A resistência de pico dos corpos de prova reforçados (com fibras de polipropileno) são mais baixas se comparadas com os não reforçados. Enquanto para o ensaio CD VI de 20 kPa de tensão confinante efetiva a resistência de pico alcançou aproximadamente 1500 kPa, já para o ensaio CD II, com a mesma tensão efetiva de confinamento, a resistência de pico atingiu aproximadamente 1700 kPa.

Este comportamento também foi verificado por Consoli et al. (2009), no qual os autores atribuíram a queda da resistência das misturas reforçadas com fibras pela diminuição da efetividade da cimentação do aglomerante ligante utilizado na pesquisa. Segundo os autores, a cimentação é atrapalhada pela presença das fibras e, este comportamento é acentuado quando o teor de aglomerante é aumentado.

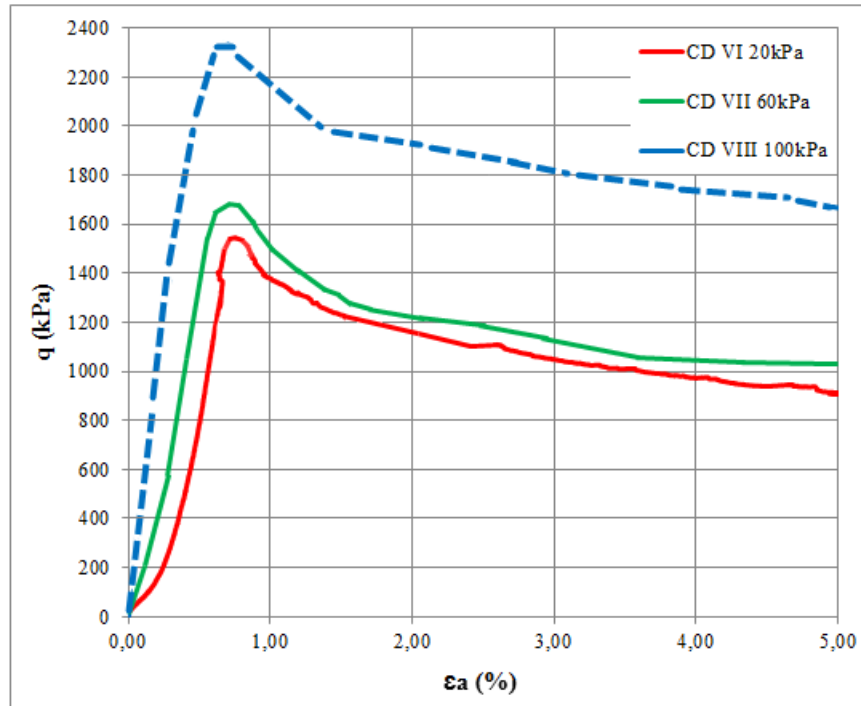
Também na figura 33, através do comportamento da tensão *versus* deformação pode-se observar picos de ruptura típicos de solos melhorados com agente cimentante, contudo, o comportamento pós-ruptura, diferentemente das misturas solo-cal, apresentam uma menor variação da resistência com o aumento da deformação axial, que pode ser atribuído pela presença do elemento de reforço, as fibras de polipropileno.

Na figura 34, o comportamento das deformações axiais *versus* deformações volumétricas demonstram que houve uma pequena compressão até os valores de deformações axiais

próximos dos valores dos picos de resistência de cada ensaio e, posteriormente, houve uma pequena expansão, tendendo a uma deformação volumétrica constante, com exceção do ensaio CD VIII pelo motivo anteriormente explicado.

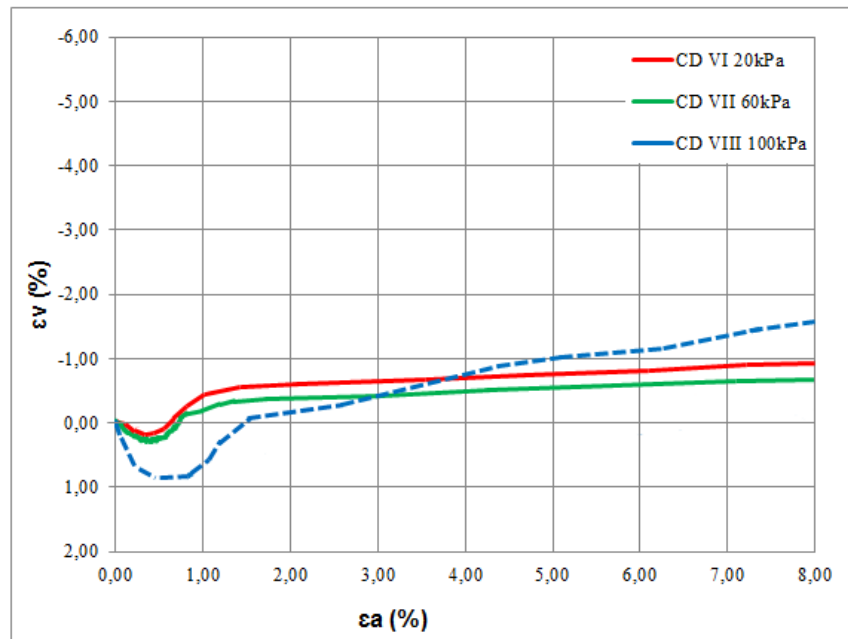
A diminuição das deformações observadas nos ensaios CD VI, VII e VIII foram atribuídas pela presença das fibras de polipropileno, que tornaram o comportamento destas misturas mais dúctil, se comparado as misturas caulim-cal anteriormente citadas.

Figura 33 – Curvas tensão-deformação axial (caulim-cal-fibras de polipropileno)



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Curvas deformação axial *versus* deformação volumétrica (caulim-cal-fibras de polipropileno)



(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.3 Envoltórias de ruptura

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados sob diferentes tensões confinantes efetivas, os parâmetros geotécnicos de resistência das misturas analisadas, ângulo de atrito interno, ϕ' , e intercepto coesivo, c' , são definidos através de suas envoltórias de ruptura.

Para isto, foi utilizado o diagrama tipo Cambridge (p' versus q) com trajetória de tensões efetivas. Os invariantes de tensão, p' (tensão efetiva média normal) e q (tensão desvio), são definidos como:

$$p' = (1/3) \cdot (\sigma'_a + 2 \cdot \sigma'_r) \quad (\text{equação 2})$$

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

σ'_a = Tensão efetiva axial;

σ'_r = Tensão efetiva radial.

Para obtenção dos parâmetros através desta metodologia utilizou-se as seguintes equações:

$$\phi' = \text{arc.sen} (\text{tg } \alpha) \quad (\text{equação 4})$$

$$c' = (a \cdot \text{tg } \phi') / (\text{tg } \alpha) \quad (\text{equação 5})$$

Onde:

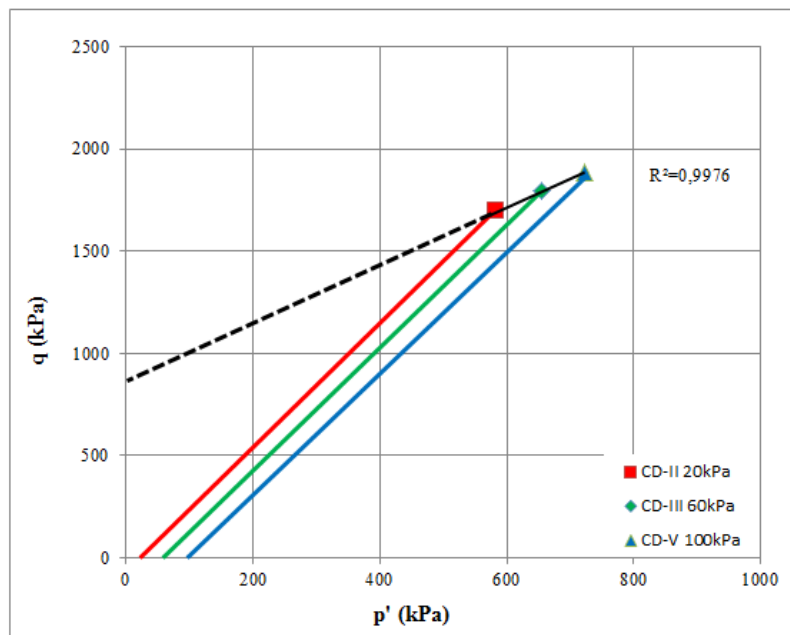
ϕ' = ângulo de atrito efetivo;

c' = intercepto coesivo efetivo.

Na figura 35, foi adotado um ajuste linear com R^2 próximo da unidade, o valor do ângulo de atrito interno obtido foi de 27° e o intercepto coesivo de 791 kPa. Estes valores não ficaram tão distantes dos valores encontrados encontrados por Feuerharmel (2000, p. 74) para o mesmo solo melhorado com cimento Portland ($\phi' = 34^\circ$ e $c' = 605$ kPa) e, para o mesmo solo melhorado com cimento Portland e fibras de polipropileno ($\phi' = 33^\circ$ e $c' = 324$ kPa).

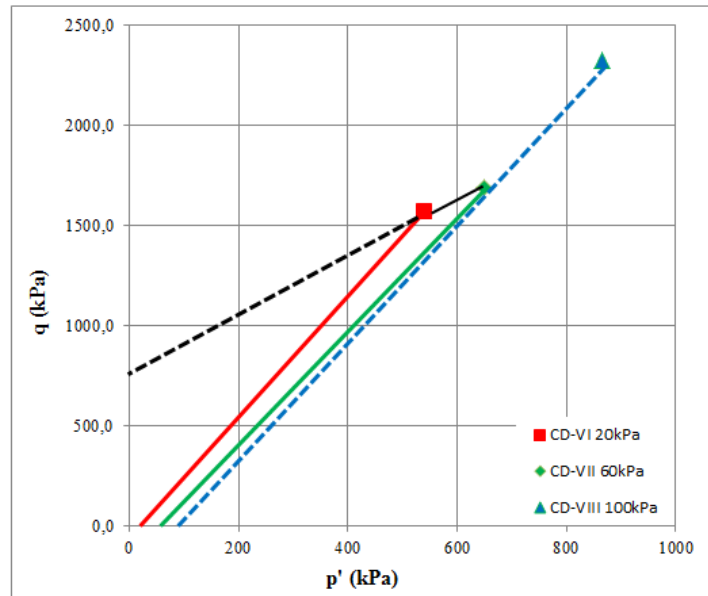
Na figura 36, também foi adotado um ajuste linear, contudo o ensaio CD VIII não participou dos resultados por problemas anteriormente citados. Os parâmetros obtidos para a mistura caulim-cal-fibras de polipropileno foram: ângulo de atrito interno igual a 30° e o intercepto coesivo de 670 kPa.

Figura 35 – Envoltória de ruptura da mistura caulim-cal



(fonte: elaborado pelo autor)

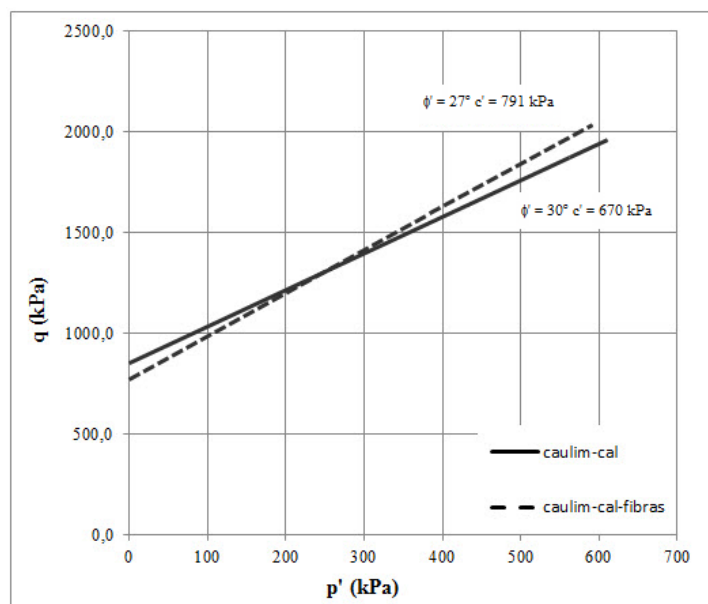
Figura 36 – Envoltória de ruptura da mistura caulim-cal-fibras de polipropileno



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da figura 37 é possível comparar os resultados obtidos entre as duas envoltórias de ruptura para as misturas em questão. A tendência observada por Feuerharmel (2000, p. 74) também se confirma no presente estudo. Para misturas solo-agente cimentante há um acréscimo da coesão e uma redução do ângulo de atrito se comparadas com as misturas solo-agente cimentante-fibras de polipropileno.

Figura 37 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas



(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.4 Modo de ruptura

Assim como nos corpos de prova submetidos à compressão simples e diametral, o modo de ruptura para as misturas caulim-cal tem um comportamento frágil, típico de misturas mais rígidas, com uma cimentação mais eficaz e planos de ruptura bem definidos, formando ângulos críticos (θ_{cri}), com o plano onde atua a tensão principal maior, conforme definido por Lambe e Withman⁹ (1979 apud FEUERHARMEL, 2000, p. 78), entre 61 e 67 graus. Na figura 38(a) a ruptura se comporta essencialmente como dois blocos rígidos deslizando-se um sobre o outro.

Já na figura 38(b) a mistura caulim-cal-fibras de polipropileno apresenta um modo de ruptura mais dúctil que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa da resistência após a tensão desvio máxima. Também é possível observar deformações distribuídas por todo corpo de prova.

Figura 38 – Modos de ruptura (a) caulim-cal e (b) caulim-cal-fibras de polipropileno



(fonte: elaborado pelo autor)

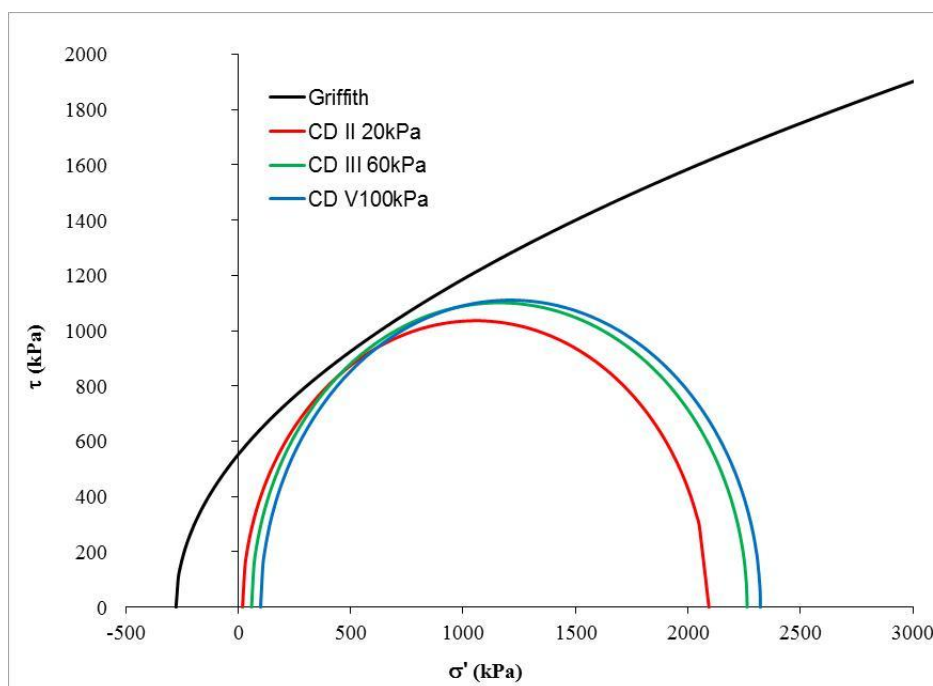
⁹ LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1979.

7.3 CRITÉRIO DE RUPTURA DE GRIFFITH

A partir dos resultados obtidos dos ensaios de compressão diametral aplicados na equação 1 do item 6.3.4, foram obtidas as envoltórias de ruptura de Griffith para as misturas solo-cal na figura 39 e solo-cal-fibras de polipropileno na figura 40. Dessa maneira, também foram plotados os círculos de Mohr obtidos através dos ensaios triaxiais realizados para tensões de confinamento efetivas de 20, 60 e 100 kPa para cada tipo de mistura.

Na figura 39, é possível observar que a equação parabólica de Griffith se ajusta adequadamente aos círculos de Mohr plotados, confirmando o critério de ruptura proposto. Contudo, as tensões de confinamento utilizadas obtiveram valores de σ_1 relativamente próximos, o que dificulta a validação desse comportamento para maiores tensões de confinamento efetivas.

Figura 39 – Envoltória de ruptura (caulim-cal)

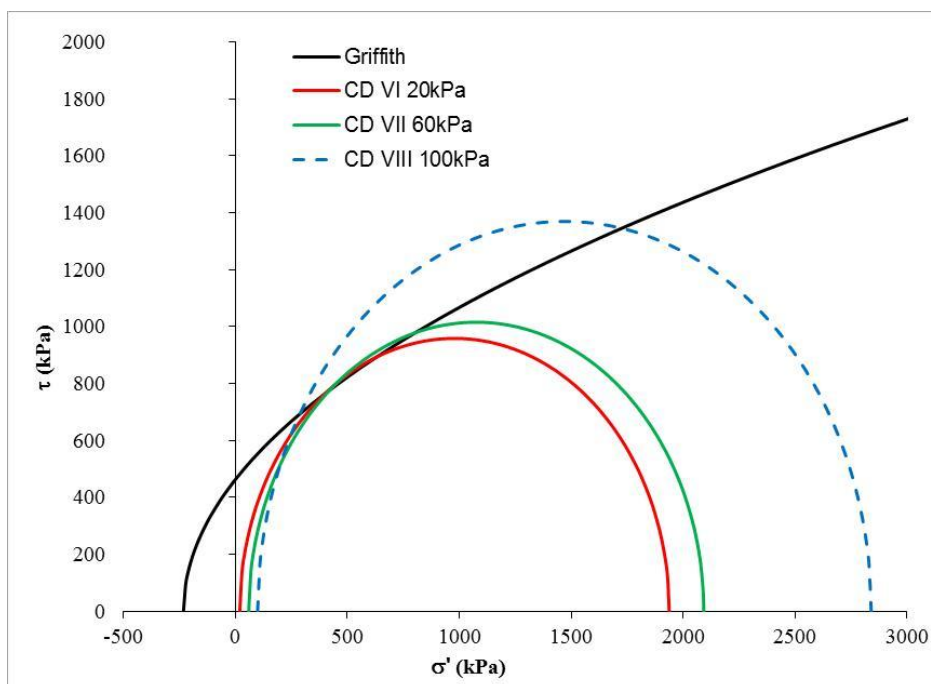


(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 40, as misturas reforçadas com fibras de polipropileno apresentaram comportamento semelhante às misturas não reforçadas, também se ajustando a equação parabólica de Griffith. É válido ressaltar que o ensaio CD VIII apresentou problemas, anteriormente relatados, durante o processo de cisalhamento, o que justifica as tensões

cisalhantes obtidas acima da envoltória de ruptura. Contudo, assim como nos resultados obtidos para a mistura solo-cal, as tensões de confinamento utilizadas obtiveram valores de σ_1 relativamente próximos, o que dificulta a validação desse comportamento para maiores tensões de confinamento efetivas.

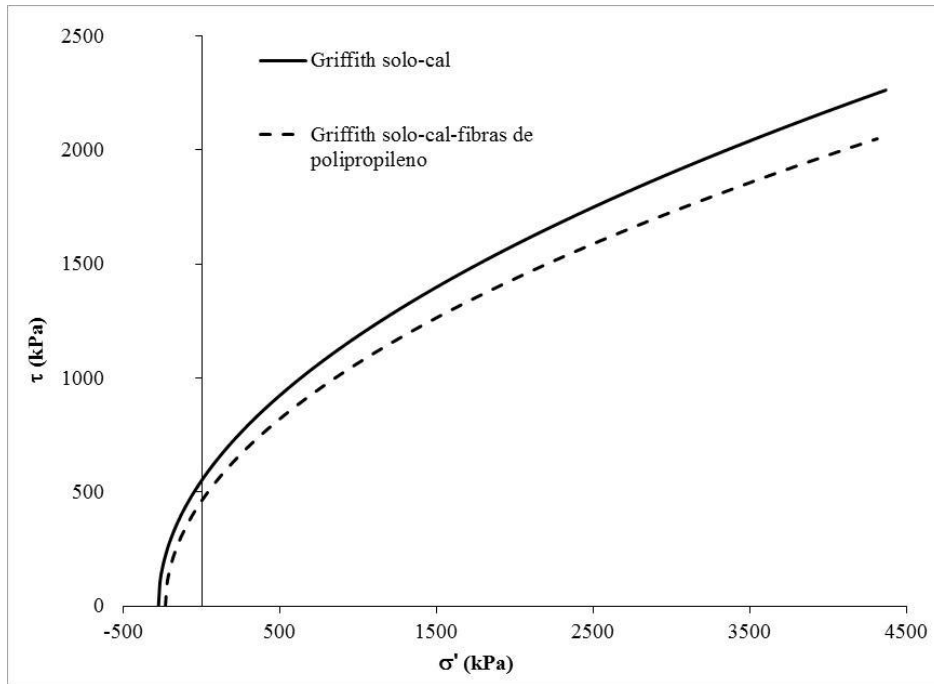
Figura 40 – Envoltória de ruptura (caulim-cal-fibras de polipropileno)



(fonte: elaborado pelo autor)

Na figura 41, estão plotadas as envoltórias de ruptura anteriormente obtidas pela aplicação do método de Griffith. Como era esperada, a envoltória da mistura caulim-cal obteve maiores resistências do que a mistura reforçada com fibras.

Figura 41 – Comparação entre as envoltórias de ruptura



(fonte: elaborado pelo autor)

8 CONCLUSÕES

Neste capítulo são feitas as conclusões a cerca dos resultados obtidos no programa experimental, sendo que elas estão divididas por cada ensaio realizado. No final do capítulo são feitas sugestões para trabalhos futuros.

8.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES E DIAMETRAL

A média das resistências obtidas, tanto para à compressão simples, quanto para à compressão diametral, das misturas caulim-cal foram superiores as resistências obtidas para as misturas caulim-cal-fibras de polipropileno.

A relação da resistência à compressão diametral sobre a resistência à compressão simples se mostrou ligeiramente superior à faixa de valores obtidos em outros estudos de solos melhorados para as duas misturas em questão.

O modo de ruptura dos corpos de prova de caulim-cal apresentou um comportamento frágil, formando planos de rupturas bem definidos, enquanto para os corpos de prova de caulim-cal-fibras de polipropileno o comportamento apresentado foi dúctil sem formação de planos preferencias.

8.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TRIAXIAL (CD)

Os ensaios de compressão triaxial consolidados e drenados, no geral, confirmaram o comportamento esperado para as misturas em estudo.

O parâmetro B de poro pressão *versus* a contra-pressão aplicada nos incrementos iniciais, obtiveram um crescimento de B até atingir valores próximos de 0,85 para a mistura solo-cal e 0,90 para mistura solo-cal-fibras de polipropileno, a partir destes pontos, foi possível observar uma estabilização no valor de B que resultou na comprovação da saturação dos corpos de prova.

Com relação ao comportamento tensão deformação para as misturas caulim-cal, assim como nos resultados de resistência à compressão simples e diametral, as resistências de pico foram maiores do que da mistura caulim-cal-fibras de polipropileno, o comportamento apresentado foi frágil, com quedas bruscas da resistência após a ruptura. As deformações obtidas no início do cisalhamento foram de compressão, seguidas de forte expansão.

O comportamento tensão deformação das misturas reforçadas com fibras, como esperado, foi mais dúctil do que da mistura caulim-cal, contudo, também apresentou picos de resistência, com uma queda suave para maiores deformações. As deformações obtidas foram menores se comparadas à mistura não reforçada, fato que se deve atribuir devido a presença das fibras, assim como a mistura não reforçada, também houve uma compressão de menor magnitude, seguida de uma pequena expansão.

As envoltórias de rupturas obtidas apresentaram valores altos para os parâmetros de resistência ao cisalhamento, tipicamente encontrados para maciços rochosos ou solos melhorados com agentes cimentantes.

O modo de ruptura dos corpos de prova submetidos à compressão triaxial se comportam exatamente igual aos obtidos pelos ensaios de compressão simples e diametral. A mistura caulim-cal com formação de planos de ruptura e a mistura caulim-cal-fibras de polipropileno sem um plano definido.

8.3 CRITÉRIO DE RUPTURA DE GRIFFITH

O método de Griffith parece ser eficiente para obtenção das envoltórias de ruptura do solo melhorado com cal e, também, do solo melhorado com cal e reforçado com fibras, em comparação com os ensaios triaxiais consolidados e drenados, contudo são necessários mais ensaios para se obter uma confirmação deste critério.

A aplicação desta teoria em solos melhorados tem grande utilidade, pois com resultados de ensaios de compressão diametral que são rápidos e de baixo custo pode-se obter envoltórias de ruptura com a mesma precisão do que as envoltórias obtidas através de ensaios triaxiais, que são muito mais caros e demorados. Contudo, esta aplicação deve ser feita com cuidado e referenciada em estudos já publicados, ou seja, não deve ser generalizada para qualquer caso.

8.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao estudo realizado neste Trabalho de Conclusão de Curso e ampliar o conhecimento sobre o comportamento de solos melhorados, o autor sugere os seguintes tópicos de pesquisa:

- a) a realização de ensaios com tempo de cura maiores que 28 dias, para se obter melhor a influencia da cal na resistência;
- b) diminuir a porcentagem de fibra utilizada na moldagem dos corpos de prova, com a finalidade de verificar se haverá aumento de resistência, com a possível maior efetividade da cimentação do aglomerante utilizado;
- c) execução de fotomicroscopia e difração por raios-x, para melhor compreensão dos mecanismos de reações entre as misturas solo-cal e solo-cal-fibras de polipropileno;
- d) a realização de ensaios triaxiais com tensões de confinamento efetivas maiores do que as aplicadas neste trabalho, para confirmar se a envoltória de ruptura de Griffith se ajusta bem aos círculos de Mohr obtidos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.253**: solo-cimento – dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

CLAYTON, C. R. I.; KHATRUSH, S. A.; BICA, A. V. D.; SIDDIQUE, A. The Use of Hall Effect Semiconductors in Geotechnical Instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia: ASTM, v.12, n.1, p. 69-76, 1989.

CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C; CONSOLI, B.S.; MAGHOUS, S. Failure envelope cemented sand. **Geotechnique Letters**, Institute of Civil Engenners (aceito para publicação). 2012a.

CONSOLI, N. C.; CORTE, M.B.; FESTUGATO, L. Key parameter for tensile and compressive strength of fibre-reinforced soil-lime mixtures. **Geosynthetics International**, Thomas Telford, v. 19, n. 5, p. 409-414, July. 2012b.

CONSOLI, N. C.; DALLA ROSA, A.J.; GAUER, E. A.; DOS SANTOS, V. R.; MORETTO, R. L.; CORTE, M. B. Key parameter for tensile and compressive strength of silte-lime mixtures. **Geotechnique Letters**, Institute of Civil Engenners, v. 12, n. 2, p. 81-85, Sept. 2012c.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; FONINI, A.; DALLA ROSA, F. Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range. **Geotextil and Geomembranes**, Institute of Civil Engenners, v. 19, n. 5, p. 194-201, January. 2009.

CORTE, M. B.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C. Compressão diametral de um solo silto-argiloso estabilizado com cal e reforçado com fibras. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 6., 2011, Passo Fundo. **Anais...** Passo Fundo: UPF, 2011. Não paginado. 1 CD.

DALLA ROSA, A. **Estudo dos parâmetros-chave no controle da resistência de misturas solo-cinza-cal**. 2009. 198 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

FESTUGATO, L. **Análise do comportamento mecânico de um solo micro-reforçado com fibras de distintos índices aspectos**. 2008. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

FEUERHARMEL, M. R. **Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno**. 2000. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle da resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. 188 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentado**. 2005. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GRIFFITH, A. A. The phenoma of rupture and flow in solids. **Philosophical Transactions of the Royal Society of London**, London, v. 221, series A, p. 163-198, 1921.

GUIMARÃES, J. E. P. **A Cal: fundamentos e aplicações na Engenharia Civil**. São Paulo: Pini, 2002.

LOPES JUNIOR, L. S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. 2007. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

_____. **Metodologia de Previsão do Comportamento Mecânico de Solos Tratados com Cal**. 2011. 216 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

MORETTO, L. R.; DOS SANTOS, V. R.; GAUER, E. A.; CONSOLI, N. C. Avaliação da resistência à tração de uma mistura caulim-cal. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 6, 2011, Passo Fundo. **Anais...** Passo Fundo: UPF, 2011. Não paginado. 1 CD.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. 1996. 150 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre, 1996.

ROJAS, J. W. J. **Estudo da resistência, condutividade hidráulica e lixiviação de um solo argiloso cimentado e contaminado**. 2012. 193 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

ROSA, D. A. **Validação da Relação Vazios/Cimento na Estimativa da Resistência à Compressão Simples do Caulim Artificialmente Cimentado**. 2010. 79 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SACHETTI, A. S.; CORTE, M. B.; FESTUGATO, L.; RABASSA, C.; CONSOLI, N. C. Resistência de um solo artificialmente cimentado e reforçado com fibras de vidro. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 5, 2009, Pelotas. **Anais...** Pelotas: UCPEL, 2009. Não paginado. 1 CD.

SKEMPTON, A. W. The Pore-pressure Coefficients A and B. **Geotechnique Letters**, Institute of Civil Engenners, v. 4, n. 1, p. 143-147, Aug. 1954.