

Universidade de Passo Fundo
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e
Ambiental

Franciele Noll da Silva

RESISTÊNCIA, RIGIDEZ E CONDUTIVIDADE
HIDRÁULICA DE MISTURAS COMPACTADAS
SUBMETIDAS À PERCOLAÇÃO ÁCIDA

Passo Fundo, RS

2015

Franciele Noll da Silva

**RESISTÊNCIA, RIGIDEZ E CONDUCTIVIDADE
HIDRÁULICA DE MISTURAS COMPACTADAS
SUBMETIDAS À PERCOLAÇÃO ÁCIDA**

Orientador: Prof. Pedro Domingos Marques Prietto, Dr.

Coorientador: Prof. Márcio Felipe Floss, Dr.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia, da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia, na área de concentração Infraestrutura e Meio Ambiente.

Passo Fundo, RS

2015

Franciele Noll da Silva

**RESISTÊNCIA, RIGIDEZ E CONDUCTIVIDADE
HIDRÁULICA DE MISTURAS COMPACTADAS
SUBMETIDAS À PERCOLAÇÃO ÁCIDA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia, da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia, na área de concentração Infraestrutura e Meio Ambiente.

Data da aprovação: 16 de dezembro de 2015.

Professor Doutor Pedro Domingos Marques Prietto
Orientador

Professor Doutor Márcio Felipe Floss
Coorientador

Professor Doutor Antônio Thomé
Universidade de Passo Fundo - UPF

Professor Doutor Maciel Donato
Universidade de Passo Fundo – UPF

Professor Doutor Nilo Cesar Consoli
Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS

Passo Fundo, RS

2015

RESUMO

A disposição inadequada de resíduos industriais e de mineração se tornou um potencial problema, em razão do risco de impactos negativos ao meio ambiente e à saúde humana. Isso ocorre principalmente através da contaminação dos solos e mananciais hídricos pelo lixiviado gerado, muitas vezes de características ácidas. Para prevenir situações como esta, faz-se necessário o estudo e o aperfeiçoamento de técnicas eficientes para contenção de resíduos gerados em atividades potencialmente poluidoras. Desta forma, este trabalho tem como objetivo investigar o comportamento mecânico e hidráulico de dois solos compactados, um argiloso e outro arenoso, com e sem adição de cimento (0 e 2%), quando submetidos à ação de uma solução de ácido sulfúrico (concentração volumétrica de 2%) e à carga vertical estática constante (280 kN/m^2), visando a sua aplicação em barreiras impermeáveis de contenção de resíduos. O programa experimental consistiu na realização de ensaios de percolação, em permeâmetro de parede rígida instrumentado, durante os quais foram medidas e analisadas as variações do coeficiente de condutividade hidráulica e do módulo de deformação cisalhante, além dos recalques, e ensaios de resistência à compressão diametral. Os resultados mostraram que a condutividade hidráulica aumentou quando adicionado cimento e diminuiu com a percolação ácida. Quanto ao comportamento mecânico, a percolação ácida causou, quase que instantaneamente, o aumento na taxa de recalque e a redução da rigidez, embora a tendência de estabilização observada posteriormente até o final dos ensaios.

Palavras-chave: Barreiras impermeáveis, Condutividade hidráulica, Compressibilidade, Rigidez, Bender elements.

ABSTRACT

The inadequate disposal of industrial and mining solid wastes have become a potential issue, especially because of the negative impacts on the environment and human health. This occurs mainly through the contamination of subsurface soil and groundwater by wastewaters, which are often of acidic constitution. To prevent situations like this, the study and improvement of efficient containment techniques for wastes generated in potentially polluting activities has become necessary and opportune. In this way, this work was aimed to investigate the mechanical and hydraulic behavior of two different compacted soils, with and without the addition of Portland cement (0 and 2%), submitted to the action of a sulfuric acid solution (2% volume concentration) and to a constant static vertical load (280 kN/m²), aiming at its prospective application as containment barrier. The experimental program comprised a few permeability tests, performed in an instrumented rigid-wall permeameter, during which the variations in hydraulic conductivity, shear deformation modulus, and settlement were measured and analyzed. In addition, for the specimens percolated with the acidic solution, the split tensile strength was also determined. The results showed that the hydraulic conductivity increased with cement addition and decreased with the acidic percolation. Regarding the mechanical behavior, the acidic percolation caused, almost instantaneously, an increase in settlement rate and a reduction in stiffness, although the trend of stabilization observed afterwards, until the end of the tests.

Keywords: Contaminant barriers, Hydraulic conductivity, Compressibility, Stiffness, Bender elements.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação	26
Figura 2: Ondas sísmicas: (a) Onda P; (b) Onda S no plano vertical; (c) Onda S no plano horizontal.....	30
Figura 3: Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão.....	31
Figura 4: Diagrama esquemático dos <i>bender elements</i>	33
Figura 5: Equipamentos para ensaio com <i>bender elements</i>	34
Figura 6: Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta.....	37
Figura 7: Fluxograma da pesquisa.....	39
Figura 8: Campo experimental de geotecnia (a) e perfil de solo(b)	42
Figura 9: Curva granulométrica da argila.....	42
Figura 10: Curvas de compactação - Proctor normal e modificado	44
Figura 11: Município de Osório/RS	45
Figura 12: Curva granulométrica da areia.	45
Figura 13: Equipamento para avaliação da condutividade hidráulica.....	48
Figura 14: Visão geral do equipamento.....	49
Figura 15: Visão lateral do equipamento.....	49
Figura 16: Leiaute do permeâmetro equipado com <i>bender elements</i>	49
Figura 17: Sistema de emissão, leitura e registro de ondas sísmicas	51
Figura 18: Prensa automática	51
Figura 19: Curva de compactação - Proctor normal e modificado.....	53
Figura 20: Procedimento de preparação das amostras para moldagem dos corpos de prova...	54
Figura 21: Procedimentos de montagem do cilindro com a amostra na câmara de ensaio	55
Figura 22: Procedimento de moldagem do corpo de prova.....	57
Figura 23: Sequência de moldagem passo-a-passo	58
Figura 24: Preparação dos corpos de prova sem parede para os ensaios de rigidez.....	60
Figura 25: Exemplo de coleta do lixiviado para leitura de pH.....	61
Figura 26: Desmontagem da câmara de percolação e extração do corpo de prova ensaiado...	62
Figura 27: Amostras para medidas de pH.	63
Figura 28: Equipamentos instalados para medir ondas sísmicas.....	64
Figura 29: <i>Bender elements</i> , <i>base cap</i> e <i>top cap</i>	65
Figura 30: Sulco para introdução dos <i>bender elements</i> (a) e pasta de solo para fixação (b)....	65

Figura 31: Sinal obtido para ondas S na análise do domínio de tempo.....	66
Figura 32: Execução do ensaio de resistência ao cisalhamento.	67
Figura 33: Influência do gradiente hidráulico na condutividade hidráulica do solo argiloso. .	70
Figura 34: Condutividade hidráulica dos corpos de prova de areia com diferentes gradientes hidráulicos	71
Figura 35: Recalque dos CPs com diferentes gradientes hidráulicos	72
Figura 36: Influência da carga vertical sobre a condutividade hidráulica do solo argiloso.	73
Figura 37: Módulo de cisalhamento ensaio de validação com Areia de Osório (5% de cimento).....	74
Figura 38: Condutividade hidráulica x pH para o CP01.	75
Figura 39: Condutividade hidráulica x recalque para o CP01.....	75
Figura 40: Condutividade hidráulica x pH para o CP02.	76
Figura 41: Condutividade hidráulica x recalque para o CP02.....	76
Figura 42: Condutividade hidráulica dos CPs ensaiados.....	77
Figura 43: Condutividade hidráulica x pH para o CP03.	79
Figura 44: Condutividade hidráulica x recalque para o CP03.....	79
Figura 45: Condutividade hidráulica x pH para o CP04.	79
Figura 46: Condutividade hidráulica x recalque para o CP04.....	79
Figura 47: Condutividade hidráulica x pH para o CP05.	80
Figura 48: Condutividade hidráulica x recalque para o CP05.....	80
Figura 49: Condutividade hidráulica x pH para o CP06.	81
Figura 50: Condutividade hidráulica x recalque para o CP06.....	81
Figura 51: Condutividade hidráulica dos CPs com peso específico seco de 14,40 KN/m ³	81
Figura 52: Condutividade hidráulica dos CPs com peso específico seco de 15,80 KN/m ³	82
Figura 53: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP1.....	84
Figura 54: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP02.....	85
Figura 55: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP03.....	88
Figura 56: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP04.....	89
Figura 57: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP05.....	90
Figura 58: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP06.....	91
Figura 59: Resistência à compressão diametral x % de cimento em amostras percoladas com água destilada e gradiente hidráulico de 33,33.....	94
Figura 60: Resistência à compressão diametral x % de cimento em amostras percoladas com água destilada e gradiente hidráulico de 3,30.....	95

Figura 61: Corpo de prova após percolação com ácido sulfúrico.	95
Figura 62: Distribuição granulométrica dos corpos de prova ensaiados (gradiente hidráulico 33,33).....	98
Figura 63: Distribuição granulométrica dos corpos de prova ensaiados (gradiente hidráulico 3,30).....	99
Figura 64: Características iniciais e finais dos corpos de prova.....	114
Figura 65: Características iniciais e finais dos corpos de prova.....	117
Figura 66: Características iniciais e finais dos corpos de prova.....	119
Figura 67: Características iniciais e finais dos corpos de prova.....	122
Figura 68: Características iniciais e finais dos corpos de prova.....	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de Vs ou módulo de cisalhamento para argilas e Areia de Osório.....	37
Tabela 2: Programa de Ensaios.	41
Tabela 3: Caracterização físico-química do solo da área de estudo	43
Tabela 4: Caracterização geotécnica do solo.....	43
Tabela 5: Índices físicos da areia de Osório - RS.....	46
Tabela 6: Composição do Cimento Portland CP-V	46
Tabela 7: Resultados dos ensaios preliminares de condutividade hidráulica para o solo argiloso.	70
Tabela 8: Módulo de cisalhamento obtidos nos ensaio de validação com areia (5% de cimento).....	73
Tabela 9: Variação do módulo de cisalhamento para o CP01.....	83
Tabela 10: Variação do módulo de cisalhamento para o CP02.....	84
Tabela 11: Valores de Vs e módulo de cisalhamento para argilas.	86
Tabela 12: Variação do módulo de cisalhamento para o CP03.....	87
Tabela 13: Variação do módulo de cisalhamento para o CP04.....	88
Tabela 14: Variação do módulo de cisalhamento para o CP05.....	89
Tabela 15: Variação do módulo de cisalhamento para o CP06.....	90
Tabela 16: Valores típicos de Vs ou módulo de cisalhamento para Areia de Osório	91
Tabela 17: Valores resistência à compressão diametral para o solo argiloso.....	92
Tabela 18: Valores resistência à compressão diametral para o solo arenoso percolado com água e com gradiente hidráulico de 33,30.	93
Tabela 19: Resistência à compressão diametral para o solo arenoso percolado com água destiladae gradiente de 3,30.....	94
Tabela 20: Distribuição granulométrica dos corpos de prova (gradiente hidráulico 33,33)	98
Tabela 21: Distribuição granulométrica dos corpos de prova (gradiente hidráulico 3,30)	99
Tabela 22: Características dos corpos de prova após a moldagem.....	113
Tabela 23: Características dos corpos de prova após os ensaios.....	113
Tabela 24: Características dos corpos de prova após a moldagem.....	115
Tabela 25: Características dos corpos de prova após os ensaios.....	116
Tabela 26: Características dos corpos de prova após a moldagem.....	118
Tabela 27: Características dos corpos de prova após os ensaios.....	118
Tabela 28: Características dos corpos de prova após a moldagem.....	120

Tabela 29: Características dos corpos de prova após os ensaios.....	121
Tabela 30: Características dos corpos de prova após a moldagem.....	123
Tabela 31: Características dos corpos de prova após os ensaios.....	123

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Ensaio <i>in situ</i> mais utilizados para avaliação do módulo cisalhante	28
Quadro 2: Ensaio de laboratório mais utilizados para a avaliação do módulo de distorção...	28
Quadro 3: Níveis e faixas das variáveis de controle.....	40
Quadro 4: Combinações executadas e ordem dos ensaios.	40
Quadro 5: Visualização da microestrutura por meio de imagem de Microscopia Eletrônica de Varredura – Modo Elétrons Retroespalhados – Ampliação 100x.	100
Quadro 6: Visualização da microestrutura por meio de imagem de Microscopia Eletrônica de Varredura – Modo Elétrons Retroespalhados – Ampliação 1000x.	101

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	14
1.1	Problema da pesquisa	14
1.2	Justificativa.....	15
1.3	Objetivos.....	17
1.3.1	Objetivo geral	17
1.3.2	Objetivos específicos	17
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1	Barreiras horizontais impermeáveis para contenção de resíduos sólidos.....	19
2.2	Efeitos da cimentação na condutividade hidráulica	20
2.3	Efeitos da cimentação nos parâmetros de rigidez e resistência.....	22
2.4	Comportamento do solo submetido à percolação ácida	24
2.5	Rigidez à pequenas deformações e módulo cisalhante máximo	26
2.5.1	Determinação do módulo cisalhante máximo	27
2.5.2	Medidas de $G_{máx}$ utilizando <i>bender elements</i>	30
2.5.2.1	Determinação da distância de percurso da onda (d)	34
2.5.2.2	Determinação do tempo de propagação da onda (t_s)	35
2.5.2.3	Interpretação dos resultados	35
2.6	Valores típicos de velocidade das ondas de cisalhamento	36
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	38
3.1	Visão Geral do Programa experimental.....	38
3.1.1	Planejamento experimental.....	38
3.2	Materiais	41
3.2.1	Solo Argiloso	41
3.2.2	Solo arenoso	44
3.2.3	Cimento	46
3.2.4	Água destilada	46
3.2.5	Solução ácida.....	46
3.2.6	Equipamentos	47
3.2.6.1	Permeâmetros de Parede Rígida com <i>Bender Elements</i>	47
3.2.6.2	Sistema de emissão, leitura e registro de ondas sísmicas	50
3.2.6.3	Equipamentos para Determinação da Resistência	50
3.3	Métodos	52
3.3.1	Coleta e preparação das amostras de solo	52
3.3.2	Moldagem dos corpos de prova e montagem da câmara de ensaio.....	52
3.3.3	Inserção da solução ácida	55
3.3.4	Ensaio preliminares.....	55
3.3.4.1	Teste do gradiente hidráulico	55
3.3.4.2	Teste da carga vertical estática	56
3.3.4.3	Ensaio para validação do equipamento.....	56
3.3.4.3.1	Moldagem dos corpos de prova para os ensaios de validação.....	57
3.3.5	Realização do ensaio de percolação	60
3.3.5.1	Ensaio com percolação de água destilada.....	60

3.3.5.2	Ensaio com percolação de solução ácida	61
3.3.6	Determinação da condutividade hidráulica (k).....	62
3.3.6.1	Análise e monitoramento do percolado	63
3.3.7	Determinação da rigidez	63
3.3.8	Determinação da resistência á tração por compressão diametral	67
3.3.9	Ensaio comportamento ácido na areia	68
3.3.9.1	Ensaio de granulometria.....	68
3.3.9.2	Ensaio de microscopia	68
4.	RESULTADOS	69
4.1	Ensaio Preliminares	69
4.1.1	Teste do gradiente hidráulico	69
4.1.1.1	Solo argiloso	69
4.1.1.2	Solo arenoso	71
4.1.2	Teste da carga vertical estática	72
4.1.3	Ensaio de validação das medidas de rigidez	73
4.2	Ensaio de condutividade hidráulica	74
4.2.1	Solo argiloso	74
4.2.2	Solo arenoso	78
4.3	Ensaio de medidas de rigidez.....	82
4.3.1	Solo argiloso	82
4.3.2	Solo arenoso	86
4.4	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral	92
4.4.1	Solo argiloso	92
4.4.2	Solo arenoso	93
4.5	Análises complementares do comportamento do solo com percolação ácida.....	95
4.5.1	Alterações na composição química	96
4.5.2	Alterações na distribuição granulométrica	96
4.5.3	Microscopia eletrônica de varredura (MEV).....	100
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	102
5.1	Conclusões.....	102
5.2	SUGESTOES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	104
	APÊNDICE A – Características iniciais e finais dos corpos de prova.....	113

1. INTRODUÇÃO

1.1 Problema da pesquisa

A problemática dos resíduos sólidos industriais e de mineração se deve ao risco de impactos ambientais, já que a destinação final nem sempre se mostra adequada, ocasionando contaminação de solos e de mananciais hídricos.

Os aterros industriais e de mineração podem gerar um lixiviado com característica ácida e presença de metais tóxicos. De acordo com Nascentes (2006), o potencial de dano desses contaminantes agrava-se quando os mesmos são absorvidos pelas plantas e quando sua quantidade excede a máxima capacidade de retenção do solo, tornando-se facilmente lixiviáveis.

A construção de obras que tornem a disposição de resíduos mais segura, obedecendo aos critérios técnicos de proteção ao meio ambiente é uma das formas de se evitar o problema (PACHECO E SILVA, 2005). Em particular, os sistemas de barreiras impermeáveis – *liners*, são utilizados para minimizar a infiltração de percolados e conter a migração de contaminantes para o solo e águas subterrâneas em áreas de disposição de resíduos, através da separação física entre o resíduo disposto e o terreno natural (PACHECO e SILVA, 2005, NASCENTES, 2006, SOUZA, 2009).

O contaminante pode alterar as características físico-químicas do *liner*, afetar as reações de cimentação, bem como alterar a sua condutividade hidráulica, o que pode interferir na eficácia da impermeabilização (KNOP, 2007). Ácidos ou bases fortes podem dissolver materiais no solo, formar canais preferenciais e aumentar a condutividade hidráulica. Quando ácidos concentrados são permeados pelo solo, a condutividade hidráulica apresenta declínio inicial e seguidos aumentos (DANIEL, 1993).

Knop (2007) explica que os *liners* de impermeabilização de fundo de aterros mais tradicionalmente empregados são de argila compactada, visto o baixo custo de execução e abundância de material, muitas vezes solo do próprio local.

Esforços têm sido realizados no sentido de desenvolver novos materiais que possuam características melhoradas tais como boa trabalhabilidade, baixa condutividade hidráulica, estabilidade e capacidade de absorver recalques diferenciais (HEINECK, 2002). De maneira geral, a permeabilidade deve ser baixa, pois assim reduz a percolação de uma determinada região para outra, ou seja, formar uma barreira entre os contaminantes e a água subterrânea e camadas inferiores do subsolo (CONCIANI, 2011). A utilização de cimento *Portland* no

melhoramento das propriedades mecânicas e reativas do solo é uma alternativa bastante utilizada (CRUZ, 2008).

Korf (2011) afirma que no caso da disposição de resíduos sólidos sobre as barreiras impermeáveis, também há a preocupação em relação à influência da carga vertical da massa de resíduos aplicada sobre a barreira. Neste caso, o fluxo dos contaminantes poderá ser modificado em virtude da adição de uma sobrecarga sobre a barreira, a qual poderá favorecer ou dificultar a migração dos contaminantes em função de possíveis mudanças estruturais. Knop (2007) constatou que, no caso da disposição de resíduos sobre camadas compactadas, as mesmas podem sofrer variação em sua compressibilidade, apresentando recalques mediante o contato de resíduos agressivos quimicamente, como os de pH ácido.

Dessa forma, o interesse na compreensão do comportamento mecânico de misturas solo-cimento aumentou e algumas pesquisas têm sido realizadas nesse sentido, entre elas os trabalhos de (CLOUGH, 1981; VIGGIANI e ATKINSON, 1995; CLAYTON, 2001; ATKINSON, 2002, VENDRUSCULO, 2003; LEE e SANTAMARINA, 2005; VITALI, 2008; CRUZ, 2008; CHAN, 2010; AMARAL *et al.*, 2011; CONSOLI, *et al.*, 2011; FESTUGATO, 2011; DI EMIDIO e FLORES, 2012, FONINI, 2012). Tais pesquisas tem enfatizado a compreensão dos mecanismos envolvidos no melhoramento de solos, através de ensaios de laboratório que vão desde ensaios de resistência à compressão simples e diametral, a ensaios baseados na teoria de propagação de ondas, como por exemplo, a técnica de *bender elements*. No entanto, poucos trabalhos abordam o efeito exercido pela percolação ácida nas características mecânicas deste tipo de material.

Neste contexto, e tendo em vista a necessidade de mais estudos sobre o comportamento hidráulico e mecânico de barreiras de solo compactadas, o presente trabalho buscou responder à seguinte questão norteadora da pesquisa: quais as relações de causa e efeito entre as variações no comportamento hidráulico e mecânico de um solo compactado, com e sem adição de cimento Portland, quando submetido á percolação por lixiviados ácidos?

1.2 Justificativa

A poluição dos solos por metais tornou-se uma grande preocupação ambiental em muitas partes do mundo. Os fatores que contribuíram para isso foram a rápida industrialização, a urbanização crescente, a modernização das práticas agrícolas e os métodos inadequados de disposição dos rejeitos (KORF, 2011).

Sabe-se que a mineração é uma das práticas que mais contaminam o solo, porém segundo Knop (2007) e Bedin (2010), trata-se de um setor importante para a economia do país, contribuindo de forma decisiva para o bem estar e a melhoria da qualidade de vida das presentes e futuras gerações.

Devido a dissolução de materiais presentes no solo, Daniel (1993), Costa (2002) e Knop (2007) concluíram que, o extremo ácido de pH pode influenciar no fluxo de contaminantes.

A disposição não planejada de resíduos industriais e de mineração se tornou um problema, principalmente pelo risco de ocasionar impactos negativos ao meio ambiente e a saúde humana, isso ocorre através da contaminação dos solos e mananciais hídricos, pelo lixiviado gerado. Portanto, para prevenir essa contaminação se faz necessário o estudo de técnicas eficientes para contenção de resíduos gerados em atividades potencialmente poluidoras.

Os aterros sanitários devem grande parte de seu desempenho à eficiência das barreiras protetoras (*liners*). Lemos (2006) explica que os *liners* são utilizados com o objetivo de evitar a contaminação do lençol freático ou de áreas específicas.

Uma barreira impermeável ideal seria aquela que proporcionasse baixa permeabilidade, boa durabilidade estrutural, a estabilização dos contaminantes que permeiem. Com relação à durabilidade estrutural, a estabilização química, com adição de cimento ou cal, por exemplo, poderá aumentar a capacidade de preservação de sua estrutura e reduzir a floculação com o tamponamento parcial dos poros, perante o contato com substâncias corrosivas, além de agregar resistência mecânica pela densificação da massa de solo e, conseqüentemente, preservar a condutividade hidráulica (LEMOS, 2006, JESUS, *et al.*, 2008, NOBRE *et al.*, 2007, KNOP, 2007).

Neste contexto, vem sendo estudadas, técnicas complementares em conjunto com barreiras impermeáveis visando à contenção desses contaminantes e garantindo a preservação do meio ambiente.

Visando a melhoria do comportamento hidráulico e mecânico de *liners*, a adição de cimento ao solo pode ser empregada para transformar a barreira em um material mais resistente e reativo, porém com maior rigidez.

Lemos (2006) explica que a condutividade hidráulica de uma barreira composta por agentes cimentantes é resultado de complexas interações entre os diversos componentes de mistura. A adição de cimento pode ocasionar um aumento dos valores, no entanto, também existem evidências de que quando o cimento é adicionado em baixos teores, a continua

hidratação pode provocar a redução da condutividade hidráulica em longo prazo (RYAN e DAY, 2002, LEMOS, 2006).

Cabe salientar que as barreiras impermeabilizantes podem sofrer solicitações devido à acomodação e peso próprio dos resíduos, cargas pontuais e mudanças de temperatura. Desta forma, como consequência de tais solicitações e da disposição dessas barreiras sobre taludes, poderá ocorrer presença de interfaces apresentando baixa resistência ao cisalhamento, acarretando o aparecimento de uma potencial superfície de deslizamento ou ruptura (LUKIANCHUKI, 2007).

Deste modo, a avaliação do comportamento de um material para a construção de uma barreira impermeabilizante levando-se em consideração somente a condutividade hidráulica e, portanto, desprezando-se os parâmetros de resistência e rigidez, poderá ocasionar sérios danos ao comportamento dessas.

Scheffer (2005) afirma que a determinação das características de rigidez tem sido feita normalmente com a utilização de ensaios sísmicos, como *bender elements*, impondo ao solo baixos níveis de deformação. Estudos recentes utilizam o módulo de cisalhamento a pequenas deformações, $G_{máx}$, para modelar o comportamento de estruturas de contenção.

As barreiras de contenção de resíduos são uma forma de mitigar os possíveis impactos causados no solo. Com isso, o presente trabalho se torna fundamental para um melhor entendimento do comportamento mecânico e hidráulico dos *liners* em questão, visando contribuir para o aperfeiçoamento de técnicas para contenção e disposição adequada de resíduos, atuando como prevenção da contaminação do meio ambiente.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo principal deste trabalho consiste em investigar o comportamento mecânico e hidráulico de dois solos compactado, com e sem adição de cimento, diante do contato direto com um contaminante ácido, para aplicação em barreiras impermeáveis de contenção de resíduos sólidos.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são descritos a seguir:

- Avaliar a influência da percolação ácida no comportamento mecânico (resistência e rigidez) dos materiais estudados;
- Avaliar as modificações na condutividade hidráulica dos materiais estudados, quando percolados com contaminante ácido;
- Avaliar a influência do gradiente hidráulico e da carga estática vertical no comportamento hidráulico e mecânico dos materiais estudados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Barreiras horizontais impermeáveis para contenção de resíduos sólidos

Barreiras impermeáveis para contenção de resíduos sólidos (*liners*) podem ser definidas como sendo camadas de um determinado material ou materiais, utilizadas para minimizar a infiltração de água para dentro de resíduos previamente dispostos (*liners* de cobertura ou *cover liners*) ou para controlar a liberação de efluente líquido do resíduo (*liners* de fundo ou *bottom liners*) (KALTEZIOTIS *et al*, 1994, HEINECK, 2002). Tais barreiras são, portanto, tecnologias aplicadas *in-situ* e utilizadas para prevenir a propagação de contaminantes em subsuperfície (SHARMA e REDDY, 2004).

De acordo com Souza (2009) e Basso (2003), estas camadas impermeabilizantes são normalmente constituídas de camadas de solo compactado, as quais possuem a importante função de evitar a contaminação do subsolo e de aquíferos subjacentes pela migração de poluentes através da limitação do escape físico. Além da utilização em aterros de resíduos sólidos, outras aplicações incluem o uso de *liners* em lagoas para contenção de líquidos e na proteção ao redor de tanques de armazenamento de produtos perigosos em casos de derramamentos (ROWE, 2001).

Existem vários tipos de *liners*, os quais podem ser constituídos de materiais naturais (solos argilosos, argilas compactadas e misturas compactadas), artificiais (geossintéticos em geral), ou a combinação de ambos (GCL). Em todos os casos, a camada argilosa é o material responsável pela manutenção da integridade da barreira. Daniel (1993) afirma que a escolha de um ou outro tipo é influenciada pelo uso a que se destina, pelo ambiente físico, pela química do percolado e pela taxa de infiltração.

Para que funcionem efetivamente, a camada de solo deverá ser contínua e isenta de imperfeições como falhas, trincas ou qualquer descontinuidade que proporcione um caminho preferencial de fluxo (HEINECK, 2002, PACHECO e SILVA, 2005).

De acordo com Rowe (1995) e Manassero *et al.* (2000), é necessário que estas barreiras possuam condutividades hidráulicas inferiores à 10^{-9} m/s, além de apresentar durabilidade estrutural, isto é, manutenção das suas propriedades no longo prazo, perante o contato com contaminantes oriundos de águas residuárias (ASTM, 1991; USEPA, 1992; DANIEL e KOERNER, 1995; AUSTIN, 1992; DANIELS e STEWART, 1992; KNOP, 2007; NASCENTES, 2006; STAVRIDAKIS, 2005; YONG *et al.*, 1999, FRANCISCA e GLATSTEIN, 2010).

Os sistemas de barreiras de solos compactados se baseiam em processos físicos, biofísicos, bioquímicos e geoquímicos que atuam como mecanismos capazes de retardar os contaminantes que os permeiam (PRIM *et al.* 2003). Com isso, espera-se que o *liner* atenua a movimentação dos contaminantes, agindo como um filtro, absorvendo ou atenuando certos compostos e também servindo para outras funções a que for solicitado (KALTEZIOTIS *et al.*, 1994).

Oliveira e Jucá (2004) argumentam que os sistemas de impermeabilização com solos argilosos apresentam vantagens em relação ao uso de geossintéticos, pois são uma alternativa barata e eficiente para impermeabilização superior, lateral e de fundo em aterros. Segundo Knop (2007), as barreiras de argila compactada para contenção de resíduos são as mais tradicionalmente empregadas, pois possuem baixo custo de execução e o material argiloso é abundante e fácil de ser encontrado, muitas vezes no próprio local de aplicação.

Os mais diversos materiais reativos vêm sendo estudados nos últimos anos a fim de propiciar uma melhor remediação/degradação para diferentes tipos de compostos inorgânicos e orgânicos. Os *liners* de argila compactada são construídos inicialmente com solo natural, apesar de haver relatos na literatura da combinação deste com vários outros materiais. Alguns autores citam na literatura a possibilidade da utilização de pequenas quantidades de calcário, cimento Portland, bentonita e cinzas, em misturas ou em aplicação individual, com a finalidade de reduzir a condutividade hidráulica de barreiras compactadas (JESUS *et al.*, 2008; NOBRE *et al.*, 2007; KNOP *et al.*, 2008; LEMOS, 2006; DANIEL, 1993, HEINECK, 2002).

2.2 Efeitos da cimentação na condutividade hidráulica

É importante avaliar a condutividade hidráulica pelo fato de que, a partir desta, torna-se possível realizar prognósticos do comportamento das barreiras hidráulicas no longo prazo, quando submetidas à ação de substâncias agressivas (LEMOS, 2006).

O estudo das propriedades e do comportamento dos solos é necessário em qualquer projeto em que eles venham a ser utilizados. Contudo, no caso específico de sistemas de contenção de contaminantes, a condutividade hidráulica é um fator decisivo na escolha do material da barreira (KNOPP, 2007)

Segundo Yoon *et al.* (2003), a adição de materiais cimentantes, entre os quais destaca-se o cimento Portland, pode resultar no preenchimento dos vazios do solo argiloso ao longo do tempo, com isto diminuindo a condutividade hidráulica da barreira.

Além disso, de acordo com Korf (2011), o cimento Portland constitui um agente com potencial uso em barreiras impermeáveis, pois é capaz de atuar como elemento reativo, devido às reações de hidratação e solubilização, sem comprometer a condutividade hidráulica, desde que utilizado em pequenas quantidades. Contudo, a adição de cimento em altos teores pode promover um efeito contrário, isto é, o aumento da permeabilidade. Desta forma, o cimento Portland apresenta potencial de uso em barreiras impermeáveis, pois é um material de fácil acesso e comumente utilizado em diversas obras de engenharia.

Em função de seu potencial reativo, considera-se necessário o seu estudo em barreiras impermeáveis, de modo a verificar se o mesmo pode ser empregado, agregando caráter reativo e não modificando significativamente a condutividade hidráulica (SHARMA e REDDY, 2004).

A adição de pequenas quantidades de cimento modifica as propriedades do solo, enquanto que maiores quantidades alteram radicalmente suas propriedades: a capacidade de carga aumenta, assim como a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem. Porém, em geral a permeabilidade diminui (FOPPA, 2005).

Lemos (2006) e Knop (2007) observaram um aumento da condutividade hidráulica média quando adicionados pequenos teores de cimento (até 2%) em um solo argiloso compactado e submetido à percolação ácida. Tal comportamento foi corroborado por Korf (2011) que também observou o aumento inicial da permeabilidade, porém acompanhado de redução em dias subsequentes à percolação por lixiviados ácidos contendo elementos metálicos tóxicos.

Rojas (2007) constatou, para teores de 10% a 20% de cimento adicionados a um solo contaminado por resíduo oleoso, que a condutividade hidráulica inicialmente diminui, e que para crescentes quantidades de cimento volta a aumentar. Os maiores valores de condutividade hidráulica foram obtidos para amostras preparadas com 20% de cimento.

Segundo Ryan e Day (2002), considerando uma mistura solo-cimento-bentonita, a adição de cimento *Portland* tem efeito negativo na permeabilidade, a qual geralmente aumenta com o aumento da quantidade de cimento.

Bellezza e Pasqualini (1997) estudaram a influência da adição de cimento e do tempo de cura na permeabilidade de solos. Os autores mostraram que a adição de cimento pode diminuir a permeabilidade do material original após algum tempo de cura. Segundo os autores, os resultados experimentais demonstraram que os valores de permeabilidade obtidos com a adição de cimento dependem do tipo de solo e da umidade em que é feita a mistura e a compactação.

Os autores destacam ainda que a adição de cimento pode provocar valores de condutividade hidráulica maiores ou menores em relação ao solo não tratado. Verificaram que o tempo de cura diminui o valor de condutividade hidráulica, podendo este chegar a valores muito menores que os do solo não tratado. Outra constatação importante é que misturas solo/cimento percoladas imediatamente após a compactação apresentam condutividades menores que as mesmas misturas percoladas após certo tempo.

A condutividade hidráulica de uma barreira compactada com cimento é resultado de complexas interações entre os vários componentes da mistura. Segundo Ryan e Day (2002), o cimento *Portland* interfere na capacidade de uma mistura solo-cimento atingir baixos valores de condutividade hidráulica. Uma barreira típica solo-bentonita deve apresentar normalmente condutividade hidráulica de 10^{-09} m/s, o que, segundo os autores, pode ser facilmente atingido em projetos. Já com a mistura solo-cimento, a tendência é de o valor da condutividade hidráulica aumentar, ficando na ordem de 10^{-08} m/s. Com procedimentos especiais, como por exemplo, aumento da energia de compactação, pode-se atingir valores na ordem da 10^{-09} m/s (LEMOS, 2006). Segundo Lemos (2006), este fato foi constatado por alguns autores, que na realização de estudos de condutividade hidráulica, constataram que a adição de cimento *Portland* ao solo provocou um efeito indesejado no valor da permeabilidade.

A pesquisa realizada por Knop (2007) com areia, mostrou que a inserção de 2% cimento *Portland* proporcionou um decréscimo de três ordens de grandeza na condutividade hidráulica deste (de 10^{-5} cm/s para 10^{-8} cm/s), comparando com amostras sem cimentação.

A condutividade hidráulica, no entanto, não é o único critério de eficiência de uma barreira na qual a argila é estabilizada pelo cimento. A resistência e a durabilidade do material de preenchimento da barreira são também parâmetros muito importantes.

2.3 Efeitos da cimentação nos parâmetros de rigidez e resistência

A adição de agentes cimentantes ao solo, especialmente de cimento *Portland*, é adotada como um processo usual na melhoria das características mecânicas de materiais, e o uso na solução de problemas geotécnicos de diferentes naturezas tem se tornado prática corrente.

Em solos artificialmente cimentados, a inclusão do agente cimentante proporciona alterações na granulometria da matriz, o que possibilita a mudança do comportamento mecânico do solo analisado. Além disso, a inclusão desse tipo de reforço pode transformar as propriedades mecânicas do solo. Assim, um material que antes a cimentação apresentava um

comportamento dúctil e ao mesmo tempo compressivo, poderá apresentar um comportamento frágil e dilatante (DALLA ROSA, 2009).

Segundo Lemos (2006), um aspecto relevante no estudo da cimentação dos solos refere-se à porcentagem de agente cimentante a ser adicionado ao solo a fim de que este venha a adquirir propriedades que lhe garantam melhor comportamento mecânico.

O aumento da quantidade de cimento aumenta a resistência à compressão simples, a qual varia também conforme o índice de vazios (CRUZ, 2008).

Clough *et al* (1981) estudaram o comportamento de areias cimentadas (naturais e artificiais) por meio de ensaios triaxiais, compressão simples e de tração (compressão diametral). Mostraram que o aumento do grau de cimentação resulta no aumento da resistência de pico para solos cimentados.

A cimentação é um importante fator no comportamento tensão deformação e na resistência de solos arenosos (CRUZ, 2008). Pereira (2009) avaliou as características de resistência e rigidez de uma areia a partir de ensaios de resistência à compressão e à tração na compressão diametral. Além do aumento da resistência com a cimentação, o autor concluiu que a resistência à compressão está relacionada com a resistência à tração obtida a partir dos ensaios de compressão diametral.

De acordo com Lemos (2006), a resistência à compressão aumenta linearmente com o aumento do teor de cimento. Os valores obtidos nos ensaios de compressão simples refletem o efeito da cimentação entre as partículas de solo. A resistência à compressão também aumenta com o aumento do peso específico do solo.

De acordo com Foppa (2005), a adição de cimento, mesmo em pequenas quantidades, promoveu ganhos substanciais de resistência em solos arenosos. Na faixa de teores estudados (1% até 7%), a resistência à compressão simples aumentou linearmente com o aumento do teor de cimento.

Comparin (2014) revelou que a resistência à tração aumenta conforme o acréscimo do teor de cimento e o peso específico de compactação do material. Para amostras com 2% de cimento, o aumento de resistência foi de aproximadamente 29% em comparação com amostras de mesmo peso específico e 0% de cimento. O mesmo comportamento foi observado por Floss (2013) para amostras de areia com diferentes densidades de compactação e porcentagens de cimento (1% a 7%). O autor observou que com o acréscimo do grau de compactação e da porcentagem de cimento, a resistência à compressão diametral chegou a aumentar 70 vezes.

A adição de cimento provoca um aumento da rigidez do solo, conforme já verificado por diversos autores (CLOUGH *et al.*, 1981, PRIETTO *et al.*, 1997, VENDRUSCULO, 2003; LOPES JUNIOR, 2011, FONINI, 2012). Silva *et al.* (2009) estudaram amostras de solo contendo diferentes teores de cimento. As amostras contendo maior teor de cimento apresentaram um aumento na rigidez com o aumento da tensão confinante, enquanto nas amostras com baixo teor de cimento a rigidez diminuiu, neste caso, mostrando que a estrutura formada pelo cimento sofreu um rompimento com o aumento da tensão confinante.

Lopes (2012) explica que a cimentação torna o solo mais resistente e mais rígido que o mesmo solo sem cimentação, mas que este aumento depende da natureza e da quantidade do agente cimentante.

Consoli *et al.* (2000) investigaram experimentalmente o procedimento usual de obtenção da rigidez de solos cimentados em ensaios triaxiais convencionais, fixando-se na influência da aplicação de tensões confinantes antes e após a cimentação do solo. Os autores verificaram que a degradação da cimentação causou nas amostras curadas sem confinamento, a queda da rigidez inicial com a tensão de confinamento, ao passo que nas amostras curadas sob tensão verificou-se o aumento com a tensão de confinamento.

2.4 Comportamento do solo submetido à percolação ácida

A presença de ácido sulfúrico no percolado pode vir a alterar as características físicas e, por consequência, a eficiência de um *liner*, em razão do aumento da condutividade hidráulica e da compressibilidade. No entanto, até pouco tempo atrás, não se tinha conhecimento de estudos que abordassem a variação da compressibilidade de camadas compactadas em contato direto com agentes agressivos quimicamente de baixo pH (KNOP, 2007).

De acordo com Daniel (1993), ácidos fortes podem dissolver materiais no solo, formar canais preferenciais e aumentar a condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica e o comportamento mecânico de uma mistura, contendo solo e bentonita sódica, com ou sem adição de cimento, a partir de percolação de água e de contaminante ácido, foram estudados por Lemos (2006). A autora constatou que o cimento utilizado na mistura ao ser contaminado por ácido teve sua constituição alterada, perdendo parte dos minerais, ocorrendo assim um aumento da condutividade hidráulica.

De fato, a percolação com agentes químicos pode afetar a estrutura do solo, resultando no aumento da condutividade hidráulica (KNOP, 2007).

Souza (2009) comparou o comportamento de duas configurações de *liners* submetidos a percolação com solução de cloreto de potássio, e constatou que a condutividade hidráulica, para as duas configurações, apresentou comportamento crescente. No entanto, este aumento não afetou o desempenho hidráulico dos materiais e a condutividade hidráulica apresentou valores da ordem de 10^{-11} m/s.

Korf (2011) estudou o comportamento hidráulico de uma mistura de solo com cimento quando percolada com solução de ácido nítrico enriquecida com metais e observou que para uma mistura com 2% de cimento, a percolação ácida não causou aumento significativo da condutividade hidráulica, indicando inclusive redução ao longo do tempo.

Di Emídio e Flores (2012), através da percolação de solução de sulfato em um corpo de prova composto por mistura de argila e cimento, observaram uma imediata redução na rigidez assim que iniciada a percolação, devido à deterioração das partículas presentes.

Lemos (2006) estudou o impacto da percolação de ácido sulfúrico em um solo residual de arenito botucatu. A autora avaliou separadamente as frações argila, silte e areia, antes e após percolação de ácido e concluiu que após o ataque do ácido sulfúrico, as partículas parecem ter sido corroídas e recobertas em suas bordas pelo contaminante, com algumas perfurações, sofrendo modificações em sua morfologia.

Tímbola (2014) observou, ao ensaiar misturas de solo residual argilos compactadas, com e sem cimento, que todos os corpos de prova apresentaram redução da condutividade hidráulica com a percolação da solução ácida. O recalque e o pH também foram afetados, o primeiro aumentando conforme a percolação ácida prosseguia e o segundo reduzindo drasticamente a partir da introdução do contaminante ácido.

Comparin (2014) trabalhou com as mesmas misturas utilizadas por Timbola (2014) e verificou que, para quase todos os corpos de prova ensaiados, houve um aumento na resistência à compressão diametral após à percolação com solução ácida em relação aos corpos de prova percolados apenas com água destilada. O efeito combinado da carga estática e da percolação ácida provavelmente tenha sido a causa do aumento da resistência observado para os corpos de prova submetidos à percolação ácida. O mesmo autor percebeu que os corpos de prova apresentaram redução da condutividade hidráulica quando percolados com solução ácida e também apresentaram recalques muito maiores.

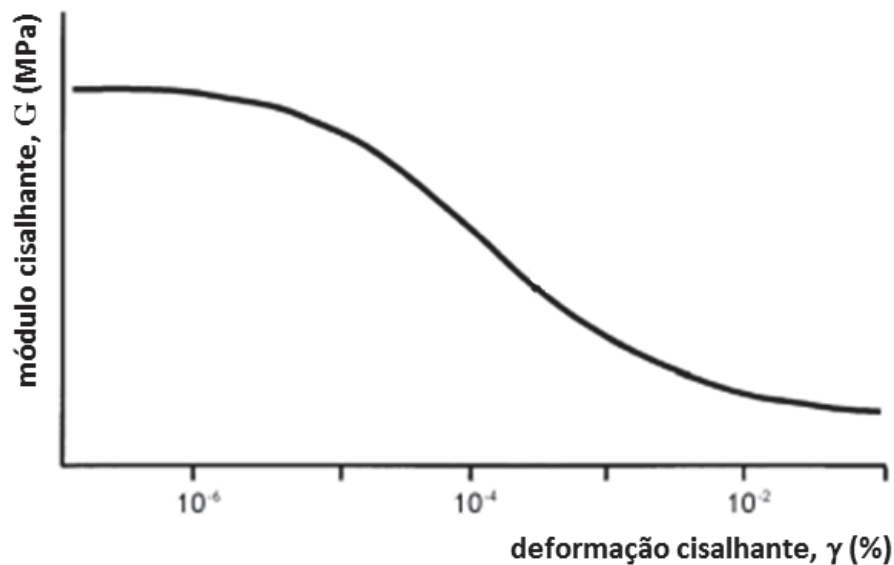
2.5 Rigidez à pequenas deformações e módulo cisalhante máximo

Clayton (2011) descreve a rigidez de um corpo como a sua resistência à deformação sob a aplicação de uma força, a qual é função da forma, das condições de contorno e das características dos materiais que constituem o corpo.

No entanto, o comportamento tensão-deformação de materiais como os solos é altamente não linear e a rigidez pode variar mesmo para pequenas variações de tensão ou deformação (SHARMA e FAHEY, 2003).

Atkinson (2000) apresenta uma típica curva rigidez-deformação (Figura 1), onde se observa a degradação da rigidez (módulo cisalhante) com o aumento da deformação cisalhante.

Figura 1: Curva de degradação da rigidez com o nível de deformação



Fonte: Adaptado de Atkinson (2000).

Da análise do gráfico, observa-se que para pequeníssimas deformações, da ordem de 10^{-5} ou menor do que isto, de acordo com Hardin e Drevich (1972) *apud* Scheffer (2005), a rigidez é máxima e que para deformações maiores, próximas da ruptura, a rigidez diminui substancialmente. Este processo de degradação demonstra a forte dependência da rigidez do nível de deformações, reflexo do caráter não linear do solo (ATKINSON, 2000, RIO, 2006). Deve-se observar que o módulo cisalhante máximo ($G_{m\acute{a}x}$), obtido à pequeníssimas deformações, é um parâmetro da rigidez exclusivamente dependente das solicitações de

cisalhamento, sendo, por esta razão, reconhecido como um parâmetro geotécnico de referência (ARULNATHAN et al., 2000; BRIGNOLI et al., 1996), fornecendo informações relevantes para uma ampla gama de análises geotécnicas, incluindo escavações, túneis, fundações sujeitas a cargas dinâmicas, avaliação de liquefação e controle de melhoria do solo. Dyvik e Madshus (1985) mencionam ainda o uso de $G_{\text{máx}}$ na previsão do comportamento do solo durante terremotos, explosões, vibrações do tráfego, vibrações de máquinas, carregamentos do vento, entre outras solicitações.

2.5.1 Determinação do módulo cisalhante máximo

Nas últimas décadas, a importância do comportamento do solo à pequenas e pequeníssimas deformações na solução de problemas geotécnicos tem sido bastante enfatizada. Contudo, durante este período, a prática geotécnica foi frequentemente confrontada com dificuldades na adequada obtenção do módulo cisalhante máximo (ATKINSON, 2000, FERREIRA, 20003).

Como consequência, muitas pesquisas relacionadas a esse tema foram desenvolvidas, entre as quais destacam-se os trabalhos de Jardine *et al.* (1986), Viggiani e Atkinson (1995), Puzrin e Burland (1998) e Clayton e Heymann (2001), entre outros. No entanto, a realização desses trabalhos só foi possível devido ao desenvolvimento de novas técnicas experimentais de medidas de deslocamentos a níveis nunca antes alcançados utilizando-se equipamentos convencionais, tanto *in situ* como de laboratório.

Os ensaios *in situ* têm a vantagem de não serem afetados por perturbações nos processos de amostragem e de caracterizarem grandes volumes de material. No entanto, permitem apenas a investigação do comportamento do solo numa gama limitada de deformações, de pequenas a moderadas. Por sua vez, os ensaios de laboratório permitem a caracterização do solo em uma gama muito mais ampla de deformações, em condições controladas de estado e de níveis de tensão, porém estão limitados a um volume muito menor de material (HEINECK, 2002; FERREIRA, 2003).

Nos Quadros 1 e 2 resumem-se os principais ensaios disponíveis *in situ* e de laboratório, para a determinação do módulo cisalhante dos solos e a faixa de deformações para a qual este parâmetro pode ser medido. Observa-se claramente que em geral são utilizadas técnicas dinâmicas para obter essas medidas, baseadas na medida da velocidade de propagação de ondas sísmicas. Destaca-se no Quadro 2, a técnica laboratorial de *bender elements*, utilizada no presente trabalho, e que representa uma das formas mais simples e usuais

de medir a rigidez no cisalhamento de um material à pequenas deformações (VILHAR e JOVIČIĆ, 2009).

Quadro 1: Ensaio *in situ* mais utilizados para avaliação do módulo cisalhante

Ensaio de campo	Princípio da técnica	Deformação associada
Cross-Hole, CH	Determinação da velocidade de propagação da onda de cisalhamento, V_S	$\sim 10^{-6}$
Down-Hole, DH		
Up-Hole, UH		
Piezocone sísmico, SCPT(U)		
Refracção sísmica		
Vibração em regime estacionário	Determinação da velocidade de onda Raleigh, V_R	$\sim 10^{-6}$
Análise espectral de ondas estacionárias, SASW		
Ensaio pressiométrico, SBPT	Determinação da curva tensão-deformação (histerese)	$\sim 10^{-3}$

Fonte: Barros, 1996.

Quadro 2: Ensaio de laboratório mais utilizados para a avaliação do módulo de distorção

Ensaio de laboratório	Princípio da técnica	Deformação associada
Corte simples cíclico	Determinação da curva de tensão-deformação (histerese)	10^{-4} a 10^{-2}
Triaxial cíclico		
Torção cíclica		
Coluna ressonante	Determinação da velocidade de propagação da onda de corte, V_s	10^{-6} a 10^{-4}
<i>Bender elements</i>		10^{-6}
SWV		10^{-6} [*]
Coluna ressonante e de torção cíclica combinados	Determinação de V_s (coluna ressonante) e da histerese (de torção cíclica)	10^{-6} a 10^{-2}

[*] não é claro na bibliografia qual o nível de distorção induzido no ensaio; contudo, estima-se que seja da mesma ordem de grandeza dos restantes ensaios sísmicos.

Fonte: Barros, 1996.

As ondas sísmicas de tensão e deformação geradas a partir de um ponto em um meio elástico difundem-se em todas as direções com velocidades finitas de propagação. Em pontos suficientemente afastados do centro de perturbação, podem ser consideradas ondas planares, também chamadas de ondas internas ou volumétricas, por envolverem no seu movimento todo o volume do meio (FERREIRA, 2003, FESTUGATO, 2011, CRUZ, 2008).

Clayton (2011) e Chan (2012) definem as ondas sísmicas como de compressão (conhecidas como ondas P) ou cisalhantes (conhecidas como ondas S).

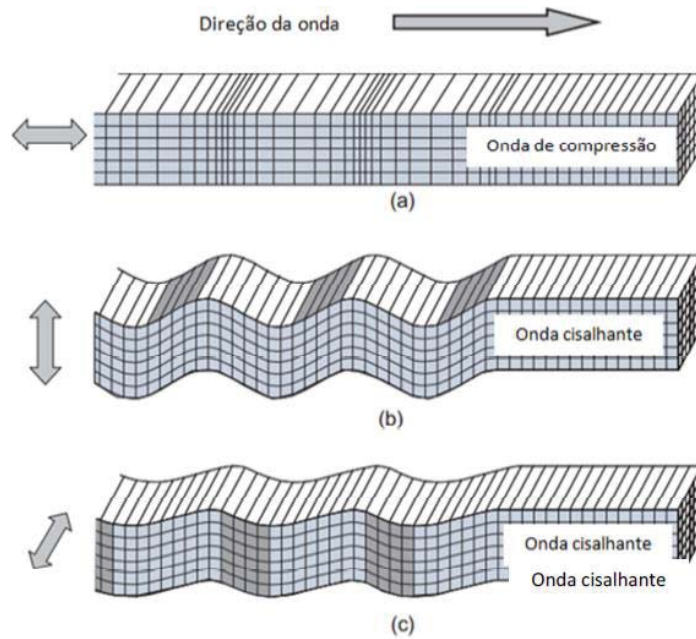
As ondas P são ondas longitudinais que fazem o solo vibrar paralelamente à sua direção, tal como um elástico em contração. Verifica-se alternadamente uma compressão seguida de uma distensão com amplitudes e períodos baixos, impondo aos corpos sólidos elásticos alterações de volume, sem, contudo, alterações na forma. Não são tão destrutivas como as ondas S e apresentam uma velocidade de propagação maior, em geral ligeiramente inferior ao dobro daquela nas ondas S (FERREIRA, 2003, VITALI, 2008). Atingem velocidades de propagação V_p de 330 m/s no ar e 1500 m/s na água, podendo chegar aos 0,5 km/s em argilas secas ou rochas compactas (ALMEIDA e SILVA, 2010).

As ondas S, também denominadas transversais, secundárias ou de corte, propagam-se no meio segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas. A direção do movimento é perpendicular à direção de propagação da onda, podendo distinguir-se duas formas independentes de movimento, consoante a sua direção de polarização: as ondas S_H (horizontal polarizadas) e as ondas S_V (verticalmente polarizadas). Desse fato se assume que as ondas S têm dois graus de liberdade (FERREIRA, 2003, CRUZ, 2008, FESTUGATO, 2011). A amplitude destas ondas é várias vezes maior que a das ondas P. Na Figura 2 são ilustrados os modos de propagação das ondas P e S.

Para a realização de medidas de rigidez, normalmente utiliza-se ondas quadráticas para a determinação do módulo de compressão (ondas P) e ondas senoidais para a determinação do módulo de cisalhamento (ondas S), devido a melhor resposta de leitura em termos de amplitude e clareza de sinal (FERREIRA, 2003, VITALI, 2008).

As velocidades de propagação das ondas de compressão e de cisalhamento, V_p e V_s , respectivamente, dependem diretamente das características do meio onde são propagadas, assumido como elástico infinito, homogêneo e isotrópico. As equações 1 e 2, deduzidas a partir das equações gerais do movimento, traduzem essa dependência. Os módulos de deformação (compressão e cisalhamento) são obtidos de acordo com a equação 3 (VIGGIANI; ATKINSON, 1995; PIRIYAKUL, 2010).

Figura 2: Ondas sísmicas: (a) Onda P; (b) Onda S no plano vertical; (c) Onda S no plano horizontal.



Fonte: Adaptado de Clayton (2011).

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-v)}{(1+v) \cdot (1-2v)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (1)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \left(\frac{1}{1+v}\right)} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2)$$

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad e \quad M = \rho \cdot V_p^2 \quad (3)$$

onde M é o módulo de compressão; G é módulo de cisalhamento; v é o coeficiente de Poisson; ρ é a densidade aparente do material; e E é o módulo de Young.

2.5.2 Medidas de $G_{\text{máx}}$ utilizando *bender elements*

Um *bender element* é um transdutor piezoelétrico constituído por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e à eletrodos nas faces exteriores. A lâmina central funciona igualmente como material de reforço, já que as

placas cerâmicas são por si só muito frágeis para serem manuseadas. O material piezoelétrico encontra-se envolvido por uma resina epóxi rígida, que o isola eletricamente e o protege do contato direto com o solo e a água (VIGGIANI e ATKINSON, 1995; HEINECK, 2002, FERREIRA, 2003, LEE e SANTAMARINA, 2005, CONSOLI *et. al.*, 2007, CHAN, 2010, AMARAL *et al.*, 2011).

Os elementos piezocerâmicos simples, ao serem excitados eletricamente, deformam-se longitudinalmente em qualquer uma das três direções ortogonais, produzindo movimentos de extensão ou compressão do material cerâmico. Os elementos duplos, compostos por duas placas piezocerâmicas, constituem os tipos mais versáteis de transdutores, pois podem desenvolver movimentos de extensão e compressão (como elementos simples) e movimentos de flexão. Essa deformação em curvatura acontece quando uma placa sob tensão se contrai enquanto a outra expande, gerando um movimento conjunto de flexão (FESTUGATO, 2011). A Figura 3 ilustra o funcionamento típico de um elemento duplo.

Figura 3: Transdutor piezocerâmico em repouso e sob tensão



Fonte: adaptada de Ferreira (2003).

O fenômeno da piezoelectricidade, isto é a capacidade de converter a energia elétrica em energia mecânica ou vice-versa, foi demonstrado experimentalmente pela primeira vez em 1880 por Pierre e Jaques Curie, que em suas experiências constaram o aparecimento de um potencial elétrico quando cristais que haviam preparado eram submetidos à ação de forças mecânicas. Esse efeito ocorre na natureza para certos cristais singulares que possuem eixos polares como é o caso do quartzo e da turmalina, entre outros, podendo também ser criado artificialmente por meio de materiais cerâmicos policristalinos, como titanatos ou PZTs (FERREIRA, 2003). A aplicação prática deste fenômeno permite, por exemplo, que os

transdutores piezoelétricos, tais como os *bender elements*, funcionem tanto como atuadores como receptores de ondas mecânicas (FERREIRA, 2003).

O material piezocerâmico usado na construção dos *bender elements* foi inicialmente descoberto na década de 1940, em aplicações acústicas, mas foi usado pela primeira vez na propagação de ondas cisalhantes através de solos por Shirley e Anderson (1975) *apud* Scheffer (2005).

Desde a sua primeira utilização em laboratório, os *bender elements* tem sido incorporados a vários equipamentos geotécnicos. Não só em células triaxiais (CHO, 2010, FIORAVANTE e CAPOFERRI, 2001), mas também em células oedométricas (YAMASHITA *et al.*, 2004, ZENG e NI, 1999), aparelhos de coluna ressonantes (FERREIRA *et al.*, 2007, YOUN *et al.*, 2008), e no campo, sob condições não-confinados (ASAKA *et al.*, 2008). Devido à sua capacidade de medir o módulo de cisalhamento em tensões baixas, os *bender elements* permanecem amplamente utilizados atualmente, apesar das dificuldades na interpretação dos sinais gerados pelos transdutores.

Entre as várias vantagens da técnica podem ser citadas as seguintes:

a) é um método simples e de baixo custo para medir o módulo de cisalhamento de geomateriais (DYVIK e MADSHUS 1985; VIGGIANI e ATKINSON, 1995, LEE e SANTAMARINA 2005; CHAN, 2012, FONINI, 2012,);

b) a máxima deformação cisalhante produzida é da ordem de 10^{-5} , de acordo com Dyvik e Madshus (1985);

c) a possibilidade, em função do seu caráter não destrutivo, de realizar medições contínuas durante todo o ensaio (HEINECK, 2002);

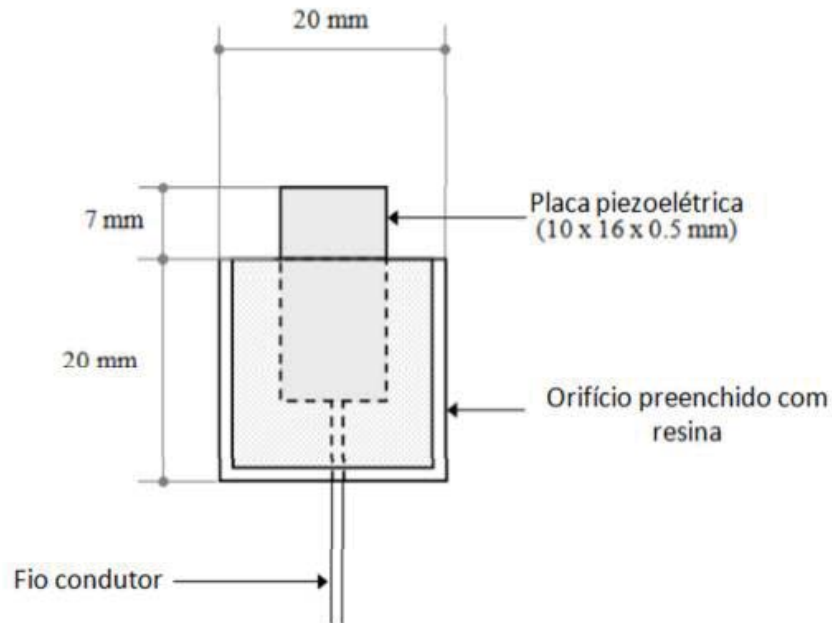
d) a capacidade do desenvolvimento de grandes deformações para uma excitação elétrica baixa, o que faz com que todo o movimento mecânico do transdutor seja transferido ao solo (VITALI, 2008).

A Figura 4 ilustra a adaptação de um *bender element* no cabeçote superior ou no pedestal de um equipamento triaxial, por exemplo. De acordo com Barros *et al.* (2015), a adaptação dos transdutores de flexão a equipamentos como células triaxiais, oedômetros e permeâmetros, deve ser feita de tal forma que as extremidades livres dos *bender elements* (7 mm na Figura 4) fiquem inseridos no topo e na base do corpo-de-prova.

O valor de $G_{m\acute{a}x}$ pode desta forma ser medido em qualquer estágio do ensaio, através da aplicação de um sinal elétrico (onda quadrada, pulso senoidal simples ou onda senoidal contínua) a um dos transdutores (emissor), o qual emite uma onda cisalhante S através da

amostra, e pela determinação do tempo de chegada da onda na outra extremidade do corpo-de-prova, usando para tanto o sinal elétrico produzido pelo segundo transdutor (receptor).

Figura 4: Diagrama esquemático dos *bender elements*.



Fonte: Adaptado de Chan (2010).

Quando a onda cisalhante atravessa a amostra, o receptor é movido mecanicamente e gera uma pequena voltagem que é mostrada em um osciloscópio digital, juntamente com o sinal transmitido.

Independente do arranjo experimental utilizado ou do método de interpretação dos dados, o resultado relevante é a determinação do tempo de propagação da onda através do solo. Com efeito, a velocidade da onda de cisalhamento (V_s) é obtida através da divisão da distância percorrida pela onda (entre o transmissor e o receptor) pelo tempo de chegada, conforme mostra a equação 4:

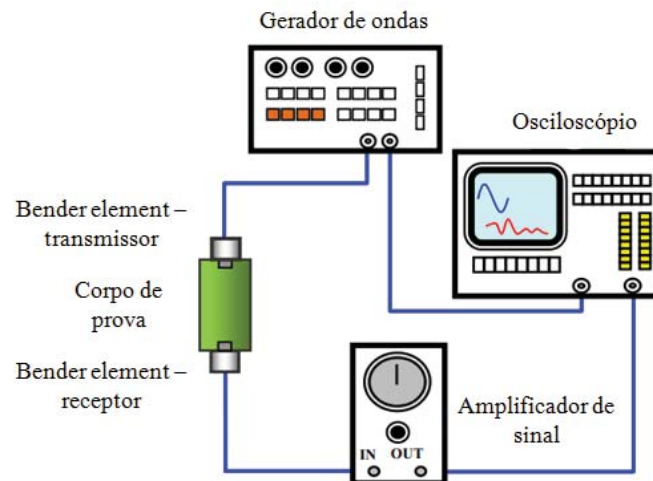
$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad (4)$$

em que d é a distância entre transdutores, e t_s é o tempo de chegada da onda de cisalhamento, isto é, a diferença de tempos entre a excitação do transmissor e a excitação do elemento receptor, assumindo uma propagação de onda plana (VIGGIANI; ATKINSON, 1995; PIRIYAKUL, 2010).

Chan (2012) interpreta que um teste com *bender elements* essencialmente envolve o envio de ondas elásticas através de um corpo de prova para causar perturbações transientes nas partículas, e que a resistência encontrada pela vibração induzida é traduzida como a rigidez do material.

Para o uso desta técnica em laboratório são necessários equipamentos de transmissão e leitura de ondas sísmicas, tais como os *bender elements*, um gerador de ondas, um amplificador de sinal, um osciloscópio para a visualização das ondas e um programa de computador para a coleta dos dados e posterior análise. A Figura 5 apresenta um esquema dos equipamentos necessários para um ensaio com *bender elements*.

Figura 5: Equipamentos para ensaio com *bender elements*.



Fonte: Adaptado de Chan (2012).

2.5.2.1 Determinação da distância de percurso da onda (d)

De acordo com Bedin (2010), a distância de percurso da onda é utilizada mais comumente como sendo a altura da amostra de solo (d) deduzida do comprimento de penetração dos *bender elements* no corpo de prova (em geral não excede 4 mm), ou seja, a distância entre as extremidades dos transdutores.

2.5.2.2 Determinação do tempo de propagação da onda (t_s)

A interpretação das ondas sísmicas traz alguma incerteza na determinação do tempo de propagação da onda de resposta, dependendo do método utilizado para interpretá-la. Cabe ressaltar que a determinação do tempo de propagação da onda é o passo mais importante de todo o método. Deve-se ter atenção a alguns tipos de interferências na leitura das ondas, tais como, efeitos de vizinhança ou excesso de ruído no sinal de resposta (FERREIRA, 2003, FESTUGATO 2011; CRUZ, 2008).

Recentemente, tem havido muita discussão sobre os detalhes do procedimento de teste e o método mais adequado de interpretação dos resultados. Bom resumos destas questões são fornecidos por Lee e Santamarina (2005), Arulnathan *et al.* (1998), e Leong *et al.* (2005), entre outros.

VILHAR e JOVIČIĆ (2009) afirmam que em termos de interpretação, os métodos podem ser classificados em dois grupos principais: métodos de domínio de tempo e métodos de domínio de frequência. No domínio de tempo, o usuário determina o tempo de chegada da onda sísmica através de observações dos sinais de entrada e saída versus o tempo. No domínio de frequência, os sinais de entrada e saída armazenados são transformados e manipulados no domínio de frequência.

2.5.2.3 Interpretação dos resultados

A vantagem da técnica de *bender elements* é sua aparente simplicidade, tanto no que diz respeito ao próprio teste, como na interpretação dos resultados. No entanto, muitos autores têm lidado com as dificuldades de interpretação dos resultados (VIGGIANI e ATKINSON, 1995; BRIGNOLI *et al.*, 1996;. JOVIČIĆ *et al.*, 1996;. ARULNATHAN *et al.*, 1998; LEONG *et al.*, 2005). Em essência, todos esses autores concordam que a interpretação dos resultados continua a ser subjetiva, exigindo algum grau de julgamento, e nenhum método ideal único de interpretação pode ser indicado.

Viana da Fonseca *et al.* (2009) explicam que as medidas de rigidez no cisalhamento são frequentemente feitas usando *bender elements* porque eles são econômicos e facilmente implementados em teste de laboratório. No entanto, é difícil estabelecer critérios confiáveis para a chegada de ondas e uma abordagem caso a caso é necessária.

Um pré-requisito para o desenvolvimento de técnicas eficientes para a medição da velocidade de onda de cisalhamento é uma melhoria substancial da qualidade do sinal

recebido (JOVIČIĆ *et al.*, 1996). Os autores relataram que um sinal captado com *bender elements* pode ser interpretado objetivamente, sendo que um impulso de onda sinusoidal é preferível a uma onda quadrada. Ondas quadradas provaram ser demasiado complexas para a análise devido ao amplo espectro de frequências o que pode resultar em efeitos de campo próximo.

Viggiani e Atkinson (1995) sugerem a utilização de impulsos de ondas sinusoidais, que se tornaram a forma mais comumente adotada para a onda de entrada. Esta onda, sendo construída essencialmente por apenas uma frequência, conduz a um sinal de resposta previsivelmente com a mesma forma, o que facilita a interpretação visual e possibilita a aplicação de análises numéricas para o cálculo do tempo de propagação.

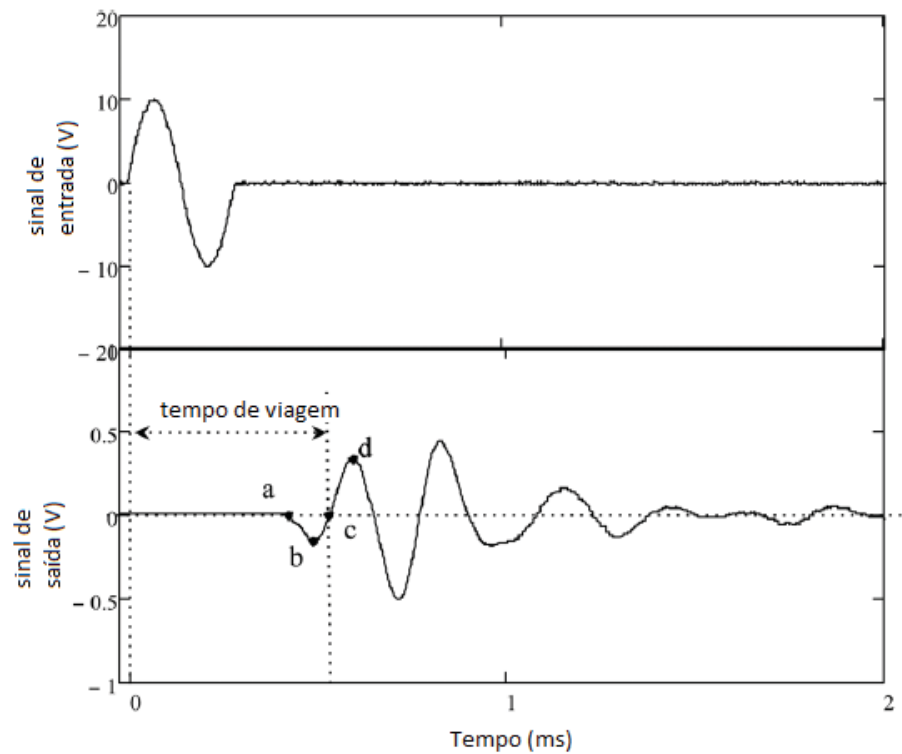
O método mais utilizado para interpretação dos resultados consiste na identificação do primeiro instante da onda de chegada, ou seja, a primeira inflexão do sinal de resposta (BEDIN, 2012).

De acordo com Fonini (2012), o intervalo de tempo entre o pico do sinal transmitido pelo osciloscópio e o primeiro pico principal do sinal recebido é considerado como o tempo de viagem da onda. Devido ao efeito de dispersão causado pela geometria da amostra, bem como à natureza de absorção de energia do solo, o sinal recebido é geralmente distorcido para extensões diferentes e perde força dependendo da magnitude da distância entre o transmissor e o receptor. Nestas circunstâncias, por vezes torna-se difícil a determinação do primeiro pico principal em virtude dos vários picos consecutivos com diferenças muito pequenas de amplitude. A Figura 6 apresenta o resultado típico da propagação de ondas S através de uma amostra.

2.6 Valores típicos de velocidade das ondas de cisalhamento

Os valores do módulo de cisalhamento, encontrados para argilas semelhantes àquela utilizada no presente trabalho variam de 20 MPa até 251 MPa. Para a areia de Osório utilizada nesta pesquisa, esses valores variam de 18 MPa até 500 MPa. A Tabela 1 apresenta os valores dos módulos e as velocidades de onda de cisalhamento para diferentes argilas e para a areia de Osório.

Figura 6: Determinação do tempo de propagação de uma onda S, pelo método da primeira chegada do sinal de resposta.



Fonte: adaptado de Kang *et al.*, 2014.

Tabela 1: Valores de V_s ou módulo de cisalhamento para argilas e Areia de Osório

Ano	Autor	Tipo de solo	V_s (m/s)	$G_{máx}$ (Mpa)
1985	Hoadley	Argila mole	100 - 150	-
1985	Hoadley	Argila rijá	400 - 600	-
1999	Hebmuller	Argila mole (região metropolitana de Porto Alegre)	55 - 100	-
2010	Barros <i>et al.</i>	Argilas areno-siltosas	211 - 359	87 - 251
2013	Vardanega	Vários tipos de argilas	-	20 - 180
2002	Vendrusculo		-	200
2010	Almeida e Silva	Areia de Osório	70 - 120	-
2012	Fonini (0% cimento)		-	18 - 25
2012	Fonini (2% cimento)		-	250 - 500

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Visão Geral do Programa experimental

O programa da pesquisa teve como objetivo primário investigar o comportamento mecânico e hidráulico de dois solos distintos, um solo residual argiloso e uma areia fina uniforme, com e sem a adição de cimento, quando compactados e submetidos à percolação com água destilada e solução ácida.

Para tal, foi desenvolvido um programa experimental em quatro etapas. A primeira etapa compreendeu a realização de testes preliminares, englobando o efeito do gradiente hidráulico e da carga vertical estática na condutividade hidráulica dos solos, e também ensaios de validação dos equipamentos utilizados nos ensaios de rigidez, feitos a areia fina uniforme.

Ensaio de percolação, tanto com água quanto com solução ácida, foram realizados na segunda etapa. Para tanto, foi feita a coleta do solo, moldagem e montagem dos corpos de prova no permeâmetro de parede rígida, e também o preparo da solução contaminante. Além dos resultados da condutividade hidráulica também foi possível avaliar os deslocamentos verticais de cada corpo de prova e o pH do percolado coletado.

O estudo do comportamento mecânico foi realizado na terceira etapa do programa experimental, através da realização de ensaios de rigidez, os quais compreenderam a medição de ondas de cisalhamento durante o ensaio de percolação, e ensaios de resistência diametral.

Na quarta etapa, foram realizados ensaios e análises complementares de granulometria e microscopia eletrônica sobre amostras dos solos, com e sem cimentação, após a percolação com água e solução ácida.

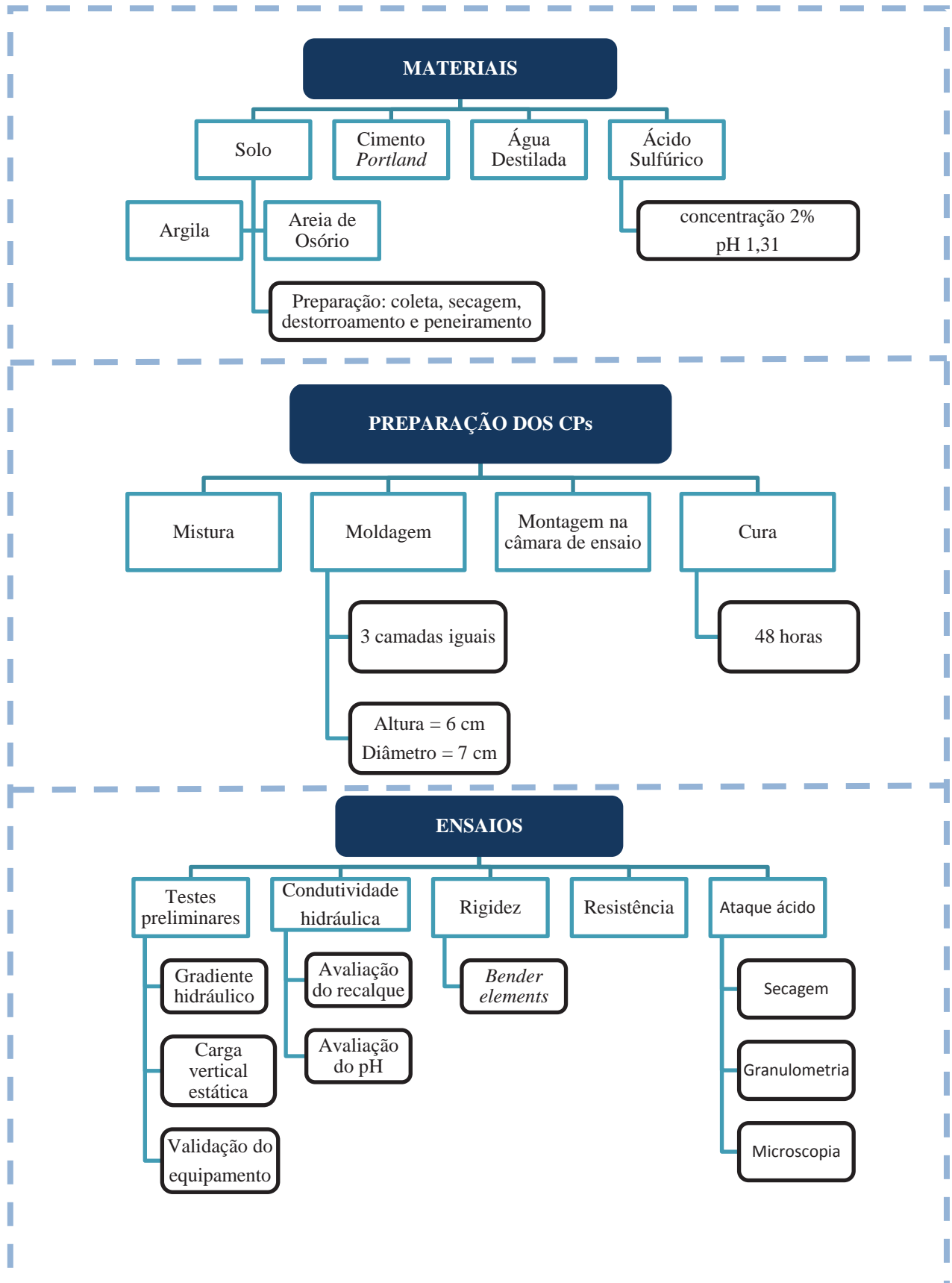
As etapas da presente pesquisa, cujo detalhamento metodológico se fará nos itens subsequentes, estão apresentadas no fluxograma da Figura 7.

3.1.1 Planejamento experimental

O programa experimental teve como objetivo investigar, a partir da realização de ensaios de permeabilidade de longa duração, o comportamento hidráulico e mecânico de misturas compactadas, moldadas com diferentes pesos específicos, com e sem a adição de cimento, sob a ação de carga vertical estática, diante da percolação de solução ácida. As variáveis investigadas e suas faixas de variação são apresentadas no Quadro 3. A Tabela 2 apresenta o programa completo de ensaios e o Quadro 4 as combinações executadas e a ordem

dos ensaios. A justificativa do uso de cada faixa de variação ou do valor de cada variável é apresentada nos itens subsequentes.

Figura 7: Fluxograma da pesquisa.



Quadro 3: Níveis e faixas das variáveis de controle

Variável de controle	Valores/Faixas de variação	
Fixos		
Gradiente hidráulico	33,33	
Carga vertical estática (kN/m ³)	280	
Tempo de cura	48 horas	
pH da solução contaminante	1,32	
Concentração de ácido na solução contaminante (%)	2	
Variados		
Líquido percolante	Água destilada	Solução contaminante
Teor de cimento (%)	0	2
Solo	Argiloso	Arenoso
Peso específico seco (KN/m ³)	14,50	14,40 – 15,80
Umidade de compactação (%)	26	10

Quadro 4: Combinações executadas e ordem dos ensaios.

Amostra	Peso específico seco (KN/m ³)	Teor de cimento (%)
Solo argiloso		
CP01	14,50	0
CP02	14,50	2
Solo arenoso		
CP03	14,40	0
CP04	14,40	2
CP05	15,80	0
CP06	15,80	2

Tabela 2: Programa de Ensaaios.

Etapa	Material	Cimento (%)	Peso		Nº de ensaios programados
			específico seco (KN/m ³)	Tipo de Ensaio	
Teste preliminar	Solo argiloso	0 - 2	14,50	Gradiente hidráulico	8
		0	14,50	Carga vertical estática	2
	Solo arenoso	0 - 2	14,40 – 15,80	Gradiente hidráulico	4
Comportamento hidráulico	Solo argiloso	0 - 2	14,50	Condutividade hidráulica	2
	Solo arenoso	0 - 2	14,40 – 15,80	Condutividade hidráulica	4
Comportamento mecânico	Solo argiloso	0 - 2	14,50	Rigidez	2
		0 - 2	14,50	Compressão diametral	2
	Solo arenoso	0 - 2	14,40 – 15,80	Rigidez	4
		0 - 2	14,40 – 15,80	Compressão diametral	8
Ataque ácido	Solo arenoso	0-2	14,40 -15,80	Granulometria	4
	Solo arenoso	0-2	14,40 – 15,80	Microscopia	4

3.2 Materiais

3.2.1 Solo Argiloso

O solo investigado é proveniente do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo - RS, localizado ao lado do CETEC - Centro Tecnológico de Engenharia (Figura 8).

Este solo é um material residual de basalto, que apresenta classificação pedológica, segundo Streck *et al.* (2008), de um Latossolo Vermelho Distrófico húmico (unidade Passo Fundo). Estes solos são muito profundos, drenados e altamente intemperizados, apresentando uma sequência de horizontes A-B_w-C, onde B_w é do tipo latossólico. A classificação geotécnica, baseada em ensaios de caracterização, indica a presença de solos siltoargilosos e de alta compressibilidade – CH (ASTM, 1993).

A utilização deste solo na pesquisa se justifica em razão das suas características adequadas ao uso como barreira compactada e da sua predominância na região norte do Rio Grande do Sul. A Figura 9 apresenta a curva granulométrica do solo em estudo, enquanto as Tabelas 3 e 4 apresentam, respectivamente, as suas características químicas e geotécnicas.

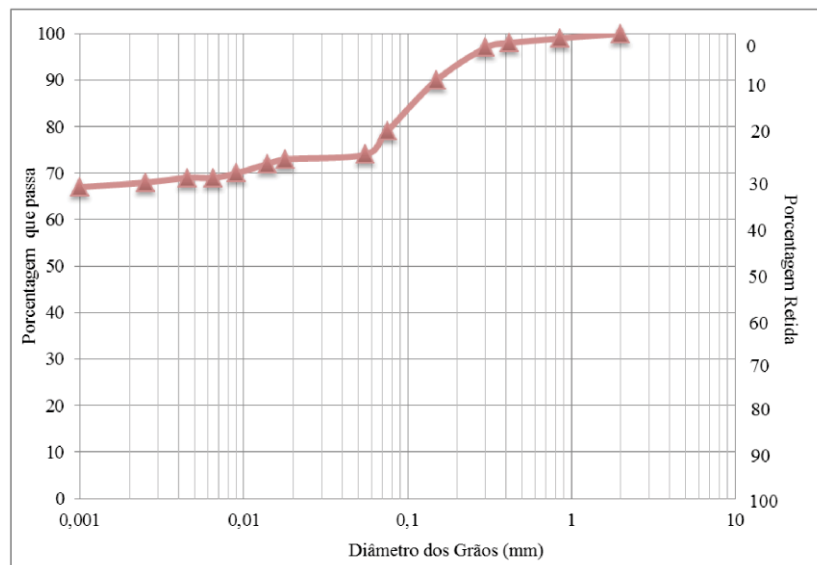
Figura 8: Campo experimental de geotecnia (a) e perfil de solo(b)



(a)

(b)

Figura 9: Curva granulométrica da argila.



Fonte: Reginatto *et al.* (2012).

Tabela 3: Caracterização físico-química do solo da área de estudo

Parâmetro	Valor
Argila (%)	60,0
pH H ₂ O	5,5
Índice SMP	5,4
MO (%)	0,8
P (mg.kg ⁻¹)	4,0
K (mg.kg ⁻¹)	334,0
S (mg.kg ⁻¹)	33,0
Al (cmol _c .dm ⁻³)	1,7
Ca (cmol _c .dm ⁻³)	0,5
Mg (cmol _c .dm ⁻³)	0,3
H + Al (cmol _c .dm ⁻³)	8,7
CTC (cmol _c .dm ⁻³)	10,3
Saturação por bases (%)	16,0
Saturação por alumínio (%)	51,0
Saturação por potássio (%)	8,3
B (mg.kg ⁻¹)	0,2
Mn (mg.kg ⁻¹)	9,0
Zn (mg.kg ⁻¹)	1,4
Cu (mg.kg ⁻¹)	2,5
Área superficial específica - ASE (m ² /g)	33,86

Fonte: Korf (2011).

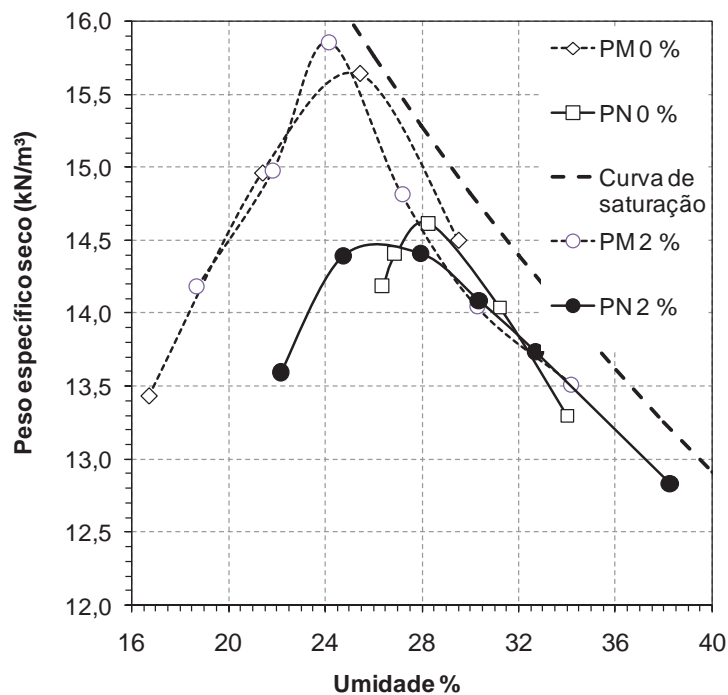
Tabela 4: Caracterização geotécnica do solo.

Parâmetro	Valor
Argila (%)	68
Silte (%)	5
Areia (%)	27
Limite de liquidez (%)	53
Limite de plasticidade (%)	42
Índice de plasticidade (%)	11
Peso específico real dos grãos (kN.m ⁻³)	26,7
Umidade natural (%)	34,0
Peso específico natural (kN.m ⁻³)	16,3

Fonte: Korf (2011).

A Figura 10 apresenta as curvas de compactação do solo argiloso para as energias Proctor Normal (PN) e Proctor Modificado (PM), obtidas no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo, a partir de ensaios realizados de acordo com a norma NBR 7182 (ABNT, 1986). Em relação à energia PN, o peso específico seco máximo é de 14,60 kN/m³ e a umidade ótima é de 28,30 %. Em relação à energia PM, o solo apresenta peso específico seco máximo de 15,70 kN/m³, umidade ótima de 25% e grau de saturação na umidade ótima de 94,80 %.

Figura 10: Curvas de compactação - Proctor normal e modificado



Fonte: Timbola (2014).

3.2.2 Solo arenoso

A areia utilizada é proveniente do município gaúcho de Osório (Figura 11). Sua caracterização indica uma granulometria fina, limpa e uniforme (NBR 6457 – ABNT, 1986; ASTM D 2487, 1993), sem presença de matéria orgânica (CRUZ, 2008).

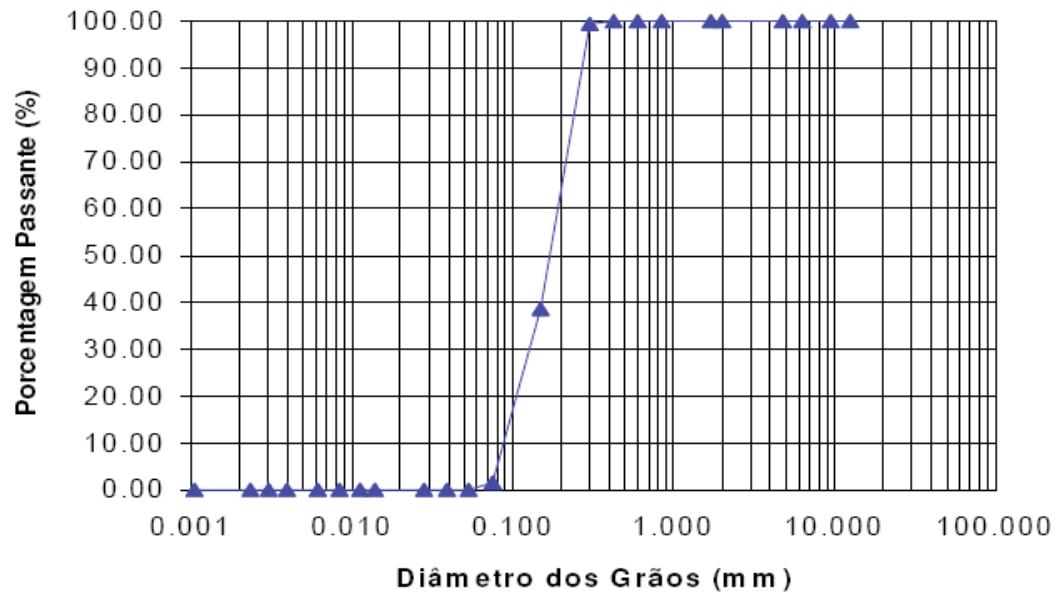
A curva granulométrica e índices físicos desta areia foram determinados por Cruz (2008) e estão apresentados na Figura 12 e na Tabela 5, respectivamente.

Figura 11: Município de Osório/RS



Fonte: Adaptado de Cruz (2008).

Figura 12: Curva granulométrica da areia.



Fonte: Cruz (2008).

Tabela 5: Índices físicos da areia de Osório - RS.

Índices físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	26,3 KN/m ³
Diâmetro efetivo, D ₁₀	0,16 mm
Limite de plasticidade, LP	NP
Índice de vazios, e _{min}	0,57
Índice de vazios, e _{max}	0,85

Fonte: Cruz (2008).

3.2.3 Cimento

O cimento Portland CP-V foi utilizado devido as suas características de reatividade, sendo composto de clínquer e adições. A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABPC, 2002) apresenta a sua composição típica (Tabela 6).

Tabela 6: Composição do Cimento Portland CP-V

Tipo	Clínquer + Gesso (%)	Material Carbonático (%)
CPV-ARI	100 – 95	0 – 5

Fonte: ABPC (2002).

3.2.4 Água destilada

Todas as amostras foram preparadas utilizando água destilada, com o objetivo desta não apresentar influência na composição química das misturas. Além disto, foram realizados ensaios de condutividade hidráulica e de rigidez com água destilada como líquido percolante.

3.2.5 Solução ácida

A solução ácida utilizada buscou simular a ação de um contaminante sobre uma barreira impermeável. Desta forma, foi preparada uma solução com concentrações de 2% em volume de ácido sulfúrico (H₂SO₄) da Marca Merck® 95 – 97 %, diluído em água destilada. A diluição era feita com a ajuda de um balão volumétrico de 2000 L e uma proveta de 100 ml, sempre antes do início do ensaio. O pH médio da solução contaminante utilizada em todos os ensaios foi de 1,32.

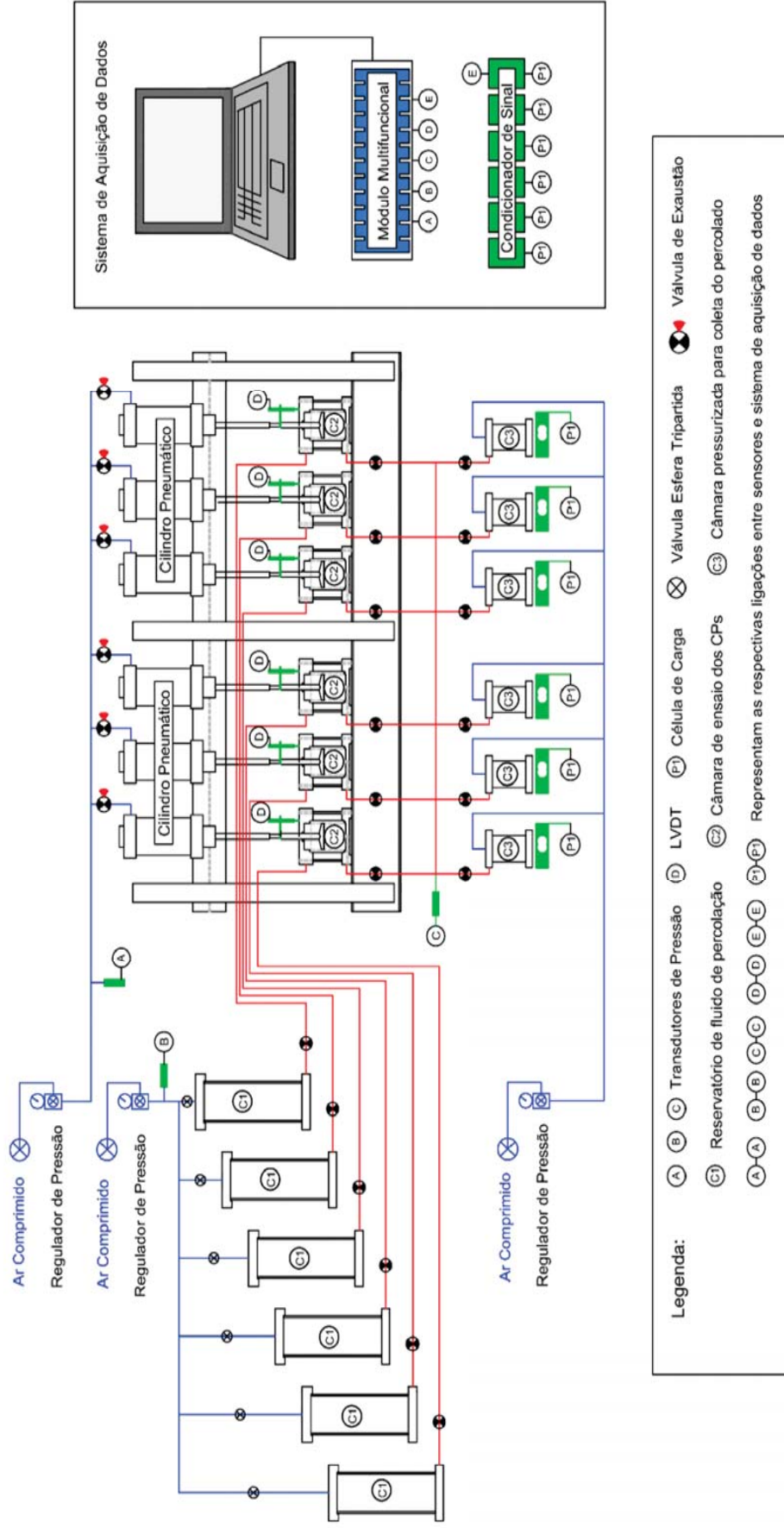
3.2.6 Equipamentos

3.2.6.1 Permeâmetros de Parede Rígida com *Bender Elements*

O permeâmetro de parede rígida utilizado na pesquisa foi construído por Santos (2012) no Laboratório de Geotecnia Ambiental do Centro Tecnológico de Engenharia e Arquitetura (CETEC) da UPF, para avaliar o comportamento hidráulico de misturas compactadas destinadas à aplicação em barreiras de contenção. O equipamento conta com um sistema de aplicação de cargas verticais com o intuito de simular sobrecargas semelhantes às aquelas as quais as barreiras são submetidas, quando integrantes de sistemas de impermeabilização de fundo de aterros de resíduos sólidos e barragens de rejeitos. Um esquema do equipamento, uma visão geral e uma visão lateral do mesmo estão apresentados nas Figuras 13, 14 e 15, respectivamente. Na construção deste equipamento foram utilizados materiais inertes (aço inoxidável e acrílico) para evitar reações indesejáveis com os componentes da solução contaminante. O equipamento foi montado em um pórtico metálico e tem a capacidade de ensaiar, simultaneamente, seis corpos de prova com dimensões de 6 cm de altura e 7 cm de diâmetro. Cada corpo de prova possui uma entrada independente para o fluido percolante e uma saída para a coleta do efluente, sendo que o fluxo através do corpo de prova é descendente. Cada uma das seis entradas e seis saídas possui válvulas de abertura e fechamento para facilitar a execução do ensaio.

A adaptação de uma das células com *bender elements* baseou-se nos estudos realizados por vários autores (HEINECK, 2002; CHAN, 2010; CLAYTON, 2011; DI EMIDIO; FLORES, 2012). Esta adaptação do equipamento permitiu avaliar as variações na rigidez do corpo de prova de forma contínua. Em resumo, a célula adaptada funciona como um permeâmetro de parede rígida de fluxo descendente, permitindo, assim, a determinação e avaliação dos parâmetros de transporte de um contaminante através do solo. A Figura 16 apresenta o leiaute do equipamento adaptado com os *bender elements*.

Figura 13: Equipamento para avaliação da condutividade hidráulica

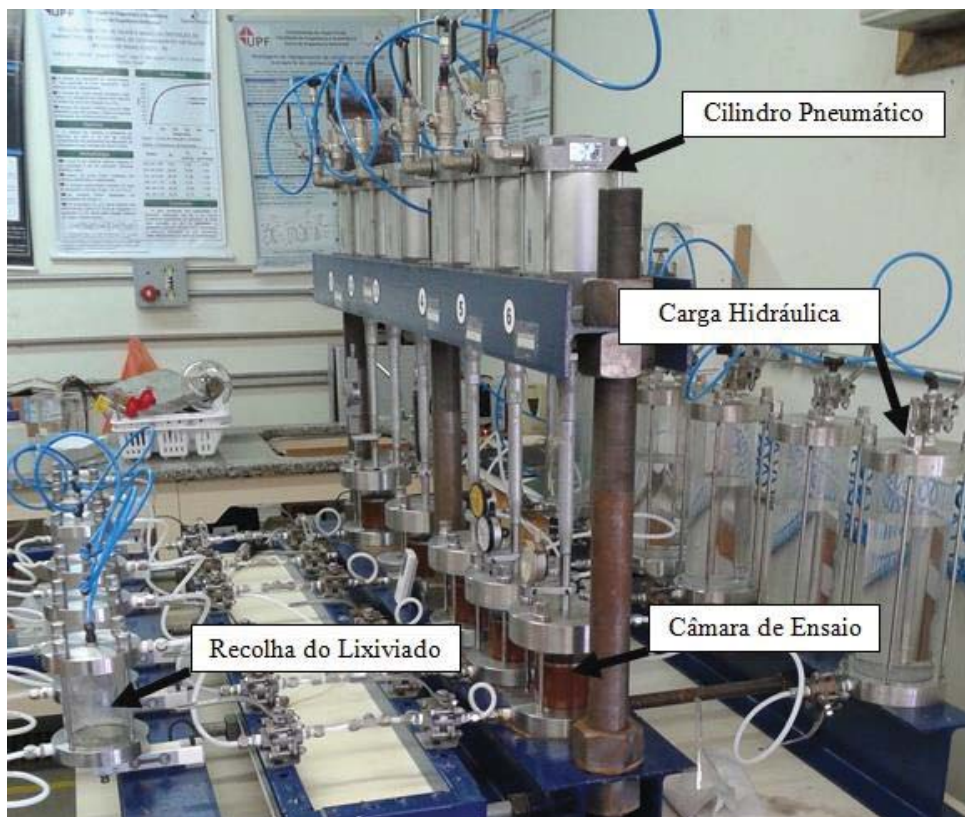


Fonte: Santos (2012).

Figura 14: Visão geral do equipamento.

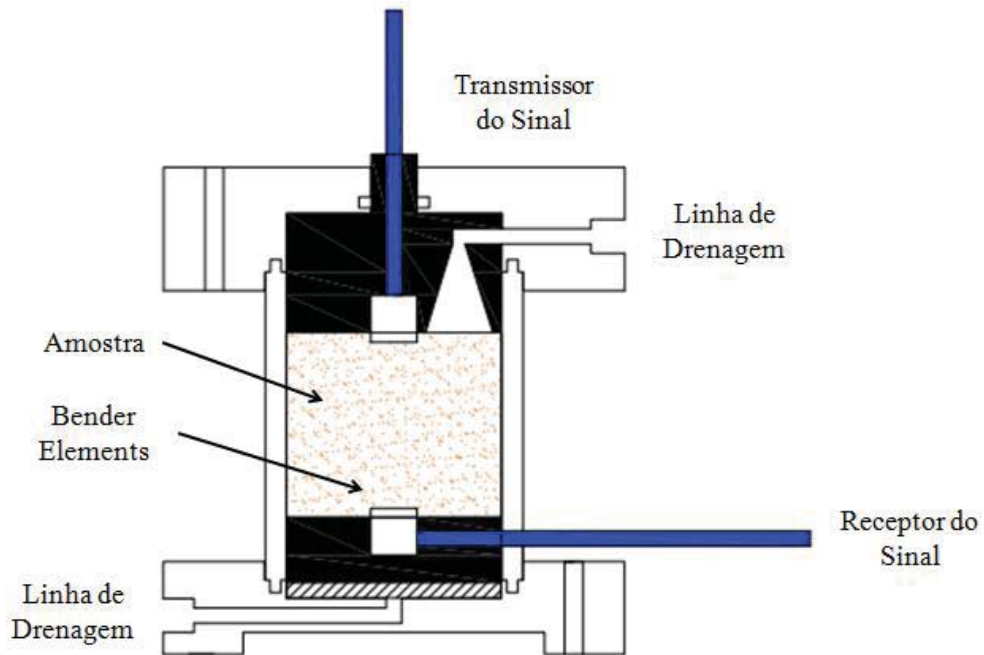


Figura 15: Visão lateral do equipamento



Fonte: Timbola (2014).

Figura 16: Leiaute do permeâmetro equipado com *bender elements*.



3.2.6.2 Sistema de emissão, leitura e registro de ondas sísmicas

Para a realização do presente trabalho foram necessários equipamentos eletrônicos para a emissão e leitura de ondas sísmicas por meio dos sensores *bender elements*, conforme ilustra a Figura 17. Para induzir um sinal de ondas na amostra foi utilizado um gerador de funções que permitia criar diversas configurações de sinal (sinusoidal, quadrada, rampa) a diferentes frequências. O gerador utilizado foi o modelo AFG 3021 C Tektronix® que tem a capacidade de memorizar diversas funções personalizadas e que, portanto, otimiza a sua utilização.

Após serem transmitidas, e de forma a facilitar a sua leitura, as ondas de resposta são amplificadas a partir de amplificadores de sinal. Este amplificador foi construído por Tozetto (2014). O registro da chegada dos sinais é feito a partir de um osciloscópio (modelo Tektronix TDS2000C®) que permite ler, no momento, o intervalo de tempo que decorre entre a emissão e a recepção do sinal.

3.2.6.3 Equipamentos para Determinação da Resistência

Os ensaios de compressão diametral foram realizados no Centro Tecnológico de Engenharia e Arquitetura da UPF, em uma prensa automática dotada de célula de carga, com capacidade máxima de 5 toneladas, como mostra a Figura 18.

Figura 17: Sistema de emissão, leitura e registro de ondas sísmicas

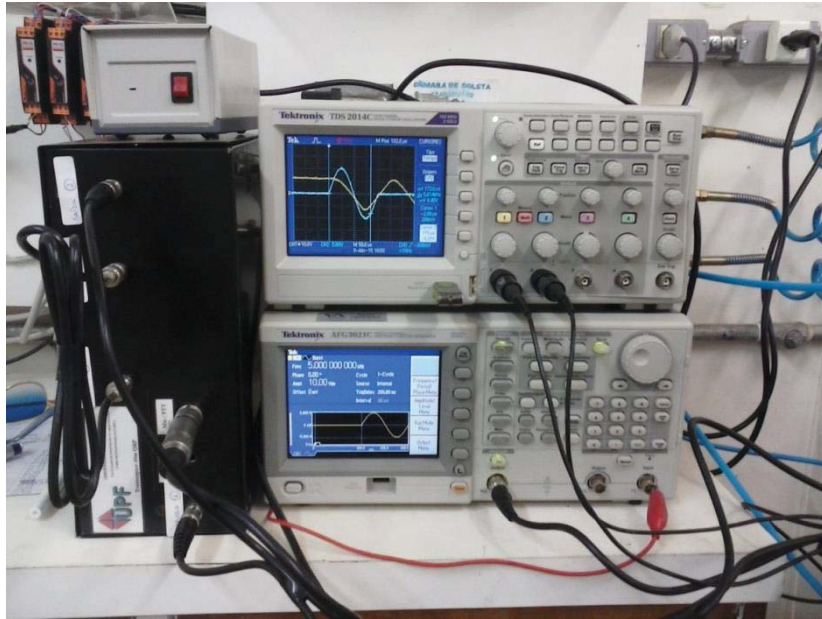


Figura 18: Prensa automática



3.3 Métodos

3.3.1 Coleta e preparação das amostras de solo

A amostra do solo argiloso foi obtida do horizonte B da trincheira de amostragem localizada junto ao CETEC. Foi retirada uma única amostra deformada com aproximadamente 25 Kg. Quanto à amostra do solo arenoso, oriundo do município de Osório/RS, foi utilizado o material já disponível no Laboratório de Geotecnia.

A preparação inicial das amostras compreendeu as etapas de: secagem ao ar, por um período de 15 dias; secagem em estufa a uma temperatura de aproximadamente 65 °C, até que permanecesse somente a umidade higroscópica, a qual ficou em torno de 3%.

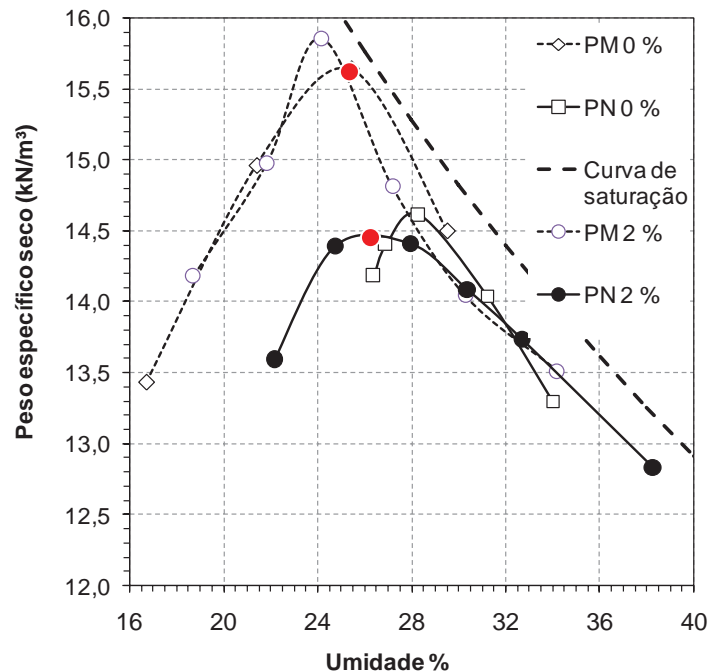
A preparação das amostras para os ensaios de caracterização seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457/86. As amostras assim preparadas foram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

3.3.2 Moldagem dos corpos de prova e montagem da câmara de ensaio

A moldagem dos corpos de prova seguiu o planejamento experimental descrito no item 3.1.1 e foi executada diretamente nas câmaras de ensaio, com as dimensões nominais de 6cm de altura e 7cm de diâmetro. Foram utilizados os teores de cimento na faixa de 0 % a 2 % em massa seca, a fim de verificar os efeitos desta adição nas variações da condutividade hidráulica, rigidez e resitência dos corpos de prova.

Os parâmetros de moldagem para o solo argiloso foram definidos a partir da análise das curvas de compactação obtidas nas energias Proctor normal e modificada, para o solo com e sem cimento, conforme ilustra a Figura 19. Como se pode observar, as curvas de compactação para 0% e 2% pouco diferem entre si, sendo que para o efeito deste estudo elas foram consideradas equivalentes. Desta forma, foram adotados um teor de umidade de moldagem constante de 26%, próximo à umidade ótima na energia normal e à umidade ótima mais 2% na energia modificada, ambas para misturas com 0 e 2% de cimento, e o peso específico seco de 14,5 kN/m³.

Figura 19: Curva de compactação - Proctor normal e modificado.



Para o solo arenoso, o teor de umidade de moldagem adotado foi de 10%. De acordo com Fonini (2012), que realizou estudos com esta mesma areia, para a umidade de 10% a leitura das ondas, para medição da rigidez, era efetuada de forma mais clara. Os pesos específicos de moldagem foram calculados através das densidades relativas de 20% e 80%, resultando em 14,40 e 15,80 kN/m³, respectivamente.

A sequência de etapas para a moldagem dos corpos de prova (Figura 20) foi a seguinte:

- Determinação do teor de umidade higroscópica do solo para correção da umidade de moldagem;
- Definição dos parâmetros nominais de moldagem (peso específico seco, teor de umidade e teor de cimento), de acordo com o programa experimental;
- Cálculo e pesagem da massa de solo necessária à moldagem do corpo de prova;
- Cálculo e pesagem da massa de cimento necessária à moldagem do corpo de prova;
- Cálculo e pesagem da quantidade de água necessária à moldagem, considerada a correção para a umidade higroscópica;
- Mistura e homogeneização dos componentes da mistura (solo, cimento e água);

- g) Obtenção de duas amostras para a verificação do teor de umidade do corpo de prova;
- h) Compactação manual com soquete da mistura em 3 camadas iguais no interior do cilindro de acrílico da câmara de ensaio;
- i) Determinação da massa e altura do corpo de prova após a moldagem.

Após a moldagem, na base e no topo do corpo de prova moldado no cilindro de parede rígida eram colocados o papel filtro e a placa metálica porosa para a distribuição uniforme do líquido percolante. O cilindro era então acoplado à câmara de ensaio. O espaço vazio restante no interior do cilindro era inundado com água destilada e o corpo de prova submetido a uma cura inicial por 48 horas. Decorrido este tempo, a câmara de ensaio era por fim acoplada ao equipamento para a aplicação da carga vertical estática e início da percolação com água destilada. A Figura 21 ilustra os procedimentos de montagem do cilindro com a amostra na câmara de ensaio; a colocação do papel filtro e das placas porosas; a inundação do corpo de prova; e o acoplamento da câmara de ensaio no equipamento de coluna.

Figura 20: Procedimento de preparação das amostras para moldagem dos corpos de prova.



Figura 21: Procedimentos de montagem do cilindro com a amostra na câmara de ensaio



Fonte: Timbola (2014).

3.3.3 Inserção da solução ácida

Após preparada, a solução de ácido sulfúrico era agitada e inserida no reservatório do líquido percolante com auxílio de um funil.

3.3.4 Ensaios preliminares

3.3.4.1 Teste do gradiente hidráulico

A aplicação de gradientes hidráulicos muito altos pode causar várias alterações no solo. Necessariamente, as tensões efetivas em uma das extremidades do corpo de prova (entrada de água) serão menores do que na outra extremidade do corpo de prova (saída de água). Por isso, quanto maior é o gradiente hidráulico, maior será a diferença nas tensões

efetivas. Uma vez que o aumento das tensões efetivas tende a reduzir o índice de vazios, haverá uma consolidação excessiva na porção final da amostra, diminuindo a condutividade hidráulica (DANIEL, 1993).

Adicionalmente, gradientes hidráulicos altos tendem a carrear partículas finas do solo, ocasionando dois tipos de problemas: (1) as partículas finas podem ficar aprisionadas na porção final do corpo de prova, reduzindo a condutividade hidráulica e (2) as partículas finas podem ser totalmente carreadas dos solos mais granulares, aumentando a condutividade hidráulica. Em geral, devem ser utilizados gradientes hidráulicos que se aproximem aos valores encontrados em campo. A norma americana ASTM D 5084 recomenda limites a serem utilizados em solos com baixa condutividade hidráulica (CRUZ, 2004).

De forma prévia à realização de qualquer ensaios previsto no programa experimental, foram feitos testes preliminares para verificar a influência do gradiente hidráulico na condutividade hidráulica dos corpos de prova. Para a argila foram moldados corpos de prova com o mesmo peso específico ($14,50 \text{ kN/m}^3$) e variando apenas o gradiente hidráulico. Os gradientes hidráulicos escolhidos foram 60, 50, 30 e 20. Esses valores foram utilizados para comparação com os trabalhos realizados, com o mesmo material, por Timbola (2014) e Comparin (2014). A partir desses resultados foi definido o valor do gradiente hidráulico a ser utilizado nos experimentos principais.

Já para a areia foram escolhidos apenas dois gradientes hidráulicos: 33,30 e 3,30. Os corpos de prova foram moldados com os pesos específicos de $14,40$ e $15,80 \text{ KN/m}^3$ e com 0 e 2% de cimento.

3.3.4.2 Teste da carga vertical estática

Foram realizados testes preliminares para investigar se a carga vertical estática aplicada exerce influência significativa sobre a condutividade hidráulica dos corpos de prova moldados com o solo argiloso. Foram moldados corpos de prova com o mesmo peso específico ($14,50 \text{ kN/m}^3$) e com 0 e 2% de cimento. Esses corpos de prova foram percolados somente com água destilada.

3.3.4.3 Ensaios para validação do equipamento

Anteriormente à execução de quaisquer ensaios no permeâmetro equipado com *bender elements*, foi feita a calibração, ou a verificação da calibração, dos diferentes equipamentos

utilizados: sensores *bender elements*, amplificador de sinal, osciloscópio e gerador de funções.

Para o ensaio de validação, o material utilizado para a moldagem dos corpos de prova foi a areia de Osório, devido à rigidez desse material já ter sido investigada por outros autores (HEINECK, 2002; VENDRUSCULO, 2003; CRUZ, 2008), permitindo assim, a comparação de resultados. A preparação das amostras, moldagem dos corpos de prova e a realização dos ensaios foram realizados nas mesmas condições de contorno definidas pelos autores citados. Os corpos de prova foram moldados com peso específico de $16,50 \text{ kN/m}^3$, 5% de cimento e com umidade de 10%.

3.3.4.3.1 Moldagem dos corpos de prova para os ensaios de validação

Os corpos de prova foram moldados em um molde bi-partido de PVC em três camadas de igual altura (1/3 da altura total) (Figura 22).

Para a realização dos ensaios de validação foram usadas amostras com 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, a fim de permitir a comparação com os resultados relatados por Fonini (2012).

Figura 22: Procedimento de moldagem do corpo de prova



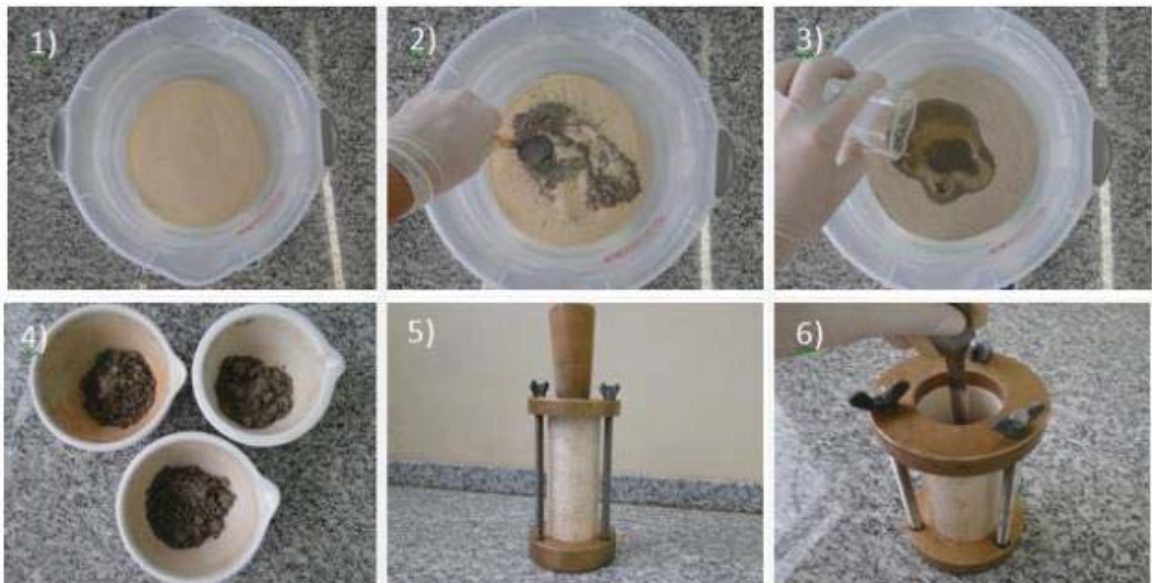
Para todos os corpos de prova foi adotada a mesma sequência de moldagem: pesagem e mistura dos materiais secos (areia e cimento), homogeneização da mistura, adição de água destilada (teor de umidade igual a 10%) e nova homogeneização. Com a mistura pronta, foram separadas três porções para compactação em três camadas de iguais alturas, de acordo com o peso específico seco requerido ($16,5 \text{ kN/m}^3$).

A moldagem foi realizada observando-se os seguintes passos:

- a) Posicionamento do molde sobre uma base metálica;
- b) Colocação da massa de solo correspondente a 1/3 do volume final do corpo de prova, de acordo com a densidade requerida;
- c) Compactação dinâmica da camada com auxílio de um soquete até a altura pré-determinada;
- d) Escarificação do topo da camada;
- e) Repetição dos passos anteriores a segunda e terceira camadas;
- f) Retificação da face de topo da amostra.

Finalizada a moldagem, os corpos de prova ainda nos respectivos moldes eram acondicionados em sacos plásticos, identificados e armazenados em câmara úmida. Após 24 horas, eram retirados dos moldes para realização das medidas de rigidez. A Figura 23 ilustra o processo de moldagem dos corpos de prova.

Figura 23: Sequência de moldagem passo-a-passo



Após a desmoldagem, os corpos de prova receberam um sulco na base e no topo de modo que os *bender elements* emissor e receptor pudesse ser embutidos. A Figura 24 ilustra este procedimento.

Figura 24: Preparação dos corpos de prova sem parede para os ensaios de rigidez



3.3.5 Realização do ensaio de percolação

3.3.5.1 Ensaio com percolação de água destilada

Com o objetivo de investigar possíveis mudanças no comportamento hidráulico do solo compactado frente à percolação de contaminantes, foram realizados ensaios com percolação das soluções contaminantes e com água destilada nos corpos de prova saturados (mediante aplicação de contra-pressão) e previamente percolados em fluxo descendente por água destilada.

Após a moldagem dos corpos de prova e a montagem da câmara de ensaio, e decorridas as 48 horas do período de inundação do corpo de prova, iniciava-se a percolação com água destilada, com um volume mínimo percolado de 5 volumes de vazios. O gradiente hidráulico adotado foi de 33,33 e a contra-pressão, aplicada no reservatório de coleta do percolado, foi de 10 kPa.

Nesses ensaios, também foi realizada a aplicação de uma carga estática vertical conforme planejamento experimental, buscando simular o efeito da deposição de massas de resíduos ao longo do tempo sobre a barreira compactada, tanto em um aterro de resíduos sólidos industriais como em uma barragem de rejeitos de mineração. A carga vertical adotada de 280 kN/m^2 , constante para todos os ensaios, era aplicada sobre o corpo de prova tão logo terminava a fase de inundação e antes do início da percolação com água destilada. Esta pressão foi estimada a partir de um estudo realizado por Bedin (2010) com resíduos de mineração de ouro em uma barragem de rejeitos. Para o cálculo da carga vertical, foram utilizados os valores determinados pelo autor de $\gamma_{\text{sat}} = 18,6 \text{ kN/m}^3$ e altura de disposição de 15m. O cálculo da pressão a ser aplicada no cilindro pneumático foi feito a partir da curva de calibração obtida por Santos (2013). A curva de calibração relaciona a pressão aplicada no cilindro pneumático em kPa e a força transferida verticalmente ao corpo de prova, em kN.

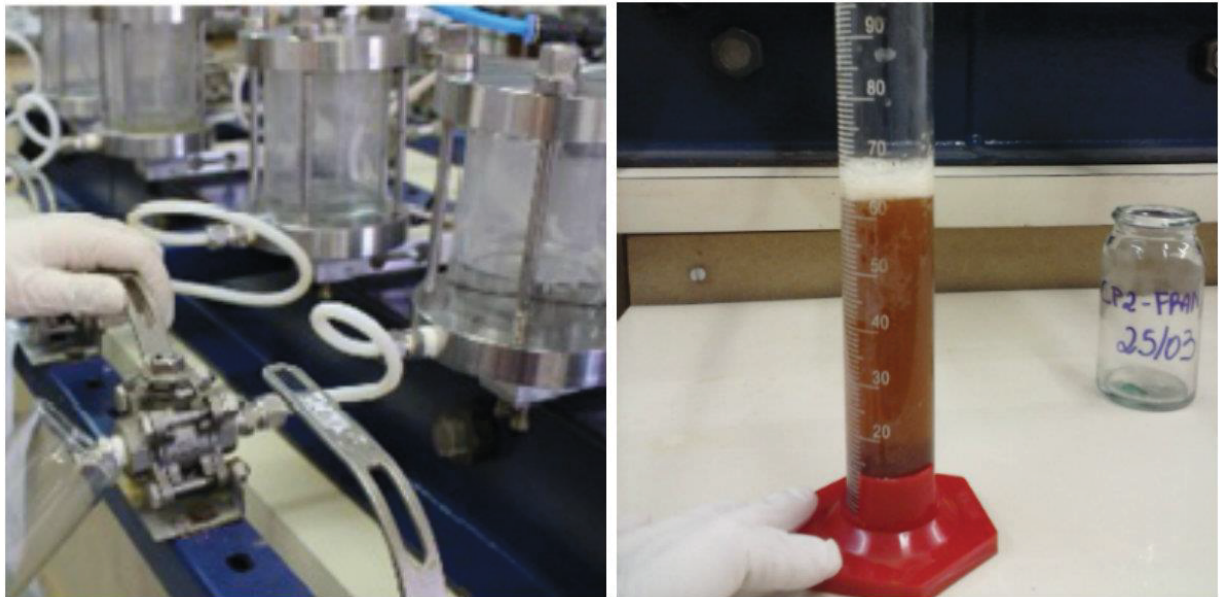
3.3.5.2 Ensaio com percolação de solução ácida

Finalizada a etapa de saturação por percolação de água destilada, o reservatório de armazenamento do líquido percolante era esvaziado. O líquido restante no interior de câmara de ensaio era então percolado pelo corpo de prova, até que restasse uma pequena lâmina d'água sobre o corpo de prova, de aproximadamente 5 mm.

Após este procedimento, era inserida no reservatório a solução de ácido sulfúrico, tendo início a fase de percolação ácida. Esta fase teve a duração necessária para percolar no mínimo 15 volumes de vazios pelo corpo de prova. A condutividade hidráulica foi monitorada através da verificação dos volumes percolados ao longo do tempo.

Durante os ensaios, de forma concomitante com a medição do volume percolado, tanto na fase de percolação com água destilada como na fase de percolação ácida, foram medidos os recalques e retiradas amostras do percolado para a determinação do pH. A Figura 25 ilustra a coleta do lixiviado na coluna da contra-pressão para as análises do pH.

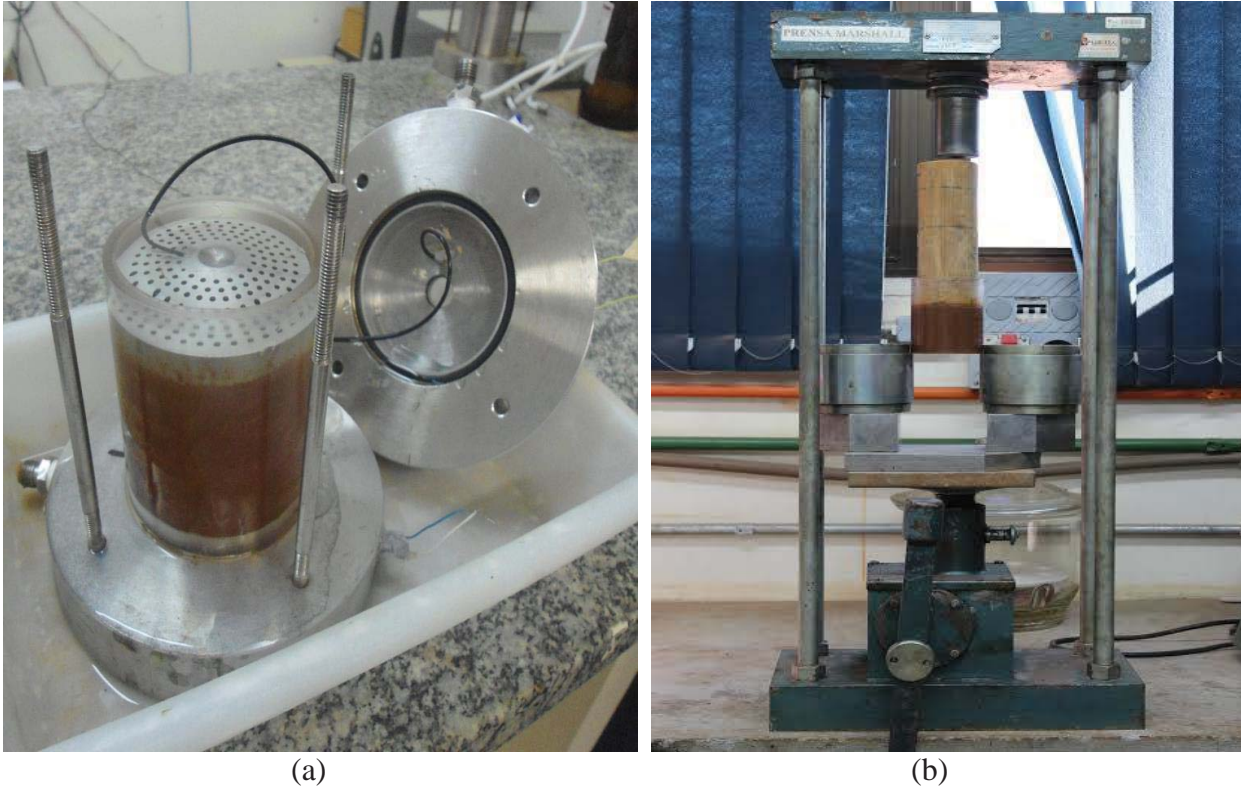
Figura 25: Exemplo de coleta do lixiviado para leitura de pH.



Uma vez finalizado o ensaio, as pressões nos cilindros pneumáticos e nos reservatórios auxiliares eram aliviadas, através de uma válvula de escape do ar, procedendo-se, na sequência, a retirada da câmara de ensaio do equipamento de coluna. Cuidadosamente, o corpo de prova era extraído do cilindro de acrílico com o auxílio de uma prensa hidráulica (Figura 26). Após a retirada do corpo de prova (todos os corpos de prova ensaiados foram

retirados de forma intacta do cilindro de moldagem) eram medidas a massa final, a altura final e o teor de umidade final.

Figura 26: Desmontagem da câmara de percolação e extração do corpo de prova ensaiado.



3.3.6 Determinação da condutividade hidráulica (k)

A condutividade hidráulica refere-se a facilidade que um determinado líquido tem ao passar pelo solo. A esta propriedade é obtida pela Lei de Darcy quando o regime de fluxo é laminar. A condutividade hidráulica (k) depende de fatores como densidade e viscosidade do líquido e área superficial específica, porosidade, tortuosidade e grau de saturação do solo (SHARMA; REDDY, 2004).

O coeficiente de condutividade hidráulica (k) foi determinado, de acordo com a lei de Darcy, através da Equação 10.

$$Q = \frac{V}{t} = kiA \quad (10)$$

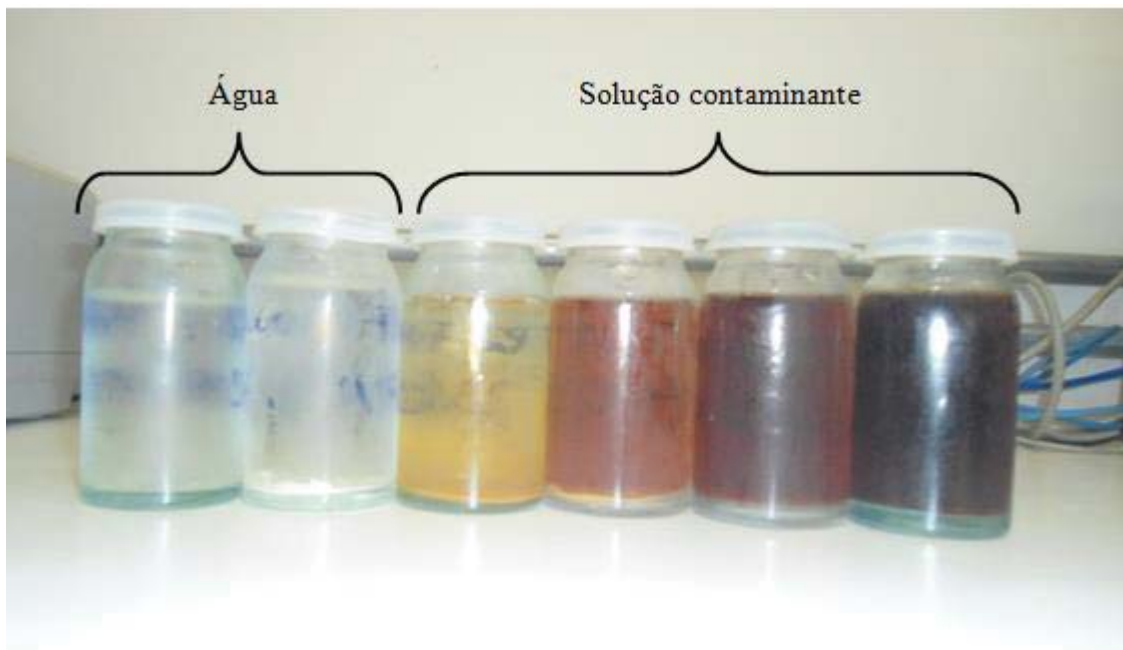
em que:

Q = taxa de descarga através da secção de escoamento (volume/tempo);
 k = coeficiente de condutividade hidráulica do meio poroso (distância/tempo) ;
 i = gradiente hidráulico (adimensional), e
 A = área transversal ao fluxo (área).

3.3.6.1 Análise e monitoramento do percolado

Durante a realização dos ensaios de condutividade hidráulica foram realizadas amostragens periódicas do percolado para determinação do pH. A Figura 27 apresenta, a título de ilustração, as amostras do CP02 ($\gamma_d = 14,50 \text{ kN/m}^3$ e 2% de cimento) coletadas para a medida do pH.

Figura 27: Amostras para medidas de pH.



3.3.7 Determinação da rigidez

Os ensaios com *bender elements* foram realizados com a finalidade de observar a influência da percolação ácida nas características de rigidez das misturas compactadas, com e sem cimento. O ensaio foi realizado durante a percolação tanto com água destilada como com contaminante ácido. A Figura 28 mostra um corpo de prova sendo ensaiado e os

equipamentos instalados no laboratório de Geotecnia Ambiental do CETEC para medição da rigidez

O procedimento de ensaio compreendeu a moldagem do corpo de prova diretamente sobre o *base cap* da câmara de ensaio, ao qual está adaptado o *bender element* receptor, seguido da abertura de um sulco no topo do corpo de prova, posicionamento e acoplamento do emissor piezocerâmico adaptado ao *top cap*.

Para que o sensor emissor ficasse em perfeito contato com o corpo de prova, uma pasta de solo e água foi utilizada para fixar os *bender elements* na amostra.

Tanto o *base cap* quanto o *top cap* são ilustrados na Figura 29. A Figura 30 ilustra o procedimento de abertura do sulco e colocação da pasta de solo.

Figura 28: Equipamentos instalados para medir ondas sísmicas.

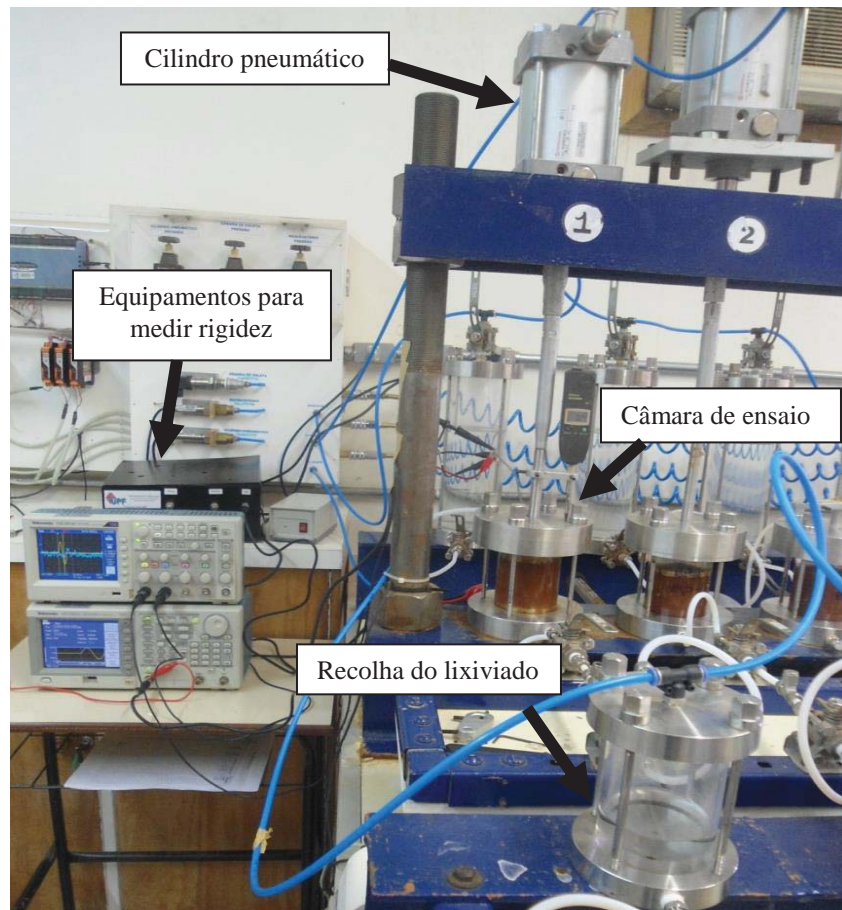


Figura 29: *Bender elements*, *base cap* e *top cap*.



Figura 30: Sulco para introdução dos *bender elements* (a) e pasta de solo para fixação (b).



(a)

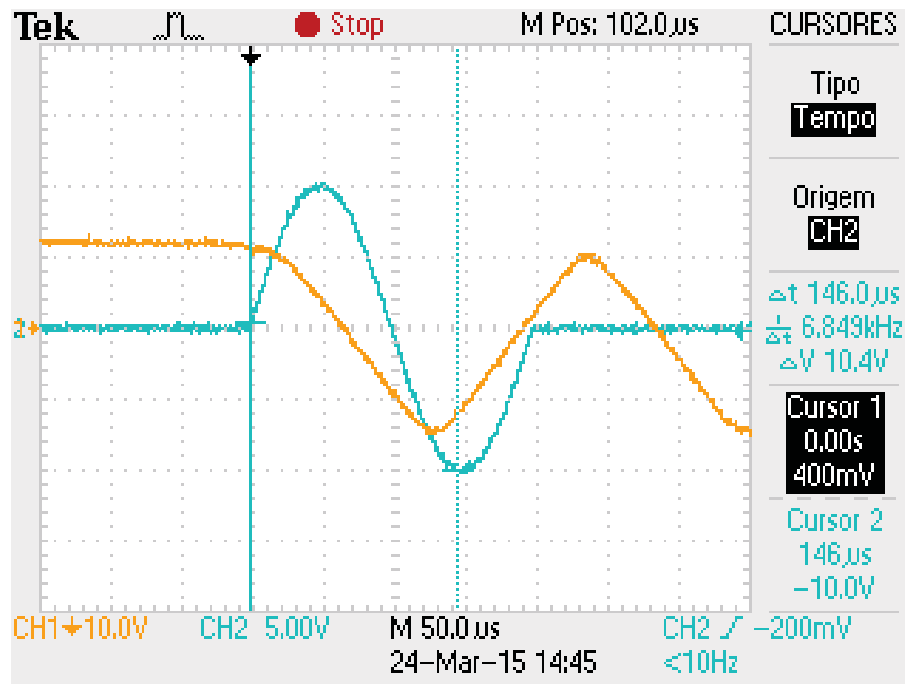
(b)

Foram verificadas medidas de ondas sísmicas S (cisalhamento) durante os ensaios. A análise foi feita no domínio dos tempos e das frequências. A onda utilizada foi do tipo senoidal e a gama de frequência utilizada para geração de onda variou de 2 a 10 kHz (HEINECK, 2002; VENDRUSCOLO, 2003; CRUZ, 2008; PIRIYACUL, 2010).

Uma das vantagens deste tipo de ensaio é que trata-se de um ensaio não destrutivo, que permite qualquer número de medições durante o ensaio de percolação

Na Figura 31 é apresentado um exemplo de sinal obtido para o corpo de prova de solo cimentado.

Figura 31: Sinal obtido para ondas S na análise do domínio de tempo



A velocidade da onda de cisalhamento (V_s) é obtida através da Equação 11, isto é, da divisão da distância d percorrida pela onda (distância entre as extremidades dos *bender elements*, corrigida pelo valor do recalque) pelo o tempo de propagação (t_s). Para determinação do tempo de propagação, utilizou-se a técnica da primeira inflexão da onda de resposta. Por sua vez, o módulo de deformação cisalhante máximo (G_{max}) é obtido através da Equação 12, bastando conhecer a massa específica aparente do meio (CHAN, 2010; LEE; SANTAMARINA, 2005; VILHAR; JOVIĆIĆ, 2009; VIGGIANI; ATKINSON, 1995).

$$V_s = \frac{d}{t_s} \quad (11)$$

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (12)$$

em que:

ρ é a massa específica aparente do solo;

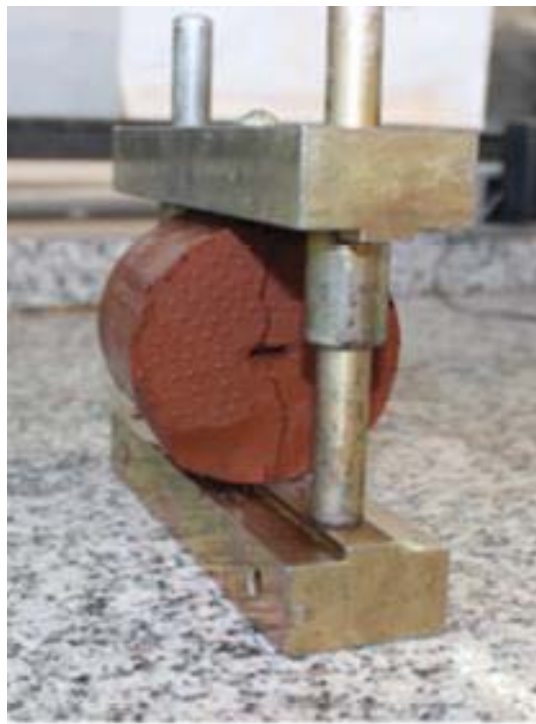
d é a distância entre os transdutores; e

t é o tempo de viagem da onda sísmica.

3.3.8 Determinação da resistência á tração por compressão diametral

Após a retirada da célula de ensaio, as amostras foram submetidas ao ensaio para determinação da resistência à compressão diametral. A retirada das amostras da célula foi feita de forma a evitar qualquer alteração na estrutura dos corpos de prova. Para tanto, foi utilizado um extrator hidráulico. Após a retirada das amostras, os corpos de prova foram pesados com precisão de 0,01 gf e medidos com precisão de 0,01 cm. Os ensaios de resistência à compressão diametral foram realizados de acordo com os procedimentos gerais estabelecidos na Norma Brasileira 7222 (ABNT, 1994). A execução desses ensaios e a forma de ruptura são mostradas na Figura 32.

Figura 32: Execução do ensaio de resistência ao cisalhamento.



3.3.9 Ensaios comportamento ácido na areia

3.3.9.1 Ensaios de granulometria

Após a retirada dos corpos de ensaio do cilindro de acrílico, foi realizada a secagem de todos os corpos de prova em estufa por no mínimo 48 horas. Os ensaios de granulometria foram realizados conforme a NBR – 7181: Solo - Análise Granulométrica.

3.3.9.2 Ensaios de microscopia

A análise de microscopia foi realizada no Laboratório de Microscopia Eletrônica do Parque Científico e Tecnológico da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da UPF. Utilizou-se um Microscópio eletrônico de varredura de alta resolução (W ou LaB6), Marca Shhimadzu, modelo Vega 3. Para a realização da análise as amostras foram armazenadas em sacos plásticos e após inseriu-se em câmaras de vácuo e estas foram submetidas a um feixe de elétrons emitidos por uma coluna Óptica-eletrônica, cuja interação e detecção posterior é responsável pela geração de imagens. As imagens passam por diversas ampliações.

4. RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados os resultados e análises dos ensaios previstos no programa experimental. Os resultados desta pesquisa estão apresentados de forma dividida para cada tipo de ensaio, sendo que foram realizados ensaios para amostras de solo argiloso e solo arenoso. Estes ensaios são de fundamental importância na avaliação do comportamento hidráulico e mecânico dos materiais investigados, que será apresentado logo após. Na sequência, uma síntese do capítulo de resultados e das análises realizados.

- Na primeira parte (item 4.1) encontram-se os testes preliminares, como o teste do gradiente hidráulico e da carga vertical estática, e os ensaios de validação dos equipamentos de medição de rigidez;
- Na segunda parte (item 4.2) estão apresentados os resultados e análises do comportamento hidráulico, medido a partir de ensaios de condutividade hidráulica e completados com os resultados de deslocamentos verticais e variações do pH.
- Na terceira parte, (item 4.3) apresentam-se os resultados e análises dos ensaios relativos ao comportamento mecânico e suas respectivas análises, tendo em vista os objetivos propostos para esta pesquisa.
- Na quarta parte (item 4.4), estão apresentadas as análises complementares do comportamento dos solos, cimentado e não cimentado, frente ao ataque ácido, incluindo resultados de granulometria e microscopia.

4.1 Ensaios Preliminares

4.1.1 Teste do gradiente hidráulico

A partir destes testes, investigou-se, de forma preliminar, o efeito da variação do gradiente hidráulico sobre a condutividade hidráulica do solo, de forma a justificar o valor utilizado nas etapas subsequentes do programa experimental.

4.1.1.1 Solo argiloso

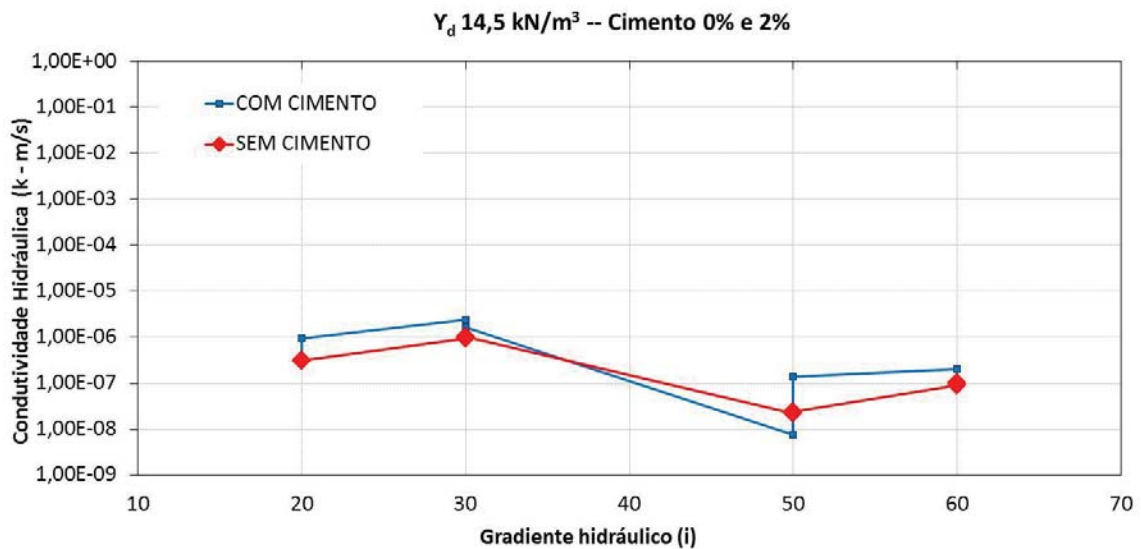
Foram moldados corpos de prova, com e sem cimento, com o mesmo peso específico seco, percolados com até 10 volumes de vazios de água destilada. Os resultados estão apresentados na Tabela 7 e na Figura 33.

Tabela 7: Resultados dos ensaios preliminares de condutividade hidráulica para o solo argiloso.

Gradiente hidráulico	Com cimento	Sem cimento
	k (m/s)	
20	9,466E-07	3,030E-07
20	2,946E-07	3,076E-07
30	1,658E-06	1,013E-06
30	2,341E-06	9,402E-07
50	1,384E-07	2,385E-08
50	7,554E-09	2,183E-08
60	7,795E-08	1,040E-07
60	1,989E-07	9,041E-08

O teste com diferentes gradientes hidráulicos não mostrou grande diferença na condutividade hidráulica do solo quando os gradientes foram 20 e 30. Já quando os gradientes aumentaram para 50 e 60 houve uma sensível redução nos valores de condutividade hidráulica, de aproximadamente duas ordens de grandeza.

Figura 33: Influência do gradiente hidráulico na condutividade hidráulica do solo argiloso.

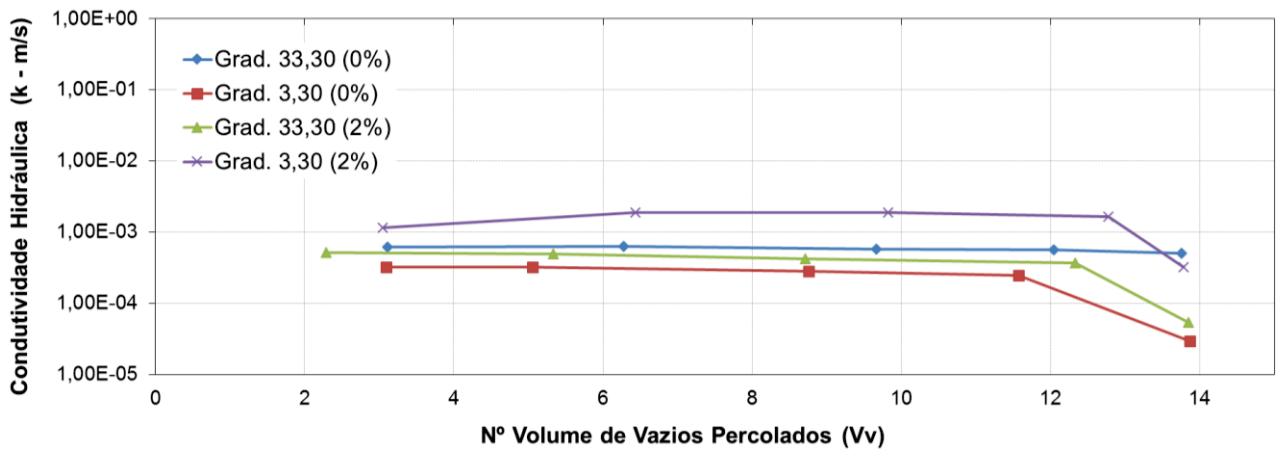


Com isso, o valor do gradiente hidráulico utilizados no programa experimental realizado na sequência (ensaios de condutividade hidráulica e rigidez) foi de 33,33. Este gradiente foi adotado também para que os ensaios não fossem muito longos, e porque, de acordo a norma ASTM 5084 (1990), é o gradiente máximo para solos com $k < 1 \times 10^{-7}$ cm/s. Gradientes maiores poderiam consolidar o material, lixiviar partículas ou fazer com que as partículas menores ficassem retidas na porção final da amostra, colmatando os poros por onde a água deveria sair.

4.1.1.2 Solo arenoso

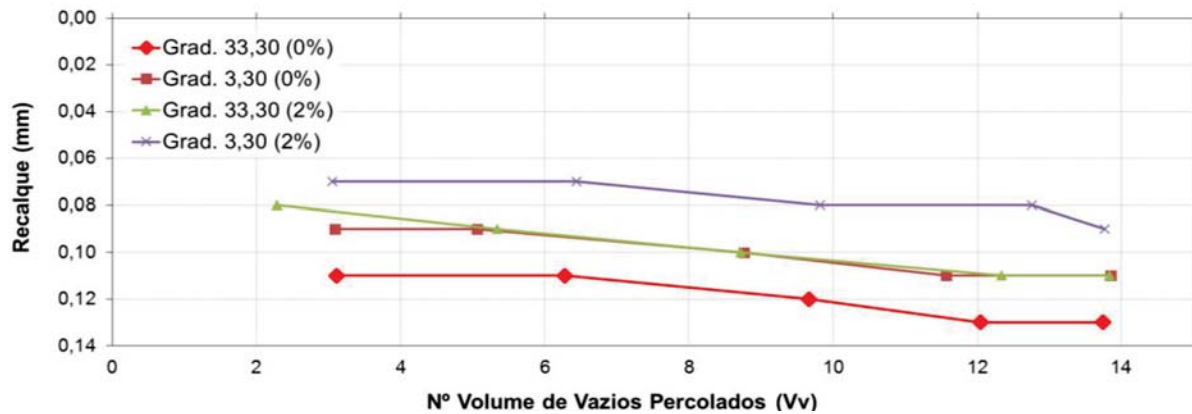
As Figuras 34 e 35 apresentam, respectivamente, a variação da condutividade hidráulica e do recalque para os corpos de prova moldados com areia, para dois gradientes hidráulicos e diferentes teores de cimento, quando percolados com água destilada.

Figura 34: Condutividade hidráulica dos corpos de prova de areia com diferentes gradientes hidráulicos



Com relação à da variação do gradiente hidráulico, pode-se verificar que a condutividade hidráulica, quando aplicado gradiente 33,3, não apresentou diferença significativa em relação ao gradiente 10 vezes menor (3,3).

Figura 35: Recalque dos CPs com diferentes gradientes hidráulicos

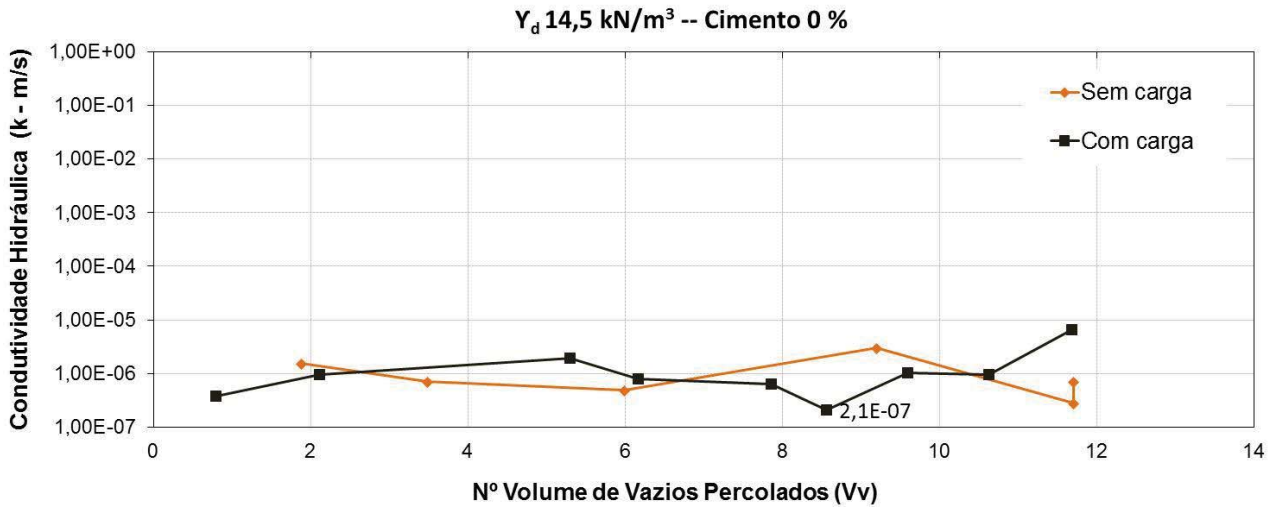


Na análise comparativa dos recalques sofridos pelos corpos de prova, pode-se observar que os CPs sem cimentação apresentaram deslocamentos verticais de 0,09 até 0,13 mm, enquanto para os CPs com cimentação, os recalques foram menores, de 0,07 até 0,11 mm. Desta forma, os diferentes gradientes hidráulicos não apresentaram influência significativa nos deslocamentos verticais dos corpos de prova ensaiados.

4.1.2 Teste da carga vertical estática

Para a realização destes ensaios foram utilizados os mesmos gradiente hidráulico (33,33), peso específico seco ($14,5 \text{ KN/m}^3$) e quantidade de cimento (0%). Os ensaios foram realizados até atingirem o mínimo de 10 volumes de vazios percolados, somente com água destilada. Esses ensaios visaram revelar a influência da carga vertical estática utilizada no programa experimental (280 kPa) na condutividade hidráulica dos corpos de prova moldados com o solo argiloso. O resultado é apresentado na Figura 36.

Figura 36: Influência da carga vertical sobre a condutividade hidráulica do solo argiloso.



Os resultados mostraram que não houve significativa mudança na condutividade hidráulica no solo, sendo que os valores variaram entre 1×10^{-6} e 1×10^{-7} m/s.

4.1.3 Ensaios de validação das medidas de rigidez

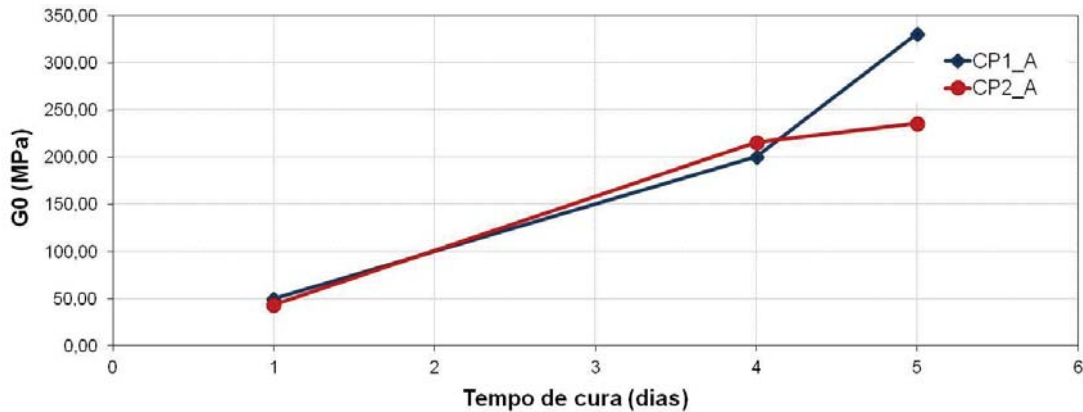
Os resultados dos ensaios de rigidez para as amostras de areia cimentada moldadas fora da câmara de percolação estão apresentados em função do tempo de cura do cimento. A Tabela 8 e a Figura 37 apresentam a variação dos valores do módulo de cisalhamento G_0 , para os diferentes tempo de cura.

As medidas obtidas apresentaram boa repetibilidade e são consistentes com os valores encontrados na literatura para o mesmo material e idênticas condições de ensaio.

Tabela 8: Módulo de cisalhamento obtidos nos ensaio de validação com areia (5% de cimento).

CP	Tempo de cura (dias)	G_0 (MPa)
CP1_A	1	50
	4	201
	5	331
CP2_A	1	44
	4	216
	5	236

Figura 37: Módulo de cisalhamento ensaio de validação com Areia de Osório (5% de cimento).



4.2 Ensaios de condutividade hidráulica

4.2.1 Solo argiloso

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica percolados por água destilada (H_2O) e ácido sulfúrico (H_2SO_4), para dois corpos de prova do solo argiloso, com o mesmo peso específico ($14,50 \text{ kN/m}^3$), porém variando a porcentagem de cimento (0% e 2%). Juntamente com a condutividade hidráulica, foi monitorado o recalque dos corpos de prova e o pH da solução percolada. Todas as medições foram realizadas tanto durante a percolação com água destilada, como com a solução ácida. O gradiente hidráulico utilizado foi de 33,33.

Nas Figuras 38 e 39 são apresentados os resultados do monitoramento conjunto da condutividade hidráulica, do pH do lixiviado e do recalque, para o corpo de prova com peso específico seco de $14,50 \text{ kN/m}^3$ e 0% de cimento.

De forma semelhante, as Figuras 40 e 41 apresentam os resultados para o corpo de prova com peso específico seco de $14,50 \text{ kN/m}^3$ e 2% de cimento.

A linha tracejada vertical nestas figuras indica o momento em que a percolação ácida é iniciada.

Figura 38: Condutividade hidráulica x pH para o CP01.

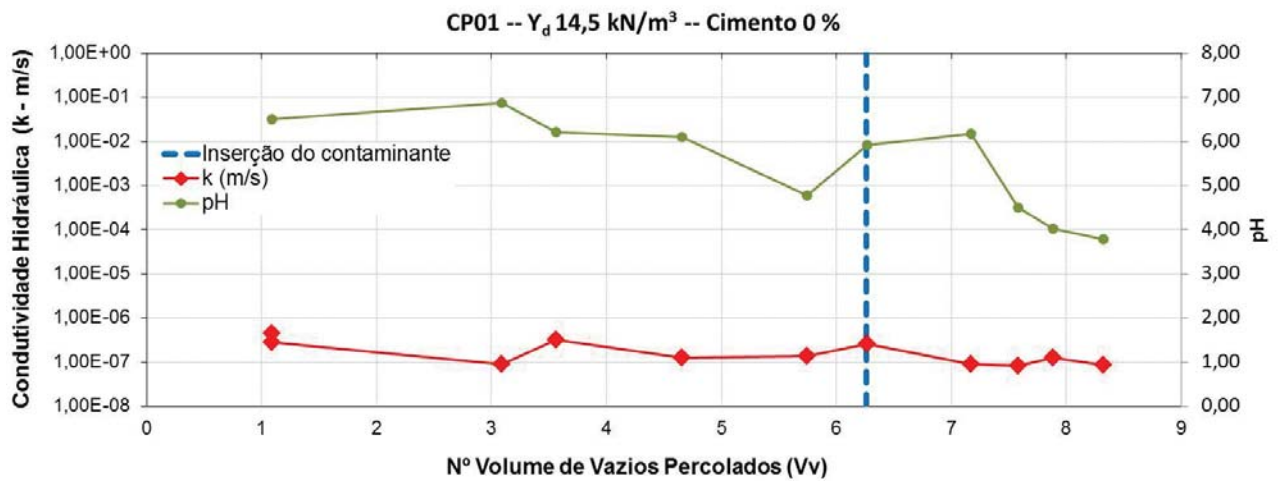


Figura 39: Condutividade hidráulica x recalque para o CP01.

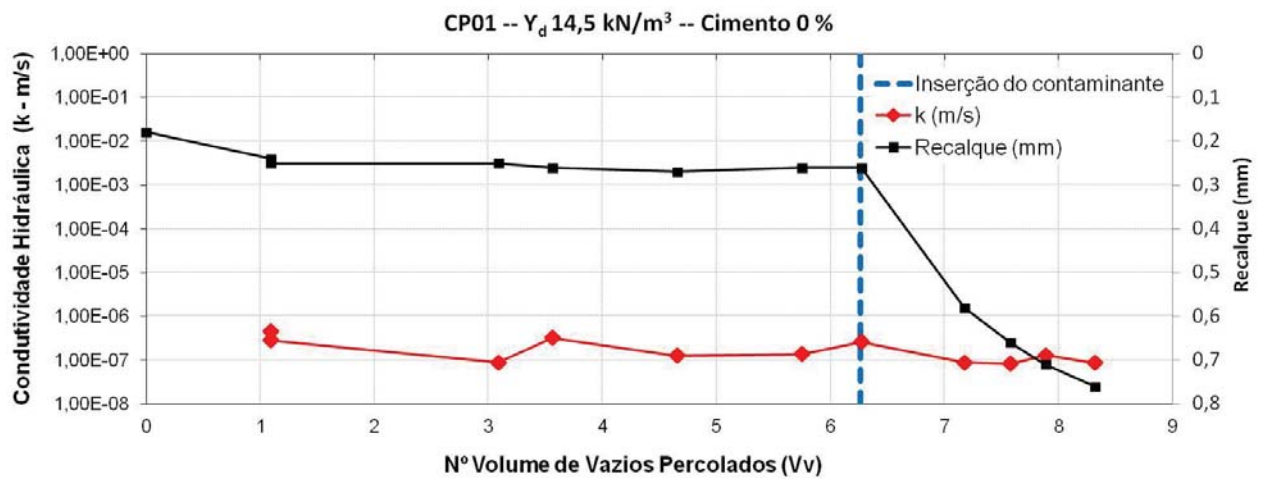


Figura 40: Condutividade hidráulica x pH para o CP02.

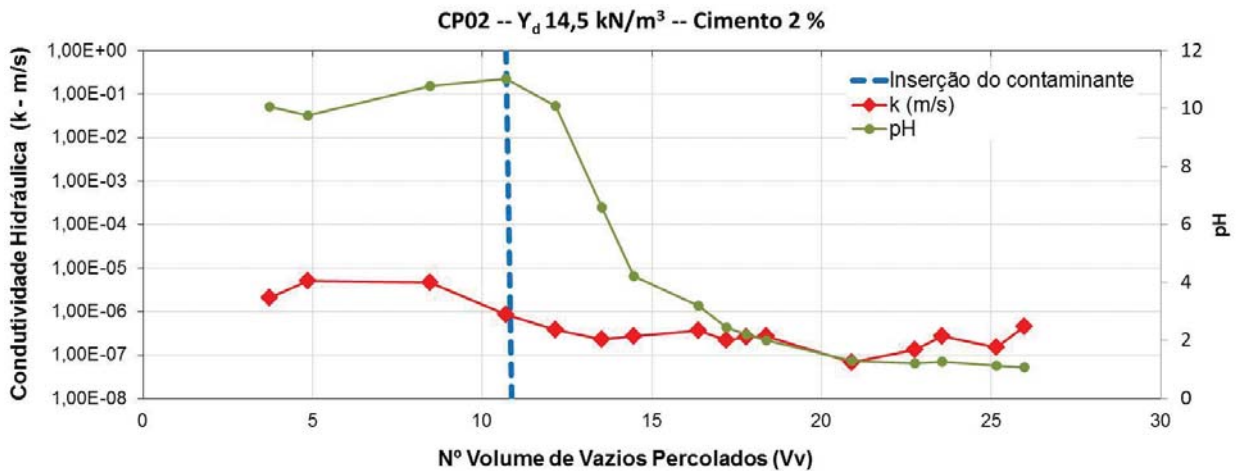
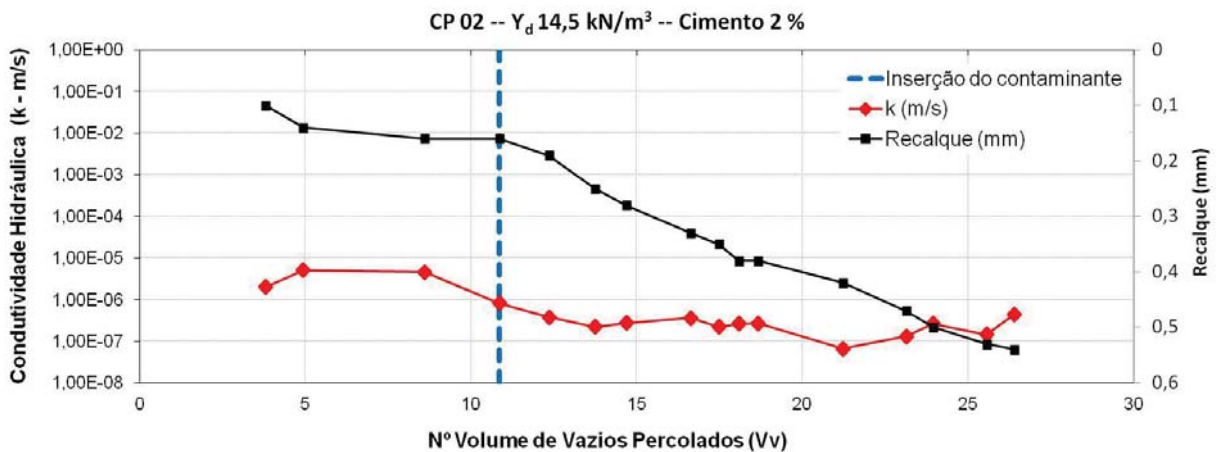


Figura 41: Condutividade hidráulica x recalque para o CP02.



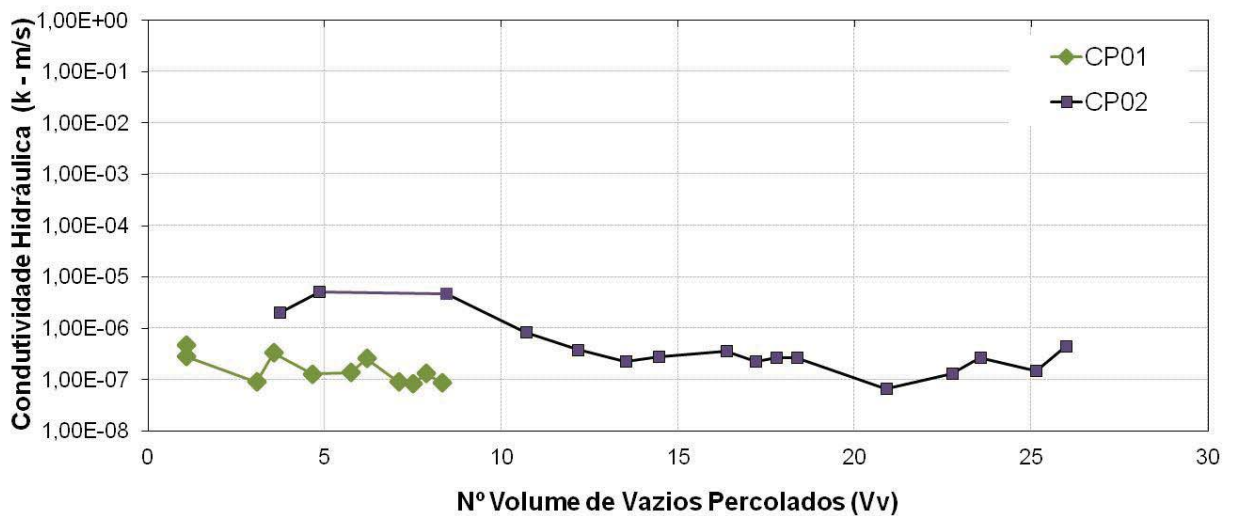
A Figura 42 representa os gráficos de condutividade hidráulica combinados para os dois corpos de prova ensaios.

Comparando-se o comportamento apenas durante a fase de percolação com água destilada (antes da linha tracejada vertical), observa-se que a adição de cimento resultou em um aumento da condutividade hidráulica de aproximadamente uma ordem de grandeza. Observa-se ainda que nesta fase, e para ambos os ensaios, os corpos de prova não apresentaram recalques significativos sob a ação do carregamento vertical constante de 280 kN/m². De fato, a adição de cimento Portland pode promover o aumento da condutividade hidráulica de solos argilosos, devido às reações de hidratação e solubilização (SHARMA; REDDY, 2004). Segundo Lemos (2006) e Knop (2007), a condutividade hidráulica sofrerá um sensível aumento quando adicionados pequenos teores de cimento. Esta constatação foi corroborada por Korf (2011), que, para o mesmo solo utilizado no presente

trabalho, observou o aumento inicial da permeabilidade, porém acompanhado de redução em dias subsequentes à percolação com solução de ácido nítrico enriquecida com elementos metálicos.

Nas Figuras 38 e 39, para o solo compactado sem adição de cimento, observa-se que a condutividade hidráulica não foi aparentemente afetada pela percolação ácida, ficando o seu valor, ao final do ensaio, em torno de 10^{-7} m/s. Já para o solo com adição de 2% de cimento (Figuras 40 e 41), observa-se a redução da condutividade hidráulica, evidenciando o efeito da percolação ácida sobre a cimentação existente. O valor do coeficiente de condutividade hidráulica ao final deste ensaio ficou entre 10^{-6} e 10^{-7} m/s, acima do valor obtido para o solo compactado sem cimento (10^{-7} m/s). Pode-se afirmar que estes valores são elevados para uso em barreiras de contenção, sendo que o valor mínimo recomendado para esta aplicação é de 10^{-9} m/s (DANIEL, 1993).

Figura 42: Condutividade hidráulica dos CPs ensaiados



Quanto aos recalques, a análise das Figuras 39 e 41 indica um notável efeito da inserção da solução de ácido sulfúrico sobre o comportamento de ambos os solos, cimentado e não cimentado. Observa-se um imediato e brusco aumento da taxa de recalques sob a ação da carga vertical constante de 280 kN/m^2 , caracterizando um colapso da estrutura do material e novamente evidenciando o efeito do ataque ácido. No entanto, a evolução dos recalques e a consequente redução de volume dos corpos de prova, quando analisadas de forma isolada, deveriam resultar na redução da condutividade hidráulica, como resultado da redução do índice de vazios. Conforme descrito no parágrafo precedente, esta redução foi observada somente para o solo cimentado, porém sem muita intensidade.

O comportamento observado está possivelmente relacionado aos diferentes mecanismos de interação entre a estrutura do solo, incluindo as ligações cimentantes, e a solução ácida, com efeitos antagônicos sobre a condutividade hidráulica. Por um lado, a redução do índice de vazios, em razão do colapso da estrutura, com a redução da condutividade hidráulica. Por outro, a provável formação de caminhos preferenciais, e o conseqüente aumento da condutividade hidráulica. O comportamento observado seria, portanto, a soma destes efeitos antagônicos. Desta forma, a análise da variação da condutividade hidráulica sem considerar os recalques não conduz a interpretações consistentes.

Timbola (2014) também observou o comportamento hidráulico deste mesmo material e relata que, a partir do início da percolação ácida, os recalques medidos refletem o efeito combinado da carga estática e da interação entre a solução ácida e a mistura argilosa compactada.

Por fim, constata-se, ainda, que a taxa de recalques foi maior para o solo sem cimentação, indicando que o ataque ácido à estrutura do solo, neste caso, ocorreu com maior intensidade. Em outras palavras, a presença da cimentação pode ter auxiliado, ao menos parcialmente, na preservação da estrutura do solo submetido à percolação ácida.

4.2.2 Solo arenoso

Os ensaios de condutividade hidráulica para o solo arenoso foram realizados com dois pesos específicos secos, 14,40 e 15,80 kN/m³, teores de cimento de 0 e 2%, e com 10% de umidade. Esses ensaios foram realizados da mesma maneira que os ensaios com o solo argiloso, primeiramente percolando água destilada e depois ácido sulfúrico. Juntamente com a condutividade hidráulica, foi monitorado o recalque dos corpos de prova e o pH da solução percolada. Todas as medições foram realizadas tanto durante a percolação com água, como com a solução ácida. O gradiente utilizado foi 33,33 em todos os ensaios.

Nas Figuras 43 e 44, são apresentados, respectivamente, os resultados conjuntos da condutividade hidráulica versus o pH do lixiviado e da condutividade hidráulica versus o recalque, para o corpo de prova com peso específico seco de 14,40 kN/m³ e 0% de cimento.

De forma semelhante, as Figuras 45 e 46 apresentam os resultados para o corpo de prova com peso específico seco de 14,40 kN/m³ e 2% de cimento.

As Figuras 47 e 48 apresentam os resultados para o corpo de prova com peso específico seco de $15,80 \text{ kN/m}^3$ e 0% de cimento e as Figuras 49 e 50, os resultados para o corpo de prova com peso específico seco de $15,80 \text{ kN/m}^3$ e 2% de cimento.

Figura 43: Condutividade hidráulica x pH para o CP03.

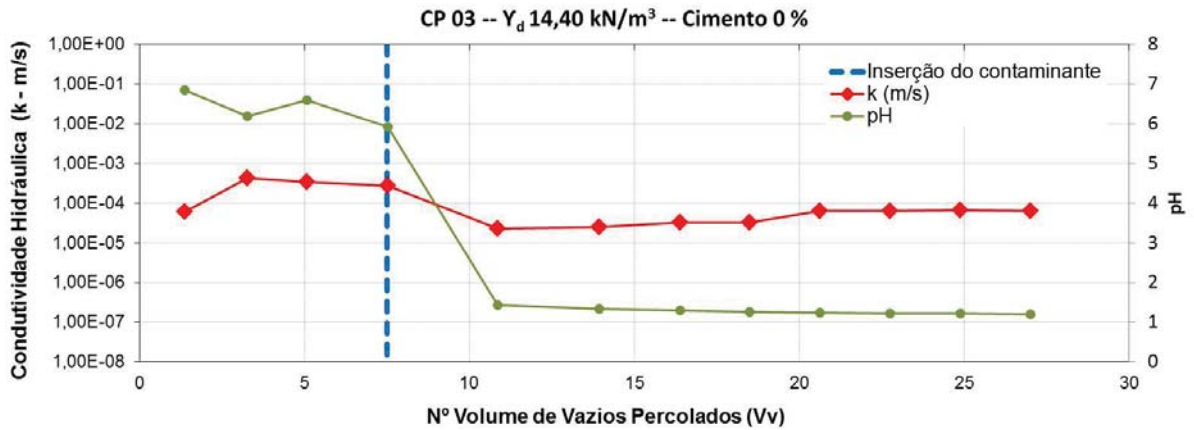


Figura 44: Condutividade hidráulica x recalque para o CP03

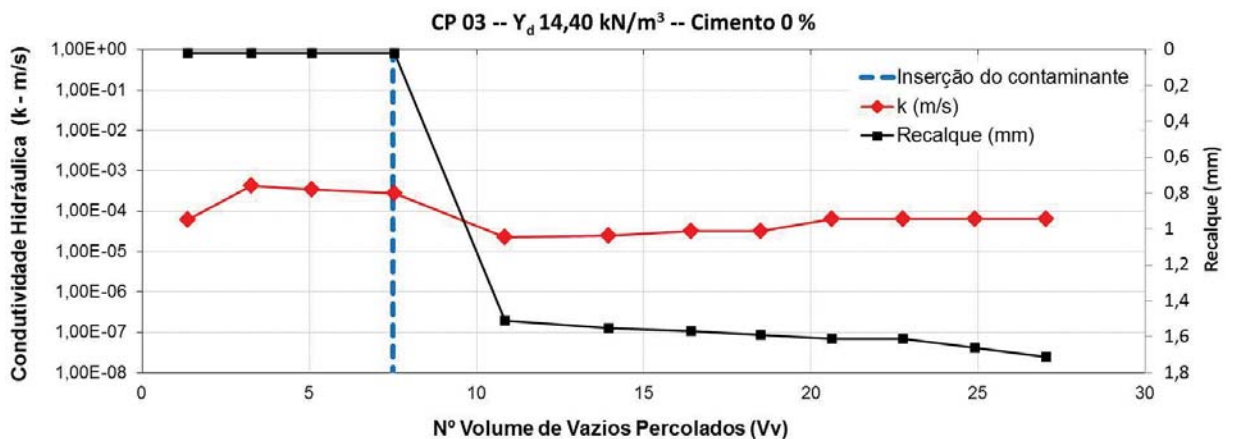


Figura 45: Condutividade hidráulica x pH para o CP04.

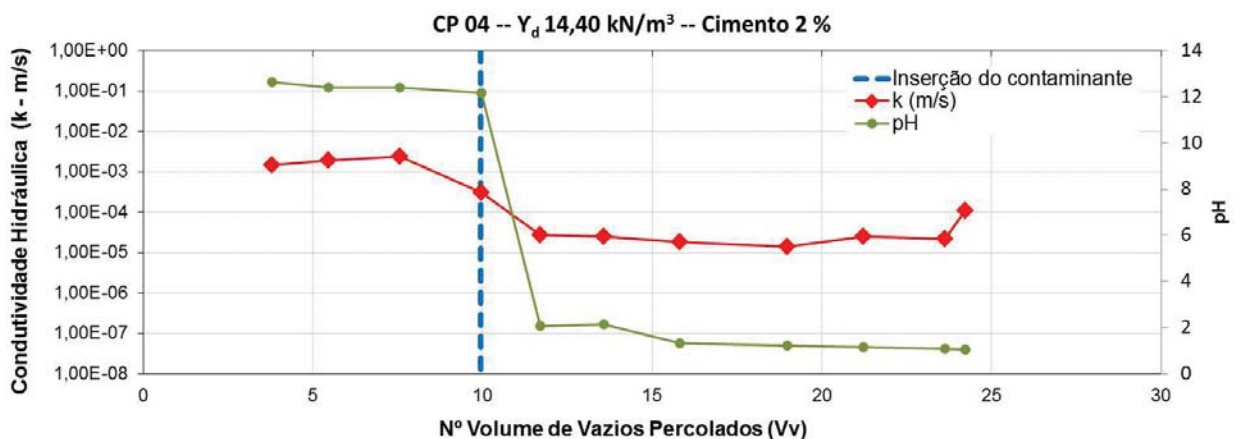


Figura 46: Condutividade hidráulica x recalque para o CP04.

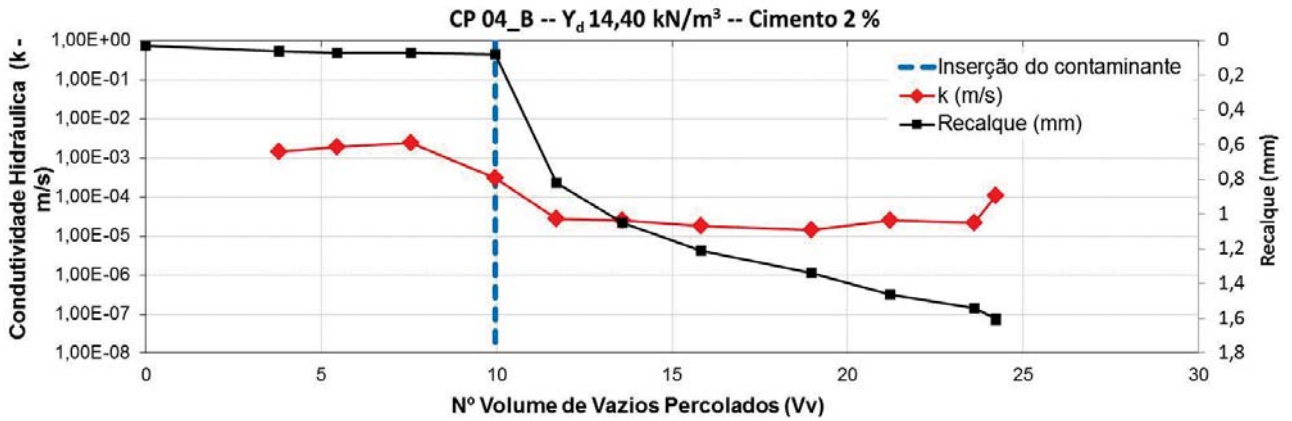


Figura 47: Condutividade hidráulica x pH para o CP05.

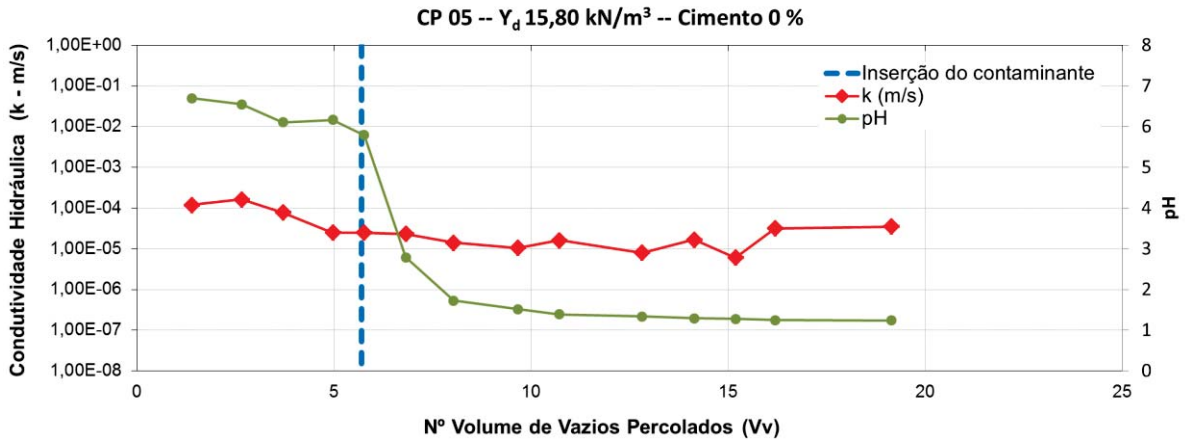


Figura 48: Condutividade hidráulica x recalque para o CP05.

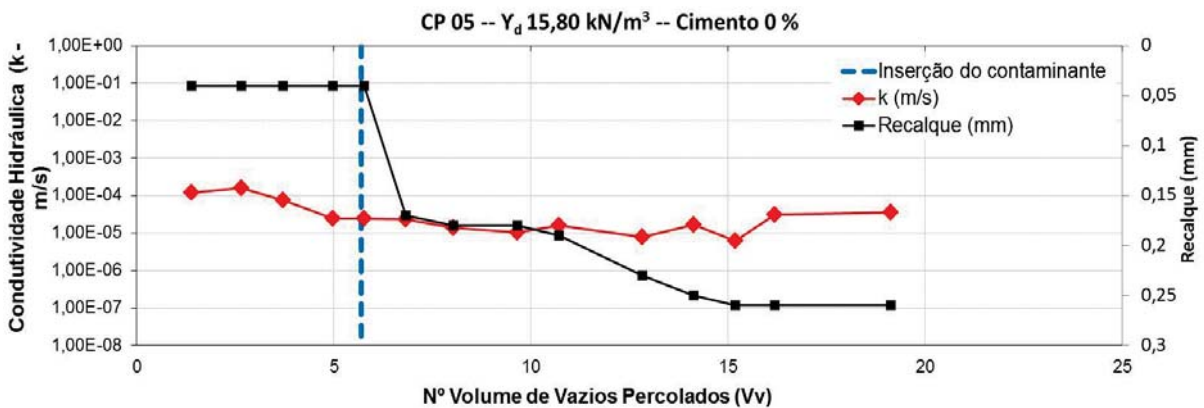


Figura 49: Condutividade hidráulica x pH para o CP06.

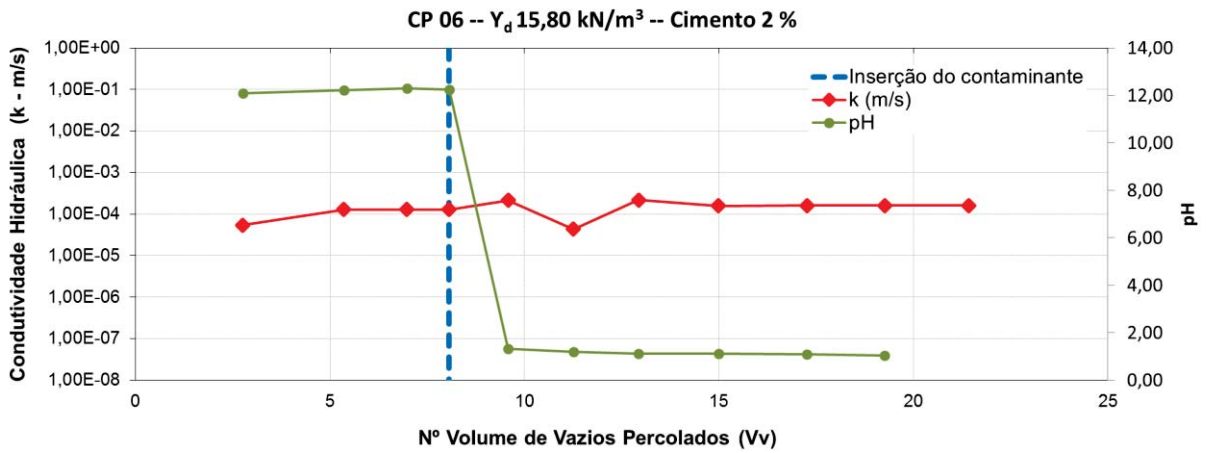
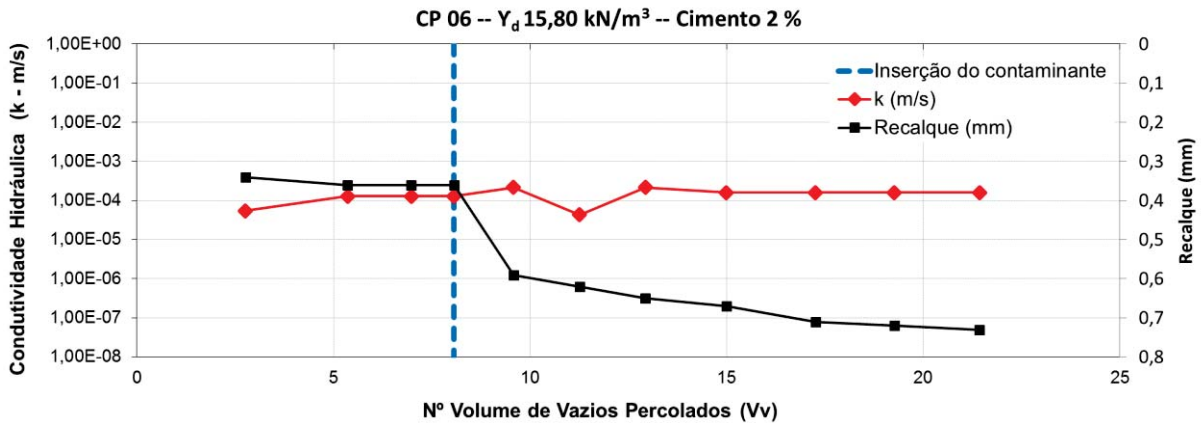


Figura 50: Condutividade hidráulica x recalque para o CP06.



As Figuras 51 e 52 reaperentam os gráficos de condutividade hidráulica combinados para os corpos de prova correspondentes ao peso específico seco de 14,40 e 15,80 KN/m³, respectivamente.

O comportamento do solo arenoso nestes ensaios foi qualitativamente semelhante àquele observado anteriormente para o solo argiloso, porém, como esperado, para a areia os valores de condutividade hidráulica foram maiores do que para argila. Pode-se observar que para todos os corpos de prova, a condutividade hidráulica com a percolação de água não variou muito. Os valores mais elevados de condutividade hidráulica, da ordem de 1,0E-03 m/s, foram observados para os corpos de prova com peso específico seco 14,40 kN/m³, com 0% e 2% de cimento (CP03 e CP04). Já os corpos de prova com peso específico de compactação de 15,80 kN/m³, com 0% e 2% de cimento, apresentaram valores médios de condutividade hidráulica da ordem de 1,0E-04 e 1,0E-06 m/s, respectivamente.

Figura 51: Condutividade hidráulica dos CPs com peso específico seco de 14,40 KN/m³.

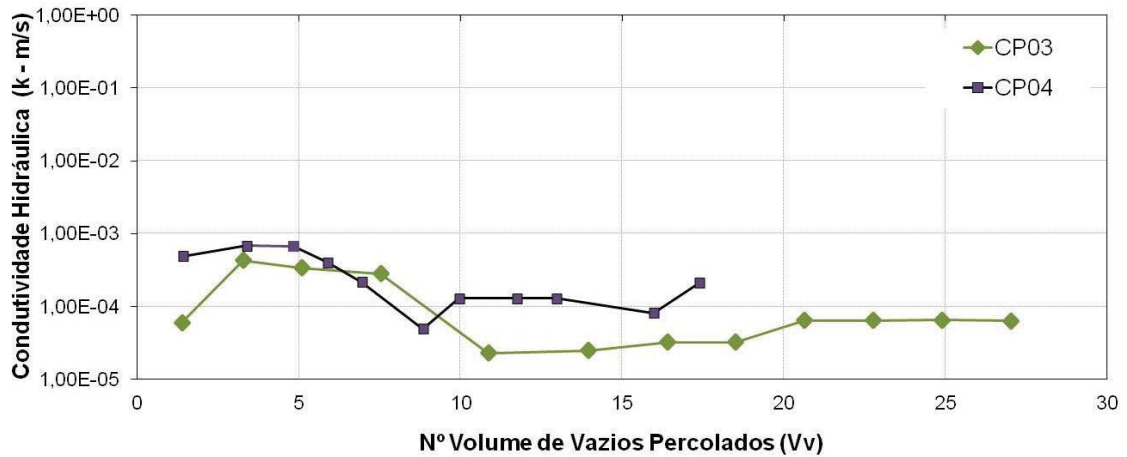
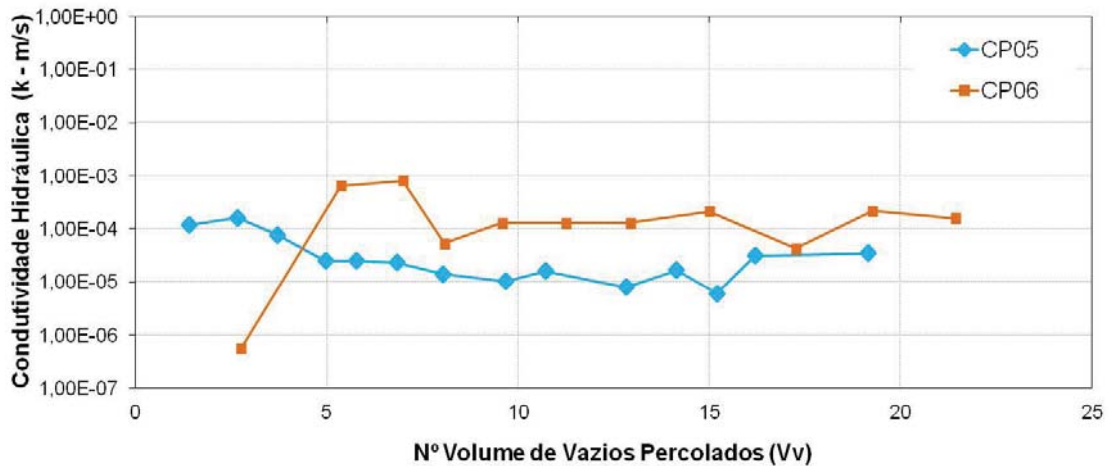


Figura 52: Condutividade hidráulica dos CPs com peso específico seco de 15,80 KN/m³.



4.3 Ensaios de medidas de rigidez

4.3.1 Solo argiloso

Os corpos de prova foram moldadas com peso específico seco de 14,50 kN/m³, teores de cimento de 0 e 2% de cimento, e 26% de umidade. Após a moldagem, foram realizados os ensaios de *bender elements* durante a percolação combinada de água destilada e solução ácida, com aplicação de carga vertical estática, seguindo o procedimento descrito anteriormente no item 3.3.7.

A Tabela 9 apresenta os resultados obtidos para o corpo de prova CP01, com peso específico de 14,50 kN/m³ e 0% de cimento. A Figura 53 mostra as variações do módulo de cisalhamento máximo e do recalque com o tempo de ensaio, até 33 dias (a linha tracejada vertical indica a inserção da solução de ácido sulfúrico).

Na Tabela 10 estão apresentados os resultados obtidos para o corpo de prova CP02 (peso específico de $14,50 \text{ kN/m}^3$ e 2% cimento). A Figura 56 apresenta a variação do módulo de cisalhamento máximo e do recalque com o tempo de ensaio, até 31 dias (novamente, a linha tracejada vertical indica a inserção da solução de ácido sulfúrico).

Tabela 9: Variação do módulo de cisalhamento para o CP01.

Tempo (dias)	Recalque (mm)	G_0 (MPa)	V_s (m/s)
1	-	6	84,500
2	0,34	7	93,750
3	0,21	9	107,14
6	0,18	37	214,28
8	0,24	32	200,00
9	0,25	32	200,00
12	0,25	22	166,66
13	0,26	20	157,89
15	0,27	20	157,89
20	0,25	18	150,00
22	0,26	30	193,54
23	0,36	46	240,00
26	0,58	43	230,76
28	0,66	32	200,00
30	0,71	21	162,16
32	0,76	16	142,85
33	0,75	6	84,500

Figura 53: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP1.

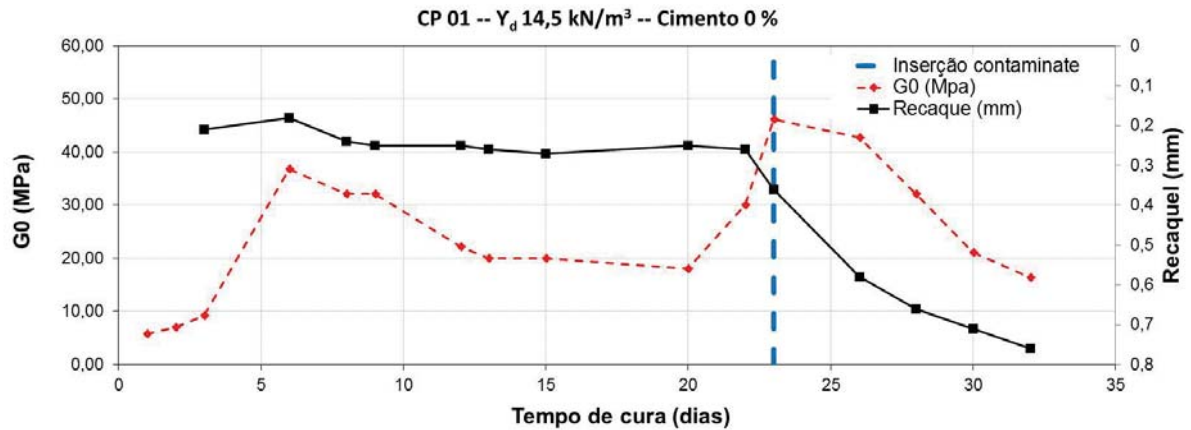
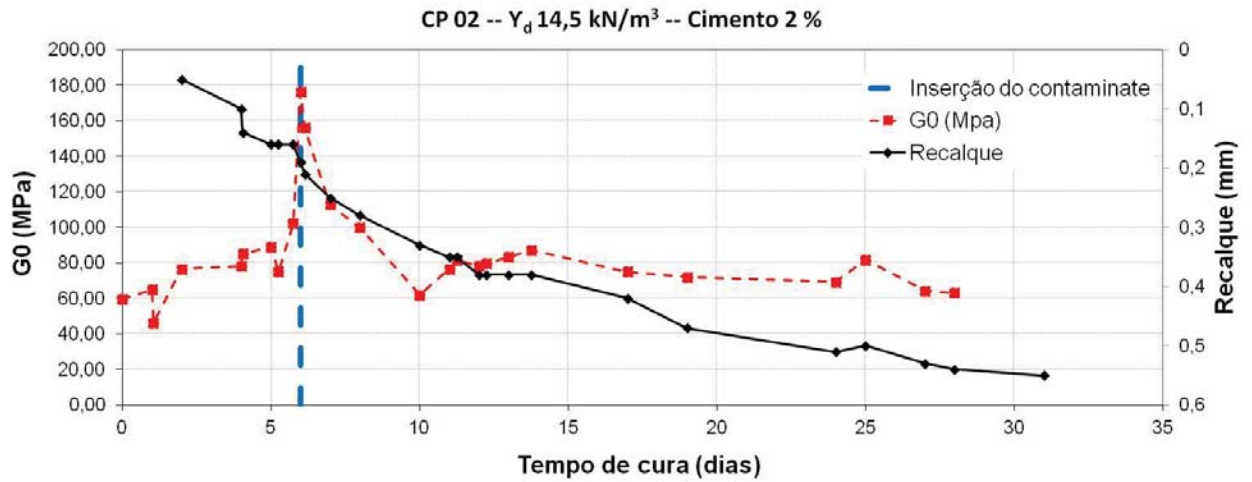


Tabela 10: Variação do módulo de cisalhamento para o CP02.

Tempo (dias)	Recalque (mm)	G ₀ (MPa)	V _s (m/s)
0	-	60	272,72
1	-	65	272,72
2	0,05	77	309,27
4	0,10	78	312,50
5	0,16	89	333,33
6	0,19	176	468,75
7	0,25	113	375,00
8	0,28	100	352,94
10	0,330	62	277,77
11	0,35	77	309,27
12	0,38	78	312,50
13	0,38	83	322,58
17	0,42	75	306,12
19	0,47	72	300,00
24	0,51	69	294,11
25	0,50	82	319,14
27	0,53	64	283,01
28	0,54	63	280,37
31	0,55	61	275,22

Figura 54: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP02.



O solo com adição de 2% de cimento apresentou valores de módulo cisalhante na faixa de 60 a 180 MPa, enquanto que o solo sem adição de cimento apresentou valores na faixa de 6 a 46 MPa, demonstrando claramente, como era esperado, o significativo efeito da adição de cimento sobre a rigidez do solo compactado. Estas faixas de valores são consistentes com os módulos obtidos por outros autores para materiais argilosos semelhantes ao estudado (HOADLEY, 1985; HEBMULLER, 1999; VARDANEGA, 2013), os quais ficam na faixa de 20 a 251 MPa.

Quanto ao efeito da percolação ácida, observa-se que com a inserção da solução de ácido sulfúrico houve um aumento imediato seguido de queda da rigidez, de forma mais clara para o solo cimentado. A hipótese mais plausível é que a variação da rigidez durante a percolação ácida resulta da superposição de diferentes mecanismos de modificação da estrutura do solo, muitas vezes de efeitos antagônicos: a degradação gradual da cimentação, a redução do índice de vazios médio, e a possível formação de zonas localizadas de maior condutividade hidráulica (caminhos preferenciais).

De fato, um dos possíveis resultados da percolação de ácidos fortes em solos, é a dissolução dos compostos cimentantes formados entre partículas, fazendo com que ocorra perda de rigidez (DANIEL, 1993).

Silva *et al.* (2009) estudaram amostras de solo artificialmente cimentadas e constataram, para as amostras com baixo teor de cimento, uma redução na rigidez com o aumento da tensão de confinamento, neste caso, mostrando a degradação da estrutura causada pelo aumento da pressão confinante. Da mesma forma, Consoli *et al.* (2000) investigaram experimentalmente o procedimento usual de obtenção da rigidez de solos cimentados em ensaios triaxiais

convencionais, fixando-se na influência das tensões confinantes antes e após formação da cimentação. Os autores verificaram que a degradação da cimentação, com a queda da rigidez, ocorreu somente nas amostras curadas sem confinamento, ao passo que nas amostras curadas sob tensão houve aumento da rigidez com a tensão confinante.

No presente estudo, contudo, a degradação da cimentação não está relacionada a alterações no estado de tensões, mas decorre da interação físico-química entre a solução ácida e os compostos do solo compactado.

A degradação da cimentação, no entanto, não explica o aumento imediato da rigidez após a inserção da solução ácida, nem tampouco a redução da rigidez observada para o solo sem adição de cimento. Quanto ao aumento imediato da rigidez, este pode ser explicado pelo colapso da estrutura do solo e redução do índice de vazios, conforme indica a evolução dos recalques nas figuras apresentadas. Por outro lado, a redução da rigidez do solo não cimentado observada durante a percolação ácida pode ser creditada a alterações estruturais como a formação de zonas localizadas de maior porosidade (caminhos preferenciais).

Os valores de módulo cisalhante obtidos, contudo, se mostraram coerentes com os valores encontrados na literatura, conforme ilustra a Tabela 11.

Tabela 11: Valores de Vs e módulo de cisalhamento para argilas.

Ano	Autor	Tipo de solo	Vs (m/s)	G _{máx} (Mpa)
1985	Hoadley	Argila mole	100 -150	-
1985	Hoadley	Argila rija	400 - 600	-
1999	Hebmuller	Argila mole (Porto Alegre)	55 - 100	-
2010	Barros <i>et al.</i>	Argilas areno-siltosas	211 – 359	87 – 251
2013	Vardanega	Vários tipos de argilas		20 – 180
2015	Presente trabalho	Argila (2% cimento)	272,72	46 - 176
2015	Presente trabalho	Argila (0% cimento)	84,50	6 - 46

4.3.2 Solo arenoso

Para os ensaios com solo arenoso, os corpos de prova foram moldados conforme os ensaios de condutividade hidráulica, com dois pesos específicos secos (14,40 e 15,80 kN/m³), teores de cimento de 0 e 2%, e com 10% de umidade. O gradiente hidráulico utilizado foi de 33,33.

A Tabela 12 apresenta os resultados obtidos para o corpo de prova CP03, com peso específico de $14,40 \text{ kN/m}^3$ e 0% de cimento. Na Tabela 13 estão apresentados os resultados obtidos para o corpo de prova CP04 (peso específico de $14,50 \text{ kN/m}^3$ e 2% cimento). Na Tabela 14 estão apresentados os resultados obtidos para o corpo de prova CP05 (peso específico de $15,80 \text{ kN/m}^3$ e 0% cimento). Na Tabela 15 estão apresentados os resultados obtidos para o corpo de prova CP06 (peso específico de $15,80 \text{ kN/m}^3$ e 2% cimento).

As Figuras 55 a 58, as quais correspondem às Tabelas 12 a 15, respectivamente, apresentam a variação do módulo de cisalhamento e do recalque com o tempo de ensaio.

Tabela 12: Variação do módulo de cisalhamento para o CP03.

Tempo (min.)	Recalque (mm)	G_0 (MPa)	V_s (m/s)
1	0,02	17	146,34
5	0,02	32	200,00
26	0,02	30	193,55
31	0,02	28	187,50
37	0,02	28	187,50
38	1,49	28	187,50
48	1,51	14	130,43
62	1,51	12	125,00
66	1,52	11	115,38
69	1,53	9	107,14
75	1,55	9	103,45
85	1,57	7	93,75
86	1,58	7	93,75
90	1,59	6	88,24
91	1,60	6	83,33
95	1,61	6	83,33
110	1,62	6	83,33

Figura 55: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP03.

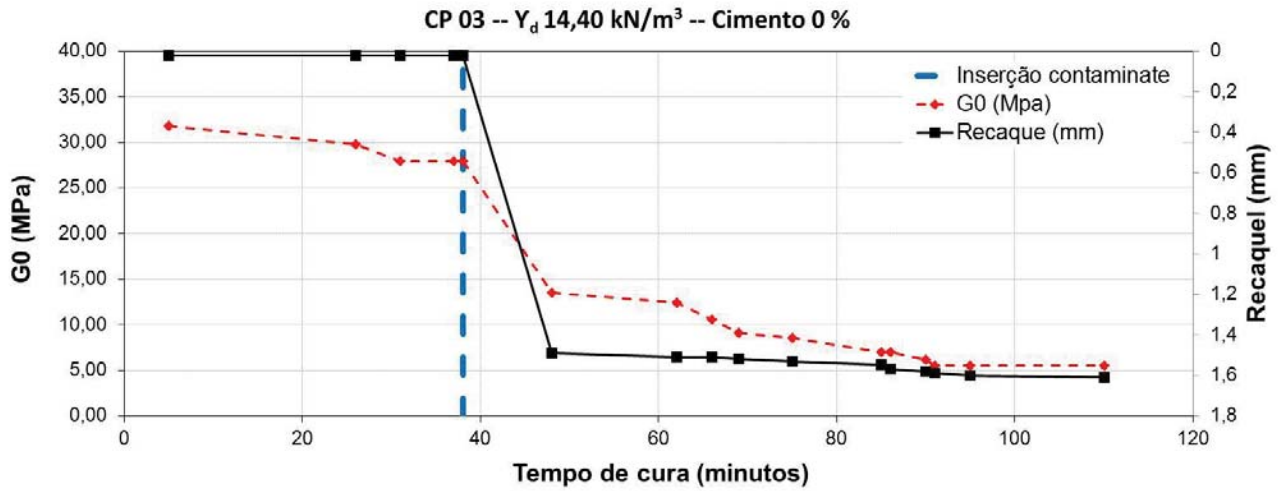


Tabela 13: Variação do módulo de cisalhamento para o CP04.

Tempo (min.)	Recaque (mm)	G ₀ (MPa)	V _s (m/s)
1	0,03	155	441,2
3	0,06	155	441,2
4	0,070	155	441,2
5	0,070	146	428,6
8	0,080	150	434,8
13	0,730	55	263,2
16	0,820	54	260,9
18	0,860	53	258,6
20	0,920	53	258,6
22	0,950	53	258,6
24	1,000	52	255,3
27	1,040	52	255,3
28	1,050	52	255,3
41	1,210	51	252,1
44	1,230	51	252,1
59	1,340	51	252,1
82	1,460	50	251,0
95	1,540	50	251,0
110	1,600	50	250,0
113	1,610	50	250,0

Figura 56: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP04.

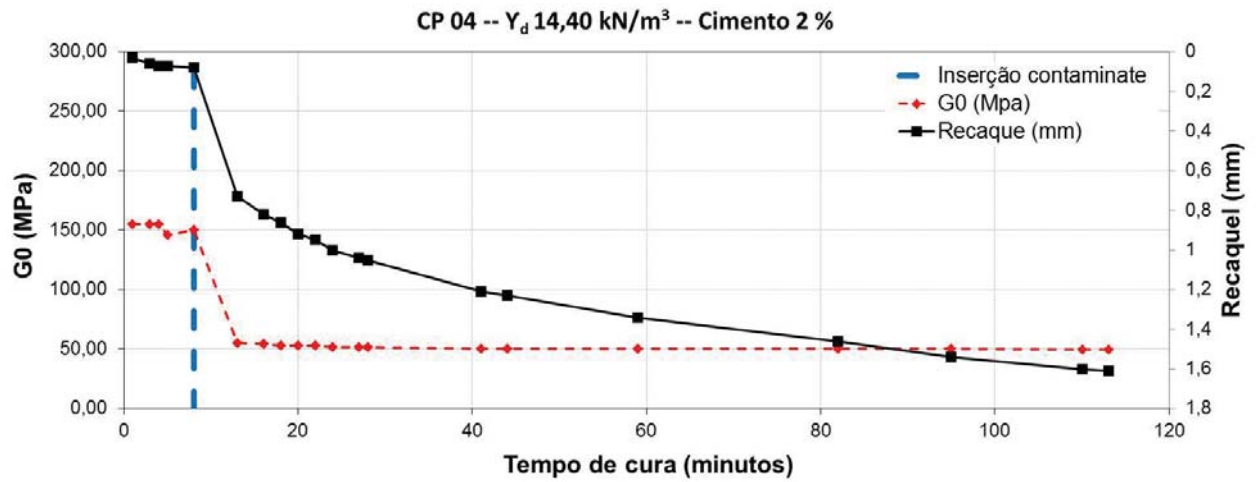


Tabela 14: Variação do módulo de cisalhamento para o CP05.

Tempo (min.)	Recalque (mm)	G_0 (MPa)	V_s (m/s)
1	0,03	26	409,71
12	0,03	40	214,29
20	0,03	40	214,29
24	0,03	37	206,90
31	0,04	37	206,90
34	0,04	37	206,90
40	0,04	37	206,90
41	0,04	37	206,90
47	0,06	37	206,90
53	0,06	37	206,90
55	0,06	37	205,48
60	0,13	33	193,55
71	0,16	21	153,85
79	0,17	20	151,90
102	0,18	21	153,85
131	0,18	21	153,85
147	0,21	18	142,86
164	0,21	16	133,33
188	0,23	16	133,33
203	0,25	13	120,00
212	0,25	13	120,00
268	0,25	11	111,11
278	0,25	11	111,11
287	0,26	9	103,45
328	0,26	9	100,00

Figura 57: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP05.

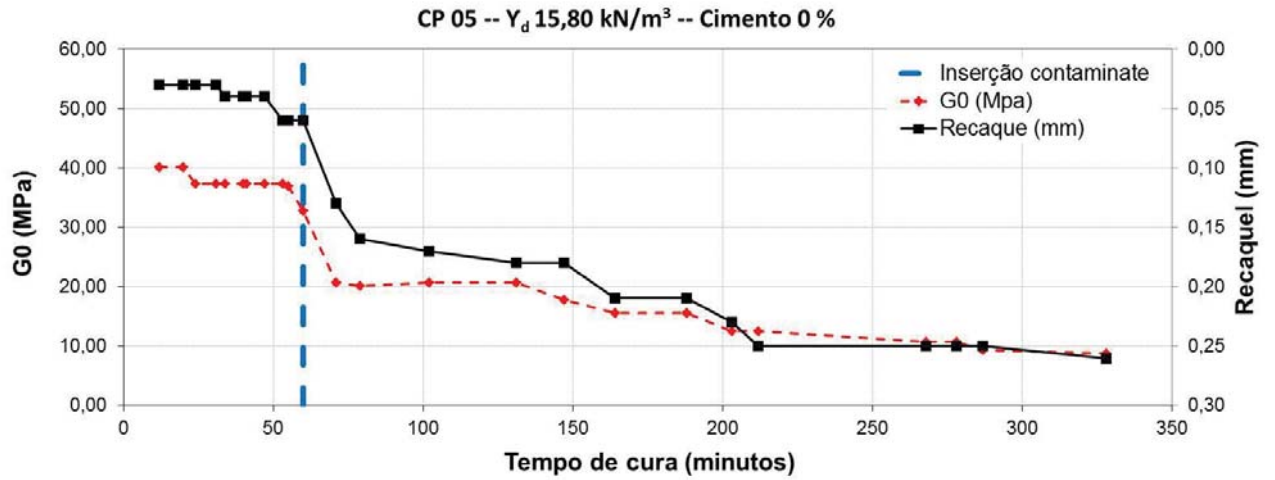
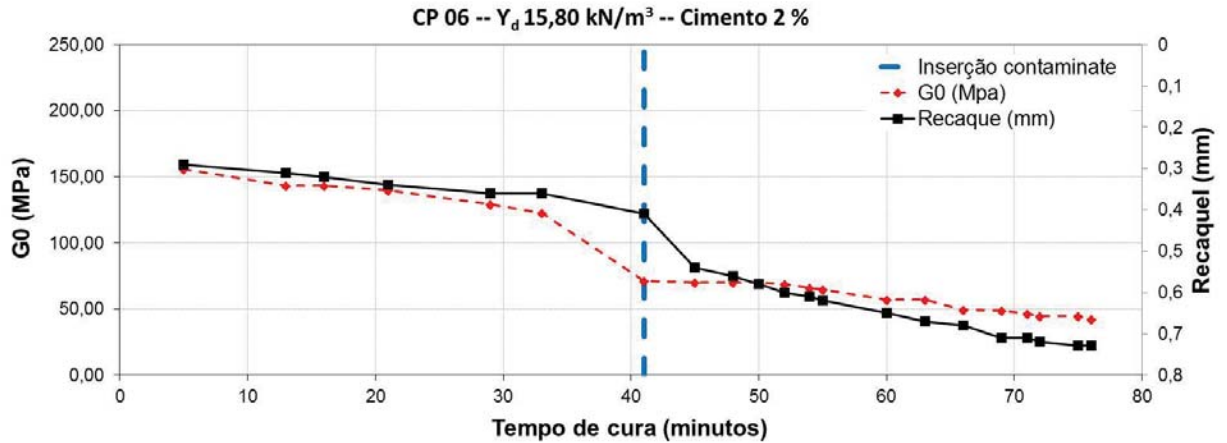


Tabela 15: Variação do módulo de cisalhamento para o CP06.

Tempo (min.)	$\Delta H/H$ (mm)	G_0 (MPa)	V_s (m/s)
5	0,29	156	422,54
13	0,31	143	405,41
16	0,32	143	405,41
21	0,34	140	400,00
29	0,36	129	384,62
33	0,36	123	375,00
41	0,41	71	285,71
45	0,54	70	283,02
48	0,56	70	283,02
50	0,58	70	283,02
52	0,60	69	280,37
54	0,61	66	275,23
55	0,62	65	272,73
60	0,65	57	255,32
63	0,67	57	255,32
66	0,68	49	238,10
69	0,71	49	236,22
71	0,71	46	230,77
72	0,72	44	225,56
75	0,73	44	225,56
76	0,73	42	220,59

Figura 58: Módulo de cisalhamento x recalque para o CP06.



Os corpos de prova de areia apresentaram valores para o módulo cisalhante em acordo com os encontrados na literatura (Tabela 16), com variação entre 17 e 26 MPa e 155 a 156 MPa, para os corpos de prova sem e com cimentação, respectivamente.

Diferentemente dos resultados obtidos para o solo argiloso, não foi observado o aumento da rigidez imediatamente após a inserção da solução ácida. De resto, no entanto, as respostas de ambos os solos foram qualitativamente semelhantes, isto é, uma vez iniciada a percolação ácida, houve queda contínua da rigidez e aumento dos recalques, até a estabilização ao final do ensaio. Novamente, a explicação para o comportamento observado repousa na hipótese de superposição de diferentes mecanismos de degradação estrutural.

Tabela 16: Valores típicos de Vs ou módulo de cisalhamento para Areia de Osório

Ano	Autor	Vs (m/s)	G _{máx} (Mpa)
2002	Vendrusculo	-	200
2010	Almeida e Silva	70 - 120	-
2012	Fonini (0% cimento)	-	18 - 25
2012	Fonini (2% cimento)	-	250 - 500
2015	Presente trabalho (0% cimento)	-	6 - 26
2015	Presente trabalho (2% cimento)	220 - 422	42 - 156

4.4 Ensaios de resistência à tração por compressão diametral

4.4.1 Solo argiloso

Para o cálculo da resistência diametral, foi utilizada a fórmula apresentada na norma brasileira NBR 7222 (ABNT, 1983), a qual é apresentada na Equação 13, em que σ_R é a resistência a tração em (kgf/cm²), F é a carga de ruptura em (kgf), D é o diâmetro do corpo de prova em (cm) e H é a altura do corpo de prova em (cm).

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi DH} \quad (13)$$

Os ensaios de compressão diametral foram realizados de acordo com a metodologia apresentada no Capítulo 3. Na Tabela 17 estão apresentados os resultados de compressão diametral para os corpos de prova moldados com solo argiloso, peso específico de 14,50 kN/m³ e teores de cimento de 0% e 2%, submetidos à percolação com água destilada e ácido sulfúrico.

Tabela 17: Valores resistência à compressão diametral para o solo argiloso

Amostra	Peso específico seco (kN/m³)	Cimento (%)	Solução contaminante	Recalque (mm)	Resistência diametral (kPa)
CP01	14,50	0	2	0,76	18,30
CP02	14,50	2	2	0,54	36,70
CP01_B	14,50	0	0	0,89	18,50
CP01_C	14,50	0	0	0,58	20,10
CP02_B	14,50	2	0	0,24	30,50
CP02_C	14,50	2	0	0,18	26,70

Pela análise da Tabela 17, pode-se verificar que os corpos de prova cimentados apresentaram maiores resistência à tração em comparação aos corpos de prova sem cimento, quando percolados com solução ácida. O mesmo comportamento ocorreu quando os corpos de prova foram percolados somente com água destilada. Neste caso, verifica-se que o cimento tem grande influência na resistência à compressão diametral.

Comparin (2014) realizou ensaios com pesos específicos de 14,5, 15,0 e 15,5 kN/m³ e observou que a resistência à tração aumentou conforme o acréscimo do teor de cimento e o peso específico de compactação do material, como era esperado. Para as amostras com peso específico de compactação 14,50 kN/m³ e 2% de cimento, o aumento de resistência foi de aproximadamente 29% em comparação com amostras de mesmo peso específico e 0% de cimento. Para amostras com peso específico seco igual a 15,50 kN/m³ e 2% de cimento, o aumento de resistência foi de 55%. Já o acréscimo de 1% de cimento nas amostras com 15,0 kN/m³ não resultou em mudança significativa da resistência, contrariando a expectativa.

4.4.2 Solo arenoso

Os ensaios foram realizados de acordo com a metodologia apresentada no Capítulo 3 e foram divididos conforme o gradiente hidráulico aplicado no ensaio.

Na Tabela 18 e na Figura 59 estão apresentados os resultados de compressão diametral para os corpos de prova moldados com solo arenoso, com peso específico de 14,40 e 15,80 kN/m³ e teores de cimento de 0% e 2%, submetidos somente à percolação de água destilada, com gradiente hidráulico de 33,30.

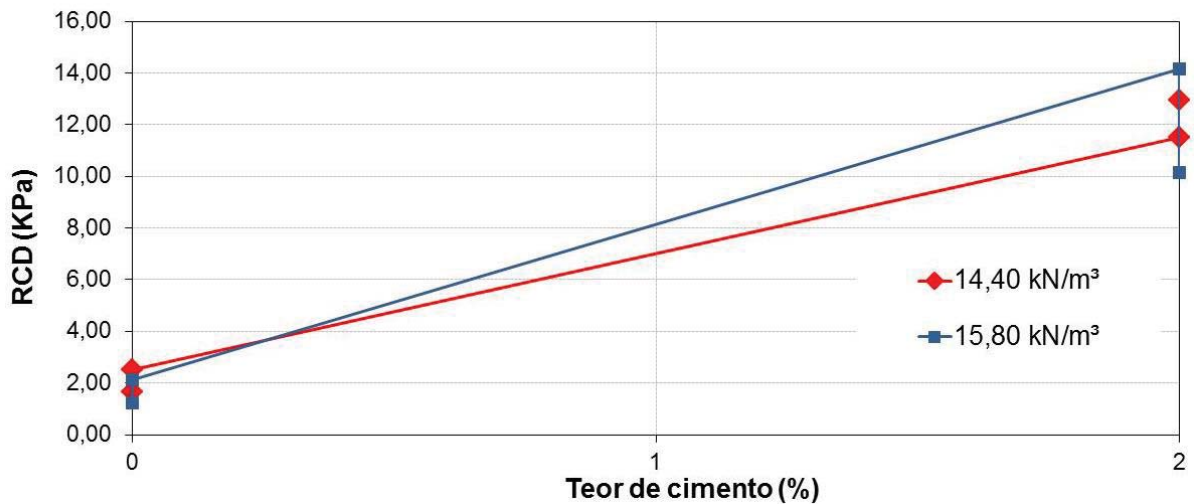
Quanto aos corpos de prova percolados com solução ácida, não foi possível a recuperação de amostras integras após o ensaio, mesmo quando cimentadas.

Tabela 18: Valores resistência à compressão diametral para o solo arenoso percolado com água e com gradiente hidráulico de 33,30.

Amostra	Peso específico seco (kN/m³)	Cimento (%)	Recalque (mm)	Resistência diametral (kPa)
CP03_A	14,40	0	0,13	1,67
CP03_B	14,40	0	0,46	2,51
CP04_A	14,40	2	0,19	11,52
CP04_B	14,40	2	0,14	12,95
CP05_A	15,80	0	0,17	1,23
CP05_B	15,80	0	0,13	2,12
CP06_A	15,80	2	0,14	14,16
CP06_B	15,80	2	0,08	10,16

Como esperado, a resistência à compressão diametral dos corpos de prova com cimentação é maior do que a observada para os corpos de prova sem cimentação, sendo que o menor valor encontrado (1,23 kPa) foi para o CP05 (15,80 KN/m³ e 0%) e o maior valor 14,16 kPa foi para o CP06, que apresenta o maior peso específico seco e o maior teor de cimentação (15,80 KN/m³ e 2%, respectivamente).

Figura 59: Resistência à compressão diametral x % de cimento em amostras percoladas com água destilada e gradiente hidráulico de 33,33.



Na Tabela 19 e na Figura 60 estão apresentados os resultados de compressão diametral para os corpos de prova moldados, com solo arenoso, com pesos específicos secos de 14,40 e 15,80 kN/m³, teores de cimento de 0% e 2%, submetidos somente à percolação com água destilada e gradiente hidráulico de 3,30.

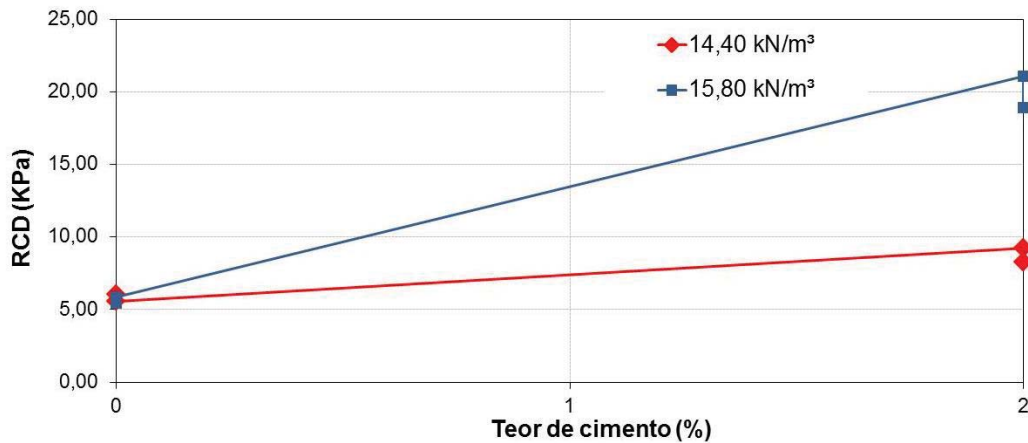
Tabela 19: Resistência à compressão diametral para o solo arenoso percolado com água destilada e gradiente de 3,30.

Amostra	Peso específico seco (kN/m³)	Cimento (%)	Recalque (mm)	Resistência diametral (kPa)
CP03_A	14,40	0	0,52	6,06
CP03_B	14,40	0	0,52	5,59
CP04_A	14,40	2	0,81	9,25
CP04_B	14,40	2	0,65	8,24
CP05_A	15,80	0	0,19	5,44
CP05_B	15,80	0	0,25	5,86

CP06_A	15,80	2	0,12	21,05
CP06_B	15,80	2	0,11	18,89

Os valores de resistência a compressão diametral para os corpos de prova submetidos a um gradiente menor, foram em geral menores do que os encontrados para o gradiente de 33,30, com exceção do CP06. O menor valor foi de 5,44 kPa (CP05) e o maior para o CP06 (21,05 kPa).

Figura 60: Resistência à compressão diametral x % de cimento em amostras percoladas com água destilada e gradiente hidráulico de 3,30.



4.5 Análises complementares do comportamento do solo com percolação ácida

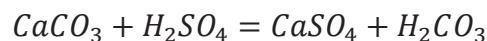
Este item da dissertação foi realizado com o objetivo de melhor compreender, do ponto de vista químico e microestrutural, o que realmente ocorreu nas amostras de areia, com e sem cimento, devido à percolação de soluções ácidas, principalmente no que diz respeito à redução da rigidez e da resistência, conforme evidencia a Figura 61.

Figura 61: Corpo de prova após percolação com ácido sulfúrico.



4.5.1 Alterações na composição química

Têm-se assim as seguintes reações a partir do contato entre o cimento Portland e o ácido sulfúrico:



Onde:

$CaSO_4$ é gipsita;

H_2CO_3 é ácido carbônico;

O sulfato de cálcio é um dos elementos químicos formados a partir do ataque do ácido sulfúrico ao cimento, o qual possui coloração branca e baixa resistência. Este elemento é formado tanto a partir de cimentos ainda não hidratados quanto em misturas na qual o cimento já se encontra endurecido e hidratado há algum tempo, dissolvendo assim as ligações cimentantes, fato este que pode resultar em alterações das propriedades mecânicas do material, tais como rigidez e resistência. O ácido carbônico, segundo elemento formado a partir do ataque ácido ao cimento, é considerado como sendo um ácido fraco, empregado comercialmente como elemento gaseificante das águas minerais e refrigerantes.

4.5.2 Alterações na distribuição granulométrica

Para verificar o efeito do ataque ácido ao solo arenoso, foram realizados ensaios de granulometria na areia (sem cimento) após a percolação com água e ácido sulfúrico, os quais foram divididos de acordo com o gradiente hidráulico utilizado (33,33 e 3,30), para que também fosse verificada a influência deste parâmetro.

A Tabela 20 mostra os resultados dos ensaios com o gradiente hidráulico de 33,30. Na Figura 62 são apresentadas as 4 curvas granulométricas para os corpos de prova ensaiados, onde podem ser observadas as diferenças granulométricas entre os materiais.

Conforme se observa nos resultados dos ensaios as curvas obtidas apresentam diferenças entre si, indicando algum efeito da percolação ácida ou do elevado gradiente hidráulico utilizado.

A Tabela 21 mostra os resultados dos ensaios de granulometria para a areia com o gradiente hidráulico de 3,30. Na Figura 63 são apresentadas as 4 curvas granulométricas para os corpos de prova ensaiados.

Tabela 20: Distribuição granulométrica dos corpos de prova (gradiente hidráulico 33,33)

Abertura da peneira (mm)	% Passante			
	CP5_A (15,80 - 0%)	CP5_C (15,80 - 0%)	CP6_A (15,80 - 2%)	CP6_C (15,80 - 2%0)
2,00	100,00	100,00	100,00	99,88
1,68	100,00	99,93	100,00	99,63
1,19	99,98	99,84	100,00	99,35
0,84	99,97	99,55	99,97	99,08
0,59	99,97	99,08	99,82	98,93
0,42	99,76	98,32	99,26	98,57
0,297	96,95	91,64	96,58	92,61
0,250	84,04	68,07	85,36	77,23
0,177	44,04	18,86	62,83	38,68
0,149	41,46	17,83	49,50	28,49
0,074	23,54	1,88	2,50	2,01

Figura 62: Distribuição granulométrica dos corpos de prova ensaiados (gradiente hidráulico 33,33)

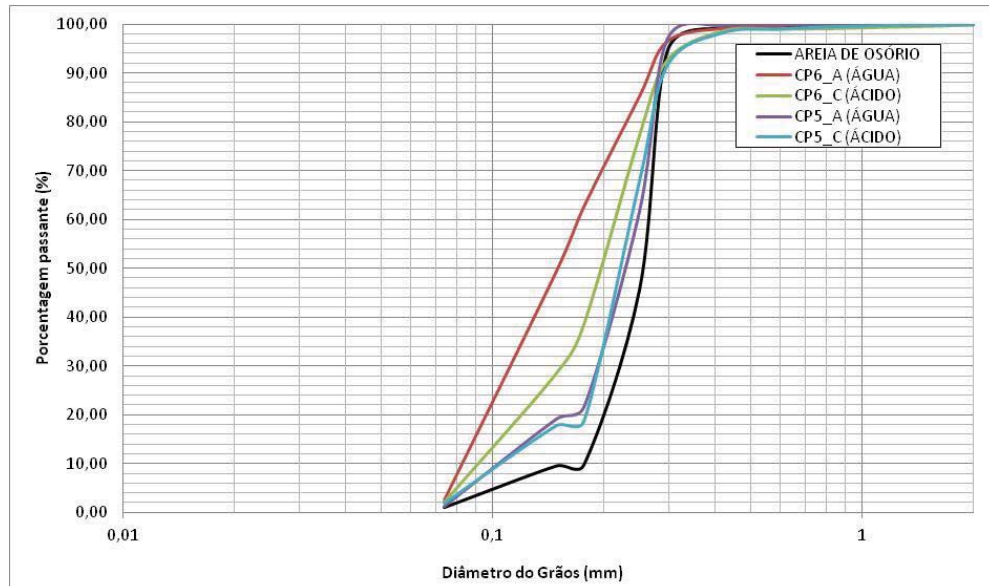
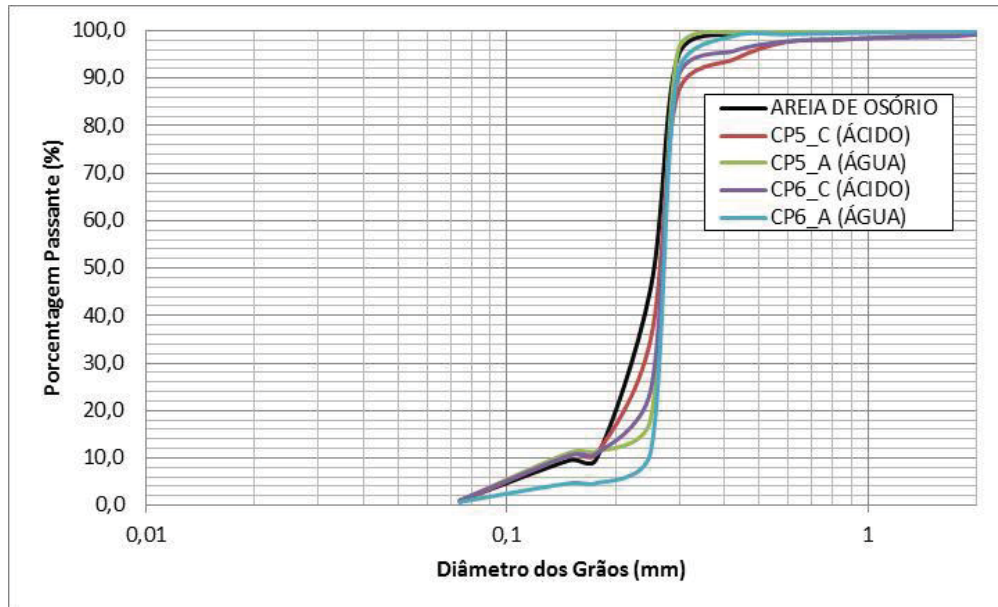


Tabela 21: Distribuição granulométrica dos corpos de prova (gradiente hidráulico 3,30)

Abertura da peneira (mm)	% Passante			
	CP5_A	CP5_C	CP6_A	CP6_C
	(15,80 - 0%)	(15,80 - 0%)	(15,80 - 2%)	(15,80 - 2%0)
2,00	100,0	99,4	99,9	99,2
1,68	100,0	99,0	99,8	98,8
1,19	100,0	98,8	99,7	98,6
0,84	100,0	98,1	99,5	98,3
0,59	100,0	97,6	99,2	97,8
0,42	99,6	94,0	98,8	95,7
0,297	95,6	86,8	91,0	90,0
0,250	18,2	35,0	11,2	24,3
0,177	11,4	11,0	4,7	11,0
0,149	11,2	10,7	4,7	10,6
0,074	1,1	0,7	0,8	1,1

Figura 63: Distribuição granulométrica dos corpos de prova ensaiados (gradiente hidráulico 3,30)



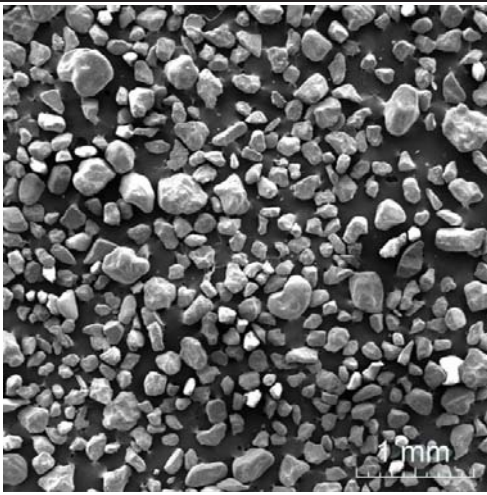
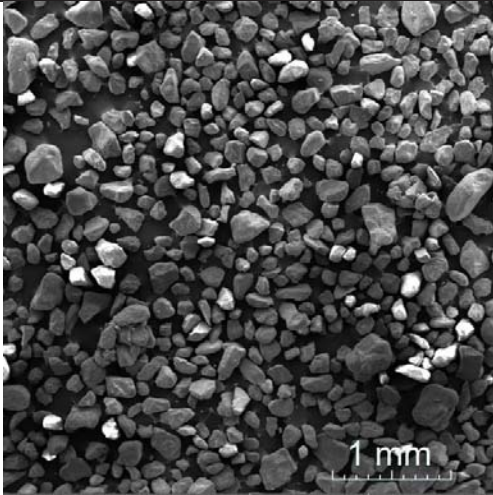
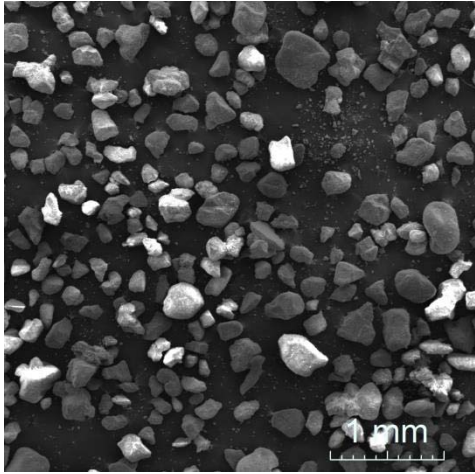
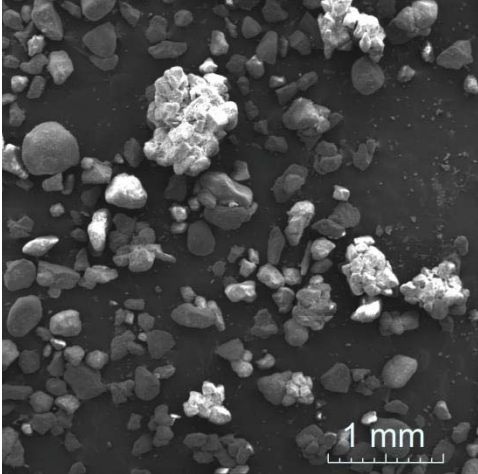
Observa-se que, neste caso, as curvas granulométricas não indicam grandes diferenças, refutando a hipótese de ataque ácido às partículas do solo, porém evidenciando a possibilidade de um efeito do elevado gradiente hidráulico.

4.5.3 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

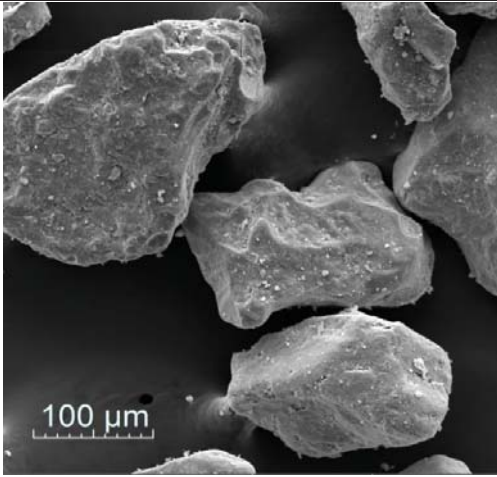
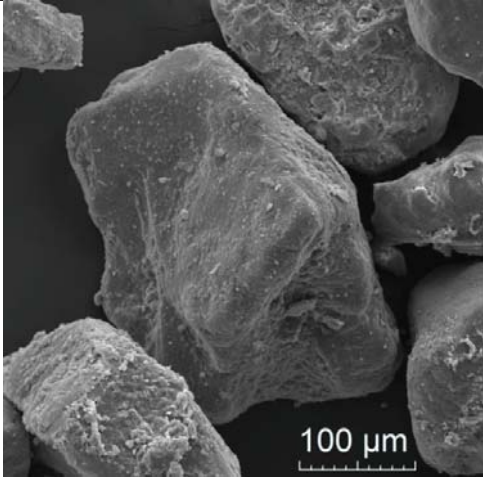
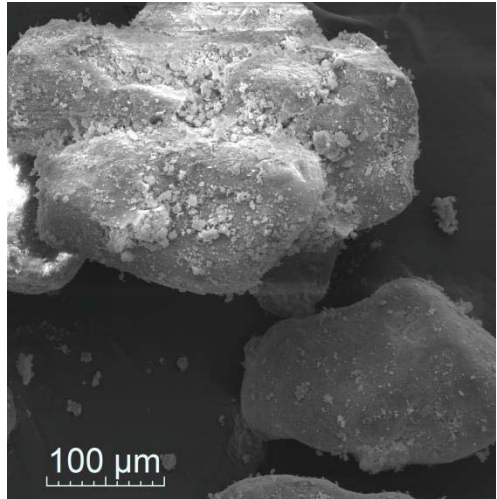
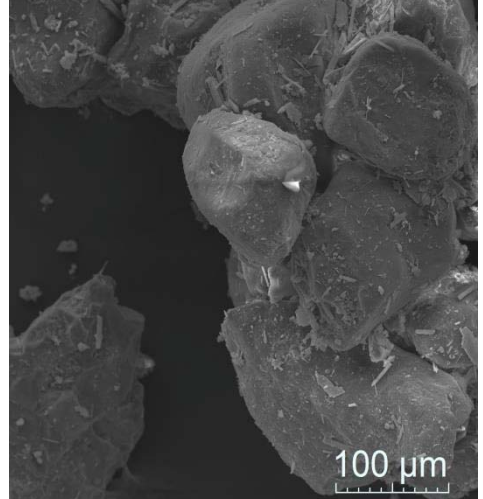
Os Quadros 5 e 6 apresentam os resultados da microestrutura eletrônica de varredura (MEV), obtidas no modo de elétrons retroespalhados, com 100x e 1000x de ampliação, respectivamente. Na análise dessas imagens não há qualquer indicação de alteração da granulometria ou morfologia das partículas da areia.

Na Microscopia Eletrônica de Varredura do CP04, a ampliação permitiu perceber o agrupamento dos grãos de areia com o cimento.

Quadro 5: Visualização da microestrutura por meio de imagem de Microscopia Eletrônica de Varredura – Modo Elétrons Retroespalhados – Ampliação 100x.

Amostra	Percolação	
	Água	Solução ácida
CP3 (14,40 – 0%)		
CP4 (14,40 – 2%)		

Quadro 6: Visualização da microestrutura por meio de imagem de Microscopia Eletrônica de Varredura – Modo Elétrons Retroespalhados – Ampliação 1000x.

Amostra	Percolação	
	Água	Solução ácida
CP3 (14,40 – 0%)		
CP4 (14,40 – 2%)		

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo é apresentada a síntese do conhecimento científico construído acerca do comportamento hidráulico e mecânico de um solo compactado, para fins de utilização como barreira impermeável de contenção de resíduos sólidos, na situação de percolação por solução de ácido sulfúrico na concentração de 2%.

5.1 Conclusões

- a) O desenvolvimento desse estudo demonstrou que a condutividade hidráulica do solo argiloso avaliado neste trabalho é da ordem de 10^{-6} m/s. Este valor é elevado quando comparado com os limites encontrados na literatura para barreiras impermeáveis (10^{-9} m/s);
- b) Os resultados indicaram uma redução da condutividade hidráulica com a percolação da solução ácida, a qual pode ser influenciada pelos recalques. O recalque aumentou drasticamente a partir da introdução do contaminante ácido;
- c) No que se refere ao comportamento mecânico dos solos, os ensaios executados demonstram que a rigidez, com o início da fase ácida, sofreu um aumento inicial (apenas para o solo argiloso) e posterior redução (assim como a resistência) até a estabilização ao final dos ensaios, indicando a ocorrência de diferentes mecanismos de modificação da estrutura do solo: a degradação gradual da cimentação, a redução do índice de vazios médio, e a possível formação de caminhos preferenciais de percolação. Os valores obtidos para a rigidez se mostraram coerentes com valores de referência encontrados na literatura;

5.2 SUGESTOES PARA TRABALHOS FUTUROS

Serão apresentadas algumas sugestões que poderão enriquecer ainda mais o conhecimento a respeito do assunto abordado:

- a) Devido ao fato de ter sido realizado um pequeno número de ensaios de rigidez, recomenda-se realizar repetições desses ensaios e utilizar diferentes pesos específicos secos;
- b) Avaliar diferentes teores de cimento para simulação de barreiras impermeáveis;

- c) Repetir dos testes preliminares, com realização de número maior de ensaios;
- d) Realizar um número maior de ensaios, também de resistência a compressão diametral;
- e) Realizar ensaios mecânicos de rigidez em amostras branco,
- f) Realizar ensaios em outros tipos de solos;
- g) Comparar outras metodologias de ensaios para determinação do parâmetro rigidez.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, M. F. *et al.* Compression and shear wave propagation in cemented-sand specimens. *Géotechnique Letters* 1, 79-84, 2011.

ALMEIDA E SILVA. **Estudo de liquefação estática e cíclica de um silte com recurso a ensaios triaxiais com bender elements**. Dissertação (Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto). Lisboa. 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **D1973**: Standard Guide for Design of a Liner System for Containment of Wastes. Philadelphia, 1991.13 p.

_____. **D2487**: Standard Classification of Soils for Engineering Purposes. Philadelphia. 1993. 11.p

ARULNATHAN, R., BOULANGER, R. W., RIEMER, M. F. Analysis of Bender Element Tests. *Geotech. Test.*, Vol. 21, No. 2, pp. 120–131, 1998.

ASAKA, Y., ZHOU, Y.G., ABE, T., CHEN, Y.M. Surface-mounted bender elements for measuring horizontal shear wave velocity of soils. *Journal of Zhejiang University Science A*, 9 (11):1490-1496, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Guia Prático de Utilização do cimento Portland**: Boletim técnico. 7. Ed. São Paulo: ABCP. 2002. 28. P Disponível em: <http://www.abcp.org.br/downloads/arquivos_pdf/BT106_2003.pdf>. Acessoem: 31 Out. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. 1994.

_____. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. 1984.

ATKINSON, J. H. Non-linear soil stiffness in routine design. *Geotechnique*, Vol. 50, n. 5, pp. 487-508. 2002.

AUSTIN, T. **Landfill-cover conflict**. Civil Engineering, New York, v. 62, n. 12, p. 70-71, 1992.

BASSO, J. B. **Transporte e retenção K, Cu e Cl em uma mistura compactada de solos lateríticos para uso em barreiras selantes**: Procedimentos de homogeneização da mistura e adaptações em equipamento de percolação em colunas. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Carlos, São Paulo - SP, 2003.

BARROS, J.M.C., SILVEIRA, R.M.S., AMARAL, C.S. Comparação entre os Valores de Módulo de Cisalhamento Máximo ($G_{máx}$) obtidos no Ensaio de Coluna Ressonante e com o emprego de *Bender Elements*. Disponível em: <http://www.researchgate.net/profile/Jose_Barros17/publication/271702014_Comparao_entre_os_Valores_de_Mdulo_de_Cisalhamento_Mximo_%28Gmx%29_obtidos_no_Ensaio_de_Coluna_Ressonante_e_com_o_emprego_de_Bender_Elements/links/54cf85de0cf24601c093b2a4.pdf>. Acesso em: 05 jan. 2015.

BARROS, J.M.C. **Fatores que afetam o módulo de distorção dinâmico dos solos**. Tese (Doutorado em Engenharia) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1996.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul). Porto Alegre - RS. 2010.

BELLEZA, I.; PASQUALINI, E. Hydraulic performance of soil-cement liners. *GeoEnvironmental 97 Rotterdam: A. A. Balkema*. p.271-276, 1997.

BRIGNOLI, E.G.M., GOTTI, M., STOKOE, K.H. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. *Geotechnical Testing Journal*, 19(4), 384-397.

CHAN, C. Bender element test in soil specimens: identifying the shear wave arrival time. *EJGE – Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Vol. 15, 2010.

CHAN, C. On the interpretation of shear wave velocity from bender element tests. Universiti Tun Hussein Onn Malaysia, Research Centre for Soft Soils (RECESS). *Acta Technica Corviniensis-Bulletin of Engineering Fascicule 1*. Johor, Malaysia, 2012.

CHO, W. AND FINNO, R. J. Stress-strain responses of block samples of compressible chicago glacial clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1):178-188, 2010.

CLAYTON, C. R. I. Stiffness at small strain: research and practice. *Géotechnique*, 61, n. 1, 5-37, 2011.

CLAYTON, C. R. I., HEYMANN, G. Stiffness of geomaterials at very small strains. *Géotechnique*, 51, n.3, 245-255, 2001.

CLOUGH, W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C.; RAD, N.S. Cemented sands under static loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.

COMPARIN, I. **Avaliação das Propriedades Mecânicas de Geomateriais Submetidos á Percolação de Lixiviados Ácidos**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental) Universidade de Passo Fundo. 2014.

CONCIANI, R. **Estudos de barreiras de solo compactado para retenção de contaminantes**. Dissertação (Programa de Pós-graduação em Geotecnia) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

CONSOLI, N. C.; FONSECA, A. V.; SILVA, S. R.; CRUZ, R. C.; FONINI, A. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils. *Géotechnique*, 2011.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. The influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. Technical Note. *Géotechnique*, London, vol.50, n.1, p.99-105, 2000.

COSTA, P. O. S. **Avaliação em laboratório, do transporte de contaminantes no solo do aterro sanitário de Suípe/Ba.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Geotecnia) Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada.** Tese (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada.** Tese (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul). Porto Alegre -RS, 2009.

DANIEL, D. E. Clay liners. In: GEOTECHNICAL PRACTICE FOR WASTE DISPOSAL. London. Proceedings... *London: Chapman & Hall*, 1993. p. 33-65.

DANIEL, D. E.; KOERNER, R. M. **Waste containment facilities:** Guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover systems. New York, ASCE, 1995. p. 354.

DANIELS, W. L.; STEWART, B. R. Physical and chemical properties of coal refuse from Southwest Virginia. *Journal of Environmental Quality*. n. 21, 1992. p. 635-642.

DI EMIDIO, G.; FLORES, R. D. V. Monitoring the impact of sulfate attack on a cement-clay mix. *GeoCongress 2012*, 2012.

Dyvik, R., Madshus, C. **Lab measurements of Gmax using bender elements.** In: *Proc. of the ASCE Conference on Advances in the Art of Testing Soils under Cyclic Conditions*, Detroit, 186-196.

FERREIRA, C. M. F. **Implementação e aplicação de transdutores piezoelétrico na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais.** Dissertação (Mestrado) Universidade do Porto, Portugal, 2003.

FESTUGATO, L. **Comportamento de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.** Tese (Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul) Porto Alegre-RS. 2011.

FIORAVANTE, V. AND CAPOFERRI, R. On the use of multi-directional piezoelectric transducers in triaxial testing. *Geotechnical Testing Journal (GTJ)*, 24(3):243-255, 2001.

FONINI, A. **Comportamento Mecânico de uma Areia Cimentada: Análise Experimental e Micromecânica**. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FOPPA, D. **Análise De Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

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

FRANCISCA, F. M.; GLATSTEIN, D. A. Long term hydraulic conductivity of compacted soils permeated with landfill leachate. *Applied Clay Science*, v. 49, 2010. p. 187-193.

HEBMULLER, A. L. **Desenvolvimento e Aplicação de um Equipamento para a Realização de Ensaio Sísmico Crosshole no Aeroporto Internacional Salgado Filho**. Dissertação (Mestrado - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil PPGEC) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. Tese (Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.

HOADLEY, P. J. Measurement of Dynamic Soil Properties. *Analisis and Design of Foundations for Vibrations*, P. J. Moore, 1985;

JARDINE, R.J., POTTS, D. M., FOURIE A. B. BURLAND, J.B. Studies of the influence of non- linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, *Géotechnique*, 36 (3), 377- 396, 1986.

JOVIČIĆ, V., COOP, M. R., SIMIC, M., Objective Criteria for Determining Gmax from Bender Element Tests, *Geotechnique*, Vol. 46, No. 2, pp. 357–362, 1996.

JESUS, S. C. **Difusão De Zinco Em Camada Compactada De Solo Residual De Gnaisse**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia – Departamento de Engenharia Civil): Universidade Federal de Viçosa, Viçosa MG, 2004.

JESUS, S. C.; ALVES, G. M.; GUIMARÃES, L.; AZEVEDO, I. Determinação de parâmetros de transporte de metais em solo residual compactado considerando calagem. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 6., 2008, Recife. **Anais...** Recife: ABMS, 2008. CD-ROM.

KALTEZIOTIS, N.; SARSBY, R. W.; ZERVOGIANNIS, H. Compacted clay for landfill liners. In: XII International Conference on soil mechanics and foundation engineering, New Delhi. **Proceedings...**v. 4, 1994. p. 1591-1594.

KANG, X., KANG, G. C., BATE, B. Measurement of Stiffness Anisotropy in Kaolinite Using Bender Element Tests in A Floating Wall Consolidometer. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 37, No. 5, 2014.

KNOP, A. **Estudo do comportamento de liners atacados por ácido sulfúrico.** Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

KNOP, A.; VANGULCK, J.; HEINECK, K. S.; CONSOLI, N. C. Compacted artificially cemented soil-acid leachate contaminant interactions: Breakthrough curves and transport parameters. *Journal of Hazardous Materials*, v.155, 2008. p. 269-276.

KORF, E.P. **Comportamento hidráulico e reativo de uma mistura solo-cimento para aplicação em barreiras de contenção de resíduos ácidos contendo chumbo e cádmio.** Dissertação (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

LEE, J.; SANTAMARINA, J. C. Bender elements: Performance and signal interpretation. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. ASCE. 2005.

LEMOS, R. G. **Estudo do comportamento hidráulico, mecânico e químico de barreiras hidráulicas verticais, compostas por solo residual, bentonita e cimento sob ação de substâncias agressivas.** Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006.

LEONG, E. C., YEO, S. H., RAHARDJO, H. Measuring Shear Wave Velocity Using Bender Elements. *Geotech. Test. J.*, Vol. 28, No. 5, pp. 488–498, 2005.

LOPES, F.M.G. **Estudo do Comportamento Mecânico de Areias Artificialmente Cimentadas.** Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.

LOPES JUNIOR, L. S. **Metodologia de previsão do comportamento mecânico de solos tratados com cal.** Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Rio Grande do Sul), Porto Alegre, 2011.

LUKIANCHUKI, J.A. **Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica e na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso utilizado como barreira impermeabilizante.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. 2007.

MANASSERO, M.; BENSON, C. H. e BOUAZZA, A. Solid Waste Containment Systems. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL & GEOLOGICAL ENGINEERING-GEOENG 2000. *Proceedings...* Melbourne, Australia, 2000. p. 19-24

NASCENTES, R. **Estudo da mobilidade de metais pesados em um solo residual compactado.** Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 2006.

NOBRE, M. M. M. et al. Ensaio de Laboratório para Garantia de Qualidade da Execução de uma Barreira Reativa Permeável. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 6., 2007, Recife. **Anais...** Recife: ABMS, 2007. CD-ROM.

OLIVEIRA, F. J. S.; JUCÁ, J. F. T. Acúmulo de metais pesados e capacidade de impermeabilização do solo imediatamente abaixo de uma célula de um aterro de resíduos sólidos. **Engenharia sanitária e ambiental**, v.9, n.3, p. 211-217, jul/set. 2004.

PACHECO E SILVA, D. **Influência da contaminação por cloreto de cobre na resistência ao cisalhamento de solos utilizados em liners**. Dissertação (Escola de Engenharia da Universidade de São Carlos). São Carlos - SP, 2005.

PEREIRA, A.C.M.R. **Índice Volumétrico “Vazios-Cimento” Para Avaliação de Resistência e Rigidez em Areia Grossa Uniforme - Generalização a Outros Solos**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil- Especialização em Geotecnia) Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

PRIETTO, P.D.M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N.C. Aspectos do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado. **Solos e Rochas**, São Paulo: ABMS/ABGE, v.20, n.3, p.145-166, 1997.

PIRIYAKUL, K. A development of a bender element apparatus. *The Journal of KMUTNB*, v. 20, n. 20., 2010.

PUZRIN, A.M., BURLAND, J.B. Non-linear model of small strain behaviour of soils. *Geotechnique*, 48 (2):217-233, 1998.

REGINATTO, C.; THOMÉ, A.; COLLA, L. M.; MENEGHETTI, L. R.; CECCHIN, I. Biorremediação de um solo argiloso contaminado com uma mistura de diesel e biodiesel através da bioventilação. **Ciências Exatas e Naturais**, Vol. 14, no 1. 2012.

RIO, J.F.M.E. **Advances in laboratory geophysics using bender elements**. Thesis (Department of Civil & Environmental Engineering) University of London. London, 2006.

RYAN, C. R.; DAY, S. R. (2002). Soil - Cement - Bentonite Slurry Walls. In: INTERNATIONAL DEEP FOUNDATION CONGRESS, GSP N. 116 AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, Orlando, FL, February 2002.

ROJAS, J. W. J. **Estudo de Remediação de Solo Contaminado por Borra Oleosa Ácida Utilizando a Técnica de Encapsulamento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

ROWE, R. K.; QUIGLEY, R.M.; BOOKER, J.R. **Clayey barrier systems for waste disposal facilities**. E&FN Spon: London –EUA, 1995. p. 390.

ROWE, R.K. (Coord.) **Geotechnical and geoenvironmental engineering handbook**. Boston: Kluwer Academic, 2001. p. 1088.

PRIM, E. C. C.; OLIVEIRA, J. C. C.; JUNIOR, A. B. C. Comportamento de solos argilosos utilizados como impermeabilizantes em aterros sanitários diante da atenuação de

contaminantes In: JUNIOR, A. B. D. C. (Org.) **Resíduos sólidos Urbanos: Aterro sustentável para município de pequeno porte**. Florianópolis: PROSAB, 2003. p.142-97. Disponível em: <<http://www.finep.gov.br/prosab/livros/ProsabArmando.pdf>>. Acesso em: 25. jan. 2014.

SANTOS, V. C. **Desenvolvimento de equipamento de coluna para ensaio de condutividade hidráulica de longa duração em barreiras compactadas**. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Engenharia da Universidade de Passo Fundo). Passo Fundo-RS, 2012.

SCHEFFER, L. **Desenvolvimento e aplicação do cone sísmico**. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

SHARMA, H. D.; REDDY, K. R. **Geoenvironmental engineering: site remediation, waste containment, and emerging waste management technologies**. New Jersey: John Wiley & Sons, 992 p., 2004.

SHARMA, S. S., FAHEY, M. Degradation of Stiffness of Cemented Calcareous Soil in Cyclic Triaxial Tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 129, n. 7, p. 619-629, July 2003.

SILVA, D. P. **Influência da contaminação por cloreto de cobre na resistência ao cisalhamento de solos utilizados em liners**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia) Escola de Engenharia de São Paulo. São Carlos-SP. 2005.

SILVA, J. M. **Estudo de liquefação estática e cíclica de um silte com recurso a ensaios triaxiais com *bender elements***. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia). Faculdade de Engenharia. Universidade do Porto. Portugal, 2010.

SILVA, S.; FONSECA, A. V.; CONSOLI, N. C. Strength and stiffness properties of mixtures of granitic soil-cement. **ICSMGE - 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, 2009.

SOUZA, R.F.C. **Migração de Poluentes Inorgânicos em Liners Compostos**. Dissertação (Mestre em Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos). São Paulo, 2009.

STAVRIDAKIS, E. **Preservation and Assessment of Clay Influence on Engineering Parameters of Cement – Treated Clayey Mixtures**. *EJDE* v. 10, Bundle A, 2005. Disponível em: <<http://ejge.com/2005/Ppr0508/Ppr0508.htm>>. Acesso em: 23 de abr. 2015.

STRECK, E. V. et al. **Solos do Rio Grande do Sul**. 2. ed. Porto Alegre - RS: EMATER/RS, p. 222, 2008.

TÍMBOLA, R. **Condutividade hidráulica de misturas solo-cimento compactadas submetidas à ação de lixiviados ácidos em ensaios de longa duração**. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Engenharia) Universidade de Passo Fundo. 2014.

TOZETTO, R. **Desenvolvimento de um amplificador com filtro ativo para ensaios com *bender elements***. Universidade de Passo Fundo. Passo Fundo. 2014.

U.S.E.P.A – U. S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. Code of Federal Regulations, Title 40, Chapter I, Part 264.221 – Design and operations requirements. 57 FR 3487, Jan 29, 1992. Disponível em: <http://www.access.gpo.gov/ecfr/>. Acesso em: 14 de março de 2014.

VARDANEGA, P. J.; BOLTON, M. D. Stiffness of clays and silts: Normalizing shear modulus and shear strain. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2013.

VENDRUSCULO, M. A. **Estudo do comportamento de materiais compósitos fibrosos para aplicação como reforço de base de fundações superficiais**. Tese (Doutorado em engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre. 2003.

VIANA DA FONSECA, A.; FERREIRA, C.; FAHEY, M. A Framework interpreting bender element tests, combining time-domain and frequency domain methods. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 32, n.º 2, 2009.

VIGGIANI, G. e ATKINSON, J. H. Interpretation of bender elements tests. *Géotechnique* 45, n. 1, 149-154, 1995.

VIGGIANI, G., ATKINSON, J.H. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, 45 (2): 249-265, 1995.

VILHAR, G.; JOVIČIĆ, V. Measurement and interpretation of the small strain stiffness of Boštan silty sand. *Acta geotechnica Slovenica*. Slovenia, 2009.

VITALI, O. P. **Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil - Especialização em Geotecnia). Universidade do Porto, 2008.

VITALI, O. P.; RIOS, S.; FONSECA, A. V. Efeito da composição nos parâmetros de resistência e de rigidez de misturas de solo-cimento. **Cobramseg 2012 – XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**. Porto de Galinhas, PE, 2012.

YONG, R. N.; TAN, B. K.; BENTLEY, S. P.; THOMAS, H. R. (1999) Competency assessment of two clay soil from South Wales for Landfill liner contaminant attenuation. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, v. 32, p. 261-270, 1999.

YAMASHITA, S., FUJIWARA, T., KAWAGUCHI, T., MIKAMI, T. *International Parallel Test on the Measurement of Gmax Using Bender Elements Organized by TC-29*. Japanese Domestic Committee for TC-29, 2004.

YOON, J. S.; MOON, S.; NAM, J. Y. K.; CHUNG, M. Mass transport of organic contaminants through a self-sealing/self-healing mineral landfill liner. *J Master Cycles Waste Manag* 5: 130-136, 2003.

YOUN, J.U., CHOO, Y.W., KIM, D. S. Measurement of small-strain shear modulus g_{max} of dry and saturated sands by bender element, resonant column, and torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10):1426-1438, 2008.

ZENG, X. AND NI, B. Stress-induced anisotropic g_{max} of sands and its measurement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9):741-749, 1999.

APÊNDICE A – Características iniciais e finais dos corpos de prova

Solo argiloso

A Tabela 22 apresenta as características físicas, geométricas e os índices físicos dos corpos de prova ensaiados após a moldagem.

Tabela 22: Características dos corpos de prova após a moldagem.

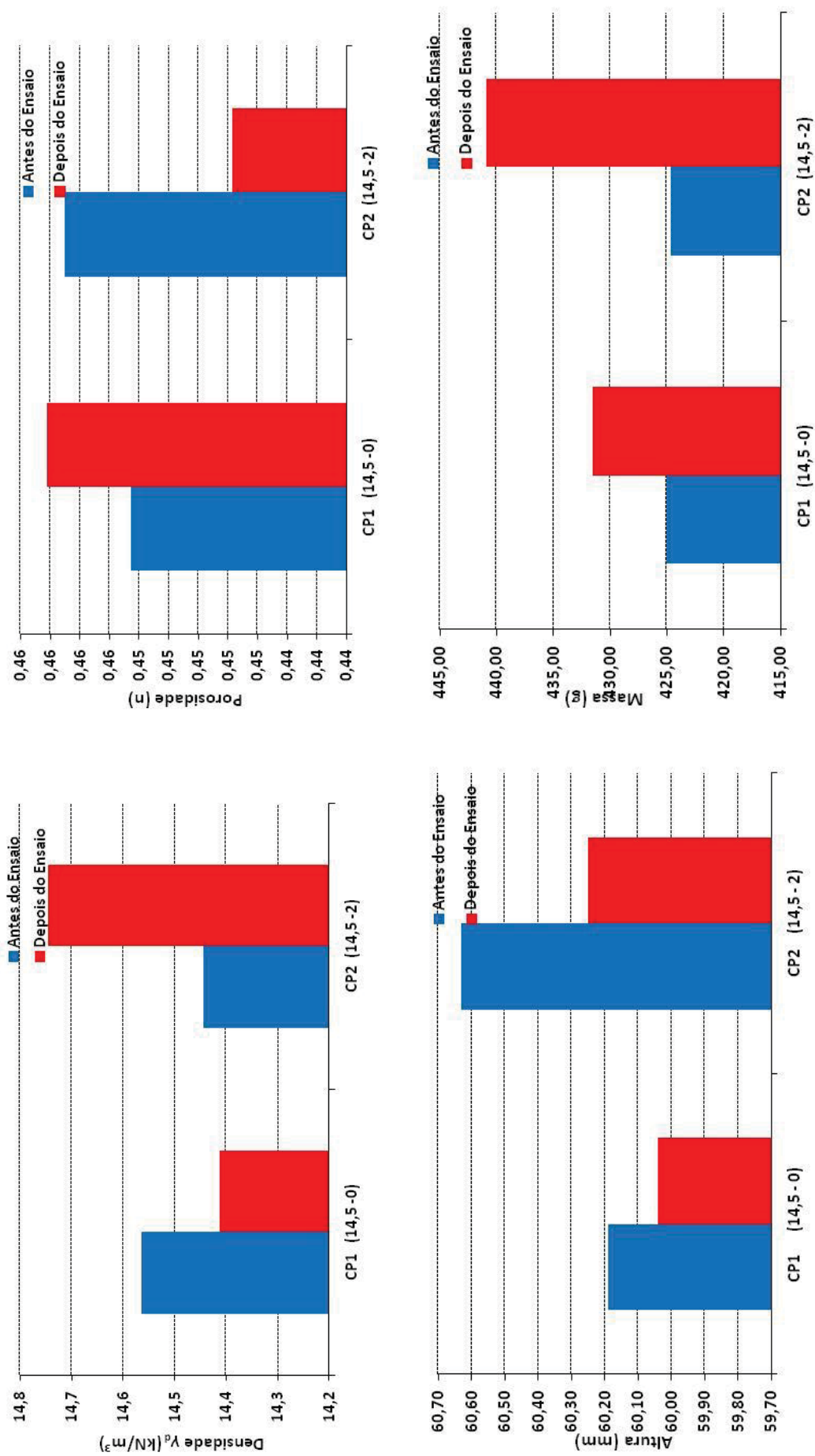
Variável	CP01	CP02
Peso específico (kN/m ³)	14,56	14,44
Umidade (%)	22,51	24,02
Altura (mm)	6,02	6,06
Massa (g)	425,04	424,64
Índice de vazios (e)	0,83	0,85
Volume total (cm ³)	231,63	233,31
Porosidade (n)	0,45	0,46
Volume de Vazios (cm ³)	105,29	107,09

A Tabela 23 apresenta as características físicas, geométricas e índices físicos dos 2 corpos de prova após serem ensaiados. A Figura 64 ilustra as variações do peso específico seco, da porosidade, da altura e da massa observados durante a realização dos ensaios.

Tabela 23: Características dos corpos de prova após os ensaios.

Variável	CP01	CP02
Peso específico (kN/m ³)	14,41	14,75
Umidade (%)	26,68	26,68
Altura (mm)	6,00	6,00
Massa (g)	431,54	440,91
Índice de vazios (e)	0,85	0,81
Volume total (cm ³)	236,37	236,03
Porosidade (n)	0,46	0,45
Volume de Vazios (cm ³)	108,79	105,67
Nº de Volume de Vazios		
Percolados	8,32	25,98
Tempo (dias)	28	21

Figura 64: Características iniciais e finais dos corpos de prova



Solo arenoso

Os ensaios para os corpos de prova com solo arenoso foram divididos conforme os dois gradientes hidráulicos (33,33 e 3,33) aplicados durante os ensaios.

Gradiente hidráulico 33,30

Características iniciais e finais para os corpos de prova percolados com água destilada

A Tabela 24 apresenta as características físicas, geométricas e os índices físicos dos 8 corpos de prova ensaiados após a moldagem.

Tabela 24: Características dos corpos de prova após a moldagem.

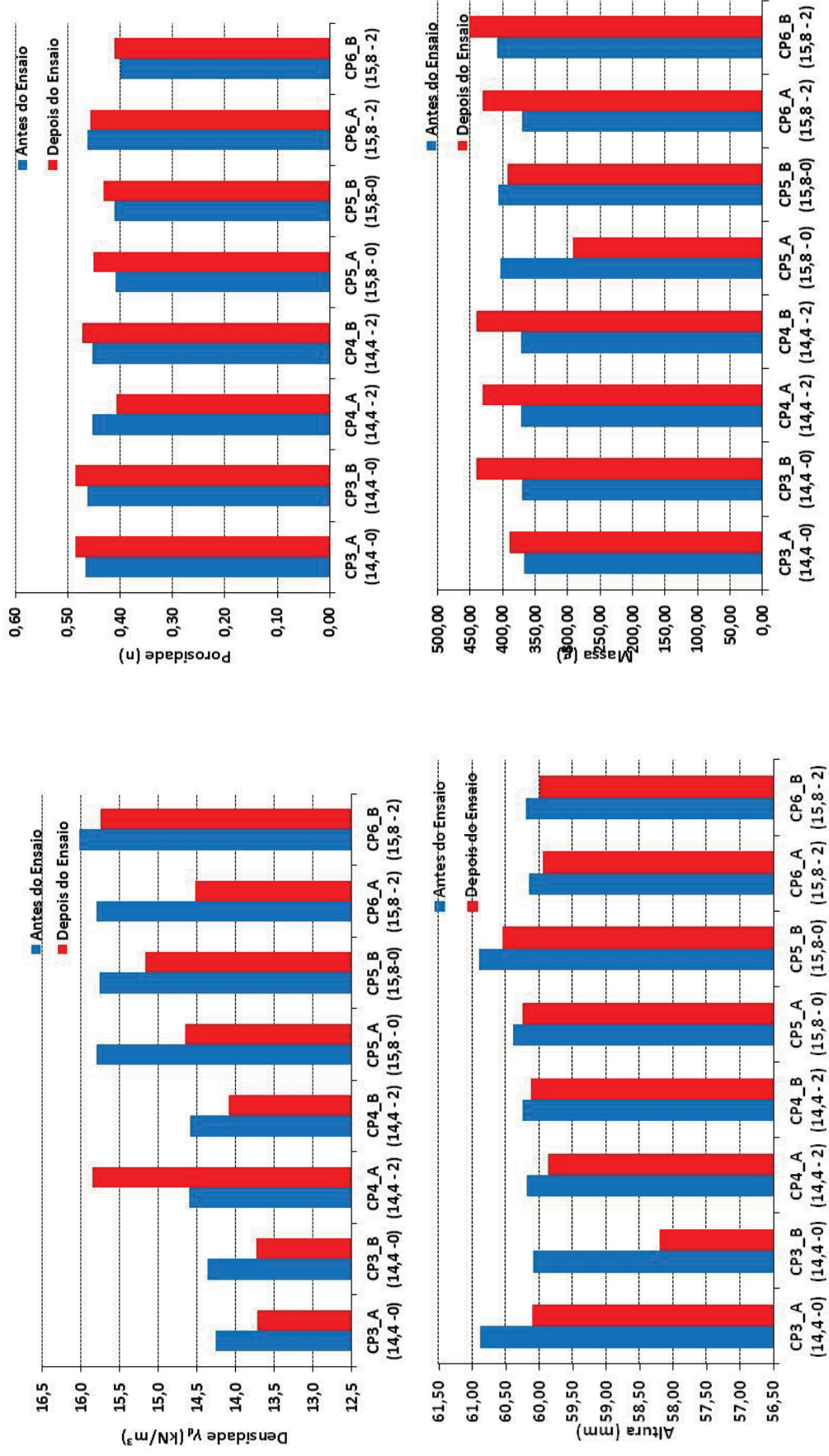
Variável	CP3_A	CP3_B	CP4_A	CP4_B	CP5_A	CP5_B	CP6_A	CP6_B
Peso específico (kN/m ³)	14,26	14,36	14,60	14,59	15,80	15,75	15,80	16,02
Umidade (%)	9,67	10,25	11,22	11,22	9,17	10,17	10,12	11,22
Altura (mm)	60,88	60,09	60,19	60,25	60,40	60,90	60,15	60,20
Massa (g)	367,38	370,32	372,02	371,80	404,25	406,08	370,32	408,10
Índice de vazios (e)	0,87	0,86	0,83	0,83	0,69	0,69	0,86	0,67
Volume total (cm ³)	234,27	234,37	231,63	231,63	232,64	234,32	234,37	231,63
Porosidade (n)	0,47	0,46	0,45	0,45	0,41	0,41	0,46	0,40
Volume de Vazios (V _v - cm ³)	109,19	108,28	104,96	105,04	95,00	96,06	108,28	92,68

A Tabela 25 apresenta as características físicas, geométricas e índices físicos dos 8 corpos de prova após serem ensaiados. A Figura 65 ilustra as variações do peso específico seco, da porosidade, da altura e da massa observados durante a realização dos ensaios.

Tabela 25:Características dos corpos de prova após os ensaios.

Variável	CP3_A	CP3_B	CP4_A	CP4_B	CP5_A	CP5_B	CP6_A	CP6_B
Peso específico (kN/m ³)	13,72	13,73	15,85	14,09	14,65	15,16	14,52	15,74
Umidade (%)	18,02	33,60	13,06	20,30	26,68	6,11	23,44	19,49
Altura (mm)	60,10	61,00	61,05	60,35	60,45	61,90	59,95	61,25
Massa (g)	389,20	440,91	430,71	441,00	291,87	391,79	430,80	452,00
Índice de vazios (e)	0,95	0,94	0,68	0,90	0,82	0,76	0,84	0,70
Volume total (cm ³)	240,32	240,32	240,32	240,32	157,28	243,50	240,32	240,32
Porosidade (n)	0,49	0,49	0,41	0,47	0,45	0,43	0,46	0,41
Volume de Vazios (cm ³)	116,81	116,72	97,64	113,51	70,99	105,21	109,61	98,64
Nº de Volume de Vazios	13,14	12,46	14,04	13,61	15,68	16,13	15,91	12,32
Percolados								
Tempo (min.)	29	28	42	42	43	43	27	29

Figura 65: Características iniciais e finais dos corpos de prova



Características iniciais e finais para os corpos de prova percolados com solução ácida

A Tabela 26 apresenta as características físicas, geométricas e os índices físicos dos 4 corpos de prova ensaiados após a moldagem.

Tabela 26: Características dos corpos de prova após a moldagem.

Variável	CP3_C	CP4_C	CP5_C	CP6_C
Peso específico (kN/m ³)	14,36	14,43	16,02	15,77
Umidade (%)	12,50	16,13	11,22	9,07
Altura (mm)	60,73	60,19	60,19	61,20
Massa (g)	369,05	367,57	408,10	408,67
Índice de vazios (e)	0,86	0,85	0,67	0,69
Volume total (cm ³)	233,70	231,63	231,63	235,53
Porosidade (n)	0,46	0,46	0,40	0,41
Volume de Vazios (V _v - cm ³)	108,04	106,48	92,68	96,38

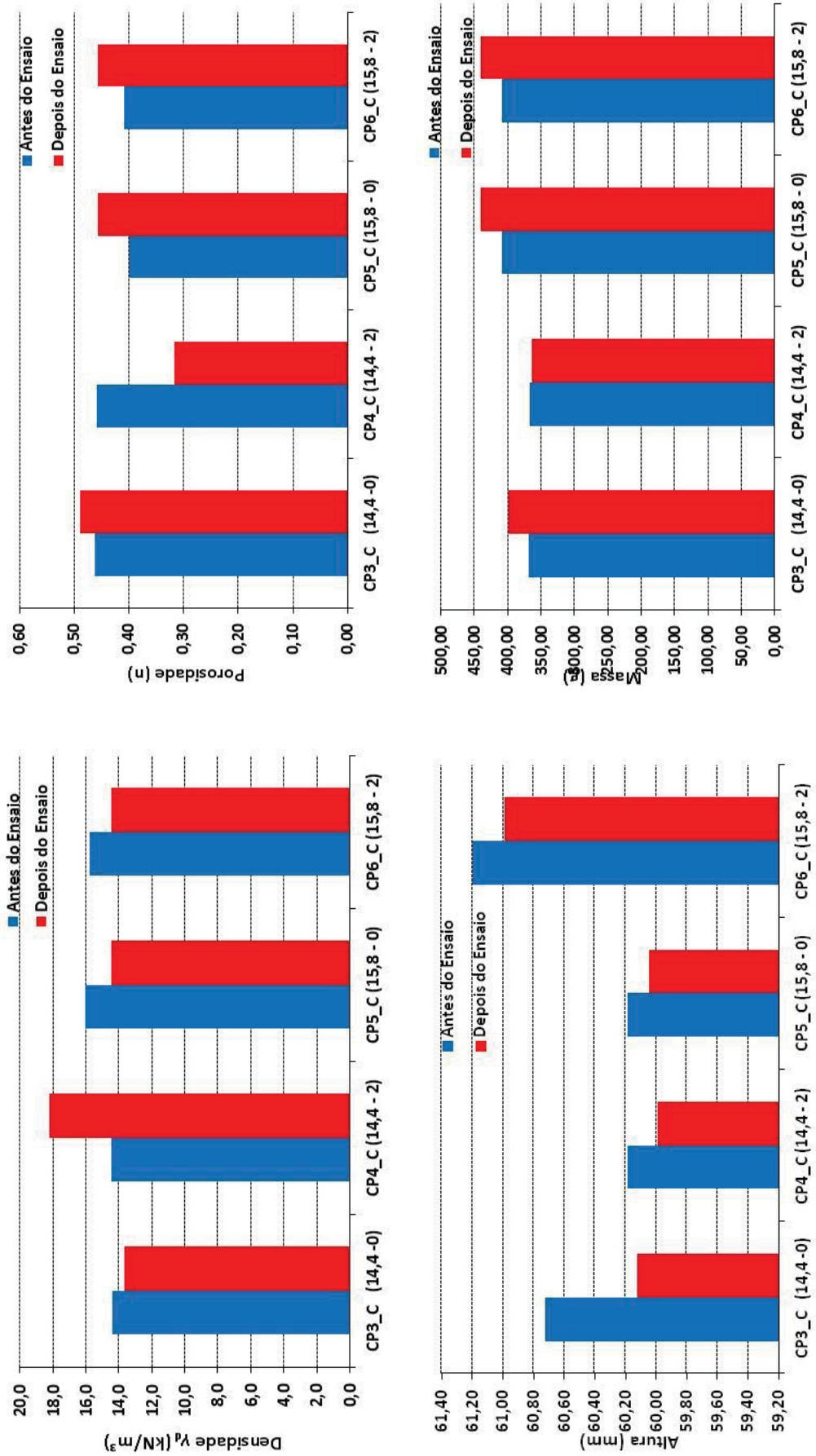
A Tabela 27 apresenta as características físicas, geométricas e índices físicos dos 4 corpos de prova após serem ensaiados. A Figura 66 ilustra as variações do peso específico seco, da porosidade, da altura e da massa observados durante a realização dos ensaios.

7

Tabela 27: Características dos corpos de prova após os ensaios.

Variável	CP3_C	CP4_C	CP5_C	CP6_C
Peso específico (kN/m ³)	13,63	18,24	14,48	14,48
Umidade (%)	21,63	26,68	26,68	26,68
Altura (mm)	60,12	59,99	60,05	60,99
Massa (g)	398,50	363,84	440,91	440,91
Índice de vazios (e)	0,96	0,46	0,84	0,84
Volume total (cm ³)	240,32	157,48	240,32	240,32
Porosidade (n)	0,49	0,32	0,46	0,46
Volume de Vazios (cm ³)	117,61	49,91	109,96	109,96
Nº de Volume de Vazios Percolados	25,32	25,23	26,87	31,27
Tempo (min.)	38	129	62	72

Figura 66: Características iniciais e finais dos corpos de prova



Gradiente hidráulico 3,30

Características iniciais e finais para os corpos de prova percolados com água destilada

A Tabela 28 apresenta as características físicas, geométricas e os índices físicos dos 8 corpos de prova ensaiados após a moldagem.

Tabela 28: Características dos corpos de prova após a moldagem.

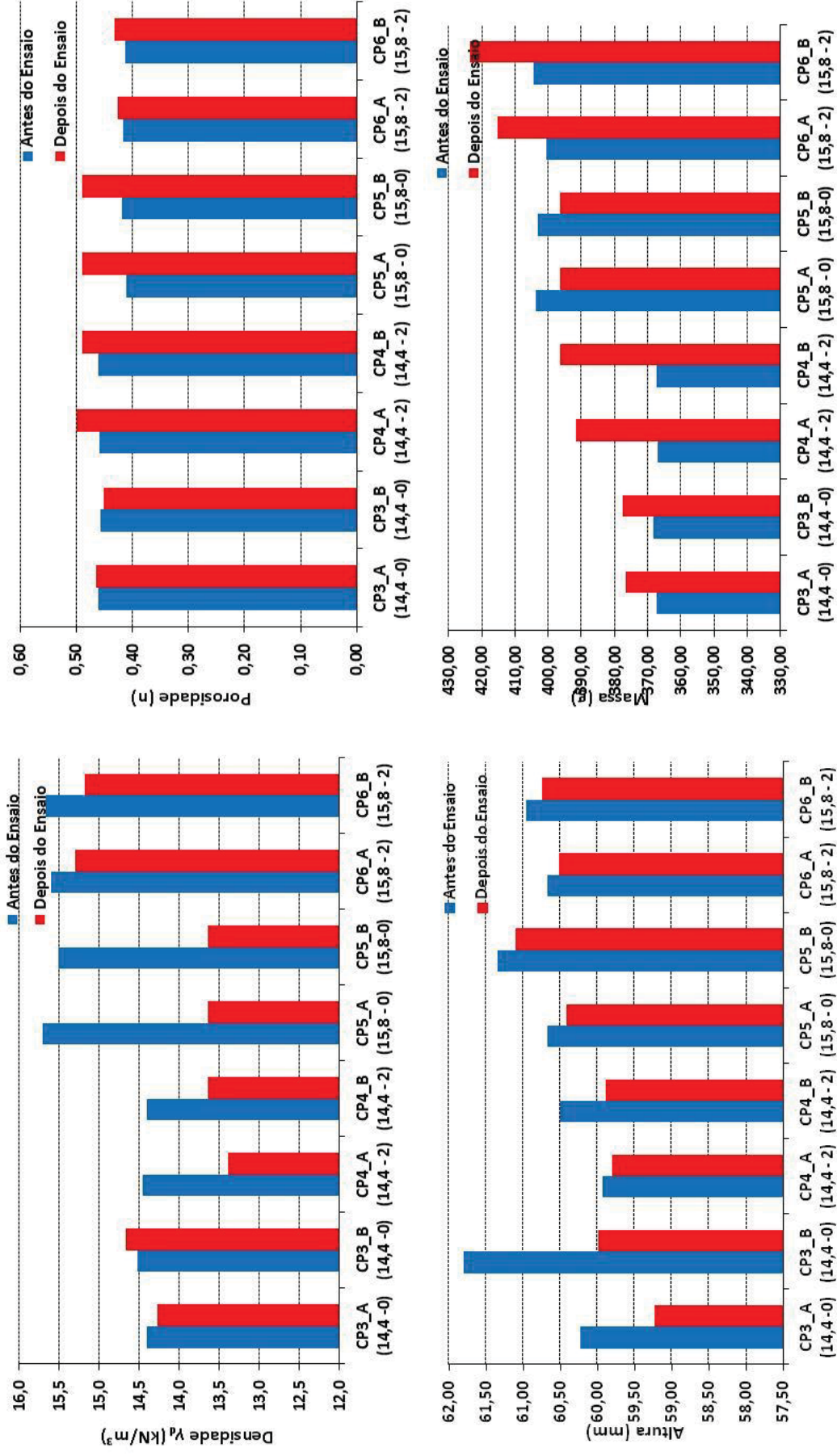
Variável	CP3_A	CP3_B	CP4_A	CP4_B	CP5_A	CP5_B	CP6_A	CP6_B
Peso específico (kN/m ³)	14,40	14,53	14,46	14,40	15,71	15,52	15,60	15,67
Umidade (%)	10,14	10,23	9,68	11,20	6,43	8,24	14,01	9,49
Altura (mm)	60,24	61,80	59,94	60,50	60,68	61,35	60,68	60,96
Massa (g)	367,24	368,35	366,89	367,24	403,60	402,96	400,67	404,27
Índice de vazios (e)	0,85	0,84	0,85	0,85	0,70	0,72	0,71	0,70
Volume total (cm ³)	231,81	230,52	230,67	231,81	233,52	236,10	233,52	234,58
Porosidade (n)	0,46	0,46	0,46	0,46	0,41	0,42	0,42	0,41
Volume de Vazios (V _v - cm ³)	106,77	105,11	105,75	106,77	96,10	98,90	97,10	96,94

A Tabela 29 apresenta as características físicas, geométricas e índices físicos dos 8 corpos de prova após serem ensaiados. A Figura 67 ilustra as variações do peso específico seco, da porosidade, da altura e da massa observados durante a realização dos ensaios.

Tabela 29: Características dos corpos de prova após os ensaios.

Variável	CP3_A	CP3_B	CP4_A	CP4_B	CP5_A	CP5_B	CP6_A	CP6_B
Peso específico (kN/m ³)	14,28	14,67	13,39	13,64	13,64	13,64	15,30	15,18
Umidade (%)	13,12	9,16	21,63	18,25	18,25	18,25	13,86	16,66
Altura (mm)	59,23	59,99	59,80	59,89	60,42	61,10	60,53	60,75
Massa (g)	376,53	377,67	391,51	396,33	396,33	396,33	415,22	423,46
Índice de vazios (e)	0,87	0,82	0,99	0,96	0,96	0,96	0,74	0,76
Volume total (cm ³)	233,16	235,82	240,32	245,77	245,77	245,77	238,28	239,17
Porosidade (n)	0,47	0,45	0,50	0,49	0,49	0,49	0,43	0,43
Volume de Vazios (cm ³)	108,50	106,24	119,76	120,24	120,24	120,24	101,71	103,21
Nº de Volume de Vazios	13,86	12,89	12,23	14,68	15,35	16,84	15,70	15,21
Percolados								
Tempo (min.)	72	43	13	14	43	29	15	15

Figura 67: Características iniciais e finais dos corpos de prova



Características iniciais e finais para os corpos de prova percolados com solução ácida

A Tabela 30 apresenta as características físicas, geométricas e os índices físicos dos 4 corpos de prova ensaiados após a moldagem.

Tabela 30: Características dos corpos de prova após a moldagem.

Variável	CP3_C	CP4_C	CP5_C	CP6_C
Peso específico (kN/m ³)	14,40	14,49	15,73	15,47
Umidade (%)	10,14	10,63	9,65	7,61
Altura (mm)	60,24	60,10	60,58	61,68
Massa (g)	367,24	368,64	403,36	404,04
Índice de vazios (e)	0,85	0,84	0,70	0,73
Volume total (cm ³)	231,81	231,29	233,12	237,36
Porosidade (n)	0,46	0,46	0,41	0,42
Volume de Vazios (V _v - cm ³)	106,77	105,78	95,78	99,79

A Tabela 31 apresenta as características físicas, geométricas e índices físicos dos 4 corpos de prova após serem ensaiados. A Figura 68 ilustra as variações do peso específico seco, da porosidade, da altura e da massa observados durante a realização dos ensaios.

Tabela 31: Características dos corpos de prova após os ensaios.

Variável	CP3_C	CP4_C	CP5_C	CP6_C
Peso específico (kN/m ³)	13,99	13,82	14,09	14,99
Umidade (%)	21,63	20,16	26,95	21,63
Altura (mm)	59,90	59,80	59,72	61,05
Massa (g)	408,96	391,05	420,52	438,23
Índice de vazios (e)	0,91	0,93	0,90	0,78
Volume total (cm ³)	240,32	235,42	235,12	240,36
Porosidade (n)	0,48	0,48	0,47	0,44
Volume de Vazios (cm ³)	114,39	113,52	111,06	105,41
Nº de Volume de Vazios Percolados	25,93	26,65	25,63	26,44
Tempo (min.)	58	44	58	73

Figura 68: Características iniciais e finais dos corpos de prova

