



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALISON DE SOUZA NORBERTO

**ANÁLISE ACOPLADA HIDROMECÂNICA DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO
SOBRE SOLO MOLE NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE (PE)**

Recife
2025

ALISON DE SOUZA NORBERTO

**ANÁLISE ACOPLADA HIDROMECÂNICA DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO
SOBRE SOLO MOLE NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE (PE)**

Tese em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, Área de Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães.

Orientadora: Prof.^a Dra. Leila Brunet de Sá Beserra

Recife

2025

.Catalogação de Publicação na Fonte. UFPE - Biblioteca Central

Norberto, Alison de Souza.

Análise acoplada hidromecânica da construção de um aterro sobre solo mole na região metropolitana do Recife(PE) / Alison de Souza Norberto. - Recife, 2025.

155f.: il.

Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2025.

Orientação: Leonardo José do Nascimento Guimarães.

Coorientação: Leila Brunet de Sá Beserra.

Inclui referências.

1. Monitoramento; 2. Retroanálise; 3. Fissuras de tração; 4. Fator de segurança; 5. Simulações numéricas; 6. Urbanização. I. Guimarães, Leonardo José do Nascimento. II. Beserra, Leila Brunet de Sá. III. Título.

UFPE-Biblioteca Central

ALISON DE SOUZA NORBERTO

**ANÁLISE ACOPLADA HIDROMECAÂNICA DA CONSTRUÇÃO DE UM ATERRO
SOBRE SOLO MOLE NA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE (PE)**

Tese em Engenharia Civil da
Universidade Federal de
Pernambuco, Centro de Tecnologia
e Geociências, como requisito para
obtenção do título de Doutor em
Engenharia Civil, Área de
Geotecnia.

Aprovada em 02/04/2025

Orientador: Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães, UFPE
Coorientadora: Prof.^a Dr.^a Leila Brunet de Sá Beserra, UFPE

BANCA EXAMINADORA

participação por videoconferência
Prof. Dr. José Fernando Thomé Jucá (examinador interno)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Fernando Antônio Medeiros Marinho (examinador externo)
Universidade de São Paulo

participação por videoconferência
Prof. Dr. Michael Andrade Maedo (examinador externo)
Universidade Federal de Uberlândia

participação por videoconferência
Prof.^a Dr.^a Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (examinadora interna)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Igor Fernandes Gomes (examinador interno)
Universidade Federal da Paraíba

Dedico este trabalho a minha querida e amada
Tia Ninha (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me dar forças, não somente para a conclusão desta tese, mas também para vencer todos os desafios superados ao longo de toda essa trajetória.

Ao meu esposo, amigo e maior incentivador, Jerfferson, por todo apoio durante todos os momentos, trazendo alegria e me dando confiança de seguir batalhando. Além de ter me proporcionado uma nova família que amo tanto.

A toda minha família. Em especial a minha mãe, Maria José, a minha madrinha, tia, e uma segunda mãe, Celeste, as minhas Tias, Célia, Sônia, Gêuza, Claudeci, Nina. A minha prima querida, Duda, por ser uma grande amiga e irmã, sempre junto comigo. Também a minha irmã, meus tios, meu padrinho Heleno e meus primos.

A meu orientador, Professor Leonardo, pelos ensinamentos, pela confiança depositada, pela paciência, e acima de tudo pelas oportunidades que me deu ao longo dessa pesquisa. O Professor, o senhor é um grande exemplo de ser humano, generoso e íntegro, será sempre uma grande referência para mim.

A minha orientadora, Professora Leila, pelos diversos ensinamentos, pelas várias reuniões e auxílios que foram muito importantes para o desenvolvimento desta pesquisa. Pelo seu olhar gentil e cuidadoso de uma mulher incrível e grande pesquisadora.

Aos professores de geotecnia da UFPE pelos diversos ensinamentos ao longo da graduação, mestrado e doutorado, em especial aos Professores: Odete Mariano, Isabela Bello, Analice Amorim, Fernando Jucá, Silvio Romero, Igor Fernandes, Licia Mouta e Roberto Quental.

A toda equipe que fez e faz o Laboratório de Métodos Computacionais em Geomecânica (LMCG) da Universidade Federal de Pernambuco, em especial a Anny, Bruno, Guilherme, Nina, Rose e Tasso, por todo apoio durante esta etapa.

À equipe técnica do Laboratório de Solos e Instrumentação do Departamento de Engenharia Civil da UFPE: Gutemberg e Antônio Brito pela amizade, gentileza e por todo apoio na fase experimental deste trabalho.

A todos os professores, alunos e demais membros do PPGEC UFPE, em especial a Andrea, por toda atenção dada ao longo desses anos.

Aos meus grandes amigos de Lage Grande, por toda torcida, apoio e por sempre me transmitirem boas energias quando voltava para casa.

Aos muitos amigos que fiz durante a graduação, mestrado e doutorado na UFPE, em especial a Alice, Anderson, Armando, André, Arianne, Augusto, Bruna, Brenda, Carlos, Danylo, Gabriel, Germano, Henrique, Hugo, Italcy, Jallam, Jefferson, João Matheus, Jhonata, Kaio, Karla, Maylon, Nayane, Thassia, Rafaella, Riadny, Sávio, Vinicius e Wyllyan, os quais sempre trouxeram leveza e humor para os dias difíceis e fizeram com que essa jornada fosse menos árdua.

A Equipe da OTL por disponibilizar os dados da área de estudo da pesquisa e apoiar no desenvolvimento da pesquisa em diversas etapas.

Aos amigos e colegas da TPF Engenharia que acompanharam e me incentivaram durante essa pesquisa.

A Fundação de Amparo à Ciência e Tecnologia de Pernambuco (FACEPE), pelo apoio financeiro durante parte desta pesquisa.

A todos que, de alguma maneira, contribuíram para a elaboração desta tese, o meu muito obrigado.

RESUMO

A análise acoplada hidromecânica é fundamental para avaliar o desempenho de aterros sobre solos moles, onde a interação entre deformações e dissipação de poropressões afeta diretamente a estabilidade e os recalques. Além disso, a formação de fissuras de tração pode reduzir a resistência ao cisalhamento a zero, diminuindo o fator de segurança (FS) e favorecendo a ruptura. Neste contexto, foi desenvolvido um estudo de caso em um aterro construído sobre solo mole em Jaboatão dos Guararapes (PE), que sofreu uma ruptura durante a construção e apresentou fissuras no platô. Após 3 anos e 6 meses, as obras foram retomadas, com novos registros de deslocamentos e fissuras. Foram realizados ensaios de campo (SPT), instalação de piezômetros, coleta de amostras e ensaios laboratoriais (caracterização física, adensamento e triaxiais) para definição do perfil geológico-geotécnico e parâmetros dos materiais. Também foram conduzidas simulações numéricas 2D e 3D com o Método dos Elementos Finitos (MEF) e do Equilíbrio Limite (MEL), incluindo deslocamentos e poropressões. As análises consideraram a presença de fissuras de tração. Identificou-se uma camada espessa de solo muito mole entre 3 e 12 m de profundidade, composta por areias siltosas e argilas com alta umidade. Os valores de C_c variaram entre 0,07 e 3,25; e_0 entre 0,45 e 8,7; coesão não drenada entre 12 e 77 kPa; e ângulo de atrito entre 1 e 21°, compatíveis com os solos moles da RMR. Nas retroanálises, o FS variou entre 1,03 e 1,09, com o menor valor (1,03) associado ao cenário com fissuras. A comparação com imagens de satélite e dados de campo confirmou a coerência dos resultados, demonstrando a eficácia da metodologia adotada para retroanálise e modelagem hidromecânica. As conclusões do estudo contribuem para enfrentar os desafios da ocupação urbana em áreas com solos moles.

Palavras-chave: Monitoramento; retroanálise; fissuras de tração; fator de segurança (FS); simulações numéricas; urbanização.

ABSTRACT

Coupled hydromechanical analysis is essential to assess the performance of landfills on soft soils, where the interaction between deformations and dissipation of pore pressures directly affects stability and settlements. In addition, the formation of tensile cracks can reduce the shear strength to zero, reducing the safety factor (SF) and favoring failure. In this context, a case study was developed in a landfill built on soft soil in Jaboatão dos Guararapes (PE), which suffered a rupture during construction and presented cracks on the plateau. After 3 years and 6 months, the works were resumed, with new records of displacements and cracks. Field tests (SPT), installation of piezometers, collection of samples and laboratory tests (physical characterization, consolidation and triaxial) were carried out to define the geological-geotechnical profile and material parameters. 2D and 3D numerical simulations were also conducted using the Finite Element Method (FEM) and Limit Equilibrium Method (LEM), including displacements and pore pressures. The analyses considered the presence of tensile cracks. A thick layer of very soft soil between 3 and 12 m deep was identified, composed of silty sands and clays with high moisture content. The C_c values ranged from 0.07 to 3.25; e_0 from 0.45 to 8.7; undrained cohesion from 12 to 77 kPa; and friction angle from 1 to 21°, compatible with the soft soils of the RMR. In the back-analyses, the SF ranged from 1.03 to 1.09, with the lowest value (1.03) associated with the scenario with cracks. Comparison with satellite images and field data confirmed the coherence of the results, demonstrating the effectiveness of the methodology adopted for retroanalysis and hydromechanical modeling. The conclusions of the study contribute to addressing the challenges of urban occupation in areas with soft soils.

Keywords: Monitoring; back-analysis; tensile cracks; safety factor (SF); numerical simulations; urbanization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Caso da ruptura do reservatório de Três Gargantas.....	22
Figura 2: Fissuras de tração aparecendo na borda de alguns deslizamentos de terra (a) Um pequeno deslizamento de terra na província de Shanxi, China; e (b) Um pequeno deslizamento de terra em Guangdong Província, China.	22
Figura 3: Variabilidade espacial das espessuras de solos moles da RMR.	27
Figura 4: Mecanismos de geração de processos de abertura de fissuras.	28
Figura 5: Imagens de um modelo de deslizamento em pequena escala para simular a formação de fissuras de tração em taludes 90°.....	29
Figura 6: Distribuição das tensões de um perfil de solo.	30
Figura 7: Modelos de ruptura para taludes com fissura de tração: (a) fissura única; e (b) múltiplas fissuras.	31
Figura 8: Distribuição das tensões em uma superfície de ruptura hipotética de um talude fissurado.....	33
Figura 9: Distribuição das tensões em uma superfície de ruptura hipotética em um talude: (a) considerando a inexistência de tração no topo do talude; (b) com a solicitação de tração no topo do talude, mas o material resistindo a tração; e (c) com existência de tração e conseqüente aparecimento de fissura.	35
Figura 10: Modelo de cálculo do FS considerando a sobrecarga da camada fissurada.	36
Figura 11: Caso da ruptura do aterro de Goiana-PE: (a) Fissuras de tração abertas após ruptura de um aterro sobre solos moles; e (b) perfil geotécnico do aterro.	37
Figura 12: Abaco da relação geométrica do aterro/fundação e seus parâmetros de resistência na definição da altura máxima para o não aparecimento de fissuras.	39
Figura 13: Distorção angular de uma fundação.....	40
Figura 14: Distribuição das tensões na presença de recalque diferencial.....	41
Figura 15: Formação de fissuras decorrente do recalque diferencial.....	41
Figura 16: Tipos de recalque (a) Uniforme; (b) Com distorção inclinada; e (c) Distorção não uniforme.	42
Figura 17: Estado inicial de tensões no modelo Cam-Clay Modificado: (a) Superfície de Fluência; e (b) Curva de Carga-Descarga do ensaio edométrico.....	48
Figura 18: Estado inicial de tensões no modelo Cam-Clay Modificado: (a) índice de vazio <i>versus</i> logaritmo da tensão confinante; (b) índice de vazio <i>versus</i> logaritmo da tensão média.....	49
Figura 19: Superfície tridimensional de escoamento do modelo de Mohr-Coulomb.	50
Figura 20: Mapa com a localização da área de estudo.	52
Figura 21: Imagem aérea da área de execução do aterro que compõem parte do trecho que interliga a BR-101.....	52
Figura 22: (a) Planta do aterro; (b) Seção A-A'	53
Figura 23: Geologia da RMR (com destaque para a localização do aterro).....	54
Figura 24: Geologia da RMR (com destaque para a localização do aterro).....	55
Figura 25: Série histórica do clima de Jaboatão dos Guararapes-PE dos últimos 30 anos.	56
Figura 26: Imagens de satélite do histórico da área do aterro ao longo dos anos: (a) agosto de 2018; (b) julho de 2019; (c) janeiro de 2020; (d) julho de 2020; (e) setembro de 2020; (f) agosto de 2021; (g) outubro de 2021; e (h) dezembro de 2021.	58
Figura 27: Etapa 1 - imagens da ruptura do aterro ocorrida em 2020.....	59
Figura 28: Vista superior da planta do aterro: (a) projetada; e (b) pós-ruptura com base em levantamento topográfico.	60
Figura 29: Etapa 2 - Setorização da retomada das obras do aterro.....	61
Figura 30: Imagens de satélite da retomada das atividades pós ruptura: (a) dezembro de 2021; (b) março de 2024; e (c) julho de 2024.....	63

Figura 31: Etapa 2 - registros de aparecimento de fissuras após execução de trecho de aterro na área anteriormente com registro de ruptura – (a) 05/12/24; (b) 12/12/24; (c) 26/12/24; (d) 03/01/25; (d) 06/01/25 e (d) 17/01/25.....	64
Figura 32: Etapa 2 - registros de aparecimento de fissuras após execução de trecho de aterro na área anteriormente com registro de ruptura – (a e b) 26/12/24; (c e d) 03/01/25; (d) 06/01/25 e (d) 17/01/25.	65
Figura 33: Levantamentos topográficos realizados na área do aterro (a) Planta; e (b) Seção.	66
Figura 34: Fluxograma da etapa de investigação da área de estudo.....	67
Figura 35: Planta com a localização dos pontos de coleta de amostras da campanha de investigação de 2022.....	68
Figura 36: Planta com a localização dos furos de sondagem SPT executados na área de estudo entre os anos de 2018 e 2022.	70
Figura 37: Planta com a disposição dos instrumentos.	71
Figura 38: Desenho esquemático da instalação dos piezômetros.	72
Figura 39: Prensa utilizada no ensaio de compressão edométrica convencional.	74
Figura 40: Ensaio triaxial: (a) Extração e moldagem do corpo de prova a partir do Shelby; (b) Montagem dos corpos de prova; (c) Adensamento dos corpos de provas em células triaxiais; e (d) Ruptura dos corpos de prova.....	75
Figura 41: Resultados das campanhas de sondagens executadas nos anos de: (a) 2019; e (b) 2020.	77
Figura 42: Resultados da campanha de investigação de campo de 2021: (a) Sondagens; (b) Perfil simplificado do subsolo; e (c) Umidade ao longo da profundidade. .	78
Figura 43: Curvas granulométricas das amostras coletadas.....	79
Figura 44: Carta de plasticidade com as profundidades amostrais que apresentaram os IC.....	81
Figura 45: Curvas de compressibilidade das amostras ensaiadas.....	83
Figura 46: Resultados de ensaios edométricos - Análise de C_c e C_s obtidos com os parâmetros reportados na literatura para argilas moles da RMR.	86
Figura 47: Análise C_c e C_s obtidos com os parâmetros reportados na literatura para argilas moles da RMR: (a) Função de densidade de probabilidade; e (b): Correlação da variação do e_0 x C_s , C_c	87
Figura 48: Análise PCA dos parâmetros do e_0 , C_c e C_s (a) Componente 1 versus Componente 2; e (a) Componente 1 versus Componente 3.	89
Figura 49: c_v versus Logaritmo da $\sigma'v$ - Realizados na presente pesquisa.	91
Figura 50: c_v versus Logaritmo da $\sigma'v$ - Comparativo com os resultados reportados na literatura para argilas moles da RMR.	92
Figura 51: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 2 – AM 1: (a) Tensão desviadora versus deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante versus tensão normal.	93
Figura 52: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 2 – AM2: (a) Tensão desviadora versus deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante versus tensão normal.	94
Figura 53: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 3 – AM1: (a) Tensão desviadora versus deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante versus tensão normal.	95
Figura 54: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 3 – AM2: (a) Tensão desviadora versus deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante versus tensão normal.	95
Figura 55: Análise comparativa dos resultados reportados na literatura para argilas moles da RMR - coesão não drenada (c_u) com ângulo de atrito (ϕ) obtidos por ensaios triaxiais não drenados (UIU).....	98

Figura 56: Análise de sensibilidade comparação dos resultados reportados na literatura para argilas moles da RMR - Variação do IP versus c_u e ϕ com base em ensaios UIU.	99
Figura 57: Resultado dos ensaios triaxial CID – Furo 1 – AM1: (a) Tensão cisalhante <i>versus</i> deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal.	100
Figura 58: Resultado dos ensaios triaxial CID – Furo 1 – AM2: (a) Tensão cisalhante <i>versus</i> deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante <i>versus</i> tensão normal.	100
Figura 59: Resumo dos resultados das investigações: (a) N_{SPT} ; (b) Granulometria; (c) e_0 ; (d) C_c ; (e) C_s ; e (f) c_u	103
Figura 60: Fluxograma das etapas de análises numéricas.	104
Figura 61: Etapa 1 – Metodologia de retroanálise de aterros sobre solos moles.	106
Figura 62: Perspectiva do modelo geológico-geotécnico 3D do aterro com a representação das sondagens: (a) planta; e (b) vista em perspectiva 3D.	107
Figura 63: Etapas das análises: (a) Etapa 1: Aterro com 3,0 m; (b) Etapa 2: Setor 1- Aterro com 6,5 m; e (c) Etapa 2: Setor 2 - Aterro e berma com 1,0 m.	108
Figura 64: Condições de contorno hidromecânicas das análises pelo MEF.	112
Figura 65: Setor 2 - Levantamentos de abril/2021 e setembro/2024: (a) planta; (b) Seção – Estaca 0+600.	114
Figura 66: Setor 2 - Seção de análise piezométrica.	115
Figura 67: Distorção angular de um aterro sobre solos moles.	116
Figura 68: Formação de fissuras decorrente do recalque diferencial para aterros sobre solos moles.	118
Figura 69: Etapa 1 – 2D – MEF - Análise de estabilidade: superfície de ruptura calculada com base no estado de tensões.	119
Figura 70: Etapa 1 – 2D – MEF – Análise de estabilidade: Método FRS: (a) $SRF = 1,05$; e (b) $SRF = 1,09$	120
Figura 71: Etapa 1 – 2D – MEF - Análise da existência de esforços de tração no aterro.	121
Figura 72: Etapa 1 – 2D – MEF - Análise das trajetórias de tensões nos nós ao longo da superfície de ruptura hipotética.	122
Figura 73: Etapa 1 – 2D – MEL - Análise de estabilidade: retroanálise da ruptura aterro sem fissuras.	123
Figura 74: Etapa 1 – 2D – MEL - Análise de estabilidade: retroanálise da ruptura considerando o aterro totalmente fissurado.	123
Figura 75: Etapa 1 – 2D – Análise de estabilidade – retroanálise: comparativo das superfícies de rupturas obtidas.	124
Figura 76: Etapa 1 – 3D – MEL - Análise de estabilidade: retroanálise da ruptura.	126
Figura 77: Etapa 1 – 3D – MEL - condição não-drenada - Análise de estabilidade: (a) Imagem de satélite + levantamento topográfico; (b) superfície de ruptura elipsoide da retroanálise 3D + levantamento topográfico.	126
Figura 78: Etapa 1 – 2D – MEF: (a) módulos de deslocamento: final da construção do aterro (altura de 3m); e (b) zona plastificadas.	127
Figura 79: Etapa 1 – 2D – MEF – Deslocamento vertical: Deslocamentos ao longo da base do aterro no final da construção (momento da ruptura).	128
Figura 80: Análise da relação da distorção angular, FS e espessura da camada fissurada.	129
Figura 81: Fase 1 – 2D – Modelo analítico – Recalque: (a) planta aterro no final da construção com indicativo das sondagens; (b) imagem de satélite da área após ruptura com indicativo das sondagens; (c) Topografia pós ruptura.	131
Figura 82: Sobreposição do resultado da distribuição de recalques com a topografia pós ruptura.	132

Figura 83: Etapas 1 – 2D – MEF – Poropressão: ao longo da base do aterro no final da construção.....	132
Figura 84: Etapa 2 – Setor 1 – MEF - Análise de estabilidade: superfície de ruptura calculada com base no estado de tensões.....	133
Figura 85: Etapa 2 – Setor 1 – MEF - Análise de estabilidade: Método SSR: (a) SRF = 1,06; e (b) SRF = 1,09.....	134
Figura 86: Etapa 2 – Setor 1 – MEF – Análise da existência de esforços de tração no aterro.....	135
Figura 87: Etapa 2 – Setor 1 – MEF – Análise das trajetórias de tensões nos nós ao longo da superfície de ruptura hipotética.	136
Figura 88: Etapa 2 – Setor 1 – MEF - Análise do FS do aterro ao longo do tempo.....	137
Figura 89: Etapa 2 – Setor 1 – MEF: (a) módulos de deslocamento: final da construção do aterro (altura de 6,5 m); e (b) zona plastificadas.	138
Figura 90: Etapa 2 – Setor 1 – MEF – Deslocamento vertical: Deslocamentos ao longo da base do aterro ao longo do tempo e FS correspondente.	139
Figura 91: Etapa 2 – Setor 2 – Recalque do aterro pelo MEF considerando o intervalo de tempo entre abril/2021 e setembro/2024.....	140
Figura 92: Etapa 2 – Setor 2 – Seção da análise da análise piezométrica do modelo (a) PZ-301; e (b) PZ-302.....	142

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Estados limites de utilização para fundações em aterro.....	42
Tabela 2: Compilado de dados de aterros sobre solos moles e aspectos sobre o aparecimento de fissuras.	44
Tabela 3: Resumo dos dados coletados e principais aspectos de aterros sobre solos moles e aspectos sobre o aparecimento de fissuras.	47
Tabela 4: Propriedades do modelo Cam-Clay Modificado.	49
Tabela 5: Propriedades do modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb.	50
Tabela 6: Coordenadas e profundidade das amostras indeformadas coletadas utilizando amostrador Shelby.	69
Tabela 7: Coordenadas dos furos de sondagem a percussão executados.	70
Tabela 8: Resumo do quantitativo de ensaios de laboratórios realizados.....	73
Tabela 9: Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização física das amostras. .	82
Tabela 10: Resumo dos resultados do resultado dos ensaios de adensamento primário.	84
Tabela 11: Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais UIU.....	96
Tabela 12: Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais CID.....	101
Tabela 13: Tempo de execução das camadas.....	109
Tabela 14: Modelos constitutivos e critérios de rupturas de análises utilizados.....	110
Tabela 15: Parâmetros geotécnicos das análises.	111
Tabela 16: Resumo dos resultados das análises de validação da metodologia integrada para as análises em 2D.....	125
Tabela 17: Etapa 2 – Setor 2 – Resumo dos resultados do recalque estimado com base nos levantamentos topográficos.....	140

LISTA DE SÍMBOLOS

H_f	altura da fissura de tração
K_E	módulo de deformação volumétrica do aterro
K_F	módulo de deformação volumétrica do material de fundação
L_2	distância entre os pontos com aparecimento de fissuras de tração;
S_{us}	resistência ao cisalhamento não drenada
c_u	coesão não drenada
q_x	sobrecarga do talude referente a camada fissurada
γ_E	peso específico do aterro
ρ_1	recalque absoluto do ponto 1
ρ_2	recalque absoluto do ponto 2
σ_1	tensão principal maior
σ_3	tensão principal menor
σ_x	tensão horizontal
σ_z	tensão vertical
$\Delta\rho$	recalque diferencial
B	Coefficiente de Sento
C6	índice de compressão
Cs	índice de expansão
Cv	Coefficiente de adensamento vertical
C α	Coefficiente de adensamento secundário
D	espessura do material de fundação
E	módulo de deformabilidade
e ₀	índice de vazios inicial
H	altura do aterro
K _a	coeficiente de empuxo ativo
K _p	coeficiente de empuxo passivo
M	inclinação da linha dos estados críticos
n	porosidade
OCR	razão de pré-adensamento
R ²	coeficiente de determinação
ν	coeficiente de Poisson
W	largura do aterro
W _i	umidade inicial
δ	distorção angular

ε	deformação axial do material
ϕ	ângulo de atrito do solo
ϕ'	ângulo de atrito efetivo do solo
Ψ	ângulo de dilatância
ϕ'_{cs}	ângulo de atrito no estado crítico
κ_{sat}	permeabilidade saturada
Ht	altura limite do aterro para o não surgimento de fissuras
L	distância entre os pontos centrais da análise de recalque
c	coesão efetiva
q	tensão desviatória
s	sucção
θ	ângulo de distorção angular
α	ângulo da superfície hipotética de ruptura;
β	ângulo do topo do talude;
κ	inclinação da linha de descompressão
λ	inclinação da linha de compressão virgem
ρ	recalque absoluto
σ_n	tensão normal
σ_v'	tensão vertical efetiva
σ_{vm}'	tensão de pré-adensamento

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AM	Amostra
ASTM	American Society for Testing and Materials
BBM	Barcelona Basic Model
FDP	Funções Densidade de Probabilidade
FS	Fator de Segurança
HM	Hidromecânico
IC	Índices de Consistência
IP	Índice de Plasticidade
LCI	Linha de Adensamento Isotrópico
LEC	Linha dos Estados Críticos
LL	Limite de Liquidez
LMCG	Laboratório de Métodos Computacionais e Geomecânica
LP	Limite de Plasticidade
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEL	Método do Equilíbrio Limite
NA	Nível de Água
NBR	Norma Brasileira
PCA	Análise de Componentes Principais
PVA	Argissolos Vermelho-Amarelos
RMR	Região Metropolitana do Recife
SPT	Standard Penetration Test
SRF	Shear Reduction Factor
SSR	Shear Strength Reduction

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	Motivação	20
1.2	Objetivos.....	24
1.2.1	Objetivo geral	24
1.2.2	Objetivos específicos	24
1.3	Estrutura da tese.....	25
2	FISSURAS DE TRAÇÃO EM ATERROS SOBRE SOLO MOLE	26
2.1	Solos moles	26
2.2	Fissuras de tração	27
2.2.1	Mecanismo	28
2.2.2	Equações empíricas	36
2.3	Modelos constitutivos	47
2.3.1	Cam-clay modificado	48
2.3.2	Mohr-coulomb	50
3	ESTUDO DE CASO: ATERRO SOBRE SOLO MOLE DA REGIÃO METROPOLITANA DO RECIFE	51
3.1	Estudo de caso.....	51
3.1.1	Localização.....	51
3.1.2	Aspectos geológico e pedológicos	53
3.1.3	Aspectos climáticos	56
3.1.4	Histórico da obra do aterro	57
3.1.4.1	<i>Etapa 1 – Ruptura do aterro com 3 m</i>	57
3.1.4.1	<i>Etapa 2 – Retomada das obras e novos indícios de ruptura</i>	61
3.2	Metodologia de investigação geotécnica	67
3.2.1	Investigação e monitoramento de campo.....	67
3.2.1.1	Coleta de amostras deformadas e indeformadas	68
3.2.1.2	Realização de sondagens de campo.....	69
3.2.1.3	Instalação de piezômetros	71
3.2.2	Investigação de laboratório	72
3.2.2.1	Caracterização física das amostras	73
3.2.2.2	Ensaio edométrico	73
3.2.2.3	Ensaio triaxiais.....	74

3.3	Resultados das investigações geotécnicas	76
3.3.1	Perfil geotécnico	76
3.3.2	Caracterização física das amostras	79
3.3.3	Análise do adensamento das amostras	82
3.3.4	Avaliação da resistência ao cisalhamento	93
3.3.4.1	<i>Ensaio Triaxial UIU</i>	93
3.3.4.1	<i>Ensaio Triaxial CID</i>	99
3.3.5	Análise conjunta dos parâmetros.....	102
4	ANÁLISES NUMÉRICAS DO ATERRO	104
4.1	Metodologia das análises numéricas.....	104
4.1.1	Geometria do aterro.....	107
4.1.2	Modelo geotécnico.....	107
4.1.3	Determinação dos cenários	108
4.1.4	Definição dos métodos de cálculo	110
4.1.5	Parâmetros geotécnicos utilizados	110
4.1.6	Condições de contorno	112
4.1.7	Validação da retroanálise.....	112
4.1.7.1	<i>Etapa 1</i>	112
4.1.7.2	<i>Etapa 2</i>	113
4.1.8	Proposta de método de correlação da distorção angular e fissuração para aterros sobre solos moles	115
4.2	Resultados das análises numéricas.....	118
4.2.1	Etapa 1: Retroanálise da ruptura do aterro com 3 m	118
4.2.1.1	<i>Análise de estabilidade</i>	118
4.2.1.2	<i>Análise de deslocamentos</i>	127
4.2.1.3	<i>Análise de poropressão</i>	132
4.2.2	Etapa 2: Retronálise da retomada das obras e novos indícios de ruptura 133	
4.2.2.1	<i>Setor 1</i>	133
4.2.2.2	<i>Setor 2</i>	139
5	CONCLUSÕES	143
5.1	INVESTIGAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO.....	143
5.2	ANÁLISES NUMÉRICA DO ACOPLAMENTO HIDROMECAÂNICO	144
5.3	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	146

REFERÊNCIAS.....148

1 Introdução

1.1 Motivação

A construção de aterros sobre solos moles representa um dos maiores desafios na engenharia geotécnica, devido às características adversas desses materiais, como elevada compressibilidade, baixa permeabilidade e resistência ao cisalhamento reduzida. Nessas condições, o comportamento do solo é fortemente influenciado pela interação entre os processos hidráulicos e mecânicos, exigindo, portanto, análises que considerem o acoplamento hidromecânico (Zienkiewicz *et al.*, 1999; Almeida & Marques, 2010).

Para solos como estes, as análises acopladas hidromecânicas permitem simular com maior precisão os processos de adensamento, a dissipação das poropressões e a evolução dos recalques ao longo do tempo, fatores essenciais para a previsão do desempenho e da estabilidade dessas estruturas (Cunha & Velloso, 2007).

Além do mais, esse tipo de modelagem tem se mostrado particularmente eficaz em estudos de retroanálise, contribuindo para a calibração de modelos constitutivos e para a compreensão de mecanismos de ruptura observados em campo (Gens, 2011). Por esse motivo, o uso de abordagens acopladas torna-se uma ferramenta indispensável para a aplicação em projetos e pesquisas com avaliações da segurança de aterros sobre solos moles.

Vale ressaltar que, além dos processos clássicos de adensamento e variação de poropressão, mecanismos adicionais podem comprometer a estabilidade de aterros construídos sobre solos moles. Segundo Duncan *et al.* (2014), diversos fatores podem contribuir para a diminuição da resistência ao cisalhamento dos solos, sendo a formação de fissuras um dos mais relevantes.

Essas fissuras, ao se desenvolverem nas cristas de encostas ou taludes, podem atuar como planos de fraqueza, favorecendo o início de rupturas. Elas surgem como resultado de tensões de tração que excedem a resistência do solo, especialmente em solos com certa coesão, como argilas.

Esse fenômeno pode se manifestar tanto em solos argilosos compactados, sujeitos à retração durante a secagem, quanto em aterros sobre argilas moles, afetados pelos

processos de adensamento primário e secundário. Sobre esse tópico, Terzaghi (1943) observa que a parte superior de aterros ou encostas pode desenvolver esforços de tração, e a resistência do solo a esses esforços determina a formação (ou não) de fissuras.

He *et al.* (2021) aborda que as fissuras podem ser induzidas localmente durante a construção de um aterro ou barragem. Uma das causas pode ser os recalques diferenciais, que podem levar a deformações horizontais e, por consequência, ao aparecimento de fissuras de tração.

O aparecimento de fissuras aumenta o fluxo de água na região afetada. Segundo Sánchez *et al.* (2008), elas criam um caminho preferencial para o fluxo hídrico e o transporte de poluentes, reduzindo a resistência e outras propriedades mecânicas do solo. Isso compromete a estabilidade e o desempenho de geoestruturas como encostas, taludes, aterros, fundações e muros de contenção, elevando riscos e custos associados.

Esse fenômeno traz uma redução do fator de segurança (FS) da estabilidade das estruturas geotécnicas (aterros e encostas), o qual ocorre durante o desenvolvimento das tensões ao longo do maciço. De acordo com Park (2023), essas fissuras, quando encontradas em encostas, ameaçam sua condição de estabilidade.

Na literatura são reportados diversos casos de aparecimento de fissuras de tração associados quase que simultaneamente ao processo de ruptura de taludes. Zhang *et al.* (2019) apresentaram o caso da ruptura do reservatório das Três Gargantas (Figura 1). O local, antes da ruptura, apresentou uma série de rachaduras e fissuras ao longo do talude. Foi verificado que o aparecimento das fissuras, combinado com a chuva, foram os principais agravantes para o colapso.

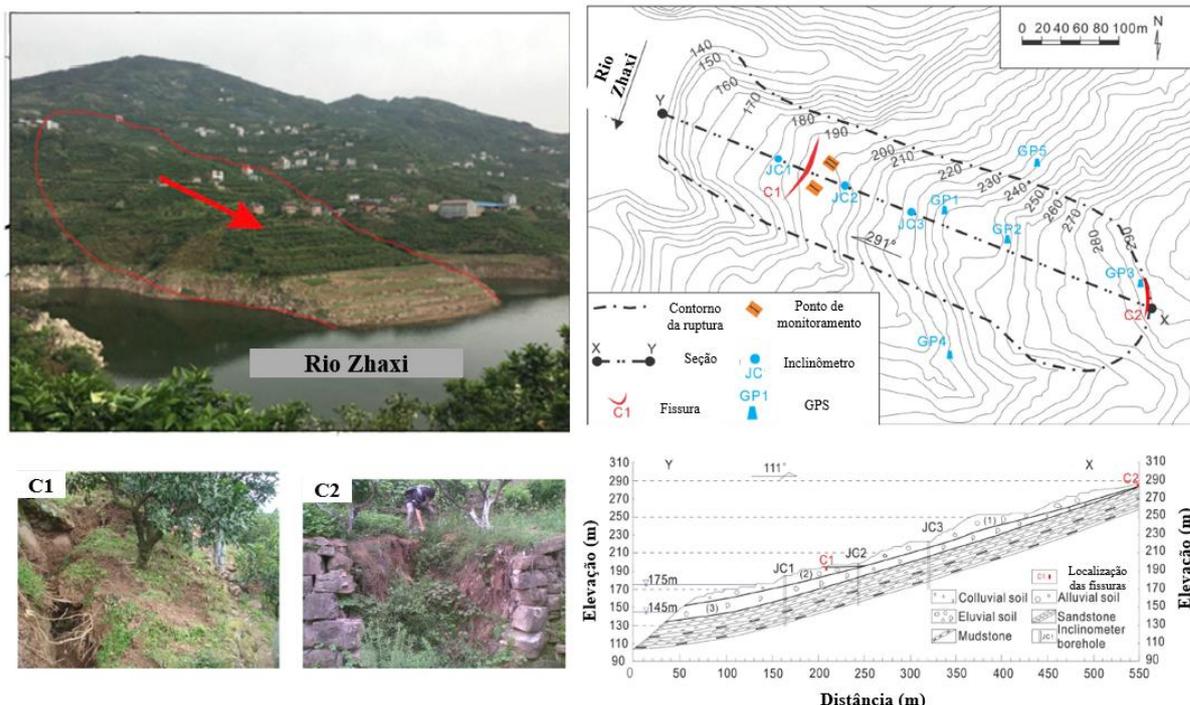


Figura 1: Caso da ruptura do reservatório de Três Gargantas.
Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2019).

Tang *et al.* (2019) apresentou alguns casos de deslizamentos na China, onde o aparecimento dessas fissuras de tração é bem comum, conforme pode ser observado na Figura 2.

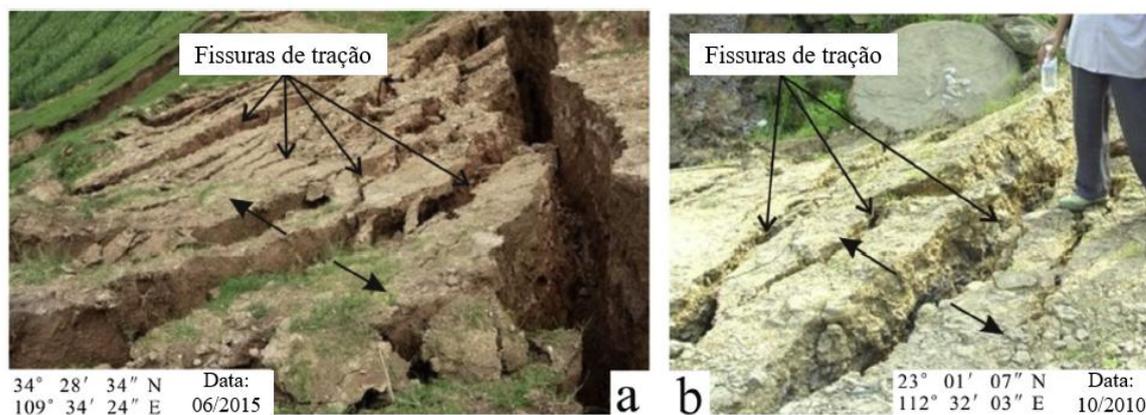


Figura 2: Fissuras de tração aparecendo na borda de alguns deslizamentos de terra (a) Um pequeno deslizamento de terra na província de Shanxi, China; e (b) Um pequeno deslizamento de terra em Guangdong Província, China.

Fonte: Adaptado de Tang *et al.* (2019).

Diante desse cenário, He *et al.* (2022) expressa que, embora seja comum a ocorrência de fissuras na superfície de encostas e aterros, as análises tradicionais de estabilidade de taludes geralmente as ignoram; no entanto, sua presença pode afetar os resultados.

Consoante a isso, Lu *et al.* (2022) acrescenta que, nos modelos tradicionais de análise de estabilidade de taludes, a superfície de ruptura do talude é considerada como uma superfície de cisalhamento puro, independentemente de sua forma. No entanto, na prática, alguns taludes estão sujeitos ao aparecimento de fissuras associadas aos esforços de tração.

Ademais, segundo Tang *et al.* (2019), o processo de aparecimento de fissuras de tração em taludes é extremamente complexo, e os métodos para determinar a profundidade, localização e inclinação dessas fissuras precisam de mais estudos. He *et al.* (2021) enfatiza que, para a modelagem numérica da propagação de fissuras, um critério de propagação de fissuras é necessário para determinar sob quais condições a fissura se propagará, bem como a direção de propagação.

Estudos sobre o critério de ruptura para propagação de fissuras em solos são limitados em número em comparação com outros aspectos do comportamento do solo. Embora os critérios convencionais de ruptura, como Mohr-Coulomb, possam ser apropriados para modelar o comportamento plástico predominante dos materiais, eles não conseguem simular adequadamente o processo de aparecimento de fissuras de tração nos materiais (Chudnovsky *et al.*, 1988; Wang *et al.*, 2007).

Assim sendo, a formação e propagação de fissuras devido à tração relacionada ao estado de tensão do solo são fenômenos extremamente complexos, devido à forte interação entre os comportamentos hidráulico e mecânico dos solos. Os mecanismos físicos que descrevem o processo de formação e propagação de fissuras na superfície de solo ainda não são totalmente compreendidos.

Por tal razão, a presente pesquisa buscou analisar esse fenômeno, tendo como foco principal a realização de retroanálises com acoplamento hidromecânico. Sua intencionalidade é compreender os fenômenos que regem a formação e a propagação de fissuras decorrentes de processos deformacionais prévios à ruptura em aterros construídos sobre solos moles.

Outrossim, este estudo buscou avaliar os efeitos dessas fissuras no FS da estabilidade de taludes, a partir da análise de um estudo de caso envolvendo um aterro implantado sobre solo mole que apresentou extensas microfissuras após a ocorrência de ruptura. Após um período de três anos e seis meses, com a retomada

das obras e a execução de novos alteamentos, foram observados novos indícios de instabilidade, incluindo o surgimento de fissuras de tração adicionais.

Para embasar a retroanálise, foram conduzidas campanhas de investigação geotécnica de campo e laboratório, bem como modelagens numéricas acopladas hidromecanicamente, utilizadas para a calibração do modelo geotécnico e interpretação dos mecanismos envolvidos na evolução da instabilidade do aterro.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

Propor uma metodologia de retroanálise para aterros sobre solos moles com base em dados de campo e laboratório. Esta retroanálise tem o objetivo de simular de forma mais representativa as condições de campo, compreendendo os principais fenômenos inerentes ao meio. Outro objetivo é o de propor uma metodologia que relaciona o aparecimento de fissuras de tração, distorção angular e FS de estabilidade desses aterros.

1.2.2 Objetivos específicos

- Compreender o comportamento geotécnico da área de estudo por meio de investigações de campo e laboratório;
- Realizar estudos correlacionais dos parâmetros de solos moles da Região Metropolitana do Recife (RMR) e comparar com os obtidos na área de estudo;
- Realizar retroanálises de estabilidade do rompimento do aterro nos diferentes cenários;
- Desenvolver calibrações dos resultados das análises numéricas através de registros de satélite, topográficos e do monitoramento de campo;
- Propor metodologia para relacionar a correlação da distorção angular e fissuração para aterros sobre solos moles;
- Avaliar os aspectos da velocidade de construção de um aterro sobre solo mole frente aos aspectos de deformação e o surgimento de solicitações de esforços de tração no aterro;

- Analisar comparativamente os modelos numéricos com acoplamento hidromecânico com os resultados do monitoramento de campo;

1.3 Estrutura da tese

O presente trabalho de tese está organizado na seguinte sequência:

- Capítulo 1: apresentados a introdução, expondo a relevância da pesquisa, os objetos gerais e específicos, a justificativa e a estrutura da tese.
- Capítulo 2: apresentada a revisão da literatura com as informações relevantes ao desenvolvimento desta pesquisa, contemplando estudos sobre solos moles, principais mecanismos do processo de fissuração de tração e os modelos constitutivos do solo.
- Capítulo 3: apresentação da área de estudo do trabalho com detalhamento do histórico e os ensaios de campo e laboratório realizados na área do aterro sobre solo mole.
- Capítulo 4: apresentação da metodologia utilizada nas análises numéricas; assim como os seus respectivos resultados e discussões da pesquisa.
- Capítulo 5: apresentadas as conclusões derivadas dos resultados e análises dos ensaios, das simulações de estabilidade, recalques e poropressões, bem como das análises da influência de fissuras de tração no aterro sobre solos moles.

2 Fissuras de tração em aterros sobre solo mole

Neste capítulo é apresentada a revisão da literatura com as informações necessárias ao desenvolvimento desta pesquisa, contemplando estudos sobre solos moles, principais mecanismos do processo de fissuração e os modelos constitutivos do solo.

2.1 Solos moles

Conforme a NBR 6484:2020, classificam-se como solos moles aqueles que são predominantemente argilosos, com valores de N_{SPT} variando entre 3 e 5 golpes; os valores abaixo desse intervalo caracterizam solos muito moles. Os solos moles são geralmente oriundos de deposição aluvionar recente e apresentam elevada saturação.

Estes solos também são caracterizados pela baixa resistência ao cisalhamento não drenado, alta compressibilidade e estrutura relativamente homogênea em profundidade. Terzaghi e Peck (1967) definem solos moles como aqueles cuja resistência não drenada é inferior a 50 kPa.

Os solos moles são predominantemente compostos por argilas finas, turfas e solos orgânicos, apresentando características como baixa resistência ao cisalhamento, alta compressibilidade e elevada umidade natural. De acordo com Coutinho (1976), a velocidade de dissipação do excesso de poropressões e o ganho de resistência ao cisalhamento nos solos moles dependem das características do depósito e de suas condições de drenagem.

De acordo com Gusmão (2008), esses solos são frequentemente encontrados em baixadas e planícies costeiras, como é o caso da Planície do Recife. Esses perfis são compostos por camadas de aterro ou areia, seguidas por camadas de argila mole, com espessuras variáveis, e uma camada final de areia ou argila mais compacta. Estudos realizados por Barbosa (2018) indicam que, na Planície do Recife, os depósitos de argilas moles são comuns, com espessuras que podem variar de 10 a 30 metros (Figura 3).

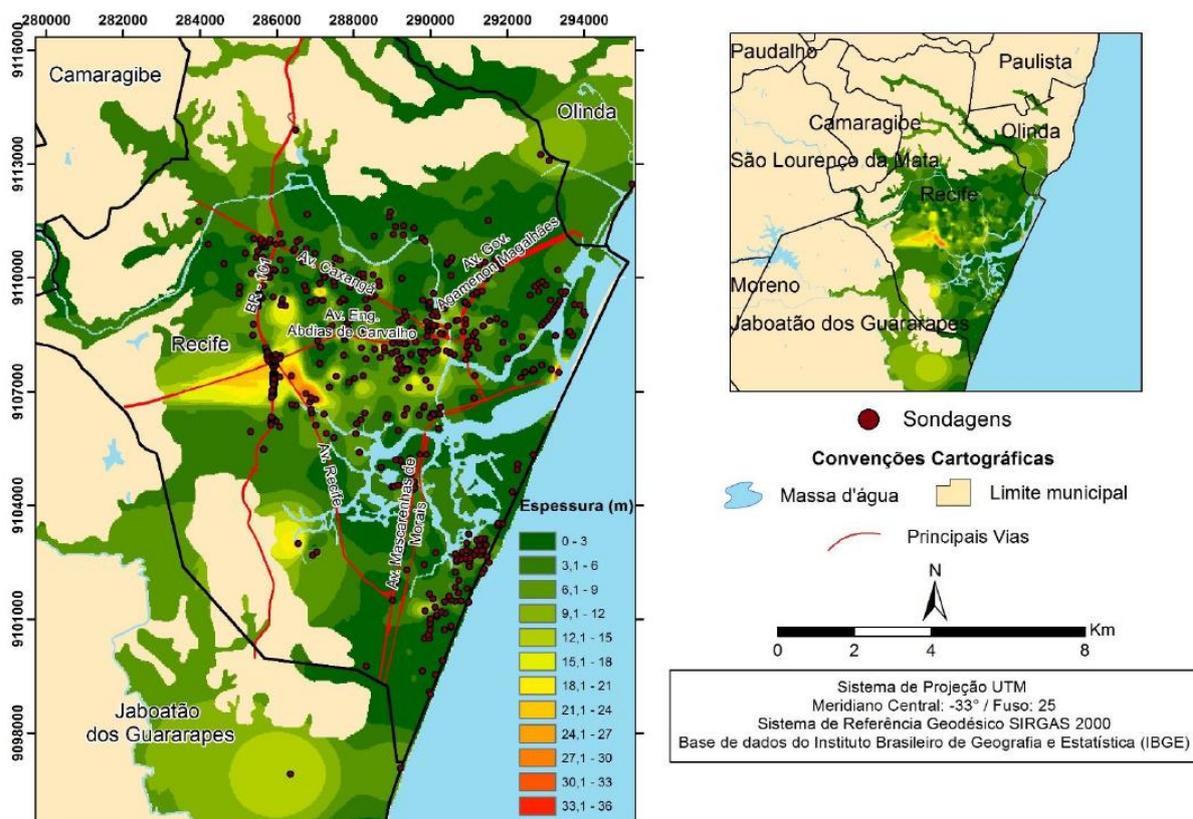


Figura 3: Variabilidade espacial das espessuras de solos moles da RMR.
Fonte: Barbosa (2018).

A presença desses solos exerce influência no comportamento geomecânico de estruturas de fundação, aterros e obras de infraestrutura em geral. Isso pode comprometer a estabilidade dessas estruturas, causar recalques excessivos e afetar o desempenho global das construções assentadas sobre esses materiais. Em alguns casos, a construção de aterros sobre esses solos moles pode provocar o aparecimento de fissuras de tração, gerando processos de deformações excessivas.

2.2 Fissuras de tração

Diversos fatores podem desencadear o processo de fissuras em solos, como por exemplo a excedência da resistência à tração do solo (Baker, 1981), a ocorrência de recalques diferenciais (Bello, 2004; Vanicek e Vanicek, 2008; Souza Neto *et al.*, 2022), dessecação (Péron *et al.*, 2009; Maedo *et al.*, 2020; Araújo, 2020) e o congelamento (Hales e Roering, 2007). Esses fatores podem gerar tensões excessivas no solo, levando à abertura de fissuras.

Tang *et al.* (2021) apontam que todo o contexto climático e as condicionantes locais, em geral, são responsáveis pelo processo de abertura de fissuras no solo, tais

mecanismos podem ser exemplificados no cenário ilustrado na Figura 4, onde é possível observar como atuam durante o processo de abertura de fissuras, com destaque para o desencadeamento de escorregamentos associados à abertura de fissuras e o progressivo efeito climático sobre a área.

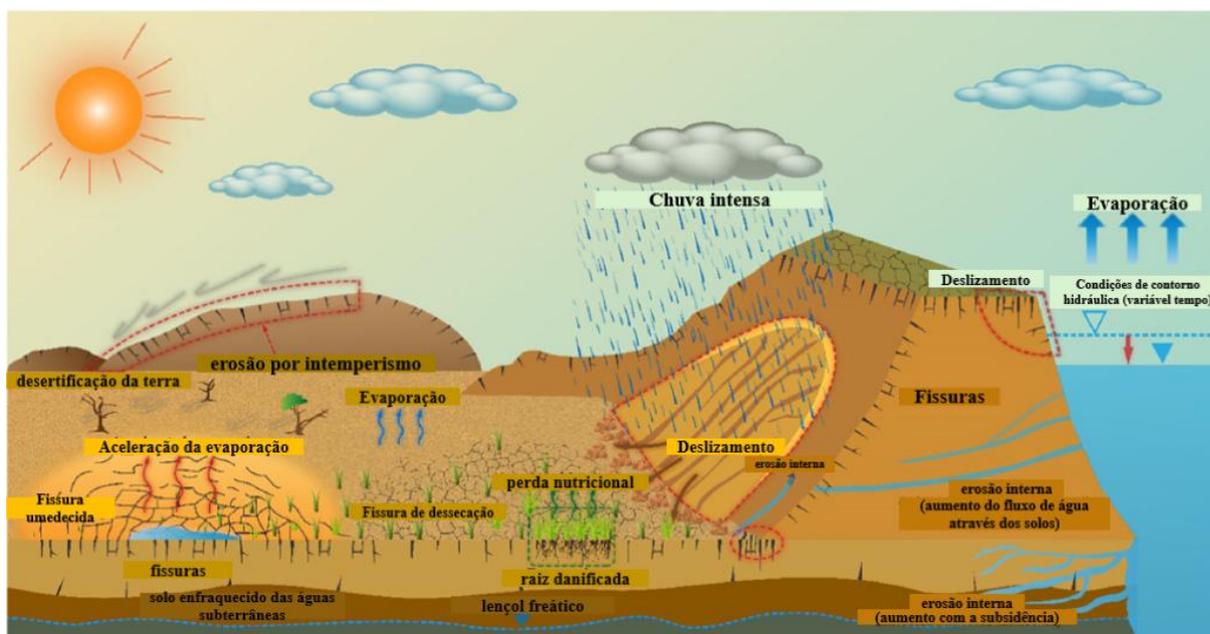


Figura 4: Mecanismos de geração de processos de abertura de fissuras.

Fonte: Adaptado de Tang *et al.* (2021).

A presença de fissuras no solo tem um grande impacto no seu comportamento geomecânico, podendo afetar a estabilidade de taludes, a permeabilidade, a capacidade de suporte e a deformabilidade do solo (Tang *et al.*, 2007; Tang *et al.*, 2018). Essa ocorrência de fissuras pode também aumentar a infiltração de água, resultando em uma maior suscetibilidade à erosão e ao transporte de sedimentos (Budhu, 2015; Zhu *et al.*, 2020; Wei *et al.*, 2020). Além disso, as fissuras podem comprometer a capacidade de suporte do solo, levando a problemas como recalques diferenciais e instabilidade de estruturas construídas sobre ele (Li *et al.*, 2020; Stirling *et al.*, 2020; Zhang *et al.*, 2020).

2.2.1 Mecanismo

De acordo com Li *et al.* (2020) um talude sob a ação de forças externas poderá gradualmente perder sua estabilidade, alterando assim o seu equilíbrio mecânico original, resultando na sua deformação. O efeito acumulativo das deformações ao longo do tempo provoca recalques diferenciais na região próxima ao topo do talude, o que resulta no surgimento de fissuras.

Esse comportamento se deve à baixa ou inexistente resistência à tração do solo nessa região, que o torna incapaz de resistir aos esforços tracionantes gerados durante o processo de deformação. Assim sendo, o solo no topo de uma encosta ou aterro geralmente pode ser simplificado como um material que não suporta a tensão de tração.

Esse mecanismo foi observado em laboratório por Tang *et al.* (2019), ao simular um modelo de deslizamento em pequena escala para avaliar o processo de formação de fissuras de tração em taludes, conforme Figura 5. As observações desse modelo indicaram que a formação de fissuras de tração afeta a estabilidade dos taludes, resultando em uma aceleração diferencial durante o deslizamento, além de promover o aumento na fragmentação da superfície de ruptura. Os autores também observaram que a formação de múltiplas fissuras de tração ocorre paralelas e desiguais na borda traseira do talude, evidenciando a importância da combinação de falha por tração e cisalhamento para a compreensão dos mecanismos de ruptura de taludes de solos coesivos.

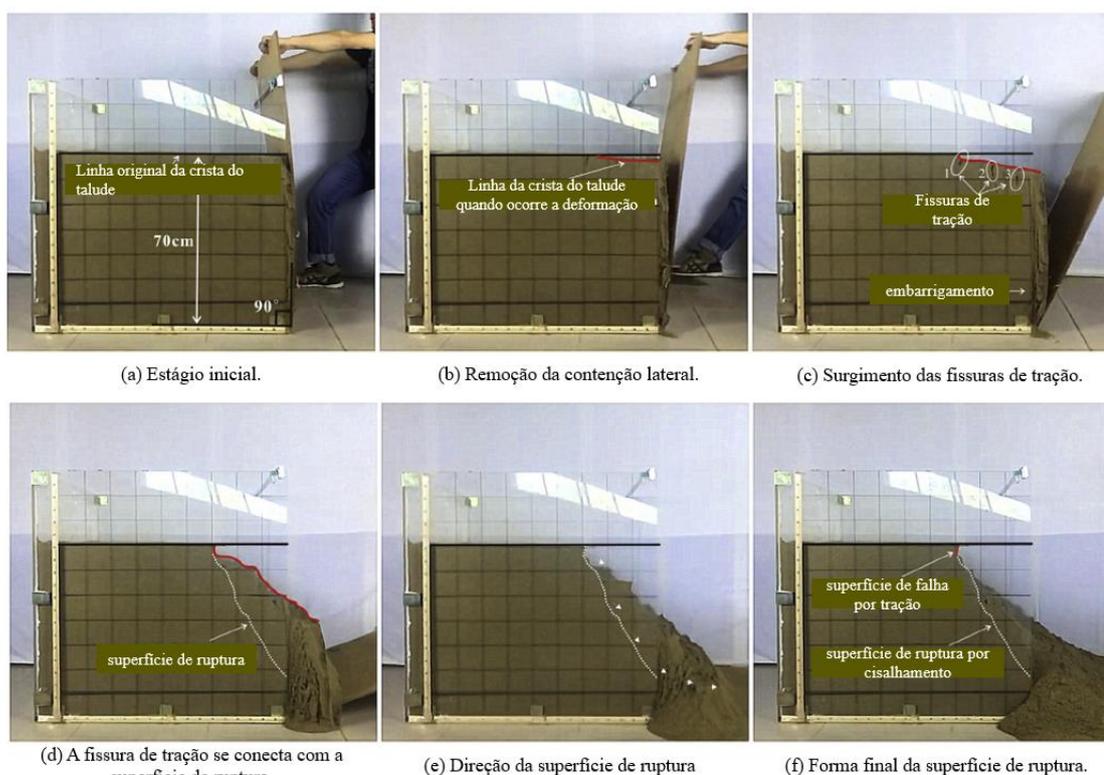


Figura 5: Imagens de um modelo de deslizamento em pequena escala para simular a formação de fissuras de tração em taludes 90° .

Fonte: Adaptado de Tang *et al.* (2019).

O mecanismo apresentado na Figura 5 pode ser compreendido inicialmente a partir da análise da teoria Rankine. Essa teoria foi fundamentada para calcular tensões nos solos, a qual considera dois estados principais de tensão no solo: ativo e passivo, assumindo que o solo é homogêneo e isotrópico, seguindo o critério de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb. A teoria define os coeficientes de empuxo ativo (K_a) e passivo (K_p) calculados com base no ângulo de atrito interno do solo (ϕ). Esses coeficientes são utilizados para determinar as tensões horizontais em um perfil de solo.

Além disso, admite-se que a análise das tensões verticais do solo sob condições de equilíbrio em um meio elástico, considerando os princípios de Terzaghi (1943). Na Figura 6 é apresentada uma representação do estado de tensões de um perfil de solo sujeito à solicitação de tração na região mais superficial, sob condições hidrostáticas.

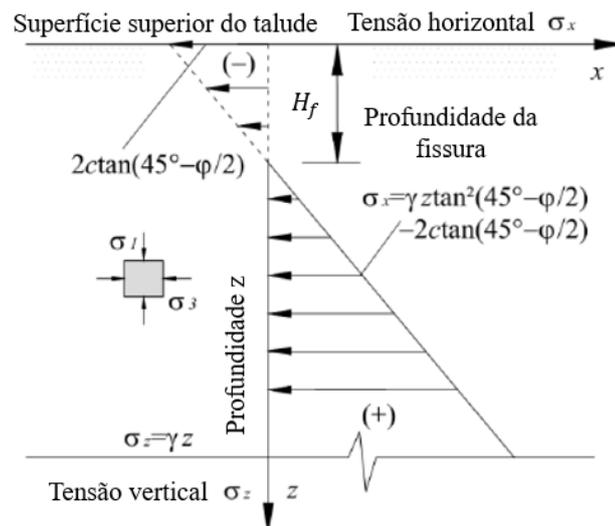


Figura 6: Distribuição das tensões de um perfil de solo.

Fonte: Adaptado de Tang *et al.* (2019).

Observa-se que tensão vertical em qualquer posição pode ser expressa como $\sigma_z = \gamma h$, sendo σ_1 a tensão principal máxima. Da mesma forma, a tensão horizontal pode ser expressa como σ_x , e é a tensão principal mínima como σ_3 . Com base na condição de equilíbrio estático, estas equações são apresentadas a seguir:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_z = \gamma z \\ \sigma_3 = \sigma_x = \sigma_1 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \end{cases} \quad \text{Equação 1}$$

As representações dos índices se dão da seguinte forma:, σ_1 é a tensão principal máxima; σ_3 é a tensão principal mínima; σ_z é a tensão vertical; σ_x é a tensão

horizontal; c é a coesão do material; ϕ é a ângulo de atrito do solo; γ é a peso específico do solo.

Com base na teoria de Rankine, Duncan *et al.* (2014) apresentaram o cálculo para a profundidade da fissura de tração em taludes de solos coesivos. Segundo os autores essa introdução da fissura de tração tem, também, o benefício de eliminar instabilidades numéricas em análises de estabilidade decorrentes de tensões negativas de tração. A profundidade até onde se desenvolve a fissura (H_f) é aquela na qual a tensão horizontal é nula, sendo calculada pela Equação 2:

$$H_f = \frac{2c}{(\gamma\sqrt{k_a})} \quad \text{Equação 2}$$

O valor H_f representa a profundidade da fissura de tração; K_a representa a $\tan^2(45 - \phi/2)$, coeficiente de empuxo ativo do solo.

Zhu *et al.* (2021) também desenvolveram formulações para calcular a profundidade das fissuras de tração em taludes. A metodologia envolveu a análise de modelos de ruptura com a presença de uma ou múltiplas fissuras, considerando a inclinação do topo do talude e parâmetros como: $\gamma L_2/c$, ϕ e β . Na Figura 7 e Equação 3 a seguir é apresentado o método de cálculo de profundidade de fissuras de tração proposto pelos autores.

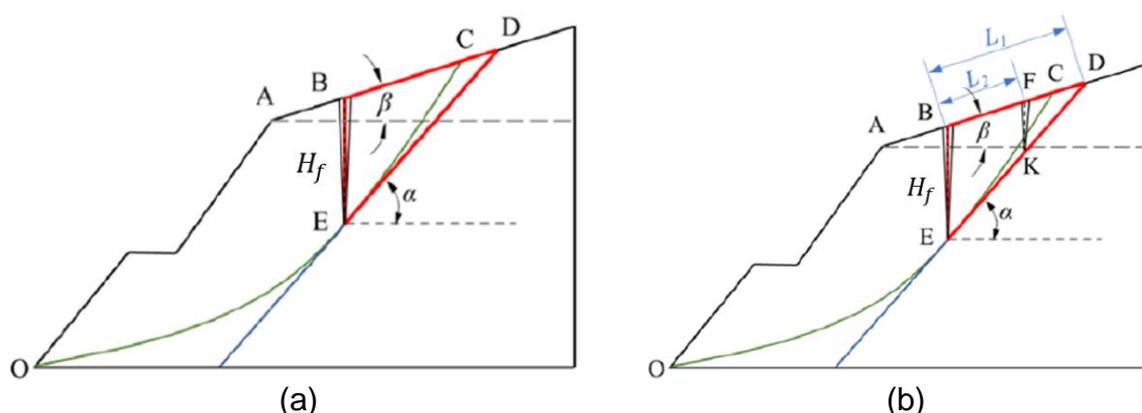


Figura 7: Modelos de ruptura para taludes com fissura de tração: (a) fissura única; e (b) múltiplas fissuras.

Fonte: Adaptado de Zhu *et al.* (2021).

$$\begin{cases} H_f = \left(\frac{4c}{\gamma}\right) * \left(\tan\left(\left(\frac{\pi}{2}\right) + \left(\frac{\varphi}{2}\right)\right)\right) \\ H_f = \left(\frac{c}{\gamma}\right) * \left[\frac{\cos \varphi}{(\cos \alpha \sin(\alpha - \varphi))} + \left(\frac{\gamma L_2}{c}\right) * \frac{\sin(\alpha - \beta)}{2 \cos \alpha}\right] \end{cases} \quad \text{Equação 3}$$

A representação α é o ângulo da superfície hipotética de ruptura; L_2 é a distância entre os pontos com aparecimento de fissuras de tração; β é o ângulo do topo do talude. Ainda com relação a profundidade dessas fissuras de tração, Baker (1981) verificou a existência de profundidade máxima, a qual seria cerca de 25% da altura do talude. Já Kaniraj e Abdullah (1993), que também avaliaram essa profundidade máxima para fissuras de tração, apontam que essa profundidade é de cerca de 30% da altura do talude.

Chirapuntun & Duncan (1976) destacam que a introdução de fissuras de tração no cálculo do FS de taludes de solos coesivos deve ser limitada, a qual deve ser inserida a uma profundidade máxima possível de fissuração e que não deve ser ultrapassada. Se a profundidade da fissura atribuída for menor que essa máxima possível, o FS diminuirá devido à fissura de tração. Contudo, se a profundidade atribuída for maior que essa máxima possível (ainda que hipoteticamente), o FS aumentará. Isso ocorre porque uma fissura excessivamente profunda reduz o momento de tombamento mais do que o momento resistente, levando ao aumento do FS.

Com relação a essa influência das fissuras de tração no FS da estabilidade de taludes, Baker (1981) representou graficamente essa influência do aparecimento de fissuras de tração no estado de tensões da superfície de ruptura hipotética na análise de estabilidade conforme Figura 8. O autor observou que as fissuras de tração influenciam na estabilidade dos taludes ao reduzirem a resistência ao cisalhamento e ao permitir a ação de forças adicionais, como a pressão da água na região fissurada.

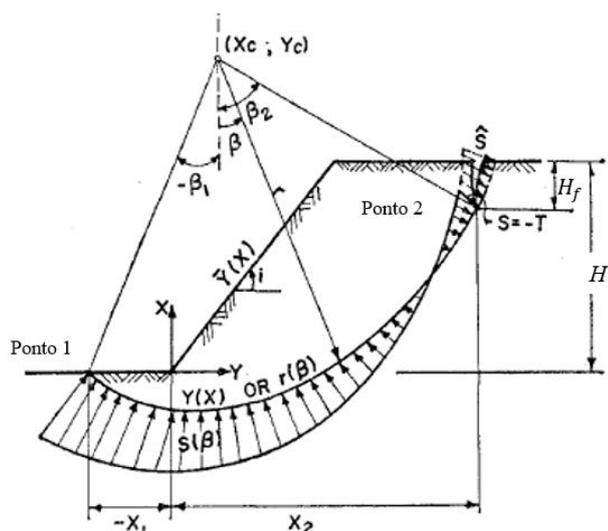


Figura 8: Distribuição das tensões em uma superfície de ruptura hipotética de um talude fissurado.

Fonte: Adaptado de Baker (1981).

Com base no conceito de Baker (1981), na Figura 9 é apresentada uma ilustração gráfica das tensões sob uma superfície hipotética de ruptura de um talude em três cenários distintos. Na ilustração também são apresentados três diferentes pontos amostrais dentro dessa superfície de ruptura, indicando as tensões principais para cada ponto e com a representação de uma envoltória de resistência ao cisalhamento do talude homogêneo pelo critério de Mohr-Coulomb.

No cenário 1 (Figura 9a), o talude está em uma condição de equilíbrio, com uma envoltória de ruptura hipotética sujeita a esforços unicamente de compressão. Para os três pontos amostrais da cunha de ruptura, as trajetórias de tensão principais apresentam apenas solicitações a compressão. Ao projetar essas tensões sobre a envoltória de Mohr-Coulomb, todos os pontos se situam no primeiro quadrante, o que significa que estão sujeitos a esforços puramente compressivos.

No cenário 2 (Figura 9b), o talude está sujeito a esforços externos ou a deformações excessivas da fundação, resultando em uma superfície de ruptura hipotética na região do topo do talude com solicitações a tração. Nesse cenário, o ponto amostral dentro da região tracionada indica uma das tensões principais, σ_3 , com solicitação de tração. Ao analisar a representação desse ponto na envoltória de Mohr-Coulomb, observa-se que ele se encontra no segundo quadrante do gráfico, correspondente à solicitação de tração da tensão confinante.

Na representação do cenário 3 (Figura 9c), o talude está em uma situação em que a região sujeita a esforços de tração não resistiu a esse esforço, apresentando uma camada fissurada como consequência. Nesse cenário, a entrada da superfície de ruptura hipotética começa no ponto final da camada fissurada, e toda essa camada fissurada não contribui na resistência ao cisalhamento, impactando na condição de estabilidade do talude.

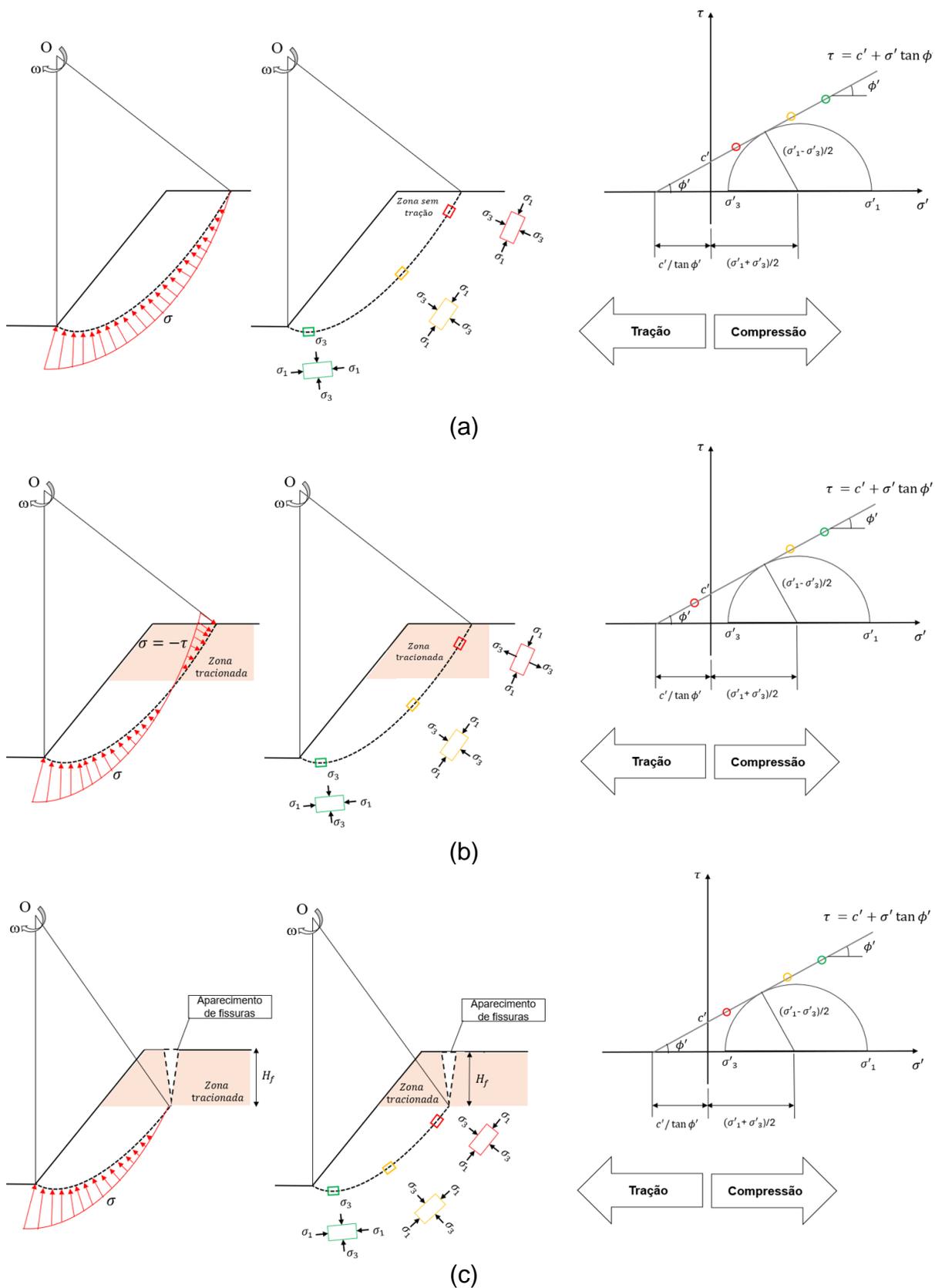


Figura 9: Distribuição das tensões em uma superfície de ruptura hipotética em um talude: (a) considerando a inexistência de tração no topo do talude; (b) com a solicitação de tração no topo do talude, mas o material resistindo a tração; e (c) com existência de tração e consequente aparecimento de fissura.

Fonte: Autor (2025).

De acordo com Tang *et al.* (2019), uma das alternativas convencionalmente utilizadas nas análises de estabilidade pelos Métodos do Equilíbrio Limite (MEL), é a compatibilização da informação do efeito de tração nos taludes fissurados, ao se considerar a camada fissurada como uma sobrecarga nas análises de estabilidade, conforme Figura 10. A entrada da superfície é considerada hipotética com ponto de entrada no ponto final da camada fissurada.

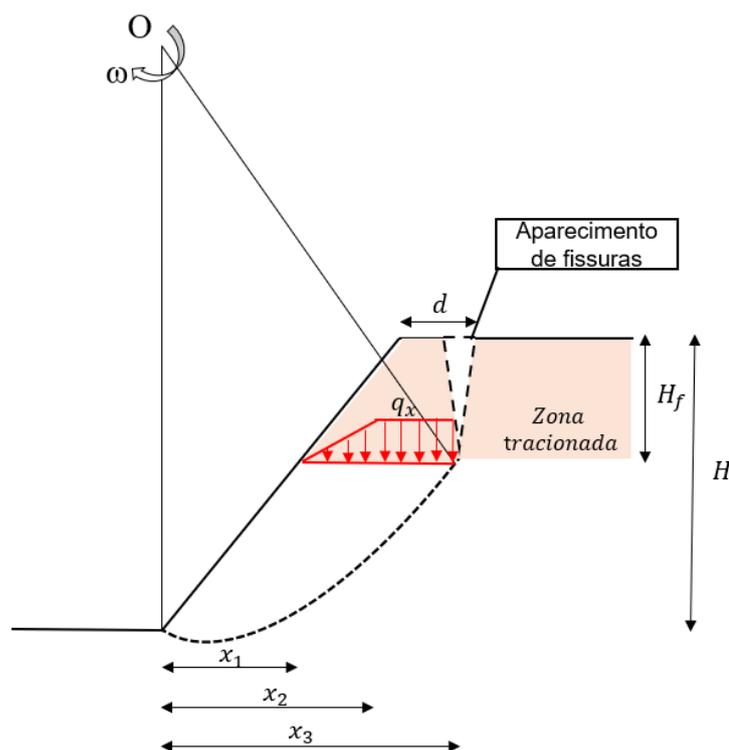


Figura 10: Modelo de cálculo do FS considerando a sobrecarga da camada fissurada.

Fonte: Autor (2025).

2.2.2 Equações empíricas

O aparecimento de fissuras em obras geotécnicas associadas à tração nas camadas mais superficiais de solo é reportado na literatura geralmente associada às rupturas de aterros sobre solos moles. Souza Neto *et al.* (2022) apresentou o caso da ruptura de um aterro sobre solos moles ocorrido em fevereiro de 2008, na cidade de Goiana-PE. Na ocasião, após a ruptura foi possível observar ao longo da área do aterro trechos com a presença de microfissuras de tração, provenientes do processo deformacional da área (Figura 11).

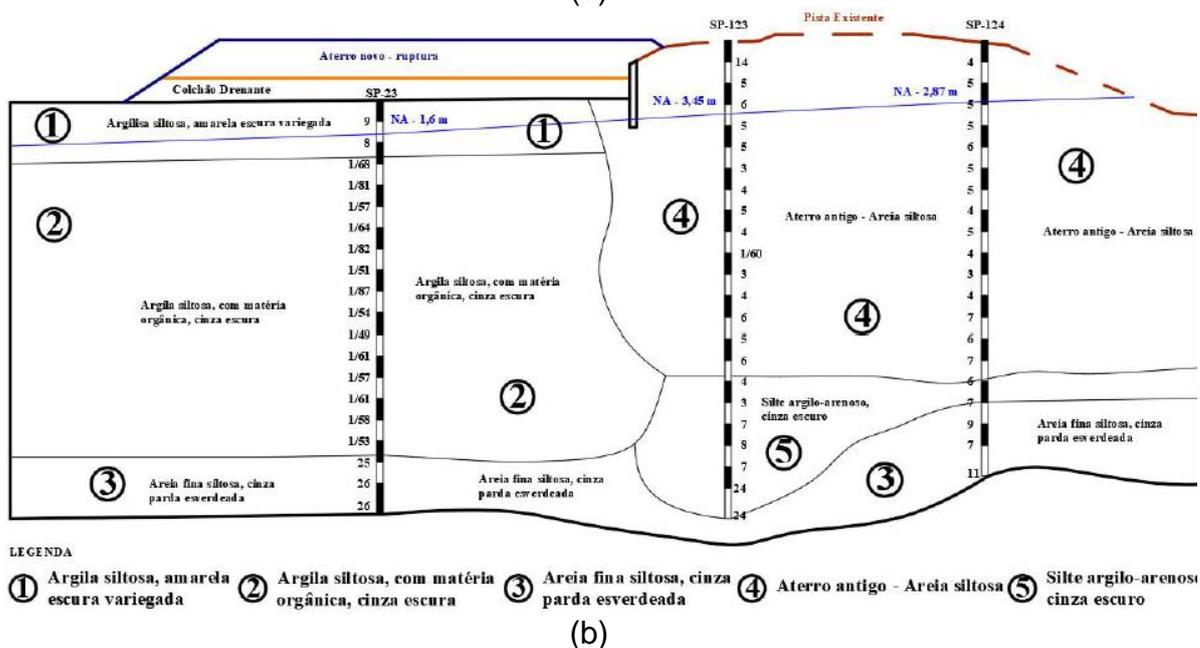
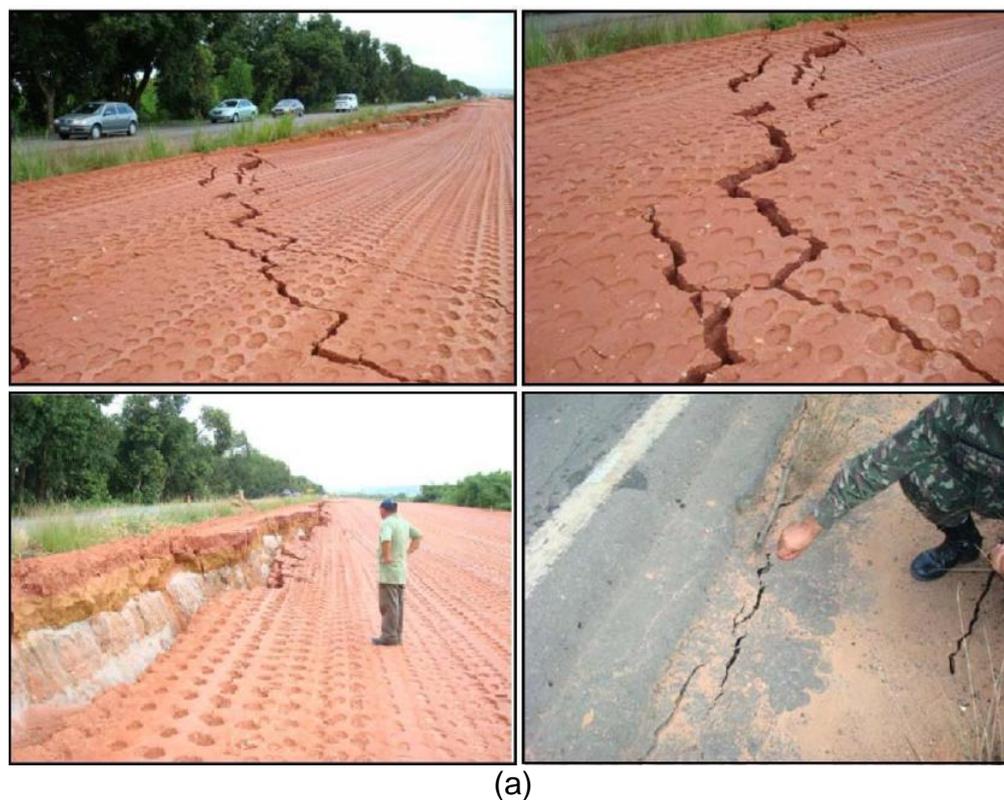


Figura 11: Caso da ruptura do aterro de Goiana-PE: (a) Fissuras de tração abertas após ruptura de um aterro sobre solos moles; e (b) perfil geotécnico do aterro.

Fonte: Adaptado de Souza Neto *et al.* (2022).

No caso apresentado por Souza Neto *et al.* (2022), o aparecimento das microfissuras foi decorrente da alta compressibilidade da camada de argila mole existente na fundação do aterro, que provocou aumento acelerado dos deslocamentos verticais, que, por consequência, acentuou o processo de tração nas camadas mais superficiais

do aterro, levando ao aparecimento de trincas de tração e, posteriormente, ao processo de ruptura.

Bello (2004) indica que o fissuramento de um aterro pode reduzir o FS de aterros sobre solos moles, pois a resistência ao cisalhamento é reduzida ao longo da área fissurada. Essas fissuras podem ocorrer pela secagem do solo ou pelas altas tensões de tração nas camadas superficiais do aterro, provocadas pelos recalques diferenciais e deslocamentos horizontais superficiais nos aterros.

De maneira adicional, Souza e Marques (2010) discutem que, no caso de solo de aterro com poucos finos, é usual a consideração de aterro saturado com comportamento drenado, com $c = 0$ e $\Phi \neq 0$. Os autores destacam que quando os aterros estão expostos a efeitos de tração, é essencial considerar a possibilidade da presença de fissuras na porção superior do aterro.

Chirapuntun e Duncan (1976) empregaram análises em elementos finitos para investigar o desenvolvimento de tensões em aterros sobre fundações de argila mole. Os autores realizaram um estudo paramétrico, utilizando três diferentes profundidades de fundações, com variação dos seus parâmetros para compreender a altura máxima que o aterro poderia ser executado sem o aparecimento de fissuras. Posteriormente, foi desenvolvida uma equação empírica, baseada nos resultados desses estudos, para estimar a altura do aterro em que ocorrerá a fissuração.

Os autores equacionaram uma altura limite do aterro (H_t), essa relação é apresentada na Equação 4 e Figura 12.

$$H_t = 5.1 \frac{S_{us}}{\gamma_E} * \left(\frac{K_F}{K_E}\right)^{0.75} * \left(\frac{W}{D}\right)^{0.25} \quad \text{Equação 4}$$

Nesta equação, H_t representa a altura limite do aterro para o não surgimento de fissuras; S_{us} a resistência não drenada do material de fundação; γ_E o peso específico do aterro; K_F o módulo de deformação volumétrica do material de fundação; K_E o módulo de deformação volumétrica do aterro; W a largura do aterro; D a espessura do material de fundação.

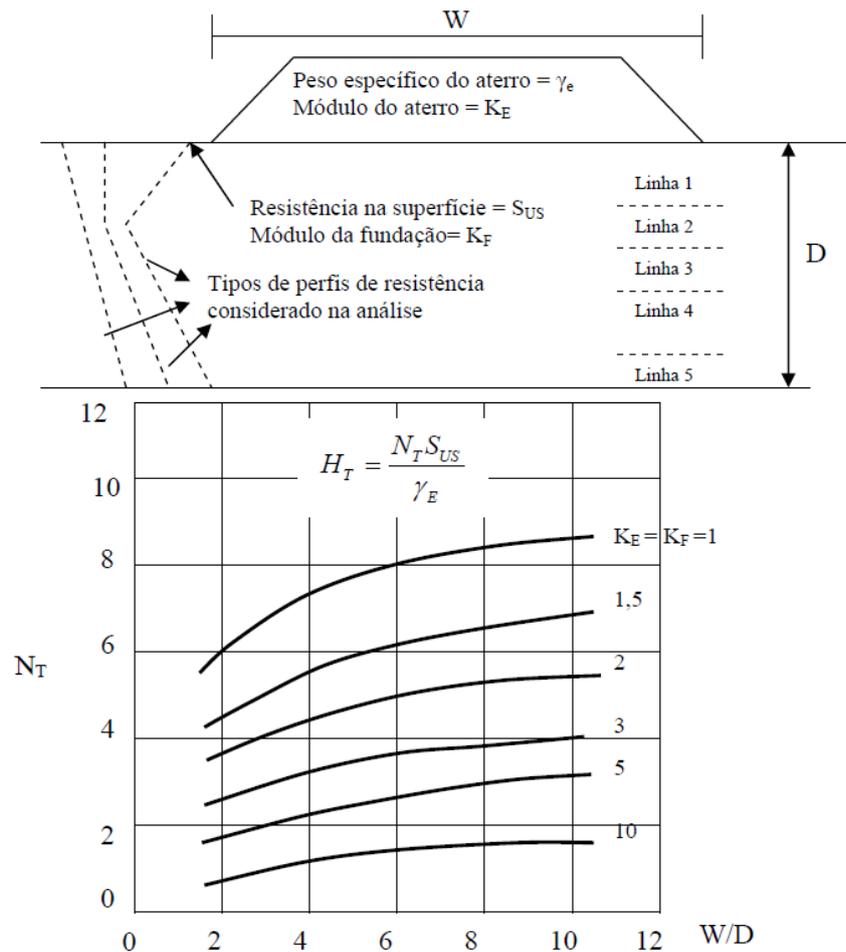


Figura 12: Ábaco da relação geométrica do aterro/fundação e seus parâmetros de resistência na definição da altura máxima para o não aparecimento de fissuras.

Fonte: Adaptado de Chirapuntun e Duncan (1976).

Chirapuntun e Duncan (1976) também equacionaram uma relação para quantificar a profundidade das fissuras de tração que são desenvolvidas neste processo para aterros construídos sobre solos moles, conforme segue na Equação 5.

$$H_f = 4 \frac{c}{\gamma_E * FS} \quad \text{Equação 5}$$

Nesta representação, H_f é a profundidade da fissura de tração; c é a coesão do aterro; γ_E é o peso específico do aterro; FS é o fator de segurança da análise.

Nesse mesmo sentido, Chirapuntun e Duncan (1976) indicam que o recalque diferencial entre o pé e o centro do aterro sobre solos moles pode provocar a flexão do aterro e, por consequência, a geração de tensões de tração no mesmo. As tensões de tração também emergem nas proximidades do centro do aterro devido à mobilização do solo da fundação.

Nesse contexto, destaca-se o fenômeno da distorção angular, o qual é geralmente associado a processos de recalque diferenciais entre dois pontos de referência. A distorção angular para fundações pode ser expressa pelo comportamento da Figura 13 e Equação 6.

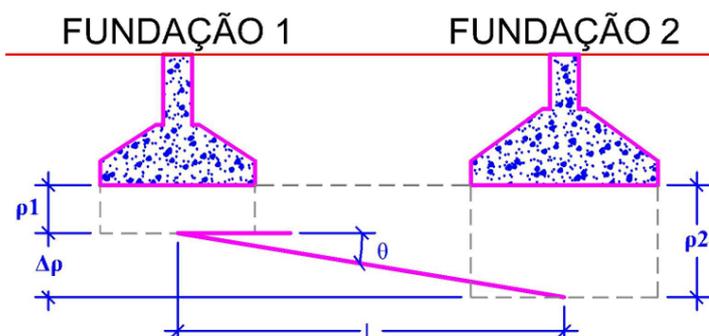


Figura 13: Distorção angular de uma fundação.
Fonte: Autor (2025).

$$\delta = \tan \theta = \frac{\Delta \rho}{L} = \frac{\rho_2 - \rho_1}{L}$$

Equação 6

Na equação, δ representa a distorção angular; $\Delta \rho$ o recalque diferencial; ρ_1 o recalque absoluto do ponto 1; ρ_2 o recalque absoluto do ponto 2; L a distância entre os pontos centrais da análise de recalque.

Alonso (2019) apresentou algumas relações entre recalque diferencial e o aparecimento de fissuras para estruturas de alvenaria de vedação. Na Figura 14, nota-se que após o deslocamento em um dos lados do painel, há uma atuação predominante dos esforços de cisalhamento, com angulação aproximada de 45° . Tendo como consideração dois pontos representativos das duas direções do painel é possível montar o ciclo de Mohr e verificar os pontos de esforços máximos.

Compreende-se, então, que os esforços de tração estão perpendiculares aos esforços de compressão e na direção aproximada de 45° a face horizontal, ocasionando, portanto, o aparecimento de fissuras nessa direção, características específicas do recalque diferencial.

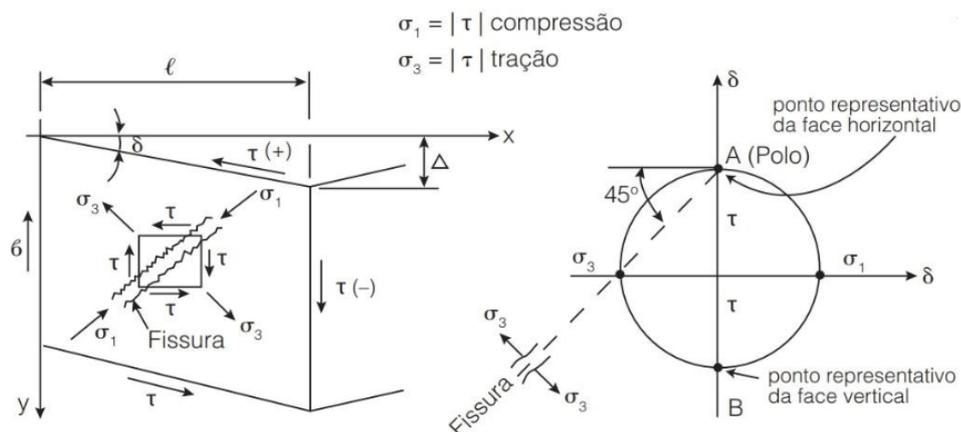


Figura 14: Distribuição das tensões na presença de recalque diferencial.

Fonte: Alonso (2019).

Alonso (2019) indica que para materiais com comportamento elástico é possível estabelecer uma correlação entre a abertura das fissuras, ocasionada pelo recalque diferencial e a deformabilidade (Equação 7):

$$\frac{\Delta\rho}{L} = 2\varepsilon$$

Equação 7

Nesta equação, ε é a deformação axial do material; $\Delta\rho$ é o recalque diferencial; L é a distância entre os pontos centrais da análise de recalque;

O referido autor determinou então uma relação da distorção angular máxima que alvenarias de vedação podem estar submetidas até a formação e aparecimento da fissura, que a princípio são imperceptíveis, porém caso o recalque seja contínuo, as fissuras tornam-se cada vez mais visíveis, chegando ao ponto de se tornarem críticas e por conseguinte, ter a necessidade imediata de intervenção técnica, conforme Figura 15. Essa abordagem gráfica será posteriormente utilizada neste trabalho para relacionar o processo de fissuração em aterros sobre solos moles, distorção angular do aterro e o seu FS.

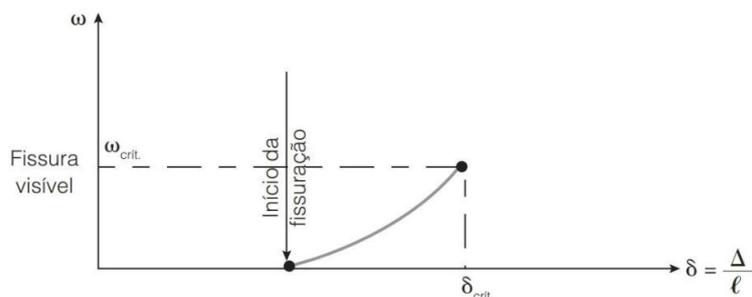


Figura 15: Formação de fissuras decorrente do recalque diferencial.

Fonte: Alonso (2019).

De acordo com Budhu (2015) a distorção em fundações é causada por recalques diferenciais, os quais podem causar sérios problemas estruturais. A distorção induz flexão em elementos e é a causa da maioria das fissuras em estruturas. Ainda segundo o autor o recalque da fundação pode ser dividido em três tipos básicos: recalque uniforme (Figura 16a), com distorção inclinado (Figura 16b) e distorção não uniforme (Figura 16c).

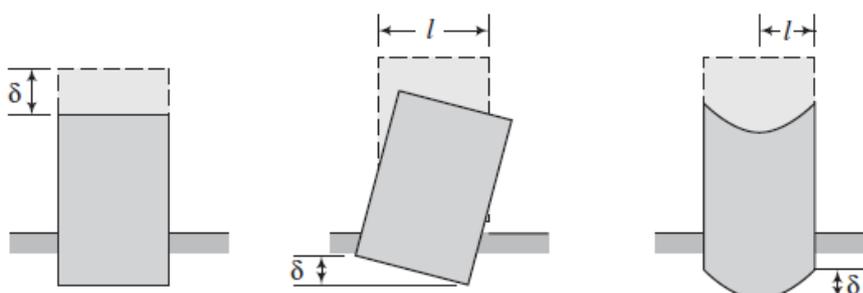


Figura 16: Tipos de recalque (a) Uniforme; (b) Com distorção inclinada; e (c) Distorção não uniforme.

Fonte: Budhu (2015).

Para essas distorções, Negro *et al.* (2009) apresentou faixas de valores limites para distorção angular para fundações em aterros, na Tabela 1 são apresentados estes valores.

Tabela 1: Estados limites de utilização para fundações em aterro.

Estrutura	Critério	Valor limite
Estradas incluindo estradas próximas a pontes	recalque total e diferencial após a construção da estrada	50 mm
Pilar de ponte	Movimento lateral após a instalação do rodapé	25 mm (não aplicável se a base for concebida para o movimento lateral do solo)
Construção sobre fundações superficiais	Distorção angular	1/150 a 1/250 (dependerá do tipo de edificação)
Conexão de serviço de edificação através de aterro	Recalque diferencial	50 mm (dependerá do tipo de ligação com o aterro)
Tubulação de serviço enterrada	Distorção angular	1/200 (dependerá do tipo de tubulação)
Forro de argila (Clay liner)	Distorção angular	1/5 a 1/200 (vai depender do tipo de argila)

Fonte: Adaptado de Negro *et al.* (2009).

Noberto *et al.* (2024) apresentou um compilado de casos reportados na literatura de estudos de aterros sobre solos moles com as informações de parâmetros dos aterros, da fundação e das ocorrências de aparecimentos de trincas e fissuras de tração nos aterros (Tabela 2). Observa-se que dos 47 trabalhos, 17 apontam ocorrências de

fissuras ou trincas em aterros sobre solos moles, destacando assim a recorrência desse mecanismo nessas estruturas.

Ao realizar a análise de cada um dos dados, foi elaborada a Tabela 3, que consiste em um resumo das informações coletadas, destacando os principais parâmetros, sua influência no processo de aparecimento de fissuras e a faixa de variação verificada nos dados coletados. Esses dados fornecem uma visão abrangente da heterogeneidade geotécnica dos locais estudados. Não foi possível coletar as informações sobre a profundidade das fissuras dos casos em que foram reportadas essas ocorrências.

Vale ressaltar que a deformação do solo mole e sua baixa resistência são dois aspectos críticos que, quando combinados, podem levar à formação de fissuras de tração no aterro. Solos moles são altamente compressíveis e suscetíveis a grandes deformações sob cargas aplicadas devido ao processo de adensamento, resultando em recalques diferenciais.

Quando um aterro é construído sobre um solo mole, a combinação de deformação e baixa resistência pode criar tensões internas que excedem a resistência ao cisalhamento, resultando em fissuras de tração. Essas fissuras se formam como uma resposta do solo para acomodar as deformações, especialmente em áreas de recalques diferenciais, e podem ser agravadas por variações sazonais de umidade.

Assim, a interação entre a alta deformabilidade e a baixa resistência dos solos moles resulta em um ambiente propício para a formação de fissuras, comprometendo a integridade estrutural do aterro e aumentando os riscos de instabilidade e possíveis falhas.

Tabela 2: Compilado de dados de aterros sobre solos moles e aspectos sobre o aparecimento de fissuras.

Ano	Local	Aterro			Fundação			Seção Transversal ou Geometria	Aparecimento de fissuras	FS mínimo	Referência
		Altura (m)	Y (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	IP (%)	espessura da camada de argila mole (cm)				
1955	Scrapagate Great Salt	4,3	17	48	0	82	91 - 15	simples com berma e rip	não	1,30	Golder & Palmer (1995)
1960	Lake New	12,8	20 - 24	0	30-40	42	-	rap	não	1,08	Casagrande (1960)
1965	Liskeard Launceston,	5,8	20	0	35	32	213 - 305	simples	não	0,97	Lo & Stermac (1965)
1967	Tasmanis	2,1	20	-	-	108	152	simples	não	1,65	Parry & McLeod (1967)
1968	Bangkok A	1,7	20	-	-	70	91	simples	sim	1,60	Eide (1968)
1968	Bangkok B	2,7	20	-	-	70	91	com berma	sim	1,50	Eide (1968)
1968	Bangkok C Portland,	1,3	20	-	-	70	91	com escavação	não	2,0	Eide (1968)
1969	Maine	3,7	18 - 20	0	30-40	30	305	com berma	não	1,21	Ladd et al. (1969)
1972	Mataagami	3,6	19 - 22	0	35	47	305 - 457	simples	não	1,57	Dascal et al. (1972)
1972	Bangkok E	2,2	20	-	-	80-90	< 107	simples	sim	1,46	Eide & Holmberg (1972)
1972	Bangkok E	2,5	20	-	-	80-90	< 107	com berma	sim	1,61	Eide & Holmberg (1972)
1972	Bangkok F Fair Haven,	2,4	20	-	-	80-90	< 107	com reforço de bambu	sim	1,33	Eide & Holmberg (1972)
1972	Vermont Portsmouth, New	13,7	22	0	35	16	457 - 610	com berma	não	0,97	Haupt & Olson (1972)
1972	Hampshire	6,6	17 - 18	0	30-40	18	213 - 274	simples	não	0,88	Ladd (1972)
1972	Pornic	4,0	20	10	40	45	198	simples	não	1,17	Pilot (1972)
1972	Narbonn	9,6	20	52	26	6	305	simples	não	0,99	Pilot (1972)
1972	Sr. André	3,4	20	-	-	47	107	com berma	não	1,38	Pilot (1972)
1972	Lanester So. Of	3,7	19	29	31	75	122	simples	sim	1,35	Pilot (1972)
1972	France	6,1	17	-	35	35	305	simples	não	1,30	Pilot (1972)
1972	King's Lynn	10,1	17	-	-	35	76	simples	não	1,02	Pilot (1972)
1980	Sarapui-RJ	2,8	20	8	35	75	1100	simples	sim	0,95	Ortigão (1980)
1985	Sarapui-RJ	2,5	20	10	35	75	1100	simples	sim	0,99	Almeida (1985)

Ano	Local	Aterro			Fundação			Seção Transversal ou Geometria	Aparecimento de fissuras	FS mínimo	Referência
		Altura (m)	Y (kN/m³)	c (kPa)	ϕ (°)	IP (%)	espessura da camada de argila mole (cm)				
1999	Linha Verde, na Bahia e Sergipe Ponte	3,8	20	0-29	28-41	-	550	com berma	sim	-	Palmeira et al. (1999)
2003	Sobre o Rio dos Peixes – BR 381	4,5	18	10	30	7 - 15	800	simples	sim	0,97	Perboni (2003)
2004	Recife-PE Lote 28 da	6	18	10	30	19	1400	Simplex	sim	1,04	Bello (2004)
2011	BR 101	4,65	20	12	35	17 - 21	1600	simples	não	1,31	Cerutti (2011)
2012	Goiana-PE	4,6	18	10	30	19 - 35	1500	com berma	não	0,76	Machado (2012)
2012	Goiana-PE Tubarão-SC	5	18	10	30	19 - 35	1500	com berma + EPS	não	1,5	Machado (2012)
2015	Barra da Tijuca - RJ Não	3,5	20	0	33	-	4200	com berma	não	1,52	Teixeira (2015)
2016	informado Não	6,4	19,5	10	20	20-100	1000	simples	não	1,86	Cobe (2017)
2017	informado Não	3	20	5	35	-	2000	simples	não	0,71	Massocco (2017)
2017	informado Sarapui-RJ	3	20	5	35	-	2000	com berma	não	1,38	Massocco (2017)
2017	São Gonçalo-RJ	3,1	20	10	35	75	1100	simples	sim	1	Pinto (2017)
2017	Goiana (aterro 1) - PE	2	20	10	25	96	400	simples	sim	-	Souza (2017)
2018	Goiana (aterro 2) - PE		20	10	30	-	400	simples	não	-	Souza (2018)
2018	Goiana (aterro 2) - PE	3	20	10	30	-	1400	aterro leve com EPS	não	-	Souza (2018)

Ano	Local	Aterro			Fundação			Seção Transversal ou Geometria	Aparecimento de fissuras	FS mínimo	Referência
		Altura (m)	Y (kN/m ³)	c (kPa)	φ (°)	IP (%)	espessura da camada de argila mole (cm)				
2018	Goiana (aterro 3) - PE	4,7	20	10	30	19 - 33	1400	aterro leve com EPS	não	1,05	Souza (2018)
2018	Goiana (aterro 4) - PE	2	20	10	30	24 - 27	1450	estruturado	não	-	Souza (2018)
2018	Goiana (aterro 5) - PE	3,9	20	10	30	25 - 30	1200	reforço solo-cimento	sim	1,36	Souza (2018)
2019	Recife-PE	2,5	20	-	-	11 - 34	2300	simples	não	-	Freitas (2019)
2019	Bacabeira - MA	8,1	20	0	35	-	1100	simples	não	-	Da Silva et al. (2019)
2020	Baixa Fluminense-RJ	2,5	-	-	-	-	1100	simples	sim	1,05	De Brito Tabajara et al. (2020)
2020	Parque Eólico-CE	2,4	19,5	0	36	-	370	simples	não	1,32	De Mattos Batista et al. (2020)
2021	Porto Santana-AP	2	19	10	35	25,5	3000	simples	não	0,96	Silva (2021)
2022	Goiana-PE	4	20	-	-	25 - 30	1400	simples	sim	-	Souza Neto et al. (2022)
2024	Muribeca-PE	3	21	5	20	17 - 28	930	simples	sim	1,09	Norberto <i>et al.</i> (2024)
2024	BR-470-SC	3	20	5	35	-	2200	com berma	não	2,27	Ziesmann (2024)

Fonte: Norberto *et al.*, 2024.

Tabela 3: Resumo dos dados coletados e principais aspectos de aterros sobre solos moles e aspectos sobre o aparecimento de fissuras.

Parâmetro	Influência no processo de aparecimento de fissuras	Faixa de variação verificada
Altura (H) do aterro	A altura do aterro influencia diretamente na magnitude das cargas aplicadas sobre o solo de fundação. Aumentos nas alturas podem resultar em um aumento substancial da tensão vertical na fundação. Isso pode levar a deformações e recalques diferenciais, criando tensões adicionais que podem contribuir para o surgimento de fissuras.	1,3 a 13,7 m.
Peso específico (γ) do aterro	O peso específico do aterro afeta a magnitude das forças atuantes nos aterros. Solos mais densos (com maior peso específico) podem suportar cargas maiores antes de atingirem a capacidade máxima de carga. Em contrapartida, solos mais leves (com menor peso específico) são mais susceptíveis a deformações e rupturas.	17 a 22 kN/m ³
Coesão (c) do aterro	A coesão está diretamente relacionada à resistência ao cisalhamento do solo. Solos com coesão maiores têm uma maior capacidade de resistir às forças de cisalhamento. Portanto, a presença de um solo com baixa coesão pode facilitar a formação de fissuras, especialmente sob cargas de tração elevadas.	0 a 52 kPa
Ângulo de atrito(ϕ) do aterro	O ângulo de atrito é um parâmetro que reflete a capacidade de um solo de resistir a esforços de cisalhamento. Solos com ângulos de atrito maiores tendem a ser mais resistentes e menos propensos a deformações plásticas. Solos com menor ângulo de atrito podem sofrer ruptura para tensões de menor magnitude.	20 a 52°
Índice de Plasticidade (IP) da fundação	O índice de plasticidade está relacionado à quantidade de finos no solo e indica sua capacidade de reter água sem perder sua consistência plástica. Solos com alto IP são mais susceptíveis às deformações plásticas e expansões. Essa propensão à deformação pode aumentar as chances de fissuração, especialmente se houver variações nas condições de umidade.	6 a 108%
Espessura da camada de argila mole (D) da fundação	A espessura da camada influencia a distribuição de cargas no solo de fundação. Camadas mais espessas de solos moles podem contribuir para maiores deformações no aterro e conseqüentemente, maiores chances de gerações de esforços de tração superficial no corpo do aterro, que podem gerar trincas e fissuras.	1 a 30 m

Fonte: Norberto *et al.*, 2024.

2.3 Modelos constitutivos

Para simular o comportamento dos materiais sujeitos aos diversos processos físicos, tais como a fissuração, são utilizados os modelos constitutivos dos materiais. Esses modelos são formulações matemáticas e conceituais usadas na engenharia geotécnica para descrever o comportamento tensão-deformação dos solos. Eles são fundamentais para compreender como os solos respondem às cargas e deformações impostas assim como variações de poropressões, o que é essencial na concepção e análise de estruturas geotécnicas, como aterros, fundações, estradas, barragens e escavações.

Esses modelos são usados para representar as relações entre as tensões (forças internas) e as deformações (mudanças na forma) em um solo sob diferentes condições de carregamento. Os modelos constitutivos comumente utilizados nas análises em elementos finitos para estudos de aterros sobre solos moles são o Cam-Clay Modificado e o Mohr Coulomb.

2.3.1 Cam-clay modificado

O modelo constitutivo Cam-Clay Modificado foi baseado na teoria da plasticidade e na teoria de estados críticos, que caracterizam o comportamento de solos pré-adensados e normalmente adensados. Trata-se de um modelo adequado para a análise do comportamento mecânico de argilas saturadas, pois foi desenvolvido para condições verificadas em ensaios triaxiais de carregamento drenado e é um modelo capaz de reproduzir as diferentes respostas com relação às deformações volumétricas plásticas em função do nível de tensão a que o material está submetido.

O modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (Schofield & Wroth, 1968; Wood, 1990) é representado por uma superfície de fluência na forma de uma elipse no espaço p - q (tensões média e desviadora, respectivamente), definida através da projeção de uma linha de estados Críticos (LEC) passando pela origem do espaço p - q e com inclinação M . A declividade da LEC é o parâmetro M que é definido em termos da Função de Lode e é variável no estado multiaxial de tensões onde o ângulo de Lode é variável e a LEC varia.

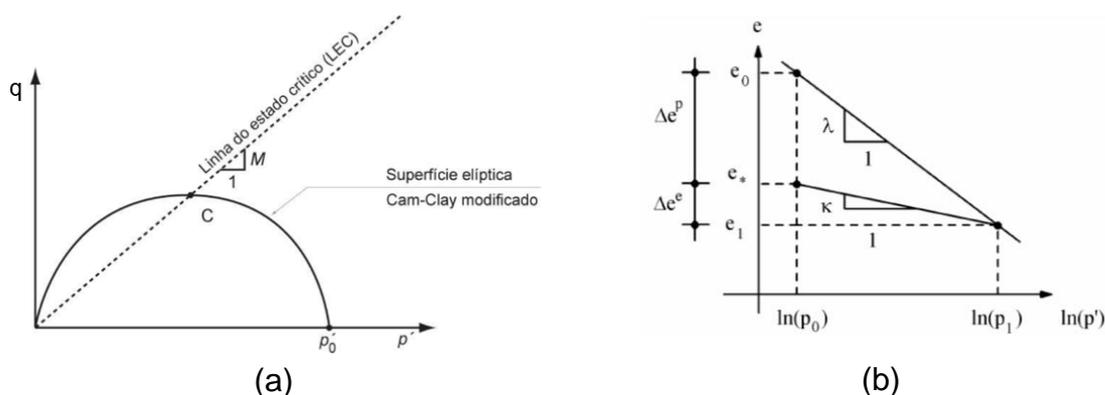


Figura 17: Estado inicial de tensões no modelo Cam-Clay Modificado: (a) Superfície de Fluência; e (b) Curva de Carga-Descarga do ensaio edométrico.

Fonte: Autor, 2025.

Os parâmetros do modelo Cam-Clay Modificado são apresentados de forma resumida na Tabela 4.

Tabela 4: Propriedades do modelo Cam-Clay Modificado.

Parâmetro	Descrição
λ	inclinação da linha de compressão virgem em um gráfico de índice de vazios versus o logaritmo natural da tensão efetiva média
κ	inclinação da linha de descompressão
M	inclinação da linha dos estados críticos (LEC)
OCR	Razão de pré-adensamento
ϕ'_{cs}	Ângulo de atrito no estado crítico

Fonte: Autor, 2025.

Destaca-se que o modelo se baseia no comportamento de um material submetido a um carregamento de compressão drenada isotrópico ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$), que se move com inclinação λ ao longo da linha de compressão isotrópica (LCI) no espaço índice de vazios versus tensão média, conforme Figura 18.

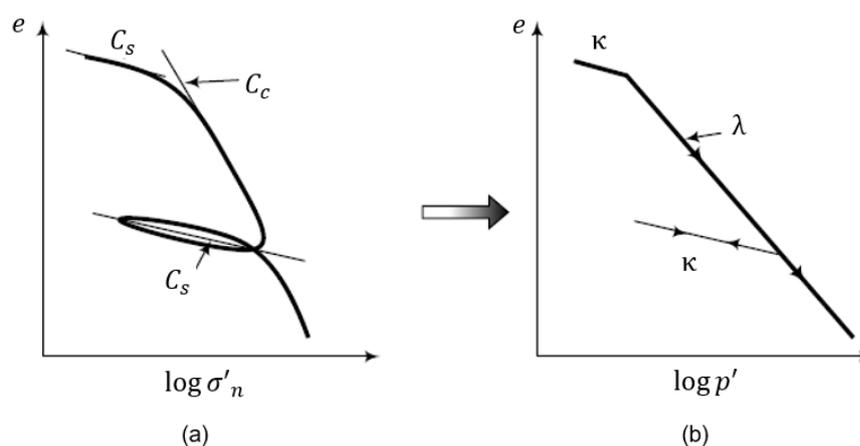


Figura 18: Estado inicial de tensões no modelo Cam-Clay Modificado: (a) índice de vazio *versus* logaritmo da tensão confinante; (b) índice de vazio *versus* logaritmo da tensão média.

Fonte: Autor, 2025.

Wood (1990) apresenta correlações entre os parâmetros utilizados no modelo Cam-Clay Modificado (κ , λ e M) e os obtidos no ensaio edométrico (C_c e C_s), conforme apresentado nas Equações 8, 9 e 10.

$$\kappa = C_s / 2,3 \quad \text{Equação 8}$$

$$\lambda = C_c / 2,3 \quad \text{Equação 9}$$

$$M = (6 \text{sen} \phi'_{cs}) / (3 - \text{sen} \phi'_{cs}) \quad \text{Equação 10}$$

2.3.2 Mohr-coulomb

O modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb é o mais comum nas análises de rupturas por cisalhamento. Neste modelo é estabelecida uma relação linear entre a tensão de cisalhamento num plano e a tensão normal atuante nele, sugerindo que a plastificação começa quando a resistência ao cisalhamento (τ) satisfaz a Equação 11:

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg}(\phi') \quad \text{Equação 11}$$

A função de plastificação/ruptura, em termos de tensões principais é dada segundo a Equação 12:

$$F(\sigma) = (\sigma'_1 - \sigma'_3) - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \operatorname{sen}\phi' - 2 \operatorname{cos}\phi' * c' \quad \text{Equação 12}$$

Nesta representação, σ'_1 é a tensão principal maior efetiva e σ'_3 é a tensão principal menor efetiva.

No espaço das tensões principais, esta função representa uma pirâmide de seção transversal hexagonal, a qual é fixada no espaço de tensões e não muda de tamanho com a ocorrência de deformações plásticas. Na Figura 19, é apresentada uma representação tridimensional do modelo de Mohr-Coulomb.

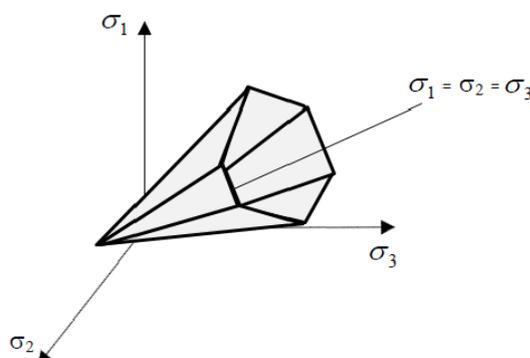


Figura 19: Superfície tridimensional de escoamento do modelo de Mohr-Coulomb.

Fonte: Autor, 2025.

Quanto aos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb, na Tabela 5 são apresentados de forma resumida.

Tabela 5: Propriedades do modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb.

Parâmetro	Descrição
c'	coesão efetiva
ϕ'	ângulo de atrito efetivo
ψ	ângulo de dilatância

Fonte: Autor, 2025.

3 Estudo de caso: aterro sobre solo mole da região metropolitana do Recife

Neste capítulo são apresentadas a área de estudo com detalhamento do histórico e os ensaios de campo e laboratório realizados na área do aterro sobre solo mole.

3.1 Estudo de caso

O estudo de caso é referente a um aterro construído sobre solo mole que veio a romper em um primeiro momento e alguns anos após a retomada da obra apresentou novos indícios de deslocamentos excessivos. Após as ocorrências, o aterro apresentou fissuras de tração ao longo de sua superfície.

3.1.1 Localização

O aterro construído situa-se nas proximidades da Rodovia BR-101 Sul, no quilômetro 79,5, Muribeca, Jaboatão dos Guararapes – PE. O local foi projetado com o propósito de servir como uma via de acesso para uma adutora. Na Figura 20 é apresentada a localização da área de estudo. Na Figura 21 é apresentada, em destaque, a área do aterro dentro do trecho da interligação da BR-101 à Muribeca.

As obras tiveram seu início em 2018 e o projeto geométrico previa uma altura final de 6,5 m e uma largura do topo de 24 m. O projeto incluía duas bermas de equilíbrio, cada uma com 2,5 m de altura e uma largura de 28 m. Adicionalmente, foi projetado o uso de um colchão de pedra rachão com 1,0 metro de espessura em toda a base do aterro, conforme ilustrado na Figura 22.

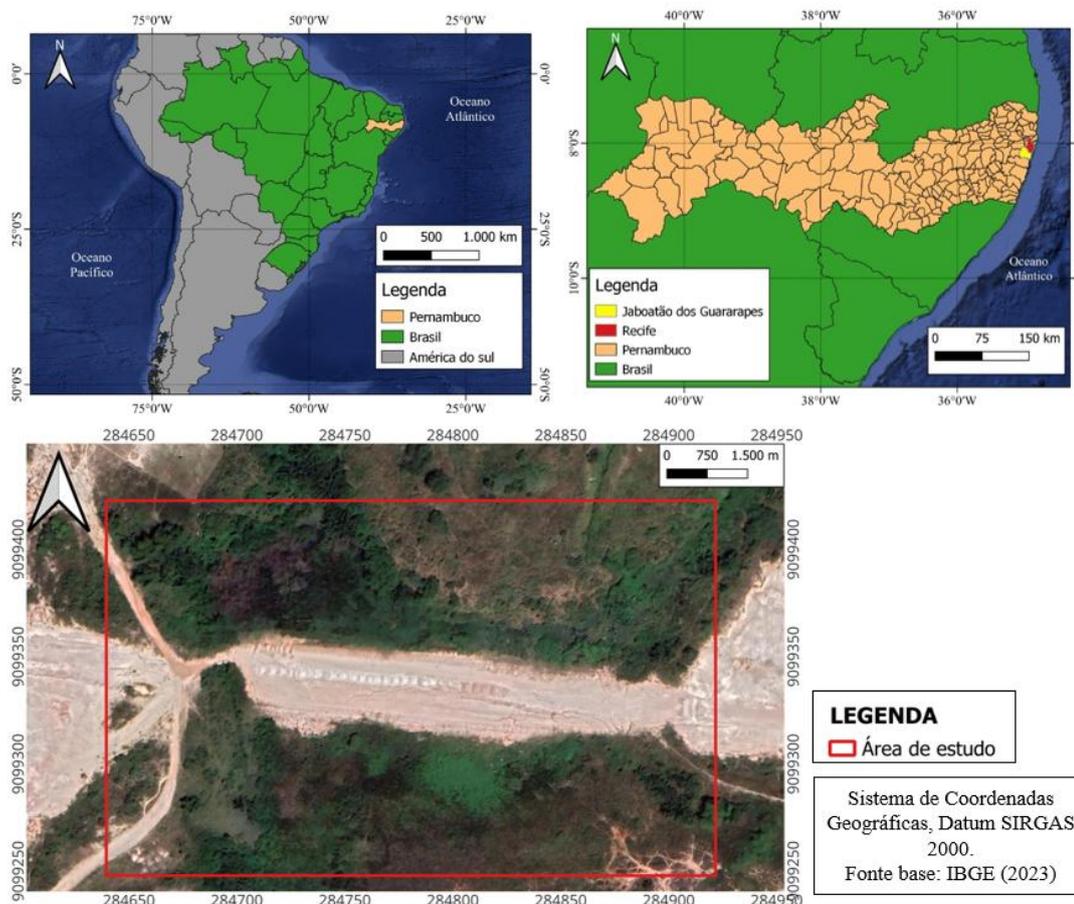


Figura 20: Mapa com a localização da área de estudo.

Fonte: Autor, 2023.



Figura 21: Imagem aérea da área de execução do aterro que compõem parte do trecho que interliga a BR-101.

Fonte: Adaptado de Google Earth, 2024.

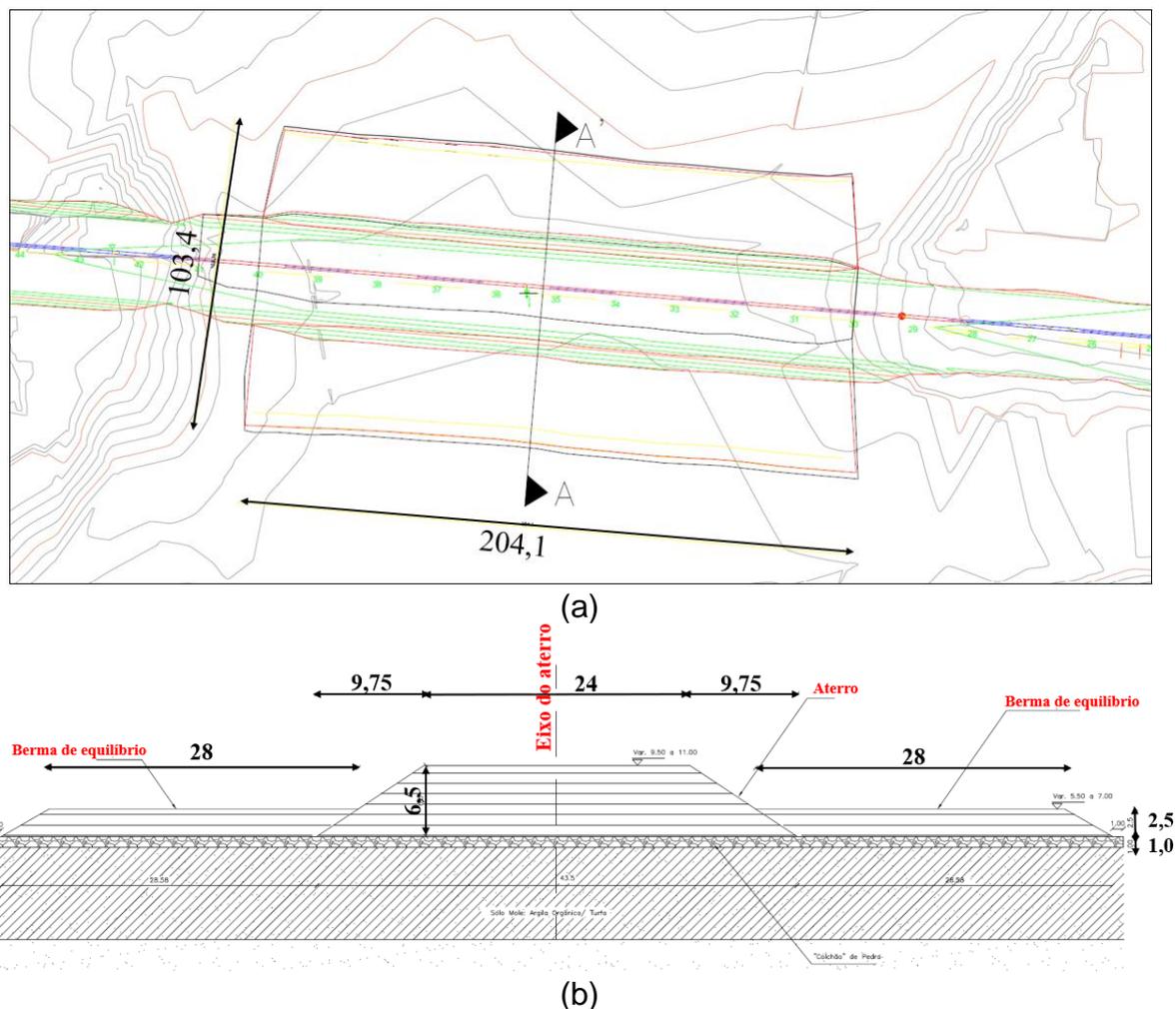


Figura 22: (a) Planta do aterro; (b) Seção A-A'.

Fonte: Empresa responsável pela obra, 2018.

3.1.2 Aspectos geológico e pedológicos

A área de Muribeca, onde o aterro foi construído, integra o município de Jaboatão dos Guararapes-PE. Esse município está inserido na Região Metropolitana do Recife (RMR), uma área que abrange também os municípios de Olinda, Paulista, Igarassu, Abreu e Lima, Camaragibe, Cabo de Santo Agostinho, São Lourenço da Mata, Araçoiaba, Ilha de Itamaracá, Ipojuca, Moreno, Itapissuma e o próprio Recife.

Do ponto de vista geológico, a área do aterro está inserida na Planície Recife. Segundo Coutinho (1995), essa planície compreende diversas unidades geológicas, sendo elas: o terraço marinho pleistocênico, o terraço marinho pleistocênico modificado, o terraço marinho holocênico, depósitos flúvio-lagunares e áreas de manguezais. Essas divisões geológicas são destacadas na Figura 23, com destaque para a localização do aterro.

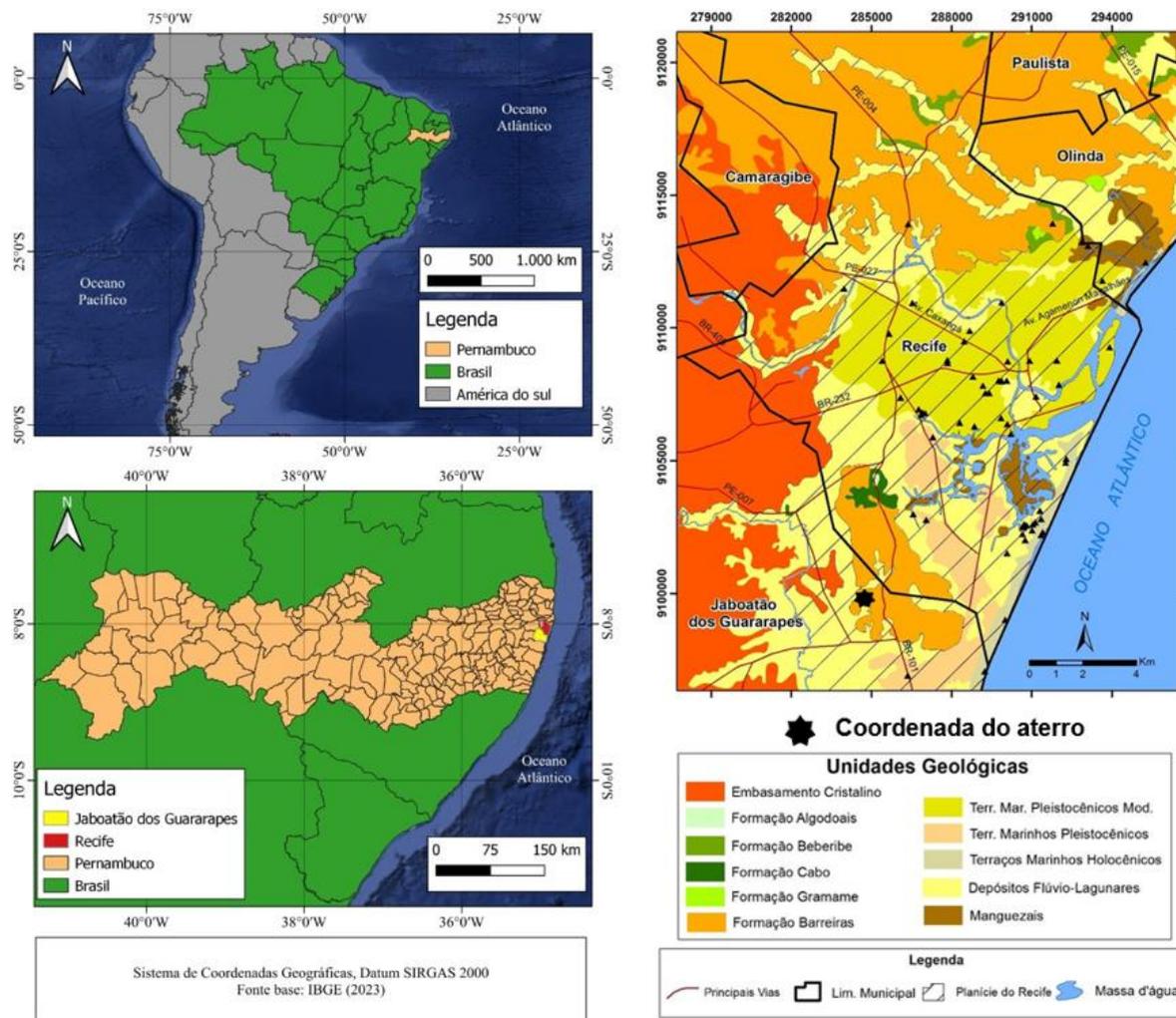


Figura 23: Geologia da RMR (com destaque para a localização do aterro).

Fonte: Autor, 2025.

Conforme ilustrado na Figura 23, a área de estudo encontra-se em uma zona que abrange duas unidades geológicas: Depósitos Flúvio-Lagunares e Formação Barreiras. Segundo a descrição de Coutinho (1995), os Depósitos Flúvio-Lagunares englobam uma variedade de sedimentos, incluindo aluviões e sedimentos lagunares, deltaicos e estuarinos tanto antigos quanto mais recentes.

Os aluviões, em sua maioria, são compostos por sedimentos arenosos, por vezes acompanhados por camadas argilosas ricas em matéria orgânica, que frequentemente se acumulam nas regiões sujeitas a inundações fluviais. Nos sedimentos lagunares, deltaicos e estuarinos, é observada uma composição mais diversificada, com predomínio de componentes argilosos e orgânicos. Nessas áreas, é possível encontrar camadas de turfa em locais onde rios ou lagos antigos exibiam fluxos de baixa velocidade.

Já a Formação Barreiras é caracterizada por uma cobertura sedimentar que exhibe camadas entremeadas de argilitos, siltitos e arenitos, variando em teores de silte, argila e arenito conglomerático. Como destacado por Coutinho (1995), essas camadas frequentemente apresentam cimentação de ferro.

Avaliando os aspectos físicos locais compreende-se que a área de estudo do aterro apresenta condições que se assemelham com a geologia dos Depósitos Flúvio-Lagunares.

Quanto à pedologia, de acordo com dados da Embrapa (2020), a área de estudo está inserida dentro da classe pedológica Argissolos Vermelho-Amarelos (PVA). Esta classe é caracterizada por horizontes de acúmulo de argila, conferindo ao solo tons de vermelho-amarelo devido à presença de uma combinação de óxidos de ferro, como a hematita e a goethita.

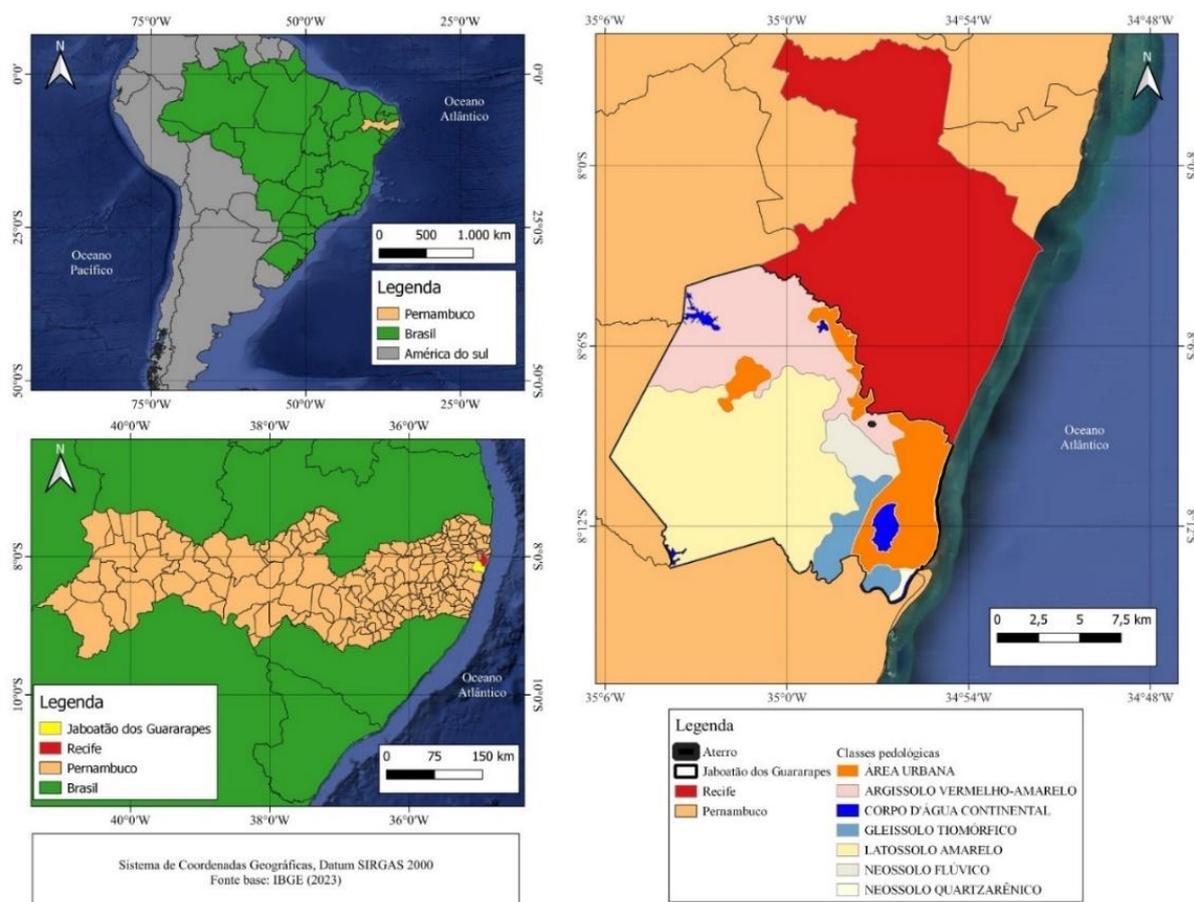


Figura 24: Geologia da RMR (com destaque para a localização do aterro).

Fonte: Autor, 2025.

3.1.3 Aspectos climáticos

Conforme dados do CLIMATEMPO (2024), o município de Jaboatão dos Guararapes-PE encontra-se situado em uma zona caracterizada por um clima tropical litorâneo, quente e úmido, especificamente, classificado como *As'*, de acordo com a classificação climática de *Köppen*. A região é influenciada pelos ventos alísios do Sudeste, que predominam por cerca de nove meses ao longo do ano, com velocidades médias mensais variando entre 3,1 e 4,2 m/s.

Na Figura 25 é apresentada a série histórica dos últimos 30 anos referentes ao município de Jaboatão dos Guararapes-PE. Também são fornecidas informações detalhadas sobre a precipitação mensal acumulada, bem como as temperaturas máximas e mínimas ao longo dos meses. É possível aferir que o período chuvoso se concentra entre os meses de março e agosto.

Esse dado é de elevada importância quando se considera que o aterro está situado em uma área com registro de solos moles, caracterizada por uma zona de baixada sujeita à elevação do lençol freático e a alagamentos. Tal cenário pode influenciar o comportamento geomecânico do aterro, podendo levar a condições críticas de estabilidade e adensamento

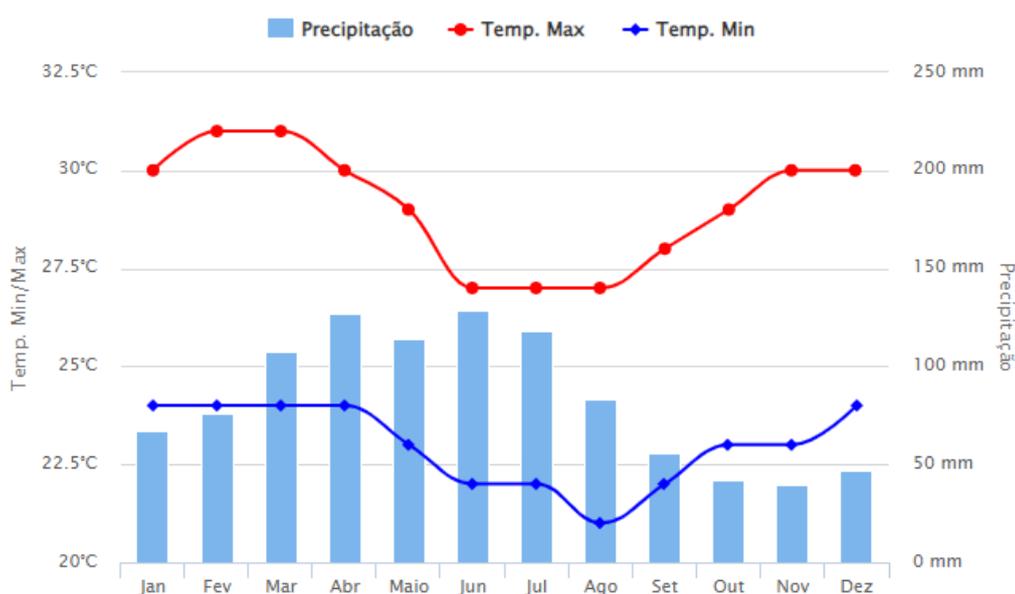


Figura 25: Série histórica do clima de Jaboatão dos Guararapes-PE dos últimos 30 anos.

Fonte: CLIMATEMPO, 2025.

3.1.4 Histórico da obra do aterro

O aterro em estudo apresenta um histórico composto por duas etapas distintas, ambas marcadas por eventos de instabilidade e pela ocorrência de fissuras de tração. A seguir, descrevem-se em detalhe as características técnicas e as implicações observadas em cada uma dessas fases, com ênfase nos fatores geotécnicos envolvidos nos episódios de ruptura.

3.1.4.1 Etapa 1 – Ruptura do aterro com 3 m

A primeira etapa corresponde à fase inicial de implantação do aterro, iniciada com as atividades de terraplenagem, supressão da vegetação e limpeza da área. Durante esse período, o aterro foi construído até atingir a altura de 3,0 m, com inclinação de talude de 3H:2V.

Contudo, no final do ano de 2020, foi registrada uma ruptura na estrutura, antes da execução das bermas de equilíbrio previstas em projeto — elementos fundamentais para a estabilidade global. Segundo relatos da equipe técnica da empresa responsável, a construção avançava a um ritmo de uma camada por dia, sendo cada camada compactada com espessura de 25 cm.

A base do aterro estava assentada sobre um colchão drenante de pedra britada com 1,0 m de espessura, conforme especificado no projeto executivo. A ausência das bermas de equilíbrio, aliada ao carregamento progressivo sobre um solo mole de baixa resistência, contribuiu para o desenvolvimento de poropressões excessivas e para o desencadeamento da ruptura inicial.

Na Figura 26, apresentam-se imagens de satélite que acompanham o progresso da construção do aterro, desde o início das intervenções, em 2018, até após a ocorrência da ruptura, em 2021. Especialmente nas imagens do ano de 2021, é notável a presença de macrofissuras que se desenvolveram ao longo do eixo longitudinal da estrutura.

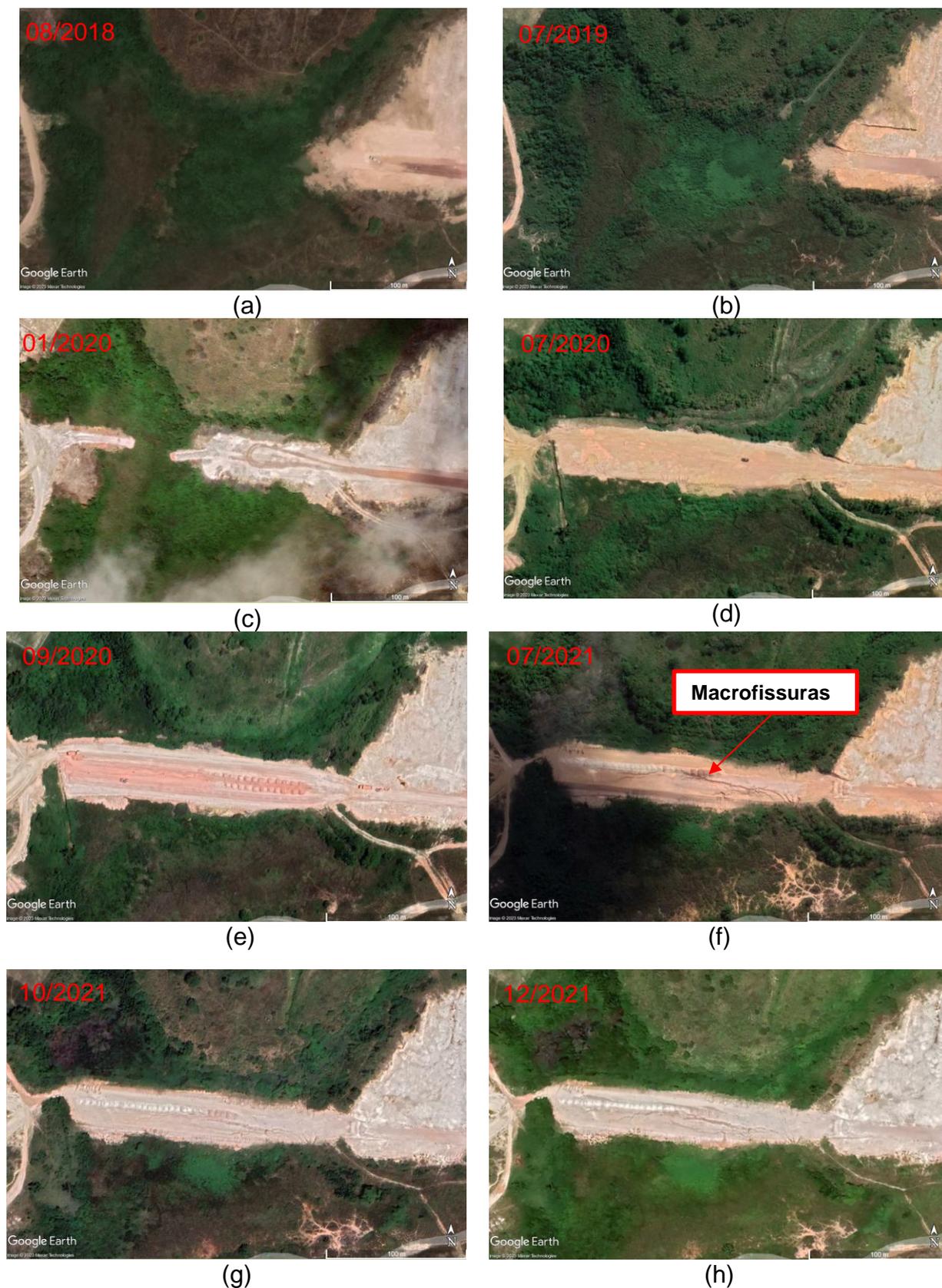


Figura 26: Imagens de satélite do histórico da área do aterro ao longo dos anos: (a) agosto de 2018; (b) julho de 2019; (c) janeiro de 2020; (d) julho de 2020; (e) setembro de 2020; (f) agosto de 2021; (g) outubro de 2021; e (h) dezembro de 2021.

Fonte: Norberto *et al.*, 2024.

Ainda sobre essas microfissuras, na Figura 27 são apresentadas algumas imagens realizadas no local do aterro no momento posterior ao seu rompimento. A partir das imagens apresentadas, é possível observar a magnitude das microfissuras de tração, com elevadas profundidades e comprimentos, tendo como referência dessa magnitude o cachorro e as pessoas presentes próximas as microfissuras em algumas das imagens. Um provável mecanismo responsável por esse processo é a alta deformabilidade da fundação, que pode ter gerado tração no aterro e levado a esse mecanismo, as investigações apresentadas posteriormente neste capítulo buscaram validar essas informações.

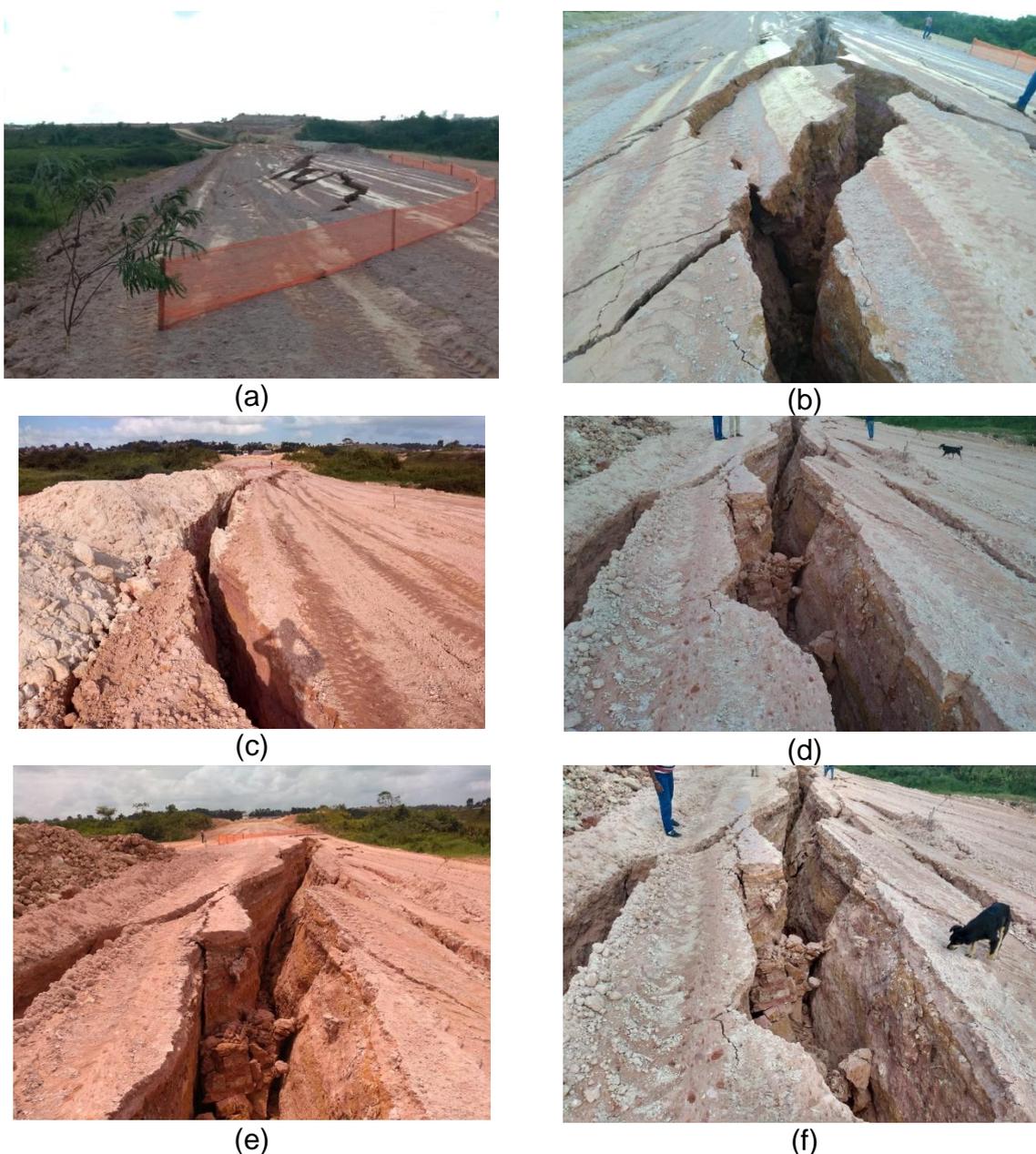


Figura 27: Etapa 1 - imagens da ruptura do aterro ocorrida em 2020.

Fonte: Autor, 2024.

De modo a complementar as informações da ruptura do aterro, foram empreendidos esforços para conduzir um levantamento topográfico comparativo da área. Nesse processo, a topografia da estrutura projetada, com uma altura de 3,0 m, foi comparada com os dados topográficos obtidos após o evento de ruptura. Essa comparação é apresentada na Figura 28, a partir da vista em planta da topografia projetada e o levantamento pós ruptura com indicativo do trecho com microfissuras.

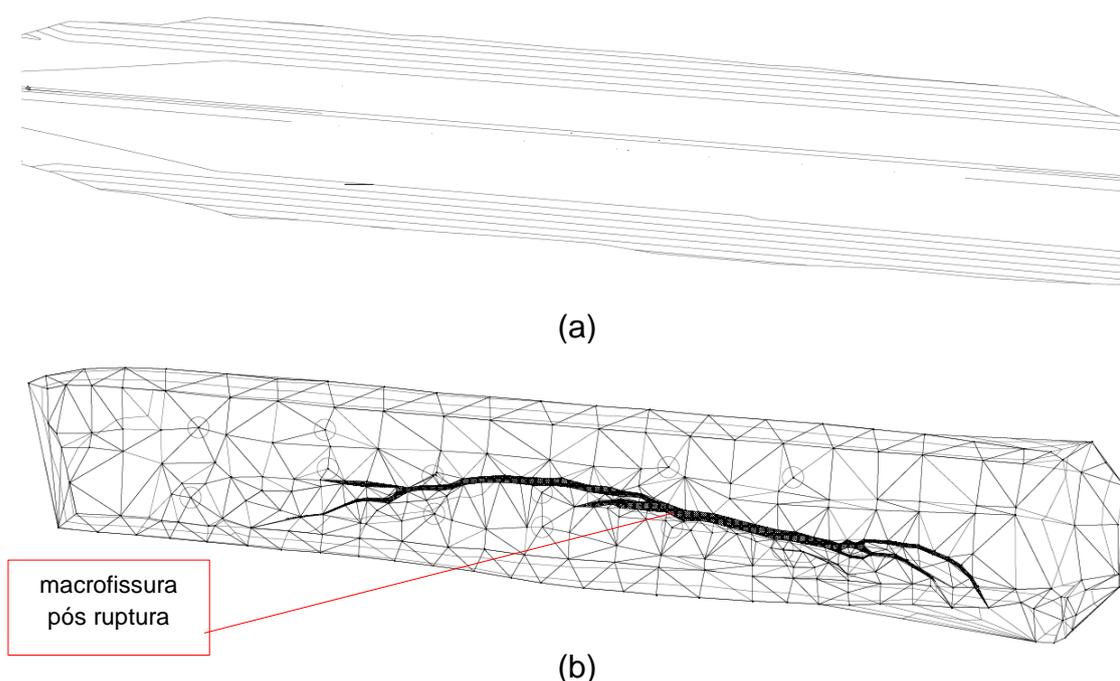


Figura 28: Vista superior da planta do aterro: (a) projetada; e (b) pós-ruptura com base em levantamento topográfico.

Fonte: Autor, 2025.

Através dessa comparação topográfica é possível observar que as macrofissuras de tração, resultantes da ruptura, abrangem mais de 50% da extensão do aterro construído sobre solos moles.

Destaca-se ainda que, a área não possuía monitoramento de campo, seja de deslocamentos ou de poropressão. Amin *et al.* (2019) comenta da importância do monitoramento contínuo das fissuras de tração em obras geotécnicas. O monitoramento recomendado, em geral, é por meio de inclinômetros, extensômetros e sensores de deformação, os quais permitem acompanhar a evolução das fissuras ao longo do tempo, avaliar o seu desenvolvimento e compreender melhor o comportamento do solo em relação às fissuras. Esse processo contínuo é fundamental para o gerenciamento de riscos em projetos de engenharia e para a

implementação de medidas mitigadoras adequadas em áreas suscetíveis à geração e à propagação das fissuras.

3.1.4.1 Etapa 2 – Retomada das obras e novos indícios de ruptura

Após a ocorrência da ruptura descrita na Etapa 1, as obras foram paralisadas para reavaliação das condições geotécnicas e adequação do projeto. As atividades foram retomadas em setembro de 2023, com nova interrupção em abril de 2024, sendo reiniciadas novamente em agosto de 2024. Essa nova fase, aqui denominada Etapa 2, compreendeu a continuidade da execução do aterro com a adoção de medidas corretivas e mudanças operacionais.

Durante essa etapa, os trabalhos foram organizados em três setores distintos, conforme ilustra a Figura 29. Antes da retomada efetiva das operações em cada setor, foram realizadas atividades de limpeza e regularização das superfícies afetadas pela ruptura anterior, removendo-se materiais instáveis e reconstituindo as condições mínimas para a sobreposição de novas camadas. Apesar das ações de recondicionamento e segmentação do processo construtivo, foram observados, ao longo da Etapa 2, novos indícios de instabilidade, incluindo o surgimento de fissuras de tração em áreas previamente afetadas, indicando a recorrência de processos deformacionais associados à resposta hidromecânica do solo mole de fundação.



Figura 29: Etapa 2 - Setorização da retomada das obras do aterro.

Fonte: Adaptado de Google Earth, 2024.

Durante a Etapa 2, os trabalhos de construção foram retomados de forma segmentada em três setores, com intervenções específicas em cada um deles.

No Setor 1, foi realizado o alteamento do aterro sobre parte do trecho que havia sofrido ruptura na Etapa 1, elevando-se a altura de 3,0 m (nível pós-ruptura) até atingir os 6,5 m previstos no projeto inicial. A finalização deste setor incluiu a aplicação de uma camada de revestimento asfáltico, conforme especificações de projeto.

No Setor 2, foi executada a deposição de enrocamento com espessura de 1,0 m ao longo do contorno do aterro, na região destinada à implantação das bermas, conforme ilustrado na Figura 22. Após essa etapa, realizou-se a regularização da superfície do setor por meio do espalhamento de material de aterro até a altura de 3,0 m em direção às bermas. Essa operação teve como objetivo estabelecer a cota de referência para continuidade da construção, resultando em uma altura final de 1,0 m para o aterro e a berma nessa fase preparatória. Em seguida, foram retomadas as atividades de execução com altura final projetada de 4,5 m para o aterro e 1,75 m para as bermas.

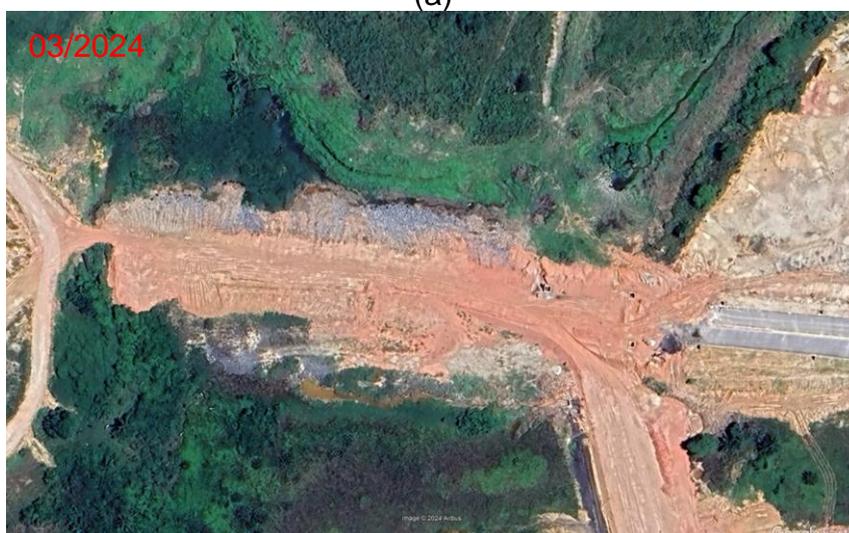
O Setor 3 corresponde a um trecho não previsto no projeto original da Etapa 1. Neste setor, foi implantado um aterro com altura de 6,5 m, configurando um desvio de 90° em relação ao traçado original, conforme apresentado anteriormente na Figura 29.

Na Figura 30, apresentam-se as imagens de satélite que acompanham o progresso da construção do aterro durante da Etapa 2.

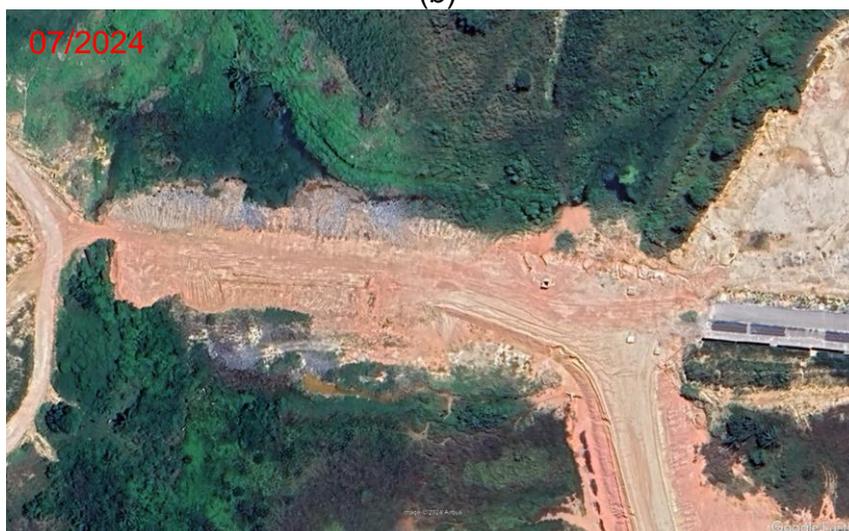
Após a conclusão dos trabalhos nos Setores 1 e 3, ambos finalizados com altura de 6,5 m, foram observados novos registros de fissuras de tração no platô do Setor 1, indicando sinais de uma possível nova ruptura do aterro. Nas Figura 31 e Figura 32 e são apresentados registros fotográficos das fissuras identificadas nesse setor. Em contraste, o Setor 3 não apresentou qualquer evidência de deslocamentos ou aparecimento de fissuras de tração até o momento.



(a)



(b)



(c)

Figura 30: Imagens de satélite da retomada das atividades pós ruptura: (a) dezembro de 2021; (b) março de 2024; e (c) julho de 2024.

Fonte: Adaptado de Google Earth, 2024.

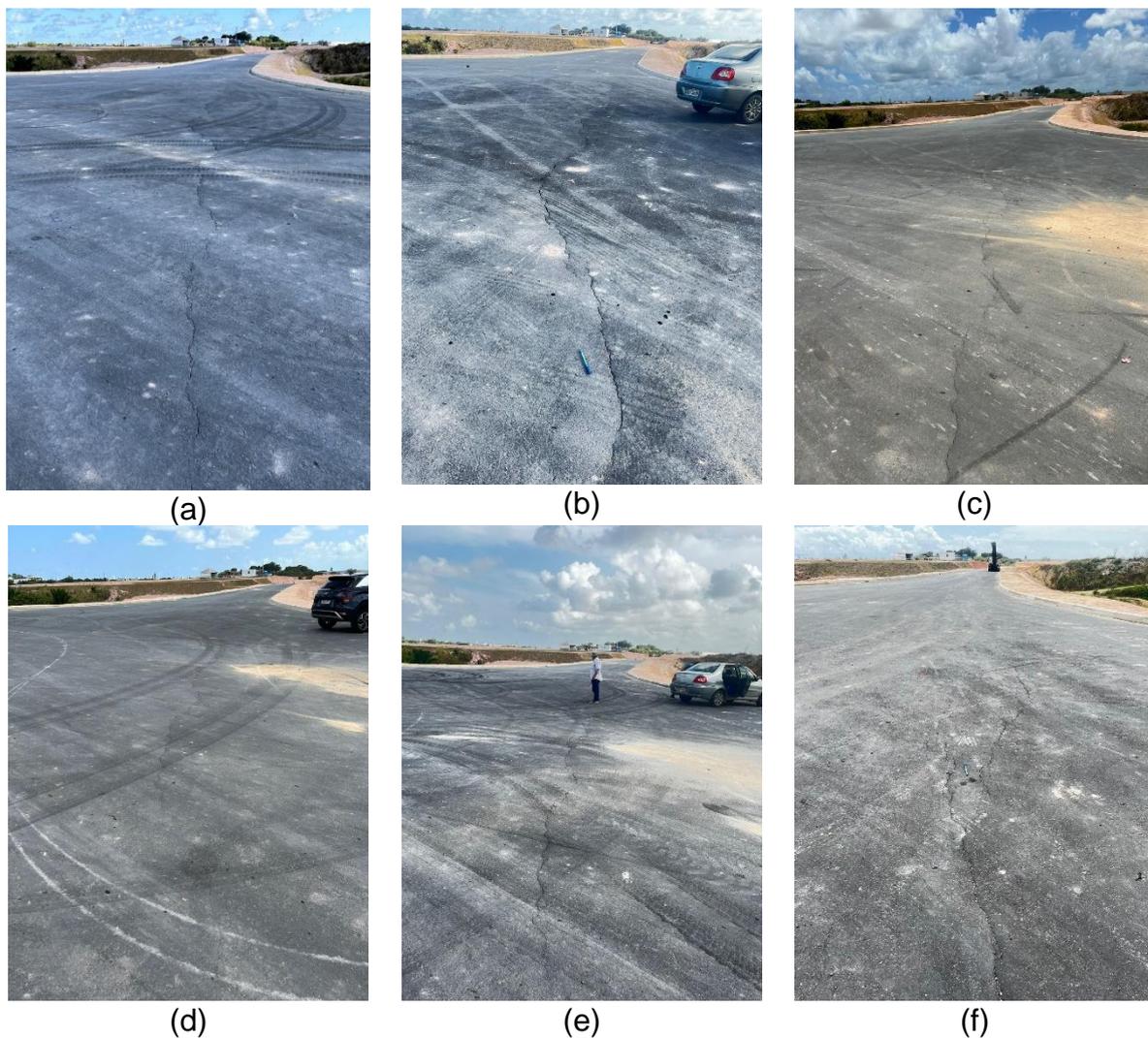


Figura 31: Etapa 2 - registros de aparecimento de fissuras após execução de trecho de aterro na área anteriormente com registro de ruptura – (a) 05/12/24; (b) 12/12/24; (c) 26/12/24; (d) 03/01/25; (d) 06/01/25 e (d) 17/01/25.

Fonte: Autor, 2025.

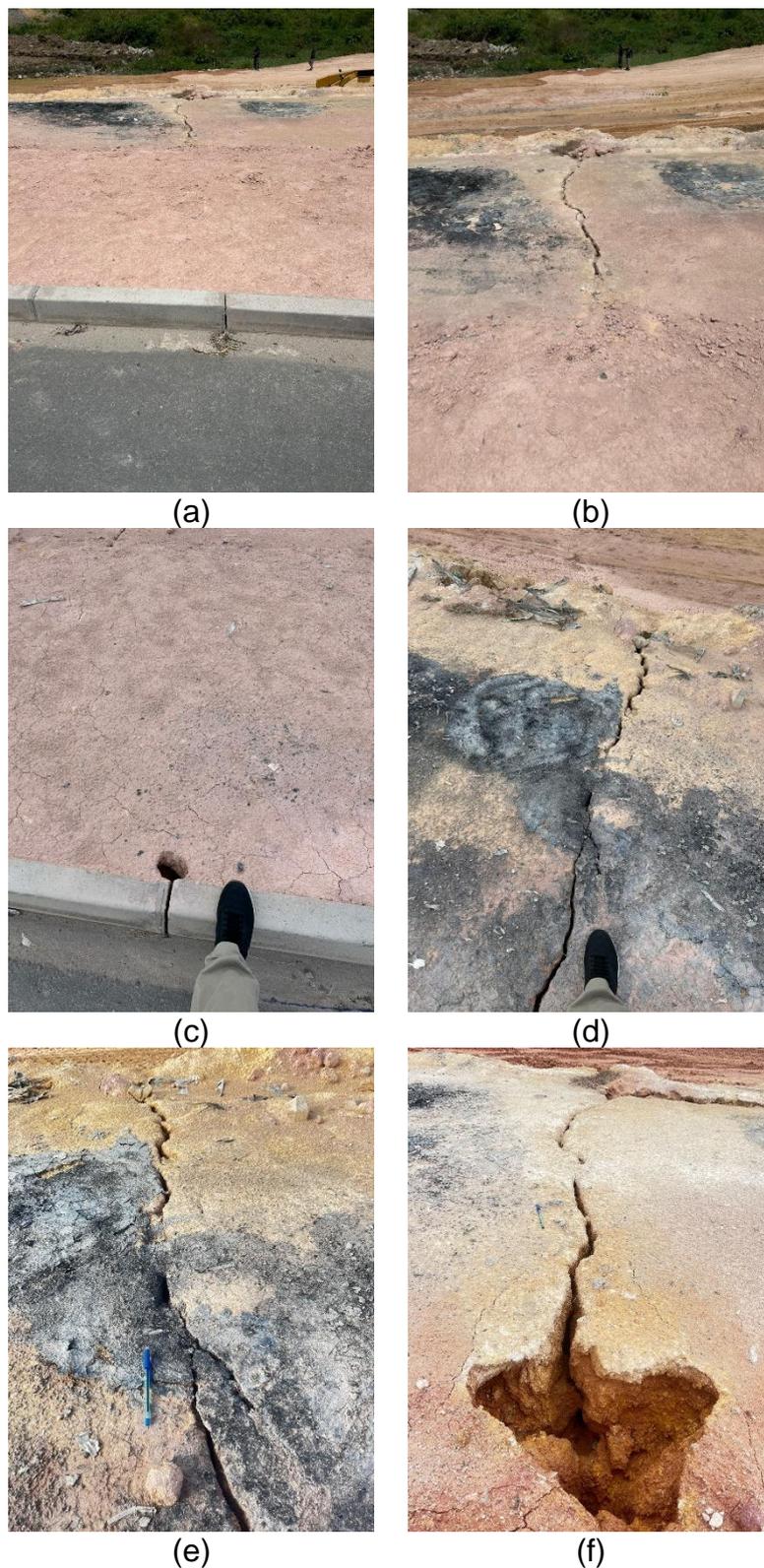
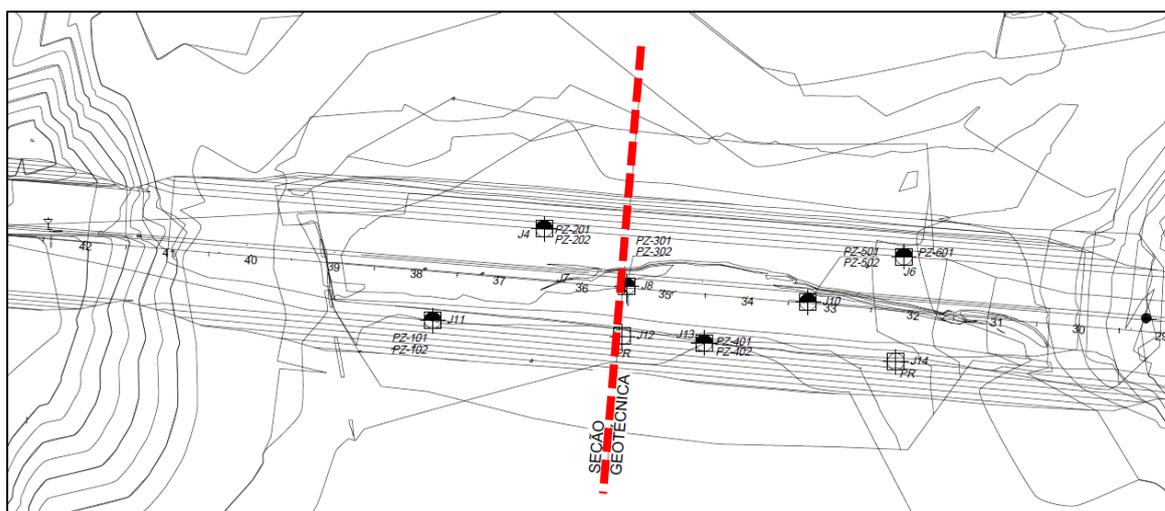


Figura 32: Etapa 2 - registros de aparecimento de fissuras após execução de trecho de aterro na área anteriormente com registro de ruptura – (a e b) 26/12/24; (c e d) 03/01/25; (d) 06/01/25 e (d) 17/01/25.

Fonte: Autor, 2025.

Após as ocorrências de fissuras, foram realizados levantamentos topográficos na área do aterro, englobando os Setores 1 e 2: (a) após a ruptura do aterro com 3,0 m de altura, antes da retomada das obras no Setor 2; (b) após 3 anos e 6 meses; e (c) após a regularização realizada no Setor 2. Na Figura 33 é apresentada uma planta e uma seção com a compatibilização de todos os levantamentos topográficos realizados na área durante as duas etapas do projeto.



(a)



(b)

Figura 33: Levantamentos topográficos realizados na área do aterro (a) Planta; e (b) Seção.

Fonte: Autor, 2025.

3.2 Metodologia de investigação geotécnica

A metodologia empregada nesta pesquisa compreendeu a realização de um programa de investigação geotécnica, com o propósito de caracterizar o comportamento geomecânico dos materiais presentes na área de estudo. Posteriormente, foram conduzidas análises numéricas retrospectivas do aterro, com a inclusão de simulações de fissuras.

Na Figura 34, é apresentado o fluxograma com a esquematização da etapa de investigação da presente pesquisa. O principal objetivo desta investigação foi compilar um conjunto de dados abrangente sobre a área, com o intuito de gerar um conhecimento geotécnico detalhado acerca da fundação do aterro. Esses dados foram utilizados para subsidiar as análises numéricas de retroanálise, além de auxiliar no entendimento do processo de formação das fissuras.

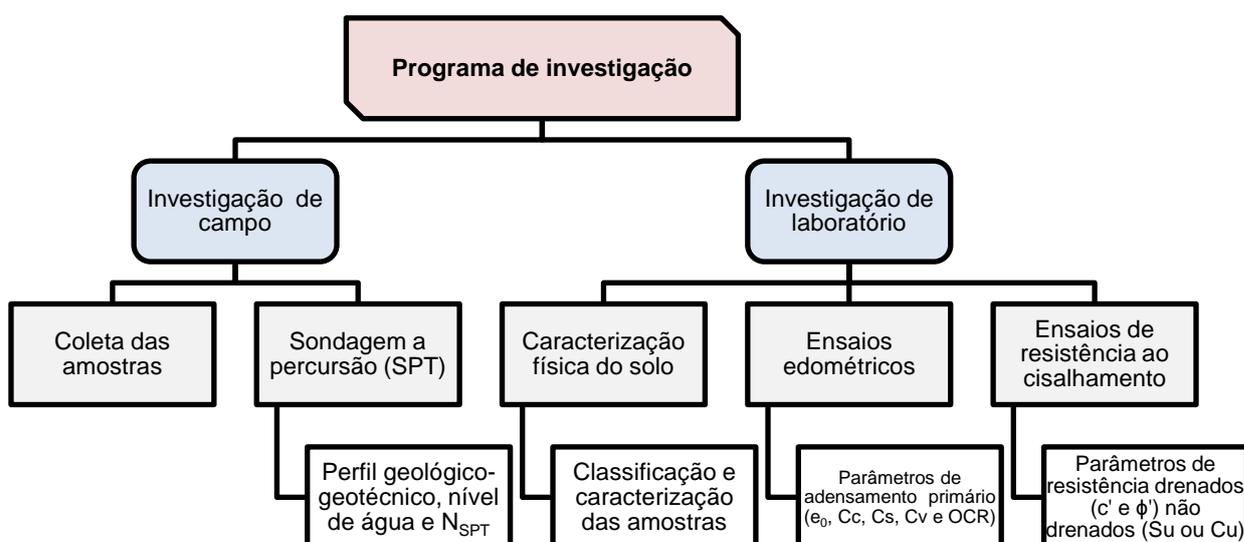


Figura 34: Fluxograma da etapa de investigação da área de estudo.

Fonte: Autor, 2025.

3.2.1 Investigação e monitoramento de campo

O autor da presente pesquisa não acompanhou a execução das investigações de campo nem a coleta de amostras realizadas durante a Etapa 1 do aterro. O monitoramento considerado neste estudo refere-se exclusivamente às atividades desenvolvidas durante a Etapa 2.

Ressalta-se, ainda, que a definição do número de sondagens, coletas e instrumentos instalados não foi estabelecida no seu escopo, sendo essas decisões de responsabilidade exclusiva da empresa responsável pela execução da obra. Nos itens a seguir, são apresentados os principais aspectos relacionados às investigações de campo realizadas, bem como os quantitativos obtidos.

3.2.1.1 Coleta de amostras deformadas e indeformadas

A fim de obter os dados para análise desta investigação, foram realizadas coletas de amostras indeformadas, obtidas por meio do amostrador "Shelby", e as amostras deformadas com o auxílio de trado, seguindo os procedimentos técnicos indicados pelas seguintes normas:

- Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – ABNT NBR 9604/2016;
- Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em furos de sondagem – ABNT NBR 9820/1977;
- Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes - ASTM D1587/2008.

A seguir, na Figura 35 e na Tabela 6, são apresentadas as informações das localizações, quantitativos e profundidades dos pontos de coleta de amostras executados na área de estudo.

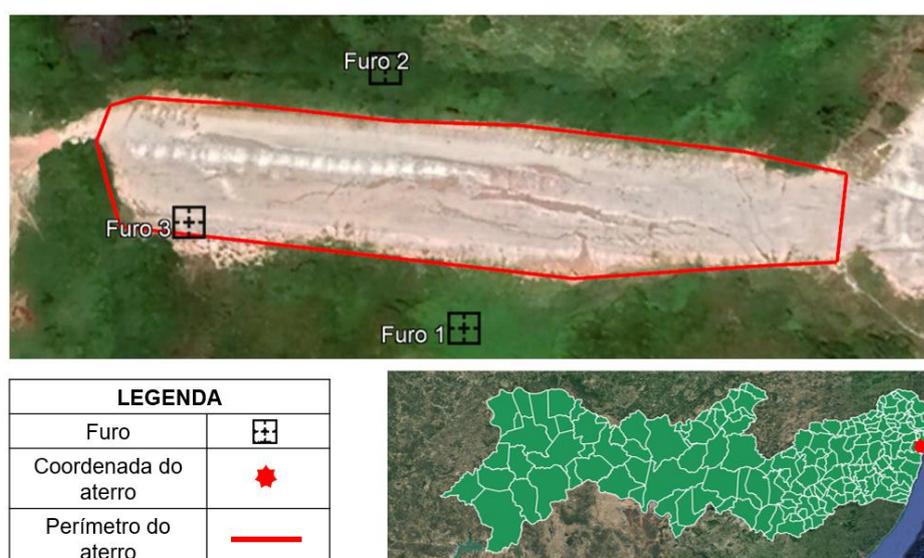


Figura 35: Planta com a localização dos pontos de coleta de amostras da campanha de investigação de 2022.

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 6: Coordenadas e profundidade das amostras indeformadas coletadas utilizando amostrador Shelby.

Amostra	Longitude	Latitude	ID da Amostra	Profundidade (m)	Ano de execução
Furo 1	284797	9099297	AM1	7,0 – 8,0	2022
			AM2	10,5 – 11,5	
Furo 2	284776	9099366	AM1	6,0 – 7,0	2022
			AM2	9,0 – 10,0	
Furo 3	284724	9099325	AM1	7,0 – 8,0	2022
			AM2	10,0 – 11,0	

Fonte: Autor, 2025.

3.2.1.2 Realização de sondagens de campo

Para compreender melhor os dados do solo, foram realizadas sondagens de campo no local. Uma campanha de ensaios de penetração de simples reconhecimento, denominado Standard Penetration Test (SPT), foi realizada com o propósito de se obter a resistência à penetração (N_{SPT}) do solo, a estratigrafia das camadas do subsolo e nível d'água. Os procedimentos técnicos foram seguidos de acordo com a NBR 6484/2020: Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio).

Destaca-se que a área de estudo já passou por investigações nos anos de 2018, 2019 e 2020, quando foram executados no total 5 sondagens SPT. Para a campanha de investigação executada no ano de 2021, foram executadas 12 sondagens, as quais foram realizadas no âmbito da presente pesquisa por meio de contratação de empresas especializadas.

Na Figura 36 e na Tabela 7 são apresentadas as informações das localizações, quantitativos e comprimento dos furos de sondagem executados na área de estudo para o ano de 2022.

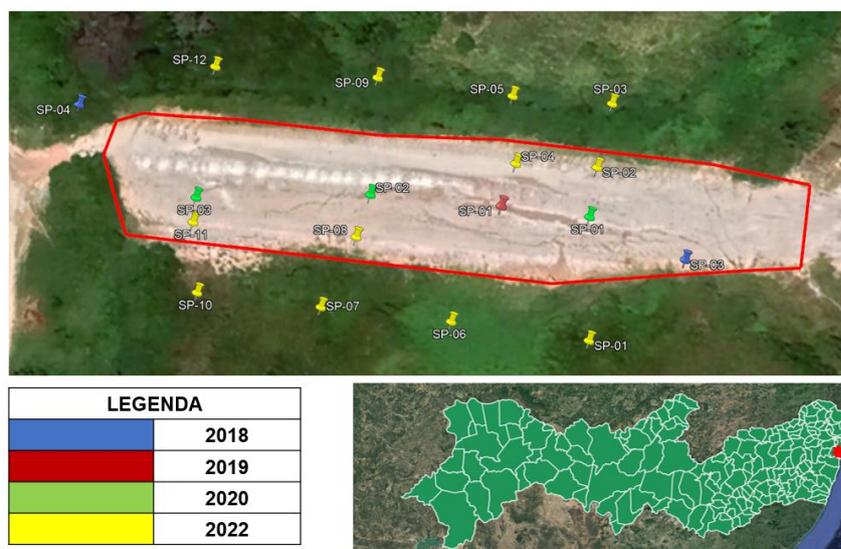


Figura 36: Planta com a localização dos furos de sondagem SPT executados na área de estudo entre os anos de 2018 e 2022.

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 7: Coordenadas dos furos de sondagem a percussão executados.

Sondagem	Longitude	Latitude	Comprimento do furo	Ano de execução
SP-04	284692	9099358	8,45	2018
SP-03	284863	9099315	10,05	2020
SP-02	284774	9099333	10,00	2020
SP-01	284811	9099330	14,00	2019
SP-01	284836	9099327	8,45	2020
SP-03	284725	9099332	14,00	2018
SP-01	284836	9099292	13,45	2022
SP-02	284838	9099341	12,45	2022
SP-03	284842	9099359	11,82	2022
SP-04	284815	9099342	14,78	2022
SP-05	284814	9099361	13,41	2022
SP-06	284797	9099297	13,45	2022
SP-07	284760	9099301	12,45	2022
SP-08	284770	9099321	14,37	2022
SP-09	284776	9099366	12,40	2022
SP-10	284725	9099305	12,45	2022
SP-11	284724	9099325	13,45	2022
SP-12	284730	9099369	13,45	2022

Fonte: Autor, 2025.

Com base nos resultados obtidos das campanhas de investigações de campo, foi possível obter as informações da estratigrafia das camadas, N_{SPT} e nível de água. A partir destes dados foi elaborado o modelo geotécnico da área de estudo, que desempenhará um papel fundamental nas simulações de estabilidade e recalque, as quais serão apresentadas no item 3.3.

3.2.1.3 Instalação de piezômetros

Após o novo episódio de instabilidade registrado no Setor 1, foram adotadas medidas adicionais de instrumentação no Setor 2, com o objetivo de intensificar o monitoramento do comportamento geotécnico do solo durante a continuidade das obras. Dentre essas medidas, destaca-se a instalação de piezômetros.

Estes aparelhos foram destinados ao acompanhamento das poropressões ao longo da elevação do aterro até a cota final prevista de 4,5 m, com bermas associadas de 1,75 m de altura. A escolha do Setor 2 para a instalação dos instrumentos se deve à sua representatividade no avanço da obra e à necessidade de controle mais preciso das condições hidromecânicas do solo de fundação.

A Figura 37 apresenta a planta do trecho com a indicação da localização dos piezômetros implantados, permitindo a visualização da estratégia de instrumentação adotada para esta fase do projeto. Foram instalados um total de 11 piezômetros de Casagrande na área. A Figura 38, por sua vez, apresenta um desenho esquemático dos piezômetros instalados.



Figura 37: Planta com a disposição dos instrumentos.

Fonte: Autor, 2025.

Tabela 8: Resumo do quantitativo de ensaios de laboratórios realizados.

Furo	Amostra	Ensaio						
		Granulometria	Limites de Atterberg	Massa específica real dos grãos	umidade	Triaxial UIU	Triaxial CID	Adensamento edométrico
1	AM1	1	1	1	1	-	1	1
	AM2	1	1	1	1	-	1	1
2	AM1	1	1	1	1	1	-	1
	AM2	1	1	1	1	1	-	1
3	AM1	1	1	1	1	1	-	1
	AM2	1	1	1	1	1	-	1
Total de ensaios		6	6	6	6	4	2	6

Fonte: Autor, 2025.

Todos os ensaios de laboratório foram executados no Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco.

3.2.2.1 Caracterização física das amostras

A preparação das amostras para os ensaios foi realizada de acordo com as premissas da ABNT NBR 6457/2016 (Preparação de Amostras para Ensaio de Caracterização). Cada amostra foi caracterizada através dos ensaios e suas respectivas normativas:

- Análise granulométrica conjunta – ABNT NBR 7181/2016;
- Densidade real dos grãos – ABNT NBR 6508/2016;
- Limite de plasticidade – ABNT NBR 7180/2016;
- Limite de liquidez – ABNT NBR 6459/2016.

Os ensaios de granulometria foram realizados com o uso do defloculante; os ensaios de limites de consistência, estes foram executados com preparação das amostras com e sem secagem prévia.

3.2.2.2 Ensaio edométrico

Os ensaios edométricos foram executados seguindo as diretrizes e premissas da ABNT NBR 16853/2020, em células convencionais e prensas tipo Bishop, com relação de braço de alavanca de 10:1.



Figura 39: Prensa utilizada no ensaio de compressão edométrica convencional.

Fonte: Autor, 2022.

O processo de extração das amostras do amostrador Shelby para realização dos ensaios contou com o auxílio de um extrator, com o descarte dos primeiros 10 cm de material retirado, para evitar um possível amolgamento da amostra. Em seguida, foi posicionado o anel utilizado para a cravação do material do amostrador Shelby, o anel possuía 20 mm de altura e relação diâmetro/altura de 4,37. As variações de altura dos corpos-de-prova foram medidas com o uso de extensômetros com sensibilidade de 0,01 mm. A drenagem vertical foi feita em ambas as faces do corpo-de-prova.

O carregamento e descarregamento de todas as amostras seguiu a seguinte sequência: 5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280, 640, 160, 40 e 10 kPa. Para cada um dos estágios foram executadas leituras no extensômetro imediatamente antes do carregamento e nos intervalos de tempo de 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h contados a partir do instante de aplicação do incremento de carga.

3.2.2.3 Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais foram executados seguindo as seguintes normativas:

- Ensaio Triaxial UIU (ASTM D2850/2020);
- Ensaio Triaxial CID (ASTM D7181/2020).

O objetivo desses ensaios foi obter informações sobre os parâmetros de resistência drenados e não drenados dos materiais de fundação. Os procedimentos gerais desses ensaios são apresentados nos tópicos seguintes.

a. Montagem e saturação dos corpos de provas:

Os corpos de prova foram moldados com diâmetro de 2" (5,08 cm) e altura de 10,50 cm, talhados no torno de moldagem, a partir da amostra indeformada tipo Shelby na umidade natural (Figura 40a).

Após a moldagem, os corpos de prova foram pesados, medidos e montados em células triaxiais para serem saturados, aplicou-se uma pressão e uma contrapressão a cada 3 horas, verificando a sua saturação através do parâmetro $B \geq 0,95$ (Figura 40b).

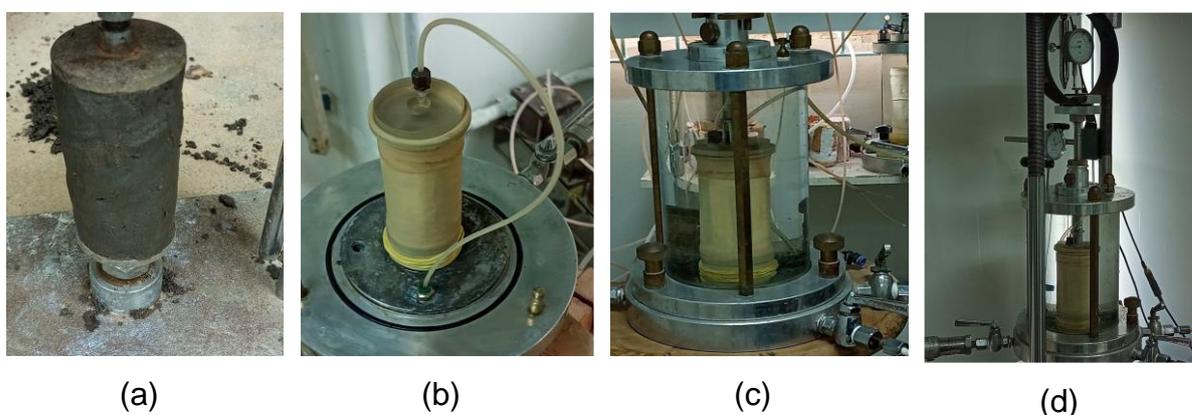


Figura 40: Ensaio triaxial: (a) Extração e moldagem do corpo de prova a partir do Shelby; (b) Montagem dos corpos de prova; (c) Adensamento dos corpos de provas em células triaxiais; e (d) Ruptura dos corpos de prova.

Fonte: Autor, 2022.

b. Adensamento dos corpos de provas – (CID):

Para os ensaios triaxiais CID, os corpos de prova, foram colocados para serem adensados com pressões de 25, 50, 100 e 200 kPa no período de 72 horas, até a sua estabilização, com o controle da estabilização da poropressão, e pela compressão primária através do gráfico de adensamento pelo método de Robert Taylor (Raiz do tempo x deformação) (Figura 40c).

c. Ruptura dos corpos de prova:

O cisalhamento dos corpos de prova foi realizado em prensa com velocidade constante igual a 0,03600 mm/min, ASTM D4767 (2020), conforme recomendação de Bishop e Henkel (1962) e Head (1986).

As cargas para os ensaios foram realizadas conforme indicativo a seguir para cada tipo de ensaio:

- d. Ensaio triaxial UIU - tensões confinantes: 50, 100, 200 e 300 kPa;
- e. Ensaio triaxial CID - tensões confinantes: 25, 50, 100 e 200 kPa.

A força vertical aplicada e a deformação dos corpos de provas, foram medidas através de anel dinamométrico com capacidade para 100 kgf e extensômetros mecânicos com sensibilidade de 0,01 mm. Na variação de volume, foram usados medidores de volume com capacidade para 90 ml e sensibilidade de 0,001 ml (Figura 40d).

Para o ensaio triaxial UIU foi aplicada pressão de confinamento σ_3 e se procedeu o aumento da tensão vertical σ_1 mantendo sempre fechada a válvula de drenagem. Para os ensaios triaxiais CID, a válvula foi mantida aberta ao longo do ensaio.

3.3 Resultados das investigações geotécnicas

Nesse item são apresentados os resultados das investigações realizadas em campo e em laboratório na área do aterro sobre solos moles.

3.3.1 Perfil geotécnico

Antes da execução do aterro, foram conduzidas três campanhas de investigação na área de estudo: no ano de 2018 foram executadas duas sondagens, cujas informações de registros não foram encontradas; no ano de 2019 foi executada uma única sondagem; no ano de 2020, foram realizadas três sondagens. Os resultados das campanhas de sondagens 2019 e 2020 são apresentados na Figura 41.

Os perfis do solo obtidos através dos resultados das campanhas de sondagens 2019 e 2020 são apresentados na Figura 41. É possível observar uma tendência geral em todas as sondagens, tanto nas efetuadas em 2019 quanto nas realizadas em 2020. Em profundidades, variando de 8 a 12 m, foi identificada uma predominância de solo muito mole, com valores de N_{SPT} iguais a zero e/ou inferiores a 3. Somente a partir das camadas situadas abaixo dos 10 m de profundidade é possível observar que os valores de N_{SPT} começam a apresentar valores superiores a 5. Esses resultados indicam a ocorrência de uma camada espessa de baixa consistência, podendo até atingir profundidades de 12 m.

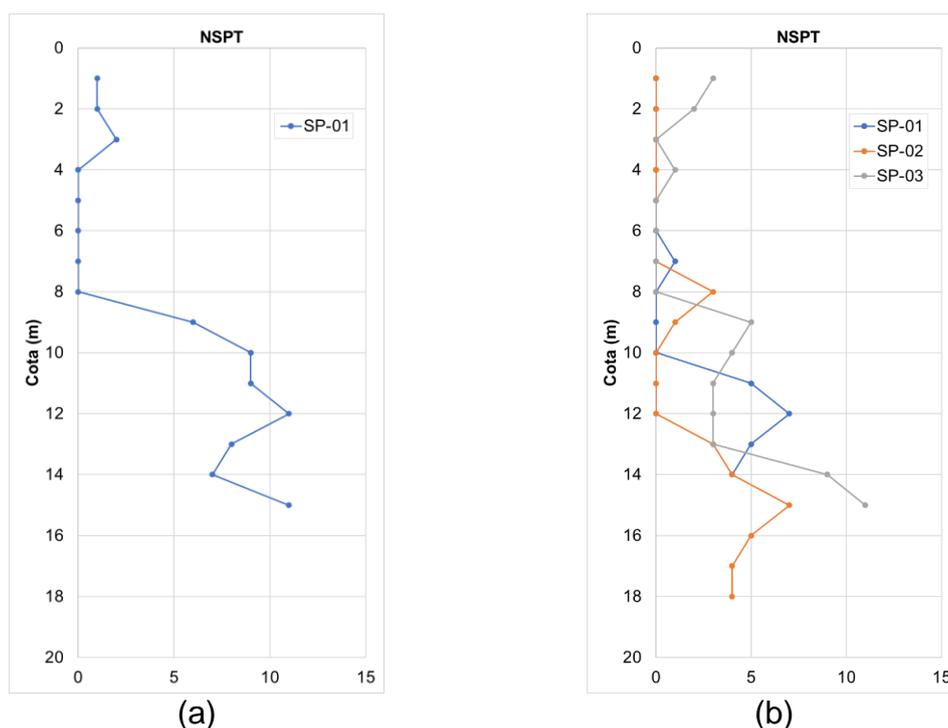


Figura 41: Resultados das campanhas de sondagens executadas nos anos de: (a) 2019; e (b) 2020.

Fonte: Autor, 2025.

Na campanha realizada em 2022 foram executadas 12 sondagens à percussão distribuídas ao longo de toda a área do aterro, assim como no seu contorno (Figura 40).

Na Figura 42 são apresentados os resultados obtidos da investigação de campo executada em 2022. Observa-se a presença de uma camada substancial de material de baixa consistência que se estende até a profundidade entre 10 e 12 m. Esses resultados corroboram os resultados das campanhas de 2019 e 2020, conforme ilustrado na Figura 41. Para profundidades superiores a 10 m, verifica-se um aumento nos valores de NSPT (Figura 42a). Tais resultados estão consonância com os apresentados por Barbosa (2018) para a região de Jaboatão, com solos moles na ordem de 9 a 12 m de profundidade, conforme apresentado anteriormente na Figura 3.

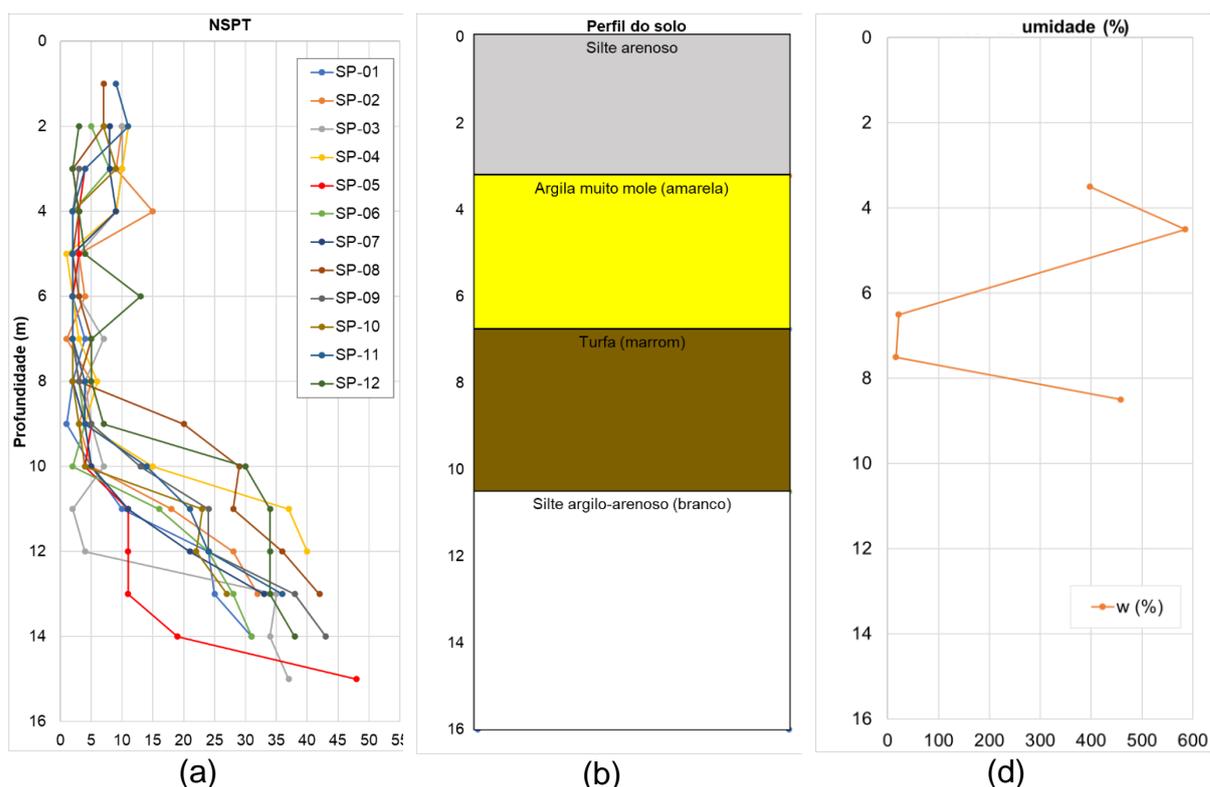


Figura 42: Resultados da campanha de investigação de campo de 2021: (a) Sondagens; (b) Perfil simplificado do subsolo; e (c) Umidade ao longo da profundidade.

Fonte: Autor, 2025.

Ao reunir os dados provenientes das doze sondagens realizadas na campanha de 2022, foi possível compatibilizar as informações das classificações estratigráficas de cada camada, bem como os valores de N_{SPT} . Com base nessa compilação, foi criado um perfil geotécnico simplificado para a fundação da área do aterro, retratado na Figura 42b.

Nesse perfil, foi possível observar uma camada inicial de 2,5 m de espessura classificada como silte arenoso, com valores de N_{SPT} variando de 2 a 10. Logo após, foi verificada a presença de uma camada de argila muito mole amarela de 4 m de espessura, com valores de N_{SPT} na faixa de 2 a 6, seguida por uma camada de turfa marrom de 4 m de espessura com valores de N_{SPT} que oscilam entre 2 e 10, seguida por uma camada de 5,5 m de espessura de silte arenoso branco, cujos valores de N_{SPT} chegam a atingir valores superiores a 40.

Adicionalmente, na Figura 42c, é apresentada a variação da umidade ao longo da profundidade da área. Esta variação revela valores que alcançam até 500%, uma faixa

de valores que, como observado por Barbosa (2018) na literatura sobre a Planície Recife, encontra-se no intervalo característico de turfas ou argilas orgânicas.

Destaca-se que os parâmetros geomecânicos dos materiais que não tiveram ensaios em amostras indeformadas foram obtidos a partir de correlações com base nos valores do N_{SPT} .

3.3.2 Caracterização física das amostras

Quanto aos resultados da caracterização física das amostras coletadas, na Figura 43 são apresentados os resultados das curvas granulométricas das amostras coletadas.

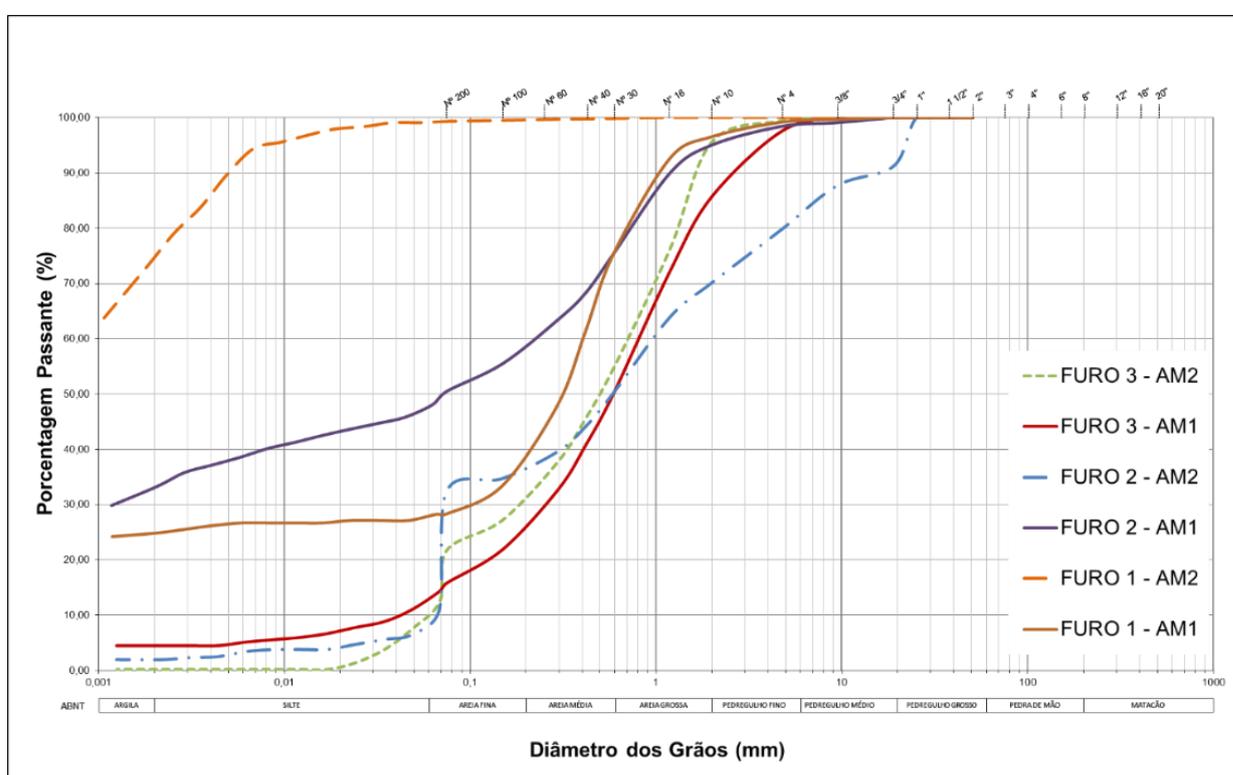


Figura 43: Curvas granulométricas das amostras coletadas.

Fonte: Autor, 2025.

A partir dos resultados das curvas granulométricas representadas na Figura 43, foram calculados os coeficientes de não uniformidade (C_u) para o Furo 3, AM1 e AM2, resultando em valores de 12 e 20, respectivamente. Esses valores caracterizam as amostras apresentando uniformidade média e desuniformidade, respectivamente.

Adicionalmente, as amostras AM1 e AM2 revelaram distribuições percentuais de constituintes granulares da seguinte forma: pedregulhos 0% e 1%, areias 78% e 52%, silte 22% e 10%, e argila 0% e 5%, respectivamente. Com base nos resultados

obtidos, é possível deduzir que as amostras AM1 e AM2 podem ser classificadas, do ponto de vista granulométrico, como areias siltosas.

Analisando os resultados das curvas granulométricas das amostras provenientes do Furo 2, constatou-se que os coeficientes de uniformidade excederam o valor de 15 para ambas as amostras, indicando uma natureza granulométrica desuniforme para ambas.

Em relação à composição percentual dos grãos, as amostras AM1 e AM2 exibiram, respectivamente: 0% e 18% de pedregulhos, 50% e 50% de areias, 10% e 29% de silte, e 40% e 3% de argila. Com base nestes resultados granulométricos do Furo 2, é possível classificar a amostra AM2 como uma areia siltosa e a amostra AM1 como uma areia argilosa.

No que concerne aos resultados obtidos das amostras provenientes do Furo 1, análoga à situação observada no Furo 2, ambas as amostras exibiram uma classificação granulométrica de natureza desuniforme. Em relação à distribuição percentual dos constituintes granulométricos, as amostras AM1 e AM2 apresentaram os seguintes valores percentuais: ausência de pedregulhos (0% e 0%), percentual de areias de 0% e 72%, silte de 4% e 1%, e presença de argila de 96% e 27%, respectivamente. Com base nestes resultados para o Furo 3, é possível categorizar granulometricamente a amostra AM1 como sendo uma argila ligeiramente siltosa, enquanto que a amostra AM2 pode ser identificada como uma areia argilosa.

Seguindo com as análises da caracterização física das amostras, na Figura 44 é apresentada a carta de plasticidade de Casagrande com os resultados das amostras que apresentaram índices de consistência (IC).

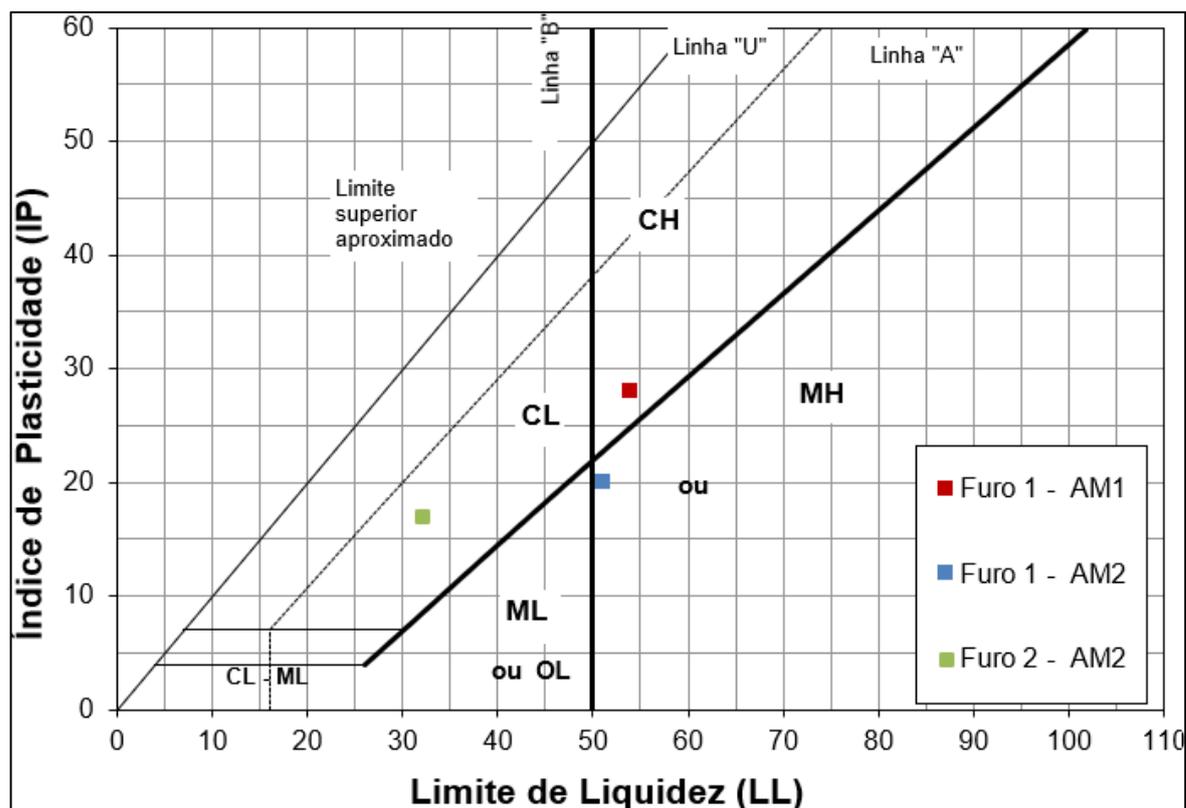


Figura 44: Carta de plasticidade com as profundidades amostrais que apresentaram os IC.

Fonte: Autor, 2025.

No contexto das análises de limites de consistência, observou-se que apenas as amostras AM2 provenientes do Furo 2, bem como as amostras AM1 e AM2 provenientes do Furo 1, demonstraram IC. As demais amostras não apresentaram limites de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP).

Em relação aos resultados da amostra AM2 do Furo 2, ao se considerar a carta de plasticidade de Casagrande, foi possível classificá-la como uma argila inorgânica de elevada plasticidade (CH). Por sua vez, as amostras AM1 e AM2 originárias do Furo 1 foram categorizadas, respectivamente, como um silte inorgânico de acentuada compressibilidade (MH) e uma argila orgânica de plasticidade moderada (CL).

O resumo dos resultados dos ensaios de caracterização física, contemplando os resultados dos ensaios granulometria e limites de Casagrande, para as seis amostras de solo são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização física das amostras.

Amostra	Granulometria							Limites e consistência			
	Prof. (m)	Pedregulho (%)	Areia grossa (%)	Areia média (%)	Areia fina (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Classificação o Plasticidade
Furo 1 - AM1	7,0 - 8,0	0	4	22	24	10	40	54	26	28	CH
Furo 1 - AM2	10,5 - 11,5	0	0	0	0	4	96	51	31	20	MH
Furo 2 - AM1	6,0 - 7,0	0	2	25	45	1	27	32	15	17	CL
Furo 2 - AM2	9,0 - 10,0	0	3	44	31	22	0	N. L.	N. P.	N. P.	-
Furo 3 - AM1	7,0 - 8,0	1	10	42	32	10	5	N. L.	N. P.	N. P.	-
Furo 3 - AM2	10,0 - 11,0	18	9	25	16	29	3	N. L.	N. P.	N. P.	-

NL = não líquido; NP = não plástico.

Fonte: Autor, 2025.

Comparando os resultados da caracterização física das amostras da área de estudo do aterro sobre solos moles com os aspectos geológicos indicado por Coutinho (1995) para a região, verifica-se que os resultados estão em consonância com a geologia local. Tendo em vista que Coutinho (1995) aponta que a área engloba aluviões compostos por sedimentos arenosos, por vezes acompanhados por camadas argilosas ricas em matéria orgânica, que frequentemente se acumulam nas regiões sujeitas a inundações fluviais.

A convergência entre os resultados da caracterização física das amostras e as observações geológicas de Coutinho (1995) reforça a compreensão da composição do solo na região, estando em consonância com a influência geológica local. Essa concordância é de fundamental importância para uma avaliação precisa das propriedades do solo e para embasar os estudos na área do aterro.

3.3.3 Análise do adensamento das amostras

No âmbito da investigação geotécnica, a análise do adensamento das amostras de solos assume um papel fundamental na compreensão do comportamento mecânico desses materiais, principalmente no contexto de solos moles, que sob a influência de cargas aplicadas ao longo do tempo sofrem grandes deformações. Este tópico destina-se a apresentar os resultados e as análises dos ensaios de adensamento

executados. Os resultados e análises foram separados em relação aos ensaios de adensamento primário e secundário apresentados a seguir.

Quanto aos ensaios de adensamento primário das amostras, na Figura 45 são apresentadas as curvas de compressibilidade, índice de vazios pelo logaritmo da tensão vertical efetiva das amostras indeformadas coletadas na área de estudo. A análise das curvas de compressibilidade apresenta a variação no índice de vazios ao longo da aplicação gradual de cargas.

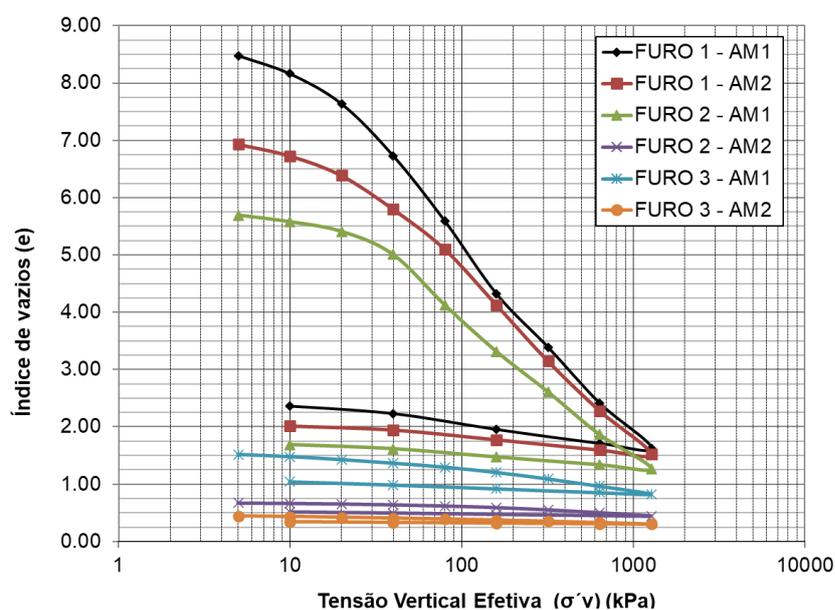


Figura 45: Curvas de compressibilidade das amostras ensaiadas.

Fonte: Autor, 2025.

Dos resultados apresentados na Figura 45 observa-se que as amostras AM1 e AM2 (Furo 1) e a AM1 (Furo 2) apresentaram elevados valores de índice de vazios inicial (e_0) em comparação com as demais amostras ensaiadas. Uma possível justificativa para os elevados índices de vazios dessas amostras pode ser devido ao comportamento plástico, verificado nos ensaios de granulometria das amostras, conforme apresentado anteriormente.

A partir da curva do ensaio de adensamento foi possível determinar os índices de compressão (C_c) e o índice de expansão (C_s) de todas as amostras, os resultados desses índices são apresentados na Tabela 10.

Foram observados valores de C_c e C_s mais elevados para as amostras AM1 e AM2 (Furo 1) e AM1 (Furo 2), as demais amostras apresentaram faixas de valores menores quando comparadas a estas.

Além dos índices mencionados no parágrafo anterior, a partir dos gráficos de tensão vertical efetiva *versus* índice de vazios, também foi possível determinar a tensão de pré-adensamento (σ_{vm}') das amostras, conforme Tabela 10. A tensão de pré-adensamento foi obtida a partir do método de Pacheco e Silva (1953). Com os valores da tensão de pré-adensamento foi possível calcular o OCR das amostras, os resultados são apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Resumo dos resultados do resultado dos ensaios de adensamento primário.

Amostra	W _i (%)	Peso específico inicial úmido (kN/m ³)	Índice de vazios inicial (e ₀)	Índice de compressão (C _c)	Índice de expansão (C _s)	Tensão de pré-adensamento (σ_{vm}') (kPa)	OCR
Furo 1 – AM1	584,9	9,30	8,718	3,00	0,25	17,00	0,35
Furo 1 - AM2	457,5	9,60	7,124	3,25	0,30	30,00	0,44
Furo 2 - AM1	397,7	10,30	5,852	2,40	0,25	28,00	0,64
Furo 2 - AM2	21,4	19,10	0,680	0,17	0,04	102,00	1,91
Furo 3 - AM1	58,0	15,90	1,591	0,42	0,12	50,00	1,03
Furo 3 - AM2	16,0	21,30	0,450	0,07	0,02	45,00	0,63

Fonte: Autor, 2025.

Dos resultados dos OCRs é possível verificar que as amostras do Furo 1 (AM1 e AM2), Furo 2 (AM1) e Furo 3 (AM2) estão em condição não adensada, ou seja, OCR < 1; já a amostra do Furo 3 (AM1) está em condição normalmente adensada, OCR = 1; enquanto a amostra do Furo 2 (AM2) é classificada como sobredensada, OCR > 1.

De forma adicional, foram coletados e compilados da literatura técnica dados de resultados de ensaios edométricos de argilas moles da RMR, de modo a estabelecer comparativos entre os dados obtidos na presente pesquisa com os dados já reportados. Nesse sentido foram coletados os dados das seguintes referências: Ferreira (1982) - Recife-PE, Oliveira (1991) - Recife-PE, Oliveira (2002) - Recife-PE, Bello (2004) - Recife-PE, Bello (2011) - Suape-PE, Machado (2012) - Goiana-PE, Cadete (2016) - Recife-PE, Rocha (2016) - Recife-PE, Serafini (2017) - Recife-PE, Souza (2018) - Goiana-PE, Souza Neto *et al.* (2022) - Goiana-PE e a presente pesquisa (2025) - Muribeca-PE. Após a coleta dos dados, estes foram dispostos graficamente considerando a relação entre os índices C_c e C_s, conforme apresentado na Figura 46.

Os resultados da Figura 46 evidenciam que, em geral, os valores de C_s para amostras da RMR se concentram, predominantemente, na faixa de 0,01 a 0,30. Avaliando de forma comparativa os resultados da presente pesquisa para o C_s com os dados reportados na literatura para RMR, observa-se que os dados obtidos estão dentro da faixa observada.

Quanto ao parâmetro C_c , foi observada uma maior dispersão dos dados reportados na literatura para a RMR, com uma concentração de valores na faixa de 0,02 a 1,2. Comparando os resultados obtidos das amostras de solos moles coletadas na área do aterro sobre solos moles com os dados da literatura da RMR, observa-se uma dispersão dos valores obtidos. Destaca-se que esse parâmetro possui importante influência no comportamento deformacional do material, impactando, principalmente, nos resultados de recalque.

De forma a estabelecer uma análise de sensibilidade maior dos parâmetros C_c e C_s , foram elaborados gráficos com as funções densidade de probabilidade (FDP) das variáveis e um gráfico contemplando a variação desses índices em relação ao e_0 , a fim de obter um entendimento sobre as correlações das variáveis e estabelecer expressões matemáticas correlacionais das variáveis abordadas. Estas análises são apresentadas na Figura 47.

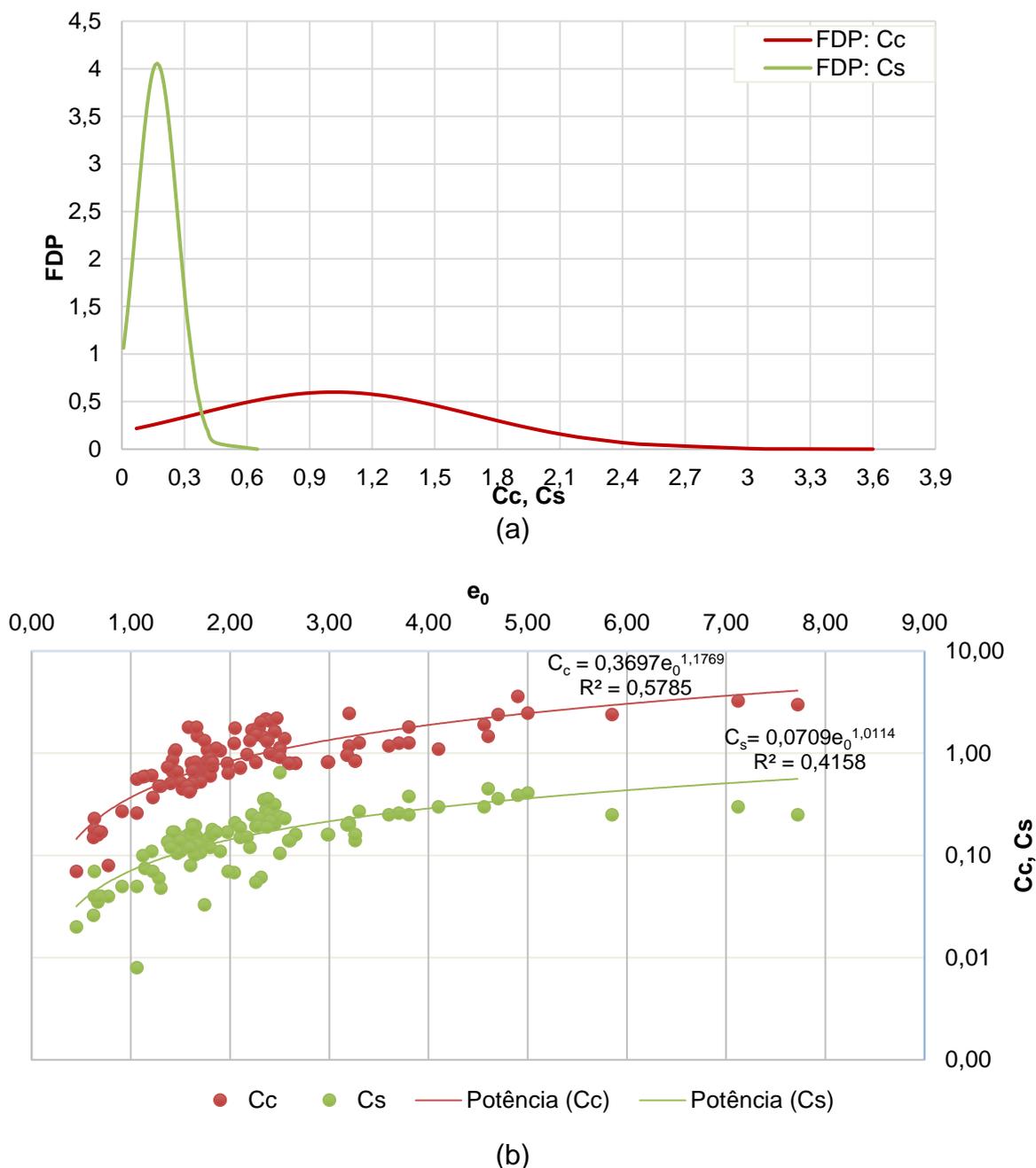


Figura 47: Análise C_c e C_s obtidos com os parâmetros reportados na literatura para argilas moles da RMR: (a) Função de densidade de probabilidade; e (b): Correlação da variação do e_0 x C_s, C_c .

Fonte: Autor, 2025.

A partir dos resultados das funções densidade de probabilidade, apresentados na Figura 47a, observa-se uma maior dispersão dos parâmetros C_c , visto pelo achatamento da FDP desse parâmetro. Além disso, observa-se uma concentração de valores na faixa entre 0,9 e 1,2. No que concerne ao gráfico da FDP do parâmetro C_s , observa-se uma baixa dispersão desse parâmetro, visto uma maior concentração dos valores na média central, centralizada no valor 0,17.

Quanto aos resultados apresentados na Figura 47b, referente a análise do e_0 e os parâmetros C_c e C_s , foi possível constatar que os valores de C_c e C_s , na maioria das amostras da RMR, estão concentrados no intervalo de e_0 entre 0,5 e 2,5. Além disso, observa-se que o C_s não apresenta grandes variações com o aumento do e_0 , diferentemente do C_c que apresenta um aumento gradual ao aumento do e_0 .

Foram ainda obtidas equações de correlação potenciais, estas equações apresentaram valores de R^2 de 0,5785 para C_c e 0,4158 para o C_s e esses resultados indicam estatisticamente um grau de correlação média entre as variáveis. Desta forma, conjectura-se que tais equações podem ser empregadas como ferramentas auxiliares para estimar os índices C_c e C_s com base no índice de vazios inicial de argilas moles da RMR. Sendo essas correlações alternativas orientativas aos cenários onde não se é possível a realização dos ensaios de adensamento.

De maneira adicional foi realizada uma Análise de Componentes Principais (PCA) para os dados dos índices de vazios, compressão e expansão coletados. De acordo com Panero (2007), a análise PCA é um importante método matemático usado para maximizar as informações que podem ser extraídas de um conjunto de dados, e, assim, reduzir o número de variáveis da matriz original dos dados envolvidos na análise. Na Figura 48 é apresentado o resultado da análise PCA para os parâmetros de adensamento da RMR.

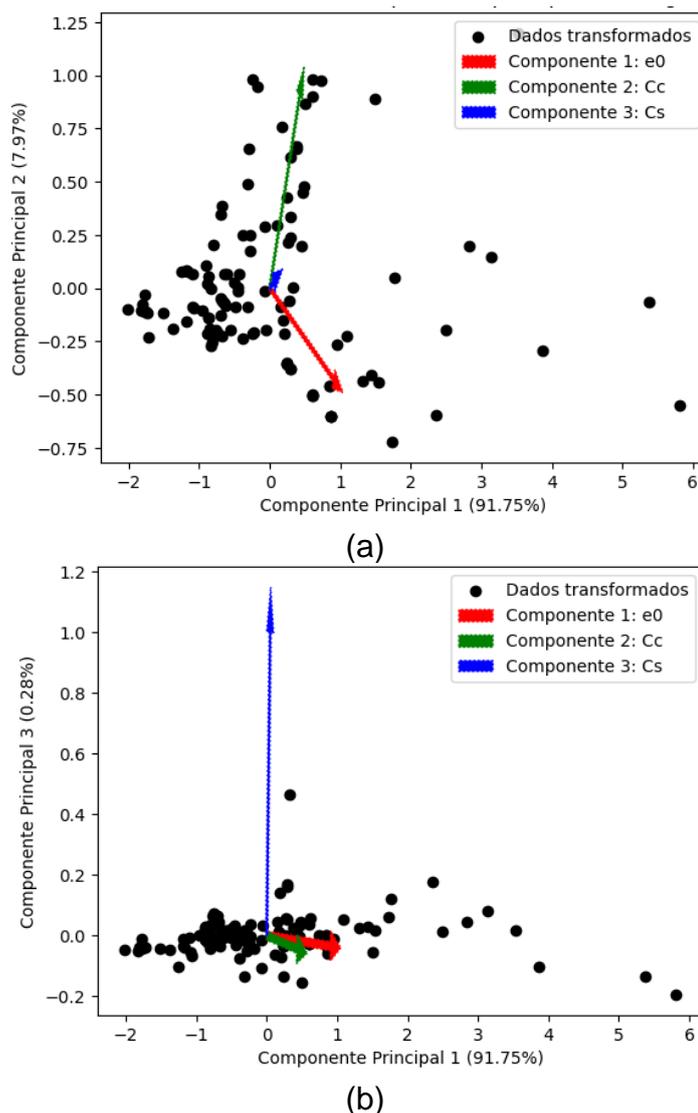


Figura 48: Análise PCA dos parâmetros do e_0 , C_c e C_s (a) Componente 1 versus Componente 2; e (a) Componente 1 versus Componente 3.

Fonte: Autor, 2025.

Nesse caso específico, foi aplicada a análise PCA em um conjunto de dados que possui três parâmetros (e_0 , C_c e C_s), a partir do banco de dados levantados para a RMR. A variância explicada por cada componente principal apresenta o quanto cada componente captura da variabilidade total dos dados. O objetivo de montar os gráficos biplots é reduzir a dimensionalidade das variáveis e compreender quais delas conseguem capturar o máximo de informações.

No gráfico gerado da PCA, os pontos representam as observações transformadas nos dois primeiros componentes principais. Isso significa que cada ponto no gráfico representa uma observação do seu conjunto de dados original, mas agora

representada em um espaço de dimensão menor, definido pelos dois primeiros componentes principais.

As setas no gráfico representam os vetores de carga dos três parâmetros originais em relação aos dois primeiros componentes principais. A direção e o comprimento das setas mostram como cada parâmetro contribui para a variação ao longo desses dois componentes.

Analisando os resultados da PCA verifica-se que a Componente 1 explica 91,75% da variância total dos dados, a Componente 2 explica 7,92%, e a Componente 3 explica apenas 0,28%. A Componente 1 é a direção no espaço dos dados onde ocorre a maior variabilidade destes, o que significa que a maioria das informações contidas nos dados originais é capturada por essa única direção. Os atributos que contribuem para a Componente 1 têm uma alta correlação entre si e têm uma grande variabilidade em seus valores. A relação entre os parâmetros que contribuem para a Componente 1 é a mais influente na estrutura dos dados, e qualquer mudança nesses parâmetros afetará fortemente a posição dos pontos nos eixos principais.

A Componente 2, captura a variabilidade restante nos dados que não é explicada pela Componente 1. Os atributos que contribuem para a Componente 2 têm uma correlação moderada entre si, mas menos forte do que aqueles que contribuem para a Componente 1. A relação entre os parâmetros que influenciam a Componente 2 é importante para entender nuances adicionais nos dados, mas sua contribuição para a variância total é menor em comparação com a Componente 1.

Já a Componente 3, explica uma quantidade muito pequena da variabilidade total nos dados, não explicada pelas componentes 1 e 2. Os atributos que contribuem para a Componente 3 têm uma correlação ainda mais fraca entre si, ou talvez até mesmo sejam independentes um do outro. A relação entre os parâmetros que contribuem para a Componente 3 é menos importante em comparação com as duas primeiras componentes, e sua influência na estrutura geral dos dados é mínima.

De modo geral, os resultados da análise PCA indicam que a maioria das informações contidas nos dados pode ser representada basicamente pela Componente 1, que controla a variabilidade da base de dados aqui estudada. Os atributos ou parâmetros

que contribuem mais para a Componente 1 são os mais relevantes para entender a estrutura dos dados que as Componente 2 e 3.

Ainda com relação aos resultados dos ensaios edométricos, também foram obtidos os coeficientes de adensamento vertical (c_v) *versus* Logaritmo da tensão efetiva das amostras coletadas da área de estudo, conforme resultados apresentados na Figura 49.

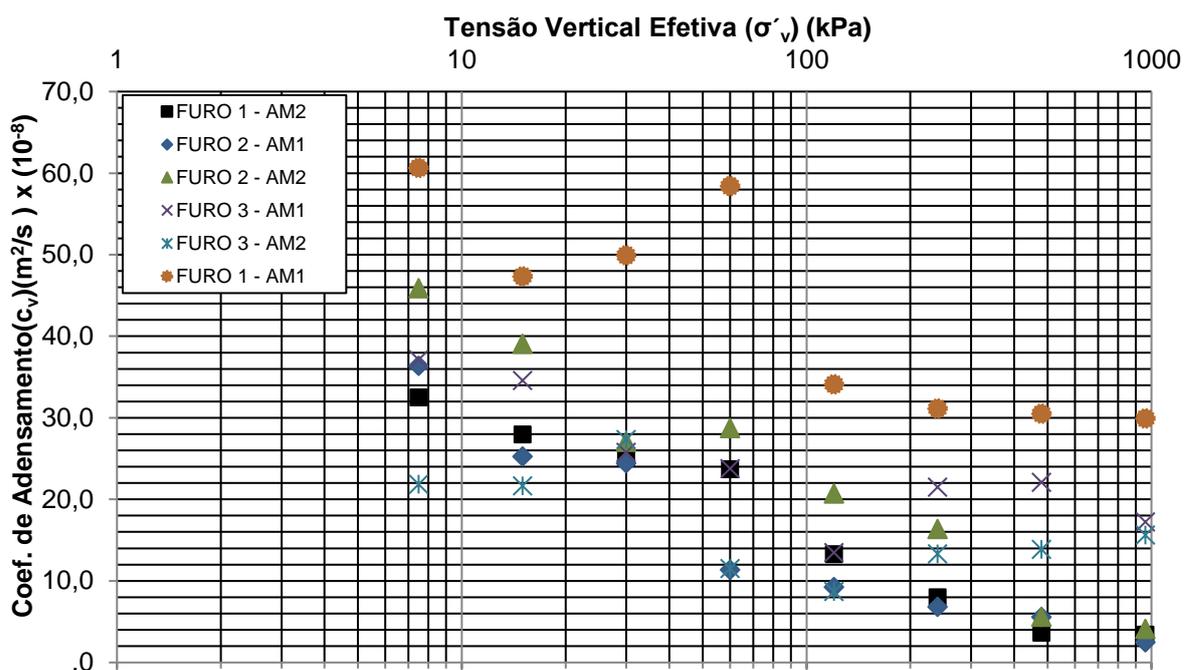


Figura 49: c_v *versus* Logaritmo da σ'_v - Realizados na presente pesquisa.

Fonte: Autor, 2025.

De acordo com Ferreira (1982), os resultados dos c_v estão diretamente ligados aos fatores de amolgamento das amostras, aos níveis de tensão, ao histórico de tensões e à metodologia de ensaio. Ainda de acordo com o autor, os valores de c_v decrescem à medida que a tensão vertical se aproxima da tensão de pré-adensamento da amostra. Além disso, essa variável apresenta-se como alternativa para determinação da permeabilidade do material.

Nesse contexto, observa-se que os resultados apresentados na Figura 49 indicam que todas as amostras ao atingirem níveis de confinamento de 30 kPa, com exceção da amostra AM2 (Furo 3), apresentaram c_v na faixa de valores de 24 a 28 x 10⁻⁸ m²/s. Após o nível de confinamento de 30 kPa, as amostras apresentam comportamentos distintos em relação ao resultado do c_v , apresentando uma posterior estabilização dos seus valores para níveis de tensão vertical superiores a 200 kPa.

De modo a comparar os resultados de c_v obtidos na presente pesquisa com os valores reportados na literatura para a RMR para argilas moles, foi elaborado na Figura 50 um compilado dos resultados desta pesquisa, com dados de Ferreira (1982) - Recife-PE, Oliveira (2002) - Recife-PE, Bello (2004) - Recife-PE, Machado (2012) - Goiana-PE, Serafini (2017) - Recife-PE, Cadete (2016) - Recife-PE e Rocha (2016) - Recife-PE.

Observa-se do comparativo de todas as curvas de c_v de argilas moles da RMR, que para valores de tensão confinante de 20 kPa todas as amostras apresentam valores de c_v entre 1 e $34 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$. Observa-se ainda uma estabilização dos resultados de c_v de todas as amostras para os níveis de tensão superiores a 200 kPa, demonstrando uma convergência de comportamento do coeficiente de adensamento primário das argilas moles da RMR.

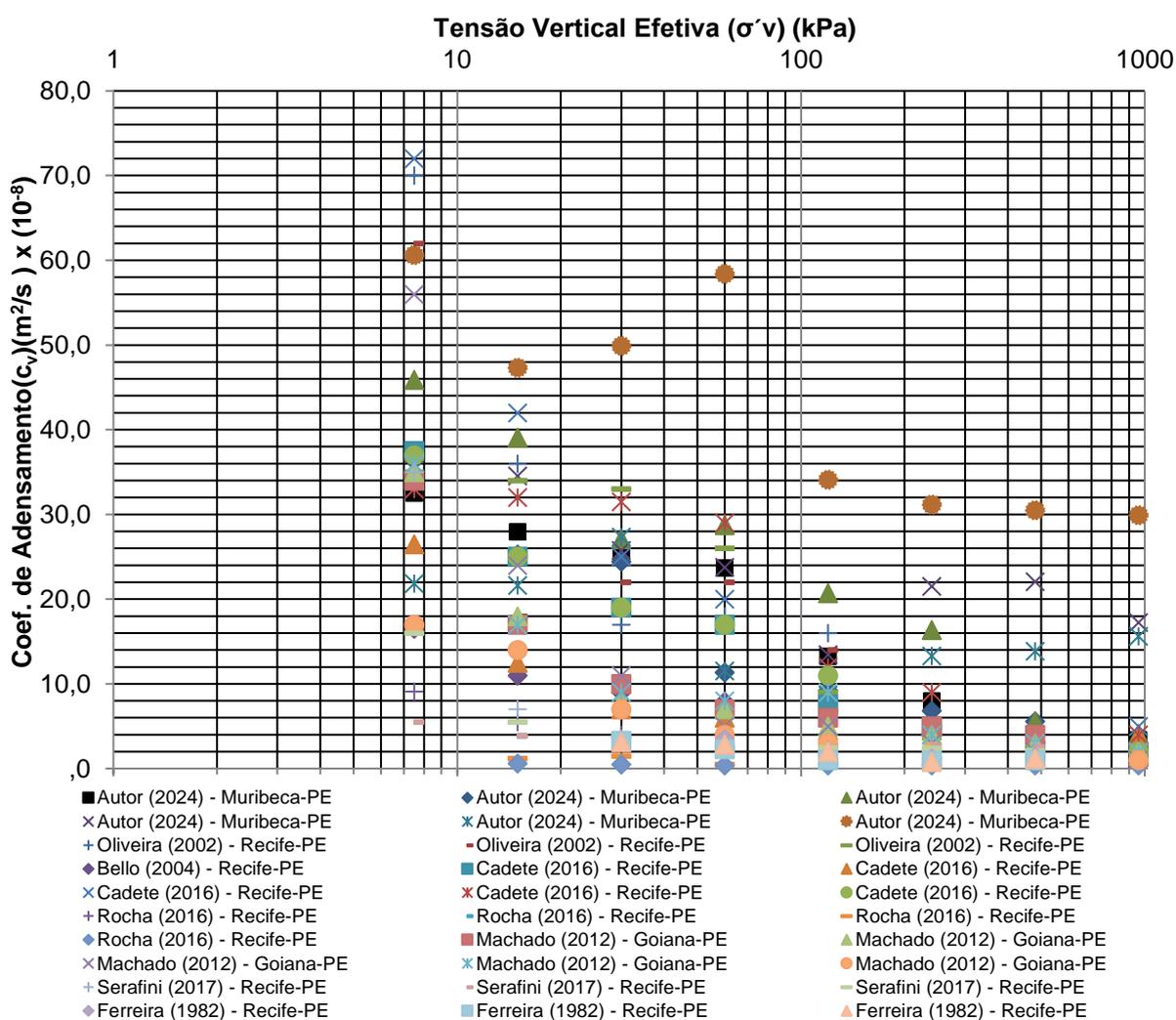


Figura 50: c_v versus Logaritmo da σ'_v - Comparativo com os resultados reportados na literatura para argilas moles da RMR.

Fonte: Autor, 2025.

3.3.4 Avaliação da resistência ao cisalhamento

Nos itens seguintes são apresentados os resultados dos ensaios de compressão triaxial UIU e CID realizados nas amostras indeformadas coletadas da área da fundação do aterro executado sobre solos moles. Os parâmetros e as informações obtidas nesses ensaios serão utilizados, posteriormente, nas análises de estabilidade, recalques e processo de aberturas de microfissuras do aterro.

3.3.4.1 Ensaio Triaxial UIU

O ensaio triaxial UIU foi executado em quatro amostras coletadas da área de estudo. Este ensaio foi executado sem a consolidação e drenagem da amostra ao longo de todo ensaio, com objetivo de obter os parâmetros de resistência não drenada dos materiais.

Na Figura 51, são apresentados os resultados dos ensaios triaxial UIU para a amostra AM1 (Furo 1), contemplando os gráficos de tensão desviadora *versus* deformação específica axial e o gráfico da tensão normal *versus* tensão cisalhante.

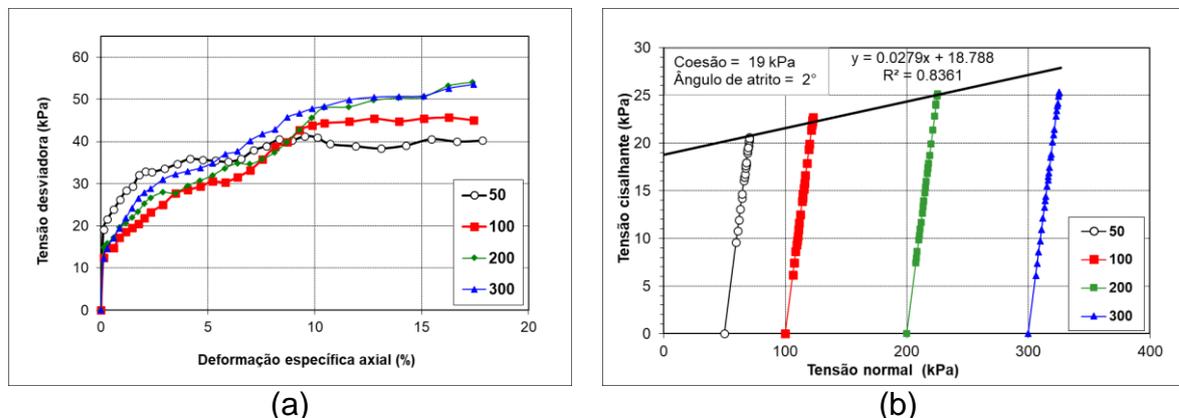


Figura 51: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 2 – AM 1: (a) Tensão desviadora *versus* deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante *versus* tensão normal.

Fonte: Autor, 2025.

Com relação ao comportamento da tensão desviadora por deformação axial (Figura 51a) observado nos ensaios da amostra AM1 (Furo 1), nota-se um comportamento de um material plástico com patamar de escoamento bem definido para os quatro níveis de tensões confinantes.

Com os valores das máximas tensões cisalhantes e suas correspondentes tensões normais para os quatro níveis de tensão ensaiados (Figura 51a), foi possível construir

a envoltória de resistência para a amostra AM1 (Furo 1), cujo resultado é apresentado na Figura 51b.

A envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 51b), foi ajustada com um coeficiente $R^2 = 0,8361$. Isso sugere que o ajuste linear é de boa qualidade em relação ao comportamento dos pontos. Segundo Pinheiro *et al.* (2013), valores de R^2 nessa ordem indicam um ajuste ótimo. A partir da envoltória, foram obtidos os parâmetros de coesão não drenada (c_u) de 19 kPa e ângulo de atrito (ϕ) de 2° .

Seguindo com os resultados dos ensaios triaxiais UIU, na Figura 52 são apresentados os resultados para a amostra AM2 (Furo 2).

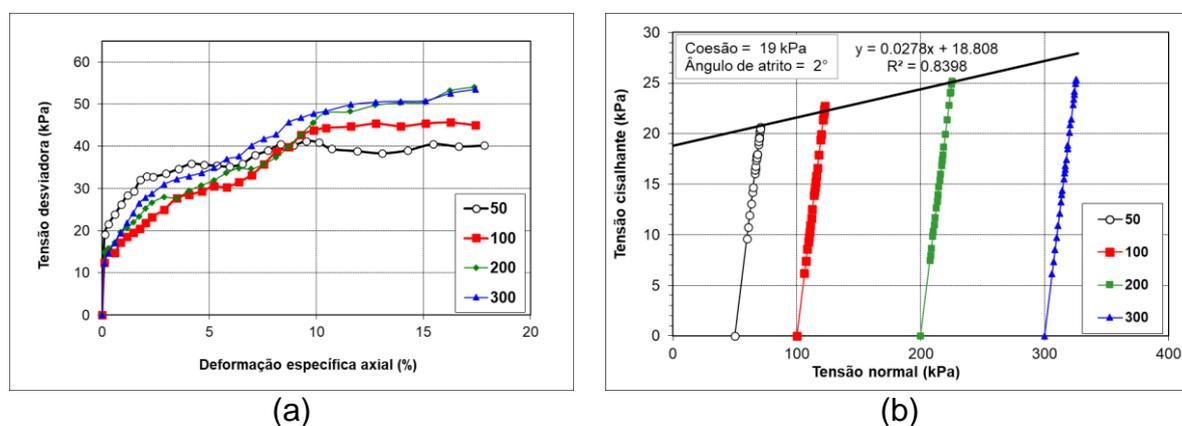


Figura 52: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 2 – AM2: (a) Tensão desviadora *versus* deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante *versus* tensão normal.

Fonte: Autor, 2025.

Com relação ao comportamento da tensão desviadora em função da deformação axial (Figura 52a) observado nos ensaios da amostra AM2 (Furo 2), a qual apresenta comportamento similar ao da amostra AM1 (Furo 1), caracterizada como um material plástico.

Quanto à envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 52b), foi ajustada com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,8398$, isso sugere que o ajuste linear é de boa qualidade. A partir da envoltória, foram obtidos os parâmetros de coesão não drenada (c_u) de 19 kPa e ângulo de atrito (ϕ) de 2° , resultado similar ao da amostra AM1 (Furo 1).

Com relação aos resultados do ensaio triaxial UIU da amostra AM1 (Furo 3), estes são apresentados na Figura 53.

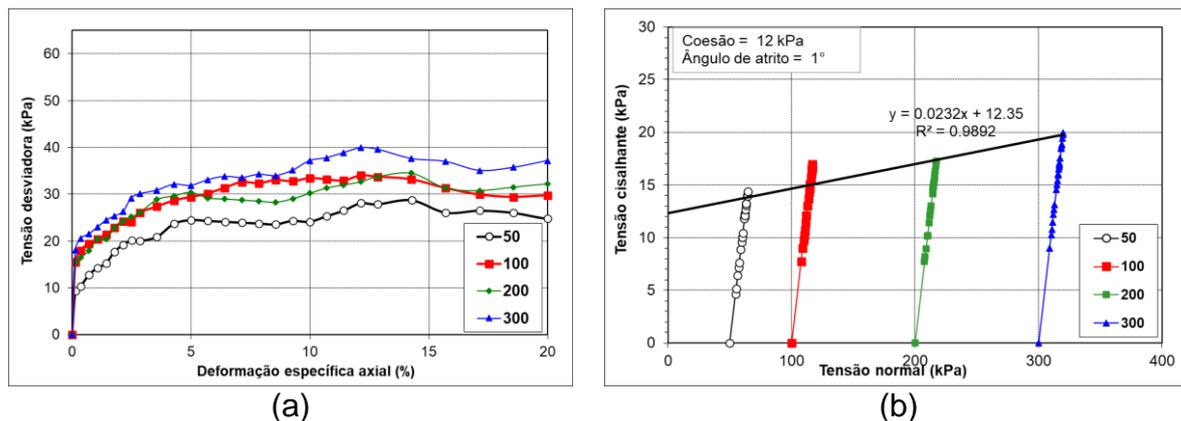


Figura 53: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 3 – AM1: (a) Tensão desviadora *versus* deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante *versus* tensão normal.

Fonte: Autor, 2025.

Com relação ao comportamento da tensão desviadora *versus* deformação axial (Figura 53a), os ensaios da amostra AM1 (Furo 3) apresentam um comportamento comum à de um material plástico, similar as amostras AM1(Furo 1) e AM2 (Furo 2). Essa amostra apresentou tensões desviadoras de escoamento a deformações axiais próximas de 5%.

Já a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 53b) da AM1 (Furo 3) foi ajustada com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,9892$, isso sugere que o ajuste linear é de boa qualidade. A partir da envoltória, foram obtidos os parâmetros de coesão não drenada (c_u) de 12 kPa e ângulo de atrito (ϕ) de 1°.

Por último, são apresentados, Figura 54, aos resultados do ensaio triaxial UIU da amostra AM2 (Furo 3).

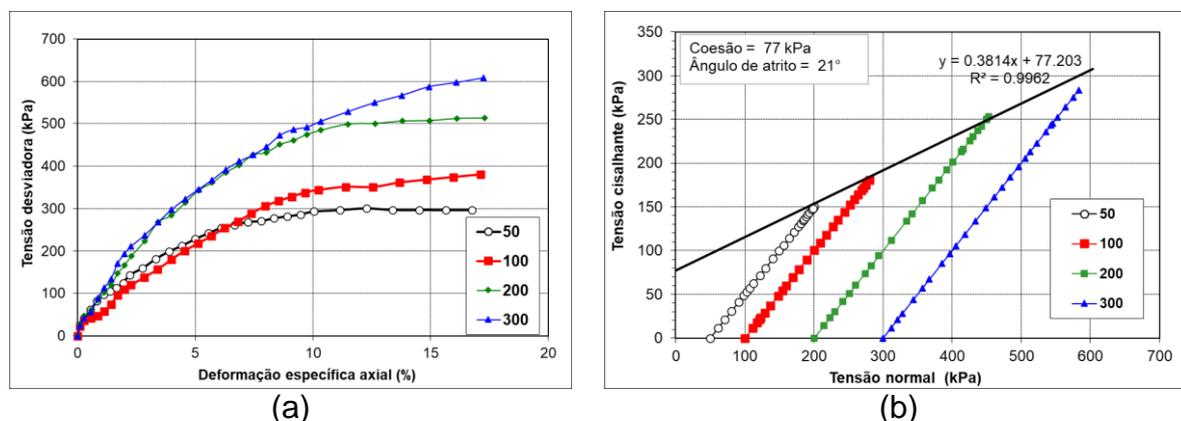


Figura 54: Resultado dos ensaios triaxiais UIU – Furo 3 – AM2: (a) Tensão desviadora *versus* deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante *versus* tensão normal.

Fonte: Autor, 2025.

Com relação ao comportamento da tensão desviadora versus deformação axial (Figura 54a) observado nos ensaios da amostra AM2 (Furo 3), para os níveis de tensão de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, as amostras apontam um comportamento de material plástico com patamar de escoamento a partir da deformação axial de 10%.

Já para o nível de tensão confinante de 300 kPa, a amostra não apresenta um patamar claro de escoamento, pois as deformações axiais se mantem crescente à medida que aumenta a tensão desviadora; tal comportamento é similar ao de solos com a presença de materiais cimentantes, os quais apresentam um comportamento de ganho de resistência à medida que se aumenta a tensão na amostra.

Fechando a análise dessa amostra, observa-se que a sua envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 53b), foi ajustada com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,99962$ e apresentou parâmetros de coesão não drenada (c_u) de 77 kPa e ângulo de atrito (ϕ) de 21° , valores bem superiores quando comparados com as outras amostras.

Na Tabela 11 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais UIU obtidos na presente pesquisa.

Tabela 11: Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais UIU.

Amostra/Profundidade (m)	Classificação tato-visual	σ_n (kPa)	W_i (%)	γ_h (kN/m ³)	C_u (kPa)	ϕ (°)
Furo 2 - AM 1 (6,0 – 7,0)	Argila orgânica	50	80,0	14,0	19	2
		100	80,0	13,7		
		200	80,0	14,0		
		300	80,0	13,6		
Furo 2 - AM2 (9,0 – 10,0)	Argila orgânica	50	21,4	21,0	19	2
		100	21,4	21,2		
		200	21,4	21,2		
		300	21,4	21,3		
Furo 3 - AM1 (7,0 – 8,0)	Argila orgânica	50	54,0	18,2	12	1
		100	54,0	18,2		
		200	54,0	18,3		
		300	54,0	18,2		
Furo 3 - AM2 (10,0 – 11,0)	Silte argiloso (branco)	50	16,0	21,2	77	21
		100	16,0	21,2		
		200	16,0	21,3		
		300	16,0	21,2		

σ_n = tensão normal;

γ_h (kN/m³) = peso específico aparente úmido;

ϕ = ângulo de atrito interno;

W_i (%) = umidade inicial de moldagem;

c_u = coesão/resistência não drenada.

Fonte: Autor, 2025.

De modo geral, observa-se que os resultados dos triaxiais UIU para as amostras de argilas orgânicas apresentaram valores de coesão não drenada (C_u) variando entre

12 e 19 kPa, enquanto os valores de ângulo de atrito (ϕ) variaram entre 1 e 2°. Por outro lado, a amostra classificada como silte argiloso (branco) revelou uma resistência não drenada superior aos resultados das argilas orgânicas, com $C_u = 77$ kPa e $\phi = 21^\circ$. Já o grau de saturação das amostras ensaiadas apresentou variação para a amostra AM1 (Furo 1) de 80%, para AM2 (Furo 1) de 21.4%, para AM1 (Furo 3) de 54% e para a AM2 (Furo 3) de 16%.

Durante a execução dos ensaios triaxiais UIU, foram observados valores não nulos de ângulo de atrito em algumas amostras de argila mole, o que pode ser atribuído a fatores que comprometem a homogeneidade e a representatividade das amostras. Dentre os principais fatores identificados, destaca-se a possível presença de bolhas de ar ou entrada de ar na amostra durante a moldagem ou o transporte, o que pode alterar a estrutura do solo e afetar os resultados do ensaio (Ladd & Foott, 1974; Leroueil & Hight, 2003).

Outro fator relevante é a variabilidade granulométrica entre as amostras, incluindo a presença de detritos orgânicos ou materiais estranhos, como pequenos fragmentos de madeira, que foram identificados visualmente em algumas amostras coletadas. Esses materiais podem induzir resistência aparente ao cisalhamento, mesmo sob condições não drenadas, gerando atrito residual em um comportamento que, idealmente, deveria ser puramente coesivo (Mesri & Olson, 1971; Viana da Fonseca *et al.*, 2009).

Com o intuito de comparar os parâmetros de resistência não drenada obtidos a partir dos ensaios triaxiais UIU em argilas moles e/ou orgânicas com os reportados na literatura para a RMR, foi elaborado um gráfico com os dados apresentados por: Bello (2004) - Recife-PE; Machado (2012) - Goiana-PE; Cadete (2016) - Recife-PE; Souza Neto *et al.* (2022) - Goiana-PE; Souza (2018) - Goiana-PE. Essa compilação de resultados é apresentada na Figura 55.

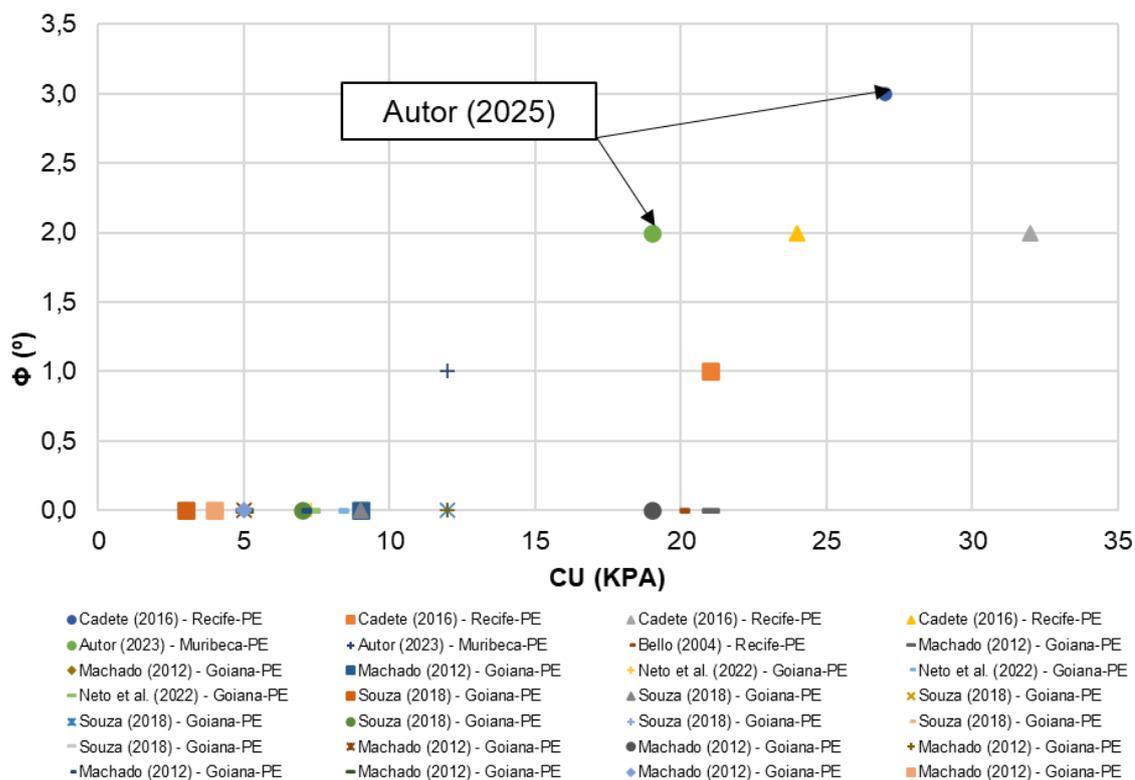


Figura 55: Análise comparativa dos resultados reportados na literatura para argilas moles da RMR - coesão não drenada (c_u) com ângulo de atrito (ϕ) obtidos por ensaios triaxiais não drenados (UIU).

Fonte: Autor, 2025.

Os dados apresentados na Figura 55 apontam que os valores de coesão não drenada para amostras de argilas moles ensaiadas em triaxiais UIU da RMR variam entre 3 e 32 kPa. Já o ângulo de atrito varia entre 0 e 3°. Além disso, observa-se que para valores de c_u acima de 20 kPa normalmente têm-se a presença de uma maior parcela de contribuição de atrito na resistência do material.

Esses mesmos dados apresentados na Figura 55 foram relacionados com os dados dos IP das amostras, afim de estabelecer um melhor entendimento da sensibilidade desses parâmetros, esse agrupamento de dados é apresentado na Figura 56.

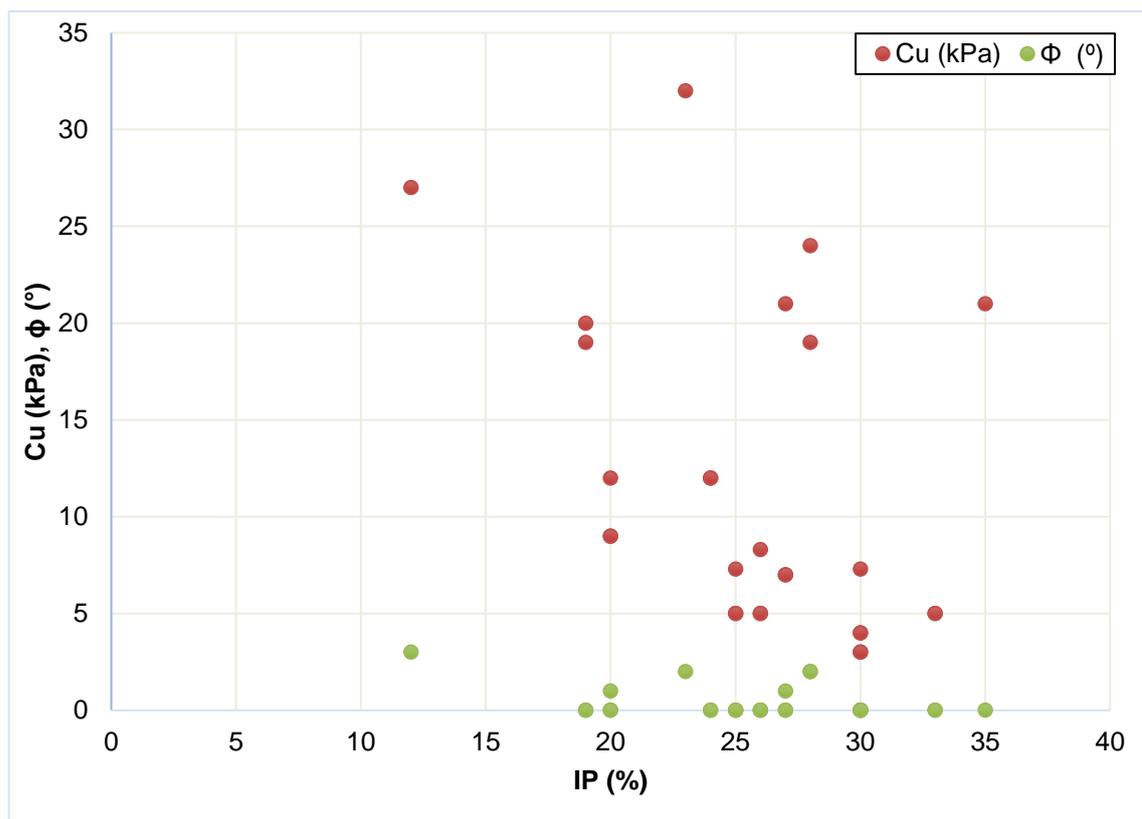


Figura 56: Análise de sensibilidade comparação dos resultados reportados na literatura para argilas moles da RMR - Variação do IP versus c_u e ϕ com base em ensaios UIU.

Fonte: Autor, 2025.

Através dos dados compilados e apresentados na Figura 56 observa-se que para as amostras com valores de IP inferiores a 40%, o ϕ das amostras apresenta valores na faixa de 0 a 3°. Quanto ao comportamento verificado entre os parâmetros IP e c_u , observa-se uma maior dispersão entre as variáveis, não sendo possível identificar algum comportamento típico entre as variáveis.

3.3.4.1 Ensaio Triaxial CID

Quanto aos ensaios triaxial CID, que foram executados com o adensamento da amostra ao longo de todo ensaio, com objetivo de obter os parâmetros de resistência drenados dos materiais, foram então executados ensaios do tipo CID em duas das amostras coletadas, Furo 1 (AM1) e (AM2).

Na Figura 57 são apresentados os resultados dos ensaios triaxial CID para a amostra AM1 (Furo 1), contemplando os gráficos de deformação axial versus tensão cisalhante e o gráfico da tensão normal versus tensão cisalhante.

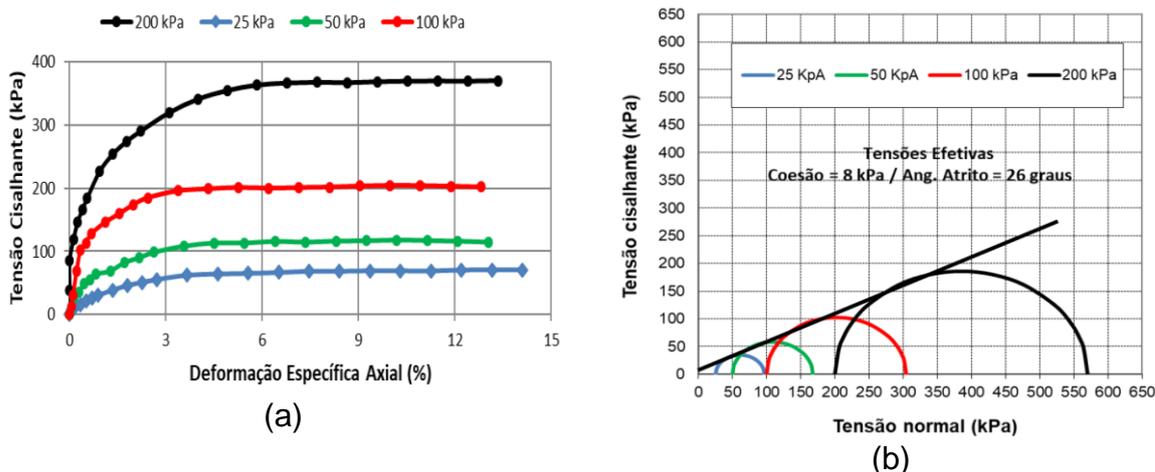


Figura 57: Resultado dos ensaios triaxial CID – Furo 1 – AM1: (a) Tensão cisalhante *versus* deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante *versus* tensão normal.

Fonte: Autor, 2025.

Com relação ao comportamento da tensão cisalhante *versus* deformação axial (Figura 57a) observado nos ensaios da amostra AM1 (Furo 1), a qual apresenta comportamento típico de um material plástico, com tensão cisalhante apresentando um patamar de escoamento para deformações axiais próximas de 3% para tensões confinantes de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, e deformações próximas de 6% para a tensão confinante de 200 kPa. Além disso, foram obtidos os parâmetros de coesão efetiva (c') de 8 kPa e ângulo de atrito efetivo (ϕ') de 26°, a partir da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (Figura 57b).

A seguir são apresentados na Figura 58 os resultados do ensaio triaxial CID da amostra AM2 (Furo 1).

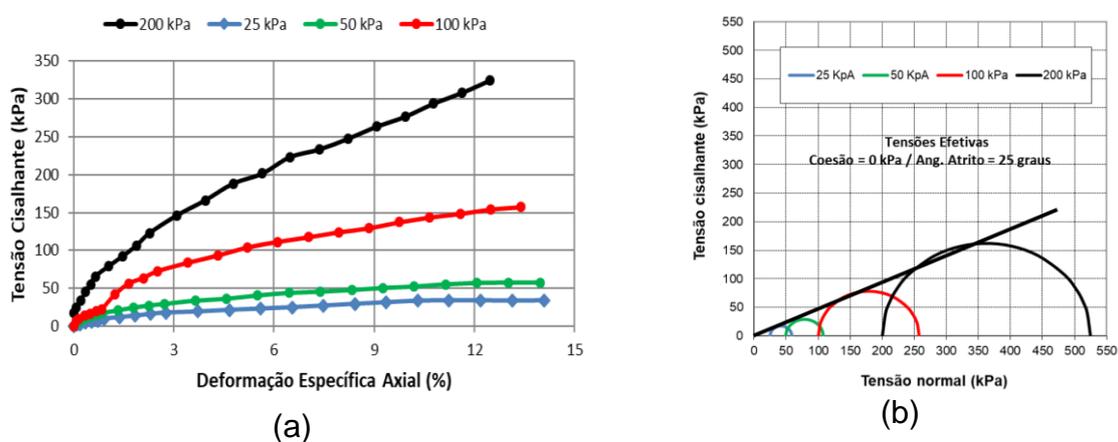


Figura 58: Resultado dos ensaios triaxial CID – Furo 1 – AM2: (a) Tensão cisalhante *versus* deformação axial; e (b) Envoltória de tensão cisalhante *versus* tensão normal.

Fonte: Autor, 2025.

Com relação ao comportamento da tensão cisalhante versus deformação axial (Figura 58a) observado nos ensaios da amostra AM2 (Furo 1), para os níveis de tensão de 25 kPa e 50 kPa, as amostras apontam um comportamento de material plástico com patamar de escoamento a partir da deformação axial de 6%.

Já para os níveis de tensão confinante de 100 kPa e 200 kPa, a amostra não apresenta um patamar claro de escoamento, pois a tensão cisalhante continua aumentando à medida que aplica a deformação axial, o chamado comportamento hardening do material. Para os parâmetros da envoltória de Mohr-Coulomb, foram obtidos valores de coesão efetiva (c') de 0 kPa e ângulo de atrito (ϕ') de 25°.

Na Tabela 12 é apresentado um resumo dos resultados dos ensaios triaxiais CID obtidos na presente pesquisa.

Tabela 12: Resumo dos resultados dos ensaios triaxiais CID.

Amostra/Prof. (m)	Classificação tato-visual	σ_n (kPa)	W_i (%)	γ_h (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Furo 1 - AM 1 (7,0 – 8,0)	Argila orgânica	25	110,1	14,0	8	26
	cor escura	50	117,7	13,9		
		100	117,5	14,9		
		200	113,3	14,0		
Furo 1 – AM2 (10,0 – 11,0)	Argila orgânica	25	582,8	12,8	0	25
	cor preta, com	50	587,9	12,9		
	madeira	100	564,6	12,9		
	decomposta (turfa)	200	604,7	12,9		

σ_n = tensão normal;

γ_h (kN/m³) = peso específico aparente úmido;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo;

W_i (%) = umidade inicial de moldagem;

c' = coesão efetiva.

Fonte: Autor, 2025.

Observa-se que as amostras ensaiadas apresentaram graus de saturação muito distintos. A amostra AM1 (Furo 1) apresentou umidade de 115%, enquanto a amostra AM2 (Furo 1) apresentou valor médio de 585%.

Em relação aos parâmetros de resistência, os ângulos de atrito das duas amostras, apesar de serem provenientes de profundidades diferentes, apresentaram valores praticamente idênticos, de 25 e 26°. Já para a coesão, houve diferença nos valores obtidos. A amostra AM1 (Furo 1) apresentou uma coesão de 8 kPa, enquanto a AM2 (Furo 1) apresentou uma coesão de 0 kPa.

3.3.5 Análise conjunta dos parâmetros

Na Figura 59 é apresentado um resumo dos resultados obtidos da área de estudo, contemplando informações do N_{SPT} , granulometria, e_0 , C_c , C_s , c_u ao longo da profundidade.

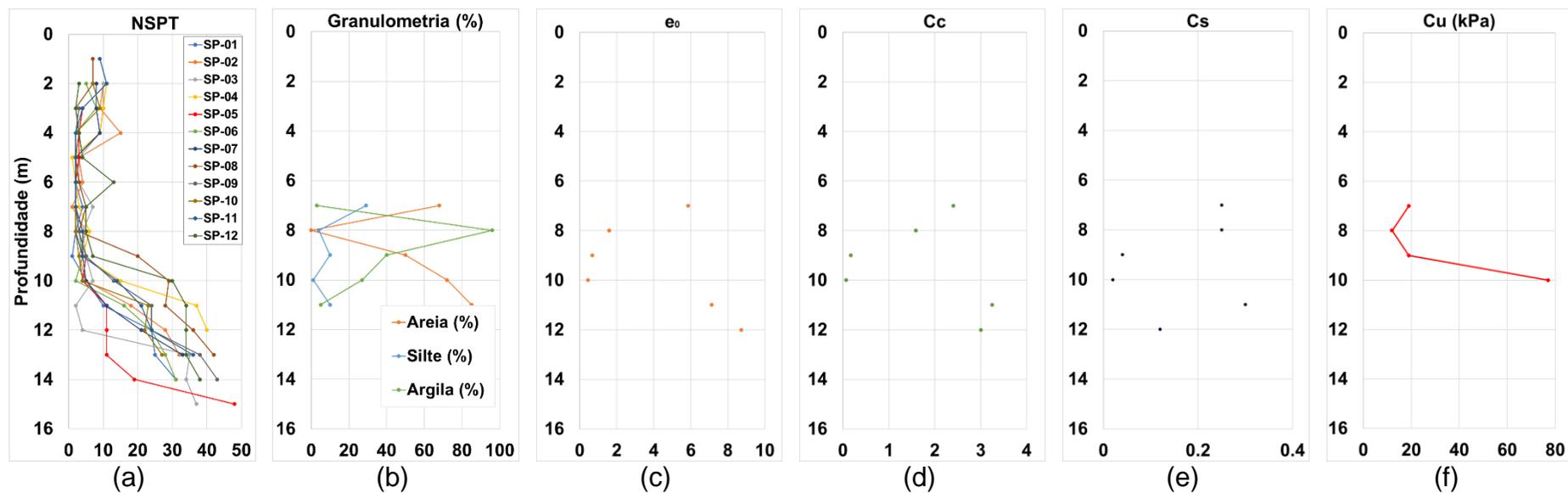


Figura 59: Resumo dos resultados das investigações: (a) NSPT; (b) Granulometria; (c) e_0 ; (d) C_c ; (e) C_s ; e (f) c_u .

Fonte: Autor, 2025.

4 Análises numéricas do aterro

Neste capítulo são apresentadas as ponderações, metodologias e resultados das análises numéricas da estabilidade, recalques, poropressões e da influência das fissuras de tração da área de estudo.

4.1 Metodologia das análises numéricas

Na Figura 60 é apresentado o fluxograma com todo sequenciamento das etapas das simulações numéricas da área de estudo da presente pesquisa.

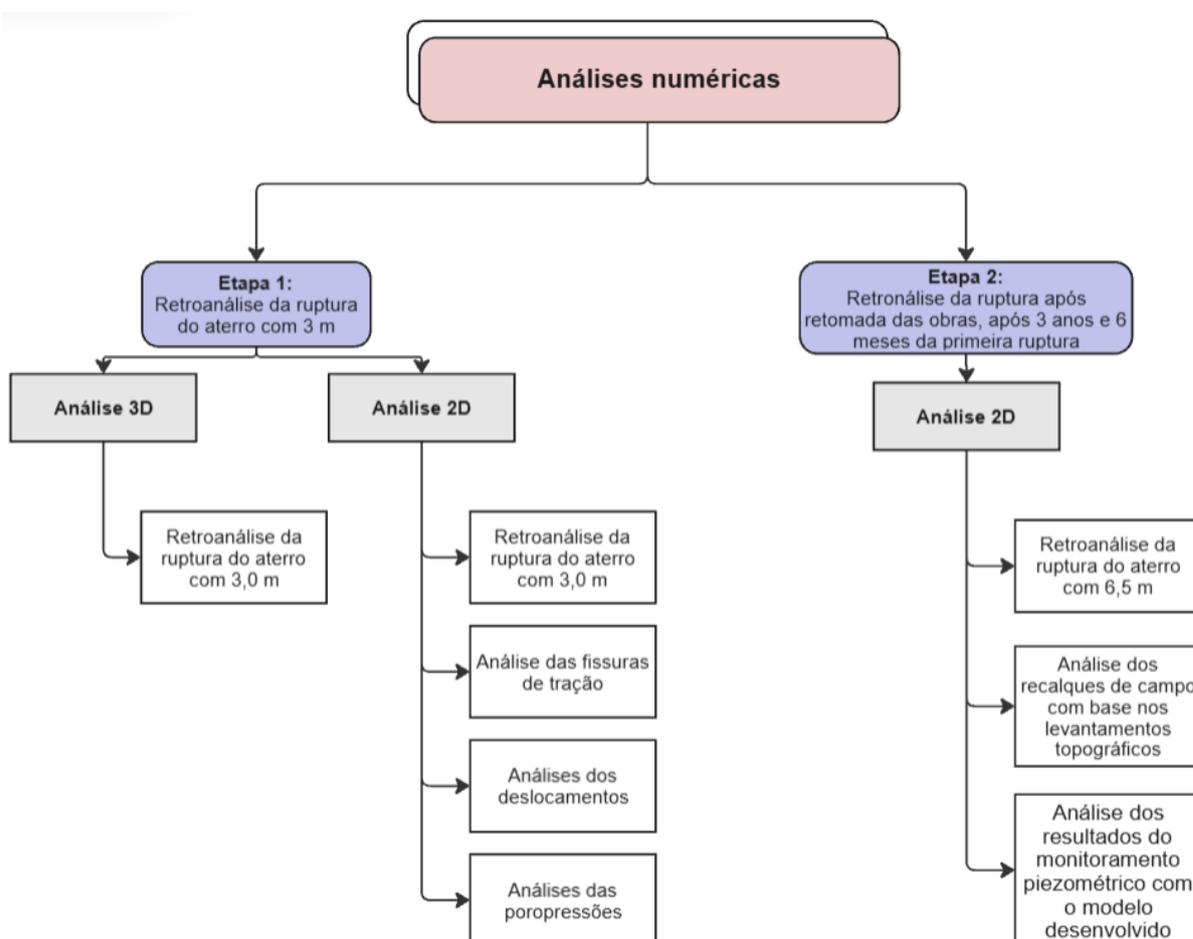


Figura 60: Fluxograma das etapas de análises numéricas.

Fonte: Autor, 2025.

Na Etapa 1 foi realizada a retroanálise de um aterro que sofreu ruptura ao atingir 3 m de altura e geometria de 3H:2V. As camadas compactadas tinham espessura de 25 cm, e a base foi revestida com colchão de pedra rachão de 1 m de espessura.

O estudo propôs uma metodologia integrada para retroanálise de estabilidade de aterros sobre solos moles, com o objetivo de aprimorar as metodologias existentes. A metodologia segue etapas sequenciais:

1. Determinação da geometria da área de estudo: Usando dados prévios à ruptura, como seções críticas 2D ou modelos 3D.
2. Determinação do modelo geotécnico: Com base em sondagens, ensaios de campo, mapeamentos geológicos e geomecânicos, podendo ser 2D ou 3D, dependendo das informações locais.
3. Definição dos cenários de estudo: Considerando aspectos locais, métodos construtivos, clima, ocorrência da ruptura, dados instrumentais e imagens pré e pós-ruptura.
4. Determinação dos métodos de cálculo do fator de segurança (FS): E dos parâmetros geotécnicos, obtidos por ensaios de laboratório, campo e correlações estatísticas.
5. As condições de contorno do modelo: Baseado na estrutura, materiais do perfil geotécnico e do escoamento de água superficial e a sua infiltração no solo.
6. Validação dos resultados: A validação é feita por comparação entre os resultados do FS, cunhas de ruptura a partir de imagens de satélite e imagens de campo.

Se os resultados forem validados, o modelo é considerado representativo, Caso contrário, o processo é reavaliado de forma iterativa, ajustando variáveis para representar melhor os resultados de campo. Na Figura 61 é apresentado o fluxograma das etapas da metodologia integrada para retroanálise de aterros sobre solos moles.

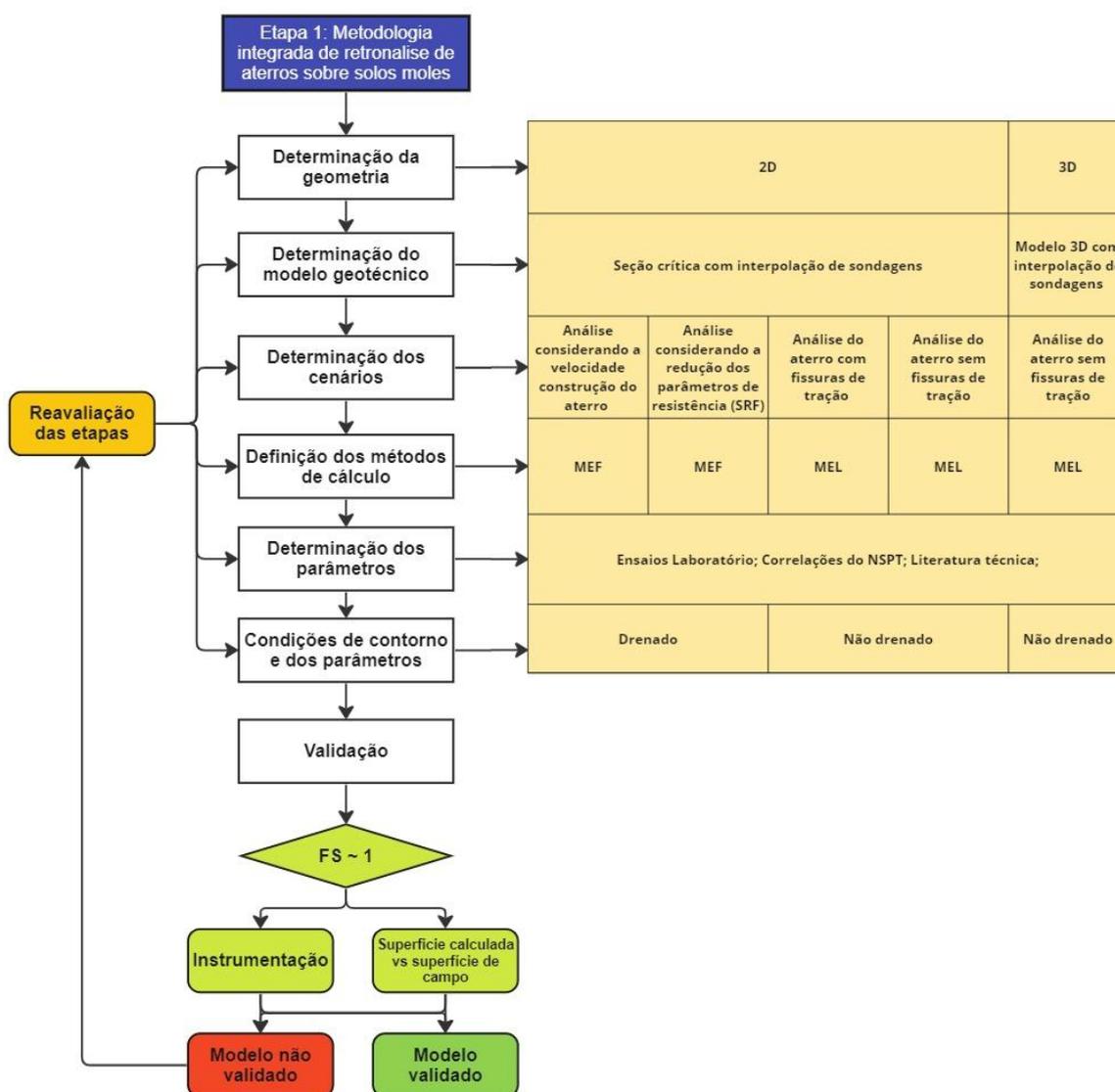


Figura 61: Etapa 1 – Metodologia de retroanálise de aterros sobre solos moles.
Fonte: Autor, 2025.

Na Etapa 2 do processo metodológico, foram realizadas as retroanálises do aterro após o surgimento de novos indícios de deslocamentos excessivos, que resultaram no aparecimento de fissuras de tração. Nesta etapa, foi realizada a retroanálise do Setor 1, que apresentou esses indícios de ruptura, e no Setor 2 foram realizadas análises de recalques, com base nos levantamentos topográficos realizados em diferentes etapas e comparados aos resultados obtidos no modelo numérico por elementos finitos. No Setor 2 também foi feita a análise dos resultados das medições piezométricas de campo, comparando-os com os resultados apresentados no modelo obtido a partir da retroanálise.

4.1.1 Geometria do aterro

A geometria do aterro foi detalhada no item 3.1.4. Na Etapa 1, o aterro apresentava uma espessura de 3,0 m no momento da ruptura, com uma camada de estéril rochoso na base, de 1 m de espessura. Na Etapa 2, o Setor 1 possui uma espessura de aterro de 6,5 m, enquanto o Setor 2 apresenta uma espessura combinada de berma e aterro de 1,0 m, ambos com estéril rochoso na base.

4.1.2 Modelo geotécnico

Com os dados das sondagens apresentados no item 3.3.1, foi então construído o perfil geológico geotécnico para o aterro sobre solos moles, com base na interpolação das sondagens. Na Figura 62 é apresentado o modelo em 3D do aterro.

Destaca-se que foi estabelecido a cota do nível do terreno como plana para os modelos, devido a dificuldades com a implementação da topografia do local, não havendo impacto nas análises, tendo em vista que o terreno possui características de planície, conforme apresentado anteriormente nos dados topográficos.

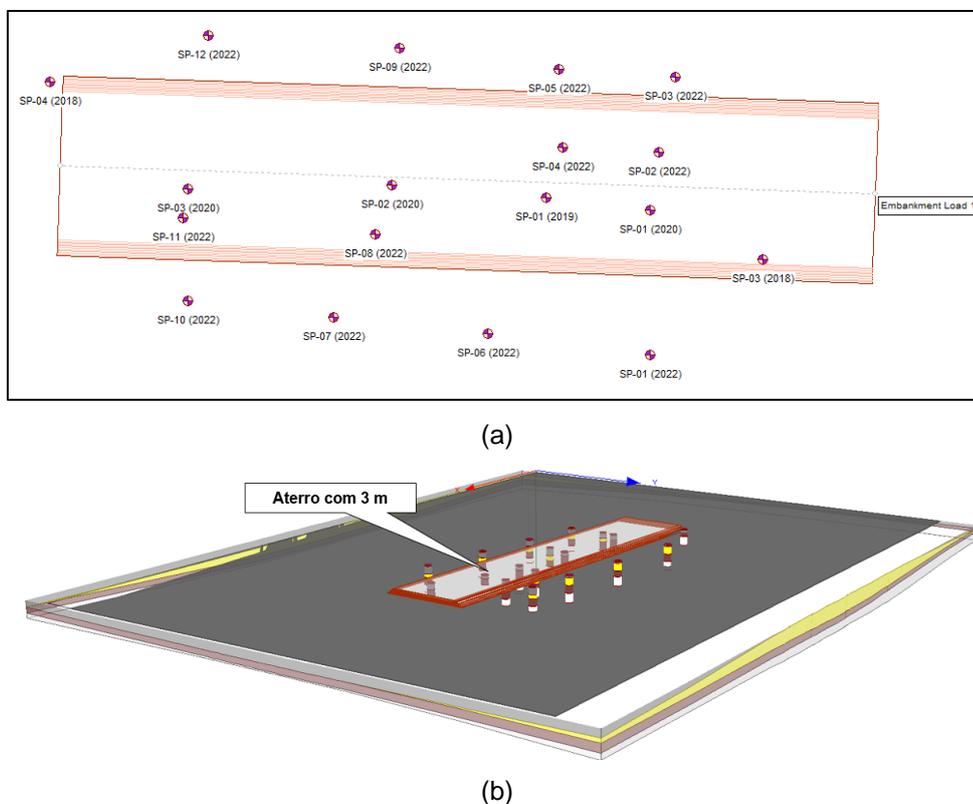


Figura 62: Perspectiva do modelo geológico-geotécnico 3D do aterro com a representação das sondagens: (a) planta; e (b) vista em perspectiva 3D.

Fonte: Autor, 2025.

Para as análises em 2D foi estabelecido um perfil geológico geotécnico típico, tanto para as análises de recalques como de estabilidade. Na Figura 63 são apresentadas as seções típicas para as duas etapas das análises. Destaca-se que devido à sua geometria aproximadamente simétrica, apenas metade do perfil foi representado.

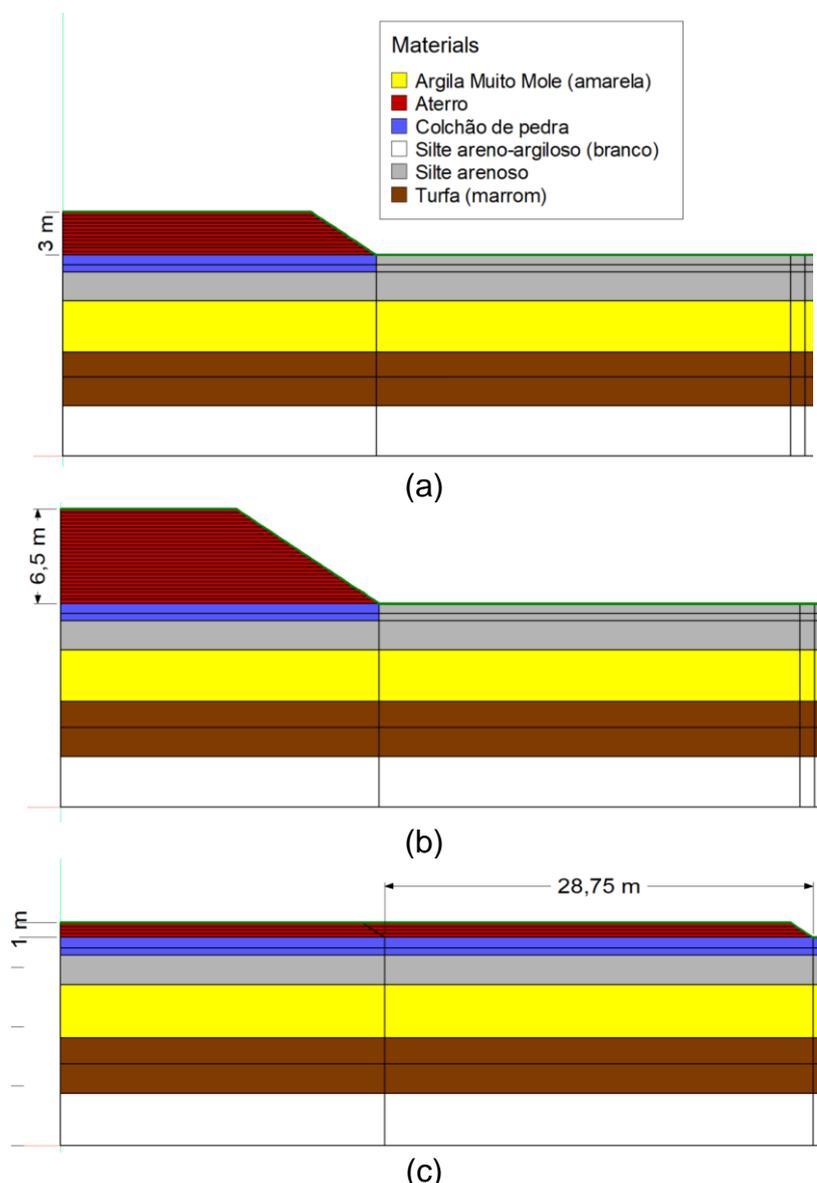


Figura 63: Etapas das análises: (a) Etapa 1: Aterro com 3,0 m; (b) Etapa 2: Setor 1 - Aterro com 6,5 m; e (c) Etapa 2: Setor 2 - Aterro e berma com 1,0 m.

Fonte: Autor, 2025.

4.1.3 Determinação dos cenários

As análises numéricas de estabilidade de taludes, recalques e poropressão para o aterro foram executadas em 2 etapas, as quais são apresentadas de forma resumida na Tabela 13.

Tabela 13: Tempo de execução das camadas.

Etapa	Material executado	Espessura (cm)	Tempo de execução (dias)	Análises realizadas	
				2D	3D
1	Colchão de pedra	100	4	<ul style="list-style-type: none"> • Retroanálise - MEF; • Retroanálise - SRF; • Retroanálise – MEL sem fissuras no aterro; • Retroanálise - MEL com fissuras no aterro; • Análise de recalque primário; • Análise de poropressão; 	<ul style="list-style-type: none"> • Retroanálise - MEL;
		25	1		
	25	1			
	25	1			
	25	1			
	25	1			
	25	2			
	25	1			
	25	3			
	25	1			
	25	3			
	25	1			
2 (Setor 1)	Período pós ruptura	-	868	<ul style="list-style-type: none"> • Retroanálise - MEF; 	
	Aterro	200	213	<ul style="list-style-type: none"> • Retroanálise - SRF; • Retroanálise – MEL sem fissuras no aterro; • Retroanálise - MEL com fissuras no aterro; • Análise de recalque primário; • Análise de poropressão; 	-
		150	31		
2 (Setor 2)	Período pós ruptura	-	1249		
	colchão de pedra das bermas	100	4		
	Remoção do material rompido e regularização com as bermas	- 200 ⁽¹⁾	15		
	período pós regularização	-	65	<ul style="list-style-type: none"> • Análise dos recalques de campo com base nos levantamentos topográficos; • Comparativo das análises dos instrumentos com o modelo; 	
	Aterro	25	2		
		25	6		
		25	4		
		25	4		
		25	4		
		25	4		
		25	4		
		25	4		
25		4			
25		4			
25	4				

⁽¹⁾O aterro estava com espessura de 300 cm e teve seu material redistribuído para as duas bermas, ficando com espessura final de 100 cm o conjunto aterro + bermas.

4.1.4 Definição dos métodos de cálculo

Neste item são indicados os modelos constitutivos e critérios de ruptura adotados para as análises de estabilidade e tensão-deformação.

Os modelos constitutivos utilizados nesta pesquisa foram os de Cam-Clay Modificado para as argilas moles e Mohr Coulomb para os demais materiais. Na Tabela 14 é apresentado um resumo dos modelos constitutivos e critérios de ruptura adotados para cada um dos materiais nas diferentes análises realizadas.

Tabela 14: Modelos constitutivos e critérios de rupturas de análises utilizados.

Material	Análise de estabilidade		Recalque primário	Poropressão
	MEF ¹	MEL ²	MEF/ Modelos analíticos	MEF
Aterro	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb
Colchão de pedra	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb
Silte arenoso	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb
Argila muito mole (amarela)	CamClay Modificado	Mohr–Coulomb	CamClay Modificado	CamClay Modificado
Turfa (marrom)	CamClay Modificado	Mohr–Coulomb	CamClay Modificado	CamClay Modificado
Silte areno-argiloso (branco)	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb	Mohr–Coulomb

⁽¹⁾ Método dos Elementos Finitos; ⁽²⁾ Método do Equilíbrio Limite.

Fonte: Autor, 2025.

As análises de tensão-deformação, *Shear Strength Reduction* (SSR) para determinação do *Strength Reduction Factor* (SRF) e poropressão pelo MEF foram conduzidas utilizando o *software* SIGMA/W da Geostudio. As análises de estabilidade pelo MEL foram realizadas pelo *software* SLOPE/W, também da Geostudio. Também foram realizadas análises de recalque utilizando os Modelos analíticos através do *software* Settle3 da Rocscience.

4.1.5 Parâmetros geotécnicos utilizados

Os parâmetros geotécnicos foram adotados com base nos resultados das investigações campo e laboratório, apresentadas nos itens 3.2.1 e 3.2.2. As informações e parâmetros não obtidos dos ensaios de laboratório foram calculados utilizando correlação ou adotados a partir da literatura técnica.

Os parâmetros geotécnicos utilizados dos demais materiais foram obtidos através de correlações empíricas diretas com os resultados das sondagens SPT, conforme

proposto por Godoy (1972) e posteriormente sistematizado por Coduto (2014). Esses parâmetros foram calibrados e validados com base nos resultados da retroanálise da ruptura ocorrida durante a Etapa 1, quando o aterro atingiu 3,0 m de altura, garantindo maior confiabilidade aos valores utilizados na simulação do comportamento do maciço.

Quanto à permeabilidade dos materiais de fundação — notadamente o silte areno-argiloso, a turfa e a argila muito mole —, os coeficientes foram determinados por meio de métodos indiretos, utilizando os resultados dos ensaios de adensamento unidimensional. Essa abordagem é comum em solos de baixa permeabilidade e elevada compressibilidade, nos quais os ensaios de permeabilidade direta apresentam dificuldades operacionais ou resultados pouco representativos.

Para os materiais utilizados na estrutura do aterro — incluindo o próprio material de aterro compactado, o colchão de pedra e o silte arenoso — os valores de permeabilidade foram estimados com base em dados da literatura técnica, considerando faixas típicas de condutividade hidráulica para materiais com características granulométricas e compactação semelhantes.

Na Tabela 15 é apresentado o resumo dos parâmetros geotécnicos utilizados nas análises numéricas. Destaca-se que estes parâmetros foram consolidados a partir de diversas análises e validações realizadas.

Tabela 15: Parâmetros geotécnicos das análises.

Material	e_0	OCR	γ (kN/m ³)	E (kPa)	λ	κ	ν	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	ksat (m/s)	Cc	Cs
Silte areno-argiloso (branco) ⁽¹⁾	1	-	21,3	30000	-	-	0,3	-	77	21	15	9,60E-09	0,17	0,44
Turfa (marrom) ⁽²⁾	7,12	1	9,6	-	1,41	0,13	0,4	12	-	25	-	7,79E-09	3,25	0,3
Argila muito mole (amarela) ⁽²⁾	8,72	1	9,3	-	1,3	0,11	0,3	12	-	26	-	8,82E-09	3	0,25
Silte arenoso ⁽²⁾	1,5	-	18	5000	-	-	0,3	-	3	15	9	9,93E-05	2,4	0,25
Colchão de pedra ⁽¹⁾	1,5	-	22	47000	-	-	0,23	-	0	33	25	0,102841	-	-
Aterro ⁽¹⁾	1,5	-	21	3500	-	-	0,3	-	5	20	14	9,90E-06	-	-

⁽¹⁾ Parâmetros do material obtidos com base em correlação com dados do N_{SPT} e dados da literatura;

⁽²⁾ Parâmetros obtidos com base nos ensaios de laboratórios apresentados no Capítulo 3.

Fonte: Autor, 2025.

4.1.6 Condições de contorno

Os parâmetros utilizados foram adotados com base nas características dos materiais, nos aspectos construtivos e no comportamento drenante do material, caracterizado principalmente pela granulometria das partículas de solo. As análises tensão-deformação, poropressão e de estabilidade de taludes pelos MEF foram realizadas com parâmetros drenados, já para as análises de estabilidade de taludes via MEL foram realizadas análises com parâmetros não-drenados.

Para as análises utilizando o MEF foram adotadas algumas condições de contorno mecânicas e hidráulicas de modo a compatibilizar o comportamento de campo do aterro, conforme apresentado na Figura 64. Quanto a malha, foi utilizada uma malha estruturada composta de elementos finitos quadráticos de oito nós.

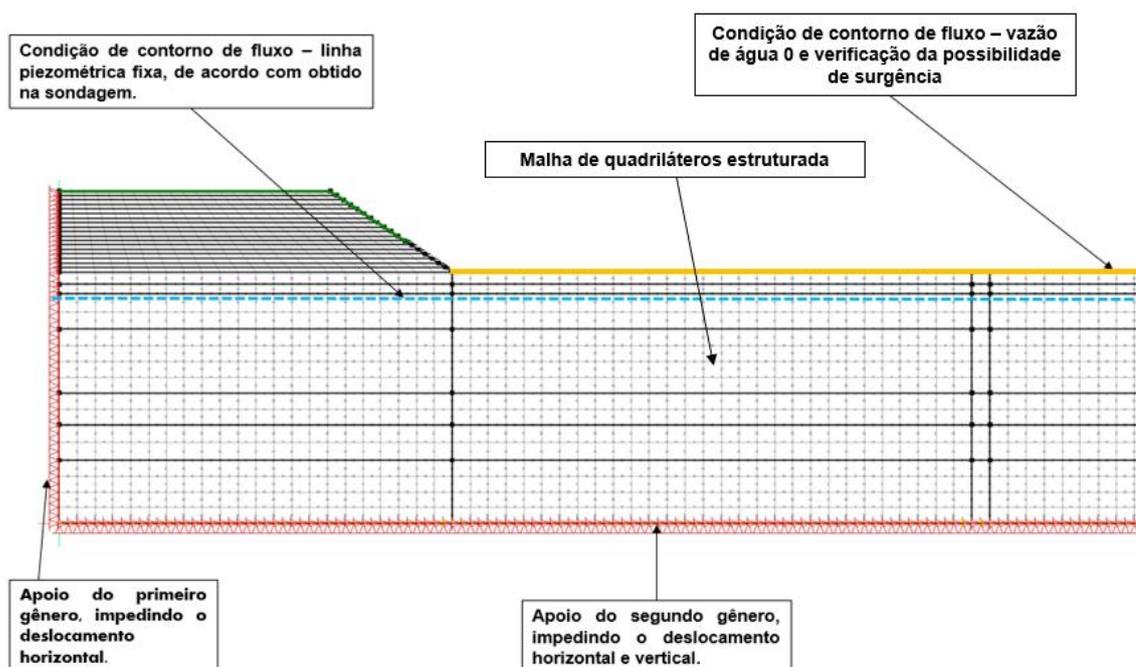


Figura 64: Condições de contorno hidromecânicas das análises pelo MEF.

Fonte: Autor, 2025.

4.1.7 Validação da retroanálise

4.1.7.1 Etapa 1

A validação da Etapa 1 de estudo foi realizada por meio da calibração do FS com valor aproximadamente igual a 1 com comparativo da cunha de ruptura calculada com a obtida em campo, por meio de levantamento topográfico e utilização de imagens de satélite. Nesse processo, a topografia da estrutura projetada, com uma altura de 3,0

m, foi comparada com os dados topográficos obtidos após o evento de ruptura. Essa comparação é detalhada no item 3.1.4.

Vale ressaltar que, à época, a área do aterro não possuía monitoramento de campo, tanto para deslocamentos quanto para poropressão. Essa limitação impediu a validação do estudo de caso por meio de comparação com dados de instrumentação de campo.

4.1.7.2 Etapa 2

Para a validação da análise no Setor 2 da Etapa 2, o procedimento foi realizado em duas fases. A primeira fase consistiu na análise do recalque com base nos levantamentos topográficos. Utilizando os dados dos levantamentos topográficos da área do aterro pós-ruptura, realizados em abril de 2021, os dados do levantamento efetuado em setembro de 2024, representando um intervalo de aproximadamente 3 anos e 4 meses, foi efetuado um comparativo entre as seções geradas a partir de ambas as superfícies. O objetivo desse comparativo foi estabelecer uma estimativa do recalque na área do aterro durante esse período, para isso, foram geradas 6 seções transversais com as superfícies para aferir a diferença de cota do aterro, que neste caso ilustra o deslocamento vertical nesse intervalo de tempo (Figura 65).

A região selecionada para aferir os recalques foi a área do aterro oposta a região da ruptura registradas na Etapa 1, de forma a reduzir possíveis distorções entre os valores medidos, devido a variabilidade do relevo da região rompida.

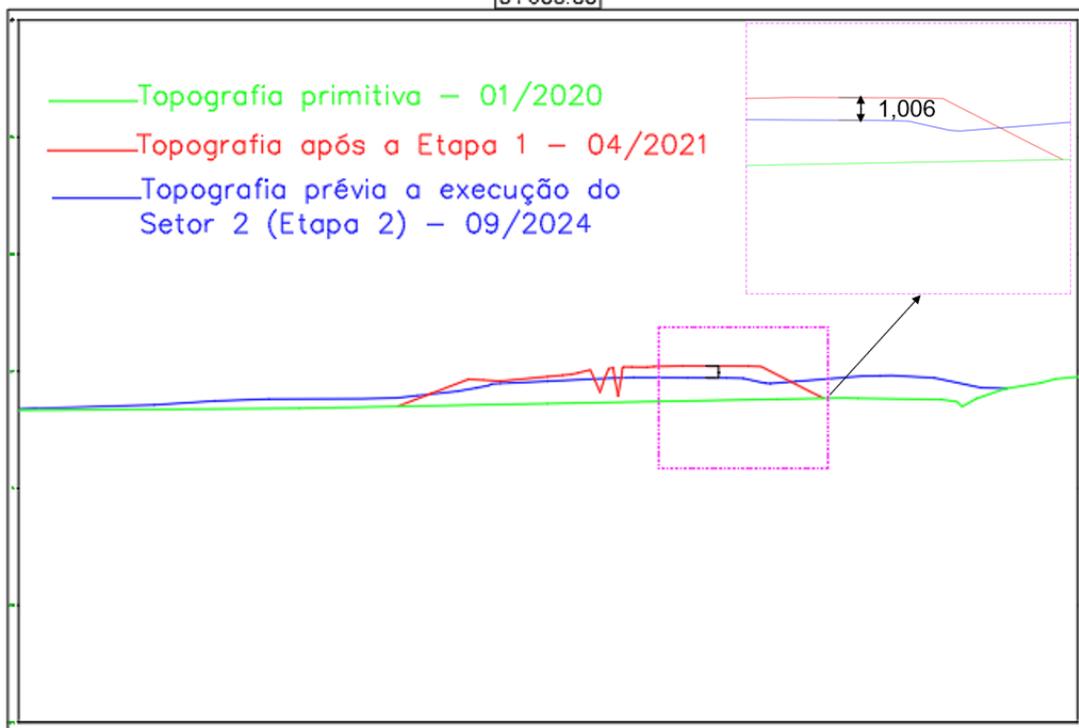
Os resultados do deslocamento, aferidos a partir da diferença entre as cotas dos levantamentos das seis seções geradas, serão apresentados no item 4.2.2.2.1, juntamente com o comparativo dos resultados do deslocamento calculado pelo modelo desenvolvido nesta pesquisa, com o objetivo de realizar uma análise comparativa dos resultados.

Também para o Setor 2, foi realizada a análise dos resultados do monitoramento em comparação com os resultados de poropressão do modelo numérico para a seção topográfica correspondente, conforme mostrado na Figura 66.



(a)

0+600.00



(b)

Figura 65: Setor 2 - Levantamentos de abril/2021 e setembro/2024: (a) planta; (b) Seção – Estaca 0+600.

Fonte: Autor, 2025.

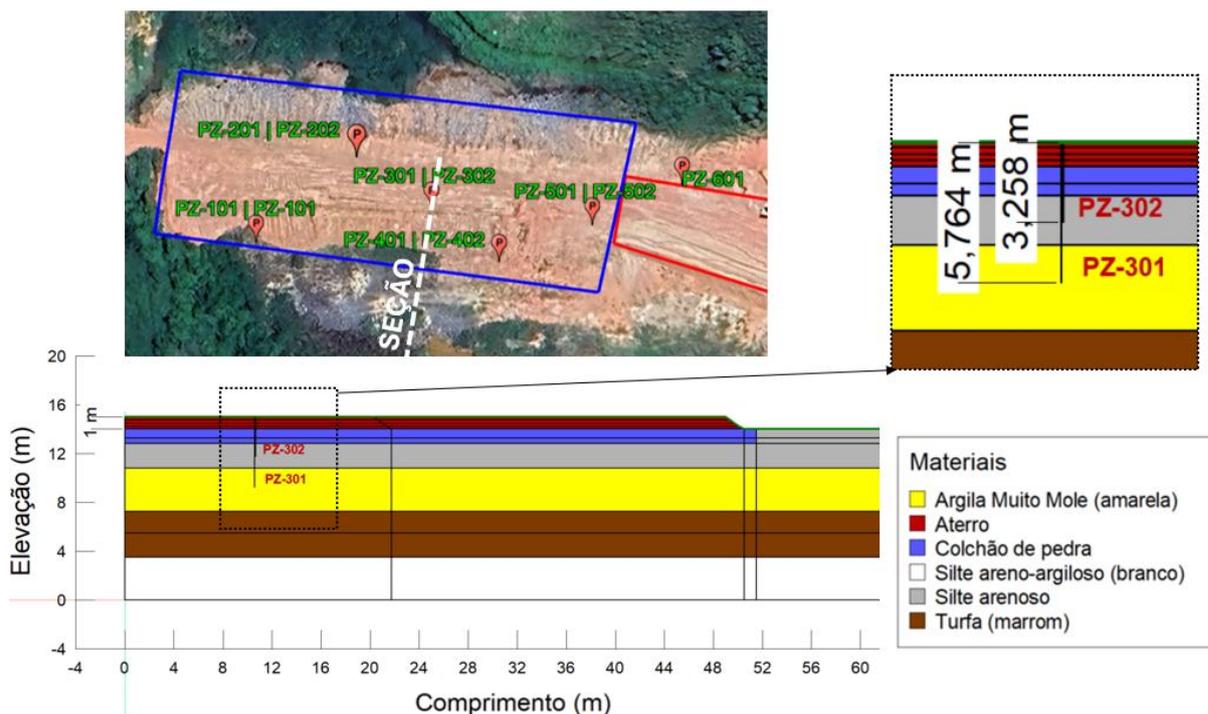


Figura 66: Setor 2 - Seção de análise piezométrica.

Fonte: Autor, 2025.

Destaca-se que a análise dos resultados de campo dos piezômetros, em comparação com o modelo, refere-se exclusivamente à etapa de retomada das atividades no Setor 2, as quais foram acompanhadas até o encerramento desta pesquisa.

4.1.8 Proposta de método de correlação da distorção angular e fissuração para aterros sobre solos moles

Nesta pesquisa é proposto um método que correlaciona a distorção angular de aterros executados sobre solos moles e o aparecimento de fissuras de tração. Essa proposta surge a partir da aplicação dos conceitos de recalque diferencial e distorções angulares de fundações apresentados por Budhu (2015) e Alonso (2019) ao contexto de um aterro construído sobre solos moles, tendo como modelo deformacional típico ilustrado na Figura 67, similar ao de distorção não uniforme, conforme apresentado na Figura 16c.

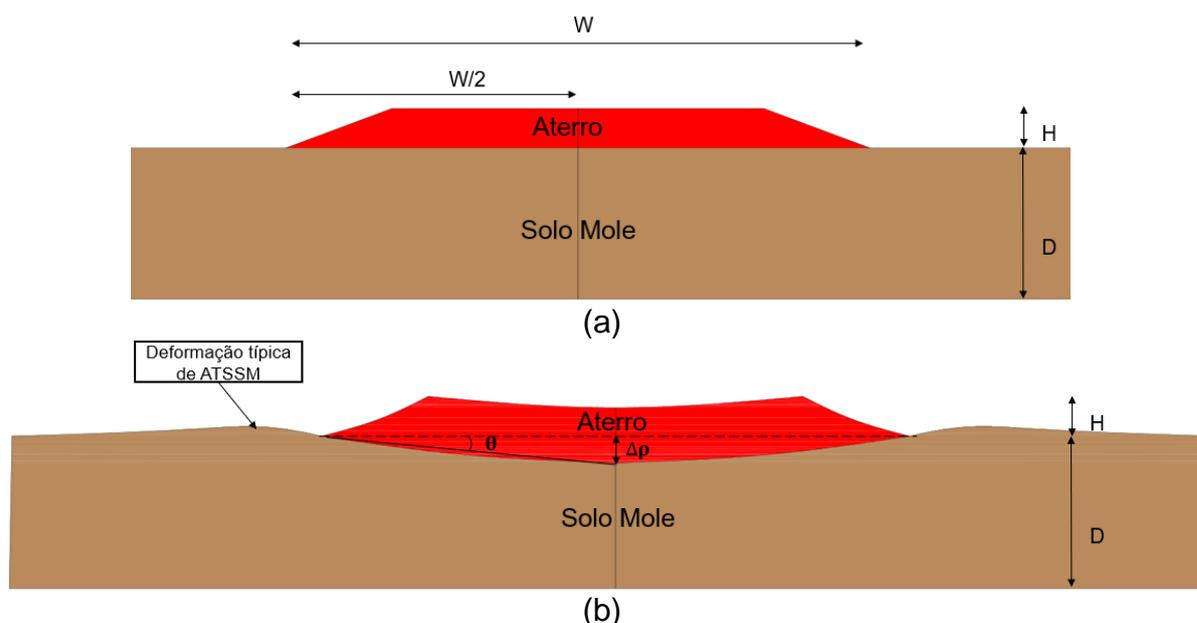


Figura 67: Distorção angular de um aterro sobre solos moles.

Fonte: Autor, 2025.

Nesse contexto, Chirapuntun e Duncan (1976) ressaltaram que o recalque diferencial em aterros sobre solos moles pode resultar em tensões de tração devido à flexão do aterro, levando ao surgimento de fissuras que comprometem a estabilidade. Os autores introduziram a Equação 4 para estimar a altura limite do aterro antes do desenvolvimento de fissuras. Também propuseram a Equação 5 para calcular a altura das fissuras de tração.

Por sua vez, Duncan & Wright (2005) contribuíram com uma abordagem que inclui a Equação 2 para determinar a profundidade das fissuras, levando em consideração a coesão do aterro e outros parâmetros relevantes. Alonso (2019) abordou a distorção angular em fundações devido a recalques diferenciais, relacionando-a ao surgimento de fissuras em estruturas de alvenaria e destacando os esforços de cisalhamento e tração resultantes (Figura 15).

Essas equações e conceitos fornecem uma base teórica importante para compreender e estimar o desenvolvimento de fissuras de tração em aterros sujeitos a recalques diferenciais.

Aplicando o conceito da Equação 6 para os dados da Figura 67, apresenta-se as Equações 13 e 14:

$$\delta = \tan \theta = \frac{\Delta\rho}{W/2} = \frac{2\Delta\rho}{W} \quad \text{Equação 13}$$

$$W = \frac{2\Delta\rho}{\delta} \quad \text{Equação 14}$$

Substituindo a Equação 14 na Equação 4, têm-se então a Equação 15:

$$Ht = 5,1 \frac{S_{us}}{\gamma_E} \left(\frac{K_F}{K_E} \right)^{0.75} \left(\frac{2\Delta\rho}{\delta} \right)^{0.25} \left(\frac{2\Delta\rho}{D} \right) \quad \text{Equação 15}$$

Isolando a distorção angular, apresenta-se então a Equação 16 para distorção limite para o aparecimento de fissuras no aterro.

$$\delta = (5,1 \frac{S_{us}}{\gamma_E} Ht)^4 \left(\frac{K_F}{K_E} \right)^3 \left(\frac{2\Delta\rho}{D} \right) \quad \text{Equação 16}$$

Considerando que o aterro tem material elástico, pode-se admitir a seguinte relação a partir da Equação 7:

$$\Delta\rho = 2W\varepsilon \quad \text{Equação 17}$$

Reescrevendo a Equação 16 com as informações da Equação 17, têm-se a Equação 18:

$$\delta = (5,1 \frac{S_{us}}{\gamma_E} Ht)^4 \left(\frac{K_F}{K_E} \right)^3 \left(\frac{4W\varepsilon}{D} \right) \quad \text{Equação 18}$$

Trazendo a mesma relação gráfica elaborada por Alonso (2019) para correlacionar o surgimento de fissuras com a distorção angular em estruturas de alvenaria, pode-se aplicar essa relação ao caso específico do surgimento de fissuras de tração em aterros sobre solos moles, ao se considerar o aterro como um material elástico. Essa relação é apresentada na Figura 68.

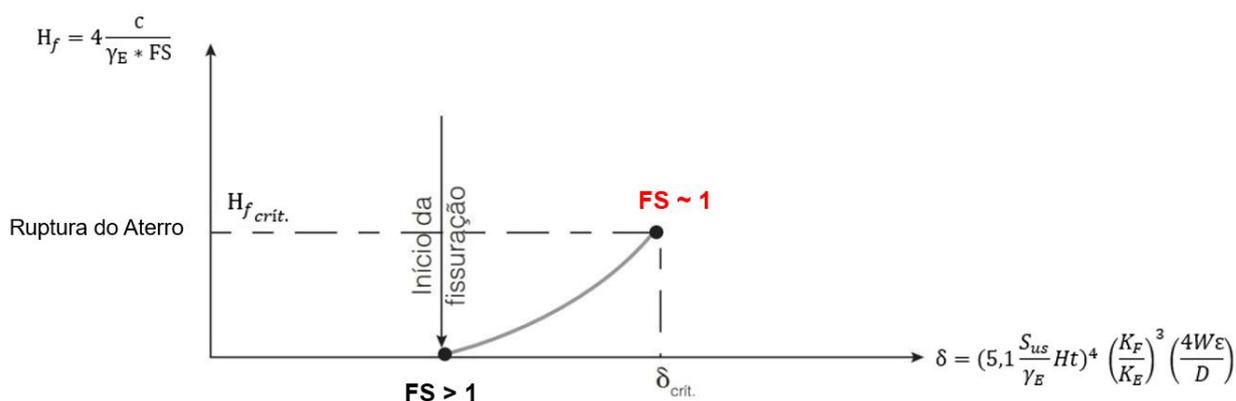


Figura 68: Formação de fissuras decorrente do recalque diferencial para aterros sobre solos moles.

Fonte: Alonso (2019 *apud* Autor, 2025).

Na proposta apresentada na Figura 68 foi adicionada a relação com o FS do aterro ao longo do processo de aparecimento de fissuras e geração de distorção angular, tendo o $FS > 1$ ainda no ponto sem a presença de fissura, e $FS \sim 1$ para o cenário em que a distorção crítica e o aterro prestes a romper, sendo está, uma nova relação proposta no presente trabalho.

4.2 Resultados das análises numéricas

A seguir, são apresentados os resultados das análises de estabilidade, recalques, poropressão e do processo de aparecimento de fissuras de tração para o aterro construído sobre solos moles.

Ao longo da apresentação dos resultados, foram incorporados QR codes contendo vídeos das análises conduzidas. Essa adição QR codes tem o propósito de proporcionar uma visualização mais clara do efeito da velocidade de execução do aterro nos aspectos de estabilidade, recalques e poropressão.

4.2.1 Etapa 1: Retroanálise da ruptura do aterro com 3 m

As simulações da Etapa 1 integraram dados obtidos em campo e em laboratório, bem como correlações de parâmetros geotécnicos embasadas na literatura técnica.

4.2.1.1 Análise de estabilidade

As análises de estabilidade na retroanálise foram conduzidas tanto em avaliações 2D quanto 3D. Nas análises 2D, foram realizadas avaliações em quatro cenários distintos, visando alinhar os parâmetros e características da ruptura em campo.

Os primeiros resultados referem-se às análises utilizando o método dos elementos finitos. A superfície de ruptura apresentada na Figura 69 corresponde ao cálculo do FS levando em conta os estados de tensão e poropressões determinados pelos modelos constitutivos de Cam-Clay para as argilas moles e Mohr-Coulomb para os demais materiais.

A velocidade de execução das camadas de 25 cm foi considerada conforme registrado em campo, através do acoplamento das análises. As análises da geração de poropressão e deformações foram calculadas através do MEF no *software* SIGMA/W e posteriormente foram importadas para a análise de estabilidade pelo MEL melhorado no *software* SLOPE/W, utilizando o método de cálculo do FS de Morgenstern-Price (1965).

O FS obtido na análise foi de 1,09 em condição drenada e critério de ruptura de Mohr-Coulomb, tal resultado indica uma boa concordância do modelo com a retroanálise, a qual visa um FS=1 para um cenário representativo do que ocorreu em campo. A cunha de ruptura nesse cenário atinge uma profundidade de 9,5 m, com a superfície de mobilização de material passando pela camada de turfa.

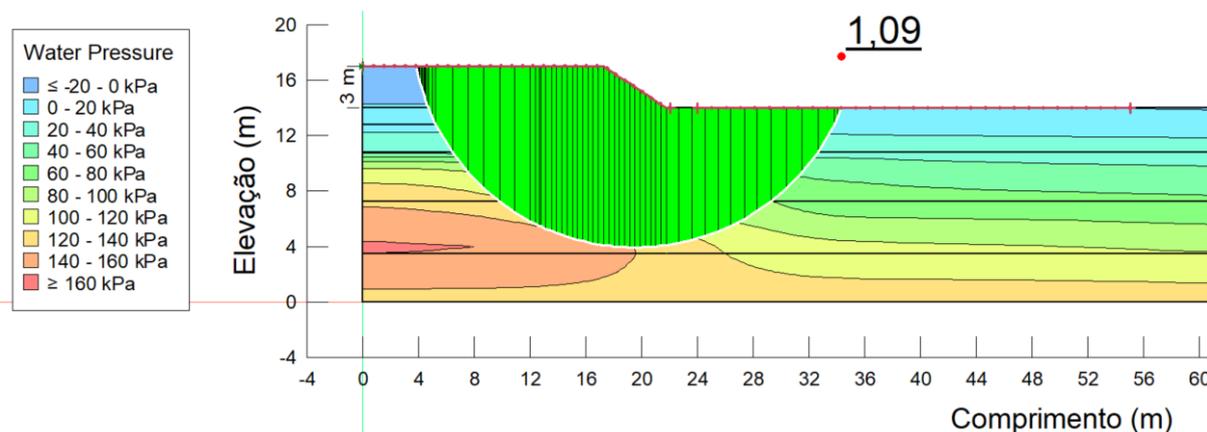


Figura 69: Etapa 1 – 2D – MEF - Análise de estabilidade: superfície de ruptura calculada com base no estado de tensões.

Fonte: Autor, 2025.

Em seguida, foram conduzidas análises da superfície de ruptura utilizando o método SSR, com valores de SRF=1,00 e SRF =1,09, como demonstrado na Figura 70. O objetivo foi estabelecer uma superfície de ruptura por meio da redução dos parâmetros de resistência durante o processo de mobilização, buscando obter uma superfície de ruptura com base no deslocamento cisalhante que fosse representativa para o cenário de campo. Essa abordagem segue o proposto por Griffiths & Lane (1999), a qual

busca validar as superfícies de ruptura calculadas pelo método das fatias na análise de equilíbrio limite, qual também foi aplicada por Pinto (2017) e Silva (2021) para retroanálises em aterros sobre solos moles.

Observa-se que a análise com $SRF = 1,09$ apresentou uma configuração da distribuição de deslocamento cisalhante mais próxima ao resultado apresentado anteriormente na Figura 69. Isso indica que, para esse cenário, o $SRF = 1,09$ se mostrou mais representativo na análise, visto que no comparativo entre os resultados é possível observar que a distribuição de deslocamento neste cenário apresentou indicativo de superfície de ruptura hipotética com entrada no platô do aterro e saída bem próximos de pé do aterro, diferentemente dos cenários com $SRF 1,05$.

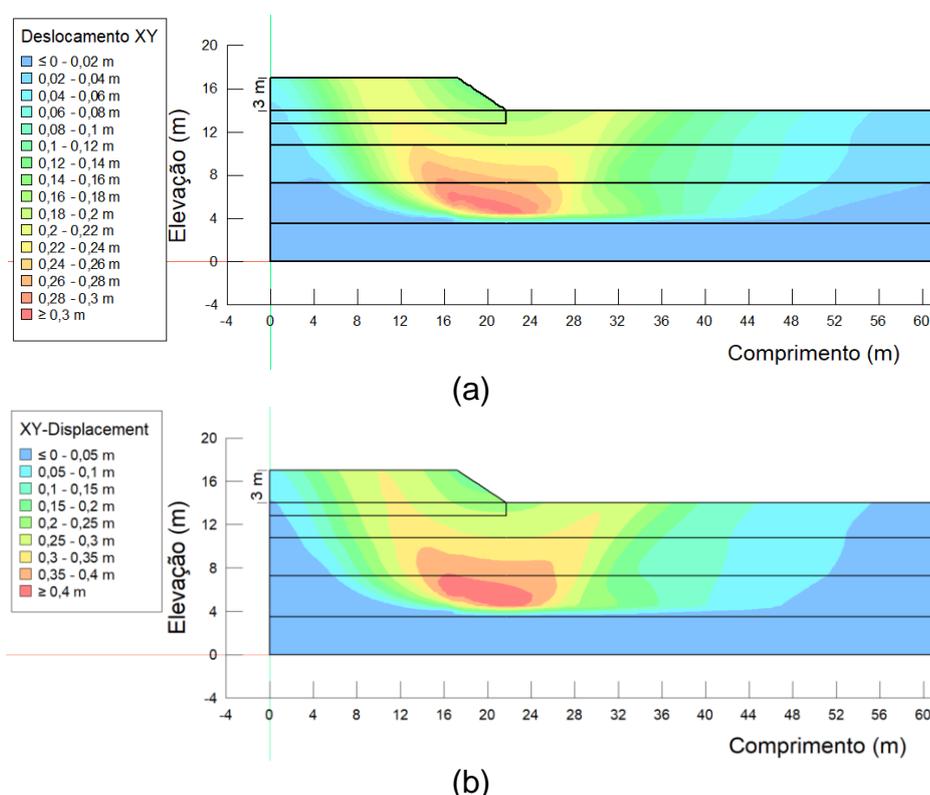


Figura 70: Etapa 1 – 2D – MEF – Análise de estabilidade: Método FRS: (a) $SRF = 1,05$; e (b) $SRF = 1,09$.

Fonte: Autor, 2025.

Também foram conduzidas retroanálises do aterro sobre solos moles utilizando o método do equilíbrio limite na condição não drenada, utilizando o critério de ruptura de Moh-Coulomb para os cenários sem a fissuração do aterro e com fissuração do aterro. Essa análise com o acréscimo de fissuras pode ser justificada pela ocorrência de esforços de tração no aterro nas análises pelo MEF, conforme apresentado na Figura 71.

Destaca-se que o esforço de tração teoricamente previsto é irrealista com o comportamento real do material, uma vez que o material do aterro não possui resistência à tração. No entanto, devido às limitações do *software*, incapaz de simular fissuras que se desenvolveriam sob tração, esse esforço é então apresentado nas análises. Vale ressaltar que a coesão do aterro é de 5 kPa, sendo, portanto, a solicitação de tração superior à coesão do material, o que, segundo Chirapuntun e Duncan (1976), já indicaria o potencial para o aparecimento de fissuras no solo.

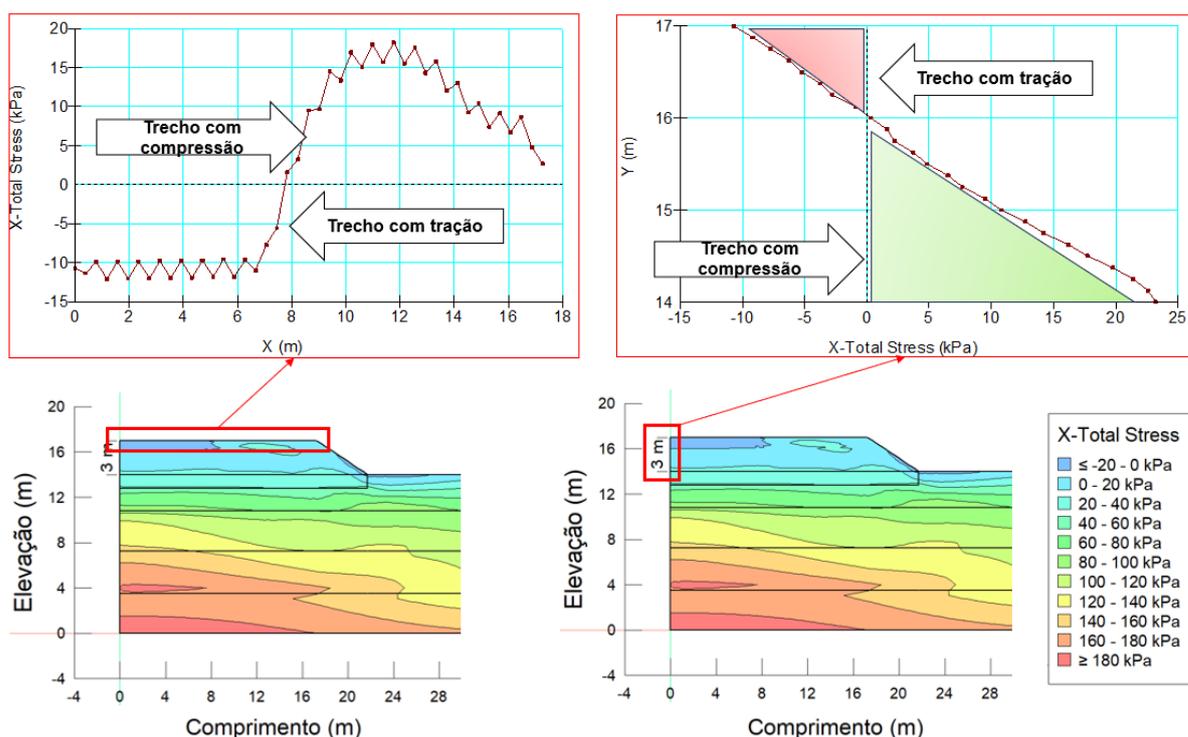


Figura 71: Etapa 1 – 2D – MEF - Análise da existência de esforços de tração no aterro.

Fonte: Autor, 2025.

Também foi realizada análise das trajetórias de tensões ao longo da cunha de ruptura hipotética, de modo a entender como as tensões se comportam ao longo dessa superfície, conforme Figura 72. Pode-se observar nesse resultado que no Ponto 1, com nó localizado na superfície do aterro, as trajetórias de tensão indicam a existência de tração, corroborando assim o processo de aparecimento de fissuras apresentado durante a ruptura.

O Ponto 2, correspondente ao trecho de elevadas tensões de compressão e cisalhantes no nó. Já o Ponto 3, localizado na região mais próxima do pé do aterro apresenta condição de compressão do material, mas com baixos valores, o que já era

esperado por se tratar de uma camada superficial no trecho de saída da cunha de ruptura hipotética. Tais resultados convergem para o comportamento apresentado na Figura 9 em relação ao processo de aparecimento de fissuras por tração em taludes.

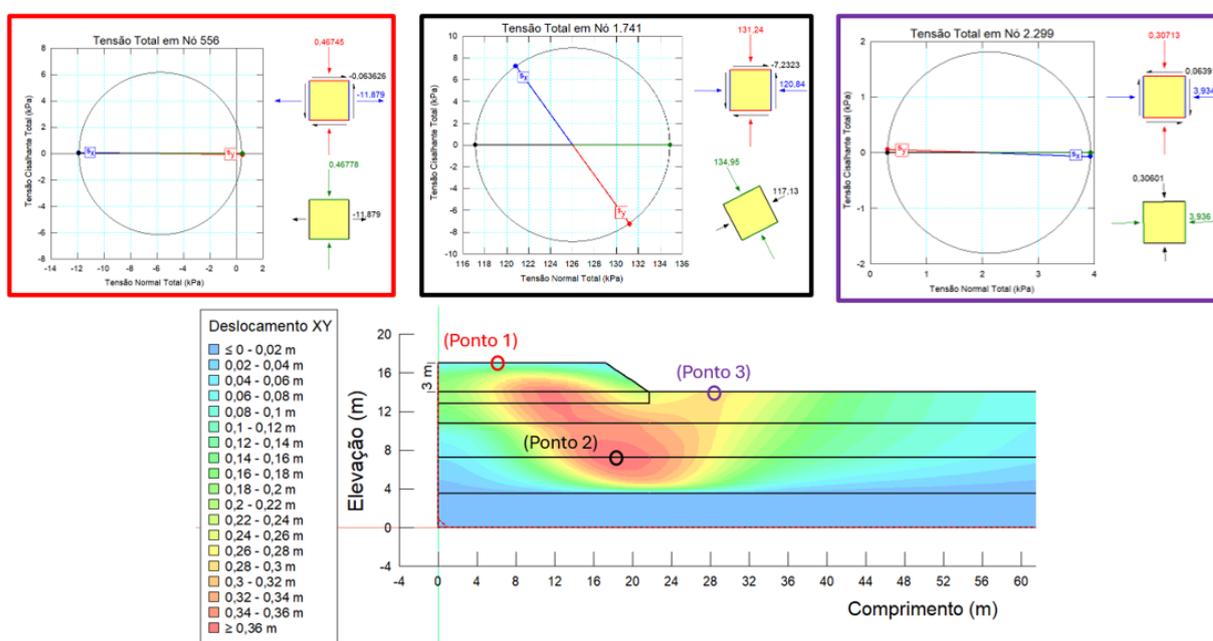


Figura 72: Etapa 1 – 2D – MEF - Análise das trajetórias de tensões nos nós ao longo da superfície de ruptura hipotética.

Fonte: Autor, 2025.

O cenário com fissura de tração no aterro foi adicionado de modo a inserir o efeito dessa camada tracionada na estabilidade durante a ruptura, tendo em vista que foram observadas fissuras de tração ao longo da área do aterro pós ruptura. Nas Figura 73 e Figura 74 são apresentados os resultados das análises pelo MEL realizadas para os dois cenários mencionados.

Destaca-se que a espessura da fissura foi calculada considerando a profundidade com solicitação de esforço de tração observada nas análises pelo MEF, conforme Figura 71, com profundidade de 0,90 m. Como forma de validação, também foi calculada a profundidade com base na formulação de Chirapuntun e Duncan (1976) (Equação 5), apresentando o valor de 0,95 m.

Se comparada essas profundidades obtidas com as ordens de valores indicados por Baker (1981) e Kaniraj e Abdullah (1993) para aparecimento de fissuras, os quais indicam uma ordem de profundidade de fissura de 25 a 30% da altura do aterro, pode-se então indicar uma convergência do estudo de caso.

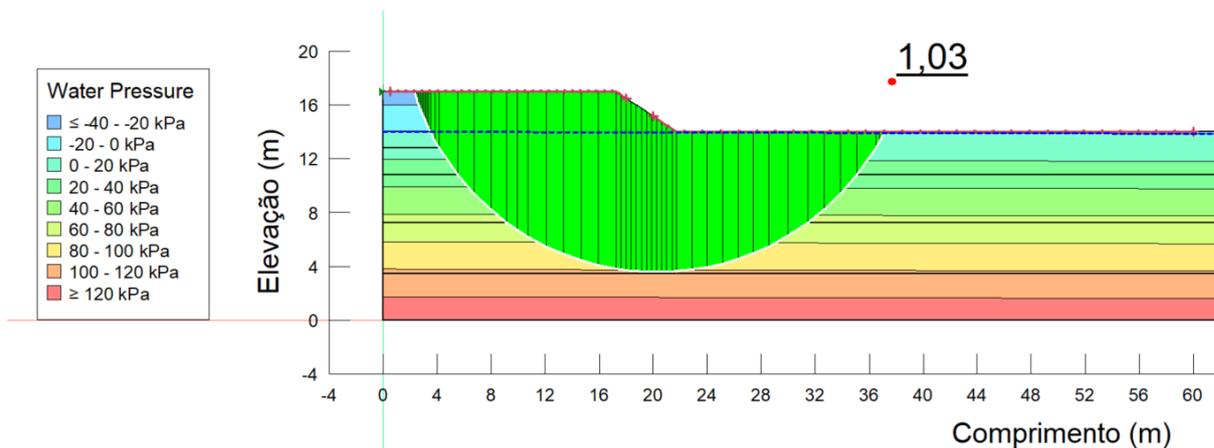


Figura 73: Etapa 1 – 2D – MEL - Análise de estabilidade: retroanálise da ruptura aterro sem fissuras.

Fonte: Autor, 2025.

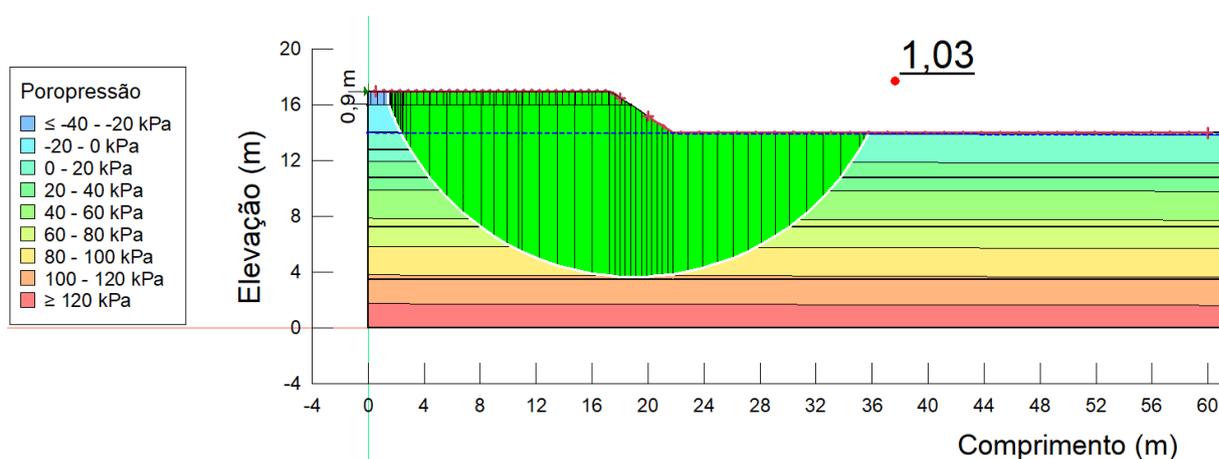


Figura 74: Etapa 1 – 2D – MEL - Análise de estabilidade: retroanálise da ruptura considerando o aterro totalmente fissurado.

Fonte: Autor, 2025.

Os FS apresentados para os cenários sem fissuras (Figura 73) e com fissura no aterro (Figura 74) foram muito próximos de 1, tendo valor de 1,03 para ambos os cenários. Isso indica que ambos os cenários se mostraram representativos na retronálise. Destaca-se ainda que ambas as cunhas apresentaram profundidade de 13,5 m, com superfície passando na transição entre a camada de turfa e do silte areno-argiloso.

Ressalta-se o formato da superfície de ruptura para a análise com a presença de fissuras de tração no aterro. Observa-se uma superfície de entrada reta e paralela a fissura que se estende até a profundidade final da camada fissurada. Esse comportamento ocorre devido a não contribuição do aterro na resistência mobilizada, conforme apontado por Chirapuntun & Duncan (1976), Souza e Marques (2010) e Duncan *et al.* (2014).

Comparando todas as superfícies de ruptura obtidas na retroanálise, foi elaborado na Figura 75 um resumo com todas as superfícies obtidas nas análises, com a indicação da superfície de entrada da cunha observada em campo. Destaca-se que não foi possível determinar a superfície de saída da cunha de campo.

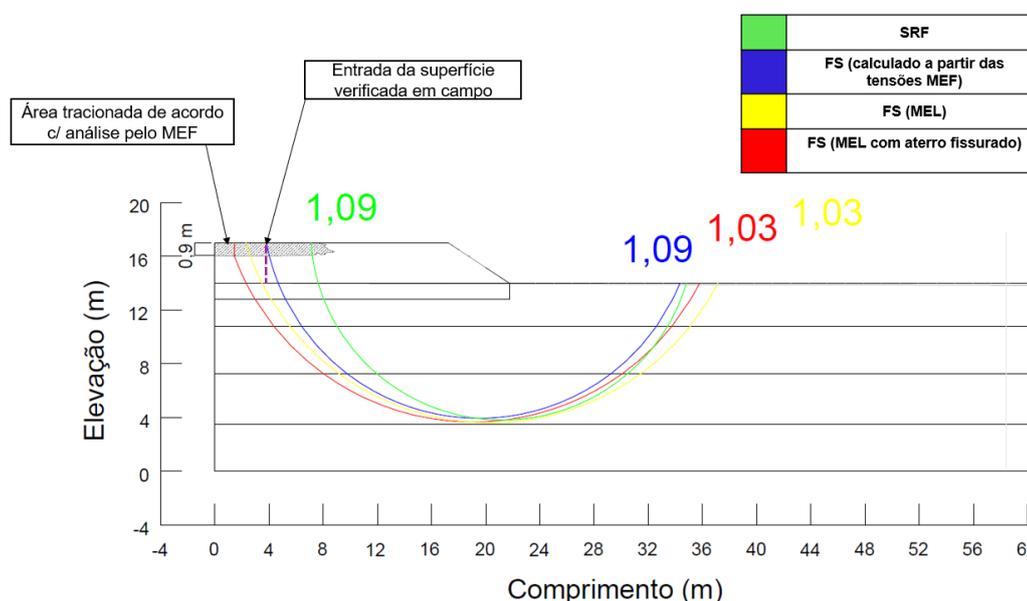


Figura 75: Etapa 1 – 2D – Análise de estabilidade – retroanálise: comparativo das superfícies de rupturas obtidas.

Fonte: Autor, 2025.

Comparando as cunhas obtidas da retroanálise e a superfície de entrada da cunha de campo, observa-se que no cenário que o FS foi calculado com base no estado de tensões e poropressões pelo MEF foi o que se mostrou mais próximo. A cunha que apresentou um pouco mais afastada da cunha de entrada de campo foi a obtida pelo método SRF, mas de maneira geral, todas as cunhas demonstraram uma boa proximidade. Isso indica uma boa representatividade dos parâmetros, do perfil geológico-geotécnico, das condições de contorno e modelos constitutivos adotados em todos os cenários de estabilidade representados para a retroanálise do aterro sobre solos moles.

Na Tabela 16 é exposto um resumo dos resultados obtidos para os cenários de retroanálise do modelo 2D e é indicada a distância entre a superfície de ruptura de campo e as calculadas nos modelos dos 4 cenários 2D, de modo a possibilitar a comparação das cunhas analisadas. É possível observar que a superfície de ruptura do Cenário 1 foi a que mais se aproximou geometricamente do resultado da cunha de

ruptura de campo. Não foi possível estabelecer comparações com dados de monitoramento devida à inexistência de monitoramento de campo.

Tabela 16: Resumo dos resultados das análises de validação da metodologia integrada para as análises em 2D.

Cenário	Determinação da Geometria	Método de Cálculo	Condição dos Parâmetros	Validação		
				(FS ~ 1)	Superfície calculada x Superfície de campo (m)	Instrumentação
1	2D	MEF	Drenados	1,09	0,07	A área de estudo não possuía instrumentos instalados
2		MEF		-	2,52	
3		MEL	Não-	1,03	1,31	
4		MEL	drenados	1,03	1,45	

Fonte: Autor, 2025.

Com intuito de ter uma ampla validação dos parâmetros e condições estabelecidas nas análises de estabilidade em 2D, também foi conduzida uma análise tridimensional (3D) do aterro sobre solos moles. O objetivo foi de verificar se a cunha obtida nessa análise se aproxima da cunha observada nas imagens de satélite. A seguir na Figura 76 é apresentado o resultado da retroanálise em 3D do aterro sobre solos moles, considerando condições de materiais não drenados e utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para cálculo do FS.

O resultado da retroanálise do aterro sobre solos moles em 3D apresentou FS igual a 1,01, o que indica que o cenário se apresenta representativo para uma retroanálise. De maneira a estabelecer um comparativo dos resultados da cunha da retroanálise em 3D com os registros de satélite da área da ruptura do aterro. Com os resultados da Figura 76 foram então realizadas sobreposição das imagens de modo a se estabelecer um comparativo entre a ocorrência de campo e obtido no presente trabalho, conforme Figura 77.

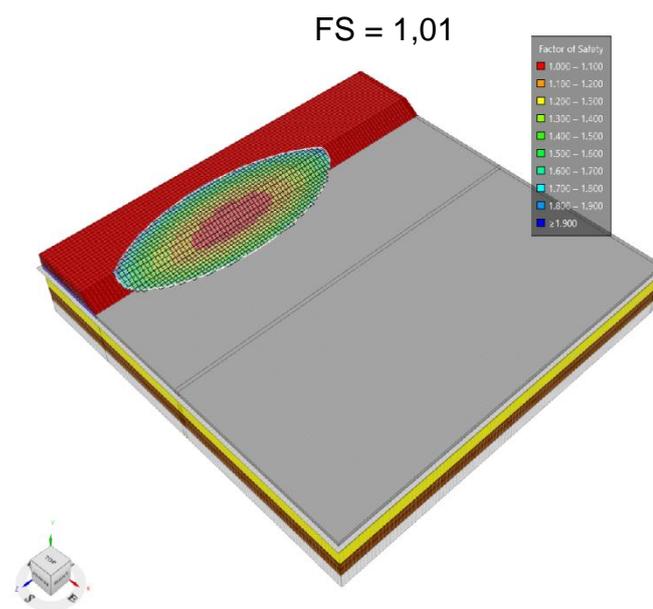


Figura 76: Etapa 1 – 3D – MEL - Análise de estabilidade: retroanálise da ruptura.
Fonte: Autor, 2025.

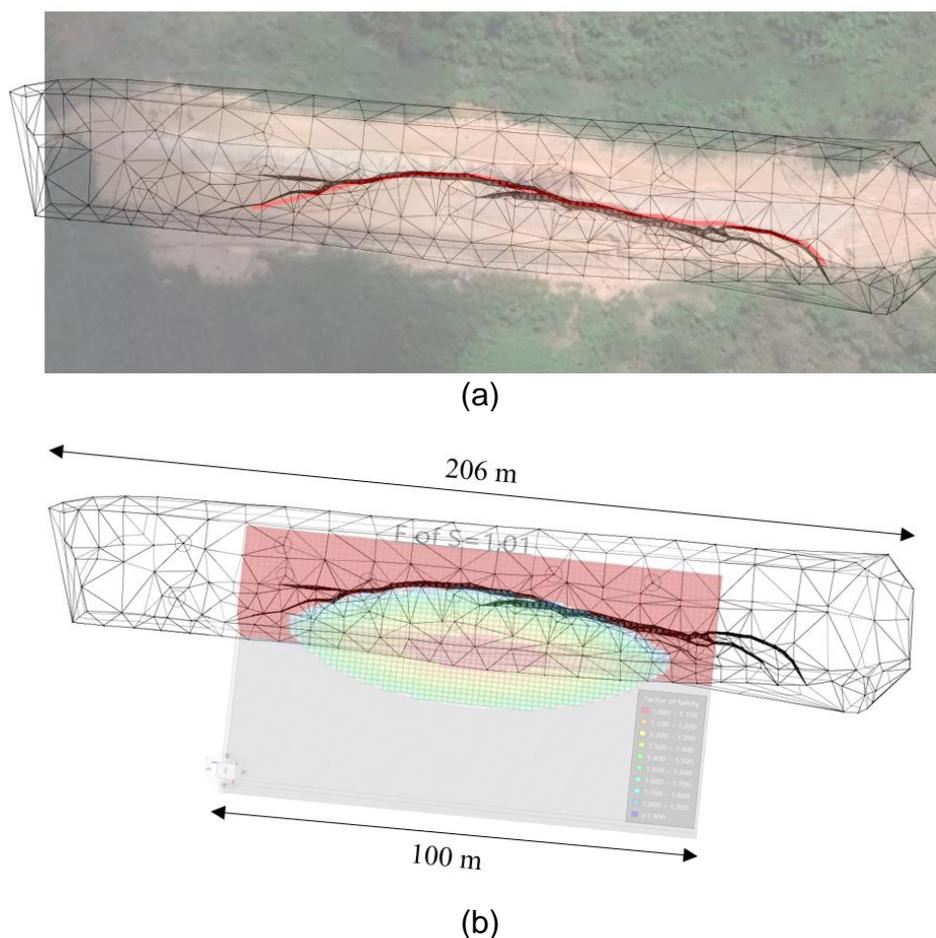


Figura 77: Etapa 1 – 3D – MEL - condição não-drenada - Análise de estabilidade:
 (a) Imagem de satélite + levantamento topográfico; (b) superfície de ruptura elipsoide
 da retroanálise 3D + levantamento topográfico.
Fonte: Autor, 2025.

Comparando as figuras é possível observar uma certa similaridade entre a superfície elipsoide apresentada na retroanálise e as imagens de satélite e topografia pós ruptura, evidenciando que as fissuras de tração assemelham-se a uma elipse. Esse resultado reforça a representatividade dos parâmetros adotados, perfil geológico geotécnico e condições do contorno do modelo 3D.

4.2.1.2 Análise de deslocamentos

Quanto aos resultados das análises dos deslocamentos da retroanálise do aterro calculados pelo MEF, na Figura 78a são apresentados os campos de deslocamento do aterro no momento correspondente a sua ruptura com 3 m. O QR code presente na figura contempla um vídeo dos resultados do sequenciamento construtivo do aterro. Já na Figura 78b é apresentada a zona de plastificação do aterro com 3 m.

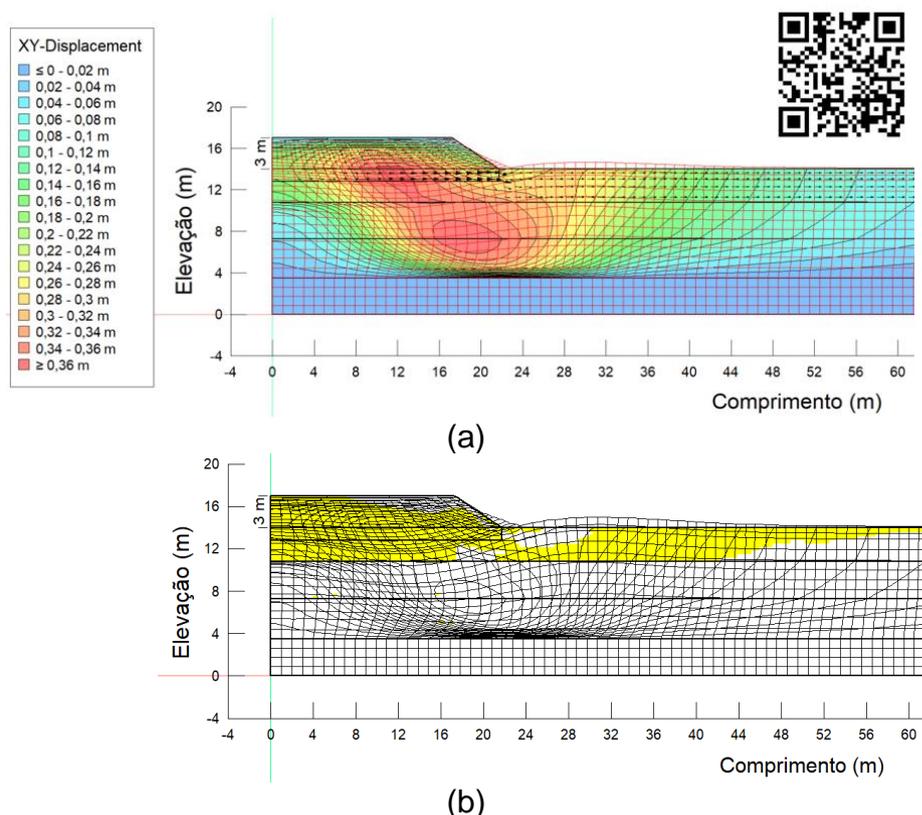


Figura 78: Etapa 1 – 2D – MEF: (a) módulos de deslocamento: final da construção do aterro (altura de 3m); e (b) zona plastificadas.

Fonte: Autor, 2025.

Dos resultados apresentados na Figura 78a, observa-se que os campos de deslocamento exibem comportamentos típicos de solos moles, conforme destacado por Silva (2021).

Em relação às zonas de plastificação apresentadas na Figura 78b, em destaque na cor amarela, verifica-se uma coerência nos resultados. Isso se deve ao fato de que os materiais que passaram pelo processo de plastificação foram analisados utilizando o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Além disso, observa-se que a frente de plastificação avança a partir do aterro em direção à zona de ruptura observada em campo, o que confirma a consistência do resultado com as observações de campo.

No que diz respeito à análise dos deslocamentos verticais na base do aterro e seu contorno, foi elaborado na Figura 79 um gráfico que engloba os deslocamentos obtidos na análise pelo MEF para o aterro no momento da sua ruptura com uma altura de 3 m. O QR code presente na imagem proporciona acesso a um vídeo que apresenta a evolução dos deslocamentos verticais ao longo da execução do aterro.

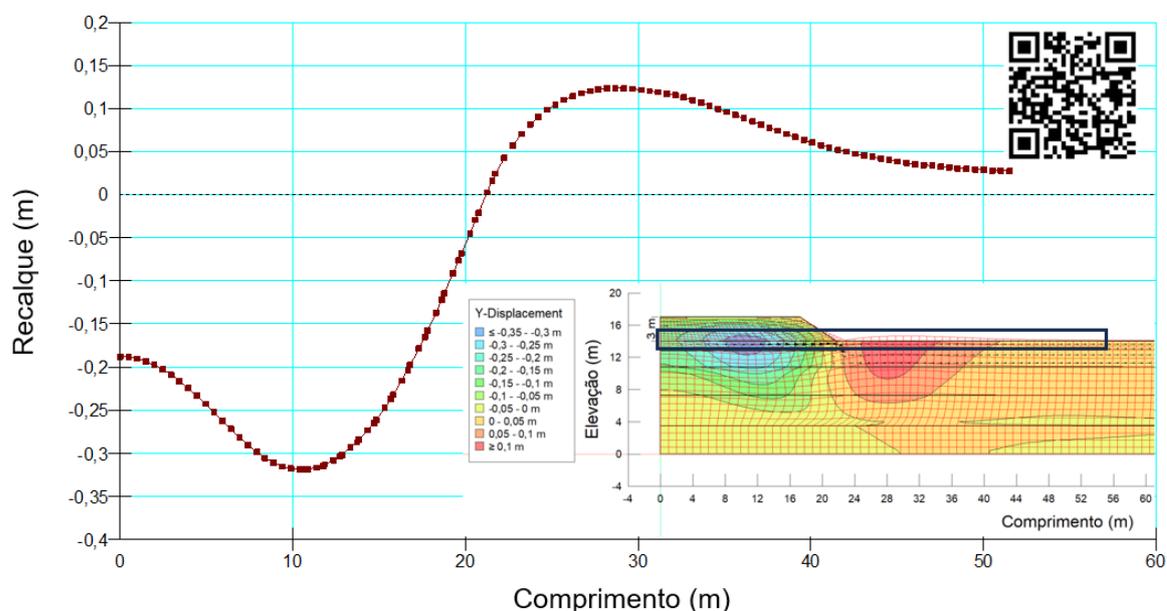


Figura 79: Etapa 1 – 2D – MEF – Deslocamento vertical: Deslocamentos ao longo da base do aterro no final da construção (momento da ruptura).

Fonte: Autor, 2025.

O resultado da análise dos deslocamentos verticais pelo MEF aponta recalques primários na ordem de 32 cm na base do aterro e levantamentos da fundação na ordem de 13 cm no contorno do aterro. Destaca-se que a análise aqui apresentada na Figura 79 contempla apenas uma seção da área do aterro sobre solos moles, a qual não incorpora o efeito de variação estratigráfica tridimensional da área.

Com os dados de recalque, assim como os resultados de FS e espessura de camada de fissura adotada para cálculo, foi então estruturada a relação dessas variáveis

adaptadas conforme proposta do presente trabalho (Figura 80), seguindo a proposta de Alonso (2019).

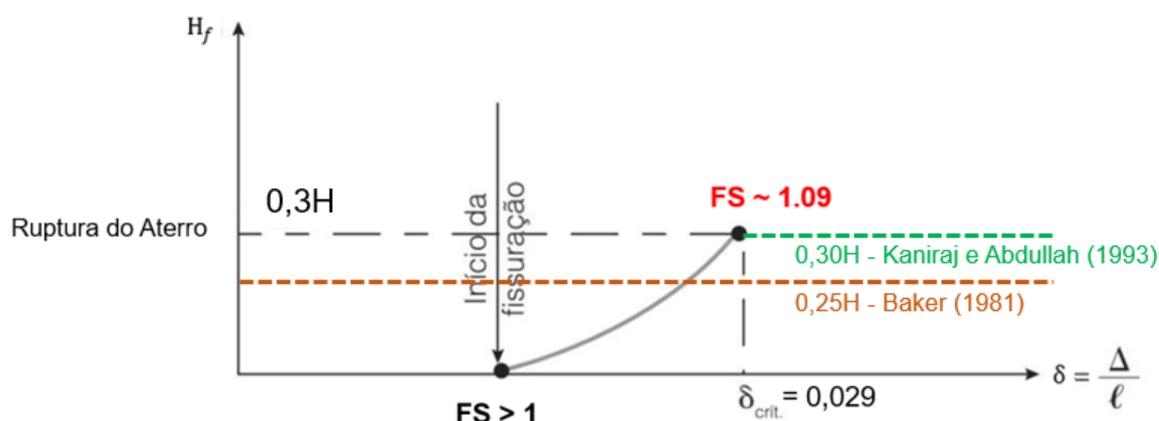


Figura 80: Análise da relação da distorção angular, FS e espessura da camada fissurada.

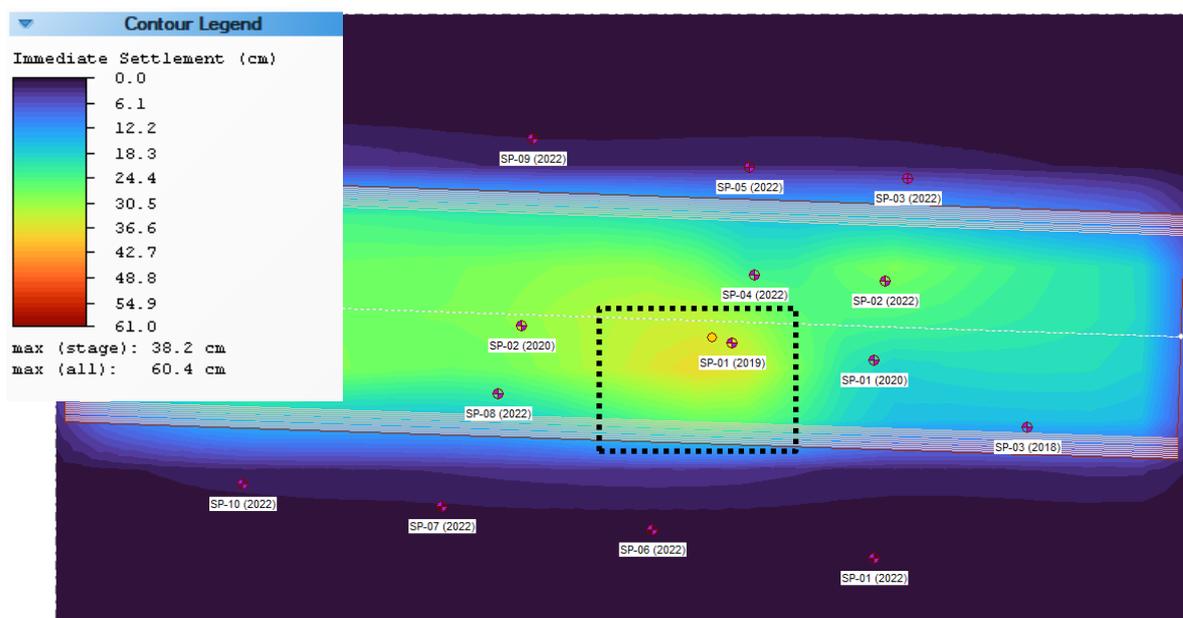
Fonte: Autor, 2025.

O valor da distorção angular crítica calculada, 0,029, foi bem maior que os valores indicados para estruturas e fundações propostos por Negro *et al.* (2009). Esse resultado já esperado, tendo em vista que a rigidez do aterro é menor que das estruturas apresentadas pelos autores, conforme Tabela 1.

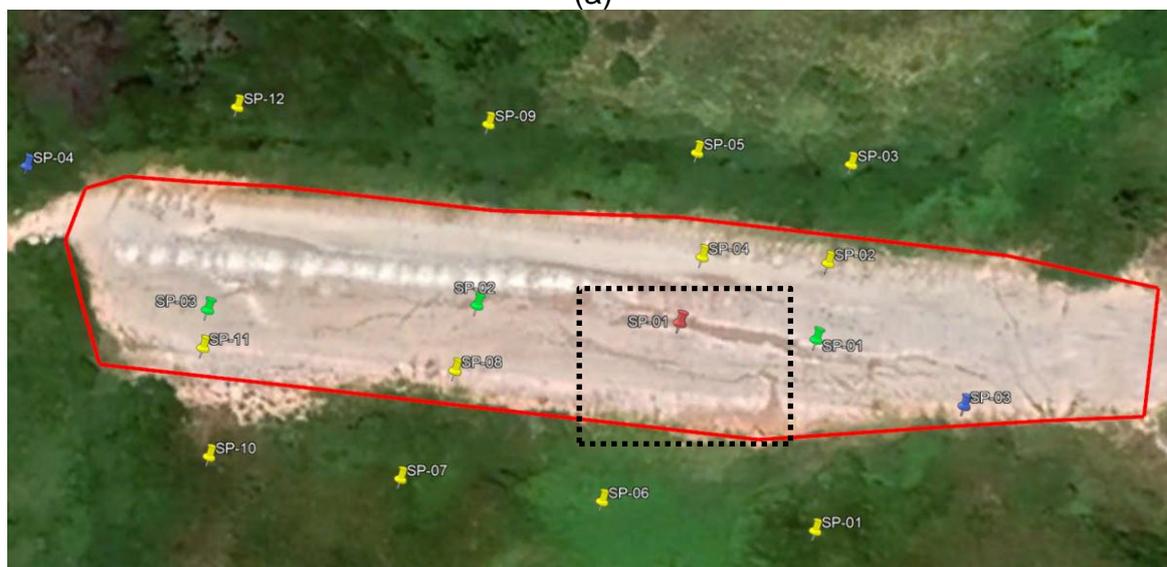
De forma a contemplar a variação da estratigrafia tridimensional da área e fazer uma verificação de recalque primário do aterro nesse cenário, foram então realizadas análises, utilizando o modelo analítico, através da aplicação da equação de Terzaghi, que dependem do estado de tensão do solo e dos parâmetros: e_0 , C_s e C_c . Na Figura 81 são apresentados os resultados do recalque primário calculados pelo modelo analítico, considerando toda a variação estratigráfica tridimensional do aterro. Imagens de satélite da área e levantamento topográfico pós-ruptura foram apresentados, com o objetivo de estabelecer uma interpretação entre os resultados com os dados apresentados em campo.

Dos resultados, é possível observar uma mancha com maiores recalques primários próxima à localização da SP-01 (2019), com valores que atingem até 37 cm. Esse valor é bastante próximo ao apresentado na análise pelo MEF (Figura 79). Esse resultado pode indicar uma convergência entre a análise em 2D realizada pelo MEF e a análise em 3D obtida por meio do modelo analítico, ambas utilizadas para o cálculo do recalque imediato.

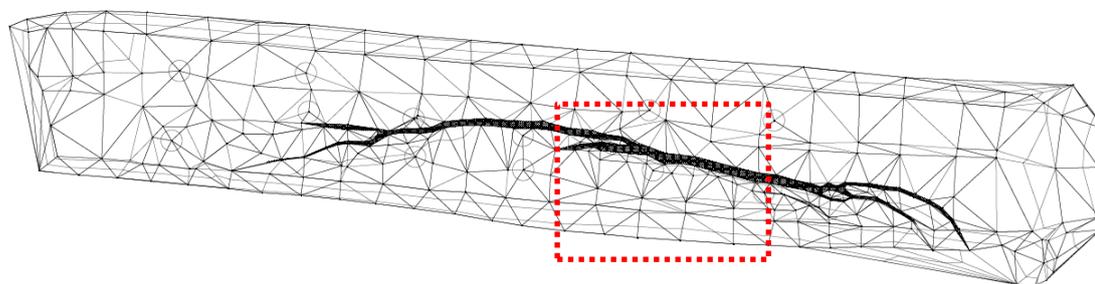
Além disso, quando comparada a área com a maior distribuição de recalque (Figura 81a) com as imagens da área pós ruptura (Figura 81b), pode-se observar que a zona de concentração com maiores valores de recalque é também a zona que apresenta uma maior mobilização de campo, partindo de uma análise visual das imagens de satélite e topografia pós ruptura (Figura 81c). Esse resultado indica que a incorporação da estratigrafia das sondagens nas análises conseguiu convergir para resultados de recalques representativos para o que foi verificado em campo com base em imagens de satélite e levantamentos topográficos.



(a)



(b)



(c)

Figura 81: Fase 1 – 2D – Modelo analítico – Recalque: (a) planta aterro no final da construção com indicativo das sondagens; (b) imagem de satélite da área após ruptura com indicativo das sondagens; (c) Topografia pós ruptura.

Fonte: Autor, 2025.

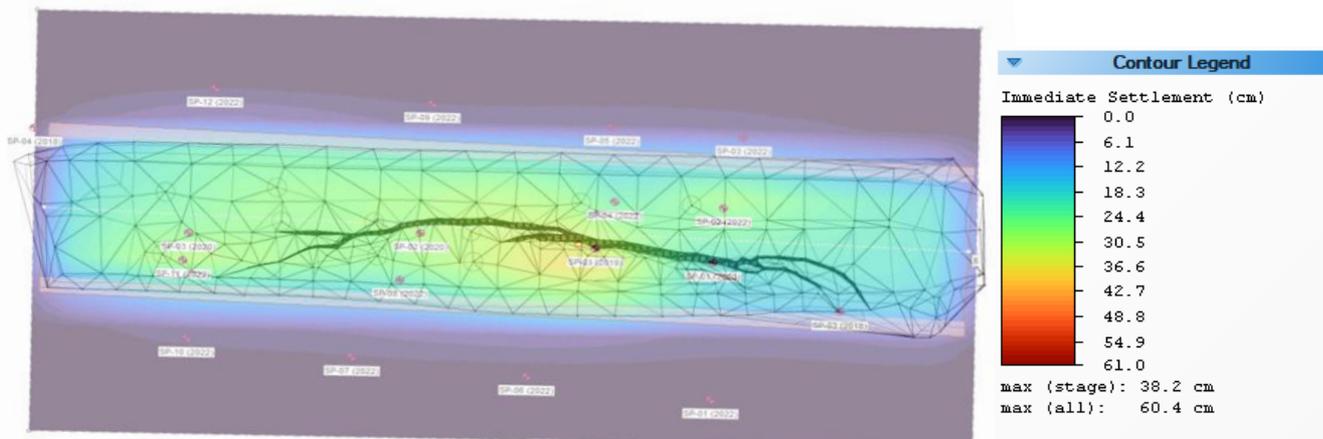


Figura 82: Sobreposição do resultado da distribuição de recalques com a topografia pós ruptura.

Fonte: Autor, 2025.

4.2.1.3 Análise de poropressão

Também foram realizadas simulações da evolução de poropressão do aterro do período de início da execução do aterro até o momento da ruptura, via MEF (Figura 83). O QR code presente na imagem encaminha para um vídeo com a visualização temporal da variação da poropressão no intervalo de análise.

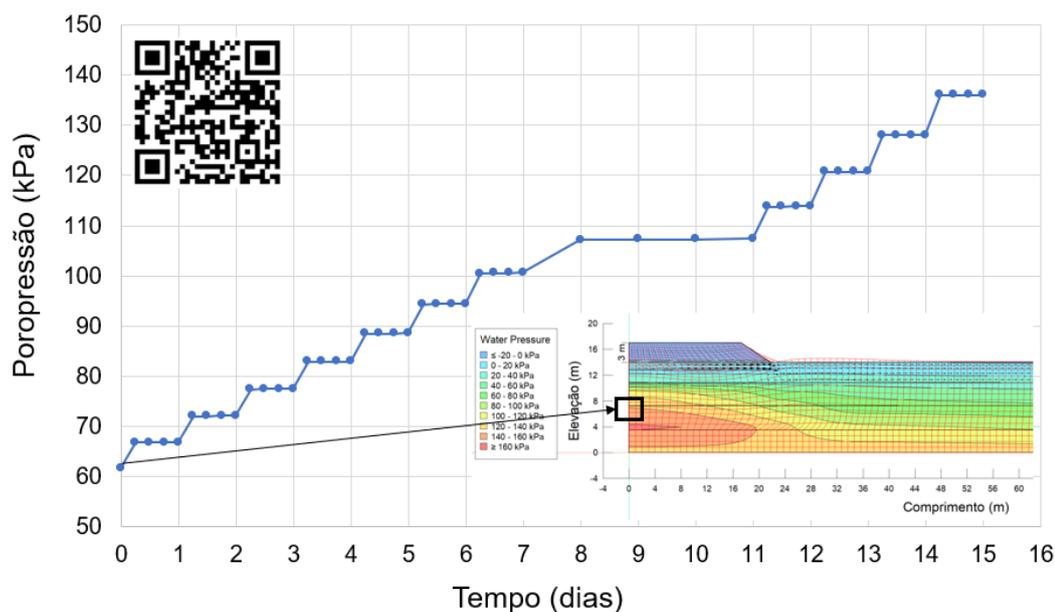


Figura 83: Etapas 1 – 2D – MEF – Poropressão: ao longo da base do aterro no final da construção.

Fonte: Autor, 2025.

O resultado das análises aponta um aumento progressivo da poropressão à medida que as camadas de 25 cm foram executadas. Para o ponto central indicado na Figura 83, esse incremento foi de aproximadamente 5 kPa a cada camada aplicada. Além disso, o acréscimo de poropressão entre o início do aterro até o momento de sua ruptura no intervalo de 15 dias foi de cerca de 75 kPa.

4.2.2 Etapa 2: Retronálise da retomada das obras e novos indícios de ruptura

A Etapa 2 das análises teve como objetivo obter uma retroanálise do aterro para as ocorrências apresentadas após a retomada das obras, após 3 anos e 6 meses da primeira ruptura.

4.2.2.1 Setor 1

4.2.2.1.1 Análise de estabilidade

As análises de estabilidade na retroanálise do aterro com 6,5 m, foram realizadas a partir do sequenciamento das camadas apresentados na Tabela 13. O FS obtido na análise foi de 1,09 em condição drenada e critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o que indica uma boa concordância do modelo com a retroanálise (Figura 84). A cunha de ruptura nesse cenário atinge uma profundidade de 10,5 m, com a superfície de mobilização de material passando pela camada de turfa.

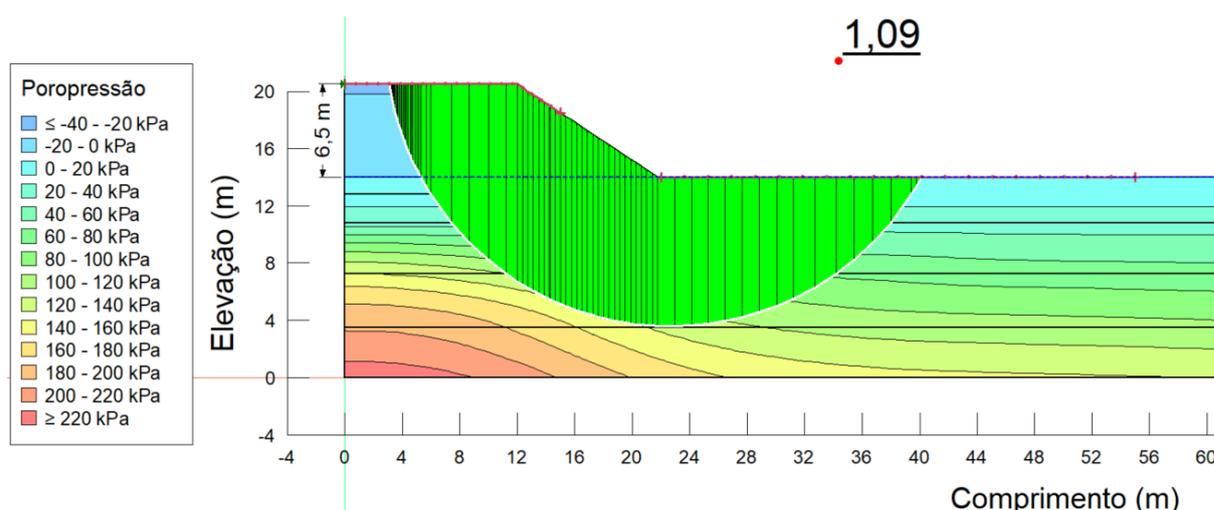


Figura 84: Etapa 2 – Setor 1 – MEF - Análise de estabilidade: superfície de ruptura calculada com base no estado de tensões.

Fonte: Autor, 2025.

Foram também realizadas análises da superfície de ruptura utilizando o método SSR, com valores de $SRF=1,06$ e $SRF=1,09$, como demonstrado na Figura 85. Observa-

se que a análise com $SRF = 1,09$ apresentou uma configuração da distribuição de deslocamento cisalhante mais próxima ao resultado apresentado anteriormente na Figura 85. Isso indica que, para esse cenário, o $SRF = 1,09$ se mostrou mais representativo na análise.

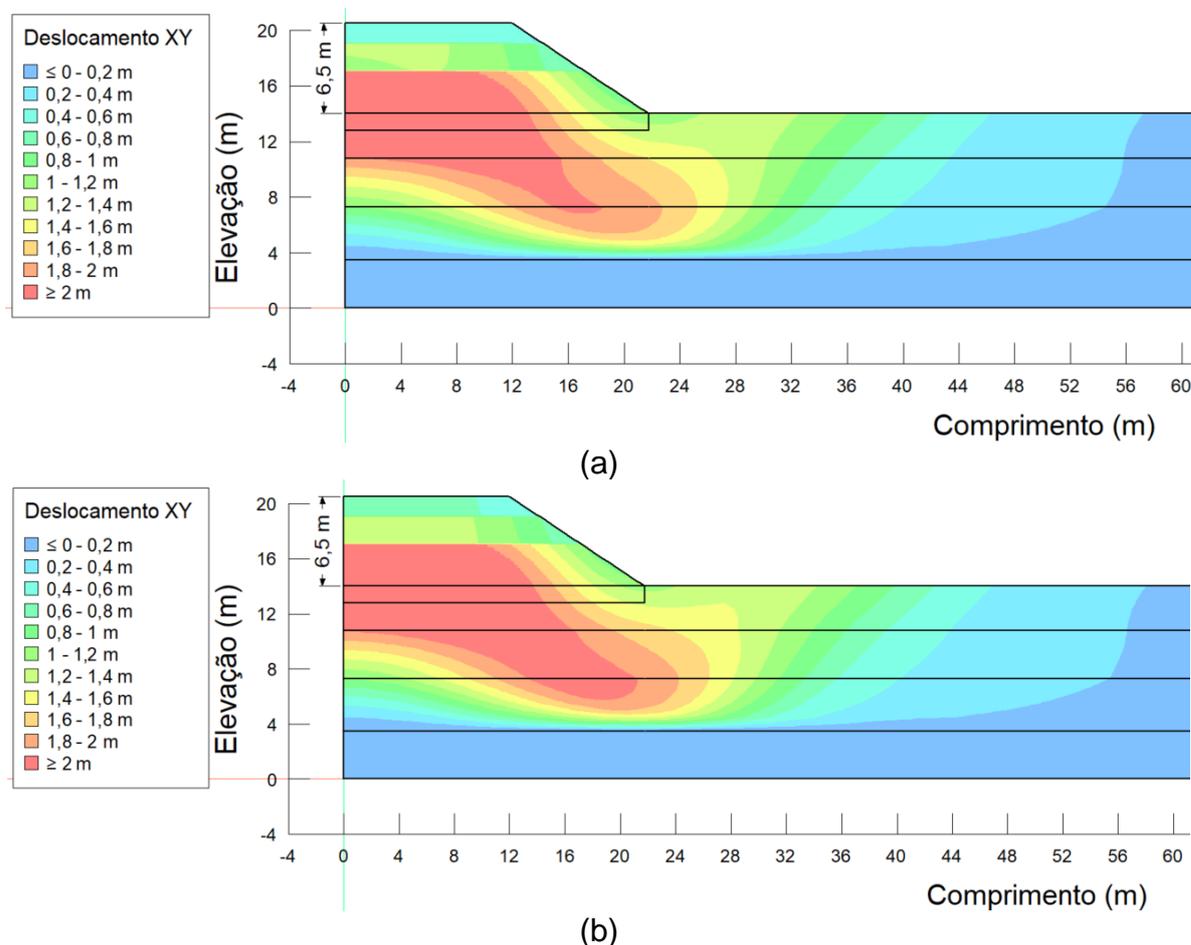


Figura 85: Etapa 2 – Setor 1 – MEF - Análise de estabilidade: Método SSR: (a) $SRF = 1,06$; e (b) $SRF = 1,09$.

Fonte: Autor, 2025.

Os resultados da retroanálise da estabilidade do aterro indicam que o aterro atingiu uma condição de ruptura, com $FS = 1$. No entanto, ao comparar a ruptura observada em campo na Etapa 1 com os registros de fissuras da Etapa 2 (Setor 1), verifica-se que os níveis de deslocamento foram menores, conforme apresentado no item 3.1.4.

Alguns fatores podem ter influenciado esse processo, entre os quais o adensamento do aterro ocorrido após a primeira ruptura, além da possível função do trecho do Setor 3 (Etapa 2) como contenção para o Setor 1, considerando que o Setor 3 está posicionado a 90° em relação ao eixo longitudinal do Setor 1.

Análises utilizando o método MEF foram realizadas para compreender se, durante o processo construtivo da Etapa 2 (Setor 1), o aterro foi submetido a esforços de tração que pudessem justificar o aparecimento das fissuras. Na Figura 86, o resultado da análise de tração no corpo do aterro é apresentado.

Com relação a isso, foram observados esforços de tração no aterro, limitados à região mais próxima ao topo, mas sem atingir o seu topo. Ao comparar os níveis de tração observados na retroanálise da Etapa 2 com os da Etapa 1, verifica-se que os esforços de tração foram menores na Etapa 2, alcançando no máximo 2,5 kPa, enquanto na retroanálise da Etapa 1 o valor máximo registrado pelo modelo foi de 11,4 kPa.

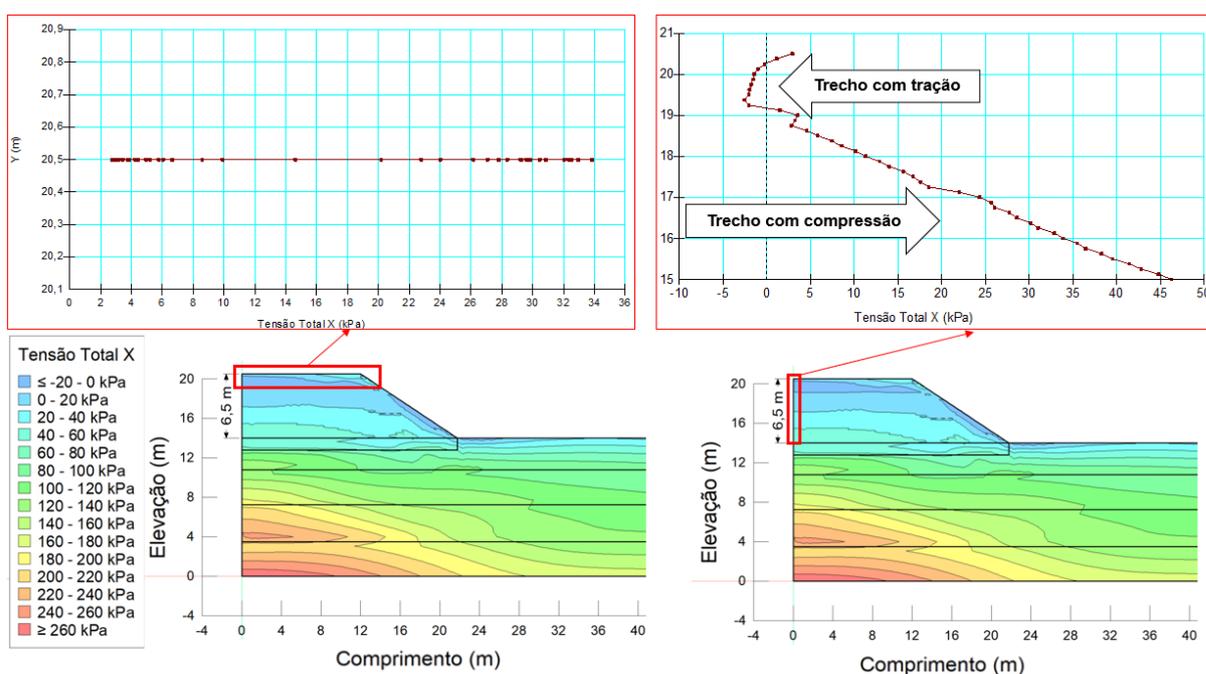


Figura 86: Etapa 2 – Setor 1 – MEF – Análise da existência de esforços de tração no aterro.

Fonte: Autor, 2025.

Também foi realizada uma análise das trajetórias de tensões ao longo da cunha de ruptura hipotética, com o objetivo de compreender o comportamento das tensões nessa superfície, conforme ilustrado na Figura 87. Os resultados indicam que, no Ponto 1, localizado na superfície do aterro, as trajetórias de tensão revelam a presença de tração, o que corrobora o processo de formação de fissuras observado durante a ruptura.

O Ponto 2, por sua vez, corresponde a uma região de altas tensões de compressão e cisalhamento no nó. Já o Ponto 3, situado na área mais próxima ao pé do aterro, apresenta uma condição de compressão do material, embora com valores baixos, o que era esperado, considerando que se trata de uma camada superficial na região de saída da cunha de ruptura hipotética.

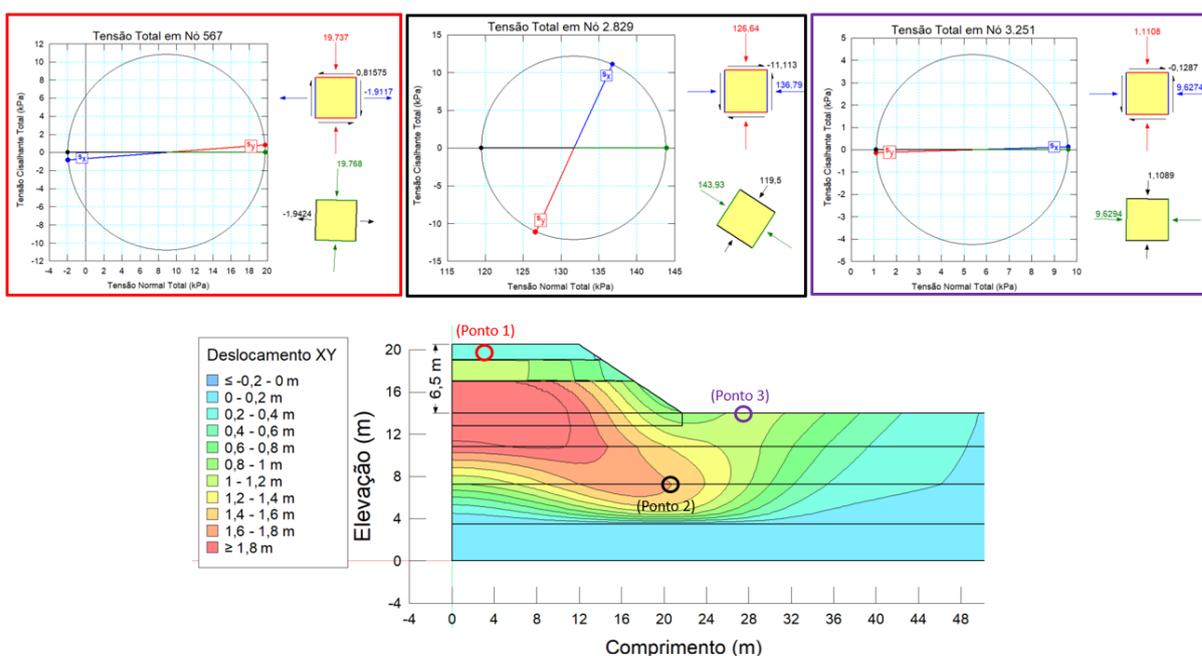


Figura 87: Etapa 2 – Setor 1 – MEF – Análise das trajetórias de tensões nos nós ao longo da superfície de ruptura hipotética.

Fonte: Autor, 2025.

De modo complementar às investigações, foram realizadas análises do FS do aterro no trecho do Setor 2 (Etapa 2) ao longo do tempo, a fim de verificar se o aterro entraria em estabilização a partir do aumento do FS ou apresentaria reduções do FS (Figura 88). Os resultados apresentados na Figura 88 evidenciam um aumento do FS ao longo do tempo, o que pode estar relacionado à estabilização das poropressões e dos deslocamentos.

Ao analisar os registros do monitoramento das trincas de tração no aterro, conforme apresentado no item 3.1.4.1, observa-se que, no período avaliado, não foram identificadas alterações que indiquem que o aterro esteja sofrendo níveis elevados de recalque diferencial de forma contínua, evidenciando uma convergência das análises numéricas com os registros de campo.

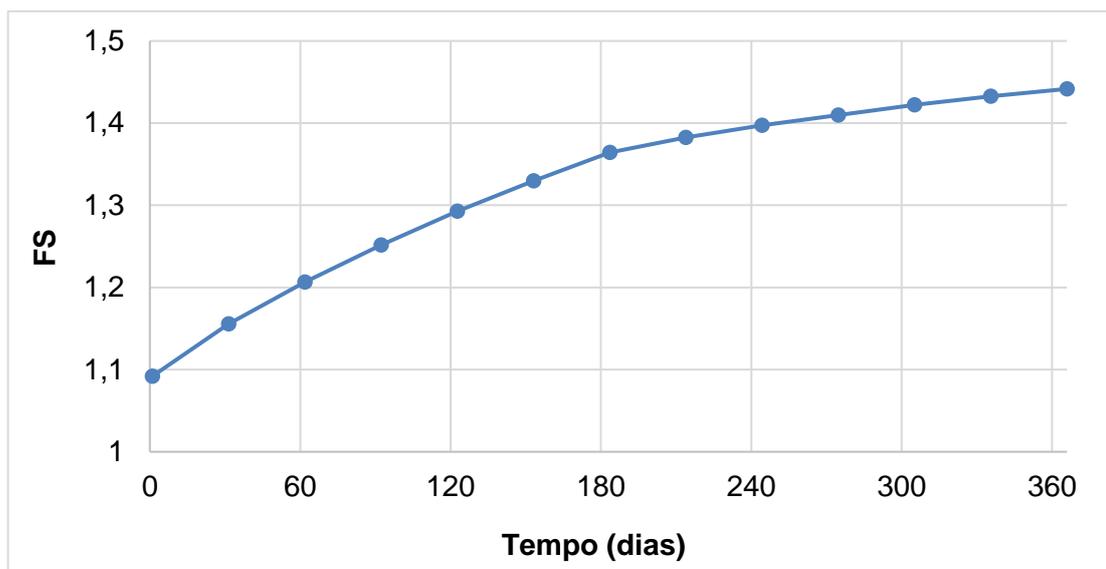


Figura 88: Etapa 2 – Setor 1 – MEF - Análise do FS do aterro ao longo do tempo.
Fonte: Autor, 2025.

4.2.2.1.2 Análise dos deslocamentos

Quanto aos resultados das investigações dos deslocamentos da retroanálise do aterro calculados pelo MEF, são apresentados os módulos de deslocamento do aterro no momento correspondente a altura de 6,5 m e a zona de plastificação do aterro, respectivamente nas (Figura 89a e Figura 89b).

Os resultados mostram que os módulos de deslocamento apresentam comportamentos típicos de solos moles, semelhantes aos observados na Figura 78a para a Etapa 1. Esses resultados indicam que, assim como na Etapa 1, o material do aterro comporta-se de forma característica de solos com alta compressibilidade e deformações elevadas sob carga.

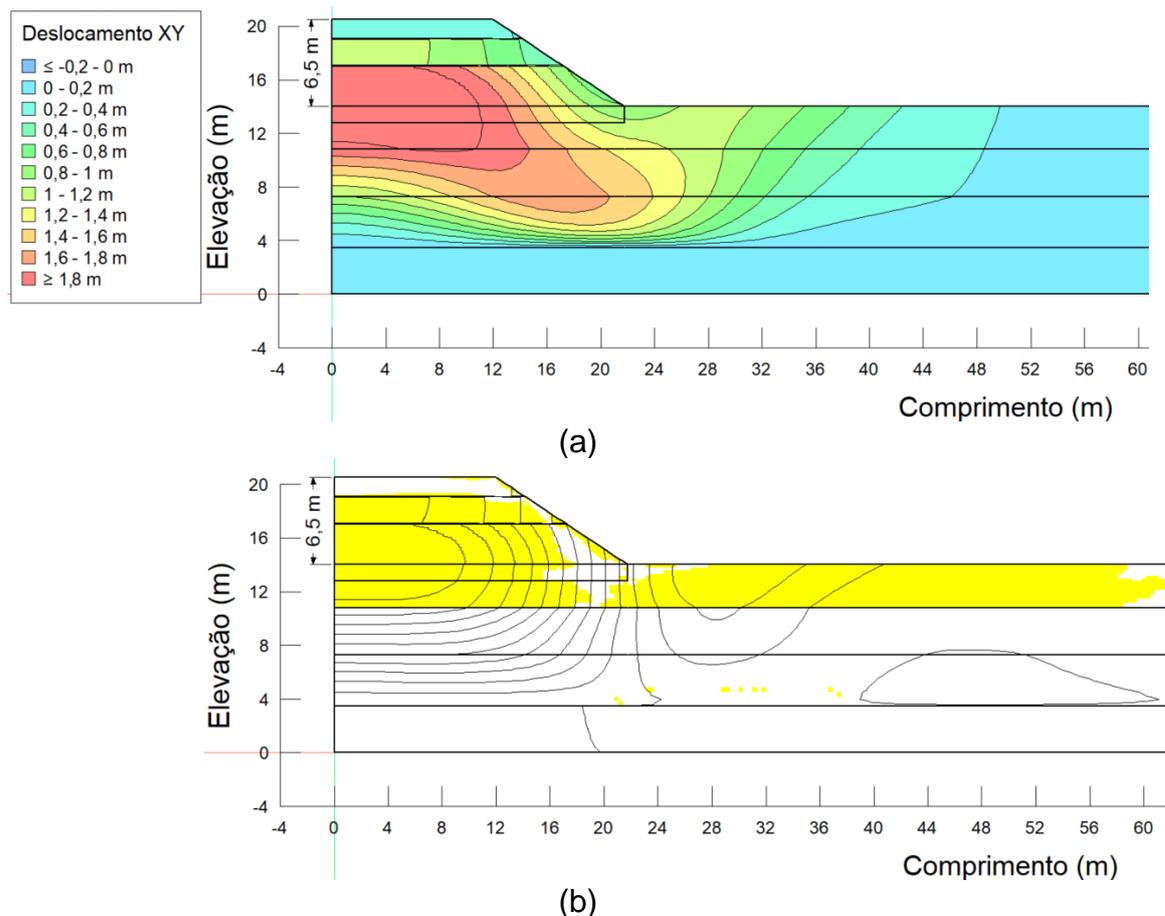


Figura 89: Etapa 2 – Setor 1 – MEF: (a) módulos de deslocamento: final da construção do aterro (altura de 6,5 m); e (b) zona plastificadas.

Fonte: Autor, 2025.

No que diz respeito às zonas de plastificação, evidenciadas em amarelo na Figura 89b, observa-se que, em comparação com a plastificação observada na retroanálise da Etapa 1, nesta etapa a camada de 2,5 metros acima da zona plastificada também apresenta comportamentos de plastificação. Isso sugere que, durante o processo de carga e deformação, a área afetada pela plastificação se expandiu, o que pode estar relacionado à maior magnitude de esforços atuando sobre o aterro nesta fase.

Quanto à análise dos deslocamentos verticais na base do aterro e em seu contorno, foi elaborado o gráfico apresentado na Figura 90, o qual inclui os deslocamentos obtidos pela análise numérica utilizando o MEF. Os resultados indicam que, ao final de um ano, os deslocamentos se estabilizam, sugerindo que o aterro atingiu um novo equilíbrio de recalques, indicando uma possível finalização do recalque primário.

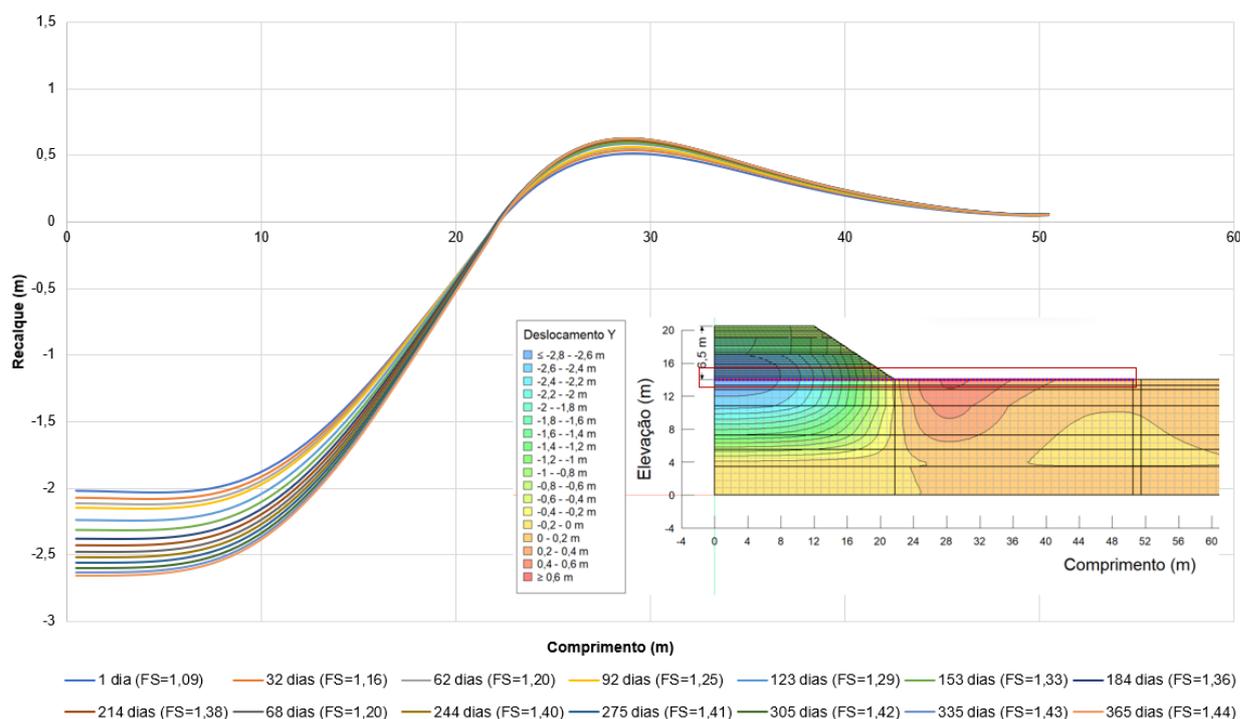


Figura 90: Etapa 2 – Setor 1 – MEF – Deslocamento vertical: Deslocamentos ao longo da base do aterro ao longo do tempo e FS correspondente.

Fonte: Autor, 2025.

4.2.2.2 Setor 2

4.2.2.2.1 Análise dos recalques de campo com base nos levantamentos topográficos

Conforme detalhado no item 4.1.7.2, foram realizadas estimativas de recalques na região do Setor 2 (Etapa 2) com base na geração de seis seções transversais distintas, que incorporam as topografias da área do aterro após a ruptura ocorrida em abril de 2021, bem como os dados obtidos no levantamento realizado em setembro de 2024. Essas estimativas foram calculadas com o objetivo de analisar as variações nos recalques ao longo do tempo no aterro. Os resultados dessas estimativas de recalque para as seis seções geradas estão apresentados na Tabela 17, que consolida os dados obtidos e permite uma comparação das variações observadas entre os diferentes pontos da área de estudo.

Tabela 17: Etapa 2 – Setor 2 – Resumo dos resultados do recalque estimado com base nos levantamentos topográficos.

Seção	Estimativa de recalque (cm)
0+600	100,6
0+610	96,8
0+620	100,3
0+630	100,1
0+640	93,8
0+650	95,9

Fonte: Autor, 2025.

Já na Figura 91 é apresentado o resultado do recalque no aterro para o período correspondente ao intervalo dos registros topográficos.

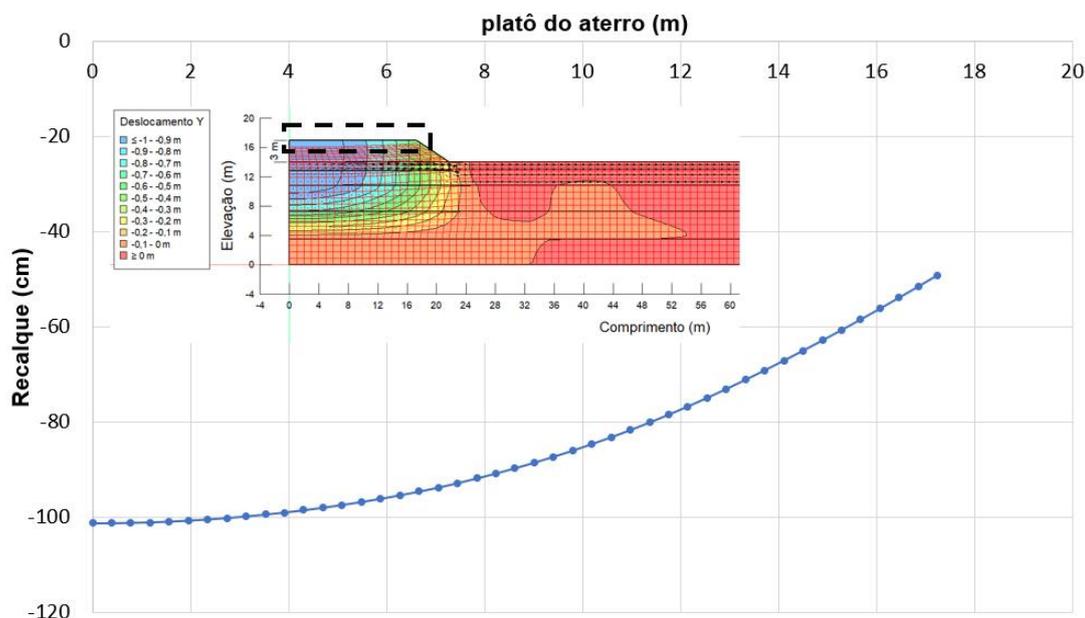


Figura 91: Etapa 2 – Setor 2 – Recalque do aterro pelo MEF considerando o intervalo de tempo entre abril/2021 e setembro/2024.

Fonte: Autor, 2025.

Com base nas seis seções analisadas, os valores médios de recalque obtidos variaram entre 94 e 101 cm. Para o período em questão, o valor de recalque calculado por meio da análise numérica utilizando o MEF foi de 101 cm, o que se encontra dentro da faixa de valores observados nas estimativas realizadas a partir das seções.

Esse resultado demonstra uma boa convergência entre os deslocamentos calculados no modelo numérico e os registros obtidos no levantamento topográfico, evidenciando a consistência e a precisão do modelo utilizado para representar o comportamento do

aterro ao longo do tempo. A correspondência entre os valores obtidos pela análise e os dados de campo reforça a validade do modelo e sua capacidade de simular adequadamente os fenômenos de recalque na área em estudo.

4.2.2.2 Comparativo dos resultados da instrumentação com o modelo

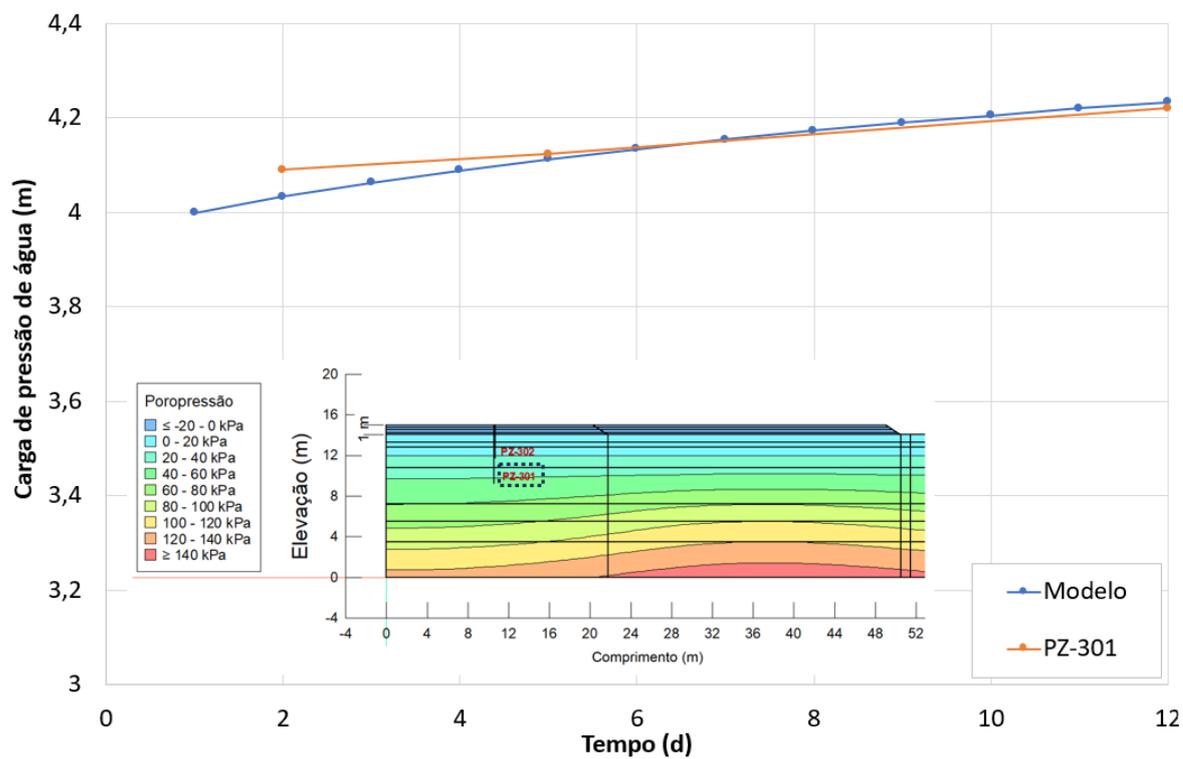
Adicionalmente, para o Setor 2 (Etapa 2), foram analisados os resultados das poropressões após a regularização do aterro e da berma, considerando uma espessura de 1,0 m no modelo numérico. Essa análise foi realizada a partir da comparação entre os valores de poropressão obtidos no modelo numérico e os dados registrados pelos piezômetros PZ-301 e PZ-302.

Na Figura 92 são apresentados os resultados dessa comparação, permitindo uma avaliação detalhada do comportamento das poropressões no aterro após as intervenções realizadas, e fornecendo informações sobre a distribuição dessas pressões ao longo da espessura do aterro e na região da berma.

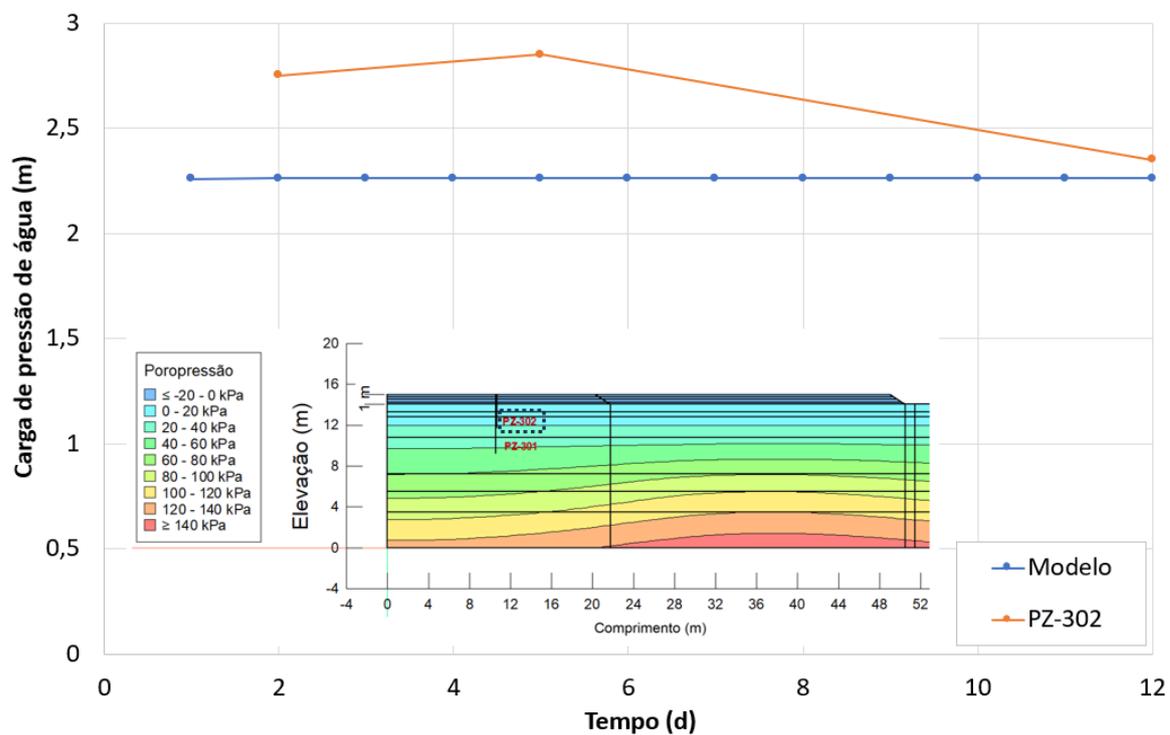
Embora apenas dois piezômetros tenham sido apresentados para fins de comparação com os resultados da modelagem numérica, é importante destacar que os demais 9 instrumentos instalados também foram analisados e apresentaram boa convergência com o modelo em termos de níveis de poropressão registrados ao longo do tempo.

A escolha por apresentar apenas dois PZs teve caráter representativo e didático, considerando que esses instrumentos estavam localizados em posições estratégicas dentro do corpo do aterro e nas zonas críticas de fundação, evidenciando claramente o comportamento hidromecânico do sistema e validando a calibração do modelo numérico.

Os resultados apresentados na Figura 92 demonstram uma boa convergência entre os dados registrados pelos piezômetros de campo (PZ-301 e PZ-302) e os resultados obtidos a partir do modelo hidromecânico do aterro. Essa correspondência entre os resultados experimentais e os simulados reforça a validação do modelo, evidenciando sua capacidade de reproduzir com precisão o comportamento das poropressões no aterro. A comparação bem-sucedida entre os dados de campo e as simulações numéricas confirma a eficácia do modelo hidromecânico na representação das condições geotécnicas do aterro.



(a)



(b)

Figura 92: Etapa 2 – Setor 2 – Seção da análise da análise piezométrica do modelo (a) PZ-301; e (b) PZ-302.

Fonte: Autor, 2025.

5 CONCLUSÕES

No presente capítulo, são apresentadas as conclusões derivadas dos resultados da pesquisa, que teve como objetivo avaliar o comportamento de um aterro construído sobre solos moles, por meio de uma abordagem integrada envolvendo modelagem numérica, análises de estabilidade e interpretação de dados de campo e laboratório.

5.1 INVESTIGAÇÃO DE CAMPO E LABORATÓRIO

Os resultados das investigações de campo e de laboratório forneceram uma compreensão aprofundada dos aspectos geológicos, físicos e deformacionais do depósito de solo mole na área de estudo. A análise do perfil geotécnico indicou a predominância de uma camada espessa de solo muito mole entre 3,0 e 12,0 metros de profundidade, caracterizada por valores de N_{SPT} inferiores a 3 e índices de vazios iniciais (e_0) superiores a 1,5. Essas condições refletem uma fundação de baixa rigidez, alta compressibilidade e permeabilidade extremamente reduzida, compatíveis com ambientes de sedimentação orgânica e argilo-siltosa, em consonância com a geologia local.

A caracterização física revelou a presença de areias siltosas, areia argilosa, siltes altamente compressíveis ($LL > 50$, $IP > 25$) e argilas orgânicas de plasticidade moderada. Os ensaios de adensamento destacaram coeficientes de compressibilidade (C_c) entre 0,07 e 3,25 e valores de índice de vazios finais que permaneceram elevados mesmo após o adensamento primário, evidenciando a elevada deformabilidade do depósito.

Essa elevada deformabilidade, associada à baixa permeabilidade do depósito de argila mole, tem influência direta na geração de poropressões durante o carregamento rápido, como o provocado pela construção do aterro. Os resultados dos ensaios demonstraram que o excesso de poropressões gerado em camadas mais compressíveis não foi dissipado de forma homogênea, criando zonas com elevados gradientes hidráulicos que contribuem para o desenvolvimento de recalques diferenciais e instabilidades localizadas.

Nos ensaios de resistência, argilas moles apresentaram comportamento altamente plástico, com C_u variando entre 12 e 19 kPa. A combinação entre resistência reduzida

e lenta dissipação de poropressões levou à ocorrência de deslocamentos diferenciais excessivos na área de estudo, o que contribuiu para o surgimento de fissuras de tração no corpo do maciço. A presença dessas fissuras é consistente com a atuação de recalques diferenciais associados à deformação não uniforme da camada de solo mole.

A análise multivariada (PCA) confirmou a relevância do índice de vazios inicial (e_0) como principal variável controladora da compressibilidade, resistência e geração de poropressões, destacando-se como parâmetro-chave na previsão de desempenho de fundações e aterros sobre esses solos moles. A comparação dos resultados obtidos com dados regionais da RMR permitiu, ainda, estabelecer equações empíricas de correlação úteis para aplicação em estudos futuros em solos com características semelhantes.

Em síntese, os resultados obtidos demonstram que a alta deformabilidade dos solos moles investigados, aliada à lenta dissipação de poropressões e à baixa resistência ao cisalhamento, configura um cenário crítico para a estabilidade de aterros. A compreensão integrada desses fatores é essencial para prevenir instabilidades, controlar recalques diferenciais e assegurar o desempenho a longo prazo de obras sobre solos moles.

5.2 ANÁLISES NUMÉRICA DO ACOPLAMENTO HIDROMECAÂNICO

Esta etapa da pesquisa se concentrou na identificação dos mecanismos de instabilidade, com destaque para o acoplamento hidromecânico, e para a influência da fissuração por tração no corpo do aterro. Para isso, foi desenvolvida uma metodologia de retroanálise estruturada, que permitiu a calibração dos modelos e a validação dos resultados com base em dados observados durante e após os eventos de ruptura.

Na Etapa 1, a retroanálise do aterro sobre solo mole, conduzida com base em simulações numéricas acopladas hidromecanicamente, demonstrou forte convergência com os dados de campo, validando tanto os modelos adotados quanto a abordagem metodológica desenvolvida. A metodologia incluiu uma sequência estruturada de análises 2D e 3D com foco na calibração e validação dos parâmetros geotécnicos a partir de dados de campo, laboratório e correlações da literatura.

A retroanálise resultou em FS próximos de 1, com destaque para o cenário combinado MEF-MEL, que resultou em $FS = 1,09$, corroborando a representatividade do modelo para simular as condições reais de ruptura. A consideração das fissuras de tração no modelo, identificadas pela ocorrência de solicitações de tração no aterro superiores à sua coesão nas simulações pelo MEF, mostrou-se fundamental para representar com maior fidelidade a resposta estrutural e a consequente redução da resistência mobilizada durante o processo de ruptura.

A validação dessa proposta foi feita com base na comparação da profundidade das fissuras calculadas com os modelos teóricos de Chirapuntun & Duncan (1976) e com observações de campo, demonstrando boa concordância com a literatura (valores entre 25% e 30% da altura do aterro).

A análise das trajetórias de tensões ao longo da cunha de ruptura permitiu verificar a atuação simultânea de tensões de tração na superfície e tensões cisalhantes/compressivas em regiões mais profundas, sugerindo que o aparecimento de fissuras por tração é um fenômeno associado diretamente à evolução de recalques. Destaca-se que as superfícies de ruptura simuladas apresentaram geometria compatível com a observada em campo, especialmente nos cenários em que as fissuras foram modeladas.

No que tange à análise de recalques, os resultados numéricos pelo MEF (recalque de 32 cm e levantamento de 13 cm) foram consistentes com os valores obtidos por meio de modelos analíticos tridimensionais e evidências de satélite e topografia pós-ruptura.

Isso reforça a validação da abordagem integrada para cálculo de recalques, mesmo com as limitações da representação estratigráfica no modelo 2D. Os resultados também foram utilizados para estimar a distorção angular crítica, cujo valor superou os limites propostos para estruturas rígidas, mas foi coerente com a natureza deformável do material do aterro.

A evolução das poropressões, simulada com base na sequência de construção do aterro, evidenciou incrementos progressivos (~75 kPa) ao longo dos 15 dias até a ruptura, sendo esse acréscimo de poropressão um fator determinante para a ruptura

da estrutura. A boa correspondência com as condições reais de ruptura reforça a eficácia do acoplamento hidromecânico nas análises.

Na Etapa 2, que analisou o comportamento do aterro após 3 anos e 6 meses da primeira ruptura, a retroanálise indicou novamente FS próximo de 1 (FS = 1,09), com profundidade de cunha semelhante à da Etapa 1. O comportamento hidromecânico foi confirmado pelas análises de tração, que mostraram menores níveis de tração no aterro (2,5 kPa) em comparação com a Etapa 1 (11,4 kPa), indicando possível efeito de consolidação da fundação e contenção lateral exercida pelo Setor 3.

As estimativas de recalque para o Setor 2, com valores médios entre 94 e 101 cm, apresentaram boa concordância com os deslocamentos obtidos pela modelagem numérica, confirmando a confiabilidade do modelo para previsão de recalques de longo prazo. Além disso, os resultados simulados de poropressão mostraram excelente aderência aos registros dos piezômetros PZ-301 e PZ-302, validando a aplicação do modelo hidromecânico e a calibração das propriedades hidráulicas do solo.

Em síntese, a metodologia de retroanálise acoplada hidromecanicamente, associada à proposta de correlação entre tração e fissuração no corpo do aterro, mostrou-se eficaz e robusta para representar o comportamento de aterros sobre solos moles. A boa concordância entre os resultados numéricos, os dados de campo, os ensaios laboratoriais e as observações pós-ruptura confirmam a validade do modelo adotado e a relevância da inclusão das fissuras como elemento de redução de resistência.

Essa abordagem fornece subsídios confiáveis para o projeto, monitoramento e reabilitação de estruturas similares, e reforça a importância de análises acopladas em contextos geotécnicos complexos.

5.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Como sugestões para pesquisas futuras, recomenda-se a simulação combinada do processo de abertura de fissuras por dessecação e por tração derivada de recalque diferencial.
- Realização de modelos de aterros experimentais em pequena escala para compreender o mecanismo de fissuração durante a construção de um aterro sobre solo mole.

- Realizar retroanálises de outros aterros sobre solo mole que apresentaram fissuras de tração e incorporar ao modelo proposto nesta pesquisa de associar a distorção angular, espessura de fissuras de tração e FS.
- Também se recomenda a elaboração de um modelo numérico capaz de produzir a abertura das fissuras de tração e verificar as dimensões dessas fissuras para essas simulações.
- Sugere-se ainda realização de análises de tensão-deformação em 3D para detectar o efeito tridimensional na geração de tração no aterro.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S. Discussion of “Embankment Failure on Clay near Rio de Janeiro” by JA Ramalho-Ortigão, MLG Werneck and WA Lacerda (November 1983). **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 2, p. 253-256, 1985.
- ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. Análise numérica do comportamento de aterros sobre solos moles com aplicação de reforço horizontal. **Solos e Rochas**, v. 33, n. 1, p. 1–14, 2010.
- ALONSO, U. R. **Previsão e controle das fundações**. Editora Blucher, 2019.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM D4767-11. (2020). **Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. Conshohocken: ASTM International, 2020.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, D1587. **Standard Practice for Thin-Walled Tube Sampling of Soils for Geotechnical Purposes**. ASTM International, West Conshohocken, PA. 2008.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, D2850: **Standard test method for unconsolidated undrained triaxial compression test on cohesive soils**. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, D7181: **Standard test method for consolidated drained triaxial compression test for soils**. West Conshohocken, PA, United States, 2020.
- AMIN, P., GHALIBAF, M. A., & HOSSEINI, M. Land subsidence and soil Cracks monitoring by surveying on the clayey plain soils in Central Iran (case study: Yazd City). **Arabian Journal of Geosciences**, 12, 1-11, 2019.
- ARAÚJO, A. G. D. D. **Análise do processo de fissuras e do comportamento de estacas granulares ancoradas submetidas a secagem e umedecimento em solo expansivo**. Tese de doutorado, UFPE, Recife, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 7181. **Solo – análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 16853. **Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional**. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6457. **Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6459. **Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro. 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6484. **Solo – Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6508. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.** Rio de Janeiro, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. 9604 – **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas-Procedimento.** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. 9820: **Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa capacidade em furos de sondagem.** Rio de Janeiro: ABNT, 1977.

BAKER, R. Tensile strength, tension cracks, and stability of slopes. **Soils and foundations**, v. 21, n. 2, p. 1-17, 1981.

BARBOSA, H. T. **Banco de dados geotécnico das argilas moles da Região Metropolitana do Recife (RMRecife).** Dissertação de mestrado, UFPE, Recife, 2018.

BELLO, M. I. M. **Estudo de ruptura em aterros sobre solos moles: Aterro de galpão localizado na BR-101/PE.** Dissertação de mestrado, UFPE. Recife, 2004.

BELLO, M.I.M. **Parâmetros Geotécnicos e Banco de Dados de Argilas Moles: o Caso de Suape.** Tese de doutorado, UFPE, Recife, 2011.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. The measurements of soil properties in the triaxial test. 2. ed. London: Edward Arnold, 227p.1962.

BUDHU, M. **Soil mechanics fundamentals.** John Wiley & Sons. 2015.

CADETE, A. N. D. M. **Avaliação da resistência não drenada de uma argila orgânica mole do bairro Chão de Estrelas em Recife-PE.** Dissertação de mestrado, UFPE. Recife, 2016.

CASAGRANDE, A. "An Unsolved Problem of Embankment Stability on Soft Ground", **Proceedings of the 1st Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico**, 1959, Vol. 2, pp. 721-746. 1960.

Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Brazil) - EMBRAPA. **Sistema brasileiro de classificação de solos.** Rio de Janeiro, v. 3, 2020.

CERUTTI, R. **Análise de estabilidade e recalques de um aterro sobre solo mole- estudo de caso.** TCC -UNESC, 2011.

CHIRAPUNTU, S., & DUNCAN, J. M. **The role of fill strength in the stability of embankments on soft clay foundations (Vol. 9).** WES, 1976.

CHUDNOVSKY, A., SAADA, A., LESSER, A.J., Micromechanisms of deformation in fracture of overconsolidated clays. **Can. Geotech. J.** 25 (2), 213–221. 1988.

CLIMATEMPO. **Série histórica do Clima na cidade de Jaboatão dos Guararapes - PE.** 2024. Disponível em: <

<https://www.climatempo.com.br/climatologia/1606/jaboataodosguararapes-pe>>.
Acessado em: 21 de março de 2024.

COBE, E. P. **Comportamento de um aterro construído sobre solo mole e sua influência no estaqueamento adjacente**. Tese de doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2017.

CODUTO, D. P. **Foundation design: principles and practices**. Pearson Education Limited, 2014.

COUTINHO, R. Q. **Características de adensamento com drenagem vertical e radial em argila mole na Baixada Fluminense**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE / UFRJ, 206 p. 1976.

COUTINHO, R. Q. **Carta Geotécnica da Cidade do Recife**. Resumo. 1995.

CUNHA, R. P.; VELLOSO, D. A. Modelagem numérica do comportamento de aterros sobre solos moles: considerações geotécnicas e computacionais. **Revista Geotecnia**, n. 108, p. 3–30, 2007.

DA SILVA, F. K., MENEGUCCI, J. J., GODOI, C. S., & DA SILVA BARBOSA, C. Aterros Sobre Solos Moles: Estudo de caso em Projeto de Acesso Multimodal. In **XII Simpósio de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul**. 2019.

DASCAL, O. *et al.* Failure of a test embankment on sensitive clay. In: **Performance of Earth and Earth-Supported Structures**. ASCE, p. 129. 1972.

DE BRITO TABAJARA, J., SARDINHA, M. F. P., GERSCOVICH, D. M. S., & PACHECO, M. P. Impacto da Interpretação do Perfil de Resistência Não Drenada em Estudos de Estabilidade de Aterros sobre Solos Moles. 2020.

DE MATTOS BATISTA, M., de Oliveira, F. H. L., de Aguiar, M. F. P., & Monteiro, F. F. Aterro sobre Solo Mole: Estudo de Caso em Parque Eólico do Estado do Ceará. **XX COBRAMSEG**, 2020.

DUNCAN, J. M. AND WRIGHT, S. G. **Soil Strength and Slope Stability**. John Wiley & Sons, Hoboken, NJ. 2005.

DUNCAN, J. Mi., WRIGHT, S. G., BRANDON, T. L. **Soil strength and slope stability**. John Wiley & Sons, 2014.

EIDE, O. "Undrained Shear Strength of Bangkok Clay", **Proceedings of the Geotechnical Conference Oslo 1967**, Oslo, Vol. 2, pp. 133-135. 1968.

EIDE, O. AND HOLMBERG, S. "Test Fills to Failure on the Soft Bangkok Clay", **Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures**, Purdue Univ., Vol. 1, June, pp. 159-180. 1972.

FERREIRA, S. R. M. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife**. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1982.

FREITAS, B. A. D. **Análise numérica do comportamento do aterro sobre solo mole executado na obra do Hospital da Mulher do Recife-PE**. Dissertação de mestrado, UFPE, Recife, 2019.

GENS, A. Soil–environment interactions in geotechnical engineering. **Géotechnique**, v. 60, n. 1, p. 3–74, 2011.

- GODOY, N. S. **Fundações: Notas de aula, Curso de Graduação, São Carlos (SP):** Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.
- GOLDER, H.Q. AND PALMER, D.J. "Investigation of a Bank Failure at Scrapsgate, Isle of Sheppey, Kent", **Geotech.**, Vol. 5, No. 1, March, pp. 55-73. 1955.
- GRIFFITHS, D.V. AND LANE, P.A. Slope Stability Analysis by Finite Elements, **Geotechnique**, 49(3), 387-403. 1999.
- GUSMÃO, A. D. **Prática de fundações profundas no Nordeste.** In: SEFE 6, São Paulo. v. 1, 207 p. 2008.
- HALES, T., ROERING, J.J. Climatic Controls on Frost Cracking and Implications for the Evolution of Bedrock Landscapes. Earth Surface, **Journal of Geophysical Research**, p. 112. 2007.
- HAUPT, R. S. AND OLSON, J. P. "**Case History, Embankment Failure on Soft Varved Silt**", **Proceedings ASCE Specialty Conference on Earth and Earth-Supported Structures**, Purdue University, Vol. 1, June, pp. 1-27. 1972.
- HE, Ke; SONG, Chongmin; FELL, Robin. Numerical modelling of transverse cracking in embankment dams. **Computers and Geotechnics**, v. 132, p. 104028, 2021.
- HE, Yi et al. Stability and failure mechanisms in three-dimensional cracked slope: Static and dynamic analysis. **Computers and Geotechnics**, v. 144, p. 104626, 2022.
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing.** Londres: ed. ELE International Limited, v.2. 1986.
- KANIRAJ, Shenbaga R.; ABDULLAH, Hasan. Effect of berms and tension crack on the stability of embankments on soft soils. **Soils and foundations**, v. 33, n. 4, p. 99-107, 1993.
- LADD, C. C. Test Embankment on Sensitive Clay, **Proc. of the ASCE Specialty Conf. on Earth and Earth-Supported Struc.**, Purdue University, Vol. 1, June, pp. 101-128. 1972.
- LADD, C. C.; FOOTT, R. A New Design Procedure for Stability of Soft Clays. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 100, n. GT7, p. 763–786, 1974.
- LADD, Charles C.; ALDRICH, Harl P.; JOHNSON, Edmund G. Embankment failure on organic clay. In: **Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc/Mexico/**. 1969.
- LEROUEIL, S.; HIGHT, D. W. Behaviour and properties of natural soils and soft ground. In: TAN, T. S.; PHOON, K. K.; HIGHT, D. W.; LEUNG, C. F. (Eds.). **Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils.** Londres: Taylor & Francis, 2003. v. 1, p. 29–254.
- LI, Zheng-Wei; YANG, Xiao-Li; LI, Tian-Zheng. Static and seismic stability assessment of 3D slopes with cracks. **Engineering Geology**, v. 265, p. 105450, 2020.
- LO, K.Y. AND STERMAC, A.G. "Failure of An Embankment Founded on Varved Clay", **Canadian Geotech. Jour.**, Vol. 2, No. 3, pp. 234-253. 1965.
- LU, Y., CHEN, X., & WANG, L. **Research on fracture mechanism and stability of slope with tensile cracks.** Applied Sciences, 12(24), 12687. 2022.

MACHADO, L. V. S. S. **Avaliação do deslocamento vertical de aterro sobre solo mole executado no projeto de duplicação da BR-101/PE**. Dissertação de Mestrado. UFPE, 2012.

MAEDO, M., SÁNCHEZ, M., ALJEZNAWI, D., MANZOLI, O., GUIMARÃES, L. J., & CLETO, P. R. Analysis of soil drying incorporating a constitutive model for curling. **Acta Geotechnica**, 15(9), 2619-2635. 2020.

MASSOCCO, N. S. **Análise de estabilidade de um aterro sobre solo mole e medidas de melhorias nas condições do solo**. Revista de Engenharia Civil IMED, 4(1), 81-96. 2017.

MESRI, G.; OLSON, R. E. Mechanisms Controlling the Shear Strength of Clays. In: **ASCE Conference on Shear Strength of Cohesive Soils**, Boulder, 1971. Proceedings. New York: ASCE, 1971.

NEGRO, A., KARLSRUD, K., SRITHAR, S., ERVIN, M., AND VORSTER, E. Prediction, monitoring and evaluation of performance of geotechnical structures. Proc. 17th Int. **Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Alexandria, Egypt, OIS Press, Theme Lecture, Vol. 4, pp. 2930–3005. 2009.

NORBERTO, A. S.; OLIVEIRA JUNIOR, A. I.; BESERRA; L. B. S.; GUIMARÃES; L. J. N. Fissuras em aterros sobre solos moles: abordagens, mecanismo e influências. **Revista Semiárido De Visu**, V. 12, n. 2, p. 910-928, 2024.

OLIVEIRA, J. T. R. D. **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação – resistência de argilas moles**. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro 2002.

OLIVEIRA, J. T. R. D. **Ensaio de piezocone em um depósito de argila mole da cidade do Recife**. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro 1991.

ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) -Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

PACHECO SILVA, F., Shearing Strength of a Soft Clay Deposit Near. Rio de Janeiro, **Géotechnique**, vol. 3, 300-305, 1953.

PALMEIRA, E. M., FAHEL, A., & ORTIGÃO, J. A. R. Aterros Reforçados com Geossintéticos Sobre Solos Moles. **Geossintéticos' 99**, 2. 1999.

PANERO, J. D. S. **Determinação da proteína, óleo e umidade por espectroscopia NIR em grãos de soja do Estado de Roraima**. Dissertação de mestrado, UFRR, Roraima, 2017.

PARK, Dowon. Stability evaluation of rock slopes with cracks using limit analysis. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, v. 56, n. 7, p. 4779-4797, 2023.

PARRY, R. H. G. AND MACLEOD, J. H. **Investigation of Slip Failure in Flood Levee at Launceston, Tasmania. Proceedings of the 5th Australia- New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Auckland, pp. 294-300. 1967.

PERBONI, J. P. **Análise de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles-caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381)**. Dissertação de mestrado, UFOP, Ouro Preto, 2003.

PÉRON, H., HUECKEL, T., LALOUI, L., HU, L. Fundamentals of desiccation cracking of finegrained soils: experimental characterisation and mechanisms identification. **Can. Geotech. J.** 46, 1177–1201. 2009.

PILOT, G. Study of Five Embankment Failures on Soft Soils. **Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures**, Purdue University, Vol. 1, June, pp. 81-100. 1972.

PINHEIRO, J., CUNHA, S., GOMES, G., & CARVAJAL, S. **Probabilidade e estatística: quantificando a incerteza**. Elsevier Brasil, 2013.

PINTO, G. P. **A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles brasileiros**. Dissertação de Mestrado. UERJ, 2017.

ROCHA, F. M. A. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do bairro de Chão de Estelas no Recife**. Dissertação de Mestrado, Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2016.

SÁNCHEZ, M., GENS, A. GUIMARÃES, L., & OLIVELLA, S. Implementation algorithm of a generalized plasticity model for swelling clays. **Computer and Geotechnics**. Vol. 35 (6): 860-871. 2008.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, P. **Critical state soil mechanics**. London: McGraw-hill, 1968.

SERAFIM, S. M. **Análise das propriedades geotécnicas de um depósito de argila mole localizado às margens da BR-101 no bairro do Curado-Recife/PE**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, 2017.

SILVA, L. D. S. M. D. **Análise tridimensional de taludes em solos moles**. Dissertação de mestrado, UERJ, Rio de Janeiro, 2021.

SOUZA NETO, D. P.; COUTINHO, R. Q.; SOUZA, F. Q. Análise da ruptura de um aterro rodoviário construído sobre solos moles na cidade de Goiana-PE, Brasil. **Research, Society and Development**, v. 11, n. 7, p. e22311729758-e22311729758, 2022.

SOUZA, F. Q. D. **Estudo das propriedades geotécnicas e comportamentos dos aterros sobre solos moles da BR-101/Goiana-PE**. Tese de doutorado, UFPE, Recife, 2018.

SOUZA, G. L. A. D. **Estudo da influência da duração do carregamento em projetos de aterros sobre solos moles destinados à construção de vias sujeitas ao tráfego de veículos especiais ultra-pesados**. Dissertação de mestrado, UERJ, Rio de Janeiro, 2017.

SOUZA, M. S. A., & MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. Oficina de Textos. 2010.

STIRLING, R.A., TOLL, D.G., GLENDINNING, S., HELM, P.R., YILDIZ, A., HUGHES, P.N., ASQUITH, J. D. Weather-driven deterioration processes affecting the performance of embankment slopes. **Geotechnique** 1–13, 2020.

TANG, C. S., WANG, D. Y., ZHU, C., ZHOU, Q. Y., XU, S. K., & SHI, B. Characterizing drying-induced clayey soil desiccation Cracking process using electrical resistivity method. **Applied Clay Science**, 152, 101-112. 2018.

TANG, C. S., ZHU, C., CHENG, Q., ZENG, H., XU, J. J., TIAN, B. G., & SHI, B. Desiccation Cracking of soils: A review of investigation approaches, underlying mechanisms, and influencing factors. **Earth-Science Reviews**, 216, 103586. 2021.

TANG, C.S., SHI, B., LIU, C., WANG, B.J. Factors affecting the surface Cracking in clay due to drying shrinkage. **J. Hydraul. Eng.** 38, 1186–1193, 2007.

TANG, Liansheng et al. What is the role of tensile cracks in cohesive slopes? **Journal of rock mechanics and geotechnical engineering**, v. 11, n. 2, p. 314-324, 2019.

TEIXEIRA, C. D. C. **Análise de estabilidade de aterro sobre solos moles: estudo de caso**. TCC -UNESC, Santa Catarina, 2015.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**, Wiley, New York.1943.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Fundações: engenharia das fundações**. São Paulo: McGraw-Hill, 1967.

VANICEK, I., VANICEK, M. Earth Structures: In Transport, Water and Environmental Engineering (**Springer Science & Business Media**). 2008.

VIANA DA FONSECA, A.; PEREIRA, J. M.; DIAS, A. M. Characterisation of a profile of residual soil from granite for geotechnical purposes. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 27, p. 657–676, 2009.

WANG, J.J., ZHU, J.G., CHIU, C.F., CHAI, H.J. Experimental study on fracture behavior of a silty clay. **Geotech. Test. J.** 30 (4), 303–311. 2007.

WEI, X., GAO, C.Y., LIU, K. Review of Cracking behavior and mechanism in clayey soils related to desiccation. **Adv. Civ. Eng.** 8880873, 2020.

WOOD, D. M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Cambridge university press, 1990.

ZHANG, J., ZHU, D., ZHANG, S.H. Shallow slope stability evolution during Rainwater infiltration considering soil Cracking state. **Comput. Geotech.** 117, 103285, 2020.

ZHANG, W., XIAO, R., SHI, B., ZHU, H. H., & SUN, Y. J. Forecasting slope deformation field using correlated grey model updated with time correction factor and background value optimization. **Engineering Geology**, 260, 105215. 2019.

ZHU, L., SHEN, T., MA, R., FAN, D., ZHANG, Y., & ZHA, Y. Development of Cracks in Soil: An improved physical model. **Geoderma**, 366, 114258. 2020.

ZIENKIEWICZ, O. C.; SHIOMI, T.; LEWIS, R. W. Mechanics of porous media. In: ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. **The Finite Element Method**. 5. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 1999. cap. 15.

ZIESMANN, N. **Análise probabilística utilizando campos aleatórios aplicada à estabilidade de aterros sobre solos moles**. Dissertação de mestrado, UFSC, Santa Catarina, 2024.