

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

Estéfano da Silva Menger

**COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E RESISTÊNCIA MECÂNICA DE UM SOLO
SILTOSO CIMENTADO**

Porto Alegre
Dezembro 2018

ESTÉFANO DA SILVA MENGER

**COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E RESISTÊNCIA MECÂNICA DE UM SOLO
SILTOSO CIMENTADO**

Trabalho de Diplomação apresentado à Comissão de Graduação do Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Lucas Festugato

Co-Orientador: Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli

Porto Alegre
dezembro 2018

ESTÉFANO DA SILVA MENGER

**COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E RESISTÊNCIA MECÂNICA DE UM SOLO
SILTOSO CIMENTADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado pela banca examinadora e, em sua forma final, pelos Professores Orientadores.

Porto Alegre, dezembro de 2018.

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela UFRGS
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Co-orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. **Lucas Festugato**
Dr. Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Prof. **Nilo Cesar Consoli**
Ph.D. Concordia University

Prof. **Sérgio Filipe Veloso Marques**
Dr. Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Mozara Benetti
Me.Eng. Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Vinícius Batista Godoy
Me.Eng. Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Ao meus pais, Ari e Elisete.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, agradeço ao Prof. Dr. Lucas Festugato por todo o estímulo e motivação demonstrados ao longo dos cinco anos que o conheço. Desde a minha época de bolsista de iniciação científica. O seu apoio na minha decisão de fazer o duplo diploma (e sua carta de recomendação), os momentos de café e contemplação no LEGG antigo, etc. Ainda mais os últimos anos com a sugestão do tema e acompanhamento deste estudo, sou muito grato por toda a orientação e coleguismo que pude encontrar nesta pessoa que é um exemplo de profissional. Agradeço da mesma forma as contribuições do Prof. Dr. Nilo Cesar Consoli e especialmente ao Prof. Dr. Sérgio Filipe Veloso Marques por todos os ensinamentos passados.

À família, agradeço o apoio financeiro e emocional, e a compreensão pela ausência nos dois anos e um mês que fiquei fora, atrasando um bocado essa graduação. Mãe e pai, obrigado por tudo! Vocês fizeram toda a diferença no meu desenvolvimento, tendo dois professores e excelentes profissionais da educação em casa, tive somente os melhores exemplos.

Agradeço a minha irmã Amanda, você sempre foi e sempre será um exemplo pra mim.

Aos colegas do LEGG, tenho que reconhecer em especial a ajuda que foi essencial para a realização desta pesquisa, Mozara Benetti, você não foi só uma professora, mas também uma colega e um exemplo de dedicação, sem sua ajuda essa pesquisa teria demorado duas vezes mais. Também tenho que agradecer ao bolsista Pablo Coelho, obrigado por toda a ajuda na confecção dos corpos-de-prova, você é uma pessoa sensacional e um baita amigo. Da mesma forma tenho que agradecer ao Gonçalo, outra pessoa que esteve sempre presente para descontrair e fazer sugestões e dúvidas pertinentes, valorizando ainda mais o trabalho realizado.

Aos outros colegas do laboratório, agradeço a hospitalidade de todos, e as amizades que vão ficar por vários anos. Luciana, Bruna, Dudi, Renato, Hugo, Ecclesielter, Ricardo, Mariana, Vinícius, Helena e Marina, vocês são as pessoas que tornaram o laboratório um lugar hospitaleiro e sempre convidativo. Deixo meu grande abraço se esqueci de alguém, não foi proposital.

Vencedores não usam drogas.

William S. Sessions

RESUMO

MENGER, E. S.; COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E RESISTÊNCIA MECÂNICA DE UM SOLO SILTOSO CIMENTADO, 2018. (Trabalho de conclusão de Curso em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia - Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A adição de agentes cimentantes é uma forma muito conhecida de estabilizar um solo insatisfatório para os parâmetros de projeto. No entanto, sabe-se que as propriedades finais de um solo tratado são dependentes não só das características físico-químicas do solo, como também da quantidade de agente cimentante adicionada, do teor de água presente na compactação, da temperatura e do tempo de cura, entre outros. Dada a complexidade da interação de todos os fatores apresentados, torna-se pertinente a contínua realização de pesquisas experimentais na área. Para esta pesquisa foi utilizado o solo Caulim Rosa, solo este que possui granulometria fina e é classificado como silte argiloso de baixa plasticidade. Sua mineralogia é composta principalmente de caulinita, com presença eventual de haloisita e de ilitas. Para a estabilização foi utilizado cimento Portland V de alta resistência inicial como agente cimentante. Foram realizadas medições da condutividade hidráulica, através de ensaios em um permeâmetro de parede flexível, seguindo as recomendações da norma ASTM D5084; também foram realizados ensaios de resistência à compressão simples, de acordo com a norma ABNT NBR 12025, e ensaios de resistência à tração por compressão diametral de acordo com a norma ABNT NBR 7222. Avaliou-se distintos pesos específicos aparentes seco (14 kN/m^3 , 15 kN/m^3 e 16 kN/m^3) e teores de cimento (0%, 3%, 6%, 9%). Constatou-se, ao final desta pesquisa, um aumento geral da resistência conforme o aumento da cimentação e do peso específico aparente seco, assim como o aumento da condutividade hidráulica para certos teores de cimentação e com o aumento da porosidade das amostras.

Palavras-chave: solo-cimento, caulim rosa, condutividade hidráulica, cimento, compressão, tração;

ABSTRACT

MENGER, E. S.; HYDRAULIC BEHAVIOR AND MECHANICAL RESISTANCE OF A CEMENTED SILTY SOIL, 2018. (Final course assignment in Civil Engineering) - School of Engineering - Department of Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

The addition of cementing agents is a well-known way of stabilizing an unsatisfactory soil for design parameters. However, it is known that the final properties of a treated soil are dependent not only on the physicochemical characteristics of the soil, but also on the amount of cementing agent added, the water content present in the compaction, the temperature and curing time, among others. Given the complexity of the interaction of all the presented factors, it is pertinent the continuous realization of experimental researches in the area. For this research, the Caulim Rosa soil was used, a soil that has fine granulometry and is classified as clayey silt with low plasticity. Its mineralogy is mainly composed of kaolinite, with the presence of halosite and illites. For stabilization, Portland cement type III was used as the cementing agent. Hydraulic conductivity measurements were performed with a flexible wall permeameter, following the recommendations of ASTM D5084; tests were also carried out, unconfined compression strength in accordance with ABNT NBR 12025 and diametral compression tensile tests according to ABNT NBR 7222. Different dry weights (14 kN/m³, 15 kN/m³ and 16 kN/m³) and cement contents (0%, 3%, 6%, 9%). At the end of this research, a general increase of the resistance was observed, as the cementation and dry weights increased, as well as the increase of the hydraulic conductivity for certain cement contents, and with the increase of the porosity of the samples.

Keywords: soil-cement, kaolin, hydraulic conductivity, cement, compression, traction;

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama das etapas da pesquisa.....	14
Figura 2 - Resistência à compressão a 7 dias vs. Durabilidade ASTM molhagem/secagem e gelo/degelo.....	23
Figura 3 - Relação entre o teor de cimento e a resistência à compressão não confinada para misturas de solo-cimento	27
Figura 4 - Permeabilidade de solos arenosos tratados com cimento	28
Figura 5 - Resistência à compressão simples vs. Porosidade para misturas de solo cimento.....	29
Figura 6 - Correlações permeabilidade (k) vs. e (índice de vazios) para o mesmo solo em estados diferentes	30
Figura 7 - Efeito do tempo de cura na resistência à compressão de algumas misturas solo-cimento	31
Figura 8 - Teor de umidade na moldagem vs. condutividade medida	33
Figura 9 - Condutividade hidráulica em função da relação vazio/cimento ajustado ..	34
Figura 10 - Resistência à compressão em função da relação vazio/cimento	34
Figura 11 - Condutividade hidráulica em função da tensão efetiva	40
Figura 12 - Curva Granulométrica do Caulim Rosa (18/03/2018)	46
Figura 13 - Curva Granulométrica LACER	47
Figura 14 - Carta de Plasticidade	48
Figura 15 - Curva de compactação do caulim (energia modificada e energia normal)	49
Figura 16 - Caulim Rosa	49
Figura 17 - Cimento CP-V	50
Figura 18 - Processo de confecção das amostras	51
Figura 19 - Molde e Imersão	52
Figura 20 - Ensaio de Resistência	53
Figura 21 - Permeômetro idealizado por CRUZ, 2004.	54
Figura 22 - Permeômetro - Vista geral	55
Figura 23 - Instalação da amostra e preenchimento da câmara	56
Figura 24 - Variação da condutividade hidráulica em função do teor de cimento	60
Figura 25 - Variação da condutividade hidráulica (em log) em função da porosidade	61

Figura 26 - Variação da condutividade hidráulica (em log) em função da relação porosidade/cimento	62
Figura 27 - Variação da condutividade hidráulica em função da relação porosidade/cimento ajustada.....	63
Figura 28 - Variação da resistência (q_u) em função do teor de cimento (C_w)	64
Figura 29 - Variação da resistência (q_u) em função da porosidade (η)	65
Figura 30 - Variação da resistência (q_u) em função da relação porosidade/cimento (η/C_{iv}).....	66
Figura 31 - Variação da resistência (q_u) em função da relação porosidade/cimento ajustada ($\eta/(C_{iv})^{0,28}$)	67
Figura 32 - Variação da resistência (q_t) em função do teor de cimento (C_w)	68
Figura 33 - Variação da resistência (q_t) em função da porosidade (η)	69
Figura 34 - Variação da resistência (q_t) em função da relação porosidade/cimento (η/C_{iv}).....	70
Figura 35 - Variação da resistência (q_t) em função da relação porosidade/cimento ajustada ($\eta/(C_{iv})^{0,28}$)	70
Figura 36 – Comparação das curvas de ajuste de resistência (q_u e q_t) em função da relação porosidade/cimento ajustada ($\eta/(C_{iv})^{0,28}$)	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Critérios da PCA para dosagem de misturas solo-cimento	22
Tabela 2 - Limites de Attenberg	47
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para 14 dias de cura	59

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Teor de cimento em peso	26
Equação 2 - Número de Reynolds	35
Equação 3 - Lei de Darcy	35
Equação 4 - Expansão da Lei de Darcy por M. Muskat	36
Equação 5 - Correlação da impermeabilidade intrínseca e a condutividade hidráulica	37
Equação 6 - Correção da condutividade hidráulica pela temperatura	39
Equação 7 - Viscosidade da água em função da temperatura	40

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnica

ACI – American Concrete Institute

ASTM - American Society for Testing and Materials

FHWA - Federal Highway Administration

HRB – Highway Research Board

LEGG – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geoambiental

NBR – Norma Brasileira

PCA – Portland Cement Association

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USCS – Unified Soil Classification System

USACE - United States Army Corps of Engineers

SUCS - Sistema Unificado de Classificação dos Solos

LISTA DE SÍMBOLOS

Re - número de Reynolds;

V_c - velocidade crítica;

γ - peso específico;

μ - viscosidade de um fluido;

g - aceleração devida a gravidade;

v - velocidade de percolação, ou velocidade de Darcy;

i - gradiente hidráulico;

Q_x - fluxo de um volume de fluido no tempo na direção x ;

k - permeabilidade, ou condutividade hidráulica quando o fluido é água;

A - área transversal no sentido de percolação;

ΔP - diferença de pressão entre dois pontos de interesse;

Δh - diferença de elevação entre os dois pontos;

L_x - distância no eixo x entre os dois pontos;

μ_{20} - viscosidade da água para a temperatura de 20°C;

R_t - coeficiente de relação entre as viscosidades;

B - parâmetro de poro pressão de Skempton;

e - índice de vazio;

IP - índice de plasticidade;

LL - limite de liquidez;

LP - limite de plasticidade;

q_u - resistência à compressão simples;

q_t - resistência à tração por compressão diametral;

R^2 - coeficiente de determinação;

C_w - teor de cimento em peso;

C_{iv} - teor volumétrico de cimento;

γ_d - peso específico aparente seco;

η - porosidade;

ω - teor de umidade;

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	10
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	12
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	12
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	12
2.2.1 Objetivo geral	12
2.2.2 Objetivos específicos	12
2.3 PRESSUPOSTOS	13
2.4 DELIMITAÇÕES	13
2.5 LIMITAÇÕES	13
2.6 DELINEAMENTO.....	14
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1 ASPECTOS GERAIS DE MISTURAS SOLO-CIMENTO	16
3.1.1 Componentes da mistura solo-cimento	18
3.1.1.1 Solo	18
3.1.1.2 Cimento	20
3.1.1.3 Água	21
3.1.2 Método de dosagem de cimento	22
3.1.3 Reações solo-cimento	24
3.2 VARIÁVEIS DE INTERESSE.....	26
3.2.1 Efeito da dosagem de agente cimentante	26
3.2.2 Efeito do peso específico de compactação	29
3.2.3 Influência do tempo de cura	30
3.2.4 Teor de umidade e relação água/cimento	32
3.2.5 Relação porosidade/cimento	33
3.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA.....	35
3.3.1 Definição	35
3.3.2 Procedimento de ensaio em laboratório	37
3.3.3 Outros fatores	39
3.3.3.1 Influência da temperatura:	39
3.3.3.2 Influência da tensão efetiva de consolidação	40
3.3.3.3 Influência do gradiente hidráulico	41
3.4 RESISTÊNCIA MECÂNICA	41
3.4.1 Resistência à compressão simples	41

3.4.2 Resistência à compressão diametral.....	42
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	44
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	44
4.2 MATERIAIS.....	45
4.2.1 Solo.....	45
4.2.2 Cimento.....	50
4.2.3 Água.....	50
4.3 MÉTODOS.....	51
4.3.1 Moldagem e cura de corpos de prova.....	51
4.3.2 Ensaio de Compressão simples e tração por compressão diametral....	53
4.3.3 Ensaio de condutividade hidráulica.....	54
4.3.3.1 Instalação da Amostra.....	55
4.3.3.2 Percolação.....	56
4.3.3.3 Saturação.....	57
4.3.3.4 Medição.....	57
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	59
5.1 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO.....	59
5.1.1 Ensaio de condutividade hidráulica.....	59
5.1.1.1 Efeito do teor de cimento.....	60
5.1.1.2 Efeito da porosidade.....	61
5.1.1.3 Relação porosidade/cimento.....	62
5.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA.....	64
5.2.1 Ensaio de resistência à compressão simples.....	64
5.2.1.1 Efeito da adição de cimento.....	64
5.2.1.2 Efeito da porosidade.....	65
5.2.1.3 Relação porosidade/cimento.....	66
5.2.2 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	68
5.2.2.1 Efeito da adição de cimento.....	68
5.2.2.2 Efeito da porosidade.....	69
5.2.2.3 Relação porosidade/cimento.....	69
5.2.3 Relação entre a resistência à tração e à compressão.....	71
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	73
REFERÊNCIAS.....	76

1 INTRODUÇÃO

O solo é um componente heterogêneo e de natureza complexa, presente em praticamente todas as obras de engenharia civil. É comum que o solo de um determinado local não responda apropriadamente às exigências de um projeto e mostra-se, através de estudos e prática, que a técnica de melhoramento de solos é uma opção eficaz a fim de atingir valores satisfatórios de resistência e condutividade hidráulica.

Os objetivos típicos da utilização das técnicas de aprimoramento de solos são principalmente (CONSOLI, et al., 2007; RAISON, 2004):

- a) Aumento da resistência ao cisalhamento, durabilidade, rigidez e estabilidade;
- b) Mitigar aspectos indesejáveis (i.e., recalque, compressibilidade, liquefação);
- c) Modificar a condutividade hidráulica, a taxa com que água atravessa um meio;
- d) Melhorar eficiência e produtividade para diminuir prazos e custos;

A técnica de melhoramento de solos vem se tornando cada vez mais comum, inclusive no cenário brasileiro (KELLER TECNOGEO, 2018; BRASFOND, 2018). A adição de cimento é uma forma muito conhecida de estabilizar um solo mole. No entanto, sabe-se que as propriedades finais de um solo tratado são dependentes não só das características físico-químicas do solo, como também da quantidade de cimento adicionada, do teor de água presente na compactação e disponível para hidratação, da temperatura e do tempo de cura. (NICHOLSON, 2015). Dada a complexidade da interação de todos os fatores apresentados, torna-se pertinente a contínua realização de pesquisas experimentais na área.

Sucessivamente, sob numerosos aspectos, têm-se por um solo ideal um material com maior resistência e com condutividade hidráulica reduzida, sendo requisitos recorrentes para barragens de terra homogêneas zoneadas, núcleos de barragens de terra-enrocamento, base e sub-bases de pavimento, e em barreiras verticais para a remediação de áreas contaminadas face a crescente limitação do uso de argilas bentoníticas. (MASSAD, 2003; EVANS, 1997; CRUZ, 2004) É importante destacar também que um solo com maior condutividade hidráulica pode ser benéfico também, como leitos e subleitos de pavimento e aterros utilizados para aceleração de deslocamentos, por exemplo.

Propõe-se neste trabalho, como descrito por RAUEN (2013), uma pesquisa descritiva de abordagem empírica, prevalentemente quantitativa de descrição e de associação entre variáveis (resistência mecânica, condutividade hidráulica, teor de cimento e peso específico aparente seco).

No primeiro capítulo é apresentada uma breve introdução ao assunto estudado, contextualizando a pesquisa no mercado e na atualidade.

As diretrizes para o desenvolvimento deste trabalho estão descritas no segundo capítulo e são apresentadas a questão de pesquisa, o objetivo geral e os objetivos secundários, o pressuposto, as delimitações, as limitações e o delineamento da pesquisa.

No capítulo terceiro são abordados os assuntos principais relativos a esse trabalho, em uma revisão bibliográfica. São apresentados os componentes de uma mistura solo-cimento e o comportamento destas, dando enfoque ao efeito de cada uma das variáveis.

No quarto capítulo é exposto o programa experimental, descrevendo minuciosamente os materiais, os ensaios e o procedimento de moldagem.

Já no capítulo quinto são analisados os resultados obtidos através dos ensaios realizados e de comparações com outros trabalhos.

Finalmente, no capítulo sexto são expostas as conclusões deste trabalho. Neste capítulo também serão propostas sugestões para trabalhos futuros.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

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

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: Existem relações entre a resistência mecânica e a condutividade hidráulica de uma mistura de solo siltoso e cimento?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos da pesquisa estão classificados em geral e específicos e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo geral

O objetivo principal do trabalho é a determinação das relações entre as resistências mecânicas com a condutividade hidráulica de um solo siltoso cimentado, com a variação de parâmetros pré-definidos.

2.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) Avaliar os materiais e definir os métodos a serem utilizados;
- b) Avaliar as variáveis de interesse e a fundamentação teórica;
- c) Quantificar os efeitos das variáveis investigadas sobre a condutividade hidráulica;
- d) Quantificar os efeitos das variáveis investigadas sobre a resistência à compressão simples e à compressão diametral;

2.3 PRESSUPOSTOS

Parte-se do pressuposto que a razão porosidade/teor volumétrico de agente cimentante é válida na estimativa das resistências à compressão e tração das misturas de solo silto-argiloso artificialmente cimentado.

Pressupõe-se também que a sucção mátrica apresentada pelo solo tem pouca influência na resistência e pode ser desconsiderada. Segundo SONAGLIO (2016), não é observada tendência aparente de ganho representativo de resistência por conta da sucção em misturas de solo artificialmente cimentado.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se à utilização de um solo encontrado em Porto Alegre, caracterizado, de acordo com a *Unified Soil Classification System*¹ (USCS) (ASTM, 2011), como silte (ML) e composto principalmente de caulinita. O único agente cimentante a ser utilizado será Cimento Portland V de Alta Resistência Inicial (ARI), internacionalmente CP III.

Além disso, propõe-se que os experimentos realizados estejam de acordo com as normas, seja pela ABNT, quando couber, ou pela ASTM.

2.5 LIMITAÇÕES

O trabalho limita-se a estudar:

- a) Pesos específicos aparentes secos das misturas de 14, 15 e 16 kN/m³;
- b) Teores de cimento de 3, 5, 7 e 9%;
- c) Condutividade hidráulica através de ensaios em permeâmetro de parede flexível, resistência à compressão simples e tração por compressão diametral;
- d) Tempo de cura das amostras de sete dias para as amostras de resistência e de quatorze dias para as amostras de condutividade hidráulica;

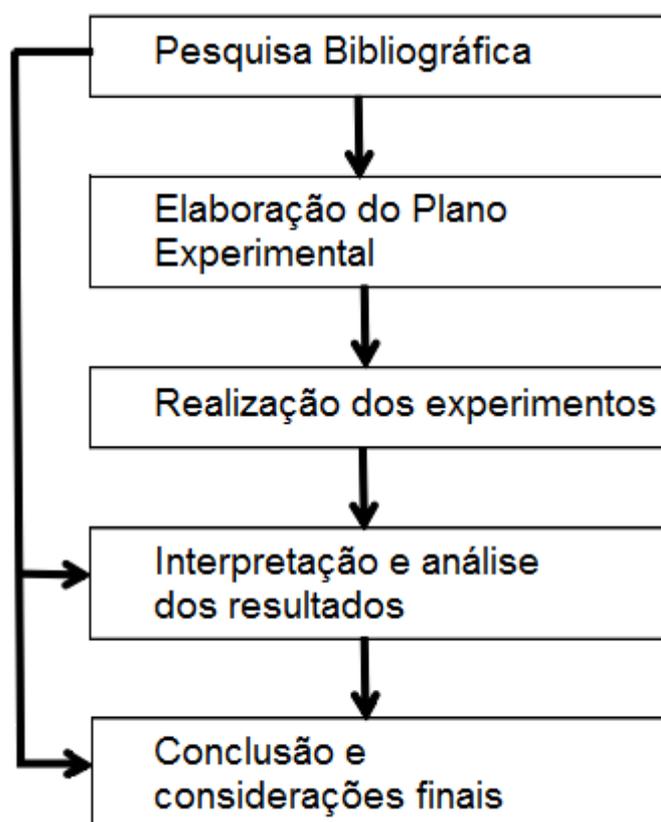
¹ *Unified Soil Classification System* (USCS) refere-se, em inglês, ao Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS).

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, ilustradas na Figura 1, e descritas nos próximos parágrafos:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Elaboração do plano experimental;
- c) Realização dos experimentos;
- d) Interpretação e análise dos resultados;
- e) Conclusão e considerações finais;

Figura 1 - Diagrama das etapas da pesquisa



Fonte: própria do autor.

A primeira etapa do trabalho, a **pesquisa bibliográfica**, foi realizada ao longo de toda a pesquisa, servindo como principal fonte de amparo teórico em relação às características físicas e químicas dos componentes da mistura. Além disso, serviu como guia para a realização dos experimentos, no qual os procedimentos de ensaio são normatizados, também como fundamentação para a análise dos resultados e das considerações finais.

A etapa seguinte, a **elaboração do plano experimental**, tem como objetivo viabilizar a pesquisa em comparação com trabalhos já realizados, onde serão definidas as características almejadas para as amostras, como teor de umidade, percentuais de dosagem, pesos específicos aparentes secos, tempos de cura e configuração dos equipamentos.

A **realização dos experimentos** refere-se à moldagem, cura e ensaios dos corpos de prova. A moldagem segue as características estabelecidas pelo plano experimental, em acordo com as práticas de moldagem normatizada, em ambiente controlado e buscando-se a menor variabilidade possível. Os corpos de prova só serão submetidos aos ensaios uma vez que a cura pré-estabelecida for atingida, quanto a esses ensaios, tanto os de resistência como o de condutividade seguirão as normas estabelecidas. Os corpos de prova que não estiverem de acordo com o plano experimental serão descartados e refeitos.

A **interpretação e análise dos resultados** refere-se à realização das curvas de correlação entre os parâmetros. Ademais, qualquer resultando discrepante será refeito nesta etapa.

Na etapa de **conclusão e considerações finais** procura-se validar a razão porosidade/agente cimentante, comportamentos já conhecidos, como a relação adimensional entre resistência à compressão e à tração, bem como a influência de cada uma das variáveis chave.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 ASPECTOS GERAIS DE MISTURAS SOLO-CIMENTO

Misturas solo-cimentos foram bastante utilizadas para a construção de aeroportos durante a Segunda Guerra Mundial (1939-1945). Segundo a Federal Highway Administration (FHWA, 1992a), durante os anos 1950, os Estados Unidos atingiram a aplicação anual de 50 milhões de yd² (jardas quadradas) ou 41,8 milhões de m², na construção extensiva da malha rodoviária norte americana.

Atualmente, mistura solo-cimento são tipicamente utilizadas em obras de terra, como aterros, bases e sub-bases de rodovias, núcleos de barragens de terra, proteção do suporte de pontes e diques e fundos para reservatórios de água. Além disso, lagoas de tratamento de águas residuais, lagoas de secagem e depuração de lodo, áreas de armazenamento de carvão e aterros sanitários perigosos ao meio ambiente foram revestidos com misturas solo-cimento (BELLEZZA e FRATALOCCHI, 2006).

O uso de misturas pode melhorar o solo e as condições do terreno *in situ*, de modo que economias significativas de custos são possíveis. Isso pode ser alcançado por esquemas de fundação mais baratos, usando-se um menor volume de material de preenchimento, declives mais íngremes, utilizando solos de baixa qualidade e realizando economias em relação às metodologias convencionais de escavação/reposição (NICHOLSON, 2015).

Em misturas solo-cimento, as partículas de solo/agregado são unidas pela pasta de cimento, mas ao contrário do concreto, as partículas individuais não estão completamente revestidas pela pasta. A mistura distingue-se do solo modificado com cimento, pois misturas solo-cimento normalmente satisfazem critérios de durabilidade e/ou de resistência à compressão, para que possa efetivamente resistir ao carregamento estrutural (por exemplo, cargas do veículo quando usado como base do pavimento) e forças ambientais (por exemplo, congelamento e descongelamento, molhagem e secagem, e erosão em condições de fluxo quando utilizado em estruturas de taludes) (ACI, 2009).

De acordo com a FHWA (1992a; 1992b), as seguintes definições derivam do método de estabilização de solos com cimentos:

- a) Solo estabilizado com cimento: uma mistura de solo e certas quantidades de cimento Portland e água, que é completamente misturada, compactada para um alto peso específico e protegida contra perda de umidade durante um período de cura específico.
- b) Solo-cimento: material endurecido formado pela cura de uma mistura íntima compactada mecanicamente de solo pulverizado, cimento Portland e água. O solo-cimento contém cimento suficiente para estar em conformidade com os limites dos testes de durabilidade específicos. Geralmente contam com dosagem superior a 3% em peso de solo-cimento.
- c) Solo modificado com cimento: uma mistura íntima não endurecida (ou semiendurecida) de solo pulverizado, cimento Portland e água. Os teores de cimento são significativamente menores que os utilizados no solo-cimento.
- d) Solo-cimento plástico: mistura íntima endurecida ou semiendurecida de solo pulverizado, cimento Portland e água, onde o solo e o cimento são misturados com um alto teor de água, de modo que o material possa ser bombeado. Esta mistura é frequentemente utilizada sem compactação.

A diferença primordial entre as categorias de solos tratados com cimento é a quantidade de cimento adicionada. Esta varia de apenas alguns per centos em peso para o solo modificado com cimento, até 6-10% (até 15% para argilas) para o solo-cimento, dependendo do tipo de solo. Em geral, os solos mais finos e de maior plasticidade exigirão maiores teores de cimento para a estabilização. A qualidade e o grau de estabilização dependerão de várias variáveis, incluindo pulverização do cimento, pulverização do solo, grau e qualidade da mistura, grau de compactação, umidade e cura adequada (FHWA, 1992b).

No país, a NBR 12253 (ABNT, 2012c), define solo-cimento como “produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem”. O teor mínimo de cimento é resultado de ensaios de dosagem que estabeleçam a resistência mínima à compressão simples, definida pela NBR 12025 (ABNT, 2012b), de 2,1 MPa aos sete dias de cura. A norma

também sugere teores de cimento de 4% a 7% de acordo com a classificação HRB do solo (ASTM, 2015).

Os requisitos de dosagem de cimento variam dependendo das propriedades desejadas e do tipo de solos. O teor de cimento pode variar de 2% até 16% em peso seco de solo. Geralmente, à medida que a porção argilosa do solo aumenta, a quantidade de cimento necessário aumenta. (ACI, 2009)

Felt (1955) e Abrams (1959) identificaram os cinco fatores que influenciam as propriedades estruturais de solos melhorados com cimento:

- a) A composição física e química do solo;
- b) A quantidade de cimento adicionada à mistura;
- c) A quantidade de água adicionada para a mistura logo antes da compactação;
- d) O peso específico da mistura após a compactação;
- e) A idade do material e as condições sob as quais o material foi curado;

Segundo Nicholson (2015), algumas das mais graves consequências causadas pela presença, introdução ou alteração na concentração de água no solo podem ser evitadas pela utilização de técnicas de melhoramento de solos, diminuindo assim, os riscos de colapso/ruína de fundações, deslizamento de taludes, mudanças de volume excessivas, liquefação, ruína por *piping*, e recalque total e diferencial.

De acordo com a Portland Cement Association (PCA, 2017), o solo-cimento é uma maneira eficiente e econômica de reconstruir pavimentos. Uma vez que aproximadamente 90% do material utilizado já são utilizados no local da obra, os custos de manipulação e transporte são reduzidos ao mínimo. Muitos materiais granulares e resíduos de pedreiras também podem ser usados para fazer o solo-cimento, desta forma, materiais de alta qualidade são conservados para outros fins.

3.1.1 Componentes da mistura solo-cimento

3.1.1.1 Solo

Uma ampla gama de tipos de solo pode ser estabilizada usando cimento Portland. Um solo pode ser ácido, neutro ou alcalino e ainda responder bem ao tratamento com cimento. No entanto, o tratamento com cimento de solos granulares, como areia e

cascalho, é geralmente mais efetivo e economicamente viável devido à facilidade na pulverização e mistura, e quantidades menores de cimento são necessárias. Os solos finos de baixa a média plasticidade também podem ser estabilizados, mas não são tão eficazes quanto os solos granulares (FHWA, 1992b).

A seleção de um aditivo apropriado pode começar seguindo algumas diretrizes gerais baseadas na graduação e plasticidade do solo, que foram bem documentadas na literatura (FHWA, 1992a; FHWA, 1992b; RAISON, 2004; ACI, 2009). Por exemplo, enquanto o cimento pode ser usado com uma variedade de tipos de solo, é fundamental que seja completamente misturado com qualquer fração de finos (tamanhos de grão $<0,074$ mm). Portanto, em geral, devem ser evitados materiais mais plásticos, pois seriam difíceis de misturar com o cimento (NICHOLSON, 2015).

As propriedades das misturas de solo e cimento compactadas e hidratadas dependem em grande parte dos tipos de solo envolvidos. Certas diferenças nas propriedades e na reação do cimento são devidas à variação na composição química do solo (FELT, 1955).

Tipicamente, solos contendo entre 5% e 35% de finos passando pela peneira N°. 200 (75 μ m) produzem a mistura solo-cimento mais econômica. Muitos solos com um maior conteúdo de finos (material que passa na peneira N°. 200 [75 μ m]) e baixa plasticidade, no entanto, foram estabilizados com sucesso e de forma econômica em operações de mistura *in situ*. Os solos siltosos não plásticos com 60% a 70% de material passando na peneira N°. 200 (75 μ m) foram estabilizados com apenas 9% de cimento em operações de mistura *in situ* e tiveram excelente desempenho (ACI, 2009).

Os solos que contenham mais de 2% de material orgânico e um pH inferior a 5,5 são geralmente considerados inaceitáveis para a estabilização (HERZOG e MITCHELL, 1963). Os tipos de solo tipicamente estabilizados incluem: areia siltosa, areia e cascalho processados ou não e pedras trituradas (CONSOLI et al., 2016).

Os solos finos geralmente requerem mais cimento para um endurecimento satisfatório e, no caso das argilas, geralmente são mais difíceis de pulverizar para uma mistura adequada. A presença de finos, contudo, nem sempre é prejudicial. Alguns finos não plásticos no solo podem ser benéficos. Em areias ou cascalhos uniformemente

graduados, finos não plásticos, incluindo cinzas volantes, poeira de forno de cimento (*ciment-kiln dust*) e resíduos de britagem, servem para preencher os vazios na estrutura do solo, proporcionando uma mistura mais densa e estável. Os finos não plásticos também podem ajudar a reduzir o teor de cimento (NICHOLSON, 2015).

3.1.1.2 Cimento

O cimento Portland tipo I é um silicato tricálcico anidro (C_3S)² rico em energia com um excesso de cal. Aproximadamente 50% (em peso) do cimento consiste em C_3S enquanto outros 25% são de silicato dicálcico (C_2S). Os 25% restantes são compostos principalmente de aluminatos de cálcio (C_3A e C_4AF) e sulfato de cálcio dihidratado (CSH_2).

Os cimentos anidros contêm uma gama de tamanhos de partículas, com um diâmetro médio de partículas da ordem de 10 μm ($10 \times 10^{-6} m$). Embora a área superficial do pó de cimento Portland seja apenas de aproximadamente 0,3 m^2/gm , a pasta de cimento, após a hidratação, tem uma área superficial de cerca de 300 m^2/gm . Esta grande área superficial é responsável pela reação de cimentação, através das forças de adesão a superfícies adjacentes. A estabilização com cimento assemelha-se à estabilização com cal em muitas maneiras, exceto que com cimento, o material pozolânico está presente no cimento inicialmente e não precisa ser derivado do próprio solo (FHWA, 1992b).

Em alguns solos, pode obter-se uma maior resistência através da utilização de cimento de alta resistência inicial (Tipo V). Cimento tipo V contém partículas mais finas e um maior conteúdo C_3S que possibilita uma hidratação mais rápida e um desenvolvimento mais rápido de resistência. Durante as primeiras 24 horas de cura, o cimento Tipo V atinge quase duas vezes mais força do que o cimento Tipo I (FHWA, 1992b).

Por exemplo, os solos com a mesma gradação, mas de diferentes horizontes, apresentam diferentes curvas de umidade/peso específico, exigindo teores de cimento diferentes para atingir a mesma dureza e resistência para diferentes teores de umidade e possuíam estruturas variáveis (CATTON, 1959).

²C = CaO, S = SiO₂, H = H₂O, A = Al₂O₃, F = Fe₂O₃ n

A estabilização com cimento tipicamente aumenta a resistência à compressão, resistência ao cisalhamento, resistência à tração e módulo de elasticidade (rigidez do solo) e essas reações podem continuar por meses, melhorando continuamente essas propriedades. A resistência ao gelo/degelo e à umidade também são significativamente aumentados pela estabilização cimentícia. O controle de variações de volume em solos potencialmente expansivos é muitas vezes um objetivo primário do tratamento com aditivos à base de cálcio, tal como o cimento e a cal (NICHOLSON, 2015).

A experiência mostrou que, muitas vezes, para atender aos critérios de resistência à compressão, o teor de cimento adicionado é superior ao necessário para atender aos requisitos de durabilidade (USACE, 2000).

Segundo Catton (1959), o solo na quantidade de umidade ótima (no peso específico máximo) contem água mais do que suficiente para fornecer toda a umidade requerida para a hidratação completa do cimento, para um teor de cimento próximo ao mínimo necessário para a validação da mistura no teste de durabilidade.

3.1.1.3 Água

A água é necessária no solo para ajudar a obter a compactação máxima e a hidratação do cimento, os teores de umidade de misturas solo estabilizadas geralmente estão na faixa de 5% a 13% em peso da mistura seca na estufa (BENETTI, 2015; CRUZ, 2004).

Podem ser utilizadas água potável ou outras águas relativamente limpas, isentas de quantidades nocivas de álcalis, ácidos ou matéria orgânica. A presença de sulfatos solúveis deve ser analisada sempre que houver suspeita. A qualidade da água para a mistura do solo cimento deve ser semelhante à utilizada para o concreto.

Até mesmo a água do mar já foi utilizada de forma satisfatória. A presença de cloretos na água do mar pode inclusive aumentar resistências iniciais (ACI, 2009; USACE, 2000).

3.1.2 Método de dosagem de cimento

Segundo Richards e Hadley (2006), a fim de obter a combinação adequada de água solo e cimento para desenvolver um solo-cimento resistente à erosão e que pode ser usado em projetos de engenharia, testes laboratoriais extensivos são realizados utilizando os materiais planejados para uso.

Os critérios PCA estão resumidos na Tabela 1: Os teores de cimento suficientes para evitar perdas de peso superiores aos valores indicados após 12 ciclos de molhagem/secagem, ou, gelo/degelo, com escovação entre os ciclos, são considerados adequados para produzir um solo-cimento durável.

Tabela 1 - Critérios da PCA para dosagem de misturas solo-cimento

Classificação AASHTO	Classificação UCS	Máxima perda permitida em peso, %
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	14
A-1-b	GM, GP, SM, SP	14
A-2	GM, GC, SM, SC	14*
A-3	SP	14
A-4	CL, ML	10
A-5	ML, MH, CH	10
A-6	CL, CH	7
A-7	OH, MH, CH	7

*Dez por cento é o máximo de perda em peso permitida para solos A-2-6 e A-2-7

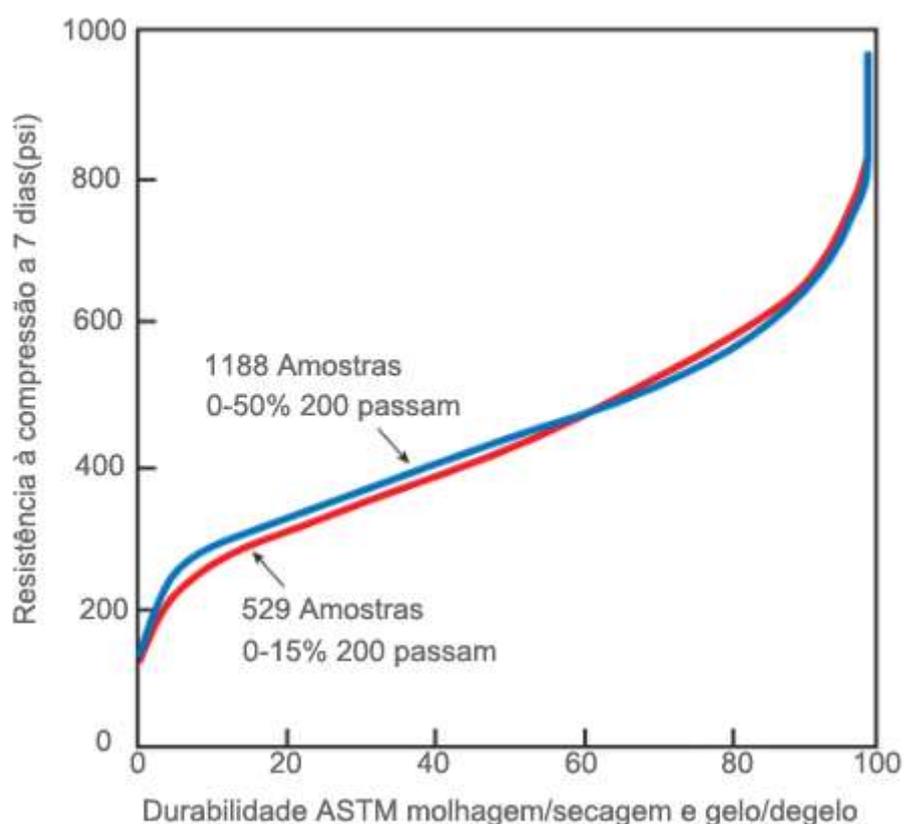
Fonte: Adaptado do inglês (RICHARDS e HADLEY, 2006)

Embora os testes de durabilidade sejam ainda os mais válidos para determinar o teor de cimento para misturas solo-cimento, a execução de ambas as séries de testes leva cerca de um mês e tende a ser dispendiosa. Como é verdade em todos os testes, os critérios de um procedimento de teste são a sua confiabilidade e reprodutibilidade (CATTON, 1959).

A Portland Cement Association realizou mais de 1700 conjuntos de testes de durabilidade em uma ampla gama de solos, desenvolvendo uma relação entre a resistência à compressão a sete dias e a durabilidade. A Figura 2 mostra a

percentagem de amostras que passaram nos ensaios ASTM padrão de molhagem/secagem e gelo/degelo plotados em relação à resistência a compressão a sete dias das amostras de laboratório. A figura indica que, em média, 87% das amostras de solo arenoso que atingem uma resistência à compressão de 600 psi (4,1 MPa) passará nos testes de durabilidade. Da mesma forma, cerca de 97% dos solos que atingem uma resistência à compressão de 750 psi (5,2 MPa) passarão nos testes de durabilidade.

Figura 2 - Resistência à compressão a sete dias vs. Durabilidade ASTM molhagem/secagem e gelo/degelo



Fonte: Adaptado do inglês (RICHARDS e HADLEY, 2006)

Segundo a USACE (2000), os requisitos mínimos de projeto para a proteção de obras hidráulicas com solo-cimento devem ser tais que tenham uma resistência à compressão mínima de 600 psi (4,2 MPa) no final de 7 dias e 875 psi (6 MPa) no final de 28 dias, testado de acordo com D 1633 (ASTM, 2000).

Segundo a NBR 12253 (ABNT, 2012c), a dosagem de cimento para utilização como camada de pavimento é definida pelo teor no qual a resistência média à compressão

seja igual ou superior a 2,1 Mpa aos sete dias de idade. Estes resultados devem contar com o solo no peso específico e umidade ótimo, determinados pela NBR 12023 (ABNT, 2012). A norma brasileira ainda sugere teores para o ensaio de compactação conforme a classificação do solo pela D 3282 (ASTM, 2015).

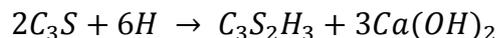
3.1.3 Reações solo-cimento

A hidratação dos silicatos de cálcio produz uma pasta de cimento na forma de hidrato de silicato de cálcio (CSH) e de cal livre sob a forma de hidróxido de cálcio (CH) (FHWA, 1992b).

O cimento Portland é composto de silicatos de cálcio e aluminatos de cálcio que, quando combinados com água, hidratam para formar os compostos de cimentação vistos anteriormente. Devido a estes compostos, o cimento Portland pode ser bem sucedido na estabilização de solos granulares e finos, bem como agregados e materiais diversos. Um aspecto importante para a estabilização de solos argilosos e finos é a reação pozolânica que ocorre entre o hidróxido de cálcio, liberado durante a hidratação, a alumina do solo e a sílica do solo. Além disso, a permeabilidade do material cimentado é bastante reduzida. O resultado é um material resistente à umidade que é altamente durável e resistente à lixiviação a longo prazo (LITTLE et al., 2000).

O cimento misturado com água forma hidrato de silicato de cálcio e hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). O hidrato de silicato de cálcio, geralmente referido como gel CSH, se forma nas superfícies das partículas de cimento e, por ter um efeito fortemente cimentante, une as partículas de solo e aumenta sua resistência. Uma vez que a reação hidráulica ocorre consideravelmente mais rápido do que a reação pozolânica, o solo estabilizado com cimento normalmente atinge maior resistência do que o solo estabilizado com cal, particularmente nos primeiros meses. Uma vez que alguns $\text{Ca}(\text{OH})_2$ são formados durante a estabilização do cimento, também ocorrerão reações pozolânicas, embora em menor grau do que na estabilização com cal. Assim, na estabilização com cimento, além da reação de cimentação, são formados os mesmos produtos de reação que aumentam a resistência, como na estabilização com cal, em cerca de um quinto da quantidade (HERZOG e MITCHELL, 1963; CROFT, 1967; BERGADO et al., 1996; BHATTACHARJA et al., 2003).

As reações primárias de hidratação são: (SASANIAN e NEWSON, 2014)



As reações secundárias subsequentes ocorrem assim que o hidróxido de cálcio é produzido na mistura:³



Devido à pureza e finura do hidróxido de cálcio produzido durante as reações de hidratação, a reação ocorre com maior rapidez do que a cal comum com os minerais do solo.

Um dos principais problemas com a estabilização do solo de cimento é que o solo-cimento encolhe como resultado da hidratação e da perda de umidade, o que pode ter efeitos deletérios (i.e. rachaduras de encolhimento impedem a ação de laje estrutural contínua ou a estanqueidade à água). As medidas preventivas incluem a limitação da plasticidade (e, portanto, a afinidade da água) do solo, a pulverização completa do solo, a mistura completa e a cura adequada. Para um alto teor de cimento, fendas controladas ou "guiadas" podem permitir e projetar para o encolhimento planejado do solo, e ajudar a evitar rachaduras aleatórias indesejáveis (NICHOLSON, 2015).

³ C = CaO, S = SiO₂, H = H₂O, A = Al₂O₃, F = Fe₂O₃

3.2 VARIÁVEIS DE INTERESSE

3.2.1 Efeito da dosagem de agente cimentante

O teor de cimento é normalmente expresso em percentagem em peso. O teor de cimento em peso baseia-se no peso do solo seco, de acordo com a expressão:

$$C_w = \frac{\textit{peso de cimento}}{\textit{peso de solo seco}} \times 100$$

Equação 1 - Teor de cimento em peso

Segundo Catton (1959), os trabalhos com solos modificados com cimento demonstraram claramente que os grãos de cimento serviram como um núcleo ao qual as partículas finas do solo se aderiram. Diversos estudos mostram que o aumento do percentual de agente cimentante proporciona aumento nas resistências, tanto à compressão quanto à tração (ABRAMS, 1959; CATTON, 1959; CLOUGH et al., 1981; CONSOLI et al., 2010; FOPPA, 2005; RICHARDS e HADLEY, 2006).

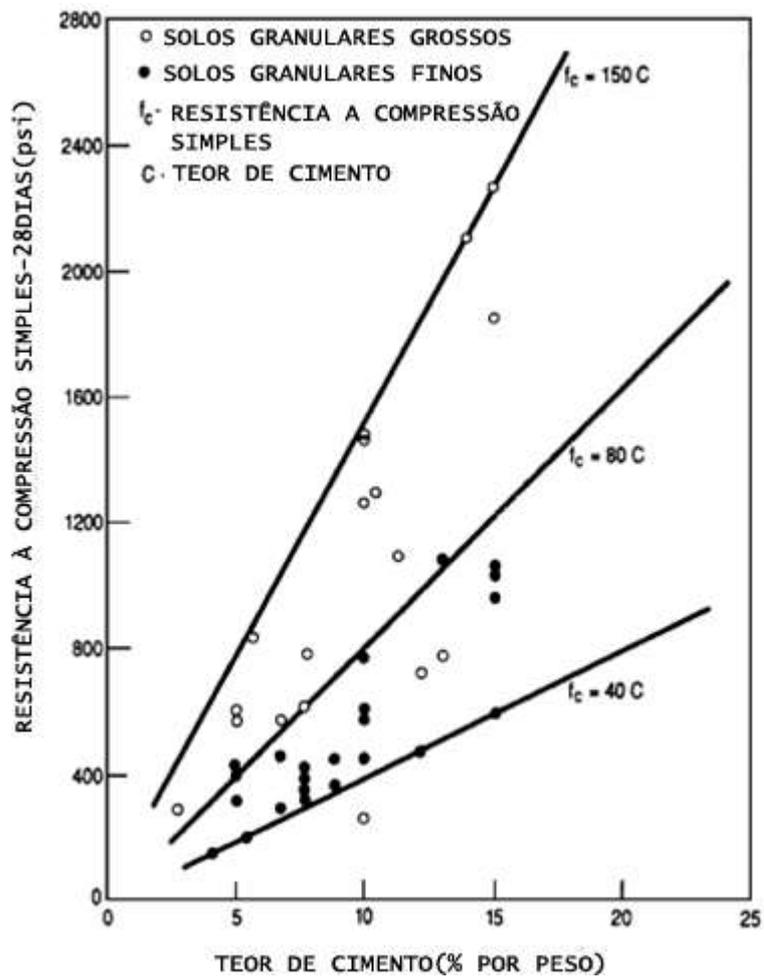
Um dos primeiros estudos extensivos, realizado pela “Highway Research Board”⁴, mostra que uma relação linear pode ser usada para aproximar a relação entre a resistência à compressão e o teor de cimento para os teores de cimento até 15% e um período de cura de 28 dias (ACI, 2009), como pode ser visto na Figura 3.

Para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cimento provoca aumento da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido, ou seja, provoca um aumento do módulo E efetivo (CLOUGH et al., 1981; CONSOLI et al., 2015).

A condutividade hidráulica de quase todo o solo-cimento é uma função inversa do teor de cimento, ou seja, um aumento no teor de cimento diminui a condutividade hidráulica. Esta relação está ilustrada na Figura 4, que apresenta os resultados do teste de permeabilidade em vários solos arenosos. As exceções são alguns solos de grãos muito finos que se tornam mais permeáveis com um aumento no conteúdo de cimento (ADASKA, 1985; IBEIRO, 2016).

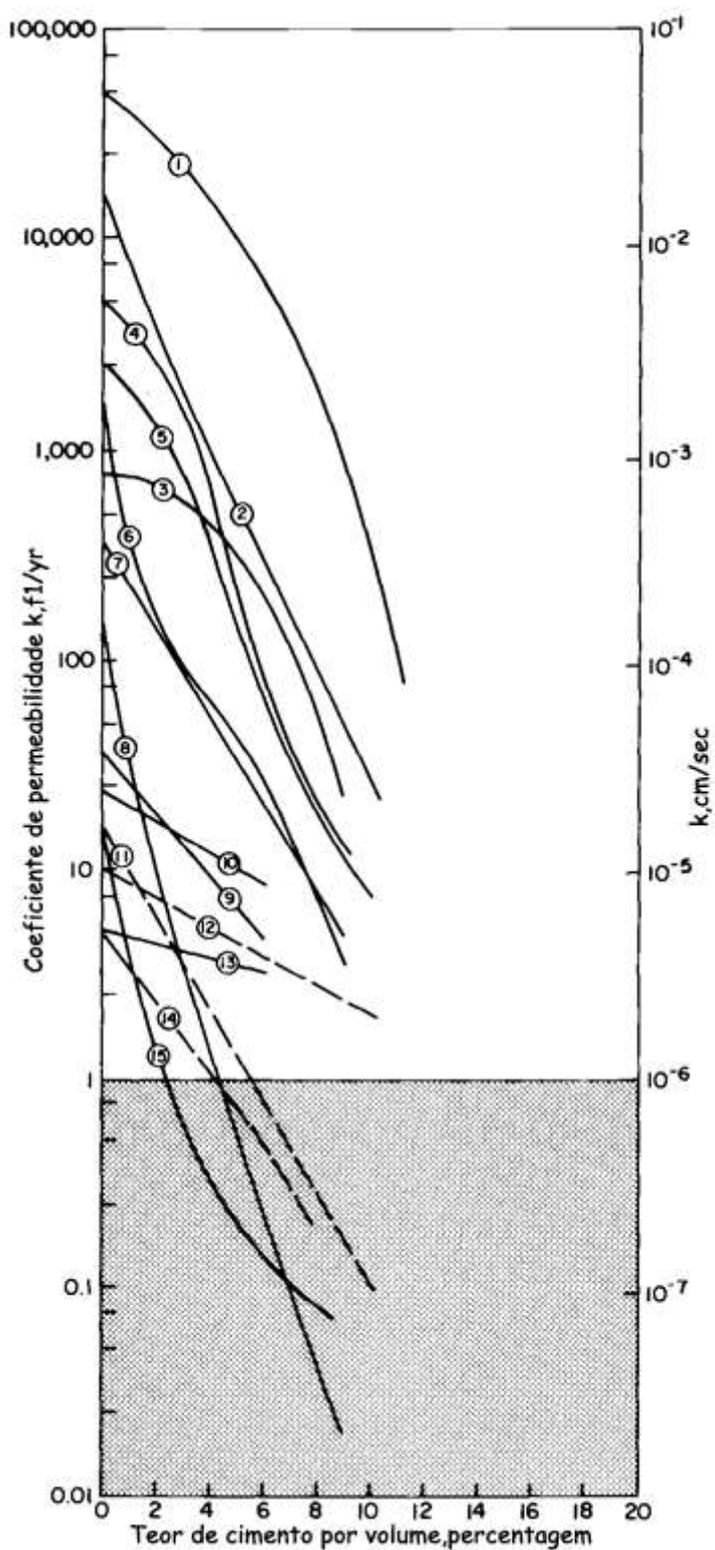
⁴ *Soil Stabilization with Portland Cement, Bulletin 292, 212, Washington, DC. 1961*

Figura 3 - Relação entre o teor de cimento e a resistência à compressão não confinada para misturas de solo-cimento



Fonte: Adaptado do inglês (ACI, 2009)

Figura 4 - Permeabilidade de solos arenosos tratados com cimento

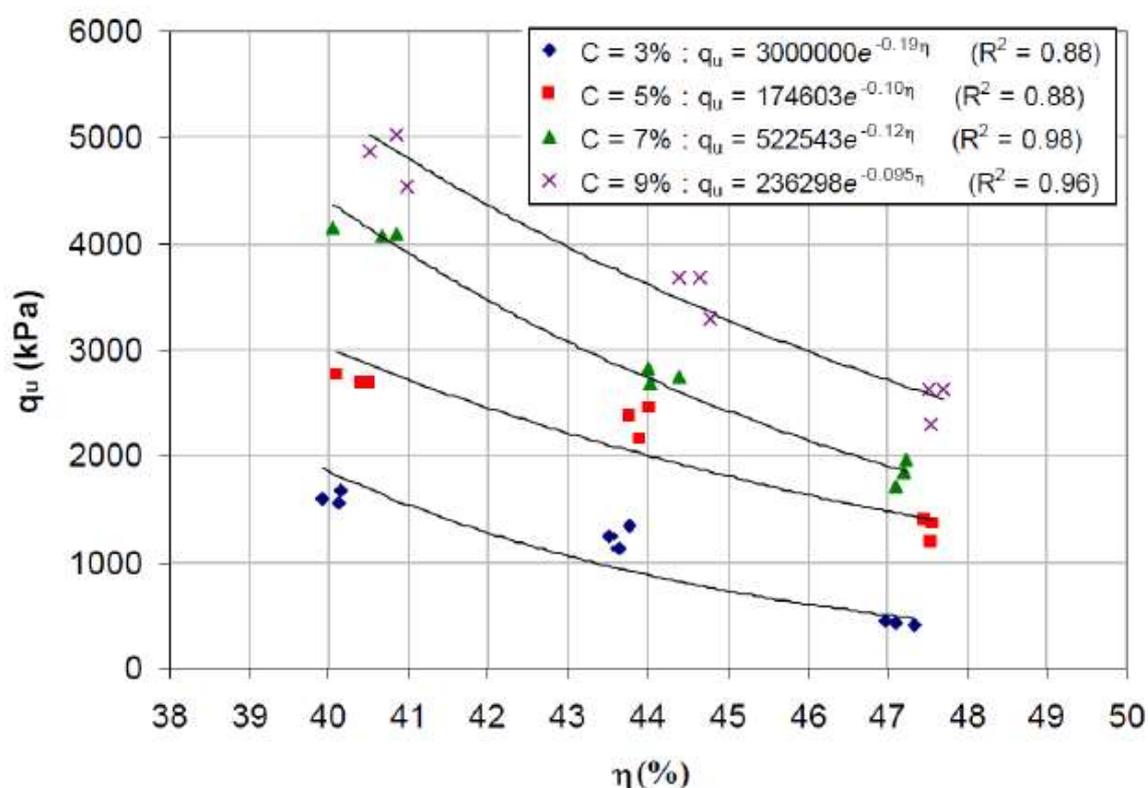


Fonte: Adaptado do inglês (ADASKA, 1985)

3.2.2 Efeito do peso específico de compactação

Segundo diversos autores, para um teor de umidade constante, o aumento do peso específico da mistura proporciona um aumento da resistência à compressão para misturas solo-cimento sem coesão, como na figura 5. Esta relação deve-se principalmente à resistência de um solo ser advinda do atrito entre os grãos, que por sua vez aumenta quanto mais denso o solo (FELT, 1955; ROSA, 2010; FOPPA, 2005; SHEN e MITCHELL, 1966).

Figura 5 - Resistência à compressão simples vs. Porosidade para misturas de solo cimento

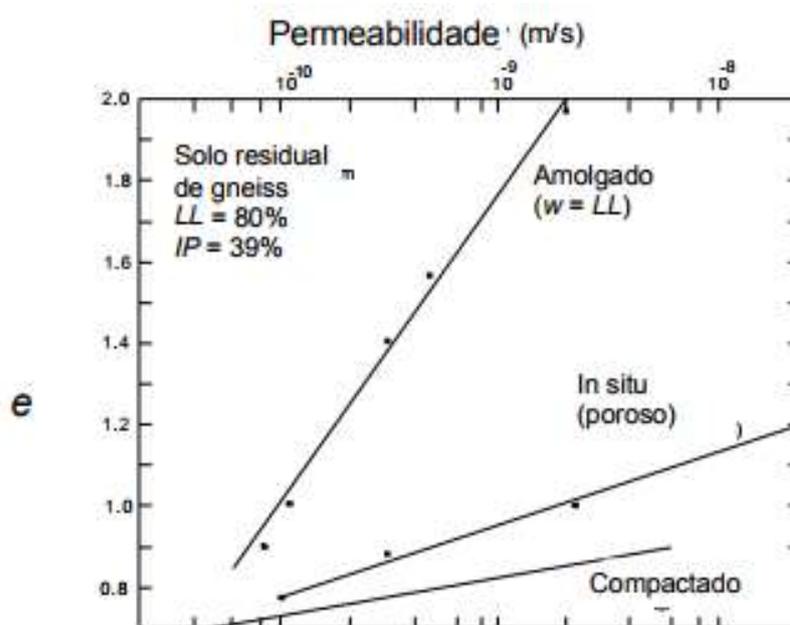


Fonte: (ROSA, 2010)

Felt (1955) observou que para solos siltosos e argilosos, o aumento do peso específico da mistura também proporcionou resultados melhores em ensaios de durabilidade e, segundo os critérios para construção de rodovias, obteve-se melhores misturas quando compactadas no teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima do ensaio de compactação. Diversos autores corroboram este resultado, encontrando maiores valores de resistência e menores índices de condutividade (BENETTI, 2015; CRUZ, 2004; IBEIRO, 2016).

Vargas (1977) correlaciona permeabilidade com o índice de vazios de um mesmo solo em estados diferentes. O aumento da compactação de um solo restringe diretamente a rede capilar que permite o fluxo de água. Tanto a porosidade quanto a permeabilidade são parâmetros físicos e estão intimamente ligados em solos sem coesão. O autor ressalva que um aumento do índice de vazios ou da porosidade não significa necessariamente um aumento na condutividade hidráulica, pois depende da conexão dos poros e não somente do volume destes, como pode ser visto na figura 6.

Figura 6 - Correlações permeabilidade (k) vs. e (índice de vazios) para o mesmo solo em estados diferentes



Fonte: (VARGAS, 1977)

Com o aumento do peso específico aparente de uma amostra de solo, a resistência aumenta, a condutividade hidráulica diminui, para uma dada umidade e teor de agente cimentante constantes (INGLES e METCALF⁵, 1972; *apud* BENETTI, 2015).

3.2.3 Influência do tempo de cura

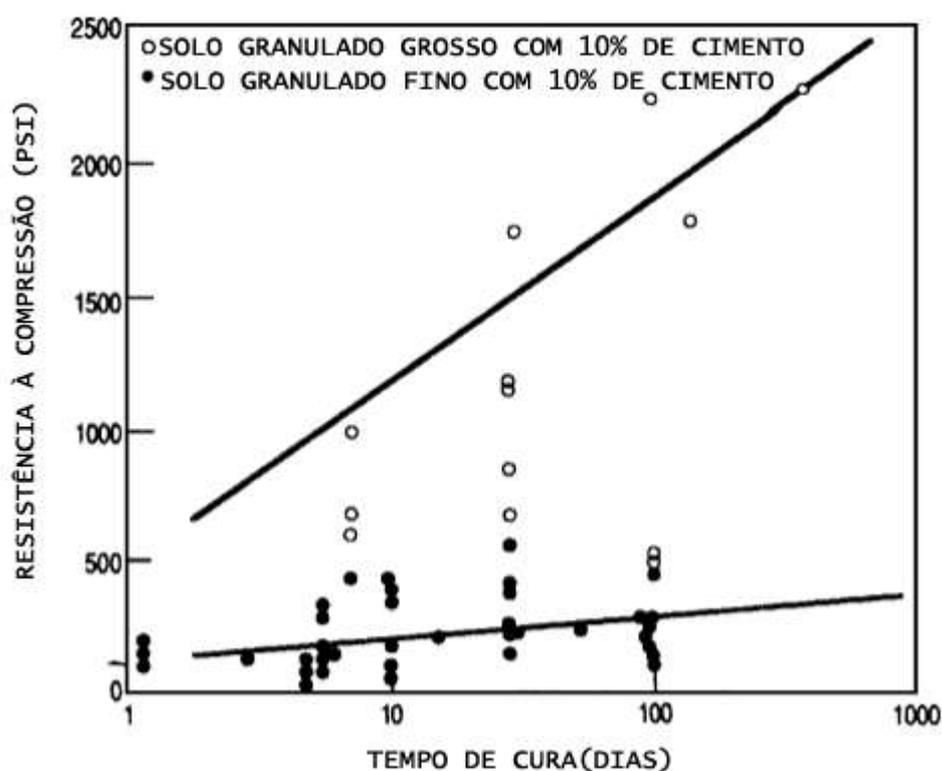
Semelhantemente ao concreto, o solo-cimento continua a ganhar força com a idade. As resistências à compressão típicas de sete dias variam de 3,5 a 7 MPa (500 a 1000

⁵Soil Stabilization – Principles and Practice, 1972. Sidney: Butterworths.

psi), enquanto que em 28 dias as resistências à compressão são de 5,5 a 10 MPa (800 a 1500 psi) (CONSOLI et al., 2007; CONSOLI et al., 2010).

Os núcleos retirados da seção de teste de uma represa estadunidense (Bonny Reservoir) após dez anos apresentaram uma resistência à compressão média de 17 MPa (2500 psi) (ADASKA, 1985).

Figura 7 - Efeito do tempo de cura na resistência à compressão de algumas misturas solo-cimento



Fonte: Adaptado do inglês (FHWA, 1992b)

No que diz respeito ao efeito do cimento sobre a condutividade hidráulica, os fatores como a porcentagem de cimento, o tempo de cura e as condições de cura (pressão confinante e umidade) foram investigados, e nos solos onde o agente cimentante providencia uma diminuição da condutividade hidráulica, esta continua a decrescer com a idade do solo (BELLEZZA e FRATALOCCHI, 2006; IBEIRO, 2016).

3.2.4 Teor de umidade e relação água/cimento

Para uma dada energia de compactação, a peso específico seco máximo só pode ser atingida para uma dada percentagem de umidade, definida como umidade ótima. Para uma mistura solo-cimento, a confecção de uma curva de peso específico -umidade é normatizada na NBR 12023 (ABNT, 2012).

A adição de cimento a um solo geralmente causa alguma alteração tanto no teor de umidade ideal quanto na máxima do peso específico seco para um determinado esforço de compactação. A direção dessa mudança, no entanto, geralmente não é previsível. A ação flocculante do cimento tende a produzir um aumento no teor ótimo de umidade e uma diminuição do peso específico máximo (ACI, 2009).

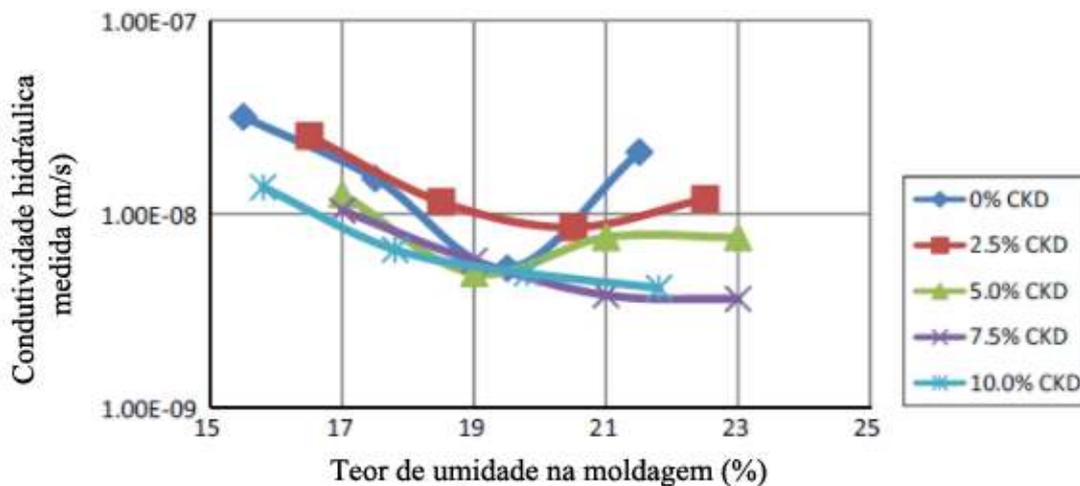
FELT (1955) sugere que solos arenosos podem seguir, até algum ponto, a relação água/cimento característica de concretos. FOPPA (2005) não encontrou tendência alguma para a resistência à compressão vs. razão água/cimento para a mistura solo-cimento, o autor explica que isso pode se dever ao fato de não haver uma relação direta entre vazios e quantidade de água em solos não saturados, no entanto, diversos outros autores encontraram relações entre a razão água/cimento e a resistência de solos saturados (HORPIBULSUK et al.⁶, 2003; AZAMBUJA⁷, 2004; *apud* FOPPA, 2005). Entretanto, o autor pôde constatar um teor ótimo de umidade, onde a resistência cresce até um determinado valor a partir do qual tende a decrescer.

Os valores de condutividade hidráulica obtidos com a adição de cimento dependem do tipo de solo e da umidade em que são feitas a mistura e a compactação, contudo, assim como para a resistência, é possível constatar um teor de umidade ótimo para o qual a condutividade hidráulica apresenta valor mínimo (BENETTI, 2015; IBEIRO, 2016). OSINUBI (2015) apresenta medições de condutividade hidráulica em relação ao teor de umidade utilizado na moldagem, conforme pode ser visto na figura 8, o autor variou a quantidade da adição de poeira de forno de cimento (*ciment-kiln dust*).

⁶ HORPIBULSUK, S; MIURA, N; NAGARAJ, T. S. Assessment of Strength Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abram's Law as a Basis. *Geotechnique*, London, v.53, n.4, p.439-444, 2003.

⁷ AZAMBUJA, R. M. B. Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes. 2004. 98p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

Figura 8 - Teor de umidade na moldagem vs. condutividade hidráulica medida



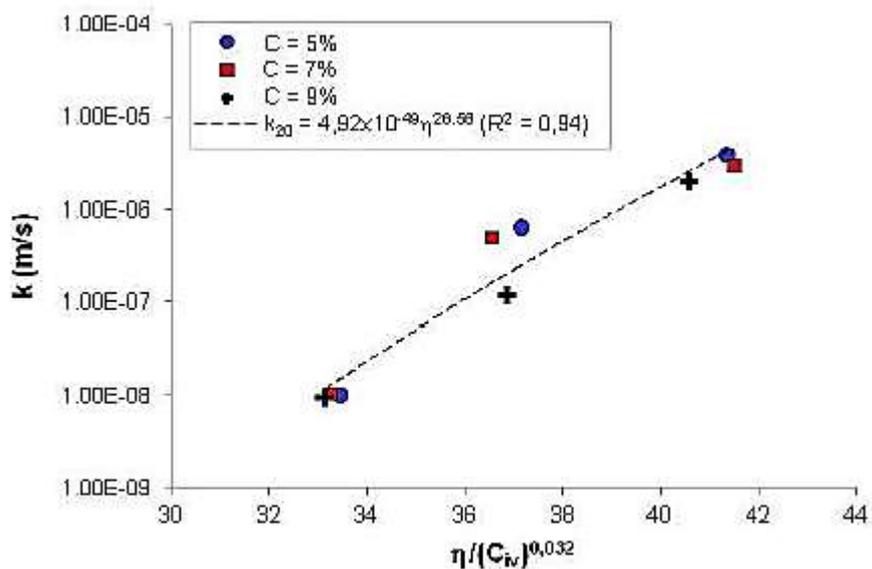
Fonte: Adaptado do inglês (OSINUBI, 2015)

3.2.5 Relação porosidade/cimento

Segundo IBEIRO (2016), a condutividade hidráulica aumenta uma vez que a relação porosidade/agente cimentante aumenta, resultado esperado conforme a bibliografia analisada em 3.2.1 e 3.2.2, no entanto a autora ressalta que a correlação não é ideal, fazendo-se necessário então a adição de um expoente ao termo de agente cimentantes, conforme Figura 9.

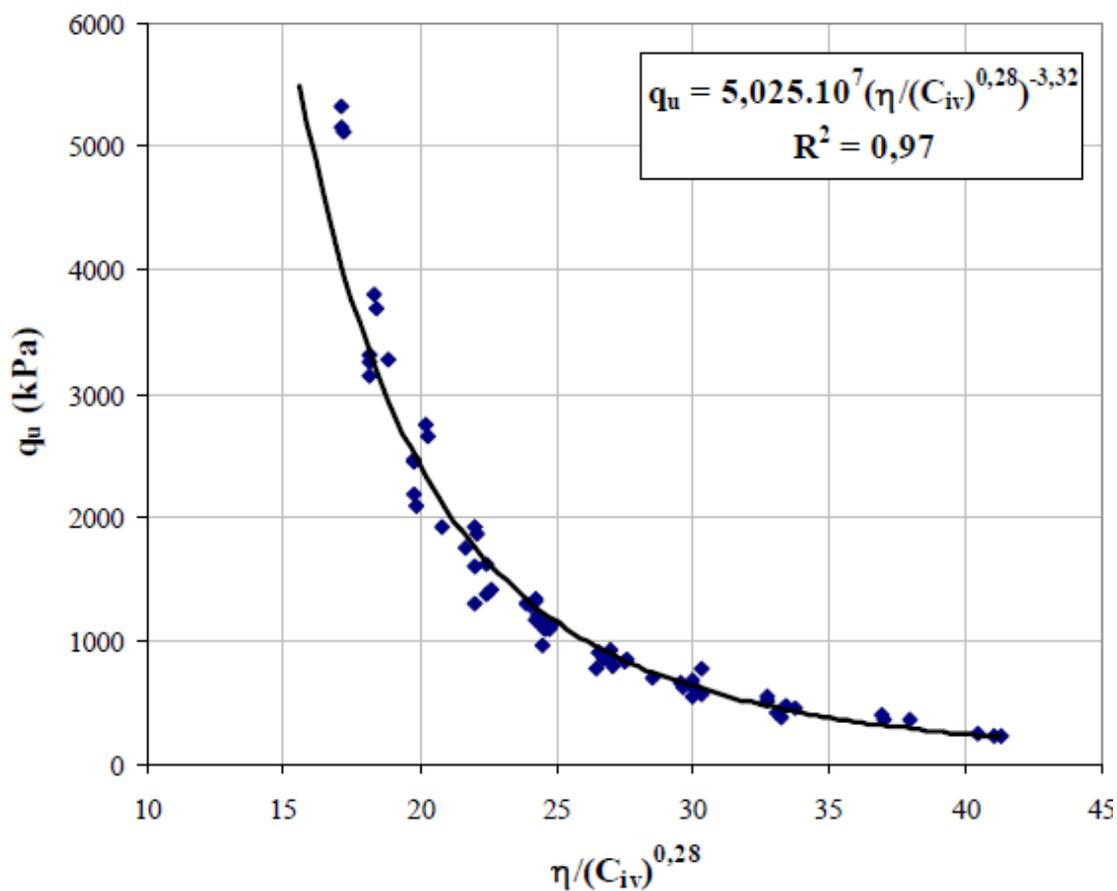
Da mesma forma, é possível relacionar a resistência à compressão simples de uma mistura ao parâmetro porosidade/cimento, conforme a Figura 10. Assim, como que para a condutividade, pontos com a mesma razão η/C_{iv} podem ser obtidos de forma diferente (um por densificação e outro por aumento do teor de cimento) e apresentam resultados distintos. A compatibilização das variações vem então da aplicação de uma potência ao denominador (FOPPA, 2005).

Figura 9 - Condutividade hidráulica em função da relação vazio/cimento ajustado



Fonte: (IBEIRO, 2016)

Figura 10 - Resistência à compressão em função da relação vazio/cimento



Fonte: (FOPPA, 2005)

3.3 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

3.3.1 Definição

Em 1883, Reynolds definiu o comportamento hidráulico de escoamentos em condutos forçados, classificando os regimes do fluxo de um fluido como sendo: (1) Laminar ou (2) Turbulento. Reynolds variou o diâmetro, o comprimento e a diferença de nível entre dois reservatórios, medindo a velocidade de escoamento. Verificou-se que existe uma velocidade crítica, abaixo da qual o regime é Laminar, havendo uma proporcionalidade linear entre o gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo, e acima da qual a relação não é linear e define o regime como turbulento (Reynolds⁸, 1877; *apud* ORTIGAO, 2009),

$$Re = \frac{v_c \cdot D \cdot \gamma}{\mu \cdot g}$$

Equação 2 - Número de Reynolds

Re é o número de Reynolds

V_c é a velocidade crítica

γ é o peso específico do fluido

μ é a viscosidade do fluido

g é a aceleração devida a gravidade

Como sabe-se, a velocidade de escoamento da água no solo é muito inferior à velocidade crítica estabelecida para o diâmetro dos poros. Portanto, conclui-se que a percolação ocorre em regime laminar. Como consequência, há proporcionalidade entre a velocidade de fluxo e o gradiente hidráulico (DANIEL e TRAUTWEIN, 1994).

$$v = K \cdot i$$

Equação 3 - Lei de Darcy

⁸*An experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous and of the law of resistance in parallel channels*, 1877, The Royal Society, London

v é a velocidade de percolação, ou velocidade de Darcy

k é a constante de proporcionalidade estabelecida

i é o gradiente hidráulico

A Equação 3 foi obtida experimentalmente cerca de 30 anos antes de Reynolds pelo engenheiro francês H. Darcy, e por isto é conhecida como lei de Darcy (DARCY⁹ 1856, *apud* ORTIGAO, 2009). Posteriormente, a equação foi refinada por Muskat, tomando a forma:

$$Q_x = -\frac{k_x \cdot A}{\mu} \cdot \left[\frac{\Delta P}{L_x} + \frac{\gamma \cdot \Delta h}{L_x} \right]$$

Equação 4 - Expansão da Lei de Darcy por M. Muskat

Q_x é o fluxo de um volume de fluido no tempo na direção x

k_x é a permeabilidade na direção x

A é a área transversal no sentido de percolação

μ é a viscosidade do fluido

ΔP é a diferença de pressão entre dois pontos de interesse

γ é o peso específico do fluido

Δh é a diferença de elevação entre os dois pontos

L_x é a distância no eixo x entre os dois pontos

A partir da Equação 4, torna-se evidente a diferenciação entre dois conceitos importantes na hidráulica de solos, a constante k – dada como permeabilidade intrínseca de um solo – e a constante K , a condutividade hidráulica de um solo. A relação entre as duas é estabelecida através da Equação 5:

⁹Les fontaines publiques de la ville de Dijon, 1856, Ed Dalmon, Paris

$$k = K \cdot \frac{\mu}{\rho g}$$

Equação 5 - Correlação da permeabilidade intrínseca e a condutividade hidráulica

k é a permeabilidade do solo

K é a condutividade hidráulica

μ é a viscosidade da água

ρ é a densidade do fluido

g é a aceleração devida à gravidade

É importante ressaltar, com base na análise das propriedades hidráulicas de um meio poroso, que a percolação estabelecida por Darcy e por Reynolds levam em conta que a rede formada é composta por um fluido apenas, o que só se torna verdade na percolação de um solo saturado após estabelecido um escoamento permanente. Além disso, as equações apresentadas têm como hipótese que a condutividade hidráulica não varia no tempo, e que não há variação de volume do solo (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Muskat refinou a equação de Darcy, generalizando-a para outros fluidos com viscosidades diferentes, estabelecendo adaptações para a utilização em meios porosos considerando-os parcialmente saturados, que viabilizou sua utilização na indústria do petróleo (BROOKS e COREY, 1964; IBEIRO, 2016).

3.3.2 Procedimento de ensaio em laboratório

Os ensaios em laboratórios são realizados utilizando-se permeômetros, para a análise da condutividade hidráulica. Segundo DANIEL (1994) estes equipamentos podem ser classificados quanto ao encapsulamento da amostra: onde a célula de amostragem possui (1) parede rígida, ou (2) parede flexível.

Parede rígida: Os permeômetros de parede rígida consistem em um tubo ou caixa rígida que contém o corpo de prova a ser permeado. O tubo é quase sempre circular e construído em metal (latão chapeado, aço chapeado, aço inoxidável ou alumínio), plástico (acrílico ou policloreto de vinila) ou vidro (usado apenas para testes com

produtos químicos ou resíduos líquidos). O líquido de permeação flui ao longo do eixo da amostra. O fluxo pode ser ascendente ou descendente. O fluxo ascendente pode ajudar a desalojar o gás preso, mas é preciso ter cuidado para não liquefazer ou deslocar a amostra.

Parede Flexível: A amostra de teste é confinada entre dois discos porosos nas extremidades e por uma membrana de látex nas laterais. São recomendadas duas linhas de drenagem para as peças das extremidades para liberar o ar preso. A célula é preenchida com água e pressurizada para pressionar a membrana de látex contra a amostra de teste e assim minimizar ou eliminar o escoamento pelas laterais.

Comparativamente, ensaios de parede flexível costumam oferecer resultados mais confiáveis. Embora mais complexos, permitem o uso de contra pressão na amostra, impedindo o fluxo junto as paredes laterais, são mais rápidos na saturação da amostra, e permitem o controle das tensões principais (DANIEL e TRAUTWEIN, 1994).

Os permeômetros também podem ser classificados quanto ao tipo de variação de carga necessária para a aplicação da equação de Darcy, a norma estadunidense D5084 (ASTM, 2016b) para permeômetros de parede flexível prevê seis métodos:

- a) Carga constante;
- b) Carga variável com altura a jusante constante;
- c) Carga variável com altura a jusante crescente;
- d) Fluxo constante;
- e) Carga constante e volume constante;
- f) Carga variável e volume constante;

Segundo a norma estadunidense, o tempo de ensaio decresce de A para F, no entanto, o erro de medição é maior se a condutividade não for próxima ao valor médio para os intervalos de aplicação. Já a norma brasileira determina a aplicação de carga constante para solos granulares na NBR 13292 (ABNT, 1995) e carga variável para solos argilosos na NBR 14545 (ABNT, 2000).

3.3.3 Outros fatores

Outros fatores que influenciam as medições de condutividade hidráulica, além daqueles descritos em 3.2, podem incluir, por exemplo: a temperatura da água, a estrutura do solo, propriedades químicas do solo, grau de saturação, estratificação do terreno, sentido de fluxo da água, nível de tensões efetivas (BELLEZZA e FRATALOCCHI, 2006; BENETTI, 2015; CRUZ, 2004; DANIEL e TRAUTWEIN, 1994; IBEIRO, 2016).

A influência da composição do solo sobre a condutividade hidráulica é geralmente de pouca importância para siltes, areias e cascalhos (mica e matéria orgânica são duas exceções), entretanto é de grande importância para as argilas. Quanto maior a capacidade de trocas iônicas de um solo, maior é o efeito destas sobre a condutividade hidráulica, é por este motivo que argilas Montmorilonitas tem, em geral, condutividade hidráulica menor que Caulinitas (LAMBE e WHITMAN, 1979).

No estudo de dispersões coloidais das argilas, a coesão e capilaridade podem ser explicadas através das atrações químicas existentes entre as moléculas de água e as partículas de solo. A distâncias de apenas algumas moléculas, as forças atrativas de Van der Waals, podem atingir pressões elevadíssimas (VARGAS, 1977).

3.3.3.1 Influência da temperatura:

Quanto maior for a temperatura, menor a viscosidade da água e, portanto, mais facilmente ela escoar pelos vazios do solo com correspondente aumento do coeficiente de condutividade hidráulica. Por isso, os valores de k são referidos à temperatura de 20°C, o que se faz pela seguinte relação:

$$k_{20} = k_t \cdot \frac{\mu_t}{\mu_{20}} = k_t \cdot R_t$$

Equação 6 - Correção da condutividade hidráulica pela temperatura

k_t é a o valor de k para a temperatura do ensaio

μ_{20} é a viscosidade da água para a temperatura de 20°C

μ_t é a viscosidade da água para a temperatura do ensaio

R_t é a relação entre as viscosidades

Segundo Helmholtz¹⁰ (1860, *apud* ORTIGAO, 2009), a viscosidade da água em função da temperatura é dada pela fórmula empírica: Onde T é a temperatura do ensaio em °C.

$$\mu_t = \frac{0,01779}{1 + 0,03368.T + 0,00022099.T^2}$$

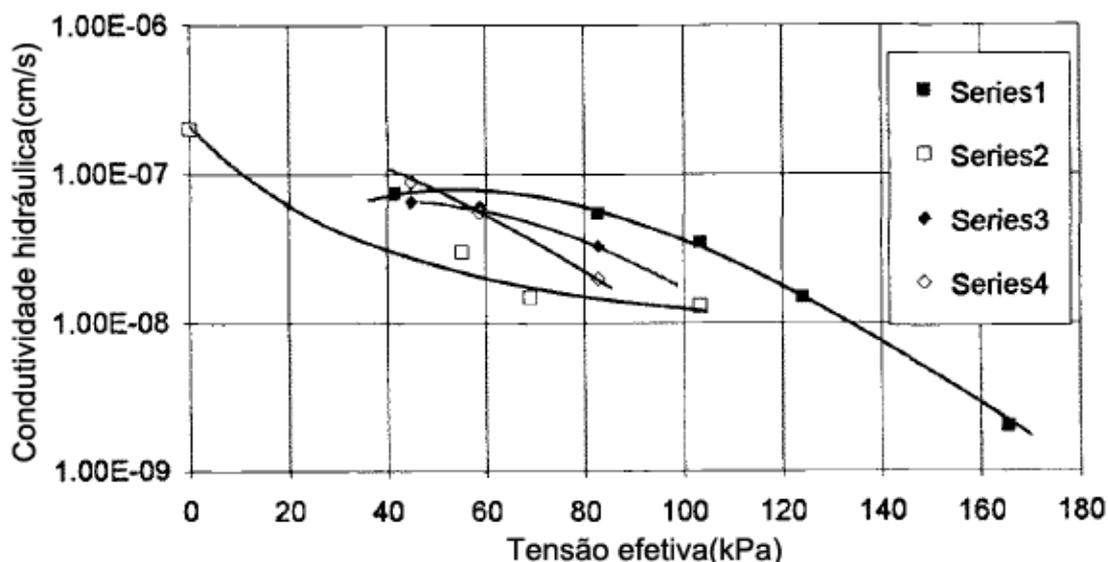
Equação 7 - Viscosidade da água em função da temperatura

Além disso, os valores de R_t podem ser encontrados também na Tabela 1 da NBR 14545 (ABNT, 2000).

3.3.3.2 Influência da tensão efetiva de consolidação

As tensões efetivas a que um solo é submetido podem afetar a condutividade hidráulica. Segundo DANIEL (1994), a condutividade hidráulica diminui com o aumento da tensão efetiva de consolidação. Sendo que essa diminuição se baseia na diminuição do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva, conforme Figura 11.

Figura 11 - Condutividade hidráulica em função da tensão efetiva



Fonte: Adaptado do inglês (DANIEL e TRAUTWEIN, 1994)

¹⁰ Temperature Dependency of Water Viscosity, "Helmholtz reduced Poiseuille's data", 1860

3.3.3.3 Influência do gradiente hidráulico

Carpenter e Stephenson¹¹ (1986) recomendam limitar o gradiente hidráulico a um valor que evite que a tensão efetiva na amostra de solo exceda a tensão máxima de consolidação já sofrida, a fim de evitar uma consolidação excessiva, diminuindo a condutividade hidráulica (*apud* DANIEL, 1994).

Os gradientes hidráulicos maiores geralmente são usados em laboratório para acelerar o teste, mas gradientes excessivos devem ser evitados porque as altas pressões de infiltração podem consolidar o material, este pode ser carregado da amostra efetivamente aumentando a condutividade hidráulica, ou partículas finas podem ficar aprisionadas na porção final da amostra e restringir o fluxo, efetivamente diminuindo a condutividade hidráulica. Esses efeitos podem aumentar ou diminuir a condutividade hidráulica (ASTM, 2016b).

Em geral, gradientes hidráulicos menores que 1 até 5 caracterizam bem situações de campo, no entanto, a aplicação de gradientes hidráulicos baixos pode levar a tempos de ensaio muito grande. A aplicação de gradientes hidráulicos deve ser coerente com a situação encontrada em campo, evitando gradientes muito altos que podem causar alterações no solo.

3.4 RESISTÊNCIA MECÂNICA

3.4.1 Resistência à compressão simples

A resistência à compressão simples de um solo é definida pela resistência axial de uma amostra de solo quando ensaiada a uma tensão de confinamento nula ($\sigma_3 = 0$).

O ensaio é o método mais simples e rápido para determinar a resistência ao cisalhamento de solos coesivos, podendo também ser aplicado para solos compactados (ASTM, 2000).

Segundo a norma brasileira, o ensaio é aplicável aos solos coesivos que não expulsam água durante o carregamento e que possuem resistência fora do confinamento encontrado em campo, como argilas ou solos cimentados. O valor

¹¹ *Permeability Testing in the Triaxial Cell*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 9, No. 1, pp. 3-9. 1986

medido para este ensaio é considerado não drenado, pois é realizado tão rapidamente que não há perda de umidade significativa (ABNT, 2012b).

O ensaio de compressão simples pode ser realizado de duas maneiras:

- a) Por deformação controlada: controla-se a velocidade de deformação do corpo de prova e mede-se a carga aplicada correspondente;
- b) Por carga controlada: controla-se a carga aplicada ao corpo de prova e mede-se a deformação correspondente;

Segundo a NBR 12770 (ABNT, 1992), se o solo apresentar ruptura do tipo plástica, quando não for detectado pico de tensão máxima, a carga de ruptura é o valor de pressão correspondente à carga na qual ocorre deformação específica do corpo de prova de 15%.

A resistência à compressão simples e a durabilidade face aos ciclos gelo/degelo e aos ciclos molhagem/secagem são as medidas mais comuns da efetividade da adição de cimento (CATTON, 1959; FOPPA, 2005). Essa variável foi abordada em 3.2.1.

Como a resistência está relacionada ao peso específico, esta propriedade é afetada da mesma maneira que o peso específico pelo grau de compactação e quantidade de água (ACI, 2009).

3.4.2 Resistência à compressão diametral

Existem diversas formas de se avaliar a tensão de ruptura à tração de um solo, conforme (DOSHI e GUIRGUIS, 1983), como tensão axial direta, tensão de tração por triaxial, teste por flexão, teste por cilindro oco e o teste indireto brasileiro.

O teste de resistência à compressão diametral, também definida como resistência à tração indireta, ou ainda método brasileiro, é mais comumente aplicado em rochas, para a qual possui a norma americana D 3967 (ASTM, 2016a), e também para concretos, definida pela norma brasileira, NBR 7222 (ABNT, 2011).

No teste, uma amostra cilíndrica é carregada em compressão ao longo de um plano diametral. A falha geralmente ocorre dividindo o corpo de prova ao longo deste plano de carga. As principais desvantagens deste teste são que ele não simula as condições

de carregamento no campo e é baseado em uma teoria mais complexa do que outros testes de tração. No entanto, este teste ganhou popularidade em relação a outros testes de tensão, principalmente devido a sua facilidade de execução. Além disso, Kennedy e Hudson (1968 e 1969; *apud* DOSHI e GUIRGUIS, 1983) consideraram o teste de tensão indireta como o melhor teste para avaliar as características de tração de materiais estabilizados. Numerosos autores corroboram essa forma de ensaio para a determinação da resistência a tração (CONSOLI et al., 2010; CONSOLI et al., 2015; NICHOLSON, 2015).

Tanto o teste de tensão direta como o teste indireto fornecem uma medida razoável da resistência à tração "verdadeira" de um material estabilizado com cimento. Como comparação, a resistência à tração determinada a partir de um teste de flexão (feixe) é significativamente maior do que a força de tração "verdadeira", as vezes mesmo por um fator de dois (FHWA, 1992a).

Na comparação feita por Clough et al. (1981), areias cimentadas exibiam uma resistência a tração de cerca de 10% da resistência a compressão não confinada, diversos autores corroboram esse resultado, encontrando valores de 10% a 15% em misturas de solo-cimento e solo-cal (Consoli et al.¹², 2012; Nuñez¹³, 1991; Thompson¹⁴, 1975; *apud* BENETTI, 2016; CONSOLI et al., 2010).

¹² CONSOLI, N. C.; JONANN, A.D. R.; GAUER, E.A. ; SANTOS, V. R.; MORETTO, R. L.; CORTE, M. B. Key Parameters for Tensile and Compressive Strength of Silt-Lime Mixtures. *Géotechnique Letters*, v. 2, p. 81-85, 2012.

¹³ NÚÑEZ, W. P. Estabilização Físico-química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

¹⁴ THOMPSON, M. R. Lime Reactivity of Illinois Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, v. 92, p.67-92. 1966.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental aqui desenvolvido teve por objetivo estabelecer quantitativamente a influência da quantidade de cimento e da porosidade da mistura compactada sobre a resistência à compressão, a resistência à tração e a condutividade hidráulica. Ademais, este estudo pretende verificar a relação entre diversos parâmetros, incluindo, com destaque, a razão de vazios/cimento na estimativa da resistência e condutividade hidráulica.

Deste modo, para o êxito dos objetivos deste estudo, pode-se diferenciar os parâmetros em três tipos: variáveis de entrada, variáveis dependentes, e variáveis de resposta.

Para a moldagem das amostras fixou-se os seguintes pontos de moldagem, assim representando as variáveis de entrada:

- a) Peso específico aparente seco (γ_d) da mistura: 14, 15 e 16 kN/m³;
- b) Quantidade de cimento (C_w), definindo teores de cimento em percentagem em relação à massa total da amostra seca: 0%, 3%, 6% e 9%;
- c) Tempo de cura: 7 dias (resistência); 14 dias (condutividade);
- d) Solo: Caulim Rosa;
- e) Agente cimentante: Cimento;
- f) Teor de umidade (ω): 20%;

Além destas, podemos considerar variáveis de entrada alguns valores estabelecidos para a realização dos ensaios, como:

- g) Taxa de deslocamento da prensa nos ensaios de resistência não confinada: 1,14 mm/min;
- h) Gradiente Hidráulico (i) para a medição da condutividade: 20;
- i) Tensão efetiva durante a saturação: 20 kPa;

Variáveis dependentes, podem ser definidas definir como variáveis que caracterizam a amostra, mas são calculadas a partir das variáveis de entrada, para que possam ser relacionadas com os resultados posteriormente. Têm-se como exemplo:

- a) Porosidade (η), definida como volume de vazio dividido pelo volume total da amostra;
- b) Teor volumétrico de cimento (C_{iv});

Finalmente, para as variáveis de resposta, temos os resultados dos ensaios, sendo assim:

- a) Resistência à compressão simples (q_u);
- b) Resistência à tração por compressão diametral (q_t);
- c) Condutividade hidráulica à 20°C (k_{20});

4.2 MATERIAIS

A seguir são detalhados os materiais utilizados para a realização deste estudo, sendo eles:

- a) Solo;
- b) Cimento;
- c) Água;

4.2.1 Solo

O solo utilizado foi o Caulim Rosa, figura 16, um solo originário do município de Pantano Grande, no estado do Rio Grande do Sul, também comercializado pela Raabe Calcários.

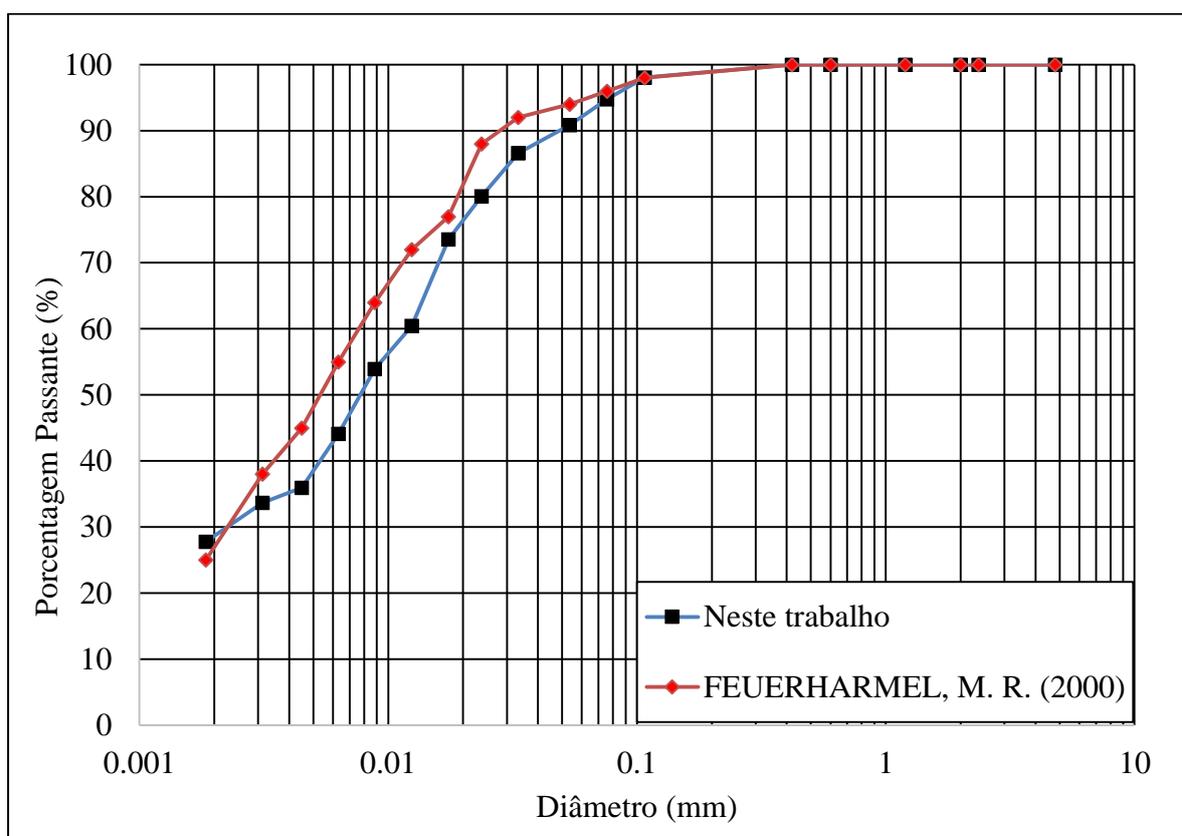
Este solo apresenta uma cor rosada, podendo ser mais ou menos claro, de acordo com o teor de ferro. Estão presentes silicatos de alumínio ($Al_2 \cdot 2SiO_2 \cdot 2H_2O$), principalmente caulinita e haloisita, e em menor proporção, illita (ROSA, 2013).

Sua composição mineralógica apresenta majoritariamente o argilo-mineral Caulinita, que, diferentemente dos argilo-minerais Montmorilonita e Illita, não apresenta

expansividade, sendo, portanto, adequado à estabilização com cimento. (ORTIGAO, 2009).

Na Figura 12, é apresentada a curva granulométrica com utilização de defloculante (solução de hexametáfosfato de sódio), obtida através do ensaio de peneiramento em conjunto com ensaio de sedimentação, conforme a norma estabelecida, NBR 7181 (ABNT, 2016c).

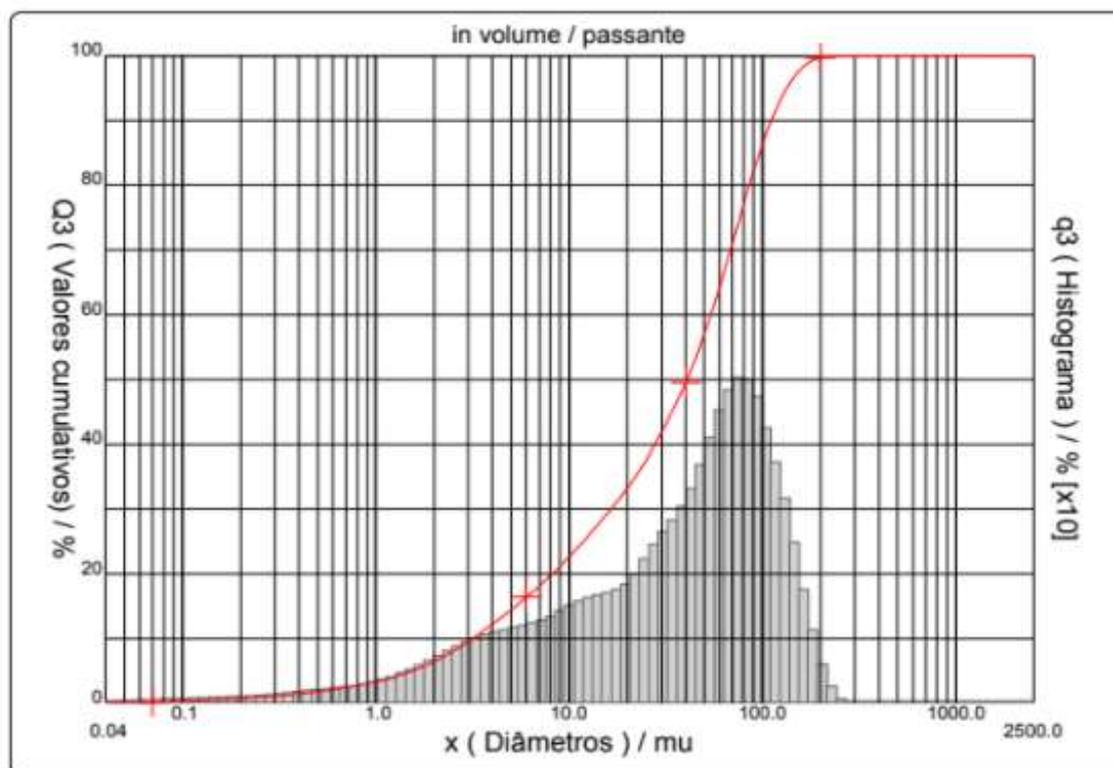
Figura 12 - Curva Granulométrica do Caulim Rosa (18/03/2018)



Fonte: adaptado pelo autor, fonte (FEUERHARMEL, 2000).

Na Figura 13 é apresentada a curva granulométrica do caulim por ensaio de difração a laser, realizada pelo laboratório LACER/UFRGS, com o meio dispersivo apenas a água, desta forma, sem a presença de defloculante, o solo parece muito mais grosseiro do que se percebe em um ensaio de sedimentação tradicional.

Figura 13 - Curva Granulométrica LACER



Fonte: elaborado pelo laboratório LACER/UFRGS, à pedido do autor.

A partir da Figura 12, podemos observar que o solo é composto por 28% de argila (<0,002 mm), 64% de silte (0,002 a 0,06 mm) e 8% de areia fina (0,06 a 0,20 mm).

Foram realizados ensaios para definir os limites de Attenberg, segundo as normas NBR 6459 e NBR 7180, (ABNT, 2016a; ABNT, 2016b). Obtendo os resultados apresentados na tabela 2.

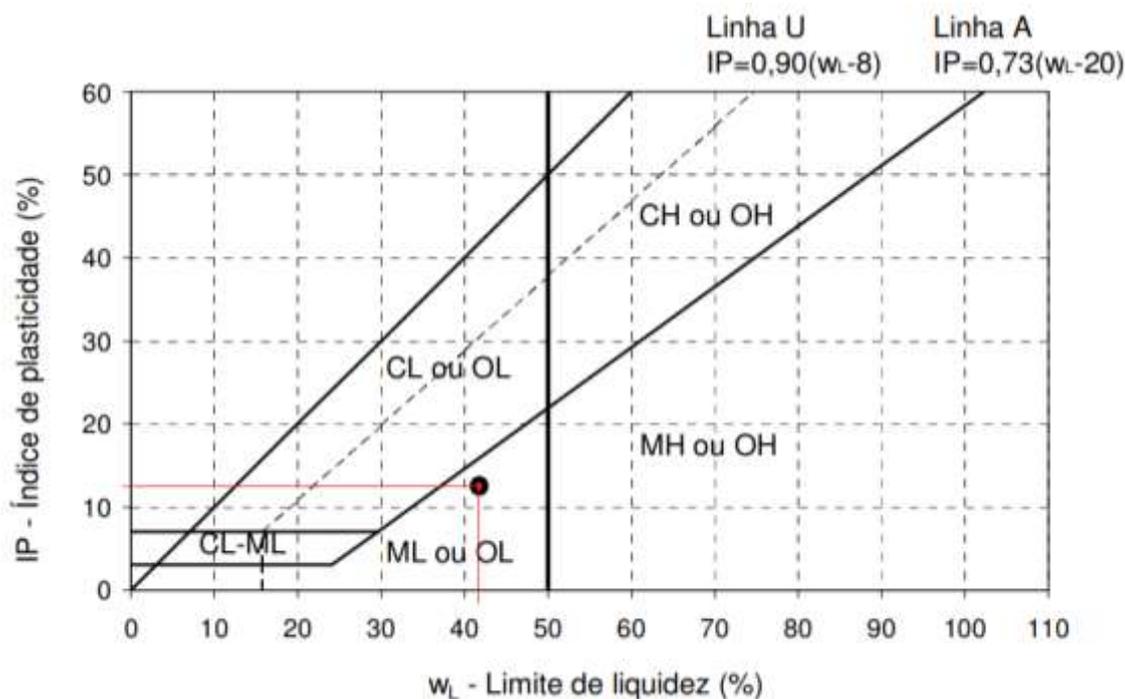
Tabela 2 - Limites de Attenberg

	Nesta pesquisa	FEUERHARMEL, M. R. (2000)
Limite de Liquidez :	42 %	39 %
Limite de Plasticidade :	29 %	34 %
Índice de Plasticidade :	13 %	5 %

Fonte: adaptado pelo autor, fonte (FEUERHARMEL, 2000).

Assim, segundo a classificação unificada (ASTM, 2011), o caulim rosa utilizado é considerado um silte de baixa plasticidade (ML), pois encontra-se abaixo da 'linha A' definida pela norma.

Figura 14 - Carta de Plasticidade



Fonte: adaptado do inglês de (ASTM, 2011).

Corroborando o que foi dito anteriormente, a baixa expansibilidade deste solo pode ser observado através do Índice de atividade da fração argilosa de Skempton:

$$A = \frac{IP}{\% < 0,002 \text{ mm}} = 0,46$$

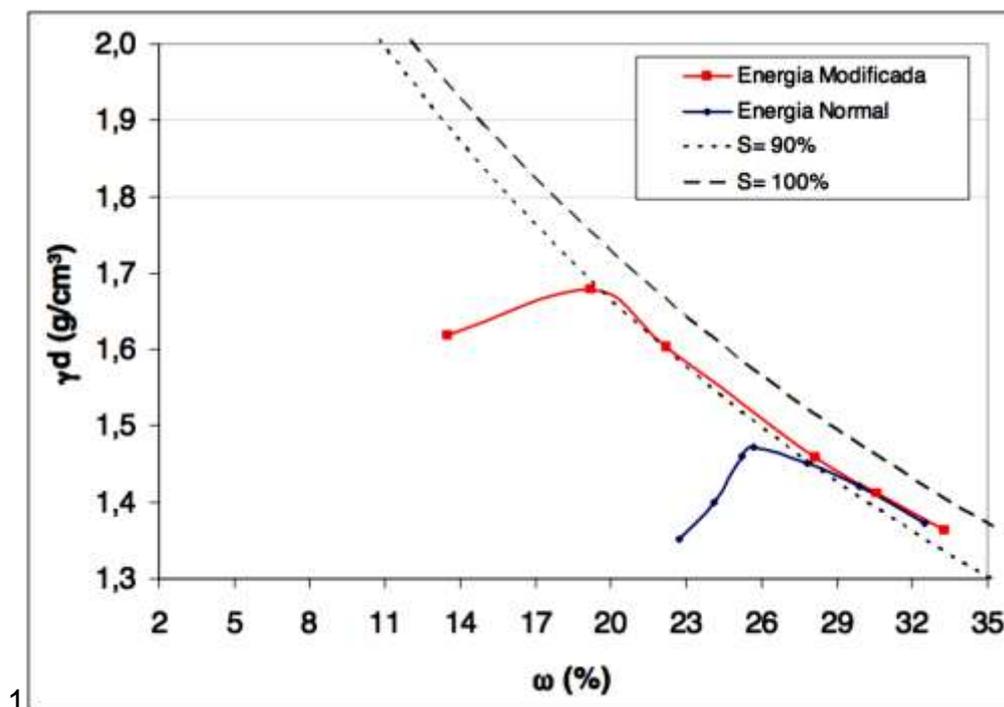
E, segundo Skempton¹⁵ (1953), podemos considerar como uma 'argila inativa' valores de A inferiores à 0,75.

Dentre outros ensaios de caracterização, FEUERHARMEL (2000), apresenta um peso específico real dos grãos de 24,4 kN/m³, indo ao encontro de vários outros autores.

¹⁵ Skempton, A. W. (1953). "The colloidal "activity" of clays" Proceedings, 3rd Int'l Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 57-61.

A curva de compactação, Figura 15, mostra um teor ótimo de 19,8% para a energia modificada. Já o peso específico máximo atingido foi de 16,7 kN/m³. A figura também apresenta as curvas de saturação de 90% e 100%.

Figura 15 - Curva de compactação do caulim (energia modificada e energia normal)



Fonte: (CORTE, 2013).

Figura 16 - Caulim Rosa



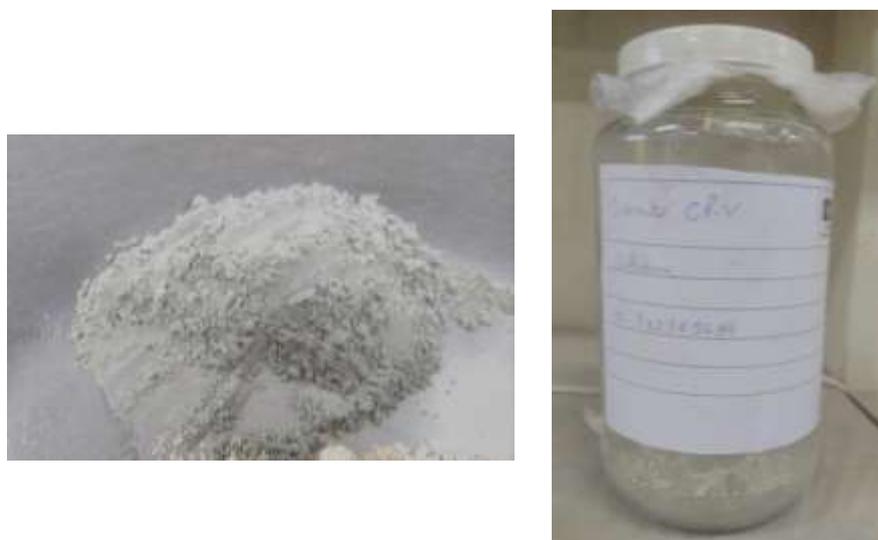
Fonte: própria do autor.

4.2.2 Cimento

O agente cimentante utilizado ao longo da pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV – ARI), figura 17. A utilização deste material permitiu adotar um tempo de cura de sete dias, para os ensaios de resistência, pois, nesse período atinge 80% de sua resistência aos 28 dias.

De acordo com a NBR 16697 (ABNT, 2018), este cimento possui uma porcentagem de ‘Clinker + Sulfato de cálcio’ entre 90 a 100%, podendo contar com adições carbonáceas de até 10%.

Figura 17 - Cimento CP-V



Fonte: própria do autor.

4.2.3 Água

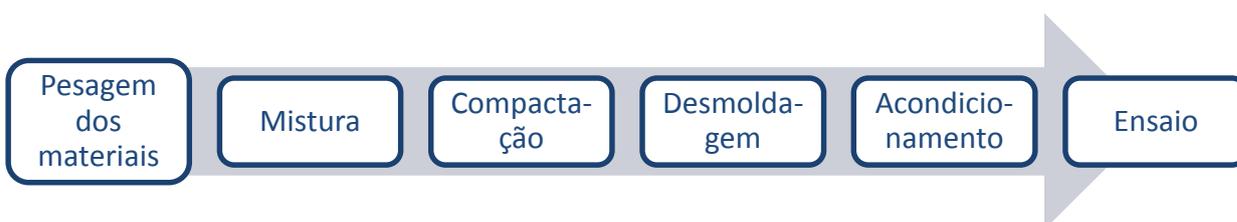
Para a moldagem dos corpos de prova foi utilizada água destilada, a fim de evitar a introdução de impurezas, como álcalis, ácidos e matéria orgânica. Já para os ensaios de condutividade hidráulica, utilizou-se água da rede pública de abastecimento.

4.3 MÉTODOS

4.3.1 Moldagem e cura de corpos de prova

As amostras, para todos os ensaios realizados, eram elaboradas seguindo o mesmo procedimento.

Figura 18 - Processo de confecção das amostras



Fonte: elaborado pelo autor.

A pesagem dos materiais – solo, cimento e água – foi feita com precisão de 0,01 grama. Os materiais secos eram misturados até sua homogeneidade aparente e então era adicionada água.

Após a mistura dos materiais, a quantidade de solo-cimento-água para a confecção dos corpos-de-prova era dividida em três partes iguais. Para sua seguinte compactação. Estas partes eram armazenadas em pequenos sacos evitando a perda de umidade. Da mistura também provinham duas amostras de umidade, com cerca de 10 gramas cada, dispostas em pequenas cápsulas de metal que secavam à estufa durante o período médio de uma semana.

Cada porção já dividida era introduzida no molde cilíndrico tripartido de 100mm de altura por 50mm de diâmetro, figura 19 (a). Sendo então compactada estaticamente através de uma prensa hidráulica na altura equivalente de um terço do molde, para cada uma das camadas, após a execução da primeira e segunda camada, a interface superior era escarificada, a fim de proporcionar uma maior ligação entre elas.

Ao final da compactação a amostra era retirada do molde e medida. A massa, a altura e o diâmetro finais eram anotadas para posteriormente ser verificado os índices físicos do corpo-de-prova. Em seguida a amostra era acondicionada em saco plástico, identificada e vedada.

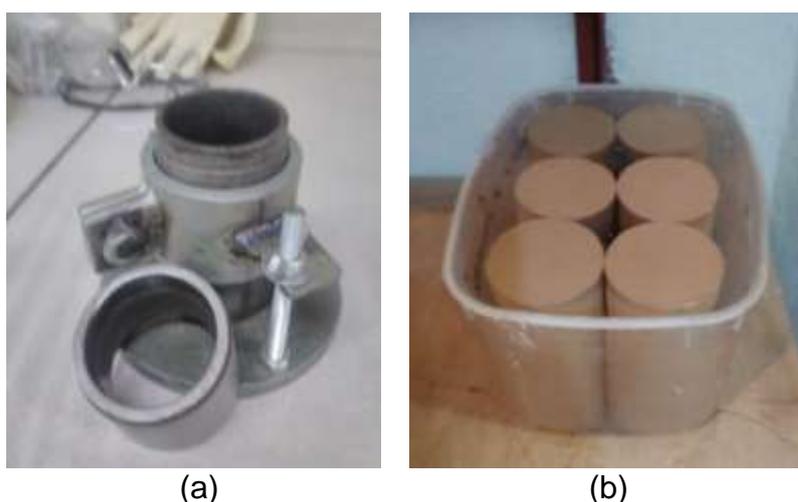
As amostras confeccionadas para os ensaios de resistência permaneciam acondicionadas no laboratório durante um período de seis dias, no sexto dia, os corpos-de-prova eram imersos em água por 24h, figura 19 (b), visando a sua saturação e redução da sucção. Nota-se que, para as amostras do grupo de 0% de cimento, não foi realizado este período de cura, pois não espera-se desenvolvimento de resistência, além disso, também não foi possível fazer a saturação destas, portanto foi realizado o ensaio na umidade de moldagem.

As amostras confeccionadas para o ensaio de condutividade hidráulica permaneceram apenas um dia condicionadas no saco plástico, pois no segundo dia já eram colocadas em imersão, estas amostras passaram então por mais nove dias de percolação na câmara do permeâmetro, e em seguida três dias de saturação e ensaio, totalizando assim 14 dias desde a confecção.

Foram aceitas amostras aplicando-se os seguintes limites:

- Peso específico aparente seco (γ_d): grau de compactação de 98% a 102%
- Teor de umidade (ω): 18,5% a 21,5%

Figura 19 - Molde e Imersão



Fonte: própria do autor.

4.3.2 Ensaio de Compressão simples e tração por compressão diametral

Em relação aos ensaios de resistência mecânica, tanto para os ensaios de compressão simples quanto para os de compressão diametral, utilizou-se o mesmo equipamento. Trata-se de uma prensa automática com capacidade máxima de 100kN, equipada com um anel dinâmico substituível, no caso deste estudo, utilizou-se um anel com capacidade de 10 kN, que apresenta uma resolução de 0,005 kN.

A velocidade de deformação ajustada para a realização dos ensaios foi de 1,14 mm por minuto.

Na Figura 20 podemos observar as amostras posicionadas na prensa em posição de ensaio, respectivamente o ensaio à compressão simples e à compressão diametral.

Figura 20 - Ensaio de Resistência



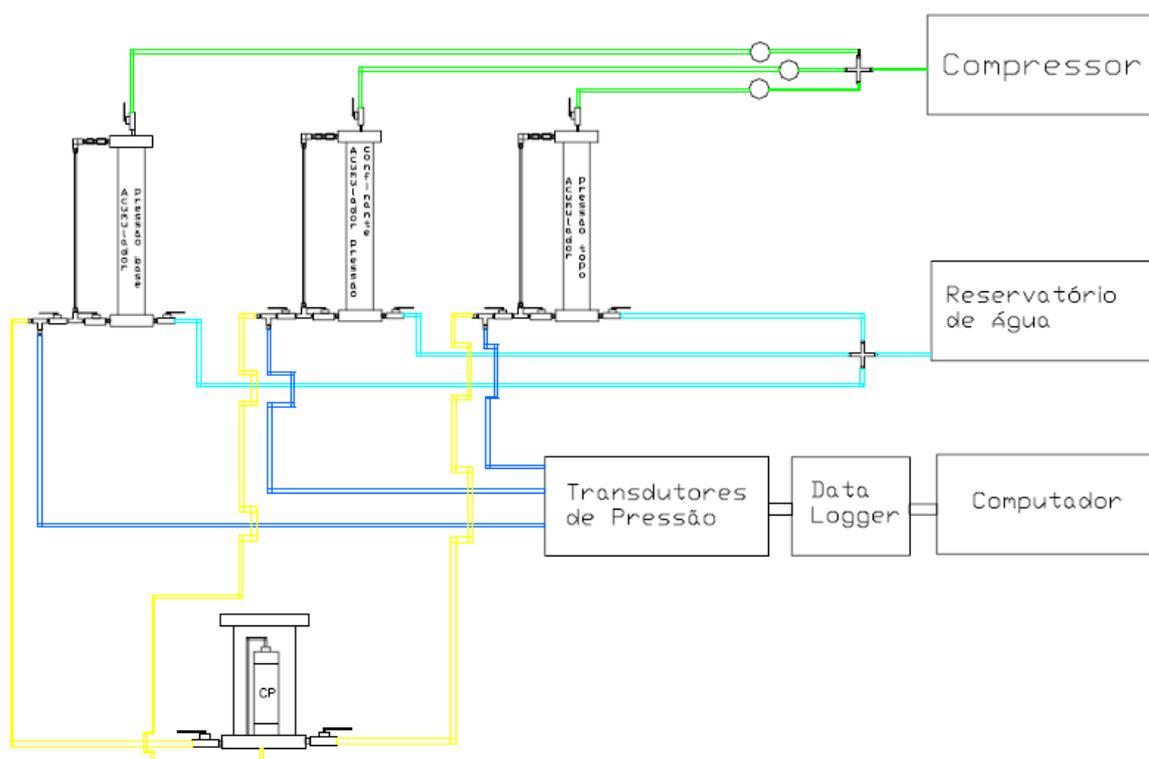
Fonte: própria do autor.

Foram aceitas amostras onde o resultado individual não teve variação maior que 10% da média dos resultados do seu grupo (dado γ_d e C_w em %).

4.3.3 Ensaio de condutividade hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados no LEGG/UFRGS em um permeâmetro de parede flexível. O equipamento é composto por uma câmara triaxial, um sistema de aplicação de pressão com tomada da rede de ar comprimido, monitoramento e aquisição de dados através de um conversor analógico/digital (*data logger*) conectado a um computador. Tal equipamento foi desenvolvido por CRUZ (2004), como mostrado na figura 22.

Figura 21 - Permeâmetro idealizado por CRUZ, 2004.



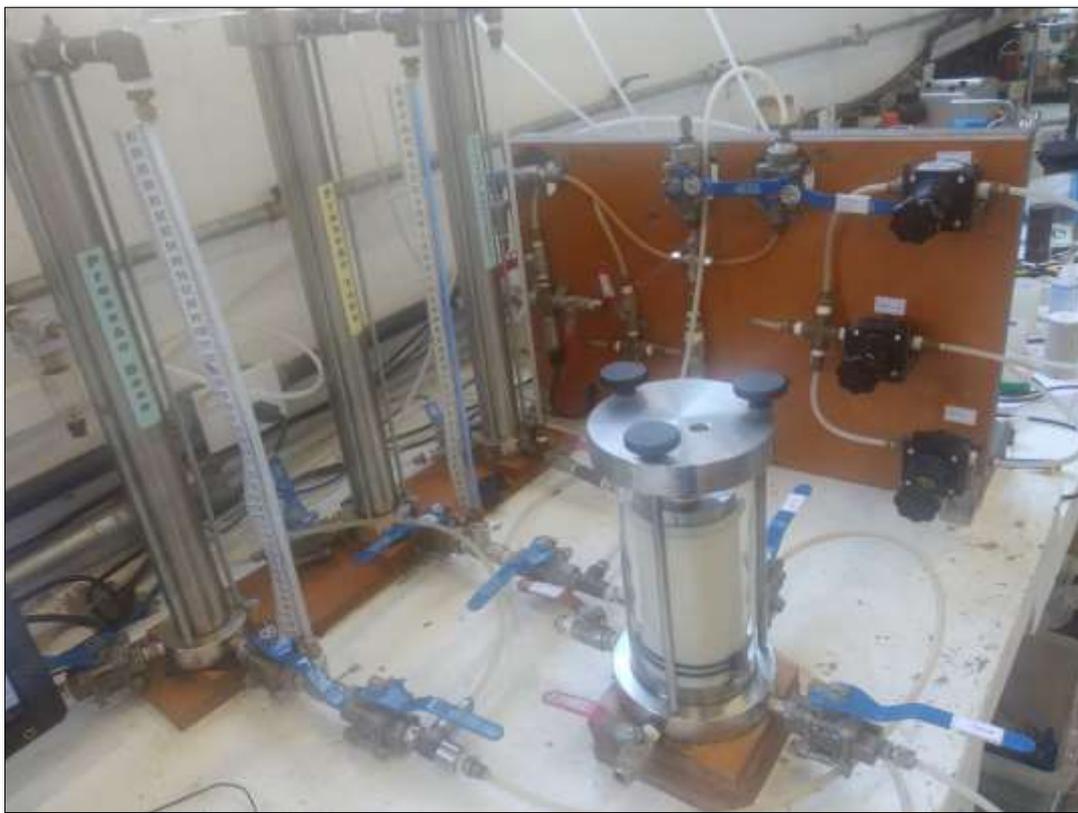
Fonte: (CRUZ, 2004).

O equipamento foi desenvolvido de acordo com a norma americana D-5084-90 (ASTM, 2016b). Sendo adequado para solos que tenham condutividade hidráulica menor ou igual a 1×10^{-5} m/s, ou seja, solos com baixa condutividade hidráulica.

O procedimento de ensaio consiste em quatro etapas principais:

- a) Instalação da amostra
- b) Saturação
- c) Percolação
- d) Medição da condutividade hidráulica

Figura 22 - Permeâmetro - Vista geral



Fonte: própria do autor.

4.3.3.1 Instalação da Amostra

No caso das amostras para a condutividade hidráulica, estas permaneciam um dia acondicionadas em saco plástico, então permaneciam um segundo dia em imersão. No seu terceiro dia a amostra era preparada na câmara de ensaio.

A amostra é colocada no interior da câmara sobre o pedestal, entre duas pedras porosas e papel filtro (a fim de evitar o colmatamento da pedra porosa por eventuais finos que possam ser carreados pela água), o confinamento lateral é feito por uma membrana de látex, cujas extremidades são fixadas ao pedestal e ao top-cap, por meio de o-rings.

Após a montagem deste conjunto, a câmara era preenchida de água e selada por um orifício no topo, evitando bolhas de ar na porção de água que vira à servir como confinante, figura 23.

Figura 23 - Instalação da amostra e preenchimento da câmara



Fonte: própria do autor.

4.3.3.2 Percolação

O objetivo desta fase é eliminar naturalmente os vazios preenchidos por ar, preenchendo-os com água, processo que facilitará também a saturação da amostra.

É aplicada uma contra pressão na base da amostra de normalmente 13 kPa (altura do reservatório suspenso), enquanto o topo é liberado à atmosfera. Aplica-se também uma pressão de confinamento na amostra de normalmente 33 kPa (efetivamente 20 kPa), impedindo o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana de látex.

Em razão das baixa condutividade hidráulica do solo deste estudo, definiu-se como limite 10 dias de percolação (240 h), não foi possível estabelecer que o volume de água percolado fosse no mínimo uma vez volume de vazios pois certas amostras precisariam de até 30 dias, no entanto, houve também amostras que atingiram mais que o dobro de vazios.

4.3.3.3 Saturação

O objetivo desta fase é de que, à medida que as pressões são aumentadas, o ar remanescente nos vazios da amostra entrem em solução, dissolvendo-se na água. Tal pressão depende do grau de saturação no início desta etapa e da saturação pretendida, $S=99\%$, por exemplo (HEAD, 1998).

Durante esta etapa, então, aplicou-se gradualmente acréscimos de contra pressão e pressão confinante de 50 kPa, mantendo os 20 kPa de pressão efetiva estabelecidos anteriormente. O novo acréscimo era aplicado somente após que a contra pressão aplicada no topo da amostra pudesse ser lida na base, ou seja, apenas depois que a pressão estivesse equalizada por todo o corpo-de-prova. Realizou-se para cada amostra um total de oito acréscimos, toda a fase de saturação tinha uma duração média de dois dias.

A saturação foi verificada através do parâmetro B (SKEMPTON, 1954). Este parâmetro é definido pela razão entre a variação de poro-pressão e a correspondente variação da tensão confinante aplicada. Sendo medida a cada acréscimo de pressão.

Para solos em geral, quando a amostra encontra-se saturada, obtém-se B igual ou muito próximo da unidade, ou seja, toda tensão aplicada se transforma em excesso de poro-pressão. Entretanto, quando a incompressibilidade do solo se torna elevada, como é o caso de solos muito densos e solos cimentados, o valor do parâmetro B, na condição de saturação, é menor que 1 (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Os valores de B atingidos nesta pesquisa variaram de 0,42 a 0,74 para um nível de 460 kPa de contra pressão, valores que coincidem com os encontrados nos ensaios triaxiais de Velazquez (2016), que para o mesmo solo, e um intervalo com pesos específicos máximos inferior, variou de 0,51 a 0,74.

4.3.3.4 Medição

Na sua concepção (CRUZ, 2004), o permeâmetro utilizado é descrito no método A da norma D5084 (ASTM, 2016b), sendo os ensaios realizados com carga hidráulica constante (*Constant Head*). Os cálculos, assim como previsto em norma, se baseiam na equação:

$$k = \frac{\Delta V \cdot L}{A \cdot \Delta h \cdot \Delta t}$$

Onde:

k = coeficiente de condutividade hidráulica, m/s,

ΔV = volume para um determinado intervalo de tempo Δt

L = altura da amostra, m,

A = área transversal da amostra, m²,

Δt = intervalo de tempo entre leituras, s, sobre o qual o volume ΔV ocorre

Δh = carga hidráulica dissipada na amostra, m.c.a.

O volume de água (ΔV) passante na amostra no intervalo entre leituras é obtido através da diferença de nível nos acumuladores da base e do topo, observado nos tubos graduados. Conforme a norma indica, o volume adotado foi a média aritmética entre os volumes de entrada e saída (*inflow* e *outflow*).

Infelizmente, não é possível acompanhar a deformação da amostra, caráter opcional previsto pela D5084 (ASTM, 2016b), desta forma considerou-se A e L constantes da amostra.

A carga hidráulica (h) é determinada pela diferença entre as tensões mantidas na base e no topo do corpo-de-prova, devendo ser mantida constante durante o ensaio, neste estudo todos os ensaios foram realizado com 460 kPa na base e 480 kPa no topo. A carga hidráulica foi definida em função do gradiente (i) hidráulico escolhido.

$$i = \frac{\Delta h}{L}$$

Segundo a norma estadunidense, para valores de condutividade de 1×10^{-8} a 1×10^{-9} é adequada à utilização de um gradiente hidráulico de 20.

Esta fase do ensaio teve duração média de um dia, sendo realizada sempre no 14º dia de cura (para as amostras cimentadas). Além das leituras dos tubos graduados, a temperatura de ensaio foi medida e a condutividade (k) corrigida temperatura normalizada (k_{20}) (ver 3.3.3.1 Influência da temperatura:).

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

5.1.1 Ensaio de condutividade hidráulica

Em razão do tempo limitado para a realização deste estudo, associado ao longo tempo de ensaio de 14 dias para cada amostra e sem possibilidade de ensaio simultâneo, foram finalizados os grupos de cimentação de 0%, 3% e 6% apenas, assim, os resultados para o grupo de 9% não estão disponíveis. Ademais, os resultados gráficos apresentados para os ensaios de condutividade hidráulica se encontram, na sua maioria, com o eixo das ordenadas em escala logarítmica, em razão da ordem de grandeza dos valores encontrados. Na Tabela 3, são apresentados, em síntese, os resultados:

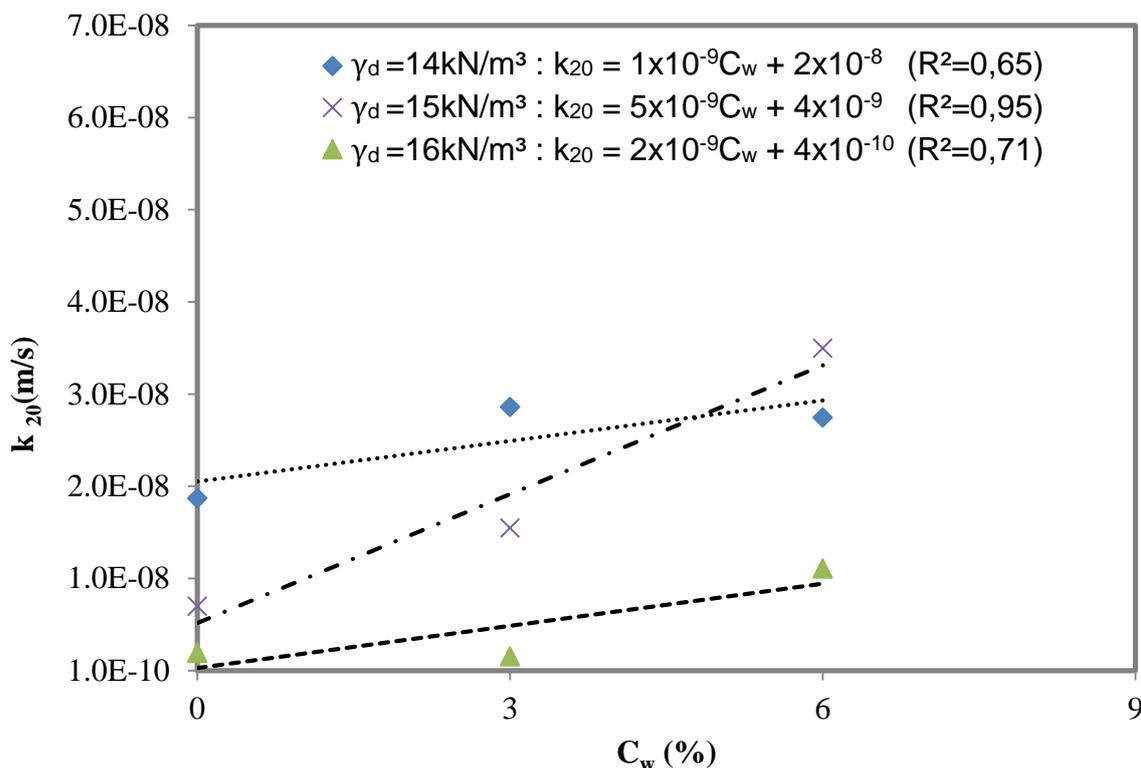
Tabela 3 - Resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para 14 dias de cura

<i>Teor de cimento (%)</i>	<i>Peso específico aparente seco (kN/m³)</i>	<i>Condutividade hidráulica (m/s)</i>
0%	14	1,88E-08
	15	7,10E-09
	16	2,04E-09
3%	14	3,06E-08
	15	1,56E-08
	16	1,65E-09
6%	14	2,66E-08
	15	3,78E-08
	16	1,78E-08

5.1.1.1 Efeito do teor de cimento

A Figura 24 apresenta a influência do teor de cimento e do peso específico aparente seco de moldagem na condutividade hidráulica do caulim-cimento.

Figura 24 - Variação da condutividade hidráulica em função do teor de cimento



O acréscimo de cimento resultou em um aumento geral da condutividade hidráulica das amostras, com a exceção das amostras de 16 kN/m^3 de 0% a 3% e 14 kN/m^3 de 3% a 6%, onde não houve mudança significativa. Comportamento coerente, pois certos solos muito finos podem se tornar mais permeáveis com um aumento no conteúdo de cimento (ADASKA, 1985; INGLES e METCALF¹⁶, 1972; *apud* BENETTI, 2015).

Para um mesmo teor de cimento, percebe-se que o peso específico seco de moldagem expressa relevância nos resultados. Houve um padrão de comportamento, pois ocorre um certo paralelismo entre as linhas de tendência dos resultados.

¹⁶Soil Stabilization – Principles and Practice, 1972. Sidney: Butterworths.

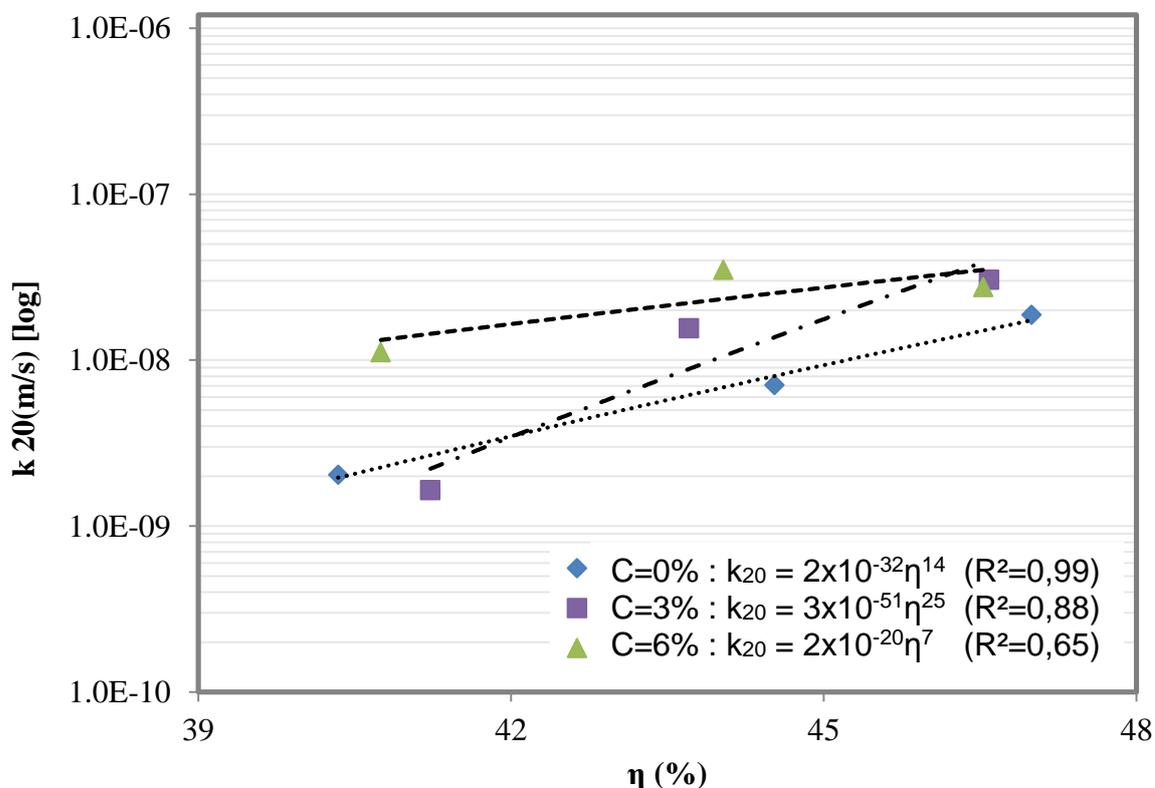
Conforme já visto em na seção 3.2.2, a tendência de comportamento observado nesse estudo condiz com a tendência apresentada em outros trabalhos com solos cimentados artificialmente, em que o aumento do peso específico aparente seco reduziu o valor do coeficiente de condutividade hidráulica (VARGAS, 1977; FOPPA, 2005; BELLEZZA e FRATALOCCHI, 2006).

5.1.1.2 Efeito da porosidade

Na Figura 25 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da condutividade hidráulica em função da porosidade do solo-cimento, ensaiados com 14 dias de cura. As curvas foram elaboradas agrupando as amostras com mesmo teor de cimento.

Verifica-se que a porosidade da mistura compactada exerce uma influência significativa sobre a condutividade hidráulica, de forma que os corpos de prova mais porosos apresentaram condutividades mais elevadas.

Figura 25 - Variação da condutividade hidráulica (em log) em função da porosidade



Podemos perceber também que a condutividade não está associada somente à porosidade, corpos de prova com uma porosidade e índice de vazios similares, tiveram condutividade maior para maiores quantidade de cimento. Comportamento

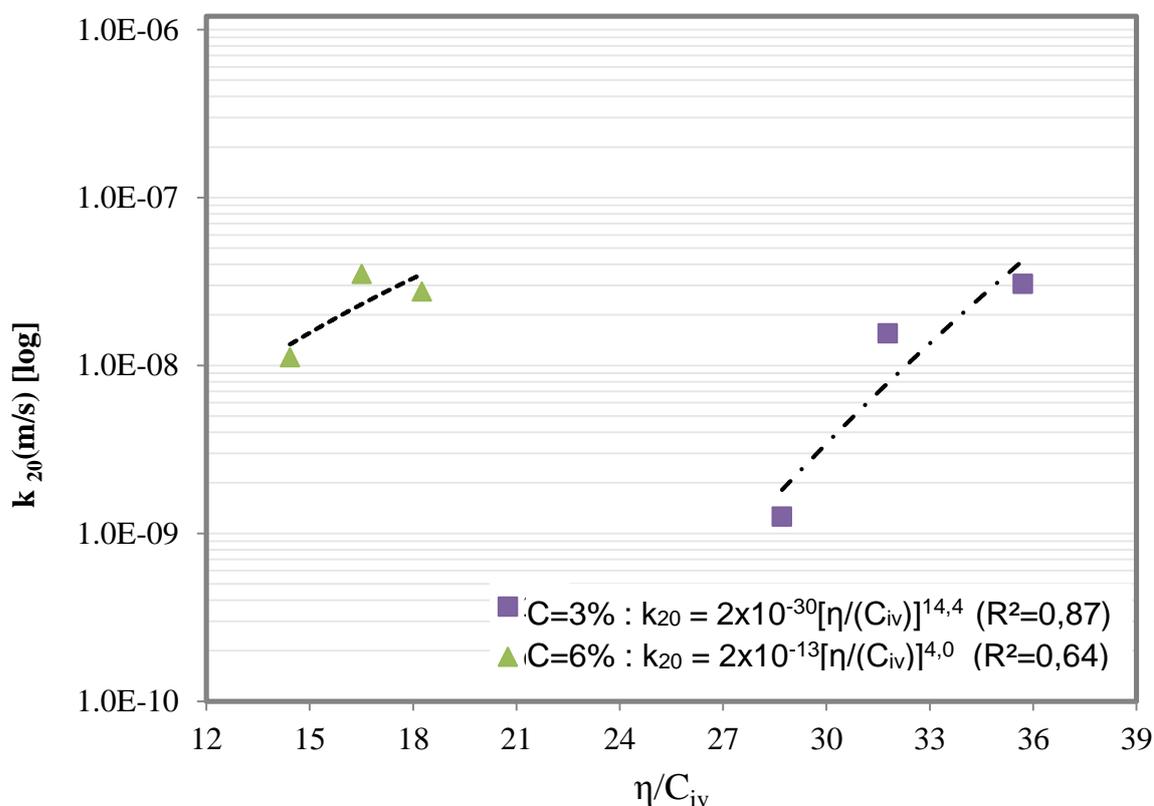
que indica que a cimentação favorece o fluxo de água, possivelmente aglomerando partículas finas e concedendo um comportamento típico de solos com granulometrias mais grossas. (ADASKA, 1985; INGLES e METCALF¹⁷, 1972; *apud* BENETTI, 2015).

5.1.1.3 Relação porosidade/cimento

Na Figura 26, são apresentadas as curvas de variação da condutividade hidráulica em função da relação vazios/cimento, expressa pelos parâmetros de porosidade (η) e teor volumétrico de cimento (C_{iv}).

Podemos perceber que não existe correlação única, de tal forma que valores distintos de condutividade são obtidos para diferentes combinações de porosidade e teor de cimento. Tal resultado é típico de solos artificialmente cimentado, podendo encontrar curvas semelhantes em trabalhos de outros autores. (BENETTI, 2015; IBEIRO, 2016)

Figura 26 - Variação da condutividade hidráulica (em log) em função da relação porosidade/cimento

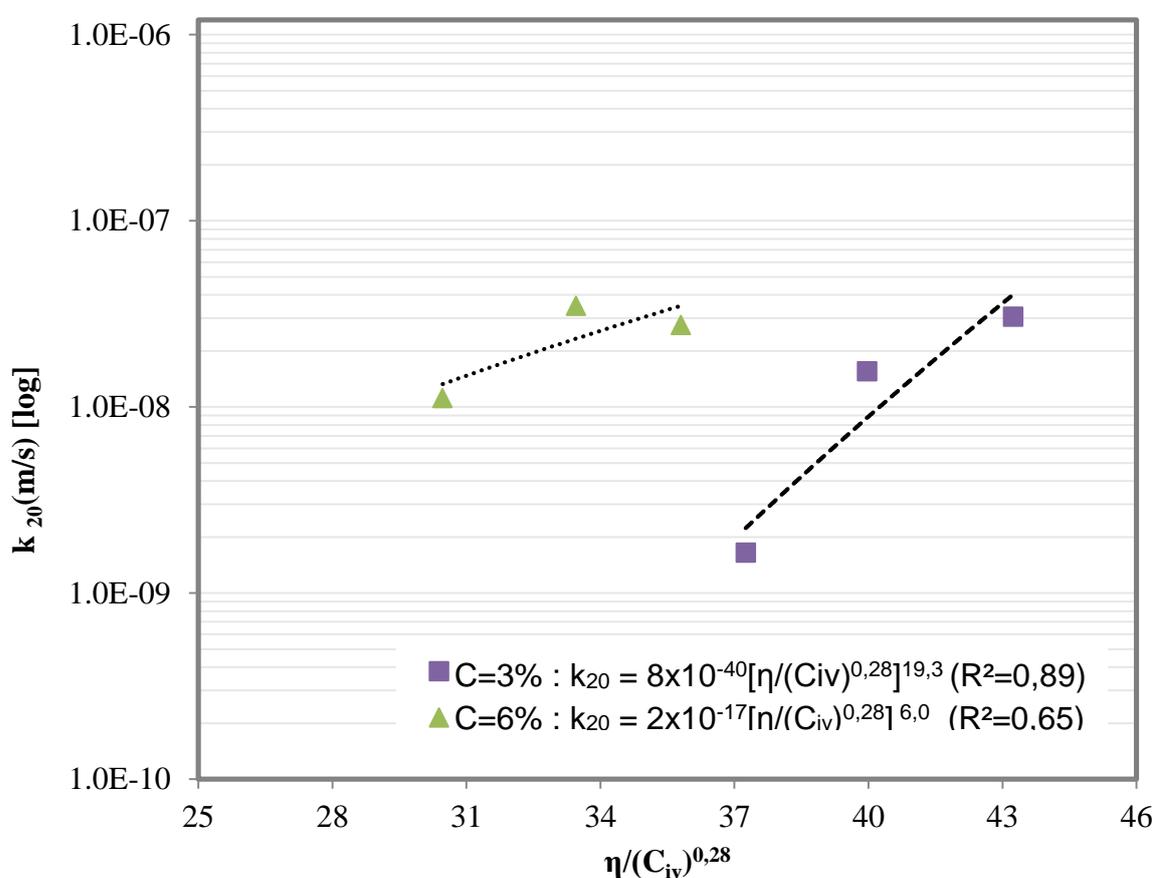


¹⁷Soil Stabilization – Principles and Practice, 1972. Sidney: Butterworths.

Além da relação porosidade/cimento, foi elaborada a apresentação com os resultados ajustados, através da adição de um expoente à parcela do teor volumétrico.

Diversos valores são presentes na literatura, desde 0,32 (IBEIRO, 2016) a 0,28 (VÉLAZQUEZ, 2016), no entanto, nenhum ajuste foi suficiente para normalizar a curva. Na Figura 27, são apresentados os resultados de condutividade hidráulica para uma relação de porosidade/cimento ajustada para o expoente 0,28.

Figura 27 - Variação da condutividade hidráulica em função da relação porosidade/cimento ajustada



5.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

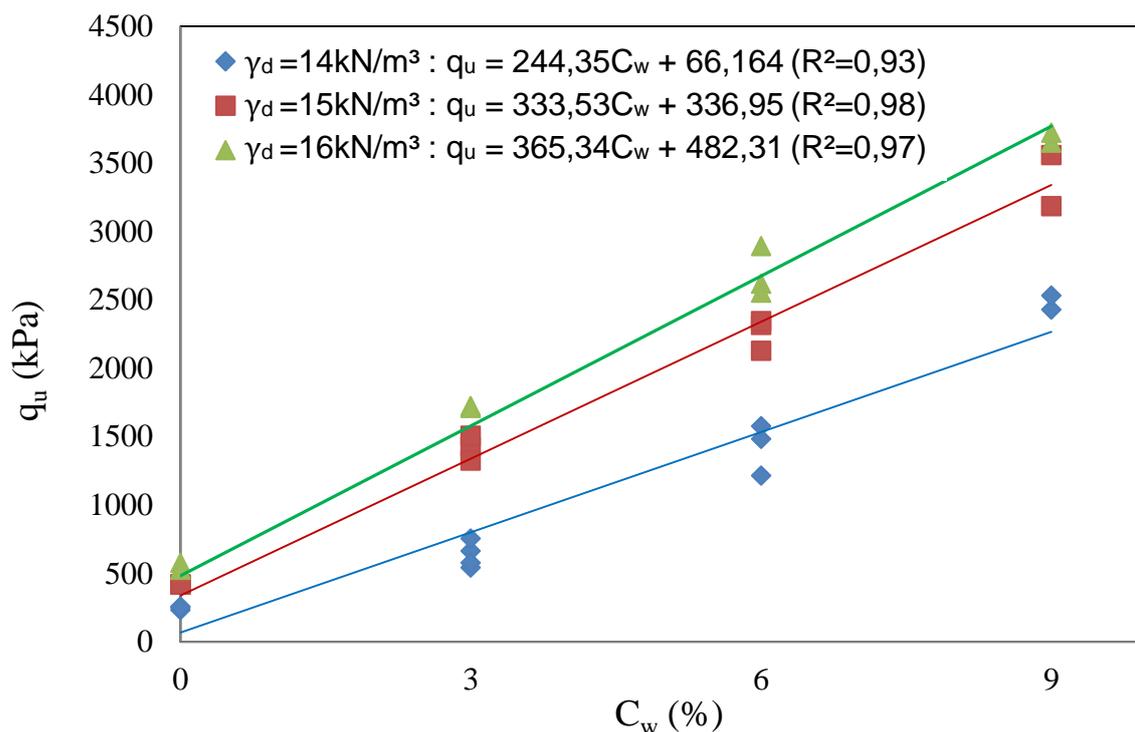
Foram realizados ensaios de resistência mecânica com o objetivo de verificar os efeitos do teor de cimento e da porosidade sobre as resistências. Será apresentada também as relação porosidade/cimento das amostras.

5.2.1 Ensaios de resistência à compressão simples

5.2.1.1 Efeito da adição de cimento

Na Figura 28 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples (q_u), em função da quantidade de cimento (C_w) das amostras. Cada curva representa um grupo com mesmo peso específico aparente seco.

Figura 28 - Variação da resistência (q_u) em função do teor de cimento (C_w)



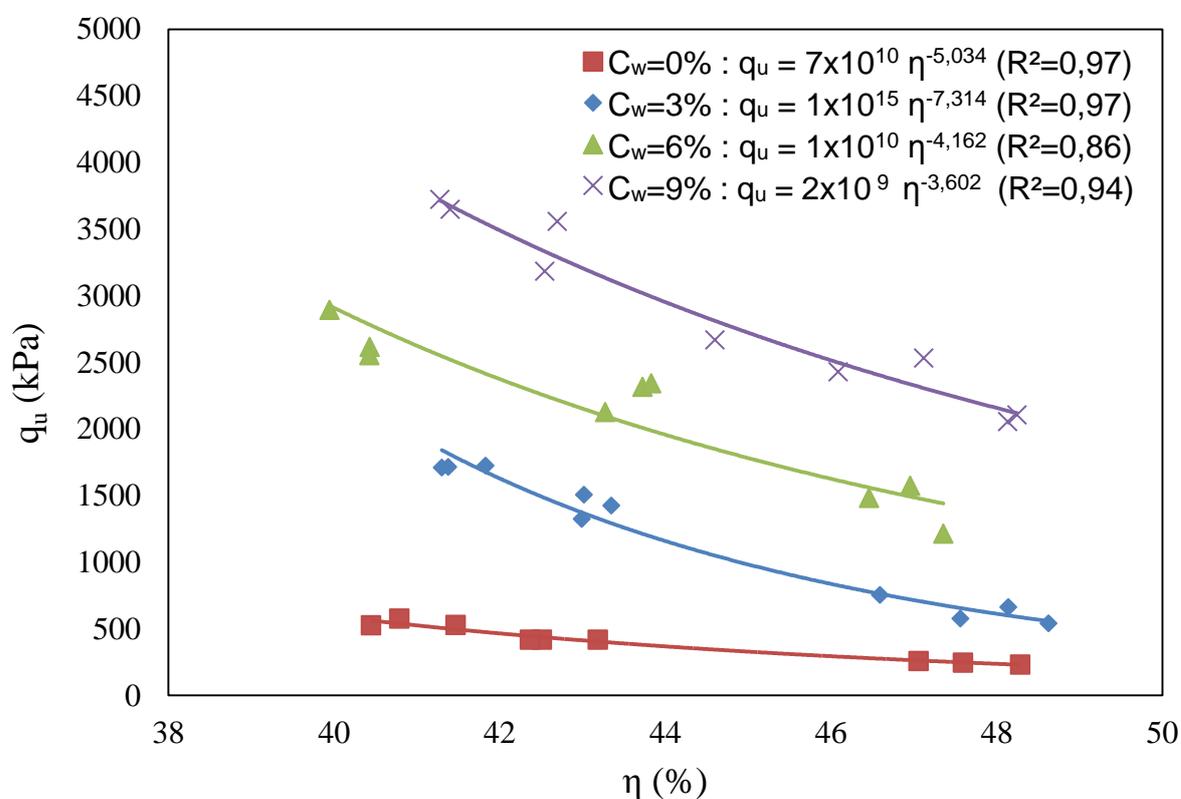
Primeiramente, podemos observar que a quantidade de cimento das amostras influencia na sua resistência. Comparando as amostras de 3% de cimento e as amostras com 9% de cimento, obteve-se um acréscimo de 210% na resistência. Observamos também que, para o intervalo de valores estudados, a resistência à compressão simples varia linearmente com o aumento da quantidade de cimento.

Além da análise em função da porcentagem de cimento, percebemos que para uma mesma porcentagem de cimento um peso específico maior apresenta uma resistência mais elevada, podemos assumir que o comportamento do solo é similar em cada curva em função do paralelismo evidente entre elas.

5.2.1.2 Efeito da porosidade

Na Figura 29, são apresentadas as curvas de ajuste da variação da resistência à compressão simples em função da porosidade. Cada curva, isoladamente, possui um único teor de cimento.

Figura 29 - Variação da resistência (q_u) em função da porosidade (η)



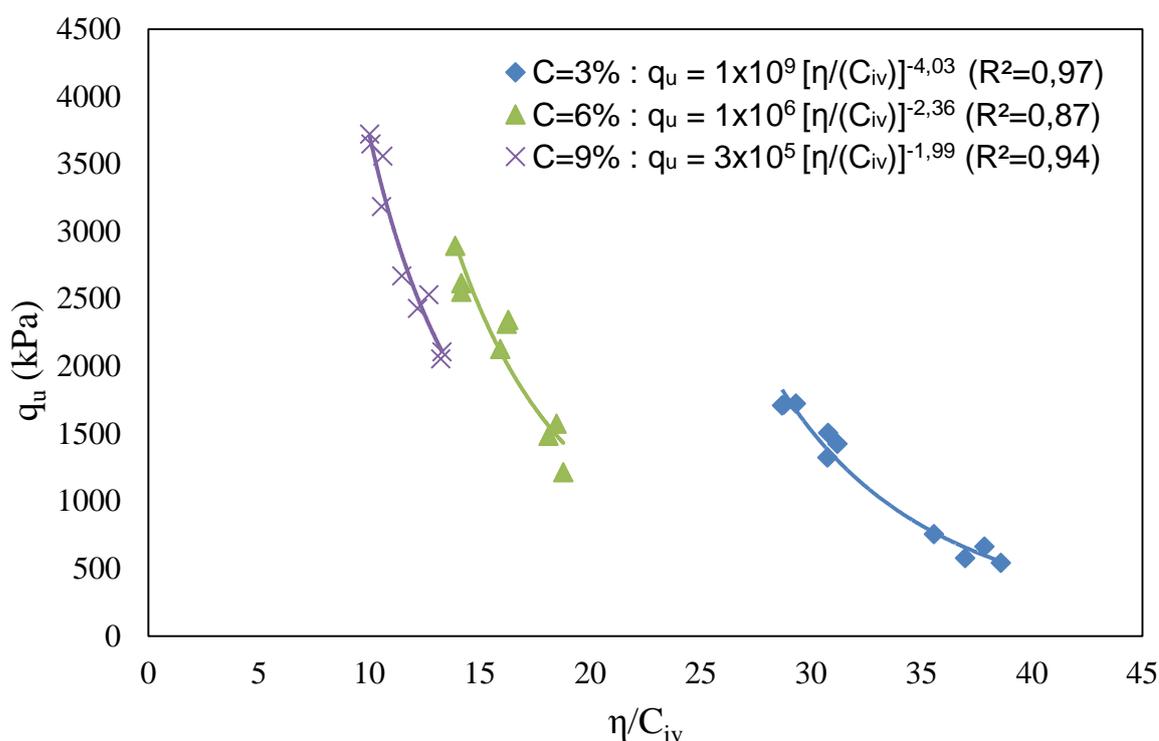
A resistência à compressão simples aumenta com a redução da porosidade de cada mistura. Como já visto, o aumento da cimentação promove o aumento da resistência.

5.2.1.3 Relação porosidade/cimento

Na Figura 30 são apresentadas as curvas de variação de resistência à compressão simples (q_u) em função da relação porosidade/cimento (η/C_{iv}), para sete dias de cura.

Observamos que não existe uma relação única entre a resistência e a relação porosidade/cimento, podendo-se obter valores distintos de resistência para uma mesma combinação de cimento e porosidade.

Figura 30 - Variação da resistência (q_u) em função da relação porosidade/cimento (η/C_{iv})

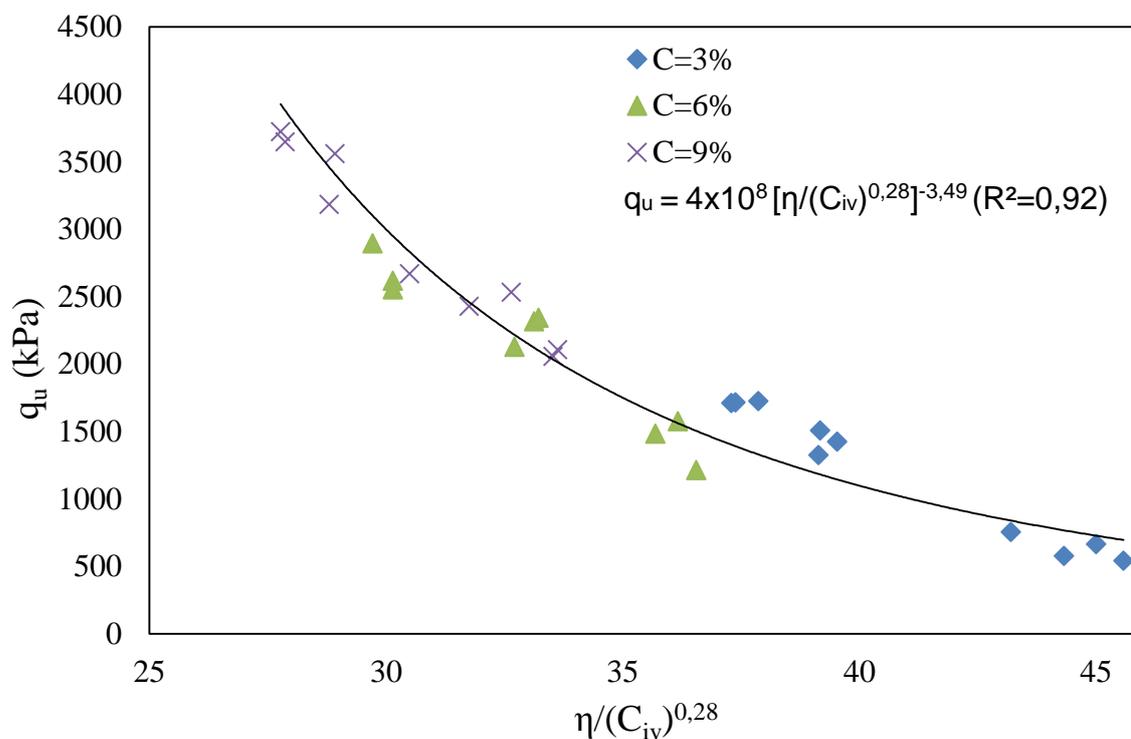


Uma maneira de compatibilizar as taxas de variação das grandezas citadas é através da aplicação de uma potência sobre uma delas, conforme discutido anteriormente. Para este material, Consoli et al. (2007; 2010; 2011), obteve que uma potência igual a 0,28 sobre o parâmetro C_{iv} seria suficiente para compatibilizar as taxas de variação, resultando em um melhor ajuste para a relação porosidade/cimento.

Na Figura 31 é apresentada a curva única de variação da resistência à compressão simples em função da porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,28.

A potência utilizada para compatibilizar o teor volumétrico (C_{iv}) e seu efeito na resistência de 0,28 está associada ao tipo de agente cimentante (neste caso o cimento), ao solo e ao comportamento da mistura solo-cimento.

Figura 31 - Variação da resistência (q_u) em função da relação porosidade/cimento ajustada ($\eta/(C_{iv})^{0,28}$)



5.2.2 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

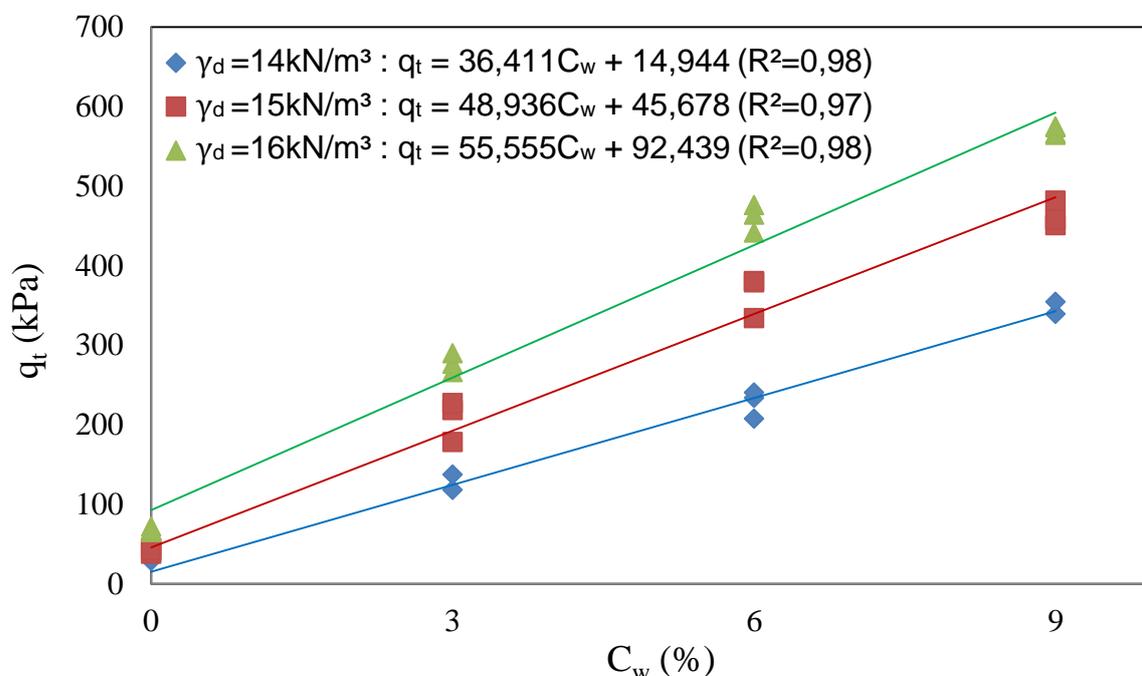
5.2.2.1 Efeito da adição de cimento

Na Figura 32, são apresentadas as curvas de ajustes da variação da resistência à tração em função da quantidade de cimento para sete dias de cura. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo peso específico aparente seco e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=20\%$).

A resistência à compressão diametral (q_t) aumenta com a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades. O aumento da resistência com a adição de cimento é um aspecto reportado por grande parte dos trabalhos consultados.

A taxa de aumento da resistência, representada pela inclinação das retas de ajuste, em geral, aumenta com o aumento do peso específico aparente seco da mistura compactada. Este fato indica que a efetividade da cimentação é maior nas misturas mais compactadas, devido ao maior número de contatos entre as partículas (CONSOLI et al., 2007; CONSOLI et al., 2015; CONSOLI et al., 2016).

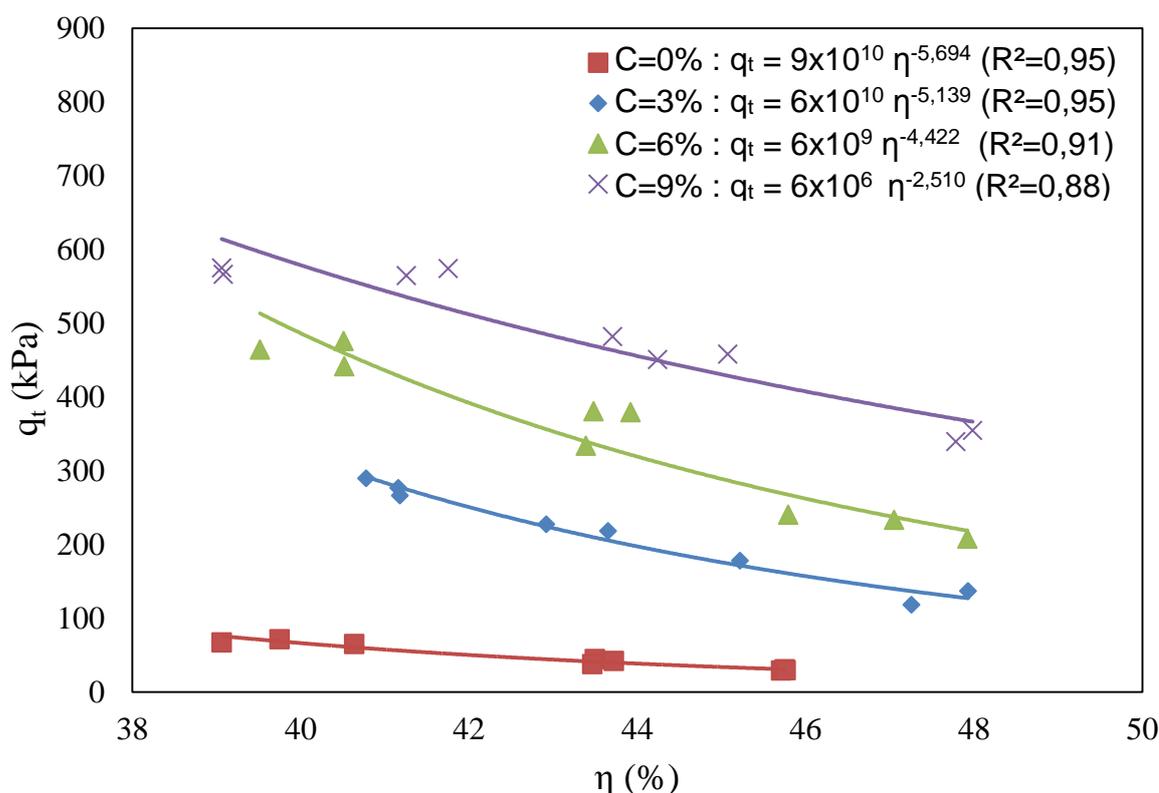
Figura 32 - Variação da resistência (q_t) em função do teor de cimento (C_w)



5.2.2.2 Efeito da porosidade

O efeito benéfico da redução da porosidade pode ser verificado na Figura 33. O mesmo comportamento observado anteriormente é obtido nos ensaios de tração. Tem-se que a resistência à tração (q_t) aumenta conforme é reduzida a porosidade (η), similarmemente para qualquer teor de cimento. Na Figura 33, cada uma das curvas de ajuste possui um único teor de cimento.

Figura 33 - Variação da resistência (q_t) em função da porosidade (η)



5.2.2.3 Relação porosidade/cimento

Como visto nos resultados anteriores, a resistência à tração (q_t) era dependente tanto da porosidade (η), quanto do teor de cimento nas misturas (C_w). O mesmo foi verificado nos ensaios de compressão simples, e, desta forma, os resultados podem ser expressos de forma semelhante, utilizando-se a razão porosidade/cimento $\eta/(C_{iv})$.

Na Figura 34 é apresentada a resistência à tração como função da razão porosidade/cimento. Com a diminuição da relação η/C_{iv} há o acréscimo da resistência à tração das misturas, visto que isso representa ao mesmo tempo, o aumento do teor de cimento e a diminuição da porosidade. Na Figura 35 é apresentada a curva única

de variação da resistência à compressão diametral em função da porosidade/teor volumétrico de cimento ajustado pela potência 0,28.

Figura 34 - Variação da resistência (q_t) em função da relação porosidade/cimento (η/C_{iv})

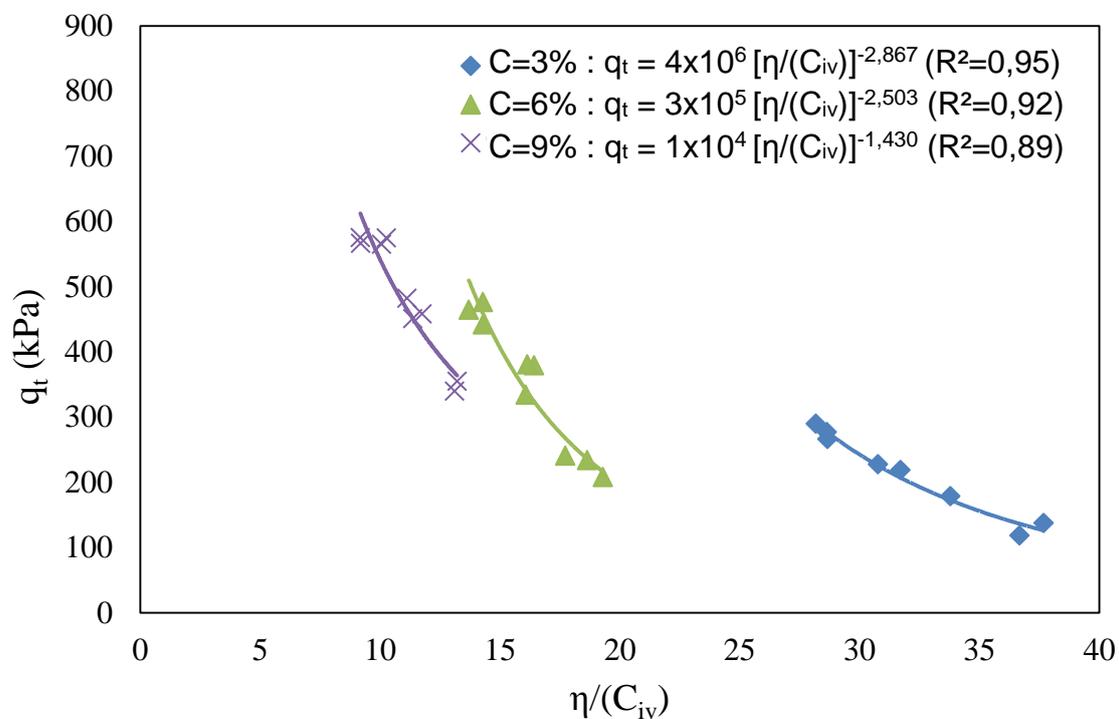
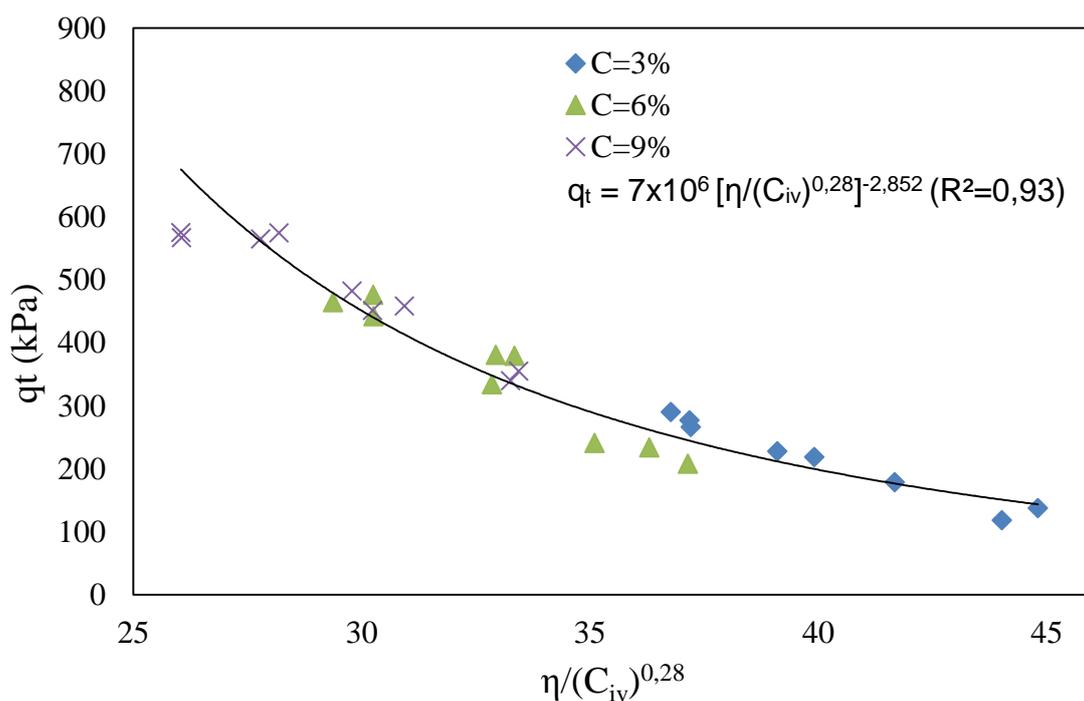


Figura 35 - Variação da resistência (q_t) em função da relação porosidade/cimento ajustada ($\eta/(C_{iv})^{0,28}$)



5.2.3 Relação entre a resistência à tração e à compressão

A Figura 30 e a Figura 34 diferenciam-se entre si, respectivamente, pelos valores de q_u e q_t em função de η/C_{iv} .

Neste trabalho foi utilizado o expoente 0,28 para o termo C_{iv} , para os resultados de tração e compressão.

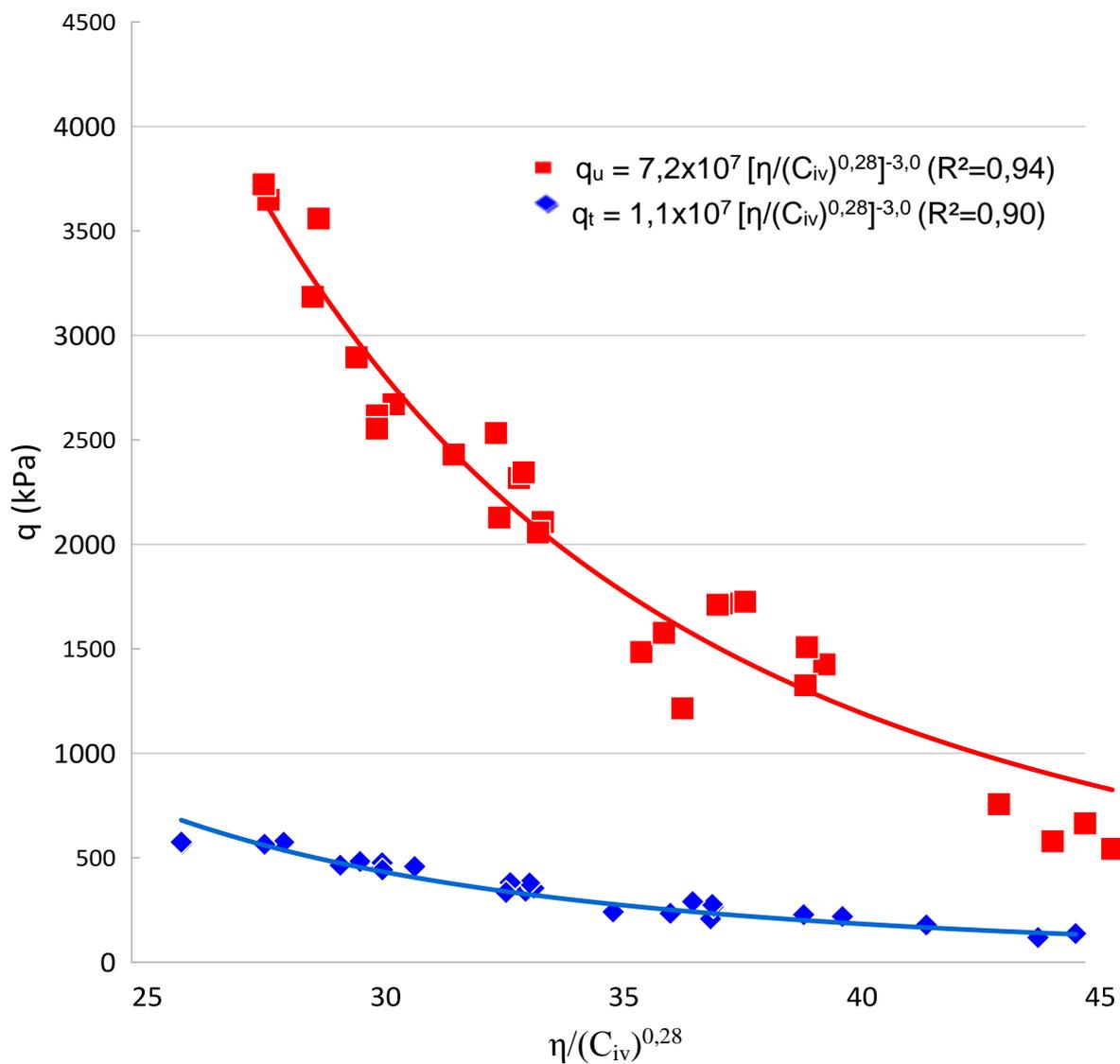
Podemos observar as curvas em conjunto na Figura 36. Analisando-as, verifica-se que q_u e q_t apresentam a mesma tendência.

Podemos dividir as curvas de ajuste obtidas, se referenciarmos ao mesmo expoente, de $[\eta/(C_{iv})^{0,28}]^x$, para este estudo, o expoente em comum (x) de -3,0 apresentou os melhores ajustes.

Dividindo a curva de ajuste de q_t em função de $\eta/(C_{iv})^{0,28}$ pela curva de ajuste obtida para q_u em função de $\eta/(C_{iv})^{0,28}$, encontramos a relação escalar q_t/q_u para as misturas solo-cimento estudada. Esta relação não depende da porosidade, do teor de cimento e da razão porosidade/cimento. Esta razão q_t/q_u obtida neste estudo foi de 0,153.

Verifica-se que esta relação q_t/q_u está próxima à encontrada por outros autores. Variando majoritariamente de 0,10 a 0,15. Para este mesmo solo, Rosa (2013), obteve o valor de 0,12 na relação q_t/q_u para uma mesma umidade ($\omega=20\%$).

Figura 36 – Comparação das curvas de ajuste de resistência (q_u e q_t) em função da relação porosidade/cimento ajustada ($\eta/(C_{iv})^{0,28}$)



6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÃO

De forma geral, concluiu-se que, para os intervalos estudados, podemos dizer:

- Ocorrem aumentos lineares de resistência à compressão simples e diametral com a adição de cimento.
- Existe uma relação exponencial entre a porosidade (η) e as resistências (q).
- A relação q_i/q_u , no escopo deste estudo, é de aproximadamente 15,3%.
- A condutividade hidráulica aumenta com a adição de cimento, comportamento diferente de solos granulares.

Os parâmetros são analisados particularmente nos itens à seguir:

6.1.1 Quanto à influência do teor de cimento

A quantidade de cimento, de forma geral, influencia de forma significativa a condutividade hidráulica, o aumento do teor de cimento promove um aumento na condutividade hidráulica da mistura solo-cimento estudada, independentemente da compactação e do peso específico seco.

O estudo observou que nas misturas solo-cimento, mesmo em pequenas quantidades, a adição de cimento promoveu ganhos na resistência do material. Como anteriormente estudado, a quantidade de cimento exerce uma forte influência sobre a resistência. Para os intervalos estudados, as resistências cresceram linearmente com o aumento do teor de cimento.

6.1.2 Quanto à influência da porosidade

A porosidade da mistura compactada exerce influência notável sobre a condutividade hidráulica. Independentemente da quantidade de cimento utilizada, a redução da porosidade do material, como esperado em outros solos finos, promove a diminuição da condutividade hidráulica.

Para a resistência à compressão e à tração, a redução da porosidade acarretou em ganhos de resistência para ambos ensaios. Observou-se, portanto, que a resistência à compressão simples e à tração aumentaram na forma de potência com a redução da porosidade da mistura.

6.1.3 Da relação porosidade/cimento

A relação porosidade/cimento quando utilizada para analisar os resultados de condutividade mostrou caráter incerto, evidenciando diferenças significativas de diferentes grupos, de forma que o estudo, para um mesmo teor de cimento, ainda justifique a utilização de dada razão com satisfação. Já para a curva ajustada pelo expoente 0,28, a relação não se provou, inicialmente, como uma maneira eficaz de estudar a condutividade hidráulica, não evidenciando nenhum caráter particular de comportamento.

Para o estudo das resistências, tanto à compressão quanto à tração, a relação porosidade/cimento mostrou-se um parâmetro adequado para a avaliação do comportamento mecânico. O ajuste da razão porosidade/cimento foi considerado apropriado para a previsão dos resultados.

6.1.4 Da relação entre as resistências à compressão e à tração

Verificou-se que a razão, entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão simples, (q_t/q_u) corresponde a um escalar de valor 0,153. Sugerindo então que a resistência à tração das amostras representa, em média, 15,3% da sua resistência à compressão.

6.1.5 Da relação entre as resistências e a condutividade hidráulica

Verificou-se, após numerosas análises, que para o solo cimento estudado não é possível uniformizar a condutividade hidráulica de todos os grupos em um único parâmetro (como visto em 5.1.1.3), prática comum na bibliografia. Assim, até o momento, não é possível relacionar as resistências mecânicas com a condutividade hidráulica para uma mesma mistura de forma eficaz, nas condições desta pesquisa.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) Análise do efeito de maiores tempos de cura na condutividade hidráulica e na resistência;
- b) Análise do efeito de variáveis como a umidade de compactação e o método de compactação na condutividade, comparando com estudos já existentes;
- c) Possível estudo do efeito da adição de fibras na condutividade hidráulica
- d) Avaliar microscopicamente os mecanismos de interação solo-cimento para o solo caulinítico.
- e) Realização e comparação deste estudo para com outros tipos de agente cimentante;

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 12770 - Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 1992.

ABNT. **NBR 13292 - Solo — Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante - Método de ensaio.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 1995.

ABNT. **NBR 14545 - Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2000.

ABNT. **NBR 7222 - Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2011.

ABNT. **NBR 12023 - Solo-cimento — Ensaio de compactação.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012.

ABNT. **NBR 12024 - Solo-cimento — Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012a.

ABNT. **NBR 12025 - Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012b.

ABNT. **NBR 12253 - Solo-cimento — Dosagem para emprego como camada de pavimento.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012c.

ABNT. **NBR 6459 - Solo — Determinação do limite de liquidez.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2016a.

ABNT. **NBR 7180 - Solo — Determinação do limite de plasticidade**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2016b.

ABNT. **NBR 7181 - Solo — Análise granulométrica**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2016c.

ABNT. **NBR 16697 - Cimento Portland - Requisitos**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2018.

ABRAMS, M. S. **Laboratory and Field Tests of Granular Soil-Cement Mixtures for Base Courses**. ASTM Special Technical Publication No. 254. [S.I.]. 1959.

ACI. **Report on soil cement (ACI 230.1R-09.)**. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Farmington Hills. 2009.

ADASKA, W. Soil-Cement Liners. In: JOHNSON, A. I., et al. **Hydraulic Barriers in Soil and Rock**. West Conshohocken: ASTM International, 1985. p. 299-313.

ASTM. **D1633 : Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2000.

ASTM. **D2487 : Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2011.

ASTM. **D3282 : Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2015.

ASTM. **D3967 : Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2016a.

ASTM. **D5084 : Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2016b.

BELLEZZA, I.; FRATALOCCHI, E. Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil–cement mixtures. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 10, n. 2, p. 77-90, 2006.

BENETTI, M. **Comportamento hidráulico e mecânico de um solo residual tratado com cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2015.

BERGADO, D. T. et al. **Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments**. New York: American Society of Civil Engineers (ASCE) Press, 1996.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; TODRES, H. A. **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature**. Skokie: Portland Cement Association, 2003. PCA R&D Serial no. 2066.

BRASFOND. Mistura de solo in situ (CSM). **Brasfond - Fundações Especiais**. Disponível em: <<http://www.brasfond.com.br/fundacoes/csm.html>>. Acesso em: 11 nov. 2018.

BROOKS, R. H.; COREY, A. T. **Hydraulic Properties of Porous Media**. Fort Collin: Colorado State University, 1964.

CATTON, M. D. **Early Soil-Cement Research and Development**. PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Skokie. 1959.

CLOUGH, G. W. et al. Cemented Sands Under Static Loading. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 107, n. GT6, p. 799-817, 1981.

CONSOLI, N. C. et al. Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, Fevereiro 2007.

CONSOLI, N. C. et al. Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 135, n. 5, p. 759-763, 2010.

CONSOLI, N. C. et al. A testing procedure for predicting strength in artificially cemented soft soils. **Journal of Engineering Geology**, v. 195, p. 327-334, Setembro 2015.

CONSOLI, N. C. et al. A unique relationship determining strength of silty/clayey soils – Portland cement mixes. **Journal of Soils and Foundations**, v. 56, n. 6, p. 1082-1088, Dezembro 2016.

CORTE, M. B. **Misturas solo-cal-fibra: comportamento mecânico à compressão e tração**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) - UFRGS. Porto Alegre. 2013.

CROFT, J. B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. **Geotechnique**, n. 17, p. 119-135, 1967.

CRUZ, R. C. **Condutividade Hidráulica em Solos Contaminados Encapsulados**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2004.

DANIEL, D.; TRAUTWEIN, S. **Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil**. Philadelphia: ASTM International., 1994.

DOSHI, S. N.; GUIRGUIS, H. R. Statistical Relations Between Compressive and Tensile Strengths of Soil-Cement. **Australian Road Research**, Vermont South, v. 13, n. 3, p. 195-200, 1983. ISSN 0005-0164.

EVANS, J. C. Landfills and impoundments. In: DANIEL, D. E. **Geotechnical practice for waste disposal**. London: Chapman & Hall, 1997. p. 97-112.

FELT, E. J. **Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures**. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association. [S.l.], p. 138. 1955.

FEUERHARMEL, M. R. **Comportamento De Solos Reforçados com Fibras de Polipropileno**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2000.

FHWA. **Soil and Base Stabilization and Associate Drainage Considerations: Volume I, Pavement Design and Construction Considerations.** Washington: Publication Number FHWA-SA-93-004, 1992a.

FHWA. **Soil and Base Stabilization and Associate Drainage Considerations: Volume II, Mixture Design Considerations.** Washington: Publication Number FHWA-SA-93-005, 1992b.

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2005.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing.** 2ª. ed. Chichester: Wiley, v. III - Effective stress tests, 1998.

HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions accompanying the stabilization of clay with cement. **Highway Research Board Rec**, n. 36, p. 146-171, 1963.

IBEIRO, L. **Estudo da distribuição dimensional de poros e da condutividade hidráulica de solos arenosos compactados tratados com cal e cimento.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2016.

KELLER TECNOGEO. NOVO TERMINAL DE CARGA - AEROPORTO POA. **Reforço de solo - DSM.** Disponível em: <<http://www.tecnogeo.com.br/obras/reforco-de-solo-dsm>>. Acesso em: 11 nov. 2018.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics.** SI Version. ed. New York: Wiley & Sons Inc, 1969.

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

LITTLE, D. N. et al. Cementitious Stabilization. State-of-the-Art Report. **TRBCommittee A2J01: Committee on Cementitious Stabilization**, 2000. Disponível em: <<http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/millennium/00016.pdf>>. Acesso em: 7 Outubro 2017.

MASSAD, F. **Obras De Terra: Curso Básico De Geotecnia**. [S.l.]: Oficina De Textos, 2003.

NICHOLSON, P. **Soil Improvement and Ground Modification Methods**. Oxford: Elsevier, 2015.

ORTIGAO, J. A. R. **Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. [S.l.]: [s.n.], 2009.

PCA. Soil-Cement. **Portland Cement Association**, 2017. Disponível em: <<http://www.cement.org/cement-concrete-applications/paving/soil-cement>>. Acesso em: 7 Outubro 2017.

RAISON, C. A. **Ground and Soil Improvement**. London: Thomas Telford Pub., 2004. 3-8 p.

RAUEN, F. J. **Roteiros de iniciação à pesquisa**. Palhoça: Unisul, 2013.

RICHARDS, D. L.; HADLEY, H. R. **Soil Cement Guide for Water Resources Applications**. Skokie: PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, 2006.

ROSA, D. A. **Validação da relação vazão/cimento na estimativa da resistência à compressão simples do caulim artificialmente cimentado**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – UFRGS. Porto Alegre. 2010.

ROSA, D. A. **Relação entre Resistência à Tração e à Compressão de um Solo Fino Artificialmente Cimentado**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – UFRGS. Porto Alegre. 2013.

SASANIAN, S.; NEWSON, T. A. Basic parameters governing the behaviour of cement-treated clays. **Soils and Foundations**, v. 54, n. 2, p. 209–224, 2014. ISSN 0038-0806.

SHEN, C. K.; MITCHELL, J. K. **Behaviour of soil-cement in repeated compression and flexure**. University of California. Berkeley. 1966.

SKEMPTON, A. W. **The pore pressure coefficients A and B**. Géotechnique. London, p. 143-147. 1954.

SONAGLIO, G. **Sucção mátrica em solos artificialmente cimentados**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – UFRGS. Porto Alegre. 2016.

USACE. Appendix G: Use of Soil cement for levee protection. In: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS **Design and construction of levees**. Washington: [s.n.], 2000. p. 146-162. Engineer Manual n° 111-0-2-1913.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos Solos**. São Paulo: McGraw-Hill, 1977.

VÉLAZQUEZ, L. E. G. **A Influência da Umidade de Compactação na Durabilidade**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - PPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2016.