

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
CURSO DE ENGENHARIA DE INFRAESTRUTURA

**AZIZ TEBECHRANI NETO**

**MELHORAMENTO DE UM SOLO SEDIMENTAR COM BAIXA CAPACIDADE DE  
SUPORTE DO LITORAL NORTE DE SANTA CATARINA**

Joinville

2017

**AZIZ TEBECHRANI NETO**

**MELHORAMENTO DE UM SOLO SEDIMENTAR COM BAIXA CAPACIDADE DE  
SUPORTE DO LITORAL NORTE DE SANTA CATARINA**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao curso de Graduação em  
Engenharia de Infraestrutura da  
Universidade Federal de Santa Catarina  
para obtenção do Grau de Bacharel em  
Engenharia de Infraestrutura

Orientador Prof. Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2017

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente aos meus pais, Aziz e Denise, aos meus irmãos, Ligia e Mauricio e aos meus avós, Alberto, Rosvita e Catarina, por todo o carinho, apoio e incentivo demonstrado ao longo destes anos.

Ao professor Marcelo Heidemann, pela orientação, dedicação, confiança e competência dadas para a realização deste trabalho.

Aos professores da Universidade Federal de Santa Catarina, pelos ensinamentos transmitidos nestes cinco anos.

Aos colegas e amigos que conheci ao longo do curso, por toda a ajuda e troca de conhecimento. Em especial aos colegas Glauciano Neckel, Paulo Vinicius da Silva, Gustavo Bressiani Araldi, Viviane Dias Andrade, Luciano Feder e Gabriel Boaretto pela ajuda que me forneceram no laboratório.

Agradeço também a todos os familiares e amigos aqui não citados pela motivação e ajuda que me proporcionaram nesta caminhada.

## RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre a estabilização físico-química de um solo sedimentar areno-siltoso através da mistura de cimento e cal. Este solo é encontrado na região de Araquari – SC e, em condição natural, apresenta baixa capacidade de suporte. Além disso, sua composição revela a presença de matéria orgânica, sendo pouco adequado no ponto de vista geotécnico, seja na execução de bases para pavimentos, na proteção de taludes em barragens de terra ou em camadas de suporte para fundações superficiais. A utilização de cimento como alternativa para estabilização deste solo se deve ao fato de ser o agente mais empregado para estabilização no Brasil, enquanto que a cal foi escolhida por ser comumente encontrada na região e por apresentar bons resultados para a estabilização em alguns tipos de solo. Foram moldados corpos de prova por compactação estática, em três camadas, com teores de cimento e cal entre 3% e 13% e com o solo em sua umidade ótima (determinada em ensaio de Proctor normal). Posteriormente, estes corpos de prova foram rompidos em compressão simples aos 7, 14 e 28 dias curados em uma caixa úmida. Os resultados mostram que a resistência à compressão simples cresceu linearmente com aumento do teor de agente estabilizante, seja cal ou cimento. Mas esses ganhos de resistência não foram tão altos como o verificado por outros autores em estudos semelhantes. Além disso, foi verificado que as resistências decaíram a partir dos sete dias para a cal e a partir dos 14 dias para o cimento, sendo a presença de sulfatos no solo, que formam compostos expansivos, uma possível explicação para que isso tenha ocorrido. Um pH próximo a 5 foi medido para uma solução de água destilada e solo, esse valor aumentou até 9 quando o solo foi misturado com cal ou cimento.

**Palavras chaves:** estabilização de solos, solo-cimento, solo-cal, resistência à compressão simples, matéria orgânica.

## ABSTRACT

This work presents a study about the physical-chemical stabilization of a sedimentary silty-sand soil using cement and lime. This soil is found in the region of Araquari-SC and, in natural condition, presents low bearing capacity. Besides, its composition reveals the presence of organic matter, which is not geotechnically adequate, either in the execution of bases for pavements, in the protection of embankments in earth dams or in support layers for superficial foundations. The use of cement as an alternative to stabilize this soil is due to the fact that it is the most used agent for chemical stabilization in Brazil, whereas lime was chosen because it is commonly found in the region and because its good results for stabilization in some types of soil. Specimens were produced by static compaction, in three layers, with cement and lime contents between 3% and 13% with the soil in its optimum moisture content (determined by Proctor normal test). Subsequently, the specimens were ruptured in simple compression at 7, 14 and 28 days curing in a humid box. The results show that the unconfined compressive strength increased linearly with increasing stabilizer content, either lime or cement. But these strength gains were not so high as the verified by other authors in similar studies. In addition, it was verified that the strength declined from the 7 days for lime and from the 14 days for the cement, being the presence of sulfates in the soil, which form expansive compounds, a possible explanation for this to have occurred. A pH around 5 was measured for a solution of distilled water and soil and this value rise up to 9 when the soil was mixed with 13% of lime or cement.

**Key words:** soil stabilization, soil-cement, soil-lime, unconfined compressive strength, organic matter.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa de geodiversidade de Joinville e região .....	15
Figura 2 - Ensaio CPTU realizado em teste experimental em Araquari .....	17
Figura 3 - Representação de uma mistura argila-cimento (a) e areia-cimento (b) ....	22
Figura 4- Mecanismo de estabilização solo-cal.....	26
Figura 5 - Local onde foi coletado o solo (Araquari, SC).....	39
Figura 6 - Região onde foi realizado o estudo (Araquari, SC).....	40
Figura 7 - Resumo da sondagem a trado realizada no terreno em estudo .....	40
Figura 8 - Resumo da sondagem a percussão realizada no terreno em estudo .....	41
Figura 9 - Molde de PVC cilíndrico bipartido .....	48
Figura 10 - Solo, cal e água destilada antes (a) e depois (b) da mistura .....	49
Figura 11 - Compactação da terceira camada da amostra .....	50
Figura 12 - Resultado da compactação (a) e pesagem da amostra (b) .....	51
Figura 13 - Ensaio de Resistência à compressão simples em uma amostra com 3% de cal.....	52
Figura 14 - Amostras de solo com 3% a 13% de cal após 14 dias antes (a) e depois (b) do ensaio de resistência à compressão simples.....	53

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Efeito da matéria orgânica na resistência de uma argila siltosa estabilizada com 12% de cal.....	20
Gráfico 2 - Efeito do teor de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com 5% de cal .....	23
Gráfico 3 - Evolução da RCS com o tempo de cura das misturas solo-CCAr-cal .....	29
Gráfico 4 - Variação da RCS com o teor de cal (28 dias de cura).....	30
Gráfico 5 - Variação da RCS com o teor de cal (solo + cal cálcica) .....	31
Gráfico 6 - Evolução da RCS com o tempo de cura (solo + cal cálcica) .....	32
Gráfico 7 - Curvas de Compactação e pontos de moldagem .....	33
Gráfico 8 - Variação da resistência à compressão não confinada com o teor de cimento.....	34
Gráfico 9 - Variação da resistência à compressão não confinada com a porosidade .....	34
Gráfico 10 - Variação da resistência à compressão não confinada com a porosidade e teor de cimento volumétrico .....	35
Gráfico 11 - Resultados da RCS com e sem imersão aos 28 dias de cura .....	36
Gráfico 12 - Evolução da RCS de misturas de solo e cimento com o tempo de cura para ensaios de Proctor Intermediário .....	37
Gráfico 13 - Evolução da RCS de misturas de solo e cal com o tempo de cura para ensaios de Proctor Intermediário.....	38
Gráfico 14 - Curva Granulométrica do solo estudado .....	42
Gráfico 15 - Ensaio de Proctor Normal e Modificado para o solo natural.....	43
Gráfico 16 – Ensaio de Proctor Modificado para o solo com 8% de cal .....	44
Gráfico 17 – Ensaio de Proctor Modificado para o solo com 8% de cimento .....	44
Gráfico 18 - Relação entre o teor de cal empregado nas amostras e a resistência à compressão simples.....	56
Gráfico 19 – Relação entre a resistência alcançada de cada teor de cal de acordo com o tempo de cura.....	57
Gráfico 20 - Tensão x Deformação aos 7 dias das amostras moldadas com cal .....	58
Gráfico 21 - Tensão x Deformação aos 14 dias das amostras moldadas com cal ....	59
Gráfico 22 - Tensão x Deformação aos 28 dias das amostras moldadas com cal ....	59

Gráfico 23 - Relação entre o teor de cimento empregado nas amostras e a resistência à compressão simples.....	60
Gráfico 24 – Relação entre a resistência alcançada de cada teor de cimento de acordo com o tempo de cura.....	61
Gráfico 25 - Tensão x Deformação aos 7 dias das amostras moldadas com cimento .....	62
Gráfico 26 - Tensão x Deformação aos 14 dias das amostras moldadas com cimento .....	62
Gráfico 27 - Tensão x Deformação aos 28 dias das amostras moldadas com cimento .....	63
Gráfico 28 - Comparação entre solo-cal e solo-cimento no ganho de resistência ao aumentar o teor de cal ou cimento .....	64
Gráfico 29 - Relação da umidade com a resistência à compressão simples para amostras moldadas com cal.....	65
Gráfico 30 - Relação da umidade com a resistência à compressão simples para amostras moldadas com cimento.....	66
Gráfico 31 - Resistência à compressão simples em relação a porosidade e o teor volumétrico de cal considerando um expoente de ajuste de 0,28.....	67
Gráfico 32 - Resistência à compressão simples em relação a porosidade e o teor volumétrico de cimento considerando um expoente de ajuste de 0,28 .....	68
Gráfico 33 - Comparação entre a curva obtida por Consoli et al. (2007) e a obtida nesta pesquisa para sete dias de cura em misturas com cimento .....	69
Gráfico 34 - Resistência à compressão simples em relação a porosidade e o teor volumétrico de cal para os tempos de cura de 7, 14 e 28 dias .....	70
Gráfico 35 - Relação da resistência de corpos de prova moldados com cal imersos e não imersos.....	71
Gráfico 36 - Relação da resistência de corpos de prova moldados com cimento imersos e não imersos .....	71

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Composição granulométrica do solo estudado .....	42
Tabela 2 - Dosagem de cada componente para as misturas com cal.....	47
Tabela 3 - Dosagem de cada componente para as misturas com cimento .....	48

## LISTA DE SIMBOLOS E ABREVIACOES

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	- <i>American Society for Testing and Materials</i>
C	- Teor de cimento ou cal (%)
$C_{IV}$	- Teor Volumétrico de cimento ou cal (%)
CPRM	- Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPTU	- <i>Piezocone Penetration test</i>
$\epsilon$	- Deformação (%)
$\eta$	- Porosidade (%)
pH	- Potencial Hidrogeniônico
PCA	- <i>Portland Cement Association</i>
$q_u$	- Resistência  Compressão Simples (kPa)
RCS	- Resistência  Compressão Simples
SPT	- <i>Standard Penetration Test</i>
UTM	- Universal Transversa de Mercator
$V_C$	- Volume de agente estabilizante (cm <sup>3</sup> )
$V_S$	- Volume de sólidos (cm <sup>3</sup> )
$V_V$	- Volume de vazios (cm <sup>3</sup> )
$V_{TOTAL}$	- Volume total ( $V_C+V_V$ ) (cm <sup>3</sup> )
w	- Teor de umidade (%)
$W_a$	- Massa de água (g)
$W_c$	- Massa de agente estabilizante (g)
$W_s$	- Massa de solo seco (g)
$\gamma_c$	- Densidade real do agente estabilizante (g/cm <sup>3</sup> )
$\gamma_s$	- Densidade real do solo (g/cm <sup>3</sup> )

## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	12
1.1.	Objetivos.....	13
2.	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....	14
2.1.	SOLOS SEDIMENTARES DA REGIÃO NORTE CATARINENSE .....	14
2.2.	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS .....	17
2.2.1.	Estabilização no campo.....	23
2.2.2.	Estabilização com cal .....	24
2.2.3.	Estabilização com cimento .....	27
2.3.	ESTUDOS PREGRESSOS .....	28
2.3.1.	Solo-cal.....	29
2.3.2.	Solo-cimento.....	32
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	39
3.1.	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....	39
3.1.1.	Solo .....	39
3.1.2.	Cimento Portland .....	45
3.1.3.	Cal Hidratada.....	45
3.1.4.	Água destilada.....	46
3.2.	MÉTODOS UTILIZADOS .....	46
3.2.1.	Dosagem .....	46
3.2.2.	Moldagem.....	48
3.2.3.	Ensaio de resistência à compressão simples .....	51
3.2.4.	Ensaio de resistência à compressão simples aplicando imersão .....	53
3.2.5.	Determinação do pH.....	54

4.	RESULTADOS .....	56
4.1.	RELAÇÃO DOS TEORES DE AGENTE ESTABILIZANTE EMPREGADOS	56
4.1.1.	Solo-cal.....	56
4.1.2.	Solo-cimento.....	59
4.1.3.	Comparação entre solo-cal e solo-cimento .....	63
4.2.	RELAÇÃO DA UMIDADE NOS CORPOS DE PROVA .....	64
4.2.1.	Solo-cal.....	64
4.2.2.	Solo-cimento.....	65
4.3.	RELAÇÃO VAZIOS/CIMENTO ( $\eta/C_{iv}$ ) .....	67
4.4.	INFLUÊNCIA DA IMERSÃO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES 70	
4.5.	DETERMINAÇÃO DO pH.....	72
5.	CONCLUSÃO .....	73
5.1.	SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS .....	76
	REFERÊNCIAS.....	77

## 1. INTRODUÇÃO

Projetos de estruturas prediais, de pavimentos, obras de terra, entre outros, devem contemplar avaliações de resistência e deformabilidade dos solos de fundação, de forma a garantir, conforme Foppa (2005) a estabilidade do solo que será utilizado nas camadas inferiores a tais estruturas. Benetti (2015, p. 19) diz que “o solo é um material complexo e variável, abundante, de fácil obtenção e manuseio, de baixo custo e que oferece grandes oportunidades de emprego na engenharia”. Porém Lovato (2004, p. 1) discute que “[...] nem sempre o solo local satisfaz às especificações para sua utilização em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos”, sendo necessário sua substituição ou melhoramento.

O aspecto mais importante a ser considerado em um projeto de estabilização do solo é garantir comportamento geotécnico desejado, com menor custo possível. Ingles e Metcalf (1972 apud SALES, 1998, p. 2) apontam três alternativas distintas ao se utilizar o solo em um projeto de engenharia:

- Aceitação do material encontrado in situ, para o projeto proposto;
- Remoção do material do local e reposição por outro com características adequadas ao projeto em questão;
- Alterar as propriedades geotécnicas existentes no solo local, criando um material capaz de atingir as exigências de projeto.

O litoral norte da região de Santa Catarina tem como característica a existência de depósitos de sedimentos inconsolidados, formados em ambientes marinhos, fluvial, eólico, lagunar ou misto, durante o Holoceno (FRANÇA JÚNIOR, 2002). Tendo em vista que estes materiais têm comportamento geotécnico pouco interessante, sendo muito deformáveis e pouco resistentes, a aceitação do material encontrado in situ em sua forma natural não é viável, em muitos casos, pois obras de infraestrutura exigem materiais mais competentes do que os que usualmente são encontrados nessa região.

A segunda alternativa elencada previamente, apesar de garantir um material com melhor comportamento geotécnico, muitas vezes implica em impacto significativo do ponto de vista ambiental e econômico, pois exige a remoção e

transporte do material presente no local para um bota-fora. A solução, portanto, pode vir a ser a terceira alternativa, isto é, obter um comportamento geotécnico adequado através da estabilização do solo local, pois, como comenta Behak (2007), o melhoramento do subleito é, atualmente, uma solução de baixo custo em rodovias, surgindo como uma boa alternativa para a construção.

Behak (2007) reporta várias técnicas de estabilização utilizadas, que se dividem em métodos mecânicos (compactação e correção granulométrica) e métodos físico-químicos, através da utilização de aditivos, sendo cal e cimentos os dois mais empregados. Nesse sentido, o presente trabalho dedica-se a investigar a eficiência da estabilização físico-química de um solo sedimentar areno-siltoso da região de Araquari, por meio de misturas solo-cal e solo-cimento a partir de ensaios de resistência à compressão simples.

A pesquisa busca a determinação do agente estabilizante mais eficiente, bem como o teor ótimo deste agente estabilizante e a influência do tempo de cura no resultado final.

## **1.1. Objetivos**

### **Objetivo Geral**

Avaliar, quanto ao aumento de resistência e rigidez, a eficiência de misturas de cal e cimento para estabilização de um solo areno-siltoso da região de Araquari, SC.

### **Objetivos Específicos**

Para alcançar o objetivo geral, os seguintes objetivos foram traçados:

- a) Realizar a moldagem das misturas de solo-cimento e solo-cal, utilizando diferentes teores de agente estabilizante;
- b) Executar ensaios de resistência à compressão simples com misturas de solo-cal e solo-cimento em corpos de prova com diferentes tempos de cura a fim de determinar a tensão de ruptura à compressão;
- c) Avaliar a influência da umidade e do teor de agente estabilizante no desempenho das diferentes misturas.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é feita uma revisão bibliográfica acerca das prioridades de solos sedimentares, do comportamento dos agentes cimentantes, e do desempenho de misturas de solo-cimento e solo-cal.

### 2.1. SOLOS SEDIMENTARES DA REGIÃO NORTE CATARINENSE

Caputo (1996) classifica os solos em três grupos principais: Solos residuais, solos sedimentares e solos orgânicos.

- Solos residuais – São os que permanecem no local da rocha de origem, onde se observa uma gradual transição do solo até a rocha. Nesse grupo destacam-se os solos lateríticos, os expansivos e os porosos (solos colapsíveis).
- Solos sedimentares – São os que sofrem a ação de agentes transportadores, podendo ser aluvionares (quando transportados pela água), eólicos (pelo vento), coluvionares (pela ação da gravidade) e glaciares (pelas geleiras).
- Solos orgânicos – São os de origem orgânica, seja de natureza vegetal (plantas, raízes), seja animal (conchas).

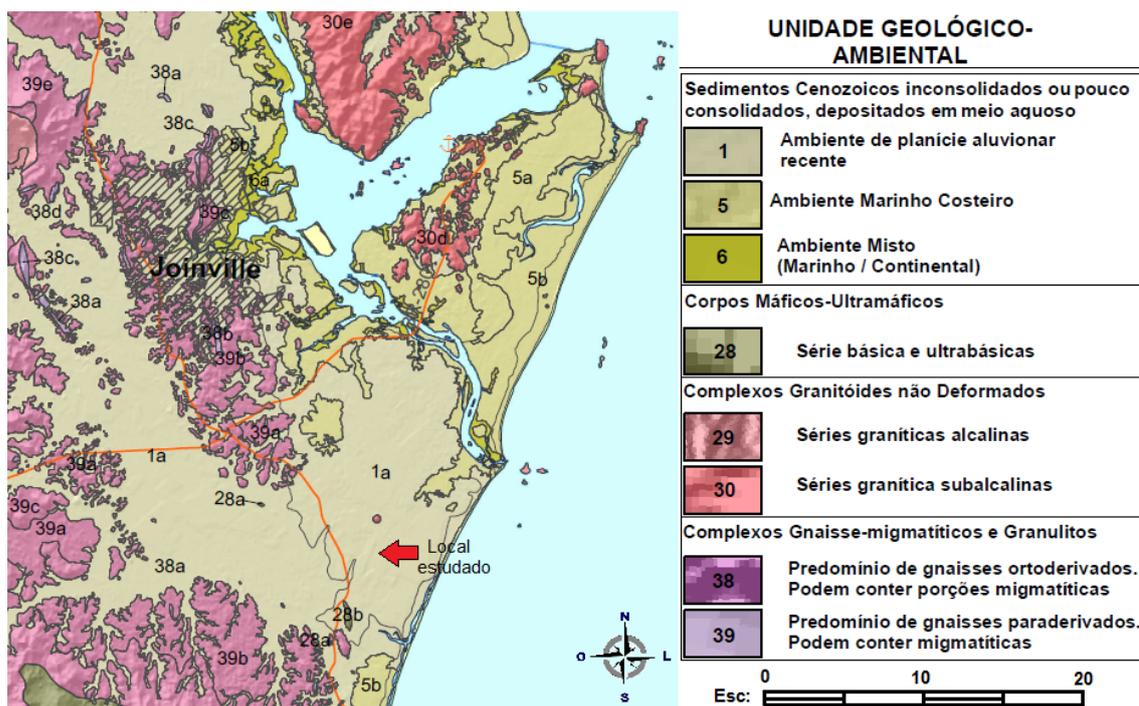
No caso dos solos sedimentares, Chioffi (1979) diz que após o transporte do sedimento, este é depositado em uma bacia de acumulação com dimensões que variam enormemente. Chioffi (1979) também diz que a partir do momento que o sedimento é depositado, ele passa pelo processo de consolidação pelas camadas superiores ou por meio de soluções cimentantes (carbonatos e óxidos), fazendo (dependendo da intensidade dessa consolidação) passar pelo fenômeno chamado de diagênese, que os transforma em rocha definitiva. Nas camadas superficiais estão os sedimentos mais recentes, muitos ainda em processo de consolidação.

Solos orgânicos são constituídos ao incorporar matéria orgânica, proveniente da morte dos organismos que vivem no solo. Sendo que a quantidade de matéria orgânica é variável dependendo do clima e relevo da região. Em climas

com pouca chuva há menor adição de matéria orgânica devido a escassa vegetação, enquanto que climas chuvosos a vegetação é mais abundante e a quantidade de matéria orgânica adicionada é maior, tornando a camada superficial mais escura e espessa. Estes compostos orgânicos possuem coloração escura por serem ricos no elemento carbono (LIMA; LIMA, 2007).

O litoral norte do Estado de Santa Catarina apresenta porções de sedimentos cenozoicos inconsolidados ou pouco consolidados, depositados em meio aquoso. Estes sedimentos são encontrados em ambiente de planície aluvionar recente, ambiente marinho costeiro e ambiente misto (marinho/continental) como identificado na Figura 1 (CPRM, 2010). A região de Araquari, bem como o local estudado nesta pesquisa, está localizada em ambiente de planície aluvionar recente, conforme mostrado na Figura 1.

Figura 1 – Mapa de geodiversidade de Joinville e região



Fonte: CPRM (2010), adaptado pelo autor

Essa unidade, segundo Viero (2016) apresenta intercalações de camadas constituídas de areia, argila e cascalho. Os terrenos apresentam, em geral, boa capacidade de suporte para obras de até médio porte e estão sujeitos a inundações periódicas. Existe a possibilidade da ocorrência de solos moles, cujas características

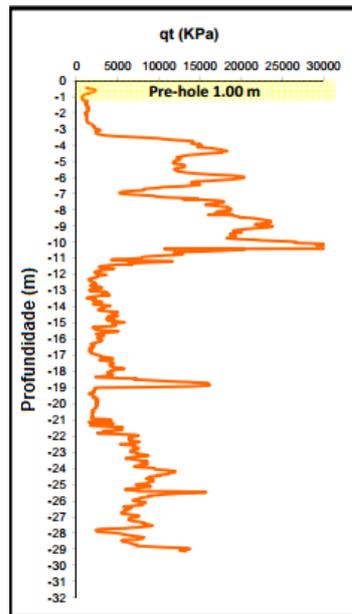
principais são: alta compressibilidade, baixa resistência, baixa permeabilidade e baixa consistência. Há também a ocorrência de solos com grandes quantidades de material orgânico, o que limita a mecanização agrícola e corrói tubulações presentes.

Dados pré-existentes sobre o comportamento geomecânico de solos desta região são relativamente escassos. Assim, não foram encontrados valores de referência para parâmetros de comportamento geotécnico. O conjunto de dados mais consistente diz respeito à campanha experimental efetuada no campo experimental de Araquari, onde são efetuados testes em escala real em fundações profundas. Por causa disso, neste local foram feitos ensaios SPT e CPTU, os quais são descritos em Geoforma (2014). Este campo experimental encontra-se cerca de 5 km distante do local de estudo desta pesquisa.

A Figura 2 mostra o resultado da resistência de ponta ( $q_t$ ) até os 30 metros de profundidade para o quarto ensaio CPTU realizado pela Geoforma (2014). Percebe-se que as maiores resistências se encontram entre os três e 11 metros e que na superfície (onde esta pesquisa se desenvolve) as resistências de ponta encontradas são da ordem de 1000 kPa. Esses resultados são similares com os outros ensaios realizados pela Geoforma (2014).

Nos ensaios SPT (GEOFORMA, 2014), o número de golpes para a cravação do amostrador padrão variou entre 2 a 7 golpes nos três ensaios, mostrando dessa forma que o solo encontrado em campo na superfície é fofo ou pouco compacto. O solo não apresentou limite de plasticidade e de liquidez e a granulometria indica que constituem-se de areias finas (com presença de siltes no primeiro ensaio) na cor marrom.

Figura 2 - Ensaio CPTU realizado em teste experimental em Araquari



Fonte: Geofirma (2014) adaptado pelo autor

Em Joinville, o perímetro urbano é composto predominantemente por gnaisses granulíticos (nas áreas de elevação), tendo subordinadamente ocorrência de sedimentos recentes nas áreas planas (GONÇALVES, 1993). Apesar da expressiva área de ocorrência de elevações, é majoritariamente nas áreas planas que se dá o crescimento urbano do município, e daí a relevância dos solos sedimentares à prática de engenharia na região de Joinville.

Segundo Oliveira (2010), os gnaisses fazem parte do Complexo Granulítico de Santa Catarina sendo composto pelas rochas mais antigas da bacia com cerca de 2.600 milhões de anos. Há cerca de 1,75 milhões de anos, vem ocorrendo a deposição de sedimentos grosseiros, formando depósitos de tálus e colúvio nas encostas da serra, e aluviões ao longo das planícies de inundação dos rios.

## 2.2. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

O termo estabilização de solos tem várias definições. Além de solo estabilizado, Foppa (2005) menciona termos como solo melhorado, solo modificado e solo tratado como comumente utilizados. Nunez (1991), por exemplo, define os termos “solo-cal”, “solo-cimento” e “solo estabilizado” como aqueles que apresentam um ganho de resistência e durabilidade que permitam seu emprego como camada

de base de um pavimento. Enquanto isso, o termo “solo melhorado” é designado para as misturas que, devido ao baixo teor de agente estabilizante, apresentam poucas melhorias, insuficientes para o emprego na pavimentação.

Foppa (2005) conclui que apesar dessa denominação ser, em geral, adotada de acordo com o grau de alteração das propriedades do solo em função da quantidade de adição aplicada, os princípios que regem sua concepção são os mesmos, que basicamente é a adição e mistura do aditivo ao solo para a obtenção de propriedades resistentes adequadas.

Castro (1995) define a estabilização como uma técnica aplicável a qualquer tipo de solo que contenha pelo menos 10-20% de argila e uma baixa percentagem de material orgânico e micas.

Makusa (2012) caracteriza o solo estabilizado como mais resistente, menos permeável e com uma compressibilidade mais baixa que o solo natural. Castro (1995) observa que ao adicionar cal ou cimento ao solo há quase que imediatamente uma série de modificações, sendo elas:

- Alteração da granulometria do solo;
- Melhora sensível da trabalhabilidade do solo;
- Alteração drástica da relação solo-água;
- Aumento da resistência mecânica do solo (tanto da resistência à compressão simples quanto da resistência ao cisalhamento).

Segundo Kezdi (1979) apud Nunez (1991), há três categorias especiais em que os métodos de estabilização podem ser classificados:

- a) Métodos mecânicos – asseguram a estabilidade sem a necessidade de aditivos. Dessa forma, as propriedades do solo podem ser melhoradas por compactação, drenagem ou pela mistura de diferentes tipos de solos. Como a compactação é quase sempre necessária, essas técnicas são geralmente combinadas.
- b) Métodos físicos – Mudança de temperatura, hidratação, evaporação e adsorção.
- c) Métodos químicos – Troca de íons, precipitação, polimerização e oxidação.

Nunez (1991), que utilizou arenito Botucatu em sua pesquisa, diz que a escolha da estabilização físico-química como forma de melhorar as propriedades do solo em sua pesquisa se deve ao fato de que os métodos mecânicos, por si só, se mostraram insuficientes para permitir a utilização do material por ele estudado como camada de um pavimento.

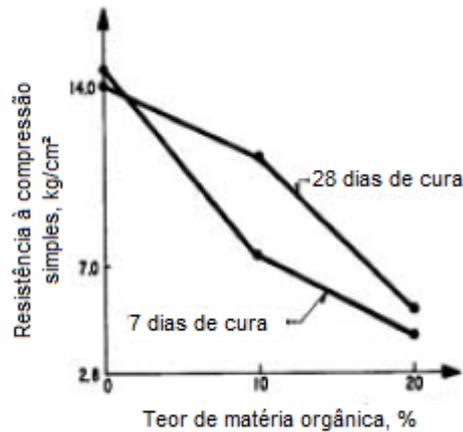
Com relação à estabilização físico-química dos solos, esta consiste na adição de produtos químicos (agentes estabilizadores) que ao reagirem com as partículas de solo as aglomeram, vedam os poros ou tornam o solo repelente à água (MEDINA; MOTTA, 2004). Teixeira (2014) cita o cimento Portland, a cal, a escória granulada de alto forno, a cinza volante, a pozolana natural, a sílica de fumo e o fíler do calcário como os materiais cimentantes mais comuns para o melhoramento das propriedades mecânicas do solo.

No caso do cimento e da cal, para Medina e Motta (2004), na utilização de cal o efeito químico é mais importante (devido à troca catiônica) enquanto que para o cimento Portland existe tanto o efeito químico quanto o físico (devido à hidratação).

Em solos orgânicos, Vendruscolo (1996) comenta que a presença de matéria orgânica, sulfatos ou um pH ácido podem retardar ou impedir a hidratação do cimento na mistura. Uma razão para isto é a absorção de íons cálcio por parte da matéria orgânica. A avidéz da matéria orgânica pelo hidróxido de cálcio é capaz de bloquear toda a interação desse composto com os minerais do solo, que força a utilização de grande quantidade de agente estabilizante e, conseqüentemente, inviabiliza economicamente o processo de estabilização (CASTRO, 1995). Uma das opções para minimizar este problema é a adição de cal hidratada, a fim de auxiliar na absorção dos íons cálcio pela matéria orgânica (ZAMPIERI, 2015).

Rico e Castillo (1977) apresentam um gráfico (Gráfico 1) que mostra o efeito que a matéria orgânica ocasiona para a resistência à compressão simples em uma argila siltosa estabilizada com 12% de cal. Percebe-se que a resistência diminui ao aumentar o teor de matéria orgânica.

Gráfico 1 - Efeito da matéria orgânica na resistência de uma argila siltosa estabilizada com 12% de cal



Fonte: Rico e Castillo (1977, p.533) adaptado pelo autor

Esse efeito também foi verificado por Petry e Glazier (2004) em amostras de um solo argiloso altamente expansivo com 0%, 2%, 4% e 6% de matéria orgânica com a adição de cal. Foi constatado que quanto maior o teor de matéria orgânica adicionado ao solo, menores os valores da resistência à compressão simples. Dessa forma, os autores concluíram que a matéria orgânica interfere nas reações, afetando a resistência e tornando a estabilização daquele solo com matéria orgânica economicamente inviável.

Segundo Bhattacharja et al. (2003), a temperatura de cura também influencia as reações pozolânicas e, conseqüentemente, a velocidade do ganho de resistência. Temperatura de cura maior acelera as reações, porém não garante um aumento de resistência, podendo até reduzir seu valor. A solubilidade do hidróxido de cálcio  $[Ca(OH)_2]$  diminui com o aumento da temperatura, reduzindo o suprimento de cálcio.

Segundo Sivapullaiah et al. (2000) apud Lovato (2004, p.16) na presença de sulfatos as reações são modificadas, formando etringita e taumasita, e inibindo a formação dos silicatos e aluminatos hidratados e, dessa forma, prejudicando as reações.

A etringita e taumasita são produtos expansivos. A etringita ( $C_3A \cdot 2CaSO_4 \cdot 32H_2O$ ) se transforma em taumasita ( $CaSiO_3 \cdot CaSO_4 \cdot CaCO_3 \cdot 15H_2O$ ) se houver fontes adequadas de carbonato ( $CO_3^{2-}$ ), sulfato ( $SO_4^{2-}$ ) e presença de alumina reativa. A carbonatação tem um papel importante na desagregação, onde o

dióxido de carbono se dissolve na água produzindo íons carbonato ( $\text{CO}_3^{2-}$ ). A desagregação, neste caso, dependerá da disponibilidade destes íons, podendo começar com as seguintes fases: formação de  $\text{CaCO}_3$ ; conversão de monossulfato e etringita em  $\text{CaCO}_3$ ; conversão de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  em  $\text{CaCO}_3$ ; formação de alumina hidratada e gipsita; e descalcificação do C-S-H (BHATTACHARJA et al., 2003).

Bhattacharja et al. (2003), comentam também que o grau de deterioração depende de outros fatores além do teor de sulfato solúvel. Depende também da disponibilidade de outros íons, pH, grau de carbonatação, teor de umidade e temperatura.

A National Lime Association dos Estados Unidos (NLA, 2000) relata que os minerais expansivos se formam relativamente rápido desde que os sulfatos estejam solúveis. Dessa forma, o efeito nocivo dos sulfatos poderia ser reduzido forçando o início das reações antes da compactação, adotando um tempo de espera de pelo menos 24 horas até 7 dias, dependendo do teor de sulfato no solo. Segundo o autor, se os compostos expansivos como a etringita se formarem antes da compactação, o pavimento não sofrerá danos. Foram definidos pela NLA (2000) os teores de sulfato que definem seu risco à estabilização de solos com cal:

- I) <0,3% - pouco risco
- II) Entre 0,3% e 0,5% - risco moderado
- III) Entre 0,5% e 0,8% - risco moderado a alto
- IV) >0,8% - risco alto
- V) >1,0% - inaceitável

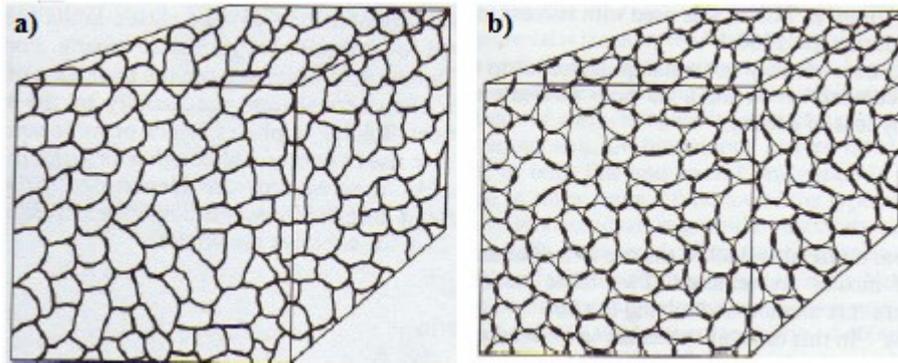
Dessa forma, em solos com menos de 0,3% de sulfato o potencial de formação dos compostos expansivos é baixo. Entretanto, solos com mais de 1,0% de sulfato não deveriam ser estabilizados com cal.

Com relação a granulometria, Rosa (2013) diz que, a princípio, solos com qualquer granulometria podem ser estabilizados com cimento, porém solos com granulometrias mais finas exigem maiores quantidades de cimento em relação aos solos com granulometrias mais grossas.

Segundo Lilley (1975) apud Rosa (2013) os solos finos (coesivos) agrupam-se em pequenos grumos, que são cobertos com cimento e aproximados pela compactação (Figura 3a). A resistência, nesse caso, depende do esqueleto

cimentício que se forma em torno dos grumos. Enquanto que solos grossos (não-coesivos), por ter tamanhos de grão superior aos grãos de cimento são envolvidos pela pasta de cimento (Figura 3b). Nesse caso a resistência depende dos pontos de contato entre os grãos de solo.

Figura 3 - Representação de uma mistura argila-cimento (a) e areia-cimento (b)

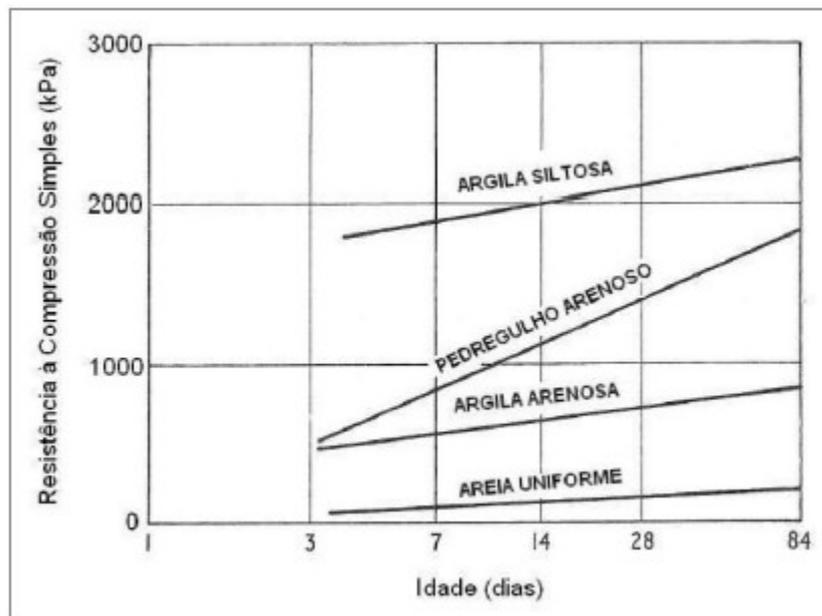


Fonte: Lilley (1975) apud Rosa (2013, p. 21)

Ingles e Metcalf (1972) apud Benetti (2015) desenvolveram um estudo que avalia o desempenho da cal como agente estabilizante para diferentes tipos de solo. Neste trabalho é verificado ganho de resistência de acordo com a idade, com 5% de cal hidratada, como mostrado no Gráfico 2. É possível verificar que o pedregulho arenoso apresenta as maiores taxas de ganho de resistência neste caso, apesar de ser frequentemente reportado na literatura que a cal reage melhor com os solos finos, conforme será discutido adiante.

Nunez (1991) observou que a resistência aumenta linearmente com o teor de aditivo independente do agente estabilizante. Vendruscolo (1996) afirma que essa linearidade aumenta em diferentes proporções dependendo do solo estudado. Esta linearidade também foi verificada nas pesquisas de Consoli et al (2007), Foppa (2005) e Lopes Junior (2011).

Gráfico 2 - Efeito do teor de cal sobre a resistência à compressão simples para alguns solos tratados com 5% de cal



Fonte: Ingles e Metcalf (1972), adaptado por Benetti (2015, p.33)

### 2.2.1. Estabilização no campo

No campo, segundo a Portland Cement Association (PCA, 2016) o solo pode ser misturado no local ou em uma central de mistura, de acordo com o que for mais viável para a empreiteira. Antes da execução, porém, testes laboratoriais de estabilização devem ser feitos com o solo do local para verificar o teor de aditivo e de água a ser utilizado, para a composição exata da compactação que a mistura deverá receber em campo.

Testes de compressão não confinados têm sido utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura para determinar a eficácia da estabilização com cimento. Uma das razões é a experiência acumulada com este tipo de teste para o concreto, sendo simples, rápido, confiável e barato. (CONSOLI et al. 2007).

Com relação à execução em campo, há quatro etapas comumente seguidas (PCA, 2016). São eles:

- Espalhamento do agente estabilizante: segundo o teor ideal identificado em laboratório;

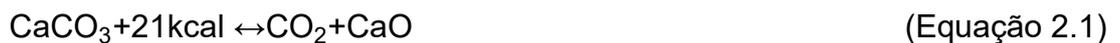
- Mistura: visto que a composição deve possuir uma homogeneidade adequada. Talvez haja, nesta fase, a necessidade de adicionar água para alcançar a umidade ótima de compactação;
- Compactação: segundo o especificado em projeto, para diminuir o índice de vazios da mistura e, conseqüentemente, reduzir as deformações impostas pelas cargas ao longo do tempo;
- Cura: visto que, por se tratar de aditivos, estes reagem com a água e devem contar com um tempo de cura para uma reação adequada. Uma fina camada de material betuminoso é comumente usada para evitar a perda de umidade.

Foppa (2005) salienta que a quantidade de cimento adotado na prática deve ser maior que a determinada em laboratório, uma vez que o processo de construção em campo é menos eficiente que a moldagem de corpos de prova em laboratório. Ingles e Metcalf (1972) apud Foppa (2005) sugerem multiplicar a quantidade de cimento determinada em laboratório por 1,66 para superar as dificuldades de campo.

### 2.2.2. Estabilização com cal

Apesar de ser popularmente conhecida para o preparo de argamassas, a cal vem sendo utilizada para a estabilização de solos em rodovias desde 1924 em pequenos trechos, ganhando maior popularidade a partir da década de 1930 devido ao crescimento do tráfego e à Segunda Guerra Mundial (BELL, 1996).

A cal é um aglomerante resultante da calcinação de rochas calcárias a temperatura em torno de 900°C. Nesse processo é obtido o óxido de cálcio (CaO) e cálcio-magnésio (CaO – MgO), comumente chamados de cal viva ou cal virgem (BEHAK, 2007). A Equação 2.1 resume essa reação.



Ao adicionar água a cal viva, se produz sua hidratação, obtendo assim a cal hidratada (Ca(OH)<sub>2</sub>). Essa hidratação é exotérmica, com grande liberação de calor (BEHAK, 2007), como demonstra a Equação 2.2.



Com relação à cal, Nóbrega (1995, p.17) diz que “praticamente todos os tipos são empregados nos trabalhos de estabilização: a hidratada cálcica –  $\text{Ca(OH)}_2$ , a dolomítica –  $\text{Ca(OH)}_2 \cdot \text{MgO}$  ou  $\text{Ca(OH)}_2 \cdot \text{Mg(OH)}_2$  – e a cal virgem (na forma de óxido)”.

As reações da cal hidratada, segundo Benetti (2015), necessitam de água para que tenham início, sendo o primeiro evento a dissociação da molécula de hidróxido de cálcio segundo as reações apresentadas pela Equação 2.3 e Equação 2.4:



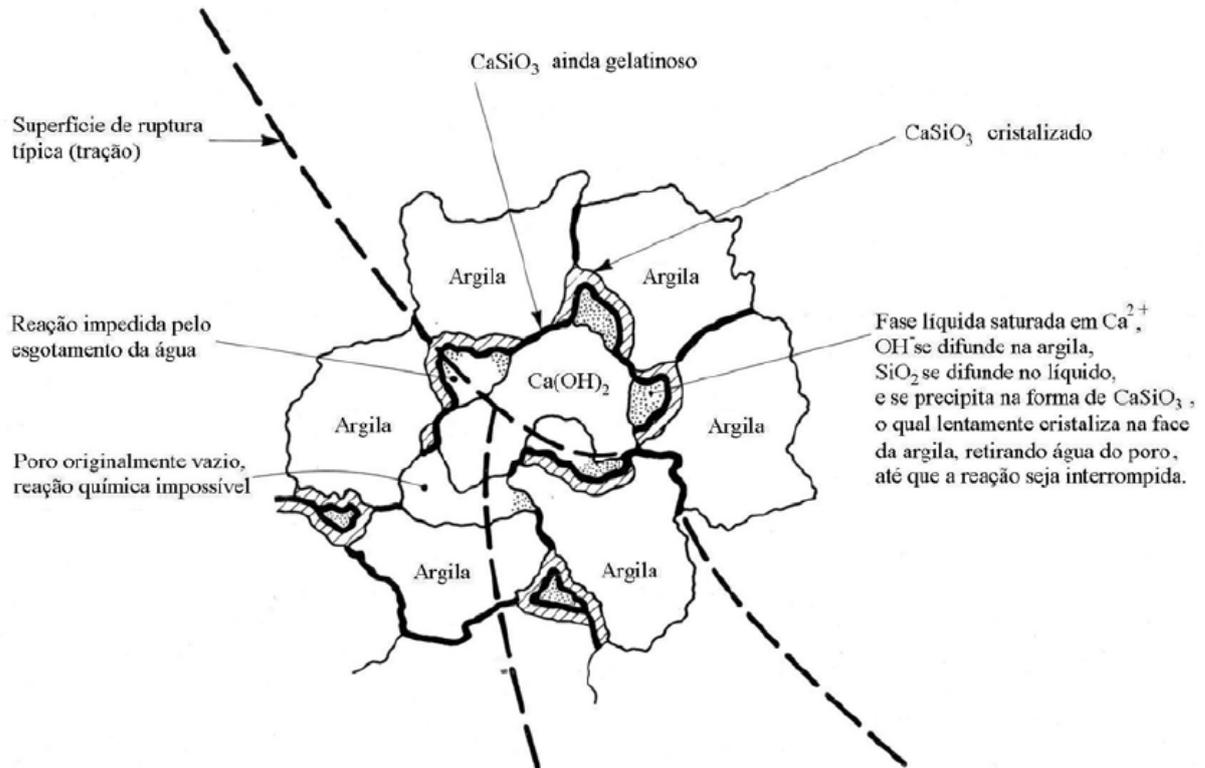
O meio adquire uma grande quantidade de  $\text{Ca}^{++}$  e  $\text{Ca(OH)}^+$  livres, isso desencadeia o processo de troca catiônica que, basicamente, é a permutação dos cátions  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^+$  e  $\text{Mg}^+$  existentes na superfície das partículas, pelo  $\text{Ca}^{++}$  da cal. (BENETTI, 2015).

Ingles e Metcalf (1972) apud Benetti (2015) explicam que os efeitos da estabilização dependem do ataque da cal que junto a um argilomineral formam uma mistura cimentante. Ainda afirmam que:

*As reações pozolânicas, responsáveis pelo efetivo aumento de resistência da mistura, iniciam com o aumento do pH pela hidroxila disponibilizada pela cal, que permite a dissolução da sílica e alumina do solo, criando géis de silicato. [...] os géis de silicato resultantes da reação imediatamente cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios. Os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos hidratados de cálcio bem definidos. Essa reação só ocorre em presença de água, que tem a função de carregar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila INGLES ; METCALF. (1972 apud BENETTI, 2015, p. 12).*

A Figura 4 ilustra o mecanismo descrito previamente.

Figura 4- Mecanismo de estabilização solo-cal



Fonte: Ingles e Metcalf (1972) apud Lovato (2004, p. 13)

Apesar disso, a cal tem pouco efeito em solos altamente orgânicos e em solos com pouca ou nenhuma quantidade de argila (BENETTI, 2015), características estas encontradas no solo utilizado neste trabalho e que podem comprometer os resultados. Em pedregulhos argilosos, por outro lado, a cal pode ter melhor eficiência que o cimento.

Segundo Janz e Johansson (2002) a estabilização de solo orgânico com cal é mais sensível do que a estabilização com cimento. A razão de a cal ser ineficiente para solos orgânicos é devido aos ácidos húmicos que são frequentemente presentes neste tipo de solo e inibem as reações pozolânicas entre o hidróxido de cálcio e os minerais pozolânicos do solo. Os ácidos húmicos também afetam e retardam as reações com cimento.

O critério de reatividade de Thompson (1966) apud Nunez (1991) considera que um solo é reativo se a adição de cal resultar em um incremento na resistência à compressão simples de pelo menos 345 kPa aos 28 dias de cura e 22,8 °C.

### 2.2.3. Estabilização com cimento

Ingles e Metcalf (1972) apud Foppa (2005) comentam que a técnica de estabilização com cimento é a mais utilizada dentre as diversas técnicas existentes, sendo largamente empregada na construção de estradas e, geralmente, utilizada como base ou sub-base de pavimentos. Medina e Motta (2004) dizem que além da utilização em pavimentos, o solo-cimento é utilizado também em revestimentos de canais, valas e taludes.

Sua vantagem é combinar resistência e durabilidade com baixo custo inicial para ser aplicado em campo. Sua execução é rápida e fácil, o que torna o solo-cimento apreciado pelos proprietários e usuários (PCA, 2016).

As propriedades do solo estabilizado pelo cimento dependem da composição da mistura (tipo de solo, teor de cimento e água), da condição de hidratação e da idade da mistura (MEDINA; MOTTA, 2004).

Vendruscolo (1996) aponta similaridades entre o solo-cimento e o concreto. Segundo ele, o mecanismo de combinar solo com cimento é muito similar ao concreto. O que diferencia é o agregado, que no concreto possui uma granulometria grossa e, dessa forma, o cimento envolve o agregado granular, ligando suas partículas e dando considerável resistência ao concreto. Já no solo-cimento, é o solo fino que envolve as partículas de cimento, resultando em ligações menos resistentes.

Apesar disso, Consoli et al (2007) comentam que nas misturas de solo-cimento não existem metodologias de dosagem baseadas em critérios racionais como no caso do concreto, em que a relação água/cimento desempenha um papel fundamental na avaliação da resistência alvo.

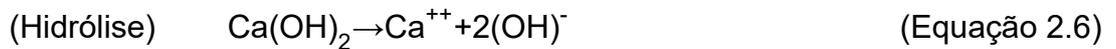
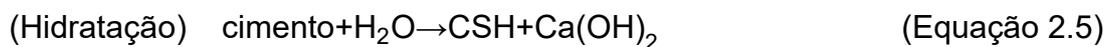
Handy (1958) apud Vendruscolo (1996) enfatiza que as ligações químicas entre o cimento e as superfícies minerais são mais importantes nas misturas como solo-cimento do que no concreto, devido justamente à graduação do agregado.

Vendruscolo (1996) também afirma que as reações que ocorrem no sistema solo-cimento devido à ação cimentante podem ser divididas em reações primárias e reações secundárias. As reações primárias são características em solos muito granulares e sem argila, enquanto que as reações secundárias são características em solos predominantemente argilosos.

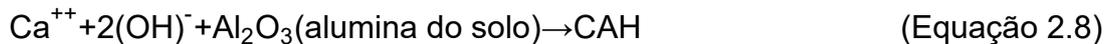
Herzog e Mitchell (1963) apud Sales (1998) sugerem que a cimentação de partículas de solo pelos produtos da hidratação do cimento e de reações secundárias provoca o processo de endurecimento do solo-cimento. A rigidez e a resistência do solo-cimento são atribuídas à formação de um esqueleto composto desses materiais através da massa de solo.

Conforme descrito por Moh (1965) apud Sales (1998), as reações solo-cimento podem ser representadas como:

#### Reações Primárias



#### Reações Secundárias



Onde C=CaO, S=SiO<sub>2</sub>, A=Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e H=H<sub>2</sub>O.

Na primeira fase das reações primárias é produzida a cal enquanto que “na segunda fase, das reações secundárias, as substâncias cimentantes são formadas sobre a superfície das partículas de argila ou em sua vizinhança, causando a floculação dos grãos de argila cimentados nos pontos de contato” (VENDRUSCOLO, 1996, p. 11).

Quando se trata de um solo orgânico, Hebib e Farrel (1999) comentam que a presença de matéria orgânica interfere no endurecimento da mistura de solo-cimento, retendo íons de cálcio liberados durante a hidratação. Quando o cálcio é adicionado ao solo orgânico, parte do Ca<sup>++</sup> será usado para satisfazer a matéria orgânica, reduzindo assim o número de íons de cálcio disponíveis para a reação pozolânica.

### 2.3. ESTUDOS PREGRESSOS

Com vista em analisar os resultados deste ensaio e compará-lo com as pesquisas de outros autores, este capítulo se dedica a estudar os métodos e

resultados obtidos pela comunidade acadêmica que realizou estudos sobre a estabilização de solos por meio de ensaio de resistência à compressão simples.

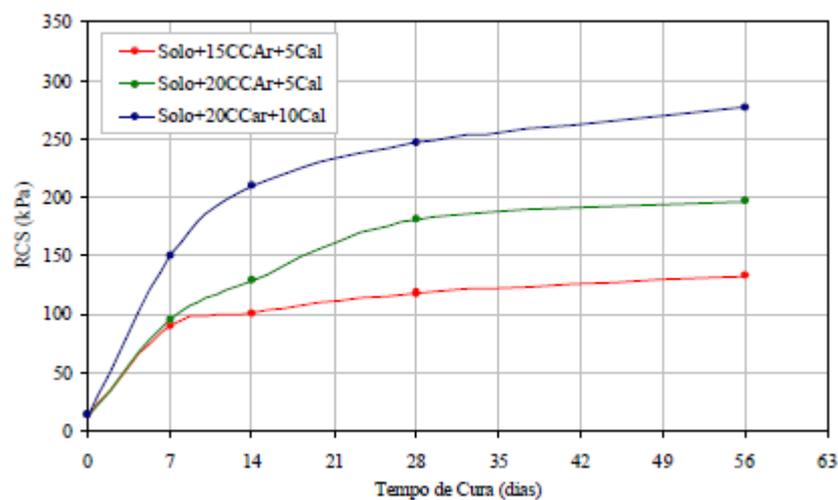
### 2.3.1. Solo-cal

Behak (2007) e Lovato (2004) realizaram pesquisas para avaliar a viabilidade da cal para a estabilização de solos.

Behak (2007) teve como principal objetivo em sua pesquisa adicionar cinza de casca de arroz residual (CCAr) e cal em um solo sedimentar arenoso. Ele utilizou para o ensaio de resistência à compressão simples (RCS) teores de 15% de CCAr com 5% de cal, 20% de CCAr com 5% de cal e 20% de CCAr com 10% de cal para tempos de cura de 7, 14, 28 e 56 dias. A resistência máxima obtida foi de 276,4 kPa aos 56 dias para o teor de 20% de CCA com 10% de cal, valor 20 vezes maior que a RCS do solo natural. O Gráfico 3 mostra graficamente esses resultados.

O autor concluiu nesta pesquisa que, para essa mistura, o ensaio de RCS apresentou ruptura frágil e um comportamento tensão-deformação mais rígido do que o solo natural. O acréscimo do teor de cal aumentou consideravelmente a RCS e acelerou as reações pozolânicas com a sílica amorfa da cinza. Não foram identificados teores ótimos.

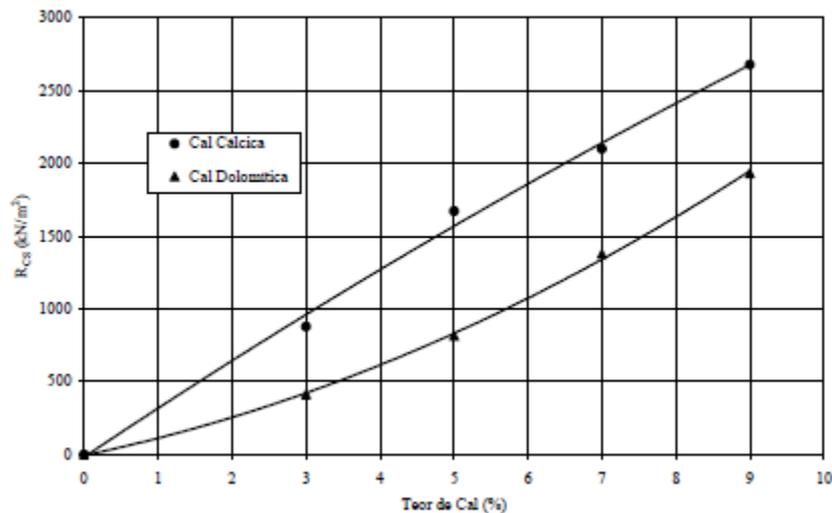
Gráfico 3 - Evolução da RCS com o tempo de cura das misturas solo-CCAr-cal



Fonte: Behak (2007, p. 92)

Lovato (2004) utilizou teores de 3, 4 e 5% de cal cálcica e cal dolomítica para tempos de cura de 14, 28, 56, 112, 140 e 168 dias em um solo laterítico classificado como A-6, segundo classificação da AASHTO. Foi observado que a cal cálcica obteve RCS maiores que a cal dolomítica em todas as situações (Gráfico 4), isso foi justificado pelo fato de solos ricos em caulinita apresentarem maiores valores de resistência com a cal cálcica.

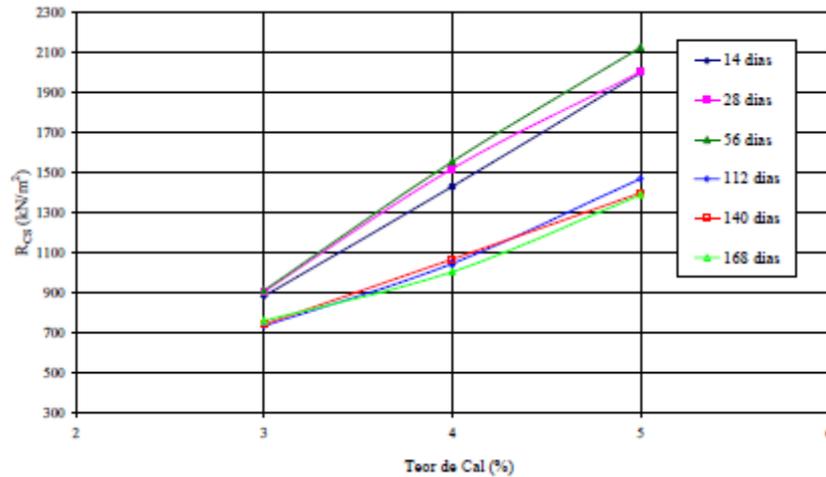
Gráfico 4 - Variação da RCS com o teor de cal (28 dias de cura)



Fonte: Lovato (2004, p. 81)

A resistência máxima atingida foi de aproximadamente 2120 kPa aos 56 dias com 5% de cal cálcica (Gráfico 5). Os corpos de prova apresentaram rupturas frágeis por se tratar de material cimentado, e a superfície de ruptura passa pela base dos corpos de prova na maioria dos casos.

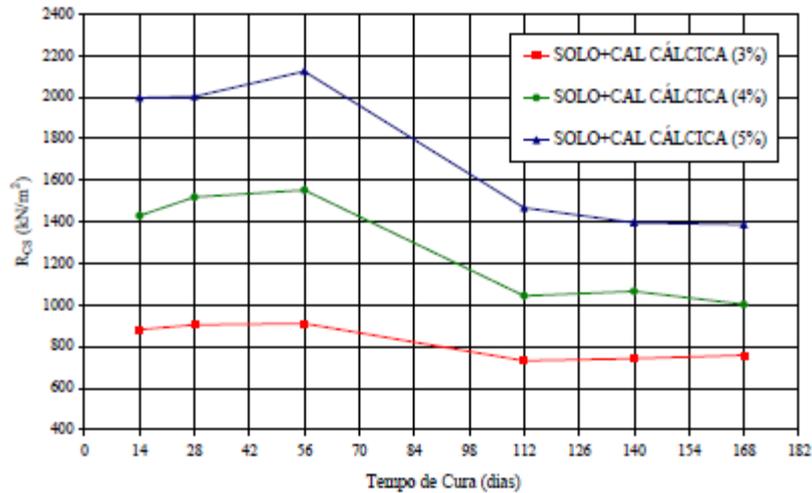
Gráfico 5 - Variação da RCS com o teor de cal (solo + cal cálcica)



Fonte: Lovato (2004, p. 82)

Algo que deve ser levado em conta é a perda de resistência após os 28 dias nos três teores abordados (Gráfico 6). O autor levanta duas hipóteses, a primeira devido a uma variabilidade nos resultados devido a uma possível modificação nas características das misturas realizadas em seus ensaios (a moldagem dos três corpos de prova de maior idade foi realizada um mês após a moldagem dos três de menor idade). E a segunda devido a presença de sulfatos no solo (formando etringita e taumasita), aliados à carbonatação, que pode ter inibido a formação dos silicatos e aluminatos hidratados. A presença de  $\text{CaCO}_3$  pode ter contribuído para a formação de compostos expansivos, prejudicando o ganho de resistência. A Seção 2.2 já discutiu a questão da presença de sulfatos e os compostos expansivos.

Gráfico 6 - Evolução da RCS com o tempo de cura (solo + cal cálcica)



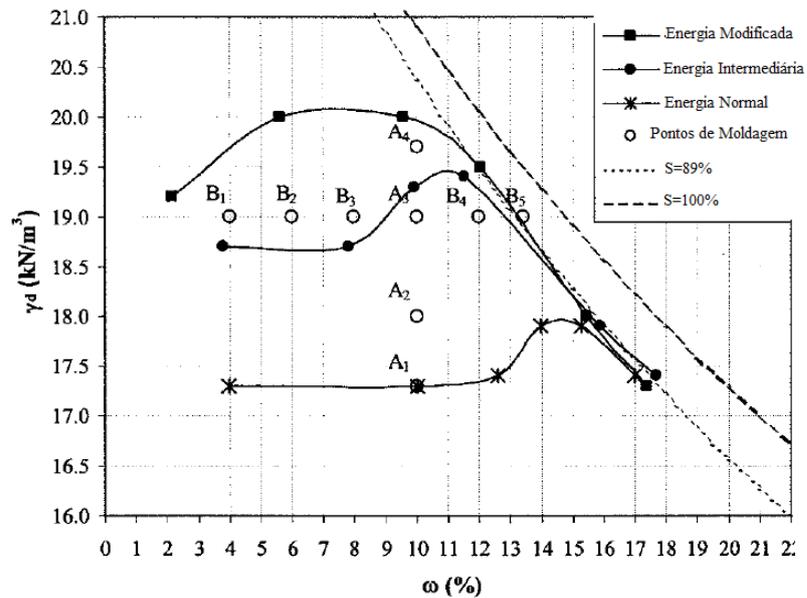
Fonte: Lovato (2004, p. 78)

### 2.3.2. Solo-cimento

A NBR 12253/92 define que na escolha do teor deve se empregar aquele que atingir a resistência à compressão simples de 2,1 MPa aos sete dias de cura para uma camada de pavimento.

Consoli et al. (2007) realizaram um estudo em que se quantifica a influência da quantidade de cimento, da porosidade e do teor de umidade na resistência de uma areia argilosa artificialmente cimentada. A partir das curvas de compactação (Gráfico 7), variou-se a densidade seca em quatro pontos (A1, A2, A3, A4) para um mesmo teor de umidade, bem como variou-se a umidade em cinco pontos (B1, B2, B3, B4, B5) para uma mesma densidade seca, ambos para verificar o comportamento das duas variáveis no ensaio de compressão simples.

Gráfico 7 - Curvas de Compactação e pontos de moldagem



Fonte: Consoli et al. (2007, p. 198) adaptado pelo autor

Os autores verificaram que a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o aumento do teor de cimento (Gráfico 8) e exponencialmente com a redução da porosidade da mistura (Gráfico 9). Também fica definido neste estudo que para misturas no estado não saturado a relação água/cimento não é um bom parâmetro para a avaliação de resistência à compressão simples, sendo mais adequado avaliar a relação vazios/cimento, que, expressando em porcentagem do volume total (Equação 2.5), é a relação entre a porosidade ( $\eta$ ) da mistura compactada e o teor volumétrico de cimento ( $C_{IV}$ ) como mostra o Gráfico 10.

$$\frac{V_V}{V_C} = \frac{\frac{V_V}{V_{total}}}{\frac{V_C}{V_{total}}} = \frac{\eta}{C_{IV}} \quad (\text{Equação 2.5})$$

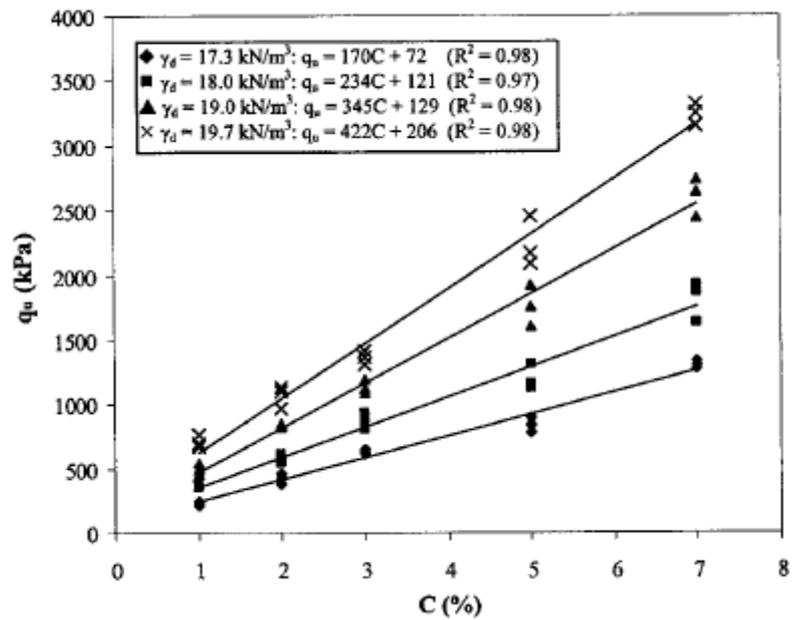
Onde:

$V_V$  = Volume de vazios ( $\text{cm}^3$ )

$V_C$  = Volume de cal ou cimento ( $\text{cm}^3$ )

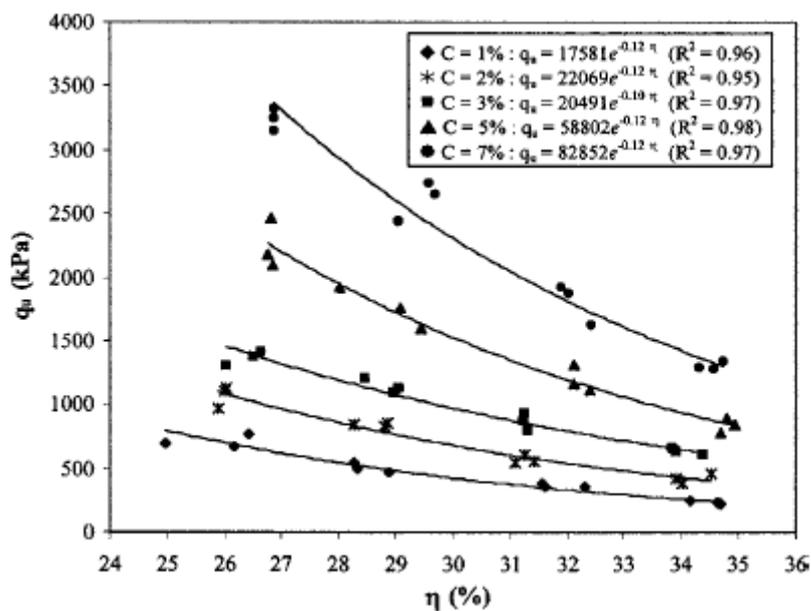
$V_{total}$  = Volume total ( $\text{cm}^3$ )

Gráfico 8 - Variação da resistência à compressão não confinada com o teor de cimento



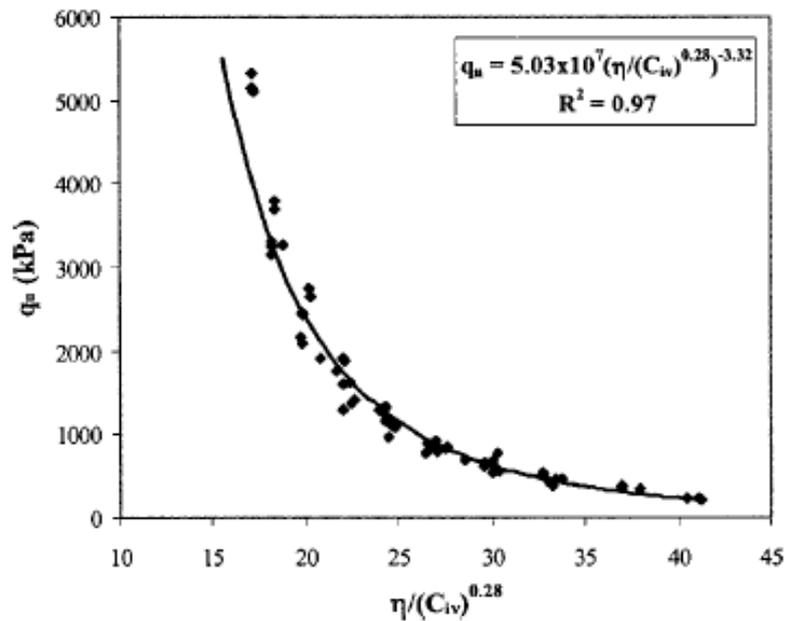
Fonte: Consoli et al. (2007, p. 200)

Gráfico 9 - Variação da resistência à compressão não confinada com a porosidade



Fonte: Consoli et al. (2007, p. 200)

Gráfico 10 - Variação da resistência à compressão não confinada com a porosidade e teor de cimento volumétrico



Fonte: Consoli et al. (2007, p. 202)

O Gráfico 10 mostra que a porosidade é diretamente proporcional à resistência enquanto que o teor volumétrico de cimento, por sua vez, é inversamente proporcional. Também é mostrado que o termo  $C_{iv}$  apresenta o expoente 0,28. Consoli et al (2007) justifica a utilização desse expoente para a obtenção de um ajuste ótimo na relação entre resistência à compressão não confinada e vazios/cimento ( $V_v/V_{ci}$ ), ou porosidade/teor volumétrico de cimento ( $\eta/C_{iv}$ ) para o solo estudado. Consoli et al (2011) utilizou um expoente 0,35 para um solo siltoso, onde obteve um ajuste mais adequado.

Foppa (2005) comenta que essa relação vazios/cimento também pode ser útil na execução da camada cimentada. Uma vez constatada uma compactação deficiente, visto que poderão ocorrer diferenças entre as densidades projetadas e obtidas no local, o projetista poderá recalcular a relação vazios/cimento e estimar com confiabilidade a perda de resistência. Dessa forma o projetista poderá tomar medidas corretivas, como reforçar a camada ou reduzir o carregamento transmitido.

Cruz (2008) apresentou em sua pesquisa um solo arenoso para a mistura com o cimento CP V-ARI, cujos teores variaram de 1 a 12%, o tempo de cura é de

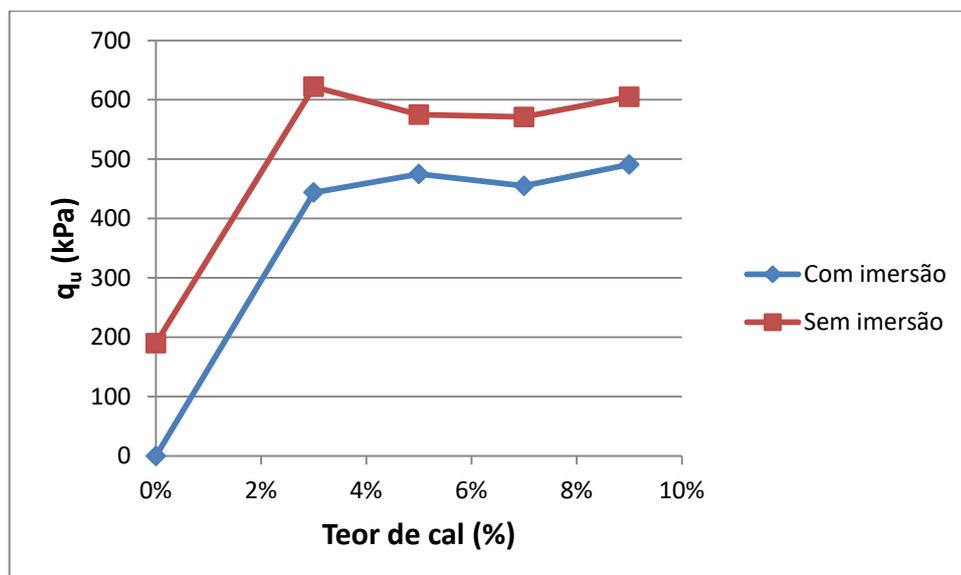
sete dias e a porosidade obtida variou entre 38 e 44%. A RCS máxima obtida foi de 2591 kPa com 12% de cimento.

O autor concluiu que a resistência obtida é diretamente proporcional ao teor de cimento das amostras e inversamente proporcional à porosidade das mesmas, pois as maiores resistências foram obtidas nos maiores teores com as menores porosidades.

Autores como Cruz (2008), Lovato (2004), Nunez (1991), Consoli et al. (2007) realizam a imersão dos corpos de prova por um período de 24 horas. O objetivo foi retirar a sucção presente, uma vez que os corpos de prova se encontram no estado não-saturado. Segundo Rodrigues (1997), essa condição de não-saturação pode ser encontrada em solos naturais e compactados, de origem sedimentar (aluviais, colúvios e eólicos) e de origem residual (laterítico e saprolítico).

Nunez (1991) teve problemas ao realizar o processo de imersão do seu solo antes de romper por compressão simples porque os corpos de prova com menos idade e menor teor de agente estabilizante se desfizeram imediatamente. Para contornar isso ele apresentou resultados com e sem a imersão dos corpos de prova, com teores de cal variados aos 28 dias de cura como se pode ver no Gráfico 11.

Gráfico 11 - Resultados da RCS com e sem imersão aos 28 dias de cura

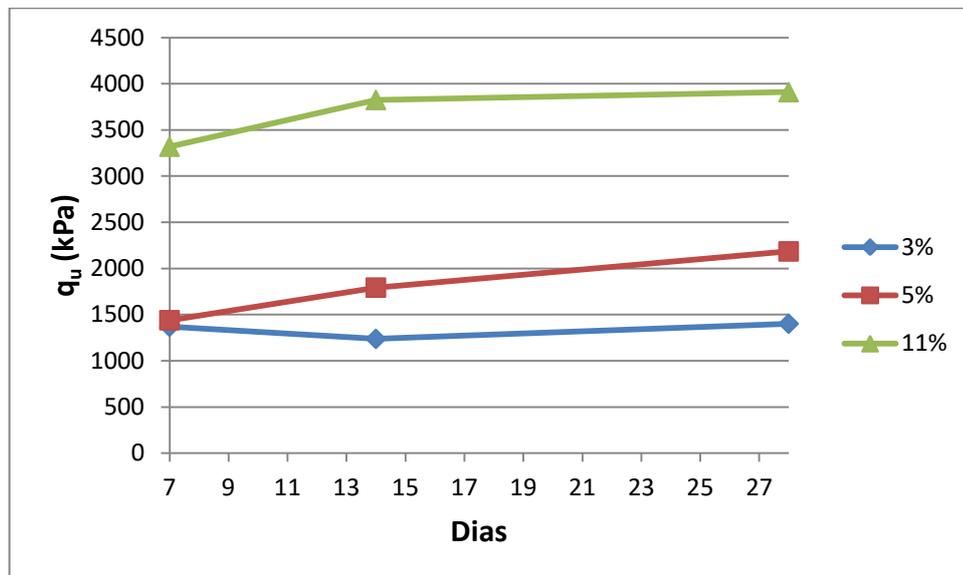


Fonte: Nunez (1991, p. 78), adaptado pelo autor

Podem-se perceber pelo Gráfico 11 que as resistências foram inferiores ao se realizar a imersão nos corpos de prova.

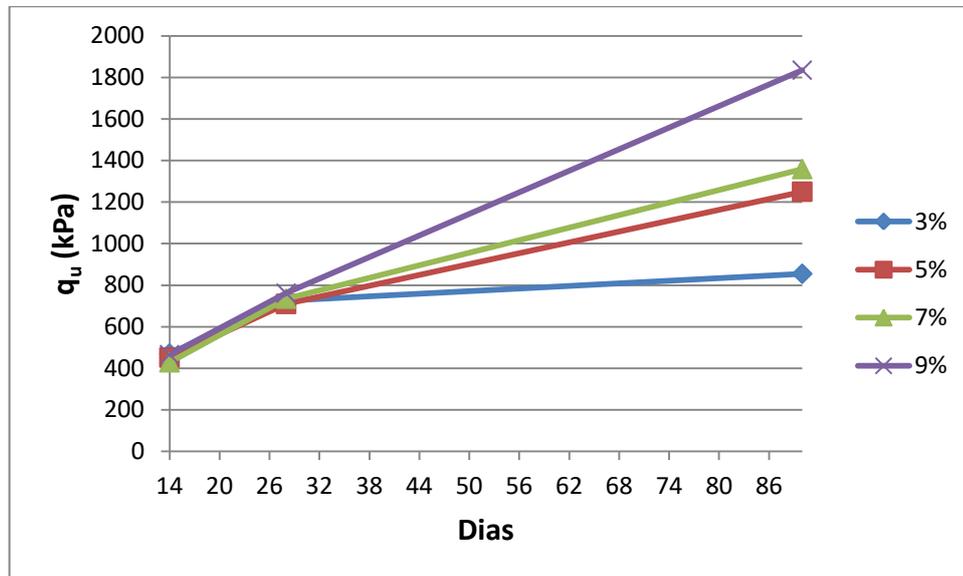
O autor obteve RCS igual a 3909 kPa (Gráfico 12) com 11% de cimento e 762 kPa com 9% de cal, ambos aos 28 dias de cura. No caso da cal ele também realizou ensaios com 90 dias de cura, obtendo 1835 kPa (Gráfico 13) com os mesmos 9% de cal, ganhando assim, aproximadamente 240% de resistência à compressão entre os 28 e os 90 dias. Lopes Junior (2007) alcançou 50% de ganho entre os 28 e 90 dias de cura, também utilizando um solo residual de arenito Botucatu, porém contendo 25% de rocha basáltica pulverizada.

Gráfico 12 - Evolução da RCS de misturas de solo e cimento com o tempo de cura para ensaios de Proctor Intermediário



Fonte: Nunez (1991, p. 125), adaptado pelo autor

Gráfico 13 - Evolução da RCS de misturas de solo e cal com o tempo de cura para ensaios de Proctor Intermediário



Fonte: Nunez (1991, p. 125), adaptado pelo autor

Com base nas pesquisas apresentadas neste capítulo, serão aplicados os mesmos métodos para esta pesquisa com o intuito de comparar os resultados e avaliar se a estabilização é um meio eficiente para melhorar as propriedades geotécnicas do solo estudado.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve as características dos materiais utilizados para a dosagem dos corpos de prova e o ensaio utilizado para a determinação da resistência das misturas realizadas.

#### 3.1. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados foram um solo sedimentar areno-siltoso extraído do local de análise posteriormente descrito, a cal e o cimento para elevar a resistência e a água destilada para que a reação aconteça.

##### 3.1.1. Solo

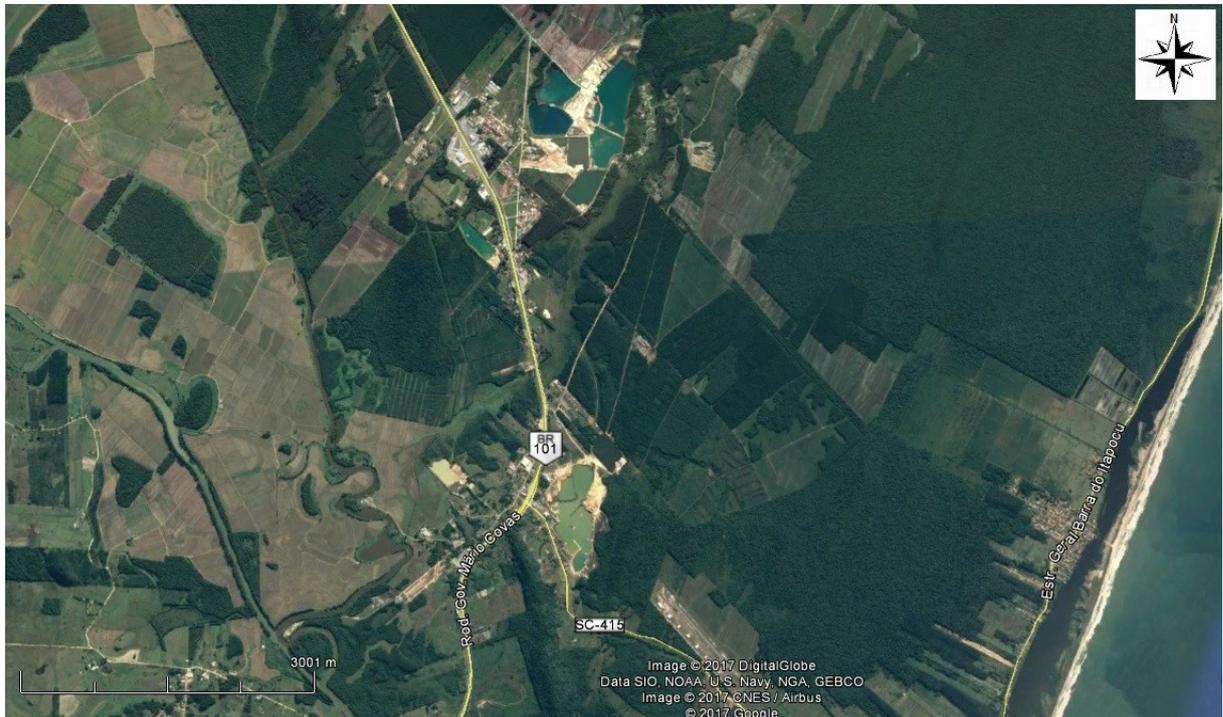
O solo estudado foi retirado a 80 centímetros da superfície de um terreno localizado na região de Araquari, SC (Figura 5), tendo em vista que é essa a camada que se planeja estabilizar. A Figura 6 mostra a imagem de satélite do ponto de coleta do solo.

Figura 5 - Local onde foi coletado o solo (Araquari, SC)



Fonte: Neckel (2017, p. 116)

Figura 6 - Região onde foi realizado o estudo (Araquari, SC)



Fonte: Google Earth (2017) adaptado pelo autor

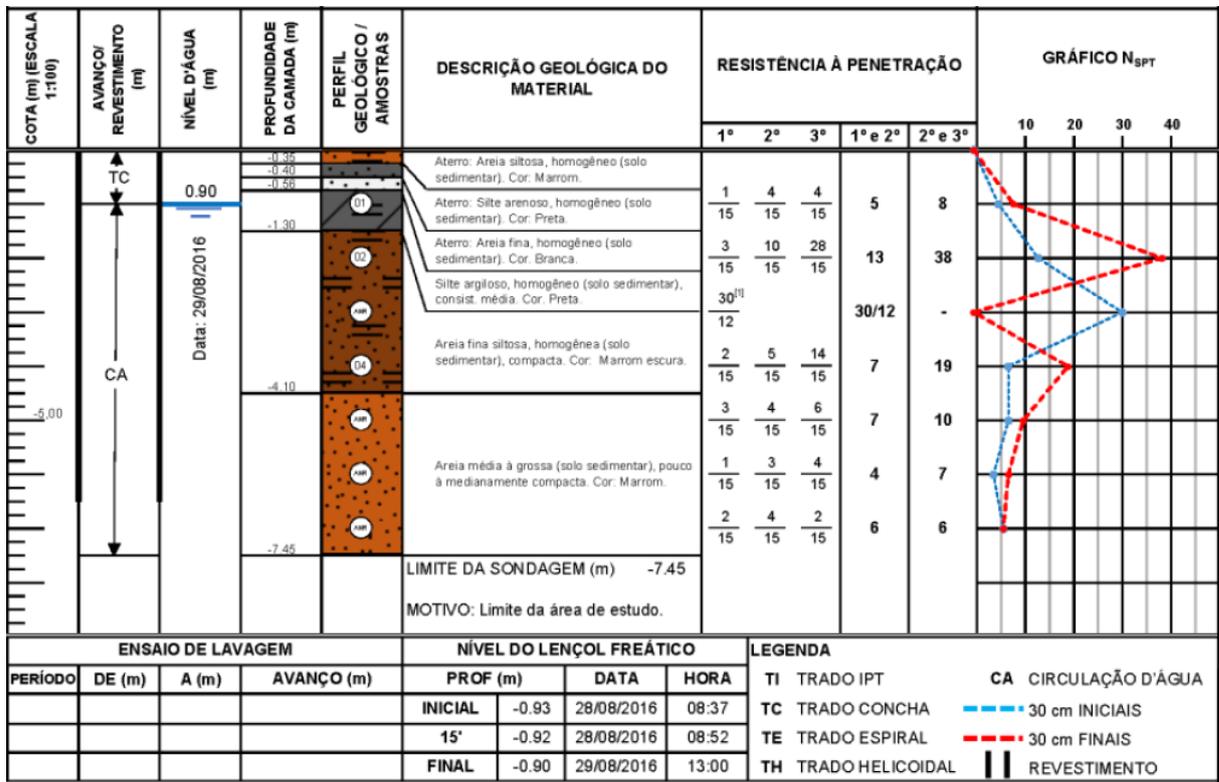
Neckel (2017) utilizou o mesmo terreno em sua pesquisa, onde foram obtidos dados do perfil do terreno. O mesmo autor realizou também a caracterização física básica do solo existente no local. Para o perfil foram feitos dois tipos de sondagem, sondagem a trado (Figura 7) pela empresa Azimute Consultoria e Projetos de Engenharia e sondagem a percussão (Figura 8) pela empresa Terraforte Sondagens e Engenharia Geotécnica. A caracterização do solo foi realizada pela empresa Geoforma Engenharia LTDA.

Figura 7 - Resumo da sondagem a trado realizada no terreno em estudo

Camadas e classificação dos materiais:	Espessuras:	
Areia Amarela	0,00 a 0,30	0,30 m
Areia Branca	0,30 a 0,50	0,20 m
Areia Preta	0,50 a 0,80	0,30 m
Limite do poço de inspeção (0,80m)	Total	0,80 m

Fonte: Azimute (2016) apud Neckel (2017, p. 117)

Figura 8 - Resumo da sondagem a percussão realizada no terreno em estudo



Fonte: Terraforte (2016) apud Neckel (2017, p.379) adaptado pelo autor

É possível perceber pela Figura 7 e Figura 8 que o solo em estudo se encontra aproximadamente entre as profundidades 0,50 m e 1,30 m, totalizando uma camada de 0,80 m de espessura, denominado como um solo silte argiloso de cor preta.

Neckel (2017) efetuou a caracterização deste material empregando ensaio para determinação da composição granulométrica, limites de Atterberg, densidade real dos grãos e umidade higroscópica média.

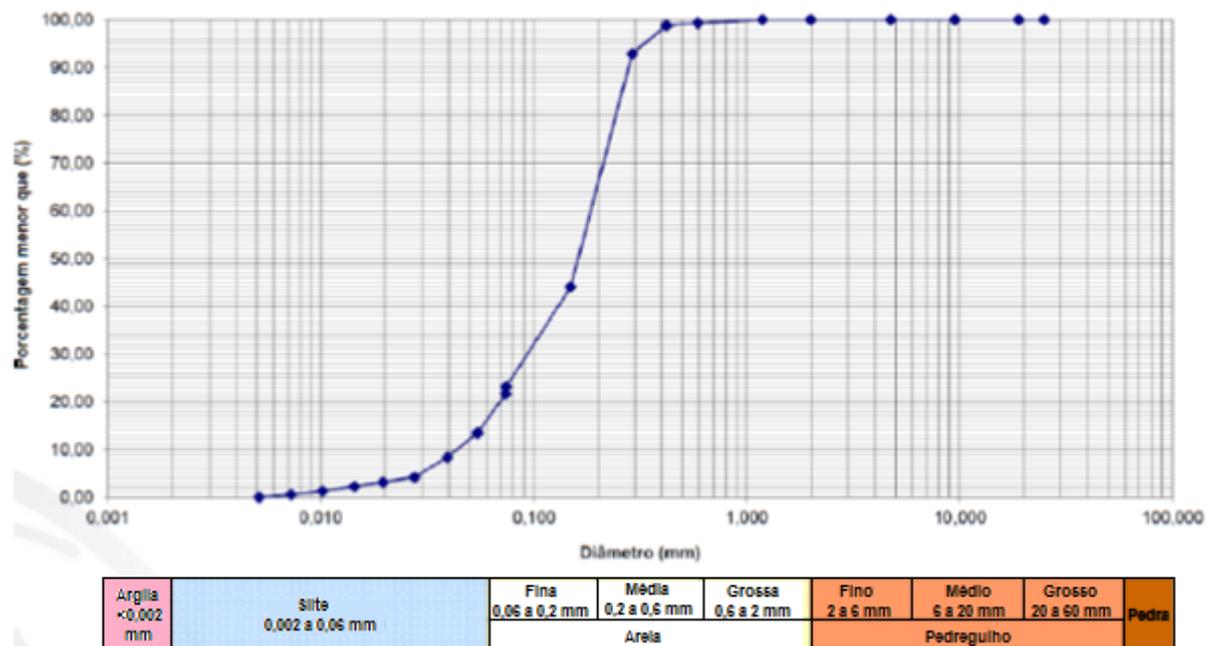
Com relação à granulometria, por meio de peneiramento grosso, fino e ensaio de sedimentação, foi obtida a composição conforme a Tabela 1 e Gráfico 14, sendo assim classificado como um solo areno-siltoso.

Tabela 1 - Composição granulométrica do solo estudado

Granulometria	Diâmetro das partículas (mm)	Porcentagem retida
Pedregulho grosso	20 a 60	0,00%
Pedregulho médio	6 a 20	0,00%
Pedregulho fino	2 a 6	0,02%
Areia Grossa	0,6 a 2	0,68%
Areia Média	0,2 a 0,6	34,30%
Areia Fina	0,06 a 0,2	49,00%
Silte	0,002 a 0,06	16,00%
Argila	< 0,002	0,00%

Fonte: Neckel (2017)

Gráfico 14 - Curva Granulométrica do solo estudado



Fonte: Neckel (2017)

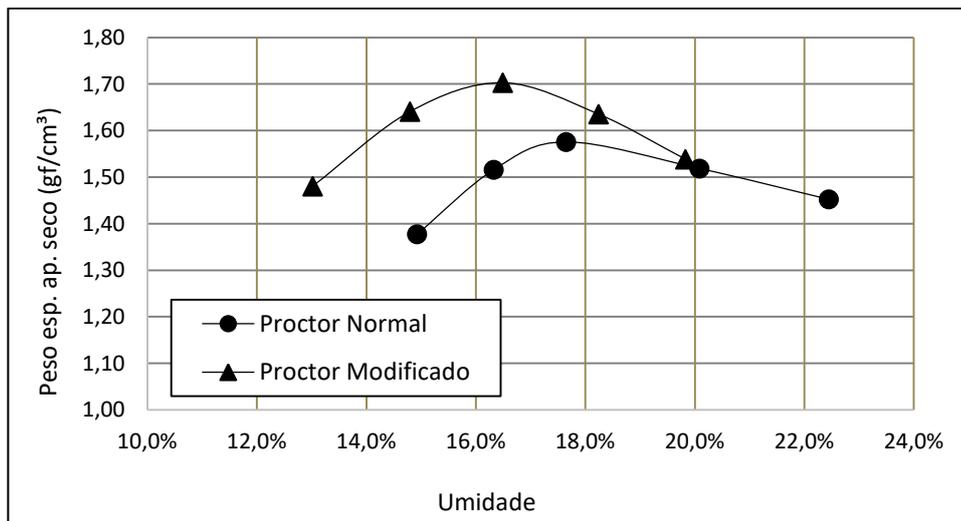
Por não apresentar limite de plasticidade, esse solo não possui índice de plasticidade definido. A densidade dos grãos foi definida como 2,582 g/cm<sup>3</sup> e a

umidade higroscópica média como 7,08% em relação à massa de solo seco (NECKEL, 2017).

O solo em si apresentou coloração escura, principalmente quando úmido, um indício de que há matéria orgânica em sua composição. Também foi encontrado pedaços de raízes no solo. Os fragmentos de vegetação maiores foram retirados e descartados.

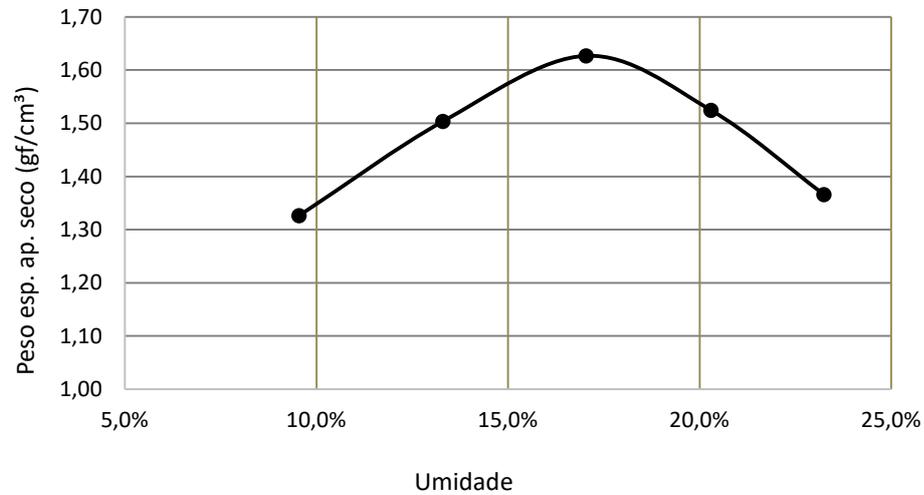
Ensaio de compactação foi realizado para verificar a umidade ótima e o peso específico aparentemente seco máximo. Para isso, foi realizado o ensaio de Proctor normal e modificado para o solo natural (Gráfico 15) e sob energia modificada para o solo com 8% de cal (Gráfico 16) e 8% de cimento (Gráfico 17).

Gráfico 15 - Ensaio de Proctor Normal e Modificado para o solo natural



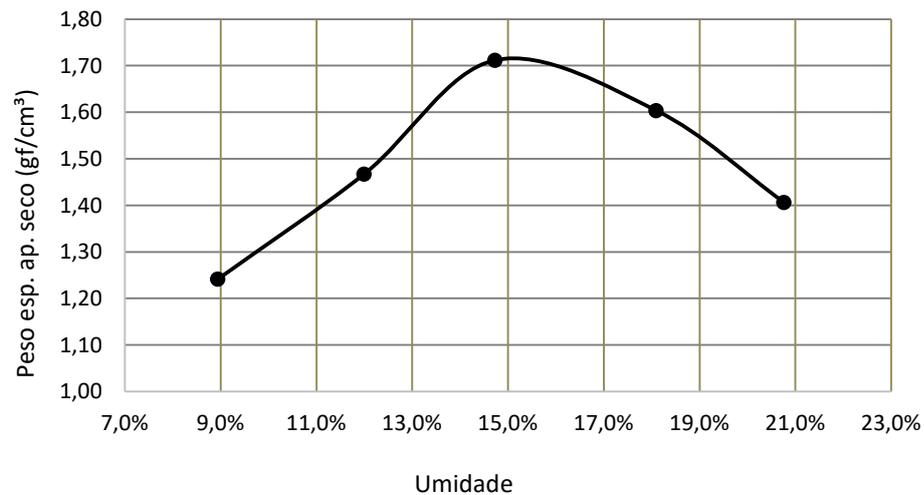
Fonte: O autor

Gráfico 16 – Ensaio de Proctor Modificado para o solo com 8% de cal



Fonte: O autor

Gráfico 17 – Ensaio de Proctor Modificado para o solo com 8% de cimento



Fonte: O autor

Pode-se perceber pelos ensaios de Proctor que para o solo natural a umidade ótima foi de 17,6% e 16,5% para um peso específico aparente seco de 1,58 gf/cm<sup>3</sup> e 1,70gf/cm<sup>3</sup> para o ensaio de Proctor Normal e Modificado respectivamente. Para o solo com 8% de cal a umidade ótima foi de 17,0% para um peso específico aparente seco de 1,63 gf/cm<sup>3</sup> e para o solo com 8% de cimento a umidade ótima foi de 14,8% com um peso específico aparente seco de 1,71 gf/cm<sup>3</sup>. Para os ensaios de resistência à compressão simples, foi utilizado a umidade ótima do Ensaio de

Proctor para o solo natural, pois buscou-se nessa pesquisa que tanto o solo com cal, quanto com cimento, recebesse a mesma proporção de água.

### 3.1.2. Cimento Portland

Foppa (2005), diz não haver restrições quanto ao tipo de cimento utilizado nas misturas solo-cimento. Para este trabalho, foi utilizado o cimento Portland composto com pozolana (CP II-Z-32). Este tipo de cimento composto, segundo a NBR 11578/91, difere dos demais por possuir em sua composição material pozolânico (entre 6 e 14% em massa) junto ao clínquer e o sulfato de cálcio (entre 76 e 94%). Ele pode também, assim como todo o cimento Portland composto, possuir até 10% de material carbonático.

Segundo Coimbra, Santos e Morelli (2002, p. 45), “[...] a pozolana é um material natural ou artificial que contém sílica em uma forma reativa”. Os autores também comentam que as pozolanas são frequentemente mais baratas do que o cimento Portland que elas substituem. A norma C 125-03 da ASTM (2007) define a pozolana como um material silicoso ou silicoaluminoso que possui pouca ou nenhuma atividade aglomerante, mas que, quando finamente divididos e na presença de água, reagem com o hidróxido de cálcio para formar compostos com propriedades aglomerantes. Segundo a Itambé (2017), esse tipo de cimento é ideal para ser utilizado para as misturas de solo-cimento.

A densidade real do CP II-Z-32 foi definida em  $3,15\text{g/cm}^3$ , sendo assim mais denso que o solo local.

### 3.1.3. Cal Hidratada

A cal utilizada para as amostras foi a cal hidratada do tipo I (CH-I). Esse tipo de cal é conhecida por ser constituída essencialmente de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) em sua composição, com teores de gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ) inferiores a 5% (TANCAL, 201-). Esse fato a torna a mais pura entre as encontradas no mercado (CH-II e CH-III), sendo por conta disso a mais cara entre elas.

A densidade real do CH-I foi definida em  $2,586\text{ g/cm}^3$ , tendo praticamente a mesma densidade do solo utilizado.

### 3.1.4. Água destilada

A água utilizada para a moldagem dos corpos de prova é a água destilada, tendo o intuito de eliminar das reações as impurezas e o cloro presente na rede pública de abastecimento.

## 3.2. MÉTODOS UTILIZADOS

O processo utilizado para a realização deste trabalho compreendeu em definir a dosagem de cada material a ser empregado em cada um dos corpos de prova, realizar a mistura dos materiais e moldá-los em formato cilíndrico e então, após a passagem do tempo de cura especificado, realizar o ensaio de resistência à compressão simples.

Cada um desses métodos será detalhado nas seções 3.2.1, 3.2.2 e 3.2.3.

### 3.2.1. Dosagem

Para a dosagem, buscou-se manter a porosidade constante em todos os teores de cal e cimento num valor igual a 0,5, o que significa que 50% do volume total é ocupado por sólidos (solo e cal ou cimento) e 50% por vazios (água e ar).

Cada corpo de prova, por ter 4,8 cm de diâmetro e 10 cm de altura, tem assim um volume total de 180,96 cm<sup>3</sup>, onde 90,48 cm<sup>3</sup> é o volume dos sólidos ( $V_s$ ) e 90,48 cm<sup>3</sup> o volume de vazios. ( $V_v$ )

Conhecidos os volumes e densidades (Capítulo 3.1), é possível determinar a massa de cada componente. A massa de solo seco ( $W_s$ ) foi definida pela Equação 3.1:

$$W_s = \frac{V_s \cdot \gamma_s}{(1+C)} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Onde:  $W_s$  = massa de solo seco (g)

$V_s$  = Volume dos sólidos (cm<sup>3</sup>)

$\gamma_s$  = Densidade real do solo (g/cm<sup>3</sup>)

C = Teor de cal ou cimento (%)

A massa de agente estabilizante ( $W_c$ ) foi definida pela Equação 3.2:

$$W_c = W_s \cdot \left[ \left( \frac{\gamma_c}{\gamma_s} \right) \cdot C \right] \quad (\text{Equação 3.2})$$

Onde:  $W_c$  = massa do agente estabilizante (g)  
 $\gamma_c$  = Densidade real do agente estabilizante (g/cm<sup>3</sup>)

Enquanto que a massa utilizada para a água ( $W_a$ ) foi encontrado pela Equação 3.3:

$$W_a = (W_s + W_c) \cdot w \quad (\text{Equação 3.3})$$

Onde:  $W_a$  = massa de água (g)  
 $w$  = Teor de umidade (%)

As quantidades de solo, cal ou cimento e água de cada mistura são mostrados na Tabela 2 (para a cal) e Tabela 3 (para o cimento).

Tabela 2 - Dosagem de cada componente para as misturas com cal

CAL				
C (%)	Ws (g)	Wc (g)	Wa (g)	Wtotal (g)
3%	226,81	6,81	41,12	274,74
5%	222,49	11,14	41,12	274,75
7%	218,33	15,31	41,12	274,76
9%	214,32	19,32	41,12	274,76
11%	210,46	23,19	41,12	274,77
13%	206,74	26,92	41,12	274,78

Fonte: O autor

Tabela 3 - Dosagem de cada componente para as misturas com cimento

CIMENTO				
C (%)	Ws (g)	Wc (g)	Wa (g)	Wtotal (g)
3%	226,81	8,3	41,38	276,49
5%	222,49	13,57	41,55	277,61
7%	218,33	18,65	41,71	278,69
9%	214,32	23,53	41,86	279,71
11%	210,46	28,24	42,01	280,71
13%	206,74	32,79	42,16	281,69

Fonte: O autor

### 3.2.2. Moldagem

Para a moldagem dos corpos de prova foram utilizados moldes de PVC cilíndricos bipartidos com 10 cm de altura e 4,8 cm de diâmetro interno, em que através de quatro braçadeiras metálicas se mantiveram unidas durante o processo. Fita adesiva também foi utilizada para fixar o fundo conforme mostra a Figura 9.

Figura 9 - Molde de PVC cilíndrico bipartido



Fonte: O autor

O solo foi seco a 60°C por um período mínimo de 24 horas, sendo utilizado o material passante na peneira 2,2mm para facilitar o processo de mistura do solo, agente estabilizante e água.

Após a definição da quantidade em peso de cada componente, estes eram pesados em uma balança com precisão 0,01g e misturados (solo e agente estabilizante foram acrescentados primeiro, depois a água) até atingir a homogeneização (Figura 10). A quantidade de cimento para cada mistura foi calculada de acordo com a massa de solo seco e a umidade ótima de compactação desse solo, assim como Consoli et al (2007) realizaram em sua pesquisa.

Figura 10 - Solo, cal e água destilada antes (a) e depois (b) da mistura



Fonte: O autor

Após a mistura, o material foi separado em três partes iguais e armazenado em três recipientes cobertos para evitar a perda de umidade antes da compactação. O material foi depositado no cilindro PVC em três camadas de mesma altura, sendo o topo de cada camada levemente escarificado para um melhor contato entre elas. O tempo necessário para misturar e compactar foi sempre inferior a 30 minutos.

A compactação foi realizada de modo estático, em uma prensa hidráulica (Figura 11), para cada uma das camadas, até atingir a porosidade desejada. Os corpos de prova eram imediatamente desmoldados (Figura 12a) e peso e altura final eram verificados (Figura 12b). Eram considerados aceitáveis, os corpos de prova que apresentaram altura  $\pm 0,1$  cm e peso  $\pm 1\%$  do peso total esperado.

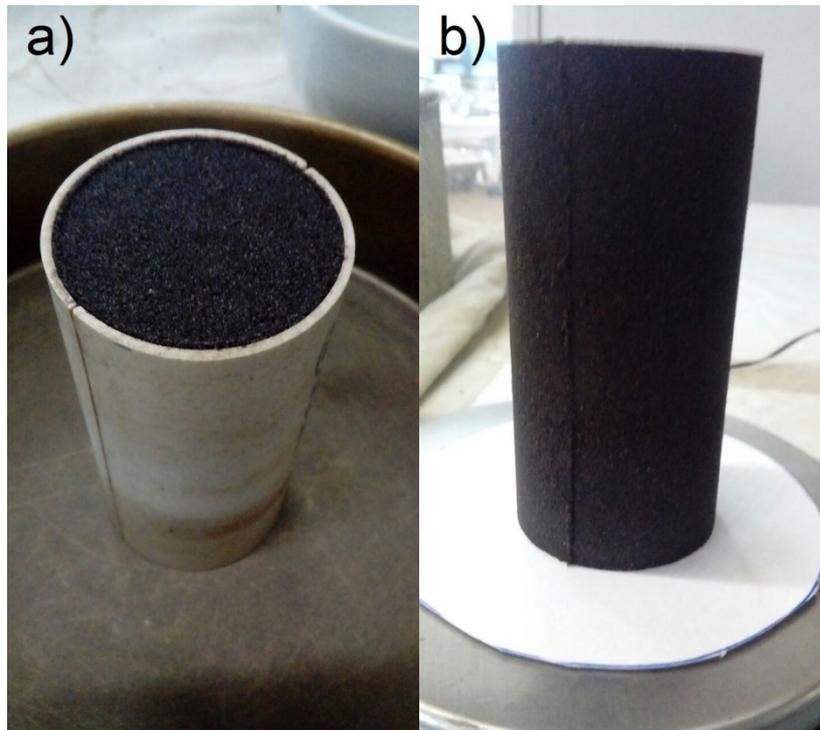
A densidade aparente dos corpos de prova moldados varia entre 1,506  $\text{gf/cm}^3$  e 1,510  $\text{gf/cm}^3$  para as amostras com cal (variação ocorreu devido a perdas de material no processo de moldagem) e de 1,515  $\text{gf/cm}^3$  a 1,547  $\text{gf/cm}^3$  para as amostras com cimento (variação ocorreu devido a perdas de material e devido a diferença de densidade do cimento para o solo, quanto maior o teor de cimento maiores as densidades).

Figura 11 - Compactação da terceira camada da amostra



Fonte: O autor

Figura 12 - Resultado da compactação (a) e pesagem da amostra (b)



Fonte: O autor

Logo após, os corpos de prova foram acondicionados em caixas de isopor com umidade suficiente para a hidratação até atingirem os tempos de cura de 7, 14 e 28 dias em temperatura ambiente, com tolerâncias respeitando a NBR 5739:2007 para ensaios de resistência à compressão de corpos de prova cilíndrico de concreto, assim como Consoli et al (2007) utilizam em sua pesquisa. Após atingir o tempo de cura especificado os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão simples.

Foram realizadas três amostras para cada teor (3%, 5%, 7%, 9%, 11% e 13%) em três tempos de cura (7, 14 e 28 dias) e para cada agente estabilizante (cal e cimento), o que totaliza 108 ensaios.

### 3.2.3. Ensaio de resistência à compressão simples

Este ensaio foi utilizado por ser, como diz Prietto (1996), o mais difundido na literatura e também por ser o mais simples. O ensaio de resistência à compressão simples será utilizado para verificar o acréscimo de resistência que os agentes

estabilizantes irão proporcionar para o solo. Por não haver tensão confinante, a ruptura ocorre unicamente devido à aplicação da tensão axial no corpo de prova.

Para o ensaio de resistência à compressão simples, foi utilizado um anel dinamométrico construído em nylon (mostrado na Figura 13) com capacidade para 40 kg e precisão de 64,3 g. A velocidade da prensa não foi controlada, pois o ensaio foi realizado manualmente.

Foi medido também a deformação que os corpos de prova obtiveram ao longo do ensaio, com o auxílio de um relógio comparador (também mostrado na Figura 13).

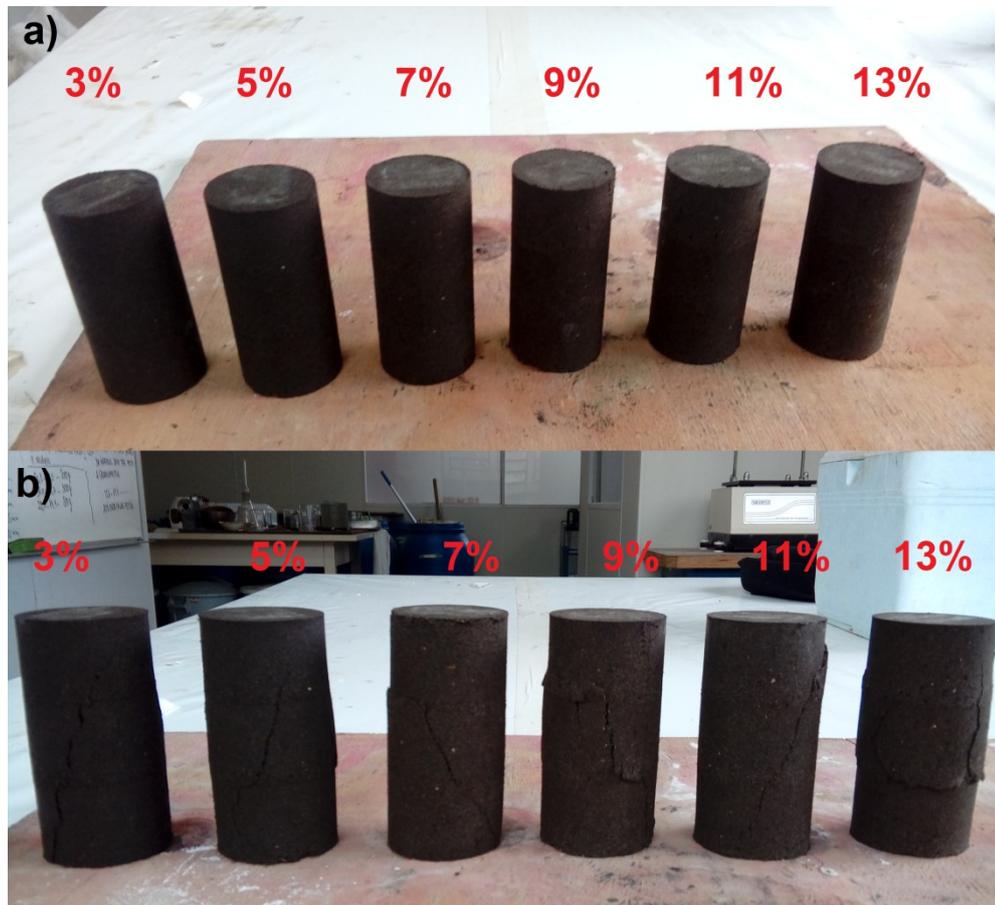
Figura 13 - Ensaio de Resistência à compressão simples em uma amostra com 3% de cal



Fonte: O autor

Antes de rompimentos, os corpos de prova foram novamente pesados, a fim de determinar a umidade após a cura. Tanto a resistência quanto a deformação foram registradas para a construção de gráficos tensão x deformação. A Figura 14 mostra seis corpos de prova de misturas solo-cal com 14 dias de cura, antes e após o ensaio. Tanto as amostras com cal quanto as com cimento apresentam a mesma aparência quando úmidas, não podendo ser distinguidos visualmente.

Figura 14 - Amostras de solo com 3% a 13% de cal após 14 dias antes (a) e depois (b) do ensaio de resistência à compressão simples



Fonte: O autor

#### 3.2.4. Ensaio de resistência à compressão simples aplicando imersão

Visando verificar a influência da sucção nos corpos de prova, foram moldados seis corpos de prova (um para cada teor) com cal e seis com cimento. Após o tempo de cura de sete dias, estes eram imersos em água por cinco horas. Após esse período, os corpos de prova foram retirados da água e deixados descansar por 15 minutos, então foram secos superficialmente e pesado em balança com precisão de 0,01 g.

Ao serem imersos, espera-se que seja eliminado o máximo do ar presente nos corpos de prova, elevando, assim, o grau de saturação e, conseqüentemente, diminuindo a sucção presente.

A sucção, segundo Ceratti et al. (1996) apud Delgado (2002), depende da estrutura do solo. Como esta varia para cada corpo de prova, a sucção,

conseqüentemente, também terá variações para o ensaio de resistência à compressão simples. Por esse motivo, pretende-se retirar essa variável com a utilização da imersão e comparar com os resultados de resistência dos corpos de prova aos sete dias que não foram imersos (apresentados na Seção 3.2.3).

### 3.2.5. Determinação do pH

Eades e Grim (1966) desenvolveram um método para determinação do pH das misturas de solo, cal e água, não sendo aplicável ao cimento. No cimento o aumento do pH ocorre de forma bastante rápida devido a liberação de íons OH para manter a neutralidade elétrica do sistema, isso pode ser enganador para a estimativa da quantidade de cimento a ser usada na estabilização.

Este método consiste em realizar a mistura de 20 gramas de solo seco e 150 ml de água, aos quais são adicionadas quantidades de cal variando entre 2% e 6% em incrementos de 1%. Após uma hora, o pH destas misturas é medido e a quantidade mínima de cal que fornece uma leitura de pH de 12,4 é considerada adequada para a estabilização do solo (é permitida uma quantidade adicional de cal caso o pH necessário não seja alcançado) pois com esse pH a mistura garante a quantidade de cálcio disponível no sistema.

Este método tem algumas limitações segundo os autores, devendo ser usado apenas para determinar os requisitos de cal para a estabilização. Como o ganho de resistência está relacionado com a formação de C-S-H, e como sua formação varia com os componentes mineralógicos do solo, é necessário um teste de resistência para avaliar o acréscimo de resistência que a mistura irá atingir.

Para esta pesquisa, foram realizados três ensaios para a medição do pH. Sendo eles:

- 20 gramas de solo seco + 150 ml de água destilada;
- 20 gramas de solo seco + 150 ml de água destilada + 13% de cal;
- 20 gramas de solo seco + 150 ml de água destilada + 13% de cimento.

Duas observações devem ser feitas. A primeira é que mesmo não sendo aplicável ao cimento, o teste foi realizado apenas para o conhecimento do pH que

esta mistura atingirá. A segunda observação é que foram adotados valores maiores de teores de cal e cimento do que o estipulado inicialmente por Eades e Grim (1966) que considera adotar teores entre 2% a 6%. O motivo foi de estimar o pH dos teores de cal e cimento máximos utilizados no ensaio de resistência à compressão simples (13%), uma vez que as resistências obtidas neste ensaio não foram satisfatórias para esse teor.

Para a determinação do pH foi utilizado o indicador universal de pH, em que consiste em colocar uma tira de papel na solução de solo-estabilizante-água. As cores indicadas nas tiras relacionam-se ao pH aproximado do solo em números inteiros de 1 a 14.

## 4. RESULTADOS

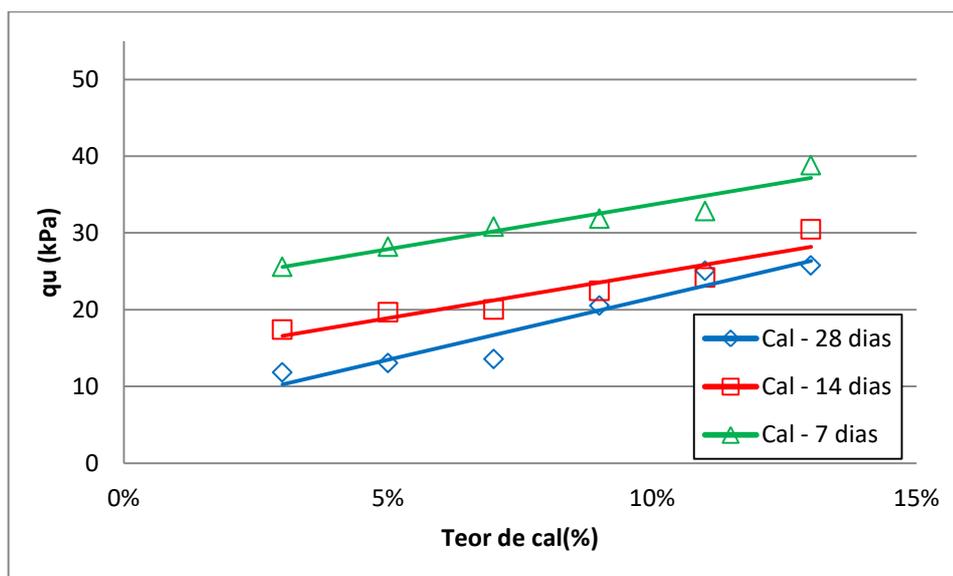
Este capítulo é destinado a apresentar os resultados obtidos do ensaio de resistência à compressão simples, executados conforme a metodologia descrita no capítulo anterior.

### 4.1. RELAÇÃO DOS TEORES DE AGENTE ESTABILIZANTE EMPREGADOS

#### 4.1.1. Solo-cal

O Gráfico 18 mostra a resistência obtida para cada mistura de solo-cal após os diferentes tempos de cura. Foi observado que ocorreram ganhos de resistência com o aumento dos teores de agente estabilizante e conseqüentemente um melhoramento no solo estudado. O ajuste mostra que o crescimento de resistência ocorre linearmente.

Gráfico 18 - Relação entre o teor de cal empregado nas amostras e a resistência à compressão simples

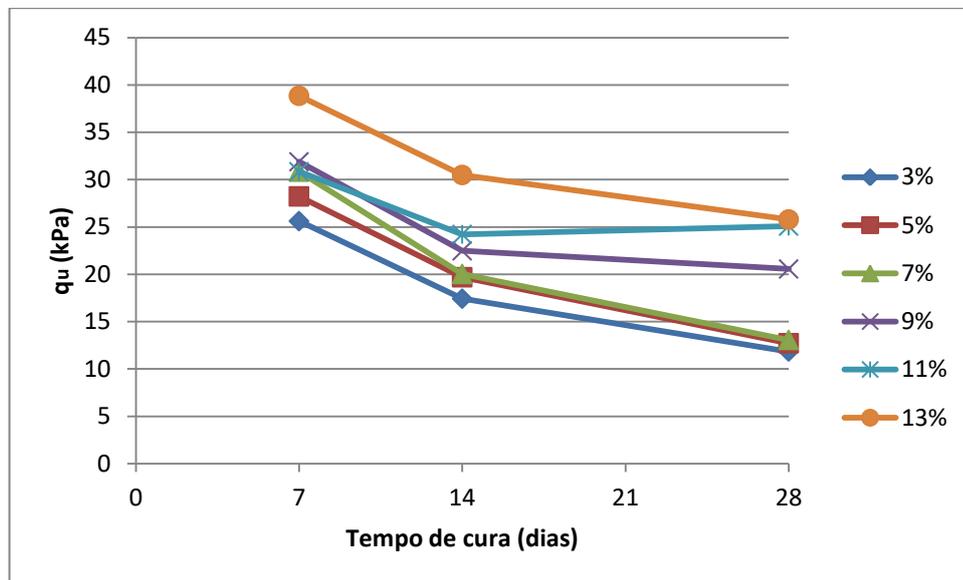


Fonte: O autor

Aos sete dias, houve crescimento de resistência de 51,7% se comparadas as resistências medidas com 3% e 13% de cal, aos 14 dias esse crescimento foi de 75% e aos 28 dias foi de 117,6%. A resistência mais elevada foi obtido aos sete dias com um valor médio de 38,8 kPa.

As amostras moldadas com cal apresentaram uma decadência na resistência após os sete dias de cura, conforme mostra o Gráfico 19. Ou seja, as maiores resistências obtidas ocorreram aos sete dias, decaindo até os 28 dias de cura.

Gráfico 19 – Relação entre a resistência alcançada de cada teor de cal de acordo com o tempo de cura



Fonte: O autor

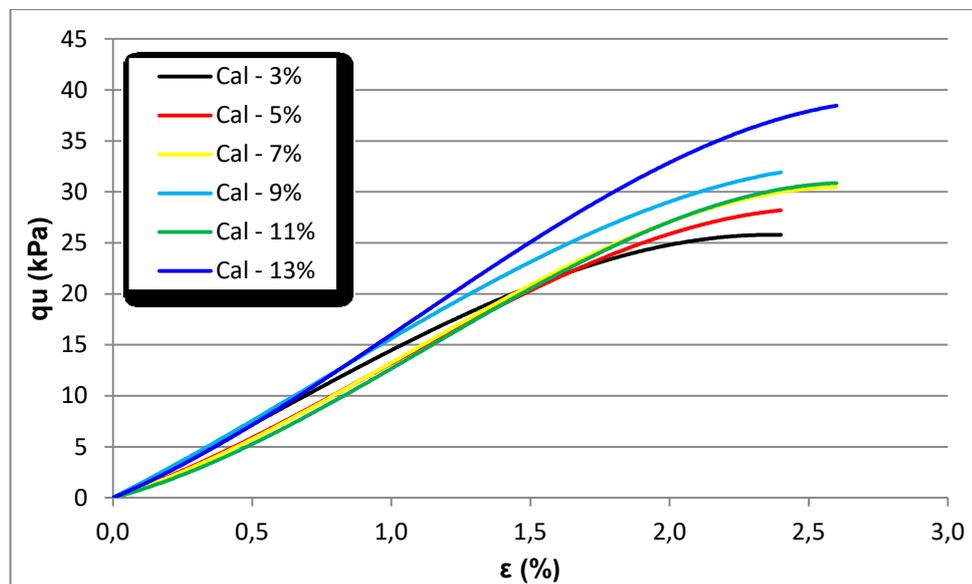
Este problema foi reportado também por Lovato (2004), conforme já discutido na Seção 2.3.1, em que a presença de sulfatos pode ter contribuído para a queda de resistências. Dessa forma, talvez o mesmo tenha ocorrido neste caso, devendo ser feita uma análise química para determinar os teores de sulfatos na mistura e verificar se é este o responsável pela queda de resistência.

Azevêdo (2010) também observou essa queda de resistência com o decorrer do tempo. O autor justifica que pode ter ocorrido alguma falha no processo de armazenagem, em que corpos de prova com tempos de cura mais longos podem ter perdido umidade, gerando menor interação entre cal, solo e água e levando a resultados mais baixos que o esperado. Isso não se aplica a essa pesquisa, uma

vez que, como será visto na Seção 4.2.1, estes corpos de prova ganharam umidade com o tempo.

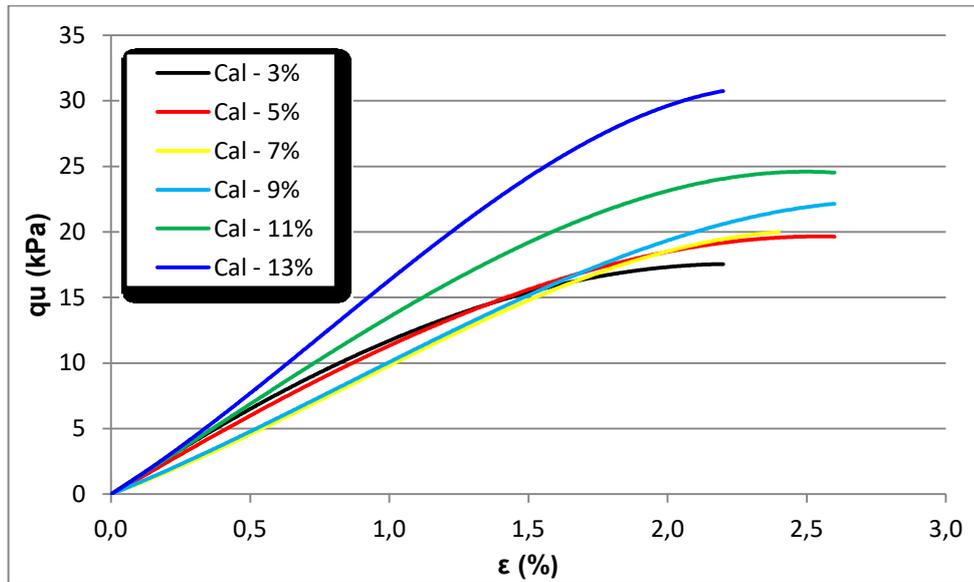
O Gráfico 20, Gráfico 21 e Gráfico 22 mostram a evolução das resistências com a deformação axial, para os corpos de prova de 7, 14 e 28 dias de cura, respectivamente. Aos sete dias foi constatado que as resistências começaram a variar entre os teores de cal aplicados a partir de 1% de deformação. Aos 14 e 28 dias essas variações se tornaram significativas a partir dos 0,3% de deformação.

Gráfico 20 - Tensão x Deformação aos 7 dias das amostras moldadas com cal



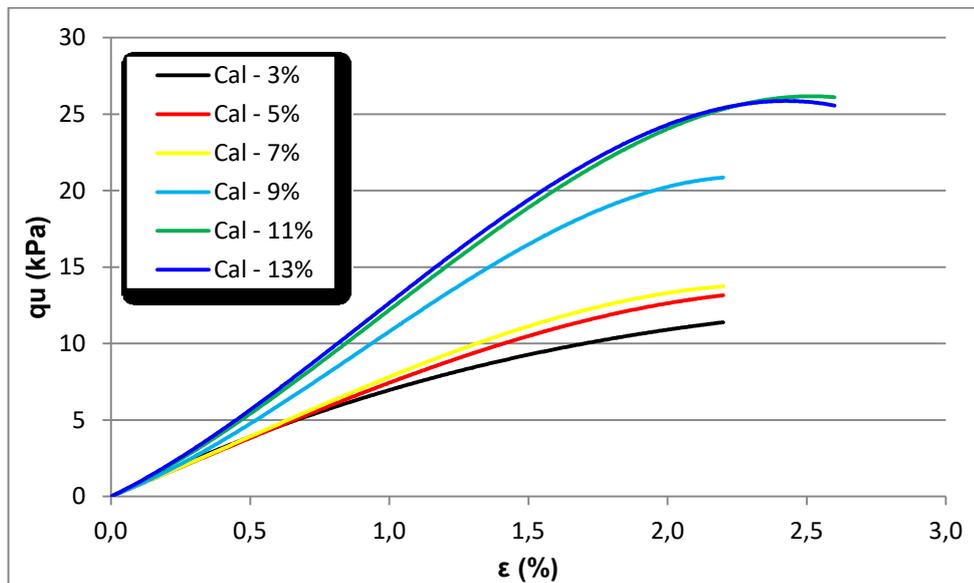
Fonte: O autor

Gráfico 21 - Tensão x Deformação aos 14 dias das amostras moldadas com cal



Fonte: O autor

Gráfico 22 - Tensão x Deformação aos 28 dias das amostras moldadas com cal

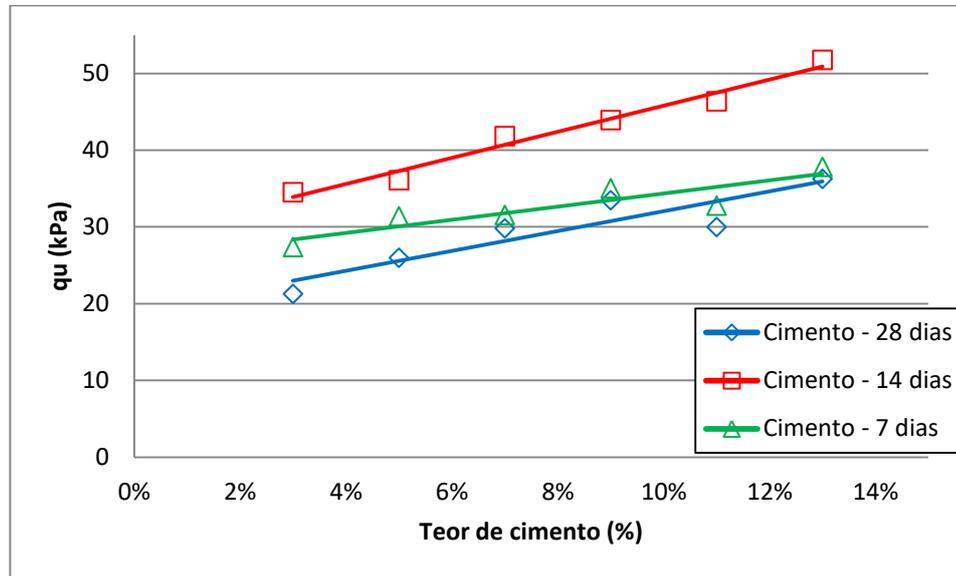


Fonte: O autor

#### 4.1.2. Solo-cimento

Como no caso da cal, houveram ganhos de resistência na medida em que aumentavam-se os teores de cimento, conforme o Gráfico 23. Observa-se também que o aumento de resistência também aconteceu de forma linear.

Gráfico 23 - Relação entre o teor de cimento empregado nas amostras e a resistência à compressão simples



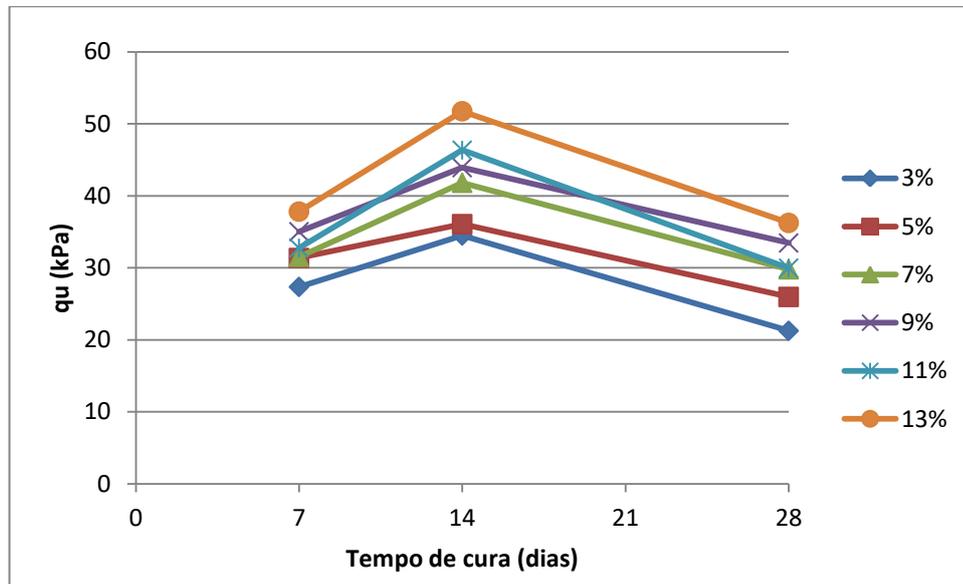
Fonte: O autor

Aos sete dias, houve crescimento de resistência de 53,7% entre o teor de 3% e o de 13% de cimento, aos 14 dias esse crescimento foi de 50% e aos 28 dias foi de 70,5%. A resistência mais elevada foi obtida aos 14 dias com um valor médio de 51,75 kPa.

Apesar dos acréscimos de resistências expressivos, seus valores são considerados baixos se comparados com trabalhos encontrados na literatura como os de Consoli et al. (2007), Nunez (1991), Foppa (2005) e Cruz (2008). Isso provavelmente ocorre devido a presença de material orgânico que diminui o efeito da reação da cal e do cimento com o solo.

Da mesma forma que o ocorrido com a cal, as amostras moldadas com cimento também tiveram queda na resistência ao longo do tempo, porém neste caso a queda aconteceu após os 14 dias de cura, conforme o Gráfico 24.

Gráfico 24 – Relação entre a resistência alcançada de cada teor de cimento de acordo com o tempo de cura



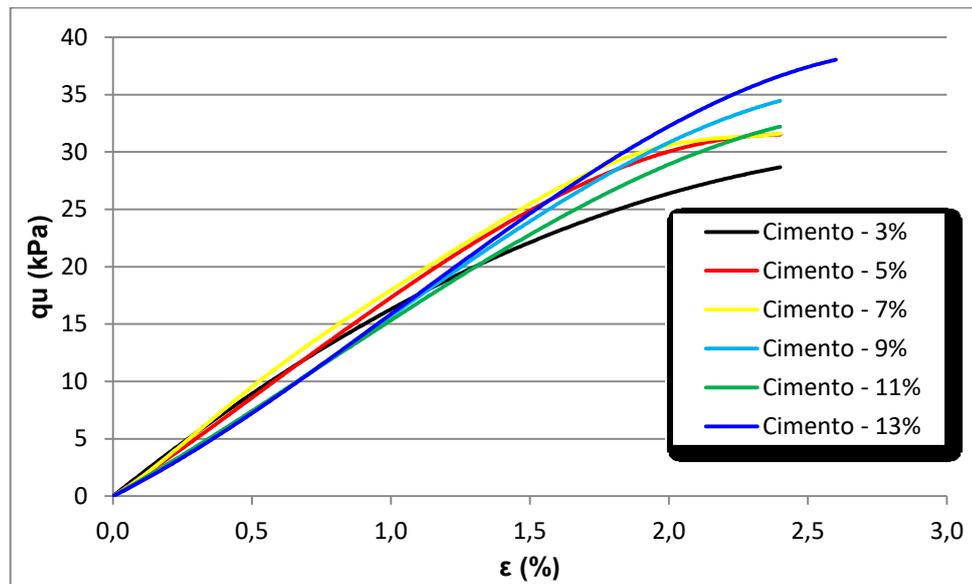
Fonte: O autor

A hidratação, dessa forma, pode ter resultado em ganhos de resistência suficiente até os 14 dias de cura, decaindo em seguida pela formação de compostos expansivos (etringita e taumasita) formados a partir dos sulfatos.

A perda de umidade, como será comentada na Seção 4.2.2, pode ter contribuído para essa queda de resistência, assim como reportado por Azevêdo (2010). Porém esta não seria a única justificativa, uma vez que a queda de umidade ocorreu a partir dos 7 dias, enquanto que a queda de resistência ocorreu a partir dos 14 dias.

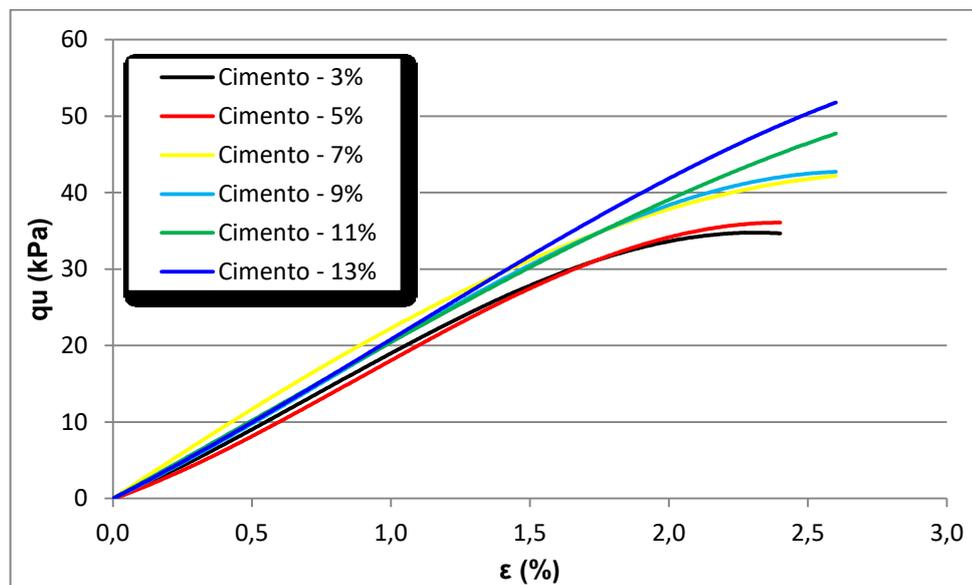
O Gráfico 25, Gráfico 26 e Gráfico 27 mostram a evolução das resistências na medida em que ocorriam as deformações das amostras aos 7, 14 e 28 dias de cura respectivamente. Aos 7 e 14 dias foi constatado que as resistências começaram a variar entre os teores de cimento aplicados a partir de 1,3% de deformação aproximadamente. Aos 28 dias essas variações se tornaram significativas a partir dos 0,8% de deformação aproximadamente, exceto para o corpo de prova com 13% de cimento, que já para pequenas deformações mostra-se mais rígido que os demais.

Gráfico 25 - Tensão x Deformação aos 7 dias das amostras moldadas com cimento



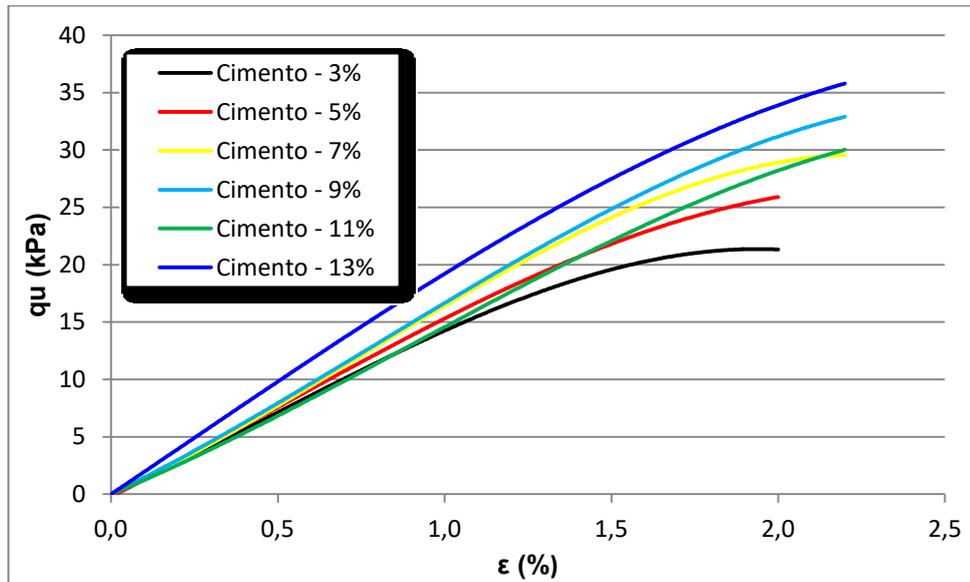
Fonte: O autor

Gráfico 26 - Tensão x Deformação aos 14 dias das amostras moldadas com cimento



Fonte: O autor

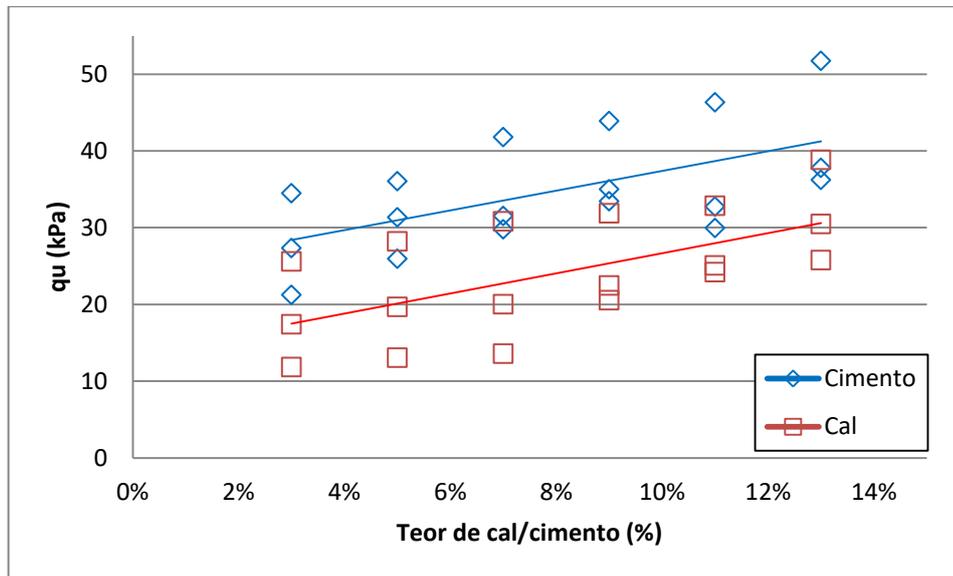
Gráfico 27 - Tensão x Deformação aos 28 dias das amostras moldadas com cimento



#### 4.1.3. Comparação entre solo-cal e solo-cimento

Unindo as informações contidas no Gráfico 18 e Gráfico 23, que mostram a influência dos teores de cal e cimento na resistência à compressão simples, é formado o Gráfico 28. A média das resistências aos sete, 14 e 28 dias é mostrada pelas duas linhas de tendência.

Gráfico 28 - Comparação entre solo-cal e solo-cimento no ganho de resistência ao aumentar o teor de cal ou cimento



Fonte: O autor

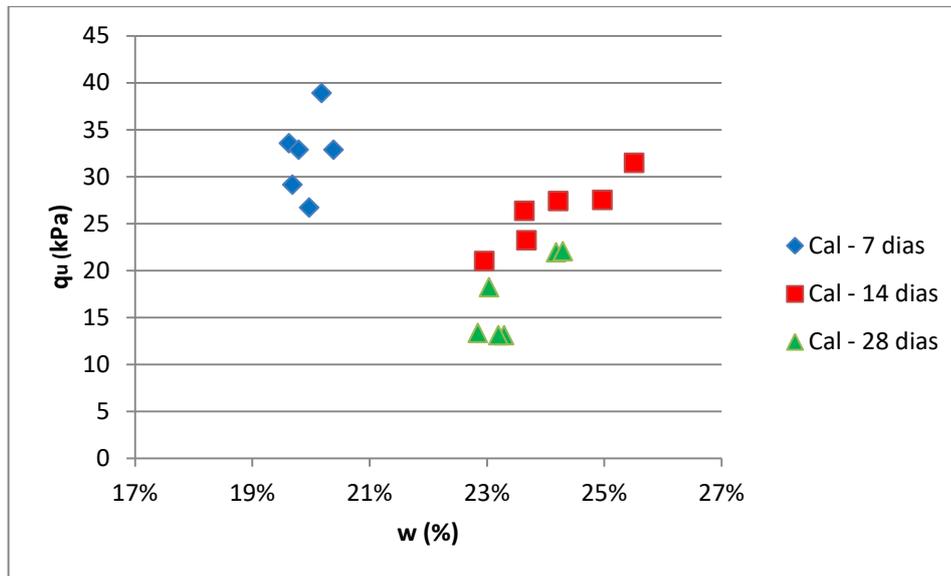
Pode-se observar que ambas as linhas de tendência tem crescimentos parecidos de resistência ao aumentar o teor de cal e cimento na mistura. As resistências alcançadas pelo cimento foram maiores que as alcançadas pela cal, com uma diferença média aproximada de 10 kPa.

## 4.2. RELAÇÃO DA UMIDADE NOS CORPOS DE PROVA

### 4.2.1. Solo-cal

Conforme o Gráfico 29, as amostras de cal com sete dias de cura (que obtiveram maiores resistências), foram as que sofreram menor aumento de umidade durante a cura, enquanto estavam armazenadas, as quais atingiram valores médios de 19% a 21% de umidade (lembrando que inicialmente cada corpo de prova continha 17,6% de umidade).

Gráfico 29 - Relação da umidade com a resistência à compressão simples para amostras moldadas com cal



Fonte: O autor

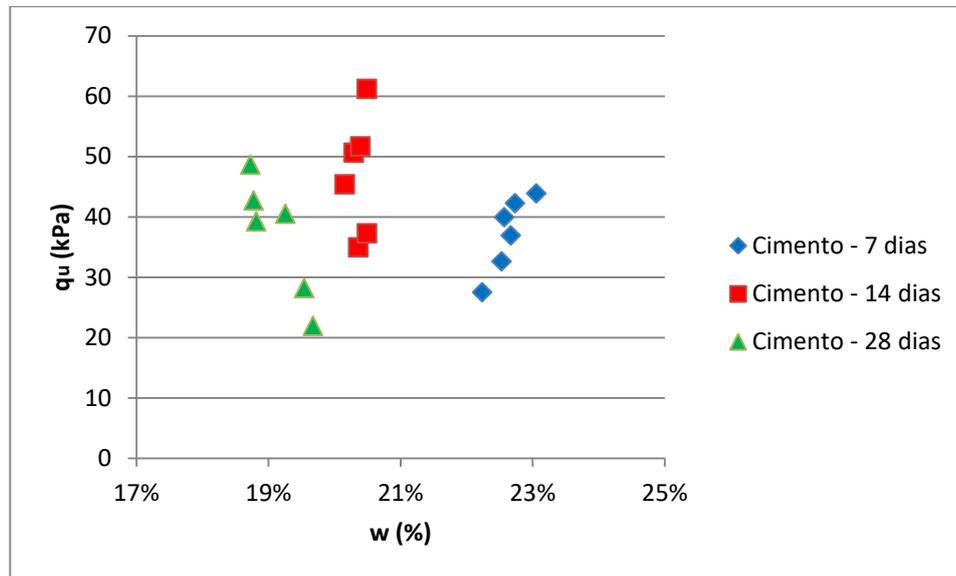
Houve um acréscimo na umidade aos 14 dias de cura e se manteve aos 28 dias, quando as amostras atingiram valores entre 23% e 25% de umidade.

Após 14 dias a absorção de água por parte do corpo de prova é estabilizada e mantém-se aproximadamente estável até atingir 28 dias.

#### 4.2.2. Solo-cimento

Os corpos de prova tratados com cimento apresentaram comportamento oposto ao exibido pelos corpos de prova tratados com cal no que se refere ao ganho de umidade durante a cura, conforme mostra o Gráfico 30. Os corpos de prova com sete dias de cura foram os que mantiveram uma umidade mais alta (entre 22% e 23%), aos 14 dias essa umidade decaiu (entre 20% e 21%) e aos 28 dias de cura decaiu novamente (entre 19% e 20%).

Gráfico 30 - Relação da umidade com a resistência à compressão simples para amostras moldadas com cimento



Fonte: O autor

Isso mostra que, assim como com a cal, os corpos de prova absorveram água do ambiente em que estavam armazenados, porém neste caso até aproximadamente os sete dias de cura, decaindo em seguida. Isto pode ter sido causado por uma umidade maior do corpo de prova que do ambiente, da mesma forma que ocorre com corpos de prova de concreto sendo curados em ambiente seco. A porosidade elevada, neste caso, contribuiria para as maiores perdas. Isso, contudo, é apenas uma hipótese. É importante destacar que não houve controle de umidade e temperatura nas caixas em que os corpos de prova foram armazenados, embora tenham sido mantidas com água disponível e lacradas durante todo o período de cura.

Para manter a umidade constante muitos autores como Consoli et al. (2007), Foppa (2005), Behak (2007) e Lovato (2004) mantiveram os corpos de prova em sacos plásticos. Dessa forma cada corpo de prova recebia a mesma quantidade de água para as reações.

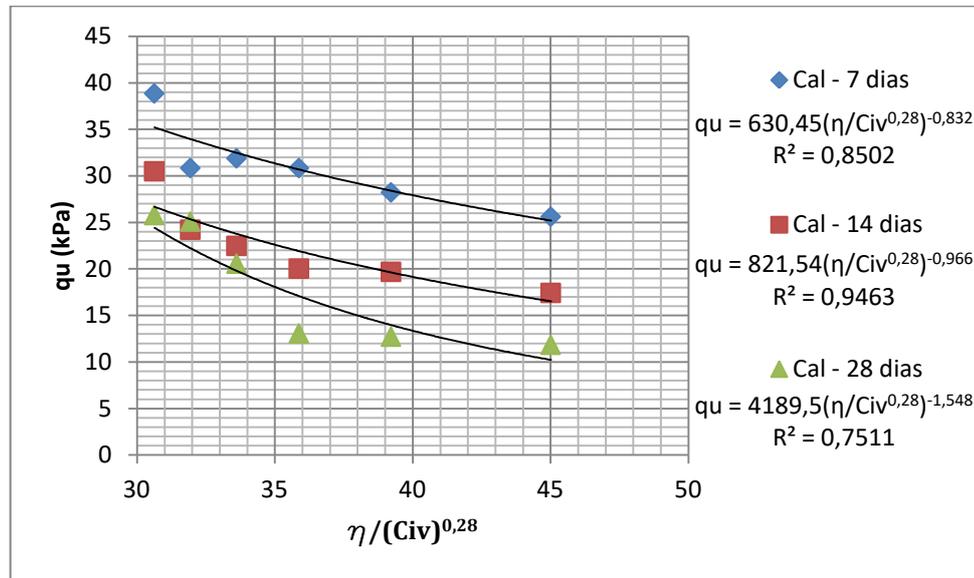
Não houve, contudo, uma relação da resistência à compressão simples com a umidade adquirida, como o mostra o Gráfico 30. A matéria orgânica pode ter contribuído para isso, uma vez que ela retém parte da água que seria usada para a hidratação.

### 4.3. RELAÇÃO VAZIOS/CIMENTO ( $\eta/C_{iv}$ )

O Gráfico 31 e o Gráfico 32 mostram a relação de vazios/cimento expressas em termos da porosidade ( $\eta$ ) e teor volumétrico de cal e cimento ( $C_{iv}$ ), respectivamente, comparadas com as resistências à compressão simples ( $q_u$ ). As equações que regem cada curva estão apresentadas nos próprios gráficos.

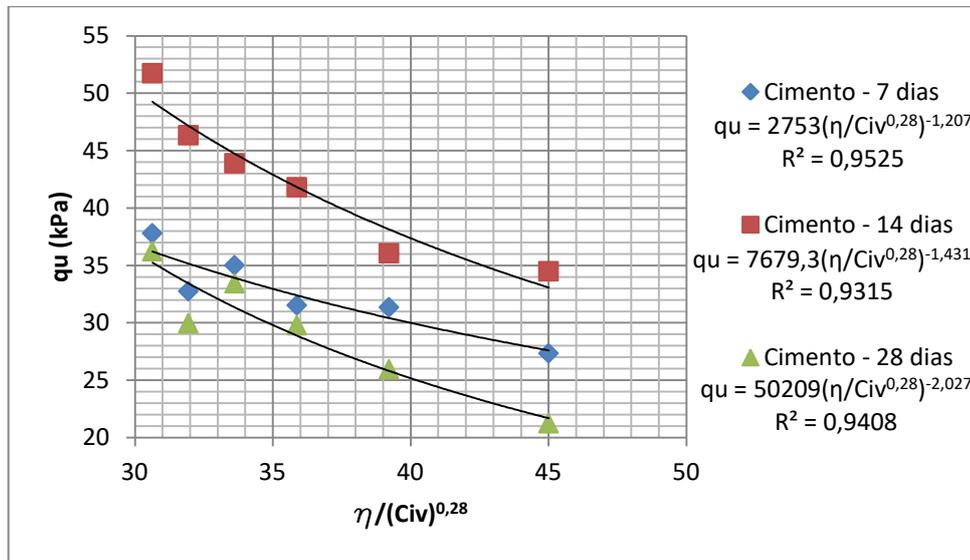
Esta forma de exposição dos resultados é similar à empregada por Consoli et al. (2007), mencionado na Seção 2.3.2. Foi considerado o mesmo expoente no denominador (0,28) utilizado pelos autores para fins de comparação.

Gráfico 31 - Resistência à compressão simples em relação a porosidade e o teor volumétrico de cal considerando um expoente de ajuste de 0,28



Fonte: O autor

Gráfico 32 - Resistência à compressão simples em relação a porosidade e o teor volumétrico de cimento considerando um expoente de ajuste de 0,28



Fonte: O autor

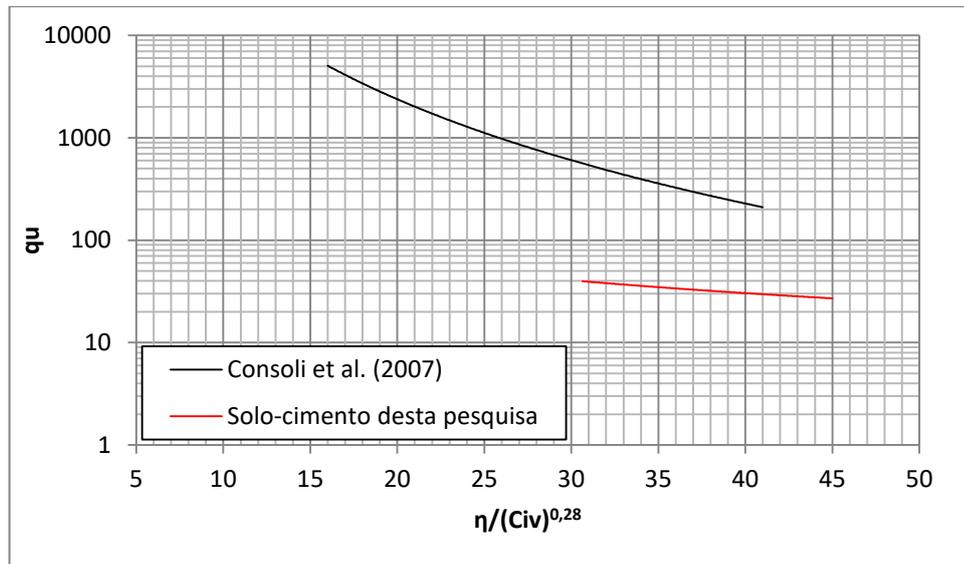
Pode-se perceber que as curvas obtidas não são tão acentuadas como o de Consoli et al. (2007) mostrada no Gráfico 10. Isso porque ele trabalhou com diferentes porosidades, possibilitando abranger o termo  $\eta/(C_{iv})^{0,28}$  para valores entre 16 e 42 (quanto menor o valor desse termo mais acentuada é a curva).

Nesta pesquisa, contudo, esse termo não foi tão abrangente, alcançando valores entre 30 e 45. Isso ocorreu porque a porosidade foi mantida constante, fazendo o termo  $\eta/(C_{iv})^{0,28}$  variar apenas devido ao teor volumétrico de cimento. O Gráfico 33 mostra essa comparação em escala logarítmica (apresentada dessa forma devido a grande diferença entre as resistências obtidas nas duas pesquisas).

Percebe-se comparando o mesmo intervalo do Gráfico 33 que Consoli et al. (2007) obtiveram uma curva mais acentuada que o desta pesquisa, mostrando que o solo utilizado pelos autores (areia argilosa) tem maiores ganhos de resistência ao diminuir a porosidade ou aumentar o teor volumétrico de agente cimentante.

É importante destacar que na pesquisa de Consoli et al. (2007) foi utilizado corpos de prova imersos por 24 horas (o que diminui a resistência) e que o tipo de cimento utilizado foi o CP V-ARI (que possibilita ter maiores ganhos de resistência inicial).

Gráfico 33 - Comparação entre a curva obtida por Consoli et al. (2007) e a obtida nesta pesquisa para sete dias de cura em misturas com cimento

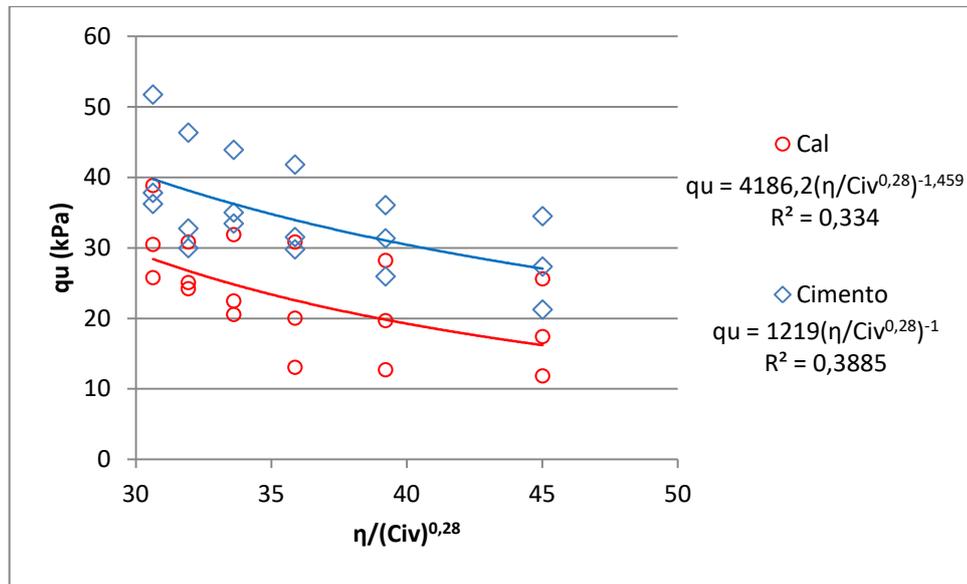


Fonte: O autor

Utilizando as equações apresentadas no Gráfico 31 e Gráfico 32 para sete dias de cura com cal e cimento, é previsto que, para  $\eta/(C_{iv})^{0,28}=16$  (o mínimo alcançado pelo Gráfico 10), as resistências ( $q_u$ ) sejam de 62,78 kPa para a cal e 96,92 kPa para o cimento. Estes resultados, contudo, são estimados, uma vez que a equação não compreende esse intervalo e, possivelmente, haverá acréscimos maiores de resistências quanto menor for o termo  $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ . Mas pode-se perceber de qualquer forma que as resistências serão muito inferiores aos alcançados por Consoli et al. (2007) que obteve 5000 kPa para  $\eta/(C_{iv})^{0,28}=16$ .

Formando uma curva geral para os três tempos de cura estudados (7, 14 e 28 dias) nos corpos de prova moldados com cal e cimento, são obtidos as curvas do Gráfico 34.

Gráfico 34 - Resistência à compressão simples em relação a porosidade e o teor volumétrico de cal para os tempos de cura de 7, 14 e 28 dias



Fonte: O autor

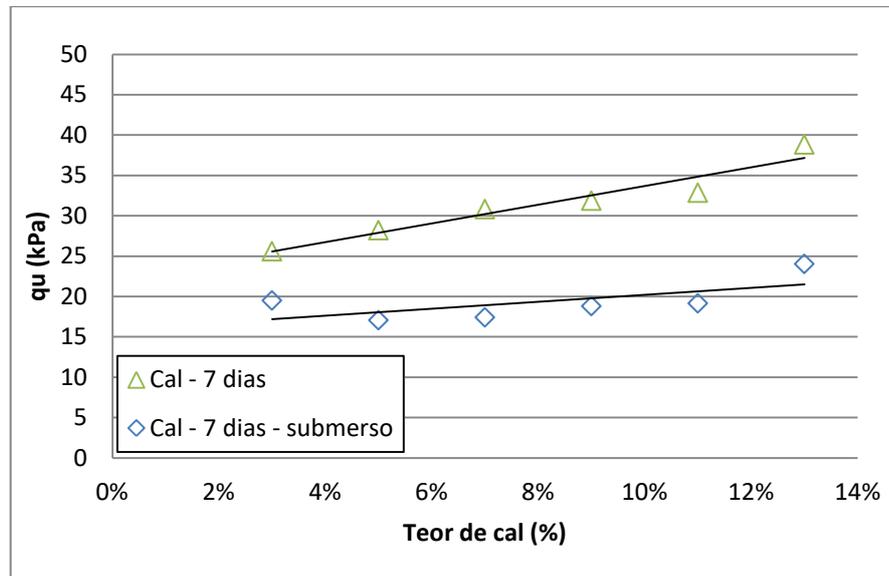
Percebe-se que, apesar dos valores de  $R^2$  serem baixos (pois se está analisando três tempos de cura diferentes) e não serem de fato representativos para este tipo de análise, visto que não se trata de duas variáveis independentes, os ganhos de resistência ao diminuir o termo  $\eta/(Civ)^{0,28}$  são parecidos para a cal e o cimento, tendo o cimento valores médios de resistência maiores que a cal em torno de 10 kPa, assim como já observado na Seção 4.1.3.

#### 4.4. INFLUÊNCIA DA IMERSÃO NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Constatou-se que ao imergir os corpos de prova, estes se tornavam mais sensíveis, devendo-se ter muito mais cuidado ao manuseá-los. Não houve variações nas dimensões dos corpos de prova por conta da imersão.

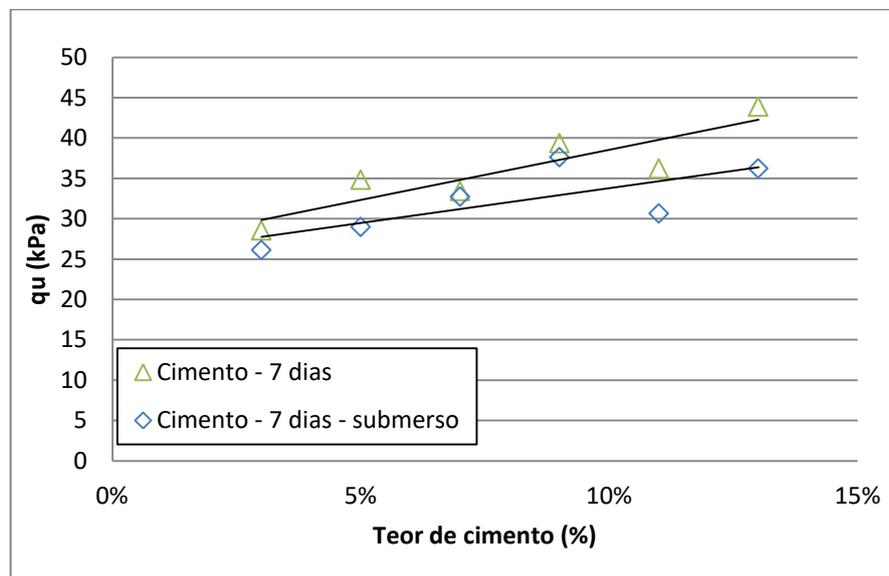
Os resultados das resistências são mostrados no Gráfico 35 para a cal e no Gráfico 36 para o cimento, onde são relacionados com os corpos de prova que não foram imersos aos sete dias de cura.

Gráfico 35 - Relação da resistência de corpos de prova moldados com cal imersos e não imersos



Fonte: O autor

Gráfico 36 - Relação da resistência de corpos de prova moldados com cimento imersos e não imersos



Fonte: O autor

Percebe-se que, assim como ocorreu com Nunez (1991), a imersão proporcionou perdas de resistência tanto para as misturas com cal quanto para as com cimento, sendo as perdas no caso das misturas com cal maiores que as com cimento.

A sucção pode ser notada como a diferença entre as resistências dos ensaios não imersos e imersos, observado nesta pesquisa que quanto maior o teor de cal e de cimento maior será a sucção presente. Isso ocorreu provavelmente devido a diferença de granulometria, uma vez que aumentando o teor de agente estabilizante no solo acarretará em menores poros e, conseqüentemente, elevará a sucção. Delgado (2002) afirma que a sucção é maior em argilas (poros menores) do que em areias (poros maiores).

#### 4.5. DETERMINAÇÃO DO pH

As medições realizadas pelo papel indicador de pH apresentou um valor próximo de 5 para a solução sem agente estabilizante, e valor próximo a 9 tanto para a solução com 13% de cal quanto para a solução com 13% de cimento.

De acordo com o método de Eades e Grim (1966), não seria possível estabilizar o solo com esse teor de cal, uma vez que o valor do pH foi inferior a 12,4. Os ensaios de resistência à compressão simples confirmam isso.

Outro dado importante é o pH encontrado para o solo natural (pH=5), podendo indicar que este solo terá problemas para as reações de hidratação. Robbins e Mueller (1960) apud Nunez (1991) afirmam que um solo arenoso com pH inferior a 5,3 não reagirá normalmente com o cimento, embora o pH não seja um indicativo de baixa reatividade de areias para a estabilização com cimento.

## 5. CONCLUSÃO

A partir da análise dos resultados, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas (teor de agente estabilizante, tempo de cura, teor de umidade de armazenamento, relação vazios/cimento e vazios/cal e imersão) sobre a resistência mecânica de um solo areno-siltoso artificialmente cimentado, foram estabelecidas, dentro das condições e limites específicos deste estudo, as seguintes conclusões:

a) Quanto à influência da quantidade de agente estabilizante

Constatou-se que a quantidade de agente estabilizante melhorou as propriedades resistentes do solo na medida em que aumentavam seus teores, tanto para a cal quanto para o cimento. Porém estas resistências são baixas se comparadas com outros trabalhos na literatura (discutidos na Seção 2.3), em que é comum encontrar, para os mesmos teores empregados, resistências que ultrapassam 1 MPa, enquanto que neste trabalho a maior resistência foi de 51,75 kPa aos 14 dias com cimento. Também não seria aplicável a um pavimento, uma vez que a NBR 12253/92 define que se deve atingir uma resistência à compressão simples mínima de 2,1 MPa aos sete dias de cura. Fatores como a presença de material orgânico e a presença de sulfatos podem justificar essa baixa resistência, sendo necessário averiguar suas porcentagens presentes neste solo.

b) Quanto à influência do tempo de cura

Tanto as misturas de solo-cal e solo-cimento sofreram declínio em suas resistências ao longo do tempo, sendo essa queda observada nas misturas com cal por volta dos sete dias de cura e nas misturas com cimento por volta dos 14 dias de cura. Isso pode ser devido à presença de sulfatos no solo, que geram compostos expansivos nas amostras que podem prejudicar o ganho de resistência.

c) Quanto à influência do teor de umidade

A umidade observada nas amostras sofreu bastante variação, não seguindo um padrão com relação ao acréscimo dos teores de agente estabilizante ou ao acréscimo de resistência.

Relacionando a umidade com o tempo de cura, constatou-se que as amostras com cal aumentaram sua umidade ao longo do tempo, se fixando entre 23% e 25% a partir dos 14 dias aproximadamente e mantendo essa umidade até, pelo menos, os 28 dias de cura. O cimento, por outro lado, ganhou umidade até aproximadamente os sete dias, decaindo com o tempo.

O acréscimo de umidade para as misturas com cal e com cimento (este último até os sete dias) ocorreu porque os corpos de prova foram armazenados em caixas úmidas, permitindo que a umidade entre nos poros do solo. O decaimento de umidade nas misturas com cimento após os sete dias pode ter se desenvolvido porque não houve controle de umidade e temperatura das caixas. Dessa forma, grande parte da água presente na caixa foi absorvida pelos corpos de prova e, devido ao decaimento de umidade da caixa e aumento de umidade do corpo de prova, este voltou a liberar água para a caixa devido ao processo de secagem.

d) Quanto a relação vazios/cimento e vazios/cal

Foi constatado pelo Gráfico 31 e Gráfico 32 que pode-se determinar de forma razoável as resistências relacionando a porosidade e o teor de agente cimentante para, pelo menos, o intervalo aqui estudado. Constata-se que para ambos os casos é difícil alcançar uma resistência alta, pois o crescimento de resistência acontece em baixa proporção se comparado com a pesquisa de Consoli et al. (2007). Seria necessários uma porosidade muito baixa ou um teor de cal ou cimento muito alto, sendo provavelmente inviável economicamente seu emprego na prática para estabilizar o solo. Além disso, mesmo que empregados na prática, erros na execução poderia levar a quedas muito altas de resistência, tornando sua correção igualmente inviável.

e) Quanto à influência da imersão

Assim como ocorreu com Nunez (1991), houve quedas de resistência nos corpos de prova que foram imersos em comparação aos que não foram imersos, fato esse ocorrido pela remoção da maior parte da sucção proveniente dos vazios das amostras. Foi observado também que ao aumentar o teor de cal ou cimento a sucção também aumenta.

f) Quanto ao pH obtido pelo método de Eades e Grim

Utilizando o método desenvolvido por Eades e Grim (1966) foi observado pelas medidas de pH que o solo em seu estado natural apresentou um pH da ordem de 5, que caracteriza um solo de característica ácida, não contribuindo com a liberação de íons OH na mistura. A presença de matéria orgânica pode ser a responsável pela acidez da solução.

As soluções com 13% de cal e cimento apresentaram pH aproximado igual a 9, o que demonstra que as adições contribuíram para a liberação de íons OH na solução, característico das reações da cal e do cimento.

Apesar disso, esses valores de pH não são suficientes para a estabilização do solo segundo o método de Eades e Grim (1966) em que um mínimo de 12,4 deve ser alcançado para as reações com cal.

g) Considerações finais

Por fim, chega-se a conclusão final de que o solo não é capaz de garantir uma boa resistência utilizando baixos teores de cal ou cimento. A verificação para teores maiores é válida, porém na execução prática pode ser inviável economicamente. Se confirmada a existência de grande quantidade de sulfatos no solo, a estabilização deve ser evitada. A substituição do solo presente por um com maior capacidade de suporte pode ser, provavelmente, a melhor solução para este caso.

## 5.1. SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Como propostas para futuros estudos que deem continuidade a este trabalho sugere-se:

- Realizar fluorescência de raios-x para identificação de possíveis sulfatos geradores de expansão.
- Realizar ensaio de Difração de Raios – X para entender a estrutura cristalina e a microestrutura dos materiais empregados.
- Realizar ensaio de microscopia ótica e eletrônica para observação morfológica das amostras.
- Variar a porosidade para este mesmo solo em um ensaio de resistência à compressão simples, para verificar a influência da porosidade neste caso.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11578: **Cimento Portland composto**, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12253: **Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento**, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: **Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndrico**, 2007.

ASTM International Standards. **C 125 – 07: Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates**. United States, 2007.

AZEVÊDO, André Luis C. de. **Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal**. 2010. 178 p. Dissertação (Mestrado) – Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

BHATTACHARJA, Sankar; BHATTY, Javed I.; TODRES, H. Alan, **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature**, PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 2003, 60 p.

BEHAK, Leonardo. **Estabilização de um solo sedimentar arenoso do Uruguai com cinza de casca de arroz e cal**. 2007. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

BELL, Frederic Gladstone. **Lime stabilization of Clay minerals and soils**. Engineering Geology, p. 223-237, 1996.

BENETTI, Mozara. **Comportamento hidráulico e mecânico de um solo residual tratado com cal**. 2015. 110 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações: Fundamentos**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996. 234 p.

CASTRO, Francisco José Casanova de Oliveira. **Contribuição ao conhecimento e à determinação da reatividade de solos sesquioxídicos utilizando o hidróxido**

**de cálcio: aplicação ao processo de geopolimerização (estabilização).** 1995. 344 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1995.

CHIOSSI, Nivaldo José. **Geologia aplicada à engenharia.** 2. ed. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1979. 430 p.

COIMBRA, M. A.; SANTOS, W. N.; MORELLI, M. R.. Recuperação de resíduos inorgânicos para a construção civil. **Cerâmica**, v. 48, n. 306, p.44-48, jun. 2002.

CONSOLI, Nilo Cesar et al. **Key parameters for strength control of artificially cemented soil.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p. 197-205, feb. 2007.

CONSOLI, Nilo Cesar et al. **Water content, porosity and cement content as parameters controlling strength of artificially cemented silty soil.** Engineering Geology, p. 328-333, nov. 2011.

CPRM – SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL. **Mapa geodiversidade do Estado de Santa Catarina.** Brasília: CPRM, 2010.

CRUZ, Rodrigo Caberlon. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatação de uma areia artificialmente cimentada.** 2008. 216 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

DELGADO, Anna Karina Chaves. **Influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado.** 2002. 181 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

EADES, J. L.; GRIM, R. E. **A quick test to determine requirements for lime stabilization.** Highway Research Record, Washington, D.C. 139 p, 1966.

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

FRANÇA JÚNIOR, Romualdo Theophanes de. **Levantamento de dados e informações para mapeamento geotécnico da área urbana de Joinville.** 2002. 100 p. Dissertação (Mestrado) – Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

GEOFORMA. **CPTU test report – CPTU 251-03/14**. Joinville, 2014. Disponível em: <[https://www.ufrgs.br/araquari-ets/?page\\_id=22#insitu](https://www.ufrgs.br/araquari-ets/?page_id=22#insitu)>. Acesso em: 15 jun. 2017.

GONÇALVES, Mônica Lopes. **Geologia para planejamento de uso e ocupação territorial do município de Joinville**. 1993. 75 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação de Recursos Minerais e Hidrogeologia, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

HEBIB, S.; FARRELL, E.R. **Some Experiences of Stabilizing Irish Organic Soils**. Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization, p. 81-84, 1999.

INGLES, O.; METCALF, J.B. **Soil Stabilization – Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374 p.

ITAMBÉ (Org.). **CP-II-Z-32: Cimento Portland composto com pozolana**. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/produtos/cp-ii-z-32/>>. Acesso em: 02 jul. 2017.

JANZ, Mårten; JOHANSSON, Sven-Erik. **The function of different binding agents in deep stabilization**. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 9, Linköping, Sweden, 2002.

KEZDI, A. **Stabilized Earth Roads**. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1979.

LIMA, Valmiqui Costa; LIMA, Marcelo Ricardo de. **O Solo no Meio Ambiente: Abordagem para professores do ensino fundamental e médio e alunos do ensino médio**. Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2007. 141 p.

LOPES JUNIOR, Luizmar da Silva. **Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal**. 2011. 227 p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

LOVATO, Rodrigo Silveira. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação**. 2004. 144 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura. **Apostila de estabilização de solos**. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MAKUSA, Gregory Paul. **Soil stabilization methods and materials**. 2012. 38 p. Department of Civil, Environmental and Natural resources engineering, Luleå University of Technology, Luleå, 2012.

NATIONAL LIME ASSOCIATION (NLA). **Technical Memorandum Guidelines for Stabilization of Soils Containing Sulfates**. Austin White Lime, Chemical Lime, Texas Lime. 2000.

NECKEL, Glauciano. **Dimensionamento e análise numérica de estruturas de pavimento asfáltico aeroportuário**. 2017. 387 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2017.

NÓBREGA, Maria Teresa de. **Características e mecanismo de estabilização de solos tropicais com cal e cimento em pista experimental**. 1995. 272 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

NUNEZ, Washington Perez. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

OLIVEIRA, Danny Dalberson. **Plano Municipal de Saneamento Básico de Joinville – SC: diagnóstico do meio físico, biótico, econômico e social**. ENGECORPS. Secretaria de Administração, Prefeitura Municipal de Joinville, Joinville, 2010.

PETRY, T.M.; GLAZIER, E.J. **Project Report: The Effect of Organic Content on Lime Treatment of Highly Expansive Clay**. 2004. 18 p. Department of Civil, Architectural, and Environmental Engineering, University of Missouri, Missouri, 2004.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION – (PCA). **Soil-Cement**. Disponível em: <<http://www.cement.org/concrete-basics/paving/soil-cement>>. Acesso em: 9 nov. 2016.

PRIETTO, Pedro Domingos Marques. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. 150 p. Dissertação (Mestrado) – Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

SALES, Luís Fernando Pedroso. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. 1998. 129 p. Dissertação (Mestrado) –

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SIVAPULLAIAH, P. V.; SRIDHARAN, A.; RAMESH, H. N. **Strength behaviour of lime-treated soils in the presence of sulphate**. Canadian Geotechnical Journal, n.37, p.1358-1367. 2000.

RICO, Alfonso; CASTILLO, Hermilo del. **La Ingeniería de Suelos em las Vías Terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas**. México: Limusa, 1977. 643 p.

RODRIGUES, Márcia Rodrigues de. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul**. 1997. 106 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ROSA, Daniela Aliati. **Relação entre resistência à tração e à compressão de um solo fino artificialmente cimentado**. 2013. 68 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

TANCAL LTDA. **Cal**. 201-. Disponível em: <<http://www.tancal.com.br/contrucao.asp>> Acesso em: 15 nov. 2016.

TEIXEIRA, Bruno dos Santos. **Resistência de solos moles orgânicos artificialmente cimentados**. 2014. 186 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

VENDRUSCOLO, Márcio Antônio. **Análise numérica e experimental do comportamento de fundações superficiais assentes em solo melhorado**. 1996. 163 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

VIERO, Ana Claudia. **Geodiversidade do Estado de Santa Catarina: Programa geología do Brasil**. Porto Alegre: CPRM, 2016. 160 p.

ZAMPIERI, Lucas Quiocca. **Comportamento mecânico de um solo mole orgânico cimentado com aglomerantes variados**. 2015. 119 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.