

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

SUELLEN BATISTA SANTOS

**DIAGNÓSTICO E PROPOSTA DE SOLUÇÃO PARA OBRA DE CANAL ASSENTE  
EM SOLO EXPANSIVO DA REGIÃO DE PROPRIÁ/SE**

SÃO CRISTÓVÃO/SE  
2021

**SUELLEN BATISTA SANTOS**

**DIAGNÓSTICO E PROPOSTA DE SOLUÇÃO PARA OBRA DE CANAL ASSENTE  
EM SOLO EXPANSIVO DA REGIÃO DE PROPRIÁ/SE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Federal de Sergipe – UFS, para o encerramento da componente curricular e conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante.

**SÃO CRISTÓVÃO/SE  
2021**

SUELLEN BATISTA SANTOS

**DIAGNÓSTICO E PROPOSTA DE SOLUÇÃO PARA OBRA DE CANAL ASSENTE  
EM SOLO EXPANSIVO DA REGIÃO DE PROPRIÁ/SE**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à  
Universidade Federal de Sergipe – UFS, para o  
encerramento da componente curricular e  
conclusão da graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. DSc. Erinaldo Hilário  
Cavalcante.

Aprovado em: \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_.

Banca Examinadora

---

Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante – Universidade Federal de Sergipe  
(Orientador)

---

Prof. DSc. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida – Universidade Federal de Sergipe  
(1º Examinador – interno)

---

Prof. DSc. Raimundo Leidimar Bezerra – Universidade Estadual da Paraíba  
(2º Examinador – externo)

## AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeira parte à minha família por todo o apoio, incentivo e compreensão em todos os momentos. Ao meu pai, Aguinaldo, por ser meu primeiro exemplo nos estudos. À minha mãe, Genilza, que nunca mediu esforços em me auxiliar, me apoiar e cuidar de mim. À minha irmã, que é explosão de alegria, parceiria e minha maior inspiração na área acadêmica.

Agradeço a todos os professores do Departamento de Engenharia Civil - DEC da Universidade Federal de Sergipe, que fazem deste o melhor curso. Sou grata em especial à Erinaldo Hilário Cavalcante, que orientou meu TCC e PIBIC, e aos demais professores da área da geotecnica que me forneceram os conhecimentos necessários e me influenciaram positivamente na área. Agradeço ao técnico Williami Santos do Laboratório de Geotecnica e Pavimentação, que é exemplo de pessoa e referência profissional.

Agradeço ao meu companheiro para todos os momentos, Wendrik, que se tornou família, que me apoiou no caminho do estudo, me compreendeu e me escutou quando eu precisei.

Sou imensamente grata às minhas amizades da escola, Letícia, que é luz na minha vida, e que me toma os melhores tempos para conversas; e Hayrles, que além de deixar minha vida mais leve é com quem eu posso contar. Agradeço à minha turma do curso e meus futuros colegas de trabalho. Uma gratidão especial às meninas do DEC, Luana, Marcela, Marília, Kathleen, Renatha e Vanise, que se preocuparam, me aguentaram, me ajudaram a passar por todos os períodos e enfrentar todos os trabalhos e projetos.

Gratidão a todos que me ajudaram a chegar até aqui para concluir mais uma etapa!

## RESUMO

Os solos expansivos são materiais instáveis nos quais as variações de umidade causam expansão, se o teor de umidade aumenta, e contração, com a secagem. O acionamento desses fenômenos depende de mecanismos internos e externos, dentre eles o contato com água e as forças de natureza expansiva originadas nos argilominerais. A investigação geotécnica sobre os solos não saturados faz-se necessária no sentido de se evitar danos às estruturas construídas sobre eles e gastos em medidas reparadoras. O diagnóstico passa pela avaliação da expansão por meio de caracterizações físicas, mineralógicas, microestruturais e químicas do solo. A presente pesquisa teve por objetivo caracterizar fisicamente e propor uma solução para o solo que fica sob os canais de irrigação da região de estudo 02 do sistema Cotinguiba-Pindoba localizada no município de Propriá/SE, tendo em vista as patologias encontradas nos canais, que demandam constante reabilitação dessas obras hídricas pela Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba (CODEVASF). Foram coletadas no trecho escolhido para a pesquisa, quatro amostras indeformadas para ensaios de caracterização geotécnica e expansão. O diagnóstico feito com base nos resultados dos ensaios e nos critérios da literatura técnica indicaram solos com expansão de alta a muito alta, que oferecem risco de demolição de estruturas de concreto. As análises realizadas culminaram com a indicação de três possíveis soluções de combate às patologias observadas.

Palavras-chave: solo expansivo; diagnóstico; estabilização.

## ABSTRACT

Expansive soils are unstable materials in which changes in moisture cause expansion if the moisture content increases and contraction with drying. The triggering of these phenomena depends on internal and external mechanisms, including contact with water and forces of an expansive nature originated in clay minerals. The geotechnical investigation on unsaturated soils is necessary in order to avoid damage to the structures built on them and expenses in remedial measures. The diagnosis involves evaluating the expansion through physical, mineralogy, microstructural and chemical characterizations of the soil. The present research aimed to physically characterize and propose a solution for the soil that is under the irrigation channels of the study region 02 of the Cotinguiba-Pindoba system located in Propriá/SE, in view of the pathologies found in the channels, which demand constant rehabilitation by the Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e Parnaíba (CODEVASF). Four undisturbed samples were collected in the stretch chosen for the research for geotechnical characterization and expansion tests. The diagnosis made based on the test results and the criteria in the technical literature indicated soils with high to very high expansion, which offer a risk of demolition of concrete structures. The analyzes carried out culminated in the indication of three possible solutions to combat the observed pathologies.

Keywords: expansive soil; diagnosis; stabilization.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Dano em edificação construída sobre solo expansivo. ....	12
Figura 2 - Representação das fases de um solo não saturado. ....	16
Figura 3 - Exemplo de curva característica de solo não saturado. ....	18
Figura 4 - Unidade da lâmina tetraédrica. ....	19
Figura 5 - Unidade da lâmina octaédrica. ....	19
Figura 6 - Esquema da estrutura de uma montmorilonita. ....	21
Figura 7 - Estrutura dos argilominerais e distância basal. ....	23
Figura 8 - Esquema de avanço de fendas numa edificação sobre solo expansivo. ....	25
Figura 9 - Danos recorrentes nas estruturas causados pelos solos expansivos. ....	26
Figura 10 - Rachaduras causadas por solo expansivo no contrapiso de uma edificação. ....	26
Figura 11 - Retração em solo expansivo. ....	27
Figura 12 - Carta de Skempton (1953). ....	30
Figura 13 - Classificação da expansibilidade pelos critérios de Williams & Donaldson (1980). ....	31
Figura 14 - Carta de Seed (1962). ....	31
Figura 15 - Aplicação de cal em solo para estabilização. ....	37
Figura 16 - Esquema da camada de pedrisco acima da camada de solo expansivo. ....	38
Figura 17 - Trechos do Sistema Cotinguiba-Pindoba que necessitam de reabilitação. ....	45
Figura 18 - Região de estudo do presente trabalho. ....	46
Figura 19 - Estacas 189 a 200 do perímetro irrigado do sistema Cotinguiba-Pindoba. ....	46
Figura 20 - Organograma com as etapas desta pesquisa de TCC. ....	48
Figura 21 - Planta baixa do canal de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba. ....	49
Figura 22 - Projeto da seção transversal tipo que compreende das estacas 189+0,00 a 191+0,00. ....	50
Figura 23 - Projeto da seção transversal tipo que compreende das estacas 191+0,00 a 199+0,00. ....	50
Figura 24 - Preparação do terreno e execução dos canais de irrigação. ....	50
Figura 25 - Trecho do canal irrigado com técnica de concretagem alternada. ....	51
Figura 26 - Solo presente nos canais de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba. ....	51
Figura 27 - Trincas localizadas nos canais de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba. ....	52
Figura 28 - Curva granulométrica do Ponto 1. ....	53
Figura 29 - Curva granulométrica do Ponto 2. ....	53
Figura 30 - Curva granulométrica do Ponto 3. ....	54
Figura 31 - Curva granulométrica do Ponto 4. ....	54
Figura 32 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 1. ....	72
Figura 33 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 2. ....	72
Figura 34 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 3. ....	73
Figura 35 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 4. ....	73
Figura 36 - Curva de compactação do ponto 1. ....	74
Figura 37 - Curva de compactação do ponto 2. ....	74
Figura 38 - Curva de compactação do ponto 3. ....	75
Figura 39 - Curva de compactação do ponto 4. ....	75
Figura 40 - Boletim de sondagem correspondente ao furo SP-01. ....	76
Figura 41 - Boletim de sondagem correspondente ao furo SP-02. ....	77
Figura 42 - Boletim de sondagem correspondente ao furo SP-03. ....	78
Figura 43 - Curva de expansão livre do ponto 1. ....	79
Figura 44 - Curva de expansão livre do ponto 2. ....	79
Figura 45 - Curva de expansão livre do ponto 3. ....	80
Figura 46 - Curva de expansão livre do ponto 4. ....	80

Figura 47 - Curva de pressão de expansão do ponto 1 .....	81
Figura 48 - Curva de pressão de expansão do ponto 2 .....	81
Figura 49 - Curva de pressão de expansão do ponto 3 .....	82
Figura 50 - Curva de pressão de expansão do ponto 4 .....	82

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resultados de expansão livre do trabalho de Lacerda (2019).....	40
Tabela 2 - Caracterização de solo natural e solo misturado por Ferreira <i>et al.</i> (2017).....	41
Tabela 3 - Frações dos solos oriundos dos canais Cotinguiba-Pindoba.....	52
Tabela 4 - Granulometria dos solos estudados na revisão bibliográfica. ....	55
Tabela 5 - Limites de consistência do solo oriundo dos canais Cotinguiba-Pindoba. ....	55
Tabela 6 - Resultados da compactação das amostras dos canais Cotinguiba-Pindoba. ....	57
Tabela 7 - Índices físicos e expansão livre das amostras dos canais Cotinguiba- Pindoba.....	60
Tabela 8 - Índices físicos e pressão de expansão das amostras dos canais Cotinguiba-Pindoba.	
.....	60

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 - Países estudados com problemas de expansibilidade.....	13
Quadro 2 - Classificação simplificada dos argilominerais. ....	20
Quadro 3 - Correlação do grau de expansão dos solos a partir dos limites de consistência....	32
Quadro 4 - Critério de Jimenez (1980) sobre os danos de acordo com a pressão de expansão. .....	34
Quadro 5 - Critérios para o grau de expansividade de acordo com a expansão livre e a pressão de expansão.....	34
Quadro 6 - Medidas recomendadas para os solos expansivos de alguns estados norte americanos. ....	35
Quadro 7 - Fatores desencadeadores dos solos expansivos, problemas e soluções. ....	36
Quadro 8 - Coordenadas das amostras coletadas do Sistema Cotinguiba-Pindoba.....	46
Quadro 9 - Relação de ensaios realizados no solo expansivo de Propriá/SE. ....	47
Quadro 10 - Classificação das amostras dos canais Cotinguiba-Pindoba. ....	57
Quadro 11 - Classificação da expansão do solo oriundo dos canais de irrigação de Cotinguiba-Pindoba.....	63

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>11</b>
<b>1.1</b>	<b>Objetivos.....</b>	<b>13</b>
<b>1.2</b>	<b>Estrutura de capítulos .....</b>	<b>14</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>16</b>
<b>2.1</b>	<b>Solos não saturados.....</b>	<b>16</b>
<b>2.2</b>	<b>Argilominerais.....</b>	<b>18</b>
2.2.1	Esmectitas.....	20
2.2.2	Vermiculitas .....	22
<b>2.3</b>	<b>Solos expansivos .....</b>	<b>22</b>
<b>2.4</b>	<b>Diagnóstico dos solos expansivos .....</b>	<b>26</b>
2.4.1	Granulometria, limites de Atterberg e atividade .....	28
2.4.1.1	<i>Granulometria.....</i>	28
2.4.1.2	<i>Limites de Atterberg .....</i>	29
2.4.1.3	<i>Atividade.....</i>	30
2.4.2	Expansão livre e pressão de expansão.....	32
2.4.2.1	<i>Expansão livre.....</i>	32
2.4.2.2	<i>Pressão de expansão .....</i>	32
<b>2.5</b>	<b>Estudos sobre tratamento e caracterização de solos expansivos .....</b>	<b>34</b>
2.5.1	Medidas mitigadoras .....	34
2.5.2	Estabilizações .....	37
2.5.3	Estudos de caracterizações e soluções .....	38
<b>2.6</b>	<b>Canais de irrigação .....</b>	<b>42</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>44</b>
<b>3.1</b>	<b>Empresas envolvidas com a pesquisa.....</b>	<b>44</b>
<b>3.2</b>	<b>Área de estudo.....</b>	<b>45</b>
<b>3.3</b>	<b>Materiais .....</b>	<b>47</b>
3.3.1	Amostragem .....	47
<b>3.4</b>	<b>Métodos de ensaios empregados no estudo .....</b>	<b>47</b>
3.4.1	Expansão livre e pressão de expansão.....	47

3.4.2	Sondagem .....	48
<b>3.5</b>	<b>Organograma das etapas .....</b>	<b>48</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>49</b>
4.1	Estrutura dos canais de irrigação e solo onde eles são construídos .....	49
4.2	O solo analisado: granulometria .....	52
4.3	Limites de Atterberg.....	55
4.4	Classificação dos solos .....	56
4.5	Compactação .....	57
4.6	Sondagem.....	58
4.7	Expansão livre .....	59
4.8	Pressão de expansão .....	60
4.9	Diagnóstico dos solos .....	61
4.10	Carregamento previsto da estrutura do canal e a coluna d'água .....	63
4.11	Discussão sobre solução.....	64
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>67</b>
5.1	Principais conclusões .....	67
5.2	Sugestões para futuras pesquisas .....	67
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>68</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>72</b>
	<b>ANEXO A - LIMITES DE ATTERBERG.....</b>	<b>72</b>
	<b>ANEXO B – CURVAS DE COMPACTAÇÃO .....</b>	<b>74</b>
	<b>ANEXO C – BOLETINS DE SONDAZEM .....</b>	<b>76</b>
	<b>ANEXO D – CURVAS DE EXPANSÃO LIVRE .....</b>	<b>79</b>
	<b>ANEXO E – CURVAS DE PRESSÃO DE EXPANSÃO .....</b>	<b>81</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Até os anos 1960, as perspectivas quanto à mecânica dos solos, cujos estudos se iniciaram em 1925 com Karl Von Terzaghi, levavam em consideração todos os solos como saturados. Essa visão se deu em virtude de o estudo do solo ter se iniciado em países de clima temperado, em que, na prática, esse material se encontrava com seus vazios preenchidos por água. Contrariedades quanto à aplicação das teorias de tensão nos solos em locais de clima tropical, por exemplo, impulsionaram o avanço dos estudos e proporcionaram o surgimento da mecânica dos solos não saturados (BARBOSA, 2019).

Como afirma Barbosa (2019), a mecânica dos solos não saturados permitiu considerar as peculiaridades e diversidades dos solos. A definição dada por Vilar e Ferreira (2019) considera os solos não saturados como aqueles em que seus volumes se modificam, quando se alteram seus teores de umidade e se mantêm as condições de tensões. Chagas *et al.* (2020) afirmam que estes solos são indesejados para uso em obras de engenharia por causar, dentre outros problemas, empolamento por expansão de argilas, recalques por colapso de solos umedecidos, ruptura de taludes e redução da capacidade de carga.

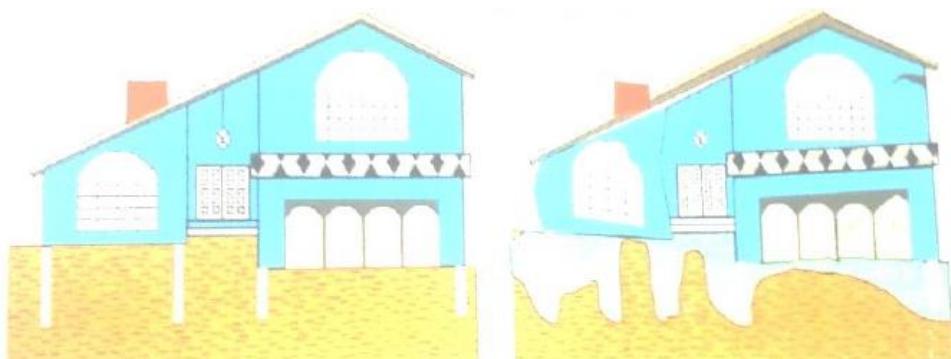
Os solos expansivos, objeto do estudo em questão, são solos não saturados que se manifestam em regiões semiáridas de clima tropical e até temperado (VILAR; FERREIRA, 2019). Estes se apresentam instáveis, com redução ou expansão de seu volume (SILVA, 2018). Tido como um solo complexo e de difícil diagnóstico, seu comportamento cíclico acaba por afetar as estruturas construídas sobre ele (BARBOSA, 2019). Alguns estudos relevantes sobre o tema, envolvem, portanto, sua caracterização e estabilização (BARBOSA, 2019; CHAGAS *et al.*, 2020; FERREIRA *et al.*, 2017; PAIVA *et al.*, 2016; RIBEIRO JÚNIOR; FUTAI; CONCIANI, 2006; SILVA, 2018 ).

De acordo com Ferreira e Lobão (2018), para compreender uma manifestação patológica é necessário buscar a origem do fenômeno através da relação causa e efeito que o envolve. No âmbito da engenharia civil, normalmente as patologias decorrem de falhas em uma ou algumas etapas do processo construtivo: planejamento, projeto, materiais, execução ou utilização. De acordo com Morais (2017), no que se refere aos solos, é necessário um estudo de reconhecimento do terreno e de suas camadas subjacentes para que se elabore o projeto construtivo, visto que a falta de conhecimento prévio pode causar danos estruturais e até colocar em risco a vida humana.

As perdas causadas por solos expansivos nos Estados Unidos superam os 15 milhões de dólares por ano (PAIVA *et al.*, 2016). De acordo com Morais (2017), os danos se resumem

em rachaduras e fissuras nas estruturas, rompimento de tubulações, instabilidade de taludes e avarias nas esquadrias. Folque (1980, apud SANTOS, 2017) e Morales & Morales (2004, apud SANTOS, 2017) acrescentam ainda fendas oblíquas, falhas de aço e danos nos andares superiores de um edifício, que podem aparecer entre meses a 5 anos após a construção ou então após muito tempo ao ser “acionado por um gatilho”. A Figura 1 apresenta uma fundação inicial construída sobre solo expansivo e a mesma após os danos sofridos.

Figura 1 - Dano em edificação construída sobre solo expansivo.



Fonte: Nuhfer *et al.* (1997 apud SANTOS, 2017).

Os solos expansivos localizam-se em todos os continentes do mundo: nas Américas são encontrados em países como Canadá, Argentina, Estados Unidos, México, Venezuela e Brasil; no continente africano citam-se Marrocos, África do Sul e Gana; na Europa tem-se a Espanha, França, Turquia e outros; na Ásia a China, Índia e na Oceania a Austrália (Morais, 2017). No Brasil, sua ocorrência já foi detectada em regiões do Paraná, São Paulo, Santa Catarina, Bahia, Pernambuco, Ceará e outros (MORAIS, 2017; SANTOS, 2017). O

Quadro 1 apresenta os países estudados por Santos (2017) que mais sofrem com o problema da expansibilidade.

Quadro 1 - Países estudados com problemas de expansibilidade.

Países	Área atingida	Custos/ano	Autores
EUA	Praticamente todos os EUA	> Mil milhões de dólares	Li <i>et al.</i> 2016
Austrália	20% da área, atingindo seis das maiores cidades	Não referem	Fityus <i>et al.</i> 2005
China	600.000 km <sup>2</sup>	> Mil milhões de dólares	Shi <i>et al.</i> 2002
Reino Unido	Não referem	500 milhões de dólares	Jones & Terrington 2011
África do Sul	Não referem	Milhões de rands	Williams <i>et al.</i> 1985
Sudão	2.600.000 km <sup>2</sup>	> 6.000.000	Charlie <i>et al.</i> 1985b

Fonte: Adaptado de Santos (2017).

Em Sergipe, os trabalhos envolvendo caracterização dos solos expansivos permitiram localizá-los em algumas áreas da Região Metropolitana de Aracaju (RMA) e em alguns municípios vizinhos como Nossa Senhora do Socorro, Rosário do Catete, Malhada dos Bois, entre outros (ALVES *et al.*, 2015; CAVALCANTE *et al.*, 2006). O objeto da pesquisa, o solo expansivo cuja construção sobrejacente é um canal de irrigação, localiza-se em Propriá, permitindo o avanço do conhecimento deste tipo de solo no estado citado.

Além de proporcionar o avanço no mapeamento do solo expansivo no estado de Sergipe, o tema em questão tem sua significância evidenciada na pertinente falta de investigação dos solos nas etapas de planejamento e projeto para obras de engenharia, na grande ocorrência e descoberta de solos expansivos nas regiões tropicais, nos danos e nos custos com recuperações por meio de medidas paliativas, na insuficiência de casos práticos de resolução de problemas envolvendo estruturas construídas sobre solos expansivos para consulta e na necessidade de definir o melhor tratamento para o solo nos âmbitos econômicos e de finalidade e uso.

## 1.1 Objetivos

### Geral

Diagnosticar a possível causa de trincamentos em canais de irrigação supostamente apoiados em solos de comportamento expansivo, e propor solução para se contornar o problema.

Específicos:

- Realizar uma pesquisa bibliográfica com estudos na literatura técnica envolvendo solos expansivos e seus tratamentos;
- apresentar e analisar os dados dos ensaios geotécnicos viabilizados pela Empresa Júnior EdificarSe em parceria com a CODEVASF no solo expansivo de Propriá/SE;
- caracterizar, sob aspectos geotécnicos, o solo expansivo do trecho do canal de irrigação em estudo;
- avaliar os esforços do canal e compará-los com o diagnóstico de expansibilidade do solo;
- avaliar possíveis técnicas preventivas e corretivas das patologias observadas no trecho do canal de irrigação do sistema analisado.

## 1.2 Estrutura de capítulos

O capítulo 1 trata sobre a introdução ao conteúdo, com um breve resumo sobre os solos não saturados, de forma a apresentar a pesquisa e evidenciar o problema. Justifica o tema ao indicar sua relevância em se abordar o assunto e expõe os objetivos gerais e específicos.

O capítulo 2 contém uma revisão bibliográfica, que fundamenta os estudos posteriores, com buscas à literatura técnica quanto aos solos não saturados, aos argilominerais que os compõem, aos próprios solos expansivos e seus mecanismos de ação, seus diagnósticos utilizados e às alternativas de resolução dos problemas que os envolvem.

O capítulo 3, concentra-se em mostrar a base para a pesquisa, todo o conteúdo de informações relacionadas aos materiais e métodos que propiciaram o desenvolvimento do trabalho. Explicita, então, sobre a fonte dos dados obtidos, as empresas envolvidas na atividade, a área de estudo, a amostragem, os ensaios que foram realizados e as etapas para chegar ao objetivo.

No capítulo 4 faz-se uma apresentação dos resultados dos ensaios realizados pela EdificarSe e uma análise para a caracterização do solo. Foram discutidos, neste capítulo, os resultados de granulometria, limites de Atterberg, sondagem à percussão, compactação,

pressão de expansão e expansão livre. A análise envolveu classificar, diagnosticar e verificar as melhores possibilidades.

No capítulo 5 apresenta-se a conclusão do trabalho, com resumo dos principais resultados e a escolha da proposta para solucionar o problema dos solos expansivos. Além disso, expõe-se as sugestões para pesquisas futuras.

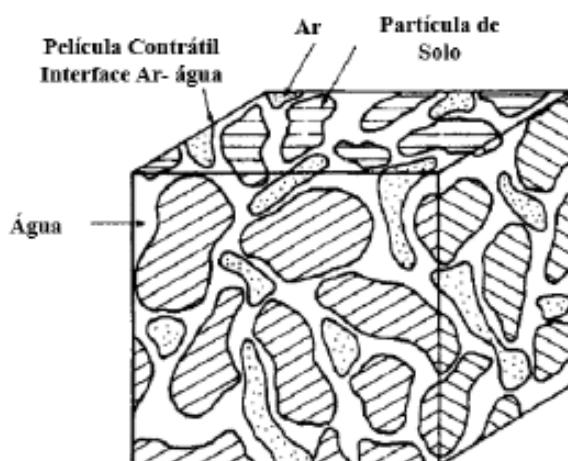
## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A presente revisão bibliográfica está pautada num referencial teórico da pesquisa, contextualizando o problema em termos de conteúdo. Inicialmente é feita uma revisão geral sobre os solos não saturados diferindo-os dos solos saturados, e em seguida é comentada sobre a composição desses solos com uma abordagem dos argilominerais. Dando continuidade, disserta-se sobre os solos expansivos, seus mecanismos de manifestação, seu diagnóstico e, por fim, abordam-se alguns estudos envolvendo tratamentos desses tipos de solos.

### 2.1 Solos não saturados

Os solos não saturados diferem dos solos saturados por serem compostos por quatro fases: uma líquida, referente à água livre, ao ar e aos sais dissolvidos na água; uma gasosa, que corresponde ao ar livre e ao vapor d'água; uma fase sólida, composta pelas partículas sólidas e pela água adsorvida; e, por último, uma fase de interface ar-água, que seria a quarta fase, estando entre a fase líquida e gasosa do solo (FREDLUND E RAHARDJO, 1993). O esquema com as fases em uma massa de solo não saturado pode ser visto na Figura 2.

Figura 2 - Representação das fases de um solo não saturado.



Fonte: Adaptado de Fredlund e Rahardjo (1993).

A fase sólida é composta por minerais e matéria orgânica de diversos formatos e tamanhos que podem variar também quanto à textura, mineralogia e estrutura. A fase líquida, caracterizada pela água e ar dissolvido, pode conter sais que influenciem a variação volumétrica do solo. A água pode ser adsorvida, aderida na superfície do grão, capilar, em

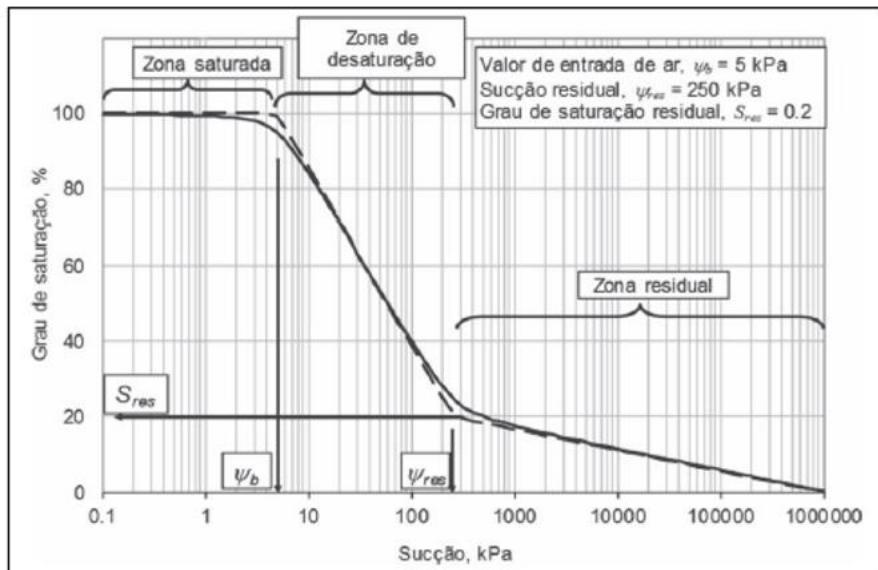
razão das forças de capilaridade, ou gravitacional, que pode ser drenada por gravidade (JUCÁ, 1993 apud PEREIRA, 2004). Na fase gasosa estão presentes o ar livre e o vapor d'água associado à evaporação, nos vazios dos solos secos ou não saturados (PEREIRA, 2004).

Um conceito importante na mecânica dos solos não saturados é o da sucção. Ela indica o potencial ou a pressão máxima do solo para manter a água ou absorvê-la e pode ser definida, de acordo com Presa *et al.* (1988 apud PEREIRA, 2004), como a pressão que deve ser aplicada à água pura para que esta, em contato com o solo por meio de uma membrana semipermeável, permaneça em equilíbrio. A sucção vai depender da capilaridade, da adsorção e da osmose.

A sucção total de um solo está associada a duas componentes: a sucção matricial somada à sucção osmótica. A sucção matricial relaciona-se com as características físicas do solo de realizar essa retenção de água, a exemplo da capilaridade e da adsorção; já a sucção osmótica tem a ver com a pressão para que a concentração de solutos presentes na água que preenche os vazios do solo seja uniforme em toda a sua massa (BARBOSA, 2019).

A relação entre a sucção do solo e a sua umidade pode ser vista por meio da curva característica ou curva de retenção da água, representada na Figura 3, gráfico de análise em que são inseridos os valores de umidade e sucção medidos. Dois parâmetros podem ser obtidos da curva: a umidade de saturação ( $\Theta_s$ ) do solo e a umidade residual ( $\Theta_r$ ). Por meio dela é possível perceber que quanto maior a sucção, mais seco é o solo; um solo não saturado tem uma sucção maior que um solo saturado, cujo valor de sucção é zero quando sua saturação é 100% (PEREIRA, 2004).

Figura 3 - Exemplo de curva característica de solo não saturado.



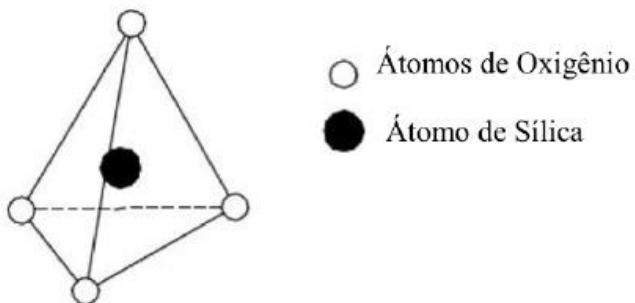
Fonte: Gitirana Júnior *et al.* (2015 apud BARBOSA, 2019).

São 3 zonas que dividem a curva presente no gráfico: i) a zona saturada, que vai da sucção zero com o solo saturado até o “valor de entrada de ar”, correspondente à maior sucção que o solo resiste sem drenar a água (solo retém ou “segura” a água); ii) a zona de dessaturação, em que a sucção cresce e solo inicia a drenagem com seu trecho compreendendo o ponto de “valor de entrada de ar” até o “grau de saturação residual”; iii) e a zona residual, cujo trecho vai do “grau de saturação residual” ao grau de saturação zero do solo e indica o restante da água que fica nos poros das partículas de solo (BARBOSA, 2019).

## 2.2 Argilominerais

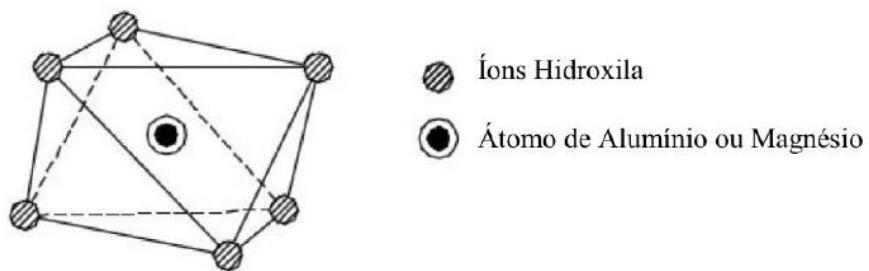
Do intemperismo químico de rochas que têm muita sílica, por meio de reações como oxidação, redução, hidratação e desidratação, troca iônica e lixiviação, surgem os argilominerais (SANTOS, 2017). Eles são, então, silicatos hidratados ou óxidos com estrutura cristalina formada por lâminas tetraédricas (silício e oxigênio –  $\text{SiO}_2$ ) ligadas por meio dos oxigênios dos tetraedros às lâminas octaédricas (alumínio e hidroxila –  $\text{Al(OH)}_3$ ), conforme a Figura 4 e a Figura 5.

Figura 4 - Unidade da lâmina tetraédrica.



Fonte: Cristelo (2001 apud MORAIS, 2017).

Figura 5 - Unidade da lâmina octaédrica.



Fonte: Cristelo (2001 apud MORAIS, 2017).

Os argilominerais são partículas de diâmetro menor que  $2\mu\text{m}$  e estrutura em folhas ou lâminas. Por essa razão possuem uma grande superfície específica com cargas negativas e, consequentemente, a adsorção como propriedade única. Os mecanismos de expansão associados aos argilominerais são a atração superficial das partículas, a hidratação dos cátions e a repulsão osmótica (PEREIRA, 2004).

O mecanismo associado à atração superficial das partículas se refere às cargas negativas presentes nas superfícies dos argilominerais que tendem a atrair os cátions por meio de suas forças eletrostáticas, de maneira a equilibrar essas cargas. Esses cátions são encontrados na água livre ou em outros líquidos das quais o solo teve contato. O argilomineral, com grande volume de água na dupla camada, promove a expansão do solo (PEREIRA, 2004).

À medida que os cátions vão sendo adsorvidos na dupla camada dos argilominerais, vão ocorrendo substituições isomórficas, que aumentam a afinidade destes com a água, daí vem a hidratação destes íons. O raio iônico dos cátions ao serem hidratados aumentam de volume, contribuindo, portanto, com o aumento da massa de solo (PEREIRA, 2004).

O terceiro mecanismo é a repulsão osmótica, que ocorre com a entrada de cátions e sua hidratação, alterando a concentração de íons no argilomineral. Os íons tendem a se concentrar na superfície do argilomineral e se encontram em menor concentração a uma distância maior da superfície. A água, com sua propriedade de osmose, tende a se instalar na superfície do argilomineral de modo a igualar essa concentração de íons. Esse processo resulta também num aumento de volume do solo (PEREIRA, 2004).

Quanto à estrutura, os argilominerais cristalinos podem ser: i) de unidade estrutural 1:1, composto por uma lâmina tetraédrica e uma lâmina octaédrica, a exemplo da caulinita-serpentina; ii) de unidade estrutural 2:1, com duas lâminas tetraédricas intercaladas por uma lâmina octaédrica, dentre as quais são as micas, vermiculitas, esmectitas e pirofilitas; iii) de unidade estrutural 2:1:1, que possui estrutura 2:1 com uma lâmina octaédrica intercalada, a exemplo das cloritas. As dezenas de sequências contínuas dessas lâminas formam o argilomineral (BARBOSA, 2019; PEREIRA, 2004). O Quadro 2 apresenta uma das classificações dos argilominerais, citada no trabalho de Thomé (1994).

Quadro 2 - Classificação simplificada dos argilominerais.

Cristalinidade	Proporção de lâminas por camadas	Expansibilidade	Tipo
Cristalinos	1:1	Não expansivo	Caulinita Haloisita
	2:1	Não expansivo	Micas Ilitas Cloritas
		Expansivo	Vermiculita Esmectita
Não Cristalinos	Alofanas		

Fonte: Adaptado de Kampf *et al.* (1985 apud THOMÉ, 1994).

São descritos, nas seções 2.2.1 e 2.2.2, alguns dos grupos de argilominerais citados.

### 2.2.1 Esmectitas

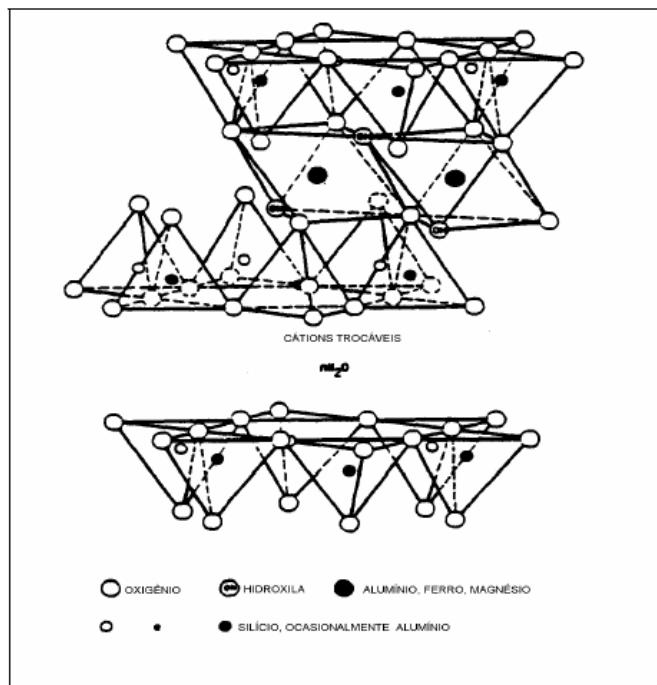
As esmectitas, cuja estrutura é de 2:1, possuem expansividade intracristalina na presença da água e contração pela falta dela. A expansividade se dá pela hidratação dos cátions pelas moléculas de água na estrutura do argilomineral e pela sua adsorção, que forma

pontes de hidrogênio (PEREIRA, 2004). Essas particularidades enfraquecem as ligações apolares entre as moléculas, o que se verifica na fácil tolerância da entrada de água e no afastamento entre as camadas de uma forma mais maleável, causando a expansão do solo (BARBOSA, 2019; THOMÉ, 1994).

A montmorilonita, de estrutura apresentada na Figura 6, é uma das espécies das esmectitas que mais apresenta instabilidade com a presença da água. Ela tem partículas pequenas e finas, promove uma alta plasticidade e um comportamento coloidal nos solos devido aos fatores já comentados e devido à sua grande área de superfície específica (ASS). Os solos que a contém apresentam alta resistência quando secos, mas perdem essa propriedade quando são saturados (MACHADO E MACHADO, 2012; PEREIRA, 2004; SANTOS, 2017).

A superfície específica é o conjunto da área de todas as partículas sólidas de uma unidade de peso ou volume, que pode ser expressa em  $\text{m}^2/\text{m}^2$  ou  $\text{m}^2/\text{g}$ . Sabe-se que quanto maior o grão menor a superfície específica e, consequentemente, menor a predominância das forças elétricas. O que não é o caso da montmorilonita, cuja superfície específica é de aproximadamente  $800 \text{ m}^2/\text{g}$ . Essa área, no entanto, é irregular, o que dificulta a identificação mineralógica do material (MACHADO E MACHADO, 2012; PEREIRA, 2004; SANTOS, 2017).

Figura 6 - Esquema da estrutura de uma montmorilonita.



Fonte: Pereira (2004).

### 2.2.2 Vermiculitas

As vermiculitas possuem capacidade expansiva, apesar de ser menor que a da montmorilonita, para cátios monovalentes, a depender também do tipo de cátion ( $\text{Li}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) (PEREIRA, 2004).

Existe ainda o grupo dos interestratificados, que se caracteriza pela intercalação de mais de um argilomineral, podendo tornar o solo potencialmente expansivo, como é o caso da montmorilonita-vermiculita. Existem também outros interestratificados, a exemplo da montmorilonita-clorita, montmorilonita-ilita ou clorita-vermiculita (PEREIRA, 2004).

## 2.3 Solos expansivos

De acordo com Vilar e Ferreira (2019), os solos expansivos são solos que apresentam comportamento cíclico, ou seja, aumentam de volume quando são umedecidos ou têm sua sucção alterada, e reduzem quando perdem umidade. Estes, que são normalmente solos argilosos ou argilo-siltosos, podem ter origem na decomposição das rochas ígneas básicas ou das rochas sedimentares que contenham argilominerais expansivos, a exemplo da decomposição dos feldspatos e piroxênios em montmorilonitas (FERREIRA *et al.*, 2017).

Conforme Pereira (2004) reconhece-se um solo como expansivo quando este apresenta expansões maiores que 1% sem que se tenha aumentado ou diminuído os carregamentos aplicados sobre ele. No geral, apresenta-se duro quando seco mas perde resistência quando em contato com água.

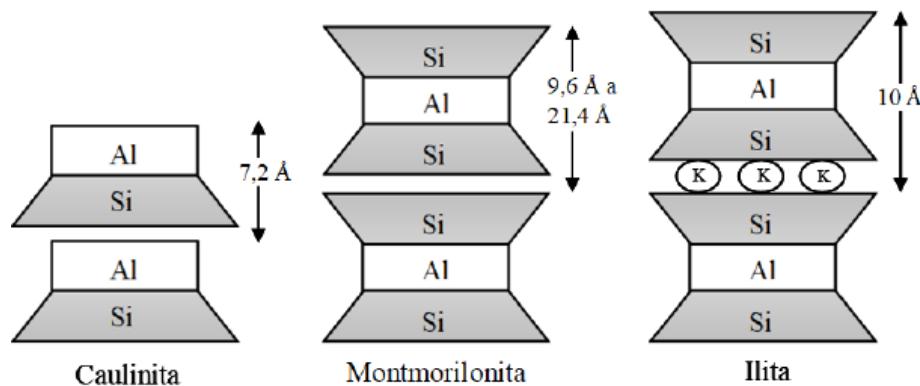
No aspecto físico-químico, a ocorrência dos solos expansivos se dá devido à presença de minerais de natureza expansiva de unidade estrutural 2:1, como as vermiculitas e as montmorilonitas. A possibilidade do fenômeno de expansão vai depender, além do tipo de argilomineral, do arranjo dessas partículas, da porosidade, da orientação mineralógica, da estrutura do perfil do solo, da sua formação e origem, do tipo de solo, do clima, do estado de tensões e da variação de umidade (FERREIRA *et al.*, 2017; SILVA, 2018; VILAR; FERREIRA, 2019).

Os fatores que induzem a variação de volume nos solos expansivos, como os que foram citados no parágrafo anterior, são separados por Santos (2017) em grupos de fatores internos e externos. Os fatores internos comentados pelo autor são:

- minerais argilosos expansivos como as montmorilonitas e as vermiculitas, pois suas moléculas apresentam grande afinidade com a água permitindo a adsorção. As ligações são desfeitas pela água que permeia entre elas ocupando um espaço e

aumentando o volume da estrutura cristalina; na Figura 7 é possível perceber a distância de base da montmorilonita em relação aos outros argilominerais;

Figura 7 - Estrutura dos argilominerais e distância basal.



Fonte: Paiva (2016).

- b) arranjo dos grãos, visto que as argilas floculadas, cujos contatos ocorrem entre faces e arestas das partículas, têm a tendência a expandir mais que as argilas com estrutura dispersa, com partículas se posicionando paralelamente face a face. A estrutura desses grãos vai depender das forças de repulsão, das forças de atração e de forças de ligação (MACHADO E MACHADO, 2012);
  - c) sulfato de cálcio, que participa das reações químicas nas transformações que originam os argilominerais;
  - d) mecanismos internos químicos dos argilominerais, a exemplo da absorção capilar, da sucção osmótica, da hidratação dos cátions trocáveis e das forças de Van Der Waals.
- Em sequência, os fatores externos são:
- a) condições de tensões: o nível de expansão vai depender da história de tensões, se houve alívio de tensão ou compactação, por exemplo; um solo sobreadensado, como afirma Nelson e Miller (1992), é mais expansivo que um solo normalmente adensado, nos mesmos valores de índices de vazios;
  - b) profundidade da zona ativa: a zona ativa é caracterizada pela região onde o solo é afetado com as variações de umidade e sofre expansão ou contração. Essa profundidade, que normalmente é superficial, vai depender do tipo de solo, da estrutura, da topografia e do clima; definir a zona ativa é essencial na determinação do tipo de solução escolhida para o tratamento do solo pois ela vai delimitar a região e quantidade de solo problemático que se tem (CHEN, 1988 apud SANTOS, 2017);

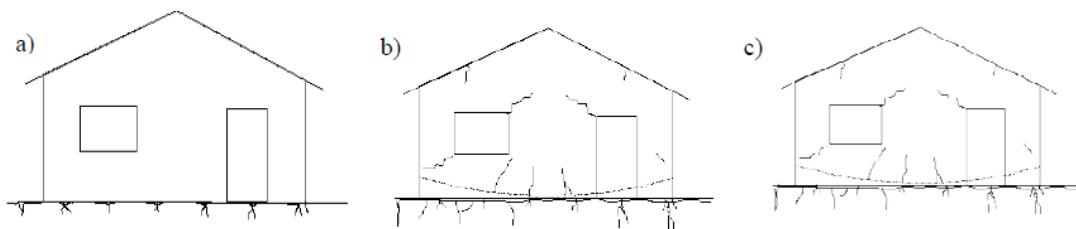
- c) composição mineralógica e topografia: está relacionado ao tipo de rocha mãe do solo e do ambiente em que ela se encontrava. A idade geológica traz algumas informações sobre esses tópicos;
- d) teor de água inicial: um solo já seco tem mais afinidade com a água do que um solo mais úmido, ou seja, sua expansão é maior; esse solo mais úmido, no entanto, perderá água mais facilmente diante das condições expostas, contraindo mais que um solo de menor teor de água (NELSON E MILLER, 1992);
- e) a variação da umidade: pode ocorrer em razão da transição das estações do ano; sabe-se que em algumas regiões as estações caracterizam-se por períodos de longa estiagem e períodos com chuvas em alguns poucos meses do ano; e também em razão de ações antrópicas como a própria retirada de vegetação de um local, ou a construção de uma obra, em que pode ocorrer o acúmulo de água em uma parte do solo dada pela impermeabilização da área construída (RIBEIRO JÚNIOR; FUTAI; CONCIANI, 2006; VILAR; FERREIRA, 2019);
- f) variações climáticas, que podem levar a ciclos de umedecimento e secagem do solo, ou seja, o clima vai influenciar diretamente na umidade disponível. Os climas semiáridos apresentam as maiores expansões (NELSON E MILLER, 1992);
- g) mudanças hidrológicas: a variação nos lençóis freáticos é uma delas, que tem suas causas encontradas nas ações climáticas e nas atividades humanas também; sua flutuação de nível se constitui fonte de umidade ao solo (NELSON E MILLER, 1992; VILAR; FERREIRA, 2019);
- h) gelo e degelo, em regiões de climas frios;
- i) vegetação: a retirada da vegetação faz com que a umidade que era absorvida pelas plantas se concentre no solo provocando então, sua expansão (VILAR; FERREIRA, 2019); já a existência de vegetação, a exemplo de árvores ao redor das edificações absorvem a umidade do solo (evapotranspiração) criando uma variação desta e provocando a sua contração (PEREIRA, 2004).

Nelson e Miller (1992) acrescentam ainda aos fatores que influenciam na expansão do solo: a succão, que se relaciona com o grau de saturação, a natureza química e elétrica das partículas, a porosidade e a tensão superficial; a plasticidade, afirmando que solos plásticos, de alto limite de liquidez apresentam maior potencial de expansão; a densidade seca, cujos altos valores apontam para maior união dos grãos e um maior potencial de forças de repulsão; a drenagem e fontes de água superficiais, a exemplo de tubulações e canaletas com vazamentos; a permeabilidade de outras camadas de solo que facilitam a entrada de água e

aceleram a expansão dos solos; e o perfil do solo, visto que as maiores expansões decorrem de solos que têm horizontes com solos argilosos da superfície até a rocha, enquanto que expansões menores podem ser observadas em solos cobertos por material não expansivo ou leito rochoso.

Morais (2017) e Paiva *et al.* (2016) citam, como problemas decorrentes dos solos expansivos: i) no solo em campo: as fendas ou fissuras características; ii) nas construções: fissuras diagonais embaixo de janelas e acima das portas, rupturas e ondulações nos pavimentos, rachaduras nas lajes, paredes e fundações; iii) nos bueiros, tubulações e canais: fissuras generalizadas nas direções longitudinais ou transversais, rompimento destes elementos. Santos (2017) complementa que as estruturas já ficam danificadas com uma expansão de apenas 5% dos argilominerais. A Figura 8 mostra três estágios de fendas em uma residência construída sobre solo expansivo, a primeira no seu estado inicial, a segunda com expansão no centro da casa e retração nas laterais e a terceira com expansão nos lados.

Figura 8 - Esquema de avanço de fendas numa edificação sobre solo expansivo.



Fonte: Ayala Carcedo, Gifon, Mozo (1986 apud PAIVA *et al.*, 2016).

Morais (2017) reuniu, em seu seu estudo, imagens de alguns autores dos danos originados pela expansão dos solos. As deteriorações podem ser vistas na Figura 9.

Figura 9 - Danos recorrentes nas estruturas causados pelos solos expansivos.



Fonte: Morais (2017).

Jesus e Pinto (2018) trouxeram, em seu estudo, imagens de rachaduras no contrapiso de uma edificação na Bahia. As patologias podem ser vistas na Figura 10.

Figura 10 - Rachaduras causadas por solo expansivo no contrapiso de uma edificação.



Fonte: Jesus e Pinto (2018).

## 2.4 Diagnóstico dos solos expansivos

Vilar e Ferreira (2019) diagnosticam um solo expansivo resumidamente sob um aspecto qualitativo. Para os autores um solo expansivo tem um mineral argiloso na sua composição, apresenta reduções ou expansões com superfícies de fricção, possui pouca

drenagem e atividade alta. A identificação da expansibilidade em um solo antes da construção de uma obra evita perdas econômicas e sociais.

Existem dois grandes grupos responsáveis por identificar a expansibilidade dos solos: os métodos diretos e os indiretos. Os métodos diretos têm base nos ensaios edométricos, de placa ou nos valores obtidos no expansocolapsômetro para avaliação do potencial expansivo. Já os métodos indiretos se baseiam nos índices físicos, nos limites de consistência e em parâmetros relativos à textura do solo. Ao longo dos anos tem sido crescente a análise por meio de métodos computacionais com as análises numéricas para avaliar o comportamento do solo (VILAR; FERREIRA, 2019).

Existem também os métodos que estão relacionados à microestrutura do solo expansivo tais como a análise térmica diferencial (DTA), a difração de raio-X (DRX), a espectroscopia vibratória, a microscopia eletrônica de varrimento (MEV), a espectroscopia de absorção de raio-X e a microscopia eletrônica, que não são o foco desta pesquisa. Estes se baseiam na constituição mineralógica dos argilominerais para concluir se o solo pode ou não ser expansivo (PEREIRA, 2004; SANTOS, 2017).

De acordo com a *Comission on swelling rocks (ISRM)* (1994 apud SANTOS, 2017), os solos expansivos podem ser identificados visualmente, por meio de ensaios de campo simples e por meio de ensaios laboratoriais. O reconhecimento de um solo expansivo é feito pela observação de fissuras ou fendas fora de padrão no solo ou na superfície de paredes. A Figura 11 apresenta fissuras de um solo expansivo em retração.

Figura 11 - Retração em solo expansivo.



Fonte: Silva (2018).

Em campo pode ser feita a análise tátil, que consiste em friccionar a rocha, sendo indicativo de solo expansivo uma suavidade no tato e uma aderência, e também o ensaio de

reação com água que consiste em colocar a amostra seca num recipiente com água e verificando que menos tempo de desintegração da amostra implica num maior potencial de expansão (ISRM, 1994 apud SANTOS, 2017).

A literatura técnica apresenta algumas correlações para classificar os solos expansivos com base em suas propriedades. Eles não podem ser utilizados como uma classificação padrão devido às diferentes condições aplicadas, mas servem de indicadores de solos expansivos e podem servir de comparação nos diversos estudos. O Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) considera os solos expansivos aqueles com terminologia CH e CL e a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) considera aqueles classificados como A6 e A7 (PEREIRA, 2004).

Alguns dos parâmetros utilizados nos métodos de identificação e classificação dos solos expansivos serão descritos a seguir.

#### 2.4.1 Granulometria, limites de Atterberg e atividade

A granulometria, a consistência e a atividade permitem a caracterização de um solo e seus valores podem correlacioná-lo à sua expansividade. A aplicação se dá por meio das cartas que relacionam esses índices físicos ao grau de expansão que apresentam.

##### 2.4.1.1 Granulometria

O ensaio de granulometria propõe-se a estudar a textura dos solos, entendida como o tamanho e a distribuição das partículas sólidas que compõem o solo. A divisão dos solos em finos e grossos de acordo com a textura é necessária no conhecimento de seu comportamento. No caso dos solos finos, que compreende os solos expansivos, as forças de campo que os influenciam são as elétricas, enquanto que nos solos grossos essas forças são gravitacionais (MACHADO E MACHADO, 2012).

A análise granulométrica determina os tamanhos dos diâmetros dos grãos em conjunto com a proporção de cada fração do solo em relação ao peso de solo seco, cujo resultado é a curva granulométrica. Ela permite determinar a porcentagem de cada fração que forma o solo (pedregulho, areia, silte, argila). Além disso, a curva possibilita conhecer informações geológicas do solo e classificá-lo quanto à sua graduação (MACHADO E MACHADO, 2012).

#### 2.4.1.2 Limites de Atterberg

Os solos finos, ao contrário dos solos grossos, são influenciados em seu comportamento pela umidade; propriedades como resistência ao cisalhamento e compressibilidade, por exemplo, são afetadas pela quantidade de água que possuem. Os limites de Atterberg têm por função separar e determinar quantitativamente, por valor de umidade, os estados de consistência ou estados físicos dos solos. Têm-se, portanto, os estados de consistência sólido, semi-sólido, plástico e fluido-denso ou líquido (MACHADO E MACHADO, 2012).

Cada estado físico do solo vai ter sua particularidade. O estado sólido não tem seu volume afetado ou variante, ao passar por mudanças na sua umidade; o estado semi-sólido ao ser umidificado vai apresentar fissuras e pode romper; o estado plástico é um estado em que o solo pode ser moldável sem fissuras ou variações de volume; o estado fluido-denso ocorre quando o solo tem aparência de suspensão, não apresentando resistência ao cisalhamento (MACHADO E MACHADO, 2012).

Os limites, que representam a transição entre um estado e outro, são denominados limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP) e limite de contração (LC). O primeiro representa a medida da umidade na qual o solo se altera do estado plástico para o fluido; o segundo é a quantidade de umidade na qual o solo muda do estado semi-sólido para o plástico; e o último, por fim, determina a umidade na passagem do estado sólido para o estado semi-sólido (MACHADO E MACHADO, 2012).

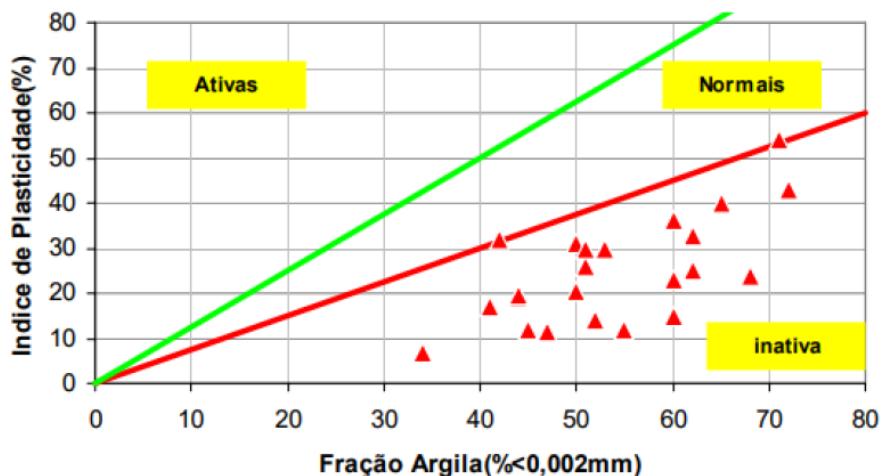
A plasticidade, característica predominante nos solos expansivos, é o potencial do solo de se deformar sem que haja rupturas ou trincas e ela vai depender da umidade e do tipo de argilomineral. Quanto à umidade, o solo só vai ter comportamento plástico num determinado intervalo. Quanto ao tipo de argilomineral, sabe-se que quanto menor for seu tamanho, maior vai ser sua plasticidade (MACHADO E MACHADO, 2012).

O índice de plasticidade (IP) é um dos mais utilizados índices de consistência e retrata o intervalo de valores de umidade na qual um solo se comprehende de maneira plástica. Em termos de equação é a subtração do limite de liquidez pelo valor do limite de plasticidade. Em termos de conceito seria a quantidade de água a se adicionar em um solo de modo que esse passasse do estado plástico para o líquido. O solo classifica-se como “não plástico” com  $IP = 0$ ; como “pouco plástico” quando  $1 < IP < 7$ ; de “plasticidade média” quando  $7 < IP < 15$  e “muito plástico” quando  $IP > 15$  (MACHADO E MACHADO, 2012).

#### 2.4.1.3 Atividade

O índice de Atividade de Skempton (1953) classifica o potencial de expansão do solo pela porcentagem de argila e pelo índice de plasticidade (IP). A atividade (A) corresponde à relação entre o IP e a fração de argila (% < 0,002 mm) e exprime as atividades físicas e químicas advindas da carga elétrica superficial dos argilominerais (MACHADO E MACHADO, 2012). De acordo com Skempton (1953), os solos de maior atividade são os que têm maior potencial de expansão (PEREIRA, 2004). Dessa forma, os solos podem ser classificados em: i) inativos, com atividade menor que 0,75; ii) normalmente ativos, com atividade entre 0,75 e 1,25; e iii) ativos, com atividade maior que 1,25. A Figura 12 apresenta a carta de Skempton.

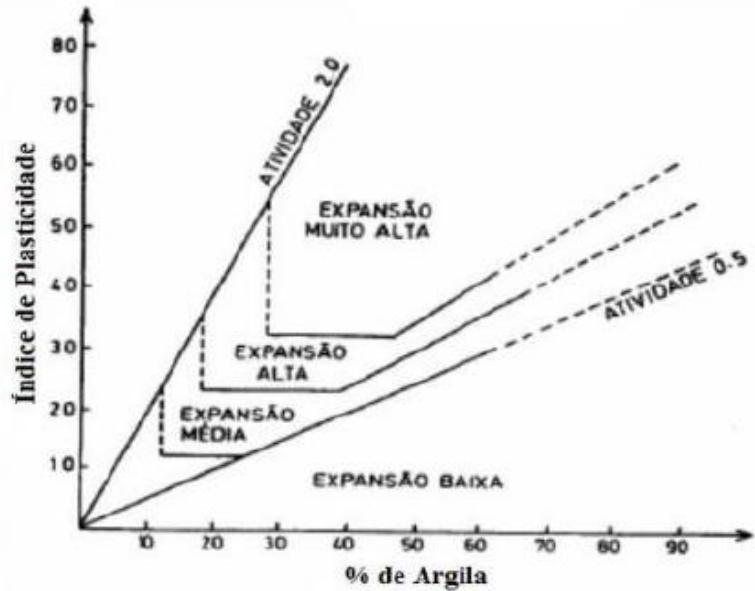
Figura 12 - Carta de Skempton (1953).



Fonte: Silva (2018).

Utilizando os índices de Skempton, Williams & Donaldson (1980) propuseram seus critérios para classificar a expansibilidade. O gráfico pode ser visto na Figura 13.

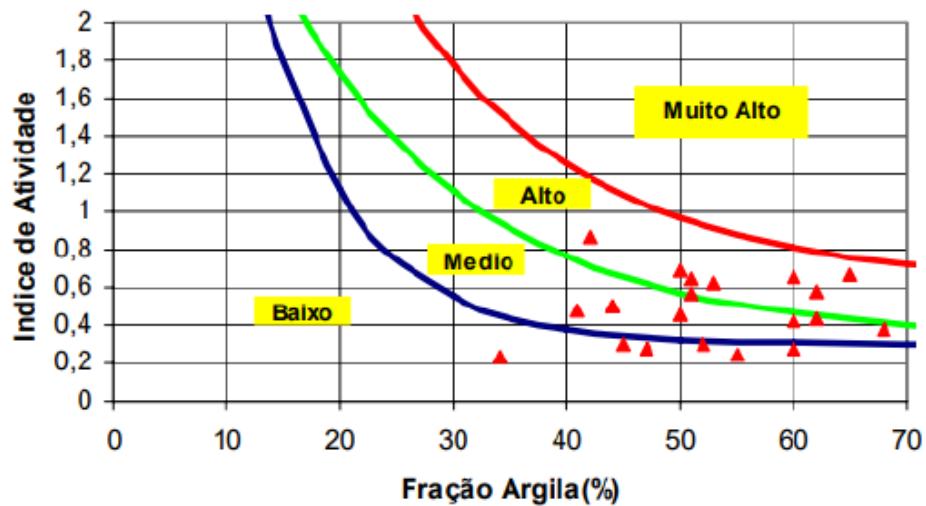
Figura 13 - Classificação da expansibilidade pelos critérios de Williams & Donaldson (1980).



Fonte: Silva (2018).

A carta de Seed *et al.* (1962), na Figura 14, também se baseia no índice de atividade e na fração de argila para classificar a expansão.

Figura 14 - Carta de Seed (1962).



Fonte: Silva (2018).

O Quadro 3 apresenta o grau de expansão do solo por meio de critérios a partir dos limites de Atterberg por Chen (1965), Seed *et al.* (1962) e Dakshanamurthy & Raman (1973).

Quadro 3 - Correlação do grau de expansão dos solos a partir dos limites de consistência.

Grau de Expansão	Chen (1965)	Seed <i>et al.</i> (1962)	Daksanamurthy & Raman (1973)
Muito Alto	LL > 60	IP > 35	LL > 70
Alto	40 < LL ≤ 60	20 < IP ≤ 35	50 < LL ≤ 70
Médio	30 ≤ LL ≤ 40	10 ≤ IP ≤ 20	35 < LL ≤ 50
Baixo	LL < 30	< 10	20 ≤ LL ≤ 35

Fonte: Adaptado de Vilar e Ferreira (2019).

#### 2.4.2 Expansão livre e pressão de expansão

A expansão livre e a pressão de expansão são parâmetros que permitem obter informações quantitativas relacionadas às variações de volume nos solos expansivos. Essas mudanças nas dimensões dos solos são medidas conforme as condições nas quais eles estão sujeitos, seja com sobrecargas ou não, por exemplo (PEREIRA, 2004).

##### 2.4.2.1 *Expansão livre*

O ensaio de expansão livre (EL) descrito por Holtz & Gibbs (1956) consiste em colocar 10 cm<sup>3</sup> de solo seco passado na peneira nº 40 em 100 cm<sup>3</sup> de água destilada deixando-a expandir vertical e livremente. Geralmente são utilizados corpos de prova cilíndricos acondicionados em células do tipo edométrico convencional com um micrômetro nos seus topo. São registradas as deformações em intervalos de tempo, com o auxílio do micrômetro e o corpo de prova é pesado. O aumento do volume máximo na espessura da amostra corresponde à expansão livre, que pode ser expressa pela relação:  $E = ((\Delta H/H) * 100)$ , em que E é a expansão livre (%),  $\Delta H$  é a variação na altura do corpo de prova e H é a altura inicial (mm) (PEREIRA, 2004; SANTOS, 2017; VILAR; FERREIRA, 2019).

##### 2.4.2.2 *Pressão de expansão*

Pressão de expansão (PE) é a pressão a ser aplicada ao solo que impeça sua expansão em volume quando inserido em água. O ensaio edométrico consiste em aplicar uma carga, que se assemelha à carga de confinamento do solo em campo, e avaliar a pressão correspondente à mudança de volume na direção vertical de um corpo de prova de uma amostra indeformada (SANTOS, 2017).

De acordo com Vilar e Ferreira (2019) existem algumas opções de métodos para determinar a pressão de expansão de um solo:

- a) carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação: é aplicada à amostra confinada lateralmente uma tensão, após sua inundaçāo. Em seguida, após sua estabilização é medida a expansão. Por último, continua-se com o carregamento até que o corpo de prova retorne à sua altura inicial. A pressão de expansão será esta pressão que fez com que o corpo de prova retornasse à posição original;
- b) expansão e colapso sob tensão: é aplicada uma tensão na amostra até sua estabilização e é feita sua inundaçāo, simultaneamente, sendo medida sua deformação. Marcada a tensão e a deformação correspondentes, a pressão de expansão vai ser obtida pela extrapolação correspondente à deformação 0 de uma reta formada com esses pontos.
- c) volume constante: o solo é inundado e em seguida é medido no edômetro a tensão vertical, pré-estabelecida, que impede a mudança de volume da amostra (ATAIDE, 2017);
- d) Rao *et al.* (1988): são aplicados incrementos de carga quando o corpo de prova é inundado para impedir a variação no volume; continua-se a aplicar o carregamento e a pressão de expansão é obtida por meio de gráfico;
- e) Justo *et al.* (1984): com interseção da curva de inundaçāo sob tensão com a curva de umidade constante é obtida a pressão de expansão;
- f) “edométrico duplo”: é obtido por meio de curvas do ensaio edométrico duplo; utiliza-se duas amostras indeformadas, um com umidade natural e o outro inundado, com aplicação de cargas em dois edômetros diferentes. A pressão de expansão vai ser a pressão no corpo de prova inundado que equivale ao mesmo índice de vazios inicial da amostra na umidade natural (ATAIDE, 2017).

De acordo com os resultados de EL ou PE os solos podem ser classificados quanto ao seus danos nas estruturas, como pode ser observado no Quadro 4, e quanto ao seu grau de expansividade, conforme visto no Quadro 5.

Quadro 4 - Critério de Jimenez (1980) sobre os danos de acordo com a pressão de expansão.

Pressão de Expansão (kPa)	Possíveis Danos
> 200	Demolição
Entre 100 e 200	Danos Graves
Entre 50 e 100	Fissuras Importantes
Entre 20 e 50	Fissuras Pequenas
< 20	Sem Danos

Fonte: Adaptado de Silva (2018).

Quadro 5 - Critérios para o grau de expansividade de acordo com a expansão livre e a pressão de expansão.

Critério de Seed <i>et al.</i> (1962)	Critério de Vijayvergyia & Ghazzaly (1973)		Grau de Expansividade
Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 7 kPa	Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 10 kPa	Pressão de Expansão (kPa)	
0-1	< 1	< 30	Baixa
1-5	1-4	< 30-120	Média
5-25	4-10	120-300	Alta
>25	> 10	> 300	Muito Alta

Fonte: Adaptado de Vilar e Ferreira (2019).

## 2.5 Estudos sobre tratamento e caracterização de solos expansivos

O tratamento de solos expansivos envolve soluções que giram em torno de estabilizações. O conjunto destas com a utilização de medidas mitigadoras e constante manutenção permite obter sucesso na intervenção aplicada.

### 2.5.1 Medidas mitigadoras

De acordo com Santos (2017), algumas medidas mitigadoras devem ser tomadas de forma a evitar a deterioração das estruturas em razão do solo. O autor as separa em três fases:

- antes da construção: nessa fase, a melhor solução é a remoção do solo complexo com posterior substituição; a eliminação da entrada de água na obra, o controle da umidade ou tratamento químico do solo com sua estabilização; devem ser colocadas também barreiras de proteção como técnica complementar, a exemplo do uso de revestimentos, geomembranas, drenagem controlada e direcionada (coletores de águas pluviais);
- durante a construção: na execução devem ser feitas a drenagem e a pavimentação adequadamente, a proteção das fundações com almofadas de brita e areia, a fundação

deve ser projetada de forma que se adeque aos movimentos e atenuar os seus efeitos, entre outros (CODUTO, 2014 apud SANTOS, 2017);

- c) após a construção: depois de construída deve-se verificar se a drenagem está longe da estrutura, plantar árvores a 4,5 metros de distância das fundações, manter o nível da água uniforme e constante, reforçar a fundação, consertar vazamentos de canos, instalar drenos.

O Quadro 6 apresenta algumas medidas recomendadas por Santos (2017) para problemas com solos expansivos em estados norte-americanos.

Quadro 6 - Medidas recomendadas para os solos expansivos de alguns estados norte americanos.

Estados dos EUA	Autores	Medidas recomendadas
Florida (Polk Country)	Polk Country Natural Hazards Mitigation Plan 2005	Na evolente exterior das edificações: - Utilização de coletores; - Plantação de árvores a uma distância maior da fundação; - Educação pública sobre a temática; - Prevenção; - Intervenções de emergência
Texas	McMahon 2012	Grelhas de fundação
Nova Iorque (Suffolk Country)	DMA 2000 Hazard Mitigation Plan Update - Suffolk Country 2014	Cartografia de áreas com potencial expansivo e danos causados; Implementar regulamentos de classificação e construção na colocação de lajes
California (San Diego)	Country of San Diego Planning & Development Services 2017	Estabilização das fundações por: - Estacas resistentes; - Ancoragens.

Fonte: Adaptado de Santos (2017).

Em complemento, o Quadro 7 traz alguns fatores que podem desencadear a expansão, os problemas e as possíveis ações.

Quadro 7 - Fatores desencadeadores dos solos expansivos, problemas e soluções.

Fatores	Possíveis Problemas	Possíveis ações
<b>Chuva</b>	O escoamento não uniforme do telhado pode resultar em um empolamento localizado	Manter o solo inclinado longe de todos os lados da fundação para uma distância de pelo menos 5m, usar calhas com tubos de descarga, pelo menos a 3m da fundação
<b>Tubos de Queda com Descarga Direta</b>	As fontes concentradas de água podem levar a movimentos de fundação não uniformes	Estender a descarga um mínimo de 0,9m da fundação e usar blocos para proteger da força da queda da água e evitar a erosão
<b>Drenagem Deficiente</b>	A coleta localizada de água da chuva que flui ou que jaz ao lado da fundação pode conduzir ao empolamento localizado da fundação	Declives de terreno afastado de todos os lados da fundação, manter a linha de sujidade vários centímetros abaixo da linha do tijolo. Não usar solos arenosos para o preenchimento próximo à fundação - use argilas.
<b>Canteiros/ Arbustos</b>	A fonte localizada de água pode resultar em movimentos de fundação não uniformes	Não utilizar água de irrigação, inclinação da superfície do solo longe da fundação
<b>Aspersores de rega</b>	Válvulas e juntas podem vaziar com o tempo, resultando em fontes de água localizadas que podem causar movimentos de fundação não uniformes	Verificar e corrigir quaisquer vazamentos nas juntas e válvulas
<b>Árvores</b>	As raízes das árvores crescem sob as bases e secam solos causando assentamentos não uniformes da fundação	Plantar as árvores a uma distância maior do que sua altura madura da fundação. Se as existentes estiverem mais próximas, instalar um sistema de barreira de árvores de aproximadamente 1,2m de profundidade
<b>Infiltração Superficial</b>	A fonte de água pode resultar em empolamentos não uniformes na fundação	Instalar o dreno da trincheira do interceptor para cima, para coletar e desviar a água de infiltração em torno dos solos da fundação e descarregar para baixo segundo o declive
<b>Perdas de água segundo o mergulho das camadas</b>	Fugas em linhas de esgoto ou de água fornecem fonte localizada de água que pode levar a movimentos de fundação localizados	Monitorar contas de água, obter canalizador de detecção de vazamento para isolar e reparar vazamentos, verificar reparos com teste de pressão
<b>Evapotranspiração</b>	A elevação gradual e uniforme da umidade do solo sob as fundações pode levar a uma elevação da estrutura	Ocorrência normal, rigidez da fundação deve ser projetada e construída para esta condição de longo prazo

Fonte: Adaptado de Nuhfer *et al.* (1997 apud SANTOS, 2017).

### 2.5.2 Estabilizações

As estabilizações de solo têm a finalidade de modificar características de permeabilidade, resistência, compressibilidade, entre outras, para que atenda às obras geotécnicas (LACERDA, 2019). Elas podem ser físicas, mecânicas ou químicas (SILVA, 2018). A escolha da técnica de estabilização mais viável deve considerar o custo da obra, as características dos materiais, as propriedades a serem melhoradas, a finalidade da obra e o acesso à técnica (FERREIRA *et al.*, 2017).

As estabilizações podem ser físicas, químicas ou mecânicas. Na estabilização física é utilizado um ou a combinação de mais tipos de materiais com o objetivo de corrigir sua granulometria. Nesse caso, ocorre alteração das propriedades do solo, da textura. Na estabilização química são utilizados compostos orgânicos ou inorgânicos (cal, cimento, resinas). Nesse caso, ocorre alteração na massa de solo para aumentar a resistência ao cisalhamento (PINTO, 2008 apud SILVA, 2018). A estabilização química mais utilizada é a aplicação de cal, cujo processo pode ser visto na Figura 15.

Figura 15 - Aplicação de cal em solo para estabilização.



Fonte: Ataide (2017).

Já a estabilização mecânica consiste na modificação no arranjo físico dos grãos ou na granulometria (GONDIM, 2008 apud SILVA, 2018). A compactação, em que são transformadas as características iniciais do solo com o objetivo de melhorar seu comportamento mecânico, é um exemplo de estabilização mecânica (CHAGAS *et al.*, 2020).

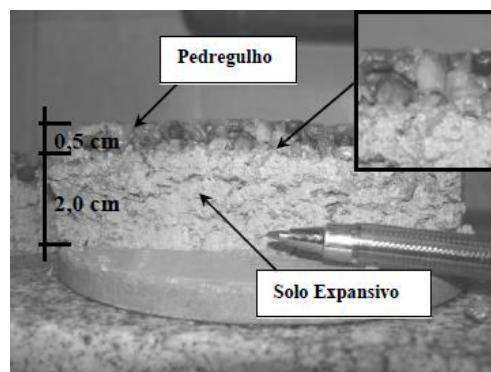
### 2.5.3 Estudos de caracterizações e soluções

Em razão da caracterização do solo de Propriá realizada no presente estudo, serão apresentados alguns exemplos de estudos relacionados à caracterização a título de observação dos parâmetros mais utilizados e de comparação posterior com os resultados desta pesquisa.

Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006) caracterizaram um solo presente na Baixada Cuiabana, da formação Miguel Sutil, cujos solos expansivos têm causado problemas em obras térreas, rodoviárias e em sobrados. Os resultados de granulometria da amostra demonstram 10% de areia fina, 58% silte e 32% argila; os limites de Atterberg foram:  $LL = 44\%$ ,  $LP = 22\%$  e  $IP = 22\%$ ; o solo é uma argila de baixa compressibilidade (CL) ativa, com atividade de 1,7; o ensaio de difração de raio-X detectou a presença de esmectita, vermiculita, caulinita, goetita, predominância de ilita e traços de montmorilonita; a expansão livre chegou em torno de 27% e a pressão de expansão na ordem dos 25 kPa.

De acordo com Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006), o que se sugere para edificações sobre solos expansivos são fundações profundas. Em seu trabalho, os citados autores propuseram, para a Baixada Cuiabana, deixar um espaço entre o solo e o piso para que o solo pudesse expandir livremente sem afetar a estrutura. Para o estudo, foi inserida uma camada de pedregulho de aproximadamente 4,8 milímetros de altura, acima de uma amostra de solo expansivo, conforme a Figura 16. Como resultados foi constatado que a expansão reduziu de 8% para 2%, com sobrecarga de 6 kPa. Essa demonstração concluiu que a sobrecarga e a camada de pedregulho é uma boa solução nas edificações, visto que o solo se expandia para os vazios do pedregulho sem afetá-las.

Figura 16 - Esquema da camada de pedrisco acima da camada de solo expansivo.



Fonte: Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006).

Chagas *et al.* (2020) avaliaram o comportamento mecânico de um solo não saturado utilizando como técnica de melhoramento a remoção e compactação de um solo de Icó, no

Ceará, com amostra a 0,10 m de profundidade. O NSPT no solo variou de 5 até o impenetrável a 6,0 metros; o solo é um silte de baixa compressibilidade (ML) que apresentou ISC de 3%; atividade de 1,26, sendo, portanto, uma argila ativa; a umidade ótima foi de 15,3% e o peso específico aparente seco máximo de 17,6 kN/m<sup>3</sup>; o ensaio edométrico demonstrou que o solo tem potencial de colapso. O solo foi compactado novamente e o ensaio edométrico comprovou que seu potencial de colapso foi anulado e que houve redução da expansão livre de 3,9% para 1,08%. Para o estudo, a compactação foi uma técnica geotécnica viável.

O trabalho de Silva (2018) teve como objetivo reduzir ou anular a expansão do solo de Agrestina-Pernambuco com mistura de solo-cal hidratada e mistura solo com cinza de casca de arroz (CCA). A caracterização do solo seco natural classificou o solo como um CH ou CL, com 52% de silte e argila; umidade de campo de 14%; LL = 50%; LP = 20%; IP = 30%; umidade ótima de 16%; peso específico aparente seco máximo de 17,90 kN/m<sup>3</sup>; atividade igual a 0,73. A difração de raio-X detectou caulinita e montmorilonita; a expansão livre foi de 6,58% com sobrecarga de 10 kPa; e a pressão de expansão variou de 100 a 201 kPa nos diversos métodos. Foi feita a compactação do solo, porém, como a amostra expandiu 20%, a estabilização mecânica foi descartada por insuficiência.

No estudo citado, foi utilizada a Cal Hidratada (CH-I) nas porcentagens de 3%, 5%, 7%, 9% e 13% e o solo seco. Os resultados demonstraram aumento na porcentagem de silte redução na de argila; a umidade do solo diminuiu; a densidade reduziu e a umidade ótima aumentou bem pouco; houve diminuição do IP (IP próximo de 13% na porcentagem de 13% de cal); houve redução de 96,73% da expansão livre com 9% de cal e decréscimo da pressão de expansão pelo método de volume constante.

No caso do uso da mistura solo-CCA são utilizadas as cinzas das cascas dos arrozes que passaram por secagem e parbolização. Foram misturadas ao solo CCA's nas porcentagens de 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14%. Os resultados demonstram redução na relação argila/silte, diminuição da densidade e aumento da umidade ótima, redução no IP, deixando a mistura menos plástica; houve tendências decrescentes às expansões a partir de 10% de CCA, porém algumas amostras se expandiram, fora do esperado. Quanto às pressões de expansão foi observada variabilidade nos valores mas no geral houve um decréscimo. Ao final do trabalho, Silva (2018) concluiu que as opções de mistura solo-cal e solo-CCA tiveram sucesso na estabilização do solo, ao contrário da compactação.

Lacerda (2019) estudou dois solos de Cabrobó/Pernambuco e estes misturados com cinza de casca de arroz (CCA). A primeira amostra, denominada C1 foi coletada numa

profundidade de 15 a 50 cm, e a segunda, C2, numa profundidade de 75 cm. Os resultados de expansão livre com sobrecarga de 10 kPa podem ser visualizados na Tabela 1.

Tabela 1 - Resultados de expansão livre do trabalho de Lacerda (2019).

Amostra	Expansão "livre" (%)			Amostra	Tempo de cura (dias)			
	Tempo de cura (dias)				0	7	28	
	0	7	28					
C1 natural indeformado	1,26	-	-	C2 natural indeformado	4,22	-	-	
C1 natural compactada	0,91	0,47	0,29	C2 natural compactada	3,42	-	-	
C1 + 2%CCA	3,00	0,42	0,17	C2 + 2%CCA	3,09	2,83	1,62	
C1 + 4%CCA	0,32	0,07	0,00	C2 + 4%CCA	2,73	1,04	0,96	
C1 + 6%CCA	0,74	0,14	0,00	C2 + 6%CCA	1,95	1,13	0,66	
C1 + 8%CCA	0,29	0,17	0,11	C2 + 8%CCA	1,51	0,91	0,76	
C1 + 10%CCA	0,02	0,01	0,00	C2 + 10%CCA	0,63	0,50	0,00	

Fonte: Adaptada de Lacerda (2019).

De acordo com Lacerda (2019), a compactação reduziu a expansão para os dois solos. No solo C2 houve redução da expansão livre tanto com o aumento da quantidade de CCA quanto com o aumento do tempo de cura; nessa amostra, a pressão de expansão teve seu valor de 95 kPa no solo natural reduzida em 86,6% com 10% de CCA e anulada nessa mesma porcentagem para os 28 dias de cura. Como o solo C1 apresentou baixa expansividade, nem todos os ensaios feitos para o C2 foram repetidos para essa amostra, a exemplo do ensaio de determinação da pressão de expansão.

Ferreira *et al.* (2017) acrescentaram às tentativas de estabilização mais um estudo de solo misturado com cal. O solo natural testado foi o de Paulista, no Pernambuco, com amostra coletada na Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) do Janga. Foram feitos ensaios de expansão livre com a amostra indeformada, para o solo natural, e com a amostra compactada, para o solo misturado. A pressão de expansão foi obtida pelos métodos do carregamento após expansão, da expansão e colapso sob tensão, do volume constante em amostras indeformadas.

O solo natural estudado é uma argila de alta compressibilidade (CH), de peso específico real dos grãos de 26,14 kN/m<sup>3</sup>. Foram ensaiadas amostras de 4 profundidades para o solo natural e o solo misturado nas porcentagens de 3%, 5% e 7%. A caracterização pode ser vista na Tabela 2. A cal proporcionou o aumento da fração de argila, a diminuição do LL, aumento do LP e redução do IP; a expansão livre obtida foi de 10,70% e a pressão de expansão obtida foi de 252 kPa, média dos três métodos. A tentativa de estabilização do solo foi alcançada já com 5% de cal.

Tabela 2 - Caracterização de solo natural e solo misturado por Ferreira *et al.* (2017).

Caracterização	Solo Profundidade m				Mistura Solo-Cal*		
	0,0 - 0,2	0,2 - 0,4	0,4 - 0,6	0,8 - 1,1	Solo + 3% Cal	Solo + 5% Cal	Solo + 7% Cal
Pedregulho (%)	1	1	1	0	0	0	0
Areia (%)	28	21	21	16	18	16	16
Silte (%)	27	27	32	37	32	27	28
Argila (%)	44	51	46	47	50	57	56
WL (%)	52	61	56	61	5	54	58
WP (%)	28	27	27	31	36	42	41
IP (%)	24	34	29	30	18	12	17
Índice de Atividade (%)	55	66	73	63	36	21	30
Umidade Ótima (%)	-	-	-	21,00	22,88	20,78	23,78
pdmax (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	-	15,00	15,59	15,65	15,65

Fonte: Adaptada de Ferreira *et al.* (2017).

WL - Limite de Liquidez, WP - Limite de Plasticidade, IP - Índice de Plasticidade, pdmax - Peso específico aparente seco máximo (kN/m<sup>3</sup>) \* solo da profundidade de 0,8 a 1,1 m misturado com cal.

PAIVA *et al.* (2016) fizeram um estudo de estabilização com cal do solo de Ipojuca no Pernambuco. O solo natural apresentou 16% de areia, 17% de silte e 67% de argila; o peso específico real dos grãos foi de 26,26 kN/m<sup>3</sup>; o LL de 81% e IP de 37%. É um solo de alta atividade de acordo com o critério de Skempton (1953) e a curva de compactação apresentou dois picos. A expansão livre no solo natural foi de 14% com sobrecarga de 1 kPa e de 12% com sobrecarga de 10 kPa; a pressão de expansão foi de 218 kPa, sendo esse valor a média de três métodos. A mistura solo-cal resultou em aumento de silte e diminuição de argila alterando a relação silte/argila de 0,25 para 0,69; o LL apresentou-se quase constante, o LP aumentou e o IP reduziu; a compactação apresentou curva com um pico somente com tendência do aumento do peso específico aparente seco máximo; a mistura com 7% da cal, a maior quantidade testada, resultou em uma expansão de 4,63% e uma pressão de expansão de 45 kPa.

No município de Paulista, também foram realizados estudos relacionados ao melhoramento da expansividade com misturas com areia, cal (PAIVA, 2016) e cinza de casca de arroz (BARBOSA, 2019; CONSTATINO, 2018). Uma solução para diminuir as fissuras é a utilização de fibras naturais ou sintéticas misturadas à massa de solo pois elas resistem aos esforços de tração (BARBOSA, 2019).

As empresas ligadas ao desenvolvimento de materiais para obras geotécnicas e hidráulicas, a exemplo da Maccaferri e da Huesker, possuem soluções que podem ser aplicadas no estudo em questão. Os colchões reno podem se constituir como uma alternativa, sendo elementos prismáticos retangulares compostos por colchões de pedras confinadas por uma malha hexagonal de dupla torção com fios de aço revestidos. Os elementos são divididos a cada metro por paredes internas, chamadas de diafragmas (MACCAFERRI, 2021).

Dentre as aplicações da técnica dos colchões Reno podem ser citadas o córrego Bonsucesso, em Belo Horizonte; a obra BA-093, km 2500, com o serviço de estabilização de aterro sobre solo mole e drenagem em gabião colchão reno e a proteção de margens com revestimento em colchões reno no rio Los Antiguos, na Argentina (CONSERVASOLO, 2020; DAUD, 2021; FRACASSI, 2017).

## 2.6 Canais de irrigação

A necessidade de armazenar e conduzir água foi percebida desde as primeiras civilizações, o que possibilitou que elas se instalassem mais afastadas às áreas costeiras dos cursos d’água. Os canais surgiram, então, como uma forma de irrigar áreas férteis e produzir os alimentos necessários por meio da agricultura (LUNA, 2013). Luna (2013) aponta, dentre as anomalias que podem ocorrer nos canais de concreto, a movimentação no solo de fundação.

Os canais fazem parte das estruturas hidráulicas de condução; eles podem ser projetados (artificiais) ou naturais e normalmente funcionam sob escoamento livre com escoamento à pressão atmosférica, parcialmente cheios. Os canais de escoamento livre para transporte de água podem ser: industriais, de irrigação, navegáveis, de drenagem agrícola e de drenagem urbana. Os canais de irrigação, a estrutura sobre o solo estudado neste trabalho, levam as águas até as zonas de cultivo e possuem derivações em seu percurso, por isso normalmente tem seção transversal variável de formato trapezoidal e pode ser revestido ou não (LUNA, 2013).

Os canais revestidos são aqueles em que se usa algum material, sendo este uma camada impermeável acima do solo; já os não revestidos, ou canais de terra, a água é conduzida pela superfície natural do solo do local. Os principais tipos de revestimento são: concreto, solo-cimento, membranas plásticas e mistura asfáltica. O canal de irrigação desta pesquisa é revestido de concreto, uma das alternativas mais utilizadas por produzir uma barreira forte e uma permeabilidade muito baixa; normalmente a seção utilizada é a

trapezoidal, podendo ser de concreto simples com espessura de 65 mm a 105 mm ou de concreto armado com espessura de 90 mm a 150 mm (LUNA, 2013).

No geral, o método construtivo gira em torno da limpeza do terreno; corte, desgalhamento e destocamento e criação do caminho de serviço. Seções em corte ou em corte e aterro devem ser feitas locação, levantamento da seção primitiva, escavação; construção dos aterros; colocação da manta, execução do revestimento. No caso do revestimento em concreto, a sub-base deve ser umedecida em até aproximadamente 15 cm de profundidade (LUNA, 2013).

Para a execução do revestimento em si existem técnicas mais simples como a concretagem manual e técnicas mais sofisticadas. De acordo com Morgado (2008 apud LUNA, 2013) é comum, no caso de seções transversais trapezoidais, fazer a concretagem dos taludes e em seguida dos fundos do canal. A técnica de concretagem alternada é utilizada no caso dos revestimentos em concreto, sendo feitos painéis de madeira intercalados entre juntas transversais; desse modo, se revezam as operações de lançamento, acabamento e cura. Outro tipo pode ser a utilizada de forma e escoramento de talude a talude, dentre outras variações (LUNA, 2013).

As perdas de água nos canais podem ocorrer por variados motivos: infiltração, evaporação, transbordamento, assoreamento e erosão. No caso da infiltração, um dos responsáveis por esse fenômeno pode ser a danificação das estruturas de revestimento por conta da movimentação do solo. É essencial que se façam verificações e manutenção adequada dessas estruturas de modo a evitar a perda desse recurso e o prejuízo às culturas (LUNA, 2013).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve a metodologia empregada para diagnóstico e proposta de solução de patologias observadas no trecho da região de estudo 02 (CP-02) dos canais de irrigação do sistema Cotinguiba/Pindoba, construídos sobre solo de comportamento expansivo no município brasileiro de Propriá/SE.

#### 3.1 Empresas envolvidas com a pesquisa

Após o aparecimento de trincas nos canais de irrigação do sistema, a Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba (CODEVASF), empresa responsável pela reabilitação dos canais, solicitou à EdificarSe, empresa júnior de Engenharia Civil e Arquitetura e Urbanismo da Universidade Federal de Sergipe (UFS) a elaboração de um parecer técnico apurando as causas do referido problema.

A Codevasf engloba os projetos públicos de irrigação. O sistema Cotinguiba/Pindoba faz parte do chamado Projeto Público de Irrigação e está na fase de funcionamento. Ele abrange os municípios de Japoatã, Neópolis e Propriá, regiões do Baixo São Francisco em Sergipe, sendo o último a área de localização do objeto em estudo (GOVERNO FEDERAL, 2021). Em 2014, saía a ordem de serviço do início das ações de reabilitação dos canais de irrigação dos perímetros Propriá e Cotinguiba/Pindoba pela Codevasf. No total, serão reabilitados quase 12 km de canais no perímetro, dentre outras implantações.

Dentre os diversos serviços que a EdificarSe realiza, estão os ensaios geotécnicos, feitos em parceria com o Laboratório de Geotecnica e Pavimentação da UFS (GeoPav), localizado no Departamento de Engenharia Civil da UFS. Dessa forma, a pedido da Codevasf, a EdificarSe se responsabilizou pelo parecer técnico com relação ao solo da área em estudo. Até a data deste trabalho, a empresa júnior elaborou o “Relatório Nº 001/2021” em setembro de 2021, contendo os ensaios de caracterização completa, dos limites de Atterberg, de compactação, de pressão de expansão e de expansão livre, requeridos pela Codevasf. Os dados desses ensaios serão utilizados no próximo capítulo.

A metodologia desse trabalho envolve, portanto, a apresentação dos dados disponibilizados pela EdificarSe e sua análise, com base no referencial teórico apresentado na revisão bibliográfica, de modo a caracterizar o solo e sugerir uma solução que evite e previna as patologias. Para isso, foram expostas as empresas participantes no processo, a área de estudo, os materiais e métodos e as etapas de desenvolvimento da pesquisa.

### 3.2 Área de estudo

O projeto de reabilitação dos canais de irrigação do perímetro irrigado do sistema Cotinguiba-Pindoba identifica 3 (três) áreas de estudo, hachuradas na Figura 17, regiões em que foram encontradas trincas laterais. A área reabilitada possui 11312,531 metros de extensão sob propriedade da Codevasf – 4<sup>a</sup> Superintendência Regional, localizada nas divisas dos municípios Cedro de São João, Propriá e Telha (SE).

A reabilitação, que compreende o trecho que vai das estacas 41 a 292, conta com os serviços de demolição do revestimento danificado, recomposição da seção com solo-cimento/aterro, regularização e revestimento com placas de concreto.

Figura 17 - Trechos do Sistema Cotinguiba-Pindoba que necessitam de reabilitação.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019).

As quatro amostras coletadas, cujas coordenadas estão disponíveis no Quadro 8, pertencem à região de estudo 02 (CP-02), aproximada na Figura 18.

Figura 18 - Região de estudo do presente trabalho.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2019).

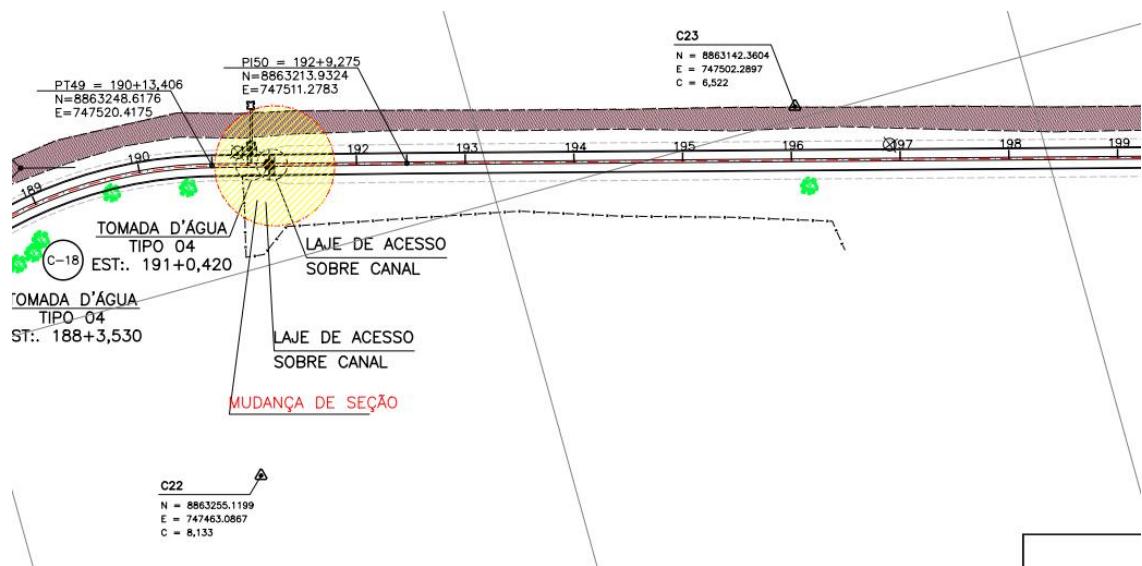
Quadro 8 - Coordenadas das amostras coletadas do Sistema Cotinguiba-Pindoba.

<b>Amostra</b>	<b>Coordenada</b>
<b>Ponto 1</b>	10°16'37,8" S 36°44'23,7" W
<b>Ponto 2</b>	10°16'34,5" S 36°44'22,6" W
<b>Ponto 3</b>	10°16'31,5" S 36°44'21,9" W
<b>Ponto 4</b>	-

Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

O trecho escolhido para ser analisado e proposta uma solução possui 200 metros e compreende as estacas 189 a 199. A Figura 19 apresenta a planta do levantamento topográfico planialtimétrico cadastral feito pela S&V Construções, na qual contém as estacas 189 a 199.

Figura 19 - Estacas 189 a 200 do perímetro irrigado do sistema Cotinguiba-Pindoba.



Fonte: Adaptado de Jefferson e Lenilton (2018).

### 3.3 Materiais

#### 3.3.1 Amostragem

Com relação à amostragem, foram enviadas ao Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da UFS, sob responsabilidade da Codevasf a coleta, a identificação, o acondicionamento e o transporte, 4 (quatro) amostras indeformadas e 2 (duas) amostras deformadas, apesar de a concepção inicial ser de 4 (quatro) amostras indeformadas e de 4 (quatro) amostras deformadas. As amostras indeformadas correspondem aos pontos 1, 2, 3 e 4 e as amostras deformadas correspondem aos pontos 2 e 3. Dessa forma, a caracterização e a compactação dos pontos 1 e 4 foram feitas com a amostra indeformada (EDIFICARSE ARQUITETURA E ENGENHARIA, 2021).

### 3.4 Métodos de ensaios empregados no estudo

O Quadro 9 apresenta a relação de ensaios realizados e as normas correspondentes, visto que o Relatório N° 001/2021 indicou que foram utilizadas as normas oficiais brasileiras e normas internacionais, na ausência das primeiras.

Quadro 9 - Relação de ensaios realizados no solo expansivo de Propriá/SE.

<b>Tipo de Ensaio</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Norma Aplicada</b>
<b>Granulometria Completa (Sedimentação e Peneiramento)</b>	04 (quatro)	ABNT NBR 7181:2016
<b>Limite de Liquidez</b>	04 (quatro)	ABNT NBR 6459:2016
<b>Limite de Plasticidade</b>	04 (quatro)	ABNT NBR 7180:2016
<b>Compactação (Energia Proctor Normal)</b>	04 (quatro)	ABNT NBR 7182:2016
<b>Pressão de Expansão</b>	04 (quatro)	ASTM – D4829 - 2011
<b>Expansão Livre</b>	04 (quatro)	ASTM - D4546 – 03

Fonte: Autor (2021).

Além dos ensaios citados no Quadro 9, foi enviada pela Codevasf dados referentes aos ensaios de sondagem à percussão – SPT, realizados de acordo com a ABNT NBR 6484:2001.

#### 3.4.1 Expansão livre e pressão de expansão

De acordo com o relatório N° 001/2021 da EdificarSe, para determinação da expansão livre foram utilizados ensaios edométricos com amostras indeformadas. Os corpos de prova foram moldados com aproximadamente 71 mm de diâmetro e 20 mm de altura, acomodados na prensa edométrica e inundados pelas duas faces. A expansão foi monitorada até atingir a

estabilização, ou seja, até ter um valor constante ou ter a invariabilidade entre leituras sucessivas, tendo sido adotados tempos de leitura iguais aos adotados para um ensaio de adensamento convencional (EDIFICARSE ARQUITETURA E ENGENHARIA, 2021).

Conforme o citado relatório, a pressão de expansão também foi determinada por meio de ensaios edométricos. Para realização dos ensaios foram determinadas a massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ), a massa específica dos grãos ( $\gamma_g$ ), o teor de umidade (w), o índice de vazios (e) e o grau de saturação (S) da massa de solo dos corpos de prova antes e após o ensaio.

### 3.4.2 Sondagem

A ABNT NBR 6484:2020 descreve a execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, com SPT de forma a determinar os tipos de solo e as profundidades em que ocorrem, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (Nspt). O Nspt representa o número de golpes correspondente à cravação de 30 cm do amostrador após a cravação de 15 cm com martelo de 65 kg. No presente trabalho, foi enviada pela Codevasf, 3 (três) boletins de sondagem referentes aos ensaios feitos com 3 furos pela empresa Consistent Sondagens.

## 3.5 Organograma das etapas

A Figura 20 expõe um organograma detalhando as etapas da pesquisa.

Figura 20 - Organograma com as etapas desta pesquisa de TCC.



Fonte: Autor (2021).

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

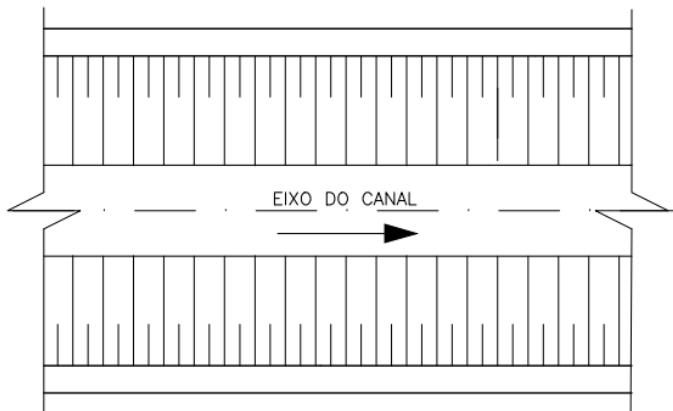
Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios concedidos pela EdificarSe, diagnosticadas as amostras no âmbito de sua expansividade e discutidas as possibilidades quanto às soluções mais apropriadas ao solo expansivo da região.

### 4.1 Estrutura dos canais de irrigação e solo onde eles são construídos

A pesquisa documental, juntamente com a visita em campo realizada por uma equipe da EdificarSe permitiram a obtenção de importantes informações sobre a estrutura dos canais, bem como a sua tecnologia construtiva. Esses dados são fundamentais para se comparar com os resultados e traçar um diagnóstico do problema.

O canal de irrigação, construído na reabilitação do perímetro, é composto por placas de revestimento de concreto simples com 6,5 cm de espessura. Dentre os materiais utilizados na reconstituição estão o solo-cimento compactado na proporção de 1:20 e o concreto, de  $f_{ck}$  de 15 MPa, traço 1:3,4:3,5 (cimento Portland composto CP II-32: areia média: brita 01), preparado no local em betoneira. A Figura 21 apresenta a planta baixa do canal.

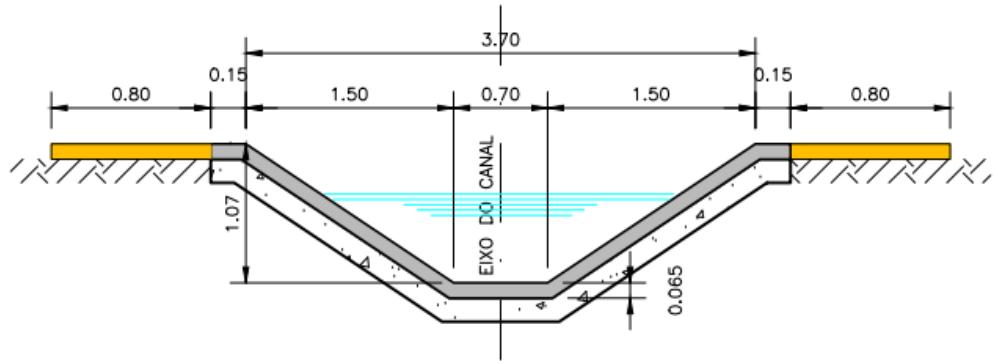
Figura 21 - Planta baixa do canal de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba.



Fonte: Jefferson e Lenilton (2018).

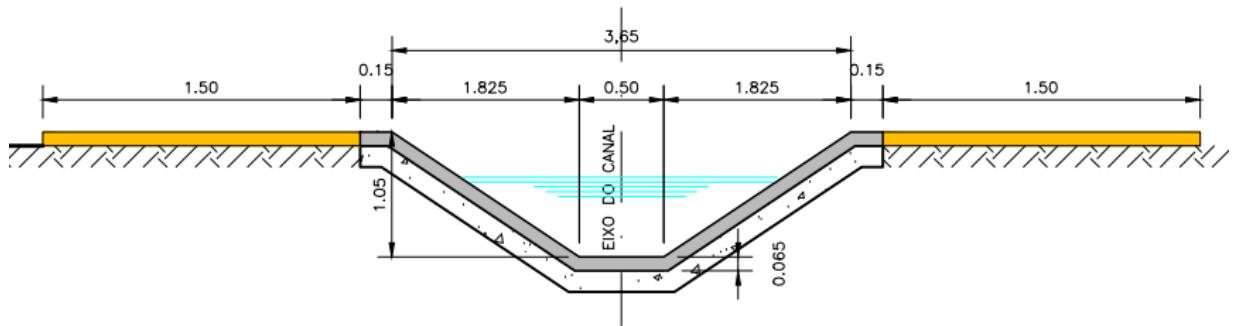
O trecho avaliado apresenta uma mudança de seção na estaca 191+0,00, tendo, portanto, duas seções diferentes, cujas plantas se apresentam na Figura 22 e na Figura 23. Das estacas 189 a 191 o canal trapezoidal possui 70 cm de fundo, as laterais apresentam inclinação 1,07:1,50 (V/H) e ambas as bermas possuem 80 cm. Já das estacas 191 a 199, após a mudança de seção pela curvatura do caminho, o canal apresenta 50 cm de fundo, inclinação 1,05:1,825 (V/H) e bermas de 1,50 m de cada lado.

Figura 22 - Projeto da seção transversal tipo que compreende das estacas 189+0,00 a 191+0,00.



Fonte: Adaptado de Jefferson e Lenilton (2018).

Figura 23 - Projeto da seção transversal tipo que compreende das estacas 191+0,00 a 199+0,00.



Fonte: Adaptado de Jefferson e Lenilton (2018).

O processo de reconstrução dos canais pode ser visto na Figura 24 e Figura 25.

Figura 24 - Preparação do terreno e execução dos canais de irrigação.



Fonte: Codevasf (2021).

Figura 25 - Trecho do canal irrigado com técnica de concretagem alternada.



Fonte: Codevasf (2021).

O solo no qual foram apoiados os canais de irrigação apresentou, em período de estiagem, trincas por toda sua zona superficial. O processo de ressecamento desencadeou a contração do solo em todas as direções. A Figura 26, apresenta o estado do solo e a Figura 27 apresenta as patologias que surgiram durante a reabilitação do canal.

Figura 26 - Solo presente nos canais de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba.



Fonte: Cavalcante (2019).

Figura 27 - Trincas localizadas nos canais de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba.



Fonte: Cavalcante (2019).

#### 4.2 O solo analisado: granulometria

A análise granulométrica do solo oriundo dos canais de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba foi obtida para as quatro amostras coletadas: ponto 1, 2, 3 e 4. Para as quatro amostras foi realizado o peneiramento e a sedimentação. As porcentagens das frações constituintes dos solos podem ser vistas na Tabela 3.

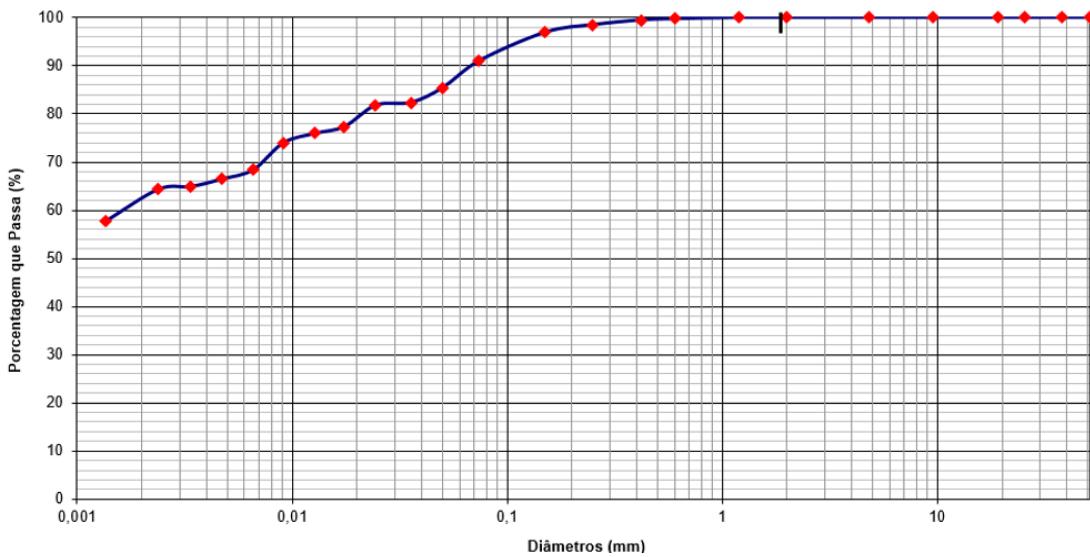
Tabela 3 - Frações dos solos oriundos dos canais Cotinguiba-Pindoba.

<b>Amostra</b>	<b>Ponto 1</b>	<b>Ponto 2</b>	<b>Ponto 3</b>	<b>Ponto 4</b>
	<b>Frações</b>	<b>Porcentagens (%)</b>		
Pedregulho	0,00	0,03	0,02	0,04
Areia	8,95	23,25	17,42	28,78
Silte	24,29	20,63	24,57	25,88
Argila	66,76	56,09	57,99	45,30

Fonte: Adaptada de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

O ponto 1, que apresentou a maior quantidade de argila, possui textura fina com 91,05% da amostra total passando na peneira Nº 200, conforme aponta sua curva granulométrica apresentada na Figura 28. A fração fina dessa amostra é completada com 24,29% de silte, e a fração grossa é constituída de 0,50% de areia grossa e 8,45% de areia fina e média, sem pedregulhos.

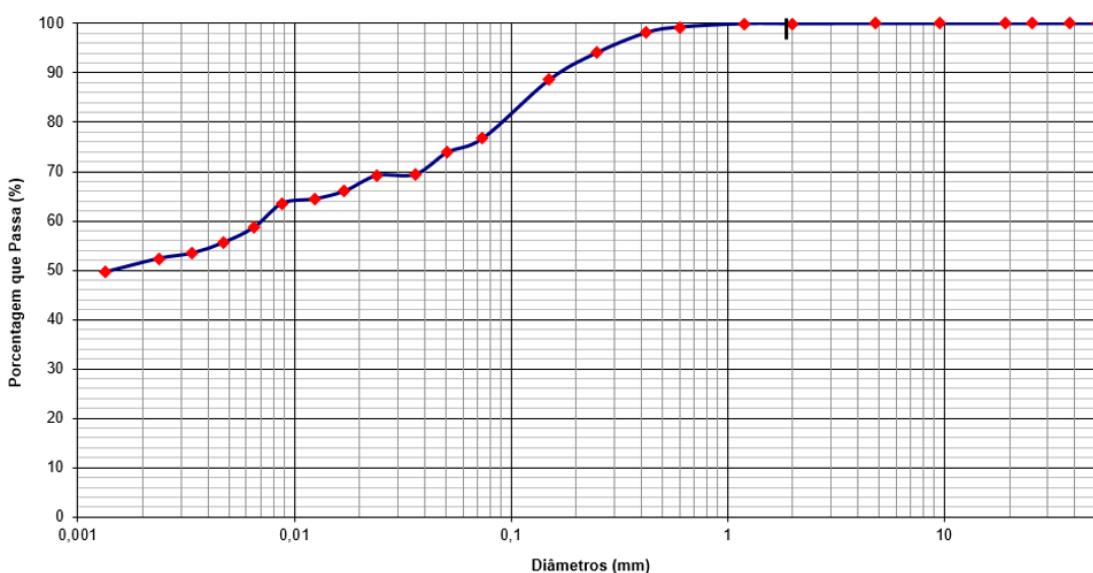
Figura 28 - Curva granulométrica do Ponto 1.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

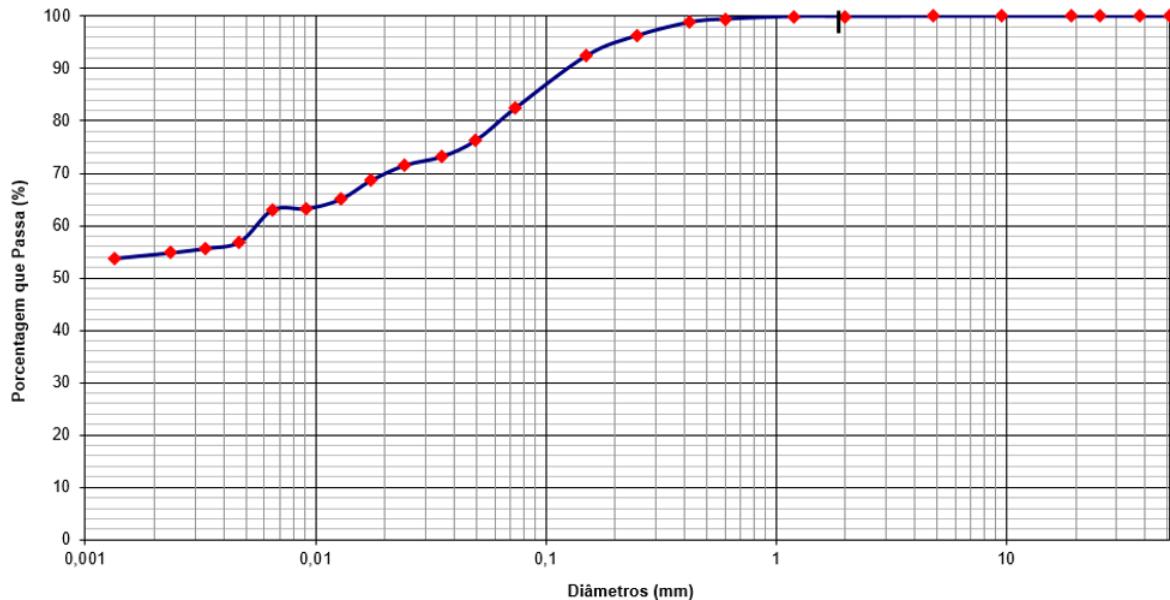
Os pontos 2, 3 e 4, cujas curvas podem ser vistas nas Figura 29, Figura 30 e Figura 31, apresentaram granulometrias semelhantes. O ponto 2 obteve 76,72% da amostra total passante na peneira N° 200, o ponto 3 obteve 82,56% e o ponto 4 obteve 71,18%. Observa-se, portanto, um padrão na granulometria dessas amostras, com solos finos caracterizados por grandes quantidades de argila. A alta porcentagem de argilas torna-se um alerta de que o solo pode ser expansivo, visto que estes são solos no geral argilosos ou argilo-siltosos conforme Vilar e Ferreira (2019).

Figura 29 - Curva granulométrica do Ponto 2.



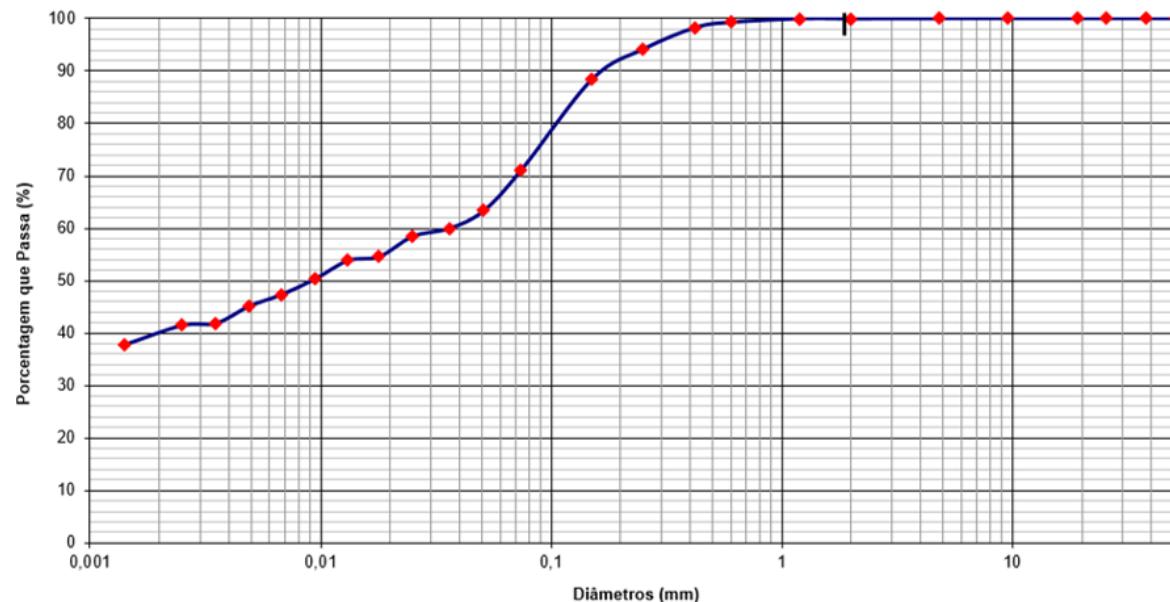
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 30 - Curva granulométrica do Ponto 3.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 31 - Curva granulométrica do Ponto 4.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

O peso específico real, obtido pelo método do picnômetro, expressou resultados de 26,62 kN/m<sup>3</sup> para o ponto 1; 26,85 kN/m<sup>3</sup> para o ponto 2; 26,81 kN/m<sup>3</sup> para o ponto 3 e 26,72 kN/m<sup>3</sup> para o ponto 4, confirmando o intervalo de 26,50 a 28,50 kN/m<sup>3</sup> dado por Caputo (1988) (EDIFICARSE ARQUITETURA E ENGENHARIA, 2021). Os valores expressos

coincidem também com os apresentados por Ferreira *et al.* (2017) e por Paiva *et al.* (2016) em seus trabalhos, de 26,26 kN/m<sup>3</sup> e 26,14 kN/m<sup>3</sup>.

A amostra do ponto 1 do solo estudado se assemelha ao apresentado por Paiva *et al.* (2016), cuja porcentagem de argila foi de 67%. Com relação aos demais pontos, estes se assemelham mais ao solo expansivo apresentado por Ferreira *et al.* (2017), cujos valores de porcentagem de argila foram na ordem dos 40%-50%, os valores de silte entre os 20-30% e os valores praticamente nulos de pedregulho. No geral, o solo da presente pesquisa apresentou resultados maiores de porcentagem de silte e argila e resultados menores de areia e pedregulho em comparação aos encontrados na literatura. A Tabela 4 mostra um resumo dos valores de comparação encontrados na bibliografia.

Tabela 4 - Granulometria dos solos estudados na revisão bibliográfica.

Frações (%)	Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006)	Paiva <i>et al.</i> (2016)	Ferreira <i>et al.</i> (2017)				Silva (2018)
	-	-	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	
Argila	32	67	44	51	46	47	-
Silte	58	17	27	27	32	37	-
Argila + Silte	90	84	71	78	78	84	52
Areia	10	16	28	21	21	16	-
Pedregulho	0	0	1	1	1	0	-

Fonte: Autor (2021).

#### 4.3 Limites de Atterberg

Com o intuito de caracterizar completamente o solo, foram determinados os limites de consistência de cada amostra e calculados o índice de plasticidade. Os resultados podem ser vistos na Tabela 5 e os gráficos no ANEXO A - Limites de Atterberg.

Tabela 5 - Limites de consistência do solo oriundo dos canais Cotinguiba-Pindoba.

Amostra	Limite de Liquidez - LL (%)	Limite de Plasticidade - LP (%)	Índice de Plasticidade - IP (%)
<b>Ponto 1</b>	86	28	58
<b>Ponto 2</b>	70	25	45
<b>Ponto 3</b>	80	29	51
<b>Ponto 4</b>	59	23	36

Fonte: Adaptada de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

As quatro amostras apresentam altos valores de limite de liquidez (LL) e valores medianos de limite de plasticidade (LP), o que culminou em altos índices de plasticidade (IP) indicando, portanto, a umidade em que o solo se encontra no estado plástico. Para a amostra do ponto 1, o solo classifica-se como muito plástico visto que seu  $IP > 15\%$ , de acordo com a classificação apresentada em Machado e Machado (2012). Segundo a mesma classificação, as amostras referentes aos pontos 2, 3 e 4 também são muito plásticas por apresentarem índices de plasticidade superiores a 15%.

O caráter argiloso do solo é confirmado em razão dos altos índices de plasticidade, tendo em vista que o IP é nulo em areias, conforme Caputo (1988). Além disso, os índices indicam um solo de pouca matéria orgânica, visto que solos de muita matéria orgânica apresentam baixos valores de IP, conforme Machado e Machado (2012). Segundo afirmam Nelson e Miller (1992), em razão dos altos limites de liquidez, o solo tem um maior potencial de expansão.

No geral, os limites de Atterberg desta pesquisa são um pouco mais altos que os encontrados na literatura. Com relação ao LL, nenhum superou o valor de 86%, sendo o solo estudado por Paiva *et al.* (2016) o mais próximo, com 81%; os demais solos observados se encontram na ordem dos 40%-50%-60% se assemelhando somente com o ponto 4, de 59% de LL. O contrário aconteceu com o LP, que ficou na ordem dos 20% em semelhança com o LP dos solos de Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006) e Silva (2018), de 22% e 20%, respectivamente, mas não superou o LP de 44% do solo apresentado por Paiva *et al.* (2016). Os valores de IP seguem nos padrões dos valores de LL, sendo maiores que os abordados na revisão bibliográfica.

#### 4.4 Classificação dos solos

De forma a orientar a investigação do solo e permitir uma análise adequada, cada uma das amostras foi classificada de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) e com o Sistema Rodoviário de Classificação da “*American Association of State Highway and Transportation Officials*” (AASHTO). A classificação demonstrou que as quatro amostras apresentam solo silto-argiloso A7-6 pela classificação da AASHTO e representa uma argila de alta compressibilidade (CH) pelo SUCS, confirmando-os na consideração do SUCS e da AASHTO de que os solos expansivos são os que têm terminologia CH e CL ou A6 e A7, segundo Pereira (2004). Os solos expansivos estudados na revisão bibliográfica confirmam a afirmação sendo estes CL ou CH.

O ponto 1 apresenta 91,05% da amostra total passando pela peneira Nº 200, ou seja, mais de 35%, inserindo-o no grupo dos solos silto-argilosos. Seguindo com a classificação da AASHTO, ele apresentou  $LL > 40$ , sendo 86;  $IP > 10$ , sendo 58; e  $IP$  maior que 10 e maior que 56, simultaneamente, sendo 56 o valor de  $LL-30$ . Pela classificação da SUCS o solo entra no grupo dos solos finos, com mais de 50% da amostra passando na peneira Nº 200; por meio da carta de Casagrande, com  $LL = 86$  e  $IP = 58$ , ele se insere no grupo CH. Os demais pontos seguem os mesmos critérios do ponto 1.

Com relação ao índice de grupo, os pontos 1, 2 e 3 tiveram índices de grupo (IG) no valor de 20, visto que seus valores na equação do índice de grupo foram os valores máximos. Já para o ponto 4, os valores de  $a$  e  $c$ , da equação, foram de 36 e 19, respectivamente, levando a um valor de 18 de índice de grupo. Os altos valores indicam que são solos péssimos.

O Quadro 10 resume essas informações.

Quadro 10 - Classificação das amostras dos canais Cotinguiba-Pindoba.

Amostra	SUCS	AASHTO
<b>Ponto 1</b>	CH	A7-6 (20)
<b>Ponto 2</b>	CH	A7-6 (20)
<b>Ponto 3</b>	CH	A7-6 (20)
<b>Ponto 4</b>	CH	A7-6 (18)

Fonte: Autor (2021).

#### 4.5 Compactação

As quatro amostras foram compactadas sob energia do Proctor Normal e os resultados de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo podem ser visualizados na Tabela 6. As curvas de compactação obtidas podem ser encontradas no ANEXO B – Curvas de Compactação.

Tabela 6 - Resultados da compactação das amostras dos canais Cotinguiba-Pindoba.

Amostra	Umidade Ótima (w)	Peso Específico
	- %	Aparente Seco Máximo - kN/m <sup>3</sup>
<b>Ponto 1</b>	22,5	15,35
<b>Ponto 2</b>	19,5	16,60
<b>Ponto 3</b>	21,0	15,81
<b>Ponto 4</b>	18,0	17,15

Fonte: Adaptada de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

De acordo com Pinto (2006), os solos argilosos possuem pesos específicos secos baixos e umidades ótimas altas. São representativos dos solos argilosos valores de umidade ótima entre 25% e 30% e valores de peso específico seco de 15 a 14 kN/m<sup>3</sup>. Nos resultados das amostras estudadas os valores de umidade ficaram um pouco abaixo da faixa representativa; já para o peso específico os pontos 1 e 3 obtiveram resultados de mesma ordem de 15 kN/m<sup>3</sup> e os demais pontos ficaram próximos ultrapassando um pouco a faixa da literatura.

O solo caracterizado por Chagas *et al.* (2020) apresentou umidade ótima de 15,30% e peso específico aparente seco máximo de 17,60 kN/m<sup>3</sup> e o de Silva (2018) apresentou umidade de 16,00% e peso específico de 17,90 kN/m<sup>3</sup>. Em comparação com esses valores, o solo de Propriá obteve valores de umidade ótima superiores para os quatro pontos. No que se refere ao peso específico aparente seco máximo, os valores dos pontos 1, 2 e 3 foram menores e o do ponto 4 foi na mesma ordem dos expostos. Ressalta-se, portanto, que os valores de compactação dependem, além da energia, da umidade utilizada e do tipo de solo, do fato de se ter realizado a secagem prévia e destorramento ou não.

#### 4.6 Sondagem

Foram realizadas 03 (três) sondagens SPT manuais, todas no dia 27 de janeiro de 2020, com boletins apresentados no ANEXO C – Boletins de Sondagem. Os ensaios permitiram identificar solos de resistência crescente, e, no geral, bastante duros e secos, característica dos solos expansivos sob baixo teor de umidade, conforme explicou Pereira (2004). Eles se assemelham às classificações estudadas e tem configuração que se equipara com o material caracterizado por Chagas *et al.* (2016), com N<sub>SPT</sub> inicial baixo, com aumento de resistência e alcance do impenetrável a pequena profundidade. Percebeu-se também, que o perfil do solo é composto com praticamente todas as camadas em solo argiloso ou silto-argiloso, um dos pontos citados por Nelson e Miller (1992), de aumento do potencial de expansão.

A sondagem do furo SP01 foi realizada até a profundidade de 4,45 m a seco e até esse valor não foi visualizado o nível d'água. Foram encontradas três camadas de solo sendo as duas primeiras silte argilosos e a última uma argila siltosa, semelhante à classificação dada pela AASHTO de solos silto-argilosos A7-6. Os valores de N<sub>SPT</sub> demonstram um solo com resistência crescente iniciando com 7 e finalizando com 24, de consistência dura para a última camada e média para as demais de acordo com a ABNT NBR 6484:2020.

Na segunda sondagem, o furo SP02 atingiu o impenetrável com apenas 1,57 metros de profundidade e também não foi encontrado o nível d'água. O perfil de solo indica silte arenoso e argila siltosa, diferentes das classificações AASHTO e SUCS de solo silto-argiloso e argila de alta compressibilidade. Foram obtidos  $N_{SPT}$  de 8 para a primeira camada e 10 para a segunda camada, indicando solo de consistência média.

No terceiro ponto, SP03, também não foi possível visualizar o nível d'água. As três camadas classificam-se como silte argiloso com suas variações correspondendo às classificações da AASHTO e do SUCS apresentadas. Com relação ao número de golpes esse furo apresentou uma pequena diferença; o valor de  $N_{SPT}$  inicia com 17, aumenta para 18 e finaliza com 17, retornando ao seu valor inicial. Apesar da pequena redução no índice de resistência, o solo apresenta consistência rija, típico de solos expansivos sob teor de umidade baixo.

#### 4.7    **Expansão livre**

Os ensaios de expansão axial livre realizados com as amostras indeformadas expressaram valores de expansão livre (EL) bem elevados: 50,29% para o ponto 1; 27,09% para o ponto 2; 46,03% para o ponto 3 e 32,73% para o ponto 4, sendo o ponto 1 de maior valor de EL (EDIFICARSE ARQUITETURA E ENGENHARIA, 2021). Em comparação com os dados publicados na literatura, os solos dos pontos 1, 3 e 4 apresentaram maiores expansões livres, visto que os valores revisados variaram de 1,26% a 27%, sendo o primeiro correspondente ao trabalho de Lacerda (2019) e o último ao trabalho de Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006). O ponto 2, com 27,09% de EL se iguala à expansão de 27% do material de Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006).

Durante o ensaio, o teor de umidade ( $w$ ) e o índice de vazios ( $e$ ) de todos os pontos sofreram aumentos, enquanto que a massa específica aparente seca ( $\gamma_d$ ) diminuiu, em razão da quantidade de água. Os valores desses índices físicos podem ser visualizados na Tabela 7 e os gráficos dos ensaios no ANEXO D – Curvas de expansão livre.

Tabela 7 - Índices físicos e expansão livre das amostras dos canais Cotinguiba- Pindoba.

Amostra	Índices Físicos Antes da Inundação			Índices Físicos Após a Inundação			EL (%)
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	e	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	E	
<b>Ponto 1</b>	2,078	10,64	0,281	1,383	44,11	0,925	50,29
<b>Ponto 2</b>	2,108	6,20	0,274	1,789	31,90	0,501	27,09
<b>Ponto 3</b>	2,045	8,48	0,306	1,400	40,43	0,907	46,03
<b>Ponto 4</b>	1,877	6,80	0,423	1,414	37,00	0,889	32,73

Fonte: Adaptada de EdificarSE Arquitetura e Engenharia (2021).

#### 4.8 Pressão de expansão

Os ensaios edométricos realizados permitiram avaliar os valores da pressão de expansão (PE) das quatro amostras analisadas (Tabela 8). Os valores obtidos para as amostras coletadas nos pontos 1, 2, 3 e 4 foram, respectivamente, 503,02 kPa, 276,80 kPa, 528,17 kPa e 276,66 kPa (EDIFICARSE ARQUITETURA E ENGENHARIA, 2021).

Dos dados apresentados, percebe-se, portanto, uma semelhança nos valores obtidos para os pontos ímpares (pontos 1 e 3 com média em torno de 270 kPa) e para os pontos pares (pontos 2 e 4, com aproximadamente 500 kPa). Assim como para a expansão livre, foram determinados alguns índices físicos cujos valores estão também apresentados na Tabela 8. Os respectivos gráficos dos ensaios encontram-se no ANEXO E – Curvas de Pressão de Expansão.

Tabela 8 - Índices físicos e pressão de expansão das amostras dos canais Cotinguiba-Pindoba.

Amostra	Índices Físicos Antes do Ensaio				Índices Físicos Após o Ensaio				PE (kPa)
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	e	S (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	w (%)	e	S (%)	
<b>Ponto 1</b>	2,058	9,90	0,293	89,8	2,166	31,11	0,902	91,82	503,02
<b>Ponto 2</b>	2,065	5,97	0,301	53,3	2,173	21,77	0,696	84,04	276,80
<b>Ponto 3</b>	2,047	8,94	0,309	77,4	2,154	27,59	0,879	84,19	528,17
<b>Ponto 4</b>	1,980	7,02	0,349	53,8	2,084	24,21	0,732	88,31	276,66

Fonte: Adaptada de EdificarSE Arquitetura e Engenharia (2021).

A comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa com os disponíveis na literatura revelaram algum grau de dispersão, isto é, uma certa variabilidade nos valores. Porém, houve valores muito próximos, como os dados das amostras dos pontos 2 e 4, que se aproximaram

dos valores obtidos por Silva (2018), com 201 kPa, Paiva *et al.* (2016), PE igual a 218 kPa, bem como Ferreira *et al.* (2017), que encontrou PE da ordem 252 kPa. Os demais pontos não se comparam com os apresentados na literatura visto que foram maiores que o maior valor, de 252 kPa.

#### 4.9 Diagnóstico dos solos

Os dados fornecidos pela EdificarSe, obtidos por meio de ensaios geotécnicos realizados no GeoPav, em conjunto com as informações sobre os canais, permitiram a análise e discussão dos resultados. O conteúdo é de extrema importância no diagnóstico do solo quanto à sua expansividade.

O diagnóstico qualitativo do terreno objeto deste estudo indica se tratar de um solo bastante expansivo, visto que suas características e seu comportamento se apresentam como as indicadas por Vilar e Ferreira (2019). É um solo argiloso, de pouca drenagem e alta plasticidade, conforme descrevem os autores. Sua análise visual permitiu constatar a presença de trincas fora de um padrão no solo e na estrutura, conforme explica a *Comission on Swelling Rocks* (1994, apud SANTOS, 2017). Nos parágrafos seguintes são expostas as classificações com relação à expansão do solo de acordo com os critérios apresentados pelos estudiosos do tema.

A avaliação da atividade do solo, segundo o critério de Skempton, foi procedida dividindo-se o valor de IP (%) pela fração percentual de argila (%) para as quatro amostras. Dessa maneira, o solo do ponto 1 apresentou índice de atividade igual a 0,87; o ponto 2 de 0,80; o ponto 3 de 0,85 e o ponto 4 de 0,79. De acordo com a classificação estabelecida por Skempton (1953), em sua carta, as quatro amostras possuem solos normalmente ativos, uma vez que seus valores de atividade se encontram entre 0,75 e 1,25. Ou seja, são solos de fração fina ativa.

A comparação com dados da literatura revela que as amostras analisadas nesta pesquisa apresentaram valores de índice de atividade menores que os encontrados nas publicações consultadas, como por exemplo nos trabalhos de Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006), que obtiveram atividade igual a 1,7 e Chagas *et al.* (2020), que encontraram índice de atividade da ordem de 1,26. O valor obtido por Silva (2018), que foi 0,73, se aproximou mais do valor do ponto 4 obtido nesta pesquisa. Todavia, o solo daquele autor foi considerado inativo.

Neste contexto, convém frisar que cada formação geotécnica tem sua história geológica, e não se pode esperar os mesmos valores em locais ou regiões diferentes.

A classificação proposta por Williams & Donaldson (1980), o gráfico mostrado na Figura 13, também permite classificar a expansibilidade do solo de acordo com os índices físicos. Ou seja, usando os valores de IP na ordenada e a porcentagem de argila na abscissa do gráfico, por esse método é possível verificar o grau de expansibilidade do material, que para as quatro amostras em análise, a indicação é de que todas possuem expansão muito alta. De acordo com a Carta de Seed (1962) apresentada na Figura 14, que classifica os solos de acordo com sua atividade e fração de argila, o ponto 1 apresentou grau de expansão muito alto, enquanto que os pontos 2, 3 e 4 apresentam grau de expansão alto.

Classificando as amostras de acordo com os critérios de Chen (1965) e Daksanamurthy & Raman (1973), conforme mostrado no Quadro 3, chegou-se às seguintes indicações: i) de acordo com o primeiro autor, as amostras dos pontos 1, 2 e 3 possuem grau de expansão muito alto, visto que esses tiveram LL acima de 60%, enquanto que a amostra do ponto 4 possui grau de expansão alto, por ter apresentado LL entre 40% e 60%; ii) de acordo com o segundo critério, o grau de expansão dos solos pontos 1 e 3 foi considerado muito alto, em razão do LL ficar acima de 70%, e alto para os pontos 2 e 4 pelo fato dos valores de LL se situarem entre 50% e 70%.

Foi empregado também o critério de Jimenez (1980), que consta no Quadro 4, a partir do qual se pode avaliar os danos numa obra de acordo com o valor da pressão de expansão do solo. Desta forma, a aplicação do critério indicou que para as quatro amostras estudadas, o dano provável é de demolição da estrutura de concreto, visto que as pressões de expansão ultrapassam o valor limite de 200 kPa. Classificando o grau de expansividade das amostras pelo critério de Vijayvergyia & Ghazzaly (1973), mostrado no Quadro 5, os solos dos pontos 1 e 3 têm grau de expansividade muito alto, visto que suas pressões de expansão são superiores a 300 kPa, enquanto que as amostras dos pontos 2 e 4 possuem grau de expansividade alto, por ter pressões entre 120 e 300 kPa.

Em virtude de a sobrecarga inicial ser advinda do próprio aparelho de ensaio de expansão livre, com no máximo 5 kPa, as amostras não serão classificadas quanto aos critérios de Vijayvergyia & Ghazzaly (1973) e de Seed *et al.* (1962) para expansão livre, visto que estes apresentam classificações para ensaios com sobrecarga de 10 kPa e 7 kPa.

É possível perceber, por meio das classificações que, pelo alto teor de argila e silte, pelos altos valores de índice de plasticidade, de limite de liquidez e de pressão de expansão o solo é altamente expansivo, não tendo em nenhum dos critérios uma expansão média ou baixa. Dessa forma, o grau de dano à estrutura construída sobre ele é significante revelando uma necessidade de correção. O Quadro 11 reúne todas as informações apresentadas.

Quadro 11 - Classificação da expansão do solo oriundo dos canais de irrigação de Cotinguiba-Pindoba.

Critérios			
Williams & Donaldson (1980)			
Amostra	IP	% Argila	Expansão
<b>Ponto 1</b>	58,00	66,76	Muito Alta
<b>Ponto 2</b>	45,00	56,09	Muito Alta
<b>Ponto 3</b>	51,00	57,99	Muito Alta
<b>Ponto 4</b>	36,00	45,30	Muito Alta
Seed (1962)			
Amostra	Atividade	% Argila	Expansão
<b>Ponto 1</b>	0,87	66,76	Muito Alta
<b>Ponto 2</b>	0,80	56,09	Alta
<b>Ponto 3</b>	0,85	57,99	Alta
<b>Ponto 4</b>	0,79	45,30	Alta
Chen (1965)			
Amostra	LL (%)	Expansão	
<b>Ponto 1</b>	86,00	Muito Alta	
<b>Ponto 2</b>	70,00	Muito Alta	
<b>Ponto 3</b>	80,00	Muito Alta	
<b>Ponto 4</b>	59,00	Alta	
Daksanamurthy & Raman (1973)			
Amostra	LL (%)	Expansão	
<b>Ponto 1</b>	86,00	Muito Alta	
<b>Ponto 2</b>	70,00	Alta	
<b>Ponto 3</b>	80,00	Muito Alta	
<b>Ponto 4</b>	59,00	Alta	
Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)			
Amostra	PE (kPa)	Expansão	
<b>Ponto 1</b>	503,02	Muito Alta	
<b>Ponto 2</b>	276,80	Alta	
<b>Ponto 3</b>	528,17	Muito Alta	
<b>Ponto 4</b>	276,66	Alta	

Fonte: Autor (2021).

#### 4.10 Carregamento previsto da estrutura do canal e a coluna d'água

No estudo em questão, há uma situação que merece destaque: a massa de solo situada abaixo dos canais de irrigação, quando é desencadeado o processo expansivo, tende a solicitar sua estrutura em sentido contrário ao do carregamento. De forma a verificar a magnitude dos carregamentos aplicados no sistema estrutural dos canais, foi calculado o carregamento do conjunto concreto-água dos canais e o valor, comparado à pressão de expansão do solo.

Tendo em vista que se pode considerar a extensão do canal como de comprimento “infinito” e a espessura de solo expansivo é relativamente variável, a carga da estrutura foi calculada para 1 metro de extensão de placa (revestimento do canal), bem como o carregamento devido ao peso da água. Os cálculos foram feitos considerando as capacidades máximas.

Utilizando-se o peso específico do concreto simples de 24 kN/m<sup>3</sup>, em virtude deste ser o tipo de revestimento, e multiplicando seu valor por 1 metro de extensão do canal, tem-se um carregamento de 24 kN/m<sup>2</sup> de canal. Para o carregamento da água, o procedimento foi o mesmo, sendo utilizado o peso específico da água, de 9,81 kN/m<sup>3</sup>, obtendo-se, portanto, 9,81 kN/m<sup>2</sup>. Somados os valores, tem-se, em termos de pressão, 33,81 kPa sendo aplicados no solo expansivo, em virtude do peso próprio do conjunto canal de irrigação e água.

Conforme comentado no parágrafo anterior, a estrutura solicita o solo com uma pressão de 33,81 kPa. No caso do solo expansivo, sua pressão de expansão atua como uma reação, atingindo a estrutura dos canais. Em comparação, a pressão de expansão das amostras coletadas é, em seu valor mínimo, de 276,66 kPa, oito vezes maior que a pressão devido ao peso próprio do conjunto; e, em seu valor máximo, de 528,17 kPa, quinze vezes maior. Os resultados demonstram quantitativamente que corroboram com o critério de Jimenez (1980), no que se refere aos danos causados em uma obra.

#### 4.11 Discussão sobre solução

Os resultados dos ensaios realizados no GeoPav pela EdificarSe revelaram se tratar de estudos com solos possuidores de elevado porcentual de argila, sendo classificados como uma argila de alta compressibilidade. Os limites de Atterberg expressaram um solo muito plástico; a sondagem demonstrou um material bastante resistente quando seco. Os índices físicos, em conjunto com os altos valores de expansão livre e pressão de expansão indicaram um solo com alto ou muito alto grau de expansão podendo provocar até a demolição dos canais construídos sobre ele. Ou seja, solos com PE da ordem de 0,5 MPa e EL de até 50%.

Avaliadas as características do solo, foi realizado um levantamento dos esforços, levando-se em conta o peso de um segmento de um metro de canal de irrigação adicionando-se a coluna de água máxima.

O objetivo deste item é discutir as vantagens e desvantagens das principais soluções que envolvem a temática. Tais soluções tentam abranger, portanto, o tratamento da expansão do solo ou a anulação do contato deste com a umidade e a diminuição do impacto à estrutura, de forma a evitar que aconteçam as patologias.

A revisão bibliográfica permitiu visualizar variadas medidas, dentre as quais, pode-se citar a remoção e a substituição; as estabilizações químicas com cal, com cinza de casca de arroz, com fibras naturais ou sintéticas; a estabilização mecânica com a compactação, ou com a inserção de camada de pedregulho ou areias; impermeabilização da estrutura; drenagem controlada e direcionada; uso de fundações profundas (CHAGAS *et al.* 2020; FERREIRA *et al.* 2017; LACERDA, 2019; PAIVA *et al.* 2016; SANTOS, 2017; SILVA, 2018). Algumas soluções foram escolhidas e serão comentadas nos parágrafos seguintes.

A compactação é uma das soluções que envolvem estabilização mecânica e que consistem na diminuição dos vazios do solo com a utilização de um compactador, aumentando o contato entre os grãos e, portanto, sua densidade (PINTO, 2006). As vantagens giram em torno do fato desta ser uma técnica fácil, com mão de obra qualificada, por ser bastante utilizada em obras de pavimentação; barata, sendo os maiores gastos relacionados ao compactador; e, por fim, foi uma alternativa concluída como eficiente para o solo analisado por Paiva *et al.* (2016). Já para Silva (2018) a compactação não foi satisfatória para o solo expansivo; além disso, existe a preocupação com relação ao contato desse solo compactado com as chuvas sazonais.

Uma segunda alternativa de solução para o solo dos canais oriundos do sistema Cotinguba-Pindoba seria a sua remoção e substituição por um solo compatível. A principal vantagem relacionada à remoção é que ressolveria por completo a origem do problema, que é o solo expansivo, e sanaria as preocupações quanto à umidade ou vegetação ao redor, por exemplo. A desvantagem associada é o custo de demolição da estrutura de concreto, de remoção desse solo, carga, transporte e descarga, além desse mesmo processo para o novo solo implantado, tudo avaliado para um trecho de 200 metros de extensão.

A estabilização química com o uso da cal é uma possibilidade, tendo em vista que é uma das estabilizações mais utilizadas e existem vários estudos sobre o mecanismo e casos de sucesso para os solos expansivos (FERREIRA *et al.*, 2017; PAIVA *et al.*, 2016; SILVA, 2018). O fator de impedimento seriam os custos associados a essa técnica, portanto existe a necessidade de se realizar estudos geotécnicos com o solo dos canais de irrigação. Para a dosagem da cal na mistura podem ser utilizados o método de Eades e Grim (1966) ou o de Thompson (1970), não sendo interessante ultrapassar a porcentagem de 15% por limitação da homogeneidade da mistura, tendo em vista o comportamento do solo expansivo (MEDEIROS, 2017).

O uso da camada de pedregulho entre o solo expansivo e a estrutura foi uma alternativa proposta por Ribeiro Júnior, Futai e Conciani (2006), cujos resultados foram

satisfatórios já que essa camada permitiu a expansão livre do solo sem afetar a estrutura. Tendo em vista a conclusão do estudo e o baixo custo, esse caminho pode ser seguido para os canais de irrigação desde que sejam realizados estudos geotécnicos, ensaios práticos e acompanhamento da solução. O ideal, em combinação a essa alternativa, é que seja reforçada a estrutura de forma a atenuar os efeitos do solo.

Uma outra alternativa seria o emprego do colchão reno, cuja estrutura possui o objetivo de formar revestimentos monolíticos, duráveis e flexíveis. Além do bom custo-benefício, da alta durabilidade, da possibilidade de usar revestimento de concreto, o colchão reno é altamente flexível, o que possibilitará a movimentação do solo sem afetar a estrutura do canal. A sua já utilização no Brasil e fora dele também é um ponto positivo. Algumas questões devem ser avaliadas, no entanto: o custo, a eficácia nos locais utilizados e a questão da vegetação nesse tipo de revestimento.

Todas as possibilidades discutidas apresentam vantagens e desvantagens. Independente da escolha é necessário que se tenha o cuidado em monitorar a proposta dada, acompanhar a execução e principalmente evitar o contato do solo com a umidade. Em conjunto com as soluções apresentadas pode-se investir também em estruturas de drenagem da água da chuva, evitar árvores próximas aos canais, realizar a impermeabilização da estrutura e a constante manutenção desses canais de modo a evitar vazamentos de água para o solo.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este capítulo tem o propósito de apresentar as principais conclusões e fazer sugestões para estudos futuros fundamentados no trabalho desenvolvido.

### 5.1 Principais conclusões

A caracterização física das amostras analisadas neste trabalho demonstrou se tratar de solos com alta porcentagem de finos. Seus índices de plasticidade classificaram os solos como muito plásticos, do tipo CH ou solo silto-argiloso A7-6. O diagnóstico indicou que os solos analisados são normalmente ativos, com pressão de expansão que pode levar à demolição da estrutura e potenciais de expansão que se classificam entre alto e muito alto.

Quanto às soluções de combate aos trincamentos, foram indicadas três possibilidades: a opção de estabilização química com cal; a de utilização de uma camada de pedregulho entre solo expansivo e estrutura, com reforço desta, visto que seu peso é insignificante em relação à pressão exercida pelo solo; e, por fim, a utilização do colchão reno. Vale ressaltar a necessidade de ensaios em laboratório e avaliação de desempenho *in situ* das soluções propostas.

### 5.2 Sugestões para futuras pesquisas

De forma a aprofundar os estudos na região e complementar a pesquisa apresentada sugere-se:

- a) realizar a caracterização mineralógica, microestrutural e química das amostras estudadas nessa pesquisa;
- b) avaliar a viabilidade da aplicação das soluções propostas;
- c) aplicar a solução proposta em algum trecho da região de estudo 02 do Sistema Cotinguiba-Pindoba;
- d) acompanhar e estudar o comportamento do solo após a aplicação da solução;
- e) caracterizar e comparar amostras das demais regiões: região de estudo 01 e 02.

## REFERÊNCIAS

ALVES *et al.* **Análise de banco de dados com solos expansivos de Sergipe.** [S.l.: s.n.], 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 4546 - 03:** Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Collapse of Soils. Philadelphia: ASTM, 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 4829:** Standard Test Method for Expansion Index of Soils. Philadelphia: ASTM, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459:** Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484:** Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484:** Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180:** Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181:** Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182:** Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ATAIDE, Stive Osca Falcão de. **Análise do comportamento de variação de volume devido à inundação de um solo expansivo quando misturado com areia.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

BARBOSA, Felipe Araújo Silva. **Análise do comportamento hidromecânico e da dinâmica de fissuração de um solo expansivo.** 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

BARBOSA, Valquiria. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal.** 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2013.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações:** Fundamentos. 6. ed. v. 1. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1988.

CAVALCANTE, E. H. (2019). Arquivo pessoal. Visita técnica à obra dos canais de irrigação do Sistema Cotinguiba/Pindoba. Propriá-SE. **[Solo presente nos canais de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba].** 1 Fotografia.

CAVALCANTE, E. H. (2019). Arquivo pessoal. Visita técnica à obra dos canais de irrigação do Sistema Cotinguiba/Pindoba. Propriá-SE. **[Trincas localizadas nos canais de irrigação do sistema Cotinguiba-Pindoba]**. 1 Fotografia.

CAVALCANTE *et al.* **Propriedades geotécnicas de um solo expansivo de Sergipe.** [S.l.:s.n.], 2006.

CHAGAS *et al.* Contribuição para diagnóstico e solução de solos não saturados colapsivos e expansivos para aplicação em fundações. **Geotecnia.** N. 149, p. 67-83, jul. 2020. DOI: <http://doi.org/10.24849/j.geot.2020.149.04>. Disponível em: <https://impactum-journals.uc.pt/geotecnia/issue/view/516/205>. Acesso em: 20 out. 2021.

CODEVASF. **[Preparação do terreno e execução dos canais de irrigação]**. 2021. 1 Fotografia.

CODEVASF. **[Trecho do canal irrigado com técnica de concretagem alternada]**. 2021. 1 Fotografia.

CONSERVASOLO. **Recuperação do córrego Bonsucesso.** Belo Horizonte, 2020. Disponível em: <https://conservasolo.com.br/recuperacao-do-corrego-bonsucesso/>. Acesso em: 10 dez. 2021.

CONSISTENT SONDAGENS. **Perfil individual de furo de sondagem a percussão – SPT – NBR 6484/FEV2001.** 2020. 1 boletim de sondagem.

DAUD. **Estabilização de aterro sobre solo mole e drenagem em gabião colchão reno.**

Itapuã: DAUD Construções, 2021. Disponível em: <http://www.daudconstrucoes.com.br/category/atuacao/terraplanagem/estabilizacao-de-aterro-sobre-solo-mole-e-drenagem-em-gabiao-colchao-reno/>. Acesso em: 10 dez. 2021.

EDIFICARSE ARQUITETURA E ENGENHARIA. **Relatório Nº 001/2021:** ensaios de caracterização, ensaios de compactação, ensaios de pressão de expansão, ensaios de expansão livre. São Cristóvão: 2021.

FERREIRA *et al.* Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. **Matéria**, Rio de Janeiro, 2017. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rmat/a/4RQ7hQS7yhw4jjkTB4mzL5k/?lang=pt&format=pdf>. Acesso em: 01 nov. 2021.

FERREIRA, J. B; LOBÃO, V. W. N. Manifestações patológicas na construção civil. **Cadernos de graduação: ciências exatas e tecnológicas.** Aracaju, v. 5, n. 1, p. 71-80, out. 2018. Disponível em: <https://periodicos.set.edu.br/cadernoexatas/article/view/5853/2971>. Acesso em: 20 out. 2021.

FERREIRA, Valmir. **Identificação dos trechos a serem reabilitados:** localização das regiões de estudo, PCO: 01/04. 2019. 1 projeto.

FRACASSI, Gerardo. **Proteção de rios com soluções Maccaferri.** São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. New York: John Wiley & Sons, 1993.

GOVERNO FEDERAL. Ministério do Desenvolvimento Regional. **Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba**. Brasília, DF: CODEVASF. Disponível em: <https://www.codevasf.gov.br/>. Acesso em: 30 out. 2021.

JEFFERSON; LENILTON. **Canal CP-02**: planta e perfil (est. 180+0,00 a est. 210+0,00). 2018. 1 projeto.

JESUS, A. J. S; PINTO, S. A. Estudo da expansibilidade de um solo argiloso – Estudo de Caso. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE INOVAÇÃO E TECNOLOGIA, 4., 2018, [s. l.]. Anais [...]. SENAI CIMATEC, 2018.

LACERDA, Luiz Santiago Souza do Nascimento de. **Análise do comportamento geotécnico de solos de Cabrobó, potencialmente expansivos, estabilizados com cinza de casca de arroz**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2019.

LUNA, Hugo de Andrade. **Manutenção em canais de irrigação revestidos em concreto**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

MACCAFERRI. **Colchões Reno**. São Paulo, SP: MACCAFERRI. Disponível em: <https://www.maccferri.com.br/produtos/colchao-reno/>. Acesso em: 10 dez. 2021.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. F. C. **Mecânica dos Solos I**: Conceitos introdutórios. Universidade Federal da Bahia, 2012.

MEDEIROS, Alisson Alberto de Lima. **Contribuição ao estudo da dosagem de cal para a estabilização de um solo de comportamento laterítico e um não laterítico**. 2017. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

MORAIS, Joanderson James Oliveira. **Caracterização geotécnica da expansividade de um solo argiloso do município de Paulista-PE**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

NELSON, J. D.; MILLER, D. J. **Expansive Soils**: Problems and practice in foundation and pavement engineering. United States of America: John Wiley & Sons, Inc, 1992.

PAIVA *et al.* Propriedades geotécnicas de um solo expansivo tratado com cal. **Matéria**, Rio de Janeiro, v. 21, n. 2, p. 437-449, 2016. Disponível em: <https://revistas.ufrj.br/index.php/rm/article/view/5127>. Acesso em: 20 out. 2021.

PAIVA, Sergio Carvalho de. **Estudo do comportamento geomecânico dos solos expansivos dos municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca - PE e de suas misturas com cal**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

PEREIRA, Eliana Martins. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada.** 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RIBEIRO JÚNIOR, I.; FUTAI, M. M.; CONCIANI, W. Estudo de uma solução para projeto de fundações em solos expansivos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 13., 2006, Curitiba. Anais [...]. Curitiba: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2006.

SANTOS, Margarida Dionísio Duarte dos. **Problemas geotécnicos associados a solos expansivos em Lisboa.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geológica) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2017.

SILVA, Jayne Araújo. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo potencialmente expansivo, encontrado em Agrestina/PE, aplicando cinza de casca de arroz e cal como aditivos estabilizantes.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2018.

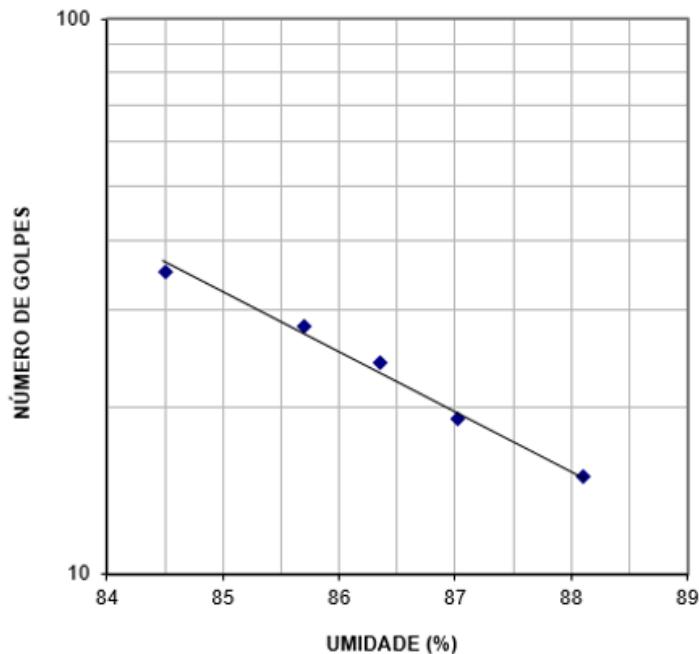
THOMÉ, Antônio. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais.** 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

VILAR, O. M.; FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis e expansivos. In: FERREIRA, Silvio Romero de Melo. **Solos não saturados no contexto geotécnico.** Universidade Federal de Pernambuco. 2019. Cap. 15, p. 415-440.

## ANEXOS

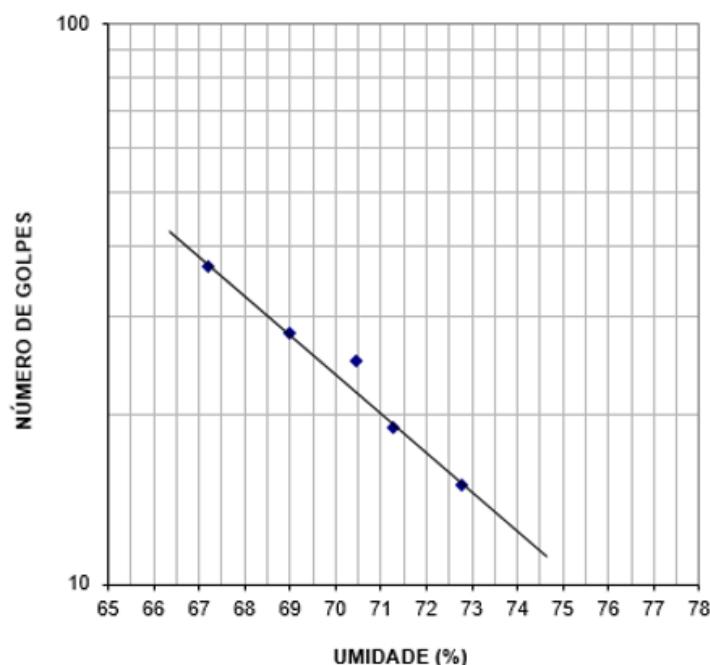
### ANEXO A - LIMITES DE ATTERBERG.

Figura 32 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 1.



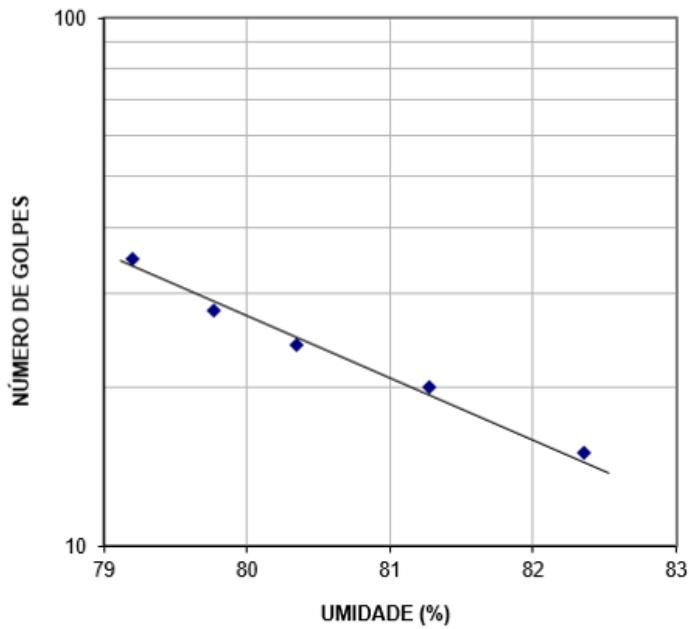
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 33 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 2.



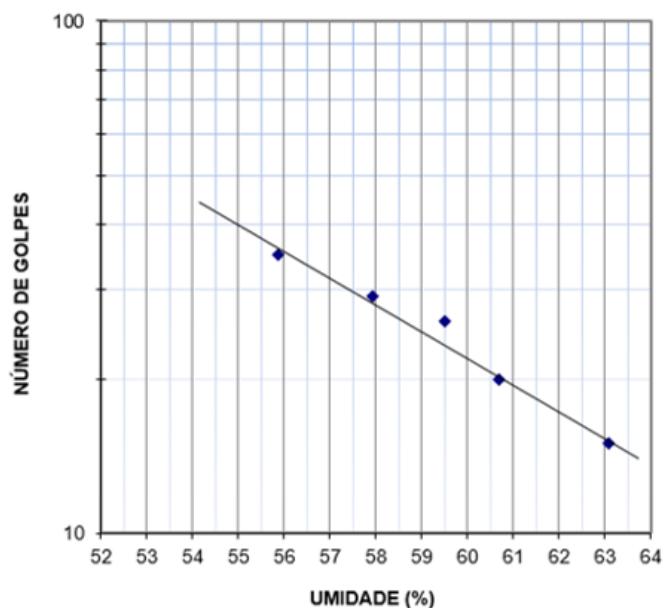
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 34 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 3.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

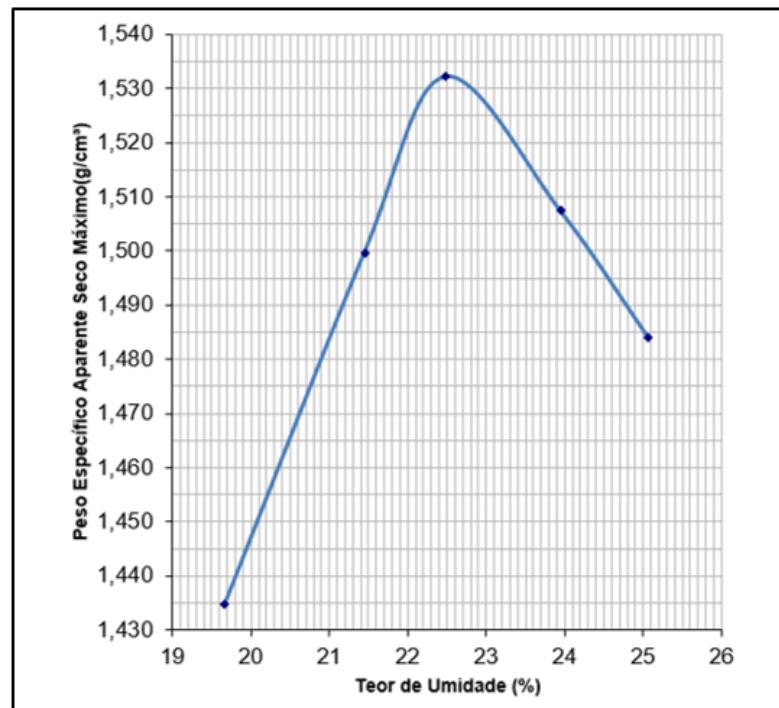
Figura 35 - Gráfico do limite de liquidez do ponto 4.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

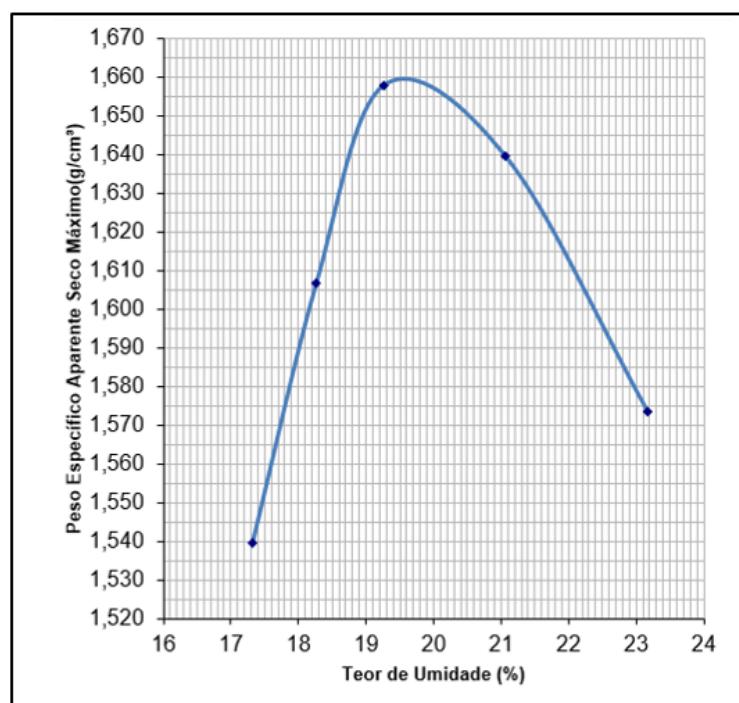
## ANEXO B – CURVAS DE COMPACTAÇÃO

Figura 36 - Curva de compactação do ponto 1.



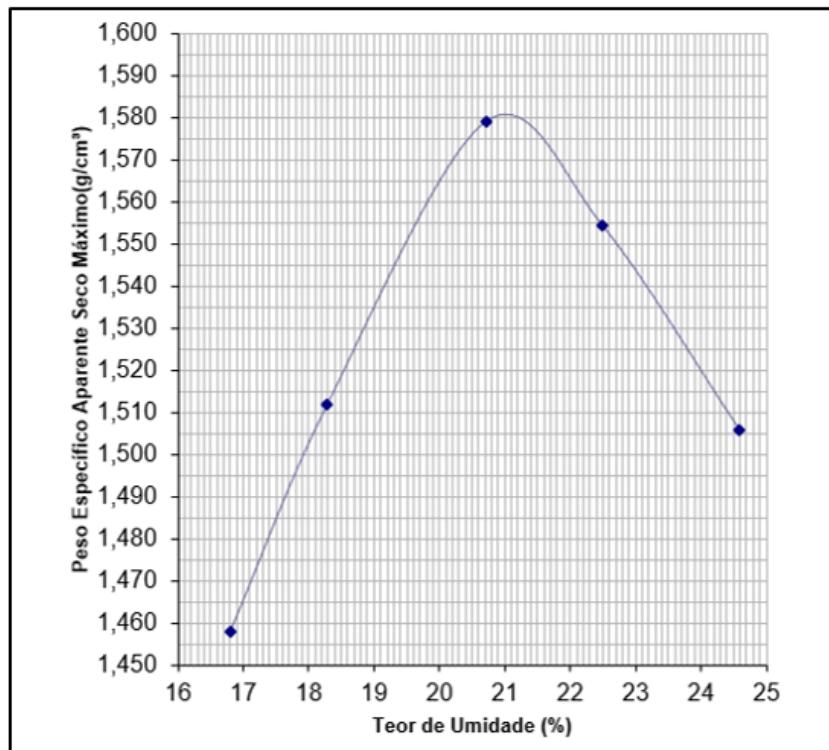
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 37 - Curva de compactação do ponto 2.



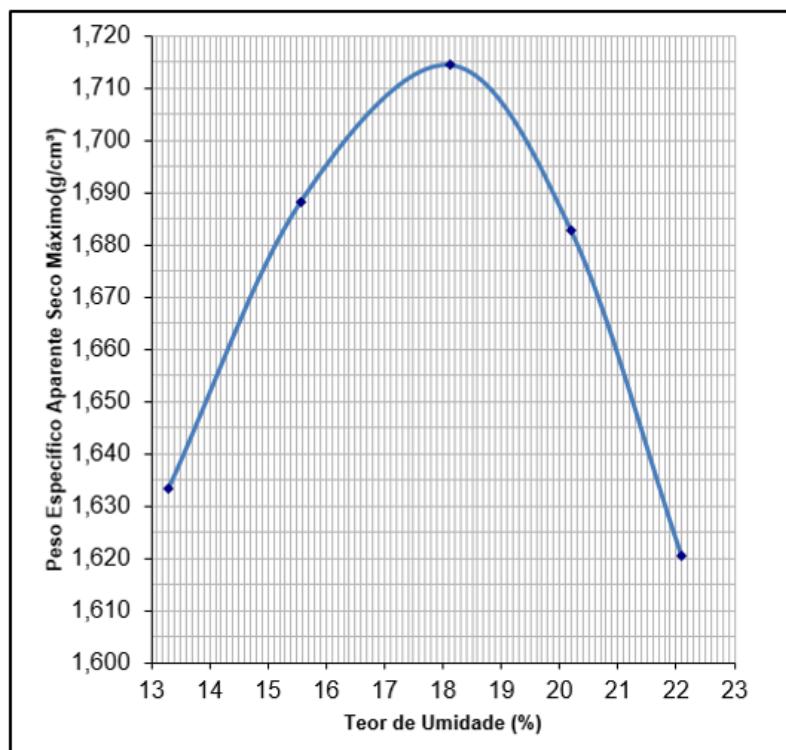
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 38 - Curva de compactação do ponto 3.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 39 - Curva de compactação do ponto 4.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

## ANEXO C – BOLETINS DE SONDAGEM

Figura 40 - Boletim de sondagem correspondente ao furo SP-01.

PERFIL INDIVIDUAL DE FURO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO - SPT - NBR 6484/FEV2001										OBRA: 0020/20 DATA: 18/01/20 REVISÃO: 0			
CONTRATANTE: COMPANHIA DE DESENV. DOS VALES DO SÃO FRANCISCO E DO Parnaíba OBRA: CANAL COTINGUIBA-PINDOBA LOCAL: MUNICÍPIO DE PROPRIÁ/SE										DATA INÍCIO: 27/01/2020 DATA FIM: 27/01/2020 FURO: SP - 01			
PENETRAÇÃO (Nº GOLPES P/ 30cm)					NÍVEL DE ÁGUA	COTA DA BOCA DO FURO (m)	PROFUND. DA CAMADA (m)	REFRÉS. DO PERFIL E Nº DE AMOSTRAS	COORDENADAS: E = 747.543,000 / N = 8.863.070,000				
Nº GOLPES	GRÁFICO								CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				
Nº	Nº	10	20	30	40								
5	7												
8	7												
6	6												
9	10												
21	24												
Não Encontrado - 27/01/2020										Límite de sondagem Solicitado pelo cliente - 4,45 m			
TC = Trado Concha R = Revestimento CA = Circulação de Água										Obs.: Furo realizado à seco.			
AVANÇO NA LAVAGEM A CADA 10 MIN. (cm)										INFORMAÇÕES HASTES P/ PENETRAÇÃO NO TERRENO			
* * * *										REVESTIMENTO f. int. 76,2 mm AMOSTRADOR Padrão: f. int. 34,9 mm / f. ext. 50,8 mm PESO DE BATER: 65 Kg - ALTURA DE QUEDA: 0,75 m			
Obs.: Furo Locado pelo Contratante.										AREIA * * * SILTE = = = ARGILA //			
PROF. (m) AUSENTE AUSENTE													
REPRESENTAÇÃO: PEDREGULHO * * * SILTE = = = ARGILA //													

Fonte: Consistent Sondagens (2020).

Figura 41 - Boletim de sondagem correspondente ao furo SP-02.

PERFIL INDIVIDUAL DE FURO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO - SPT - NBR 6484/FEV2001										OBRA: 0020/20	DATA: 18/01/20	REVISÃO: 0	
CONTRATANTE: COMPANHIA DE DESENV. DOS VALES DO SÃO FRANCISCO E DO PARNAÍBA										DATA INÍCIO: 27/01/2020	DATA FIM: 27/01/2020		
OBRA: CANAL COTINGUIBA-PINDOBA										FURO: SP - 02			
LOCAL: MUNICÍPIO DE PROPRIÁ/SE													
PENETRAÇÃO (Nº GOLPES P/ 30cm)										COORDENADAS: E = 747.578,000 / N = 8.863.173,000			
Nº GOLPES	GRÁFICO				NÍVEL DE ÁGUA	COTA DA BOCA DO FURO (m)	PROFUND. DA CAMADA (m)	REPRES. DO PERFIL E N.º DE AMOSTRAS	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL				
Nº	Nº	10	20	30	40				1	Silte arenoso com muito pedregulho, pouco compacto, vermelho escuro. (aterro).			
7.	8.								2	Argila siltosa com decomposição de rocha, média, variegada (amarela escura/marrom).			
8.	10								3	Impenetrabilidade no trépano de lavagem com 1,57m - Item 6.4.3.3 da NBR-6484/FEV2001			
Não Encontrado - 27/01/2020													
AVANÇO NA LAVAGEM A CADA 10 MIN. (cm)		TC = Trado Concha		LEITURAS DE NÍVEL DE ÁGUA		INFORMAÇÕES HASTES P/ PENETRAÇÃO NO TERRENO							
02	01	01	01	R = Revestimento		DATA	27/01/20	27/01/20	REVESTIMENTO f. int. 76,2 mm				
Obs.: Furo Locado pelo Contratante.				CA = Circulação de Água		HORA (h)	-	-	AMOSTRADOR PADRÃO: f. INT.: 34,9 mm / f. EXT.: 50,8 mm				
Usado de Lama Bentonitica na Execução do Furo.				PROF. (m)		AUSENTE	AUSENTE		PESO DE BATER: 65 Kg - ALTURA DE QUEDA: 0,75 m				
				REPRESENTAÇÃO:		PEDREGULHO			AREIA : : : SILTE : : : ARGILA //				

Fonte: Consistent Sondagens (2020).

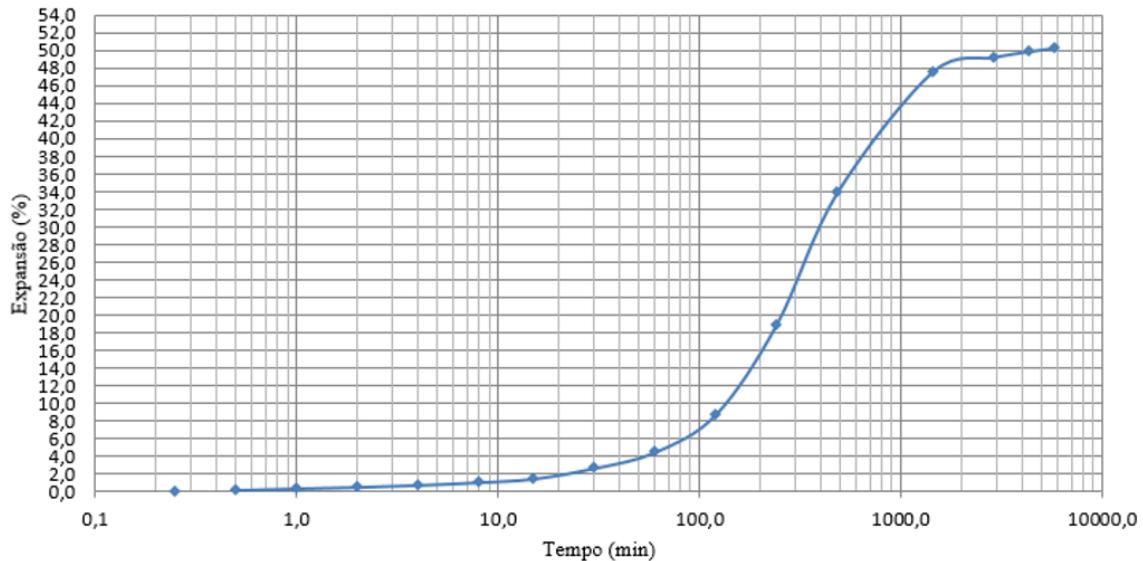
Figura 42 - Boletim de sondagem correspondente ao furo SP-03.

PERFIL INDIVIDUAL DE FURO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO - SPT - NBR 6484/FEV2001										OBRA: 0020/20
										DATA: 18/01/20
										REVISÃO: 0
CONTRATANTE: COMPANHIA DE DESENV. DOS VALES DO SÃO FRANCISCO E DO PARNAÍBA										DATA INÍCIO: 27/01/2020
OBRA: CANAL COTINGUIBA-PINDOBA										DATA FIM: 27/01/2020
LOCAL: MUNICÍPIO DE PROPRIÁ/SE										FURO: SP - 03
PENETRAÇÃO (Nº GOLPES P/ 30cm)										COORDENADAS: E = 747.578,000 / N = 8.863.173,000
Nº GOLPES										CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
Nº	Nº	10	20	30	40	(m)	NÍVEL DE ÁGUA	COTA DA BOCA DO FURO (m)	PROFUND. DA CAMADA (m)	REPRES. DO PERFIL E Nº DE AMOSTRAS
11	17					*				1
15	18							0,57	TC	
18	17								R 1	
									CA	
								1,89	2	
								2,50	3	
									4	
									5	
									6	
									7	
									8	
									9	
									10	
									11	
									12	
									13	
									14	
									15	
									16	
									17	
									18	
									19	
									20	
AVANÇO NA LAVAGEM A CADA 10 MIN. (cm)										Obs.: Furo com perda d'agua de 0,50 à 2,50 metros
01	01	01	00							
TC = Trado Concha R = Revestimento CA = Circulação de Água										INFORMAÇÕES HASTES P/ PENETRAÇÃO NO TERRENO
LEITURAS DE NÍVEL DE ÁGUA										REVESTIMENTO f int. 76,2 mm
										AMOSTRADOR PADRÃO: f INT: 34,9 mm / f EXT: 50,8 mm
										PESO DE BATER: 65 Kg - ALTURA DE QUEDA: 0,75 m
										REPRESENTAÇÃO: PEDREGULHO AREIA : : : SILTE : : : ARCILA //
Obs.: Furo Locado pelo Contratante. Uso de Lama Bentonítica na Execução do Furo.										

Fonte: Consistent Sondagens (2020).

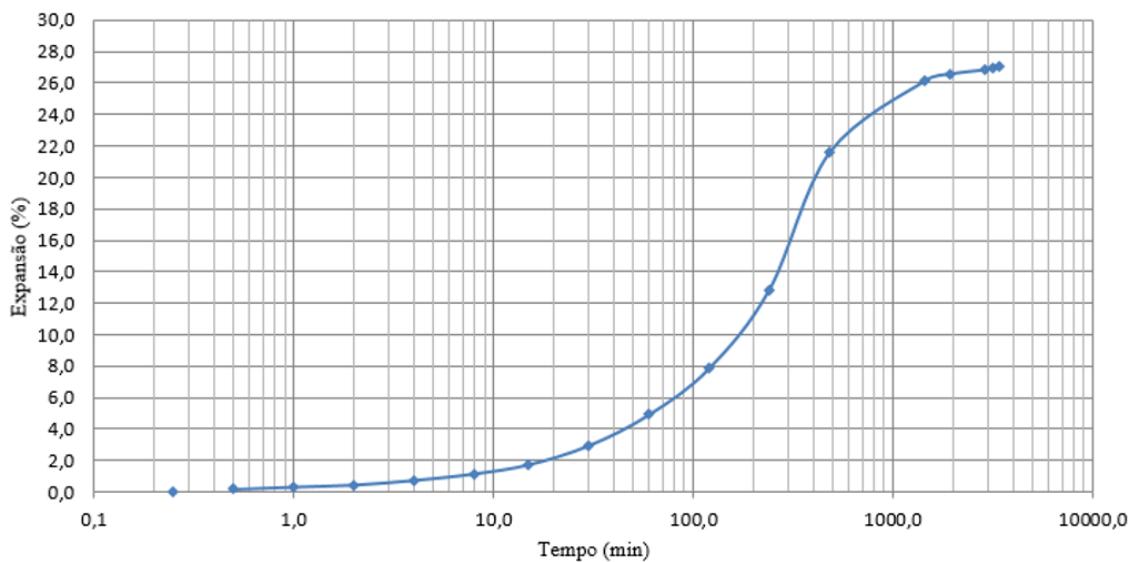
## ANEXO D – CURVAS DE EXPANSÃO LIVRE

Figura 43 - Curva de expansão livre do ponto 1.



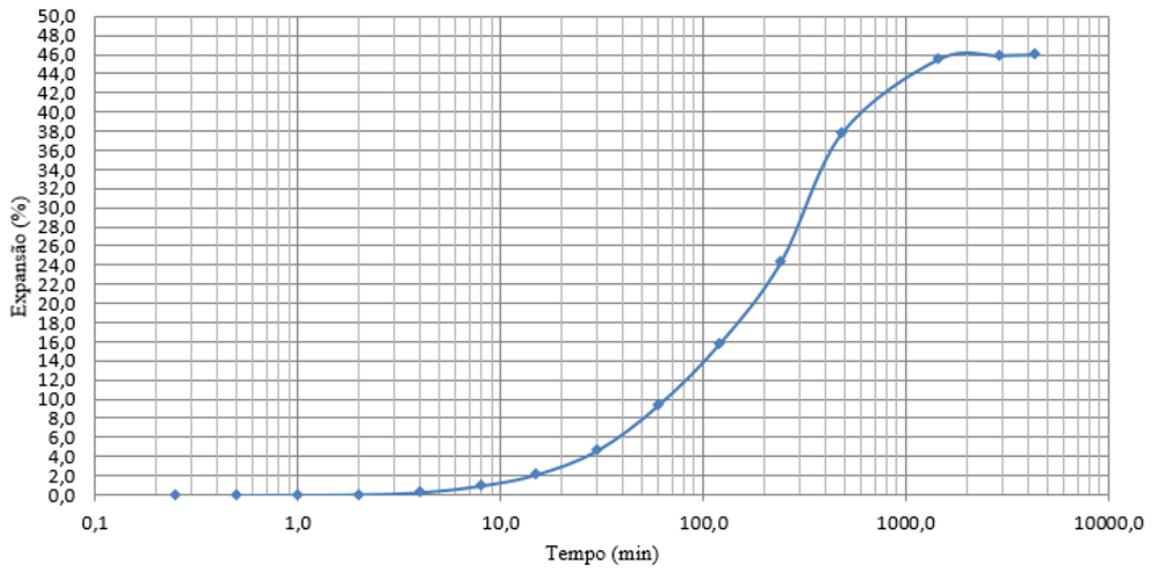
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 44 - Curva de expansão livre do ponto 2.



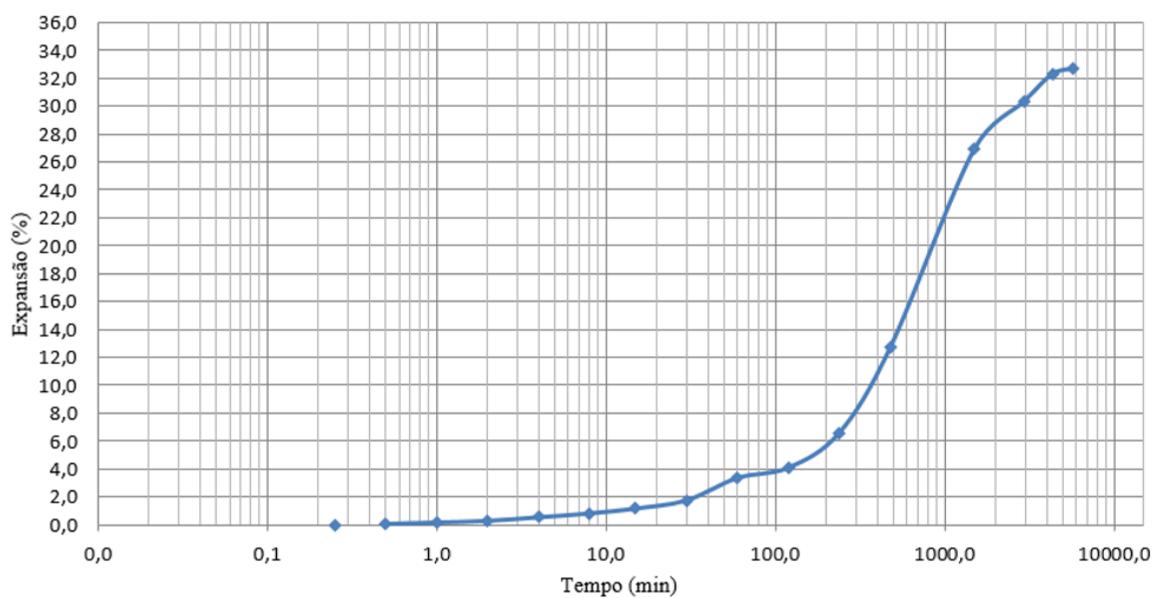
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 45 - Curva de expansão livre do ponto 3.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

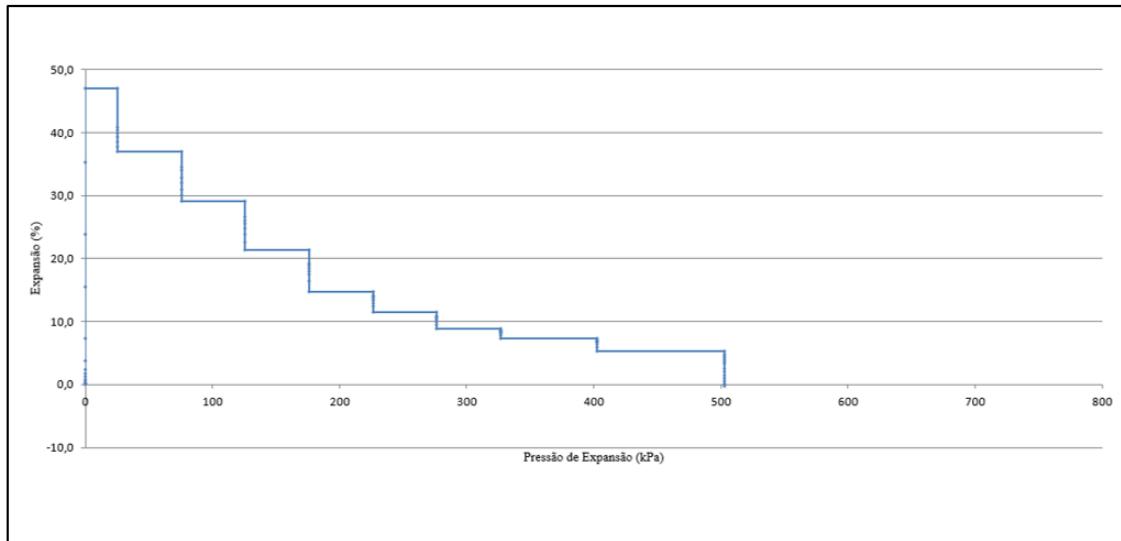
Figura 46 - Curva de expansão livre do ponto 4.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

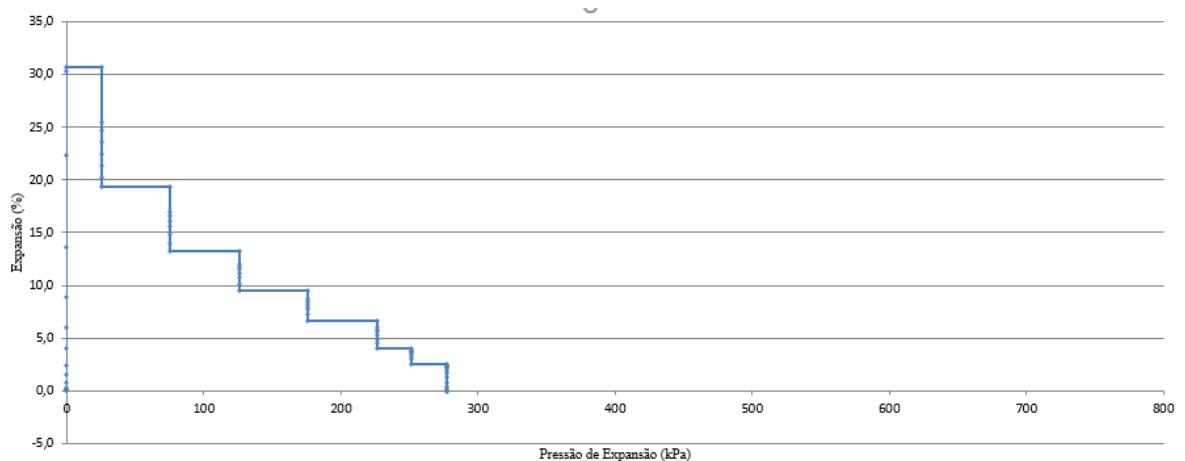
## ANEXO E – CURVAS DE PRESSÃO DE EXPANSÃO

Figura 47 - Curva de pressão de expansão do ponto 1.



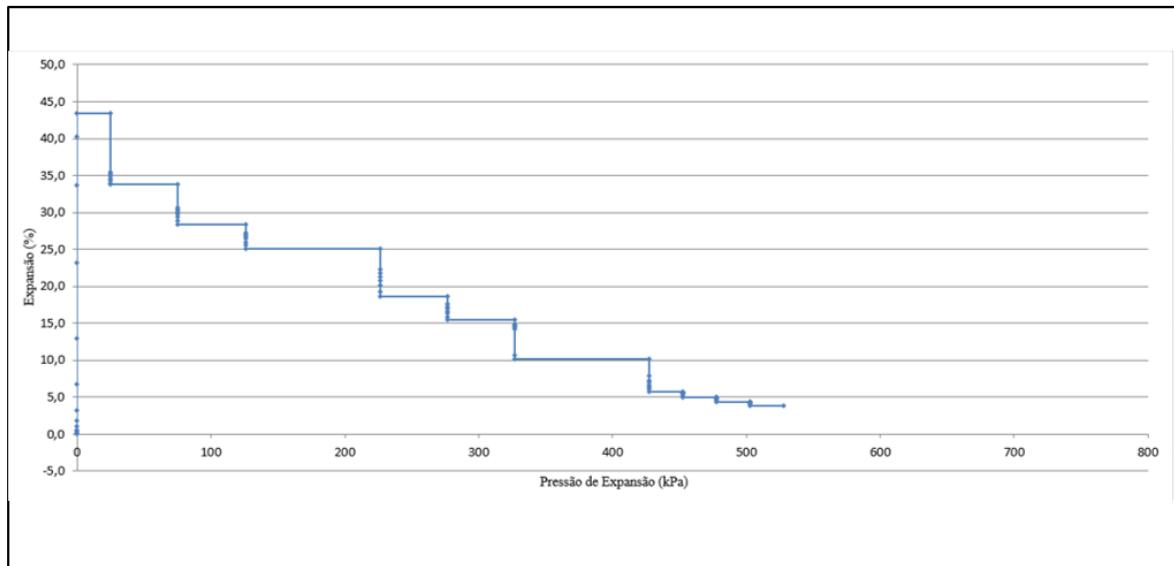
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 48 - Curva de pressão de expansão do ponto 2.



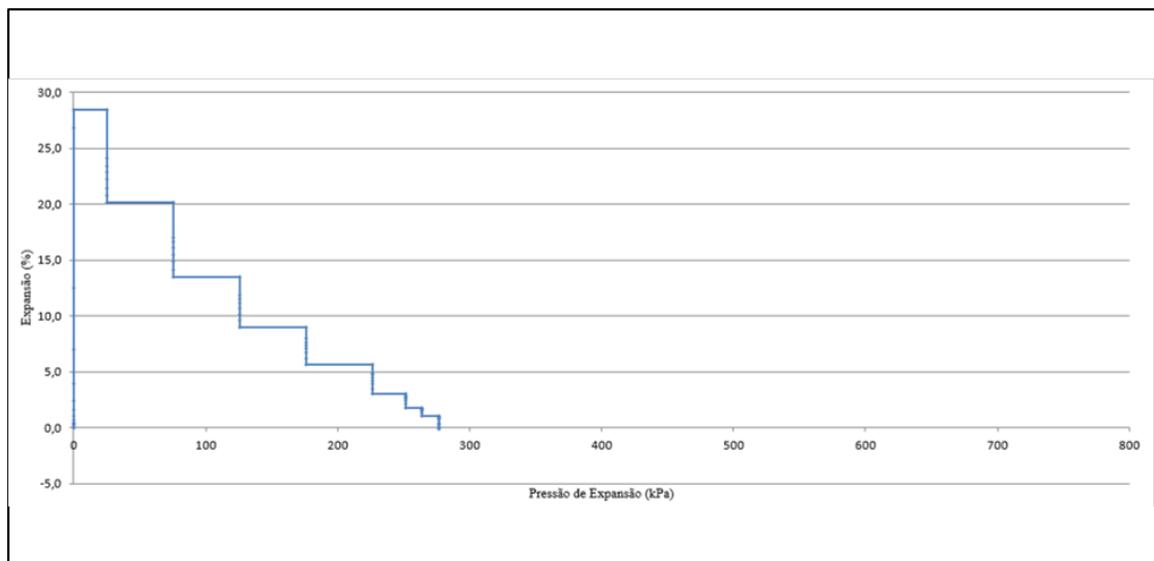
Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 49 - Curva de pressão de expansão do ponto 3.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).

Figura 50 - Curva de pressão de expansão do ponto 4.



Fonte: Adaptado de EdificarSe Arquitetura e Engenharia (2021).