



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

ANDRÉA BATISTA DE FARIAS DIAS

**ANÁLISE ACOPLADA HIDROMECÂNICA DA CONSTRUÇÃO DE ATERRO
SOBRE SOLO MOLE EM IPOJUCA-PE**

Recife
2018

ANDRÉA BATISTA DE FARIAS DIAS

**ANÁLISE ACOPLADA HIDROMECÂNICA DA CONSTRUÇÃO DE ATERRO
SOBRE SOLO MOLE EM IPOJUCA-PE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em engenharia civil.

Área de concentração: Geotecnia.

ORIENTADOR: PROFº. DR. IGOR FERNANDES GOMES.

Recife

2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária: Rosineide Mesquita Gonçalves Luz / CRB4-1361 (BCTG)

D541a Dias, Andréa Batista de Farias.
 Análise acoplada hidromecânica da construção de aterro sobre solo mole
 em Ipojuca-PE / Andréa Batista de Farias Dias . – 2018.
 188f., il., figs., tabs., abrev. e siglas.

Orientador: Prof. Dr. Igor Fernandes Gomes.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Aterro sobre solo mole. 3. Elastoplasticidade.
4. Cam-Clay Modificado. 5. Simulação numérica. I Gomes, Igor Fernandes
(Orientador). II. Título.

624 CDD (22.ed)

UFPE/BCTG-2019/ 42

ANDRÉA BATISTA DE FARIAS DIAS

**ANÁLISE ACOPLADA HIDROMECÂNICA DA CONSTRUÇÃO DE ATERRO
SOBRE SOLO MOLE EM IPOJUCA-PE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Aprovada em: 12/12/2018.

BANCA EXAMINADORA

Profº. Dr. Igor Fernandes Gomes (Orientador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Profº. Dr. Alexandre Duarte Gusmão (Orientador Externo)
Universidade de Pernambuco

Profº. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira (Co-orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Profº. Dr. Leonardo J. do N. Guimarães (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Profº. Dr. Sandro Salvador Sandroni (Examinador Externo)
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Profº. Dr. Rubenei Novais Souza (Examinador Externo)
Petróleo Brasileiro S. A. - PETROBRÁS

Profº. Dr. Manoel Porfirio Cordão Neto (Examinador Externo)
Universidade de Brasília - UnB

Dedico este trabalho às minhas avós, Maria e Ceci; aos meus pais, Eloisa e Luís Henrique e ao meu esposo, Rafael.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ser sempre tão bom em minha vida, por permitir que eu sinta Sua presença nos momentos difíceis, trazendo alívio para a minha alma, por me surpreender com Suas bênçãos e por me encorajar a seguir em frente continuamente.

Ao Professor Igor Gomes, pelo conhecimento transmitido, pela paciência nas diversas reuniões e, especialmente, pelo apoio nos momentos em que mais precisei. O senhor tem sido instrumento de Deus em minha vida, sua sinceridade foi/é preciosa e o terei como exemplo na forma de trabalhar. Ao Professor Alexandre Gusmão, pela confiança em mim depositada, por todos os ensinamentos repassados ao longo de dez anos de parceria e que me faz ter orgulho em dizer que, em breve, seremos colegas de trabalho na mesma instituição. Ao Professor Silvio Romero, cujo trabalho comigo se iniciou a três anos e meio e sempre foi paciente, fez as cobranças necessárias e deu um apoio importante ao longo dessa jornada. À Professora Stela Fucale, quem me iniciou de forma valiosa na vida acadêmica e me deu o seu abraço, tanto no momento mais difícil, quanto na hora de maior alegria, sinto muita gratidão.

Ao professor Leonardo Guimarães, por suas significativas contribuições para o desenvolvimento deste trabalho. Ao professor Rubenei Souza, por colaborar com a melhoria desta tese com críticas construtivas e sugestões oportunas no Seminário de Qualificação.

Aos todos professores da pós-graduação em Geotecnia da Universidade Federal de Pernambuco, que contribuíram para a minha formação acadêmica e profissional, como a professora Lícia Costa, o professor Joaquim Oliveira e a professora Odete Mariano. Aos professores do LABTOPOPE da Universidade Católica de Pernambuco, em especial Glauber Costa, por estarem sempre dispostos a auxiliar.

À Gusmão Engenheiros Associados, pela confiança demonstrada ao longo de todo o desenvolvimento do estudo, principalmente a Gilmar Maia, por sempre estar disposto a dirimir minhas dúvidas sobre esta obra.

Às secretárias da pós-graduação, pelas bem-vindas dicas. Aos bibliotecários Conceição Vieira, Joel Lopes e Tomás Melo, por meu auxiliarem na busca dos trabalhos acadêmicos mais difíceis.

A todos os pesquisadores envolvidos no LMCG, em especial, Jean, Débora, Bruno, Ricardo, Daniel, e pesquisadores de Geotecnia, como Camila e Bruna, por compartilharem conhecimentos, experiências, inseguranças e dúvidas.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de doutorado disponibilizada.

As minhas avós, Maria e Ceci, pela força que serve de exemplo a todos. Ao meu pai, Luís Henrique, agradeço por repassar sua experiência e tranquilidade e me fazer enxergar o melhor caminho a seguir. À minha mãe, Eloisa, amor maior, exemplo de força e dedicação, agradeço por estar sempre ao meu lado, por me apoiar e me incentivar, por segurar firme na minha mão sempre que preciso.

Ao meu esposo Rafael Dias, pelo amor e cumplicidade ao longo de toda a nossa história, por me incentivar tanto e, principalmente, por ser corresponsável nas minhas maiores conquistas. Aos meus sogros, Zildo e Jordânia, por comemorarem cada pequena conquista minha como se fossem suas.

Agradeço a minha família, por sempre torcerem pelo meu sucesso. Às minhas irmãs, Débora, Luciana e Sara, ao meu sobrinho, Matheus, aos cunhados Leonardo, Gabriel e Guilherme, à Wanessa, por me mostrarem sempre que há algo a aprender na vida, pela emoção, carinho e torcida transmitidos.

Aos amigos engenheiros, Viviane, Raíssa e Marcos pelos frequentes estudos e discussões na época de graduação da POLI, os quais e contribuíram bastante para o meu desenvolvimento profissional, além da ótima companhia.

Às amigas da escola, Manuela, Cristhiane, Cleanne, Djana, Tarsila, Ana Carla e Luciana, por sempre conservarem o bom humor e alegria nas muitas conversas. Aos amigos Bruno, Sheila, Joana e Anderson, parceiros e presentes de Deus tanto na minha vida, quanto na de Rafael.

A todos os amigos do Padasto, por torcerem pelo meu sucesso e por compreenderem minhas muitas faltas nos encontros, open house e viagens, em especial a Pedro Meira (em memória), que nos fez/faz sentir tão forte os versos “A amizade, nem mesmo a força do tempo irá destruir, somos verdade, nem mesmo esse samba de amor pode nos resumir. Quero chorar o teu choro, quero sorrir teu sorriso, valeu por você existir, amigo”.

A todos, muito obrigada.

RESUMO

O crescimento demográfico nas cidades é responsável pelo aumento do número de novas edificações e, em consequência, terrenos com baixa resistência, pequena permeabilidade e grande compressibilidade têm sido cada vez mais ocupados. Depósitos de solos moles, presentes ao longo da costa litorânea brasileira, são verdadeiros desafios para os engenheiros geotécnicos, especialmente quando é necessária a construção de aterros sobre os mesmos, uma vez que o adensamento da camada compressível pode provocar grandes recalques ao longo dos anos e ocasionar não apenas danos estruturais, como também perdas humanas e econômicas. Este trabalho consiste em modelar numericamente, por meio de métodos de elementos finitos com os modelos Cam-Clay Modificado e Drucker-Prager, a execução de um aterro sobre solo mole feito em etapas, com elementos drenantes e fases de adensamento em uma Unidade do Distrito Industrial de Suape, em Pernambuco, avaliando o seu comportamento previsto e comparando com os dados provenientes da instrumentação. Para tal, realizou-se uma pesquisa documental, em que foram obtidas a geometria do aterro, o perfil geotécnico, as propriedades dos solos e o período de execução de cada etapa da obra. A partir disto, foi construído o caso para a simulação, consistindo em uma malha bidimensional com 18.193 nós e 35.911 elementos e 13 materiais, incluindo colchão drenante, aterro e nós referentes a drenos franceses secundários. Optou-se por avaliar 08 cenários distintos com geodrenos de 5 e 100 mm (G5 e G100) de lado e com variações de 0,69 a 1,20 do parâmetro de estado crítico M . Utilizou-se o software *in house* CODE_BRIGHT (COupled DEformation and BRine, Gas and Heat Transport) para a simulação numérica, considerando o acoplamento hidromecânico na análise de deformação plana. Foram identificadas camadas de turfa orgânica argilosa e argila siltosa com espessuras variando de 2,0 a 7,0 e 1,0 a 5,0 m, respectivamente. No monitoramento, verificaram-se: recalques significativos, especialmente, na placa de recalque 08, com deslocamento vertical de 1,98 m; deslocamentos horizontais de até 343 mm e dispersões nos resultados de piezômetros elétricos. Nos casos modelados, foram estimados excessos de poropressões, com diferenças de 18 kPa, por exemplo, em casos com distintas dimensões de geodrenos (G5 e G100), seguidos de dissipações durante as fases de consolidação; recalques iguais aos aferidos em campo ocorreram em alguns cenários, a variação do parâmetro M interferiu em até 0,27 m de deslocamento vertical; e deslocamentos horizontais dentro da faixa de resultados (130 a 196 mm) obtidas na obra foram identificadas a uma distância de 05 metros do pé do aterro. De forma geral, o simulador descreveu com satisfação o comportamento do aterro, contudo, atenções especiais devem ser dadas aos parâmetros de entrada para a

modelagem e verificações analíticas não devem ser descartadas e sim comparadas para ponderação e melhor interpretação do desempenho da obra.

Palavras-chave: Aterro sobre solo mole. Elastoplasticidade. Cam-Clay Modificado. Simulação numérica.

ABSTRACT

Population growth in cities is responsible for the increase in the number of new buildings and, therefore, in land with low resistance, low permeability and great compressibility has been increasingly occupied. Deposits of soft soils, present along the Brazilian coast, are real challenges for geotechnical engineers, especially when it is necessary to build embankments on them, since the density of the compressible layer can cause large settlements over the years and not only cause structural damage, but also human and economic losses. This work consists of numerically modeling, through finite element methods with Modified Cam-Clay and Drucker-Prager models, the execution of an embankment on soft ground made in stages, with drainage elements and densification phases in a District Unit Industrial of Suape, in Pernambuco, evaluating its predicted behavior and comparing with the data coming from the instrumentation. For this, a documentary research was carried out, in which the embankment geometry, the geotechnical profile, the soil properties and the execution period of each stage of the work were obtained. From this, the case was constructed for the simulation, consisting of a two-dimensional mesh with 18,193 knots and 35,911 elements and 13 materials, including drainage mattress, embankment and points referring to secondary French drains. It was decided to evaluate 08 different scenarios with 5 and 100 mm geodrenes (G5 and G100) on the side and with variations from 0.69 to 1.20 of the critical state parameter M . The in-house software CODE_BRIGHT (COupled DEformation and BRine, Gas and Heat Transport) for the numerical simulation, considering the hydromechanical coupling in the flat deformation analysis. Layers of clayey peat and silty clay with thickness ranging from 2.0 to 7.0 and 1.0 to 5.0 m, respectively, were identified. In the monitoring, there were significant settlements, especially on the retaining plate 08, with vertical displacement of 1.98 m; horizontal displacements of up to 343 mm and dispersions in the results of electric piezometers. In the modeled cases, excess poropressions were estimated, with differences of 18 kPa, for example, in cases with different dimensions of geodrenos (G5 and G100), followed by dissipations during the consolidation phases; equations similar to those measured in the field occurred in some scenarios, the variation of the parameter M interfered in up to 0.27 m vertical displacement; and horizontal displacements within the range of results (130 to 196 mm) obtained in the work were identified at a distance of 05 meters from the foot of the embankment. In general, the simulator described with satisfaction the behavior of the embankment, however, special attention should be given to the input parameters for the modeling and analytical checks should

not be discarded but rather compared for weighting and better interpretation of the work performance.

Keywords: Embankment on soft soils. Elastoplasticity. Modified Cam-Clay. Numerical simulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Características geotécnicas de argila mole de origem marinha na Austrália	35
Figura 2 –	Propriedades geotécnicas de argilas marinhas de Muar na Austrália	35
Figura 3 –	Curva tensão-deformação típica do ensaio de adensamento	38
Figura 4 –	Efeito da compressão secundária a partir dos dois modelos existentes	42
Figura 5 –	Mecanismos de ruptura de aterros	43
Figura 6 –	Evolução das tensões e do fator de segurança durante a construção de um aterro sobre solo mole em um ponto P	43
Figura 7 –	Métodos construtivos de aterros sobre solos moles	46
Figura 8 –	Aterro com bermas laterais	46
Figura 9 –	Perfis de aterros sobre solo mole (a) sem e (b) com drenos verticais instalados	47
Figura 10 –	Aterro reforçado com geossintéticos	47
Figura 11 –	Perfil geotécnico	49
Figura 12 –	Recalques x tempo das placas de recalques superficiais na seção principal	50
Figura 13 –	Deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros quando o aterro atingiu a altura de 3,10 m	50
Figura 14 –	Acréscimos de poropressão x tempo durante a construção do Aterro Experimental I	51
Figura 15 –	Vetores de deslocamento calculados via MEF no aterro com 2,80 m de altura	51
Figura 16 –	Aterro Experimental II do IPR	52
Figura 17 –	Curvas recalque-tempo de placas de recalques centrais	53
Figura 18 –	Curva recalque x tempo – seção A Aterro Experimental II	54
Figura 19 –	Perfil geotécnico aterro experimental – Barragem de Juturnaíba	54
Figura 20 –	Deslocamentos verticais medidos x tempo, aferidos nas placas de recalques superficiais	55

Figura 21 –	Deslocamentos horizontais medidos nas alturas 3,0; 4,65; 5,60 e 6,40 m do aterro	56
Figura 22 –	Acréscimos de poropressão x tempo nos piezômetros pneumáticos	56
Figura 23 –	Malha de elementos finitos	57
Figura 24 –	Deslocamentos verticais obtidos através do monitoramento e previsão no CRISP	58
Figura 25 –	Deslocamentos horizontais obtidos pelo programa CRISP e aferido em campo	58
Figura 26 –	Excessos de poropressões x profundidade durante a construção do aterro	59
Figura 27 –	Compilação dos dados geotécnicos do solo de fundação (a) variação do peso específico, (b) variação de umidade, (c) variação do limite de liquidez, (d) variação do índice de plasticidade, (e) variação da resistência não drenada, (f) variação da tensão de pré-adensamento, (g) variação do OCR e (h) variação da taxa de compressão	60
Figura 28 –	Malha de elementos finitos	60
Figura 29 –	Comparação do excesso de poropressão previsto e aferido em campo	61
Figura 30 –	Comparação dos recalques previstos e aferidos em campo	61
Figura 31 –	Comparação do deslocamento horizontal previsto e aferido em campo	62
Figura 32 –	Seção tipo e localização da instrumentação	63
Figura 33 –	Malha de elementos finitos	64
Figura 34 –	Deslocamento vertical da placa T ₂	64
Figura 35 –	Isolinhas para os excessos de poropressões no instante t = 390 dias nos planos (a) com geodrenos e (b) sem geodrenos	64
Figura 36 –	Ruptura do aterro experimental da Malásia	65
Figura 37 –	Aterro simulado na Malásia	66
Figura 38 –	Malha de elementos finitos do aterro experimental da Malásia	66
Figura 39 –	Perfil geotécnico do solo mole em Semarang na Indonésia	67

Figura 40 –	Estimativa numérica e leitura de campo no a) SP-13, b) SP-14 e c) SP-15	69
Figura 41 –	Fluxograma da metodologia da pesquisa	71
Figura 42 –	Localização da cidade de Ipojuca-PE na Região Metropolitana do Recife	72
Figura 43 –	Mapa Geológico de Ipojuca-PE com destaque em preto na área da UDIS	76
Figura 44 –	Modelagem 3D do terreno antes do início da obra	77
Figura 45 –	Regiões definidas de corte e de aterro no projeto de terraplenagem	78
Figura 46 –	Primeiras sondagens à percussão que identificaram a presença de solo mole	78
Figura 47 –	Áreas identificadas com presença de solo mole na UDIS	79
Figura 48 –	Locação das sondagens e limite de abrangência do depósito de solo mole abaixo do aterro	80
Figura 49 –	Locação da coleta de amostra indeformada (AM) e dos ensaios Vane Test (VT) e Piezocone (CPTU ou PI)	81
Figura 50 –	Fases componentes de um solo saturado em meio poroso	83
Figura 51 –	Resultados típicos de ensaio triaxial: (a) e (b) argila NA; (c) e (d) argila PA	91
Figura 52 –	Sobreadensamento	91
Figura 53 –	Representação de um grupo de ensaios triaxiais no espaço $p' - q - V$	92
Figura 54 –	Linha de estados críticos no espaço p', q, V	93
Figura 55 –	Representação gráfica da superfície de fluência no Modelo Cam-Clay Modificado	94
Figura 56 –	Compressão plástica no modelo Cam-Clay modificado: (a) superfície de fluência; (b) curva de carga-descarga do ensaio edométrico	95
Figura 57 –	Superfície de Fluência de Ducker Prager	99
Figura 58 –	Dimensões do geodreno considerado nas simulações deste estudo	104

Figura 59 –	Esquema para o cálculo numérico da permeabilidade equivalente dos solos com geodrenos	104
Figura 60 –	Locação das sondagens e disposição da seção I-E	110
Figura 61 –	Perfis geotécnicos a) seção E-I e b) seção E-II	111
Figura 62 –	Figura 62 – Resultados de Su e OCR resultantes do Triaxial UU, Palheta de Campo e Piezocone próximo aos furos de sondagem a) SP-138 e b) SP-141	114
Figura 63 –	Locação do geotêxtil não tecido	118
Figura 64 –	Locação do colchão de areia	119
Figura 65 –	Malha de drenos fibroquímicos	119
Figura 66 -	Locação dos drenos principal, secundários e poços de bombeamento	120
Figura 67 -	Locação da geogrelha	120
Figura 68 –	Alteamento do aterro	121
Figura 69 –	Locação da instrumentação geotécnica para o monitoramento durante a construção	121
Figura 70 –	Evolução dos recalques das placas a) PR-01 a PR-08 e b) PR-09 a PR-17	123
Figura 71 –	Terreno antes da construção do aterro com locação das placas de recalques	124
Figura 72 –	Curvas de nível do topo da camada drenante obtidas ao final da obra com locação de placas de recalques e inclinômetros	125
Figura 73 –	Deslocamentos horizontais aferidos nos inclinômetros I-01 a I-06 da Área E	126
Figura 74 –	Resultados dos piezômetros do tipo Casagrande	127
Figura 75 –	Resultados dos piezômetros tipo elétricos	128
Figura 76 –	Resultados do piezômetro elétrico 03 da Área C	128
Figura 77 –	Materiais constituintes do aterro sobre solo mole na Seção E-I ...	129
Figura 78 –	Identificação dos nós que representam drenos franceses secundários transversais a seção	130
Figura 79 –	Malha desenvolvida para a obtenção de permeabilidades equivalentes verticais e horizontais da turfa orgânica, da argila siltosa e do silte arenoso em geodrenos de 5 e 100 mm	133

Figura 80 -	Vetores de fluxo nas direções a) vertical e em b) horizontal	133
Figura 81 -	Distribuição de poropressão em MPa nas direções a) horizontal e b) vertical	134
Figura 82 -	Discretização do sistema estudado em malha de elementos finitos	136
Figura 83 -	Condição de Contorno Mecânica (CCMec)	136
Figura 84 -	Nós analisados no tocante a tensões e poropressões	137
Figura 85 -	Tensões verticais totais ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC ₁ , c) da FA ₁ , d) da FC ₂ , e) da FA ₂ , f) da FC ₃ , g) da FA ₃ , h) da FC ₄ e i) da FA ₄ em MPa, no caso G5 M069A18	138
Figura 86 -	Poropressões ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC ₁ , c) da FA ₁ , d) da FC ₂ , e) da FA ₂ , f) da FC ₃ , g) da FA ₃ , h) da FC ₄ e i) da FA ₄ em MPa, no caso G5 M069A18	140
Figura 87 -	Evolução das tensões verticais, efetivas e poropressões no nó 8912	141
Figura 88 -	Evolução das tensões verticais, efetivas e poropressão no nó 10281	142
Figura 89 -	Vetores de fluxo ao término da execução: a) da FC ₁ e b) da FA ₄ no caso G5 M069A18	144
Figura 90 -	Diagrama de tensões e perfil do subsolo junto ao nó 8912 no final da quarta fase de adensamento	145
Figura 91 -	Diagrama de tensões e perfil do subsolo junto ao nó 10281 no final da quarta fase de adensamento	145
Figura 92 -	Tensões cisalhantes ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC ₁ , c) da FA ₁ , d) da FC ₂ , e) da FA ₂ , f) da FC ₃ , g) da FA ₃ , h) da FC ₄ , i) da FA ₄ em MPa, no caso G5 M069A18	147
Figura 93 -	Evolução da tensão cisalhante no nó 8912	148
Figura 94 -	Evolução da tensão cisalhante no nó 10281	149
Figura 95 -	Tensões de sobreadensamento no final: a) do colchão drenante, b) da FC ₁ , c) da FA ₁ , d) da FC ₂ , e) da FA ₂ , f) da FC ₃ , g) da FA ₃ , h) da FC ₄ , i) da FA ₄ em MPa, no caso G5 M069A18	150
Figura 96 -	Evolução da tensão de sobreadensamento no nó 8912	151
Figura 97 -	Evolução da tensão de sobreadensamento no nó 10281	152

Figura 98 –	Resistência não drenada no nó 8912	154
Figura 99 –	Resistência não drenada no nó 10281	154
Figura 100 –	Evolução da porosidade no nó 8912	155
Figura 101 –	Evolução da porosidade no nó 10281	156
Figura 102 –	Evolução das permeabilidades verticais equivalentes (k_{ve}) e horizontais equivalentes (k_{he}) no nó 8912	157
Figura 103 –	Evolução das permeabilidades verticais equivalentes (k_{ve}) e horizontais equivalentes (k_{he}) no nó 10281	158
Figura 104 –	Nós selecionados para análise de deslocamentos verticais e horizontais	159
Figura 105 –	Deslocamentos verticais ao final: a) do colchão drenante, b) da FC ₁ , c) da FA ₁ , d) da FC ₂ , e) da FA ₂ , f) da FC ₃ , g) da FA ₃ , h) da FC ₄ , i) da FA ₄ em metros, no caso G5 M069A18	160
Figura 106 –	Deslocamentos verticais medido na PR-08 e previsto numericamente no nó 2486	162
Figura 107 –	Deslocamentos verticais medido na PR-03 e previsto numericamente no nó 2428	163
Figura 108 –	Deslocamentos verticais real (PR-14) e previsto numericamente no nó 2358	164
Figura 109 –	Deslocamentos verticais medidos (PR-15) e previstos numericamente no nó 1072	165
Figura 110 –	Deslocamentos verticais previstos numericamente no nó 2638	165
Figura 111 –	Bacias de recalque real e modeladas	166
Figura 112 –	Deslocamentos horizontais ao término: a) do colchão drenante, b) da FC ₁ , c) da FA ₁ , d) da FC ₂ , e) da FA ₂ , f) da FC ₃ , g) da FA ₃ , h) da FC ₄ , i) da FA ₄ em metros, no caso G5 M069A18	168
Figura 113 –	Deslocamentos horizontais estimados e aferidos perto do nó 2358	169
Figura 114 –	Deslocamentos horizontais estimados e aferidos perto do nó 1072	169
Figura 115 –	Deslocamentos horizontais plotados na Seção E-I	170
Figura 116 –	Evolução dos deslocamentos horizontais no nó 8912	170

Figura 117 –	Evolução dos deslocamentos horizontais medidos e estimados no nó 10281	171
Figura 118 –	Evolução dos deslocamentos horizontais no nó 10224	172
Figura 119 –	Vetores de deslocamento ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC ₁ , c) da FA ₁ , d) da FC ₂ , e) da FA ₂ , no caso G5 M069A18	173
Figura 120 –	Tensões verticais ao término da execução: f) da FC ₃ , g) da FA ₃ , h) da FC ₄ , i) da FA ₄ , no caso G5 M069A18	174

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Características geotécnicas de depósitos de solos moles brasileiros	36
Tabela 2 –	Características dos elementos drenantes de cada seção do Aterro Experimental II	52
Tabela 3 –	Parâmetros da camada argilosa para modelagem	53
Tabela 4 –	Dados de solos utilizados no CRISP	57
Tabela 5 -	Parâmetros adotados para a simulação numérica	60
Tabela 6 –	Parâmetros adotados para a simulação numérica do Aterro de Santa Eulália	63
Tabela 7 –	Propriedade do solo de fundação do aterro experimental de Muar	65
Tabela 8 –	Condições iniciais de tensão e parâmetros do Cam-Clay Modificado	66
Tabela 9 –	Deslocamentos verticais do aterro na ruptura	67
Tabela 10 –	Propriedade do solo de fundação	68
Tabela 11 –	Propriedades do material utilizado para a construção do aterro	68
Tabela 12 –	Parâmetros do solo de fundação do aterro da Indonésia	68
Tabela 13 –	Parâmetros geotécnicos do material de aterro para análise numérica	68
Tabela 14 –	Estimativa pelo método de Asaoka	69
Tabela 15 –	Dados gerais dos cinco locais com ocorrência de solo mole	80
Tabela 16 –	Compilação de todos os casos simulados neste estudo	105
Tabela 17 –	Resultados dos ensaios de caracterização física na Área E	112
Tabela 18 –	Resultados do adensamento edométrico da Área E	113
Tabela 19 –	Correção das curvas de adensamento de amostras de má qualidade do SP-138 conforme a metodologia de Oliveira (2002)	113
Tabela 20 –	Índices físicos e parâmetros de resistência e de compressibilidade adotados em projeto	115
Tabela 21 –	Evolução dos recalques da Área E	116
Tabela 22 –	Características de Drenagem – Áreas E	117
Tabela 23 –	Cota de implantação dos piezômetros elétricos	122
Tabela 24 –	Cota de implantação dos piezômetros de Casagrande	122

Tabela 25 -	Tempos de construção das etapas do aterro e do colchão drenante considerados na simulação	130
Tabela 26 –	Parâmetros geotécnicos do solo de fundação	132
Tabela 27 –	Permeabilidades equivalentes dos materiais 04, 05, 07 e 08	134
Tabela 28 –	Dados de entrada – parâmetros geotécnicos do aterro construído ..	135
Tabela 29 –	Relação entre os nós selecionados e placas de recalques	159
Tabela 30 –	Relação entre os nós selecionados e inclinômetros	159

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CCM	Cam-Clay Modificado
CCMec	Condição de Contorno Mecânica
CK ₀ U	Consolidado Anisotropicamente e Não Drenado
CIMNE	Centro Internacional para Métodos Numéricos em Engenharia
CIU	Ensaio triaxial adensado isotropicamente com ruptura não drenada (consolidated isotropic undrained)
CODE_BRIGHT	Coupled Deformation of Brine Gas and Heat Transport
CPTU	Ensaio de Piezocone
CCF	Condição de Contorno de Fluxo
CRISP	Critical State Program
FA ₁ , FA ₂ , FA ₃ , FA ₄	Fases de Adensamento da Primeira, Segunda, Terceira e Quarta Etapa
FC ₁ , FC ₂ , FC ₃ , FC ₄	Fases Construtivas da Primeira, Segunda, Terceira e Quarta Etapa
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
FEECON	Finite Element Embankment Construction
H	Hidráulicos
HM	Hidromecânicos
IDHM	Índice de Desenvolvimento Municipal
I	Inclinômetros
IP	Índice de Plasticidade
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
LEC	Linha de Estado Crítico
LD	Linha de Descompressão
LCN	Linha de Compressão Normal
M	Mecânico
MATLAB	MATrix LABoratory
MC	Mohr-Coulomb
MEF	Método de Elementos Finitos
MSEC	Mecânica dos Solos dos Estados Críticos

N _{SPT}	Número de Golpes da Sondagem de Reconhecimento à Percussão
NA	Normalmente adensado
NNE	Norte-nordeste
OCR	<i>Overconsolidation ratio</i>
PA	Pré-adensado
PZ	Piezômetros elétrico
PZC	Piezômetros Casa Grande
PIB	Produto Interno Bruto
PR	Placa de Recalque
RMR	Região Metropolitana do Recife
RPA	Razão de Sobreadensamento
SPT	Sondagem de Reconhecimento à Percussão
TEC	Teoria dos Estados Críticos
TH	Termo-hidráulicos
THM	Termo-hidro-mecânico
THMG	Termo-hidro-mecânico e geoquímico
TMO	Teor de Matéria Orgânica
UDIS	Unidade do Distrito Industrial de Suape
UU	Ensaio triaxial não adensado com ruptura não drenada (unconsolidated undrained)
VER	Volume Elementar Representativo

LISTA DE SÍMBOLOS

a_v	Coeficiente de compressibilidade
$\mathbf{b}$	Vetor de forças de corpo
b	Parâmetro do material
B	Largura ou diâmetro da área carregada
c_h	Coeficiente de adensamento horizontal
c_v	Coeficiente de adensamento vertical
c	Coesão
C_c	Índice de compressão
C_s	Índice de recompressão/descompressão
C_α	Coeficiente de compressão secundária
$\mathbf{D}$	Tensor constitutivo
$\mathbf{D}_e$	Tensor constitutivo elástico
$\mathbf{D}_{ep}$	Tensor constitutivo elastoplástico
$\mathbf{e}$	Parte desviadora do tensor de deformações
e	Índice de vazios
e_0 ou e_{init}	Índice de vazios inicial
e_{cs}	Índice de vazios no estado crítico
$e_{\lambda 0}$	Índice de vazios equivalente a tensão normal igual a 1 kPa
E	Módulo de Young
E_u	Módulo de elasticidade na condição não drenada
f_l	Fonte/sumidouro
F	Função de fluência
$\mathbf{g}$	Vetor de aceleração da gravidade
G	Módulo cisalhante
h_i	Recalque inicial ou elástico
h_p	Recalque por adensamento primário
h_{sec}	Recalque por compressão secundária
h_t	Recalque total
h_{tempo}	Recalque em um tempo qualquer
H_p	Altura da camada de solo após a compressão primária
h	Espessura do geodreno

I	Matriz identidade
I	Fator de forma da superfície e do sistema de aplicação da tensão
I_p	Índice de plasticidade
J	Invariante de tensão desviadora
k	Coeficiente de permeabilidade
k_{ve}	Permeabilidade vertical equivalente
k_{he}	Permeabilidade horizontal equivalente
k_h	Coeficiente de permeabilidade horizontal
k_{sat}	Permeabilidade do solo saturado
k_v	Coeficiente de permeabilidade vertical
k	Inclinação da linha de descompressão/recompressão no estado crítico
κ	Tensor de permeabilidade intrínseca do meio
κ_i	Tensor de permeabilidade inicial
K_{ef}	Tensor de permeabilidade equivalente
K_Ω	Tensor de permeabilidade da matriz sólida
K	Parâmetros de estado plástico
K₀	Coeficiente de empuxo no repouso
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
l_e	Dimensão da aresta do elemento finito
M	Declividade da linha de estados críticos
n	Vetor normal à fronteira
n^T	Vetor de parâmetro de estado transposto e normal ao potencial plástico
n_G	Gradiente de potencial plástico em relação a tensão
p'	Tensão efetiva octaédrica
p	Tensão normal
P	Função de potencial plástico
q	Tensão desviatória
q_t	Resistência total proveniente do ensaio piezocone
q_l	Fluxo de líquido de Darcy
S_u	Resistência não drenada

S_{u1}	Resistência não drenada no início da etapa construtiva
S_{v0}	Tensão vertical inicial
S'_{v0}	Tensão vertical inicial efetiva
S_f	Recalque medido
t	Tempo
t_p	Tempo de ocorrência da compressão primária
$\mathbf{t}$	Vetor que define a direção da descontinuidade
u	Poropressão
$\mathbf{u}$	Deslocamento dos grãos
$\dot{\mathbf{u}}$	Vetor de deslocamento da matriz sólida
U	Porcentagem média de adensamento de toda a camada
U_{1a}	Porcentagem de adensamento ao final da etapa construtiva
V	Volume específico definido em termos de índice de vazios
w_n	Umidade natural
γ	Peso específico do solo
γ_{nat}	Peso específico natural
γ_0	Peso específico da água
$\gamma_{at} \cdot H_1$	Sobrecarga do aterro da etapa construtiva
γ_{un}	Peso específico do solo submerso
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
$\gamma_{12}, \gamma_{13}, \gamma_{23}$	Deformações cisalhantes
ε^e	Parcela de deformação elástica
ε^p	Parcela de deformação plástica
ε_s	Parcela de deformação cisalhante
ε_v	Deformação volumétrica
ε_v^e	Deformação volumétrica elástica
ε_v^p	Deformação volumétrica plástica
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Deformações normais aos planos principais maior, intermediário e menor
$\dot{\varepsilon}^p$	Taxa de deformação plástica
$\dot{\varepsilon}^e$	Taxa de deformação elástica
$\dot{\varepsilon}$	Taxa de deformação
ε	Deformação infinitesimal

λ	Inclinação da linha de compressão normal no estado crítico
Λ	Multiplicador plástico
μ_l	Viscosidade do líquido
n_i	Porosidade inicial
n	Porosidade
N_{DU}	Fator de poropressão
N_{ke}	Fator de cone em função da resistência de ponta efetiva
N_{kt}	Fator de capacidade de carga
ρ_f	Recalque previsto
ρ_l	Densidade do líquido
ρ_s	Densidade relativa da matriz sólida ou densidade dos grãos
σ'_{v1}	Pressão efetiva vertical no início da etapa construtiva
σ'_{v2}	Pressão efetiva vertical ao final da etapa construtiva
σ_0	Pressão uniformemente distribuída na superfície
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais maior, intermediária e menor
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Tensões efetivas principais maior, intermediária e menor
σ_{h0}	Tensão horizontal
σ'_{v0}	Tensão efetiva vertical in situ no meio da subcamada
σ_{v0}	Tensão vertical in situ
σ'_{vf}	Tensão vertical final no meio da subcamada, decorrente da sobrecarga
σ'_{vm} ou p_0^*	Tensão de pré-adensamento
σ	Tensor de tensões
σ'	Tensor de tensões efetiva
σ_s	Tensão cisalhante
$\tau_{12}, \tau_{13}, \tau_{23}$	Tensões tangenciais atuantes
ν	Coeficiente de Poisson
ϕ_{CU}	Ângulo de atrito da argila no ensaio tipo CU
Φ_c	Ângulo de atrito no estado crítico
Φ'	Ângulo de atrito efetivo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	29
1.1	IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA	30
1.2	OBJETIVOS	32
1.2.1	Objetivo Geral	32
1.2.2	Objetivos Específicos	32
1.3	ESTRUTURA DA TESE	33
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	34
2.1	COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS	37
2.1.1	Recalque Inicial	37
2.1.2	Adensamento Primário	38
2.1.3	Compressibilidade Secundária	41
2.2	ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	43
2.3	ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	44
2.3.1	Métodos Construtivos de Aterros sobre Solos Moles	45
2.3.2	Pesquisas em Aterros sobre Solos Moles	48
2.3.2.1	Aterros Experimentais I e II – Rio Sarapuí	48
2.3.2.2	Aterro Experimental – Barragem de Juturnaíba	54
2.3.2.3	Aterro na Tailândia	59
2.3.2.4	Aterro de Santa Eulália – Portugal	62
2.3.2.5	Modelagem Numérica de um Aterro Experimental de Muar – Malásia	65
2.3.2.6	Modelagem Numérica de Aterro em Semarang – Indonésia	67
2.3.2.7	Validações em Aterros sobre Solos Moles Modelados na França	70
3	METODOLOGIA	71
3.1	PESQUISA DOCUMENTAL	71
3.1.1	Descrição Geral do Município	72
3.1.2	Caracterização Geológica	74
3.1.3	Contextualização sobre o Local Investigado	76
3.1.3.1	Área de Estudo	80
3.2	SIMULAÇÃO NUMÉRICA	82
3.2.1	Formulação Matemática Hidromecânica	82
3.2.1.1	Fluxo Monofásico em Meio Poroso Deformável Saturado	83

3.2.1.2	Formulação Mecânica para Meio Poroso Deformável	84
3.2.1.2.1	<i>Condição Estática</i>	84
3.2.1.2.2	<i>Condição Cinemática</i>	85
3.2.1.2.3	<i>Condição Física</i>	86
3.2.1.3	Modelo Cam-Clay Modificado	90
3.2.1.3.1	<i>Estados Críticos na Mecânica dos Solos</i>	90
3.2.1.3.2	<i>Plasticidade</i>	93
3.2.1.4	Modelo Drucker-Prager	98
3.2.1.5	Acoplamento Hidromecânico	101
3.2.2	Parâmetros Geotécnicos	103
3.2.3	Malha de Elementos Finitos e Pré-processamento	106
3.2.4	Programa CODE_BRIGHT	106
3.2.5	Pós-Processamento do Problema Simulado	108
4	DETALHAMENTO DOS DADOS DA ÁREA E	110
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	110
4.2	PROJETO EXECUTIVO	115
4.3	MONITORAMENTO	121
4.3.1	Deslocamento Vertical	122
4.3.2	Deslocamento Horizontal	126
4.3.3	Poropressões	127
5	MODELAGEM NUMÉRICA	129
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	129
5.1.1	Parâmetros Geotécnicos	131
5.1.2	Malha de Elementos Finitos	135
5.1.3	Condições de Contorno	135
5.2	TENSÕES, POROPRESSÕES E RESISTÊNCIA NÃO DRENADA	137
5.2.1	Tensões Verticais Totais, Tensões Efetivas e Poropressões	137
5.2.2	Vetores Resultantes de Fluxo	144
5.2.3	Perfil de Resistência	144
5.2.4	Tensões Cisalhantes	146
5.2.5	Tensões de Sobreadensamento	149
5.2.6	Resistência Não Drenada	153
5.3	POROSIDADE	155

5.4	PERMEABILIDADE	157
5.5	DESLOCAMENTOS	158
5.5.1	Deslocamentos Verticais	159
5.5.2	Bacia de Recalque	166
5.5.3	Deslocamentos Horizontais	167
5.5.4	Vetores de Deslocamento	172
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	176
6.1	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	178
	REFERÊNCIAS	179

1 INTRODUÇÃO

Habitado a adaptar e moldar o ambiente à sua volta desde o início da civilização, o homem sempre buscou o desenvolvimento de novas técnicas para a ocupação de espaços de maneira segura. O crescimento demográfico aliado ao fato de os grandes polos econômicos e industriais se instalarem em zonas litorâneas com presença de solos de formação aluvionares tem tornado escasso locais com características favoráveis à construção, intensificando a ocupação de terrenos geotecnicaamente problemáticos, compostos, por exemplo, de solos orgânicos moles.

Solos extremamente moles, segundo Sandroni e Consoli (2010), são argilas ou siltes, orgânicos ou não, que possuem pelo menos uma das seguintes características: número de SPT menor ou igual a 1, resistência de palheta inferior a 12 kPa e/ou valor de $[q_t - \sigma_v 0]$ em ensaios de piezocone no campo menores que 200 kPa. Massad (2003) afirma que solos moles tratam-se de solos sedimentares com baixa resistência à penetração (valores de NSPT não superiores a 4 golpes), nos quais a fração de argila imprime as características de solo coesivo e compressível. Em geral, são argilas moles com alto teor de matéria orgânica (TMO) em sua constituição e coloração preta ou cinza escura ou areias argilosas fofas com formação geológica recente (Período Quaternário).

A complexidade no entendimento do comportamento peculiar de solo dessa natureza é proveniente de características como a sua baixa resistência e condutividade hidráulica e a sua elevada compressibilidade e TMO, os quais influenciam no tempo necessário para a consolidação do material e estabilidade da obra.

Casos clássicos de construções sobre solos moles são a Torre de Pisa, na Itália e os edifícios de Santos, no Brasil, com recalques de 3,0 m (BURLAND, JAMIOLKOWSKI e VIGGIANI, 2015) e 2,10 m (SAYEGH, 2001), respectivamente, ocasionados pela aplicação de carregamento externo no terreno ao longo de anos.

Com relação a aterros construídos sobre solos moles, técnicas foram desenvolvidas para evitar, minimizar ou conviver com as dificuldades inerentes a este tipo de obra, tais como: substituição de solo mole; uso de drenos verticais, bermas e reforços; construção com sobrecarga temporária ou sobre elementos de estacas, etc (OLIVEIRA, PINHEIRO e CORREIA, 2011). Estes métodos construtivos podem ser usados de forma combinada visando a aceleração de recalques e o aumento de resistência.

Na previsão de recalques e resistências, é necessário o uso de parâmetros geotécnicos adequados obtidos a partir de ensaios de campo e de laboratório com amostras representativas. Estas estimativas frequentemente são feitas por meio de teorias analíticas com hipóteses simplificadoras, que, embora sejam importantes no fornecimento de uma visão geral do problema, muitas vezes são bem diferentes dos valores aferidos durante e após a execução da obra.

De acordo com Lambe (1973), as principais limitações das previsões estão associadas às dificuldades em determinar completa e precisamente a situação em campo, aos mecanismos que irão ocorrer e à seleção dos parâmetros a serem usados nos métodos de cálculo. Sendo um obstáculo a determinação contínua das propriedades fundamentais do solo com a profundidade e o seu comportamento quando submetida a carregamentos. Somado a isto, tem-se ainda que a qualidade das amostras analisadas interfere no comportamento tensão-deformação-resistência dos solos moles.

O desenvolvimento do computador propiciou o manuseio de uma ampla quantidade de dados e, portanto, o aumento da capacidade de previsão. A aplicação de programas que permitem a modelagem computacional de problemas geotécnicos (Abacus, Crisp, Flac, Plaxis, CODE_BRIGHT, etc.) tem se tornado cada vez mais recorrente para a compreensão do comportamento de estruturas como aterros sobre solos moles, barragens, taludes, entre outros. Muitos destes softwares se baseiam em Método de Elementos Finitos (MEF), que consiste na resolução numérica de um sistema de equações diferenciais parciais na tentativa de replicar um problema mais realista.

Projetos mais próximos da realidade são essenciais para obtenção de obras mais econômicas. Se os recalques em campo forem maiores que o calculado, os taludes ficarão abaixo dos níveis necessários, levando a terraplenagem adicional na construção ou no desempenho da pós-construção para o atendimento dos critérios de projeto. Em casos de recalques inferiores aos estimados, o excesso de solo deverá ser retirado e destinado após a estabilização da obra. Dessa forma, qualquer uma destas situações resultará em custos desnecessários (KELLY et al., 2018).

1.1 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA

Segundo Ferreira (1982), em mais de 50% da área da Região Metropolitana do Recife (RMR), existem depósitos de argila mole com matéria orgânica, sendo alguns muito espessos, aflorando em superfície ou presente em profundidade. Outro ponto a se destacar é que a

profundidade do lençol freático se encontra muito próximo ao nível do terreno, estando a argila geralmente saturada.

Estas áreas vêm sendo cada vez mais ocupadas e com o comportamento peculiar do solo mole ao ser carregado, a utilização da modelagem numérica indica o potencial para obtenção de um desempenho mais realista da obra, quando comparado aos métodos analíticos com hipóteses simplificadoras, pois empregam mais recursos sem subutilizar as técnicas construtivas aplicadas em conjunto.

Além disso, simulações numéricas de aterros sobre solos moles por meio de MEF tornam possível avaliar as estruturas com relação as suas dependências do tempo, nos quais se permite simular diversas situações e adversidades que possam ocorrer em um período predeterminado (BELO e SILVA, 2018).

No entanto, para as previsões numéricas, é imprescindível o uso de uma lei constitutiva que relacione tensão e deformação. A adoção de um estado que acople o fenômeno hidráulico (fluxo de fluidos) com o comportamento mecânico do solo torna a análise mais realista, uma vez que considera o efeito de variações na poropressão sobre as tensões e deformações, bem como considera a influência da deformação volumétrica sobre o fluxo de água. Neste caso, o uso do modelo constitutivo Cam-Clay Modificado (CCM), baseado na Teoria da Plasticidade e na Teoria dos Estados Críticos (TEC), faz-se adequado para a análise do comportamento de solos moles saturados quando sujeitos a ações de carregamento externos. Ele foi desenvolvido para condições verificadas em ensaios triaxiais de carregamento e é capaz de reproduzir diferentes respostas com relação às deformações volumétricas plásticas em função do nível de tensão a que o material está submetido.

Neste contexto, uma análise numérica com acoplamento hidromecânico em um aterro sobre solo mole se mostra importante pelo fato de as deformações ocorridas contemplarem a resposta drenada do material, especialmente quando se empregam elementos de drenagem. A verificação do seu desempenho e a comparação dos resultados calculados com os aferidos durante o processo construtivo vislumbram o melhor entendimento acerca do tema.

As comparações entre as previsões em simulações numéricas e o desempenho da obra são essenciais para a comunidade científica verificar o grau de representatividade nos modelos propostos a fim de ajustá-los/refiná-los e definir metodologias de modelagens específicas para cada tipo de estrutura.

A exemplo, Moreno (2011) simulou com acoplamento hidromecânico a reconstrução, o enchimento e o comportamento da Barragem de Açú/RN, através do programa computacional CODE_BRIGHT (COupled DEformation and BRine, Gas and Heat Transport) e uso do modelo

constitutivo BBM (Modelo Básico de Barcelona) para solos não saturados. As previsões numéricas comparadas aos dados de leituras de instrumentos instalados no maciço e na fundação da barragem ao longo de 13 anos mostraram resultados coerentes de deformações, deslocamentos verticais e poropressões, conforme afirma o autor.

Para o desenvolvimento desta pesquisa, um acervo técnico com resultados de ensaios de laboratório e de campo, projetos e dados de monitoramento de 05 aterros executados sobre depósitos de solos moles extensos em uma Unidade do Distrito Industrial de Suape (UDIS), localizado na parte sul da RMR, em Pernambuco, foi disponibilizado. De posse destes dados, é possível empregar análises numéricas com o simulador CODE_BRIGHT com o objetivo de prever as deformações do solo mole e do aterro para as condições de execução da obra.

Ressalta-se que este estudo se enquadra na linha de pesquisa do comportamento geomecânico do solo na área de concentração de Geotecnia do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) e na linha de pesquisa de modelagem e simulação numérica desenvolvido no Laboratório de Métodos Computacionais em Geomecânica (LMCG) da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos geral e específicos estão descritos a seguir nos subitens 1.2.1 e 1.2.2, respectivamente.

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho visa modelar o problema acoplado hidromecânico bidimensional em deformação plana da construção de um aterro sobre solo mole com quatro etapas, fases de espera e elementos drenantes executado em uma Unidade do Distrito Industrial de Suape (UDIS) em Ipojuca/PE, além de realizar um estudo de sensibilidade, comparando os resultados com as medidas de instrumentação de campo.

1.2.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos necessários para atingir o objetivo geral são:

- i) avaliar a compressibilidade do solo mole durante a construção do aterro;
- ii) verificar a variação da poropressão durante o período de execução do aterro;

- iii) analisar as alterações de tensões verticais, cisalhantes, efetivas e de pré-adensamento no decorrer da obra;
- iv) simular numericamente a construção de um aterro sobre solos moles, utilizando o Programa CODE_BRIGHT, baseado no método de elementos finitos;
- v) analisar o comportamento tensão-deformação-tempo da obra de maneira conjunta por meio de comparações previstas numericamente e monitoradas em campo;
- vi) comparar os resultados obtidos no estudo de sensibilidade com os dados provenientes da instrumentação.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

O presente trabalho é composto por seis partes, incluindo esta primeira com uma breve introdução, objetivos e estrutura da tese.

O item 2 apresenta a abordagem teórica, mais especificamente, dados referentes a depósitos de solos moles, análises de compressibilidade, métodos construtivos de aterros sobre solo mole e estudos de caso com o desempenho e simulações numéricas em obras semelhantes a avaliada nesta pesquisa.

No item 3, descreve-se a metodologia do trabalho com informações sobre a pesquisa documental, como a descrição geral da área e formação geológica, a simulação numérica realizada com informações sobre a formulação matemática, o modelo constitutivo adotado e o acoplamento hidromecânico.

Em seguida, no item 4, é feita uma caracterização geotécnica, descrição do projeto executivo e análise dos resultados das instrumentações em campo durante a construção do aterro sobre o depósito de solo mole.

Os parâmetros geotécnicos selecionados para simulação numérica; os materiais considerados; as condições de contorno; a malha de elementos finitos; as tensões totais verticais, efetivas, cisalhantes, de sobreadensamento; resistências não drenadas; os deslocamentos verticais e horizontais e poropressões, por exemplo, são estimados nos casos modelados e trazidos no item 5.

As considerações finais a respeito dos resultados encontrados neste estudo, bem como as sugestões de futuras pesquisas, estão dispostas no item 6.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Terrenos geotecnicamente problemáticos, tais como os constituídos por solos moles, estão sendo ocupados com mais frequência em áreas urbanas. As suas principais características são a baixa permeabilidade, pequena resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade. Além disso, eles podem apresentar uma variação espacial considerável resultante do processo de formação, fazendo com que ocorram mudanças de comportamento geomecânico em um mesmo depósito (HALLAL, 2003).

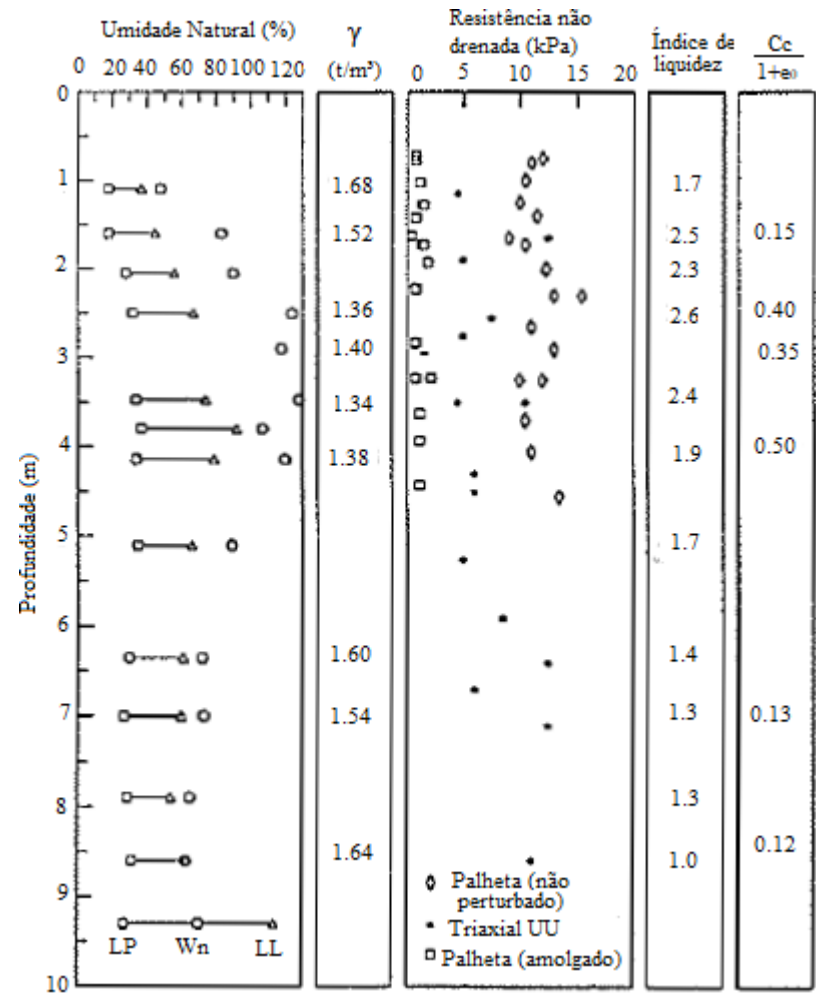
Segundo a norma NBR 6502/95 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rochas e Solos, o solo orgânico muito mole trata-se de uma mistura homogênea de matéria orgânica decomposta e de elementos de origem mineral, geralmente, com cor preta ou cinza-escura e número de golpes NSPT inferior a 2. Com relação à matéria orgânica decomposta, Terzaghi e Peck (1976) afirmam que são fragmentos macro e microscópicos fibrosos, caracterizando as chamadas turfas. Para Ohira (1977) e Landva e Pheeney (1980), as turfas fibrosas têm estrutura celular oca e possuem de um terço a dois terços de teor de água dentro das suas partículas.

Os ambientes de sedimentação destes solos podem ser os mais variados possíveis, desde o fluvial (deltaico lacustre) até o costeiro, incluindo lagunas e baías (CHRISTOFOLETTI, 1980). Em termos de espessuras, de acordo com Massad (2003), os depósitos de solos moles situam-se na faixa de 1 a 7 metros para aluviões fluviais e chegam a atingir mais de 70 metros para os solos marinhos, formados durante o Período Quaternário.

Na costa leste de Queensland na Austrália, Wijeyakulasuriya *et al.* (1999) identificaram depósitos de argilas moles sensíveis de origem marinha típicos do Holoceno com cerca de 11 m de espessura. A Figura 1 apresenta algumas características geotécnicas de um destes depósitos com resistência não drenada (S_u) variando entre 10 e 15 kPa, baseado no ensaio palheta, e umidade natural de 60% a 120%. Segundo os autores, com TMO de 10%, altos coeficientes de compressão secundários ($C_\alpha > 1\%$) foram observados.

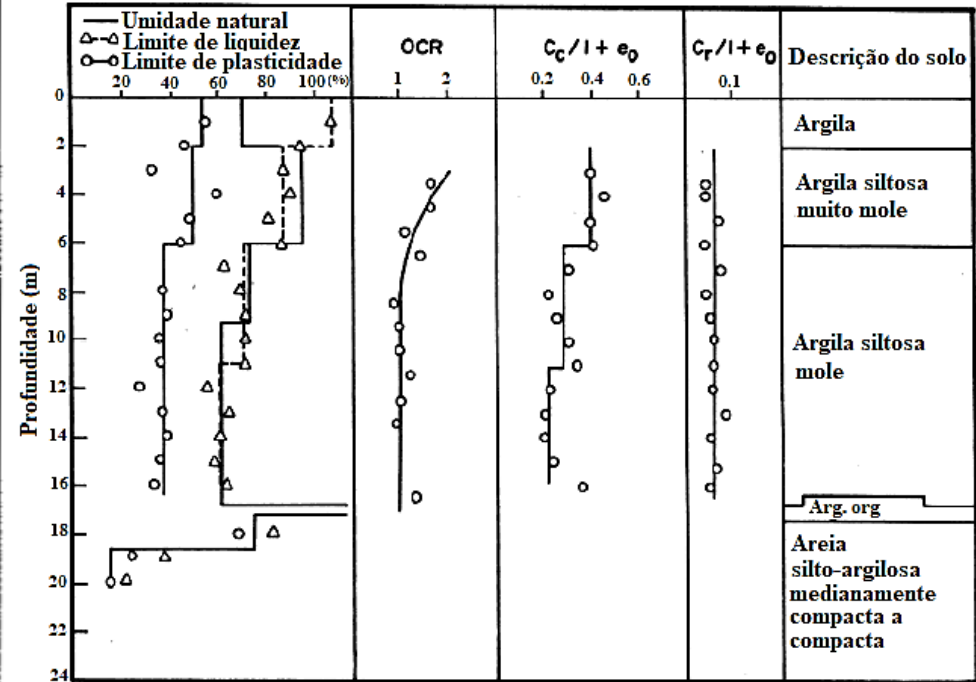
Outro caso que se pode citar de ocorrência de solo mole é em Muar, na Malásia, onde um depósito de argila siltosa marinha com cerca de 18 m de espessura teve suas características geotécnicas investigadas por Oh *et al.* (2004). Por meio da Figura 2, é possível perceber que umidades naturais elevadas ocorreram, principalmente, entre 2 e 6 m de profundidade (em torno de 95%), compressibilidades com $C_c/(1+e_0)$ variando de 0,2 a 0,4 foram obtidas e, nos primeiros metros do perfil, foram encontrados valores de OCR (razão de sobreadensamento) em torno de 2.

Figura 1 – Características geotécnicas de argila mole de origem marinha na Austrália.



Fonte: Adaptado de Wijeyakulasuriya et al. (1999).

Figura 2 – Propriedades geotécnicas de argilas marinhas de Muar na Austrália.



Fonte: Adaptado de Oh et al. (2004).

No Brasil, investigações a respeito de solo mole vêm sendo realizadas em Santos/SP, Rio de Janeiro/RJ, Porto Alegre/RS, Belém/PA e Recife/PE. Estes estudos alimentam bancos de dados de parâmetros geotécnicos, os quais são utilizados sistematicamente para previsões de recalque e análise da estabilidade em obras. A Tabela 1 expõe algumas características geotécnicas de depósitos de argilas moles marinhas brasileiras.

Tabela 1 – Características geotécnicas de depósitos de solos moles brasileiros.

Propriedades do solo	Planícies de Santos (SP)	Sarapuí (RJ)	Porto de Rio Grande (RS)	Recife (PE)	Porto de Sergipe (SE)
	Sudeste	Sudeste	Sul	Nordeste	Nordeste
Espessura de argila (m)	< 50	11	40	19	7
W_n (%)	90 - 140	100 - 170	45 - 85	40 - 100	40 - 60
LL (%)	40 - 150	60 - 150	40 - 90	50 - 120	50 - 90
I_p (%)	15 - 90	30 - 110	20 - 60	15 - 66	20 - 70
Quantidade de Argila (%)	20 - 80	20 - 80	34 - 96	40 - 70	65
Peso específico natural (kN/m^3)	13,5 - 15,5	13	15 - 17,8	15,1 - 16,4	16
Atividade	1 - 2,2	1,4 - 2,3	0,6 - 1,0	0,4 - 1,0	0,5 - 1,0
Sensibilidade	4 - 5	4,3	2,5	-	4 - 6
Teor de matéria orgânica (%)	2 - 7	4 - 6,5	-	3 - 10	-
$C_c/(1+e_0)$	0,33 - 0,51	0,36 - 0,41	0,31 - 0,38	0,45	0,31 - 0,43
C_s/C_c	0,09 - 0,12	0,10 - 0,15	-	0,10 - 0,15	0,10
c_v (campo)/ c_v (laboratório)	15 - 100	20 - 30	-	-	-
S_u (kPa) - Palheta	8 - 40	8 - 20	50 - 90	2 - 40	12 - 25
S_u / σ'_{vm}	0,28 - 0,30	0,35	0,30	0,28 - 0,32	0,22 - 0,24
Φ' (°)	19 - 24	25 - 30	23 - 29	25 - 28	26 - 30

Fonte: Adaptado de Lacerda e Almeida (1995) *apud* Almeida e Marques (2014).

Na Região Metropolitana do Recife, investigações relativas às argilas orgânicas moles são desenvolvidas há quase 60 anos. A primeira pesquisa foi feita por Costa (1960), com o título O Subsolo do Recife e, neste trabalho, foram descritas generalidades sobre a formação da planície recifense e apresentados os perfis do subsolo da cidade. Em seguida, Teixeira (1972) avaliou a influência do teor de matéria orgânica nos limites de liquidez e plasticidade, umidade e densidade real e identificou diferenças relativas de até 30% nos resultados, verificou também a resistência ao cisalhamento do solo nos ensaios Triaxial, Compressão Simples e Vane Test e encontrou argilas sensíveis e extrassensíveis em algumas profundidades.

Em 1975, foram publicados mais 03 estudos referentes ao subsolo de Recife. Amorim Junior (1975) analisou as características da argila mole no Clube Internacional do Recife,

Soares (1975) investigou a resistência de um solo mole no Derby e Carvalho (1975) avaliou as propriedades físico-químicas e de engenharia de uma argila mole da cidade.

Posteriormente, várias outras pesquisas contribuíram para a caracterização dos depósitos de argila mole e para a elaboração do banco de dados da RMR, dentre elas citam-se: Coutinho (1980), Ferreira (1982), Ferreira *et al.* (1986), Ferreira e Coutinho (1988), Genevois *et al.* (1990), Oliveira (1991), Oliveira (2002), Bello (2004), Bello (2011), Lemos (2011), Cadete (2016) e Rocha (2016).

Do ponto de vista geotécnico, os estudos buscam prever os recalques que ocorrerão ao longo do tempo e/ou a estabilidade logo após o carregamento dos solos compressíveis. Diante disto, os próximos itens abordam mecanismos e teorias para compreensão do comportamento de solos.

2.1 COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS MOLES

O mecanismo de compressão dos solos moles pode ser dividido em três parcelas: recalque inicial ou recalque não drenado (Δh_i), recalque do adensamento primário (Δh_p) e recalque por compressão secundária (Δh_{sec}). O somatório delas representa o recalque total (Δh_t), incluindo tanto os deslocamentos verticais que se desenvolvem rapidamente quanto os de longo prazo, conforme a Equação 1.

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h_p + \Delta h_{sec} \quad (1)$$

A magnitude dos recalques é função do tipo de argila (argilomineral constituinte, teor de matéria orgânica, plasticidade, sensibilidade, etc), história de tensões (argilas normalmente adensadas e pré-adensadas), velocidade de imposição do carregamento, intensidade do incremento de carga e a extensão da área carregada em relação a espessura do depósito de solo mole (FERREIRA, 1982).

2.1.1 Recalque Inicial

A análise do recalque inicial tem como base a Teoria da Elasticidade, ocorre a volume constante, simultaneamente à aplicação do carregamento. Calculado pela Equação 2, o Δh_i faz uso dos parâmetros de rigidez, Módulo de Young (E) e Coeficiente de Poisson (ν), bem como

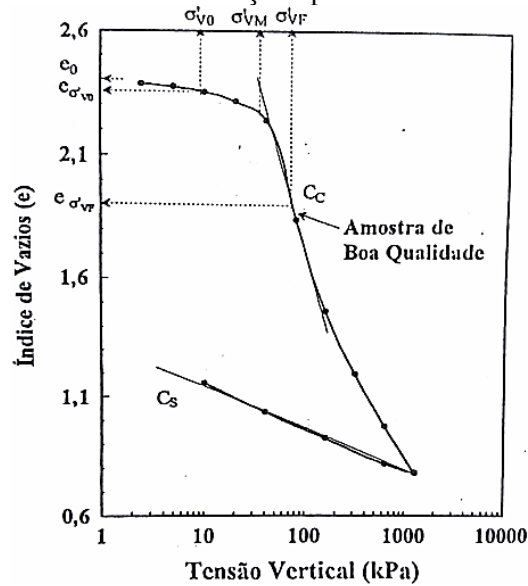
a tensão uniformemente distribuída na superfície (σ_0), largura ou diâmetro da área carregada (B) e um fator de forma da superfície e do sistema de aplicação da tensão (I).

$$\Delta h_i = \frac{\Delta \sigma_0 B (1 - \nu^2)}{E} I \quad (2)$$

2.1.2 Adensamento Primário

Ocasionado pela lenta expulsão da água nos vazios de solos moles devido à baixa permeabilidade, o recalque por adensamento primário (Δh_p) pode ser obtido por meio da curva tensão-deformação proveniente do ensaio de compressão edométrica em laboratório (Figura 3), calculado comumente pelas Equações 3 e 4.

Figura 3 – Curva tensão-deformação típica do ensaio de adensamento.



Fonte: Cavalcante (2001).

$$\Delta h_p = \sum \left(\frac{C_s}{1 + e_0} \Delta h \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right), \text{ para } \sigma'_{vf} < \sigma'_{vm} \quad (3)$$

$$\Delta h_p = \sum \left(\frac{C_s}{1 + e_0} \Delta h \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_{\sigma'_{vm}}} \Delta h \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} \right), \text{ para } \sigma'_{vf} > \sigma'_{vm} \quad (4)$$

Onde:

C_c = índice de compressão;

C_s = índice de recompressão;

Δh = espessura da subcamada correspondente;

e_0 = índice de vazios inicial;

σ'_{vm} = tensão de pré-adensamento;

σ'_{v0} = tensão efetiva vertical in situ no meio da subcamada;

σ'_{vf} = tensão vertical final no meio da subcamada, decorrente da sobrecarga do aterro.

A tensão de pré-adensamento corresponde ao ponto a partir do qual as deformações serão bem maiores e a compressibilidade deixa de ser representada apenas pela razão de descompressão ($C_s/(1+e_0)$) para ser representada também pela razão de compressão ($C_c/(1+e_0)$) (CAVALCANTE, 2001).

De acordo com Mesri e Ajlouni (2007), depósitos de turfas fibrosas submetida a um acréscimo de tensão efetiva superior a tensão de pré-adensamento exibem alta compressibilidade quando comparado a outros solos. Para os autores, o índice de compressão (C_c) daqueles materiais imediatamente após a tensão de pré-adensamento corresponde a 5 a 20 vezes o ocorrido em argilas moles e siltes.

A partir de princípios hidráulicos e baseado nos resultados de ensaios edométricos, Terzaghi (1943) formulou a Teoria do Adensamento Unidimensional, na qual as seguintes hipóteses simplificadoras foram assumidas:

- o solo é totalmente saturado e homogêneo;
- a compressão é unidimensional;
- o fluxo de água é unidimensional;
- as partículas sólidas e a água são praticamente incompressíveis perante a compressibilidade do solo;
- o solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- o fluxo é governado pela Lei de Darcy;
- as propriedades do solo são admitidas constantes;
- o índice de vazios varia com o aumento da tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Bastante utilizada na previsão de velocidade e da magnitude dos recalques primários de argilas saturadas, a Teoria de Terzaghi propõe uma forma de estimar a transferência de poropressão para a estrutura sólida do solo com a consequente redução de volume proveniente da equação de fluxo da mecânica dos fluidos, calculada pela Equação 5.

$$\frac{k \cdot (1 + e)}{a_v \cdot \gamma_0} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial^2 z} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (5)$$

Onde:

k = coeficiente de permeabilidade;

e = índice de vazios;

a_v = coeficiente de compressibilidade, calculado através de $\partial e / \partial u$;

γ_0 = peso específico da água;

u = poropressão;

z = direção vertical;

t = tempo.

O primeiro termo da Equação 5 reflete as características do solo, as propriedades de compressibilidade e de permeabilidade e é denominado coeficiente de adensamento vertical (c_v), sendo a velocidade da transferência de tensões da água para o arcabouço sólido diretamente afetada pelo seu valor.

Os excessos de poropressão ao longo do tempo e da profundidade são calculados pela integração da Equação 5. Para a obtenção do recalque em um tempo qualquer (Δh_{tempo}), somam-se as contribuições de dissipação das poropressões de cada ponto na camada (Equação 6).

$$\Delta h_{\text{tempo}} = U \times \Delta h_p \quad (6)$$

Onde:

U = porcentagem média de adensamento de toda a camada

Δh_p = recalque primário total na camada.

No caso de depósitos de solos moles com grande espessura em relação à largura da estrutura construída ou de a permeabilidade do solo compressível ser muito maior na direção horizontal resultarão em adensamentos mais rápidos quando comparados ao previsto pela Teoria de Adensamento Unidimensional (FATTAH e SALMAN, 2006).

Biot (1941), formulou a primeira teoria de adensamento tridimensional e considerou não só os fenômenos de deformação do esqueleto sólido, como também de escoamento do fluido intersticial (análises acopladas). A elaboração desta teoria considerou os seguintes aspectos:

- no esqueleto de grãos do solo ocorrem pequenas deformações e pequenas velocidades na água;
- o fluxo de água no solo segue a Lei de Darcy;
- o solo está totalmente saturado;
- a água é incompressível;
- o princípio das tensões efetivas é válido;
- existe uma relação elástico-linear entre as deformações e as tensões efetivas.

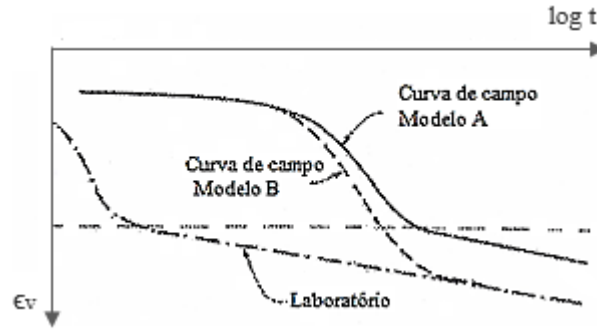
A partir do acoplamento das equações de fluxo e de equilíbrio em um meio poroso saturado, tornou-se possível analisar os fenômenos de fluxo, tensão e deformação concomitantemente, bem como, estudar situações distintas encontradas em campo.

2.1.3 Compressibilidade Secundária

O fenômeno de deformação a longo prazo que ocorre devido à viscosidade do sistema argila-água, quando as tensões efetivas são constantes e as poropressões praticamente já se dissiparam, de forma que as partículas se reorganizem em uma posição mais estável tem sido bastante pesquisado e ainda não existe um consenso na maneira de estimá-lo.

Neste contexto, duas linhas principais de pensamento são consideradas: uma tradicional, baseada no empirismo, na qual se admite o início do adensamento secundário após o término do adensamento primário (MESRI, 1973; LADD, 1973) e a outra focada em modelos reológicos, em que os fenômenos de adensamento primário e o secundário ocorrem de maneira simultânea (TAYLOR e MERCHANT, 1940; ZARETSKY, 1967; MARTINS e LACERDA, 1985), *apud* Futai (2010). A Figura 4 apresenta as duas formas de concepção do efeito de compressão secundária, em que o modelo A representa a forma tradicional e o modelo B os dois fenômenos acontecendo em paralelo.

Figura 4 – Efeito da compressão secundária a partir dos dois modelos existentes.



Fonte: Adaptado de Ladd *et al.* (1977).

O recalque por compressão secundária obtido de forma empírica é calculado pela Equação 7. Para o aprofundamento no estudo de modelos reológicos, recomenda-se a leitura de Futai (2010), este autor afirma que ambas linhas de pensamento possuem vantagens, mas nenhuma delas permite uma boa aplicabilidade, quer seja pela deficiência conceitual, quer seja pela dificuldade de se utilizar o método.

$$\Delta h_{\text{sec}} = C_{\alpha} H_p \log \left(\frac{t}{t_p} \right) \quad (7)$$

Onde:

C_{α} = coeficiente de compressão secundária que pode ser obtido em termos de deformação, $C_{\alpha\varepsilon} = \frac{-\Delta\varepsilon_v}{\Delta \log t}$, ou em termos de índice de vazios, $C_{\alpha e} = \frac{-\Delta e}{\Delta \log t}$;

H_p = altura da camada de solo após a compressão primária;

t = tempo qualquer;

t_p = tempo de ocorrência da compressão primária.

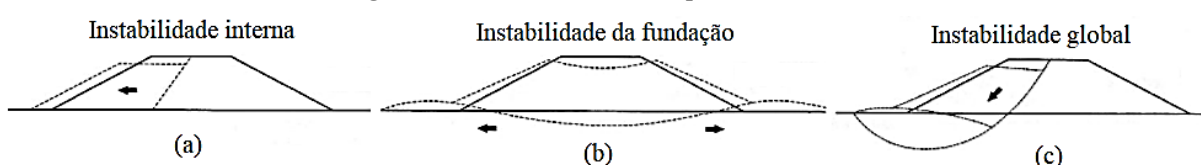
Entre os materiais geotécnicos, a turfa pode apresentar as maiores proporções de coeficiente de compressão secundária. Amostras de turfas fibrosas de Middleton nos EUA e James Bay no Canadá foram analisadas por Mesri e Ajlouni (2007), os quais indicaram valores na faixa de 0,05 e 0,07 para a relação de C_{α}/C_c , considerados alto para ambos.

Segundo Cai *et al.* (2018), o recalque a longo prazo é um fator chave e afeta bastante o desempenho de estradas construídas com subsolos compostos por solos moles, por exemplo. Para os autores, é fundamental considerar na análise do recalque não apenas de carga estática proveniente do aterro, como também prever o deslocamento vertical ocasionado por cargas de tráfego cíclico na etapa de pós-construção.

2.2 ESTABILIDADE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A possibilidade de ocorrência de escorregamento da massa de solo presente no aterro executado sobre depósito de solo mole deve ser sempre avaliada em projeto. Os mecanismos básicos de ruptura são: instabilidade interna, ruptura pelo corpo do aterro; instabilidade da fundação, problema de capacidade de carga; instabilidade global, ruptura do conjunto aterro-fundação (Figura 5).

Figura 5 – Mecanismos de ruptura de aterros.

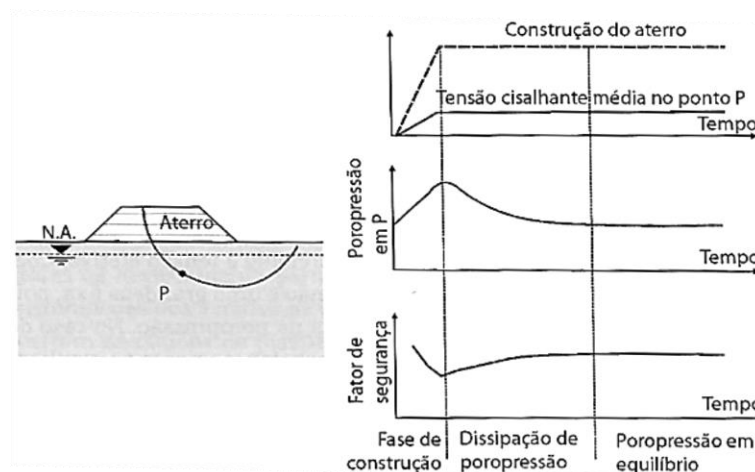


Fonte: Almeida e Marques (2014).

As análises de estabilidade correntes admitem o comportamento não drenado da argila, realizadas em termos de tensões totais, uma vez que a situação mais desfavorável acontece ao final da construção dos aterros, imediatamente após a variação das tensões e quando nenhum excesso de poropressão foi dissipado (GERSCOVICH, 2016). A Figura 7 mostra, em um ponto P, a evolução das tensões e do fator de segurança em função do tempo e do estágio da obra.

Na execução deste tipo de obra, o fator de segurança (FS) diminui por conta do excesso de poropressão positivo e, com a dissipação ao longo do tempo, há o ganho de resistência ao cisalhamento do solo, ocasionado pelo aumento de tensão efetiva (Figura 6).

Figura 6 – Evolução das tensões e do fator de segurança durante a construção de um aterro sobre solo mole em um ponto P.



Fonte: Adaptado de Lambe e Whitman (1969).

Em geral, o ensaio mais usado para a determinação da resistência não drenada (S_u) *in situ*, ou seja, quando nenhum excesso de poropressão foi dissipado no solo mole, é palheta de campo (Vane Test). É possível realizar uma análise conjunta do resultado deste ensaio com os dados estimados do Piezocone (CPTu) e informações do Triaxial tipo não consolidado não drenado (UU), para avaliar a coerência das resistências não drenadas nos perfis estratigráficos. Já na verificação da resistência do material a ser utilizado no aterro comumente se utiliza o ensaio de cisalhamento direto.

Segundo Almeida e Marques (2014), faz-se necessário realizar as investigações acerca da estabilidade de ruptura global por diferentes métodos de equilíbrio limite, com o teste de superfícies de rupturas circulares e não circulares.

A análise de estabilidade de aterros sobre argila mole no caso genérico de superfícies circulares pode ser efetuada pelo Método de Bishop Simplificado. Em superfícies não circulares, os métodos usuais na prática são o de Spencer e o de Morgenster e Price e, em situações mais simples, o método de Janbu Simplificado tem sido indicado para uso com razoável acurácia (COUTINHO e BELLO, 2005).

Destaca-se que a função do aterro após o término de sua construção deve ser bem definida para o cálculo adequado da estabilidade. Souza, Pacheco e Souza (2018), afirmam, a partir da experiência na Via UHOS, estrada destinada ao tráfego de veículos especiais ultrapesados construída no município de São Gonçalo/RJ, haver a necessidade de se estabelecer uma nova metodologia de projeto de aterros rodoviários especiais sobre solos moles, cuja a influência da duração do carregamento na resistência seja considerada, pois quanto mais lento é o carregamento, menor é o S_u . Desta forma, o projetista poderá determinar os perfis de resistência não drenada representativos na condição de carga permanente (convencional) e na condição de carga de curta duração (acelerado) aplicáveis ao projeto.

2.3 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

O comportamento de aterros construídos sobre solo mole já foi abordado por Bjerrum (1973), Ladd e Foott (1974), Tavernas e Leroueil (1980), Leroueil et al (1990), Magnan (1994), Mesri et al (1994) e Cur (1996) *apud* Coutinho e Bello (2005), autores que divulgaram trabalhos para a ampliação do entendimento deste tipo de problema.

Ao se construir um aterro sobre solo mole, o incremento de carga é suportado primeiramente pela água dos vazios. Com o passar do tempo, a dissipação do excesso de poropressão, o aumento da tensão efetiva e da resistência ao cisalhamento acontecem e

ocasionam recalques. A velocidade com que isto ocorre é função da combinação de características geotécnicas do depósito e influenciam diretamente nas estimativas em projetos.

De acordo com Coutinho e Bello (2005), a eficácia de uma previsão está associada tanto aos métodos escolhidos, quanto a qualidade dos parâmetros geotécnicos empregados. A definição de índices físicos e parâmetros dos solos moles é comumente feita com base em sondagem a percussão, piezocone, Vane Test, pressiómetro autocravante, dilatômetro, caracterização completa, ensaio edométrico e triaxial tipo UU e CIU (ALMEIDA, 1996). Deve-se atentar para a possibilidade de efeitos de amolgamento do material, tanto em ensaios de laboratório e campo, os quais interferem na determinação da tensão de pré-adensamento (história de tensões) e podem ocasionar estimativas nas representativas.

Recomenda-se o uso de instrumentação de campo, tais como placas de recalques, inclinômetros e piezômetros, com a função acompanhar o desempenho do projeto e a avaliação de segurança da obra. Entretanto, para isto faz-se mister um monitoramento cuidadosamente projetado, isto é, o tipo de instrumento e a locação definidos criteriosamente (FORMIGHERI, 2003).

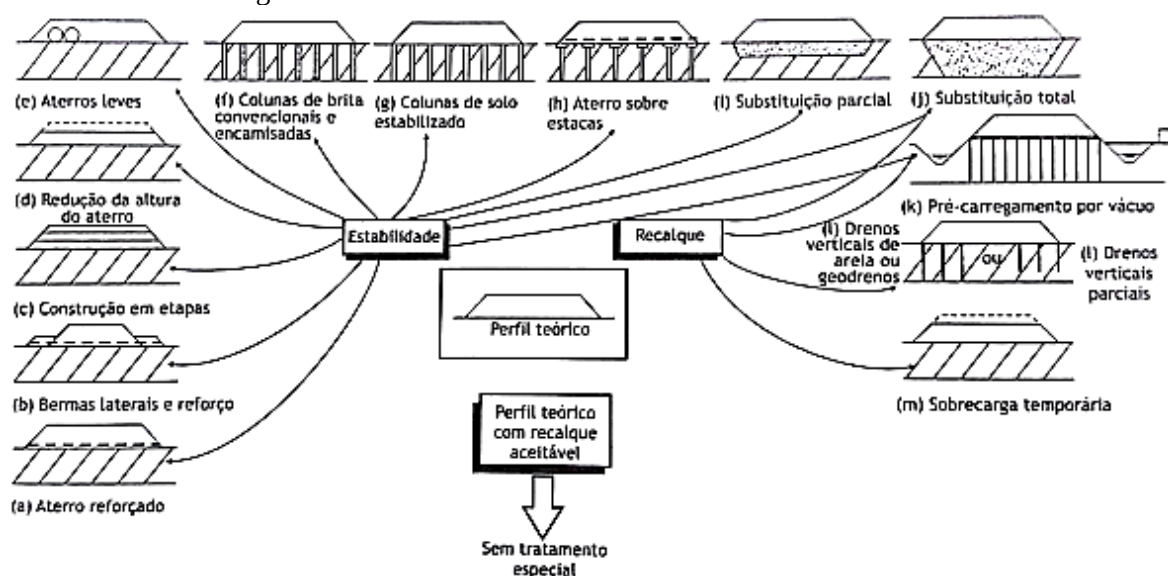
Existem, atualmente, algumas opções de métodos construtivos de aterro sobre solo mole. A sua escolha depende da ponderação de uma série de fatores, tais como dimensões e finalidade do aterro, disponibilidade das técnicas na região, localização, prazos construtivos, características do solo (perfil e parâmetros) e custos envolvidos. Estas técnicas construtivas priorizam a aceleração do recalque e/ou o aumento de estabilidade do solo mole e podem ser usadas de forma combinada, para a garantia de ambos.

Nos itens seguintes, serão discutidas informações sobre técnicas executivas de aterros sobre solos moles e pesquisas acadêmicas elaboradas com a caracterização do solo mole de fundação, estimativas de projetos, resultados de monitoramento e simulações numéricas.

2.3.1 Métodos Construtivos de Aterros sobre Solos Moles

Várias técnicas construtivas de aterros sobre solos moles foram desenvolvidas para evitar ou minimizar as dificuldades inerentes a este tipo de obra. A Figura 7 exhibe exemplos usuais de soluções para reduzir ou resolver problemas de recalques e estabilidades.

Figura 7 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.

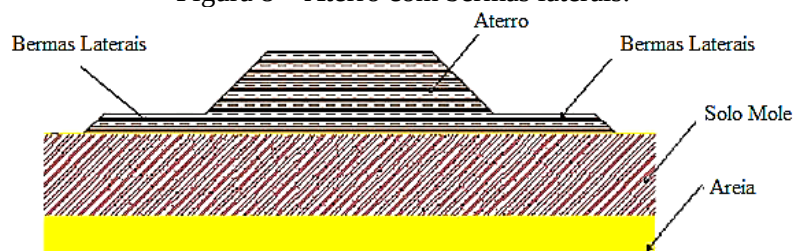


Fonte: Almeida e Marques (2014).

Percebe-se, na Figura 7, que certos procedimentos priorizam a estabilidade, tais como: aterro reforçado, bermas de equilíbrio e construção em etapas. Já o uso de drenos verticais de areia ou geodrenos, drenos verticais parciais e sobrecarga temporária são soluções voltadas para a obtenção de recalques em menor tempo. Há ainda métodos que oferecem concomitantemente estabilidade e recalque, por exemplo, aterros leves, colunas de brita ou de solo-cimento, aterro sobre estacas, substituição parcial ou total e pré-carregamento por vácuo. Outra possibilidade é a associação soluções como drenos verticais e construção em etapas, por exemplo, para a obtenção de adensamento acelerado e de estabilidade gradativa do conjunto solo mole/aterro.

A utilização de berma lateral foi desenvolvida pelos engenheiros suecos B. Jakobson e W. Fellenius e consiste no princípio de estabilização puramente físico. A união das estruturas de aterro e bermas elevam o fator de segurança quanto à ruptura, mas para sua viabilização são imprescindíveis amplas áreas laterais de implantação e materiais de aterro (Figura 8).

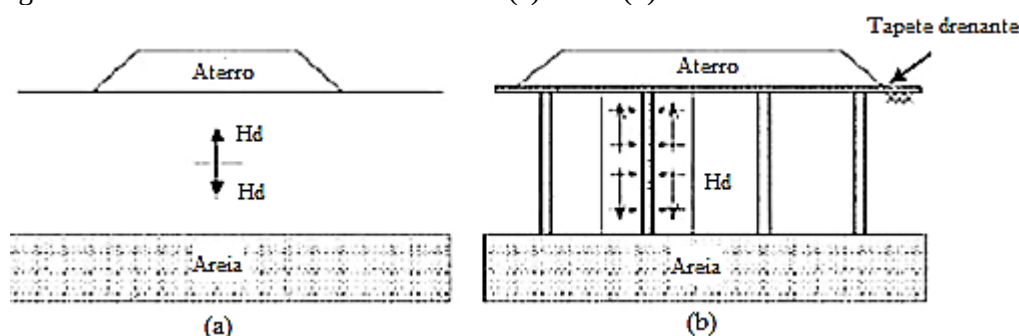
Figura 8 – Aterro com bermas laterais.



Fonte: Adaptado de Nascimento (2016).

De acordo com Alves (2014), o uso de drenos verticais não interfere no valor do recalque total, mas sim na antecipação de recalques primários. A Figura 9 ilustra dois perfis de aterros (a) sem drenos e (b) com drenos verticais e tapetes drenantes, em que se notam a possibilidade de recalques desenvolvidos mais rapidamente onde as distâncias de percolação são inferiores.

Figura 9 - Perfis de aterros sobre solo mole (a) sem e (b) com drenos verticais instalados.

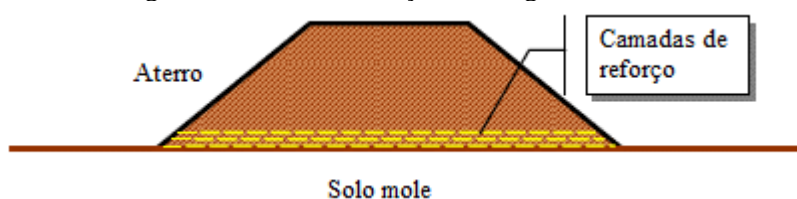


Fonte: Alves (2014).

É usual a colocação de um tapete drenante na superfície para conduzir a água coletada dos drenos verticais. Em alguns casos, recomenda-se inclusive o uso de drenos franceses aliados a poços de bombeamento, para garantir que o gradiente de pressão não reduza a capacidade de drenagem no sistema interno.

O reforço de aterros é realizado por meio de inclusão de geossintéticos (geotêxtis e geogrelhas) resistentes à tração e dispostos na base da estrutura (Figura 10), responsável pelo aumento da estabilidade durante o processo construtivo.

Figura 10 – Aterro reforçado com geossintéticos.



Fonte: Perboni (2003).

O geossintético usado como reforço na base de aterros sobre solos moles melhora o desempenho do sistema, aumentando as forças de resistência e reduzindo as forças cisalhantes atuantes no solo, além de ajudar na estabilização durante as fases críticas de construção, quando a resistência ao cisalhamento do solo de fundação ainda está para se desenvolver no subsolo. Esta técnica evita a substituição do solo de fundação, minimiza o deslocamento lateral do solo

mole e evita a ruptura geral (superfície de deslizamento global), de acordo com Avesani Neto, Bueno e Futai (2015).

A construção do aterro em etapas permite o paulatino ganho de resistência do solo mole ao longo do tempo e é uma alternativa construtiva quando se tem um baixo fator de segurança quanto à ruptura. Neste caso, a estabilidade deve ser verificada em cada fase de alteamento e o acompanhamento do desempenho da obra com instrumentações *in situ* e ensaios de campo para possíveis ajustes no projeto, precisa ser empregado (ALMEIDA e MARQUES, 2014).

2.3.2 Pesquisas em Aterros sobre Solos Moles

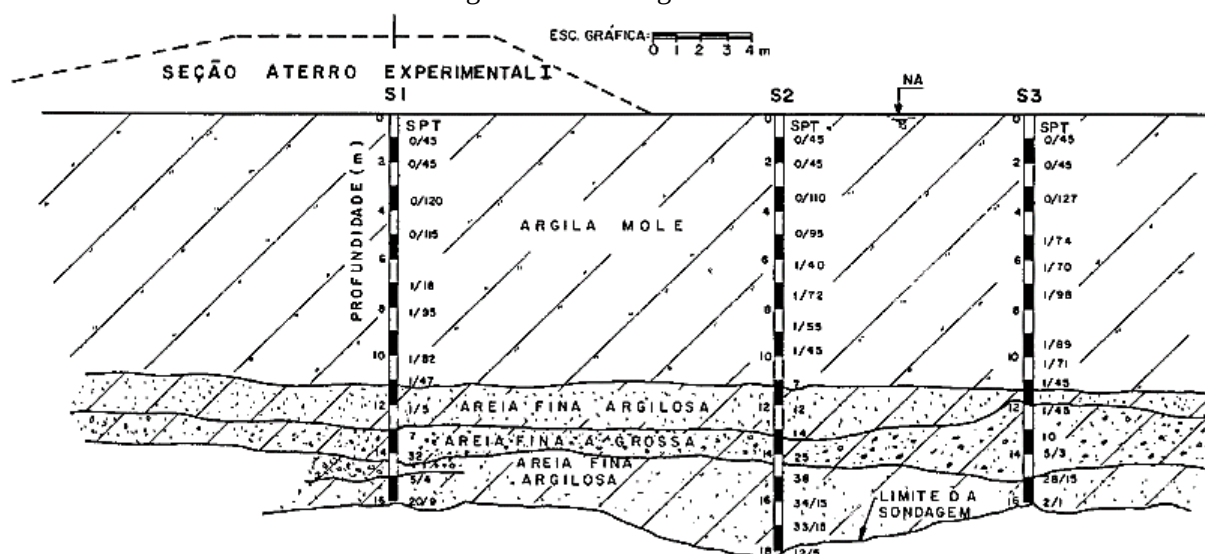
Pesquisas acadêmicas sobre aterros construídos em solo mole foram selecionadas para discussões a respeito de resultados laboratoriais e de campo, instrumentações e modelações numéricas.

2.3.2.1 Aterros Experimentais I e II – Rio Sarapuí

Na década de 70, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) conduziu um programa de pesquisas relativo a construções sobre depósitos de solos moles. Nesta ocasião, Ortigão (1980) analisou as propriedades geotécnicas de uma argila cinza; projetou o aterro e a instrumentação de campo; participou da construção e monitorou o aterro até a ruptura em dezembro de 1977 e empregou o Método de Elementos Finitos para a estimativa de deslocamentos.

O local escolhido para o trabalho situa-se junto ao rio Sarapuí, no Rio de Janeiro, onde ocorre depósito de argila muito mole de coloração cinza escura. O perfil geotécnico (Figura 11) do terreno foi obtido através de ensaios de sondagens de reconhecimento, sendo identificados valores de SPT geralmente nulos ao longo de toda espessura. Subjacente a esta camada, ocorrem sedimentos arenosos mais resistentes onde, a cerca de 15 metros de profundidade, o SPT atinge 30 golpes/30cm (ORTIGÃO, 1980).

Figura 11 – Perfil geotécnico.



Fonte: Ortigão (1980).

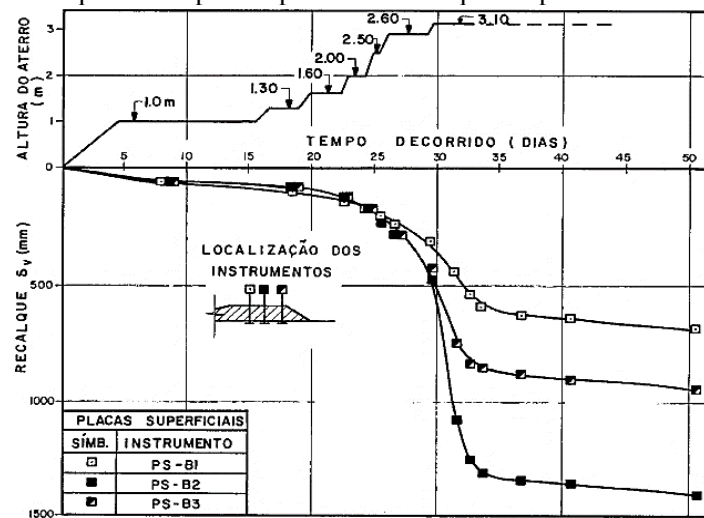
A campanha de ensaios laboratoriais foi composta por caracterização, edométrico convencional, triaxiais tipo UU (não consolidado não drenado), CIU (consolidado isotropicamente e não drenado) e CK₀U (consolidado anisotropicamente e não drenado). A caracterização do material conduziu aos seguintes valores médios: umidade natural (w_n) de 120%, índice de plasticidade (I_p) de 80% e peso específico natural (γ_{nat}) de 1,3 tf/m³; do adensamento foram obtidos OCR's com uma tendência a redução com o aumento da profundidade, variando de 5,0 a 2,5 até 2,5 m de profundidade, diminuindo posteriormente até atingir valores próximos a 1,0; do triaxial tipo UU, foram analisadas amostras entre 2,0 e 9,5 m de profundidade com resistência não drenada (S_u) crescentes, de 5,0 a 9,9 kPa com o aumento da profundidade, segundo o autor.

O aterro experimental foi construído em 30 dias em camadas de solo silto-arenoso com a superfície de ruptura circular provocada no talude mais íngreme com inclinação de 1:2 (V:H). O carregamento foi feito até 3,10 m, quando o processo de ruptura iniciou de forma lenta (ORTIGÃO, 1980).

Foram instrumentadas 03 seções do aterro: a principal, correspondente a seção central, onde a ruptura seria forçada; e duas seções laterais secundárias, estáveis após a ruptura. Na seção principal, foram obtidos perfis de deslocamentos verticais ao longo da base do aterro, em que se observaram recalques da ordem de 400 a 500 mm (Figura 12) e nos trechos próximos ao pé do aterro, houve levantamento de quase 200 mm ao final do carregamento. Os valores máximos de deslocamentos horizontais na base do aterro ocorreram sob o talude mais íngreme, em torno de 400 mm (Figura 13). Nos piezômetros P1 a P5 da Figura 14, as pressões intersticiais

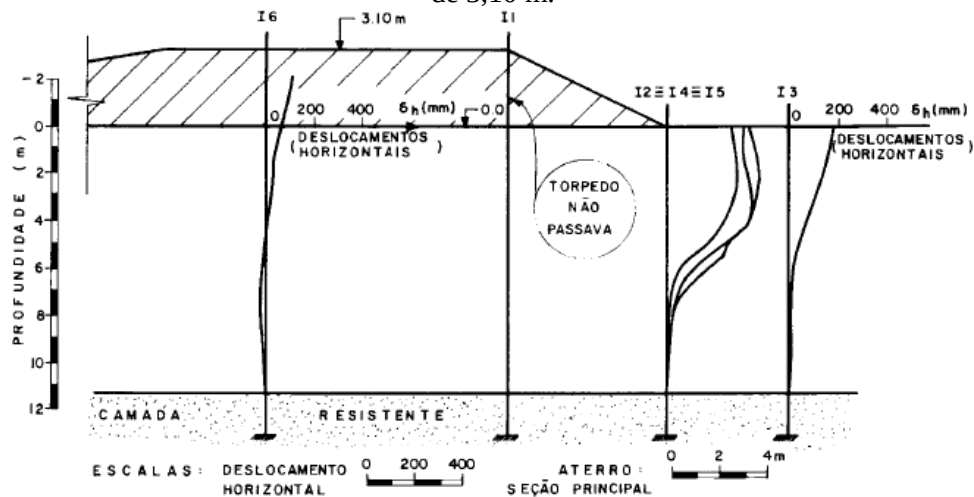
aumentaram gradualmente com a altura do aterro. Por ocasião da ruptura, houve uma queda brusca de poropressões em alguns piezômetros e isto poderia estar associado ao aparecimento de caminhos preferenciais de drenagem durante o cisalhamento da massa de solo, conforme o autor aludido.

Figura 12 – Recalques x tempo das placas de recalques superficiais na seção principal.



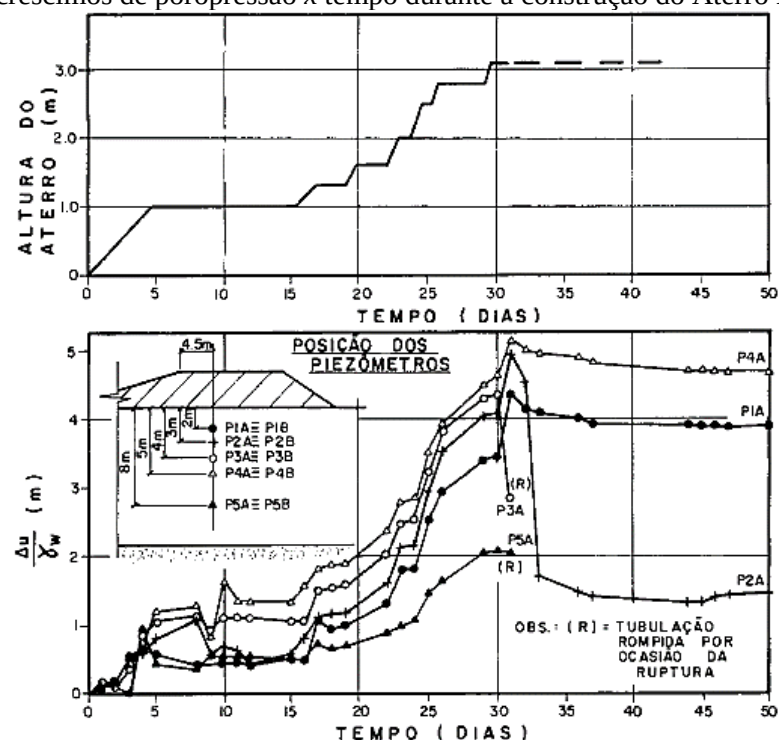
Fonte: Ortigão (1980).

Figura 13 – Deslocamentos horizontais medidos pelos inclinômetros quando o aterro atingiu a altura de 3,10 m.



Fonte: Adaptado de ORTIGÃO (1980).

Figura 14 – Acréscimos de poropressão x tempo durante a construção do Aterro Experimental I.

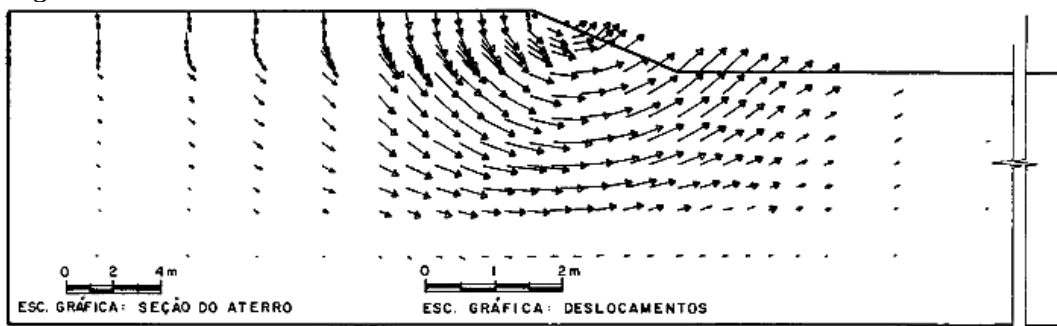


Fonte: Ortigão (1980).

As estimativas de deslocamentos do Aterro Experimental I foram feitas no programa FEECON (Finite Element Embankment Construction). Para a modelagem, considerou-se no material de fundação o critério de ruptura anisotrópico de Tresca Modificado por Davis e Christian (1971) e no material granular do aterro o critério de ruptura de Mohr-Coulomb de maneira semelhante ao empregado por Wong e Duncan (1974), segundo o autor.

Ortigão (1980) concluiu que as propriedades do aterro parecem pouco influenciar os deslocamentos horizontais e verticais e na modelagem, os deslocamentos indicam zonas de influência mais extensas (20 a 25m à frente do talude) quando comparadas as aferidas no acompanhamento da obra (10 m à frente do talude). A Figura 15 mostra a rotação dos vetores de deslocamento ocasionada pelo acréscimo de tensões na simulação numérica.

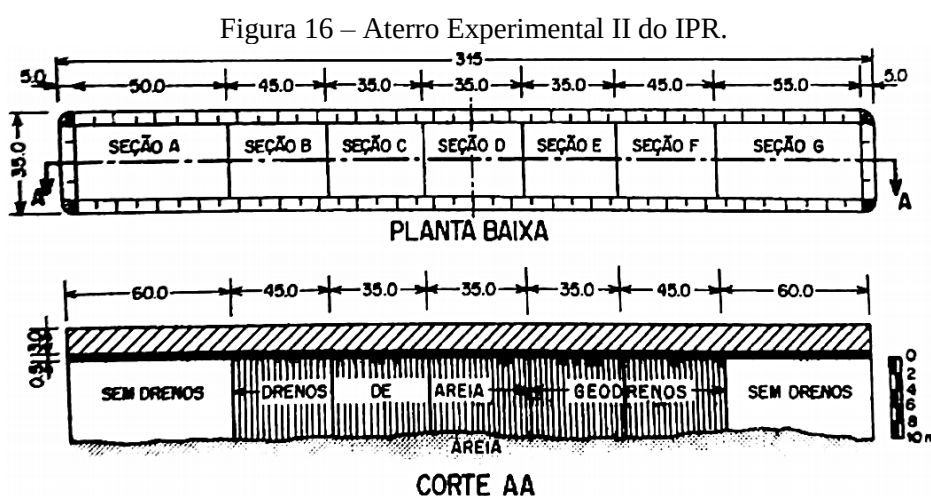
Figura 15 – Vetores de deslocamento calculados via MEF no aterro com 2,80 m de altura.



Fonte: Ortigão (1980).

Em 1978, iniciou-se a construção do Aterro Experimental II com o intuito de avaliar diversos tipos de elementos drenantes para melhor compreender o processo de adensamento de aterros rodoviários sobre solos moles (ALMEIDA, 1996).

A camada de solo mole apresentava espessura entre 8 e 10 m e o aterro possuía 315 m de comprimento, 35 m de largura na base e 25 m de largura no topo, com previsão de altura de 2,5 m, sendo dividido em 7 seções de A a G (Figura 16). Utilizou-se em cada uma, um tipo de dreno vertical, exceto nas seções das extremidades (Tabela 2).



Fonte: Almeida (1996).

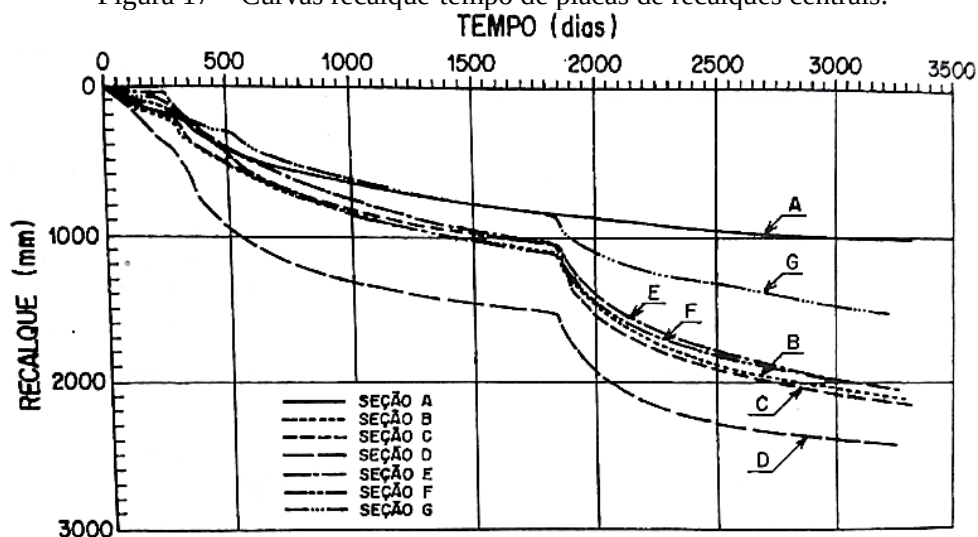
Tabela 2 – Características dos elementos drenantes de cada seção do Aterro Experimental II.

Seção	Tipo de dreno	Diâmetro efetivo ou diâmetro equivalente	Espaçamento entre drenos (m)	Número de drenos
A	-	-	-	-
B	Areia ponta-fechada	0,4	2,5	216
C	Areia ponta-aberta	0,4	2,5	168
D	Areia jato d'água	0,4	2,5	168
E	Pré-fabricado fibro-químico	5×10^{-2}	1,7	320
F	Pré-fabricado geotextil	10×10^{-2}	2,0	322
G	-	-	-	-

Fonte: Adaptado de Almeida (1996).

Em cerca de 3.250 dias, foram atingidos deslocamentos verticais entre 1.000 e 2.600 mm nas placas de recalques centrais, conforme a Figura 17, sendo a fundação submetida a duas etapas de carregamento.

Figura 17 – Curvas recalque-tempo de placas de recalques centrais.



Fonte: Almeida (1996).

Em 2006, Lima, Gerscovich e Sieira (2006) modelaram numericamente no programa de elementos finitos PLAXIS, a seção A do Aterro Experimental II em duas etapas construtivas, sendo adotado o modelo do tipo Cam-Clay para solos moles e parâmetros conforme exposto na Tabela 3.

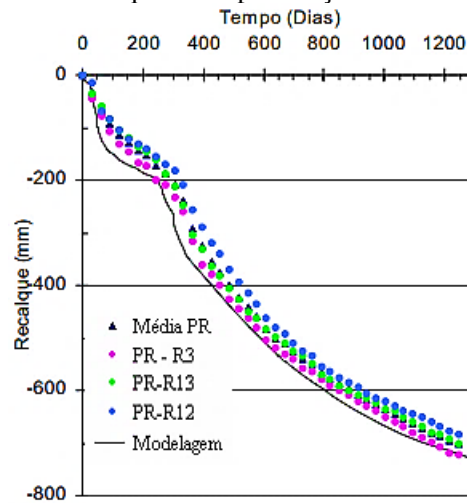
Tabela 3 – Parâmetros da camada argilosa para modelagem.

Prof. (m)	0,0 a 1,0	1,0 a 2,0	2,0 a 2,5	2,5 a 4,0	4,5 a 10,5	Referência
RPA	4,50	2,5	2,42	1,80	1,60	DNER/IPR (1980)
e_0	4,43	4,25	4,05	4,00	3,40	
C_c	1,95	2,20	2,38	2,25	2,00	
C_s	0,28	0,25	0,26	0,25	0,23	
γ_{sat} (kN/m ³)	13,0	13,0	13,0	13,0	13,5	Gerscovich (1983)
Φ_c (°)	31,0	24,0	25,0	25,0	25,0	
c (kPa)	1,6	1,4	0,0	0,0	0,0	
k_x (m/dia) $\times 10^{-4}$	53,57	5,184	3,024	3,024	4,939*	
k_y (m/dia) $\times 10^{-4}$	53,57	5,184	3,024	3,024	3,349*	Presente trabalho
K_0	1,57	1,34	1,15	0,90	0,82	

Fonte: Lima, Gerscovich e Sieira (2006).

As análises consistiram na comparação entre os recalques previstos e os observados no eixo de simetria do aterro nas placas de recalques R3, R12 e R13. Para os autores, de acordo com a teoria de Terzaghi, seria esperado um recalque total da ordem de 1.150 mm, os registros em campo apontaram valores cerca de 30% mais baixos (816 mm) e o resultado simulado numericamente foi de 921 mm, ou seja, 12% superior ao que apontavam os instrumentos *in situ* (Figura 18).

Figura 18 – Curva recalque x tempo – seção A Aterro Experimental II.

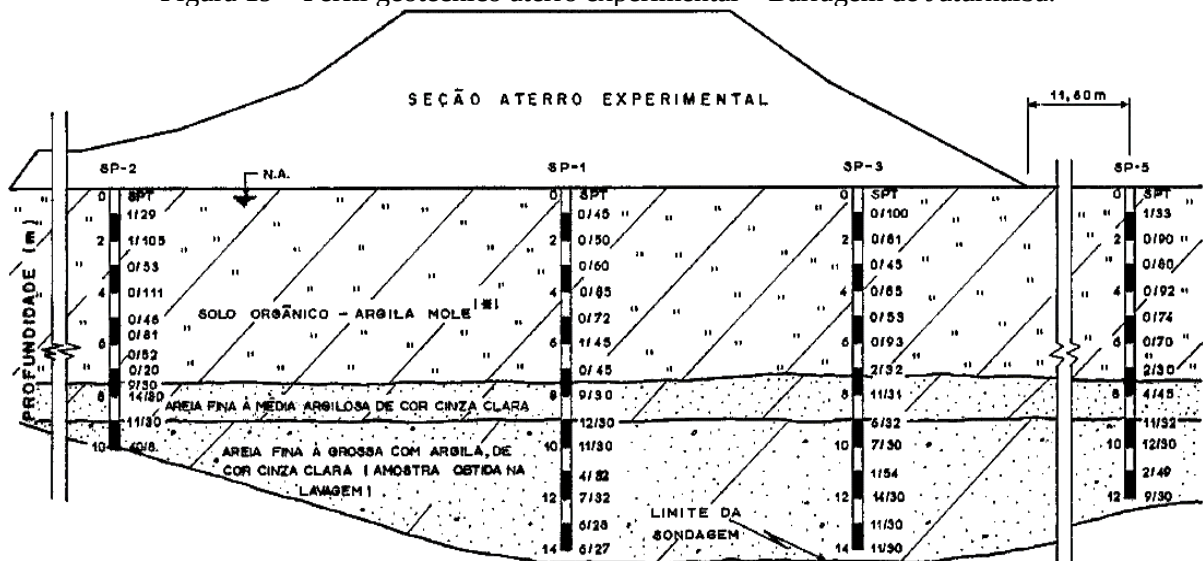


Fonte: Lima, Gerscovich e Sieira (2006).

2.3.2.2 Aterro Experimental – Barragem de Juturnaíba

Coutinho (1986) desenvolveu um estudo referente a um aterro experimental instrumentado levado à ruptura sobre o depósito de solos orgânicos-argilas moles da Barragem de Juturnaíba no Rio de Janeiro. Foram realizados ensaios de laboratório (caracterização, edométrico e triaxial) e de campo (SPT, palheta em campo), projeto e construção do aterro, monitoramento com placas de recalques, inclinômetros, piezômetros, além da estabilidade em termos de tensões totais e efetivas. No local, o depósito de solo mole tem espessura de cerca de 7,5 m e é sobrejacente a sedimentos areno-argilosos mais resistentes (COUTINHO, 1986), Figura 19.

Figura 19 – Perfil geotécnico aterro experimental – Barragem de Juturnaíba.



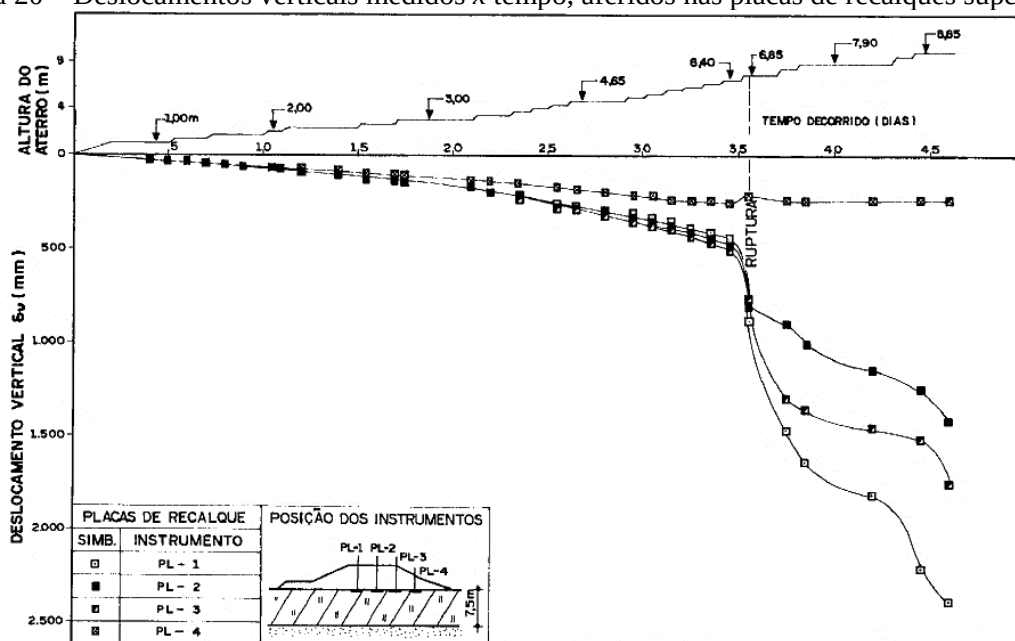
Fonte: Coutinho (1986).

Os ensaios mostraram um depósito de solo mole constituído por várias camadas de diferentes teores de matéria orgânica (TMO) e os mesmos influenciavam nas propriedades geotécnicas, pois o seu acréscimo ocasionava o aumento da umidade, limite de liquidez e índice de plasticidade e diminuía a densidade do grão e a massa específica dos solos. Dentre as informações provenientes dos ensaios edométricos, os valores de OCR tenderam a decrescer linearmente com a profundidade. Os coeficientes de adensamento vertical na região de recompressão variaram entre 20 e $70 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, já na região de compressão virgem, ficou entre 1 e $10 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, em função da quantidade de matéria orgânica, de acordo com o autor. Nos ensaios triaxiais tipo CIU, os resultados de ângulo de atrito (Φ) e coesão (c) foram de 25 a $58,8^\circ$ e de 0 a $15,2 \text{ kN/m}^2$, respectivamente (COUTINHO, 1986).

Ao longo de 44 dias, o aterro experimental foi construído em camadas de solo areno-argiloso com 30 m de comprimento e 12 m de largura, para uma altura máxima inicial prevista de 6 m, em que a ruptura foi projetada para ocorrer no talude mais íngreme, cuja inclinação era de 1:2 (V:H). A ruptura foi registrada quando o aterro atingiu 6,85 m de altura, porém a obra foi executada até a altura de 8,85 m para melhor caracteriza-la. Nesta altura, ocorreram grandes deslocamentos e acréscimos no fissuramento do aterro e no terreno à frente, sem, contudo, conseguir a ruptura generalizada.

Deslocamentos verticais na seção instrumentada aumentaram gradualmente com a construção e chegaram até aproximadamente 500 mm na ruptura, aferidas nas placas de recalques PL-01, PL-02 e PL-03, dispostas onde o aterro atingiu a altura de 6,85 m (Figura 20).

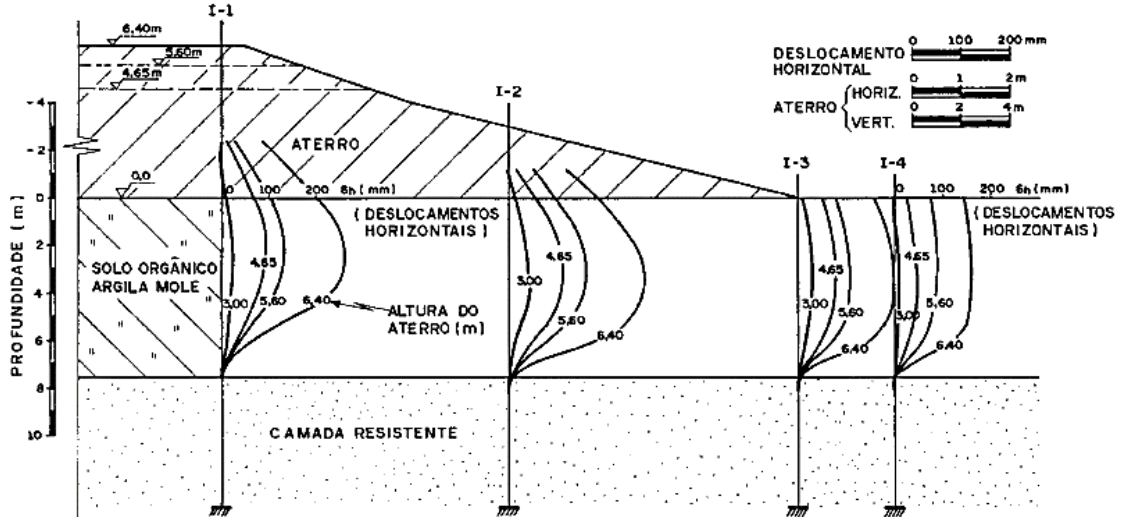
Figura 20 – Deslocamentos verticais medidos x tempo, aferidos nas placas de recalques superficiais.



Fonte: Coutinho (1986).

O maior deslocamento horizontal medido foi superior a 200 mm no I-1, próximo ao talude do aterro, onde o mesmo alcançou a altura de 6,40 m (Figura 21).

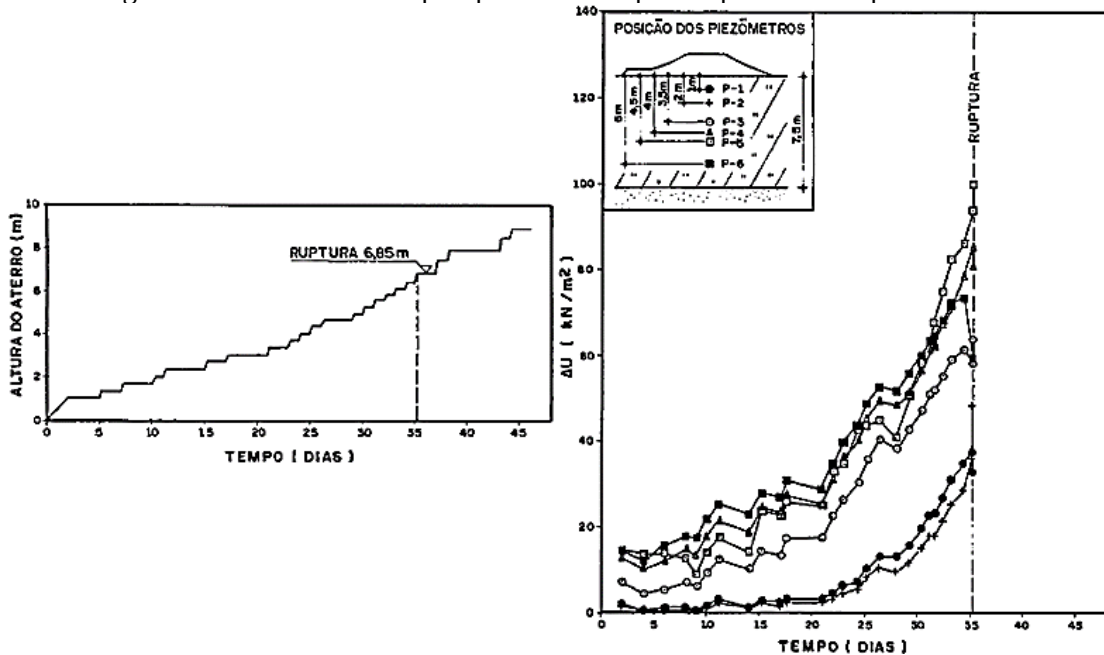
Figura 21 – Deslocamentos horizontais medidos nas alturas 3,0; 4,65; 5,60 e 6,40 m do aterro.



Fonte: Coutinho (1986).

Acréscimos imediatos de poropressões foram observados logo abaixo do centro da plataforma a medida em que o carregamento foi aplicado. Nos piezômetros P-3 e P-6, registraram-se quedas de valores, por ocasião da ruptura, que poderia estar associado ao aparecimento de caminhos preferenciais de drenagem na massa de solo durante o cisalhamento, por meio dos quais uma dissipação parcial ocorreria (Figura 22).

Figura 22 – Acréscimos de poropressão $\times$ tempo nos piezômetros pneumáticos.

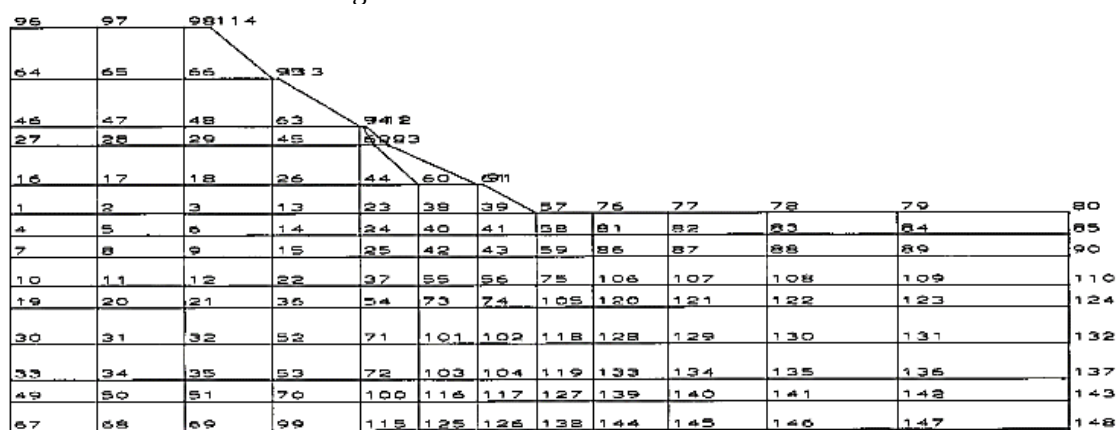


Fonte: Coutinho (1986).

Antunes Filho (1996) modelou numericamente este caso com o sistema computacional CRISP (Critical State Program), desenvolvido pela Universidade de Cambridge, o qual ainda não tinha sido utilizado no estudo de solos turfosos ou orgânicos de fundações. O modelo adotado para o comportamento do solo mole foi o Cam-Clay Modificado e do aterro usou-se do Mohr-Coulomb.

A malha possuía 122 elementos, 148 nós e um maior refinamento no local onde se esperavam maiores gradientes de tensão, deformação e poropressões (Figura 23). Nesta pesquisa, o autor decidiu simular a construção do aterro com 5 camadas, atingindo uma altura máxima de 6,1 m.

Figura 23 – Malha de elementos finitos.



Fonte: Antunes Filho (1996).

Os parâmetros necessários para simulação (λ , k , e_0 , M e G) foram obtidos nos dados disponibilizados em Coutinho (1986) e apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Dados de solos utilizados no CRISP.

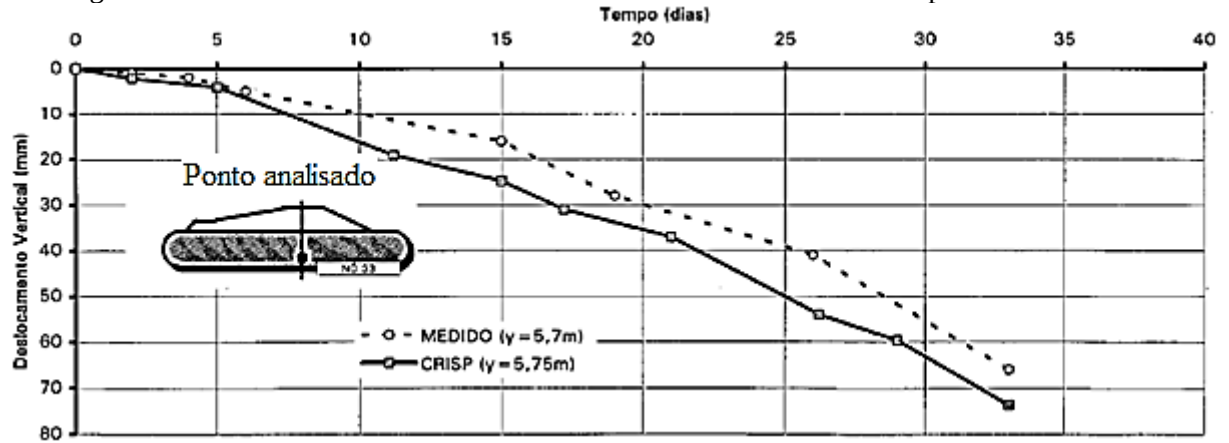
Profundidade (m)	TMO	λ	k	M	e_0	G (kN/m ²)
0 a 1,50	7 - 12	0,27	0,03	1,74	3,22	987
1,50 a 2,50	12 - 19	0,50	0,05	1,74	4,26	720
2,50 a 3,25	41 - 55	1,38	0,09	2,05	9,24	1107
3,25 a 5,75	17 - 25	0,82	0,08	1,40	6,68	880
5,75 a 6,50	61 - 67	1,63	0,17	2,15	12,29	880
6,50 a 7,50	1 - 6	0,12	0,02	0,96	1,56	3647

Fonte: Adaptado de Antunes Filho (1996).

Concordâncias entre o deslocamento vertical medido e os valores estimados pelo programa foram obtidas, segundo o autor, inclusive próximo ao pé do aterro, local onde houve a rotação de tensões durante o carregamento (Figura 24). Os deslocamentos horizontais estão na Figura 25 e foram próximos a partir da altura do aterro igual a 4,65 m, diferente dos

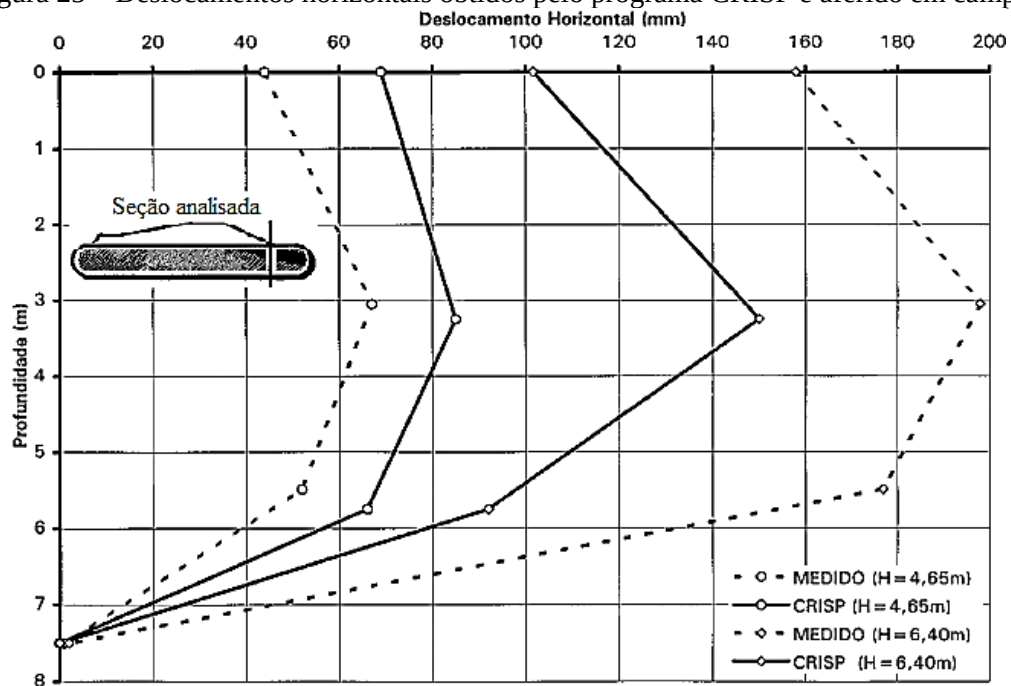
resultados quando o aterro atingiu 6,40 m. Em relação ao excesso de poropressão, as curvas teóricas e experimentais mostraram semelhanças, em particular para as camadas próximas das fronteiras drenantes (Figura 26), de acordo com Antunes Filho (1996).

Figura 24 – Deslocamentos verticais obtidos através do monitoramento e previsão no CRISP.



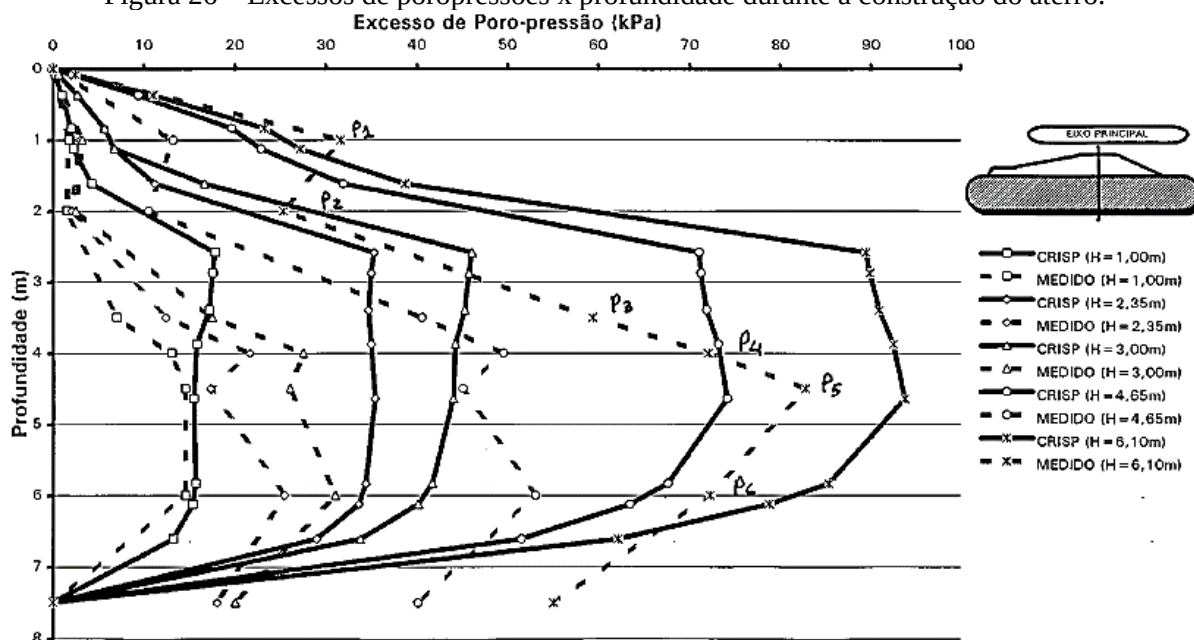
Fonte: Antunes Filho (1996).

Figura 25 – Deslocamentos horizontais obtidos pelo programa CRISP e aferido em campo.



Fonte: Antunes Filho (1996).

Figura 26 – Excessos de poropressões x profundidade durante a construção do aterro.



Fonte: Antunes Filho (1996).

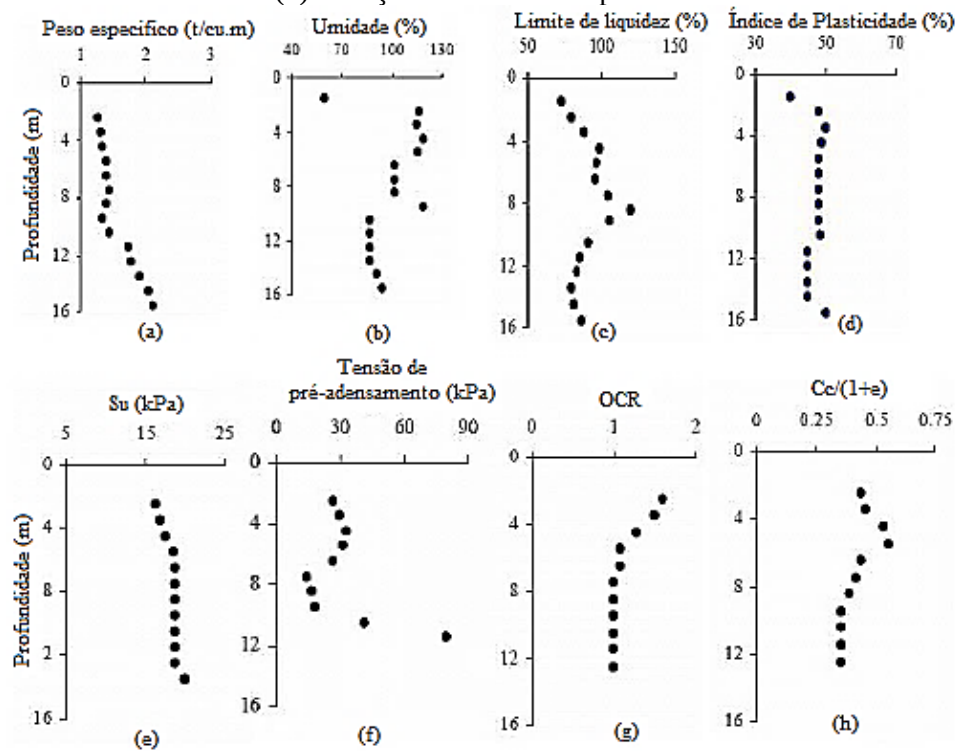
2.3.2.3 Aterro na Tailândia

Rao (2006) utilizou o programa computacional PLAXIS para modelar numericamente a construção de um aterro sobre um solo mole no projeto do Aeroporto Internacional Suvarnabhumi em Bangkok na Tailândia.

O perfil geotécnico consistia em uma argila mole de 12 m de espessura sobrejacente a uma camada de argila rígida que se estende de 20 a 24 m de profundidade. Os índices físicos, bem como as propriedades gerais do solo, estão exibidos na Figura 27 (RAO, 2006).

Neste estudo, segundo o autor, optou-se pelo uso da solução de colunas de solo/cal com 0,40 m de diâmetro e 16 m de comprimento, instaladas a cada 1,20 m (malha quadrada), para melhorar as características do solo de fundação. As dimensões da base do aterro foram 15 x 15 m e a altura da sobrecarga de 2 m. O local foi monitorado durante 42 dias com piezômetros, inclinômetros, marcos superficiais e profundos. A construção foi iniciada 90 dias após a execução das colunas. Neste estudo, representou-se o solo por meio do modelo constitutivo Mohr-Coulomb, adotado em função dos parâmetros disponíveis para análise, Tabela 5, considerou-se a coluna solo/cal como elemento de viga de 5 nós e elaborou-se uma malha de elementos finitos, conforme a Figura 28. As permeabilidades verticais e horizontais consideradas foram de 0,0006 a 0,009 m/d e de 0,007 a 0,005 m/dia, respectivamente.

Figura 27 – Compilação dos dados geotécnicos do solo de fundação (a) variação do peso específico, (b) variação de umidade, (c) variação do limite de liquidez, (d) variação do índice de plasticidade, (e) variação da resistência não drenada, (f) variação da tensão de pré-adensamento, (g) variação do OCR e (h) variação da taxa de compressão.



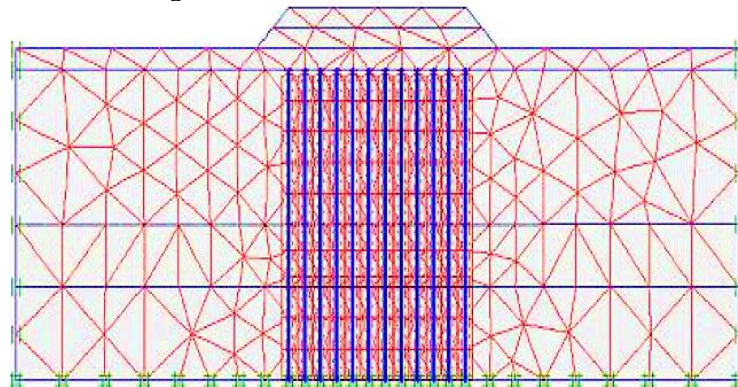
Fonte: Adaptado de Rao (2006).

Tabela 5 - Parâmetros adotados para a simulação numérica.

Material	Profundidade da camada (m)	ν	G (kPa)	E (kPa)	c (kPa)	Φ (°)
Solo de fundação	2 (altura)	0,3	3076,0	8000,0	1,0	30,0
	16,0 – 11,5	0,3	7000,0	2900,0	5	23,0
	11,5 – 8,5	0,3	1500,0	2300,0	2,5	23,0
	8,5 – 1,5	0,3	700,0	2100,0	4,0	23,0
	1,5 – 0,0	0,3	7692,3	20000,0	200	23,0

Fonte: Adaptado de Rao (2006).

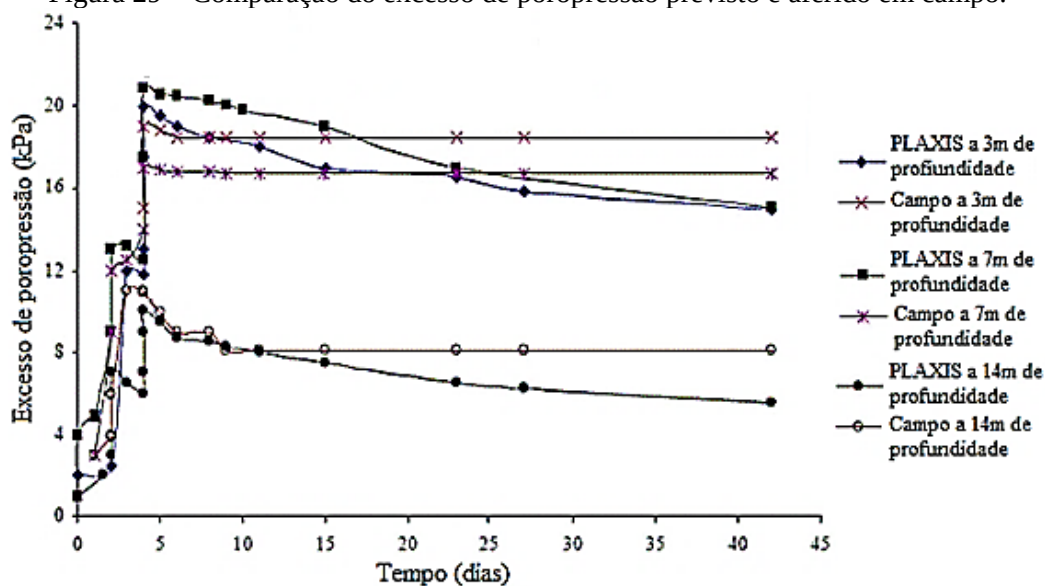
Figura 28 – Malha de elementos finitos.



Fonte: Rao (2006).

A Figura 29 exibe a variação típica dos excessos de poropressão em diferentes profundidades (3, 7 e 14 m) com a comparação entre os dados previstos na modelagem numérica e os valores obtidos *in situ* no monitoramento. É possível perceber, até os 15 dias, que as poropressões foram subestimadas. Rao (2006) afirma que isto se deve principalmente às diferenças entre a forma de carregamento, pois em campo realizou-se uniformemente em 4 dias, e na simulação adotou-se 02 etapas com 02 dias de espera entre elas.

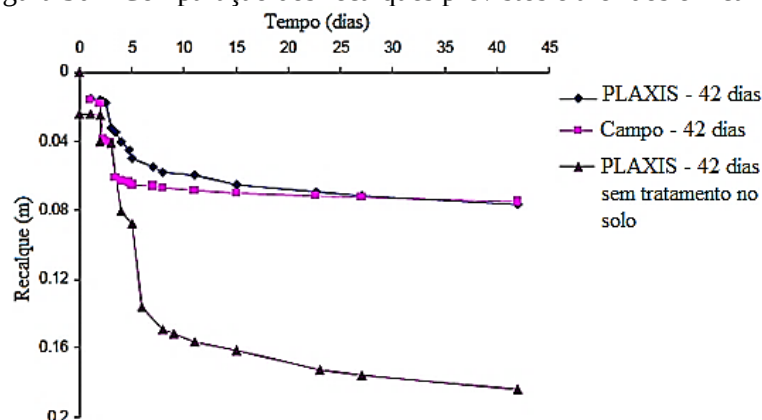
Figura 29 – Comparação do excesso de poropressão previsto e aferido em campo.



Fonte: Adaptado de Rao (2006).

Os recalques estimados na situação drenada e não drenada na parte central do aterro foram comparados com o aferido em campo. Notou-se, nesta ocasião, que após 15 dias, os valores obtidos entre a situação em campo tratada com solo/cal e o simulado numericamente foram bem próximos (Figura 30).

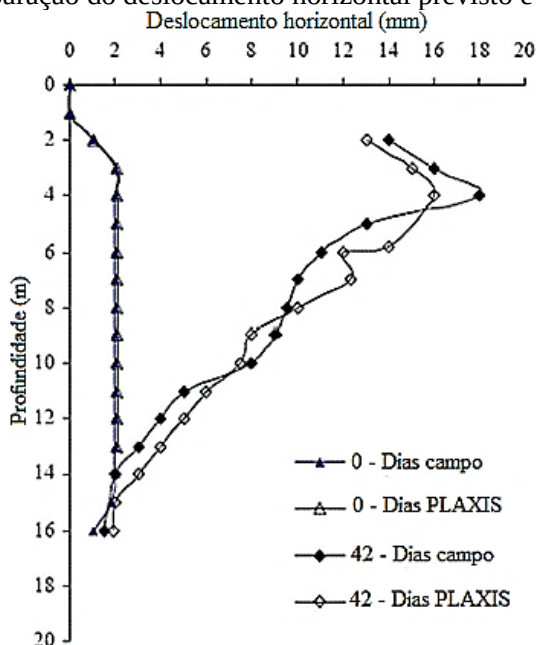
Figura 30 – Comparação dos recalques previstos e aferidos em campo.



Fonte: Adaptado de Rao (2006).

Tanto no início da análise, quanto após os 42 dias, os resultados provenientes da simulação e do inclinômetro foram concordantes, de acordo com Rao (2006), apresentado na Figura 31.

Figura 31 – Comparação do deslocamento horizontal previsto e aferido em campo.



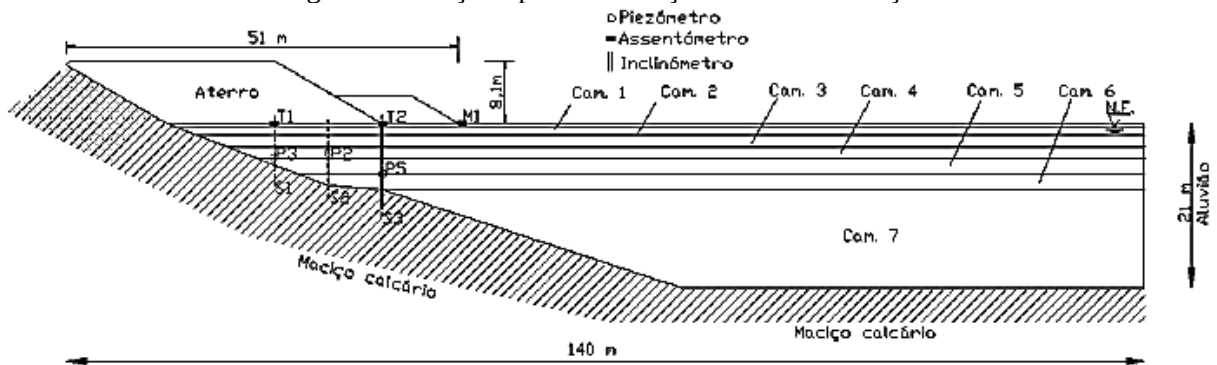
Fonte: Adaptado de Rao (2006).

2.3.2.4 Aterro de Santa Eulália - Portugal

A modelagem numérica do Aterro de Santa Eulália, em Portugal, foi feita por Cruz, Oliveira e Sousa (2010) no programa computacional UCGeoCDe, desenvolvido pela Universidade do Porto, com o intuito de prever o comportamento do solo sujeito a um carregamento através do uso do modelo Cam Clay Modificado, sendo, em seguida, comparado com o desempenho observado *in situ*.

Na sondagem, encontrou-se a existência de aluviões silto-arenosos e silto-argilosos com espessura de 5,50 a 8,50 m, sobre um substrato rochoso de calcário. Os instrumentos utilizados durante a construção do aterro foram inclinômetros, placas de recalque (T_1 e T_2) e piezômetros (P_2 , P_3 e P_5), dispostos na Figura 32.

Figura 32 – Seção tipo e localização da instrumentação.



Fonte: Oliveira (2002) *apud* Cruz, Oliveira e Sousa (2010).

A Tabela 6 indica os parâmetros adotados na pesquisa para a modelagem numérica, definidos através de ensaios laboratoriais como triaxiais e edométrico.

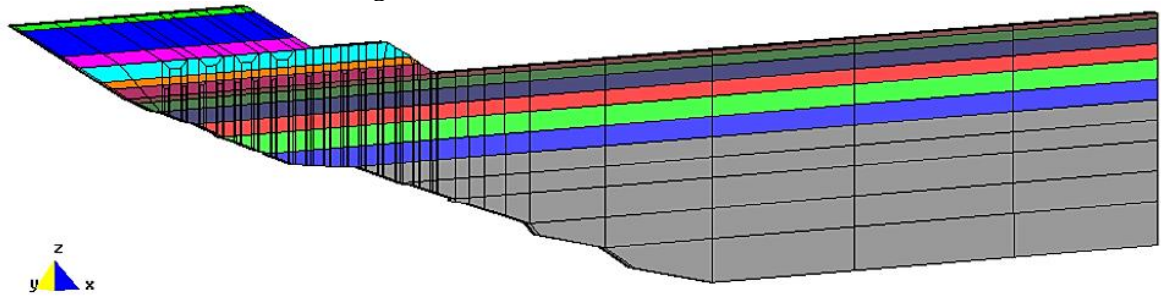
Tabela 6 – Parâmetros adotados para a simulação numérica do Aterro de Santa Eulália.

Mat.	Prof. (m)	γ (kN/m ³)	$K_0(nc)$	OCR	$K_0(oc)$	Parâmetros Cam Clay Modificado					K_v (m/dia)
						e_o	$e_{\lambda o}$	λ	κ	M	
1	0 - 0,5	15,0	0,40	7,5	0,90	2,0	2,57	0,217	0,027	1,481	-----
2	0,5 - 1,5	15,0	0,40	5,5	0,79	2,0	2,72	0,217	0,027	1,481	$1,3 \times 10^{-4}$
3	1,5 - 3	14,8	0,40	3,5	0,66	2,0	2,88	0,261	0,035	1,481	$5,2 \times 10^{-4}$
4	3 - 4,5	14,5	0,40	1,8	0,51	2,2	3,05	0,304	0,060	1,481	$8,64 \times 10^{-4}$
5	4,5 - 6,5	14,5	0,40	1,0	0,40	2,1	3,13	0,304	0,060	1,481	$1,73 \times 10^{-4}$
6	6,5 - 8,5	15,2	0,40	1,0	0,40	1,8	2,45	0,178	0,025	1,481	$0,43 \times 10^{-4}$
7	8,5 - 21,0	15,0	0,40	1,0	0,40	1,9	2,76	0,217	0,026	1,481	$0,52 \times 10^{-4}$
Aterro	-----	22,0	0,50	1,0	0,50	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Fonte: Cruz, Oliveira e Sousa (2010).

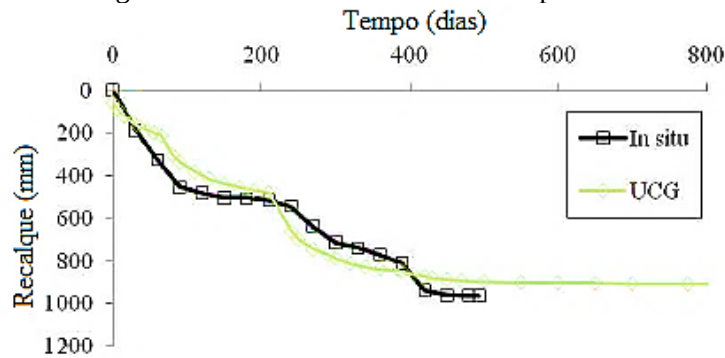
Os geodrenos usados *in situ* encontravam-se dispostos numa malha quadrada com espaçamento de 2,2 m e possuíam 100 mm de largura e 3 mm de espessura. Como havia uma regularidade no perfil geotécnico na direção longitudinal, foi realizada uma simplificação no modelo 3D de forma a diminuir o custo computacional em termos de memória e o tempo de cálculo, resultando na malha de elementos finitos apresentada na Figura 33 (CRUZ, OLIVEIRA e SOUSA, 2010).

Figura 33 – Malha de elementos finitos.



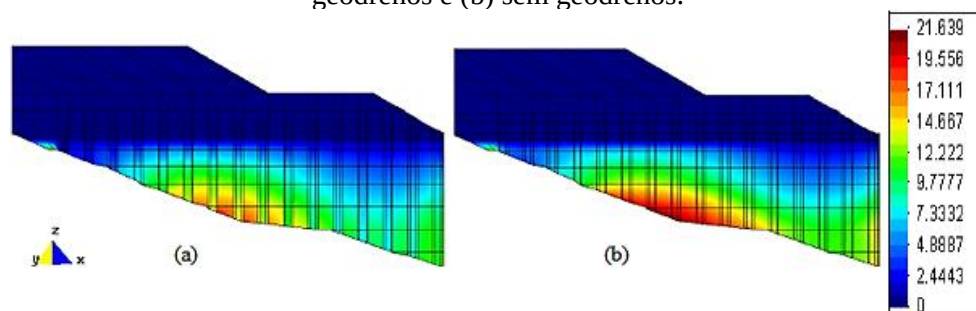
Fonte: Cruz, Oliveira e Sousa (2010).

Para os autores, houve uma boa aproximação entre os valores medidos em placas de recalques (*in situ*) e os dados obtidos via simulação numérica, UCG, expostos na Figura 34.

Figura 34 – Deslocamento vertical da placa T₂.

Fonte: Cruz, Oliveira e Sousa (2010).

Foram disponibilizados pelos autores duas seções com isolinhas dos excessos de poropressões em dois cortes transversais do aterro. A primeira intercepta os geodrenos (Figura 35a) e a segunda um plano intermediário (Figura 35b). Como era de se esperar, a dissipação foi mais rápida na zona envolvente dos geodrenos, comprovando o bom funcionamento do modelo 3D considerado.

Figura 35 – Isolinhas para os excessos de poropressões no instante $t = 390$ dias nos planos (a) com geodrenos e (b) sem geodrenos.

Fonte: Cruz, Oliveira e Sousa (2010).

2.3.2.5 Modelagem Numérica de um Aterro Experimental de Muar - Malásia

Em Muar, a Malaysian Highway Authority (MHA) decidiu construir um aterro experimental e leva-lo a ruptura antes de executar uma via expressa Norte-Sul, cruzando um depósito de argila mole com espessura entre 10 e 20 m. A MHA forneceu dados geotécnicos, apresentados na Tabela 7, envolvendo o teor de água no solo, limites de Atterberg, resistência ao cisalhamento (provenientes dos ensaios de cisalhamento direto e triaxial) e resultados de CPT até aproximadamente a profundidade de 17,5 metros (NUDJI e TAHA, 2016).

Tabela 7 – Propriedade do solo de fundação do aterro experimental de Muar.

Prof. (m)	Tipo de solo	γ_s (kN/m ³)	kh (m/s)	Cc/(1+e ₀)	σ'_{vm} (kPa)	c' (kPa)	Φ' (°)	E (kPa)
0 - 2	Crosta impermeável	16,5	-	0,3	110	8	12,5	25500
2 – 8,5	Argila siltosa muito mole	15,5	4x10 ⁻⁹	0,5	40	14 (2-5m) e 22 (5-8m)	14 (2-5m) e 7 (5-8m)	6600 (2-5m) e 9120 (5-8m)
8,5 – 18,5	Argila siltosa mole	15,5	10 ⁻⁹	0,3	60	9 (8,5-11m), 16 (11-14m) e 14 (14-20m)	20 (8,5-11m), 17 (11-14m) e 21,5 (14-20m)	9120 (8,5-11m), 6593 (11-14m) e 5584 (14-20m)
18,5 – 22,5	Argila arenosa rija	16,5	2x10 ⁻⁷	0,1	60	-	-	-

Fonte: Adaptado de Nudji e Taha (2016).

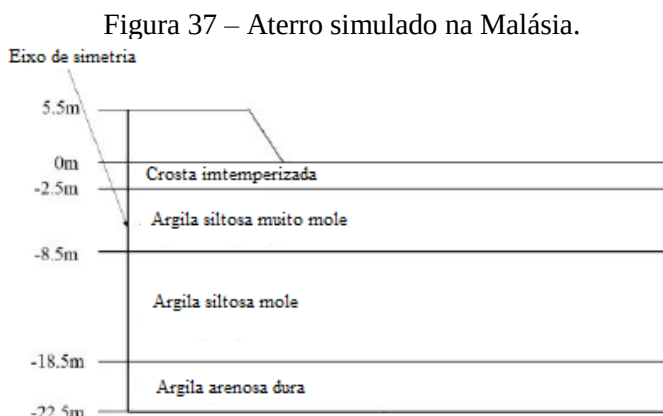
A obra foi executada em 1992 e rompeu quando a altura do aterro chegou a 5,5 m (Figura 36). Nudji e Taha (2016) levantaram os dados necessários para realizar simulações numéricas no programa COMSOL Multiphysics com três tipos de modelos constitutivos diferentes, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager e Cam-Clay Modificado no solo de fundação, identificando o deslocamento vertical máximo em cada caso.

Figura 36 – Ruptura do aterro experimental da Malásia.



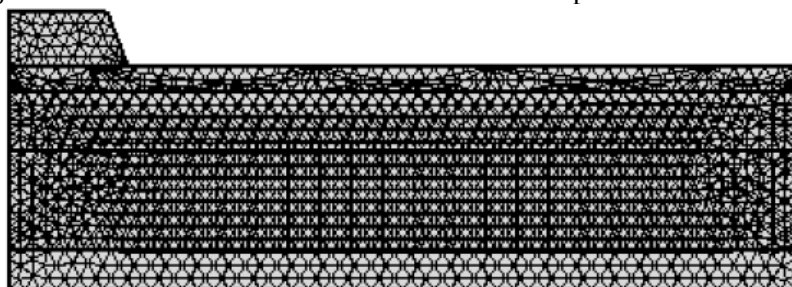
Fonte: Indraratna, Balasubramaniam e Balachandran (1992).

Devido a geometria simétrica do aterro e do solo, apenas metade do problema foi modelado (Figura 37). Uma malha triangular do tipo não estruturada foi elaborada (Figura 38) e o carregamento externo aplicado no solo de fundação. As propriedades geotécnicas necessárias para a simulação, os parâmetros não drenados, tensões verticais iniciais, tensões horizontais e poropressões estão apresentadas na Tabela 8.



Fonte: Adaptado de Nudji e Taha (2016).

Figura 38 – Malha de elementos finitos do aterro experimental da Malásia.



Fonte: Adaptado de Nudji e Taha (2016).

Tabela 8 – Condições iniciais de tensão e parâmetros do Cam-Clay Modificado.

Prof. (m)	σ_{ho} (kPa)	σ_{ve} (kPa)	u (kPa)	κ	λ	e_{cs}	M	ν
0-2.5	13.2	22.0	16.7	0.05	0.13	3.07	1.19	0.3
2.5-8.5	33.7	56.1	75.5	0.05	0.13	3.07	1.19	0.3
8.5-18.5	67.9	113.1	173.6	0.08	0.11	1.61	1.07	0.3
18.5-22.5	81.5	135.9	212.9	0.10	0.10	1.55	1.04	0.3

Fonte: Adaptado de Nudji e Taha (2016).

Dos resultados, os aludidos autores afirmam que o caso que faz uso do modelo Drucker-Prager mostrou o menor deslocamento vertical na ruptura do aterro, enquanto os maiores recalques ocorreram ao se utilizar o Cam-Clay Modificado (Tabela 9), o qual se aproximou mais dos resultados identificados no trabalho de Indraratna, Balasubramaniam e Balachandran (1992), na ordem de 0,20 m.

Tabela 9 – Deslocamentos verticais do aterro na ruptura.

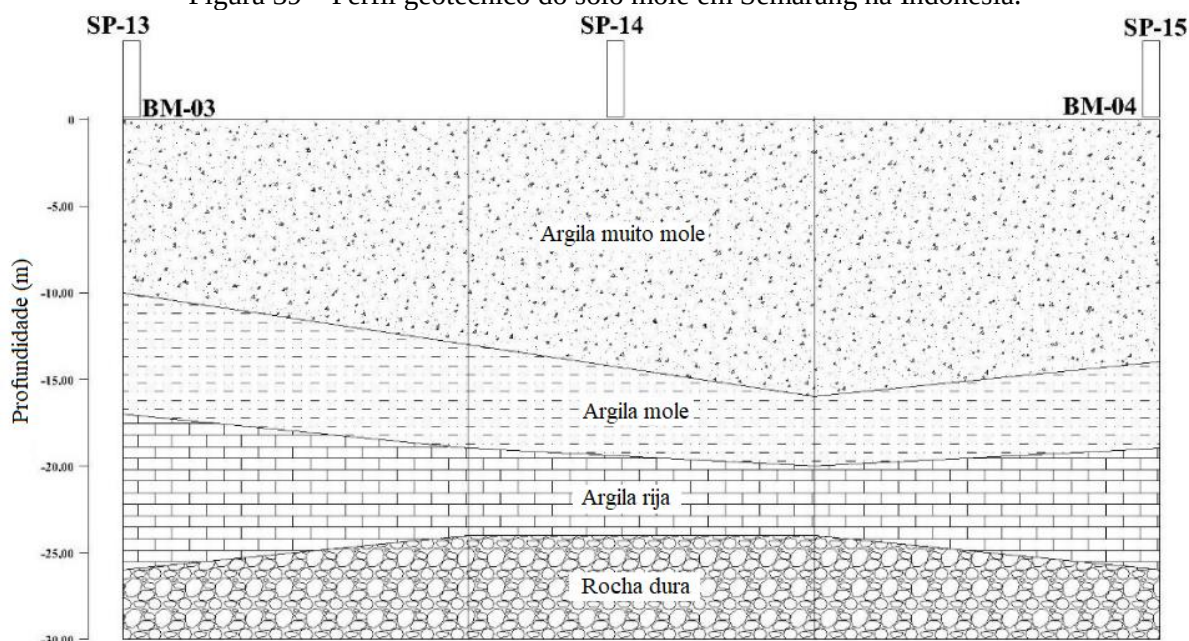
Modelo	Mohr-Coulomb	Drucker-Prager	Cam-Clay Modificado
Deslocamento vertical (m)	0,25	0,02	0,20

Fonte: Adaptado de Nudji e Taha (2016).

2.3.2.6 Modelagem Numérica de Aterro em Semarang - Indonésia

Saputro, Muntohar e Liao (2018) estimaram, pelo método de Asaoka e pelo Método de Elementos Finitos, os recalques do aterro executado para expansão do Aeroporto de Ahmad Yani em Semarang na Indonésia. Da investigação geotécnica, 03 furos de sondagem (SP-13, 14 e 15) foram executados e 04 camadas principais foram definidas (Figura 39), dentre elas uma composta por argila mole com espessura variando entre 25 e 30 m.

Figura 39 – Perfil geotécnico do solo mole em Semarang na Indonésia.



Fonte: Adaptado de Saputro, Muntohar e Liao (2018).

Saputro, Muntohar e Liao (2018) apresentaram as Tabelas 10 e 11 com o resumo das propriedades do solo, coletados nos furos BM03 e BM04, e do material usado para compor um aterro de 4 m no intuito de gerar um pré-carregamento.

Tabela 10 – Propriedade do solo de fundação.

Furo	Prof. (m)	Tipo de solo	γ_s (kN/m ³)	e	C_c	C_s	k_v (m/dia)	ϕ (°)
BM-03	2.5-3.0	CH	15.59	2.02	1.08	0.069	1.62×10^{-3}	12.0
	5.5-6.0	CH	14.91	2.45	1.67	0.079	0.18×10^{-3}	1.77
	8.5-9.0	CH	14.81	1.72	0.94	0.063	1.60×10^{-3}	9.17
	11.5-12.0	CH	14.22	2.52	5.76	0.283	0.89×10^{-3}	5.29
	14.5-15.0	CH	14.81	1.93	1.40	0.067	0.84×10^{-3}	7.04
	17.5-18.0	CH	23.25	0.57	0.66	0.036	7.45×10^{-3}	6.40
BM-04	2.5-3.0	CH	16.58	1.52	1.10	0.058	1.33×10^{-3}	7.12
	5.5-6.0	CH	18.84	1.28	0.95	0.052	1.37×10^{-3}	9.55
	8.5-9.0	CH	12.65	1.88	1.05	0.066	1.18×10^{-3}	4.70
	11.5-12.0	CH	15.89	2.06	5.60	0.281	6.75×10^{-3}	6.38
	14.5-15.0	CH	15.30	2.17	1.52	0.073	1.13×10^{-3}	12.1
	17.5-18.0	CH	14.91	1.76	1.00	0.063	1.79×10^{-3}	3.53

Fonte: Adaptado de Saputro, Muntohar e Liao (2018).

Tabela 11 – Propriedades do material utilizado para a construção do aterro.

SPT-N	E (kPa)	γ_{un} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	k_{sat} (m/day)	ν	ϵ_{init}
11	10,000	16	19	5	25	0.043	0.3	1.1

Fonte: Adaptado de Saputro, Muntohar e Liao (2018).

Para a análise numérica, os aludidos autores selecionaram o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado para o solo de fundação e o modelo Mohr-Coulomb para o material de aterro, cujas propriedades estão expostas respectivamente nas Tabelas 12 e 13.

Tabela 12 – Parâmetros do solo de fundação do aterro da Indonésia.

Furo	Prof. (m)	Solo	M	λ	κ	ν	e_0	c (kPa)
BM-03	2.5-3.0	Muitomole	1.2	0.16	0.01	0.3	2.02	6.3
	5.5-6.0	Muitomole	1.2	0.21	0.02	0.3	2.45	-
	8.5-9.0	Muitomole	1.2	0.15	0.01	0.3	1.72	3.2
	11.5-12.0	Mole	1.2	0.71	0.07	0.3	2.52	-
	14.5-15.0	Médio	1.18	0.21	0.02	0.3	1.93	-
	17.5-30.0	Rija	1.08	0.18	0.02	0.3	0.57	20.5
BM-04	2.5-3.0	Muitomole	1.2	0.19	0.02	0.3	1.52	4.8
	5.5-6.0	Muitomole	1.2	0.18	0.02	0.3	1.28	4.4
	8.5-9.0	Muitomole	1.2	0.16	0.01	0.3	1.88	-
	11.5-12.0	Mole	1.2	0.80	0.08	0.3	2.06	1.2
	14.5-15.0	Médio	1.18	0.21	0.02	0.3	2.17	3.8
	17.5-30.0	Rija	1.08	0.16	0.01	0.3	1.76	-

Fonte: Adaptado de Saputro, Muntohar e Liao (2018).

Tabela 13 – Parâmetros geotécnicos do material de aterro para análise numérica.

E (kPa)	γ_{un} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	ν
10000	16	19	5	25	0.3

Fonte: Adaptado de Saputro, Muntohar e Liao (2018).

Nesta obra, utilizou-se o geotêxtil do tipo TW-200 para melhorar a resistência ao cisalhamento e drenos verticais pré-fabricados (PVD's) com dimensões de 100 x 4 mm e 20 metros de comprimento, espaçados a cada 1,20 m em uma malha triangular.

Comparando os dados de medição de placas de recalque, locadas em SP-13, SP-14 e SP-15, com as previsões realizadas pelo método de Asaoka, todos os valores estimados foram cerca de 1% dos dados medidos em campo, conforme apresentado na Tabela 14, no entanto, este método não fornece valores de recalques no início da construção (Saputro, Muntohar e Liao, 2018).

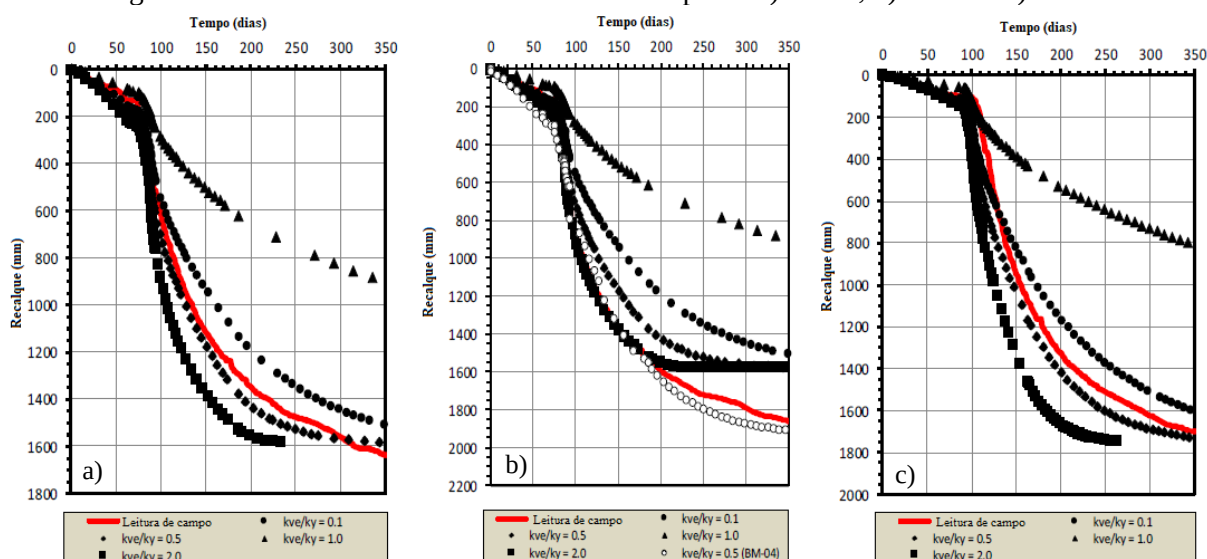
Tabela 14 – Estimativa pelo método de Asaoka.

Furo No.	SP No.	Recalque previsto, ρ_f (mm)	Recalque medido, S_f (mm)	ρ_f/S_f
BM-03	SP-13	1654	1637	1.010
	SP-14	1885	1860	1.013
BM-04	SP-15	1710	1701	1.005

Fonte: Adaptado de Saputro, Muntohar e Liao (2018).

Com relação as simulações, os autores realizaram análises de recalques a diferentes taxas de permeabilidade. Os números mostraram um desempenho mais próximo da medida do campo quando $k_{ve}/k_y = 0,5$, onde k_{ve} é coeficiente de permeabilidade numérica e k_y é a permeabilidade vertical de laboratório. Em geral, os pontos observados, junto aos furos de sondagem SP-13 (Figura 40a), SP-14 (Figura 40b) e SP-15 (Figura 40c), na simulação numérica foram ligeiramente maiores que os estimados pelo método Asaoka (SAPUTRO, MUNTOHAR e LIAO, 2018).

Figura 40 – Estimativa numérica e leitura de campo no a) SP-13, b) SP-14 e c) SP-15.



Fonte: Adaptado de Saputro, Muntohar e Liao (2018).

2.3.2.7 Validações em Aterros sobre Solos Moles Modelados na França

Em 2004, Mestat, Bourgeois e Riou (2004) publicaram informações sobre o banco de dados MOMIS, desenvolvido pelo Laboratório Central de Pontes e Estradas na França. Dados de 133 aterros construídos sobre solos moles foram compilados com o objetivo servir como um guia de boas práticas de elementos finitos e quantificar desvios entre os resultados de simulações numéricas e de monitoramento de estruturas geotécnicas.

Dentre os casos de modelagens numéricas, segundo os autores mencionados, há uma evolução clara nos últimos 30 anos para o uso de estudos acoplados, englobando 67% das previsões realizadas; está cada vez mais frequente adoção do modelo Cam-Clay Modificado no solo mole; a malha correspondente do aterro ativada de acordo com a sequência construtiva aparece em 70% dos estudos; a lei constitutiva elástica linear isotrópica nos materiais de aterros representa 55% dos casos e a vasta maioria das modelações são feitas após a construção o aterro.

Na comparação de medições em campo e previsões por meio de simulações numéricas, Mestat, Bourgeois e Riou (2004) consideram para cada variável analisada, o erro relativo calculado através da diferença entre o valor calculado e o medido em campo, dividido pelo valor medido em campo. Dentre os deslocamentos verticais, erros relativos inferiores a 25% foram identificados em 67% e 90% dos casos analisados ao final da construção e a longo prazo, respectivamente. Com relação aos excessos de poropressões no eixo do aterro, 62% das previsões levam a um erro inferior a 25%. Já os erros relativos de deslocamentos horizontais no pé do aterro são maiores, pois apenas 37% e 31% dos modelos após a construção e a longo prazo, respectivamente, são inferiores a 25% (MESTAT, BOURGEOIS e RIOU, 2004).

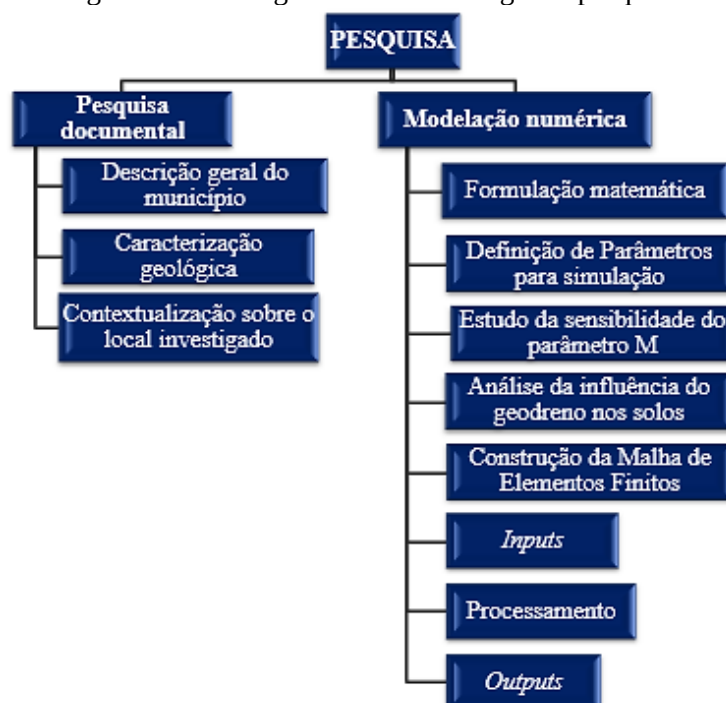
As comparações entre as previsões em simulações numéricas com os dados obtidos *in situ* são essenciais para a comunidade científica verificar a representatividade dos modelos propostos a fim de ajustá-los/refiná-los e definir metodologias de modelagens específicas para cada tipo de estrutura.

3 METODOLOGIA

Para a elaboração deste trabalho, dividiu-se a metodologia em duas partes. A primeira abordou o levantamento de informações relevantes da área em estudo e a segunda apresentou a formulação matemática para a simulação numérica e englobou aspectos de pré-processamento, processamento, pós-processamento.

O fluxograma apresentado na Figura 41 indica a sequência geral dos passos considerados na metodologia desta pesquisa.

Figura 41 – Fluxograma da metodologia da pesquisa.



Fonte: A autora, 2018.

3.1 PESQUISA DOCUMENTAL

A pesquisa documental se vale de materiais que ainda não receberam um tratamento analítico ou ainda podem ser reelaborados de acordo com os objetivos da pesquisa, tais como: documentos de arquivos públicos, relatórios de pesquisas, cartas, contratos, diários, gravações, mapas, dentre outros (FALCÃO, 2011).

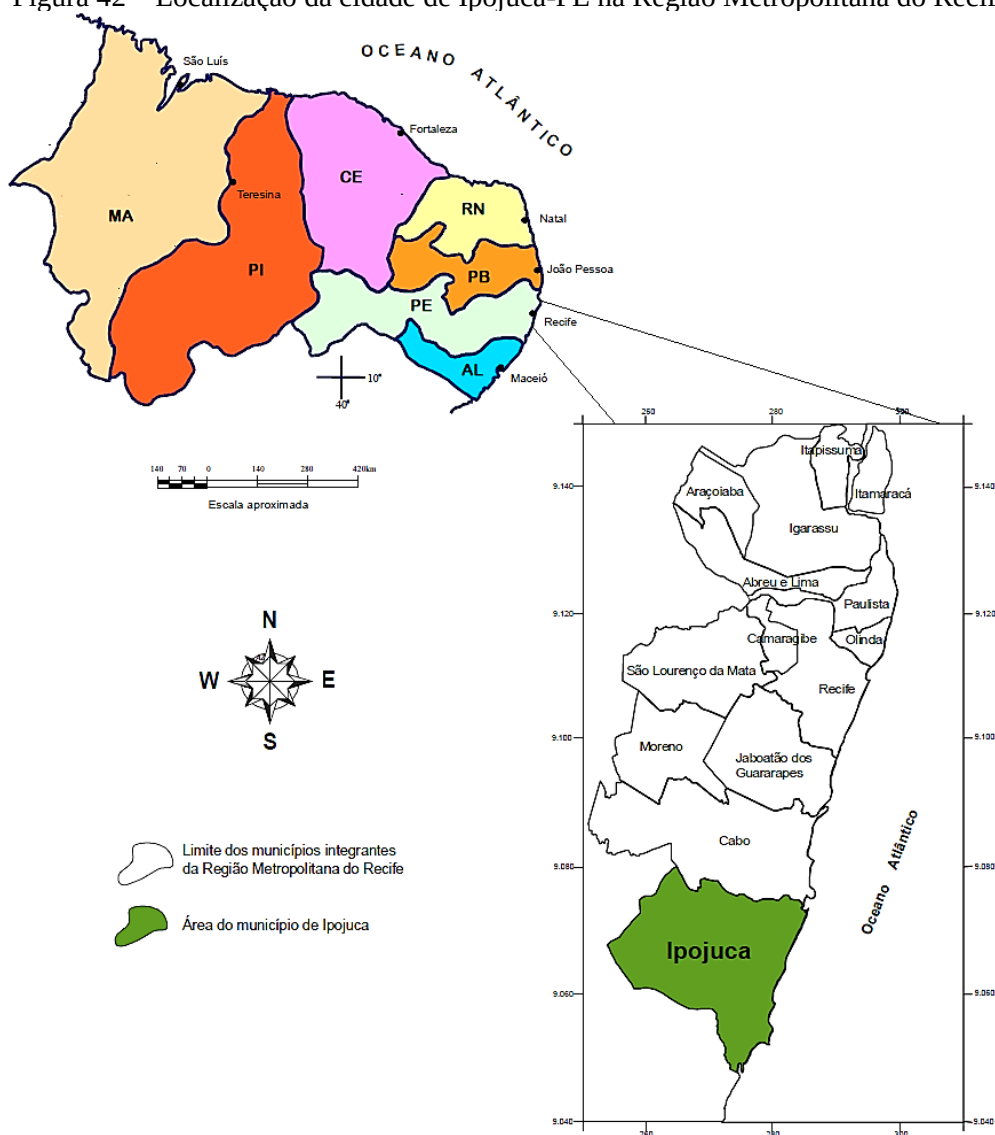
Na coleta de dados foi realizado um levantamento do estado da arte sobre a descrição geral do município, caracterização geológica e aspectos gerais do local investigado, a partir de análises de relatórios, projetos, memoriais descritivos e pesquisas acadêmicas existentes.

3.1.1 Descrição Geral do Município

Com um papel socioeconômico relevante, Ipojuca-PE possui uma área muito sensível pelo caráter de interface terra-mar. Além de ter uma beleza paisagística ímpar, a cidade também apresenta excelentes características para a instalação de um sistema portuário moderno.

O município de Ipojuca pertence à Região Metropolitana do Recife (Figura 42), localiza-se a 49 km da capital pernambucana, possui 527,107 km² de área e tem como divisas os municípios de Cabo de Santo Agostinho ao norte, Sirinhaém ao sul, Escada a oeste e o Oceano Atlântico a leste.

Figura 42 – Localização da cidade de Ipojuca-PE na Região Metropolitana do Recife.



Fonte: Adaptado de Pftaltzgraff (1998).

De acordo com o último censo, a população da cidade era de 80.637 habitantes no ano de 2010, com densidade demográfica de 152,98 hab/km² e estimativa de 94.533 cidadãos para o ano de 2017. O Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM) de Ipojuca em 2010 foi de 0,619, já o Produto Interno Bruto (PIB) *per capita* em 2014 foi na ordem de 80.814,45 reais. Como dado comparativo, destacam-se os números obtidos de IDHM e PIB *per capita* de Recife, 0,772 e 31.513,07 reais, respectivamente, nos mesmos anos. Apesar do IDHM ser inferior, Ipojuca possui um PIB *per capita* bem acima da capital pernambucana. (IBGE, 2018).

A economia de Ipojuca não está voltada apenas às indústrias presentes no Complexo Industrial e Portuário de Suape, como também para a agricultura, com cultivo de coco, cana-de-açúcar, banana, mandioca e manga; a pesca e a pecuária. O turismo também é importante na fonte de geração de renda, sendo as praias Porto de Galinhas, Serrambi, Cupe e Maracaípe bastante conhecidas (PFTALTZGRAFF, 1998).

O acesso à região pode ser feito pela rodovia federal BR-101, pelas rodovias estaduais PE-060 e PE-038 e por uma ferrovia que interliga a malha ferroviária nacional ao Complexo Industrial e Portuário de Suape.

O clima da cidade é quente e úmido, com taxa de precipitação superando a de evaporação. De acordo com Manso *et al.* (2006) a precipitação média anual nos anos considerados normais é de 2.050 mm, compreendendo a zona de maior pluviosidade do litoral nordestino. As temperaturas médias anuais variam de 25 a 30°C, sendo os meses mais quentes entre outubro e dezembro e os mais frios e chuvosos de junho a agosto.

No que diz respeito a vegetação, segundo Manso *et al.* (2006) há dois tipos básicos de formações florestais: a floresta subperenifólia e as formações litorâneas. A primeira trata-se de uma formação densa, alta (20 a 30 m), rica em espécies, mas que está sendo substituída pela cultura da cana-de-açúcar. Já as formações litorâneas englobam um número significativo de tipos florestais, tais como:

- a floresta perenifólia de restinga, pouco densa e com troncos finos, normalmente associados aos terraços pleistocênicos;
- os manguezais, desenvolvidos tipicamente em solos orgânicos, são estabilizadores de substrato e seu sistema de raízes proporciona abrigo para uma fauna muito rica;
- as formações de praia, pouco densa e herbácea, ocorre depois das cristas de berma;
- os campos de várzea, que são densos e surgem ao longo dos cursos d'água, brejos e áreas de acumulação de água doce.

O município apresenta uma rede de drenagem composta pelas bacias hidrográficas dos rios Ipojuca, Sirinhaém e Massangana e por pequenas bacias litorâneas como a Merepe-Maracaípe. Com uma orientação geral oeste-leste, os rios desembocam diretamente no Oceano Atlântico, alguns exemplos são os rios Tabatinga, Tatuoca, Ipojuca e Merepe. Os dois primeiros deságuam ao norte do Complexo Industrial e Portuário de Suape e os dois últimos ao sul do mesmo.

A cidade possui oito unidades de relevo, são elas: Planícies Fluviais ou Flúvio-lacustres, Planícies Flúvio-marinhas, Planícies Costeiras, Domínio de Colinas Amplas e Suaves, Domínio de Colinas Dissecadas e de Morros baixos, Domínio de Morros e de Serras baixas. De maneira geral, Miranda (1999) afirma que na porção oeste de Ipojuca predominam as formas que vão desde morros ondulados a cumeados com cotas que atingem mais de 100 m. Na parte leste, há uma suavização com cotas de 2 a 5 m e pequenas elevações de altitudes com mais de 10 m.

3.1.2 Caracterização Geológica

O conhecimento da Geologia de uma região se faz relevante para que as condições gerais do subsolo sejam adequadamente compreendidas através da análise de processos geodinâmicos que criaram as condições.

A separação dos continentes Sulamericano e Africano, falhamentos, vulcanismo, transgressões e regressões marinhas foram alguns dos processos responsáveis pelos componentes litológicos, identificados da base para o topo como Complexo Gnáissico-Migmatítico, Granitóides, Grupo Pernambuco e Coberturas Quaternárias, presentes em Ipojuca (GUERRA, 1998).

O Embasamento Cristalino, representado pelo Complexo Gnáissico-Migmatítico, é formado por rochas constituídas por Ortognaisses, Migmatitos, Gnaisses Graníticos milonitizados, Leucogranitos tectonizados de idade Proterozóica, que sofreu, de acordo com Gusmão Filho (1998), um falhamento de gravidade na direção NNE, com afundamento da atual linha da costa.

Para Pftalzgraff (1998), os Granitóides são constituídos por cinco tipos petrográficos, denominados biotita granitos (com variações para quartzomonzonitos e quartzo-sienitos), biotita granitos porfiríticos, muscovita-biotita granitos, quartzo-sienitos e leucogranitos, presentes no centro e no oeste da região e formados no Neoproterozóico.

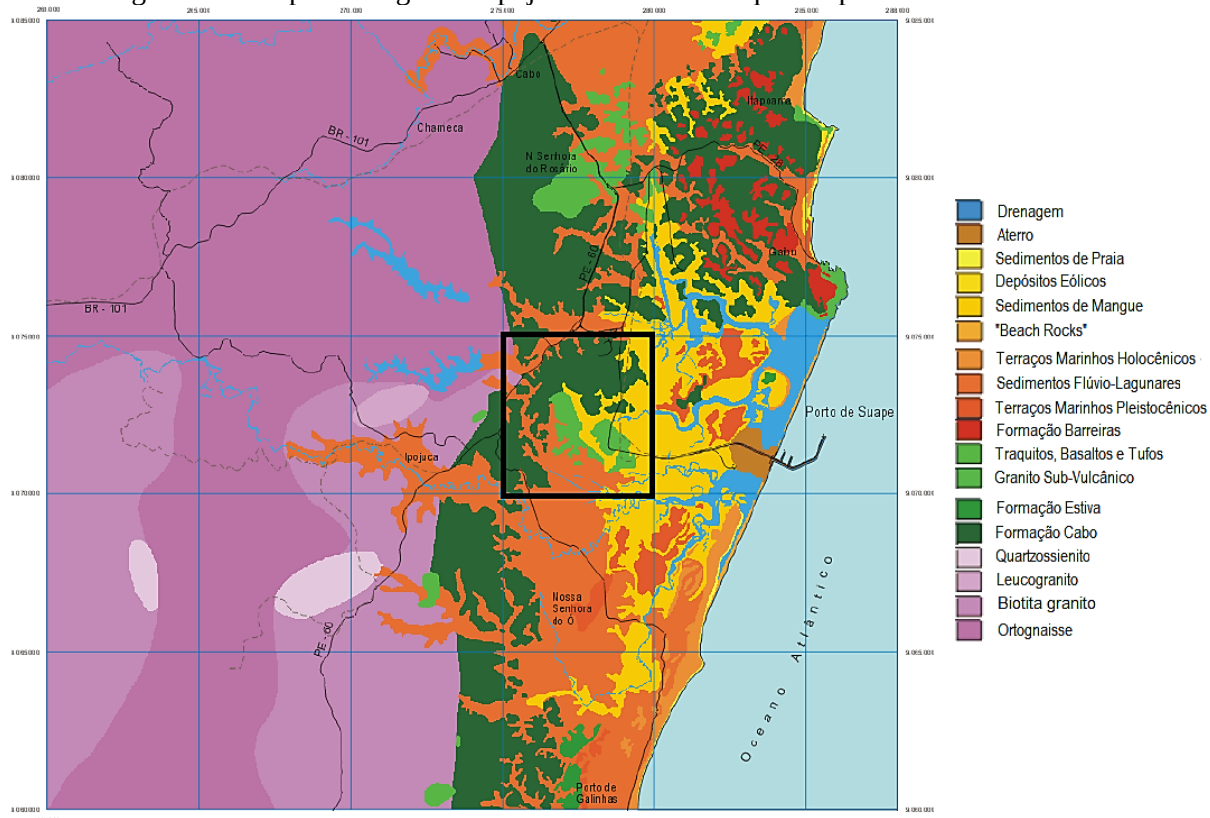
Durante o Cretáceo, surgiu o Grupo Pernambuco com a Formação Cabo, a Formação Estivas e a Formação Ipojuca. O primeiro é constituído por conglomerado polimítico e arenito conglomerático intercalado por vulcânicas; o segundo é composto por calcário e o terceiro é formado por traquitos, basaltos, riolitos, tufos vulcânicos e granito sub-vulcânico. No final do Terciário e início do Quaternário, formaram-se os sedimentos areno-argilosos, arenitos caulínicos, areias variegadas e lateritos da Formação Barreira (GUERRA, 1998).

Os sedimentos recentes de idade Quaternária completam a coluna estratigráfica e são resultados de fatores como mudanças climáticas, variação do nível do mar e processos dinâmicos costeiros. De acordo com Pfaltzgraff (1998), a Cobertura Quaternária é formada por:

- terraços marinhos do Pleistoceno, com cotas que variam de 2 a 10 m, são formados por sedimentos inconsolidados, arenosos, com granulometria variando, principalmente, de fina a média, com matéria orgânica no topo da camada e presença de óxido de ferro abaixo de 3 m de profundidade;
- terraços marinhos do Holoceno são constituídos pelos mesmos materiais que compõem os terraços marinhos Pleistoceno, porém com cotas variando de 1 a 5 m;
- sedimentos flúvio-lagunares, presentes em áreas com cotas de até 2 m, são constituídos por areias finas, siltes, argilas e sedimentos turfáceos;
- sedimentos de mangue, formado por argilas orgânicas, siltes, areias finas e restos orgânicos formando áreas baixas, periodicamente inundáveis, situadas principalmente ao longo dos trechos inferiores dos rios que sofrem a influência direta do mar e estão cobertas por uma vegetação característica que se assenta em um substrato de sedimentos finos, ricos em matéria orgânica;
- sedimentos de praia, presentes no litoral e compostos por areias quartzosas brancas.

Guerra (1998) elaborou um mapa geológico com a compilação de todas as unidades geológicas presentes no município de Ipojuca. O trecho que se refere a Unidade do Distrito Industrial de Suape (UDIS), destacado na Figura 43, apresenta sedimentos de praia, sedimentos flúvio-lagunares, traquitos, basaltos e tufos e a Formação Cabo.

Figura 43 – Mapa Geológico de Ipojuca-PE com destaque em preto na área da UDIS.



Fonte: Adaptado de Guerra (1998).

Portanto, no local de destaque na Figura 43, tem-se traquitos, basaltos e tufos da Formação Ipojuca, há também a Formação Cabo, ambas do Grupo Pernambucano formado no Período Cretáceo e sedimentos de praia e flúvio-lagunares do Período Quaternário, mais especificamente no Holoceno.

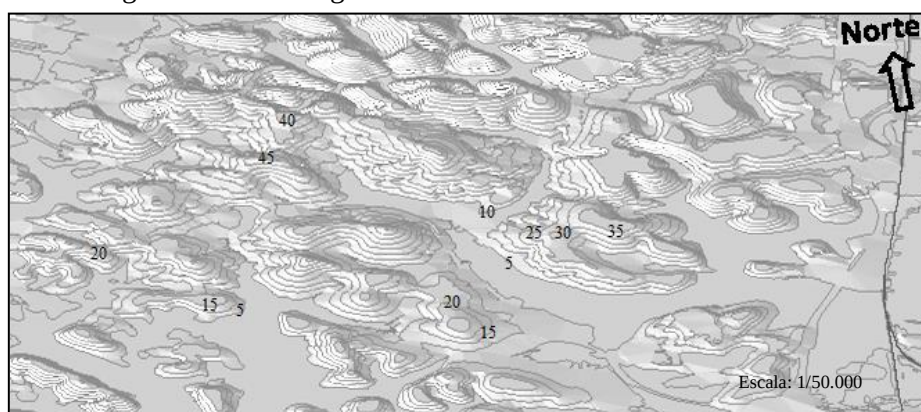
3.1.3 Contextualização sobre o Local Investigado

Na década de 60, o Governo de Pernambuco iniciou estudos com enfoque na determinação de um local para a implantação de um porto destinado à exportação e à instalação de indústrias no seu entorno. A região de Suape, em Ipojuca, foi apresentada como a mais propícia devido as águas profundas junto à linha da costa, com cerca de 17 m a cerca de 1,2 km do cordão de arrecifes; ao quebra-mar natural formado pelos próprios arrecifes; a extensa área para implantação de um parque industrial e a distância da movimentação metropolitana da cidade do Recife (SUAPE, 2017).

Em 1974, o Estado de Pernambuco deu início ao projeto de construção do Complexo Industrial e Portuário de Suape e passou a investir na execução de obras de infraestrutura para a instalação das primeiras indústrias nos seus próprios terminais (GUERRA, 1998). A pedra

fundamental da UDIS em questão foi lançada em 2005, o serviço de terraplenagem começou no ano de 2007 e o início de suas operações ocorreu em 2014. O terreno de implantação da Unidade de Distrito Industrial de Suape possui 600 hectares, era formado por vários morros com altura de até 50 m (GUSMÃO *et al.*, 2012) e em seu projeto de terraplenagem havia a previsão de movimentações de terra para a regularização do terreno. As Figuras 44 e 45 exibem, respectivamente, uma modelagem 3D antes das intervenções e as áreas que foram realizados cortes e aterros.

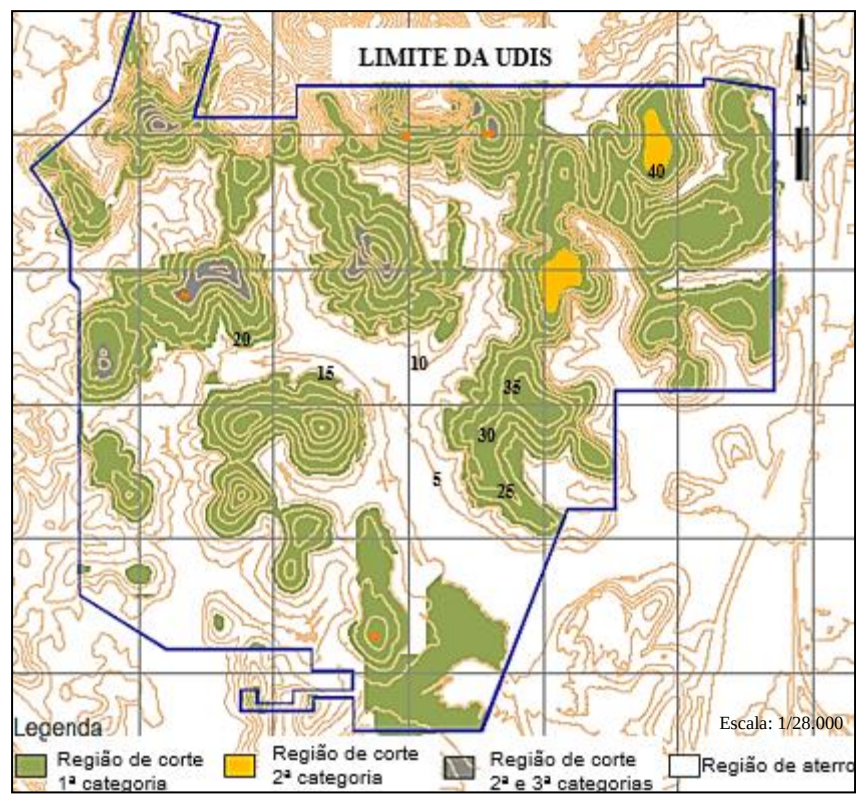
Figura 44 – Modelagem 3D do terreno antes do início da obra.



Fonte: Google (2006).

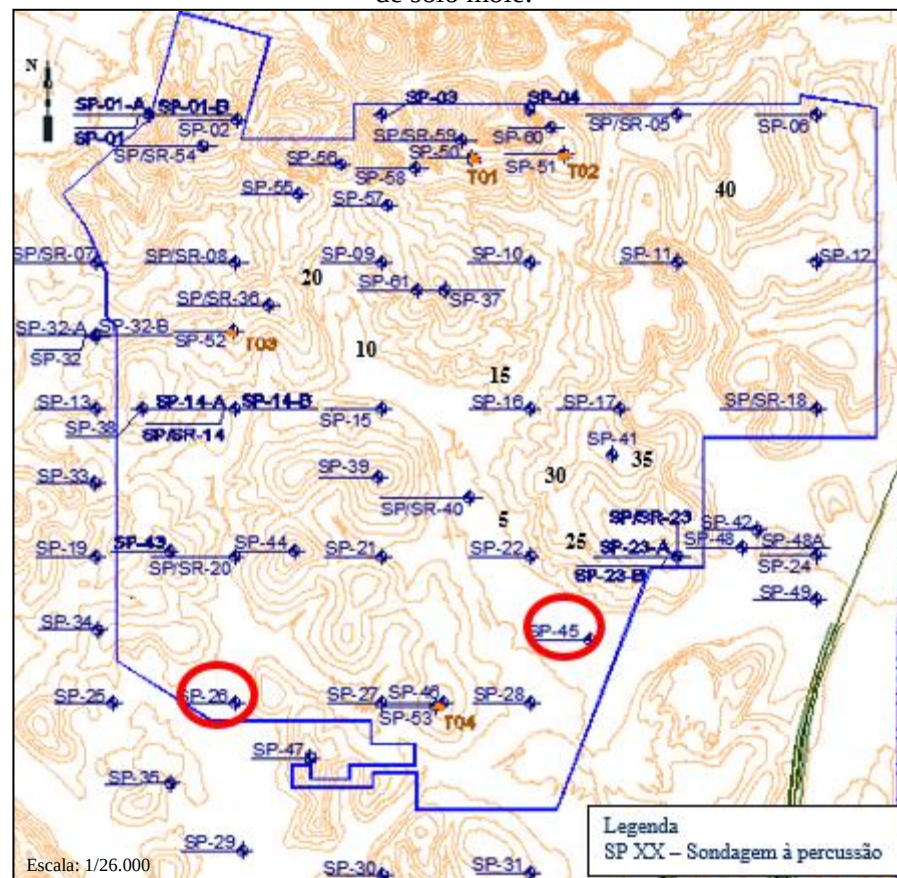
No ano de 2006, durante a campanha inicial de prospecção geotécnica, a equipe de projetistas identificou a presença de depósitos de solo mole em trechos da UDIS, sendo dois destacados em vermelho na Figura 46, ocasionando a elaboração de um projeto básico de terraplenagem com a remoção parcial do solo natural associado ao uso de drenos verticais.

Figura 45 – Regiões definidas de corte e de aterro no projeto de terraplenagem.



Fonte: Adaptado de UDIS (2007a).

Figura 46 – Primeiras sondagens à percussão que identificaram a presença de solo mole.

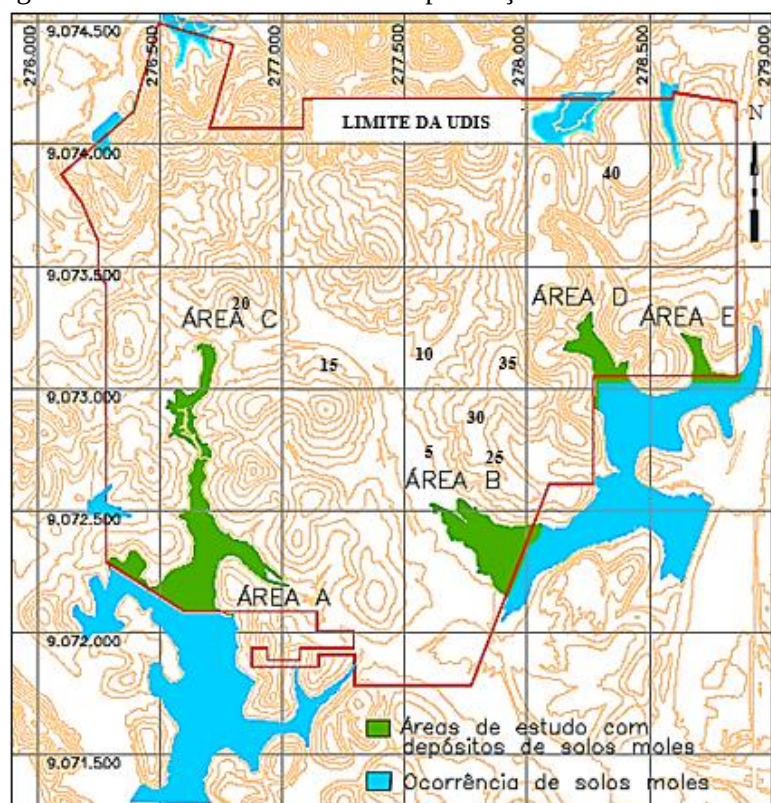


Fonte: Adaptado de UDIS (2007a).

Posteriormente, foi desenvolvida na obra uma campanha de prospecção complementar com uma quantidade maior de sondagens à percussão, que permitiu o detalhamento de todas as regiões com ocorrência de solo mole (Figura 47); coleta de amostras indeformadas por meio do uso do amostrador Shelby; ensaios de campo, como Vane Test e Piezocone; ensaios de laboratório que incluíam Granulometria completa, Limites de Liquidez e Plasticidade, Compactação Proctor Normal, Adensamento Edométrico com drenagem vertical e Triaxial UU e CIU.

A Figura 47 destaca os cinco principais depósitos identificados e denominados áreas A, B, C, D e E, juntamente com a topografia local. A morfologia das regiões impede que ocorra a instabilidade lateral, encontrando-se confinado, uma vez que o aterro é contido topograficamente pelas encostas do vale, sendo a foz do vale o local de potencial instabilidade das fundações de taludes dos aterros.

Figura 47 – Áreas identificadas com presença de solo mole na UDIS.



Fonte: Adaptado de UDIS (2007a).

A Tabela 15 indica características de cada região tais como: a espessura do solo mole, a área de ocorrência, altura do aterro a ser construído e a necessidade de substituição ou não do material (UDIS, 2007b; UDIS, 2007c e UDIS, 2008a).

Tabela 15 – Dados gerais dos cinco locais com ocorrência de solo mole.

Local	Espessura (m)	Área (m ²)	Altura do aterro (m)	Substituição do solo mole
Área A	7,5 a 9,5	68.420	09	Não
Área B	2,5 a 6,5	52.349	16	Não
Área C	2,5 a 7,5	67.679	18	Sim (28.738 m ³)
Área D	3,0	43.950	17	Não
Área E	5,0	36.625	16	Não

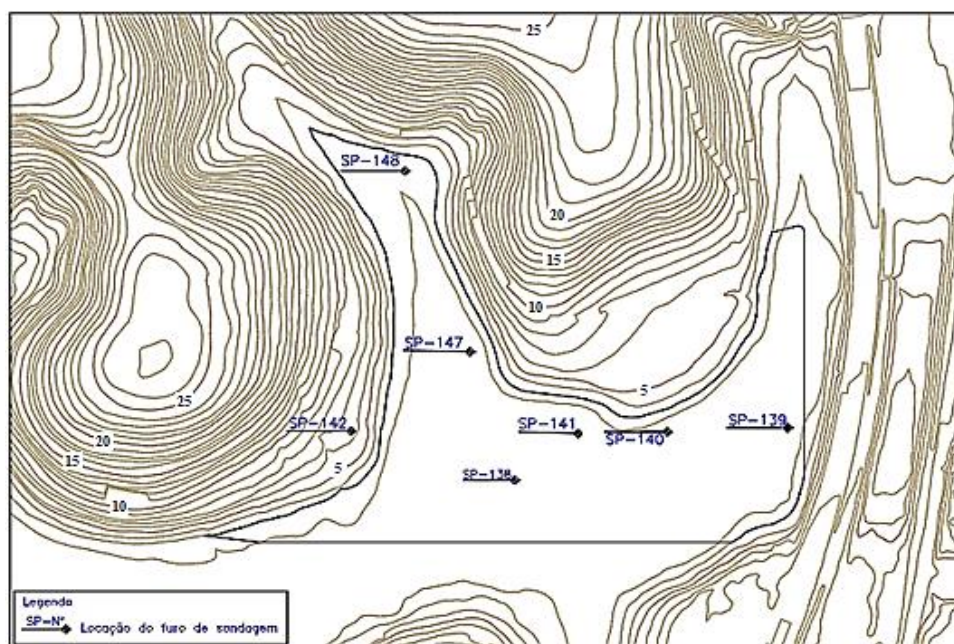
Fonte: Adaptado de UDIS (2007b), UDIS (2007c) e UDIS (2008a).

3.1.3.1 Área de Estudo

Dentre as 05 áreas destacadas da UDIS, selecionou-se a Área E para a realização de uma análise mais detalhada, uma vez que as Áreas A e C precisariam ser simuladas simultaneamente e unidas elas possuíam grande extensão, na Área B houve uma alteração de projeto no decorrer da obra e na Área D havia uma menor quantidade de sondagens à percussão disponíveis.

Para a definição dos perfis geotécnicos, buscou-se primeiramente a locação das sondagens à percussão em planta, de acordo com a Figura 48, a qual indica também uma linha preta com a provável abrangência do solo mole abaixo do limite do aterro, definida pela equipe de topografia da obra (UDIS, 2007b).

Figura 48 – Locação das sondagens e limite de abrangência do depósito de solo mole abaixo do aterro.

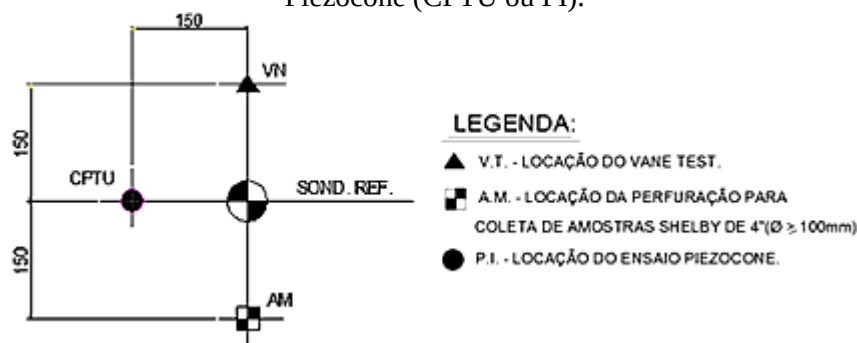


Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

As sondagens SP-138, SP- 139, SP-140, SP-141, SP-142, SP-147 e SP-148 foram executadas de acordo com a NBR 6484 (UDIS, 2007b), tornando possível elaboração de perfis geotécnicos em duas seções distintas para a determinação da espessura do depósito de solo mole, bem como das camadas mais resistentes subjacentes.

De acordo com UDIS 2007a, realizaram-se coletas de amostras indeformadas, próximo às sondagens SP-138 e SP-148, e ensaios Vane Test e piezocone, junto aos furos SP-138 e SP-141 (Figura 49) para correlações de perfis e parâmetros geotécnicos.

Figura 49 – Locação da coleta de amostra indeformada (AM) e dos ensaios Vane Test (VT) e Piezocone (CPTU ou PI).



Fonte: UDIS (2007a).

Buscaram-se informações sobre umidade natural, limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, teor de matéria orgânica, peso específico natural, dados provenientes do ensaio edométrico e correções de curvas de adensamento em amostras de má qualidade próximo aos furos de sondagem SP-138 e SP-148 no trabalho de Bello (2011). Já o que diz respeito à resistência não drenada e à razão de sobreadensamento, foram coletados os resultados de ensaios triaxiais, palheta de campo e piezocone no memorial descritivo UDIS (2007b).

Elementos do projeto executivo foram levantados no documento UDIS (2007b), em que havia os índices físicos e os parâmetros de resistência e de compressibilidade adotados na estimativa analítica. Observaram-se neste arquivo as técnicas construtivas utilizadas: construção do aterro em 04 etapas, fases de espera, uso de geogrelha e geodrenos e bermas de equilíbrio, discutidos detalhadamente no item 4.

A evolução dos recalques na Área E com os tempos de construção de cada camada alteada e as respectivas cotas, as características de drenagem e a sequência executiva do projeto também constavam no UDIS (2007b).

A locação, as cotas de implantação e programação das leituras das instrumentações geotécnicas, que incluíam 17 placas de recalques, 06 inclinômetros, 02 piezômetros de Casagrande e 07 piezômetros elétricos, foram identificadas em UDIS (2007b). Os critérios de liberação da área durante o acompanhamento da obra estavam em UDIS (2009).

A partir das leituras efetuadas nos instrumentos em campo e disponibilizadas em UDIS (2010a), UDIS (2010b), UDIS (2010c) e UDIS (2010d), elaboraram-se gráficos com as curvas de recalques, deslocamentos horizontais, poropressões do piezômetro elétrico e poropressões do piezômetro de Casagrande, respectivamente, visando a compreensão do comportamento do aterro sobre o depósito de solo mole.

Com a união das curvas de nível dispostas em UDIS (2007b) e os recalques aferidos ao término da obra, foi possível obter curvas de iso-recalques no terreno, por meio do uso dos programas MicroStation e Global Mapper.

3.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Para a simulação numérica na Área E, buscaram-se informações sobre a formulação matemática, os modelos constitutivos e o acoplamento hidromecânico, selecionou-se o perfil geotécnico da seção mais crítica do problema, fez-se um refinamento dos parâmetros necessários, montou-se uma malha de elementos finitos, definiram-se as condições de contorno, levantaram-se dados das principais características e aplicações do simulador e identificou-se como é o pós-processamento.

Em virtude dos trabalhos de Moreno (2011), Ferreira *et. al* (2013) e Silva *et. al* (2018) abordarem e comprovarem a precisão do Modelo Cam-Clay Modificado no programa CODE_BRIGHT, não foram realizadas validações no presente estudo.

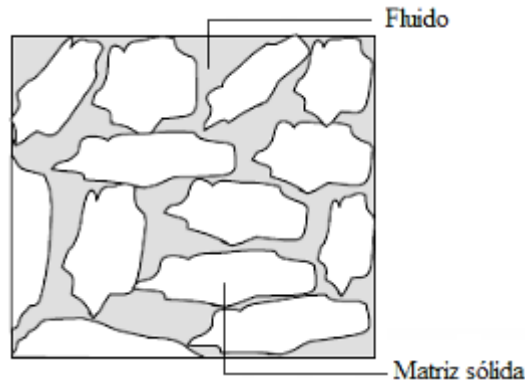
3.2.1 Formulação Matemática Hidromecânica

Em uma análise hidromecânica, além do balanço de massa da água, deve-se considerar a solução do problema de equilíbrio e as equações constitutivas que correlacionam as tensões e deformações, pois quando os solos sofrem as ações de forças externas, há uma mudança na poropressão afetando o estado de tensões e, conseqüentemente, surgem as deformações. Este tipo de estudo é realizado através da mecânica do contínuo, a qual considera o solo como um conjunto contínuo de partículas e cuja necessidade de um estudo a nível constitutivo do material se faz essencial para uma análise física mais realista (LAI *et al.*, 1999).

3.2.1.1 Fluxo Monofásico em Meio Poroso Deformável Saturado

Um meio poroso saturado é composto por uma matriz sólida e poros conectados completamente preenchidos por um fluido, de modo que a fase líquida permaneça contínua, Figura 50 (COUSSY, 2004).

Figura 50 – Fases componentes de um solo saturado em meio poroso.



Fonte: Adaptado de Coussy (2004).

A água no solo pode ser caracterizada por um estado de energia, tendendo a se movimentar a partir da diferença de potenciais em pontos distintos. As equações de conservação de massa de água associadas à Lei de Darcy e ao termo mecânico de acoplamento formam o conjunto de equações que governam os problemas de fluxo monofásico em meio poroso deformável.

A lei constitutiva de Darcy, desenvolvida para um solo saturado com fluido incompressível em um meio homogêneo no regime laminar, estabelece relações entre a vazão, a poropressão e o efeito gravitacional, conforme a Equação 8.

$$\mathbf{q}_l = -\frac{\kappa}{\mu_l} (\nabla u - \rho_l \mathbf{g}) \quad (8)$$

Onde:

$\mathbf{g}$ = vetor de aceleração da gravidade;

u = poropressão;

ρ_l = densidade do líquido;

μ_l = viscosidade do líquido;

κ = tensor de permeabilidade intrínseca do meio¹.

Tomando-se um volume elementar representativo (VER) do meio poroso, a equação de conservação de massa estabelece que a variação da quantidade de massa do fluido acumulada no volume do meio poroso é igual ao fluxo de massa de fluido que o atravessa mais a quantidade de massa de fluido, adicionados ao mesmo, através de fontes ou sumidouros.

A Equação 9 rege a conservação de massa de água no modelo de fluxo monofásico em meio poroso, em que a primeira parcela é denominada termo de armazenamento, a segunda parcela é o termo de fluxo e a terceira parcela é chamada de fonte/sumidouro de massa.

$$\frac{\partial(n\rho_l)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_l \mathbf{q}_l) + f_l = 0 \quad (9)$$

Onde:

n = porosidade, representada pela razão entre o volume de vazios e o volume total de um certo elemento de um meio poroso;

ρ_l = densidade do líquido;

$\mathbf{q}_l$ = fluxo de Darcy;

f_l = fonte/sumidouro de massa.

3.2.1.2 Formulação Mecânica para Meio Poroso Deformável

Ao sofrer ações de esforços externos, ocorre no solo uma alteração de configuração devido à mudança do estado inicial de tensões ao qual está submetido. Esta alteração é caracterizada pela deformação sofrida e para este tipo de análise três condições devem ser atendidas, a estática, a cinemática e a física.

3.2.1.2.1 Condição Estática

Admitindo-se um solo em repouso, emprega-se a equação de equilíbrio de tensões como equação governante do problema mecânico, composta pelo divergente do tensor de tensões totais (σ) e pelo vetor de forças de corpo atuantes em cada ponto do meio ($\mathbf{b}$), Equação 10.

¹ A permeabilidade intrínseca do meio depende apenas da porosidade da matriz sólida. Trata-se de um tensor de permeabilidade cujas componentes dependerão das condições de heterogeneidade ou homogeneidade, bem como da anisotropia ou isotropia do material.

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0 \quad (10)$$

Em uma análise hidromecânica, deve-se considerar o Princípio das Tensões Efetivas de Terzaghi, no qual um solo saturado ao ser exposto a um carregamento externo transmite parte da tensão para a matriz sólida e outra parte para o fluido presente nos vazios, expresso pela Equação 11, por meio do qual a tensão total ($\boldsymbol{\sigma}$) se relaciona com a tensão efetiva ($\boldsymbol{\sigma}'$), a poropressão (u) e uma matriz identidade ($\mathbf{I}$).

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' + u\mathbf{I} \quad (11)$$

3.2.1.2.2 Condição Cinemática

A aplicação de carregamentos nos solos acarreta mudanças no estado de tensões, levando a ocorrência de deformações. A formulação cinemática do meio contínuo para pequenas deformações, é adquirida pelo tensor de deformação infinitesimal ($\boldsymbol{\varepsilon}$), decomposto em uma parcela volumétrica (ε_v), relacionada a compressão ou expansão do material, e outra parcela desviadora ($\mathbf{e}$), associada a distorção por cisalhamento, Equação 12.

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \frac{1}{2} \varepsilon_v \mathbf{I} + \mathbf{e} \quad (12)$$

Onde: $\mathbf{I}$ é a matriz identidade.

A deformação volumétrica (ε_v), por sua vez, pode ser expressa por meio dos deslocamentos dos grãos ($\mathbf{u}$), conforme a Equação 13.

$$\varepsilon_v = \nabla \cdot \mathbf{u} \quad (13)$$

O acoplamento entre as equações de fluxo e mecânica está presente apenas na parcela volumétrica da deformação (JHA, 2005), que é empregada para atualizar a porosidade e a permeabilidade do solo a cada incremento de tensão efetiva (GOMES, 2009).

3.2.1.2.3 Condição Física

Simulações numéricas necessitam de modelos constitutivos na formulação matemática para a reprodução de uma relação tensão-deformação (Equação 14) mais próxima possível da resposta física esperada em um meio contínuo.

$$\sigma = \mathbf{D} \cdot \epsilon \quad (14)$$

Em outras palavras, o termo $\mathbf{D}$ da Equação 14 se refere ao tensor constitutivo que dará a resposta física, isto é, o comportamento elástico ou elastoplástico de um solo, por exemplo. Em notação matricial, este termo contém informações referentes as propriedades constitutivas do material.

Segundo Tschuchnigg e Schweiger (2018), uma boa compreensão do modelo constitutivo a ser utilizado é essencial, pois cada um requer *inputs* diferentes e determinados parâmetros podem ocasionar respostas distintas na simulação numérica.

No comportamento elástico linear, há uma relação única proporcional entre as tensões e as deformações e, uma vez cessada a tensão, o material recupera a sua forma original. Já o comportamento elastoplástico, caracteriza-se por ser um processo combinado, em que até um determinado limite, chamado limite de fluência ou tensão de escoamento ($\sigma_{y\text{inicial}}$), o material apresenta um comportamento elástico com deformações recuperáveis (ϵ^e) e ultrapassado o limite se identifica uma resposta mecânica plástica com parcelas de deformações permanentes (ϵ^p) quando cessadas as tensões. Aplicando-se um novo carregamento no material capaz de exceder a nova tensão de escoamento, o material apresentará a parcela de deformação elástica e o aumento de deformação plástica. A deformação total (ϵ) é obtida através da decomposição aditiva, ou seja, do somatório das deformações reversíveis e irreversíveis ocorridas.

O que torna a teoria da elastoplasticidade mais complexa que a teoria da elasticidade é o fato da resistência ao cisalhamento e da história de tensões das argilas influenciarem diretamente na deformação plástica, podendo variar em função da alteração do índice de vazios, tensão de pré-adensamento, coesão, ângulo de atrito e sucção, por exemplo.

Nos modelos constitutivos elastoplásticos são considerados 04 aspectos essenciais: (i) relação elástica, (ii) função de plastificação, (iii) regra de fluxo e (iv) leis de endurecimento e amolecimento.

i) Relação Elástica

No estado multidimensional de tensões em um modelo constitutivo elástico linear a Equação 14 pode ser reescrita conforme a Equação 15, na qual o tensor de tensões se relaciona com um tensor de deformações elásticas ($\boldsymbol{\varepsilon}^e$) e um tensor constitutivo elástico ($\mathbf{D}_e$).

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_e \cdot \boldsymbol{\varepsilon}^e \quad (15)$$

O tensor constitutivo elástico ($\mathbf{D}_e$) é determinado em função de duas propriedades constitutivas elásticas, o Módulo de Young (E) e o Coeficiente de Poisson (ν). Em termos de tensões principais, tem-se a Equação 16.

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix} \quad (16)$$

ii) Função de Plastificação

A função de plastificação ou de fluência se trata de uma função escalar de argumentos tensoriais ($\boldsymbol{\sigma}$) e parâmetros de estado² ($\mathbf{K}$) que separa o domínio elástico ($F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) < 0$), do domínio plástico ($F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) = 0$) e do estado de tensões impossíveis ($F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) > 0$), desta forma, fica definido onde o material deixa de apresentar um comportamento elástico e passa a apresentar o comportamento plástico, onde $\mathbf{K} \neq 0$.

Atingindo a superfície de fluência ($F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) = 0$), a relação do estado de tensões ($\dot{\boldsymbol{\sigma}}$) com as deformações totais ($\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}$) ocorre por meio de um tensor elastoplástico $\mathbf{D}_{ep}$ (ABBO, 1997) com relação constitutiva segundo a Equação 17.

$$\dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}_{ep} \cdot \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad (17)$$

² Referem-se a combinação de variáveis internas do material, tais como: índice de vazios, tensão de pré-adensamento e pressão capilar, sendo modificados em processos plásticos e permanecendo constantes em processos puramente elásticos.

Onde: $\dot{\boldsymbol{\varepsilon}} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^e + \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ é a decomposição aditiva com a primeira parcela referente a deformação elástica e a segunda associada a deformação plástica.

Nos diferentes modelos elastoplásticos, a função de fluência é obtida de forma distinta baseada em resultados de ensaios laboratoriais, sendo Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager os critérios clássicos e Modelo Cam-Clay Modificado, utilizado nesta pesquisa, e Modelo Básico de Barcelona os critérios embasados na teoria dos estados críticos.

iii) Regra de Fluxo

De acordo com Potts e Zdravković (1999), para especificar a direção da deformação plástica em cada estado de tensão utiliza-se uma regra de fluxo, expressa na Equação 18, a qual pode ser dividida em dois casos: associada e não associada. Destaca-se que nas duas situações os componentes de deformação incremental são ortogonais ao potencial plástico, logo sua direção é definida por um vetor normal ($\mathbf{n}$) a superfície.

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p = \Lambda \frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \quad (18)$$

Onde:

$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p$ é o incremento de deformação plástica;

$G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ é a função de potencial plástico;

Λ é um multiplicador escalar denominado multiplicador plástico³.

O potencial plástico é uma função vetorial que expressa como ocorrem as deformações plásticas e a relação entre as componentes volumétricas e as tensões cisalhantes (CAMACHO e REYES, 2004), apresentando a forma $G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n}) = 0$, em que $\boldsymbol{\sigma}$ refere-se ao estado de tensões e $\mathbf{n}$ diz respeito ao vetor de parâmetros de estado do material.

Quando a função de plastificação coincide com a função de potencial plástico, $F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) = G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ no espaço tensão normal *versus* tensão cisalhante, diz-se que ocorre a plasticidade associada, consistindo em uma abordagem simplificada, onde o ângulo de inclinação da função de fluência (ângulo de atrito) coincide com o ângulo de inclinação do

³ O multiplicador plástico indica a magnitude do incremento de deformação plástica e está relacionado à lei de endurecimento/amolecimento.

potencial plástico (ângulo de dilatância). Caso contrário, quando $F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) \neq G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ no espaço tensão normal *versus* tensão cisalhante, tem-se a plasticidade não associada, em que os ângulos de atrito e de dilatância não são coincidentes.

As condições de complementaridade e de consistência de Kuhn-Tucker são uma forma se obter a magnitude do multiplicador plástico (Λ), através de operações algébricas adicionais. No caso de plasticidade associada, é necessário considerar a regra de fluxo, relacionando o multiplicador plástico com a função de fluência ($F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})$) para obtenção tanto das condições de complementaridade (Equação 19), quanto das condições de consistência (Equação 20).

$$F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) = 0 \rightarrow \dot{\Lambda} \neq 0; F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) < 0 \rightarrow \dot{\Lambda} = 0 \quad (19)$$

$$\dot{\Lambda} \cdot F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) = 0 \quad (20)$$

A condição de complementaridade (Equação 19) garante que o incremento de deformação plástica seja nulo dentro do domínio elástico, quando $F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) < 0$, ocorrendo o fluxo apenas quando $F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K}) = 0$ e $\dot{\Lambda} > 0$. Já condição de consistência (Equação 20) indica que o multiplicador plástico e a função de fluência juntos se igualam a zero tanto no domínio elástico quanto no plástico.

iv) Leis de Endurecimento e Amolecimento

As leis de endurecimento e amolecimento indicam as magnitudes das deformações plásticas e o quanto elas modificam a superfície de fluência, através de um multiplicador plástico (Λ). Esta modificação pode ocorrer de três formas:

1. Positiva: quando os parâmetros de estado são maiores que zero ($\mathbf{K} > 0$), a superfície de fluência expande, caracterizando um processo elastoplástico com endurecimento e depende de uma deformação plástica acumulada.
2. Negativa: quando os parâmetros de estado são inferiores a zero ($\mathbf{K} < 0$), ocorre um movimento de contração na superfície de fluência, indicando o processo elastoplástico com amolecimento.
3. Nula: quando os parâmetros de estado são constantes ($\mathbf{K} = \text{constante}$), então a superfície de fluência não varia (não aumenta e nem diminui), representando um processo elastoplástico perfeito.

Neste trabalho será adotado o comportamento de plasticidade associada para os solos modelados, sendo considerados os fenômenos de endurecimento com um consequente movimento de expansão da superfície de fluência.

No que diz respeito aos modelos constitutivos inseridos na condição física, o Cam-Clay Modificado e o Drucker-Prager estão dispostos a seguir, assim como o acoplamento hidromecânico utilizado na simulação numérica.

3.2.1.3 Modelo Cam-Clay Modificado

Formulado com base na Teoria dos Estados Críticos e na Elastoplasticidade, o Modelo Cam-Clay Modificado, proposto por Roscoe e Burland (1968) descreve aspectos importantes do comportamento mecânico do solo, tais como: a resistência ao cisalhamento, a compressão (compactação) e a dilatância (expansão por cisalhamento).

3.2.1.3.1 Estados Críticos na Mecânica dos Solos

Durante a fase de cisalhamento, ao final do ensaio triaxial, os solos experimentam deformações elásticas e plásticas de modo contínuo até a ruptura. Quando a amostra tende a uma condição em que o cisalhamento continua, no entanto não são identificadas variações de volume e do estado efetivo de tensões, considera-se que foi atingido o estado crítico, caracterizado pela Equação 21.

$$\frac{\partial p'}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_s} = \frac{\partial V}{\partial \varepsilon_s} = 0 \quad (21)$$

Onde:

p' = tensão efetiva octaédrica;

q = tensão desviatória;

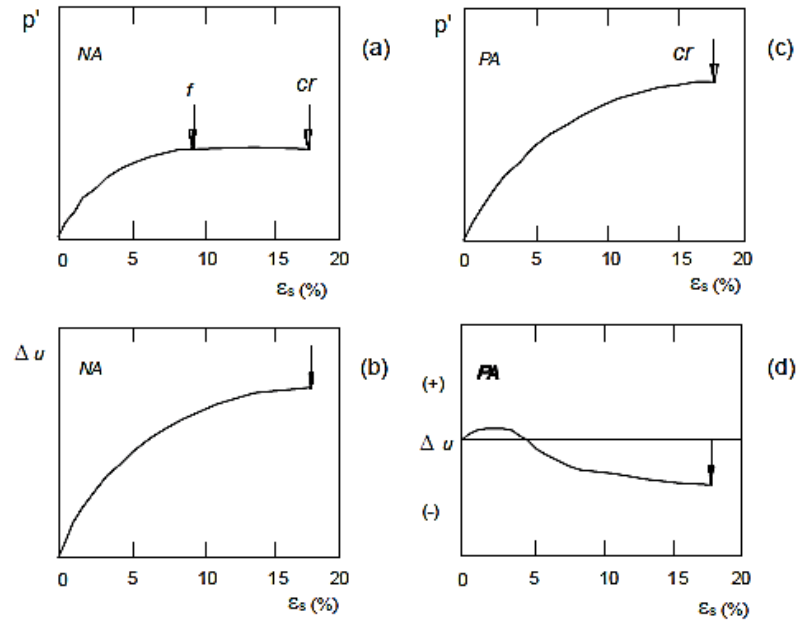
V = volume;

ε_s = deformação cisalhante.

A Figura 51 apresenta gráficos tensão efetiva octaédrica (p') *versus* deformação axial cisalhante (ε_s) e variação de poropressão (Δu) *versus* deformação axial cisalhante (ε_s) com exemplos de resultados típicos de ensaios triaxiais de duas argilas, a primeira normalmente

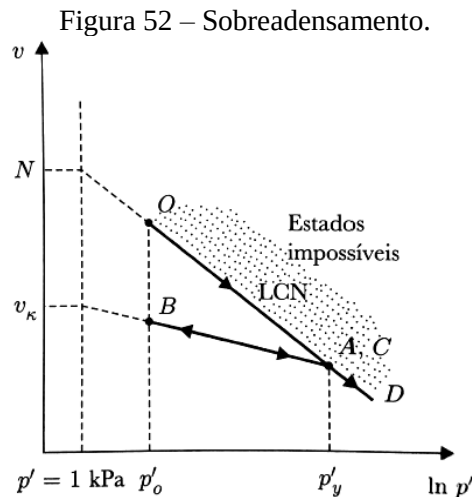
adensada (a e b) e a segunda pré-adensada (c e d). As setas indicam a condição de estado crítico nas curvas.

Figura 51 – Resultados típicos de ensaio triaxial: (a) e (b) argila NA; (c) e (d) argila PA.



Fonte: Adaptado de Ortigão (2007).

O estado de um solo durante o primeiro carregamento, após a sua deposição se desloca segundo a Linha de Compressão Normal (LCN), trechos AO e CD da Figura 52, com inclinação λ . Ao ser descarregado e posteriormente carregado, a trajetória percorrida se assemelha ao trecho ABC nos solos, com inclinação k . Tem-se então que o estado do solo pode atingir qualquer ponto à esquerda e abaixo da LCN, contudo não pode atingir a região acima e à direita desta linha, zona assinalada como impossível (NEVES, 2016).



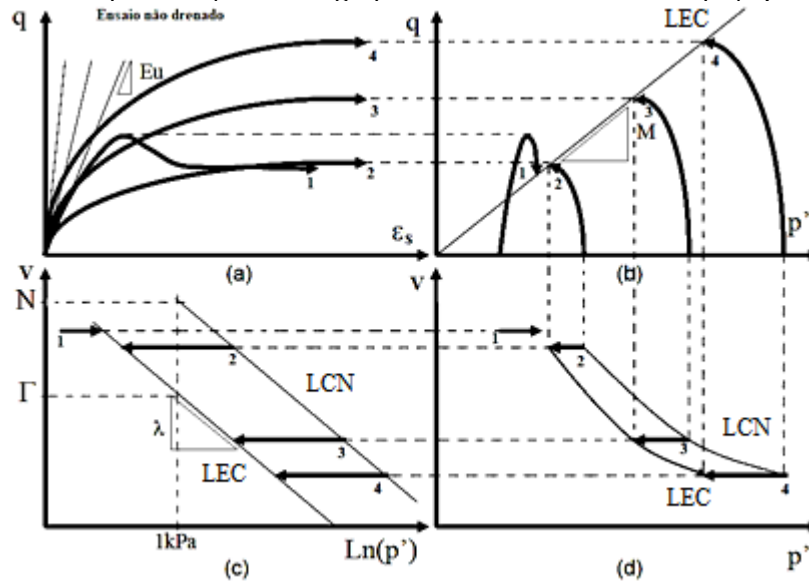
Fonte: Neves (2016).

No estado constante de volume e de tensão desviadora em um plano $p' - q$, no ensaio de compressão, os pontos são relacionados por uma constante M , obtida por meio da Equação 22, onde Φ_c refere-se ao ângulo de atrito do solo no estado crítico.

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \Phi_c}{3 - \operatorname{sen} \Phi_c} \quad (22)$$

A relação entre os esforços de tensão e o volume de um grupo de ensaios triaxiais no espaço p', q e V é exibida na Figura 53, em que na curva 1 tem-se uma amostra pré-adensada e nas curvas 2, 3 e 4 as argilas apresentam comportamento normalmente adensadas. Verifica-se na Figura 53a a relação entre a tensão cisalhante e a deformação axial, com a inclinação inicial de cada curva representada pelo Módulo de Young (E_u). Quando se trata de uma amostra pré-adensada, o comportamento se assemelha a curva 1, que tende a chegar no estado crítico após uma tensão de pico (CAMACHO e REYES, 2004).

Figura 53 – Representação de um grupo de ensaios triaxiais no espaço $p' - q - V$.



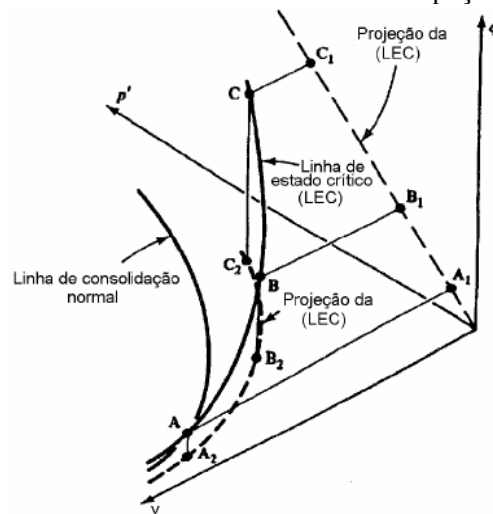
Fonte: Camacho e Reyes (2004).

Na parte (b), observam-se a linha de estado crítico (LEC) e as trajetórias percorridas até atingi-la (Figura 53). As curvas 2, 3 e 4 são as projeções da trajetória de tensões que ocorrem sobre uma mesma superfície, a qual une a Linha de Compressão Normal (LCN) à LEC em solos na condição normalmente adensada. Por outro lado, a curva 1 representa a projeção da trajetória percorrida por uma amostra pré-adensada até atingir a LEC.

No plano $p' - V$ (Figura 53d) notam-se trajetórias avançando da LCN até a Linha de Estado Crítico (LEC). Em (c) também é apresentada a relação entre a tensão octaédrica e o volume, no entanto, o eixo das abcissas está em escala logarítmica, sendo a LCN e a LEC aproximadamente paralelas e com uma inclinação λ (CAMACHO e REYES, 2004).

Existe no espaço uma única relação entre as variáveis p', q, V , para a qual o solo se encontra em uma condição crítica, representada como uma linha, denominada Linha dos Estados Críticos dos solos, na Figura 54.

Figura 54 – Linha de estados críticos no espaço p', q, V .



Fonte: Adaptado de Atkinson & Bransby (1978).

3.2.1.3.2 Plasticidade

Em condições verificadas nos ensaios triaxiais de carregamento, este modelo reproduz diferentes respostas às deformações volumétricas elastoplásticas em função do nível de tensão a que o material está submetido.

A função de fluência é definida em termos de dois invariantes de tensão: a tensão média (p), representando o confinamento da amostra (compressão), e a tensão desviadora (q), caracterizando o comportamento cisalhante do solo. Ambas resultantes da combinação das tensões principais efetivas ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), Equações 23 e 24.

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (23)$$

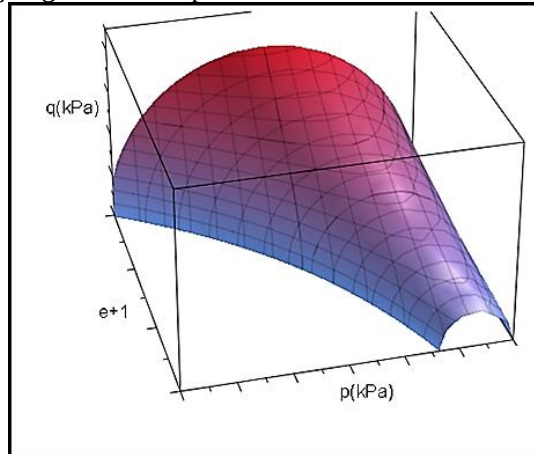
$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (24)$$

No plano p - q , a função de plastificação é uma elipse limitada pela variável de história do modelo que controla a superfície de fluência (Equação 25). O parâmetro M é a declividade da Linha de Estados Críticos, e o p_0^* refere-se a tensão de pré-adensamento do solo.

$$F(\sigma, p_0^*) = \frac{q^2}{p^2} + M^2 \left(1 - \frac{p_0^*}{p}\right) \quad (25)$$

Um exemplo gráfico de superfície de fluência no plano p - q - V obtido a partir da Equação 25 está indicado na Figura 55 (CORDÃO NETO, 2017). Frisa-se que V se refere ao volume específico definido em termos de índice de vazios (e), onde $V=1+e$.

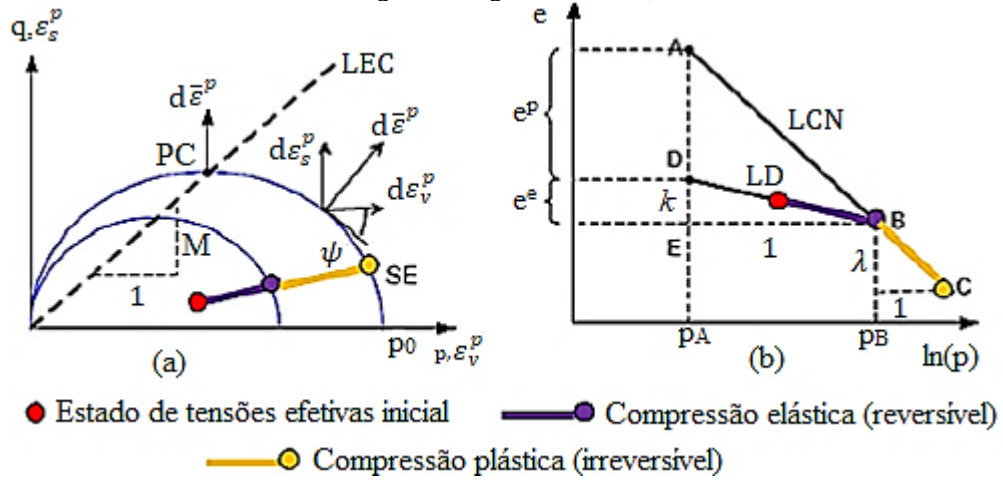
Figura 55 – Representação gráfica da superfície de fluência no Modelo Cam-Clay Modificado.



Fonte: Adaptado de Cordão Neto (2017).

Admite-se no Cam-Clay Modificado (CCM) o comportamento mecânico de um solo submetido inicialmente a um carregamento de compressão drenada, isotrópico ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) e, em seguida, a uma tensão cisalhante (σ_s), que se move ao longo da reta de compressão virgem, linha de compressão normal com inclinação λ ou da reta de recompressão-descompressão, linha de descompressão (LD) de inclinação k no espaço V - p , Figura 56.

Figura 56 – Compressão plástica no modelo Cam-Clay modificado: (a) superfície de fluência; (b) curva de carga-descarga do ensaio edométrico.



Durante o carregamento, o solo indica uma trajetória na LD com o estado de tensões no interior da superfície de fluência e deformações elásticas (ε^e) desenvolvidas, identificado pelo ponto vermelho e trajetória roxa, Figura 56, prosseguindo na direção da fronteira (limite elástico). Ao se exceder o limite, segue-se uma trajetória ao longo da LCN, trecho em amarelo, onde a variação volumétrica é irreversível, o material sofre densificação sobre compressão e as suas propriedades de resistência crescem, evidenciando um processo de endurecimento e expansão isotópica da superfície de fluência determinada pelo aumento da tensão de pré-adensamento em virtude do histórico de tensões (GOMES, 2009).

Na Figura 56a, identifica-se a interceptação da LEC no ponto de máximo q , em PC, na superfície de fluência. Uma característica interessante deste ponto é o fato da deformação plástica poder ter sua direção e sentido alterados no espaço p - q . Quando a trajetória de tensões toca a superfície à esquerda de PC, observa-se uma deformação plástica volumétrica negativa (ε_v^p) e, em consequência, a dilatância do material em solos pré-adensados. Já quando a trajetória de tensões toca a superfície a direita de PC, verifica-se uma compressão plástica do solo com ε_v^p positivo, em solos normalmente adensados e levemente pré-adensados, segundo Gomes (2009).

No espaço e - $\ln(p)$, as linhas de compressão virgem e de descompressão são assumidas como retas, Equações 26 e 27, sendo e_1 e e_2 os índices de vazios específicos para p igual a p_A e p_B , respectivamente (Figura 56).

$$e + \lambda \ln(p) = e_1 \quad (26)$$

$$e + k \ln(p) = e_2 \quad (27)$$

Wood (1994) expõe correlações entre os parâmetros utilizados no modelo Cam-Clay Modificado (k, λ) e os índices de compressão (C_c) e índice de recompressão (C_s) provenientes do ensaio edométrico (Equações 28 e 29).

$$k = \frac{C_s}{2,3} \quad (28)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (29)$$

Sabe-se que a deformação volumétrica total é o somatório das parcelas de deformações volumétricas elástica e plástica. A primeira é obtida pela inclinação da linha de compressão/descompressão e índice de vazios (e), Equação 30. Já a segunda parcela considera o parâmetro λ da linha de compressão normal, assim como a tensão de pré-adensamento do solo, sendo esta controlada pela lei de endurecimento/amolecimento, Equação 31.

$$d\varepsilon_v^e = \frac{k}{1+e} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (30)$$

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - k}{1+e} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (31)$$

A união das Equações 30 e 31 resulta na deformação volumétrica total apresentada na Equação 32.

$$d\varepsilon_v = \frac{\lambda}{1+e} \frac{dp_0^*}{p_0^*} \quad (32)$$

Para a determinação da direção da deformação plástica (ε^p), considera-se a regra de fluxo através do produto do multiplicador plástico (Λ) e do potencial plástico variando em relação a tensão e com um vetor de parâmetro de estado ($\mathbf{n}$) normal ao mesmo, conforme a Equação 33.

$$\varepsilon^p = \Lambda \frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})}{\partial \sigma} \quad (33)$$

Onde: $G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ é o potencial plástico.

Como este modelo considera a plasticidade associada, obtém-se a Equação 34 para o cálculo de ε^p , onde a função de potencial plástico se iguala a função de fluência.

$$\varepsilon^p = \Lambda \frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})}{\partial \sigma} = \Lambda \frac{\partial F(\boldsymbol{\sigma}, p_0^*)}{\partial \sigma} \quad (34)$$

Onde:

$G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ é o potencial plástico;

$F(\boldsymbol{\sigma}, p_0^*)$ é a função de fluência.

O multiplicador plástico do modelo Cam-Clay Modificado é dado pela Equação 35, obtido pela condição de consistência, onde se tem o vetor de parâmetro de estado transposto e normal ao potencial plástico ($\mathbf{n}^T$), o tensor constitutivo elástico ($\mathbf{D}_e$), o gradiente de deformação ($d\varepsilon$), a variação do potencial plástico em relação a tensão ($\mathbf{n}_G = \partial G / \partial \sigma$) e o termo H.

$$\Lambda = \frac{\mathbf{n}^T \mathbf{D}_e d\varepsilon}{\mathbf{n}^T \mathbf{D}_e \mathbf{n}_G + H} \quad (35)$$

No termo H, há a vinculação entre o gradiente da função de fluência em relação a tensão de pré-adensamento, o índice de vazios (e), inclinações da linha de compressão normal (λ) e da linha de compressão/ descompressão (k) e tensão de pré-adensamento (p_0^*), conforme a Equação 36, abrangendo os parâmetros e a função de fluência do CCM.

$$H = - \frac{\partial F}{\partial p_0^*} \frac{(1 + e)p_0^*}{\lambda - k} \quad (36)$$

A relação tensão x deformação na região elástica, destacada na Equação 15, pode ser reescrita considerando a decomposição aditiva ($\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$), conforme a Equação 37.

$$d\sigma = D_e(d\epsilon - d\epsilon^p) \quad (37)$$

Substituindo a Equação 34 em 37, tem-se a Equação 38, onde Λ é o multiplicador plástico e $\mathbf{n}_G$ é o gradiente de potencial plástico em relação a tensão.

$$d\sigma = D_e d\epsilon - D_e \Lambda \mathbf{n}_G \quad (38)$$

Inserindo o multiplicador plástico da Equação 35 na Equação 38, e organizando os termos tem-se a Equação 39.

$$d\sigma = D_e \left[\mathbf{I} - \frac{1}{\mathbf{n}^T D_e \mathbf{n}_G + H} \mathbf{n}^T D_e \mathbf{n}_G \right] d\epsilon \quad (39)$$

Para a obtenção do tensor elastoplástico, considera-se a variação de tensões em relação ao gradiente de deformação ($d\sigma/d\epsilon$), conforme a Equação 40.

$$D_{ep} = D_e \left[\mathbf{I} - \frac{1}{\mathbf{n}^T D_e \mathbf{n}_G + H} \mathbf{n}^T \mathbf{n}_G D_e \right] \quad (40)$$

Este modelo é interessante para reproduzir o fenômeno de compactação em aterros construídos sobre depósito de solos moles, uma vez que a sua superfície de fluência limita os estados de compressão de forma que atingida a superfície de plastificação, o material se deforma mais e irreversivelmente. O estado de compressão é gerado no interior do solo mole pelo aumento de tensão efetiva proveniente da construção do aterro.

3.2.1.4 Modelo Drucker-Prager

O critério de plastificação utilizado neste trabalho para a modelagem do material do aterro é o de Drucker-Prager (Potts e Zdravković, 1999; Sousa, 2004) cuja superfície de fluência depende da tensão média p e da tensão desviadora J . O modelo consiste em uma forma suavizada da superfície de Mohr-Coulomb, no plano octaédrico de tensões, eliminando assim os problemas numéricos de singularidades nos vértices da superfície de Mohr Coulomb.

No estado multiaxial de tensões é mais conveniente adotar o modelo em função da tensão média p e tensão desviadora J , denominadas invariantes de tensões as quais são dependentes da combinação das tensões principais $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, apresentadas Equações 41 e 42.

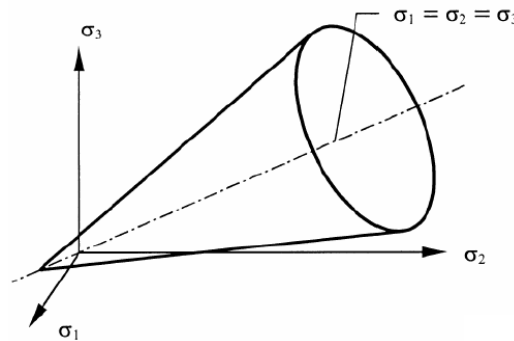
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (41)$$

$$J = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (42)$$

A função de fluência Drucker-Prager é dada pela Equação 43, sendo c e ϕ a coesão e ângulo de atrito do solo, respectivamente, e a sua superfície é definida por um cone no espaço de tensões principais, conforme a Figura 57.

$$F(\sigma, K) = J - \left(\frac{c}{\tan \phi} + p \right) \frac{2\sqrt{3} \cdot \sin \phi}{3 - \sin \phi} = 0 \quad (43)$$

Figura 57 - Superfície de Fluência de Ducker Prager.



Fonte: Sousa (2004).

Adota-se a regra de fluxo plástico que relaciona o aumento de deformação plástica (ε^p) com a variação do potencial plástico ($G(\sigma, n)$) através de um multiplicador plástico (Λ), Equação 44.

$$\varepsilon^p = \Lambda \frac{\partial G(\sigma, n)}{\partial \sigma} \quad (44)$$

Onde:

$G(\sigma, n)$ é o potencial plástico;

n é o vetor de parâmetro de estado.

Nesta pesquisa, optou-se pela plasticidade associada, em que $G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ coincide com a função de fluência $F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})$, sendo os ângulos de atrito e de dilatância considerados iguais. Com relação ao multiplicador plástico (Λ), é dado pela Equação 45 e obtido pelas condições de complementaridade e consistência.

$$\Lambda = \frac{\mathbf{D}_e d\boldsymbol{\varepsilon} \left[\frac{\partial F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T + \left[\frac{\partial F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})}{\partial \mathbf{K}} \right]^T}{\mathbf{D}_e \frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \left[\frac{\partial F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T} \quad (45)$$

Onde:

$\mathbf{D}_e$ é o tensor constitutivo elástico;

$F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})$ é a função de fluência;

$G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ é o potencial plástico;

$\boldsymbol{\varepsilon}$ é a deformação total.

As deformações plásticas $\boldsymbol{\varepsilon}^p$ ocorrem para o estado de plastificação do material, na direção normal à superfície de fluência no plano desviador. Com isso podem ocorrer deformações volumétricas devidas ao cisalhamento durante o processo de plastificação (dilatância).

O tensor constitutivo elastoplástico ($\mathbf{D}_{ep}$) é calculado a partir da Equação 46, em que os parâmetros do solo como coesão, ângulo de atrito, ângulo de dilatância e Módulo de Young e Coeficiente de Poisson estão inseridos na função de fluência, potencial plástico e no tensor elástico, respectivamente.

$$\mathbf{D}_{ep} = \mathbf{D}_e - \frac{\mathbf{D}_e \left[\frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right] \left[\frac{\partial F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right] \mathbf{D}_e}{\left[\frac{\partial F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]^T \mathbf{D}_e \left[\frac{\partial G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right]} \quad (46)$$

Onde:

$\mathbf{D}_e$ é o tensor constitutivo elástico;

$F(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{K})$ é a função de fluência;

$G(\boldsymbol{\sigma}, \mathbf{n})$ é o potencial plástico;

$\boldsymbol{\varepsilon}$ é a deformação total.

Em virtude de sua simplicidade e de sua consistência com ensaios de laboratório, o modelo de Drucker Prager é interessante para reproduzir o comportamento de materiais granulares, tais como os solos utilizados em aterros e colchões drenantes compostos por areia grossa e média a fina.

3.2.1.5 Acoplamento Hidromecânico

Através do acoplamento hidromecânico, a física do problema de fluxo interfere no comportamento mecânico do material e vice-versa. Como mencionado anteriormente, as equações de conservação de massa de fluido, a Lei de Darcy e o termo mecânico de acoplamento combinados formam o conjunto de equações que governam os mecanismos envolvidos nos processos de deformação, resistência e fluxo em meio porosos deformáveis. Adicionando-se o vetor de deslocamento da matriz sólida à Equação 9, tem-se a Equação 47.

$$\frac{\partial(n\rho_l)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho_l \mathbf{q}_l + n\rho_l \dot{\mathbf{u}}) + f_l = 0 \quad (47)$$

Onde:

n = porosidade;

ρ_l = densidade do líquido;

$\mathbf{q}_l$ = fluxo de Darcy;

f_l = fonte/sumidouro de massa

$\dot{\mathbf{u}}$ = vetor de deslocamento.

Segundo Gomes (2009), a deformação tem aplicação na Equação 47, pois atualiza a porosidade e a permeabilidade do meio em cada intervalo de tempo, definindo suas variações em função da alteração da poropressão e, conseqüentemente, do estado de tensões efetivas. Já o problema mecânico é influenciado pela poropressão através da Equação 11.

Ao se aplicar a equação de conservação de massa de sólido, para relacionar a compressibilidade com o meio poroso deformável, calcula-se a variação da porosidade (n), sendo $\dot{\mathbf{u}}$ o vetor de velocidade de deslocamento do grão e ρ_s a densidade relativa da matriz sólida (Equação 48).

$$\frac{\partial}{\partial t}[(1-n)\rho_s] + \nabla[(1-n)\rho_s \dot{\mathbf{u}}] = 0 \quad (48)$$

Insere-se o conceito de derivada material (Equação 49) na componente sólida do solo, reescrevendo a Equação 48 conforme a Equação 50.

$$\frac{D(\cdot)}{Dt} = \frac{\partial(\cdot)}{\partial t} + \dot{\mathbf{u}} \nabla(\cdot) \quad (49)$$

$$\frac{D(1-n)\rho_s}{Dt} - \dot{\mathbf{u}} \cdot \nabla(1-n)\rho_s + \nabla(1-n)\rho_s \dot{\mathbf{u}} = 0 \quad (50)$$

Expandindo o terceiro termo da equação anterior, como indica a Equação 51, e reorganizando os termos, tem-se a Equação 52, que indica a variação da porosidade do meio.

$$\frac{D(1-n)\rho_s}{Dt} - \dot{\mathbf{u}} \cdot \nabla(1-n)\rho_s + \dot{\mathbf{u}} \cdot \nabla(1-n)\rho_s + (1-n)\rho_s \nabla \cdot \dot{\mathbf{u}} = 0 \quad (51)$$

$$\frac{D_n}{Dt} = \frac{1-n}{\rho_s} \frac{D\rho_s}{Dt} + (1-n) \nabla \cdot \dot{\mathbf{u}} \quad (52)$$

Sabendo que $\varepsilon_v = \nabla \cdot \mathbf{u}$, adquire-se a equação de variação da porosidade em função da deformação volumétrica, em que o primeiro termo após a igualdade define o meio poroso deformável e o termo seguinte refere-se à compressibilidade do solo (Equação 53).

$$\frac{D_n}{Dt} = \frac{1-n}{\rho_s} \frac{D\rho_s}{Dt} + (1-n) \dot{\varepsilon}_v \quad (53)$$

Dada a ocorrência das deformações volumétricas no solo, observa-se então uma variação na porosidade, conforme observado na Equação 53, e como consequência disso o meio experimenta uma variação da permeabilidade. Para isto utiliza-se a Equação 54 que relaciona a porosidade com a permeabilidade através de ajustes experimentais em curvas logarítmicas, proveniente de Guimarães (2002).

$$\kappa(n) = \kappa_i e^{[b(n-n_i)]} \mathbf{I} \quad (54)$$

Onde:

κ_i = tensor de permeabilidade inicial;

n_i = porosidade inicial;

b = parâmetro do material⁴;

$\mathbf{I}$ = matriz identidade.

Desta forma, o efeito do adensamento leva a mudanças nas propriedades permoporosas do solo as quais impactarão no escoamento, quando atualizadas, por meio da Equação 47.

Portanto, o acoplamento hidromecânico é observado considerando-se a variação do campo de pressão na equação de tensões efetivas e na equação de balanço de massa de água através das variações da porosidade, permeabilidade e deformação volumétrica.

3.2.2 Parâmetros Geotécnicos

Durante a pesquisa documental, os parâmetros geotécnicos foram coletados e refinados para uso na construção do aterro sobre o depósito de solo mole. No caso de elementos necessários não detectados no acervo fornecido pela Unidade do Distrito Industrial de Suape, optou-se pelo uso de informações disponíveis na literatura como Bowles (1996), Vallejo (2004), Bello (2011), Das e Sobhan (2014), Caputo e Caputo (2017) e Santos (2018), detalhados no item 5.

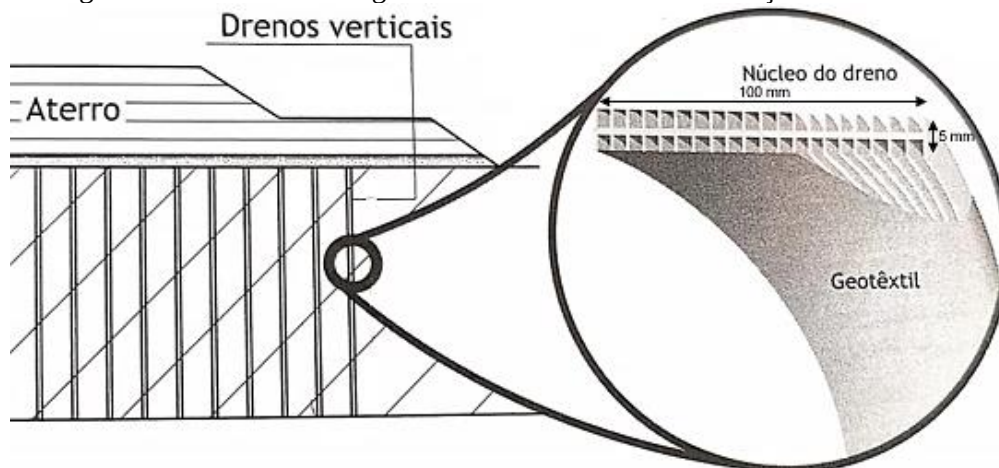
Como não houve a identificação do ângulo de atrito no estado crítico do solo mole da Área E, responsável pela inclinação da Linha de Estados Críticos, selecionou-se resultados da turfa orgânica e da argila siltosa provenientes da Área D (UDIS, 2008b), próxima ao local investigado e, posteriormente, realizou-se um estudo de sensibilidade do parâmetro M na turfa orgânica, com ângulo de atrito no estado crítico variando entre 18 e 30°.

Outro ponto a se destacar, foi a alteração da permeabilidade original do solo em função da colocação de geodrenos com dimensões 5x100 mm (Figura 58), espaçados a cada 1,30 m e implantados antes da construção do aterro. Com comprimentos de 4,50 m os geodrenos atingiram camadas de turfa orgânica, argila siltosa e silte arenoso. Para evitar uma malha com um número maior de elementos e, em consequência, um maior custo computacional, elaborou-

⁴ Parâmetro de ajuste que serve para regular a amplitude da influência da variação na porosidade do meio sobre a permeabilidade. A magnitude dos valores assumidos por este parâmetro se justifica pela maior ou menor densidade do material (VASCONCELOS, 2007).

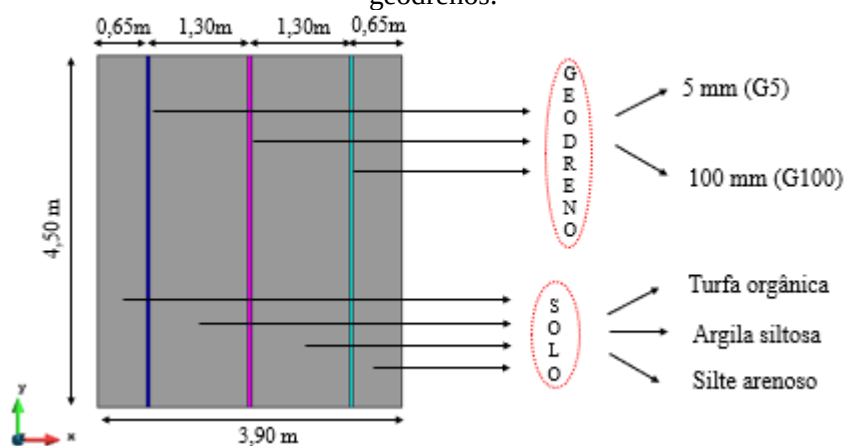
se uma janela representativa para calcular permeabilidades equivalentes, considerando o geodreno com lados de 5 mm e de 100 mm, os três tipos de solos e as direções vertical e horizontal (Figura 59).

Figura 58 – Dimensões do geodreno considerado nas simulações deste estudo.



Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2014).

Figura 59 – Esquema para o cálculo numérico da permeabilidade equivalente dos solos com geodrenos.



Fonte: A autora, 2018.

Uma malha de elementos finitos do tipo não estruturada com 1.375 nós e 2.613 elementos triangulares foi elaborada para o cálculo da permeabilidade equivalente nas direções x e y, sentido em que fluxos foram aplicados.

Optou-se pela determinação numérica das permeabilidades equivalentes (k_{he} e k_{ye}), empregando a formulação de descontinuidades fortes embebidas na malha de elementos finitos regular, apresentada por Beserra (2015), Beserra et al. (2018) e Falcão et al. (2018). Neste caso, submeteu-se o cenário da Figura 59 a um experimento de Darcy, promovendo o escoamento tanto na horizontal, quanto na vertical e calculando a permeabilidade em cada uma das direções

a partir da vazão obtida, dado que se conhecia o gradiente de pressão aplicado via condição de contorno nas fronteiras.

A formulação consiste na obtenção de um problema de meio contínuo equivalente local considerando a incorporação, na malha de elementos finitos, de descontinuidades fortes embebidas de alta permeabilidade que representaram, neste caso, os geodrenos. O escoamento, dado pelo fluxo, no elemento finito com a descontinuidade incorporada é calculado em termos do gradiente de pressão e considera o tensor de permeabilidade equivalente $\mathbf{K}_{ef}$, determinado pela soma do tensor de permeabilidade da descontinuidade (geodreno) e do meio contínuo, conforme as Equações 55 e 56.

$$\mathbf{q} = -\mathbf{K}_{ef} \nabla p \quad (55)$$

$$\mathbf{K}_{ef} = \left(\mathbf{K}_{\Omega} + \frac{h}{l_e} K_s \mathbf{t} \otimes \mathbf{t} \right) \quad (56)$$

Sendo $\mathbf{K}_{\Omega}$ o tensor de permeabilidade da matriz sólida, h/l_e um fator geométrico dado pela razão entre a espessura h do geodreno e a dimensão da aresta do elemento finito na qual o fluxo sai, $K_s = \frac{h^2}{12}$ a permeabilidade do geodreno e $\mathbf{t}$ o vetor que define a direção da descontinuidade.

Assim, foram simulados 08 casos distintos e, para facilitar a identificação dos mesmos, adotou-se um código contendo as principais variáveis, em que G significa a dimensão do Geodreno, M se refere a inclinação da LEC e A é ao ângulo de atrito do solo, como por exemplo, o caso G5 M069A18, o qual diz respeito às permeabilidades equivalentes de geodrenos com 5 mm de lado, turfa orgânica com parâmetro de estado crítico (M) igual a 0,69 e ângulo de atrito de 18° ou ainda G100 M120A30, isto é, permeabilidades equivalentes calculadas numericamente para geodrenos de 100 mm de lado, parâmetro de estado crítico (M) da turfa orgânica equivalente a 1,20 e ângulo de atrito igual a 30°. A Tabela 16 expõe todas as situações analisadas nesta pesquisa.

Tabela 16 – Compilação de todos os casos simulados neste estudo.

Casos	
1) G5 M069A18	5) G100 M069A18
2) G5 M077A20	6) G100 M077A20
3) G5 M098A25	7) G100 M098A25
4) G5 M120A30	8) G100 M120A30

Fonte: A autora, 2018.

O caso 01 (G5 M069A18), mostrado na Tabela 16, foi considerado como o caso base, uma vez que o valor do ângulo de atrito no estado crítico foi retirado do relatório da Área D, próxima do local estudado, conforme descrito anteriormente.

3.2.3 Malha de Elementos Finitos e Pré-processamento

Elaborou-se uma malha bidimensional de elementos finitos no programa GMSH versão 3.0, um software desenvolvido por Geuzaine e Reclame (2009), com 35.911 elementos triangulares, 18.193 nós e uma maior discretização das regiões críticas do problema, tais como as primeiras camadas de aterro, fronteiras drenantes e os solos moles.

No GMSH foram prescritas as condições de contorno mecânicas e de fluxo para restringirem os deslocamentos e escoamento nos contornos que delimitam a região analisada com o resto do solo do local, por exemplo, laterais e base do domínio, detalhadas no item 5.1.3.

Após isto, gerou-se um arquivo de saída no GMSH com a compilação todas as numerações e coordenadas tanto dos nós, quanto dos elementos e condições de contorno existentes. Por meio de uma sub-rotina construída via MATLAB (MATrix LABoratory), software destinado a fazer cálculo com matrizes, converteu-se o arquivo de saída do GMSH em três arquivos de entrada ou *inputs* (root_gen.dat, root_gri.dat e root.dat) do simulador numérico CODE_BRIGHT.

3.2.4 Programa CODE_BRIGHT

Os *inputs* gerados têm um formato fixo e são compostos por informações da geometria e da malha, propriedades dos materiais, condições de contorno, tolerâncias Newton-Raphson e códigos de seleção dos tipos de análises que viabilizam o processamento no simulador em elementos finitos CODE_BRIGHT (Coupled Deformation Brine Gas and Heat Transport).

Escrito em FORTRAN, este software foi desenvolvido por Olivella *et al.* (1995), complementado por Guimarães (2002) e consiste em um programa baseado em elementos finitos feito para simulação de problemas geotécnicos com diferentes níveis de acoplamentos em uma abordagem multifísica. Ele é composto por várias sub-rotinas com uma vasta biblioteca de modelos constitutivos para solos e rochas, que incluem modelos elastoplásticos clássicos como Mohr-Coulomb, Tresca, Drucker Prager e Von Mises e baseados na Teoria de Estados Críticos como o Cam-Clay Modificado para solos saturados e o Barcelona Basic Model (BBM) para solos não-saturados.

De acordo com Rodrigues (2007), as principais características do simulador numérico são: permitir a resolução de problemas mecânicos (M), hidráulicos (H), hidromecânicos (HM), termo-hidráulicos (TH), termo-hidro-mecânico (THM) e termo-hidro-mecânico e geoquímico (THMG); realizar análises unidimensional, bidimensional e tridimensional; usar leis constitutivas, determinadas por uma série de parâmetros definidos por dados de entrada; aplicar critérios de convergência com tolerância para erros absolutos e relativos, independente de cada incógnita e tolerância para convergência residual de cada problema; e usar distribuição espacial das variáveis em nós e elementos e sua evolução temporal das variáveis em pontos na opção de saída.

O solo é tratado no CODE_BRIGTH como um meio poroso constituído pelas fases sólida (grãos), aquosa (água) e não aquosa (ar). Em estudo hidromecânico, as três fases podem coexistir ou não, ou seja, podem ser considerados problemas em solos não saturados (grãos-água-ar) e saturados (grãos-água), respectivamente.

O programa permite utilizar elementos finitos de vários tipos como triângulo linear (3 nós) e quadrático (6 nós), quadriláteros, hexaedros e tetraedros para malhas estruturadas e não estruturadas. Nele, todas as equações acopladas, quando discretizadas, são resolvidas simultaneamente pelo método de Newton-Raphson (SILVA, 2016).

No presente trabalho, adotou-se um estado que acoplasse o fenômeno hidráulico (fluxo de fluidos) com o comportamento mecânico do solo, tornando a análise mais realista, uma vez que se considerou o efeito de variações na poropressão sobre as tensões e deformações, bem como a influência da deformação volumétrica sobre o fluxo de água. Foram selecionados os modelos constitutivos Cam-Clay Modificado para a análise do comportamento do depósito de solos moles saturado quando sujeitos a ações de carregamento externo e o Drucker-Prager para previsão do comportamento das camadas do aterro sujeito as deformações provenientes do adensamento em um cenário bidimensional. Através da rotina de algoritmo de construção e dos tempos determinados a partir das instrumentações, simulou-se o alteamento do aterro em 04 etapas com fases de adensamento.

Para as análises numéricas elastoplásticas, empregou-se um esquema de integração de tensões Implícito-Explícito, denominado IMPLEX, conforme apresentado por Oliver *et al.* (2008) e modificado e implementado no programa CODE_BRIGTH por Beserra (2015). Este esquema promove simplificações no algoritmo de integração implícita reduzindo a não linearidade do algoritmo de retorno e estimando um multiplicador plástico a partir dos dados de tensões, deformações e variáveis de história do passo de tempo anterior (MAGALHÃES *et al.*, 2018).

Assim o algoritmo se tornou mais simples, sem calcular as derivadas do multiplicador a cada passo de tempo. Esse algoritmo apresenta oscilações, que os próprios autores mostram que podem ser controladas com passos de tempo reduzidos.

Nas modificações apresentadas por Beserra (2010), foi feita uma extrapolação do multiplicador plástico do passo de tempo atual em termos dos incrementos de tempo dos passos atual e anterior. Desta forma o cálculo da estimativa do multiplicador plástico é então feito pela projeção das deformações totais do tempo anterior (MAGALHÃES *et al.*, 2018), resultando na Equação 57.

$$\Delta \boldsymbol{\epsilon}_{n+1}^* = \frac{\Delta t^{n+1}}{\Delta t^n} \Delta \boldsymbol{\epsilon}_n \quad (57)$$

Beserra (2015) e Magalhães *et al.* (2018) discutem que embora haja uma considerável melhora na eficiência computacional do programa, o esquema IMPLEX leva a um acúmulo de erro a cada passo de tempo.

Desta maneira, promove-se um controle de passo de tempo onde, caso haja a violação da superfície de fluência, obtêm-se o multiplicador plástico para o passo de tempo atual e, assim, possibilita-se o controle do erro onde o incremento do passo de tempo é calculado em termos de um fator de tolerância FTOL, o qual força a redução no passo de tempo, de forma que a tensão retorne e não viole a superfície de plastificação.

3.2.5 Pós-Processamento do Problema Simulado

Ao término do processamento, foram gerados *outputs* (arquivos de saídas) com os dados de evolução de cada variável ao longo do tempo para cada interação numérica. Com estes arquivos, iniciou-se a etapa de pós-processamento no programa computacional GID 12.0, desenvolvido pelo Centro Internacional para Métodos Numéricos em Engenharia (CIMNE). Segundo Moreno (2011), ele consiste em um método de interações gráficas composto de interfaces para a definição, preparação e visualização de todos os dados relatados na simulação numérica.

No pós-processo foi necessário tratar os resultados para proceder com as verificações de comportamento do problema. Deslocamentos, tensões e vetores resultantes foram obtidos diretamente do GID, contudo gráficos evolutivos de variáveis como deslocamentos verticais,

horizontais e poropressões em pontos de interesse dentro do domínio precisaram ser exportados para o Microsoft Excel para a construção de curvas.

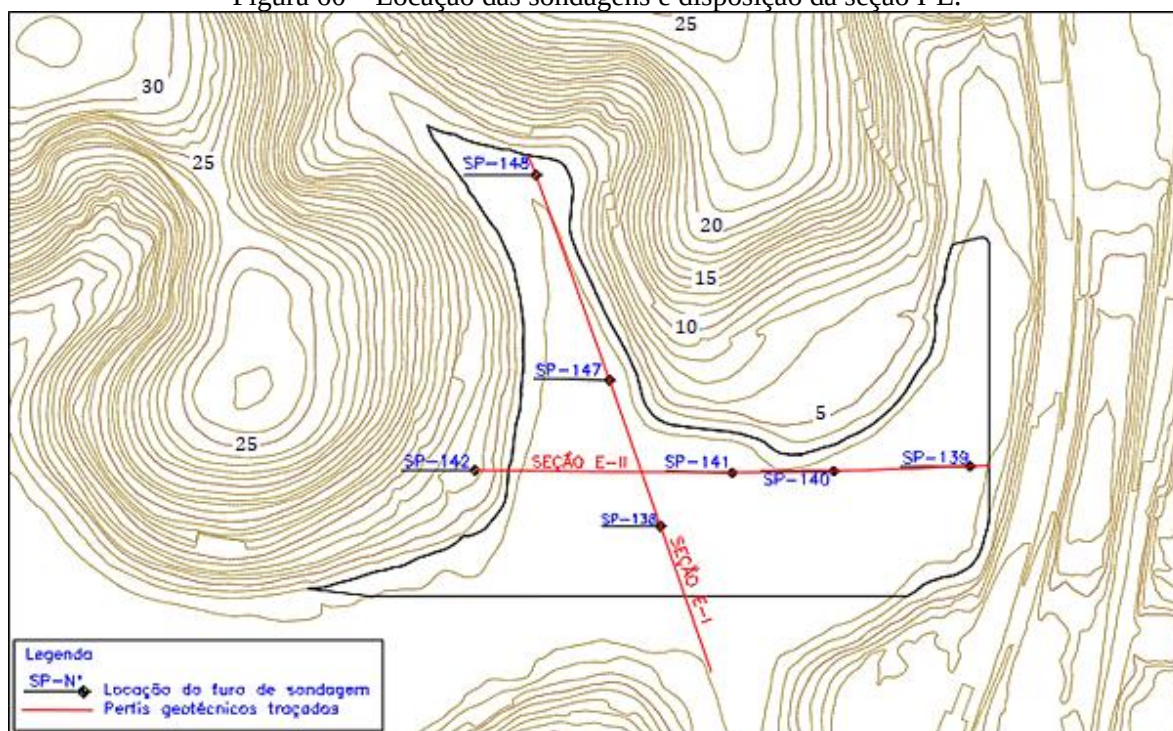
4 DETALHAMENTO DE DADOS DA ÁREA E

Este item apresenta os resultados dos ensaios de campo e de laboratório, o projeto executivo do aterro executado sobre o solo mole e as curvas resultantes das medições de instrumentações em campo na Área E.

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

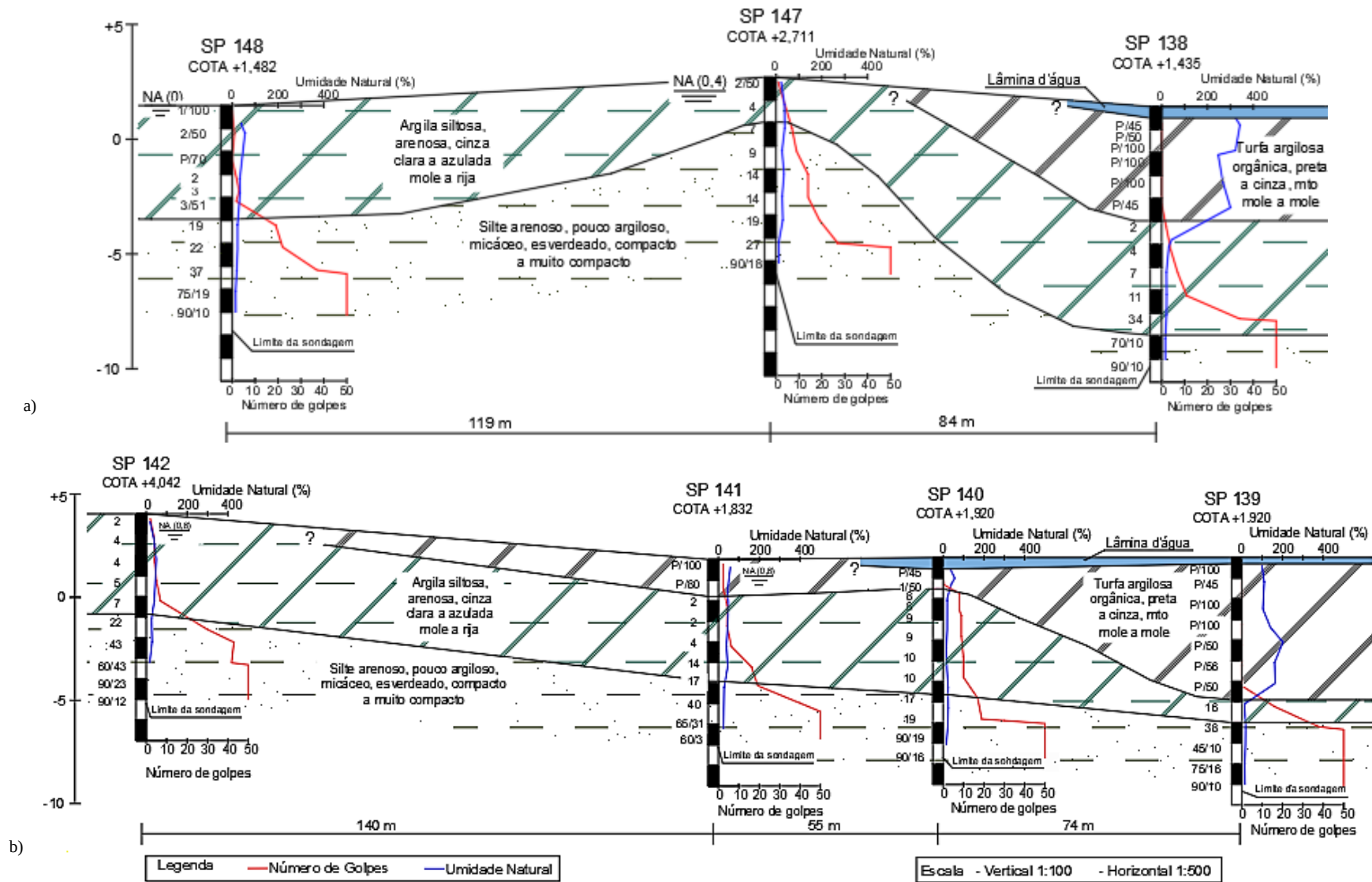
Os furos de sondagem SP-138, SP-147 e SP-148 foram selecionados para compor a seção E-I e SP-139, SP-140, SP-141 e SP-142 para formar a seção E-II (Figura 60). Com isto, elaboraram-se dois perfis geotécnicos com os resultados de número de golpes e umidades naturais obtidas pelas equipes que realizaram as investigações geotécnicas na obra (Figura 61).

Figura 60 – Localização das sondagens e disposição da seção I-E.



Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Figura 61 – Perfis geotécnicos a) seção E-I e b) seção E-II.



Fonte: A autora, 2018.

As seções E-I e E-II indicaram um terreno na cota média de +1,88 e um subsolo constituído inicialmente por uma camada de solo muito mole com espessura variável entre 2,0 m na área central e 7,0 m no bordo (Figuras 4.2). Em seguida, surge uma argila siltosa com espessura variando entre 1,0 e 5,0 m. Após, há a presença de silte arenoso medianamente compacto a compacto, com uma espessura média de 4,5 m. Por último, surge uma alteração de rocha com elevada resistência à penetração, onde se encerram as sondagens.

Os dados de caracterização física das amostras indeformadas de solo mole foram evidenciados na Tabela 17, a qual traz informações sobre a umidade natural (w_n), limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), teor de matéria orgânica (TMO) e peso específico natural (γ_{nat}), definidos em Bello (2011).

Tabela 17 – Resultados dos ensaios de caracterização física na Área E.

Sondagem	Prof. (m)	w_n (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	TMO (%)	γ_{nat} (kN/m ³)
SP-138	0,4 a 1,4	270,75	278,16	132,01	146,15	50,18	16,50
	1,4 a 2,4	272,92	278,14	104,73	173,41	29,14	21,60
	2,4 a 3,4	278,71	269,66	175,15	95,51	38,55	21,30
	3,4 a 4,4	272,09	277,89	139,35	138,54	24,81	22,80
	4,4 a 5,4	132,75	231,13	130,34	100,79	13,60	24,00
SP-148	1,0 a 2,0	61,98	44,25	26,78	17,47	6,41	16,10
	1,5 a 2,5	200,27	155,49	68,54	86,95	26,40	12,30

Fonte: Adaptado de Bello (2011).

O furo de sondagem SP-138 mostrou duas camadas com altos valores de umidade natural, a primeira de 0 a 4,0 m de profundidade e w_n em torno de 270% e a segunda de 4,0 a 5,5 m de profundidade com w_n inicial de 143%; os resultados de γ_{nat} foram na faixa de 16,5 a 24,0 kN/m³. Já na sondagem SP-148, os dados de w_n variaram entre 61 e 200% e os resultados de γ_{nat} foram de 16,1 a 12,3 kN/m³ (BELLO, 2011).

Na determinação da compressibilidade e da história de tensões do depósito, foi apresentado por Bello (2011) o ensaio de adensamento edométrico com drenagem vertical nas amostras indeformadas coletadas. A Tabela 18 mostra os dados de pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}), pressão efetiva inicial (σ'_{vo}), razão de pré-adensamento (OCR), índice de vazios inicial (e_0), índice de compressão (C_c) e índice e recompressão (C_s) obtidos. Além disto, também há os resultados da variação $\Delta e/e_0$ e a classificação da qualidade da amostra quanto ao amolgamento seguindo o critério de Coutinho (2007).

Tabela 18 – Resultados do adensamento edométrico da Área E.

Sondagem	Prof. (m)	e_0	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	Cc	Cs	$\Delta e/e_0$	Classificação por Coutinho	c_v (t ₉₀) (cm ² /s x 10 ⁻⁴)	C_α
SP-138	0,4 a 1,4	4,00	2,70	8,00	2,96	1,38	0,24	0,05	Boa a regular	3,99	0,083
	1,4 a 2,4	5,30	5,70	10,00	1,75	1,96	0,42	0,15	Muito pobre	1,03	0,145
	2,4 a 3,4	5,50	8,70	14,00	1,61	2,14	0,35	0,05	Boa a regular	2,84	0,125
	3,4 a 4,4	5,00	11,10	20,00	1,80	2,15	0,22	0,15	Muito pobre	1,81	0,114
	4,4 a 5,4	3,35	14,70	28,00	1,90	1,56	0,24	0,08	Boa a regular	4,44	0,114
SP-148	1,0 a 2,0	1,30	48,06	30,00	0,62	0,48	0,03	0,08	Boa a regular	35,00	0,030
	1,5 a 2,5	4,09	96,60	32,00	0,33	1,13	0,31	0,08	Boa a regular	2,60	0,100

Fonte: Bello (2011).

Os resultados da Tabela 18 apresentam valores de Cc entre 0,48 e 2,15; os Cs de 0,03 a 0,35, enquanto os e_0 entre 1,3 e 5,5. Os valores de c_v alteraram bastante, de 1,03 a $4,4 \times 10^{-4}$ cm²/s (t₉₀) na condição normalmente adensada, já os resultados de C_α ficaram 0,03 a 0,145 (BELLO, 2011).

Os resultados das curvas de adensamento em amostras de má qualidade foram corrigidos por Bello (2011) segundo as metodologias de Schmertmann (1955), Oliveira (2002), Coutinho (2007) e Futai (2010). Neste trabalho, adotaram-se as correções feitas através de Oliveira (2002), por ser uma proposta de aplicação regional. Os dados foram expostos na Tabela 19.

Tabela 19 – Correção das curvas de adensamento de amostras de má qualidade do SP-138 conforme a metodologia de Oliveira (2002).

Profundidade (m)	σ'_{vm} (kPa)	OCR	Cc	Cs
1,4 a 2,4	20,00	3,51	3,80	0,22
3,4 a 4,4	23,00	2,25	2,30	0,12

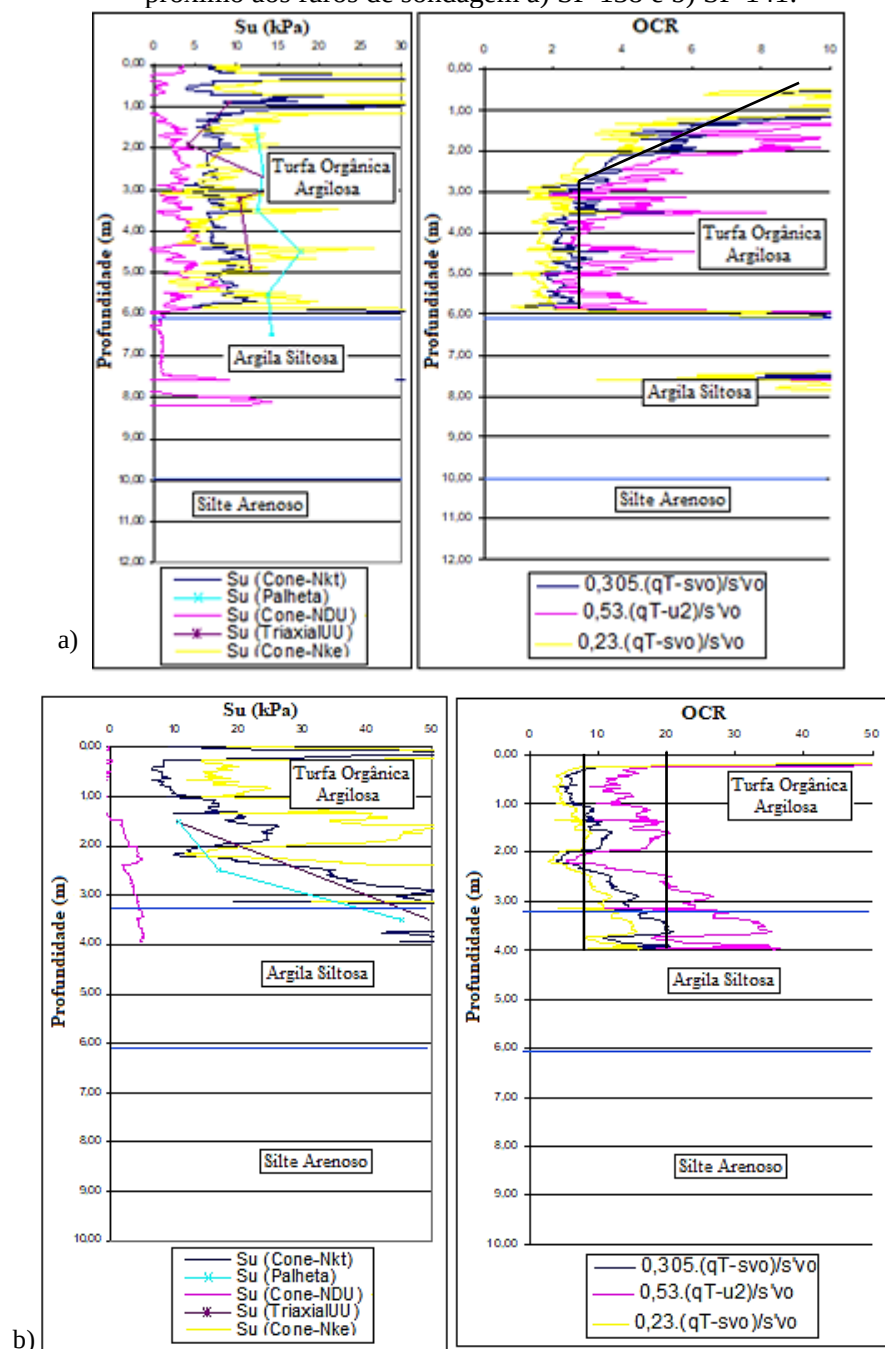
Fonte: Adaptado de Bello (2011).

Com relação a resistência não drenada do solo mole, realizou-se ensaios triaxiais UU, palheta de campo e piezocone (UDIS, 2007b). A Figura 62 expõe os resultados de Su e OCR próximos às sondagens SP-138 e SP-141.

A resistência não drenada variou entre 9,0 e 11,0 kPa no ensaio Triaxial UU, sendo crescente até a profundidade 4,0 m, quando atinge 50 kPa. No que se refere ao ensaio palheta, Bello (2011) afirma que o perfil de resistência está entre 8 e 24 kPa.

Na Figura 62a, foi possível perceber resultados de OCR maiores (entre 9 e 2,7) nos três primeiros metros de profundidade, ocasionado por um possível ressecamento do solo no local, já nos três metros seguintes, a razão de sobreadensamento manteve-se na ordem de 2,7. Na Figura 62b, foram identificados OCR's bem elevados, dentro de uma faixa de valores de 8 até 20 nos quatro metros de profundidade do perfil.

Figura 62 – Resultados de Su e OCR resultantes do Triaxial UU, Palheta de Campo e Piezocone próximo aos furos de sondagem a) SP-138 e b) SP-141.



Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Ainda no que diz respeito ao OCR, outro ponto a se destacar foi a grande diferença entre os valores obtidos em laboratório (0,33 a 3,51 nas Tabelas 4.2 e 4.3) e em campo (2,7 a 20,0 nas Figuras 62a e 62b), possivelmente ocorrido pela distintas metodologias empregadas, sendo influenciada pelo amolgamento e heterogeneidade das amostras, velocidade de cravação, ressecamento e/ou confinamento do solo.

4.2 PROJETO EXECUTIVO

As informações referentes ao projeto executivo foram coletadas no memorial descritivo da obra, disposto em UDIS (2007b), e relatadas neste item.

De posse dos resultados de ensaios campo e laboratório e diante da necessidade da construção de um aterro com cerca de 16 m de altura sobre um solo mole, os projetistas decidiram como solução a execução do aterro em 04 etapas com fases de espera de pelo menos 60 dias, associado ao uso de geodrenos e geogrelhas. Para tal, foram utilizados os índices físicos e os parâmetros de resistência e de compressibilidade da Tabela 20.

Tabela 20 – Índices físicos e parâmetros de resistência e de compressibilidade adotados em projeto.

Parâmetro	Unidade	Valor Adotado	
		Turfa Orgânica Argilosa	Argila Siltosa
Profundidade	m	0 a 5	5 a 7
Peso específico aparente saturado da argila	kN/m ³	13	15
Tipo de carregamento	--	Não drenado	Não drenado
Resistência não drenada da argila*	kPa	10	20
Ângulo de atrito consolidado e não drenado da argila ⁵	graus	20	20
Peso específico aparente úmido do aterro	kN/m ³	20	20
Coesão efetiva do aterro	kPa	10	10
Ângulo de atrito efetivo do aterro	graus	30	30
Condição de adensamento	--	Sobre adensada (OCR = 4)	Sobre adensada (OCR = 2)
Índice vazios inicial	--	3,00	1,50
Índice de compressão	--	1,60	0,63
Índice de recompressão	--	0,20	0,10
Coeficiente de adensamento vertical	m ² /seg	2 x 10 ⁻⁸	2 x 10 ⁻⁸
Coeficiente de adensamento radial	m ² /seg	1 x 10 ⁻⁷	1 x 10 ⁻⁷
Coeficiente de adensamento secundário	--	0,025	0,025

* já considerada a correção proposta por Bjerrum (1972)

Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Para o cálculo do fator de segurança⁶ do aterro, o Método de Bishop foi usado no projeto, cuja superfície crítica é circular e obtida por tentativas. O carregamento foi considerado não drenado, tendo em vista as características de permeabilidade do solo mole, assim como a velocidade de execução da obra prevista inicialmente em 08 meses na Área E.

Propôs-se o uso de geogrelha com resistência nominal de 300kN/m e tração de trabalho de 150kN/m na interface entre o solo mole e o aterro. Para que houvesse um adensamento do

⁵ Foram utilizados valores típicos das argilas orgânicas e turfas presentes na região (Schneider, 2003; Coutinho e Bello, 2005), uma vez que os ensaios triaxiais tipo CU ainda não estavam disponíveis.

⁶ Todos os fatores de segurança são superiores a 1,50, definido como limite mínimo para o projeto.

solo mole de ordem de 60% em um prazo de 60 dias, projetaram uma malha triangular de lado 130 cm de drenos fibroquímicos de 100x5 mm.

Bermas de equilíbrio de 50 m no trecho a jusante do pé do talude do aterro foram consideradas para garantir a estabilidade no início da sua construção e reduzir os movimentos laterais do solo mole a longo prazo.

Na estimativa da evolução da resistência não drenada (Su_2), empregaram-se as Equações 58 e 59. Admitiu-se o peso próprio do aterro como uma sobrecarga infinita e estimou-se para cada etapa de alteamento os recalques dispostos na Tabela 21.

$$Su_2 = Su_1 + (\sigma'_{v2} - \sigma'_{v1}) \cdot \tan(\phi_{CU}) \quad (58)$$

$$\sigma'_{v2} = \sigma'_{v1} \cdot U_{1a} \cdot (\gamma_{at} \cdot H_1) \quad (59)$$

Onde:

Su_1 = resistência não drenada no início da etapa

σ'_{v2} = pressão efetiva vertical ao final da etapa

σ'_{v1} = pressão efetiva vertical no início da etapa

ϕ_{CU} = ângulo de atrito da argila no ensaio tipo CU

U_{1a} = percentagem de adensamento ao final da etapa

$\gamma_{at} \cdot H_1$ = sobrecarga do aterro da etapa

Tabela 21 – Evolução dos recalques da Área E.

Situação	Tempo (meses)	Cota do Aterro (m)
Antes da construção do aterro	0 ⁽⁻⁾	1,44
Início do 1º alteamento (H = +2m)	0 ⁽⁺⁾	3,44
Final do 1º alteamento	2 ⁽⁻⁾	3,00
Início do 2º alteamento (H = +3m)	2 ⁽⁺⁾	6,00
Final do 2º alteamento	4 ⁽⁻⁾	5,20
Início do 3º alteamento (H = +5,5m)	4 ⁽⁺⁾	10,70
Final do 3º alteamento	6 ⁽⁻⁾	9,93
Início do 4º alteamento (H = +9m)	6 ⁽⁺⁾	18,93
Final do 4º alteamento ⁷	8	18,32

Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

⁷ O recalque por adensamento secundário estimado para um aterro na cota +18,32 foi de 0,27 m para um tempo de 40 anos.

Ao final do tempo de espera do último alteamento, foi previsto em projeto um corte de 0,82 m do aterro para que fosse alcançada a cota final do projeto de terraplenagem, em torno de + 17,50.

Vale ressaltar que a liberação de cada fase estava condicionada a critérios estabelecidos com base nos resultados da instrumentação geotécnica, ou seja, do monitoramento por meio dos ensaios de placas de recalque, inclinômetros e piezômetros.

No que diz respeito a drenagem das águas captadas pelos drenos fibroquímicos, considerou-se como fronteira drenante um colchão de material granular de 0,60 m de espessura e permeabilidade $k = 4 \times 10^{-5}$ m/s a ser implantado entre o solo e o aterro.

A Tabela 22 descreve as características de drenagem, a qual, diante da vazão de saída e da pequena declividade do terreno, necessitou de um sistema de drenagem tipo “espinha de peixe” e poços de bombeamento instalados em pontos estratégicos para garantir que toda a água coletada fosse jogada a jusante da berma. Destaca-se que, neste sistema, foi adotado um dreno principal do tipo francês com brita 3 envolto em geotêxtil não tecido, com 0,4m de altura e 8,5 m de largura e drenos secundários também do tipo francês de brita 3, no entanto com seção de 0,4 x 0,6 m espaçados a cada 30 m.

Tabela 22 – Características de Drenagem – Áreas E.

Características da Área	Área E
Área de solo mole (m ²)	36.625
Recalque médio (m)	2,25
Declividade longitudinal média	$5,0 \times 10^{-3}$
Declividade transversal média	$5,0 \times 10^{-3}$
Vazão captada pelos drenos verticais (m ³ /s)	$4,0 \times 10^{-3}$
Vazão dos drenos a montante (m ³ /s)	$2,6 \times 10^{-3}$
Vazão total de saída (m ³ /s)	$6,6 \times 10^{-3}$

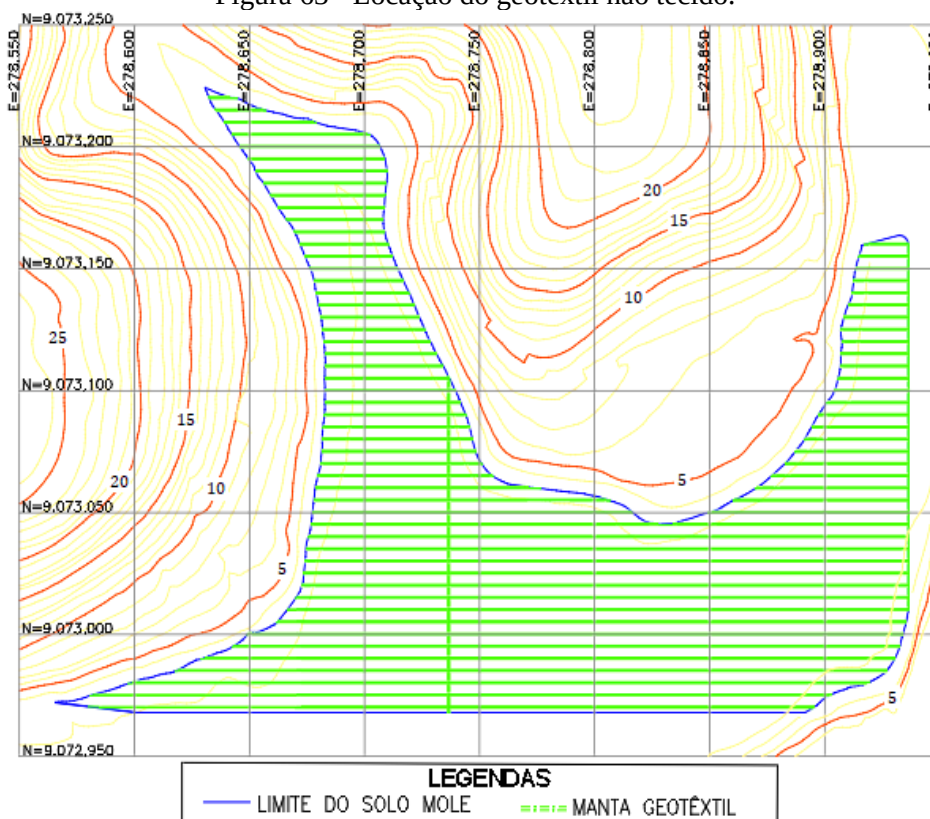
Fonte: UDIS (2007b).

A sequência executiva do projeto desenvolvido para a Área E teve a seguinte ordem:

- i. Remoção de toda a vegetação com a retirada de 0,40 m de terreno natural, incluindo troncos de árvores;
- ii. Lançamento de geotêxtil não tecido com gramatura de 300 g/m² sobre o terreno natural em uma área equivalente a 40.654 m² (Figura 63);
- iii. Lançamento de colchão de areia com 0,6 m de espessura sobre o geotêxtil com um volume total equivalente a 21.975 m³ (Figura 64);

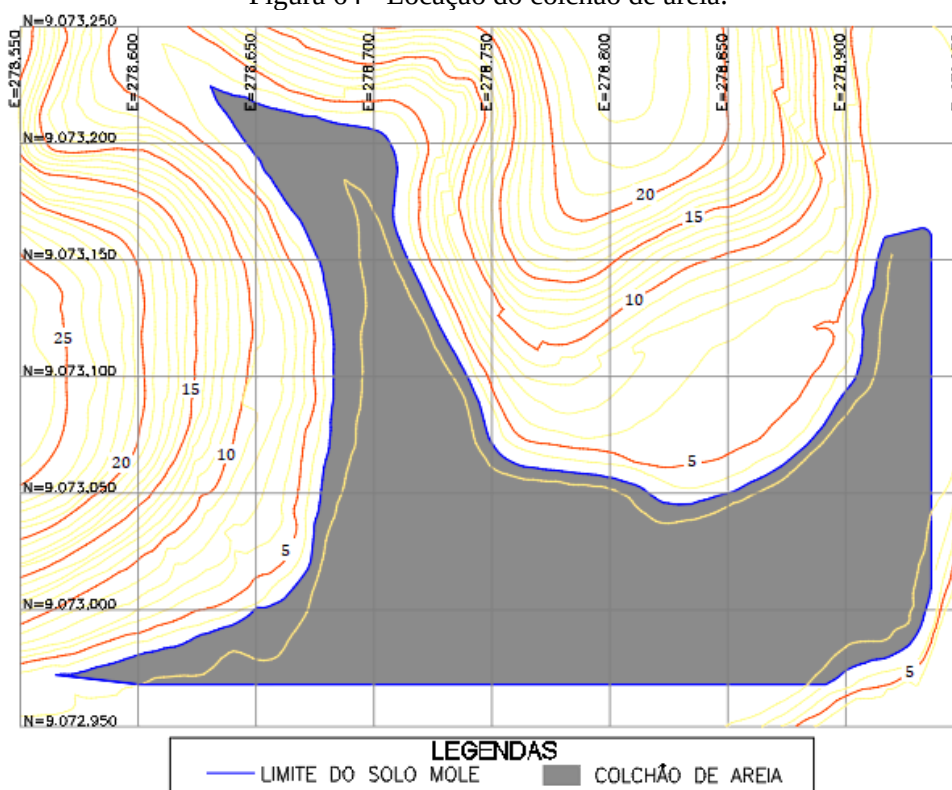
- iv. Execução dos drenos fibroquímicos com 5,5 m de comprimento, dos quais 4,5 m foram cravados no solo mole, 0,60 m na parte interna do colchão drenante e 0,4 m de saída. A Figura 65 apresenta os drenos verticais em planta;
- v. Escavação do colchão de areia para execução dos drenos principal e secundário, com 1.007 e 450 m³ de volume, respectivamente (Figura 66);
- vi. Escavação do colchão de areia e execução dos poços de bombeamento;
- vii. Implantação da instrumentação geotécnica;
- viii. Lançamento da geogrelha com resistência a ruptura de 300 kN/m com uma área equivalente a 12.296 m², incluindo o traspasso (Figura 67);
- ix. Execução do alteamento do aterro (incluindo as bermas), com o cuidado de não haver acúmulo de material, para evitar rupturas localizadas. O máximo talude permitido foi de 1:8 (Figura 68).
- x. Monitoramento da instrumentação geotécnica para definição do tempo do novo alteamento;
- xi. Repetição dos passos (ix) e (x) até o 4º e último alteamento.
- xii. Raspagem / corte do aterro para se atingir a cota de terraplenagem, em torno da cota +17,50 e com um volume de 13.385 m³.

Figura 63 - Locação do geotêxtil não tecido.



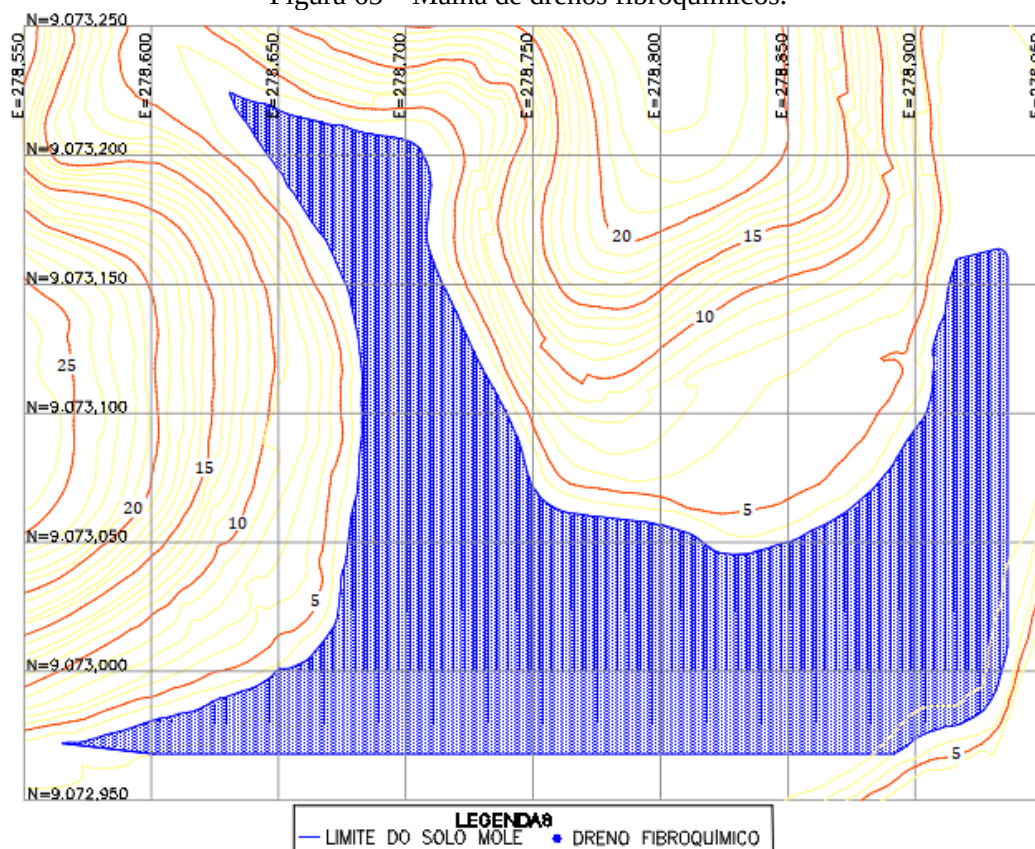
Fonte: Adaptado de UDIS (2007b)

Figura 64 - Locação do colchão de areia.



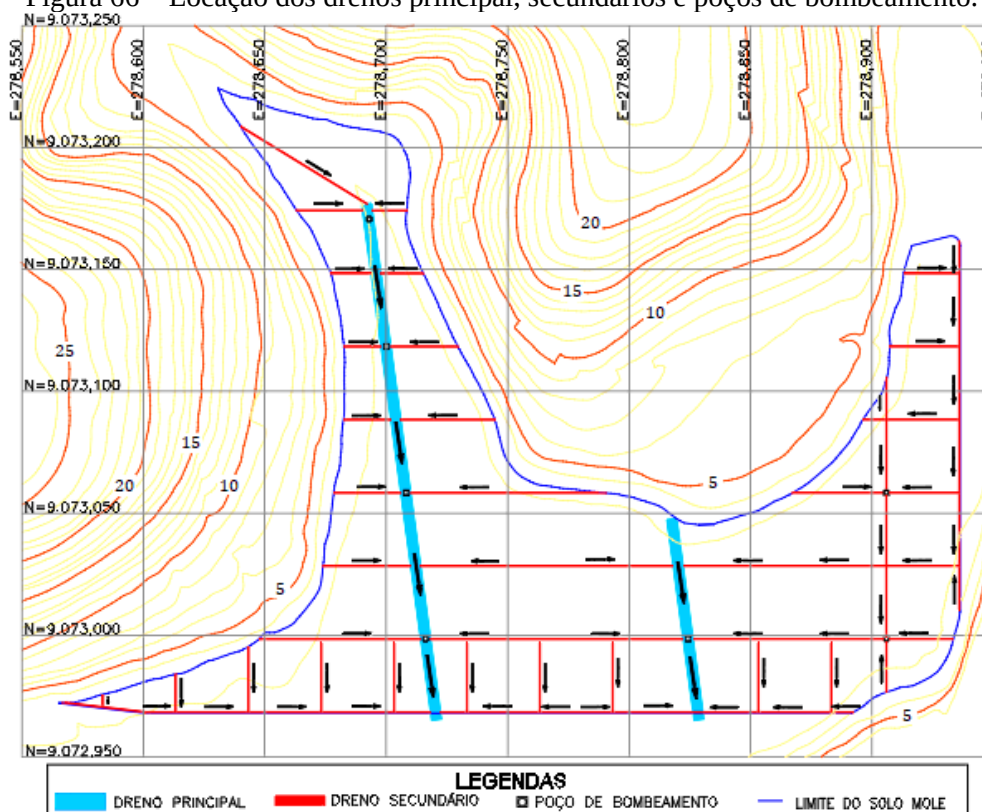
Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Figura 65 – Malha de drenos fibroquímicos.



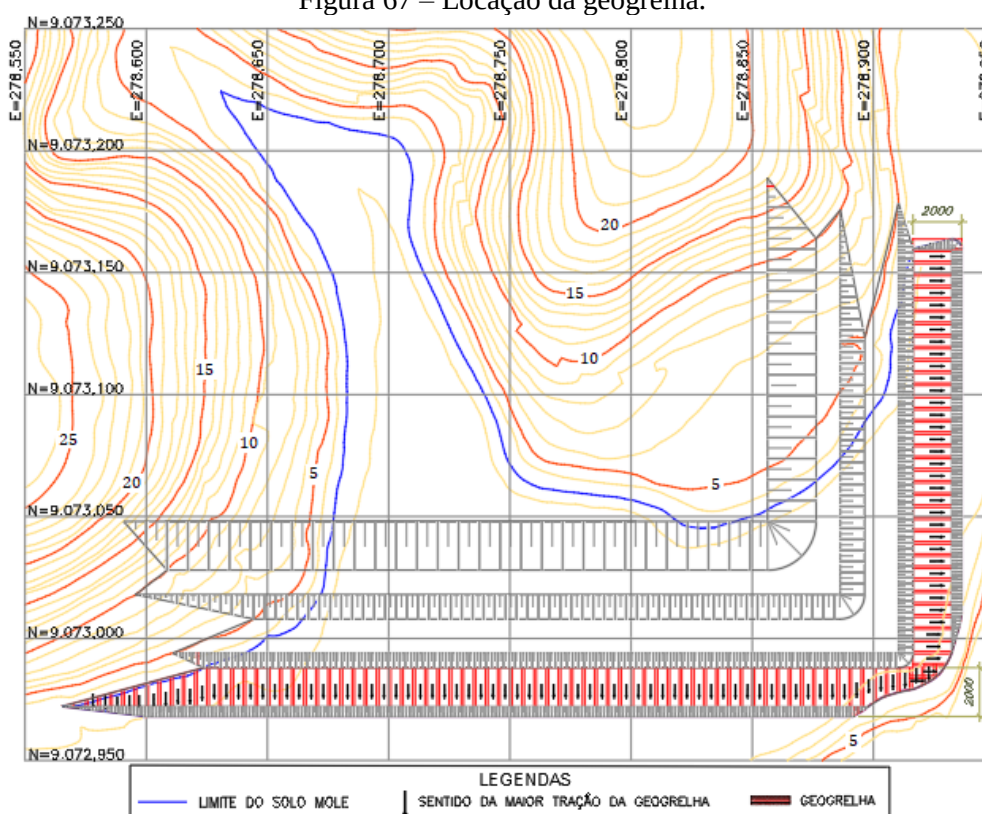
Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Figura 66 – Localização dos drenos principal, secundários e poços de bombeamento.



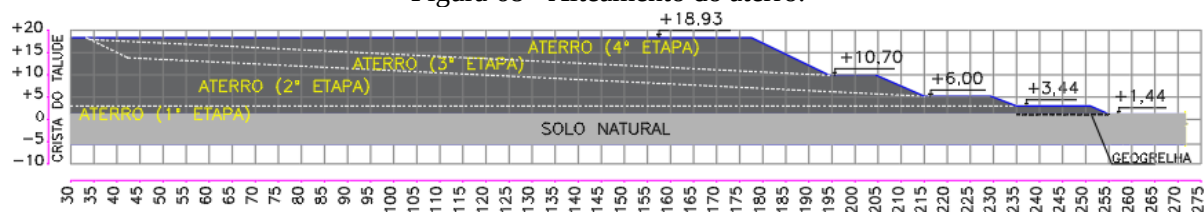
Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Figura 67 – Localização da geogrelha.



Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Figura 68 - Alateamento do aterro.

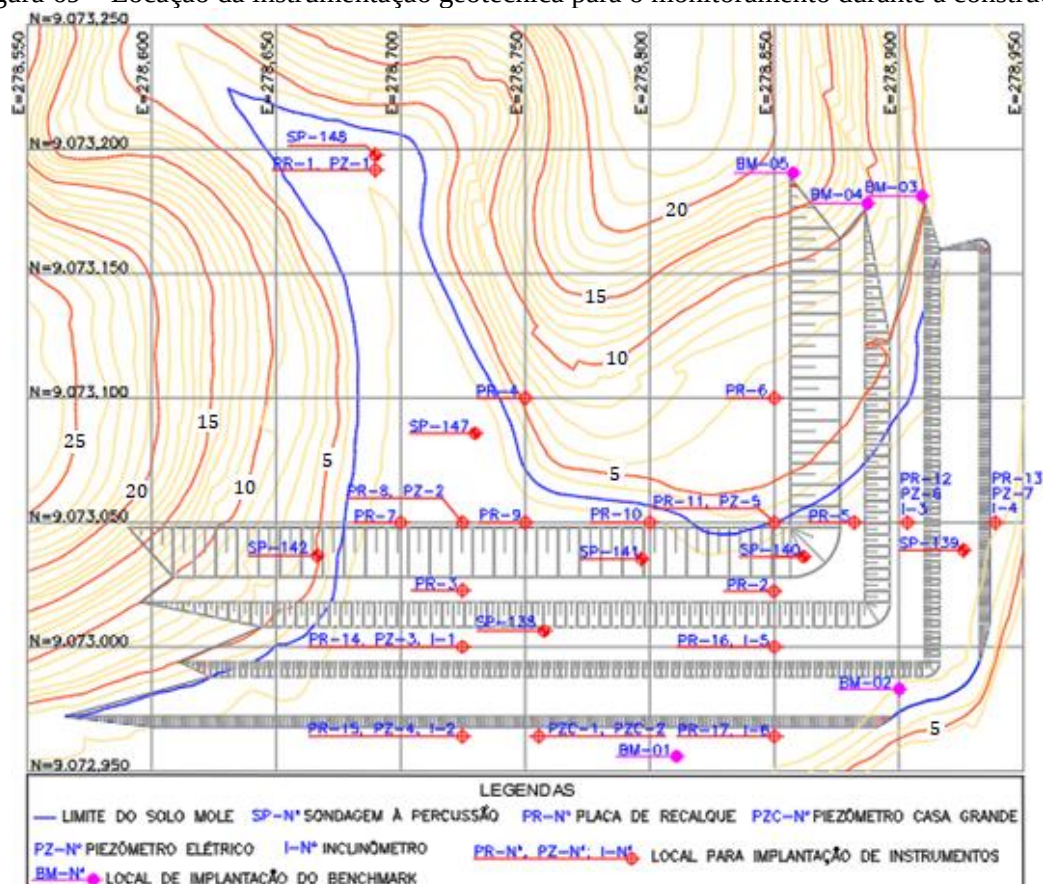


Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

4.3 MONITORAMENTO

A instrumentação geotécnica foi implantada em novembro de 2008, sendo composta por 17 placas de recalque (PR), 06 inclinômetros (I), 02 piezômetros Casa Grande (PZC) e 07 piezômetros elétrico (PZ) com a função de acompanhar o desempenho do aterro e identificar eventuais situações de iminência de ruptura (UDIS, 2007b). A Figura 69 exibe a disposição dos instrumentos em campo que tiveram as leituras e interpretações iniciadas junto com o início da atividade de alateamento.

Figura 69 – Locação da instrumentação geotécnica para o monitoramento durante a construção.



Fonte: Adaptado de UDIS (2007b).

Na obra, colocaram as placas de recalques sobre a fronteira drenante (colchão de areia), dispuseram os inclinômetros penetrando no mínimo 2 m em solo competente e instalaram-se piezômetros elétricos e de Casagrande conforme as cotas indicadas nas Tabelas 23 e 24, respectivamente (UDIS, 2007b).

Tabela 23 – Cota de implantação dos piezômetros elétricos.

Identificação	Cota de instalação
PZ – 01	0,00
PZ – 02	- 0,60
PZ – 03	- 1,60
PZ – 04	- 1,60
PZ – 05	- 4,00
PZ – 06	- 2,00
PZ – 07	- 2,00

Adaptado de UDIS (2007b).

Tabela 24 – Cota de implantação dos piezômetros de Casagrande.

Identificação	Cota de fundo de furo	Cota de instalação
PZC – 01	- 1,45	- 1,30
PZC – 02	- 4,50	- 4,35

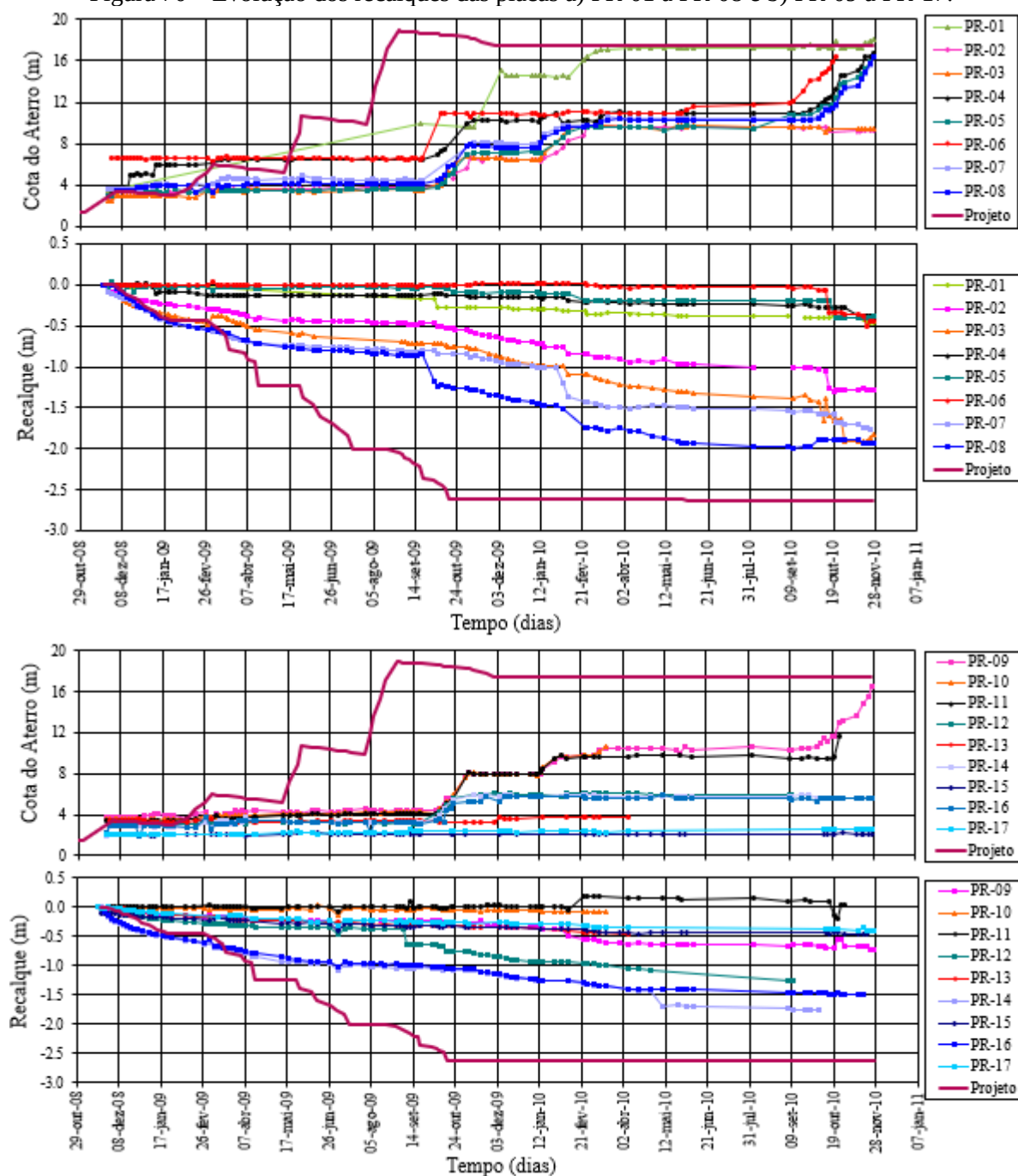
Adaptado de UDIS (2007b).

Durante o alteamento, os projetistas programaram as leituras dos piezômetros e das placas de recalques 02 vezes por semana e dos inclinômetros 01 vez por semana. Na fase de espera, planejaram medições dos piezômetros e das placas de recalques 01 vez por semana e dos inclinômetros em média 01 vez a cada 04 semanas, de acordo com UDIS (2007b). Algumas leituras não foram executadas no tempo estipulado em função de dificuldades de acesso ao local, ocasionados por períodos chuvosos e por movimentações de máquinas durante a atividade de terraplenagem.

4.3.1 Deslocamento Vertical

As leituras feitas nas placas de recalque foram apresentadas na Figura 70 (a e b) e, como pôde ser observado, de maneira geral, os deslocamentos verticais aumentaram progressivamente com o alteamento no decorrer da obra.

Figura 70 – Evolução dos recalques das placas a) PR-01 a PR-08 e b) PR-09 a PR-17.



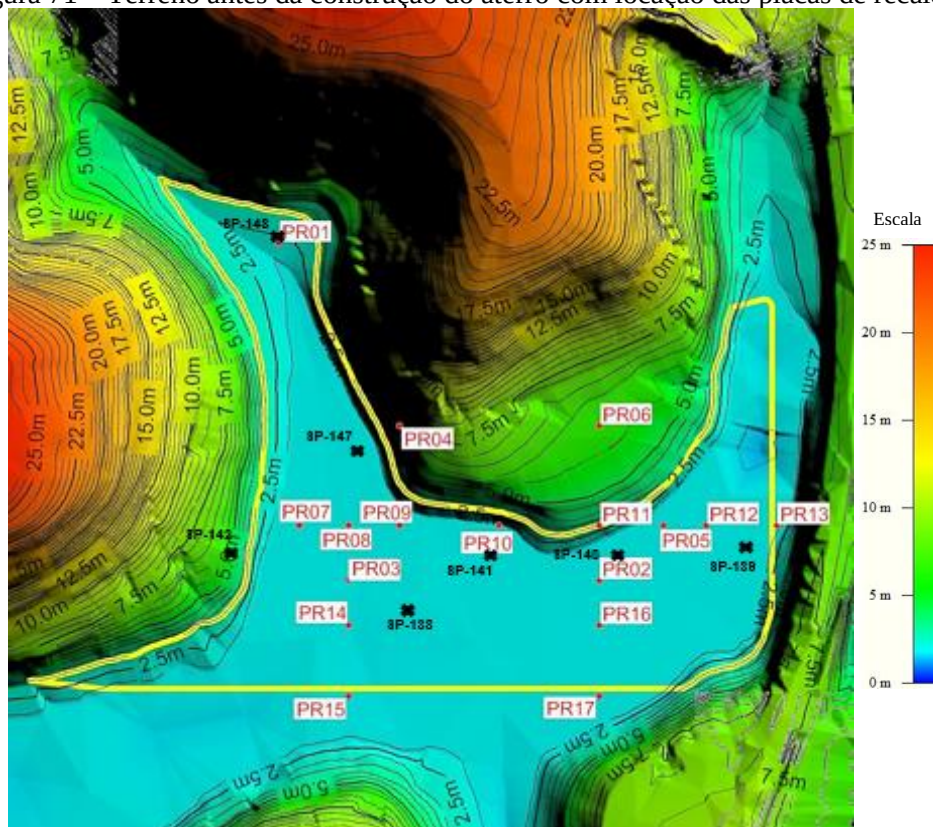
Fonte: Adaptado de UDIS (2010a).

Os recalques mais significativos foram aferidos nas placas PR-08 e PR-14, onde o aterro atingiu as cotas de +16,48 e +5,87, respectivamente, chegando a 1,98 e 1,75 m de deslocamento (Figura 70). Ao término do período de monitoramento, as placas de recalque indicaram a estabilização dos movimentos, evidenciando a eficiência das técnicas construtivas adotadas.

Com o intuito de melhorar a análise dos dados de recalques, elaboraram-se as Figuras 71 e 72, para a comparação do terreno antes das atividades de terraplenagem se iniciarem e após o término da obra, considerando os aspectos do terreno e as sondagens executadas. O nível do

terreno inserido na linha de contorno amarela, referente a abrangência do solo mole abaixo do aterro, encontrava-se no geral próximo a cota +1,92 m (Figura 71). Com as últimas leituras provenientes do monitoramento dos deslocamentos verticais na Área E, foi possível definir as curvas de iso-recalques ao término da construção, sendo - 0,02 m a cota mais baixa junto a PR-03 (Figura 72).

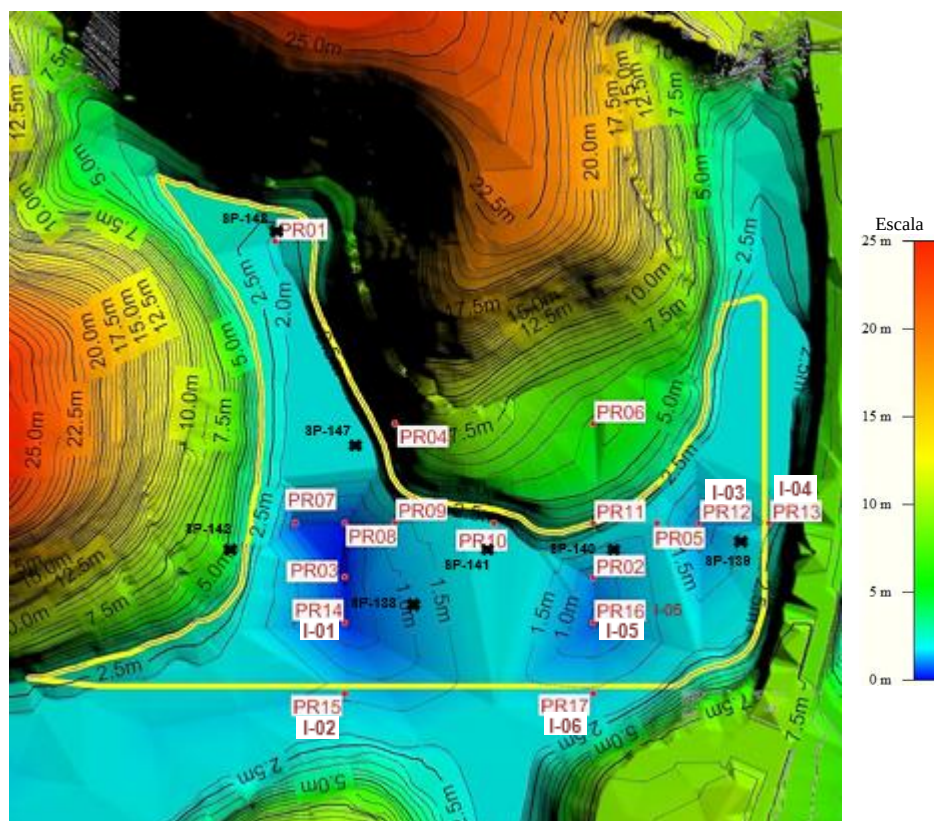
Figura 71 – Terreno antes da construção do aterro com locação das placas de recalques.



Fonte: A autora, 2018.

Foram identificadas três regiões críticas dentro da linha amarela na Figura 72, com os recalques mais expressivos onde as PR-08 e PR-14 estavam locadas. Estas placas encontravam-se em uma área menos confinada e próximas ao furo de sondagem SP-138, o qual indicou em seu perfil uma camada espessa de turfa orgânica argilosa, com baixa resistência e altos valores de umidade, na ordem de 350% (Figura 71).

Figura 72 – Curvas de nível do topo da camada drenante obtidas ao final da obra com locação de placas de recalques e inclinômetros.



Fonte: A autora, 2018.

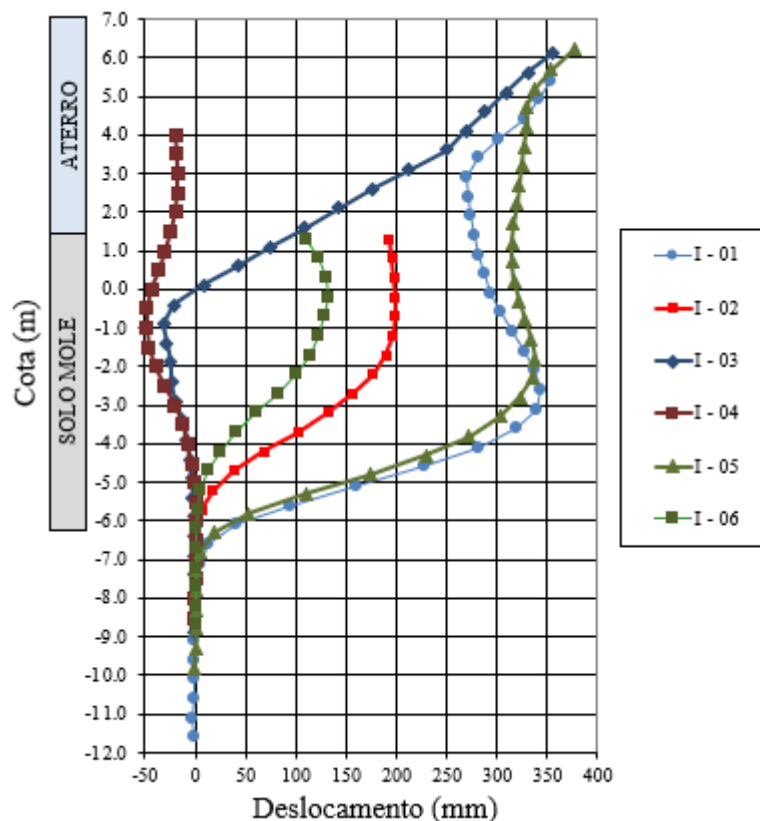
O perfil de sondagem SP-139 exibiu características semelhantes ao SP-138, ou seja, havia a presença de turfa orgânica argilosa com baixa resistência e elevada umidade, justificando o recalque de 1,25 m aferido na placa de recalque PR-12, relativamente perto deste furo de sondagem.

Os menores recalques medidos foram de 0,46; 0,39 e 0,44 m nas PR-01, PR-04 e PR-06, respectivamente. Locada próxima ao SP-148 com ocorrência de argila siltosa de pequena resistência, a PR-01 mostrou um pequeno deslocamento vertical provavelmente em razão da umidade natural do solo ser menor (até 60%) nesta região e por conta da sua proximidade a solos mais resistentes e com cotas mais elevadas numa área mais confinada do aterro. Era de se esperar que os recalques das PR-04 e PR-06 fossem baixos, uma vez que eles se encontravam fora do limite de ocorrência de solo mole, em uma camada mais resistente (Figura 72).

4.3.2 Deslocamento Horizontal

Os resultados de movimentos laterais *versus* profundidade, obtidos por meio de leituras disponibilizadas em UDIS (2010b) foram compilados nos inclinômetros I-01 a I-06 da Figura 73.

Figura 73 – Deslocamentos horizontais aferidos nos inclinômetros I-01 a I-06 da Área E.



Fonte: Adaptado de UDIS (2010b).

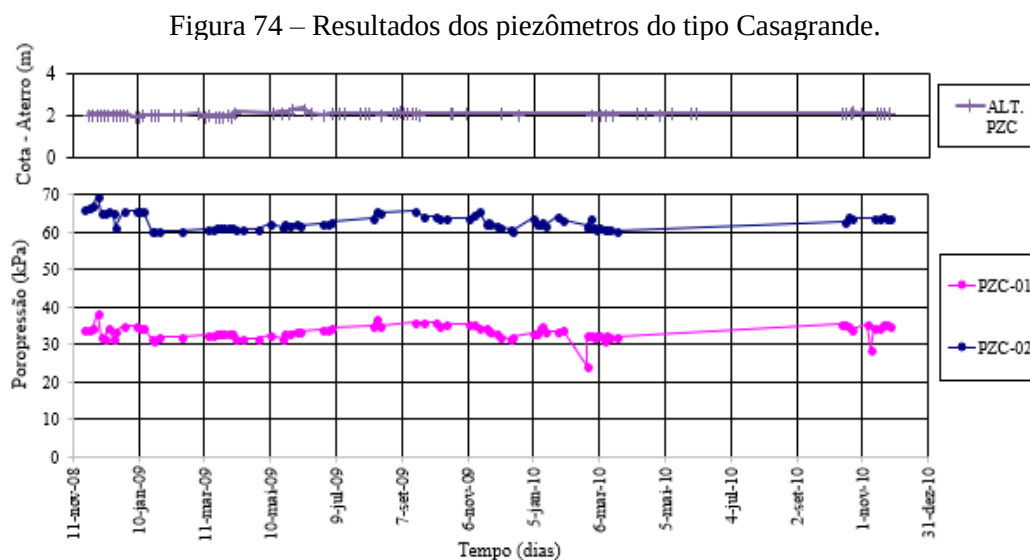
Os valores de deslocamentos horizontais dentro da camada de solo mole foram da ordem de 343 mm na cota -2,60 m e de 337 mm na cota -1,80 nos instrumentos I-01 e I-05, respectivamente, próximos ao bordo. Dentro da camada de aterro, o máximo obtido foi de 352 mm, no inclinômetro I-03, aproximadamente, na cota +6,0 m (Figura 73).

Para uma melhor interpretação dos resultados obtidos dos inclinômetros, os mesmos foram dispostos na Figura 72, juntamente com as curvas de iso-recalques e furos de sondagem executados na Área E, com maiores deslocamentos horizontais em I-01 e I-05. Estes instrumentos foram locados em áreas com recalques expressivos, PR-14 com 1,75 m e PR-16 com 1,50 m, onde possivelmente haviam turfas orgânicas argilosas com altos valores de umidade natural, face a presença de turfa nas sondagens SP-138 e SP-139. Além disso, encontravam-se próximos ao bordo do aterro, em uma área menos confinada.

Os inclinômetros I-02, I-04 e I-06, instalados junto ao pé do aterro, indicaram movimentações na ordem de 196; 48 e 31 mm, respectivamente. Destaca-se que o I-04 teve um deslocamento horizontal pequeno causado por sua proximidade a solos mais resistentes, impedindo um movimento lateral do material.

4.3.3 Poropressões

Os piezômetros do tipo Casagrande, instalados fora da área do aterro, objetivaram apenas o acompanhamento da variação de nível freático no local, sendo o seu funcionamento mais eficiente a longo prazo. A partir das leituras, disponibilizadas em UDIS (2010c), elaborou-se a Figura 74 com a cota do terreno no local e as variações de poropressões ao longo do tempo.

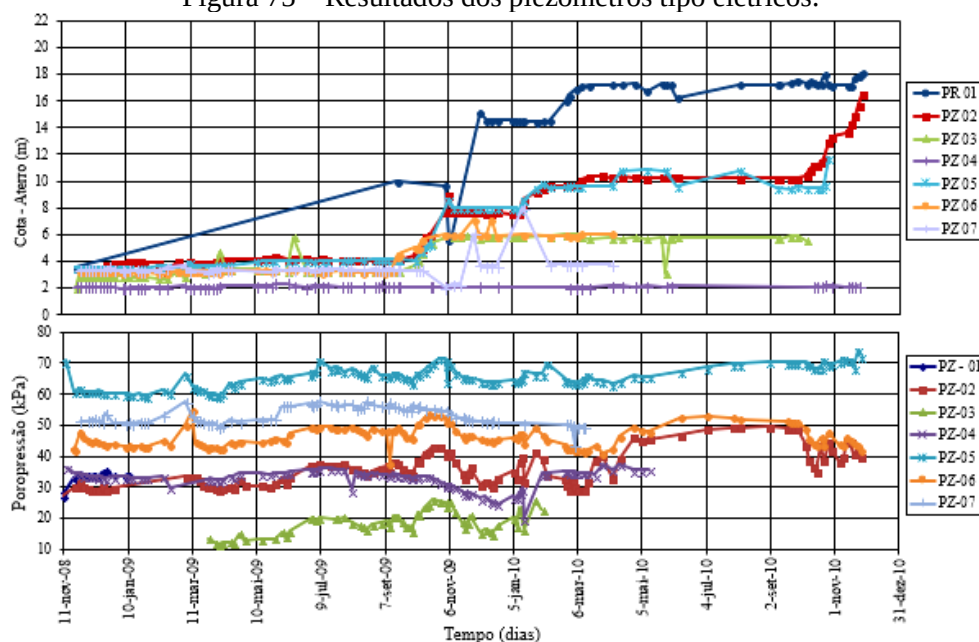


Fonte: Adaptado de UDIS (2010c).

A construção do aterro não ocasionou excessos de poropressões nos PZC-01 e PZC-02, com valores de 60 a 70 kPa e 30 a 35 kPa, respectivamente, haja vista a locação dos instrumentos (Figura 74).

Com as leituras provenientes dos 07 piezômetros elétricos de corda vibrante disponibilizados em UDIS (2010d), compilou-se as variações de poropressões na Figura 75, assim como as cotas do aterro durante o processo construtivo.

Figura 75 – Resultados dos piezômetros tipo elétricos.

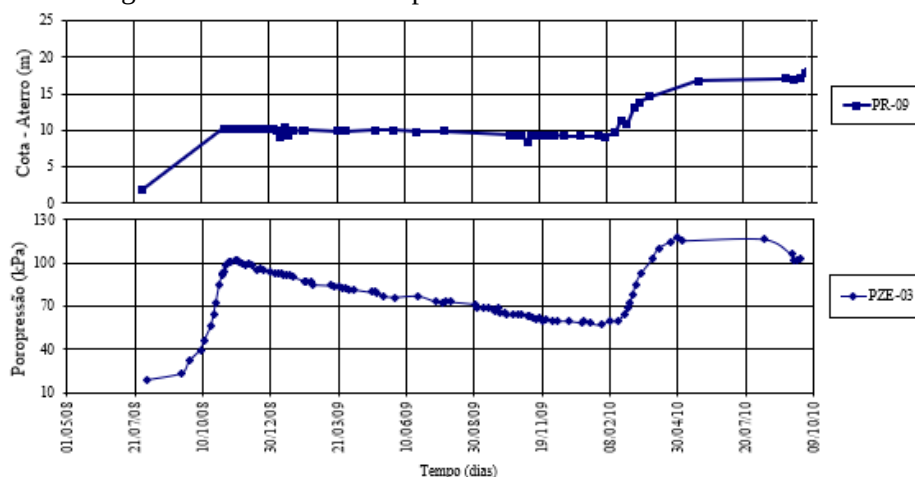


Fonte: Adaptado de UDIS (2010d).

A variação na poropressão (Figura 75) deveria ter sido registrada nos instrumentos, face o acréscimo de solo durante a construção do aterro e os recalques identificados no item 4.3.1, porém os valores registrados não correspondem à realidade do processo de adensamento. Assim, não foram utilizados nas análises referentes a estabilização como critério de liberação da área para execução das atividades (UDIS, 2009) e não foram comparados com os resultados obtidos na modelagem.

Como exemplo de funcionamento adequado, acrescentou-se os resultados do piezômetro elétrico 03 da Área C, na Figura 76, a qual indica excessos de poropressões ao se acrescentar carregamento acima do solo mole e dissipações durante a fase de espera.

Figura 76 – Resultados do piezômetro elétrico 03 da Área C.



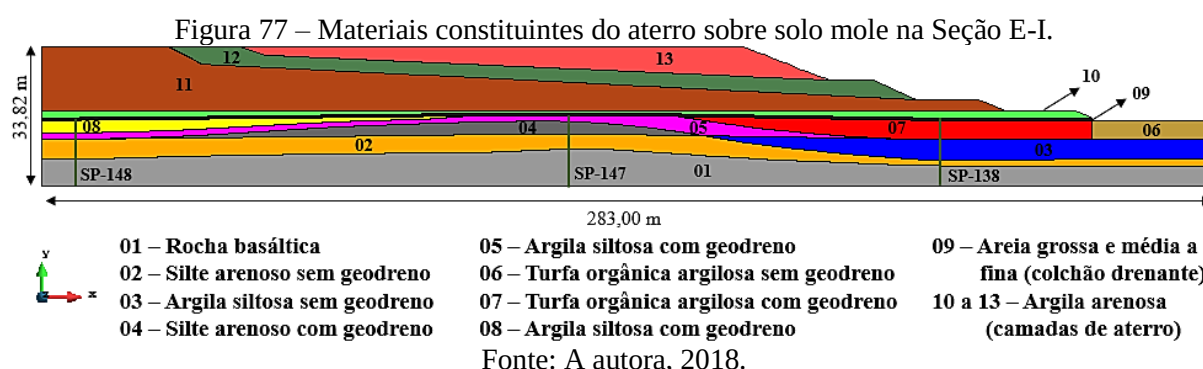
Fonte: Adaptado de UDIS (2010e).

5 MODELAGEM NUMÉRICA

Informações referentes aos materiais constituintes, aos parâmetros geotécnicos, às características da malha de elementos finitos, às condições de contorno, aos resultados provenientes dos 08 casos simulados (G5 M069A18, G100 M069A18, G5 M077A20, G100 M077A20, G5 M098A25, G100 M098A20, G5 M120A30 e G100 M120A30) em termos de tensões totais e condições de deformação plana, e suas comparações com os dados reais aferidos em campo, foram dispostas ao longo deste item.

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os 13 materiais componentes do solo de fundação e do aterro, bem como a locação das sondagens na seção E-I estudada são indicados na Figura 77. Observa-se a presença de: 01 rocha; 02 e 04, siltes arenosos; 03 e 05, argilas siltosas; 06, 07 e 08, turfas orgânicas argilosas; 09, areia grossa a fina; e 10 a 13, argila arenosa.



A camada 01 (rocha) foi identificada em sondagens rotativas na Unidade do Distrito Industrial de Suape e considerada com espessura média de 6,70 m para efeito de simulação. Enumeradas de 02 a 08, as camadas de solos existentes no local foram divididas em dois grupos: o primeiro com coeficiente de permeabilidade original do solo (02, 03 e 06) e o segundo com coeficiente permeabilidade influenciado pela presença de geodrenos (04, 05, 07 e 08), sendo os seus comprimentos médios de 4,50 m. O material 09 diz respeito ao colchão drenante composto por areia grossa a fina e os materiais 10 a 13 referem-se ao aterro constituído por argila arenosa.

As cotas consideradas na modelagem (materiais 09 a 13) seguiram as indicações de projeto, exibidas na Figura 68, com as etapas construtivas e de espera de acordo com os tempos provenientes do monitoramento, expostos na Tabela 25. Como não foram identificadas as

leituras das placas de recalques no monitoramento durante a construção da primeira camada, optou-se por repetir o menor período de construção dentre as demais etapas (46 dias). Situação similar ocorreu na última fase de espera, quando se decidiu utilizar um período de 60 dias para a consolidação, conforme indicado em projeto.

Tabela 25 – Tempos de construção das etapas do aterro e do colchão drenante considerados na simulação.

Fase da obra	Tempo (dias)	
	Início	Término
Colchão drenante	0	10
1ª Fase Construtiva (FC ₁)	10	56
1ª Fase de Adensamento (FA ₁)	56	358
2ª Fase Construtiva (FC ₂)	358	404
2ª Fase de Adensamento (FA ₂)	404	467
3ª Fase Construtiva (FC ₃)	467	542
3ª Fase de Adensamento (FA ₃)	542	731
4ª Fase Construtiva (FC ₄)	731	788
4ª Fase de Adensamento (FA ₄)	788	848

Fonte: A autora, 2018.

No interior do material 09 (fronteira drenante entre o aterro e o depósito de solo mole), foram dispostos 08 nós com vazões equivalentes a $4,8 \times 10^{-04} \text{ m}^3/\text{s}$ (UDIS, 2007b), correspondentes aos drenos franceses secundários que interceptavam transversalmente a seção, localizados nos nós 13.306, 13.305, 13.077, 13.149, 12.982, 12.902, 13.099 e 12.844 da Figura 78, cujo acoplamento hidromecânico se fez importante, por considerar as deformações ocorridas contemplando a resposta do material, especialmente ao se empregar elementos de drenagem.

Figura 78 – Identificação dos nós que representam drenos franceses secundários transversais a seção.



Fonte: A autora, 2018.

Para a simulação, adotou-se o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado nos solos 03, 05, 06, 07 e 08, por se apresentarem saturados, com índices de vazios elevados e pequena resistência. No material 01, foi utilizado o critério elástico, já nos demais materiais (02, 04, 09, 10, 11, 12 e 13) foi assumido o Modelo Drucker-Prager.

5.1.1 Parâmetros Geotécnicos

A movimentação do solo mole e seu efeito sobre o aterro ressaltam a necessidade da adequação dos parâmetros elásticos e de resistência ao cisalhamento dos materiais, tais como o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson, o ângulo de atrito e a coesão, por exemplo. Os parâmetros geotécnicos presentes nos relatórios da UDIS, nos projetos e na literatura, foram selecionados para modelagem numérica e expostos das Tabelas 26 a 28.

O Módulo de Young (E) das camadas 02 e 04 foi definido a partir de ensaio CPTu (UDIS, 2007d) realizado na área em estudo, já o da camada 01 foi obtido em Caputo e Caputo (2017), assim como o seu Coeficiente de Poisson (ν). A partir de Bowles (1996), foram selecionados os valores de Coeficiente de Poisson dos materiais 02 a 08.

As porosidades (n) dos solos foram calculadas após a definição dos índices de vazios (e_0) em ensaios laboratoriais nas amostras dos materiais 03, 05, 06, 07 e 08 (UDIS, 2007e), em dados da literatura na camada impenetrável 01 (VALLEJO, 2004) e nos solos 02 e 04 (DAS e SOBHAN, 2014).

Para as densidades dos grãos (ρ_s), realizaram-se as médias dos resultados de ensaios laboratoriais em relatórios técnicos por tipo de solo (UDIS, 2007e), exceto o valor adotado para a rocha, que foi obtido em Vallejo (2004).

Dentre os solos de fundação sem geodrenos, as permeabilidades verticais (k_v) do material 01 e dos materiais 02, 03 e 06 foram selecionadas a partir de Vallejo (2004) e de dados de piezocones disponíveis em UDIS (2007d), respectivamente. As suas permeabilidades horizontais (k_h) foram definidas da seguinte maneira: materiais 01 e 02, foram coletadas em Cruz (2011) e os materiais 03 e 06, pela relação entre os coeficientes de adensamento vertical (c_v) e horizontal (c_h), indicados na Tabela 20, conforme a Equação 60.

$$k_h = k_v \left(\frac{c_h}{c_v} \right) \quad (60)$$

Foram obtidas as tensões de pré-adensamento (σ'_{vm}) dos materiais 03, 05, 06, 07 e 08 a partir da média dos dados expostos em Bello (2011) nas Tabelas 18 e 19, incluindo-se as correções feitas pela autora, por meio da metodologia de Oliveira (2002). Os resultados médios de C_c e C_s obtidos dos dados de Bello (2011) e utilizando as Equações 28 e 29, resultaram nos parâmetros λ e k destas camadas.

Já no que diz respeito à inclinação da Linha de Estados Críticos (M), nos materiais 03, 05 e 08, utilizou-se o resultado do ângulo de atrito crítico (Φ_c) proveniente da argila siltosa de um local próximo (Área D) e fez-se um estudo de sensibilidade do M na turfa orgânica nos materiais 06 e 07, conforme apresentada na Tabela 16.

A Tabela 26 apresenta a compilação dos parâmetros geotécnicos dos solos de fundação selecionados para a modelagem numérica.

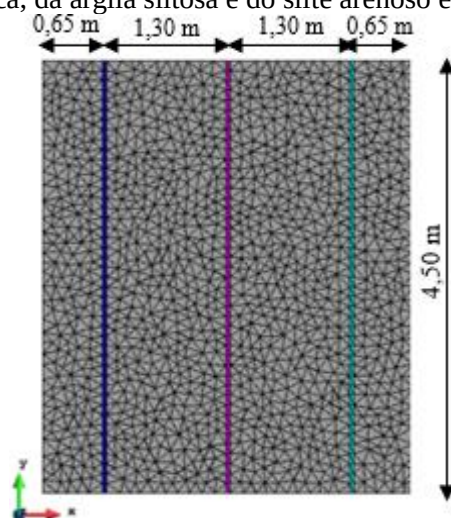
Tabela 26 – Parâmetros geotécnicos do solo de fundação.

Material	E (MPa)	ν	e_0	n	ρ_s (kN/m ³)	k_h (m/s)	k_v (m/s)	Φ_c (°)	c (kPa)	σ'_{vm} (KPa)	λ	k	M
01 - Rocha basáltica	10 ⁵	0,27	-	0,10	2,80	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹²	-	-	-	-	-	-
02 -Silte arenoso sem geodreno	23,5	0,33	0,40	0,29	2,66	2,87x10 ⁻⁶	2,87x10 ⁻⁷	32	30	-	-	-	-
03 -Argila siltosa sem geodreno	-	0,45	2,57	0,72	2,41	2,37x10 ⁻⁷	4,74x10 ⁻⁸	28	-	31	0,35	0,07	1,11
04 - Silte arenoso com geodreno	23,5	0,33	0,40	0,29	2,66	-	-	32	30	-	-	-	-
05 - Argila siltosa com geodreno	-	0,40	2,57	0,72	2,41	-	-	28	-	31	0,35	0,07	1,11
06 - Turfa argilosa orgânica sem geodreno	-	0,45	5,00	0,83	2,12	4,26x10 ⁻⁹	8,53x10 ⁻¹⁰	18	-	19	0,97	0,10	-
07 - Turfa argilosa orgânica com geodreno	-	0,40	5,00	0,83	2,12	-	-	18	-	19	0,97	0,10	-
08 – Argila siltosa com geodreno	-	0,40	2,57	0,72	2,41	-	-	28	-	31	0,35	0,07	1,11

Fonte: A autora, 2018.

Com relação aos solos com geodrenos instalados, isto é, materiais 04, 05, 07 e 08 (turfa orgânica, argila siltosa e silte arenoso), foram calculadas as permeabilidades equivalentes verticais (k_{ev}) e horizontais (k_{eh}), após a aplicação de fluxo em duas direções (x e y) na malha de elementos finitos com drenos de 5 e 100 mm de lado, exibida na Figura 79.

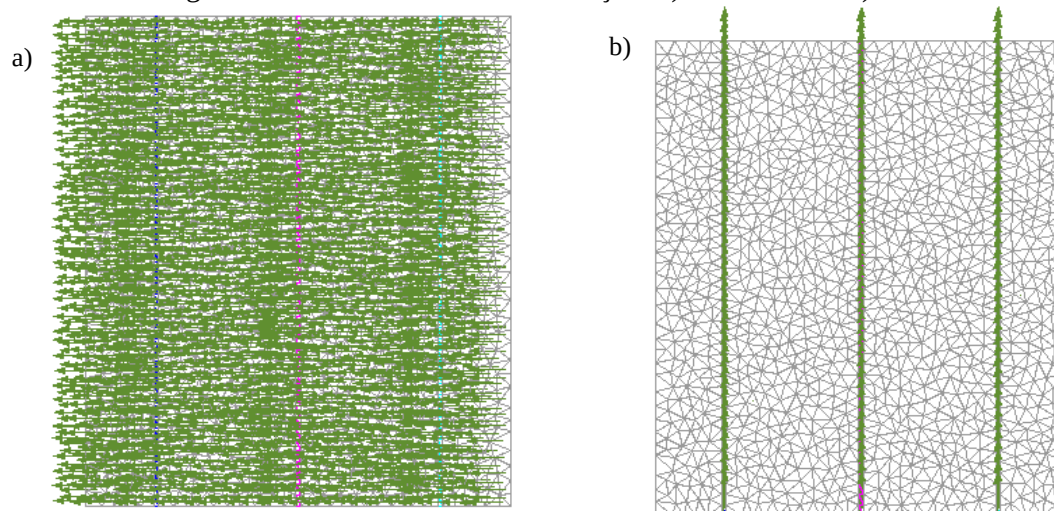
Figura 79 – Malha desenvolvida para a obtenção de permeabilidades equivalentes verticais e horizontais da turfa orgânica, da argila siltosa e do silte arenoso em geodrenos de 5 e 100 mm.



Fonte: A autora, 2018.

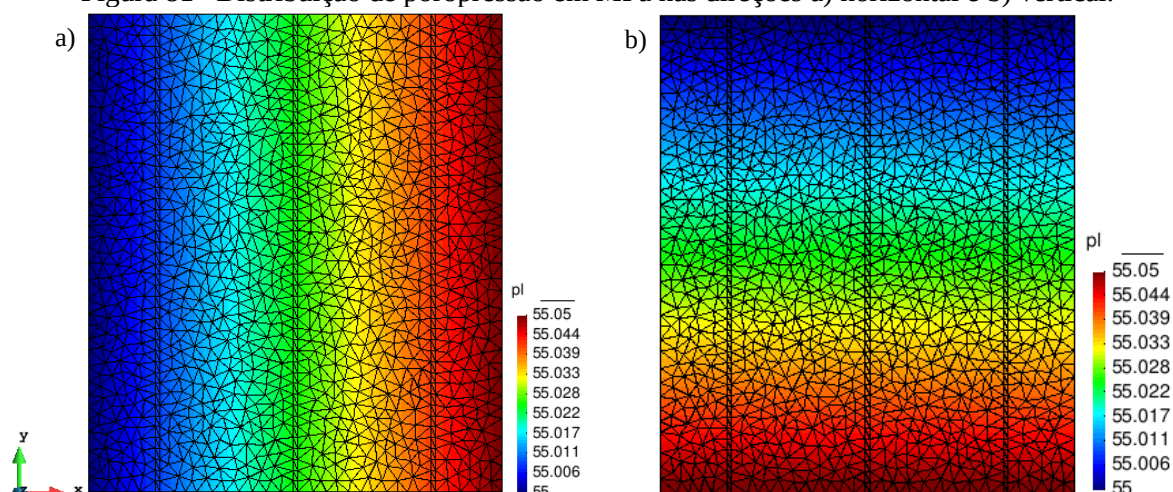
A Figura 80 mostra um exemplo de vetores de fluxo e a Figura 81 apresenta a distribuição de fluxo tanto na direção vertical, quanto na horizontal obtidos durante o cálculo de permeabilidade equivalente do material 07 (turfa orgânica) com geodreno de 5 mm (G5) de dimensão.

Figura 80 – Vetores de fluxo nas direções a) vertical e em b) horizontal.



Fonte: A autora, 2018.

Figura 81 –Distribuição de poropressão em MPa nas direções a) horizontal e b) vertical.



Fonte: A autora, 2018.

Na Tabela 27, foram expostas as permeabilidades iniciais (k_v e k_h) dos materiais 04, 05, 07 e 08 e do geodreno, assim como as permeabilidades equivalentes (k_{ve} e k_{he}) depois da colocação do dreno no solo de fundação do aterro.

Tabela 27 – Permeabilidades equivalentes dos materiais 04, 05, 07 e 08.

Materiais	k_h inicial (m/s)	k_v inicial (m/s)	k_{he} para G5 (m/s)	k_{ve} para G5 (m/s)	k_{he} para G100 (m/s)	k_{ve} para G100 (m/s)
Geodreno	3×10^{-4}	3×10^{-4}	-	-	-	-
04 – Silte arenoso	$2,87 \times 10^{-6}$	$2,87 \times 10^{-7}$	$2,87 \times 10^{-6}$	$1,44 \times 10^{-6}$	$2,87 \times 10^{-6}$	$2,34 \times 10^{-5}$
05 e 08 – Argila Siltosa	$2,37 \times 10^{-7}$	$4,74 \times 10^{-8}$	$2,37 \times 10^{-7}$	$1,20 \times 10^{-6}$	$2,37 \times 10^{-7}$	$2,31 \times 10^{-5}$
07 – Turfa orgânica	$4,26 \times 10^{-9}$	$8,53 \times 10^{-10}$	$4,26 \times 10^{-9}$	$1,15 \times 10^{-6}$	$4,26 \times 10^{-9}$	$2,30 \times 10^{-5}$

Fonte: A autora, 2018.

Analisando os resultados de permeabilidade equivalente, apresentados na Tabela 27, percebeu-se que as permeabilidades equivalentes verticais sofreram influência dos geodrenos nos três tipos de solos, enquanto as permeabilidades horizontais se mantiveram constantes. Ressalta-se que não foram considerados os efeitos de amolgamento da cravação do geodreno na modelagem numérica.

Dos parâmetros geotécnicos do material de aterro, os Módulos de Young, Coeficientes de Poisson, índice de vazios e permeabilidades foram determinados a partir de Bowles (1996), Cruz (2011), Das e Sobhan (2014) e Cruz (2011), respectivamente. Os parâmetros de resistência (c e Φ) do material 09 foram definidos a partir de Santos (2018) e dos materiais 10 a 13, de UDIS (2008). Definiram-se os valores de densidade dos grãos do material de aterro (10 a 13) a partir da média dos resultados de ensaios laboratoriais (UDIS, 2007f), Tabela 28.

Tabela 28 – Dados de entrada – parâmetros geotécnicos do aterro construído.

Material	E (MPa)	ν	e_0	η	ρ_s (kN/m ³)	k_v (m/s)	k_h (m/s)	c (kPa)	Φ (°)
09 - Colchão com areia grossa e média a fina	17,5	0,30	0,65	0,39	2,650	4×10^{-5}	4×10^{-4}	12	31
10 a 13 - Aterro com argila arenosa	25	0,30	0,60	0,38	2,685	10^{-9}	10^{-8}	55	50

Fonte: A autora, 2018.

Os resultados de coesão e ângulo de atrito foram selecionados a partir de ensaios de cisalhamento direto de amostras na condição natural, analisadas em laboratório. Embora observado o valor elevado em relação ao tipo de solo, optou-se por adotá-lo nas simulações aqui realizadas, obedecendo o acervo de parâmetros do relatório técnico da obra, ou seja, de UDIS (2008).

5.1.2 Malha de Elementos Finitos

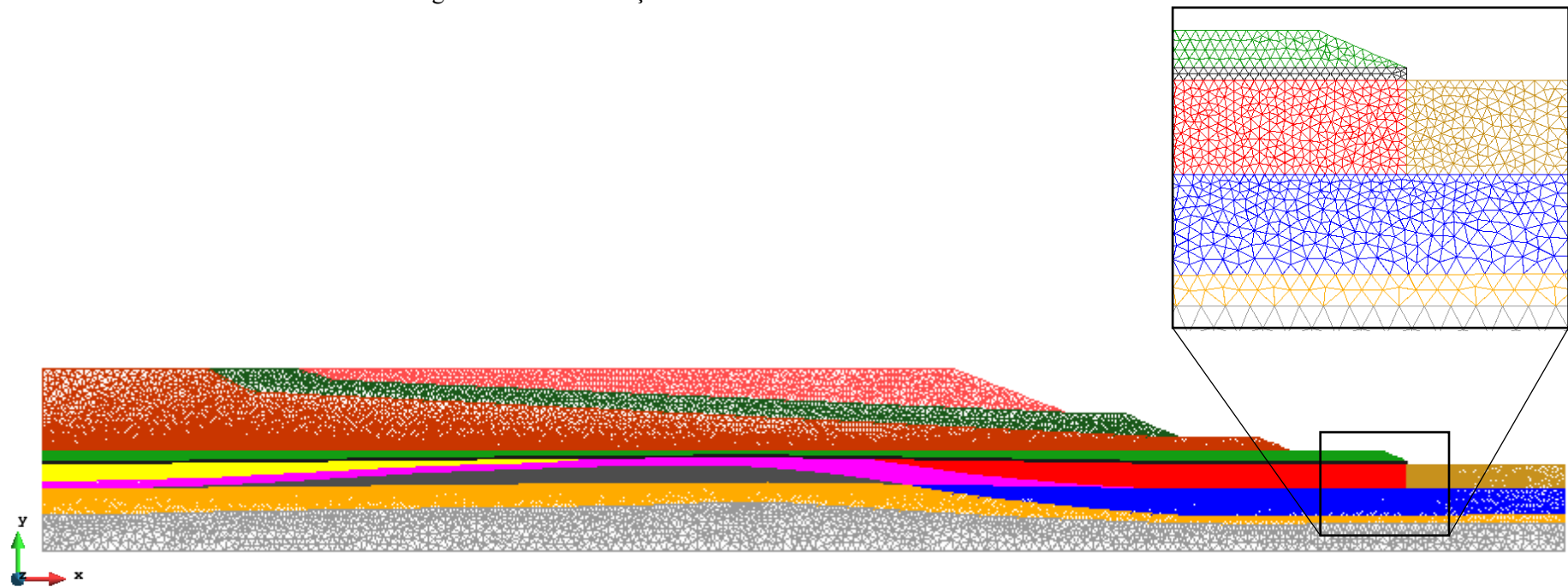
A malha de elementos finitos utilizada foi do tipo não-estruturada com elementos triangulares de três nós na discretização do domínio, totalizando 18.193 nós e 35.911 elementos (Figura 82).

Com uma geometria assimétrica, diferente da normalmente identificada neste tipo de obra, a malha foi elaborada sem um eixo de simetria, apresentando um tempo de processamento maior. As regiões mais críticas do problema, materiais compostos por turfa orgânica, argila siltosa, colchão drenante e as primeiras camadas de aterro, foram mais refinadas, com o intuito de obtenção de resultados otimizados, mostrado na Figura 82.

5.1.3 Condições de Contorno

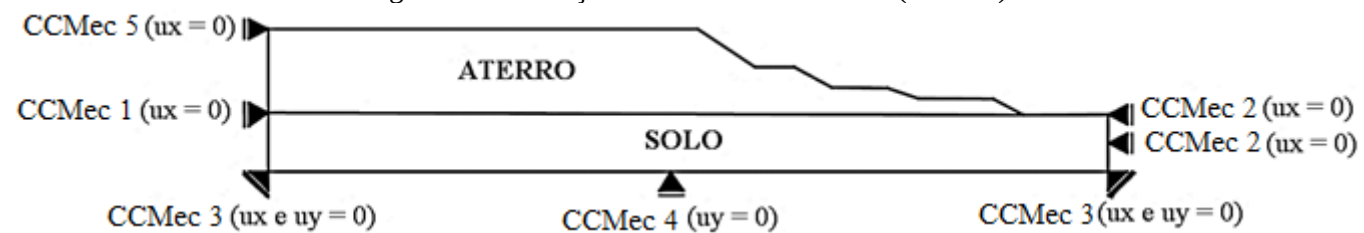
No que concerne as condições de contorno mecânicas (CCMec), consideraram-se indeslocáveis as faces laterais e inferior marcadas com os apoios de reação como mostra a Figura 83. Na condição de contorno de fluxo, adotaram-se impermeáveis as faces laterais e inferior do domínio durante toda a simulação, sendo prescrita a pressão atmosférica no nível da fundação.

Figura 82 – Discretização do sistema estudado em malha de elementos finitos.



Fonte: A autora, 2018.

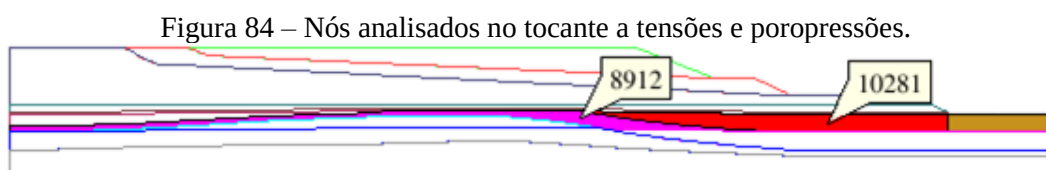
Figura 83 - Condição de Contorno Mecânica (CCMec).



Fonte: A autora, 2018.

5.2 TENSÕES, POROPRESSÕES E RESISTÊNCIA NÃO DRENADA

Além de uma análise geral do caso base simulado (G5 M069A18), optou-se por verificar a evolução das tensões, poropressões e resistências não drenadas no decorrer da construção do aterro em dois nós locados em materiais com características distintas. O primeiro nó foi o 8912, inserido no material 05 (argila siltosa com geodreno) e o segundo foi o nó 10281, locado dentro do material 07 (turfa orgânica com geodreno), conforme indicado na Figura 84.



Fonte: A autora, 2018.

5.2.1 Tensões Verticais Totais, Tensões Efetivas e Poropressões

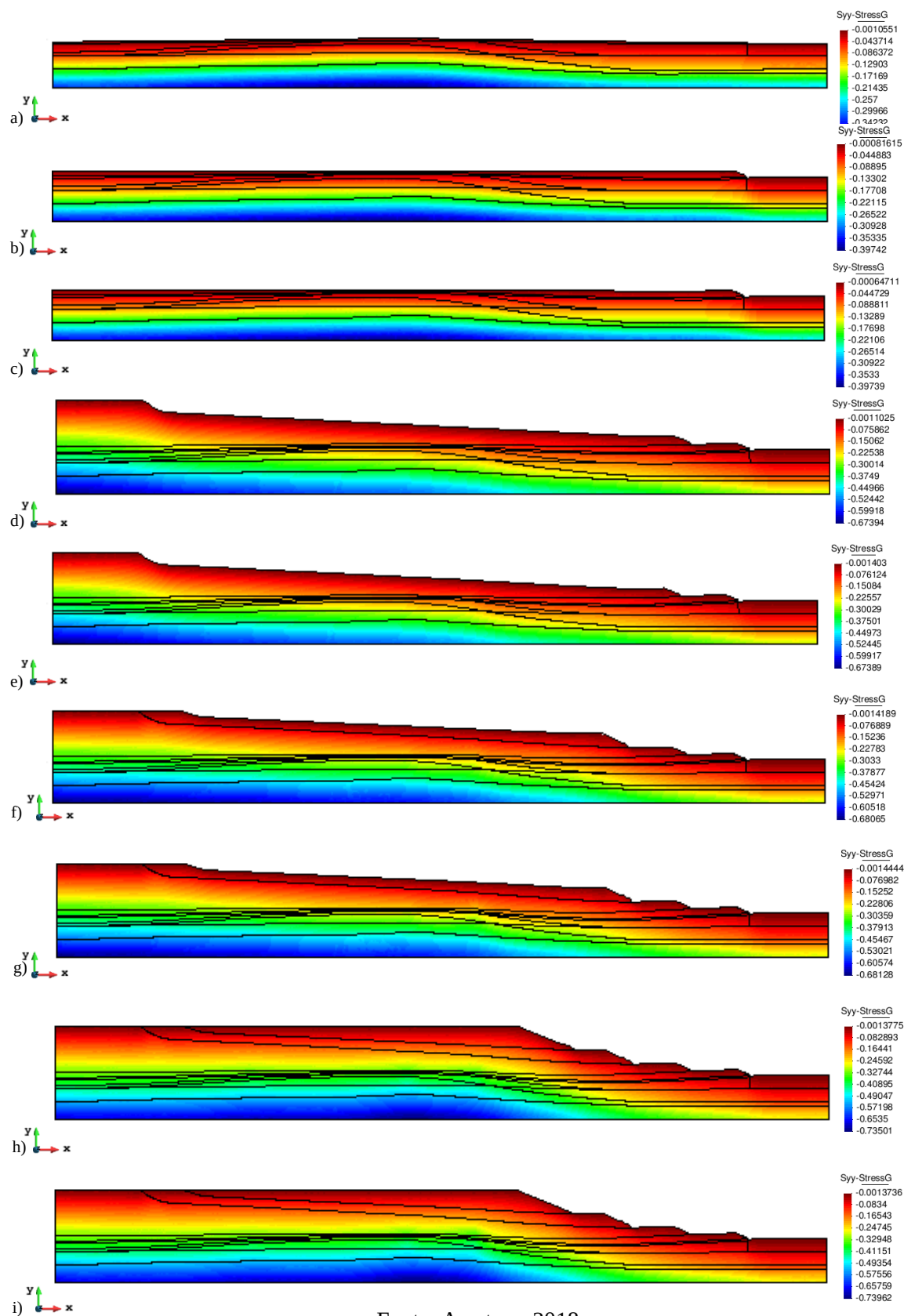
As tensões verticais totais obtidas durante a simulação do caso base, Figura 85, mostraram-se crescentes durante as fases construtivas (FC) e constantes nas fases de adensamento (FA), indicando o funcionamento do algoritmo de construção utilizado para simular o alteamento e os períodos de espera da obra.

No término da execução do colchão drenante (Figura 85a), verificam-se tensões verticais mais altas na camada inferior do caso (material 01), com valor máximo de 385 kPa na região próxima ao SP 147, conforme pode ser percebido em comparação com a Figura 77, isto é, na parte central e inferior do problema.

Ao final da fase de construção da primeira camada (FC₁), exibida na Figura 85b, no qual o aterro atingiu a cota +3,44, verificou-se a tensão vertical máxima de 397 kPa. Além disso, observou-se, no local sem construção, uma proximidade entre os valores das tensões verticais com relação a etapa anterior (Figura 85a).

Após a conclusão da fase construtiva referente à segunda camada (FC₂), identificou-se uma distribuição de tensões verticais assimétrica, em função da execução do alteamento assimétrico com cota máxima de +18,93, sendo o valor máximo atingido de 674 kPa, na região esquerda do caso G5 M069A18 (Figura 85d).

Figura 85 – Tensões verticais totais ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC₁, c) da FA₁, d) da FC₂, e) da FA₂, f) da FC₃, g) da FA₃, h) da FC₄ e i) da FA₄ em MPa, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

Com a conclusão da terceira fase construtiva (FC₃), a máxima tensão vertical foi de 681 kPa localizada no trecho esquerdo da Figura 85f. Por último, no término da quarta fase de construção (FC₄), com a cota +18,93, identificou-se uma tensão vertical máxima de 735 kPa na parte central e inferior da Figura 85h.

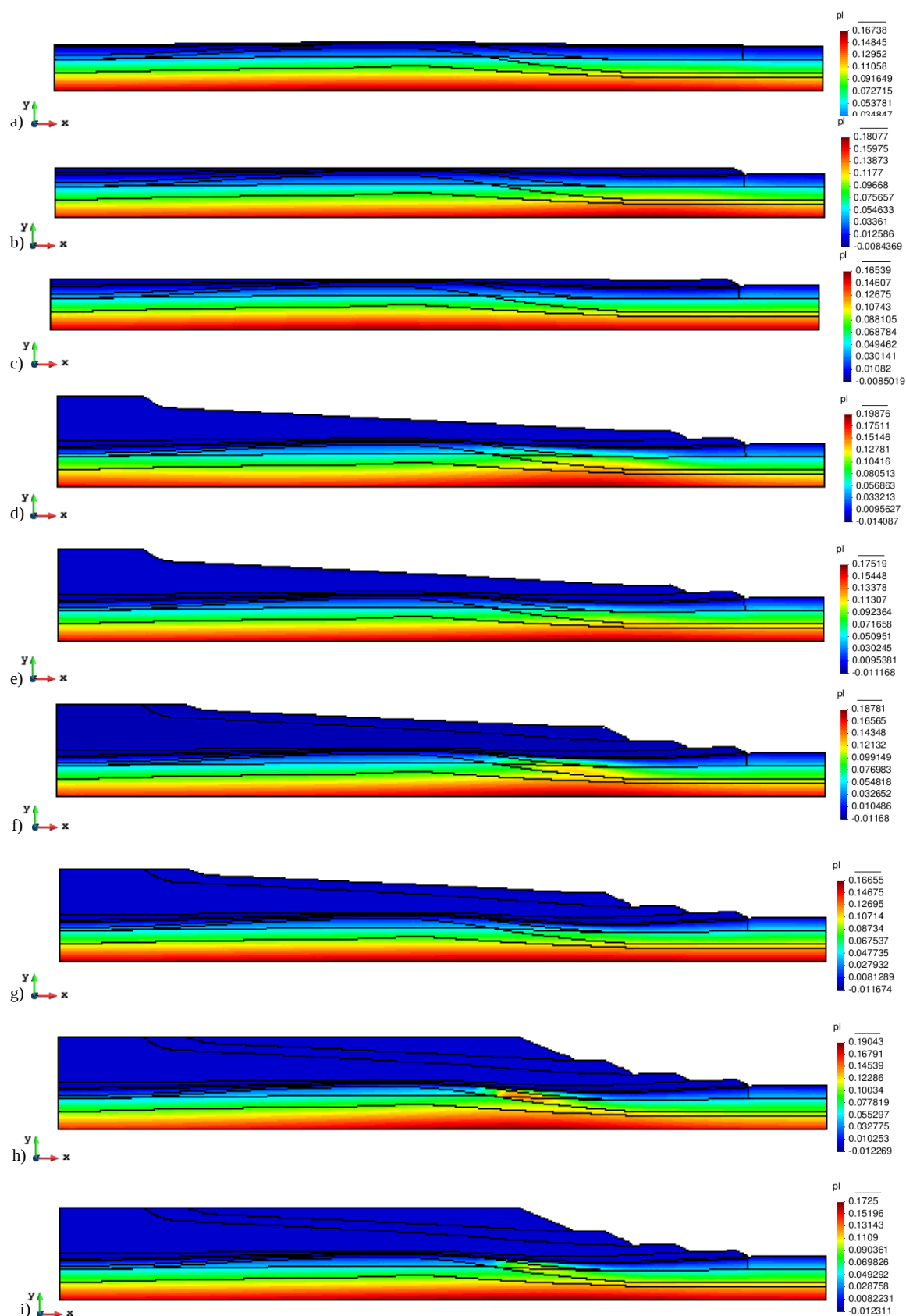
As poropressões obtidas no caso base (G5 M069A18) ao término da construção do colchão drenante, das fases construtivas (FC) e das fases de adensamento (FA) foram dispostas na Figura 86. No término da execução do colchão drenante, Figura 86a, obteve-se uma poropressão máxima de 167 kPa, ressaltando que ela ocorreu no trecho próximo ao SP 147 (Figura 77). No final da FC₁, Figura 86b, a poropressão máxima passou a ser 180 kPa, no material 01 (rocha) entre o centro do problema e a primeira berma executada. Depois do adensamento da primeira camada (FA₁), houve a dissipação do excesso de poropressão, quando o ponto máximo (165 kPa) voltou as proximidades do SP 147, na camada de rocha (Figura 86c).

Apesar de a segunda camada ser assimétrica e possuir uma espessura maior no lado esquerdo, a Figura 86d indica poropressões de até 198 kPa em uma região semelhante à da máxima obtida na FC₁. Além do acréscimo de carga nesta etapa, a movimentação dos solos em decorrência da FA₁ ocasionou a diminuição de seus poros e de suas permeabilidades, resultando em excesso de poropressões na FC₂. Na segunda fase de adensamento (FA₂), percebeu-se a dissipação de parte do excesso de poropressão, já que o tempo não havia sido suficiente para a estabilização completa (Figura 86e).

Ao finalizar a terceira fase construtiva (FC₃), foi identificada uma poropressão máxima de 187 kPa, a qual se encontrou perto de solos com menores permeabilidades, influenciada pela movimentação dos materiais durante a primeira e a segunda consolidação (Figura 86f). Na FA₃, a poropressão máxima passou a ser 166 kPa, indicando a dissipação no decorrer de 189 dias (Figura 86g).

Com a conclusão da construção da última camada (FC₄), a poropressão atingiu o maior valor ao longo de todo o processo construtivo, 190 kPa, próximo as áreas menos confinadas e com deslocamentos significativos de massa de solo (Figura 86h). Após 60 dias de adensamento, pôde-se perceber ainda a presença de excesso de poropressão nos solos de fundação do aterro (Figura 86i).

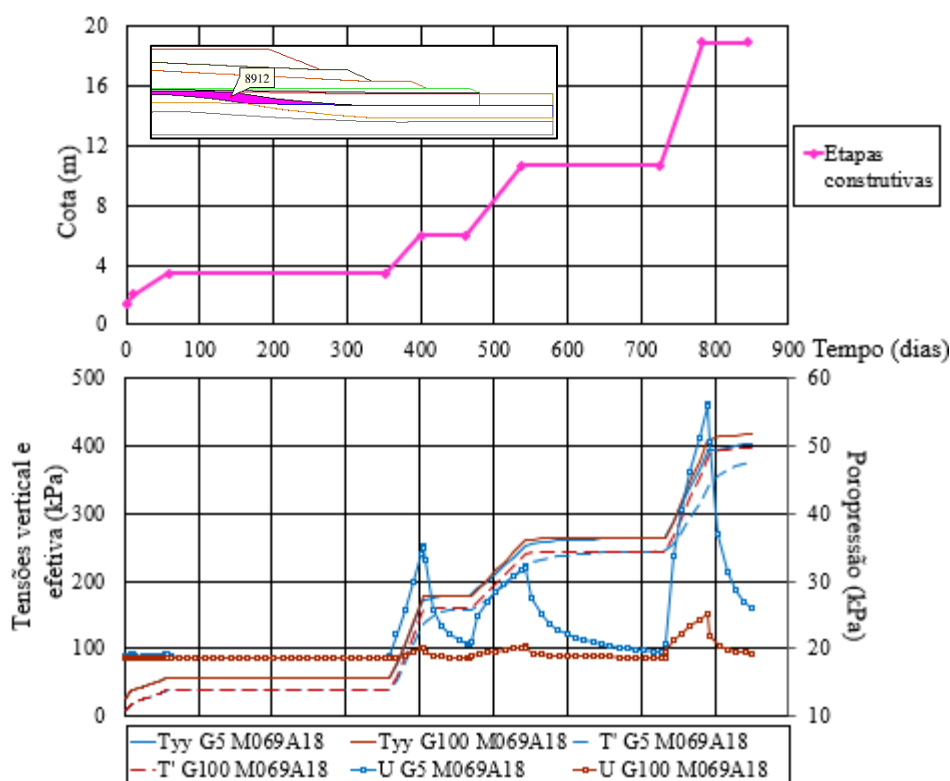
Figura 86 – Poropressões ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC₁, c) da FA₁, d) da FC₂, e) da FA₂, f) da FC₃, g) da FA₃, h) da FC₄ e i) da FA₄ em MPa, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

A Figura 87 mostra a evolução das tensões verticais totais (T_{yy}), tensões efetivas (T') e poropressões (U) do nó 8912 nos casos G5 M069A18 e G100 M069A18. Frisa-se que esta análise foi feita somente nestes dois casos, pois no material 05 (argila siltosa) variou-se apenas as dimensões dos geodrenos (G5 e G100).

Figura 87 – Evolução das tensões verticais, efetivas e poropressões no nó 8912.



Fonte: A autora, 2018.

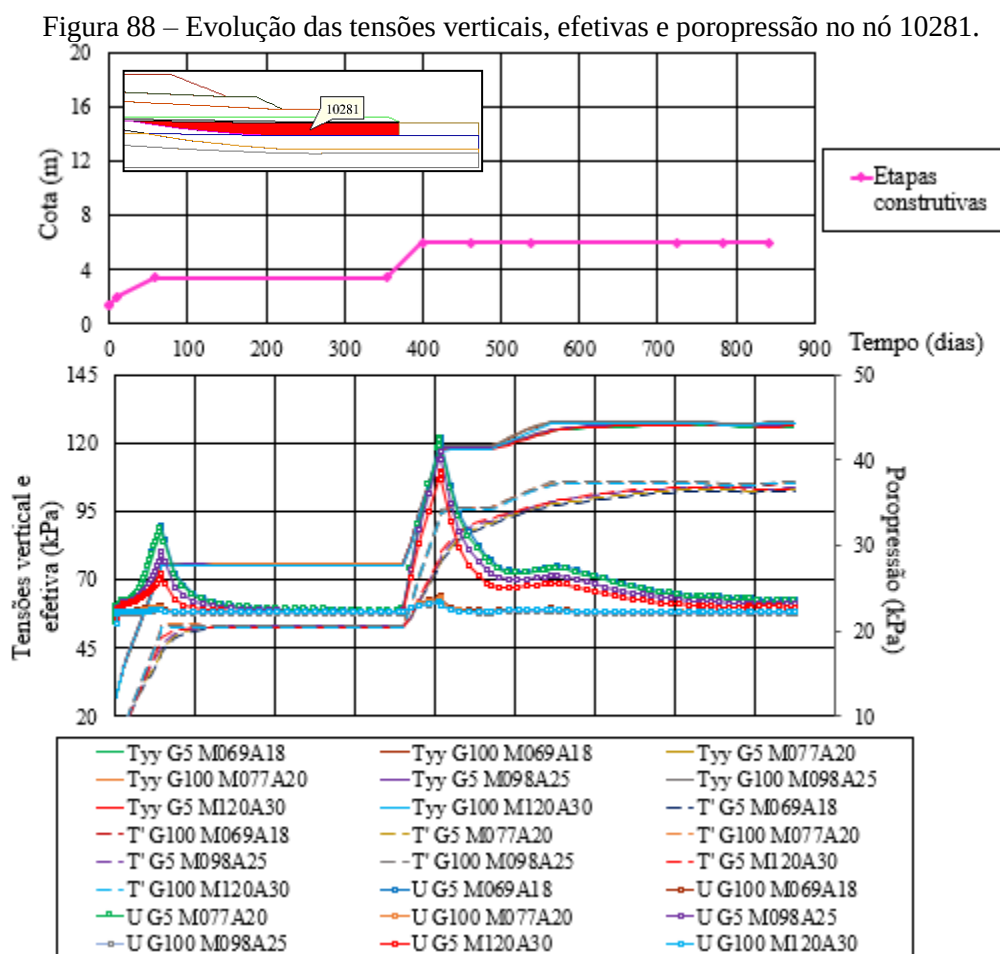
Em ambos os casos de tensões verticais totais (T_{yy}), apresentados na Figura 87, as curvas evolutivas praticamente se sobrepuseram, indicando discreta diferença em cerca de 800 dias, quando o G5 M069A18 e o G100 M069A18 alcançam valores na ordem de 406 e 419 kPa, respectivamente. Destaca-se que durante o processo construtivo, o maior acréscimo de tensão vertical ocorreu na quarta fase construtiva (FC₄), com 143 kPa em G5 M069A18 e com 156 kPa em G100 M069A18, entre 731 e 788 dias. Já nas fases de adensamento, as tensões verticais totais mantiveram-se constantes.

Até a conclusão da primeira fase de adensamento (FA₁), as duas curvas referentes as tensões efetivas (T'), exibidas na Figura 87 se sobrepuseram, devido à baixa alteração de poropressões. Contudo, no término da FC₂, FC₃ e FC₄, verificou-se que G5 M069A18 exibiu tensão efetiva inferior a G100 M069A18, ocasionados por excessos de poropressões maiores no caso simulado com geodreno de menor dimensão (G5). No término da modelagem (FA₄),

observou-se que a tensão efetiva da curva G5 M069A18 ainda iria crescer em razão do excesso de poropressão a ser dissipado, percebido ao se comparar com o caso G100 M069A18, onde a água drenou mais rápido e, desta maneira, atingiu em um tempo inferior a máxima tensão efetiva.

No caso G5 M069A18 (Figura 87), foi verificado pequeno acréscimo de poropressão na FC₁ (1 kPa) e valores acentuados na FC₂ (14,5 kPa), FC₃ (11,5 kPa) e FC₄ (35,5 kPa), ocorrendo em razão da aplicação de carregamento externo. Das dissipações, tem-se que nas FA₂ e FA₃ houve a estabilização no final do período de espera, no entanto, 60 dias não foram suficientes para que o mesmo ocorresse na FA₄. Como o caso G100 M069A18 possuía geodrenos com dimensões maiores, notou-se a rápida drenagem de água e excessos de poropressões pequenos na FC₂ (1,5 kPa), FC₃ (1,5 kPa) e FC₄ (6,5 kPa).

Na Figura 88, exibiram-se as tensões verticais totais (T_{yy}), tensões efetivas (T') e poropressões (U) do nó 10281 nos 08 casos modelados, abrangendo na análise tanto as variações de dimensão do geodreno (G5 e G100), quanto do parâmetro M (0,69 a 1,20) no material 07 (turfa orgânica com geodreno).



Fonte: A autora, 2018.

Os cenários apresentaram resultados semelhantes de tensões verticais totais (T_{yy}), com o conjunto de curvas G5 (G5 M069A18, G5 M077A20, G5 M098A25 e G5 M120A30) ligeiramente abaixo do G100 (G100 M069A18, G100 M077A20, G100 M098A25 e G100 M120A30), após 500 dias. Durante o terceiro alteamento, entre 492 e 542 dias, houve um acréscimo de cerca de 7 kPa na tensão vertical total, proveniente do carregamento aplicado nas proximidades do nó, da alteração do estado de tensões e de movimentações do solo de fundações (Figura 88).

As curvas do conjunto de casos G100 atingiram as tensões efetivas máximas (T') ao término das fases construtivas, diferente das tensões efetivas após o final da FC₂ no conjunto de curvas G5, as quais foram inferiores, devido aos maiores excessos de poropressões. Destaca-se ainda que o acréscimo de solo durante a FC₃ perto do nó 10281, alterou o estado de tensões e provocou a diminuição das tensões efetivas (Figura 88).

Assim, a alteração do tamanho do geodreno influenciou nos resultados T' durante a simulação, em função dos excessos de poropressões, contudo a mudança na inclinação da Linha de Estados Críticos (M) não interferiu nas previsões numéricas, conforme a Figura 88. Ao final dos 848 dias, foi possível perceber que as tensões verticais totais no conjunto de casos G5 e G100 haviam se igualado, bem como o ocorrido nas tensões efetivas.

Através da Figura 88, é possível notar que o aumento da inclinação da linha de estado crítico (parâmetro M) ocasionou a diminuição do excesso de poropressão nos cenários estudados. O caso G5 M120A30 obteve poropressão máxima de 37 kPa, enquanto a curva G5 M069A18 indicou cerca de 42 kPa. Aos 848 dias de modelagem, com a dissipação dos excessos de poropressões, todas as curvas mostraram resultados semelhantes.

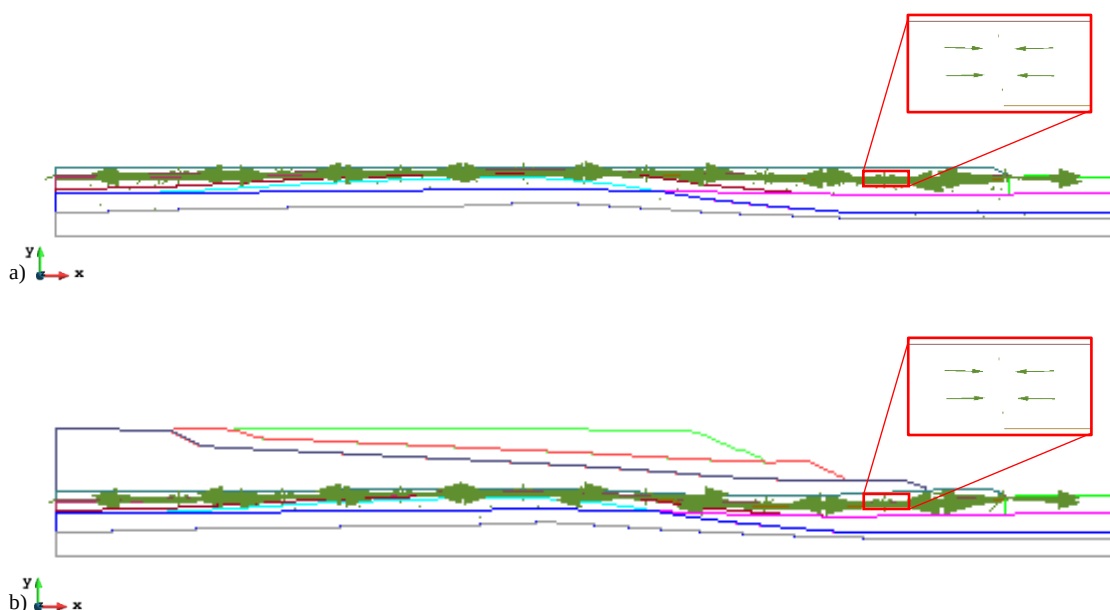
Próximo aos 400 dias verificou-se uma diferença de 18 kPa entre os excessos de poropressões dos casos G5 M069A18 e G100 M069A18, no entanto, ao final da simulação (848 dias), observou-se a semelhança nas poropressões tanto das curvas do grupo G5 (G5 M069A18, G5 M077A20, G5 M098A25 e G5 M120A30), quanto do conjunto de curvas G100 (G100 M069A18, G100 M077A20, G100 M098A25 e G100 M120A30).

Assim como notado na análise das tensões verticais e efetivas, ocorreu um discreto acréscimo de poropressão entre 492 e 542 dias, resultado da construção da terceira camada próxima ao ponto, alterando o estado de tensões no nó 10281 (Figura 88).

5.2.2 Vetores Resultantes de Fluxo

Em torno dos nós 13.306, 13.305, 13.077, 13.149, 12.982, 12.902, 13.099 e 12.844, indicados na Figura 78 e selecionados para representar os drenos secundários transversais a seção E-I, surgiram vetores resultantes de fluxo, sendo aqui exibidos os existentes no término da FC₁ e que permaneceram até a conclusão da simulação na FA₄ (Figura 89).

Figura 89 – Vetores de fluxo ao término da execução: a) da FC₁ e b) da FA₄ no caso G5 M069A18.



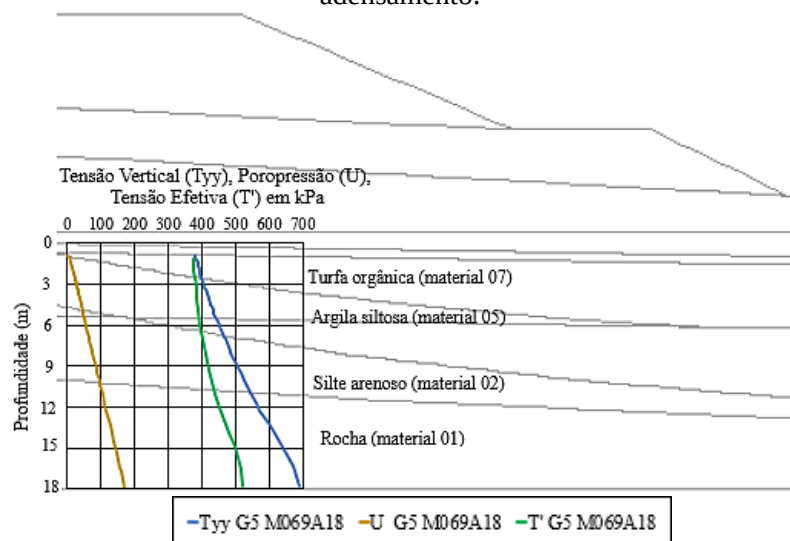
Fonte: A autora, 2018.

Como os drenos secundários tinham capacidade de drenagem de água superior à do solo, os vetores de fluxo apresentaram-se mais intensos dentro do colchão drenante. Desta maneira, os vetores se mostraram reduzidos nos materiais de fundação durante as primeiras fases de simulação (Figura 89).

5.2.3 Perfil de Resistência

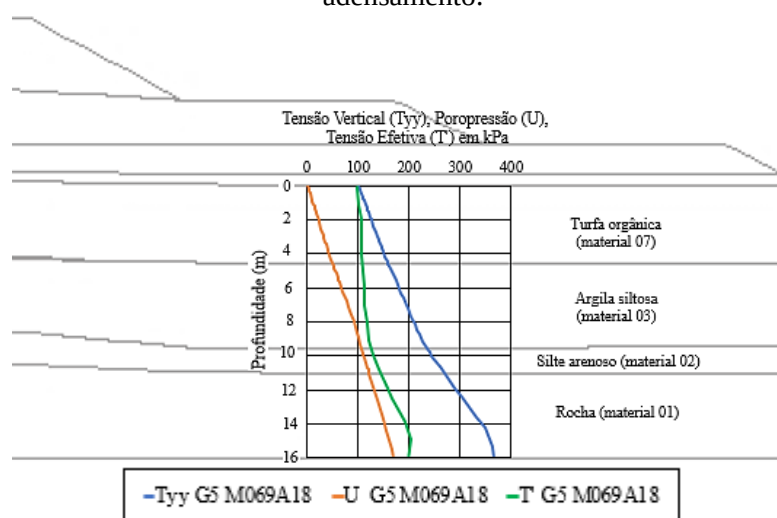
Dois diagramas de tensões referentes ao caso base G5 M069A18 foram elaborados no solo de fundação do aterro. Buscaram-se as tensões e poropressões ao final da quarta fase de adensamento em verticais que passavam pelos nós 8912 e 10281, apresentados nas Figuras 90 e 91, nesta ordem.

Figura 90 – Diagrama de tensões e perfil do subsolo junto ao nó 8912 no final da quarta fase de adensamento.



Fonte: A autora, 2018.

Figura 91 – Diagrama de tensões e perfil do subsolo junto ao nó 10281 no final da quarta fase de adensamento.



Fonte: A autora, 2018.

Notou-se, nas tensões verticais das Figuras 90 e 91, que ambas resultaram do somatório do efeito das diversas camadas superiores, percebido por se iniciarem, respectivamente, em 384 e 104 kPa nos diagramas das seções 8912 e 10281.

A magnitude das poropressões é consequência da profundidade do ponto analisado em relação ao nível d'água, partindo do zero logo abaixo do colchão drenante e crescendo linearmente até a parte mais baixa do caso (Figuras 90 e 91).

Comparando a Figura 90 com a Figura 87, constatou-se existir um excesso de poropressão a ser dissipado ao final da simulação e, desta maneira, na vertical 8912 ainda haveria um aumento de tensões efetivas após os 60 dias de espera. Já a Figura 91 confrontada com a Figura 88, indica que a poropressão do nó 10281 se estabilizou, portanto neste diagrama não ocorreriam mudanças significativas nas tensões efetivas, a qual, em profundidade, cresceu de 104 para 199 kPa.

5.2.4 Tensões Cisalhantes

De forma geral, as tensões cisalhantes máximas se concentraram entre o pé do aterro e a última berma durante o processo construtivo, sendo possível verificar o seu desenvolvimento no caso base (G5 M069A18), conforme a Figura 92.

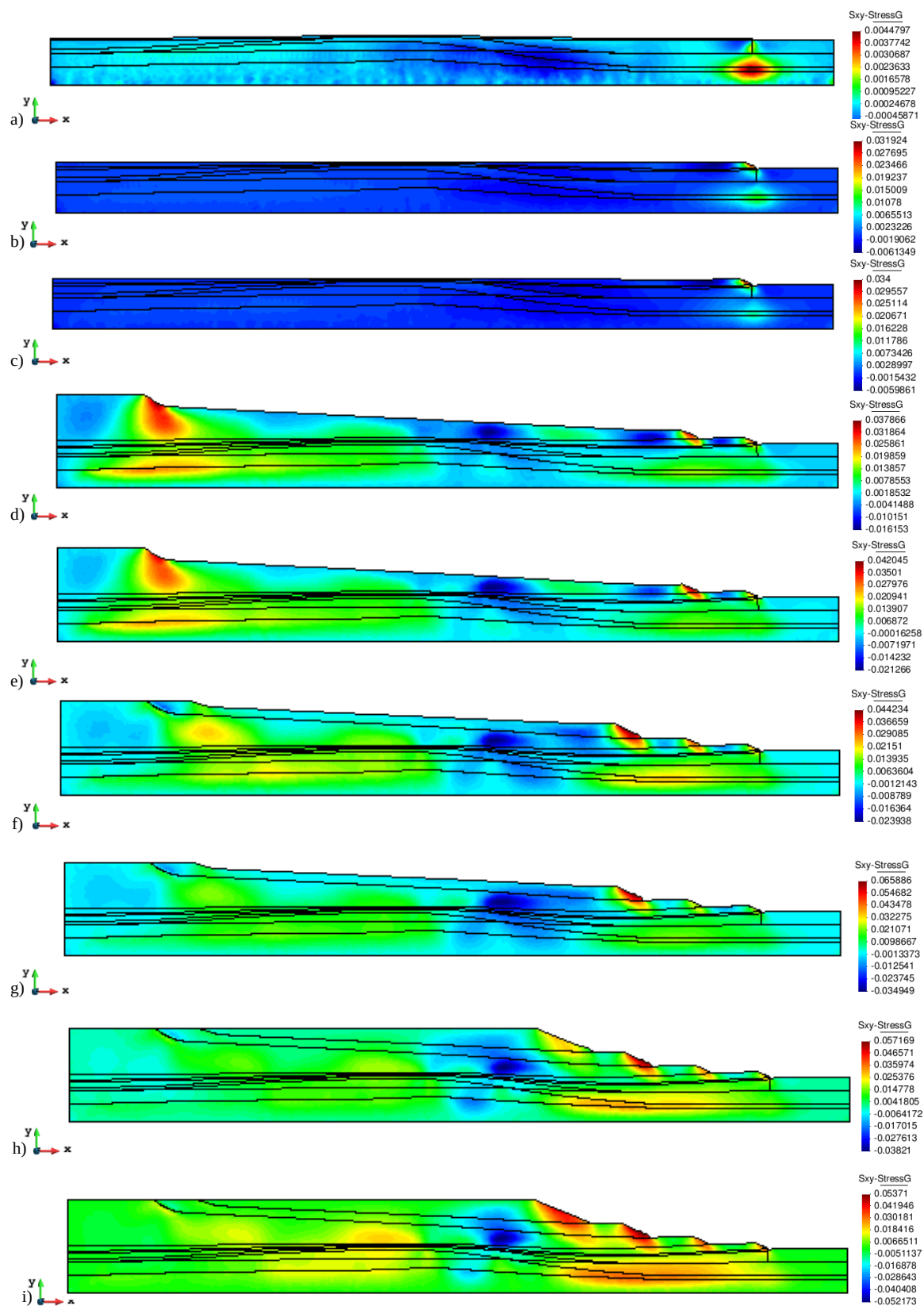
Com a construção do colchão drenante, foram percebidas maiores tensões entre os solos que possuíam permeabilidades iniciais mais altas (material 02) e mais baixas (material 03), exposto na Figura 92a. Na construção da primeira camada (FC_1), tensões máximas surgiram no pé do talude e se mantiveram na primeira fase de adensamento (FA_1), Figuras 92b e 92c.

Na conclusão da segunda fase construtiva (FC_2), observou-se uma redução na massa resistente do solo (trecho em azul) e o surgimento de três regiões com potenciais superfícies de ruptura (Figura 92d) cujas similaridades foram percebidas na FA_2 (Figura 92e). Os materiais presentes abaixo das duas bermas exibiram uma tendência a mobilização, estando diretamente relacionados a locais com excessos de poropressões (Figura 92), e diminuição de tensão efetiva (Figura 88), resultante da movimentação de solos e da redução de permeabilidade, frente a carregamentos.

As maiores tensões cisalhantes na FC_3 concentraram-se no pé da obra e alcançaram valores na ordem de 44 kPa. Foram identificadas tensões cisalhantes no solo de fundação abaixo das bermas, geradas por aplicação de carregamento externo, menor confinamento deste trecho e deslocamentos de massa, com a consequente redução de poros e de permeabilidades ocorridas nas fases anteriores, bem como o excesso de poropressão (Figura 92f).

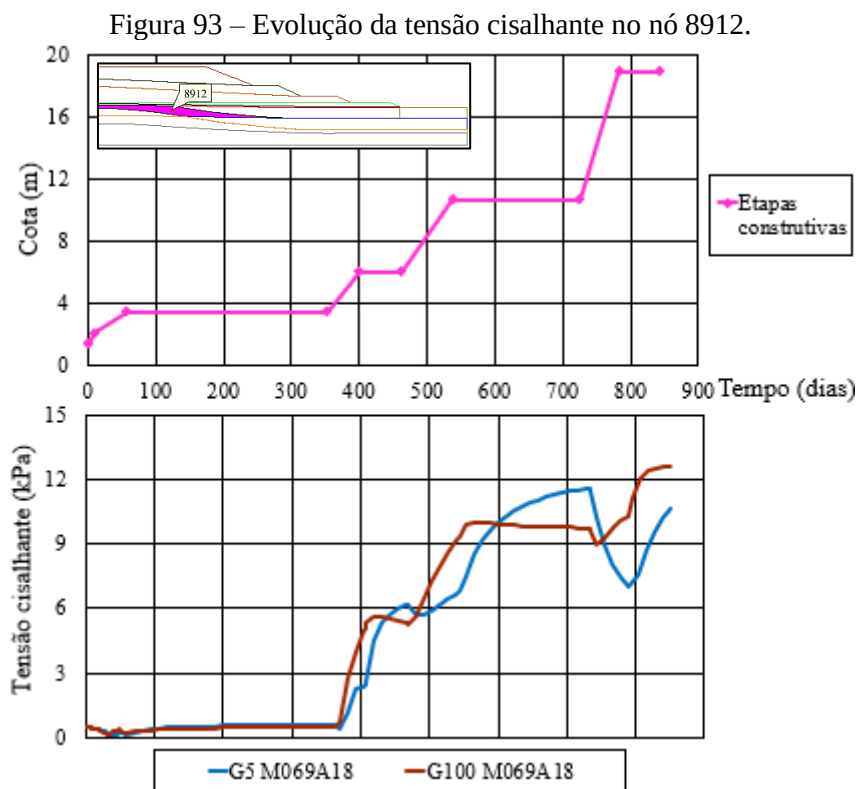
Com o término da última camada alteada (FC_4), as bermas do aterro e o solo abaixo da mesma, mostraram maiores possibilidades de movimentação (Figura 92h). Na fase de adensamento quatro (FA_4), a região de massa de solo resistente diminuiu, quando comparada as demais etapas da simulação. Já na massa de solo com tendência a ruptura foi atingida uma tensão cisalhante máxima de 53 kPa (Figura 92i).

Figura 92 – Tensões cisalhantes ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC₁, c) da FA₁, d) da FC₂, e) da FA₂, f) da FC₃, g) da FA₃, h) da FC₄, i) da FA₄ em MPa, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

A Figura 93 expõe a evolução da tensão cisalhante no nó 8912 nos cenários G5 M069A18 e G100 M069A18.



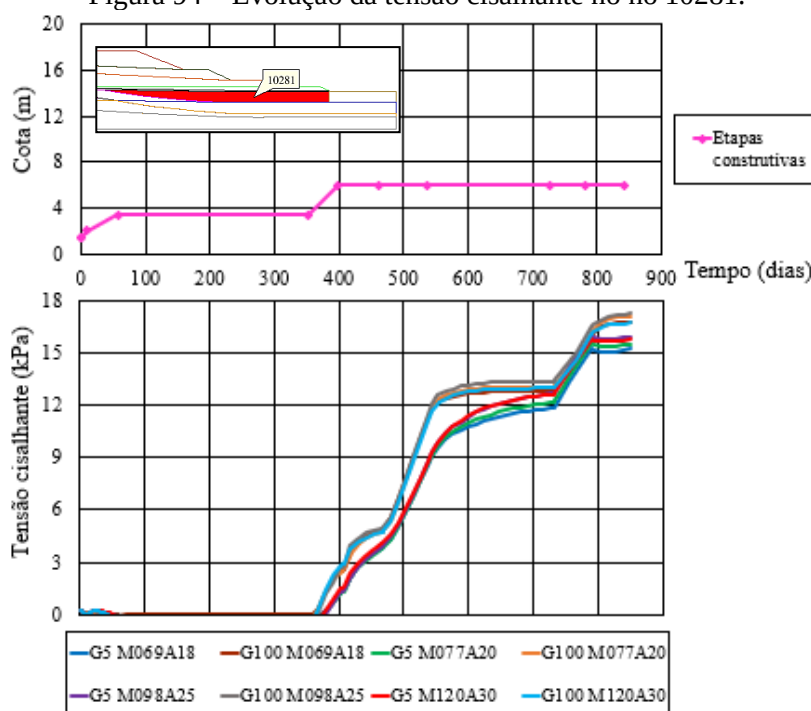
Fonte: A autora, 2018.

Analisando as tensões cisalhantes, verificaram-se resultados praticamente nulos até o final da primeira fase de adensamento (FA₁). Ao término da FC₂, da FC₃ e da FC₄, os excessos de poropressões diminuíram as tensões efetivas e variaram as tensões cisalhantes, especialmente, na curva G5 M069A18, em aproximadamente 800 dias, por exemplo (Figura 93).

Como a diferença entre as duas curvas da Figura 93 é apenas a dimensão do geodreno, percebeu-se a interferência da capacidade de drenagem na estabilidade do nó 8912, pois os excessos de poropressões foram inferiores na curva G100 M069A18, dissipando de maneira mais rápida, atingindo as tensões cisalhantes finais superiores em períodos mais curtos.

Os resultados da evolução das tensões cisalhantes no decorrer do tempo no nó 10281, nos 08 casos investigados foram apresentados na Figura 94.

Figura 94 – Evolução da tensão cisalhante no nó 10281.



Fonte: A autora, 2018.

O nó 10281 está inserido na massa de solo com tendência ao deslizamento após a segunda etapa de aterro. Apesar de existirem apenas dois alteamentos acima do ponto aludido, as tensões continuam a crescer nas demais etapas, chegando a valores entre 15 e 17 kPa aos 848 dias. Este aumento foi ocasionado pela mudança no estado de tensões, consequência do carregamento externo aplicado, deslocamento do solo de fundação e diminuição de suas permeabilidades, originados pelo processo construtivo (Figura 94).

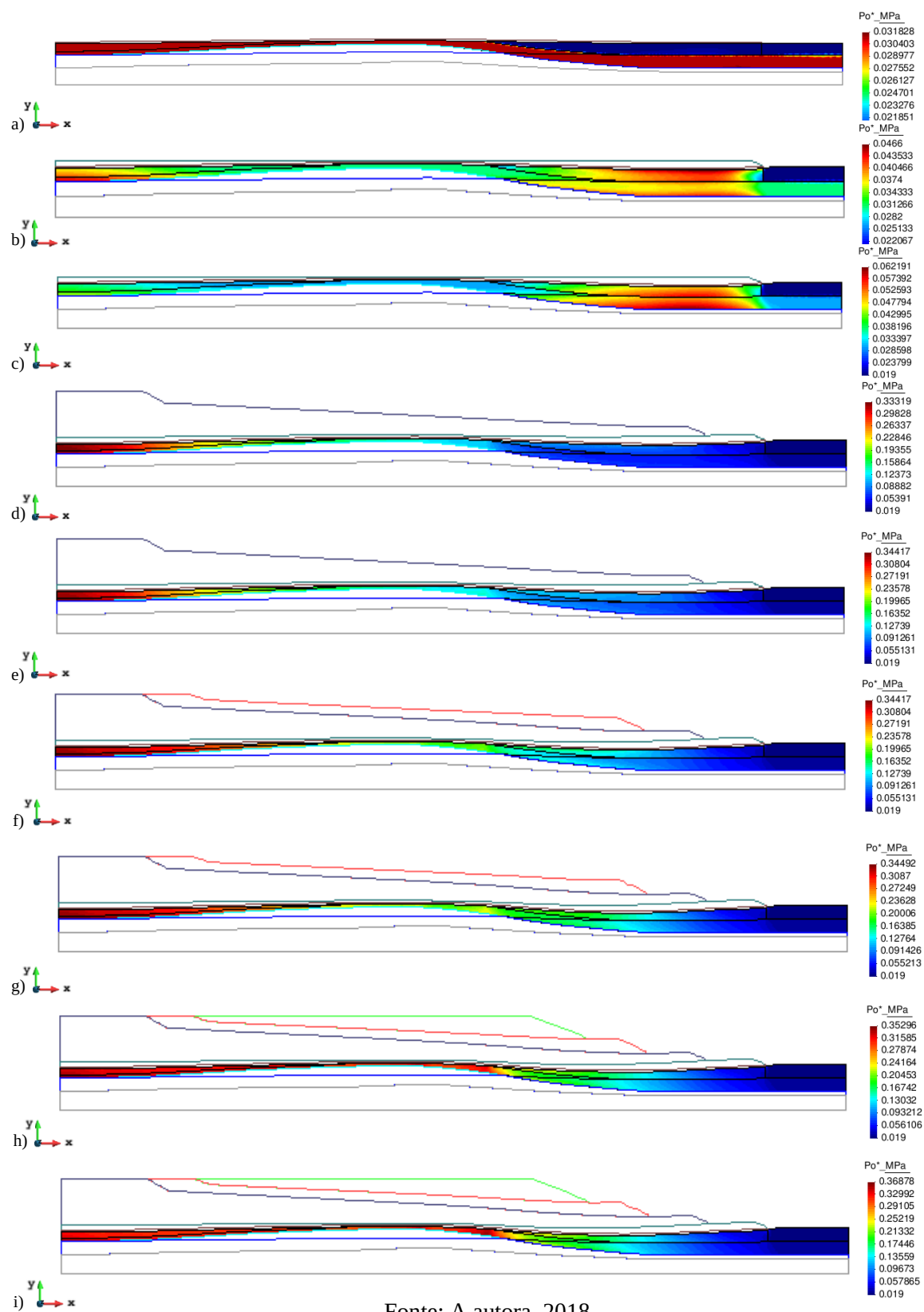
Um aspecto relevante foi a diferença entre o conjunto de curvas G5 e G100 na conclusão da FC₂, FC₃ e FC₄. Observou-se, na Figura 94, que em casos com geodrenos maiores, os excessos de poropressões se dissipam de forma mais acelerada, fazendo com que as tensões cisalhantes alcancem seu máximo em um tempo mais curto.

A variação do parâmetro M não influenciou nos resultados de tensões cisalhantes, sendo percebida a diferença de 1 kPa entre as curvas G5 M069A18 e G5 M120A30 aos 848 dias.

5.2.5 Tensões de Sobreadensamento

A simulação do caso base (G5 M069A18) possibilitou a verificação do desenvolvimento das tensões de sobreadensamento na seção completa, Figura 95. Regiões mais confinadas obtiveram resultados superiores de tensões, as quais cresceram também durante as fases de espera da obra.

Figura 95 – Tensões de sobreadensamento no final: a) do colchão drenante, b) da FC₁, c) da FA₁, d) da FC₂, e) da FA₂, f) da FC₃, g) da FA₃, h) da FC₄, i) da FA₄ em MPa, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

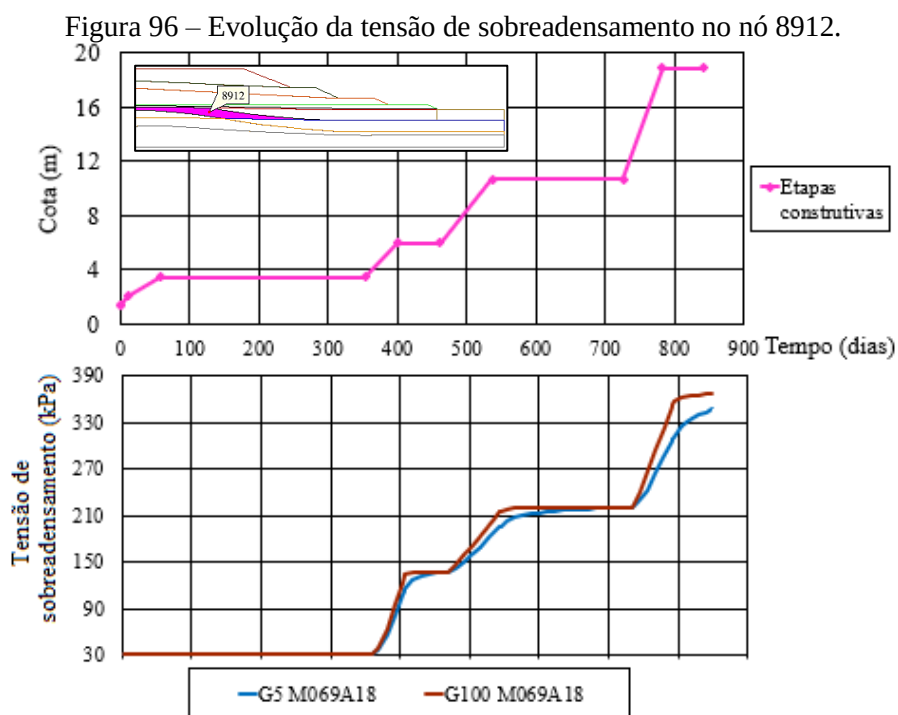
Após a execução do colchão drenante (Figura 95a), as tensões de sobreadensamento, tanto nas turfas orgânicas (materiais 06 e 07), quanto nas argilas siltosas (materiais 03, 05 e 08) não se modificaram, quando comparadas aos valores iniciais de 19 e 31 kPa, indicados na Tabela 27.

Ao se finalizar a FC₁, percebeu-se o aumento de tensões de sobreadensamento, sobretudo no local mais próximo ao pé do aterro, onde atingiu 46 kPa (Figura 95b). Com a dissipação do excesso de poropressão na FA₁, pôde-se notar um aumento de tensão para 62 kPa (Figura 95c).

A segunda camada alteada (FC₂) possuía geometria assimétrica, com isso, os solos moles locados no trecho mais confinado do problema (lado esquerdo do domínio) apresentaram um aumento significativo na tensão de sobreadensamento máxima, na ordem de 271 kPa (Figura 95d). Com o alívio do excesso de poropressão, a tensão máxima chegou a 344 kPa, de acordo com a Figura 95e.

As Figuras 95f e 95g indicaram que a construção e o adensamento da terceira camada de aterro aumentaram as tensões de sobreadensamento nos solos moles locado na parte central do caso. Por fim, o alteamento e a consolidação na última etapa mostraram tensões de 353 e 369 kPa, respectivamente, identificados abaixo da quarta berma executada.

As tensões de sobreadensamento no nó 8912 ao longo do tempo nos casos G5 M069A18 e G100 M069A18 foram expostas na Figura 96.

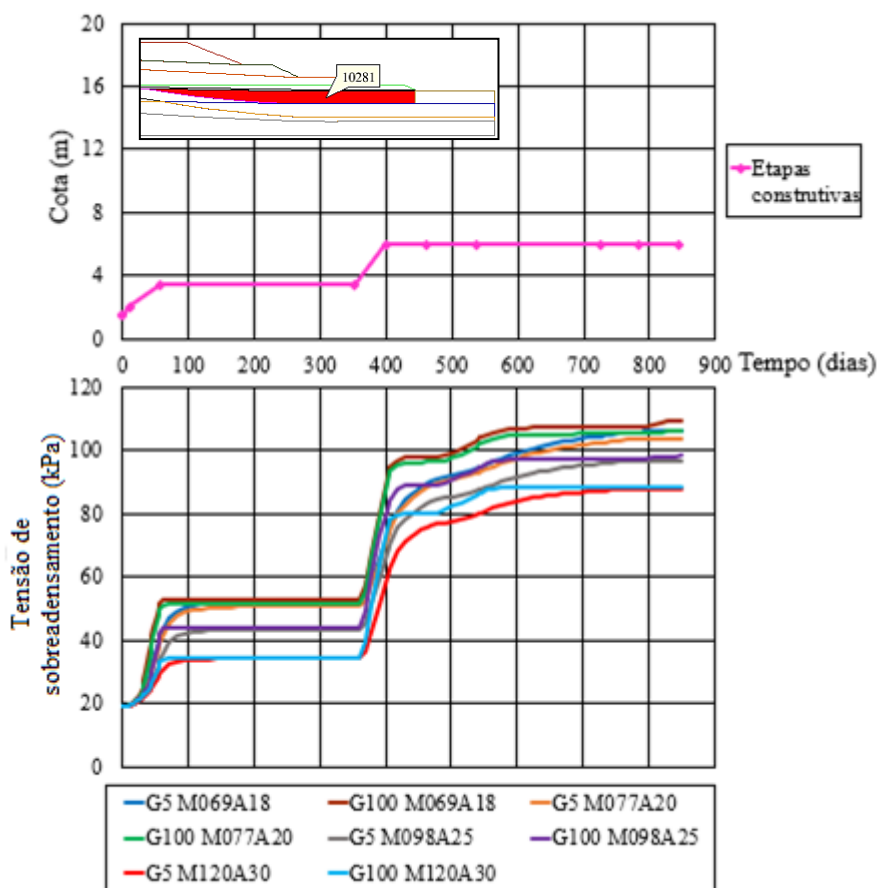


Fonte: A autora, 2018.

As curvas não apresentaram variações de tensões de sobreadensamento até o término da primeira fase de espera, a partir daí os resultados foram sempre crescentes, semelhante ao ocorrido com as tensões efetivas (Figura 87). A curva G5 M069A18 apresentou pontos abaixo do caso G100 M069A18, justificado pela existência de excesso de poropressões maiores, também na Figura 87. Na última fase de adensamento (FA₄) foram atingidas tensões de sobreadensamento de 346 e 366 kPa nos casos G5 M069A18 e G100 M069A18, respectivamente (Figura 96).

O desenvolvimento da tensão de sobreadensamento com as construções e as consolidações no nó 10281 é exibida na Figura 97. Destaca-se que a construção da terceira camada interferiu o estado de tensões, mudando os seus resultados após os 500 dias.

Figura 97 – Evolução da tensão de sobreadensamento no nó 10281.



Fonte: A autora, 2018.

O conjunto de curvas G100 indicaram tensões de sobreadensamento superiores ao conjunto de curvas G5 no término das fases construtivas, resultado dos excessos de poropressões maiores em casos com geodrenos de 5 mm e diminuição da permeabilidade com

o deslocamento dos solos na fundação (Figura 97). Com a dissipação do excesso de poropressão, as curvas G5 e G100 com o mesmo valor de M, como G5 M098A25 e G100 M098A20, igualam-se ao final da simulação.

Outro aspecto a ser frisado foi a influência do parâmetro M na evolução da tensão de sobreadensamento, a qual diminuiu quando a inclinação da linha de estado crítico cresceu, podendo ser visto nas curvas G100 M069A18 e G100 M120A30, por exemplo, com diferenças de quase 21 kPa aos 848 dias (Figura 97).

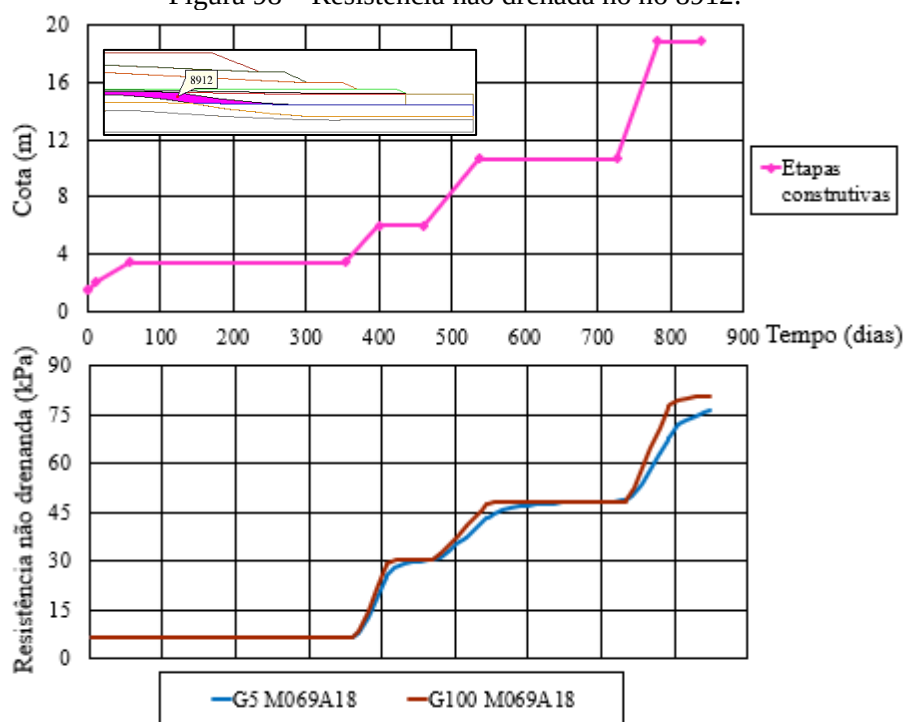
5.2.6 Resistência Não Drenada

Na estimativa da resistência não drenada (S_u) do solo mole, Mesri (1975) propõe o uso da Equação 5.2, cuja a influência do OCR e σ'_{vo} são unidas em tensão de pré-adensamento ou sobreadensamento, utilizado neste item para análise.

$$S_u = 0,22 \cdot \sigma_{vm} \quad (5.2)$$

A Figura 98 indica a evolução da resistência não drenada no nó 8912 durante a construção do aterro sobre o depósito de solo mole nos casos G5 M069A18 e G100 M069A18. Nela, é possível observar que a resistência não drenada se manteve constante nas primeiras etapas, devido à baixa carga aplicada. Após a construção da segunda, terceira e quarta camadas, foram verificadas diferenças entre as curvas, em razão do maior excesso de poropressão no caso simulado com geodrenos de tamanho igual a 5 mm. Com um período de 60 dias de consolidação na quarta fase de espera, notou-se que a S_u do caso G5 M069A18 ainda cresceria até se igualar a resistência não drenada da curva G100 M069A18.

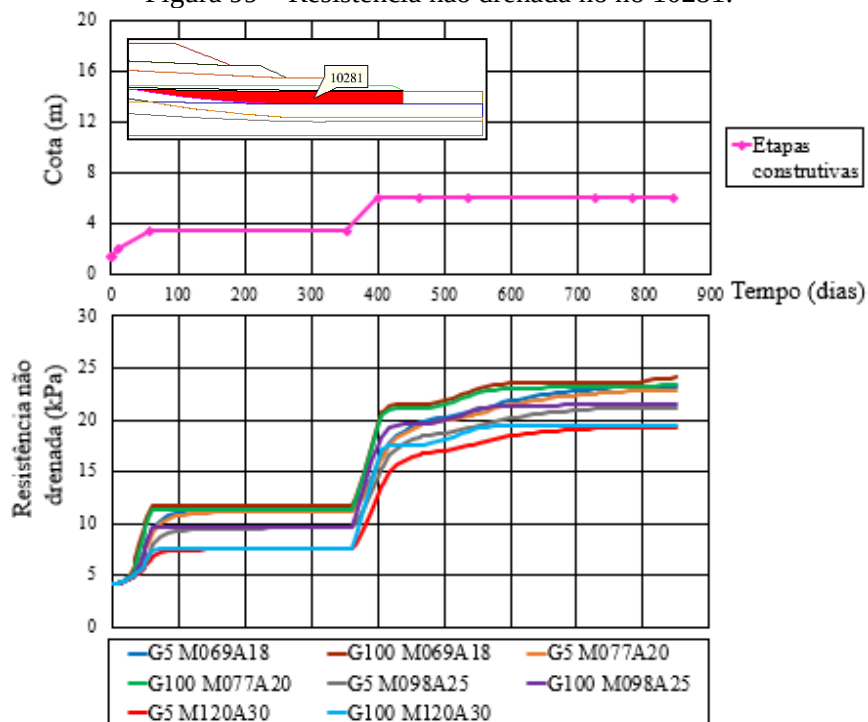
Figura 98 – Resistência não drenada no nó 8912.



Fonte: A autora, 2018.

Os resultados do nó 10281, indicados na Figura 99, possibilitaram a análise tanto da variação do tamanho do geodreno, quanto da alteração da inclinação da Linha de Estados Críticos (M).

Figura 99 – Resistência não drenada no nó 10281.



Fonte: A autora, 2018.

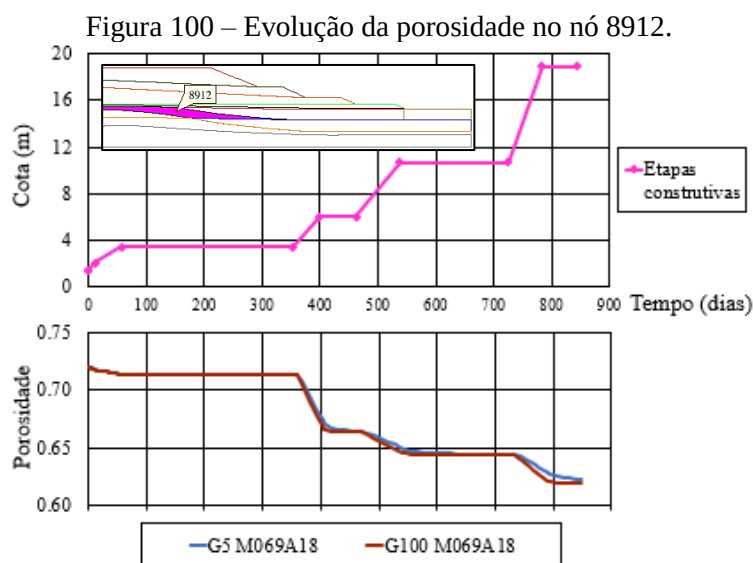
Diferenças entre o conjunto de curvas G5 e G100 com o mesmo valor de M foram percebidas, como em G5 M120A30 e G100 M120A30, ocasionadas por excessos de poropressões distintos, indicando, que quanto maior o tamanho do geodreno, mais rapidamente a resistência não drenada máxima daquela etapa foi atingida. Ao final dos 848 dias, houve a dissipação do excesso de poropressão nos casos com os dois tipos de geodrenos e os valores de Su se igualaram (Figura 99).

Com relação a influência do parâmetro M na resistência não drenada da turfa orgânica, percebeu-se que com o aumento do primeiro houve uma diminuição do segundo, podendo ser percebido nas curvas G100 M069A18 e G100 M120A30, por exemplo, com diferenças de 4,55 kPa no término da simulação (Figura 99).

5.3 POROSIDADE

A relação entre o volume de vazios e o volume total do solo, denominada porosidade, indica a capacidade de um solo saturado armazenar fluidos. Diante disto, os nós 8912 e 10281 foram considerados com relação a este índice físico para análise.

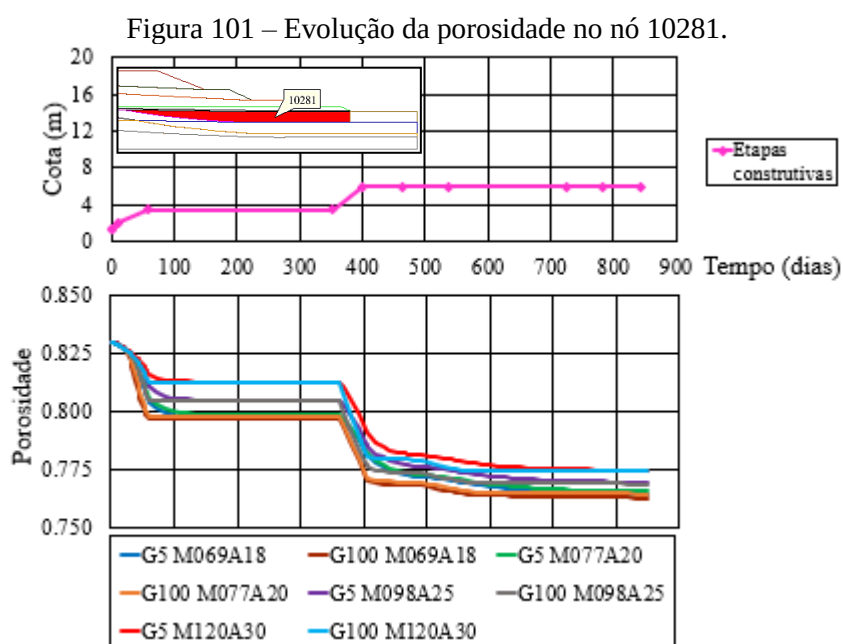
A Figura 100 apresenta o desenvolvimento da porosidade no nó 8912 cujas dimensões dos geodrenos inseridos na argila siltosa (material 05) foram alterados. As curvas G5 M069A18 e G100 M069A18 ficaram sobrepostas na evolução da porosidade, com diferenças bem pequenas nas quartas etapas de alteamento e de adensamento. Desta maneira, a presença de geodrenos com distintas dimensões não interferiu nas variações de porosidades do solo de fundação durante o processo construtivo.



Fonte: A autora, 2018.

A segunda camada alteada indicou maior queda de porosidade durante a construção, com variação de 0,05 em ambos os casos (G5 M069A18 e G100 M069A18). Aos 848 dias, as porosidades finais obtidas foram de 0,62, indicando que a colocação de cerca de 16,5 metros de material nesta região gerou uma redução de quase 14% da porosidade inicial. No que diz respeito aos índices de vazios, eles partiram de 2,57 para 1,63, representando uma diminuição de aproximadamente 37% ao final da modelação (Figura 100).

A alteração da porosidade no decorrer da simulação dos casos investigados no nó 10281 foi exposta na Figura 101, no qual se percebeu a relação entre o parâmetro M e este índice físico. Todas as porosidades se iniciam em 0,830 e apresentam seus resultados finais entre 0,775 e 0,762, referentes aos casos G5 M120A30 e G5M069A18, respectivamente.



Fonte: A autora, 2018.

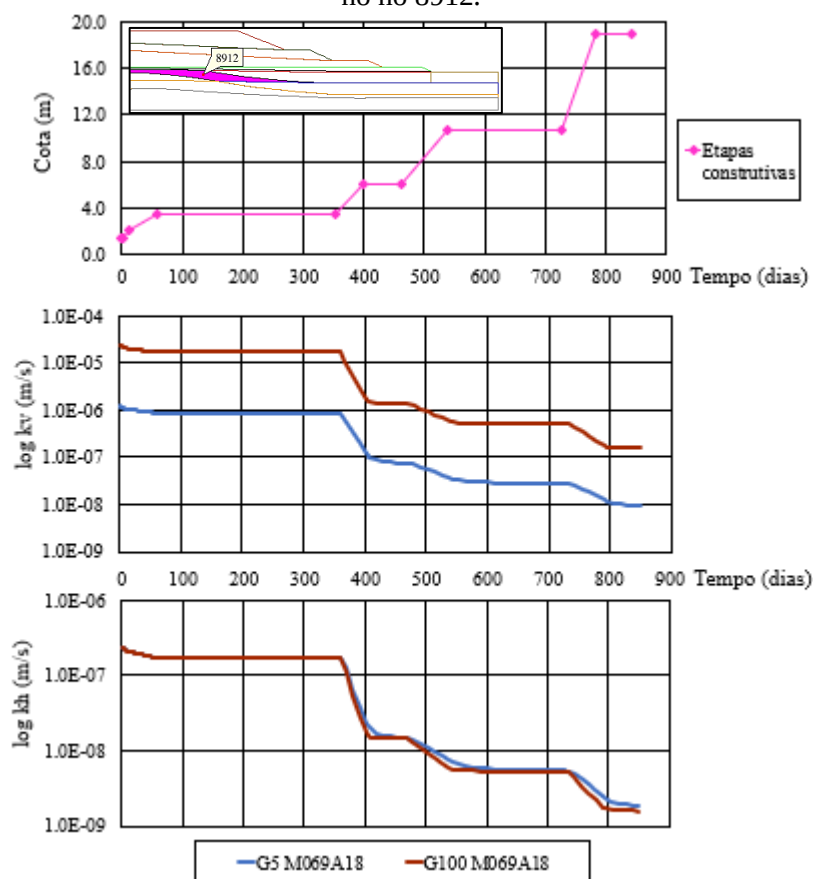
Acima do nó 10281, a colocação de solo foi de aproximadamente 4,5 metros, gerando a diminuição 8,07% na porosidade do caso G100 M069A18, por exemplo. Ressalta-se ainda que neste caso o índice de vazios partiu de 5 e atingiu 3,20, representando uma redução de 36% de e_0 .

Em suma, as distintas dimensões dos geodrenos (Figuras 100 e 101) e as variações do parâmetro M (Figura 101) pouco influenciaram na porosidade final, verificado ao se comparar as curvas aos 848 dias.

5.4 PERMEABILIDADE

O conhecimento da facilidade de escoamento da água através do solo possui muito valor para obras geotécnicas. O desenvolvimento da permeabilidade nas direções vertical e horizontal é apresentado nas Figuras 102 e 103.

Figura 102 – Evolução das permeabilidades verticais equivalentes (k_{ve}) e horizontais equivalentes (k_{he}) no nó 8912.

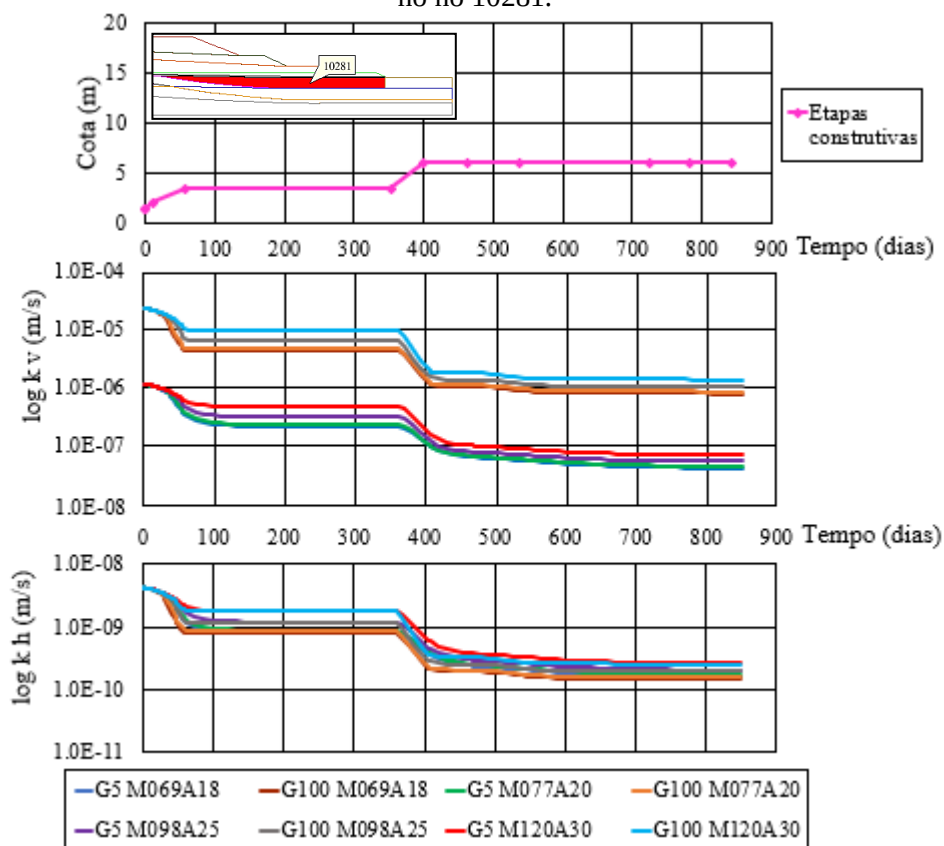


Fonte: A autora, 2018.

No nó 8912 (Figura 102), as permeabilidades verticais equivalentes exibiram valores bem distintos, influenciadas pela dimensão do geodreno. Com a conclusão da FA₄ os resultados atingiram valores entre $1,55 \times 10^{-07}$ e $9,54 \times 10^{-09}$ m/s, nos casos G100 M069A18 e G5 M069A18, respectivamente. Na permeabilidade horizontal equivalente, notaram-se curvas sobrepostas, chegando a $1,58 \times 10^{-09}$ m/s em G100 M069A18 e $1,89 \times 10^{-09}$ m/s em G5 M069A18 ao final da simulação.

A Figura 103 apresenta as variações de permeabilidades verticais e horizontais equivalentes no nó 10281 inserido no material 08 nos cenários modelados.

Figura 103 – Evolução das permeabilidades verticais equivalentes (k_{ve}) e horizontais equivalentes (k_{he}) no nó 10281.



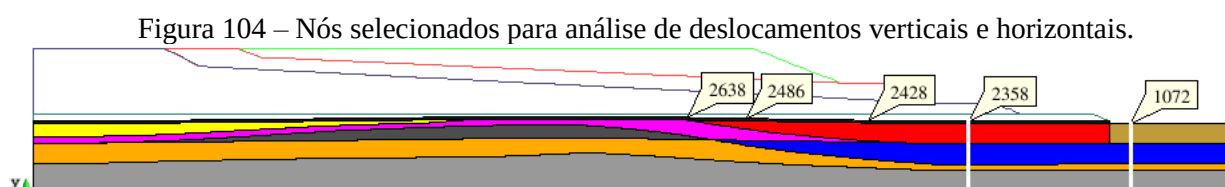
Fonte: A autora, 2018.

Ao verificar a Figura 103, observou-se a influência do parâmetro M durante a simulação tanto nas permeabilidades horizontais equivalentes, quanto nas verticais equivalentes. A medida em que o primeiro cresce, a redução do segundo fica menos acentuada, constatada ao se comparar as curvas G100 M077A20 e G100 M120A30. No geral, as permeabilidades verticais equivalentes finais foram entre $1,40 \times 10^{-06}$ e $7,85 \times 10^{-07}$ no conjunto de curvas G5 e entre $7,28 \times 10^{-08}$ e $4,58 \times 10^{-08}$ no conjunto de curvas G100. Já as permeabilidades horizontais equivalentes finais foram de $2,58 \times 10^{-10}$ (G100 M120A30) a $1,45 \times 10^{-10}$ m/s (G100 M069A18).

5.5 DESLOCAMENTOS

Deslocamentos verticais e horizontais foram comparados a medições de placas de recalques e inclinômetros neste item. Os nós expostos na Figura 104 e nas Tabelas 29 e 30 foram relacionados com instrumentações colocadas próximas a seção E-I, com exceção do nó 2638, adicionado para verificação de recalques estimados na argila siltosa com geodreno (material 05). Foram destacadas ainda duas retas, passando pelos nós 2358 e 1072 no solo, para equiparar aos dados de deslocamento horizontais medidos na obra com os estimados

numericamente. Por fim, apresentaram-se bacias de recalque e vetores resultantes de deslocamento para verificação do comportamento do solo de fundação frente ao carregamento externo aplicado.



Fonte: A autora, 2018.

Tabela 29 – Relação entre os nós selecionados e placas de recalques.

Nós	Placas de recalque
2486	PR – 08
2428	PR – 03
2358	PR – 14
1072	PR - 15
2638	-

Fonte: A autora, 2018.

Tabela 30 – Relação entre os nós selecionados e inclinômetros.

Nós	Inclinômetros
2358	I-01
1072	I-02 / I06

Fonte: A autora, 2018.

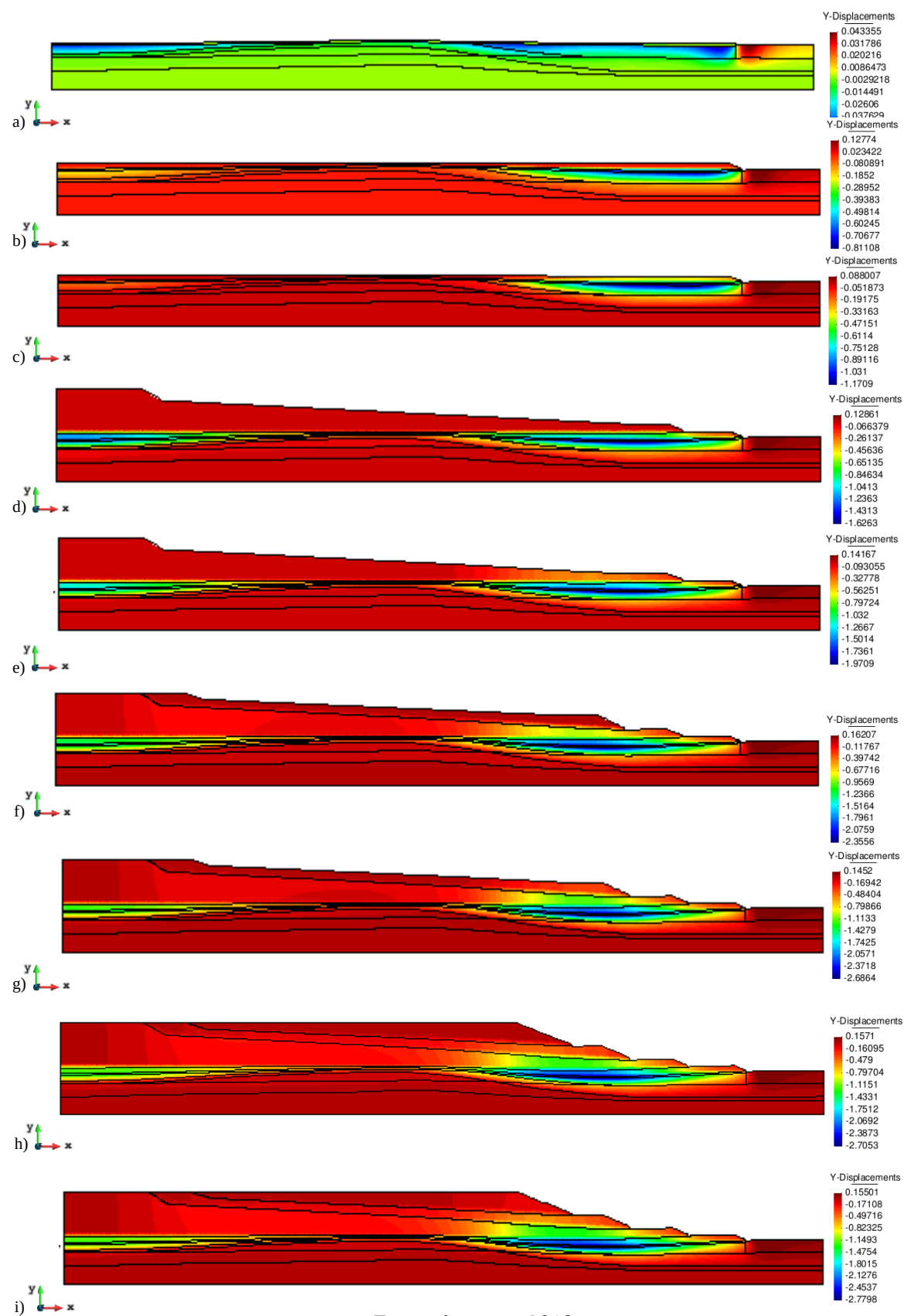
Em razão dos diferentes tempos de alteamento e espera considerados no projeto, não foram feitas comparações entre o mesmo e os deslocamentos verticais estimados numericamente e os recalques obtidos em campo.

5.5.1 Deslocamentos Verticais

A adequada definição da magnitude de deslocamentos verticais em aterro construídos sobre depósitos de solos moles trata-se de um ponto crucial para este tipo de obra, tanto no que se refere a segurança, quanto no que diz respeito a economia.

A Figura 105 indicou, em todas as fases da simulação no caso base G5 M069A18, levantamentos concentrados no material 06 (turfa orgânica sem geodreno), localizado na frente do aterro, e recalques máximos na parte superior do material 07 (turfa orgânica com geodreno), assim, os maiores movimentos ocorreram sempre no trecho menos confinado do problema.

Figura 105 – Deslocamentos verticais ao final: a) do colchão drenante, b) da FC₁, c) da FA₁, d) da FC₂, e) da FA₂, f) da FC₃, g) da FA₃, h) da FC₄, i) da FA₄ em metros, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

A colocação de 0,60 m de colchão de areia praticamente não gerou movimentos nos solos, sendo identificado um levantamento de até 0,04 m e um recalque máximo de 0,06 m (Figura 105a). Posteriormente, ao término da primeira fase construtiva (FC₁), foram percebidos movimentos verticais maiores nos solos, com o recalque máximo na ordem de 0,80 m e levantamentos de quase 0,13 m (Figura 105b). Ao término da primeira fase de adensamento (FA₁) e dissipação do excesso de poropressão, estes valores se alteraram para 1,17 m e 0,08 m, respectivamente (Figura 105c).

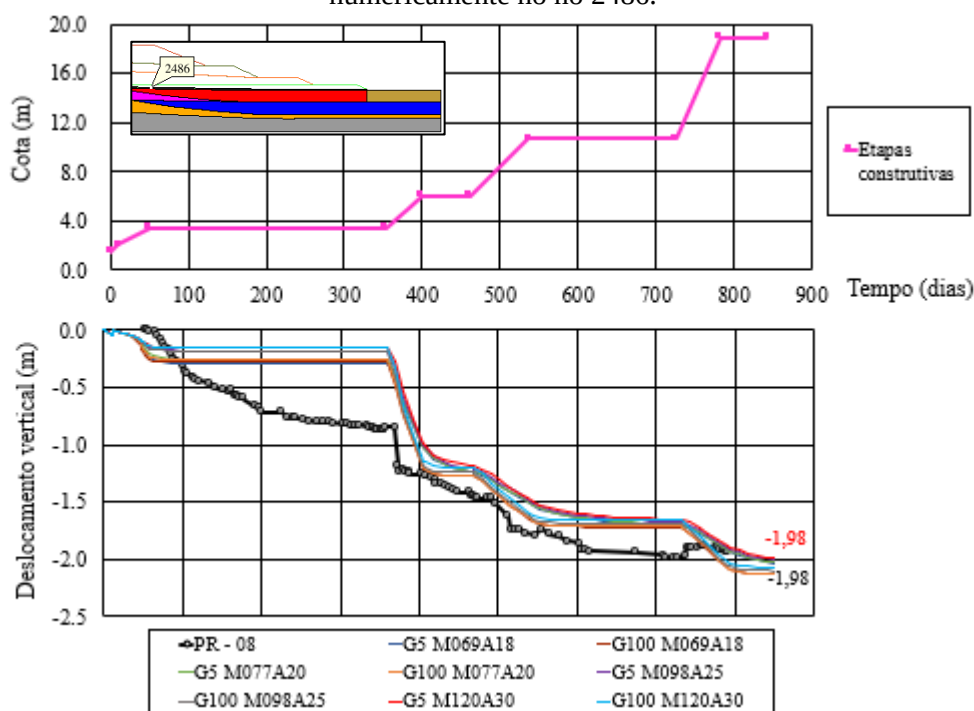
Embora a segunda camada construída apresentasse uma geometria assimétrica e, portanto, maior espessura na lateral esquerda, os maiores recalques ocorreram no material 07 (turfa orgânica com geodreno), por se tratar de um solo com tensão de pré-adensamento inicial pequena e índices de vazios maiores, sendo observados deslocamentos verticais para baixo em torno de 1,62 m na FC₂, conforme a Figura 105d. Após o segundo adensamento, este valor aumentou para 1,97 m com a dissipação de parte do excesso de poropressão. Destaca-se ainda que, em razão do tempo curto de espera na FA₂, não foi identificada um decréscimo do levantamento do material 06 (turfa orgânica sem geodreno), o qual possui baixa permeabilidade (Figura 105e).

Com a conclusão da terceira camada alteada (FC₃), foram notados movimentos verticais para baixo de até 2,35 m (Figura 105f), aumentando, em seguida para 2,68 m com a dissipação da poropressão ao final de 189 dias de espera (Figura 105g).

O alteamento da quarta camada indicou recalque máximo de 2,70 m no material 07, além de um levantamento de cerca de 0,16 m no material 06 (Figura 105g). Com 60 dias de consolidação, o recalque máximo passou a ser 2,77 m no caso base (G5 M069A18), Figura 105i.

Os recalques aferidos em campo e previstos numericamente nos cenários investigados, referente ao nó 2486 e placa de recalque 08, foram expostos na Figura 106, bem como a etapa construtiva da obra.

Figura 106 – Deslocamentos verticais medido na PR-08 e previsto numericamente no nó 2486.



Fonte: A autora, 2018.

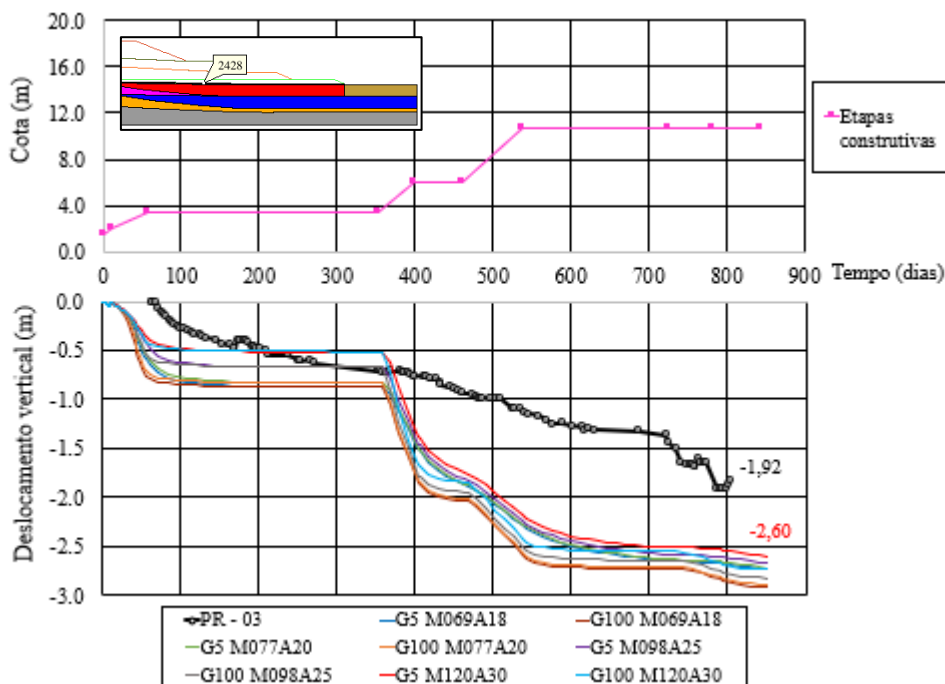
Na Figura 106, foi destacado em vermelho (1,98 m) o recalque final idêntico ao aferido na PR-08, sendo esta a mesma cor da curva em questão, G5 M120A30, realçou-se também o deslocamento vertical medido, de 1,98 m. O comportamento das curvas no decorrer da simulação foi distinto do aferido em campo, conforme o esperado, em função de a seção analisada ser bidimensional e na obra (situação tridimensional) existirem outras condicionantes, como por exemplo, o ponto de partida da construção do aterro na área. Apesar disso, os valores finais estimados e medidos foram aproximados.

Até os 400 dias, as curvas modeladas se apresentaram distantes da aferida, aproximando-se a partir da segunda fase de adensamento (FA₂). Além disso, o conjunto de curvas G100 exibiram-se ligeiramente abaixo do conjunto de curvas G5, em função de sua maior permeabilidade. Com relação a variação do parâmetro M, notaram-se que as curvas com os maiores valores, indicaram recalques inferiores (Figura 106).

Entre as curvas apresentadas na Figura 106, a do caso G100 M069A18 indicou o maior erro relativo no nó 2486, de 7,07%, estando dentro dos 25% de erro relativo de recalque que Mestat, Bourgeois e Riou (2004) encontraram em 67% aterros simulados na França ao final da construção.

Foram expostos na Figura 107 a evolução dos deslocamentos verticais medido e estimado numericamente no nó 2428.

Figura 107 – Deslocamentos verticais medido na PR-03 e previsto numericamente no nó 2428.



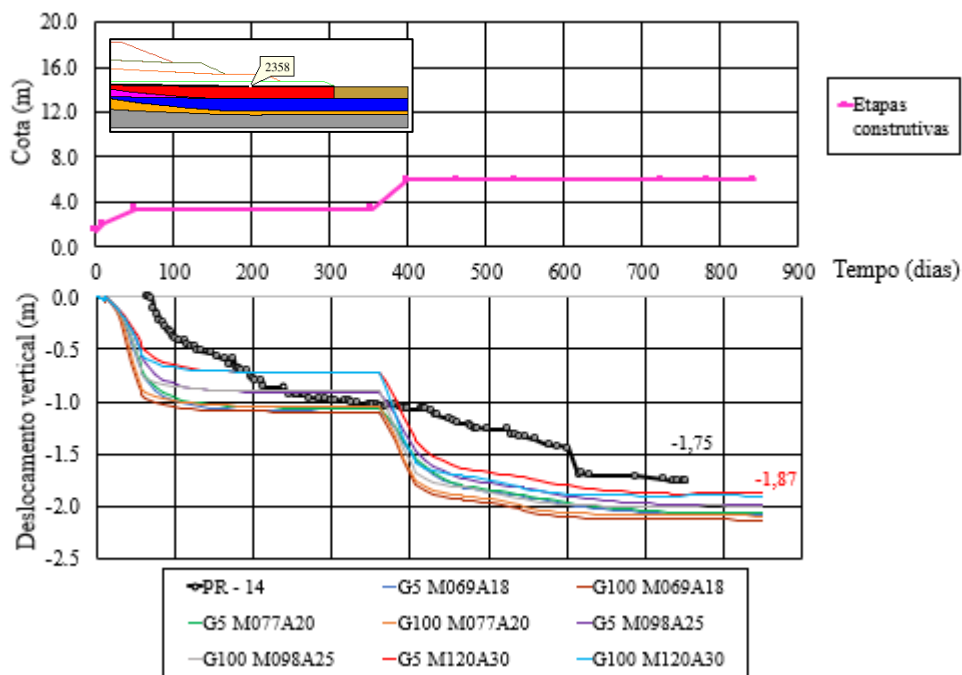
Fonte: A autora, 2018.

A PR-03 apontou o recalque final de 1,92 m, diferente dos valores obtidos nos casos simulados, os quais variaram de 2,60 a 2,91 m. No local de implantação da placa de recalque, não havia sondagem a percussão, assim sendo, é possível que neste trecho a camada de silte arenoso (material 02) fosse mais espessa, resultando em um recalque simulado superior ao aferido, além da influência do adensamento secundário concomitante ao primário na modelagem numérica. Dentre os resultados obtidos, aquele que obteve menor recalque foi o caso G5 M120A30, na ordem de 2,60 m, destacado na Figura 107.

Comparando as curvas G5 M120A30 e G100 M120A30 da Figura 107, é possível perceber que a dimensão do geodreno ocasionou uma diferença de 0,20 m de recalque no nó 2428 no término da modelagem. De forma semelhante, confrontando as curvas G100 M069A18 e G100 M120A30, notou-se diferenças de 0,17 m de deslocamento vertical aos 848 dias ocasionada por diferenças entre os parâmetros M de cada caso.

O desenvolvimento dos recalques no nó 2358 foi indicado na Figura 108, bem como a medição da placa de recalque 14.

Figura 108 – Deslocamentos verticais real (PR-14) e previsto numericamente no nó 2358.



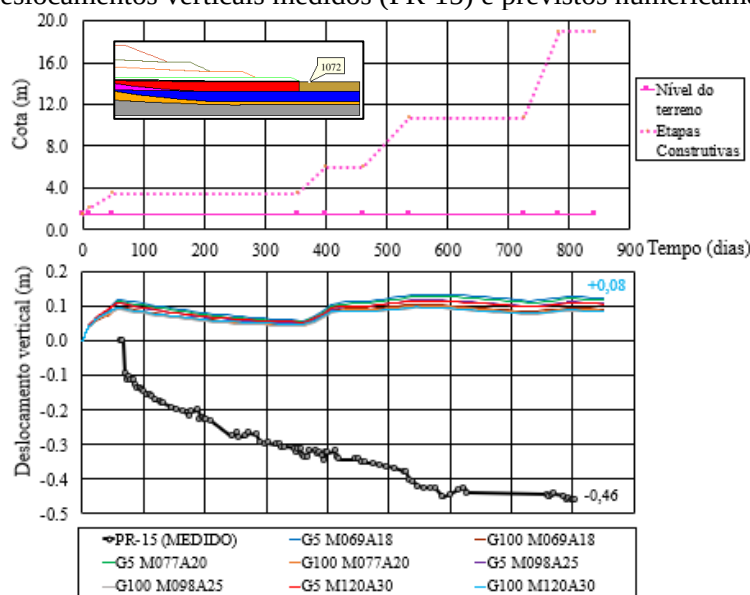
Fonte: A autora, 2018.

Com recalques finais entre 1,87 e 2,14 m os oito cenários modelados indicaram deslocamentos verticais acima dos valores medido na PR-14 (1,75 m), em que o conjunto de curvas G100 coincidiu com o conjunto de curvas G5, em função da dissipação do excesso de poropressão, notado através da comparação entre as curvas G5 M120A30 e G100 M1220A30 ao final das modelagens. Com relação ao parâmetro M, percebeu-se que os deslocamentos verticais foram menos acentuados a medida em que o mesmo aumentava, com diferenças de 0,27 m entre as curvas G100 M069A18 e G100 M120A30 aos 848 dias (Figura 108).

A curva que mostrou o resultado mais próximo do real foi a G5 M120A30, com erro relativo de 6,86%, também dentro do percentual encontrado por Mestat, Bourgeois e Riou (2004) em 67% aterros simulados na França (Figura 108).

Fora da área de construção foi colocada a placa de recalque (PR-15) para a aferição de movimentos verticais a 05 metros do pé do aterro. A Figura 109 expõe os deslocamentos medidos (PR-15) e estimados numericamente no nó 1072.

Figura 109 – Deslocamentos verticais medidos (PR-15) e previstos numericamente no nó 1072.

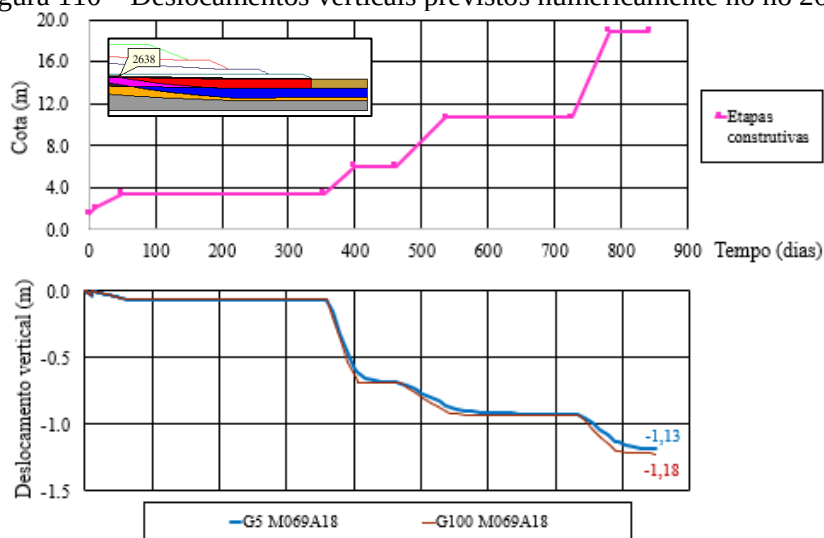


Fonte: A autora, 2018.

A PR-15 mostrou 0,46 m de recalque na área externa próximo ao pé do aterro, comportamento distinto ao comumente identificado por outros pesquisadores, como Ortigão (1980). Segundo o autor, em geral, ocorre um levantamento de solo nesta região, semelhante ao estimado no nó 1072, com resultados entre 0,08 e 0,12 m, respectivamente em G100 M120A30 e G5 M069A18, conforme Figura 109.

O nó 2638 foi adicionado as análises, a despeito de não existir placa de recalque com medições reais (Figura 110), com o intuito de confrontar os casos G5 M069A18 e G100 M069A18 em um ponto próximo ao 8912, o qual estava inserido na argila siltosa com geodreno.

Figura 110 – Deslocamentos verticais previstos numericamente no nó 2638.



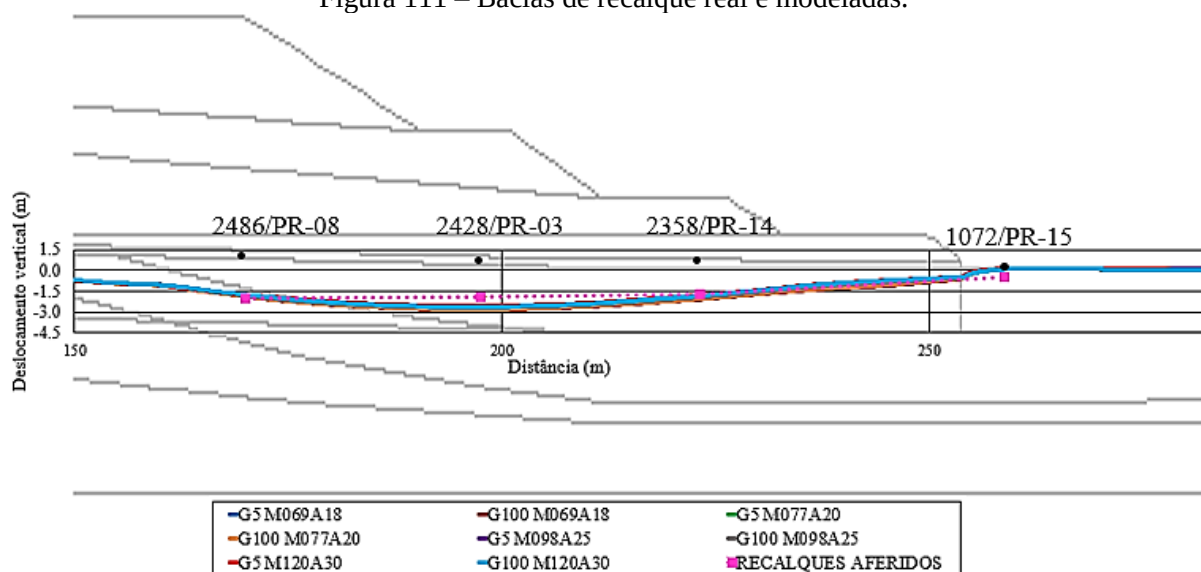
Fonte: A autora, 2018.

Como o parâmetro M das duas curvas simuladas indicadas na Figura 110 foram iguais, os resultados obtidos se assemelharam, podendo ser percebida uma leve influência do excesso de poropressão na curva G5 M069A18, que aos 848 dias ainda aumentaria para atingir o seu recalque máximo, resultado de 3,4 kPa a serem dissipados, conforme Figura 87.

5.5.2 Bacia de Recalque

A consequência visível da subsidência do terreno de fundação após a construção do aterro é verificada através de bacias de recalque, assim como a apresentada na Figura 111, que possui o local de implantação das placas de recalque na cor preta instaladas no início da obra e suas posições finais na cor magenta. Nela, há também a bacia de recalques dos casos simulados, variando a dimensão do geodreno (G5 e G100) e o valor do parâmetro M (0,69 a 1,20).

Figura 111 – Bacias de recalque real e modeladas.



Fonte: A autora, 2018.

A partir da Figura 111, foi possível constatar a redução da espessura do material 07 (turfa orgânica com geodreno) localizado logo abaixo das bermas do aterro. O segmento da bacia de recalque real, próximo aos 200 m de distância apresentou diferenças razoáveis do simulado, em função de uma possível camada mais espessa de silte arenoso (material 02) nesta região, como discutido anteriormente na Figura 107, sendo indicados nos demais trechos abaixo do aterro dados mais realistas.

5.5.3 Deslocamentos Horizontais

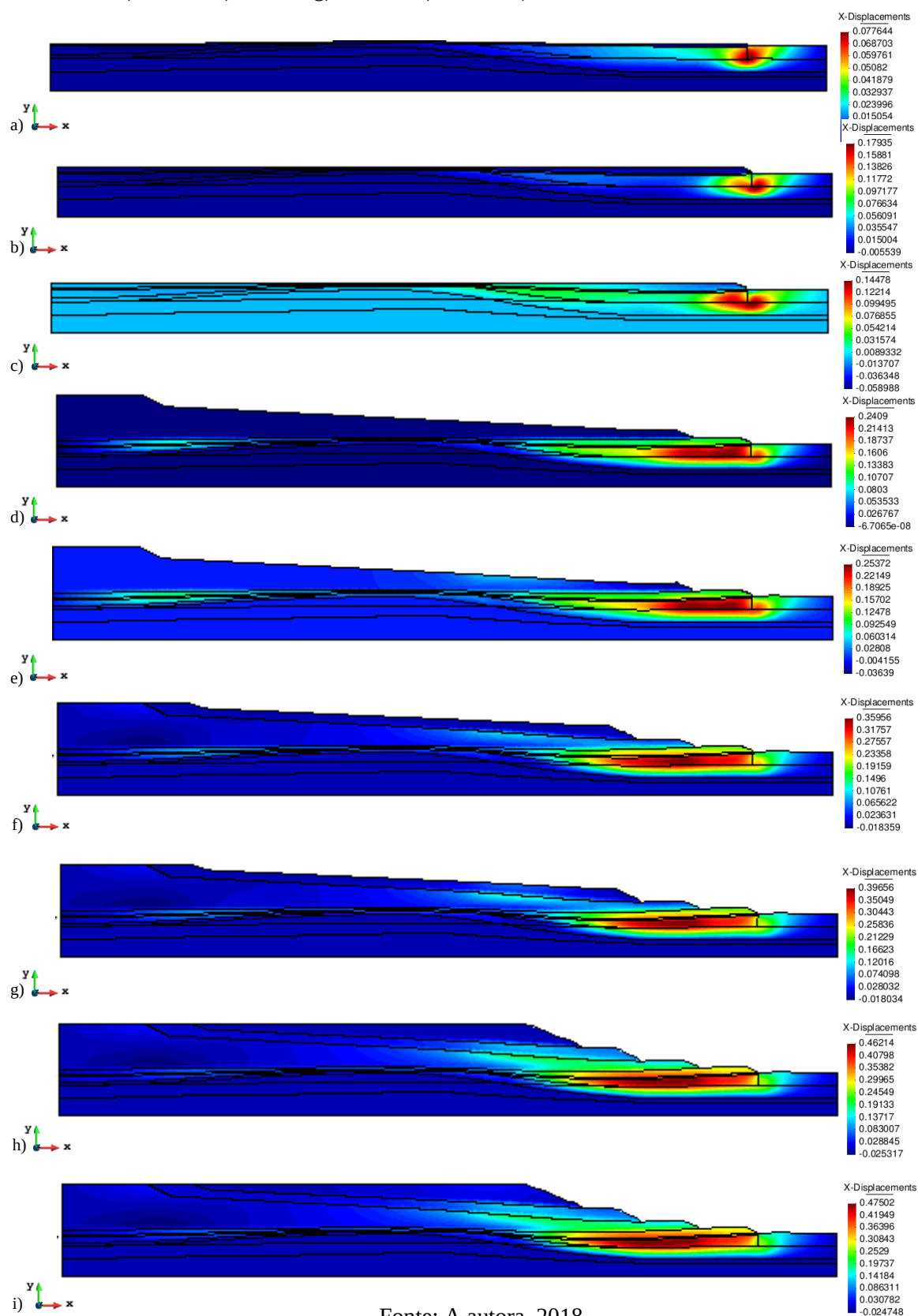
O acompanhamento de deslocamentos horizontais em aterros construídos sobre depósitos de solos moles é relevante para a avaliação de estabilidade da obra e para verificação de possíveis interferências em estruturas próximas.

A Figura 112 exibe os deslocamentos horizontais obtidos durante a simulação do caso base G5 M069A18, com os principais movimentos ocorrendo na região menos confinada. Após a colocação de 0,60 m de colchão drenante, identificaram-se deslocamentos na interface entre os materiais que apresentavam permeabilidades bem distintas (Figura 112a), situação que permaneceu similar até o término do primeiro adensamento (FA₁), Figura 112c.

Com a construção da segunda camada do aterro (Figura 112d), os movimentos laterais se acentuaram, especialmente, na camada de turfa orgânica com geodreno (material 07), caracterizada por possuir baixa tensão de pré-adensamento inicial e altos índices de vazios, alcançando 241 mm, sendo este valor ampliado para 254 mm após a dissipação de parte do excesso de poropressão (Figura 112e). A região com os deslocamentos horizontais mais expressivos mostrou crescimento após a terceira fase construtiva (FC₃), quando chegou a 360 mm, adicionado em 37 mm no final da FA₃ (Figura 112h).

Estimou-se um movimento lateral máximo de aproximadamente 462 mm logo depois do quarto alteamento executado (FC₄), abaixo da segunda berma e inserido no material 07 (Figura 112h). No decorrer dos 60 dias de fase de espera, houve um aumento de deslocamento horizontal, atingindo 475 mm com a dissipação de parte do excesso de poropressão (FA₄), Figura 112i.

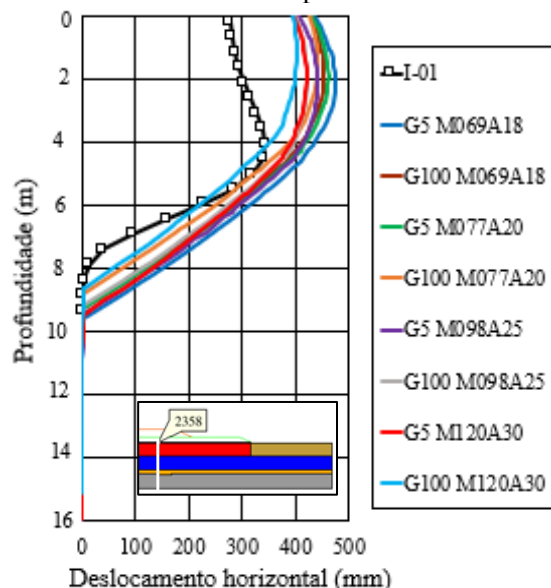
Figura 112 – Deslocamentos horizontais ao término: a) do colchão drenante, b) da FC₁, c) da FA₁, d) da FC₂, e) da FA₂, f) da FC₃, g) da FA₃, h) da FC₄, i) da FA₄ em metros, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

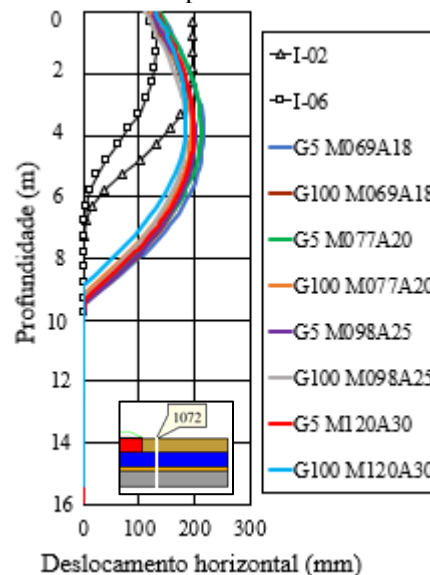
Para uma análise comparativa entre os resultados reais e previstos numericamente, selecionaram-se duas verticais, tomando-se os nós 2358 e 1072 como referência na Seção E-I (Figuras 113 e 114), sendo estes os mais próximos dos instrumentos implantados em obra.

Figura 113 – Deslocamentos horizontais estimados e aferidos perto do nó 2358.



Fonte: A autora, 2018.

Figura 114 – Deslocamentos horizontais estimados e aferidos perto do nó 1072.

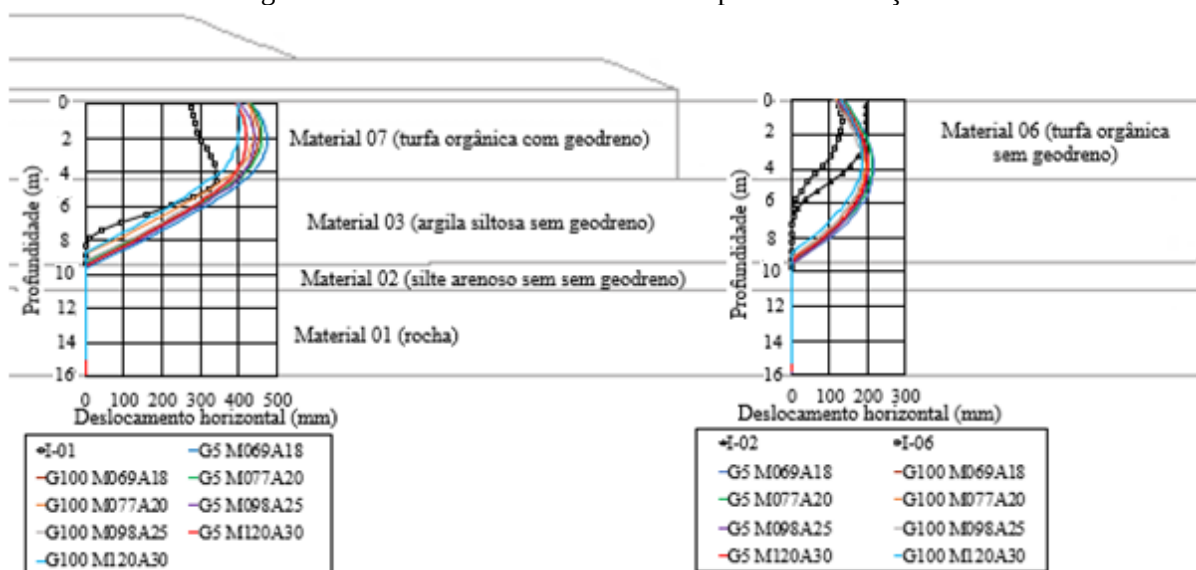


Fonte: A autora, 2018.

Até os 04 metros de profundidade na Figura 113, os dados da simulação se mostraram afastados do medido em campo, sendo observado aos 02 metros uma diferença máxima de 170 mm entre a curva G5 M069A18 e o I-01. O crescimento do parâmetro M indicou movimentos laterais inferiores, assim como o aumento da capacidade de drenagem do solo de fundação, sendo a curva G100 M120A30 a mais realista.

Na Figura 114, os resultados de deslocamentos laterais até os 03 metros de profundidade, apresentaram-se entre os dois instrumentos instalados próximos a seção. Contudo, ao se aumentar a profundidade (entre 6 e 10 metros), os valores estimados foram superiores em todas as curvas. Isto se deve a possível presença de uma camada mais resistente a partir dos 06 metros de profundidade, podendo ser melhor visualizada na Figura 115.

Figura 115 – Deslocamentos horizontais plotados na Seção E-I.

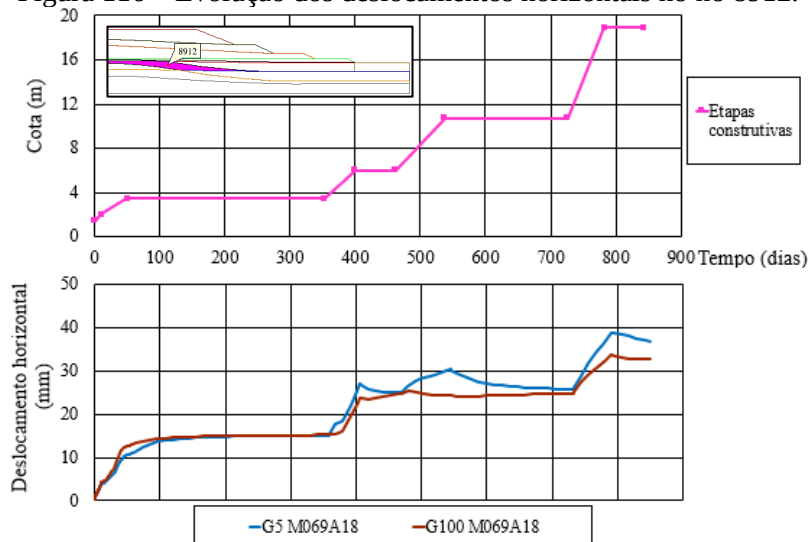


Fonte: A autora, 2018.

Os movimentos laterais máximos simulados foram entre 397 e 473 mm (G100 M120A30 e G5 M069A18) e entre 185 e 215 mm (G5 M120A30 e G5 M069A18) nos materiais 06 e 07, respectivamente. Do medido em campo, o primeiro gráfico indicou um deslocamento máximo na ordem de 343 mm entre os materiais 03 e 07, já no segundo gráfico, obtiveram-se movimentos máximos de 130 e 196 mm no topo da camada de turfa orgânica sem geodreno, material 06 (Figura 115).

Para complementar a análise de desenvolvimento de deslocamento horizontal, foram selecionados os movimentos no decorrer do tempo nos nós 8912 e 10281, exibidos das Figuras 116 a 117, respectivamente.

Figura 116 – Evolução dos deslocamentos horizontais no nó 8912.

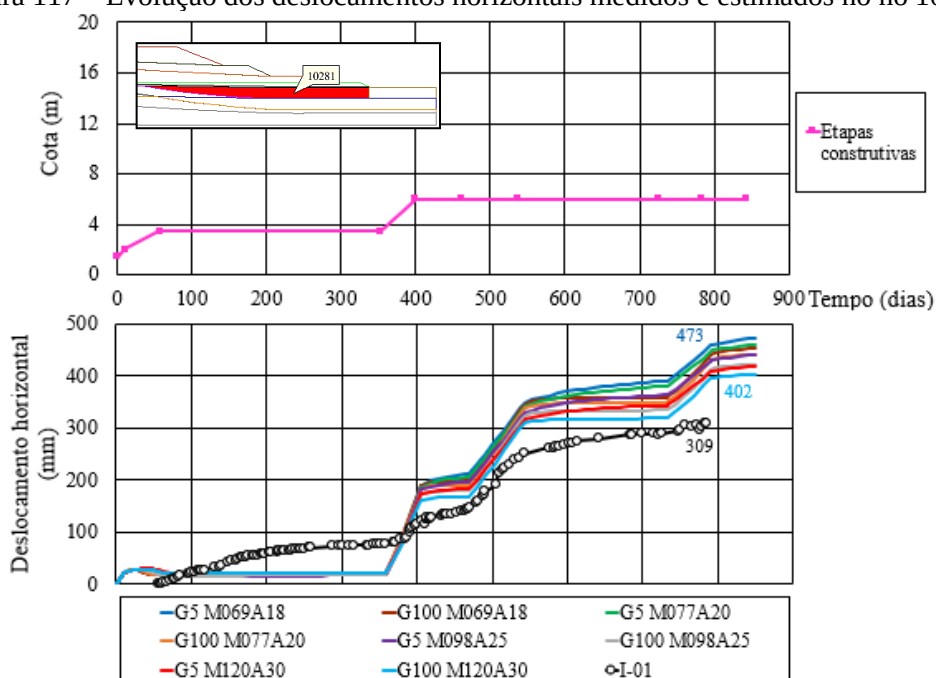


Fonte: A autora, 2018.

As curvas mostradas na Figura 116 possuíam o mesmo valor de parâmetro M, sendo alterada apenas a dimensão do geodreno (G5 e G100). O caso G5 M069A18 mostrou ao final das fases construtivas 02, 03 e 04, picos de deslocamentos horizontais, ocasionados por excessos de poropressões, e um discreto retorno com as dissipações nas FA₂, FA₃ e FA₄. Já na curva G100 M069A18, os movimentos horizontais atingiram o máximo logo na conclusão do alteamento, mantendo-se praticamente constantes no término das fases de adensamento.

As evoluções dos deslocamentos horizontais do nó 10281 e do medido (I-01) na camada de turfa orgânica com geodreno (material 07), e a cota alteada equivalente, encontram-se expostas na Figura 117.

Figura 117 – Evolução dos deslocamentos horizontais medidos e estimados no nó 10281.

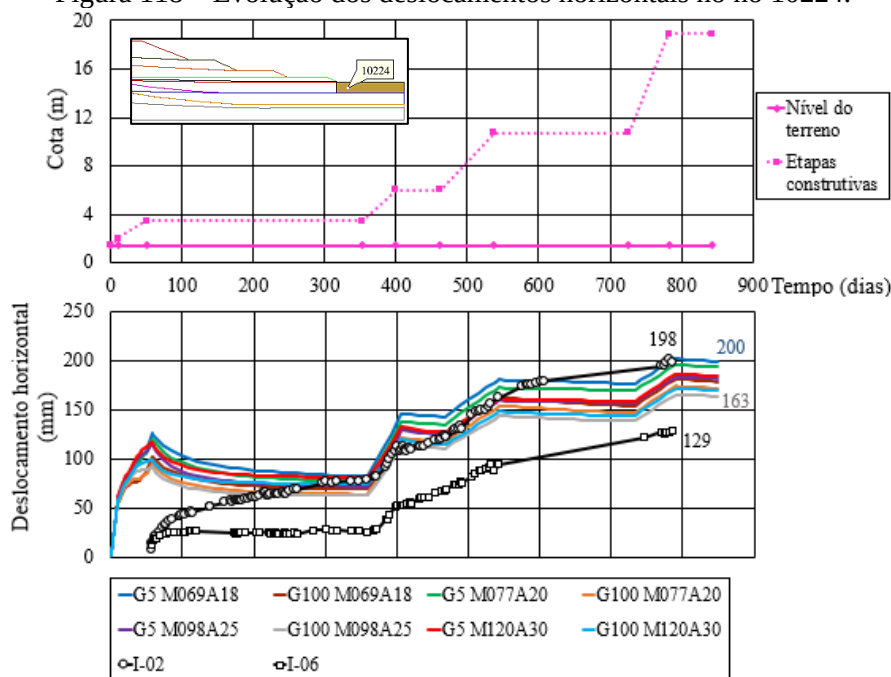


Fonte: A autora, 2018.

Notou-se, no final do primeiro alteamento e do primeiro adensamento, a sobreposição das curvas, indicando movimentos laterais pequenos. As diferenças surgiram a partir da FC₂, quando se perceberam curvas de parâmetros M maiores com deslocamentos reduzidos, como G100 M120A30 e G5 M069A18, com valores de 402 e 473 mm aos 848 dias, respectivamente. Comparando ainda os valores medidos em campo e os estimados numericamente, identificou-se diferenças de 164 e 93 mm nos casos G5 M069A18 e G100 M120A30, respectivamente, ao final da obra (Figura 117).

Os resultados de deslocamentos horizontais ao longo do tempo na metade da camada de turfa orgânica sem geodreno (material 06), nó 10224, a 05 metros do pé do aterro (na vertical 1072), foram expostos na Figura 118.

Figura 118 – Evolução dos deslocamentos horizontais no nó 10224.



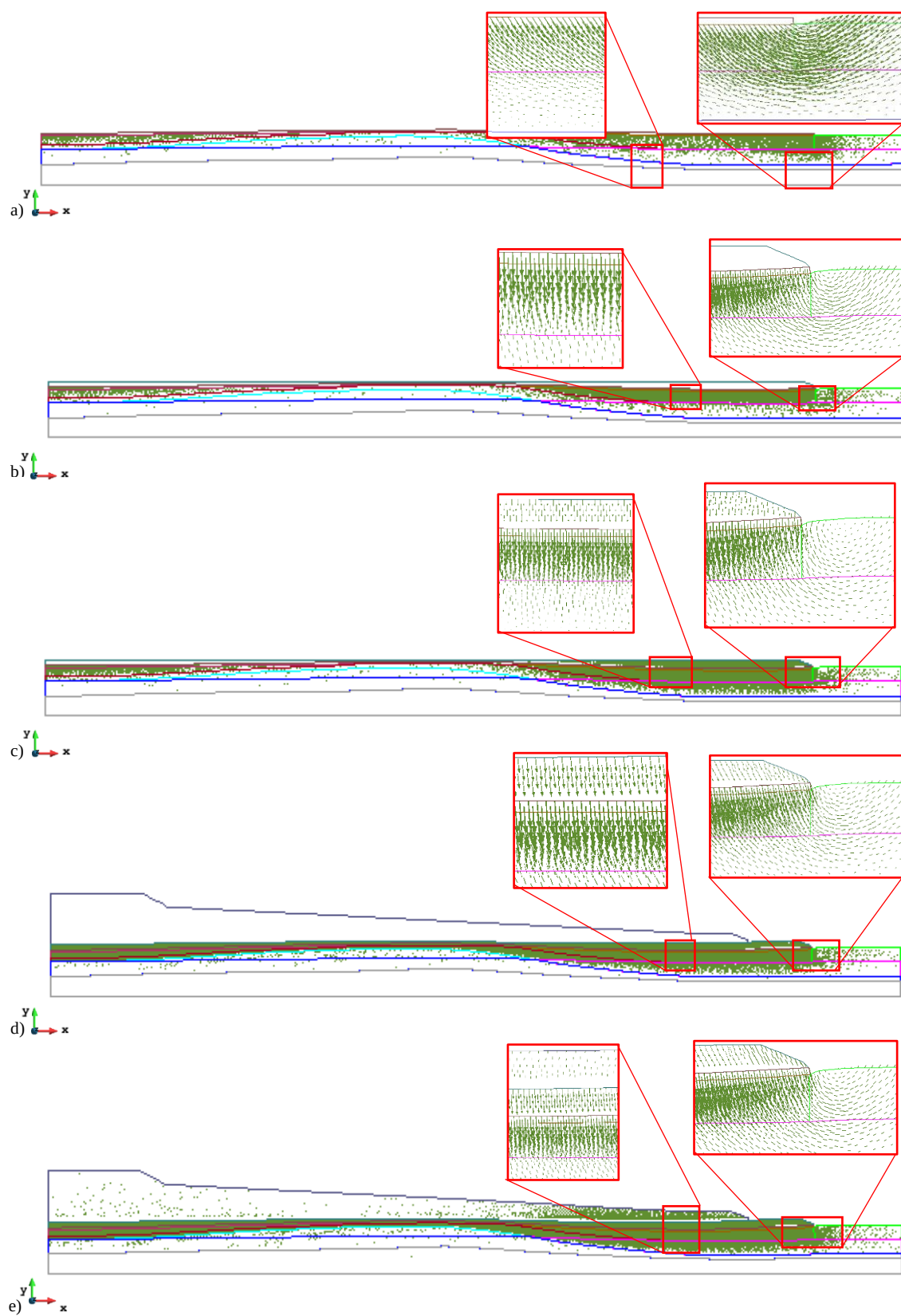
Fonte: A autora, 2018.

Com a construção da primeira camada de aterro (Figura 118), identificaram-se picos de deslocamentos horizontais seguidos de um pequeno retorno, após a dissipação do excesso de poropressão nas FA_1 e FA_2 . Em seguida, a partir da FC_3 , o comportamento das curvas com deslocamentos foram sempre crescentes e indicaram resultados entre 163 e 199 mm no nó 10224 aos 848 dias. Destaca-se ainda que a partir dos 600 dias, os resultados estimados numericamente apresentaram-se dentro da faixa de valores medidos em campo a uma distância de cinco metros do pé do aterro, cuja curva G5 M069A18 se aproxima do I-02.

5.5.4 Vetores de Deslocamento

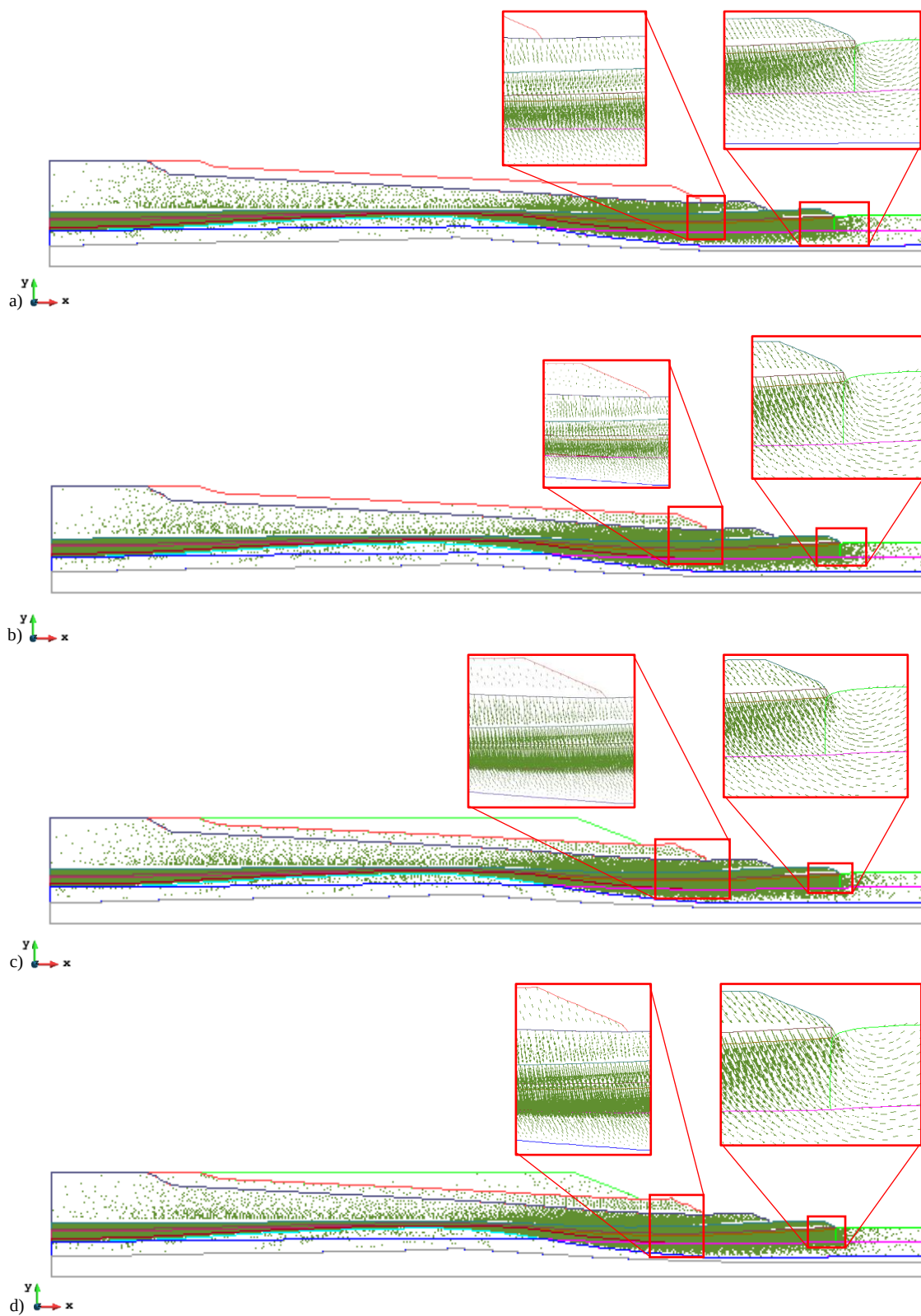
A movimentação do aterro/solo mole do caso base G5 M069A18 foi mostrada nas Figuras 119 e 120, por meio de vetores resultantes de deslocamentos verticais e horizontais provenientes das etapas construtivas e fases de consolidação.

Figura 119 – Vetores de deslocamento ao término da execução: a) do colchão drenante, b) da FC₁, c) da FA₁, d) da FC₂, e) da FA₂, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

Figura 120 – Tensões verticais ao término da execução: f) da FC₃, g) da FA₃, h) da FC₄, i) da FA₄, no caso G5 M069A18.



Fonte: A autora, 2018.

Em um primeiro momento, a quantidade de vetores na turfa orgânica sem geodreno (material 06) com sua rotação, especialmente, no pé do aterro após a construção do colchão drenante, em destaque na Figura 119a.

Ao término das fases construtivas (FC_1 , FC_2 , FC_3 e FC_4), os vetores não indicaram movimentos significativos dos materiais alteados, distinto do ocorrido nas fases de espera, as quais mostraram a concentração de deslocamentos, principalmente, na primeira e na segunda camada adensada (FA_1 e FA_2), Figuras 119c e 119e.

De forma geral, no decorrer da construção e da consolidação, deslocamentos verticais para baixo se concentraram no solo mole sob a segunda, a terceira e a quarta berma. Rotações de vetores foram verificados no pé do aterro, ocasionadas pelo acréscimo de tensões e por se tratar da parte menos confinada do caso (Figura 119 e 120), sendo isto também identificado em trabalhos como Ortigão (1980).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O uso de métodos de elementos finitos tem se dado em análises complexas de engenharia como construção de aterros sobre depósitos de solos moles e de barragens. O primeiro passo no processo de modelagem numérica de um fenômeno físico consiste na identificação adequada dos fatores e dos parâmetros que influenciam na resposta final do conjunto aterro/solo mole. O estudo considerando o acoplamento hidromecânico faz-se importante por avaliar deformações ocorridas, contemplando a resposta drenada do material, especialmente, quando se empregam elementos de drenagem como os geodrenos e os drenos franceses.

Na área em estudo, foram identificadas camadas moles de turfa orgânica argilosa e argila siltosa saturadas com espessuras variando de 2,0 a 7,0 m e 1,0 a 5,0 m, respectivamente. Após, identificou-se a presença de silte arenoso medianamente compacto a compacto, com espessura média de 4,5 m, seguido de uma alteração de rocha com elevada resistência a penetração, onde se encerraram as sondagens.

A partir das curvas de iso-recalques elaboradas, foi possível identificar locais críticos dentro do limite de abrangência do solo mole e, confrontando com os perfis de sondagens, percebeu-se a ocorrência de deslocamentos verticais significativos nas áreas menos confinadas, próximas aos furos de sondagem SP-138 e SP-139, os quais indicaram uma espessa camada de turfa orgânica argilosa de baixa resistência e altos valores de umidade (350%).

Nas simulações, a alteração do tamanho do geodreno (G5 e G100) durante as etapas interferiu nas tensões verticais e efetivas, contudo, o mesmo não foi identificado quando se variou o parâmetro M , de 0,69 a 1,20. Com relação as poropressões, durante o processo construtivo foi possível perceber a influência da variação de ambos (G e M) nos resultados numéricos, já que maiores inclinações da Linha de Estados Críticos, como o M igual a 1,20, resultaram em menores picos de poropressões, assim como as maiores dimensões de geodrenos (G100). Destaca-se que após as dissipações, os valores finais das curvas se aproximaram.

As tensões cisalhantes atingiram seus valores máximos logo após o término das fases construtivas nos casos G100, em razão das dissipações das poropressões serem mais rápidas. Aos 848 dias, identificou-se que a variação do parâmetro M pouco influenciou nas tensões cisalhantes, quando foram percebidas diferenças de apenas 1 kPa entre as curvas.

Durante as fases construtivas e de consolidação, as tensões de sobreadensamento foram influenciadas por excessos de poropressões, principalmente, nos cenários em que os geodrenos possuíam tamanho de 5 mm, igualando-se aos dados obtidos no G100 após as dissipações. Em

relação ao parâmetro M , quando este aumentou de 0,69 para 1,20, foram observadas diferenças de até 21 kPa nas tensões de sobreadensamento. Vale ressaltar que o comportamento entre as variações dos tamanhos do geodreno e do parâmetro M com as tensões de sobreadensamento foram similares ao comportamento das resistências não drenadas, com diferenças de até 4,55 kPa na S_u ao se alterar a inclinação da LEC (M) de 0,69 para 1,20.

As porosidades dos solos não sofreram interferências significativas com as variações de dimensões do geodreno e das alterações do parâmetro M , percebido pela comparação das curvas dos 08 cenários ao final dos 848 dias. As permeabilidades equivalentes verticais obtidas durante as modelagens indicaram que maiores valores de M e de geodrenos ocasionaram k_{ev} maiores.

No caso base simulado, os deslocamentos verticais de maiores magnitudes ocorreram na turfa orgânica com geodreno (material 07), atingindo 2,77 m após a quarta fase de consolidação. Enquanto em alguns casos o recalque estimado numericamente se mostrou idêntico ao aferido em campo (1,98 m). O aumento do parâmetro M de 0,69 a 1,20 implicou em diferenças de recalques de até 0,27 m. Observou-se ainda a necessidade de uma maior quantidade de sondagens à percussão e a sua proximidade com as instrumentações, dada a significativa extensão da área, heterogeneidade dos materiais e falta de simetria da obra, possibilitando modelações mais realistas.

Deslocamentos horizontais de até 475 mm ocorreram na turfa orgânica com geodrenos (material 07) no caso base, estando em uma região menos confinada. Curvas com maiores concordâncias foram obtidas próxima ao pé do aterro até os 03 metros de profundidade, uma vez que os 08 casos simulados se apresentaram dentro da faixa de valores provenientes do monitoramento, havendo, a partir daí a possibilidade de existência de uma camada mais espessa de silte arenoso, não identificada em sondagens.

O simulador CODE_BRIGHT mostrou o potencial em descrever com satisfação o desempenho do aterro construído sobre o solo mole, sendo compatível com o fenômeno físico deste tipo de obra e indicando valores mais realistas quando comparados aos cálculos analíticos de deslocamentos verticais, por exemplo. O programa possibilita não apenas o desenvolvimento de estudos de sensibilidade envolvendo a variação de índice de vazios inicial, índices de compressão e de recompressão, tensão de pré-adensamento inicial, permeabilidades iniciais e inclinações da LEC, dentre outros, como também permite a análise de diferentes propostas de soluções para uma estrutura, resultando na identificação do melhor comportamento, e de possíveis adversidades em um período predeterminado. Além de estimar os recalques em toda a seção, o simulador forneceu a evolução das poropressões, dos deslocamentos horizontais e das tensões durante as etapas construtivas e as fases de espera.

Para o uso de modelos constitutivos, são necessários dados proveniente de ensaios comumente realizados em laboratório, tais como: adensamento, permeabilidade, triaxial CIU, cisalhamento direto, etc. Contudo, atenção especial deve ser dada a representatividade das amostras e a qualidade das informações de entrada para a simulação, sendo necessário o uso de parâmetros específicos adequados, uma vez que o coeficiente de Poisson, por exemplo, interfere na magnitude dos movimentos laterais dos materiais e o ângulo de atrito no estado crítico, influencia nos recalques frente à aplicação do carregamento externo.

Por fim, destaca-se que as verificações analíticas não devem ser descartadas e sim comparadas com modelagens para ponderação e melhor interpretação do comportamento complexo das obras. A comparação das previsões com os dados provenientes de monitoramento é fundamental para a comunidade científica comprovar o grau de realismo nos modelos propostos, a fim de ajustá-los/refiná-los e definir metodologias de modelagens específicas para cada tipo de estrutura, permitindo a ocupação de espaços de maneira cada vez mais segura.

6.1 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Sugere-se o avanço dos tópicos a seguir como futuras pesquisas:

- análise da obra em seção tridimensional, com o objetivo de verificar o efeito de espalhamento do solo mole durante os alteamentos e os períodos de consolidação;
- estudo comparativo entre o desempenho real do aterro e o desempenho simulado, com níveis de alerta confrontados;
- estudo com comportamento do aterro e solo mole frente a carregamentos cíclicos, haja vista a existência de um estacionamento;
- análise dos efeitos de submersão do aterro;
- análise do adensamento secundário;
- estudo sobre o amolgamento do solo mole durante o processo de execução do geodreno no solo;
- análises bidimensionais e tridimensionais nas demais áreas da Unidade Industrial de Suape.

REFERÊNCIAS

- ABBO, A. J. **Finite element algorithms for elastoplasticity and consolidation**. 1997, 284p. Tese (Doutorado) – Universidade de Newcastle, Newcastle, Inglaterra, 1997.
- ALMEIDA, M. S. **Aterros sobre solos moles da concepção à avaliação do desempenho**. 2ª Ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1996. 215p.
- ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. Rio de Janeiro: Editora Oficina de Textos, 2014. 254p.
- ALVES, N. S. O. **Estudo do comportamento de aterros reforçados sobre solos moles com utilização de drenos verticais pré-fabricados**. 2014. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2014. 384p.
- AMORIM JR., W. M. **Contribuição ao estudo das argilas orgânicas de Pernambuco**. 1975. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 1975. 109p.
- ANTUNES FILHO, V. **Análise numérica do aterro de Juturnaíba sobre solo orgânico mole**. 1996. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 1996. 160p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6484. **Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio**, Rio de Janeiro, 2001. 17p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR 6502. **Rochas e solos**, Rio de Janeiro, 1995. 18p.
- AVESANI NETO, J. O., BUENO, B. S.; FUTAI, M. M. **Evaluation of a calculation method for embankments reinforced with geocells over soft soils using finite-element analysis**. Geosynthetics International, 22, No. 6, p. 439-451, 2015.
- ATKINSON, J. H.; BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils**: An introduction to Critical State soil Mechanics. Inglaterra: McGRAW-HILL, 1978.
- BELO, J. L. P.; SILVA, J. L., **Avaliação Numérica de Modelos Reológicos de um Aterro Sobre Solo Mole Reforçado com Geossintético**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG, 2018.
- BELLO, M. I. M. C. **Estudo de Ruptura em Aterros Sobre Solos Moles - Aterro do Galpão localizado na Br-101-PE**. 2004. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2004. 355p.
- BELLO, M. I. M. C. V. **Parâmetros Geotécnicos e banco de dados de argilas moles: o caso de SUAPE**. 2011, 319p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

BIOT, M. A. **General theory of three-dimensional consolidation**. Journal of applied physics, v. 12, n. 2, p. 155-164. 1941.

BJERRUM, L. **Embankments on Soft Ground**. ASCE Conf. on Performance of Earthe and Earthe Supported Structures, Purdue University, Indiana, Vol. II, p 1-54, 1972.

BESERRA, L. de S. **Análise Hidromecânica do Fraturamento Hidráulico via Elementos Finitos com Descontinuidades Fortes Incorporadas**. 2015. Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, 2015, 158 p.

BESERRA, L.; GUIMARÃES, L.; MANZOLI, O.L; BERRIO, L. **Finite Element With Embedded Discontinuities Analysis Of Well Production Decline Due To Fracture Closure In Naturally Fr**. ECMOR XVI 16th European Conference on the Mathematics of Oil Recovery, 2018, Barcelona, 2018.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design**. 5ª ed. Inglaterra: McGRAW-HILL, 1996. 1201p.

BURLAND J. B., JAMIOLKOWSKI, M. B., VIGGIANIAND C. **Underexcavating the Tower of Pisa: Back to Future**. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA. Vol. 46, No.4, p 126-135. 2015.

CADETE, A. N. M. **Avaliação da resistência não drenada de uma argila orgânica mole no bairro Chão de Estrelas em Recife-PE**. 2016, 163p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

CAI, Y.; • CHEN, Y.; CAO, Z.; REN, C. **A combined method to predict the long-term settlements of roads on soft soil under cyclic traffic loadings**. Acta Geotechnica, 13, p. 1215–1226, 2018.

CAMACHO, J. F; REYES, O. J.; BUENO, P. B. **Use of Modified Cam-Clay Model in Cohesive Soils of the Sabana de Bogotá**. Ciencia e Ingeniería Neogranadina, No. 14, p. 20-19. 2004.

CARVALHO, J. B. A. **Algumas propriedades físico-químicas e de engenharia de uma argila orgânica do Recife**. 1975. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 1975.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos Solos e suas aplicações: mecânica das rochas, fundações e obras de terra**. Volume 2. 7ª edição. LTC – Livros Técnicos e Científicos. Editora S.A. Rio de Janeiro, 2017, 560p.

CAVALCANTE, S. P. P. **Análise de Comportamento de Aterros Sobre Solos Moles - Aterros de Encontro da Ponte sobre o Rio Jitituba**. 2001. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2001, 167p.

CHRISTOFOLETTI, A. **Geomorfologia**. 2ª Ed. Editora Edgard Blucher Ltda. São Paulo, 1980, 189p.

CORDÃO NETO, M. **Cam-clay e Adensamento Visão Didática**. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2017. Notas de aula.

COSTA, A. J. **O subsolo do Recife**. Fundação Instituto Tecnológico do Estado de Pernambuco, Publ. 6, Separata do Boletim Técnico da Secretaria de Viação e Obras, Recife, 1960, 58-61.

COUSSY, O. **Poromechanics**. John Wiley & Sons Ltd. Inglaterra, 2004, 315p.

COUTINHO, R. Q. **Estudo da caracterização geotécnica da argila mole do Recife**. Pesquisa CNPq, relatório de atividade. Recife, 1980.

COUTINHO, R. Q. **Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura Sobre Solos Orgânicos–Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba**. 1986. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. Rio de Janeiro, 1986, 646p.

COUTINHO, R. Q.; BELLO, M. I. M. **Aterro Sobre Solo Mole**. Geotecnia no Nordeste. Editora Universitária UFPE. Recife, 2005, páginas 111-153.

COUTINHO, R.Q. **Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays – Brazil**. The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils. Tan, Phoon, High and Leroueil (editors). P. 2049-2100. Singapore, 2007.

CRUZ, F. P. M. I.; OLIVEIRA, P. J. V.; SOUSA, J. A. **Modelação tridimensional do comportamento do aterro de Santa Eulália**. XII Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães, 2010.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 8ª edição. Traduzido por Noveritis do Brasil. Cengage Learning. São Paulo, 2014, 612p.

FALCÃO, N. C. B. **Diagnóstico da situação atual dos Resíduos da Construção Civil no município de Olinda**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola Politécnica de Pernambuco, Universidade de Pernambuco (POLI-UPE). Recife, 2011, 125p.

FALCÃO, F.; BARROSO, J.; MURAD, J.; PEREIRA, P.; VARGAS, E.; JUVINAO, A.; MULLER, A.; ROEHL, D.; QUEVEDO, R.; MEJIA, C.; GUIMARÃES, L.; BESERRA, L.; ALVAREZ, L.; CLETO, P.; MANZOLI, O. (2018) **Synthetic Benchmark for the Computation of Equivalent Properties in Coupled Flow and Geomechanics Conditions for a Fractured Carbonate Rock**. In ARMA Symposium, DFNE 18-0151_0228_000496.

FATTAH, M. Y.; SALMAN, F. A. **Back Analysis of Staged Embankment on Very Soft Clay**. Proceedings of the 4th Jordanian Civil Engineering Conference, p. 28-30 2006.

FERREIRA, S. R. M. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do Recife**. 1982. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1982.

FERREIRA, S. R. M.; AMORIM JR., W. M.; COUTINHO, R. Q. **Argila orgânica do Recife – Contribuição ao banco de dados**. VIII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre, 1986.

FERREIRA, S. R. M.; COSTA, L. M.; GUIMARÃES, L. J. N.; PONTES FILHO, I. D. S. **Volume Change Behavior due to Water Content Variation in an Expansive Soil from the Semiarid Region of Pernambuco – Brazil**. Soils and Rocks, 36 (2), São Paulo, 2013, p. 183-193.

FERREIRA, S. R. M.; COUTINHO, R. Q. **Quantificação do efeito do amolgamento nas características de compressibilidade de argila mole – Rio de Janeiro e Recife**. Simpósio sobre Depósitos Quaternários das Baixadas Litorâneas Brasileiras – SIDEQUA. Rio de Janeiro, 1988.

FORMIGHERI, L. E. **Comportamento de um Aterro Sobre Argila Mole da Baixada Fluminense**. 2003. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003, 182p.

FUTAI, M. M. **Theoretical and Practical Concepts on Behavior Analysis of Some Rio de Janeiro Clays**. DSc. Seminar, COOPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 133 p, 2010.

GENEVOIS, B.; COUTINHO, R. Q.; FERREIRA, S. R. M. **Desenvolvimento do Banco de Dados Geotécnicos da Cidade do Recife**. IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações – ABMS. P. 441-444. Salvador, 1990.

GERSCOVICH, D. M. **Estabilidade de taludes**. 2ª Ed. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2016, p. 192.

GEUZAIN, C; REMACLE, J. F. **GMSH: a three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities**. International Journal for Numerical Methods in Engineering 79(11). 2009, pp. 1309-1331.

GOMES, I. F. **Implementação em elementos finitos das equações de pressão e saturação para problemas de fluxo bifásico em reservatórios de petróleo deformáveis**. 2009. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, 2009, 100p.

GOOGLE. 2006. **Google Maps**. Disponível em <<http://maps.google.com.br>>. Acesso em: 27 abr. 2018.

GUERRA, S. M S. **Cartografia Geológico-Geotécnica de Áreas Costeiras: O Exemplo de Suape-PE**. Tese (Doutorado) - Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho, UNESP, Brasil, 1998, 176p.

GUIMARÃES, L. N. **Análisis multi-componente no isoterma en medio poroso deformable no saturado**. 2002. Tese (Doutorado) – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 195 p. 2002.

GUSMÃO, A. D.; MAIA, G. B.; SOUZA, R. N.; SILVA, A. E. F.; SOUZA, M. A. **Projeto e Desempenho dos Aterros sobre Solos Moles na Refinaria Abreu e Lima – Complexo Portuário de Suape – Ipojuca/PE**. Disponível em <http://igsbrasil.org.br/wp-content/uploads/2017/12/CCO-2012-Projeto-e-Desempenho-dos-Aterros-sobre-Solos-Moles-na-Refinaria-Abreu-e-Lima-Complexo-Portu%C3%A1rio-de-Suape.pdf>. Acessado no dia 20 de novembro de 2018. 11p. 2012.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações: do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Editora da UFPE. Recife, 1998, 345p.

HALLAL, R. R. **Características de Depósitos de Argilas Moles no Estado do Rio Grande do Sul**. 2003. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2003, 150p.

IBGE. **Brasil em Síntese - Pernambuco - Ipojuca - Panorama**. Disponível em <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/ipojuca/panorama>>. Acesso em 27 abr. 2018

INDRARATNA, B.; BALASUBRAMANIAM, A. S.; BALACHANDRAN, B. **Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay**. International Journal of Geotechnical Engineering, 118(1), 1992, p. 12-33.

JHA, B. **A mixed finite element framework for modeling coupled fluid flow and reservoir geomechanics**. 2005. Dissertação (Mestrado) Universidade de Stanford. Estados Unidos. 2005.

KELLY, R.B; SLOAN, S.W.; PINEDA, J.A; KOURETZIS, G.; HUANG, J, **Outcomes of the Newcastle symposium for the prediction of embankment behaviour on soft soil**. Computers and Geotechnics, 93, 9–41, 2018.

LADD, C. C.; FOOT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H. G. (1977) – **Stress-deformation na Stregth Characteristics**, State-of-the-art report, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, v.2, pp 421-494.

LAI, W. M.; RUBIN, D.; KREMPL, E. **Introduction to Continuum Mechanics**. 3^a Ed. Buttermorth Heinemann. Estados Unidos, 1999, 556p.

LAMBE, T. W. **Predictions in soil engineering**. Géotechnique 23, No. 2. 1973, p. 149-202.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, Estados Unidos, 1969, 553p.

LANDVA, A. O.; PHEENEY, P. E. **Peat fabric and structure**. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, No. 3 : p. 416-435, 1980.

LEMOES, J. A. B. **Análise de recalque de aterros sobre solos moles: obra de implantação da refinaria Abreu e Lima, Suape, Área 2**. 2011. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2011, 135p.

LIMA, B. T.; GERSCOVICH, D. M. S.; SIEIRA, A. C. C. F. **Modelagem numérica de seção de aterro experimental executado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro**. 2º GEOJOVEM, 2006, Nova Friburgo, Rio de Janeiro, 2006.

MAGALHÃES, N. T. B. A., GUIMARÃES, L. J. N., GOMES, I. F., BESERRA, L. S., TEIXEIRA, J. C. **Validação e Análise de Sensibilidade de Algoritmo de Integração IMPLEX via Técnica de Elementos Finitos com o Modelo Elasto-Plástico de Druker-Prager**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG, Salvador, 2018.

MANSO, V. A. V.; COUTINHO, P. N. ; GUERRA, N. C. ; SOARES JUNIOR, C. F. A. **Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro (Pernambuco)**. In: Dieter Muehe. (Org.). *Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro*. Brasília: MMA, 2006, v. 1, p. 179-196.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia**. Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2003.

MESRI, G. **Discussion on “new design procedure for stability of soft clays”** Journal of Geotechnical Engineering ASCE, Vol. 101, n. 4, p. 409-412, 1975.

MESRI, G.; AJLOUNI, M. **Engineering Properties of Fibrous Peats**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, p 850-866, 2007.

MESTAT, P.; BOURGEOIS, E.; RIOU, Y. **Numerical modelling of embankments and underground works**. Computers and Geotechnics, Elsevier, 2004, 31 (3), pp.227-236.

MIRANDA, J. L. F. **Estudo do meio físico do município de Ipojuca/PE**: Hidrogeologia. CPRM/FIDEM, (Série Recursos Hídricos - Volume 02). Recife, 1999, 34p.

MORENO, M. G. M. **Modelagem numérica com acoplamento hidro-mecânico da reconstrução enchimento e comportamento da Barragem de Açú/RN após o acidente no final da construção**. 2011. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2011, 236p.

NASCIMENTO, P. N. C. **Análise de um aterro experimental levado à ruptura situado em região de baixada de Macaé – RJ**. 2016. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF. Campos dos Goytacazes, 2016, 128p.

NEVES, E. M. **Mecânica dos estados críticos: solos saturados e não saturados**. IST Press. Lisboa, 2016, 528p.

NUJI, M. M.; TAHA, M. R. **Numerical Modelling of Embankment on Soft Clay**. Soft Soil Engineering International Conference, 2015.

OH, E.; BOLTON, M. W.; BALASUBRAMANIAM, A.; CHAI, G.; BRAUND, M.; WIJEYAKULASURIYA, V.; NITHIRAJ, R.; BERGADO, D. **Soft Clay Properties and Their Influence in Preloading with PVD and Surcharge**. Fifteenth Southeast Asian Geotechnical Conference (15th SEAGC), 2004.

OHIRA, Y. **Methods of test and investigation**. Special Rep., Engineering Problems of Organic Soils in Japan, Research Committee on Organic Soils, p. 19–33, 1977.

OLIVEIRA, J. T. R. **Ensaio de Piezocone em um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife**. 1991. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1991. 197p.

OLIVEIRA, J. T. R. **A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação – resistência de argilas moles**. 2002. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2002, 272p.

OLIVEIRA, P. J. V., PINHEIRO, J. L. P., CORREIA, A. A.S. **Numerical analysis of an embankment built on soft soil reinforced with deep mixing columns: Parametric study.** Computers and Geotechnics, 38, 566–576, 2011.

OLIVELLA, S., CARRERA, J., GENS, A., ALONSO, E. E. **Numerical formulation for a Simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media.** Engineering Computations, vol. 7. 1995, pp. 87-112.

OLIVER, J.; HUESPE, A. E.; CANTE, J. C. **Implicit/Explicit Integration Scheme to Increase Computability of Non-Linear Material and Contact/ Friction Problems. Computer Methods.** Applied Mechanics and Engineering, Vol. 197, 2008, p. 1865-1889.

ORTIGÃO, J. A. R. **Aterro experimental levado à ruptura sobre argila cinza do Rio de Janeiro.** 1980. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1980, 728p.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** 3ª ed. Terratek. Rio de Janeiro, 2007, 385p.

PERBONI, J. P. **Análises de estabilidade e de compressibilidade de aterros sobre solos moles – caso dos aterros de encontro da ponte sobre o Rio dos Peixes (BR 381).** 2003. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2003, 142p.

POTTS, D. M. AND ZDRAVKOVIĆ, L., **Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering:** Theory. Thomas Telford. London, 1999, 440p.

PFALTZGRAFF, P.A.S. 1998. **Carta geotécnica e de suscetibilidade a processos geológicos do município de Ipojuca/Pernambuco.** Recife: CPRM/FIDEM. 18p.

RAO, K. N. **Numerical Modeling and Analysis of Pile Supported Embankments.** 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade do Texas em Arlington, 2006, 161p.

ROCHA, F. M. A. **Compressibilidade de uma argila orgânica mole do bairro de Chão de Estrelas no Recife.** 2016. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco. Recife, 2016, 127p.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático.** 2007. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007, 298p.

ROSCOE, K. H., BURLAND, J. B. **On the Generalized Stress Strain Behavior of wet Clay.** Engineering Plasticity. Cambridge: Univ. Press. 1968, P. 535-609.

SANDRONI, S. S. **Sobre o uso dos ensaios de palheta no projeto de aterros sobre argilas moles.** Solos e Rochas, 16 (3), p. 207-213, São Paulo, 1993.

SANDRONI, S. S.; CONSOLI, N. C. **Sobre a Prática da Engenharia Geotécnica com dois Solos Difíceis: os Extremamente Moles e os Expansivos.** XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano, COBRAMSEG 2010, 84p. 2010.

SANTOS, B. N. A. **Análise da resistência ao cisalhamento e coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação em solo colapsível de Petrolina**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, 2018.

SANTOS, É. A. **Estudos de casos utilizando o método dos Elementos Finitos para simulação de Reservatórios de Petróleo**. 2002. Dissertação de Mestrado, (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, 92 p, 2002.

SAPUTRO, S. A; MUNTOHAR, A. S.; LIAO, H. J. **Ground settlement prediction of embankment treated with prefabricated vertical drains in soft soil**. MATEC Web of Conferences 195, ICRMCE, 2018.

SAYEGH, S. **Efeito solo**. Revista Técnica, Edição 51, 2001. Disponível em <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/51/artigo285197-1.aspx>. Acessado em 21 de novembro de 2018.

SCHMERTMANN, J. H. **The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay**. Transactions, ASCE, Vol. 120, pp. 1201 – 1233, 1955.

SILVA, R. P. **Modelagem numérica do comportamento mecânico do solo após preparo sob tráfego de veículos na cultura de cana-de-açúcar**. 2016. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal Rural de Pernambuco, 2016. 77p.

SILVA, R. P; ROLIMA, M. M; GOMES, I. F.; PEDROSA, E. M. R.; TAVARES, U. E.; SANTOS, A. N. **Numerical modeling of soil compaction in a sugarcane crop using the finite element method**. Soil & Tillage Research, 181, 2018, p. 1–10.

SOARES, V. B. **Propriedades de resistência de uma argila orgânica do Recife**. 1975. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 1975.

SOUSA, R. M. **Modelagem acoplada hidro-mecânica da perfuração de poços em ochas frágeis**. Dissertação (Mestrado). 2002. Universidade Federal de Pernambuco, Departamento de Engenharia Civil. Recife., 2002. 112p.

SOUZA, G. L. A.; PACHECO, M. P.; SOUZA, R. N. **Influência da duração do carregamento na resistência não drenada em argilas moles**. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica Geotecnia e Desenvolvimento Urbano COBRAMSEG 2018, Salvador, 2018. 11p.

SUAPE. **Histórico de SUAPE**. Disponível em <<http://www.suape.pe.gov.br/pt/institucional/historico-de-suape>>. Acesso em 27 abr. 2018.

TEIXEIRA, D. C. L. **Características dos Depósitos de Argila Mole do Recife à Influência da Matéria Orgânica**. 1972. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1972, 113p.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. Editora John Wiley and Sons, New York, Estados Unidos, 1943, 510 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Mecânica de solos em la ingenieria pratica**. Traduzido por Oreste Moretto. 2ª Ed. Barcelona: El Ateneo, 1976, 722p.

TSCHUCHNIGG, F.; SCHWEIGER, H. F.; **Embankment prediction and back analysis by means of 2D and 3D finite element analyses**. Computers and Geotechnics, 93, p. 104–114, 2018.

UDIS – Unidade do Distrito Industrial de Suape 2007a. **Campanha de investigação geotécnica complementar – DE-5290.00-2000-114-JBR-001**. Revisão 0. Agosto de 2007.

UDIS. 2007b. **Tratamento de Fundação de Aterro das Áreas 4 e 5 – Memorial Descritivo – MD-5290.00-2000-113-JBR-003**. Revisão 0. Novembro de 2007, 78p.

UDIS. 2007c. **Tratamento de Fundação de Aterro das Áreas 2 e A – Memorial Descritivo - MD-5290.00-2000-113-JBR-014**. Revisão 0. Novembro de 2007, 118p.

UDIS. 2007d. **Investigação Geotécnica – Relatório Preliminar – RAL-01-GRE-01**. Revisão 0. Outubro de 2007, 70p.

UDIS. 2007e. **Primeiro relatório parcial / preliminar de resultados de ensaios de laboratório - Áreas 04 e 05**. Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planície da Universidade Federal de Pernambuco. Revisão 0. Outubro de 2007, 70p.

UDIS. 2007f. **Resultados finais de ensaios de laboratório – Material de Aterro**. Grupo de Engenharia Geotécnica de Encosta e Planície da Universidade Federal de Pernambuco. Revisão 0. Outubro de 2007, 70p.

UDIS. 2008a. **Tratamento de Fundação de Aterro da Área B – Memorial Descritivo - MD-5290.00-2000-113-JBR-016**. Revisão D. Julho de 2008, 75p.

UDIS. 2008b. **Resultados do ensaio triaxial CIU – Área 04**. Janeiro de 2008, 5p.

UDIS. 2009. **Carta técnica – Aterro sobre solo mole – Área 05 – Ipojuca/PE – CT-006/09**. Janeiro de 2009, 4p.

UDIS. 2010a. **Relatórios de Instrumentação RE-767-Ref-AT05-PR**. Novembro de 2010.

UDIS. 2010b. **Relatórios de Instrumentação RE-767-I-01 a I-06**. Novembro de 2010.

UDIS. 2010c. **Relatórios de Instrumentação 767-PZC-SM05**. Novembro de 2010.

UDIS. 2010d. **Relatórios de Instrumentação 767-PZE-SM05**. Novembro de 2010.

UDIS. 2010e. **Relatórios de Instrumentação 767-PZE-SM02**. Novembro de 2010.

VALLEJO, L. I. G.; FERRER, M.; ORTUNO, L.; OTEO, C. **Ingeniería geológica**. Pearson Prentice Hall. Madrid, 2004, 715p.

VASCONCELLOS, R. B. **Implementação de modelo de dano isotrópico aplicados a problemas acoplados hidro-mecânicos**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco, 2007. 138p.

WIJEYAKULASURIYA, V.; HOBBS, G.; BRANDON, A. **Some Experiences with Performance Monitoring of Embankments on Soft Clays**. Proceedings, 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Hobart, 1999.

WOOD, D. M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Editora Cambridge University Press. Cambridge, 1994, 462p.