

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

Ricardo José Wink de Menezes

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE UMA MISTURA
DE AREIA, METACAULIM E CAL**

Porto Alegre
julho 2016

RICARDO JOSÉ WINK DE MENEZES

**ANÁLISE DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE UMA MISTURA
DE AREIA, METACAULIM E CAL**

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: Lucas Festugato

Porto Alegre

julho 2016

Dedico este trabalho a meus pais, Carlos e Rosângela, que
sempre estiveram ao meu lado me dando apoio,
especialmente durante o período do meu Curso de
Graduação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente aos meus pais, Carlos e Rosângela, e ao meu irmão Eduardo, o carinho e apoio em minhas decisões.

Agradeço ao bons professores da UFRGS, que dedicam grande parte de seu tempo e empenho na formação de profissionais de excelência, e, em especial, agradeço ao Prof. Lucas Festugato, amigo e orientador deste trabalho, a ajuda e paciência no desenvolvimento deste trabalho e no conhecimento transmitido ao longo de aulas e discussões extraclasse.

Agradeço a toda a minha família, avós, tia-avó, tios e primos, de quem sempre busco estar próximo, mas nem sempre consigo.

Agradeço aos colaboradores e ex-colaboradores da FGS, que foram, ao mesmo tempo, colegas, amigos e mentores ao longo do meu período de estágio na empresa.

Agradeço aos professores, bolsistas, ex-bolsistas, voluntários e funcionários do LEGG com quem tive o prazer de trabalhar, e principalmente dos que me auxiliaram no desenvolvimento de pesquisa e deste trabalho.

Agradeço ao LACER a solicitude e presteza na realização de ensaios.

Agradeço aos demais amigos, que me proporcionaram diversos momentos lúdicos e de descontração, mas não sem alguns lampejos de seriedade.

Agradeço à minha namorada Aline, que sempre demonstrou carinho, serenidade e compreensão com minhas limitações frente às minhas necessidades acadêmicas e profissionais.

Agradeço, enfim, a todos que, de alguma forma, tornaram possível o desenvolvimento deste trabalho ou que, de alguma forma, tornaram meus dias melhores.

A ciência consiste em substituir algo que parecia certo por
uma teoria, ou seja, por algo problemático.

José Ortega y Gasset

RESUMO

Este trabalho versa sobre a relação de ensaios confinados e não confinados com parâmetros de resistência, fundamentais em projetos geotécnicos. Como alternativa a soluções tradicionais, é apresentada a técnica de estabilização de solos através da cimentação. Neste trabalho, a estabilização foi feita para uma mistura de solo, metacaulim e cal. O solo, uma areia fina, é tratado com adição de cal e metacaulim, uma pozolana derivada da calcinação de argila. Com isso, os parâmetros de resistência mecânica do solo sofrem uma grande mudança, verificada através de ensaios de compressão não-confinada (compressão simples e compressão diametral). Os resultados indicam que há uma forte relação entre o comportamento mecânico do solo e parâmetros como porosidade e teor de cal. Com isso, buscou-se a determinação da envoltória de ruptura e, conseqüentemente, parâmetros de grande importância em projetos geotécnicos, como ângulo de atrito e intercepto coesivo. Os resultados possibilitaram a aplicação do método proposto por Consoli et al. (2013) para a determinação da envoltória através de ensaios não-confinados. O método prevê uma relação constante entre a resistência à compressão e à tração, obtendo com isso os parâmetros citados. Este método se justifica em razão da versatilidade de ensaios não confinados em relação a ensaios confinados, usualmente utilizados para determinação da envoltória de ruptura de solos. De posse dos resultados, foi observado que a envoltória apresentou uma tendência condizente com estudos já realizados sobre efeitos da cimentação na mesma matriz de solo. Posteriormente, foram realizados ensaios de compressão triaxial, a fim de possibilitar uma validação experimental do método. Apesar de não validar o método de forma definitiva, foi observada uma relação entre as características determinadas através destes ensaios com a metodologia de Consoli et al. (2013).

Palavras-chave: Estabilização de solos. Comportamento mecânico. Compressão não-confinada. Compressão triaxial. Método de Consoli.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama indicativo das fases de pesquisa.....	17
Figura 2 – Areia de Osório	34
Figura 3 – Curva granulométrica da areia de Osório	34
Figura 4 – Metacaulim utilizado na pesquisa	35
Figura 5 – Curva de distribuição granulométrica para a amostra de metacaulim	36
Figura 6 – Porção de cal Primor Extra	37
Figura 7 – Determinação do ICL	38
Figura 8 – Peças do molde metálico tripartido	40
Figura 9 – Cápsulas para medição do teor de umidade real da mistura	40
Figura 10 – Medição do corpo de prova com paquímetro	41
Figura 11 – Acondicionamento dos corpos de prova em sacos plásticos vedados	41
Figura 12 – Ensaio de compressão simples	43
Figura 13 – Ruptura típica para ensaios de compressão simples	43
Figura 14 – Ensaio de compressão diametral	44
Figura 15 – Ruptura típica em ensaios de compressão diametral	45
Figura 16 – Equipamento de compressão triaxial	46
Figura 17 – Calibração do medidor volumétrico externo	47
Figura 18 – Calibração da célula de carga	48
Figura 19 – Calibração dos transdutores de pressão	48
Figura 20 – Calibração do medidor de deformação externa	49
Figura 21 – Sensor de efeito Hall	49
Figura 22 – Calibração do sensor de efeito Hall	50
Figura 23 – Corpo de prova após ensaio triaxial	52
Figura 24 – Envoltórias de Mohr-Coulomb para ensaios não-confinados	54
Figura 25 – Variação da resistência à compressão com a quantidade de cal	57
Figura 26 – Variação da resistência à tração com a quantidade de cal	57
Figura 27 – Variação da resistência à compressão com a porosidade	58
Figura 28 – Variação da resistência à tração com a porosidade	58
Figura 29 – Variação da resistência à compressão com a relação porosidade/teor volumétrico de cal	59
Figura 30 – Variação da resistência à tração com a relação porosidade/teor volumétrico de cal	59
Figura 31 – Ajuste do expoente da curva de resistência à compressão com a relação porosidade/teor volumétrico de cal	60

Figura 32 – Ajuste do expoente da curva de resistência à tração com a relação porosidade/ teor volumétrico de cal	60
Figura 33 – Tensão-desvio em função da deformação axial para três diferentes tensões de confinamento	63
Figura 34 – Modos de ruptura (a) ECT I: 20 kPa (b) ECT II: 100 kPa (c) ECT III: 200 kPa	64
Figura 35 – Círculos de Mohr para os ensaios realizados	64
Figura 36 – Resultados e comparação com a metodologia de Consoli et al. (2013)	65

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Resumo da metodologia de dosagem para ensaios não confinados.....	39
--	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Distribuição granulométrica do metacaulim	36
Tabela 2 – Caracterização da cal	37
Tabela 3 – Ensaio de compressão triaxial realizados	61
Tabela 4 – Valores típicos de parâmetro B	62
Tabela 5 – Parâmetros B medidos ao longo da fase de saturação dos ensaios.....	62

LISTA DE SIGLAS

CD – consolidado e drenado

CP – contra pressão

ICL – *inicial consumption of lime*

LEGG – Laboratório de Ensaios Geotécnicos e Geoambientais

PC – pressão confinante

ECT – ensaio de compressão triaxial

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A – área circular do corpo de prova (m²)

$A_{\text{corrigida}}$ – área circular do corpo de prova pós-deformação (m²)

B – parâmetro de Skempton

ξ – razão entre resistência à tração e resistência à compressão para ensaios não-confinados

ε_a – deformação axial (%)

ε_v – deformação volumétrica (%)

F – carga de ruptura dos ensaios não confinados (kN)

c' – intercepto coesivo efetivo (kPa)

C_{av} – teor volumétrico de cal no solo (%)

C_{iv} – teor volumétrico de cimento no solo (%)

D – diâmetro dos corpo de prova (m)

$\Delta\sigma$ – incremento de tensão aplicado ao ensaio de compressão triaxial (kPa)

Δu – variação na poro-pressão (kPa)

e – índice de vazios

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo (°)

γ_d - peso específico aparente seco (kN/m³)

H – altura do corpo de prova (m)

N – força normal aplicada pelo pistão de compressão triaxial (kN)

η – porosidade

$P_{cápsula}$ – peso da cápsula (g)

P_{seco} – peso de solo seco (g)

$P_{úmido}$ – peso de solo úmido (g)

pH – potencial hidrogeniônico

R^2 – coeficiente de determinação

σ – tensão normal total (kPa)

σ' – tensão normal efetiva (kPa)

σ_1' – tensão principal axial efetiva (kPa)

σ_3' – tensão principal axial efetiva (kPa)

σ_c – resistência à compressão (kPa)

q – tensão-desvio (kPa)

σ_t – resistência à tração (kPa)

τ_f – resistência ao cisalhamento (kPa)

u – poro-pressão (kPa)

V_v – volume de vazios do solo (m³)

ω – teor de umidade real do solo (%)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 DIRETRIZES DE PESQUISA	15
2.1 QUESTÕES DE PESQUISA	15
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	15
2.2.1 Objetivo principal	15
2.2.2 Objetivo secundário	15
2.3 HIPÓTESE	15
2.4 PRESSUPOSTO	15
2.5 PREMISA	16
2.6 DELIMITAÇÕES	16
2.7 LIMITAÇÕES	16
2.8 DELINEAMENTO	16
3 ESTABILIDADE E COMPORTAMENTO DE SOLOS CIMENTADOS	19
3.1 ASPECTOS GERAIS	19
3.2 COMPONENTES DA MISTURA	21
3.2.1 Cal	21
3.2.2 Metacaulim	22
3.2.3 Água	23
3.3 COMPORTAMENTO DE UM SOLO CIMENTADO	24
3.3.1 Deformações e resistência mecânica	24
3.3.2 Tensão de confinamento	27
3.4 FATOR VAZIOS/AGENTE CIMENTANTE	28
4 ESTIMATIVA DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA	30
4.1 TENSÕES EFETIVAS	31
4.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	32
5 PROGRAMA EXPERIMENTAL	33
5.1 COMPONENTES DA MISTURA	33
5.1.1 Areia de Osório	33
5.1.2 Metacaulim	35
5.1.3 Cal	36
5.1.4 Água	37
5.2 DOSAGEM	38
5.3 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	39

5.4 ENSAIOS DESTRUTIVOS	42
5.4.1 Resistência à compressão simples	43
5.4.2 Resistência à compressão diametral	44
5.4.3 Resistência à compressão triaxial	45
5.4.3.1 Equipamento	45
5.4.3.2 Calibrações	47
5.4.3.2.1 Medidor volumétrico	47
5.4.3.2.2 Célula de carga	47
5.4.3.2.3 Transdutores de pressão	48
5.4.3.2.4 Medidor de deformação externa	48
5.4.3.2.5 Deformação interna (sensores de efeito Hall)	49
5.4.3.3 Procedimentos	50
6 MÉTODO DE CONSOLI	54
7 RESULTADOS	56
7.1 ENSAIOS NÃO-CONFINADOS	56
7.1.1 Efeito do teor de cal	56
7.1.2 Efeito da porosidade	58
7.1.3 Relação entre porosidade e teor volumétrico de cal	59
7.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	61
7.2.1 Controle de saturação	61
7.2.2 Comportamento tensão-deformação	63
7.2.3 Envoltória de ruptura	63
7.3 METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA	65
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	66
8.1 RESULTADOS DE ENSAIOS	66
8.2 COMPARATIVO ENTRE ENSAIOS CONFINADOS E NÃO-CONFINADOS	66
8.3 CONCLUSÕES	67
8.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	67
REFERÊNCIAS	69

1 INTRODUÇÃO

Na Engenharia, os projetistas geotécnicos constantemente se deparam com situações de solos não adequados à obra prevista. Como alternativa para problemas correntes, em fundações superficiais, estabilidade de taludes e mecânica dos pavimentos, por exemplo, surgiram estudos visando à utilização de solos artificialmente cimentados, cuja aplicação têm crescido e se difundido pelo mundo.

O presente trabalho tem como objetivo o estudo da cimentação de um solo composto de areia da região de Osório, a influência da cimentação nas propriedades mecânicas deste solo e comparação entre ensaios de confinados e ensaios não-confinados. Para este estudo, foi usado, além de solo e cal, metacaulim, uma pozolana frequentemente empregada na produção de concreto.

Inicialmente, devem ser feitos alguns ensaios preliminares de caracterização do solo, visando ao conhecimento de aspectos específicos deste, como o peso específico dos grãos e o pH estabilizador das reações de cimentação. Após a caracterização do solo em estudo, deve-se moldar corpos de prova, variando-se a porcentagem de cal e a porosidade do solo.

Existem alguns ensaios de laboratórios, denominados ensaios não confinados, que medem a ruptura mecânica de uma amostra sem a aplicação de tensões de confinamento. Por isso, os solos não são submetidos a níveis reais de tensões, fazendo com que os resultados não possam ser obtidos de forma direta. No entanto, dada a simplicidade e praticidade destes ensaios em relação a ensaios confinados, busca-se obter correlações entre os ensaios não confinados e o comportamento real de solos, ou seja, o comportamento quando submetido à compressão confinada.

Para a obtenção de parâmetros geotécnicos como ângulo de atrito, intercepto coesivo e módulo de elasticidade, são realizados ensaios de compressão triaxial consolidada e drenada. Ao final de 28 dias, deve ocorrer a ruptura do solo. Com os resultados, pode-se encontrar a envoltória de ruptura que caracterize o solo.

Consoli et al. (2013) propuseram um método para relacionar parâmetros obtidos de ensaios não confinados (compressão simples e diametral) com os obtidos no ensaio triaxial. O método foi desenvolvido inicialmente para uma diferente matriz de solo e, posteriormente, para misturas de solo de areia de Osório. Este trabalho aborda a aplicabilidade do método para o solo em estudo. Se o método for representativo do solo estudado, ensaios mais simples poderão ser usados para estimar, com boa aproximação, parâmetros desse solo, sem a necessidade de ensaios que despendem mais custo e tempo, o que pode, em alguns casos, inviabilizar obras de Engenharia.

2 DIRETRIZES DE PESQUISA

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

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: os resultados de ensaios não confinados podem ser usados para estimar, de forma adequada, o comportamento mecânico do solo em estudo?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

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

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a verificação da aplicabilidade de um método que correlaciona ensaios não confinados com ensaios confinados.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é a análise do comportamento mecânico de resistência e deformação da mistura, através de ensaios de compressão triaxial, variando-se as tensões confinantes aplicadas.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que o método desenvolvido por Consoli é adequado para se relacionar com ensaios triaxiais, em especial os de menor tensões confinantes, para a mistura estudada.

2.4 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que a razão entre a resistência à compressão e à tração de ensaios não confinados seja constante para a mistura em estudo.

2.5 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que muitas vezes, a realização de ensaios triaxiais pode ser demorada e dispendiosa, o que pode inviabilizar uma obra de menor porte, ou uma de maior porte que exija uma vultosa quantidade de ensaios. Por isso, a aplicabilidade do método traria inúmeros benefícios para a Engenharia Geotécnica no desenvolvimento e uso de solos artificialmente cimentados.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho as condições específicas de dosagem, sendo elas:

- a) razão vazios/cal de 4, 6 e 9%;
- b) corpos de prova com dimensões de 5x10 cm;
- c) percentagem de metacaulim de 25% em relação à massa de solo;
- d) teor de umidade igual a 10%;
- e) tempo de cura de 28 dias;
- f) uso de água destilada.

2.7 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a uma mistura de solo artificialmente cimentado, resultante da combinação de areia, cal, metacaulim e água.

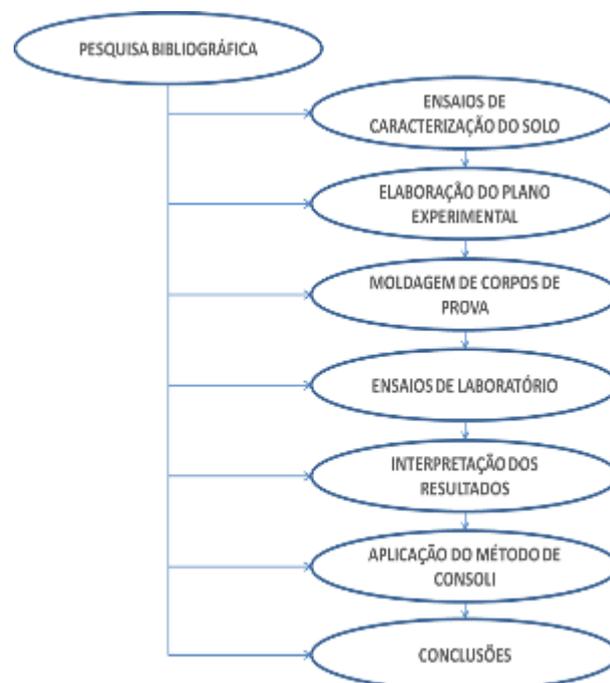
2.8 DELINEAMENTO

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

- a) pesquisa bibliográfica;

- b) ensaios de caracterização do solo;
- c) elaboração do plano experimental;
- d) moldagem de corpos de prova;
- e) ensaios de laboratório;
- f) interpretação dos resultados;
- g) aplicação do método de Consoli;
- h) conclusões.

Figura 1 – Diagrama indicativo das fases de pesquisa



(fonte: elaborada pelo autor)

A pesquisa bibliográfica foi realizada ao longo de toda a execução do trabalho, na qual se pesquisou as propriedades físicas, químicas e mecânicas dos componentes da mistura, além de métodos, procedimentos de ensaios, moldagem, análise de resultados e aplicação do método de Consoli.

Na etapa dos ensaios de caracterização do solo foram realizados ensaios para determinação do tamanho dos grãos, do peso real dos grãos e da concentração de cal necessária para a estabilização do pH da mistura.

A elaboração do plano experimental teve como objetivo viabilizar a pesquisa e compará-la posteriormente com outros trabalhos pré-existentes, se definindo os valores de dosagem, o tempo de cura, as tensões efetivas dos ensaios e o equipamento adotado para a realização do trabalho.

Posteriormente, foi feita a moldagem de corpos de prova com uso de equipamento específico e sob condições controladas, buscando-se a menor variabilidade possível.

Em seguida, foram realizados ensaios de laboratório, nos quais a mistura foi submetida a três tipos de ensaios diferentes (compressão simples, compressão triaxial e compressão diametral), sendo necessário um corpo de prova para a realização de cada ensaio, já que se trata de ensaios destrutivos.

Com os resultados de ensaios, seguiu-se à interpretação dos resultados, onde são coletados os dados obtidos em laboratório para se traçar envoltórias de ruptura, além da deformabilidade do material ensaiado.

Após a interpretação dos resultados dos ensaios confinados (compressão triaxial) e não confinados (compressão simples e diametral), seguiu-se à aplicação do método de Consoli à mistura, buscando-se uma envoltória de ruptura característica.

A partir do método supracitado, verifica-se aplicabilidade deste, e em caso negativo, se há alguma maneira de aperfeiçoar o método a fim de compatibilizá-lo e se o objetivo secundário pôde ser alcançado.

3 ESTABILIZAÇÃO E COMPORTAMENTO DE SOLOS CIMENTADOS

Este capítulo apresenta os aspectos gerais, comportamento e características de um solo estabilizado, com enfoque na estabilização do solo através de cimentação, mais especificamente uma mistura de areia, metacaulim e cal.

3.1 ASPECTOS GERAIS

É comum, até mesmo no meio geotécnico, os conceitos de solo estabilizado e solo melhorado se misturarem e, portanto, dada a semelhança técnica e subjetividade na classificação, a nomenclatura não será feita com distinções. Silvani (2013) afirma que:

Estabilização de solos é a denominação normalmente utilizada para misturas de solo e aditivo que desenvolvem elevadas resistências (especialmente à tração) e que apresentam grande durabilidade. Já melhoramento de solos se refere àquelas misturas que, devido ao pequeno teor de estabilizante, não desenvolvem resistências elevadas, mas experimentam melhorias em outras propriedades, tais como plasticidade e potencial de expansão/contração.

Os solos também podem ser classificados em solos estruturados e não estruturados. Solos estruturados podem ser definidos como materiais em que a estrutura do material, natural ou não, se encontra preservada, ao menos parcialmente, definindo assim um comportamento único frente à rigidez e à resistência do solo. No caso de estruturas naturais, agentes cimentantes naturais se combinam a condições naturais de pressão e temperatura, e estruturas não naturais, ou artificiais, se dão quando ocorre a mistura de solos a aglomerantes, ou quando ocorre compactação (FONINI, 2012). Desta maneira, o solo em estudo é classificado como um solo estruturado.

A resistência de solos sedimentares é baseada nas forças transmitidas pelas partículas nos seus contatos e pelo atrito mobilizado. No entanto, há solos constituídos por substâncias cimentantes nos seus contatos intergranulares, onde ligações aglomerantes agem como uma espécie de cola, resistindo inicialmente aos deslocamentos, para só depois mobilizar o atrito. A essa parcela de resistência chama-se coesão natural do solo. Todos os solos apresentam algum grau de cimentação, que depende de sua formação, do arranjo entre as suas partículas, do contato que

sofrem com a água e minerais, do tipo de formação e da rocha que o originou. O efeito da cimentação no comportamento mecânico de um solo pode ser observado através de resultados de ensaios de compressão triaxial (PINTO, 2006).

A cimentação natural costuma variar não apenas em pequena escala (em amostras ou seções petrográficas), mas também em maiores escalas em intervalos estratigráficos inteiros em uma determinada formação. A variação na cimentação é geralmente atribuída a variações na precipitação de calcita (SAXENA; LASTRICO, 1978).

De forma geral, a técnica de melhoramento de solos pode ser empregada em fundações superficiais, quando o solo tem uma baixa capacidade de carga e não atende as condições de projeto, ou quando haveria necessidade de se executar uma fundação do tipo profunda. Nesses casos, o solo artificialmente cimentado pode ser uma alternativa mais barata e que exige uma técnica mais simples para se executar a fundação, ou ainda a única solução viável economicamente para um determinado projeto.

Estudos recentes têm demonstrado que a utilização de fundações construídas sobre solos de dupla camada, cuja camada superior é constituída por um solo compactado com presença de cimentação, e cuja camada inferior possui baixa resistência e alto índice de vazios, é uma técnica alternativa para edificações com baixos níveis de carga (THOMÉ et al., 2005).

Areias cimentadas são encontradas em muitas áreas pelo mundo, e uma das características que as distingue é a habilidade de suportar taludes íngremes. A cimentação da areia é provida por pequenas quantidades de agentes como sílica, hidróxidos silicosos, hidro-silicatos, óxidos hidro-ferrosos e carbonatos depositados nos pontos de contato entre as partículas de areia (CLOUGH et al., 1981).

Um dos pontos em aberto no estudo de solos estruturados é encontrar um modelo teórico que consiga relacionar resistência e deformabilidade de cada elemento do perfil com a mudança contínua dos valores das variáveis (por exemplo, índice de vazios e nível de cimentação) com a profundidade. Um modelo que não apenas descreva o comportamento de um elemento de solo isolado, mas sim o comportamento de todo um perfil de solo (ROTTA et al., 2001)

3.2 COMPONENTES DA MISTURA

A seguir são abordadas as características dos materiais constituintes da mistura estudada.

3.2.1 Cal

O uso de cal é um dos métodos mais antigos de estabilização química de solos, sendo até hoje amplamente empregado. Por isso, o estudo das propriedades de um solo-cal ainda é de grande interesse na Engenharia Geotécnica.

Conforme exposto por Guimarães (2002), o consumo de cal no mundo é devido à sua multiplicidade de aplicações, estando entre os dez produtos de origem mineral mais consumidos no mundo, e sendo ainda um produto que adquire alta competitividade nos setores industriais e sociais em virtude de suas propriedades como reagente químico e aglomerante.

Sobre os aspectos históricos relativos ao uso da cal, Guimarães (2002) afirma o seguinte:

Embora haja evidências da presença da cal ao longo da maior parte da existência humana, foi somente a partir da civilização egípcia que o produto começa a aparecer com frequência nas construções. Do Egito a arte de manipular a cal passou para a Grécia, a seguir para Roma e depois para outras regiões mediterrâneas e circunvizinhas.

Segundo Guimarães (2002), “A cal utilizada na estabilização ou melhoria dos solos é o produto resultante da calcinação, em temperaturas próximas de 1000°C, de rochas carbonatadas cálcicas e magnesianas existentes na superfície terrestre [...]”.

Os solos com alto teor de matéria orgânica ou com pouca ou nenhuma quantidade de argila são pouco sensíveis a estabilizações com cal. Pode-se obter excelentes resultados com cimentação em solos argilosos, sendo mais efetivo que o cimento em pedregulhos argilosos em alguns casos (INGLES e METCALF¹, 1972 apud DALLA ROSA, 2009).

De modo geral, a cal sempre afeta favoravelmente algumas propriedades dos solos, se refletindo nas seguintes características físicas: granulometria, plasticidade, contração e retração, umidade de campo, densidade, trabalhabilidade, desintegração e compactação, resistência e permeabilidade (GUIMARÃES², 1971 apud DALLA ROSA, 2009).

¹ INGLES, O. G.; METCALF, J. B **Soil Stabilization: principles and practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374p.

² GUIMARÃES, J. E. P. **Estabilização de Solos – Nova e importante aplicação da cal – Seus conceitos e suas vantagens**. Boletim nº1. São Paulo: ABPC, 1971.

Na cimentação de solos com cal, em lugares com condições não controladas, vários fatores podem influenciar o processo de estabilização, como águas subterrâneas ou profundas, águas superficiais, qualidade do ar, temperatura, chuva e esforços mecânicos na obra e, por isso, devem ser levados em conta no trabalho (GUIMARÃES, 2002).

De acordo com Dalla Rosa (2009), o aumento da resistência do solo só ocorre se houver pH suficientemente elevado para dissolução da sílica e da alumina dos argilo-minerais deste solo, e se a combinação dessas substâncias com a cal originarem novos compostos cimentantes, pois tanto para a manutenção do pH elevado como para a formação de aluminatos, silicatos e alumino-silicatos de cálcio, faz-se necessário a participação da cal. A autora ainda salienta que, no processo de reação da cal com um solo fino, a etapa lenta é caracterizada pelas reações pozolânicas, que proporcionam um aumento da resistência devido à formação de produtos cimentantes; e pela carbonatação, que é uma reação prejudicial.

3.2.2 Metacaulim

O metacaulim é um material pozolânico produzido a partir da calcinação de argilas caulínicas a temperaturas que podem variar de 500 a 800°C, amplamente empregado na produção de concreto. Esta substância possui estrutura amorfa e, por isso, reage com cal, sendo amplamente empregado na produção de concreto.

Materiais pozolânicos são materiais que, por si sós, possuem pouca ou nenhuma atividade aglomerante, mas que, quando finalmente divididos e na presença de água, podem reagir com o hidróxido de cálcio à temperatura ambiente para formar compostos com propriedades aglomerantes (NBR 12653 – ABNT, 1992).

Apesar de o estudo de metacaulim ter ganhado visibilidade no meio acadêmico apenas nas últimas décadas, a sua aplicação precedeu a do cimento. Papadikis e Venuat (1968) salientam que os romanos utilizavam um material pozolânico advindo da moagem de telhas e tijolos cerâmicos em locais onde não havia disponibilidade de tufos e cinzas vulcânicas, como a Grã-Bretanha. Nacionalmente, seu emprego foi feito inicialmente em projetos de barragens.

A calcinação do material argiloso resulta em desidroxilação e em uma estrutura amorfa e desordenada. O produto é então, pulverizado até diâmetros muito pequenos, criando uma pozolana altamente reativa, chamada de metacaulim. O aquecimento a 700-800°C de outras argilas silicosas e solos xistosos torna esses solos reativos através da destruição da estrutura

cristalina das argilas e de outros minerais nos xistos. O aquecimento também aumenta a reatividade pozolânica de zeolitos (KOGEL, 2006).

Segundo Guimarães (2002), a mistura constituída por solo e cal pode não atingir a resistência esperada, mesmo após um longo período de cura. Isso se dá principalmente quando o solo é compostos por partículas com maior tamanho de grãos, como siltes ou areias e, para que isso não ocorra, pode-se misturar junto ao solo-cal uma substância amorfa que possibilite a ocorrência de reações, agregando melhora na resistência e até mesmo em outras propriedades do solo.

De acordo com Dalla Rosa (2009)

[...] as reações pozolânicas, as quais proporcionam ganhos efetivos de resistências às misturas compactadas de solo e cal ou solo, cinza voltante e cal, são lentas, estendendo-se por anos e só iniciam certo tempo depois da compactação. O ganho de resistência só ocorre se houver pH suficientemente elevado para dissolução da sílica e da alumina dos argilos minerais do solo e se a combinação delas com a cal derem origem a novos compostos cimentantes. Pois tanto para a manutenção do pH elevado, como para a formação de aluminatos, silicatos e/ou alumino-silicatos de cálcio, é fundamental a participação da cal. Daí que para tempos de cura de 60 e 90 dias seja tão expressiva a dependência da resistência à compressão simples em relação ao teor desse estabilizante.

3.2.3 Água

A coesão das misturas de solo-cimento reflete as diferenças da relação tensão-deformação em amostras com distintos graus de cimentação. Consistentes com a trajetória da relação tensão-deformação, os resultados mostram que o valor de coesão para cada quantidade de cimento e tempo de cura são independentes da quantidade de água utilizada (AKINMUSURU, 1987). No entanto, um volume de água além do necessário para que ocorram as reações de hidratação da cal não aumentará a coesão do solo.

3.3 COMPORTAMENTO DE UM SOLO CIMENTADO

Consoli et al. (2007) foram pioneiros ao estabelecer uma metodologia de dosagem baseada em critérios nos quais a razão entre a porosidade e a porcentagem volumétrica de cimento desempenha um papel fundamental na avaliação de ensaios não confinados. Este trabalho baseia-se nesta metodologia para dosar a mistura estudada com base na razão entre a porosidade e a porcentagem volumétrica de cal.

Por ser uma área de grande incerteza sobre o comportamento dos solos, é comum na Engenharia Geotécnica, mesmo em trabalhos não-acadêmicos, se solicitar ensaios de laboratório para a obtenção dos parâmetros de um determinado solo. Atualmente, já se dispõe de uma ampla gama de estudos de propriedades em solos naturais, mas a comunidade geotécnica ainda está em fase incipiente no que toca ao estudo de solos artificialmente cimentados. Por isso, torna-se muito importante que se determine a resposta de um solo cimentado quanto à resistência mecânica e deformações mecânicas frente a diferentes tensões de confinamento.

Para Herrin e Mitchell (1961), não existe um teor ótimo de cal que produza a máxima resistência em um solo estabilizado. Segundo os autores, o teor e tipo de cal, o tipo de solo, o peso específico, o tempo e tipo de cura, são os principais fatores que influenciam a resistência de misturas de solo e cal.

Os principais efeitos da cimentação são a redução do volume específico pela adição de material cimentante dentro dos espaços vazios e o aumento na resistência do solo à tração e à compressão (COOP; ATKINSON, 1993).

Em alguns estudos, comparações diretas entre o comportamento de solos cimentados e não cimentados são difíceis devido a dois fatores: o solo cimentado tem baixa quantidade de água devido ao preenchimento dos vazios pelo agente cimentante. Além disso, a presença do cimento pode ter outros efeitos no comportamento do solo, como por exemplo, mudanças na curva granulométrica (COOP; ATKINSON, 1993).

3.3.1 Deformações e resistência mecânica

A cimentação, de maneira geral, provoca alterações nas propriedades mecânicas dos solos, podendo acarretar radicais mudanças no comportamento, seja a cimentação natural ou a artificial.

A resistência mecânica de solos arenosos costuma ser devida, na maior parte, ao atrito gerado entre os grãos. Já em solos argilosos, costuma-se atribuir sua resistência principalmente à parcela coesiva, pois o atrito mobilizado entre suas partículas geralmente é de baixa magnitude. Na cimentação de solos, mesmo dos que se comportam como areias, ocorre aumento da parcela coesiva, podendo-se encontrar solos arenosos com resistências elevadas em virtude de sua coesão.

Ao estudar areias cimentadas em São Francisco, Clough et al. (1981) concluíram que o volume das areias cimentadas, durante o cisalhamento, aumenta a uma taxa mais elevada e a uma menor tensão que o volume de areias não cimentadas, e que as areias com maior teor de finos possuem uma cimentação mais evidenciada.

Os ensaios mostraram que, aumentando-se o teor de cimentação, houve aumento na coesão e na resistência, assim como aumento no ângulo de atrito para baixas tensões confinantes. A envoltória de ruptura para solos cimentados é altamente curva. Conforme a tensão de confinamento aumenta, a envoltória de ruptura se torna paralela e, a altas tensões confinantes, elas tendem a se cruzar entre si, de maneira que o solo compactado se tornaria mais rígido que os dois solos cimentados (argamassa e solo-cimento).

O estado de pico é afetado pela direção da trajetória de tensões, pelas condições de drenagem e pela tensão confinante. A primeira classe de comportamento ocorre onde a amostra passa do ponto de plastificação, durante a compressão isotrópica; subsequente cisalhamento deveria produzir comportamento similar ao de um solo inicialmente não cimentado, sem ponto de plastificação. A segunda classe ocorre na tensão confinante intermediária que, desse modo, embora as ligações cimentantes estejam intactas no início do ensaio, sua plastificação durante o cisalhamento e o estado de pico é governada pelo comportamento friccional do agora solo não cimentado. Deveria-se esperar que a curva tensão-deformação para este tipo de ensaio mostrasse um ponto de plastificação distinto após o início da seção elástica. Para a terceira classe, a amostra é cisalhada a pequenas tensões confinantes em relação à resistência da cimentação. Um estado de pico ocorre na superfície do solo não cimentado (COOP; ATKINSON, 1993).

Em areias homogêneas não cimentadas, espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade ou cresça com a diminuição da porosidade. Para solos cimentados, inicialmente ocorre diminuição da porosidade conforme o solo sofra carregamento, mas após essa fase inicial, o solo-cimento se dilata com a deformação, se comportando como um material denso. A resistência coesiva é destruída com cerca de 1% de deformação e, simultaneamente, a resistência por atrito passa a atuar principalmente. Ruptura é definida quando a tensão-desvio alcança seu valor máximo. Foi observado, na areia de Vincetown, que o ângulo de atrito interno não tem correlação com a porosidade, e sim com a cimentação, sendo que solos mais porosos

(porém com as mesmas características) podem apresentar ângulo de atrito mais elevado quando comparados com solos menos cimentados (SAXENA; LASTRICO, 1978).

Uma análise inicial das curvas obtidas para a areia cimentada claramente mostra que o comportamento do solo é fortemente dependente do teor de cimento. Em geral, o comportamento tensões-deformações dos solos-cimento pode ser descrito como inicialmente rígido, aparentemente linear até um determinado ponto de plastificação, a partir do qual o solo sofre um aumento nas deformações plásticas, até atingir a ruptura. Conforme o teor de cimento aumenta, tanto o pico de resistência e a rigidez inicial aumentam. Diferentemente dos solos não cimentados, amostras cimentadas apresentam um comportamento quebradiço na ruptura com planos de cisalhamento bem definidos (SCHNAID et al., 2001).

Conforme a densidade do solo aumenta, a importância da cimentação diminui, já que altas densidades aumentam o contato entre as partículas de cimento e a areia, sendo que aquelas terminam por preencher espaços vazios entre as partículas maiores de areia. Com o aumento da densidade em uma amostra com 20% de cimento, submetida a uma tensão confinante de 1,2 MPa, o comportamento original de contração e endurecimento das deformações dá lugar a um comportamento expansivo e ao amolecimento das deformações (HUANG e AIREY³, 1993 apud CRUZ, 2008).

O aumento do peso específico gera um aumento na deformação de pico. Os efeitos principais da cimentação são: aumento da rigidez, da resistência de pico e do tamanho da superfície de plastificação para tensões confinantes menores que a tensão de pré-adensamento. Para tensões confinantes mais elevadas, as partículas de cimento têm, aparentemente, efeitos muito menores no comportamento (HUANG; AIREY⁴, 1993 apud CRUZ, 2008).

De acordo com Consoli (2003), as camadas de solo-cimento conduzem a uma maior capacidade de carga em relação a camadas de solo-cimento-fibra, mas as misturas sem fibras tornam o comportamento do solo frágil. A adição de fibras agrega maior confiabilidade à solução, de forma que pode ocasionar uma redução significativa no fator de segurança adotado, já que a

³ HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of Cement and Density on an Artificially Cemented Sand. INTERNATIONAL SIMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS – SOFT ROCKS, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1993. 3v. v. 1, p. 553-560.

⁴ opus citatua.

mistura solo-cimento-fibra pode reduzir significativamente a interação frágil entre o solo e uma fundação.

3.3.2 Tensão de confinamento

A tensão de confinamento ou tensão confinante pode ter grande influência na resistência de um solo, dependendo do nível de tensões. Quando muito elevadas, tendem a modificar o índice de vazios do solo, tornando-o mais compacto, o que tende a gerar aumento na resistência do solo. No entanto, sabe-se que, em solos cimentados, grandes tensões podem quebrar as ligações de cimentação da mistura, diminuindo assim a resistência do solo. Por isso, a resistência residual de areias cimentadas, nas quais houve quebra das ligações de cimentação, se deve basicamente à resistência friccional, determinada pelo seu ângulo de atrito.

Sob as mesmas condições de confinamento, materiais com a mesma porcentagem de finos e diferentes graus de cimentação podem apresentar altas variações nas tensões de ruptura. De forma geral, não foi possível se encontrar correlações entre tensões de ruptura e de confinamento que indicassem diferenças de resistência entre os materiais, apesar de relativamente homogêneos (SAXENA; LASTRICO, 1978).

Quando submetida a baixas tensões confinantes, a resistência de pico da mistura resulta da componente coesiva da cimentação, mas em tensões mais altas o solo se torna puramente friccional (COOP; ATKINSON, 1993).

Partículas maiores foram cimentadas juntamente com partículas menores, sendo que as maiores ficaram fortemente intertravadas, gerando assim uma maior taxa de dilatação durante o cisalhamento a baixas tensões de confinamento. As partículas maiores se chocaram contra as constituintes particulares durante o cisalhamento a maiores tensões de confinamento e, por isso, os solos cimentados não apresentaram diferenças significativas a altas tensões confinantes (LADE; OVERTON, 1989).

3.4 FATOR VAZIOS/AGENTE CIMENTANTE

Recentemente, começou-se a realizar trabalhos a fim de se relacionar a quantidade de vazios com a quantidade de cimento em solos artificialmente cimentados. Foppa (2006) utilizou o

arenito Botucatu com cimento e estudou essa correlação. Lopes Júnior (2007) utilizou essa correlação para um solo cimentado com cal.

A cimentação desempenha um importante papel na resistência de materiais friccionais. Sob baixas tensões de confinamento, a coesão resultante pode ser levada em conta para a estabilidade de várias estruturas de terra, tais como taludes de aterros. Sob altas tensões de confinamento, o efeito da cimentação no solo é muito menor, prevalecendo o efeito friccional sobre o da cimentação (LADE; OVERTON, 1989).

Lopes Junior (2007) utilizou 25% de resíduo e diferentes percentuais de cal (3, 5, 7, 9 e 11) em relação à massa de solo seco. Para cada diferente percentual foram feitos ensaios de compressão simples, variando-se os teores de umidade e massas específicas aparentes secas das amostras, que foram determinados através da curva de compactação.

Lopes Junior (2007) ajustou os resultados de compressão simples de um solo usando o fator volume de vazios (volume absoluto de vazios, ou seja, o somatório do volume de água e ar) e volume absoluto de cal elevado à potência 0,06 ($V_v/V_{ca}^{0,06}$), relacionando-o com a resistência final do solo (q_u).

Posteriormente, ao estabilizar um solo silte arenoso com cal, Dalla Rosa (2009) variou a quantidade de uma pozolana de cinza volante (12,5%, 25% e 50%) e a proporção de cal (3%, 5%, 7% e 9%). Os diferentes períodos de cura adotados para a mistura foram de 28, 60 e 90 dias. Os resultados foram expressos com o fator vazios/cal na forma de porosidade e do teor volumétrico de cal, sendo este elevado à potência 0,12.

Righetto (2008), ao estudar a relação vazios/agente cimentante em um solo arenoso com resíduo de britagem, optou pela adição conjunta de cal e cimento à mistura. A moldagem das amostras foi feita com diferentes percentuais de agente cimentante (cal somado ao cimento), diferentes teores de umidade e pesos específicos. Após períodos de cura de 28, 60 ou 90 dias, as amostras foram submetidas a ensaios de compressão simples. Os resultados foram expressos em função do fator vazios/agente cimentante que, com um expoente de 0,06 como fator de ajuste no denominador, apresentou uma baixa dispersão para a correlação entre a resistência e o fator vazios/cimento. Assim, se evidenciou que esse método pode ser uma importante ferramenta para o projetista na escolha adequada e na quantificação do agente cimentante e da compactação adotada.

Segundo Dupas e Pecker (1979), uma das causas da cimentação do solo deve ser o aumento na densidade dos grãos de areia com partículas de silte e argila preenchendo os vazios. Os autores ainda concluíram que, para um determinado solo arenoso, uma pequena quantidade de cimento é suficiente para prevenir a liquefação do solo.

Com o objetivo de verificar a relação tensão-deformação para misturas com o mesmo fator vazios/cimento, Consoli et al. (2007) realizaram ensaios triaxiais não-drenados, com tensões de confinamento de 20 kPa, a fim de comparar os resultados com ensaios previamente realizados de compressão simples. Para isso, se adotou distintos valores de vazios/cimento ($\eta/C_{iv}^{0,28}$): 20, 25 e 35. Concluiu-se que esta relação também fornece bons resultados para a previsão da tensão-desvio de ensaios triaxiais adensados não-drenados, e que a curva de ajuste dos ensaios triaxiais, apesar de próxima à curva de ajuste dos ensaios de compressão simples, apresentou valores mais elevados de resistência, possivelmente em decorrência do efeito gerado pelo confinamento do solo.

Cruz (2008), utilizando um solo cimentado de arenito Botucatu, adotou um procedimento semelhante. Foram avaliados ensaios de compressão simples e de compressão triaxial com tensões de 20, 200 e 400 kPa, variando-se a relação vazios/cimento. Com os resultados, foi observado que a rigidez inicial também pode ser correlacionada com a resistência à compressão simples e o fator vazios/cimento.

4 ESTIMATIVA DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA

O método apresentado aqui foi desenvolvido pelos brasileiros Nilo Cesar Consoli, Bernardo Scapini Consoli e Lucas Festugato, sendo uma teoria ainda recente, mas que já se mostrou apropriada para a determinação do comportamento cisalhante de alguns tipos de solos com diferentes porosidades e graus de cimentação. Este método consiste numa teoria que busca a determinação do critério de ruptura para solos cimentados, através de ensaios de compressão simples e compressão diametral. A validação experimental da teoria é feita com o uso de ensaios de compressão triaxial, usando-se diferentes tensões de confinamento para um mesmo solo.

A determinação da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb de solos artificialmente cimentados requiere o emprego de métodos complexos, como ensaios de compressão triaxial, ensaios de cisalhamento simples, entre muitos outros tipos que demandam tempo e custo significativos. Um método alternativo para estimar essa envoltória é através da realização de ensaios mais simples, como o de compressão simples e compressão diametral, cujos equipamentos podem ser encontrados até mesmo nas instalações de laboratórios rudimentares. Além disso, a metodologia apresentada tem o intuito de aumentar o alcance e a confiabilidade dos resultados, permitindo que se determine o intercepto coesivo e o ângulo de atrito de uma dada mistura de solo para qualquer condição de porosidade e percentagem de agente cimentante utilizado nos ensaios (CONSOLI et al., 2013).

Com o objetivo de verificar a acurácia da metodologia apresentada, ela foi aplicada a resultados experimentais realizados por Consoli et al. (1998, 1999) para uma areia siltosa reforçada com fibras de vidro e tratada com três diferentes quantidades de cimento Portland. (CONSOLI et al., 2013).

Um ponto que precisa ser destacado é que, de forma a se alcançar um resultado representativo para a obtenção de envoltórias de ruptura através de ensaios triaxiais consolidados drenados, é necessário que os ensaios de compressão diametral e compressão simples sejam feitos em corpos de prova com grau de saturação superior a 90%, a fim de se obter efeitos de sucção próximos de zero. Esta condição é geralmente atingida em corpos de prova de solos arenosos reforçados com fibra e cimento, ao submergi-los em água por, pelo menos, 24 horas que devem

anteceder o ensaio. De outra forma, haveria influência da sucção nos resultados (CONSOLI et al., 2013).

A metodologia proposta se mostrou adequada na determinação do ângulo de atrito efetivo e no intercepto coesivo efetivo para solos arenosos reforçados ou não com fibras. O presente estudo é limitado a baixas tensões de confinamento (até 100 kPa), pois a maiores tensões a envoltória de tensões cisalhantes deve curvar, e o método se tornaria inadequado. Outras limitações são relacionadas ao solo, às fibras e ao cimento usado, além de ainda serem necessários estudos mais aprofundados para se avaliar a aplicabilidade da metodologia em outros tipos de solo, em reforço com fibras, assim como outros agentes cimentantes como cal, cinza volante, etc (CONSOLI et al., 2013).

Consoli (2014), em outro estudo, ainda afirma que “A metodologia proposta se mostrou efetiva tanto para os solos cimentados naturalmente quanto para os cimentados artificialmente”.

No estudo e na interpretação de ensaios triaxiais, é utilizado o modelo matemático de Mohr-Coulomb, que relaciona as tensões normais com as tensões cisalhantes, formando círculos denominados como círculos de Mohr, usados para a determinação das tensões principais no material. Segundo Pinto (2006), “Os critérios de ruptura que melhor representam o comportamento dos solos são os critérios de Coulomb e de Mohr”.

4.1 TENSÕES EFETIVAS

A importância das tensões transmitidas ao solo, entre cada partícula, foi reconhecida em 1923 por Terzaghi, quando ele apresentou o conceito de tensão efetiva, uma relação intuitiva baseada em dados experimentais. O princípio se aplica apenas para solos saturados, sendo as tensões efetivas atuantes no solo representadas através da fórmula 1 (CRAIG, 2007):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{fórmula 1})$$

4.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Pinto (2006) salienta que: “A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento, que acontece, por exemplo, quando uma sapata de fundação é carregada até a ruptura ou quando ocorre o escorregamento de um talude.”.

Segundo Braja (2006), a envoltória de ruptura é uma linha curva, mas para a maioria dos problemas de mecânica dos solos, é suficiente aproximar a tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal, sendo a função linear, com base nas tensões efetivas, escrita conforme a fórmula 2:

$$\tau_f = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (\text{fórmula 2})$$

5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo, é apresentado o programa experimental desenvolvido ao longo do Trabalho de Conclusão de Curso, cujo objetivo visa à caracterização do solo para aplicação de uma metodologia que possa determinar, com razoável confiabilidade, parâmetros de resistência mecânica desta mistura. Este programa experimental foi elaborado para a avaliação da influência de fatores como a porcentagem de cal e o volume de vazios na resistência mecânica de um solo. Assim, foram realizados ensaios não confinados (compressão simples e diametral) e ensaios confinados (compressão triaxial). O plano desenvolvido para a dosagem dos solo foi feito em duas etapas. Na primeira etapa, já com o resultado dos ensaios de caracterização, foi escolhida uma metodologia que pudesse ser aplicada a ensaios não confinados para que, diante dos resultados destes, fosse avaliada a relação de porosidade/teor volumétrico de cal e, com isso, se determinasse uma nova dosagem para os ensaios triaxiais.

5.1 COMPONENTES DA MISTURA

A seguir, são detalhados os materiais constituintes do solo estudado.

5.1.1 Areia de Osório

O solo utilizado na pesquisa foi uma areia proveniente da região pertencente ao município de Osório/RS, próximo à região de Porto Alegre/RS. Cruz (2008) realizou ensaios de caracterização deste solo, obtendo, entre outros parâmetros, peso específico real dos grãos de 26,5 kN/m³. A Figura 2 ilustra uma amostra areia utilizada na pesquisa:

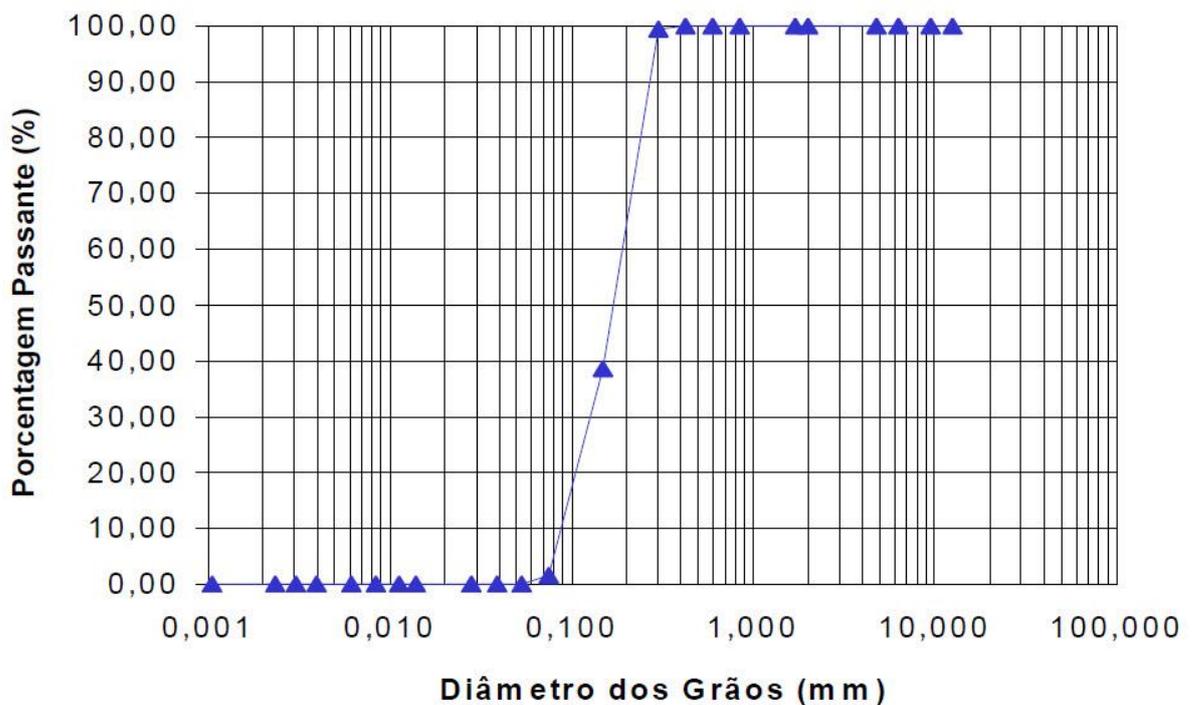
Figura 2 – Areia de Osório



(fonte: foto do autor)

Além disso, esta areia foi caracterizada como um solo limpo, uniforme, sem presença de matéria orgânica e por possuir uma granulometria fina para uma areia. A curva granulométrica é apresentada na Figura 3.

Figura 3 – Curva granulométrica da areia de Osório



(fonte: adaptado de Cruz, 2008)

5.1.2 Metacaulim

O metacaulim usado trata-se de um composto disponível no mercado, usado comumente em misturas de concreto. Na figura 4, é mostrado uma porção do metacaulim utilizada na mistura de solo.

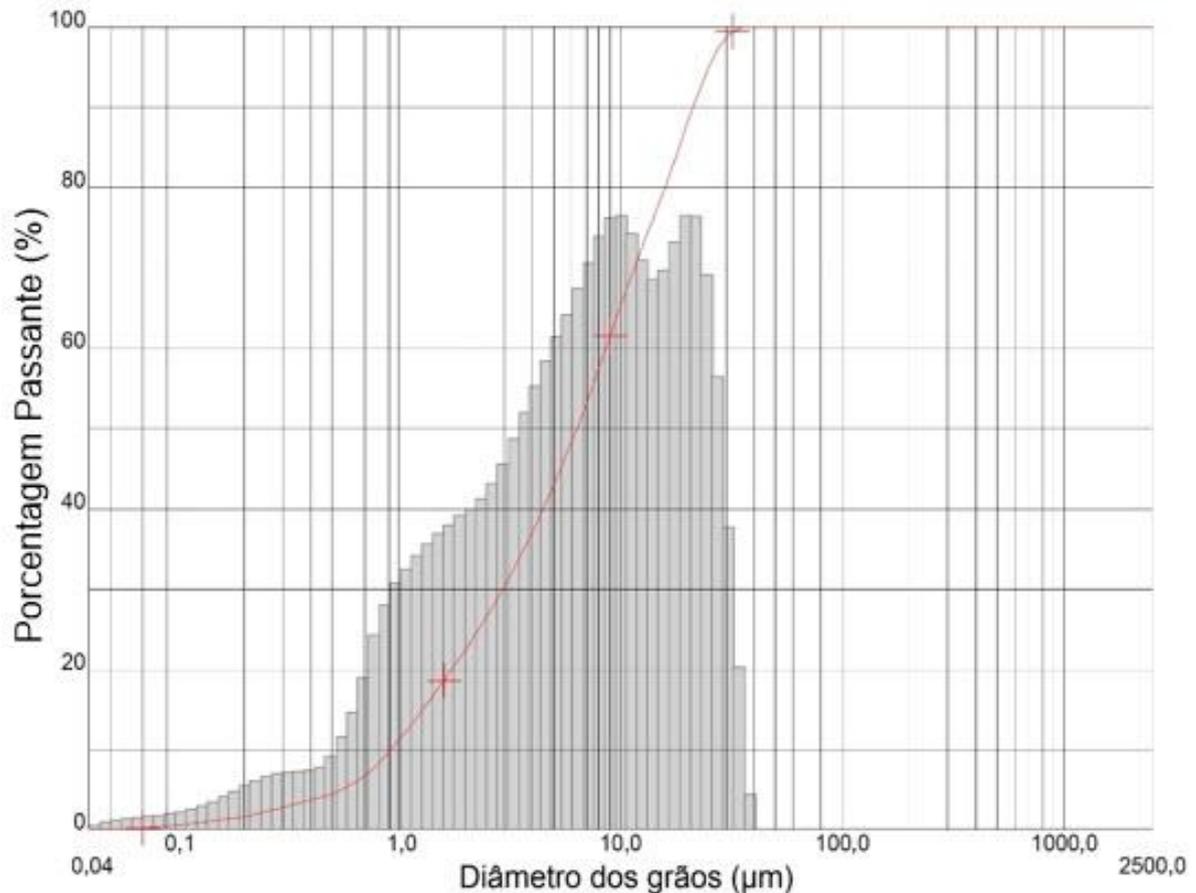
Figura 4 – Metacaulim utilizado na pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

Para caracterização do material, inicialmente foi feito um ensaio de picnometria, que resultou em uma massa específica real dos grãos de $2,69 \text{ g/cm}^3$. A granulometria foi realizada através do ensaio de granulometria à laser, com uso de água. Os resultados de granulometria são apresentados na figura 5 e na tabela 1:

Figura 5 – Curva de distribuição granulométrica para a amostra de metacaulim



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 1 – Distribuição granulométrica do metacaulim

GRANULOMETRIA	
Diâmetro a 10% (µm)	0,92
Diâmetro a 50% (µm)	6,34
Diâmetro a 90% (µm)	21,26

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.3 Cal

A cal utilizada, originária de rochas dolomíticas e comercialmente chamada de “Primor Extra”, provém da região de Caçapava do Sul, município gaúcho situado a cerca de 260 km de Porto Alegre. Na tabela 2, são apresentadas as características da cal, de acordo com Dalla Rosa (2009).

Tabela 2: Caracterização da cal

Propriedades	Limites da NBR 7175	Análise
Massa Específica	600 g/l	510 g/l
Perda ao Fogo	-	23,3%
Resíduo Insolúvel	-	4,7%
CO ₂ (anidrido carbônico)	5%	2,2%
Óxidos Totais	88%	94,8%
Óxidos não Hidratados	15%	11%
CaO	-	44,8%
MgO	-	27,9%
Umidade	1,5%	0,6%
Resíduo na peneira 0,600 mm	0,5%	0,0%
Resíduo na peneira 0,075 mm	15%	8,0%

*Dados do fabricante

(fonte: adaptado de Dalla Rosa, 2009)

A autora também realizou ensaios de massa específica real dos grãos, obtendo o valor de 2,49 g/cm³. A figura 6 ilustra a cal estudada.

Figura 6 – Porção de cal Primor Extra



(fonte: foto do autor)

5.1.4 Água

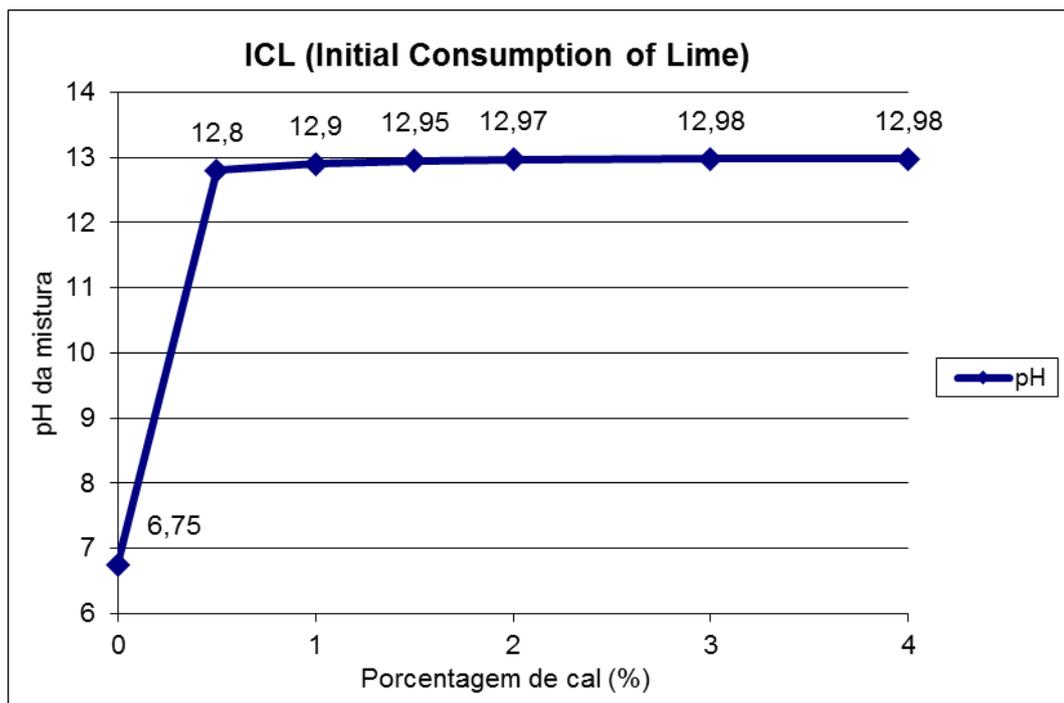
A água utilizada para a moldagem dos corpos de prova ensaiados é a água destilada. O processo de destilação foi feito através da água provinda da rede pública, que foi direcionada a um equipamento destilador.

5.2 DOSAGEM

A partir dos ensaios de caracterização, foi definido o índice de vazios e a porcentagem de massa de cal (em relação à massa de solo seco) utilizados na moldagem dos corpos de prova.

Na dosagem da cal, utilizou-se o método ICL (*Initial Consumption of Lime*), proposto por Rogers et al. (1997), em que o teor mínimo de cal utilizado é aquele no qual o pH atinge um valor constante. Além destes, ainda foram moldados corpos de prova com 3% em massa de cal, mas devido ao baixo grau de cimentação ocorrido, não foi possível ensaiá-los. Para cada diferente dosagem, foram ensaiados seis corpos de prova (três para compressão simples e três para compressão diametral), totalizando setenta e dois corpos de prova ensaiados. O resultado da medição de pH da mistura em função do percentual de cal é apresentado figura 7

Figura 7 – Determinação do ICL



(fonte: elaborado pelo autor)

Alguns parâmetros foram mantidos fixos, de forma a diminuir as variáveis analisadas. Assim, todos os corpos de prova moldados para as seguintes dosagens: 25% em massa de metacaulim (em relação à areia) e 10% em massa água (em relação ao solo seco), e os ensaios foram feitos após um período 28 dias. No quadro 1 é apresentado o plano seguido na dosagem de corpos de prova para ensaios de compressão simples e compressão diametral.

Quadro 1 – Resumo da metodologia de dosagem para os ensaios não confinados

Massa de cal (%)	Índice de vazios - e (%)	Massa específica aparente úmido (g/cm ³)	Massa específica aparente seco (g/cm ³)
4	64	1,75	1,59
	70	1,69	1,53
	78	1,61	1,46
5	64	1,75	1,59
	70	1,68	1,53
	78	1,61	1,46
7	64	1,74	1,58
	70	1,68	1,53
	78	1,61	1,46
9	64	1,74	1,58
	70	1,68	1,53
	78	1,60	1,46

(fonte: elaborado pelo autor)

Após o processo de moldagem dos corpos de prova de ensaios não confinados, observou-se os valores obtidos de η/C_{av} para cada um deles, sendo escolhido um valor intermediário, igual a treze, para a moldagem de novos corpos de prova, destinados à realização de ensaios de compressão triaxial. Partindo desta nova abordagem de dosagem, obteve-se a seguinte dosagem:

- a) Massa de cal: 6%
- b) Índice de vazios: 0,80
- c) Massa específica aparente úmida: 1,59 g/cm³
- d) Massa específica aparente seca: 1,45 g/cm³

5.3 Moldagem de corpos de prova

Depois de feita a dosagem da mistura constituinte do solo, é iniciado o processo de moldagem. Todos os corpos de prova submetidos a ensaios ao longo deste trabalho foram moldados seguindo os mesmos procedimentos. Estes procedimentos seguiram as diretrizes da NBR 12024 (ABNT, 2012), que versa sobre métodos de moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos de solo-cimento. Nesta etapa, foi utilizado um molde metálico tripartido, com 100 mm de altura e

50 mm de diâmetro. O molde utilizado é apresentado na figura 8. Para atingir-se o índice de vazios adequado aos valores calculados, a compactação foi executada em três camadas de mesma espessura, sendo as camadas inferior e intermediária escarificadas após compactação, a fim de conferir maior aderência, tornando o corpo de prova uma amostra monolítica.

Figura 8 – Peças do molde metálico tripartido



(fonte: elaborado pelo autor)

Em paralelo ao processo de moldagem, para cada corpo de prova foram colocadas duas cápsulas metálicas com o solo em uma estufa a 100° Celsius, a fim de se determinar a umidade real. A fórmula para obtenção do teor de umidade real (ω) é dada pela seguinte expressão:

$$\omega = \frac{P_{úmido} - P_{seco}}{P_{seco} - P_{cápsula}} \quad (\text{fórmula 1})$$

Todas amostras utilizadas neste trabalho foram mantidas em estufas por, pelo menos 24 horas, conforme ilustrado na figura 9.

Figura 9 – Cápsulas para medição do teor de umidade real da mistura



(fonte: foto do autor)

Após a moldagem, os corpos de prova foram medidos (altura e diâmetro) e pesados, a fim de se encontrar o peso específico real do solo. Em seguida, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos, permitindo assim a manutenção da umidade, em um meio com temperatura controlada de $23 \pm 3^\circ\text{Celsius}$. Num período de, pelo menos, 24 horas antes do ensaio programado, os corpos de prova foram colocados em tanques de água, a fim de se atingir a condição de saturação, para que o ensaio fosse realizado. As figuras 10 e 11 ilustram, respectivamente, a medição e o acondicionamento dos corpos de prova para a mistura estudada.

Figura 10 – Medição do corpo de prova com paquímetro



(fonte: foto do autor)

Figura 11 – Acondicionamento dos corpos de prova em sacos plásticos vedados



(fonte: foto do autor)

Para a realização dos ensaios, alguns critérios de controle foram obedecidos, mantendo-se os seguintes parâmetros dentro dos limites inferior e superior de qualidade, em relação aos parâmetros calculados para dosagem:

- a) massa específica aparente seca: 99% a 101%;
- b) teor de umidade: 99,5% a 100,5%;
- c) diâmetro: 49,5 mm a 50,5 mm;
- d) altura: 99,0 mm a 101,0 mm.

Os corpos de prova cujos parâmetros físicos não atenderam às especificações citadas foram descartados e moldados novamente.

5.4 ENSAIOS DESTRUTIVOS

Ensaio destrutivo são os ensaios que deixam sinais no corpo de prova, mesmo que estes não fiquem inutilizados. Neste trabalho foram feitos apenas ensaios destrutivos na caracterização da resistência mecânica dos solos, sendo eles: Resistência à Compressão Simples; Resistência à Compressão Diametral; Resistência à Compressão Triaxial. Foppa (2005) salienta que os ensaios não confinados são fundamentais para a determinação da efetividade de solos cimentados artificialmente, pois podem ser usados na determinação de fatores de influência na

resistência mecânica destes, além de serem confiáveis, rápidos, e bastante difundidos em estudos sobre concreto.

5.4.1 Resistência à compressão simples

Os ensaios de compressão simples seguiram as recomendações da NBR 12025 (ABNT, 2012), que trata sobre ensaios de compressão simples de corpos de prova cilíndricos de solo-cimento. Para estes ensaios foi utilizada uma prensa automática com capacidade máxima de 100 kN, cuja força de aplicação da carga era medida através de um anel dinamométrico, com capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN, conforme ilustrado na figura 12. A ruptura típica do corpo de prova para este ensaio é mostrada na figura 13 A velocidade da prensa usada para o ensaio foi de 1,14 mm por minuto.

Figura 12 – Ensaio de compressão simples



(fonte: foto do autor)

Figura 13 – Ruptura típica para ensaios de compressão simples



(fonte: foto do autor)

Neste ensaio, a resistência à compressão é obtida através da seguinte expressão:

$$\sigma_c = \frac{F}{A} \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

F = carga de ruptura;

A = área da seção transversal da amostra.

5.4.2 Resistência à compressão diametral

Os ensaios de compressão diametral, foram adaptados da NBR 7222 (ABNT, 2011), utilizada para ensaios de corpos de prova feitos de concreto. Este ensaio visa à determinação da resistência à tração do solo ao causar esforços de tração gerados pela compressão diametral do cilindro. O equipamento de ensaio utilizado é semelhante ao do ensaio de compressão simples,

porém, com alteração na orientação do corpo de prova, conforme ilustrado na figura 14. Na figura 15, observa-se a ruptura típica para este tipo de ensaio.

Figura 14 – Ensaio de compressão diametral



(fonte: foto do autor)

Figura 15 – Ruptura típica para ensaios de compressão diametral



(fonte: foto do autor)

A resistência à tração obtida através deste ensaio é dada pela fórmula 4.

$$\sigma_t = \frac{2 \times F}{\pi \times D \times H}$$

(fórmula 3)

Sendo:

F = carga de ruptura;

D = diâmetro da amostra;

H = altura da amostra

5.4.3 Resistência à compressão triaxial

A realização dos ensaios triaxiais foi feita baseada nas diretrizes descritas na BS 1377 (1990). A seguir, são descritos os procedimentos utilizados na instrumentação, medição e execução deste ensaio.

5.4.3.1 Equipamento

A prensa triaxial e o sistema de aplicação de pressões utilizados nestes ensaios são da marca Geonor. Na figura 16 é mostrado o equipamento utilizado para os ensaios.

Figura 16 – Equipamento de compressão triaxial



(fonte: foto do autor)

O sistema inteiro é constituído por vários componentes, sendo os principais enunciados a seguir:

- tubulação flexível e válvulas de pressão: conduzem ar e água no sistema;
- câmara triaxial: câmara estanque, onde é colocado o corpo de prova para a realização dos ensaios;
- membrana flexível: membrana de látex que envolve o corpo de prova;

- d) pedras porosas: material poroso posicionado nas extremidades do corpo de prova para que a passagem de fluido se uniformize;
- e) papel filtro: filtro utilizado para evitar colmatção das pedras porosas;
- f) *top cap*: componente posicionado no topo do corpo de prova para também ligá-lo ao sistema, através de sua porção superior;
- g) reservatório de água: usado para fornecer água ao sistema (durante o preenchimento da câmara triaxial com água e na fase de percolação);
- h) pistão de pressão confinante: aplica pressões externas ao corpo de prova através de um sistema água-óleo;
- i) pistão de contra-pressão: aplica pressões internas ao corpo de prova através de um sistema água-óleo;
- j) anilhas de ferro: pesos aplicados nos suportes dos pistões de pressão confinante e contra-pressão para controle das pressões aplicadas em cada um;
- k) transdutores de pressão: medidores de pressão aplicada (um mede a contra-pressão e outro a confinante);
- l) prensa triaxial: prensa localizada na parte inferior da câmara, cujo objetivo é elevar a câmara a uma velocidade controlada;
- m) célula de carga: mede a força aplicada no pistão em contato com o corpo de prova;
- n) medidor de deformação externa: localizado acima da câmara, tem a função de medir o deslocamento sofrido por ela;
- o) medidor de deformação volumétrica: constituído por uma membrana, tem a função de medir a deformação volumétrica através da entrada ou saída de ar do corpo de prova;
- p) sensor de efeito “Hall”: posicionado longitudinalmente ao corpo de prova, para a medição de sua deformação axial;
- q) sistema de aquisição de dados: digitaliza a leitura feita em Volts pelo equipamento (sensores, transdutores, medidores e célula de carga).

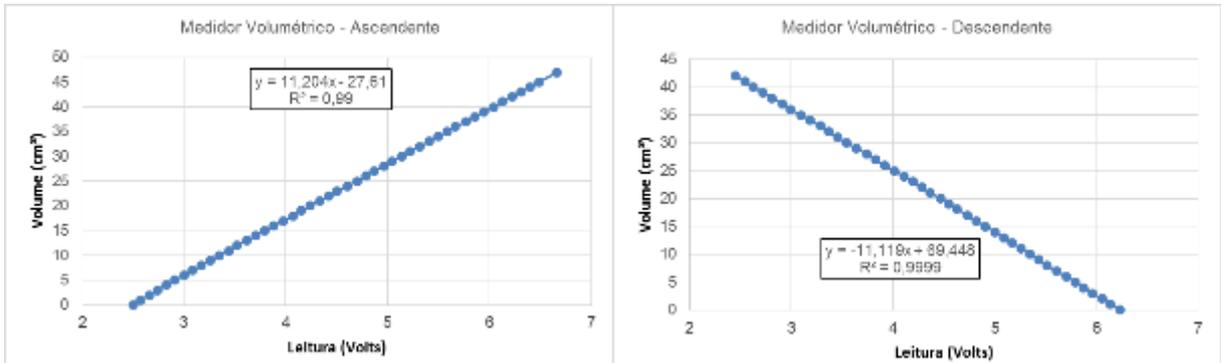
5.4.3.2 Calibrações

A etapa de calibração é de importância vital para a boa execução dos ensaios, devendo preceder a realização dos ensaios para se garantir a correta aplicação de tensões e execução do ensaio. Por isso, as leituras (célula de carga, sensor de efeito Hall, medidor de deformação externa, medidor de deformação volumétrica e transdutores de pressão), fornecidas em Volts pelo equipamento, foram previamente calibradas. As curvas de calibração são apresentadas a seguir:

5.4.3.2.1 Medidor volumétrico

A variação volumétrica foi medida através de um medidor externo do tipo Imperial College. As curvas de calibração, para os sentidos ascendente e descendente, são expostas na Figura 17:

Figura 17 – Calibração do medidor volumétrico externo

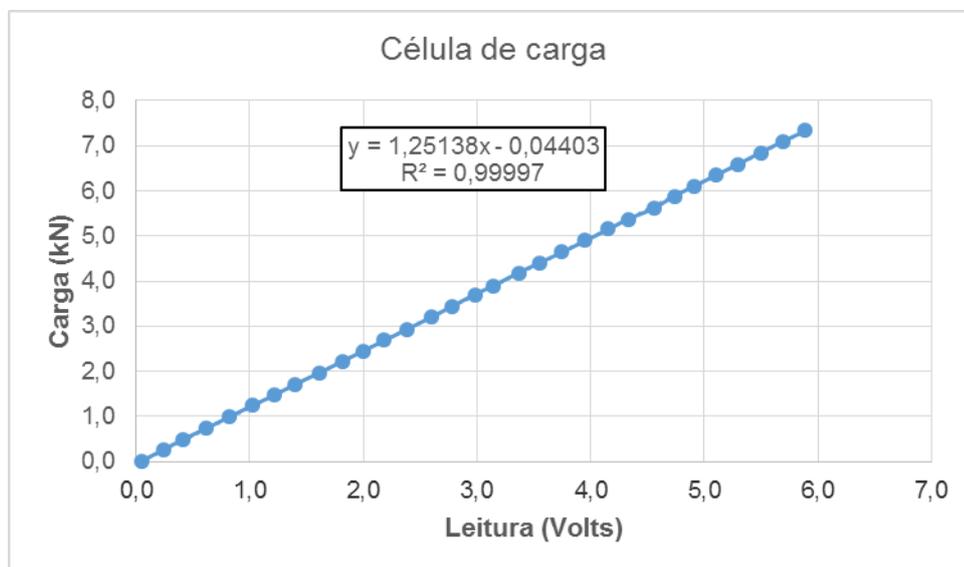


(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.3.2.2 Célula de carga

A célula de carga foi calibrada através de um anel dinamométrico. A curva de calibração é mostrada na Figura 18.

Figura 18 – Calibração da célula de carga

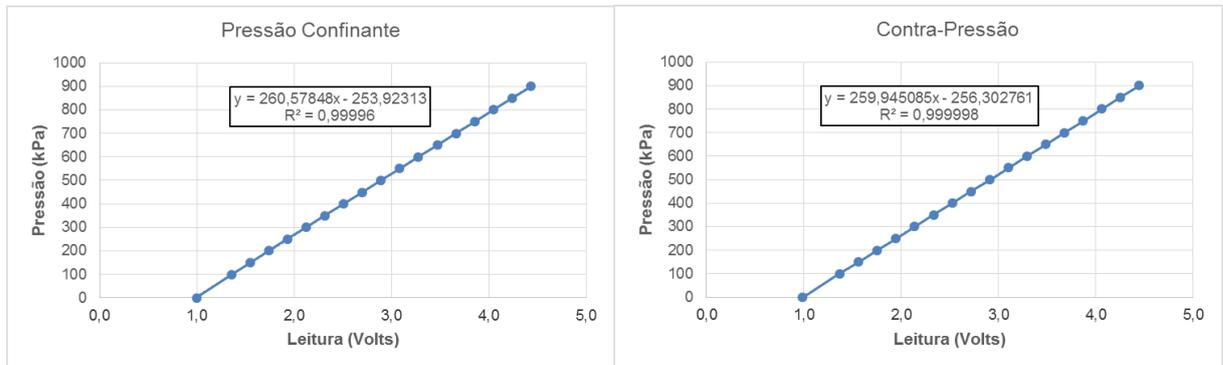


(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.3.2.3 Transdutores de pressão

Os transdutores de pressão, acoplados ao sistema para medição e controle das pressões confinante e contra pressão, apresentaram as curvas de calibração conforme exposto na figura 19.

Figura 19 – Calibração dos transdutores de pressão

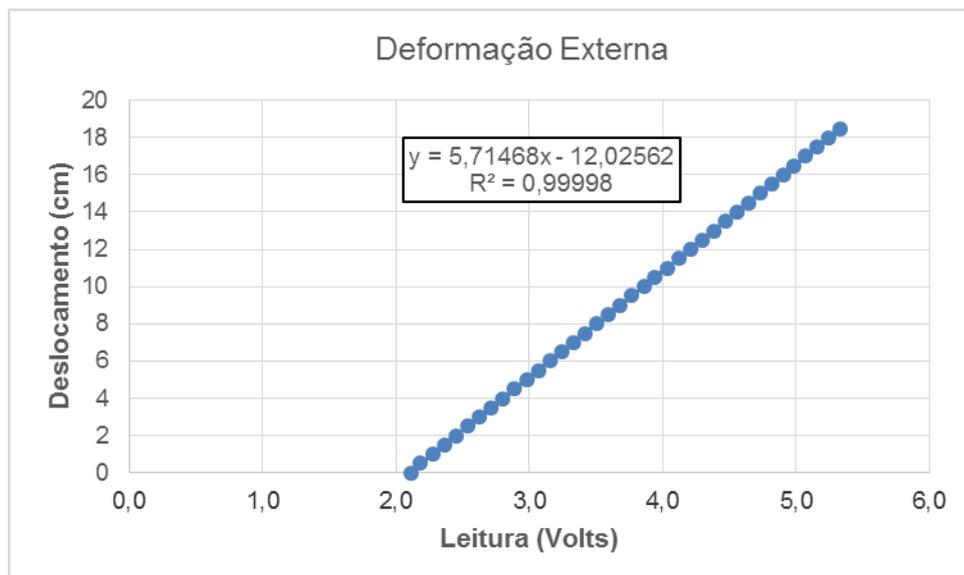


(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.3.2.4 Medidor de deformação externa

O medidor de deformação externa, cuja leitura é resultado da diferença entre o pistão de aplicação da carga e a parte superior da câmara triaxial, tem sua curva de calibração conforme figura 20.

Figura 20 – Calibração do medidor de deformação externa



(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.3.2.5 Deformação interna (sensores de efeito Hall)

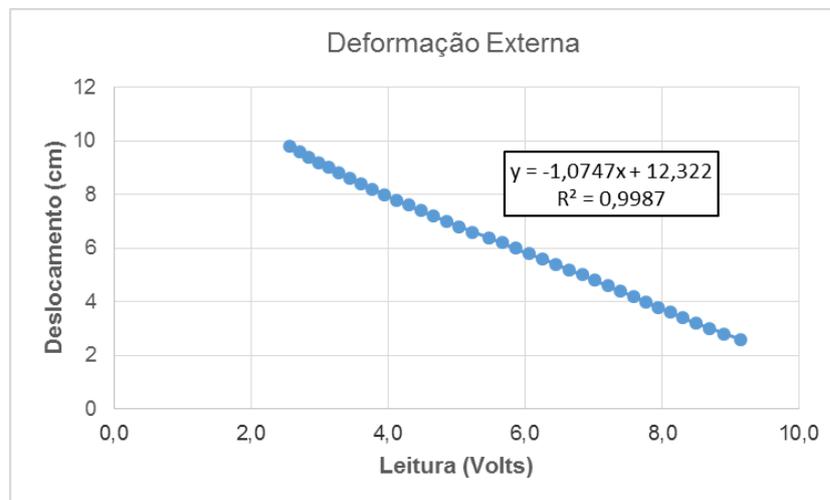
Para medições mais precisas de deformação, usa-se um sensor de efeito Hall, colado junto à membrana, cujo objetivo é a medição da deformação axial. Na figura 21, é mostrado o sensor medidor de deformação axial acoplado a um dos corpos de prova ensaiados. Sua curva de calibração é representada na figura 22, a seguir.

Figura 21 – Sensor de efeito Hall (axial)



(fonte: foto do autor)

Figura 22 – Calibração do sensor de efeito Hall



(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.3.3 Procedimentos

Este ensaio, diferentemente dos ensaios não confinados, consiste na ruptura do corpo de prova quando, além das tensões axiais, o cilindro é submetido a tensões confinantes. Para o solo em estudo, o ensaio adotado foi do tipo Consolidado Drenado (CD), onde há consolidação do corpo de prova e a poro-pressão é dissipada previamente à ruptura.

Durante o ensaio, a pressão confinante é aplicada por meio de um fluido sob pressão, normalmente ar ou água, sendo este utilizado para o presente estudo. Durante o ensaio, este fluido não entra em contato direto com o corpo de prova, que é envolto por uma fina membrana flexível de látex. A pressão que entra em contato direto com o corpo de prova é a contra-pressão, cuja aplicação se dá internamente ao corpo de prova. Assim, a tensão efetiva de confinamento é dada pela subtração da pressão confinante pela contra-pressão aplicada, conforme fórmula 5.

$$\sigma_3' = PC - CP \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

PC = pressão confinante aplicada;

CP = contra-pressão aplicada.

Estas pressões são aplicadas inicialmente já na fase de percolação, onde a tensão efetiva é mantida em 20 kPa e a contra-pressão é direcionada do reservatório para a amostra, a fim de se expulsar os vazios (bolhas de ar) de dentro dela. Em seguida, o reservatório é fechado, e o contato com o meio externo também, para que se inicie a fase de saturação.

Na etapa de saturação, a tensão confinante efetiva deve ser mantida em 20 kPa, sendo feitos sucessivos incrementos de carga de 50 kPa, para que seja efetuada a leitura do parâmetro B, conforme apresentado por Skempton (1954). Este parâmetro consiste na determinação do grau de saturação do corpo de prova através da medição da tensão através de transdutores de pressão, que fornecem a tensão aplicada internamente ao corpo de prova. Quando é feito um incremento na pressão confinante, antes de aplicado este mesmo incremento na contra-pressão, espera-se que, conforme o grau de saturação aumente, maior será a sensibilidade interna do corpo de prova a incrementos externos, já que haverá menor dissipação destas tensões pelos vazios, sendo o grau de saturação máximo correspondente a um igual acréscimo de tensão. O cálculo do parâmetro B é dada pela fórmula 6:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad (\text{fórmula 5})$$

Sendo:

Δu = variação da poro-pressão;

$\Delta \sigma$ = incremento de tensão.

Em seguida à fase de saturação, inicia-se a consolidação, ou adensamento, do corpo de prova. Nesta fase, a amostra é submetida a tensões efetivas finais, ou seja, às mesmas tensões usadas durante a fase de ruptura. Além disso, abrem-se as válvulas de saída do corpo de prova para que a poro-pressão seja dissipada e o corpo de prova seja drenado.

Após o período de consolidação, inicia-se a fase de cisalhamento. A prensa sob o corpo de prova é ligada a uma velocidade suficientemente lenta, de 0,0173 mm/min, a fim de que a poro-pressão gerada ao longo do ensaio seja dissipada. Quando a prensa toca o corpo de prova, ela o pressiona contra um pistão, localizado no topo dele. A força aplicada pelo pistão é medida através de uma célula de carga, obtendo-se, desta forma, a tensão principal efetiva máxima, cujo valor é calculado pela fórmula 7.

$$\sigma_1' = \frac{N}{A_{\text{corrigida}}} + \sigma_3' \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

N = carga aplicada pelo pistão;

$A_{\text{corrigida}}$ = área da seção transversal da amostra deformada;

Com isso, tem-se as tensões principais mínimas e máximas aplicadas no solo. Cada par de tensões constitui um círculo de Mohr de ruptura, cujo diâmetro é o valor de tensão desvio, ou tensão distorcional ($\sigma_1' - \sigma_3'$).

Figura 23 – Corpo de prova após ensaio triaxial



(fonte: foto do autor)

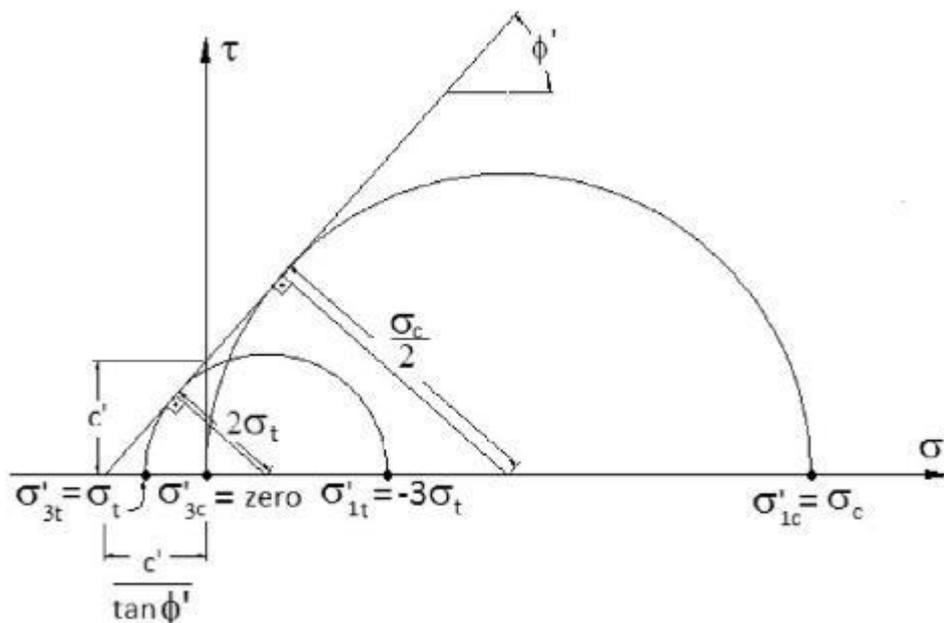
Cabe ressaltar que não foi feita qualquer correção em função da resistência lateral imposta ao corpo de prova pela membrana e ao atrito oferecido pelo pistão de compressão, em virtude da dificuldade de medição destas forças, e por considerá-las de pouca significância para o ensaio.

6 MÉTODO DE CONSOLI

Baseado no conceito de que a relação entre as tensões resistentes a tração e a compressão (σ_t/σ_c) é única, dependendo do tipo de solo granular e agente cimentante, foi proposto um método para se determinar a influência de parâmetros como quantidade de cimento, porosidade e relação porosidade por teor de cimento na determinação da envoltória de ruptura de um solo. Consoli et al. (2013) propuseram um novo método para determinação de envoltórias de ruptura de areias reforçadas com fibras e cimento Portland. Foram testadas amostras de areias siltosas apenas com cimento e amostras reforçadas também com fibras, além de cimento. Mais tarde, Consoli (2014) verificou a aplicabilidade do método para misturas de solo compostas por areia de Osório e cimento. Assim, através de ensaios de compressão não-confinados, foi possível determinar, com boa precisão, parâmetros de projeto (coesão e ângulo de atrito) para os solos estudados, sem necessidade de ensaios mais complexos.

O método consiste na utilização do estado de tensões presentes na ruptura de ensaios não confinados (compressão simples e diametral), traçando círculos de Mohr correspondentes aos ensaios de compressão simples e de compressão diametral, conforme apresentado na figura 24.

Figura 24 – Envoltória de Mohr-Coulomb para ensaios não-confinados



(fonte: CONSOLI et al., 2013)

Para os ensaios de ruptura citados, Jaeger et al.⁵ (2007, apud CONSOLI et al., 2013) estabelecem as seguintes equações:

$$\operatorname{sen} \phi' = \frac{\frac{\sigma_c}{2}}{\left(\frac{\sigma_c}{2} + \frac{c'}{\tan \phi'} \right)} \quad (\text{equação 1})$$

$$\operatorname{sen} \phi' = \frac{2\sigma_t}{\left(\sigma_t + \frac{c'}{\tan \phi'} \right)} \quad (\text{equação 2})$$

Como sabia-se que a relação σ_t/σ_c era constante, esse escalar, determinado por $\xi = \sigma_t/\sigma_c$, foi introduzido nas equações 1 e 2 rearranjadas, obtendo-se duas novas equações, dadas por:

$$\phi' = \operatorname{arcseno} \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \quad (\text{equação 3})$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \right]}{2 \cos \left[\operatorname{arcseno} \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi} \right) \right]} \quad (\text{equação 4})$$

Em consequência disso, é observado que, para um dado solo e agente cimentante, como a relação entre as resistências de tração e compressão (ξ) é constante, o ângulo de atrito do solo (ϕ') também é constante e independe das resistências à compressão (σ_c) e à tração (σ_t). Por outro lado, o intercepto coesivo efetivo é função, além de ξ , também de σ_c , cujo valor depende da relação entre porosidade e volume de cimento (η/C_{iv}). Logo, c' é função de ξ , η e C_{iv} (CONSOLI, 2014).

⁵ JAEGER, J. C.; COOK, N. G. W.; ZIMMERMAN, R. W. **Fundamentals of rock mechanics**. 4. Ed. Oxford: Black-Well Publishing, 2007.

7 RESULTADOS

Neste capítulo, são analisados os resultados dos ensaios realizados ao longo deste trabalho, as relações entre as características do solo estudado, a relação entre os parâmetros adotados, a variância dos resultados e a aplicação do método de Consoli et al. (2013) para a mistura.

7.1 ENSAIOS NÃO-CONFINADOS

Os ensaios não confinados, de compressão simples e diametral, foram analisados conjuntamente em virtude da relação entre eles.

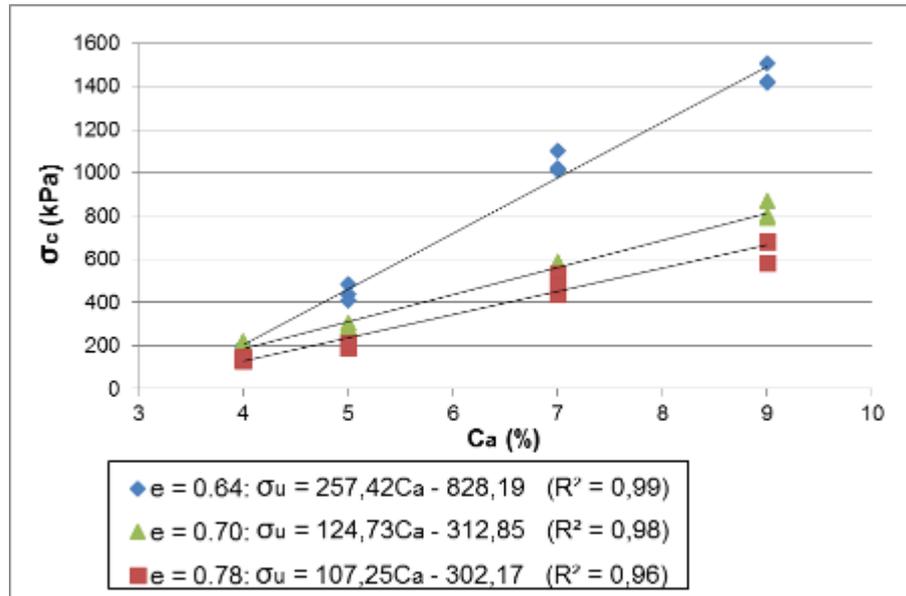
7.1.1 Efeito do teor de cal

De início, foi constatado que a cal fornecia uma resistência significativa à mistura, visto que os corpos de prova com apenas 3% de cal, ao serem colocados em imersão, se rompiam com a própria pressão da água. Logo, para quantidades de cal dessa ordem, constatou-se que não há cimentação nesse tipo de solo, ou ela ainda é muito baixa.

Segundo Castro (1995), quando se adiciona cal a um solo fino em presença de água, ocorrem simultaneamente algumas reações químicas. A estabilização química com cal é caracterizada por duas diferentes etapas, sendo uma etapa inicial mais rápida, durando desde horas a dias, e outra mais lenta, que pode levar de meses a anos.

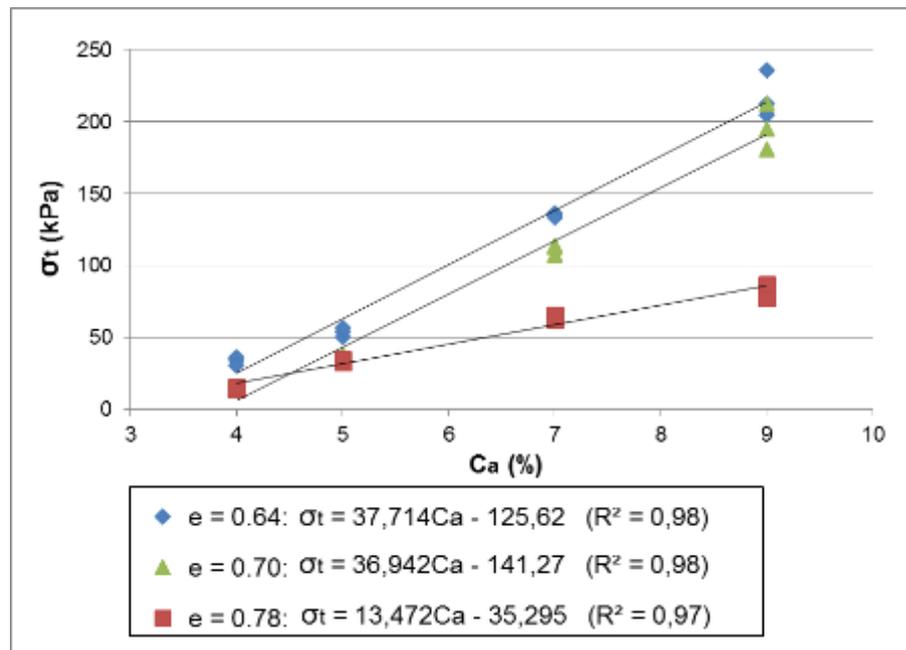
As figuras 25 e 26 mostram, respectivamente, os resultados obtidos de compressão simples e diametral para os corpos de prova ensaiados, com a variação da resistência em função da porcentagem de cal usada (em massa).

Figura 25 – Variação da resistência à compressão com a quantidade de cal



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Variação da resistência à tração com a quantidade de cal



(fonte: elaborado pelo autor)

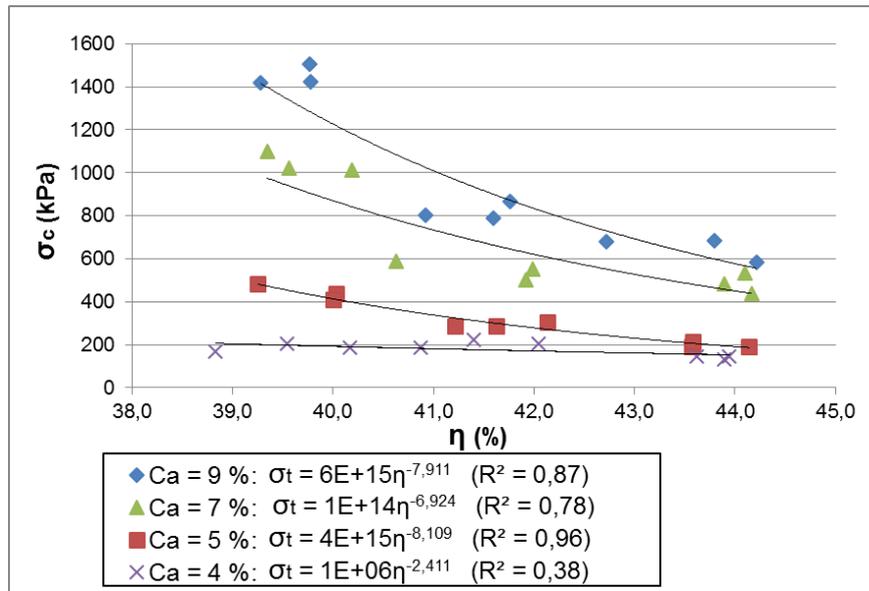
Dos gráficos apresentados, pode-se concluir que, tanto para compressão quanto para tração, há uma tendência linear de aumento da resistência do solo quando aumentado o teor de cal. Também pode-se observar que, na compressão, de 4% para 9% de cal, houve um aumento mais significativo para o índice de vazios de 64% (cerca de oito vezes), enquanto na resistência à tração, o aumento mais significativo foi observado para um índice de vazios de 70% (cerca de

treze vezes). Para ambos os ensaios, o aumento absoluto corresponde ao índice de vazios de 64%, seguido pelo índice de vazios de 70%.

7.1.2 Efeito da porosidade

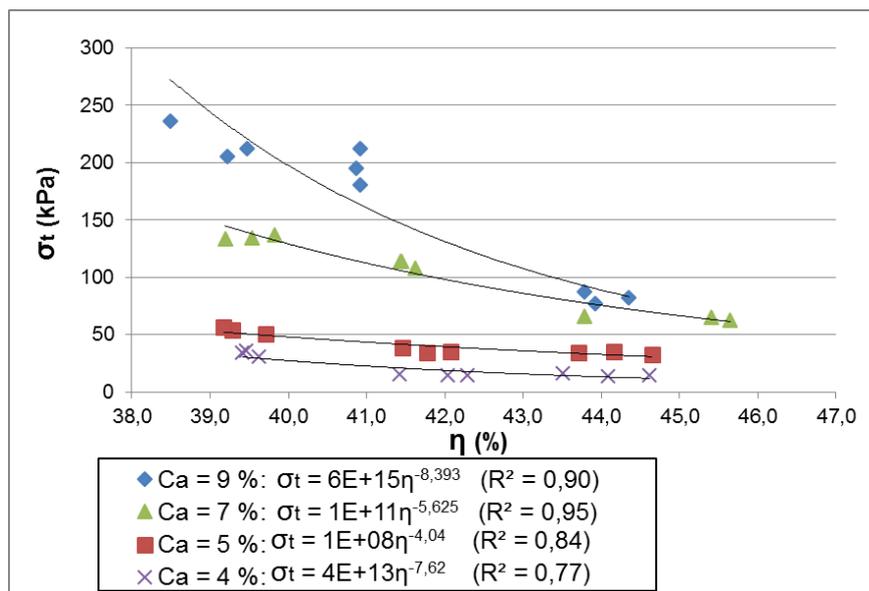
A seguir, são apresentados os resultados obtidos para os ensaios de compressão simples e compressão diametral em função da porosidade das misturas.

Figura 27 – Variação da resistência à compressão com a porosidade



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 28 – Variação da resistência à tração com a porosidade



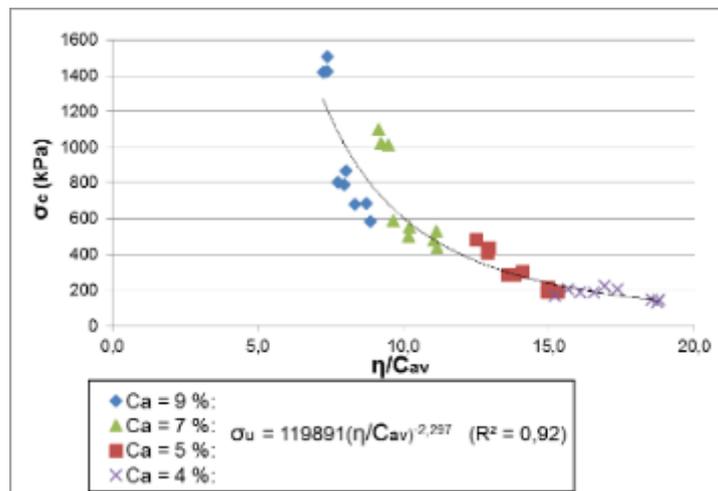
(fonte: elaborado pelo autor)

Para a maior parte dos ensaios, a resistência aumentou potencialmente com a diminuição na porosidade do material, em virtude do aumento de contato entre as partículas existentes, o que torna a cimentação mais efetiva. No entanto, verifica-se também que, para baixos teores de cal, a resistência é pouco sensível a variações na porosidade do material.

7.1.3 Relação entre porosidade e teor volumétrico de cal

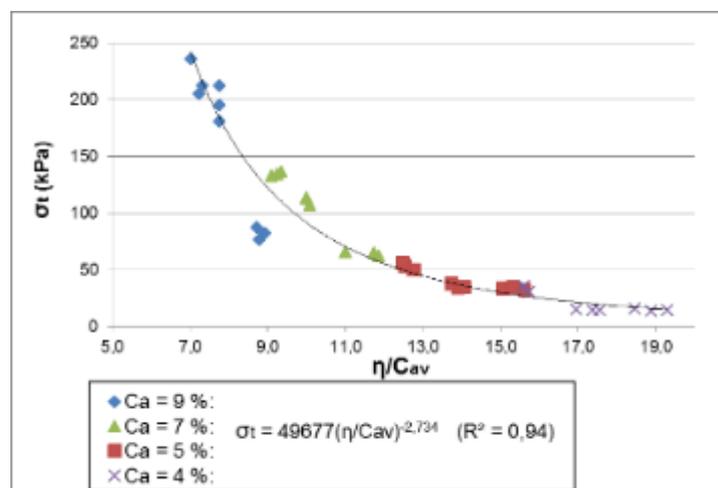
Com o intuito de se obter uma relação satisfatória entre as resistências à compressão e à tração, utiliza-se a relação entre a porosidade e o teor volumétrico de cal, obtendo-se as curvas apresentadas nas figuras 29 e 30.

Figura 29 – Variação da resistência à compressão com a relação porosidade/teor volumétrico de cal



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 30 – Variação da resistência à tração com a relação porosidade/teor volumétrico de cal

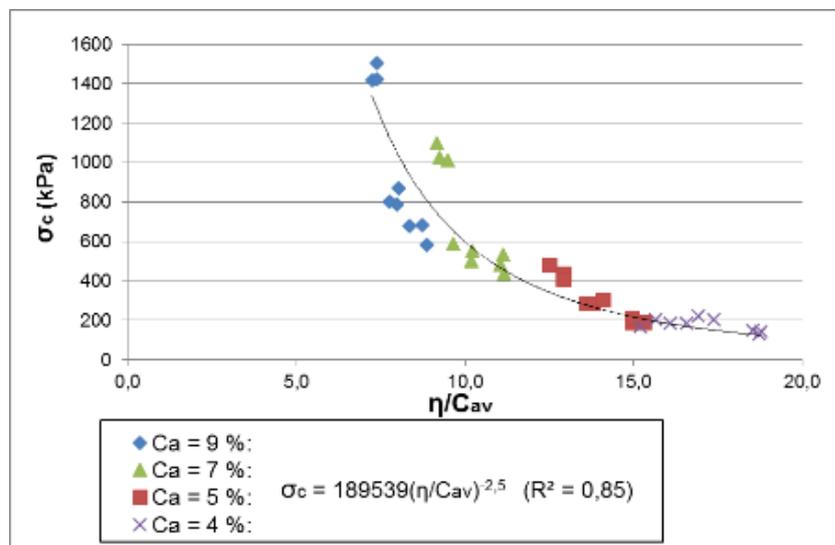


(fonte: elaborado pelo autor)

Com os resultados mostrados acima, pode-se observar que a relação η/C_{av} fornece uma boa correlação com resistência, apresentando R^2 de 0,92 para ensaios de compressão simples e 0,94 para ensaios de compressão diametral.

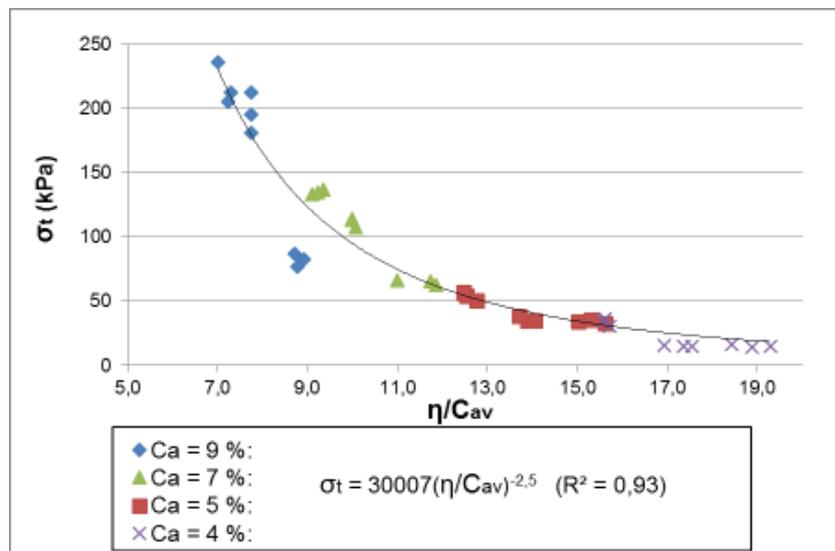
Para relacionar os ensaios de compressão simples e compressão diametral, buscou-se equações cujos expoentes fossem os mesmos para os dois tipos de ensaios, e que fornecessem um ajuste satisfatório. Assim, chegou-se às curvas mostradas nas figuras 31 e 32, a seguir.

Figura 31 – Ajuste do expoente da curva de resistência à compressão com a relação porosidade/teor volumétrico de cal



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Ajuste do expoente da curva de resistência à tração com a relação porosidade/teor volumétrico de cal



(fonte: elaborado pelo autor)

Com esse ajuste, tem-se uma relação entre tração e compressão (ξ) de, aproximadamente, 0,16.

7.2 ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de compressão triaxial realizados, cuja moldagem foi feita para um teor de cal de 6% em massa e relação de porosidade/teor volumétrico de cal de 13.

Os ensaios, como já mencionado, foram conduzidos de forma consolidada e drenada. Ao todo, foram realizados três ensaios, conforme apresentado na tabela 3.

Tabela 3 – Ensaios de compressão triaxial realizados

Identificação	Tensão de confinamento (kPa)
ECT CD - I	20 kPa
ECT CD - II	100 kPa
ECT CD - III	200 kPa

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2.1 Controle de saturação

De acordo com Foppa (2005), em geral se obtém valores de B iguais ou muito próximos 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 4, apresenta valores de parâmetro B para diferentes tipos de materiais.

Tabela 4 – Valores típicos de 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, WHITMAN⁶, 1979 apud FOPPA, 2005)

Prietto (1996) salienta que, em solos melhorados, o parâmetro B varia em função do teor de cimento utilizado. O autor mostrou que este parâmetro diminuiu linearmente com o aumento da cimentação, chegando a valores de 0,70 e 0,85 na saturação completa de solos com 3 e 5% de cimento, respectivamente.

Os resultados obtidos de parâmetro B durante a saturação são mostrados na tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetro B medido ao longo da fase de saturação dos ensaios

ECT CD - I	ECT CD - II	ECT CD - III
0,28	0,15	0,26
0,52	0,22	0,29
0,57	0,28	0,43
0,64	0,30	0,51
0,70	0,52	0,54
0,86	0,76	0,67
0,95	0,84	0,76

(fonte: elaborado pelo autor)

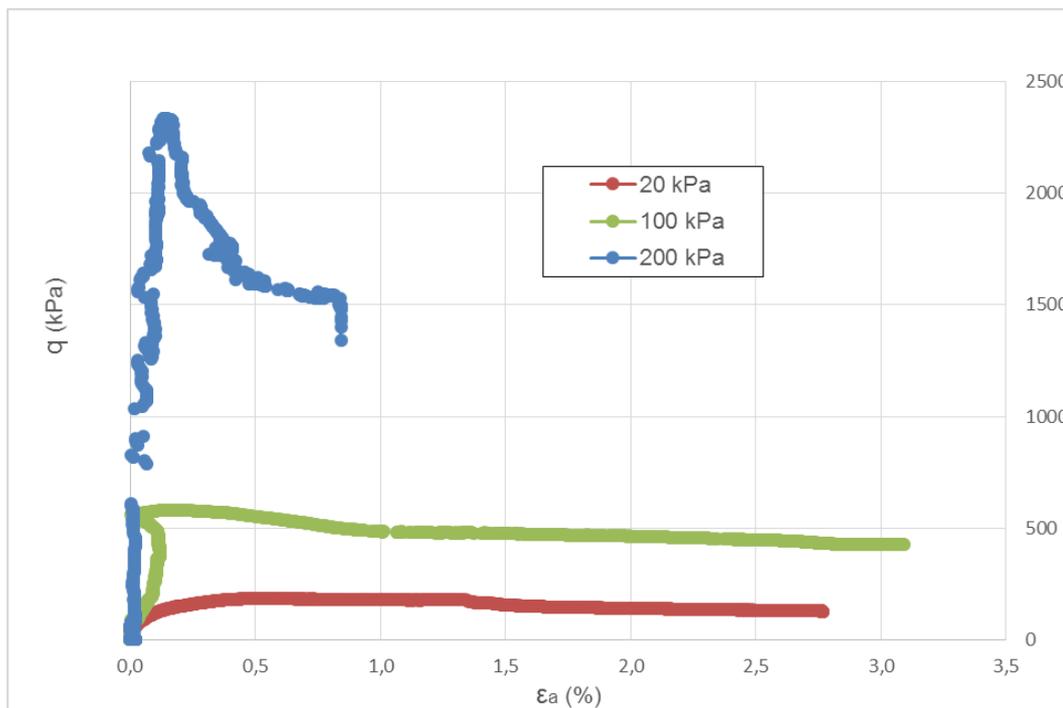
Como o teor de cal usado para as amostras foi de 6%, concluiu-se que os corpos de prova estavam em sua condição saturada, ou quase saturada, onde o efeito da sucção pode ser desconsiderado.

⁶ LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1979.

7.2.2 Comportamento tensão-deformação

Em cada um dos ensaios, foram medidas as deformações axial e volumétrica (ε_v) do corpo de prova, mas, em função de ruídos na medição da volumétrica, somente os resultados de deformação axial serão apresentados. Assim, foram plotadas as curva de tensão-desvio (q) em função da deformação axial (ε_a), apresentado na figura 33

Figura 33 – tensão-desvio em função da deformação axial para três diferentes tensões de confinamento



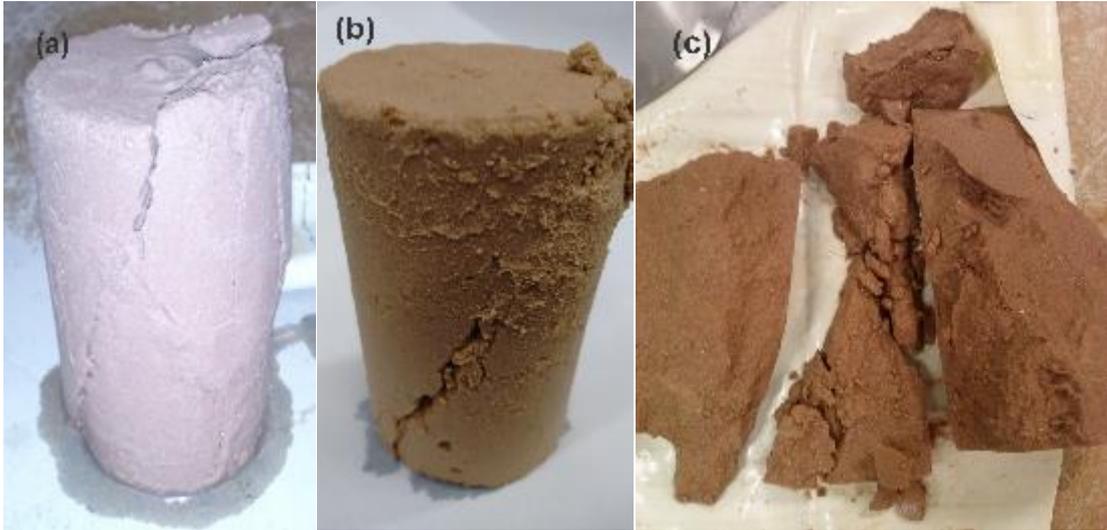
(fonte: elaborado pelo autor)

Como pode ser observado, os três ensaios apresentaram picos de tensões com deformações até, no máximo, 0,50%. As deformações axiais atingiram cerca de 0,50%, 0,25% e 0,20%, respectivamente para tensões confinantes de 20, 100 e 200 kPa. As tensões-desvio de pico para tensões confinantes de 20, 100 e 200 kPa foram, respectivamente, da ordem de 180, 580 e 2.300 kPa.

7.2.3 Envoltória de ruptura

A partir dos ensaios realizados, buscou-se uma envoltória de ruptura que pudesse caracterizar o comportamento mecânico do solo. Primeiramente, foi analisado o modo de ruptura, para cada corpo de prova, conforme Figura 34.

Figura 34 – Modos de ruptura (a) ECT CD I: 20 kPa (b) ECT CD II: 100 kPa (c) ECT CD III: 200 kPa

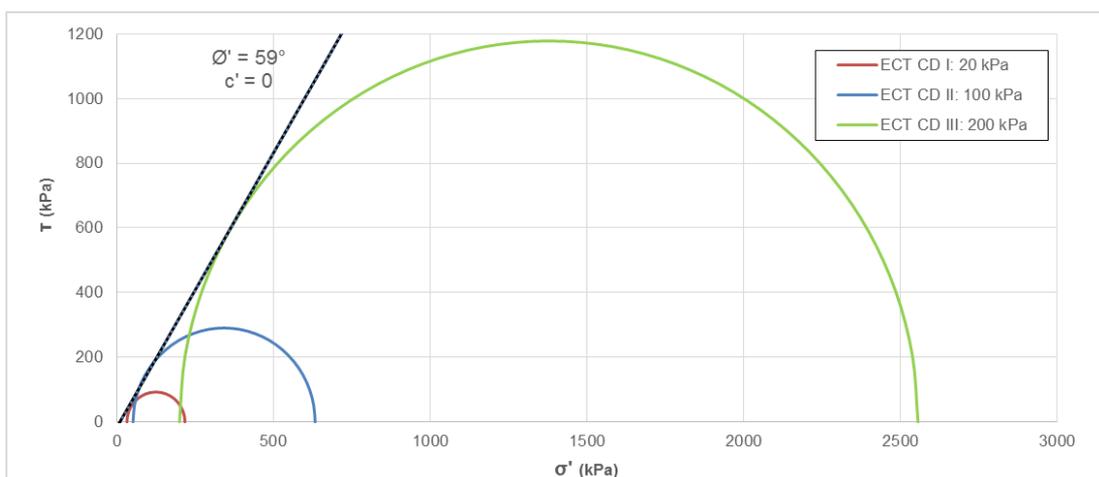


(fonte: fotos do autor)

A ruptura observada nas amostras submetidas a 20 e 100 kPa de confinamento é o modo de ruptura típico de solos, com o delineamento de um ângulo crítico em torno de 60° ; já a ruptura cônica da amostra submetida a 200 kPa representa um comportamento mais rígido, indicando, possivelmente, um grau de cimentação mais elevado.

Em seguida, os círculos de Mohr foram traçados, como mostrado na figura 34. Para cada ensaio corresponde uma diferente tensão de confinamento:

Figura 35 – Círculos de Mohr para os ensaios de compressão triaxial



(fonte: elaborado pelo autor)

Com estes resultados, percebe-se que a envoltória não corresponde ao real comportamento do solo, visto que o valor do intercepto coesivo obtido pela envoltória é negativo e o ângulo de atrito encontrado não é compatível com estudos já realizados com este solo.

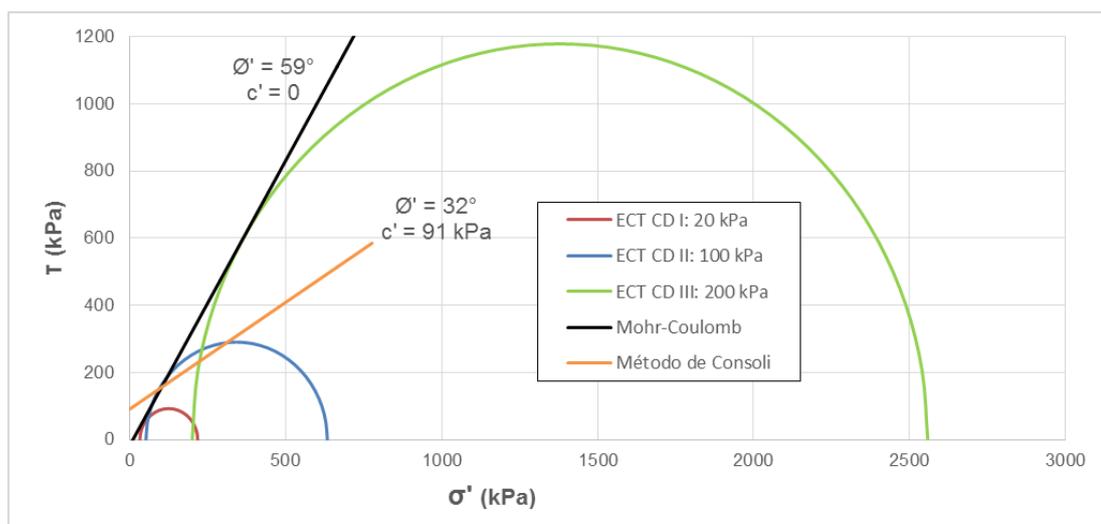
7.3 METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DA ENVOLTÓRIA DE RUPTURA

A partir da aplicação do método desenvolvido por Consoli et al. (2013), foram calculados os parâmetros do solo, que resultaram nos seguintes valores:

- a) ângulo de atrito efetivo (ϕ'): 32°
- b) intercepto coesivo efetivo (c'): 91 kPa

Estes parâmetros se mostram bastante coerentes quando comparados com outros trabalhos realizados para solos com areia de Osório, e representam de forma mais realista o comportamento do solo. A figura 36 apresenta um gráfico comparativo entre a metodologia de Consoli e os resultados triaxiais realizados. De maneira geral, os resultados são relativamente discrepantes, mas pode-se observar que a envoltória do método de Consoli se aproxima do círculo de Mohr representado pelo ECT CD II, com tensão de confinamento de 100 kPa, indicando uma provável correlação.

Figura 36 – Resultados e comparação com a metodologia de Consoli



(fonte: foto do autor)

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do objetivo proposto para o trabalho, do delineamento de pesquisa, experimentos e resultados, este capítulo apresenta algumas considerações e conclusões acerca do trabalho e do estudo de solos.

8.1 RESULTADOS DE ENSAIOS

Os ensaios de compressão simples e compressão diametral se mostraram adequados ao estudo da influência de variáveis do solo (porosidade, índice de vazios, teor em massa de cal, teor volumétrico de cal) na resistência não confinada da mistura. Foi observado um grau elevado de correlação com estas variáveis.

Os ensaios confinados apresentaram saturação adequada para a realização destes. A medição de deformação axial indicou uma deformação máxima de 0,5 % na ruptura. Os resultados de tensões obtidos indicaram que alguma das amostras ensaiadas não representou com exatidão as características mecânicas do solo estudado para aquelas condições. A possibilidade de ruídos ao longo do ensaio também não foi descartada.

8.2 COMPARATIVO ENTRE ENSAIOS CONFINADOS E NÃO- CONFINADOS

A metodologia desenvolvida por Consoli et al. (2013) é uma forma relativamente segura, rápida e de baixo custo para se obter parâmetros de resistência em projetos geotécnicos que envolvam um solo cimentado com as características deste trabalho, tendo em vista que os ensaios não confinados apresentaram uma boa correlação entre a resistência à compressão e à tração do solo com a relação porosidade/teor volumétrico de cal. No entanto, o resultado obtido em ensaios não confinados não pôde ser comprovado cabalmente pelos ensaios de compressão triaxial realizados, apesar de refletirem a tendência esperada para o tipo de solo estudado.

8.3 CONCLUSÕES

O solo apresentou uma resistência relativamente alta para solos de areia, indicando que houve cimentação das partículas. Essa cimentação foi propiciada pela adição de uma pozolana à areia, a fim de que a reação com a cal ocorresse. Em algumas amostras, foram verificadas resistências destoantes, evidenciando uma grande variação em alguns casos. Nos ensaios não confinados, foram realizadas verificações a partir de novos ensaios ou de ensaios realizados com a mesma dosagem, e as amostras com grande discrepância em termos de resistência foram descartadas. Isso mostrou que em alguns casos, certas reações são favorecidas em relação a outras, não mantendo uma linearidade. Apesar disso, as reações tendem a uma distribuição ainda ordenada, como foi evidenciado pela correlação encontrada.

Assim, é possível que para o solo de areia em questão, a reação pozolânica de interação com a cal também se dê muito lentamente (meses ou anos). Isso implica que os solos estudados ainda podem ter um aumento expressivo em termos de resistência, dadas as velocidades das reações ocorridas em sua microestrutura. Assim, é provável que a mistura estudada ainda adquira maiores resistências após os 28 dias.

Ainda, é apresentado um trabalho de cunho inovador, com análise da estabilização com cal em um solo de areia.

8.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de que se amplifique a gama de conhecimento sobre a estabilização de solos, a partir de observações feitas no decorrer deste trabalho, são propostas algumas sugestões para futuros estudos e projetos:

- a) Realização de ensaios com variação do tempo de cura, a fim de se estabelecer uma relação entre resistência e período de cura, avaliando-se o tempo de duração das reações ocorridas e o quanto elas interferem nas propriedades do solo;
- b) Estudo da microestrutura do solo cimentado, para que se possa conhecer como se dão as reações entre as partículas e agentes cimentantes, bem como métodos de otimizá-las ou acelerá-las;

- c) Realização de novos ensaios de compressão triaxial, para que se verifique com maior exatidão a tendência do solo, e a aplicação do método de Consoli, inclusive para diferentes valores de η/C_{av} ;
- d) Estudo do solo com adição fibras e outros agentes cimentantes, a fim de se verificar a tendência e a generalização do método de envoltórias de ruptura e a rigidez das misturas.

REFERÊNCIAS

- AKINMUSURU, C. P. Shear Wave Measurements of Elasticity of the Ground. **Geotechnique**, v. 31. N. 1. p. 721-726. 1981.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024**: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos – Procedimento. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653**: Materiais pozolânicos. Rio de Janeiro, 1992.
- ATKINSON, J. H. Non-linear Soil Stiffness in routine design. **Geotechnique**, [s. l.], v. 50, n. 5, p. 487-508, 2000.
- BRAJA, M. Das. **Fundamentos da Engenharia Geotécnica**; São Paulo: Thomson Learning, 2006.
- CLOUGH, G. W., SITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N. S. Cemented Sand Under Static Loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York: ASCE, v. 107, n. GT6, p. 799-817, June 1981.
- CONSOLI, N. C. A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils **Engineering Geology**, [s. l.], n. 169, p. 61-68, 2014.
- CONSOLI, N. C., VENDRUSCOLO, M. A., PRIETTO, P. D. M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. ASCE, v. 129 n. 1, p. 96-101, Jan. 2003.
- CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York: ASCE, v. 133, n. 2, p. 197-205, Feb. 2007.
- CONSOLI, N. C.; CONSOLI, B. S.; FESTUGATO, L. A practical methodology for the determination of failure envelopes of fiber-reinforced cemented sand. **Geotextiles and Geomembranes**, p. 1-5, 2013.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. **Geotechnique**, London, v. 43, n. 1, p. 53-67, 1993.
- CRAIG, R. F. **Mecânica dos solos**. 7. ed. (reimpr.). Rio de Janeiro: LTC, 2007. (reimpr. 2012).

- CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2008. 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- 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.
- DUPAS, J. M.; PECKER, A. Static and Dynamic Properties of Sand-Cement. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York: ASCE, v. 105, n. GT3, p. 419-436, 1979.
- FONINI, A. **Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada: Análise Experimental e Micromecânica**. 2012. 209 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 Cimentados**. 2005. 143 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2005.
- GUIMARÃES, J. E. P. **A cal: fundamentos e aplicações na Engenharia Civil**. São Paulo: Pini, 2002.
- HERRIN, M.; MITCHELL, H. Lime-soil Mixtures. **Highway Research Board Bulletin**, Washington, D.C., v.304, p. 99-121, 1961.
- KOGEL, J. E.; TRIVEDI, N. C.; BARKER, J. M.; KRUKOWSKI, S. T. **Industrial Minerals & Rocks** 7 ed. SME. Littleton, Colorado, USA, 2006.
- LADE, P. V.; OVERTON, D. D. Cementation Effects in Frictional Materials. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York: ASCE, v. 115, n. 10, p. 1373-1387, Oct. 1989.
- 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.
- PAPADIKIS, M.; VENUAT, M. Empleo em los cementos y hormogones. In: **Fabrication, características y aplicaciones de los diversos tipos de cemento**. Barcelona, Técnicos asociados, 1968. p. 170-171.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- PRIETTO, P. D. M. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Artificialmente Cimentado**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996

RIGHETTO, G. L. **Validação do Fator Vazios/Agente Cimentante na Análise da Resistência Mecânica de um Solo Tratado com Cal, Cimento e Resíduo de Britagem de Rocha**. 2008. 91 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

ROGERS, C. D. F., GLENDINNING, S., AND ROFF, T. E. J. **Lime modification of clay soils for construction expediency**. Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, v. 125, p. 242-249, 1997.

ROTTA, G. V., PRIETTO, P.D.M., COMSOLI, N.C., GEHLING, W.Y.Y. Influência do índice de vazios na Formação da Matriz Cimentante no Comportamento Mecânico de Solos Cimentados. Revista Solos e Rochas, 24, (1). p. 23-41, 2001.

ROTTA, G.V., PRIETTO, P.D.M., GEHLING, W.Y.Y, CONSOLI, N.C. Comportamento Mecânico de Solos Cimentados Submetidos à Compressão isotrópica. Solos e Rochas, v.24, n.2, p 115-128, 2001a.

SAXENA, S. K., LASTRICO, R. M. Static Properties of Lightly Cemented Sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 104, n. GT12, p. 1449-1464, Dec. 1978.

SCHNAID, F., PRIETTO, P. D. M., CONSOLI, N. C. Prediction of cemented sand behavior in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and GeienvIRONMENTAL Engineering**, New York: ASCE, 127 (10), p. 857-868, Oct. 2001.

SILVANI, C. **Influência da Temperatura de Cura no Comportamento Mecânico de Misturas Areia-Cinza Volante-Cal**. 2013. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013

THOMÉ, A.; DONATO, M.; CONSOLI, N. C.; GRAHAM, J. **Circular Footings on a Cemented Layer Above Weak Foundation Soil**. Canadian Geotechnical Journal, v. 42, n.6, p. 1569-1584. 2005.