

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Juliana Machado Rigolon

**Modelagem numérica do aterro suportado por colunas Deep Soil Mixing do aeroporto
Salgado Filho - RS**

Juiz de Fora

2021

Juliana Machado Rigolon

Modelagem numérica do aterro suportado por colunas Deep Soil Mixing do aeroporto Salgado Filho - RS

Dissertação apresentada ao Programa De Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Orientador: Prof. Dr. Mário Vicente Riccio Filho

Coorientadora: Prof. Dr^a. Flávia de Souza Bastos

Juiz de Fora

2021

Juliana Machado Rigolon

Modelagem numérica do aterro suportado por colunas Deep Soil Mixing do aeroporto Salgado Filho-RS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e materiais.

Aprovada em 22 de novembro de 2021.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho - Orientador

Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Flávia de Souza Bastos - Orientadora

Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Patrícia Habib Hallak

Universidade Federal de Juiz de Fora

Prof. Dr. Márcio de Souza Soares de Almeida

Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

Universidade Federal do Rio Grande

Juiz de Fora, 22/11/2021.



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Professor(a)**, em 24/11/2021, às 07:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Patricia Habib Hallak, Professor(a)**, em 24/11/2021, às 14:37, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Juliana Machado Rigolon, Usuário Externo**, em 25/11/2021, às 12:55, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Marcio de Souza Soares de Almeida, Usuário Externo**, em 25/11/2021, às 15:06, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Flavia de Souza Bastos, Professor(a)**, em 29/11/2021, às 09:25, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **DIEGO DE FREITAS FAGUNDES, Usuário Externo**, em 29/11/2021, às 19:21, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf (www2.ufjf.br/SEI) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **0586705** e o código CRC **5B92CF62**.

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Rigolon, Juliana Machado.

Modelagem numérica do aterro suportado por colunas Deep Soil Mixing do aeroporto Salgado Filho - RS / Juliana Machado Rigolon. -- 2021.

129 f.

Orientador: Mario Vicente Riccio Filho

Coorientador: Flávia de Souza Bastos

Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2021.

1. Modelagem computacional. 2. Aterro estruturado. 3. Abaqus. 4. Geossintéticos.. I. Riccio Filho, Mario Vicente , orient. II. Bastos, Flávia de Souza, coorient. III. Título.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela companhia constante e pela oportunidade de finalizar mais uma etapa da vida acadêmica.

À minha família, minha fonte diária de inspiração: aos meus pais, Bibi e Neide, pelo amor e ensinamentos; e aos meus irmãos, Lívia e Marcos, pelo apoio e por tornarem mais leves todos os obstáculos.

Ao meu orientador, Mario, e minha coorientadora, Flávia, pela dedicação e generosidade em compartilhar seu tempo e seu conhecimento comigo. Vocês foram muito importantes para minha formação.

À CAPES, pelo incentivo a esta pesquisa.

Ao meu namorado, por todo o suporte neste período e às tantas outras pessoas queridas, entre amigos, familiares e colegas de turma, que foram fundamentais no desenvolvimento deste trabalho, contribuindo direta ou indiretamente para sua conclusão.

Muito obrigada!

RESUMO

Aterro estaqueado reforçado, ou aterro estruturado, é uma técnica cada vez mais utilizada como solução para construção em solos moles. Constitui-se basicamente pela instalação de estacas, sobre as quais posiciona-se uma ou mais camadas de geossintético, seguido da construção do aterro. A estrutura apresenta vantagens relacionadas a custos, cumprimento de prazos e eliminação de recalques, resultando em uma construção estabilizada e, em muitos casos, viável economicamente. O fato de não haver normas nacionais que abordem os procedimentos de execução da estrutura, somado à existência de diferentes métodos de cálculo, apontam para a necessidade de conhecer melhor os mecanismos de tensão e deformação a ela relacionados, bem como o desempenho dos materiais trabalhando em conjunto. O presente trabalho visa estudar o aterro estaqueado reforçado através da análise de um modelo computacional, extraíndo a distribuição de tensões verticais e ocorrência de recalques nos componentes da estrutura. O estudo permite analisar os principais parâmetros de projeto e o desempenho dos materiais empregados, contribuindo para a obtenção de dimensionamentos mais adequados. A validação do modelo se dá através da comparação dos resultados da modelagem com valores mensurados no aterro instrumentado da obra de ampliação da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Salgado Filho – RS. A modelagem foi efetuada utilizando o software Abaqus/CAE, que se baseia no Método dos Elementos Finitos (MEF). A construção do modelo considerou as propriedades mecânicas dos materiais, de suas interações, bem como de fatores ligados à execução, como a construção do aterro em camadas. Os resultados indicam boa concordância entre modelo, literatura e obra instrumentada em termos de tensões verticais.

Palavras-chave: Modelagem computacional. Aterro estruturado. Abaqus. Geossintéticos.

ABSTRACT

Reinforced piled embankment is an engineering technique that has been increasingly used as a solution for construction on soft soils. It consists basically by the installation of piles, on which one or more geosynthetics layers are placed, followed by the embankment construction. The structure presents advantages related to costs, deadline accomplishment and eliminating of the settlement, resulting in a stabilized and, in many cases, economically sustainable solution. The fact that there are no national standards for guiding the procedures for the structure implementation, added to the existence of different calculation methods, demonstrate the need of a better understanding about the stress and deformation mechanisms related to it. This research aims to study reinforced pile embankment through the analysis of a computational model, extracting the distribution of vertical stresses and the occurrence of settlement in the components of the structure. The study makes it possible to analyze the main design parameters and the performance of the materials used, contributing to obtain more adequate dimensions. The model is validated through a comparison between the modeling results and measurements from an instrumented reinforced piled embankment. The modeling was performed using the Abaqus / CAE software, which is based on the Finite Element Method (MEF). The model construction considered the the mechanical material properties, its interactions, as well as factors related to the execution. The results indicate good agreement between model, literature and instrumented work in terms of the vertical stress.

Palavras-chave: Computational modeling. Piled reinforced embankment. Abaqus. Geosynthetics.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Geometria e posicionamento dos instrumentos em modelo físico reduzido.	20
Figura 2 - Geotêxtil retirado de modelo físico reduzido após ensaio.	21
Figura 3 - Centrífuga localizada no IFFSTAR (<i>Institut Français des Sciences et Technologies des Transports</i>), na França.	22
Figura 4 - Comparação entre protótipo e modelo simulado em centrífuga.	23
Figura 5 - Célula unitária do experimento.	24
Figura 6 - Perspectiva em planta de aterro experimental.	26
Figura 7 - Representações bi e tridimensionais de curvas isorrecalques.	28
Figura 8 - Parcelas A, B e C provenientes da divisão da carga vertical do aterro.	30
Figura 9 - Vista em planta e corte de um modelo simulado em PLAXIS 3D.	32
Figura 10 - Disposição dos reforços primário e secundário.	34
Figura 11 - (a) Modelo em elementos finitos; (b) Vista em planta do modelo.	34
Figura 12 - Distribuição de tensões verticais em modelo computacional.	35
Figura 13 - Modelo 3D executado no Abaqus.	37
Figura 14 - Tensões induzidas por rolo compactador.	Erro! Indicador não definido.
Figura 15 - Determinação das variáveis S_1 , S_2 e S'	41
Figura 16 - Espaçamentos entre estacas - determinação de S_x , S_y e S	42
Figura 17 - Mecanismo de transferência de carga do aterro para as colunas e geossintético.	43
Figura 18 - Ábaco para determinação da deformação específica máxima no reforço.	46
Figura 19 - Estados Limites Últimos a serem verificados.	49
Figura 20 - Estados Limites de Serviço a serem verificados.	49
Figura 21 - Variáveis para cálculo da extensão do estaqueamento.	50
Figura 22 - Formação dos arcos concêntricos em aterro estruturado.	55
Figura 23 - Distribuição de tensões segundo van Eekelen (2015)	56
Figura 24 - Vista espacial do Aeroporto Salgado Filho.	59
Figura 25 - Perfil do subsolo e greide da pista a ser construída.	60
Figura 26 - Trecho de projeto representados em planta.	60
Figura 27 - Corte transversal, estaca 156+10,000.	61
Figura 28 - Planta de instrumentação.	62

Figura 29 - Célula de tensão total.....	63
Figura 30 - Célula de tensão total instaladas sobre geogrelha.....	63
Figura 31 - Locação das células de tensão total da ilha PC-05.	64
Figura 32 - Instalação das placas de recalque sobre a geogrelha.	66
Figura 33 - Locação das placas de recalque.	66
Figura 34 - Amostra da geogrelha FORTRAC® 140/140 - 25MT (SE).....	68
Figura 35 – Instalação da geogrelha.	68
Figura 36 - Costura da geogrelha.	69
Figura 37 - Resultados do ensaio de faixa larga na direção MD.....	70
Figura 38 - Resultados do ensaio de faixa larga na direção CMD.	70
Figura 39 - Dimensões da geogrelha.	71
Figura 40 - Representação em corte das camadas de aterro reproduzidas no ABAQUS (dimensões em metros).....	76
Figura 41 - Coluna DSM.	79
Figura 42 - Malha de colunas DSM.....	79
Figura 43 - Ábaco para correlação entre N_{spt} e módulo de elasticidade para solos residuais. .	82
Figura 44 - Componentes da modelagem.	84
Figura 45 - Vista em planta da localização do elemento de controle, EC (dimensões em metros).	88
Figura 46 - Locais de referência para extração dos dados de tensão vertical no topo da coluna (A e B) e entre duas colunas (C e D).....	91
Figura 47 - Projeção em planta dos pontos pertencentes aos grupos 1, 2 e 3 utilizados para extrair dados de deslocamento vertical (U_3) no aterro.....	91
Figura 48 - Tensões verticais no topo das colunas e do subsolo (S33, valores em Pa) - vista em planta.	101
Figura 49 - Distribuição de tensões verticais entre solo e colunas (S33, valores em Pa) - vista em corte.	102
Figura 50 - Distribuição de tensão vertical estática (S33, em Pa) no corpo do aterro - vista em corte.	106
Figura 51 - Tensões verticais na parte mais inferior do aterro (S33, valores em Pa) - vista em corte.	107

Figura 52 - Tensões verticais a diferentes distâncias da base (S33, valores em Pa): tensões na base (a); a 20cm da base (b); a 50cm da base (c); e a 1 metro da base (d).....	107
Figura 53 - Deslocamentos verticais no aterro (U3, valores em metros) - vista em corte.	110
Figura 54 - Deslocamentos verticais (U3, valores em metros): na base do aterro (a); a 20cm da base (b) e a 50cm da base (c).....	111
Figura 55 - Tensões no geossintético - eixo y (S11, valores em Pa).....	112
Figura 56 - Tensões no geossintético - eixo x (S22, valores em Pa).....	112
Figura 57 - Tensões de von Mises para a geogrelha (S, Mises, Valores em Pa).....	114
Figura 58 - Deslocamentos verticais na superfície da geogrelha (U3, valores em metros). ..	115
Figura 59 - Deslocamentos verticais na superfície da geogrelha (U3, valores em metros) - perspectiva isométrica e condição deformada aumentada em 500 vezes.....	115
Figura 60 - Localização das seções transversais A, B e C.	116
Figura 61 - Seção deformada da geogrelha, aumentada 500 vezes (deslocamentos verticais, U3, em metros).	116

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva log-normal da distribuição da UCS aos 56 dias.	80
Gráfico 2 - Curvas de tensão vertical x altura do aterro para as cinco malhas testadas.	89
Gráfico 3 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização A.	97
Gráfico 4 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização B.	97
Gráfico 5 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização C.	98
Gráfico 6 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização D.	100
Gráfico 7 - Eficiência do aterro.	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características geométricas e propriedades mecânicas da geogrelha.	72
Tabela 2 - Propriedades físicas e mecânicas da geogrelha.	74
Tabela 3 - Propriedades físicas e mecânicas das camadas de enchimento do aterro.	78
Tabela 4 - Propriedades físicas e mecânicas das colunas DSM.	81
Tabela 5 - Propriedades físicas e mecânicas do solo de fundação.	83
Tabela 6 - Distância entre os nós, número de elementos de malha para cada parte e respectivo tempo de análise.	87
Tabela 7 - Tensão vertical estática medida ao fim de cada etapa (<i>step</i>) (em kPa) e diferenças percentuais.	89
Tabela 8 - Cálculo da tensão vertical estática no topo da coluna pelo método do prisma.	94
Tabela 9 - Tensões verticais na coluna obtidas por modelos analíticos, dados de campo e modelagem computacional.	95
Tabela 10 - Tensões verticais entre colunas para modelo analítico, dados de campo e modelagem computacional.	100
Tabela 11 - Valores atribuídos às variáveis para cálculo da eficiência do aterro.	103
Tabela 12 - Recalques absolutos (ρ_i), recalques diferenciais ($\rho_i - \rho_j$) e distorção angular (θ_{ij}) ordenados por cota e respectiva camada de aterro.	109

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO.....	14
1.2	OBJETIVO	16
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	16
2	ESTUDOS RECENTES EM ATERROS ESTAQUEADOS	18
2.1	ESTUDOS EM LABORATÓRIO.....	18
2.2	ESTUDOS EM CAMPO	24
2.3	ESTUDOS EM MODELOS NUMÉRICOS	31
3	MÉTODOS PARA CÁLCULO DE ATERRO ESTAQUEADO	
	REFORÇADO.....	39
3.1	CONCEITO E CÁLCULO DA ALTURA CRÍTICA.....	39
3.1.1	Recomendação de Kempfert <i>et al.</i> (2004).....	39
3.1.2	Recomendação da BS 8006 (2010).....	40
3.1.3	Recomendação da EBGEO (2011)	40
3.1.4	Recomendação de McGuire <i>et al.</i> (2012)	40
3.2	MÉTODO KEMPFERT <i>et al.</i> (2004).....	41
3.2.1	Tensões verticais, desconsiderando o reforço	43
3.2.2	Determinação da área de influência das estacas.....	44
3.2.3	Força resultante do carregamento	45
3.2.4	Deformação máxima no geossintético.....	45
3.2.5	Tração no geossintético	47
3.2.6	Critérios para escolha e verificação da malha	47
3.2.7	Posicionamento do reforço.....	48
3.3	MÉTODO DE HEWLETT & RANDOLPH (1988), FORMULAÇÃO DE MARSTON E A NORMA BRITÂNICA BS 8006 (2010)	48
3.3.1	Espaçamento entre estacas (s)	50
3.3.2	Extensão do estaqueamento	50
3.3.3	Razão entre tensão nas estacas e tensão vertical média	51
3.3.4	Carga vertical distribuída sobre o reforço segundo fórmula de Marston.....	51

3.3.5	Carga vertical distribuída no vão entre estacas segundo Hewlett & Randolph (1988).....	52
3.3.6	Carga distribuída mínima.....	53
3.3.7	Tensão no reforço	53
3.4	MÉTODO VAN EEKELEN (2015)	54
3.5	EFICIÊNCIA DO ATERRO	56
4	MATERIAIS E MÉTODOS	58
4.1	O ATERRO ESTAQUEADO REFORÇADO DO AEROPORTO SALGADO FILHO	58
4.1.1	Localização e características gerais de projeto	58
4.1.2	Instrumentação de campo	61
4.2	PROPRIEDADES DO GEOSSINTÉTICO E SUA MATRIZ DE RIGIDEZ	67
4.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS: ATERRO E COLUNAS DSM.....	74
4.3.1	Aterro.....	74
4.3.2	Colunas DSM	78
4.4	SOLO DE FUNDAÇÃO.....	81
4.5	MONTAGEM DO MODELO NO ABAQUS	83
4.5.1	Componentes.....	83
4.5.2	Materiais.....	84
4.5.3	Contato.....	85
4.5.4	Condições de contorno	85
4.5.5	Carregamento	86
4.5.6	Teste de malha.....	86
4.5.7	Coleta de dados	90
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	92
5.1	TENSÃO VERTICAL NA COLUNA E NO SOLO DE FUNDAÇÃO	92
5.1.1	Tensão vertical no topo da coluna.....	92
5.1.2	Tensão vertical no topo do subsolo.....	98
5.1.3	Distribuição de tensões na estaca e no solo abaixo da geogrelha	101
5.1.4	Eficiência do aterro.....	103
5.2	TENSÕES NO ATERRO	105
5.3	DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO ATERRO	108

5.4	TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO REFORÇO GEOSSINTÉTICO	111
5.4.1	Tensões no geossintético	111
5.4.2	Deformações no geossintético	114
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	118
6.1	CONCLUSÕES	118
6.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	119
	<u>REFERÊNCIAS.....</u>	121
	ANEXO.....	134

1 INTRODUÇÃO

No capítulo de introdução é apresentada a contextualização do tema abordado, fornecendo um panorama geral e importância do estudo de aterros estruturados. Em seguida, são delimitados os objetivos do presente estudo e finalmente, a organização do trabalho.

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

A execução de obras de engenharia requer, em todos os casos, boas práticas e adequação das técnicas utilizadas às especificidades do empreendimento em questão. Construções em solos moles ou muito moles se mostram ainda mais delicadas e isto se deve, em grande parte, pelo adensamento lento do solo, o que pode gerar recalques excessivos, além de não oferecer boa capacidade de carga, colocando em risco a estabilidade da construção. Faz-se necessário, nestes casos, a adoção de técnicas de melhoramento ou estabilização de solos. O processo de escolha da técnica a ser utilizada e dimensionamento da mesma tem início no reconhecimento do solo de fundação. Além da investigação geotécnica, que deve contemplar dados sobre a estratigrafia e as propriedades do solo, a análise de fatores como adequação de prazos, tolerância a recalques diferenciais (de acordo com a funcionalidade da obra), custos e disponibilidade de insumos norteiam o estudo das soluções possíveis e viáveis a serem empregadas.

Almeida e Marques (2010) e DNER-PRO 381 (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1998) apontam soluções aplicáveis à construção em solos moles, como: substituição da camada argilosa; aceleração do adensamento do solo através de drenos verticais, instalação de sobrecargas temporárias ou sobrecarga via aplicação de vácuo; e estabilização por meio de elementos de colunas, tais como colunas granulares, colunas granulares encamisadas (GEC), aterro estaqueado reforçado, colunas tipo *deep mixing*, entre outras. Dentre as técnicas citadas, o aterro estaqueado reforçado com geogrelha, ou aterro estruturado, destaca-se por promover a eliminação de recalques diferenciais na superfície do aterro; possuir vantagens em relação ao cumprimento de prazos, pois não requer tempo de espera do aterro; e, em muitos casos, constituir solução mais viável economicamente.

Aterros estruturados são compostos por estacas (ou colunas) cravadas ou moldadas *in loco* em um solo de fundação de baixa capacidade de carga e compressível (normalmente denominado solo mole ou muito mole), sobre as quais se instalam geogrelhas de material

sintético (geossintético). Estas servirão de base para a execução do aterro propriamente dito. No topo das estacas podem ser acoplados capitéis para diminuir o vão livre entre os elementos estruturais. A diferença de rigidez entre o solo mole e as estacas, somado à atuação do reforço, que funciona como uma membrana tracionada, são responsáveis por gerar um caminho preferencial às cargas provenientes do peso próprio do aterro, transferindo-as a uma camada mais profunda e resistente de solo.

A relevância de tecnologias que, como os aterros estruturados, viabilizem empreendimentos em regiões de solos moles e muito moles é entendida à medida que se conhece que, em 2010, 50,7 milhões de brasileiros residiam em cidades costeiras, de acordo com o censo do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE (2010). Ainda segundo o IBGE (2010) esta forma de ocupação se deve a “fatores históricos relacionados à ocupação do território brasileiro e seguindo uma tendência mundial da população em ocupar predominantemente áreas próximas ao litoral”. A pressão populacional gera alta demanda por infraestrutura de transportes e moradias. Somado a isso, tem-se que a maior parte dos depósitos de argila mole estão localizados nestas regiões (FONSECA, 2017).

No Brasil, percebe-se forte demanda pela execução dos aterros estaqueados reforçados com geossintético. A tecnologia, que ganhou destaque na França e na Alemanha na década de 1990, teve no Mato Grosso do Sul, entre 1998 e 1999, uma das primeiras aplicações. De acordo com Vertematti e Montez (2006 *apud* FAGUNDES, 2016), a obra compreendeu um trecho da ferrovia Ferronorte, em Chapadão do Sul, com estacas de até 14 metros de profundidade e aterro limitado a 9 metros de altura. Entre outros exemplos, tem-se a construção de uma estrada ligando as rodovias Presidente Dutra e Ayrton Senna (São Paulo), em 2006, na qual utilizou-se colunas granulares encamisadas (GEC), aliadas a reforço com geogrelha na base do aterro (MELLO *et al.* 2008). Em 2020, a solução de aterro reforçado com colunas *deep soil mixing* (DSM) foi executada na obra de ampliação da pista e do terminal de cargas do Aeroporto Salgado Filho, no Rio Grande do Sul (ÁVILA, 2021).

A ampliação da aplicação dos aterros estruturados desencadeou uma série de estudos científicos, dedicados ao entendimento dos mecanismos envolvidos e consequente aprimoramento da técnica. A literatura compreende desde estudos de campo de aterros instrumentados (SPOTTI, 2006; BRIANÇON E SIMON, 2017; VAN EEKELEN *et al.*, 2020), de laboratório (modelos físicos) (MCGUIRE, 2011; FAGUNDES *et al.*, 2017; CHEN *et al.*

2016; FONSECA, 2017), a estudos numéricos via modelagem computacional (NAUGHTON E KEMPTON, 2005; ZHUANG E ELLIS, 2014; ROWE E LIU, 2015; ZHANG *et al.*, 2019). Embora haja considerável número de estudos acerca dos aterros estruturados, alguns aspectos que compreendem a distribuição dos esforços e deformações no maciço terroso não são completamente conhecidos (FONSECA, 2017). Isto se deve à complexidade da estrutura, não facilmente representada por métodos analíticos. Neste cenário, as ferramentas computacionais têm se mostrado fortes aliadas na análise de fundações em aterros estruturados. A busca pelo entendimento da estrutura se mostra útil ao aprimoramento dos métodos de dimensionamento e procedimentos de execução, de forma a otimizar recursos e tornar a estrutura mais eficiente.

1.2 OBJETIVO

Neste trabalho será abordada a modelagem computacional de um aterro estruturado. A pesquisa busca estudar o aterro estruturado, tendo como objetivo contribuir para o constante melhoramento dos métodos de dimensionamento desta estrutura. Para tal, utilizou-se de um modelo computacional que reproduz os esforços ocorrentes no campo. O modelo foi implementado através do programa ABAQUS/CAE versão 6.13. A validação do modelo foi efetuada por meio da comparação de medidas da modelagem com as tensões verticais de campo obtidas da obra de ampliação da pista de pouso e decolagem do Aeroporto Salgado Filho (RS). Por meio das análises comparativas entre campo, modelagem e métodos analíticos da literatura, espera-se avaliar a distribuição de tensões verticais, distribuição da tração na geogrelha e deslocamentos verticais nos elementos estruturais segundo as diferentes abordagens.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este estudo se apresenta em cinco capítulos: Introdução; Estudos recentes em aterros estaqueados; Métodos para cálculo de aterro estaqueado com geossintético; Materiais e métodos; Resultados e discussão; e Considerações Finais. A seção de referências se encontra após o sexto capítulo. O documento conta com um Anexo.

O primeiro capítulo, ou capítulo introdutório, dedica-se a delimitar o tema, contextualizando-o e destacando a relevância do estudo. São descritos os objetivos do trabalho, além de apresentada sua estrutura.

O segundo capítulo apresenta um panorama sobre estudos em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, discorrendo sobre estudos de campo, de laboratório e estudos numéricos.

O capítulo três aborda os aspectos principais sobre o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados. Primeiramente são apresentados conceito e cálculo acerca da altura crítica do aterro, e em seguida são destacados os aspectos mais fundamentais de três metodologias analíticas presentes na literatura, a saber: Kempfert *et al.* (2004), BS 8006 (2010) e van Eekelen (2015).

O capítulo quatro, intitulado “Materiais e Métodos”, descreve o método aplicado, bem como características e considerações acerca da construção do modelo computacional. Também serão apresentadas informações sobre a instrumentação de campo (ÁVILA, 2021) utilizada para avaliação do modelo computacional.

O quinto capítulo apresenta os resultados obtidos e a discussão destes.

O sexto capítulo, Considerações Finais, aborda a conclusão do estudo e as sugestões para trabalhos futuros.

No tópico dedicado às Referências bibliográficas, podem ser obtidas informações sobre publicações consultadas para a elaboração da pesquisa.

A última seção é constituída pelo Anexo A.

2 ESTUDOS RECENTES EM ATERROS ESTAQUEADOS

Neste capítulo são apresentados estudos acerca da técnica de aterro estaqueados reforçados com geossintético envolvendo as abordagens de laboratório, de campo e numérica. Também é apresentada formulação para cálculo de tensões (verticais e horizontais) induzidas pela compactação.

2.1 ESTUDOS EM LABORATÓRIO

Este tópico apresenta um panorama sobre estudos recentes de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos executados em laboratório. Serão mostrados alguns tipos de modelos físicos, bem como suas limitações e as considerações que envolvem a reprodução da estrutura em escala reduzida.

Estudos de laboratório são aqueles em que se busca reproduzir casos específicos de campo utilizando-se de modelos físicos submetidos a condições controladas. Assim, enquanto em estudos de campo ocorrem apenas a observação e mensuração do objeto de estudo, estando o experimento sujeito a condições meteorológicas e de uso corrente (como o caso de estruturas de engenharia), em estudos de laboratório, condições como umidade, estado de tensões e cargas atuantes são controladas mais facilmente, além de possibilitar maior liberdade de execução de determinadas geometrias. A fim de viabilizar a realização de testes de laboratório em estruturas de aterro estaqueado reforçado com geossintético é comum na literatura o uso de modelos físicos reduzidos, que visam representar, em escala, o comportamento de estruturas em verdadeira grandeza.

A adoção de modelos físicos reduzidos, além de apresentar vantagens relacionadas ao controle das condições ambientais, de tensões e questões relacionadas à geometria, como já mencionado, normalmente possibilita a execução de maior número de experimentos quando comparado aos estudos de campo. Seja por questões de viabilidade financeira, seja pela facilidade em se manipular os condicionantes de projeto, de forma a atender objetivos específicos, a representação física é uma abordagem interessante em estudos de aterros estaqueados.

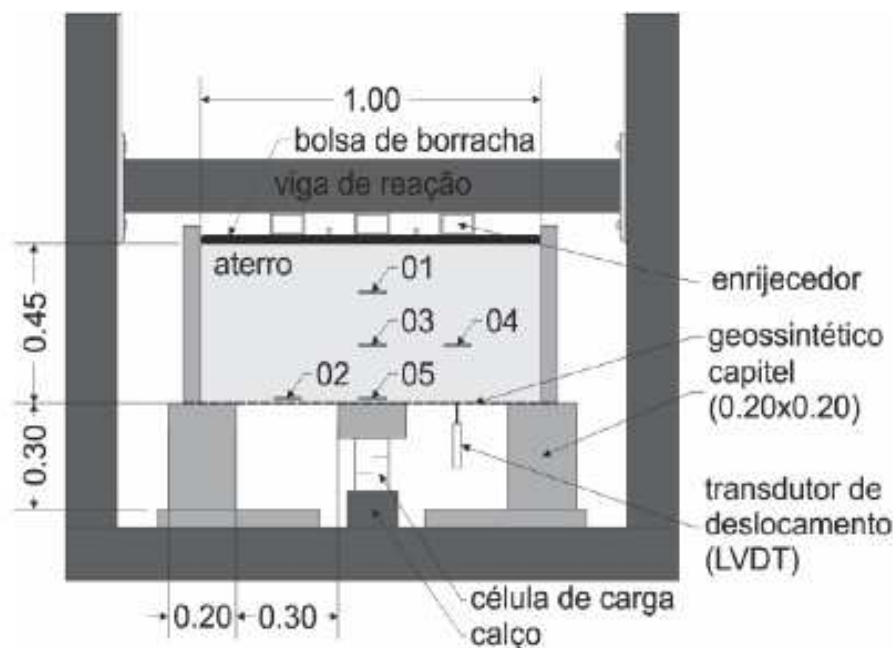
Uma limitação de estudos em laboratório em escala reduzida em escala 1g (uma gravidade) é a dificuldade de representar tensões em níveis compatíveis à prática. Desta forma,

para a condição 1g, faz-se necessário adequar os carregamentos e níveis de tensão. Também é importante atentar-se para o efeito das condições de borda do ensaio, de forma a evitar distorções relevantes nos resultados.

Dentre os estudos de laboratório em escala reduzida e representação 1g, destaca-se o estudo de McGuire (2011), que relata a execução de 183 testes físicos em escalas reduzidas em proporções entre 1:10 e 1:20. Para assegurar a qualidade dos resultados obtidos, estes foram validados via modelagem numérica, utilizando o software FLAC3D, realizada por uma empresa contratada (*Itasca Consulting Group*). O projeto visou investigar como o recalque na base do aterro se relaciona com o recalque do solo de aterro a diferentes alturas, com o objetivo de entender melhor sobre os mecanismos de transferência de cargas verticais e então elaborar um método de cálculo para determinação da altura crítica do aterro. Para tanto, variou-se espaçamento entre colunas, diâmetro de colunas, tipos de malhas de estaqueamento, densidade de solos de aterro, além de tipos e número de camadas de reforço geossintético (variando de zero a duas camadas de reforço).

Outra pesquisa em modelo de laboratório reduzido é apresentada em Fonseca (2017). O trabalho visa investigar as tensões atuantes no interior do aterro a diferentes alturas e avaliar condições de dano e deformação permanente do reforço geossintético. Fonseca (2017) apresenta uma série de experimentos em escala 1:5. A estrutura estudada corresponde a um aterro estaqueado reforçado, com capiteis de seção transversal quadrada, dispostos em malha quadrada, variando o material de reforço. O solo de fundação não foi representado. A Figura 1 mostra a geometria da estrutura montada, bem como o posicionamento dos instrumentos (células de tensão total – CTT, enumeradas de 01 a 05; transdutor de deslocamento – LVDT; e célula de carga).

Figura 1 - Geometria e posicionamento dos instrumentos em modelo físico reduzido.



Fonte: Fonseca (2017).

Nos experimentos, fez-se uso de modelagem por similitude, que ocorre quando um ou mais materiais de um caso real ou de projeto são substituídos por outros de propriedades equivalentes em relação a determinada aplicação. Fez-se necessário a substituição da geogrelha por telas metálicas comerciais em dois dos quatro tipos de geossintéticos estudados, já que nestes casos, a adequação das propriedades do material à escala (1:5) resultou em geogrelhas de módulo de rigidez inexistentes no mercado.

Os resultados foram comparados ao previstos na literatura. O estudo contempla os métodos da BS 8006 (2010), EBGeo (2011), Zhuang e Ellis (2014) e outros. O autor destacou o caráter difuso da literatura no que tange à previsão dos esforços na estrutura segundo os métodos analíticos, sendo que o modelo físico mostrou-se representativo de cada método quando observado em relação a parâmetros diferentes de projeto.

Tanto McGuire (2011) quanto Fonseca (2017) discorrem sobre a deformação permanente no geossintético, que ocorre de maneira mais pronunciada na região próxima aos capitéis. Segundo McGuire (2011), a alta deformação localizada do material de reforço se deve à diferença abrupta entre os recalques no solo adjacente e topo da coluna na interface solo-coluna. A Figura 2 ilustra a condição do geotêxtil após ensaio.

Figura 2 - Geotêxtil retirado de modelo físico reduzido após ensaio.



Fonte: Fonseca (2017).

Alternativamente aos modelos físicos reproduzidos em 1g (sem alteração dos efeitos da gravidade), tem-se os modelos em centrífuga (Figura 3). Uma das vantagens de modelos reproduzidos em centrífuga para estudo de aterros estruturados é a possibilidade de se representar de maneira mais fiel os mecanismos de transferência de cargas na estrutura, uma vez que “ao elevar a aceleração radial a N vezes a gravidade da Terra ($N \cdot g$), todas as tensões referentes ao peso próprio se elevam automaticamente no modelo, resultando em uma distribuição de tensões e poro-pressões tal como a que se verifica no protótipo” (FAGUNDES, 2016, p. 41). Para que o nível de tensões atuantes no solo seja compatível ao do protótipo, aplica-se uma aceleração radial correspondente ao fator N de redução do modelo. Ou seja, para modelo reduzido N vezes em relação ao protótipo, aplica-se aceleração correspondente a N vezes a gravidade. Embora apresente boa representação das condições do solo em campo, parâmetros como a fluência do reforço não podem ser avaliados, visto que possuem relação de dependência com o tempo.

Figura 3 - Centrífuga localizada no IFFSTAR (*Institut Français des Sciences et Technologies de Transports*), na França.

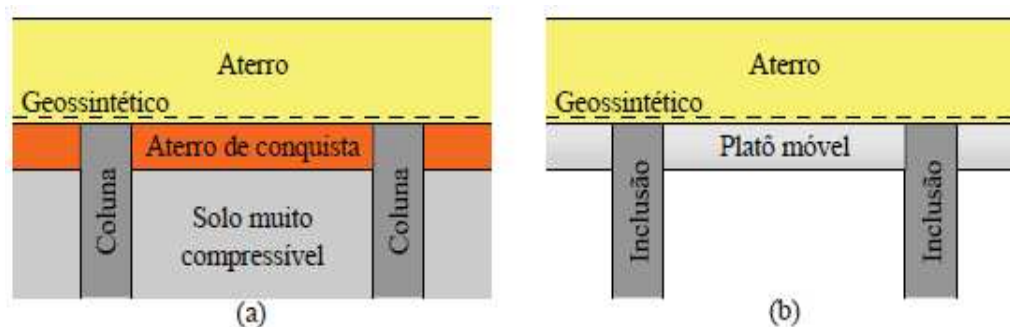


Fonte: Fagundes (2016).

Fagundes (2016), Girout *et al.* (2016), Fagundes *et al.* (2017) e Almeida *et al.* (2020) apresentam estudos de aterros estruturados simulados na centrífuga do IFFSTAR, na França. Estes propuseram-se a investigar parâmetros centrais de projeto, como a altura crítica, a influência da taxa de cobertura, a dimensão dos capitéis, espaçamento entre capitéis, a aplicação ou não de sobrecarga e a influência do reforço no desempenho da estrutura. Entende-se por taxa de cobertura a razão entre a área ocupada pelas estacas e a área total, considerando uma seção abaixo da base do aterro (HARTMANN, 2012).

O experimento realizado por Fagundes (2016) constitui-se de um aterro 20g (reduzido em escala 1:20, com aceleração correspondente a 20 vezes a aceleração da gravidade), com nove estacas de capitéis quadrados, dispostos em malha quadrada. O solo de fundação foi representado por um platô móvel, que se desloca na vertical de forma similar ao comportamento de um solo compressível. O aterro é constituído por material granular de características conhecidas, enquanto os reforços geossintéticos foram selecionados de forma a atender aos critérios de rigidez, adequando-os à redução da escala. A Figura 4 ilustra a comparação entre o protótipo (a) e o modelo (b) apresentado em Fagundes (2016).

Figura 4 - Comparação entre protótipo e modelo simulado em centrífuga.

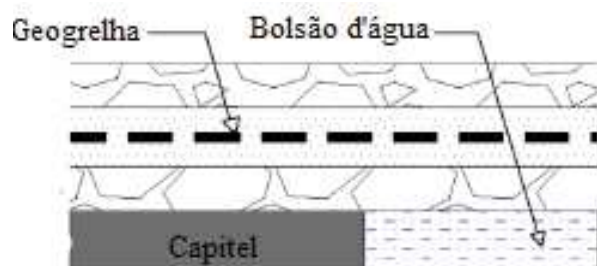


Fonte: Fagundes (2016).

Os resultados apresentados por Fagundes (2016) mostram que a eficiência do arqueamento do solo (variável que quantifica a taxa de concentração de tensões nas colunas) aumenta à medida que: aumenta-se a altura do aterro, a taxa de cobertura, o diâmetro das estacas e reduz-se o espaçamento entre as estacas. Ademais, verifica-se que a eficiência do arqueamento atingiu a marca de 100% em todos os experimentos que possuíam reforço basal do aterro. O movimento descendente do platô que simula o solo compressível faz com que a área de contato entre o platô e o reforço diminua gradativamente, até ambas as superfícies perderem contato. Neste momento, o arqueamento é totalmente eficiente, visto que todo o carregamento vertical é suportado pelas estacas devido ao efeito do arqueamento e ao efeito membrana (efeito impulsionado pelo geossintético ao redirecionar parte da carga vertical do aterro às colunas).

O estudo de Chen *et al.* (2016), por sua vez, apresenta uma modelagem em escala 1:1 feita em laboratório na China. Experimentos como este são, em geral, mais dispendiosos financeiramente do que as representações em escala reduzida, porém partilham do elevado nível de controle sobre as condições ambientais e de carregamento às quais a estrutura é submetida. O experimento chinês visa investigar a distribuição da tensão de tração atuante na geogrelha de um aterro estruturado, destacando que tal esforço é resultante, predominantemente, de duas parcelas de carregamento: oriunda de carregamentos verticais diretos sobre o reforço; e força de espriamento (da tensão ativa do solo de fundação, devido à movimentação horizontal do solo de aterro). O solo compressível é representado por bolsões de água (Figura 5), os quais são esvaziados para simular o movimento descendente do solo mole em função do tempo.

Figura 5 - Célula unitária do experimento.



Fonte: Chen et al. (2016), traduzido.

As principais conclusões apresentadas são: a parcela correspondente à força de espraiamento representa um pequeno incremento na tração total da geogrelha; a tração na geogrelha aproximou-se mais ao calculado através da versão modificada da BS 8006 (2010) do que na versão publicada inicialmente; e o recalque diferencial entre topo da coluna e solo mole têm grande influência na tração atuante no reforço.

Em suma, o estudo de aterros estaqueados podem ser efetuados via modelos físicos em verdadeira grandeza (escala 1:1), como Chen *et al.* (2016) ou modelos físicos reduzidos. Testes de laboratórios podem constituir alternativas viáveis, uma vez que apresentam menores custos envolvidos, maior variabilidade de amostras e maior controle sobre as condições ambientais atuantes. Modelos físicos reduzidos são classificados em modelos 1g (simulações convencionais, sem aceleradores radiais) ou Ng (utilizando-se de aceleradores radiais, ou centrífugas). Diversos estudos de laboratório utilizaram modelos reduzidos, alguns deles são: modelos 1g de Hewlett e Raldolph (1988), Kempfert *et al.* (2004), McGuire *et al.* (2012), Filz *et al.* (2012); e modelos simulados através de centrífuga, como Ellis e Aslam (2009), Okyay *et al.* (2014), Girout *et al.* (2018) e Almeida *et al.* (2020).

2.2 ESTUDOS EM CAMPO

Este tópico aborda o estudo de aterros estaqueados baseados em estruturas executadas em verdadeira grandeza, seja aterros experimentais ou casos reais de obras. Serão discutidos benefícios e limitações comuns a este tipo de abordagem. Também serão apresentados exemplos de estudos de campo, suas considerações e principais resultados.

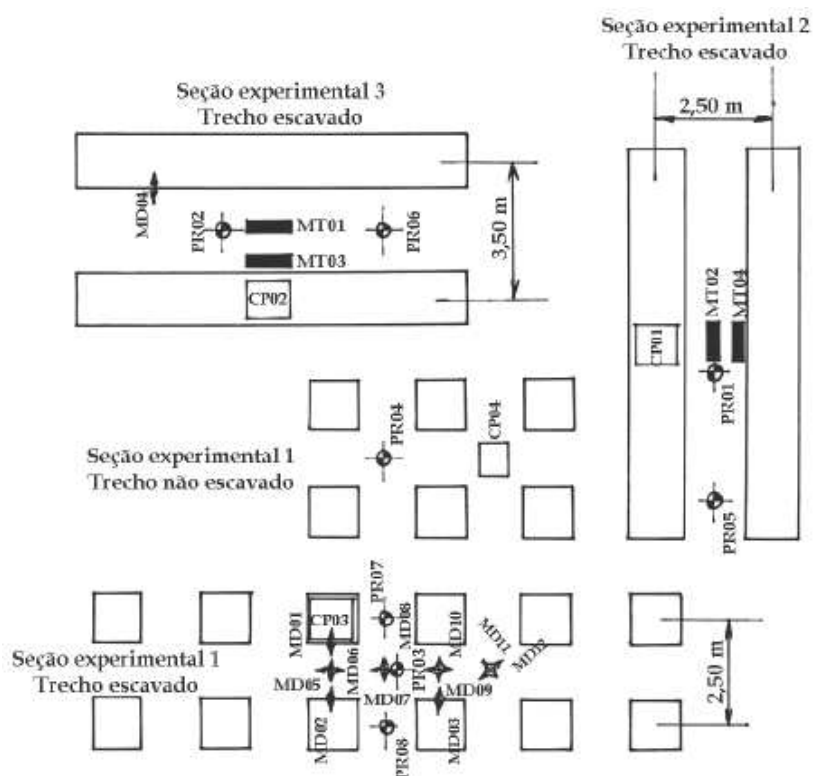
Estudos de campo possuem grande relevância no aprimoramento das técnicas de engenharia, uma vez que possibilitam a observação e mensuração da estrutura em condições

reais de uso e construção. São, portanto, importantes ferramentas para o efetivo entendimento dos mecanismos envolvidos, além de permitir a verificação de teorias existentes e metodologias de cálculo. Entretanto, há que se considerar o elevado custo de execução de tais experimentos quando comparados a estudos de modelos reduzidos, devido ao elevado consumo de insumos, necessidade de utilização de maquinário e de mão de obra. Somado a isso, tem-se a dificuldade em se analisar fatores isolados na construção e casos específicos de obra, já que as condições ambientais e de serviço não são plenamente controladas. Os elevados custos de execução e a dificuldade de controlar fatores ambientais e de uso resultam, ainda, na baixa repetibilidade dos experimentos, que constitui limitação inerente ao estudo de campo.

Um aterro experimental na Sede Nacional do SESC/SENAC, na cidade do Rio de Janeiro, é reportado detalhadamente por Spotti (2006), tendo os dados provenientes desta obra subsidiado uma série de pesquisas publicadas em Almeida *et al.* (2007), Almeida *et al.* (2008), van Eekelen *et al.* (2014). A área experimental compreende certa de 400m² e apresenta configurações diferentes de elementos de fundação, buscando se aproximar das condições bi e tridimensionais utilizadas pelos modelos analíticos. A Figura 6 mostra a representação em planta das configurações geométricas adotadas.

Observa-se a divisão da área em trechos experimentais, variando-se entre a utilização de capitéis ou vigas corridas; e espaçamentos entre apoios; escavação ou não do solo adjacente às estacas. Ainda na Figura 6 é possível identificar a disposição dos instrumentos empregados na aquisição de dados. Os instrumentos utilizados são: placa de recalque (PR), medidor de tração (MT), medidor de deformação (MD) e célula de tensão total (CP), devidamente enumerados. A disposição e os tipos de instrumentos mostrados na imagem são bastante recorrentes em aterros estaqueados experimentais, localizando-se em pontos notáveis, onde a literatura prevê esforços e deformações críticos.

Figura 6 - Perspectiva em planta de aterro experimental.



Fonte: Spotti (2006).

A escavação do solo subjacente ao reforço geossintético merece destaque, uma vez que representa em campo uma simplificação encontrada no método analítico indicado na norma britânica (BS 8006, 1995, 2010), que recomenda desprezar a contribuição oriunda do solo de fundação no suporte das cargas verticais do aterro. A BS 8006 (2010) justifica que à medida que o solo de fundação recebe o carregamento proveniente do aterro, ocorre o deslocamento vertical do solo mole, até perder o contato com o reforço. Assim, a simplificação empregada geraria esforços estimados com valores ligeiramente superiores aos esforços de campo, já que a configuração final ocorre num curto período de tempo. A confrontação dos resultados de campo com a norma britânica vigente na época do estudo (BS 8006, 1995) apontou para um superdimensionamento do reforço geossintético, visto que a tração medida foi significativamente inferior à tração de projeto segundo o método de Jones *et al.* (1990) presente na (BS 8006, 1995).

Outro fator resultante da escavação em campo é a mobilização do reforço, que no caso de obra escavada ocorre ainda no período da construção, devido à deformação precoce do geossintético. Segundo McGuire (2011), o recalque diferencial entre solo adjacente e coluna é

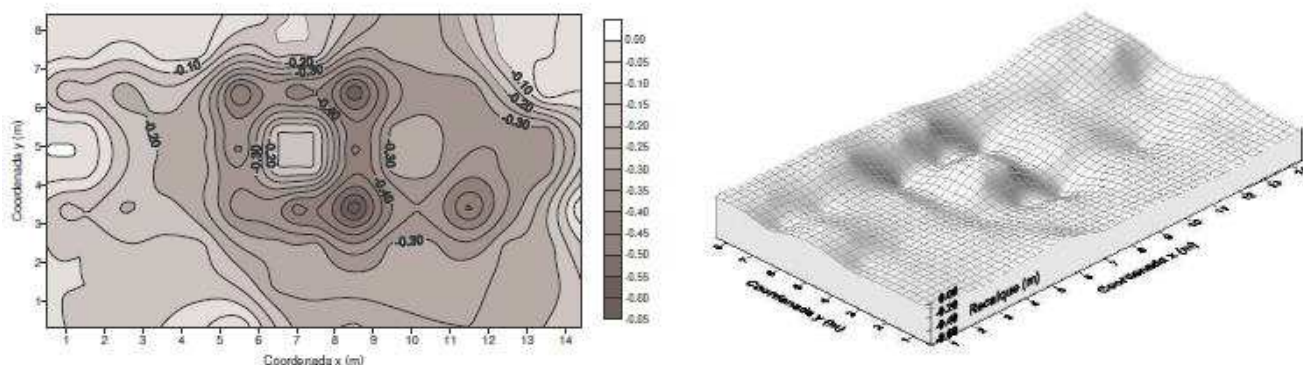
responsável por ativar a tensão de tração no geossintético. O autor entende que o geossintético passa a atuar a partir do momento em que o reforço se deforma, ou seja, a partir do momento em que o solo mole recalca.

Os dados coletados indicam que no aterro experimental descrito, grande parte do carregamento vertical foi transferido aos pilares através do geossintético, o que demonstra baixa eficiência do arqueamento do solo para as configurações estudadas. Observa-se que a eficiência do arqueamento é inferior no caso em que foi adotado maior espaçamento, onde a tração medida no geossintético foi consideravelmente superior. Tais resultados demonstram a relação entre a ocorrência do arqueamento e as características geométricas do estaqueamento. Este comportamento está de acordo com a BS 8006 (2010), pois segundo a norma britânica, para todos os trechos, trata-se de aterro baixo, sem a ocorrência de arqueamento total. A análise dos deslocamentos verticais no modelo tridimensional indicou que os deslocamentos verticais no meio do vão entre duas estacas correspondem a aproximadamente a metade daqueles verificados no ponto central entre quatro estacas.

Sandroni e Deotti (2008) apresentam estudo de campo feito em aterro experimental instrumentado na mesma região em que realizou-se o estudo de Spotti (2006) – Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. Trata-se de uma área experimental executada na Vila Panamericana, em aterro estaqueado reforçado, constituído por duas camadas de geossintéticos: um geotêxtil e uma geogrelha. A utilização conjunta destes componentes é muito conveniente para garantir a integridade e estabilidade da estrutura, uma vez que a geogrelha atua com função de reforço, enquanto o geotêxtil possui função de separação, impedindo que as partículas pertencentes ao aterro sejam carregadas para a parte inferior da geogrelha.

A Figura 7 apresenta as curvas isorrecalques obtidas por meio da instrumentação de campo instalada na base do aterro. A região que apresenta maiores recalques diferenciais corresponde à região escavada (houve retirada de solo mole adjacente às estacas). O autor atribui a alta deformabilidade da base à ancoragem ineficiente. Segundo Borba (2007) a configuração escavada tende a demandar mais da ancoragem, tornando visíveis possíveis falhas a ela envolvida. A estrutura foi testada até a ruptura das estacas, verificando o seu desempenho em Estado Limite Último (ELU). Segundo inspeção visual feita após o ensaio, na situação de ruptura das estacas, a geogrelha não sofreu danos.

Figura 7 - Representações bi e tridimensionais de curvas isorrecalques.



Fonte: Borba (2007).

Filz *et al.* (2012) realizou testes em um aterro instrumentado na Virgínia, Estados Unidos, apresentando um estudo amplo, que também contemplou testes em laboratório e confrontação com a literatura. O foco do estudo foi validar as metodologias de compatibilidade carga-deslocamento (FILZ e SMITH, 2006), altura crítica (MCGUIRE *et al.* 2012) e Generalização do Método de Terzaghi adaptado (SLOAN *et al.*, 2011). Quanto ao método de compatibilidade de cargas e deslocamentos (LDC – *Load-displacement compatibility method*) apresentado em Filz e Smith (2006), este constitui uma abordagem interessante para o cálculo de aterros estruturados, pois inclui a deformação dos elementos estruturais na previsão de esforços e recalques, incluindo as características e propriedades mecânicas de cada elemento (solo de aterro, solo de fundação, reforço geossintético e colunas), como o comportamento não linear dos solos (de aterro e de solo compressível da fundação). O método LDC também foi utilizado em McGuire *et al.* (2009), que o aplicou à geometria e propriedades dos materiais adotados por Spotti (2006). A comparação dos recalques previstos através do método LDC e os dados retro analisados do aterro instrumentado tiveram resultados muito próximos.

Na França, um projeto de pesquisa foi lançado com vistas ao melhor entendimento da estrutura e conseqüente publicação de um documento oficial, que serviria como um guia ao dimensionamento e construção de aterros estaqueados, além de buscar o desenvolvimento de uma nova metodologia que fosse simples e eficiente. Parte das análises obtidas através do programa de pesquisa ASIRI (*Amélioration des Sols par Inclusions Rigides*) são apresentadas nas publicações de Briançon *et al.* (2008), Briançon e Simon (2012, 2017). Um aspecto interessante das seções testadas nos aterros experimentais do ASIRI é a presença de uma plataforma de 55cm a 70cm, constituída de materiais granulares, chamada LTP (*Load Transfer*

Platform). A LTP é instalada logo acima do nível dos capitéis/colunas, sendo o geossintético (em uma ou duas camadas) localizado em meio a esta camada.

Nos testes apresentados em Briançon e Simon (2012), a camada de LTP é formada por brita graduada, sobreposta por brita industrial compactada de diâmetro máximo de 40mm. Briançon e Simon (2012) apresenta um estudo realizado em aterro experimental dividido em quatro seções, onde variou-se o número de camadas e tipo de geossintético (de zero a duas camadas); espessura e presença ou ausência de plataforma de transferência de carga (LTP). A confrontação das tensões atuantes no topo das estacas em diferentes configurações de aterro demonstrou que os mecanismos de transferência de carga na LTP dependem do tipo de geossintético e do número de camadas de reforço adotado.

A seção contendo duas camadas de reforço apresentou distribuição mais uniforme de tensões no topo da LTP, o que resulta em menores recalques diferenciais no corpo do aterro e melhor desempenho da estrutura. Das duas camadas de reforço empregadas, a mais inferior sofre maiores deformações, de acordo com os resultados medidos por sensores Geodetect (dispositivos de fibra óptica incorporado ao reforço geossintético). Os autores também investigaram a ocorrência de deslocamentos horizontais na base do aterro. Os resultados apontam que, em todos os experimentos, mais de 90% dos deslocamentos laterais ocorrem durante a construção do aterro e que nas seções reforçadas o geossintético colaborou envolvendo estacas e solo, de forma a minimizar os deslocamentos.

O aterro apresentado em Briançon e Simon (2017), assim como o trabalho anterior, contou com a divisão da área experimental em quatro seções, porém variando-se entre a presença ou não de reforço; utilização ou não de capitéis; e adoção de diferentes espaçamentos entre estacas. O estudo teve por objetivo comparar a empregabilidade de aterro estruturado em substituição ao aterro estaqueado (sem reforço) no projeto de construção da nova ferrovia de tráfego rápido *South Europe Atlantic*, na França. A pesquisa concluiu que a solução por aterro estruturado não só resultou em menores recalques, mas também permitiu o aumento do espaçamento entre estacas, preservando os requisitos mínimos de serviço.

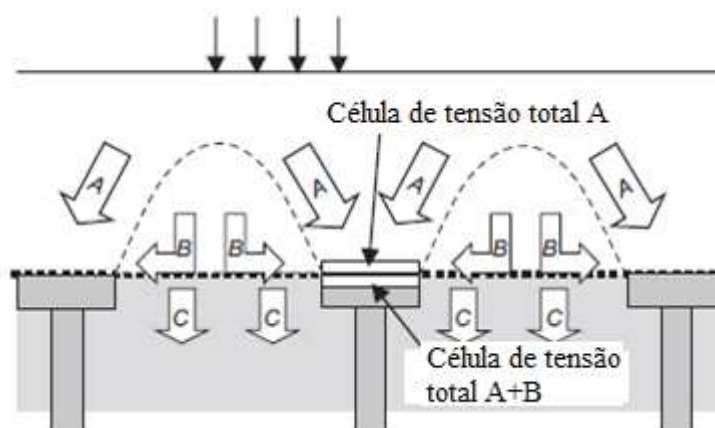
A LTP, como previsto por Briançon e Simon (2012), facilitou a transferência de cargas através do atrito entre as partículas, potencializando a concentração de tensões em torno das estacas. Quanto às deformações no elemento de reforço, os autores pontuam a importância de se instalar dispositivos medidores de deformação próximo à extremidade dos capitéis ou colunas para evitar deturpações nos resultados. A pesquisa destaca o quão comum é a utilização

destes dispositivos em localidades menos estratégicas, como o centro da estaca e como isto pode deturpar as respectivas análises.

Van Eekelen *et al.* (2020) apresenta um estudo feito em aterro instrumentado de uma rodovia na Holanda, monitorado por um período de quatro anos (monitoramento de longo prazo). O aterro foi construído sobre depósito de argila e turfa, de aproximadamente 17 metros. O principal objetivo do estudo foi validar os cálculos utilizados no dimensionamento do reforço geossintético (van Eekelen, 2015), além de investigar efeitos da sazonalidade sobre a distribuição de esforços. Para tal, analisou-se dados de nível de água, precipitações na região do aterro, deformações e tensões ocorrentes na estrutura. Os autores buscaram definir as parcelas A, B e C ocorrentes no aterro. Tais parcelas correspondem à carga direcionada aos pilares por arqueamento (A); à carga proveniente do solo abaixo do arco e transferida aos pilares via reforço (B); e carga suportada pelo solo de fundação (C). As parcelas A, B e C são elementos chave para o dimensionamento do reforço, uma vez que envolvem uma série de expectativas relacionadas à eficiência do arqueamento, à ativação do efeito membrana no geossintético e à contribuição do solo ao suporte do aterro. Esta divisão pode ser observada na

Figura 8.

Figura 8 - Parcelas A, B e C provenientes da divisão da carga vertical do aterro.



Fonte: Van Eekelen *et al.* (2020) – traduzido.

As medições demonstraram que o solo subjacente e reforço perderam contato rapidamente, reduzindo a parcela C a zero. A distribuição de cargas correspondeu à previsão segundo van Eekelen *et al.* (2012), apresentando configuração de triângulo invertido (com valores máximos sobre os capitéis e mínimos no meio do vão). Os resultados indicam, também,

que o efeito da sazonalidade afeta o arqueamento do solo. Períodos mais chuvosos levaram à diminuição da concentração de tensões nos capitéis e aumento da tração nos geossintéticos, o que indica menor eficiência do arqueamento. O oposto ocorre nos períodos secos: aumento da parcela A, que indica maior ocorrência de arqueamento.

Outros estudos de campo são encontrados na literatura, como o estudo em aterro experimental nos Estados Unidos de Sloan (2011) e o aterro com colunas granulares encamisadas (GEC) de Hosseinpour *et al.* (2014), construído no Rio de Janeiro. Como mencionado anteriormente, a construção de um aterro instrumentado em escala real envolve uma série de fatores a serem viabilizados, além de elevados custos. Por esta razão, é comum que muitos estudos se utilizem de dados obtidos de pesquisas anteriores para validar modelos reduzidos, numéricos, ou mesmo métodos analíticos. Como exemplos, pode-se citar Rowe e Liu (2015), cujo estudo numérico é baseado no estudo de campo documentado em Briançon e Simon (2012); ou o estudo chinês publicado em Zhang *et al.* (2019), que se utiliza dos resultados apresentados em Spotti (2006) para comprovar a eficiência do modelo apresentado.

2.3 ESTUDOS EM MODELOS NUMÉRICOS

De maneira complementar aos trabalhos de campo e realização de modelos físicos de laboratório, os métodos numéricos constituem ferramentas interessantes e que têm sido cada vez mais aplicados no estudo de aterros estaqueados. Tal tendência se fortalece devido, principalmente, à capacidade dos métodos numéricos de solucionar problemas complexos com elevado grau de aproximação, fornecendo soluções rápidas e confiáveis (JENNINGS E NAUGHTON, 2012). Isto porque métodos numéricos buscam a solução global de um problema através da discretização do domínio, ou seja, da divisão do problema em vários elementos cujas soluções são simples e conhecidas. São aplicáveis a meios contínuos, podendo ser por Método dos Elementos Finitos (MEF), Método das Diferenças Finitas (MDF) ou Método dos Elementos de Contorno (MEC).

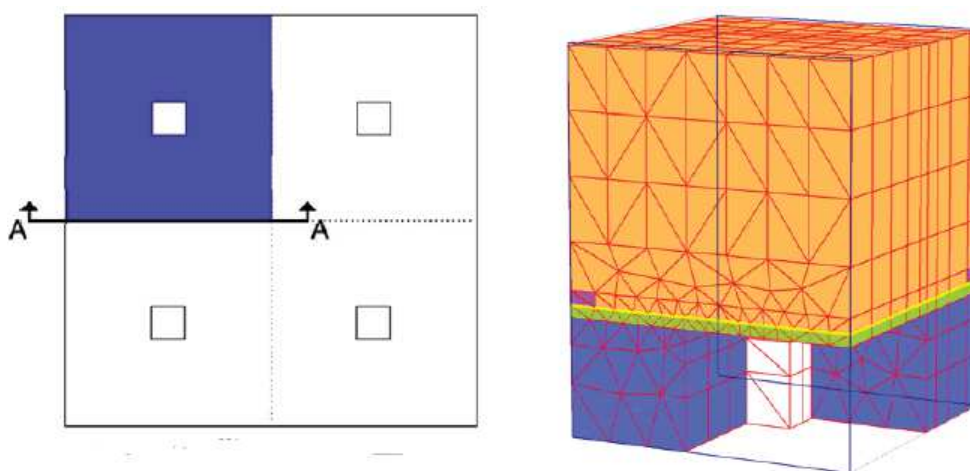
Modelos numéricos são capazes de incorporar características próprias do comportamento dos materiais, além de poderem reproduzir a interação destes materiais de forma eficiente. Por essa razão, em geral, os modelos numéricos mostram-se mais aproximados do que os modelos via cálculo analítico, especialmente no que envolve tensões e deformações em estruturas constituídas por solos (MELLO *et al.*, 2006). O grau de aproximação de um

modelo numérico é função do refinamento da malha de elementos utilizada e da complexidade do problema em si. Quanto mais elementos formam a malha, mais acurada é a solução encontrada. Todavia, cabe destacar que malhas muito densas, embora retornem resultados mais confiáveis, demandam maior custo computacional. Portanto, pode-se dizer que um dos desafios da modelagem computacional a partir de métodos numéricos é obter um modelo o mais representativo possível, face aos recursos computacionais disponíveis.

A literatura apresenta inúmeras representações de aterros estaqueados via modelagem computacional, onde os diferentes métodos numéricos são empregados (MEF, MDF, MEC), com diferentes amostragens, condições de contorno e geometrias (bi ou tridimensionais). Há no meio acadêmico uma ampla discussão a respeito da forma mais representativa de se modelar. Entretanto, sabendo que todos os modelos possuem limitações que são inerentes ao processo, pode-se dizer que não existe um modelo que constitua uma réplica perfeita de um cenário real. O que se busca, então, é a adequação das eficiências de um modelo à finalidade a qual se propõe, de forma a apresentar uma solução satisfatória ao problema em questão.

A amostragem escolhida, por exemplo, é variada. A maior parte dos estudos presentes na literatura adota como amostra a porção correspondente à seção de $\frac{1}{4}$ de estaca, mais solo adjacente (MCGUIRE, 2011), (HOSSEINPOUR *et al.*, 2014), ou a quarta parte de uma célula unitária (DEN BOOGERT, 2011) (Figura 9). Outras geometrias selecionadas para modelagem podem ser citadas, como a amostra alongada de Rowe e Liu (2015), a porção central mais a quarta parte de quatro estacas (Zhang *et al.*, 2019) e porções mais abrangentes, como a de 15 estacas, apresentada em Zhou *et al.* (2016).

Figura 9 - Vista em planta e corte de um modelo simulado em PLAXIS 3D.



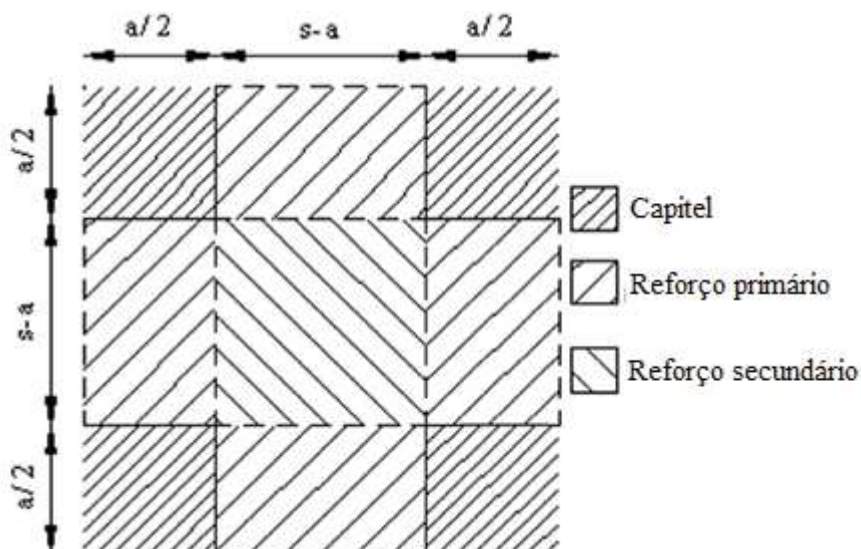
Fonte: den Boogert (2011).

Um assunto debatido na academia diz respeito à reprodução de aterros estaqueados em duas ou três dimensões. Naughton e Kempton (2005) afirmam que o estudo de aterros estaqueados constitui um problema tridimensional e que necessita ser representado como tal. Russell *et al.* (2003), que estudam a deformada parabólica do geossintético, compartilha do posicionamento de Naughton e Kempton (2005) e reforçam que a representação bidimensional inviabilizaria seu modelo. Por outro lado, Tan e Oo (2005 *apud* MELLO *et al.* 2006) defendem que a deficiência da modelagem bidimensional pode ser compensada por um fator de correspondência com o problema tridimensional, apresentando um parâmetro de equivalência de rigidez entre uma célula 3D e uma célula em deformação plana.

O modelo tridimensional apresentado em Naughton e Kempton (2005), simulado através do software FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) constitui amostra em quatro estacas, geossintético formado por elementos unidimensionais (cabos) e ausência do solo de fundação. O artigo relaciona os deslocamentos e tensões nos elementos estruturais obtidos via modelagem computacional com os resultados esperados segundo metodologias analíticas, como as propostas por Terzaghi (1943), BS 8006 (1995), Russell *et al.* (2003) e Kempfert *et al.* (2004). O estudo mostrou que os resultados esperados se revezam ao atender aos resultados experimentais, demonstrando que, além de discordantes entre si, as metodologias analisadas são incapazes de compreender a estrutura como um todo e os mecanismos a ela envolvidos.

Naughton e Kempton (2005) propõem um método construtivo otimizado para aterros estruturados, que consiste na adoção de duas regiões de reforço geossintético: reforço primário (constituído por material de alta rigidez) e secundário (formado por geossintético de baixa rigidez). O reforço primário seria empregado apenas nas regiões entre dois capitéis, enquanto o secundário cobriria toda a área estaqueada, como ilustra a Figura 10. Os autores pontuam que a proposta oferece vantagens técnicas e econômicas em relação ao método construtivo tradicional (camada de reforço única e uniforme).

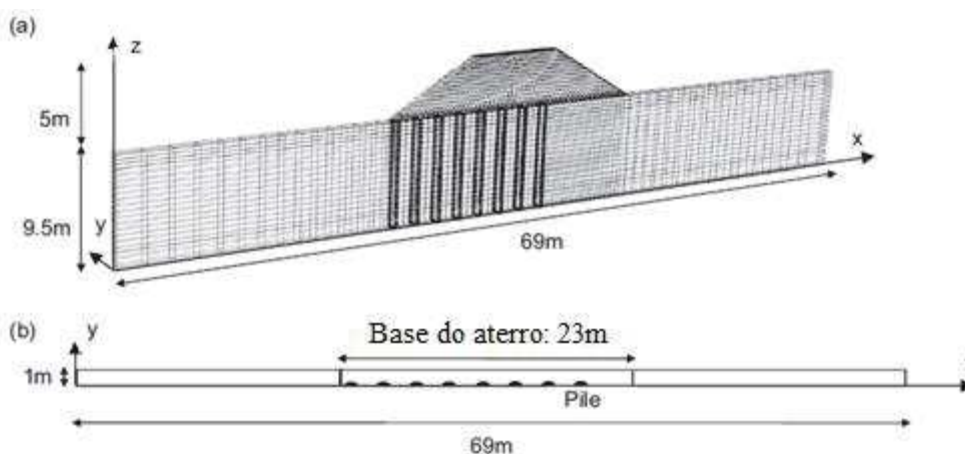
Figura 10 - Disposição dos reforços primário e secundário.



Fonte: Naughton e Kempton (2005).

Rowe e Liu (2015) relatam a execução de oito configurações de aterros estaqueados feitos através do software ABAQUS. As características geométricas e parâmetros dos materiais foram baseados no experimento em aterro instrumentado retratado em Briançon e Simon (2012). O objetivo da modelagem foi avaliar, por meio de métodos numéricos, o desempenho de um aterro estruturado. A Figura 11 apresenta a amostra que constitui o modelo computacional, que possui forma alongada e estreita (representa um metro de espessura e uma porção de solo de 69 metros de comprimento, sendo 23m o comprimento do aterro estruturado).

Figura 11 - (a) Modelo em elementos finitos; (b) Vista em planta do modelo.



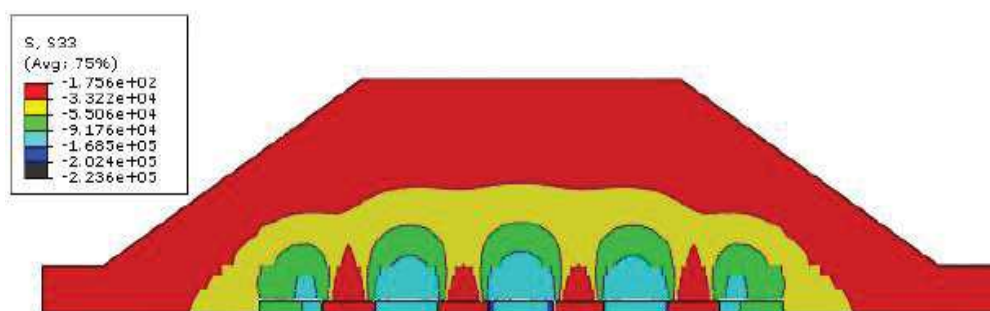
Fonte: Rowe e Liu (2015) – traduzido.

Embora o modelo apresentado seja do tipo tridimensional, o reforço geossintético é representado como elemento bidimensional, ou elemento de placa. O solo de aterro é considerado linear-elástico perfeitamente plástico, segundo critério de falha de Mohr Coulomb. Os materiais interagem entre si segundo o modelo de atrito de Coulomb. A construção do aterro se deu através da superposição de nove camadas, cada uma referente à altura do aterro ao final de cada etapa do projeto.

Rowe e Liu (2015) concluíram que a adição de estacas em aterro sobre solo mole foi responsável pelo decréscimo do recalque da base do aterro em 52%. A adição de uma camada de solo fez com que tal parâmetro diminuísse mais 28% e a seção formada por duas camadas de reforço obteve um decréscimo adicional de 38% em relação ao recalque da base de aterro sem reforço. A seção reforçada com apenas uma camada de geossintético apresentou tensão no reforço de até 10% da tensão resistente do material. Tal verificação justifica-se pelos baixos valores de recalque diferencial ocorrentes na altura do topo das estacas. Dos métodos analíticos avaliados, os apresentados por Hewlett e Randolph (1988) e Russell e Pierpont (1997) forneceram estimativas de taxa de concentração de tensões mais próximas às resultantes do experimento numérico.

Também utilizando o software ABAQUS, Zhou *et al.* (2016) analisa a distribuição de tensões e a formação do arqueamento durante e após a construção de um aterro. Para isto, foi desenvolvida uma simulação com as características do aterro experimental descrito em Chen *et al.* (2016) em malha de elementos finitos. O reforço geossintético foi representado como um elemento de placa resistindo apenas a esforços axiais. A Figura 12 apresenta a distribuição das tensões verticais (S33) em um corte longitudinal feito no modelo computacional na fase de construção do aterro. É possível observar a concentração de tensões em torno dos elementos rígidos (colunas).

Figura 12 - Distribuição de tensões verticais em modelo computacional.



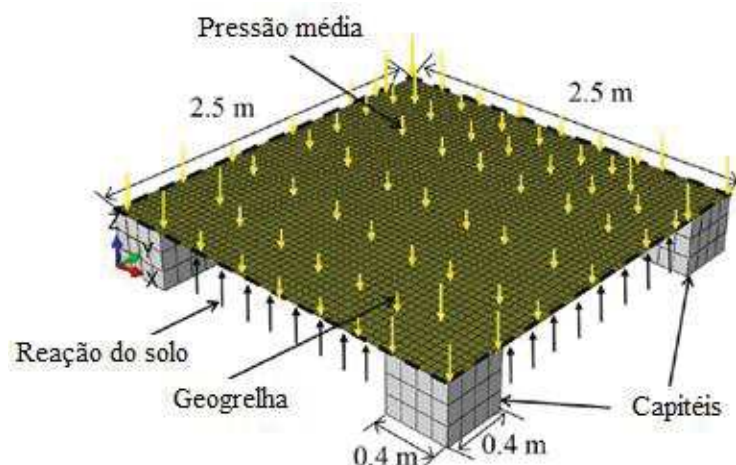
Fonte: Zhou *et al.* (2016).

Zhang *et al.* (2019) investigou dez configurações de aterro estruturado simulados através do software Abaqus. Variou-se, além das configurações em 2D e 3D, a forma de seção das colunas, diâmetro ou lado das colunas, espaçamento entre elas, tipos de malha, e coeficientes de contribuição do solo de fundação. Um modelo tridimensional foi comparado com os dados do aterro experimental apresentado em Almeida *et al.* (2007) para fins de validação. Sobre as considerações acerca deste modelo, destacam-se:

- a) Adotou-se diferentes valores de coeficiente de contribuição do solo, baseados na metodologia de Kempfert *et al.* (2004), presente na EBGEO (2011). No software, tal parâmetro foi representado como uma força de força de superfície agindo na face inferior do geossintético;
- b) A carga vertical relativa ao aterro foi adicionada em seis etapas, até o correspondente a 1,20m de aterro, de forma progressiva, simulando a adição gradativa de camadas de 20cm de solo. O artigo não menciona a simulação da compactação destas camadas de aterro;
- c) A amostragem contempla a quarta parte de quatro estacas, mais o reforço geossintético, como mostra a Figura 13;
- d) O reforço geossintético é representado como material ortotrópico, assim como em Rowe e Liu (2015).

O objetivo do estudo foi desenvolver um fator de conversão empírico para a deformação do reforço de um modelo 2D para um correspondente modelo 3D. Além de obter os fatores de conversão, o estudo verificou que modelos bidimensionais resultam em deformações máximas de reforço subestimadas. Outros resultados interessantes indicam que as malhas triangulares e a presença de material granular entre a coluna e o geossintético geram menores deformações máximas no reforço quando comparadas a malhas quadrilaterais.

Figura 13 - Modelo 3D executado no Abaqus.



Fonte: Zhang *et al.* (2019) – traduzido.

Os artigos de Zhuang e Ellis (2014, 2016) apresentam um modelo numérico em software de elementos finitos para fins de comparação com os resultados esperados segundo BS 8006 (2010, modificada – 2012). O estudo apresentado em Zhuang e Ellis (2016) possui caráter complementar ao de 2014: o mais recente inclui no modelo computacional o solo de fundação, adjacente às estacas. Ambos os estudos apresentaram comportamentos semelhantes dos elementos estruturais, sendo que as duas versões da norma britânica (original e modificada) remetem a valores ora subestimados, ora superestimados dos parâmetros de projeto (tração no geossintético, concentração de tensões nas estacas, entre outros). Ainda assim, a versão modificada de 2012 da norma britânica fornece melhor previsão dos esforços no aterro estruturado.

A modelagem do geossintético e o estudo do comportamento deste componente no aterro estruturado é objeto de estudo de Zhuang e Wang (2015). Os autores destacam o caráter simplificado do reforço em modelagens numéricas presentes na literatura e se propõem a analisar o impacto de três tipos de modelos geossintéticos, os quais denominam como membrana isotrópica, membrana ortotrópica e elementos de treliça. A representação isotrópica do material corresponde à forma mais simplificada do comportamento do material, enquanto as demais possuem comportamentos mais semelhantes ao real. É mencionada, porém, a maior viabilidade da representação ortotrópica, devido ao alto custo computacional e dificuldade de implementação do modelo contendo elementos de treliça. Os resultados apontam a ocorrência de maiores deformações no reforço isotrópico do que nos demais modelos. A representação ortotrópica apresentou boa concordância com a tensão calculada segundo Zhuang *et al.* (2014),

que estabelece uma metodologia simplificada, baseada na teoria de Hewlett e Randolph (1988) para dimensionamento de aterros estruturados. As metodologias previstas na recomendação alemã (EBGEO, 2011) e BS 8006(2010) superestimaram a tensão no reforço.

Outros estudos interessantes em aterros estaqueados podem ser citados, como a simulação em PLAXIS 2D de um aterro estaqueado com colunas granulares encamisadas (GEC) de Hosseinpour *et al.* (2014); o modelo bidimensional apresentado em Carreira *et al.* (2016), que propõem uma equação para cálculo da altura crítica de aterros com colunas GEC; e as comparações entre modelos numéricos em PLAXIS 3D e físicos reproduzidos em centrífuga de Almeida *et al.* (2020).

3 MÉTODOS PARA CÁLCULO DE ATERRO ESTAQUEADO REFORÇADO

Neste capítulo são apresentados métodos analíticos para cálculo de aterro estaqueado reforçado. Primeiramente será abordado o conceito de altura crítica, acompanhado de formulações de cálculo segundo a literatura. Posteriormente, serão apresentados os métodos analíticos de dimensionamento propostos por Kempfert *et al.* (2004); Hewlett & Randolph (1988) e formulação de Marston, presentes na norma britânica BS8006 (2010); e van Eekelen (2015), por meio dos quais é possível determinar parâmetros importantes de projeto, como tensões verticais no topo do capitel ou topo da estaca (ou coluna), tensão vertical entre estacas e tração no geossintético.

3.1 CONCEITO E CÁLCULO DA ALTURA CRÍTICA

Segundo McGuire *et al.* (2012), altura crítica é a altura do aterro cujo recalque diferencial na superfície pode ser considerado nulo ou o ponto onde as deformações são nulas. O estudo demonstrou que a altura crítica se relaciona exclusivamente com o diâmetro das colunas e o espaçamento entre elas (ou seja, pelas características geométricas da estrutura), não sendo verificadas influências diretas de outros fatores, como densidade do solo de aterro e presença ou não de reforço basal neste estudo. Aterros com altura inferior à altura crítica são considerados aterros baixos. McGuire (2011) alerta para as limitações da estrutura constituída por este tipo de aterro, visto que não ocorre arqueamento total no solo de aterro, o que resulta em menor concentração de tensões em torno do elemento rígido. Entende-se, portanto, que o reforço basal geossintético em aterros baixos se faz mais necessário, atuando de forma a aliviar consideravelmente as cargas verticais que seriam direcionadas ao solo adjacente às colunas.

3.1.1 Recomendação de Kempfert *et al.* (2004)

Sendo s o espaçamento máximo entre duas estacas, d o diâmetro ou diâmetro equivalente da seção transversal das estacas e z a distância entre o topo das estacas e o reforço geossintético, a altura mínima recomendada para o aterro (H) é dada pela Equação 3.1.

$$H \geq \left(\frac{s-d}{1,4} \right) + z \quad (3.1)$$

3.1.2 Recomendação da BS 8006 (2010)

A altura mínima de aterro recomendada pela norma britânica (BS 8006, 2010) é obtida a partir da Equação 3.2. Segundo a norma, alturas de aterro superiores a H garantem a concentração de tensões, evitando recalques diferenciais na superfície. A altura mínima H é calculada em função do espaçamento entre estacas (s) e lado dos capitéis (a). Em caso de utilização de estacas de seção circular, adota-se “a” como sendo o diâmetro da seção multiplicado por 0,886.

$$H \geq 0,7(s - a) \quad (3.2)$$

3.1.3 Recomendação da EBGE0 (2011)

A altura crítica (H) adotada pela recomendação alemã (EBGE0, 2011), pode ser obtida pela Equação 3.3. As variáveis S_d e d indicam o espaçamento diagonal entre estacas e o diâmetro do capitel, respectivamente.

$$H = 0,8(s_d - d) \quad (3.3)$$

3.1.4 Recomendação de McGuire *et al.* (2012)

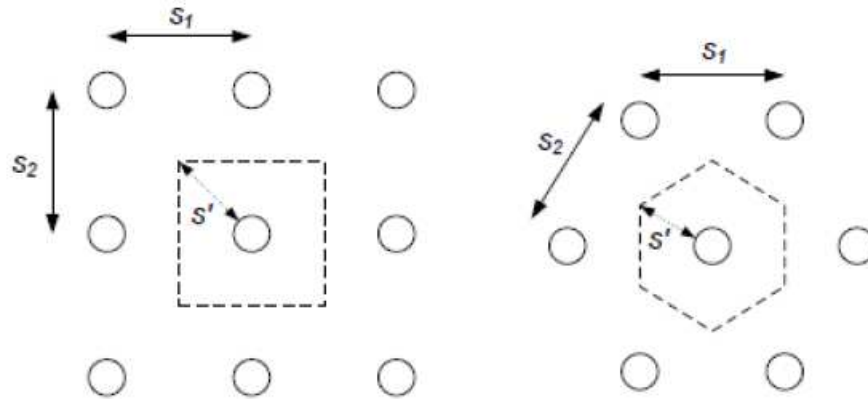
O cálculo da altura crítica pelo método descrito em McGuire (2011) e Mc Guire *et al.* (2012) é obtido por meio da Equação 3.4, onde d corresponde ao diâmetro (ou diâmetro equivalente) da coluna ou capitel. As variáveis S', S₁, S₂ são representadas na Figura 14, podendo S' ser calculado por meio da Equação 3.5 (para colunas dispostas em malhas quadradas) e Equação 3.6 (adequada ao caso de colunas dispostas em malhas triangulares).

$$H = 1,15s' + 1,44d \quad (3.4)$$

$$s' = \frac{\sqrt{(S_1^2 + S_2^2)}}{2} - \frac{d}{2} \quad (3.5)$$

$$s' = \frac{\sqrt{(2s_1^2 + s_2^2)}}{3} - \frac{d}{2} \quad (3.6)$$

Figura 14 - Determinação das variáveis S_1 , S_2 e S' .



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

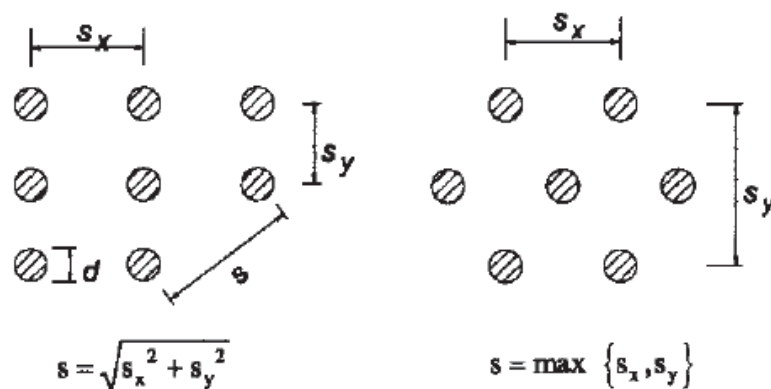
3.2 MÉTODO KEMPFERT *et al.* (2004)

O método analítico descrito neste tópico foi publicado na terceira edição do evento “European Geosynthetics”, em Munique, no ano de 2004. A inovação então apresentada pelos autores foi desenvolvida durante o processo de revisão da recomendação alemã, EBGEO. Trata-se de uma metodologia de simples aplicação e resultados satisfatórios no que diz respeito à previsão dos esforços e adequado dimensionamento de seus componentes.

O método de cálculo contempla diretrizes para a previsão dos esforços verticais na base do aterro devido ao peso próprio do solo e reação vertical do solo de fundação. De posse da previsão dos esforços verticais, determina-se, por meio de equações e ábaco(s), a tração atuante no geossintético cujo módulo de rigidez é escolhido previamente. O modelo de geossintético deve atender à tensão máxima admissível, devendo ser trocado caso a tração obtida (T_p , tração de projeto) seja maior que a tração admissível (T_{adm}). A tração admissível corresponde à razão entre a tração máxima (T_{max}) resultante de ensaio de faixa larga (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT NBR ISO 10319:2013) e o produto dos fatores de redução ($T_{adm} = T_{máx} / FR_{dm} \cdot FR_f \cdot FR_{amb}$). Caso o reforço escolhido não atenda à condição limite em relação à tensão admissível, deve-se adotar outro modelo e verificá-lo, repetindo o procedimento até que $T_p < T_{adm}$.

Quanto à disposição das estacas, estas podem constituir malhas quadradas ou triangulares. Os espaçamentos nas direções X e Y entre centros de colunas para cada tipo de malha são adotados conforme a Figura 15.

Figura 15 - Espaçamentos entre estacas - determinação de S_x , S_y e S .



Fonte: Kempfert *et al.* (2004).

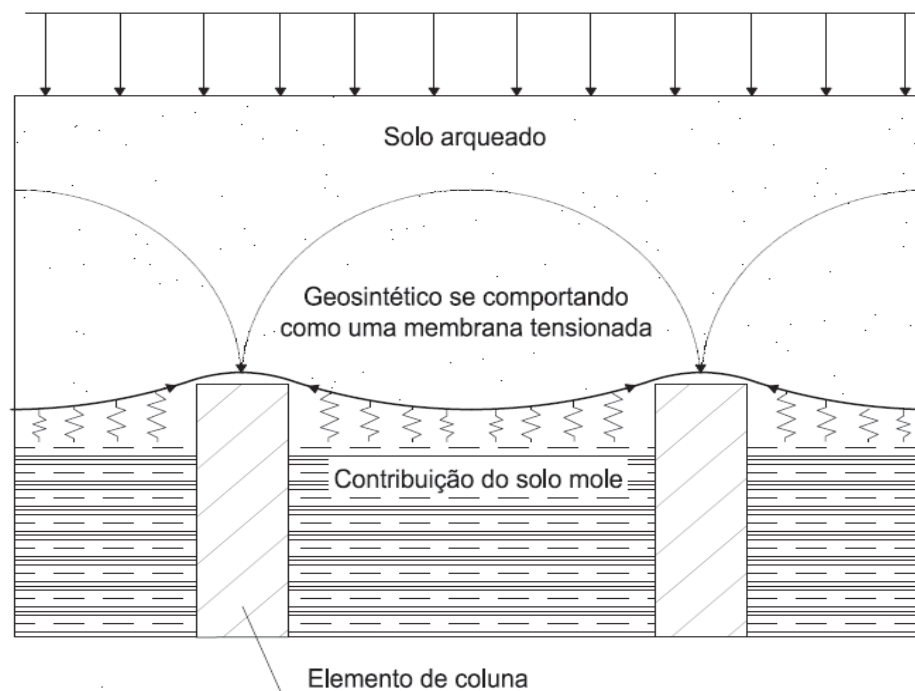
A distância entre colunas influencia no arqueamento do solo. Segundo Terzaghi (1943), o arqueamento ocorre quando o solo apoia-se em uma superfície heterogênea, formada por materiais com módulos de rigidez diferentes, interferindo na distribuição das tensões verticais. Observa-se uma tendência de concentração das tensões verticais sobre as regiões mais rígidas, formando linhas de ruptura semelhantes a cunhas. Zasko (2001) demonstra que o peso próprio do solo de um aterro se arranja formando múltiplos arcos.

Assim, em um aterro estruturado, o método de Kempfert *et al.* (2004) prevê o carregamento referente ao peso próprio do aterro como sendo suportado em maior parcela pelas colunas e o restante, pelo geossintético e pelo solo de fundação. A contribuição do solo de fundação depende de suas propriedades e do contato deste material com o reforço, podendo ser nula caso não haja contato entre ambos (quando o solo mole e a plataforma de trabalho sofrem recalque superior à flecha formada no geossintético). Caso haja contato entre o geossintético e o solo adjacente, parte da tensão de tração no geossintético pode ser aliviada devido à contribuição do solo.

Tal contribuição pode ser permanente ou acontecer apenas em um primeiro momento. Nestas condições o dimensionamento sem considerar a contribuição mostra-se a favor da segurança. A Figura 16 ilustra o mecanismo adotado e destaca a atuação do reforço geossintético sendo solicitado à tração. Tanto o fenômeno do arqueamento, quanto o efeito

membrana criado pelo reforço atuam transferindo as cargas verticais em direção às colunas, aliviando a sobrecarga sobre o solo mole.

Figura 16 - Mecanismo de transferência de carga do aterro para as colunas e geossintético.



Fonte: Kempfert *et al.* (2004 – adaptado).

A seguir são apresentadas as equações para a determinação das tensões verticais, determinação da área de influência das estacas (ou colunas), força resultante do carregamento, deformação máxima do geossintético e tração de projeto. Também são discutidos critérios para escolha e verificação da malha, bem como recomendações para posicionamento do reforço e material de aterro.

3.2.1 Tensões verticais, desconsiderando o reforço

A tensão vertical atuante sobre as estacas ($\sigma_{zs,k}$) provém do peso próprio do solo localizado acima do arco e não gera esforços no reforço. Já a estimativa da tensão vertical atuante no solo ($\sigma_{zo,k}$) em um aterro estaqueado sem reforço é proveniente do peso próprio do solo localizado abaixo do solo arqueado e pode ser obtida a partir da Equação 3.7, que provém do equilíbrio de tensões de um modelo analítico baseado no teorema do equilíbrio limite da

Teoria da Plasticidade (ZASKE, 2001). As Equações 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11 são utilizadas para a obtenção das variáveis χ , λ_1 , λ_2 e K_{krit} , necessárias à Equação 3.7.

$$\sigma_{z0,k} = \lambda_1^x \cdot \left(\gamma_k + \frac{P_k}{h} \right) \cdot \left\{ h \cdot (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-x} + h_g \cdot \left[\left(\lambda_1 + \frac{h_g^2 \cdot \lambda_2}{4} \right)^{-x} - (\lambda_1 + h_g^2 \cdot \lambda_2)^{-x} \right] \right\} \quad (3.7)$$

$$\chi = \frac{d \cdot (K_{krit} - 1)}{\lambda_2 \cdot S} \quad (3.8)$$

$$K_{krit} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'_k}{2} \right) \quad (3.9)$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{8} \cdot (s - d)^2 \quad (3.10)$$

$$\lambda_2 = \frac{s^2 + 2 \cdot d \cdot s - d^2}{2 \cdot s^2} \quad (3.11)$$

Em que:

- γ_k peso específico aparente do solo de aterro;
- P_k sobrecarga rodoviária;
- h altura do aterro;
- d diâmetro ou o diâmetro equivalente da coluna;
- S espaçamento entre colunas;
- h_g altura da abóbada. Adota-se o menor valor entre “h” e “s/2”.

3.2.2 Determinação da área de influência das estacas

A área de influência representa a porção de solo cuja carga é suportada pela estaca. Trata-se, portanto, de uma aproximação geométrica. A área de influência se relaciona com o tipo de malha adotado (triangular ou retangular); distância entre estacas (S_x e S_y); e diâmetro da estaca (se a seção da estaca tiver forma hexagonal, quadrada, ou outra que não circular, adotam-

se o diâmetro equivalente). Em estaqueamento feito em malha retangular, adota-se as Equações 3.12 e 3.13 para o cálculo da área de influência nas direções ortogonais x e y (A_{Lx} e A_{Ly}). Já para malhas triangulares, entende-se que a área de influência é igual em ambas as direções (A_{Lxy}), e pode ser determinada através da Equação 3.14.

$$A_{Lx} = \frac{1}{2} \cdot (S_x \cdot S_y) - \frac{d^2}{2} \cdot \arctg\left(\frac{S_y}{S_x}\right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (3.12)$$

$$A_{Ly} = \frac{1}{2} \cdot (S_x \cdot S_y) - \frac{d^2}{2} \cdot \arctg\left(\frac{S_x}{S_y}\right) \cdot \frac{\pi}{180} \quad (3.13)$$

$$A_{Lxy} = \frac{1}{2} \cdot (S_x \cdot S_y) - \frac{d^2}{4} \cdot \pi \quad (3.14)$$

3.2.3 Força resultante do carregamento

A atuação da tensão vertical no solo em estrutura não reforçada sobre a área de influência das estacas gera uma força resultante F_k . As Equações 3.15 e 3.16 representam a força resultante em malha quadrada, nas direções x e y, respectivamente. De maneira análoga, as Equações 3.17 e 3.18 resultam na força F_k para as duas direções indicadas, porém para a condição de malha triangular.

$$F_{x,k} = A_{Lx} \cdot \sigma_{z0,k} \quad (3.15)$$

$$F_{y,k} = A_{Ly} \cdot \sigma_{z0,k} \quad (3.16)$$

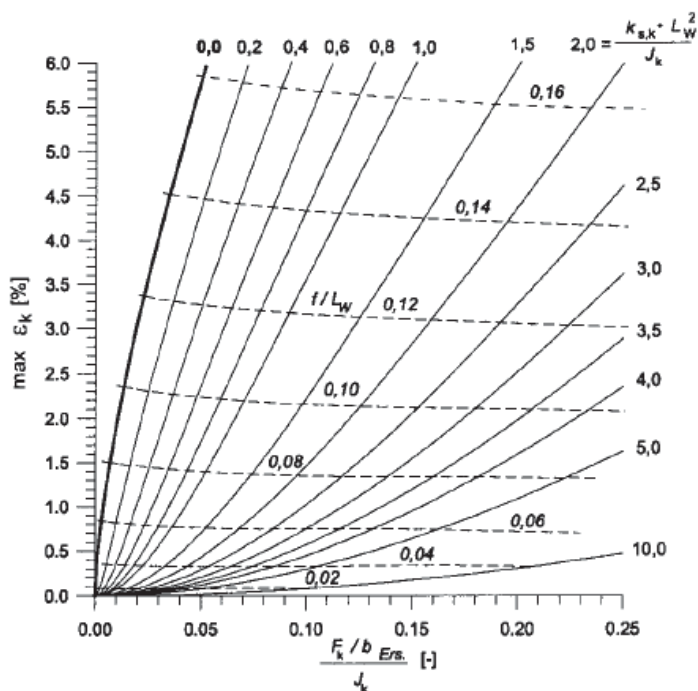
$$F_{x,k} = \frac{J_x}{J_x + J_y} A_{Lxy} \cdot \sigma_{z0,k} \quad (3.17)$$

$$F_{y,k} = \frac{J_y}{J_x + J_y} A_{Lxy} \cdot \sigma_{z0,k} \quad (3.18)$$

3.2.4 Deformação máxima no geossintético

A deformação máxima esperada no reforço relaciona-se com o esforço de tração atuante e o módulo de rigidez do material (J_k), sendo este último propriedade do geossintético previamente escolhido pelo projetista. A deformação máxima de projeto (ε_k) é obtida por meio do ábaco a seguir (Figura 17).

Figura 17 - Ábaco para determinação da deformação específica máxima no reforço.



Fonte: Kempfert *et al.* (2004).

A curva em linha contínua a ser adotada corresponde à equação mostrada na parte superior do ábaco, e é em função do coeficiente de reação do solo de fundação ($k_{s,k}$); vão entre estacas (L_w); e módulo de rigidez do reforço (J_k). O parâmetro $k_{s,k}$ é obtido através da razão entre o módulo de elasticidade do solo e a espessura da camada de solo abaixo do geossintético. A curva “0.0” corresponde ao caso mais conservador, cuja contribuição do solo subjacente ao geossintético é considerada nula; ou quando verifica-se que não há contato entre o reforço e o solo mole. Já o valor de entrada correspondente ao eixo das abscissas é obtido por meio da equação indicada no ábaco e sofre influência da força resultante de projeto (F_k); do módulo de rigidez do reforço (J_k); e da variável auxiliar b_{ERS} (Equação 3.19).

$$B_{ERS} = \frac{d}{2} \sqrt{\pi} \quad (3.19)$$

3.2.5 Tração no geossintético

A Equação 3.20 relaciona o esforço de tração máxima de projeto ($E_{m,k}$) à deformação máxima de projeto (ε_k) e ao módulo de rigidez do reforço (J_k), com formulação baseada na Lei de Hooke.

$$E_{m,k} = \varepsilon_k * J_k \quad (3.20)$$

O esforço $E_{m,k}$ deve ser inferior ao esforço de tração admissível do reforço, já considerados os fatores de redução, de forma a garantir a segurança e estabilidade da estrutura. Também com a finalidade de garantir a eficiência da estrutura, é aconselhável adicionar ao projeto o estudo de caso em que o solo mole não apresenta contribuição vertical.

Kempfert *et al.* (2004) estabelece, ainda, algumas recomendações acerca do espaçamento entre as estacas, do reforço e do material do aterro. As principais recomendações serão explicitadas a seguir.

3.2.6 Critérios para escolha e verificação da malha

Sendo S , a distância entre os centros das estacas; h , altura do aterro; z , distância entre topo da estaca e reforço; e d obtido a partir da seção transversal da estaca: se circular, d representa o diâmetro e se quadrada, o lado, tem-se as seguintes condições, de 3.21 a 3.24:

$$\text{Para carregamento estático: } (s - d) \leq 3m \quad (3.21)$$

$$\text{Para carga móvel pesada: } (s - d) \leq 2,5m \quad (3.22)$$

$$\text{Em todos os casos: } d/s \geq 0,15 \quad (3.23)$$

$$(s - d) \leq 1,4(h - z) \quad (3.24)$$

3.2.7 Posicionamento do reforço

Quanto mais próximo o reforço geossintético estiver do plano do topo das estacas, maior será o efeito membrana verificado. Entretanto, recomenda-se uma camada de solo entre o topo das estacas e o plano do reforço, de forma a evitar danos no geossintético provocados pelo atrito com a extremidade das estacas. O método prevê uma espessura de até 15 centímetros para estruturas contendo apenas uma camada de reforço e até 30 centímetros em estruturas contendo mais de uma camada, medidos do topo das estacas até o plano localizado entre duas camadas. Observações adicionais do método incluem:

- a) Não se recomenda o uso de mais de duas camadas de reforço, sendo que estas devem estar separadas entre si por uma camada de solo de 15 a 30 centímetros;
- b) Resistência mínima de projeto de 30kN/m e deformação máxima de 12%;
- c) Transpasses devem estar preferencialmente localizados sobre as estacas, e não sobre o solo de fundação.

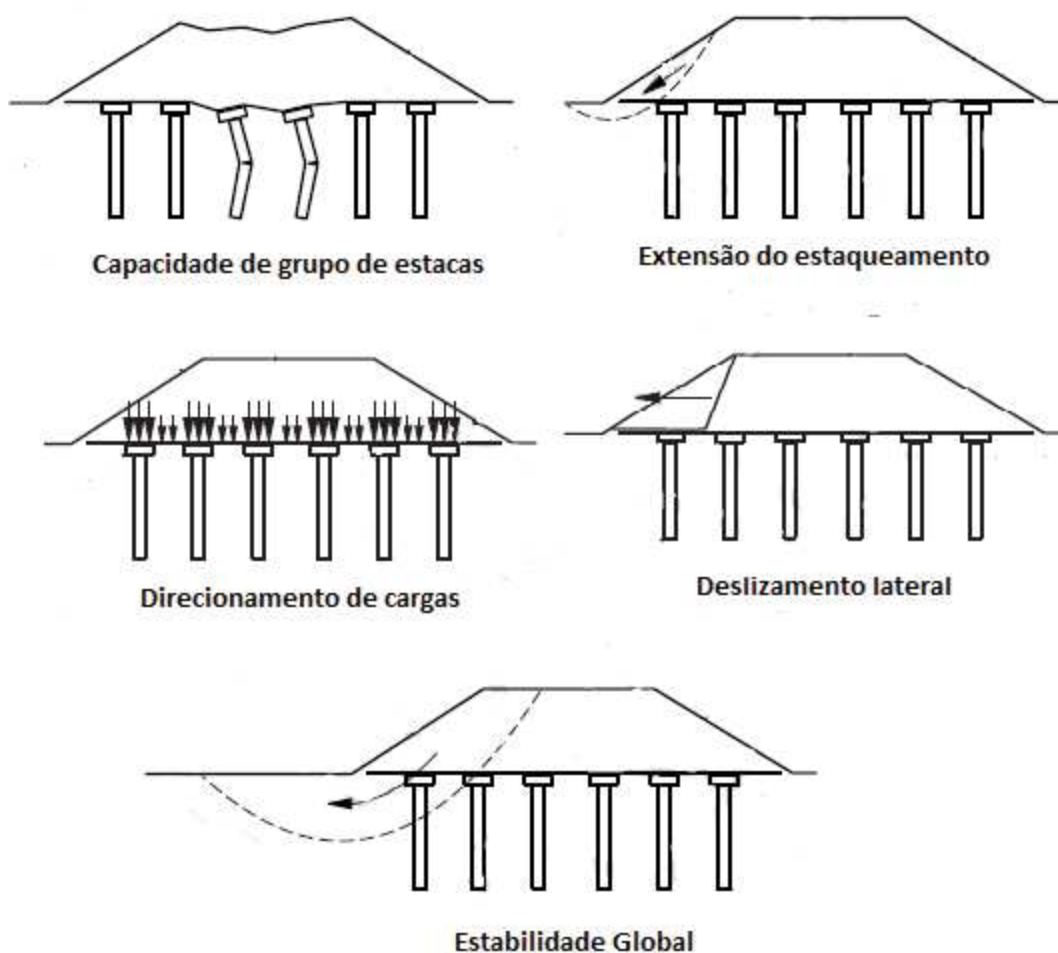
3.3 MÉTODO DE HEWLETT & RANDOLPH (1988), FÓRMULAÇÃO DE MARSTON E A NORMA BRITÂNICA BS 8006 (2010)

A norma britânica BS 8006-1 intitulada “*Code of practice for strengthned/reinforced soils and other fills*” foi publicada em 2010, com revisão em 2012. Dentre outras estruturas em solo reforçado, a norma aborda os aterros estaqueados reforçados, detalhando conceitos e metodologias de dimensionamento mais relevantes. São destacados três métodos analíticos para determinação do carregamento distribuído sobre o reforço geossintético, a saber: o método de Hewlett & Randolph (formulação tridimensional); de Marston (bidimensional modificado); e método do arqueamento melhorado (bidimensional modificado).

Destaca-se a ampla abordagem sobre fatores de ponderação, que são utilizados com a finalidade de majorar cargas desfavoráveis e minorar esforços resistentes, de forma a obter um dimensionamento com margem de segurança mais elevada. Outro procedimento da norma que se relaciona com o nível de seguridade dos cálculos é a avaliação dos parâmetros de projeto, feita sob a óptica dos estados limites. São considerados em Estado Limite Último (ELU): a capacidade de grupo das estacas (efeito conjunto das estacas); a extensão do estaqueamento; o direcionamento de cargas, verificando a capacidade individual das estacas; a resistência ao

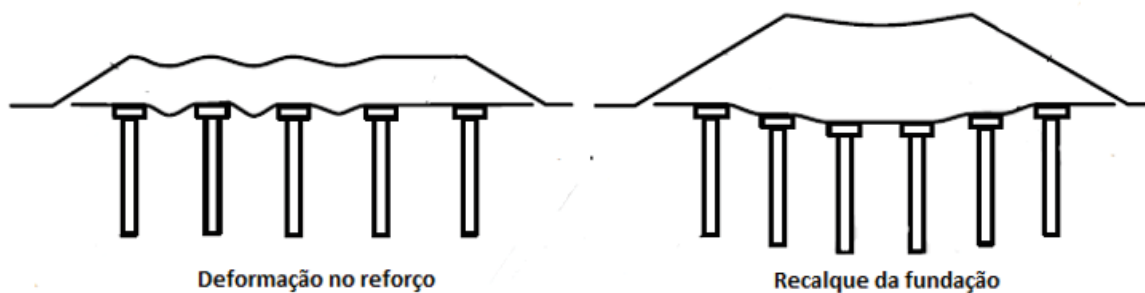
deslizamento lateral; e a estabilidade global do aterro estruturado (Figura 18). Verifica-se, de forma análoga, o Estado Limite de Serviço (ELS) para deformação excessiva do reforço; e recalque da fundação (Figura 19).

Figura 18 - Estados Limites Últimos a serem verificados.



Fonte: BS 8006 (2010 – traduzida).

Figura 19 - Estados Limites de Serviço a serem verificados.



Fonte: BS 8006 (2010 – traduzida).

A seguir serão apresentadas algumas equações para o dimensionamento dos aterros estaqueados reforçados com geossintético segundo a norma britânica. As expressões são válidas para estacas dispostas em malhas quadradas.

3.3.1 Espaçamento entre estacas (s)

Determinado em função do peso próprio do solo de aterro (γ); altura do aterro (H); sobrecarga (ω_s); e capacidade de carga individual de cada estaca do grupo (Q_p), de acordo com a Equação 3.25.

$$s = \sqrt{\frac{Q_p}{(\gamma H + \omega_s)}} \quad (3.25)$$

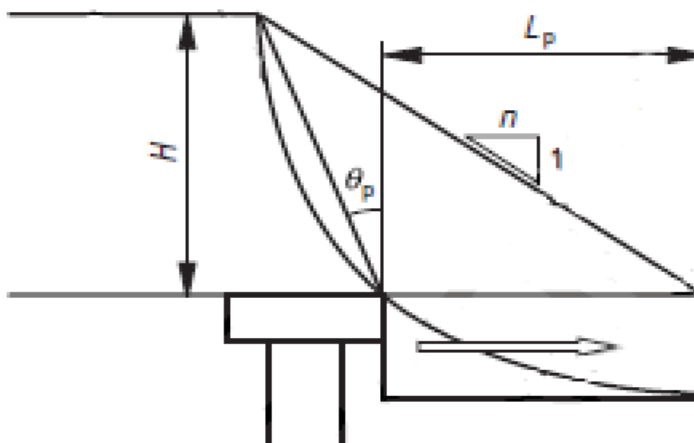
3.3.2 Extensão do estaqueamento

A extensão do estaqueamento, L_p , é obtida através da Equação 3.26.

$$L_p = H(n - tg \theta_p) \quad (3.26)$$

As variáveis L_p , H, n e θ_p são obtidas de acordo com a Figura 20.

Figura 20 - Variáveis para cálculo da extensão do estaqueamento.



Fonte: BS 8006 (2010).

3.3.3 Razão entre tensão nas estacas e tensão vertical média

A Equação 3.27 aponta para o índice de concentração das cargas verticais. Quanto maior a razão entre estas tensões, maior é a concentração de cargas sobre o elemento mais rígido (estacas em detrimento do solo de fundação). Na equação, tem-se a razão entre tensão vertical atuante no topo das estacas e a tensão vertical média na base do aterro (P_c'/σ_v'), altura do aterro (H); o coeficiente de curvatura (C_c) do solo de aterro; e a variável “a” (apresentada no item anterior, corresponde ao lado ou lado equivalente da estaca).

$$\frac{P_c'}{\sigma_v'} = \left(\frac{C_c \cdot a}{H} \right)^2 \quad (3.27)$$

3.3.4 Carga vertical distribuída sobre o reforço segundo fórmula de Marston

A BS 8006 (2016) estabelece a representação da carga vertical suportada pelo reforço como uma carga uniformemente distribuída W_T , atuando sobre o vão entre duas estacas. O cálculo do W_T está condicionado ao arqueamento total ou parcial ocorrente no solo de aterro. A Equação 3.28 representa a carga distribuída W_T para arqueamento total (quando $H > 1,4(s - a)$) e a Equação 3.29 corresponde à condição de arqueamento parcial (quando $0,7(s - a) \leq H \leq 1,4(s - a)$). As equações para obtenção do W_T descritas abaixo desconsideram os fatores de ponderação (fatores de majoração de peso específico do solo e de majoração do carregamento externo).

$$W_T = \frac{1,4 \cdot s \cdot \gamma (s - a)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{P'_c}{\sigma'_v} \right) \right] \quad (3.28)$$

$$W_T = \frac{s(\gamma H + \omega_s)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{P'_c}{\sigma'_v} \right) \right] \quad (3.29)$$

Onde:

- s espaçamento entre estacas;
- a lado ou lado equivalente da estaca;
- γ peso específico do solo de aterro;

- P'_c tensão vertical no topo das estacas;
 σ'_v tensão vertical média na base do aterro;
 H altura do aterro;
 ω_s sobrecarga (carregamento externo).

3.3.5 Carga vertical distribuída no vão entre estacas segundo Hewlett & Randolph (1988)

O método de Hewlett & Randolph (1988) para obtenção de cargas verticais foi originalmente desenvolvido para aterros estaqueados sem reforço e não é indicado para aterros onde ocorre arqueamento parcial do solo. Ainda assim, é muito utilizado no processo de dimensionamento de aterros estruturados (FONSECA, 2017). O método baseia-se no estudo dos domos e na análise da eficiência do arqueamento (E) para então determinar a carga distribuída sobre o vão entre estacas.

Acerca do estudo dos domos, os autores entendem que a ruptura do aterro se dá em uma das duas regiões mais críticas, que são: a coroa do arco - porção mais superior do domo - e região que se encontra em contato com o capitel - porção mais inferior do domo. Dessa forma, recomenda-se a análise dos casos de ruptura em cada ponto crítico, obtendo a eficiência do arqueamento na coroa (E_{coroa}) e eficiência no capitel (E_{cap}). O cálculo da carga vertical distribuída no vão, W_T , desconsiderando os fatores de ponderação, pode ser obtido através da Equação 3.37. Para tal, utiliza-se o E_{min} , que corresponde ao menor valor entre E_{coroa} e E_{cap} . As Equações 3.30 e 3.31 indicam as eficiências na coroa e no capitel, respectivamente. As variáveis A , B , C , K_p e β advém das expressões 3.32, 3.33, 3.34, 3.35 e 3.36, respectivamente.

$$E_{coroa} = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right] \cdot (A - AB + C) \quad (3.30)$$

$$E_{cap} = \frac{\beta}{1+\beta} \quad (3.31)$$

$$A = \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right) \right]^{2(k_p-1)} \quad (3.32)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2k_p - 2}{2k_p - 3} \right) \quad (3.33)$$

$$C = \frac{s-a}{\sqrt{2H}} \left(\frac{2k_p - 2}{2k_p - 3} \right) \quad (3.34)$$

$$K_p = \frac{1 + \sin(\varphi'_p)}{1 - \sin(\varphi'_p)} \quad (3.35)$$

$$\beta = \frac{2K_p}{(K_p + 1) \left(1 + \frac{a}{s}\right)} \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \frac{a}{s}\right) \right] \quad (3.36)$$

$$W_T = \frac{\gamma H + \omega_s}{2(s-a)} (1 - E_{min}) s^2 \quad (3.37)$$

Em que:

- a lado ou lado equivalente da estaca;
- s espaçamento entre estacas;
- φ'_p ângulo de atrito interno do solo de aterro;
- H altura do aterro;
- ω_s sobrecarga;
- γ peso específico do solo de aterro.

3.3.6 Carga distribuída mínima

A norma prevê que o reforço seja capaz de suportar uma carga distribuída mínima. Assim, limita-se a carga distribuída de projeto a um W_{Tmin} , obtido a partir da Equação 3.38 (desconsiderando os fatores de ponderação das cargas).

$$W_{Tmin} = s \cdot 0,15 \cdot (\gamma H + \omega_s) \quad (3.38)$$

3.3.7 Tensão no reforço

A carga distribuída W_t , descrita nos tópicos anteriores, gera um esforço de tensão no reforço (T_{rp}). No caso de reforços flexíveis, como o geossintético, esta tensão pode ser calculada

através da Equação 3.39, a partir da consideração de que trata-se de uma membrana extensível, com deformada parabólica. Percebe-se que a tensão de projeto no reforço, além de influenciada pela carga vertical distribuída, W_t , relaciona-se com o espaçamento entre colunas, s , lado equivalente das estacas, a , e deformação do reforço, ε .

$$T_{rp} = \frac{W_T(s-a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (3.39)$$

A deformação adotada corresponde à máxima deformação admissível do reforço escolhido. Deve-se assegurar que a maior parte da deformação esperada ocorra ainda no período da construção, de forma a minimizar os recalques na superfície do aterro. Ainda em relação à deformação, a norma determina uma limitação máxima de até 6% de deformação do reforço em aterros onde ocorra arqueamento total e até 3% de deformação em aterros com arqueamento parcial do solo. A deformação no longo prazo, denominada fluência – ou *creep* –, é limitada a 2%, evitando deformações localizadas ao longo da vida útil de projeto.

O carregamento vertical total, composto por peso próprio do aterro e sobrecarga deriva em duas parcelas: a parcela suportada diretamente pelas colunas, devido ao efeito do arqueamento do solo; e a parcela transferida às colunas através do reforço. Portanto, segundo os métodos recomendados pela BS 8006 (2016), não se considera o solo de fundação como elemento de suporte da estrutura. A norma reconhece a existência de estudos que demonstrem a contribuição do solo mole mais plataforma de trabalho, porém considera que no longo prazo não haverá contato entre a superfície inferior do reforço flexível com o solo.

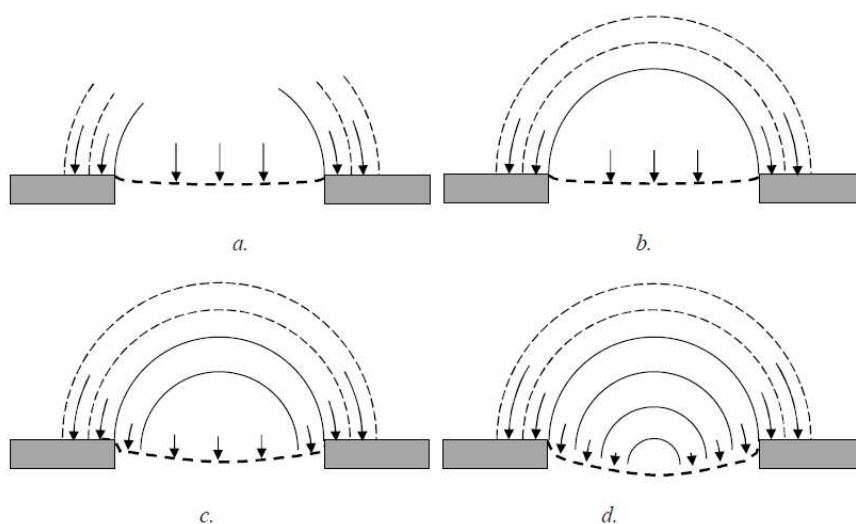
3.4 MÉTODO VAN EEKELEN (2015)

O presente tópico aborda o método de van Eekelen (2015), método este incorporado à mais recente edição da recomendação holandesa (CUR 226, 2015). Serão discutidos os aspectos principais da metodologia de forma sucinta, visto que, apesar de muito relevante, é menos comum entre as literaturas referenciadas em memoriais de cálculo de projetos de obra no Brasil, se comparado aos modelos analíticos de Kempfert *et al.* (2004) e BS 8006 (2010).

O método analítico apresentado por van Eekelen (2015) é mencionado no próprio trabalho como sendo um aprimoramento dos métodos de Zaske (2001) e Hewlett e Randolph (1988). Consiste no cálculo do aterro estruturado dividido em duas etapas. A etapa 1 é

constituída pela análise da ocorrência do arqueamento. A proposta dos arcos concêntricos adotada pela CUR 226 (2015) e descrita em van Eekelen *et al.* (2013) é ilustrada pela Figura 21. A formação dos arcos concêntricos inicia-se nas extremidades dos capitéis, motivada pelo deslocamento vertical diferencial entre a porção de solo situada acima do capitel e a porção adjacente, localizada sobre solo adensável. À medida que a deformação no reforço geossintético torna-se mais pronunciada, verifica-se a formação de cada vez mais arcos e progressiva concentração de tensões em torno do elemento rígido. Os pesquisadores também observaram que, para grandes deformações do reforço, a formação dos arcos se estende ao que a literatura entende como as parcelas B e C de solo (parcelas situadas abaixo do arco formado entre duas estacas adjacentes), como mostra a Figura 21d.

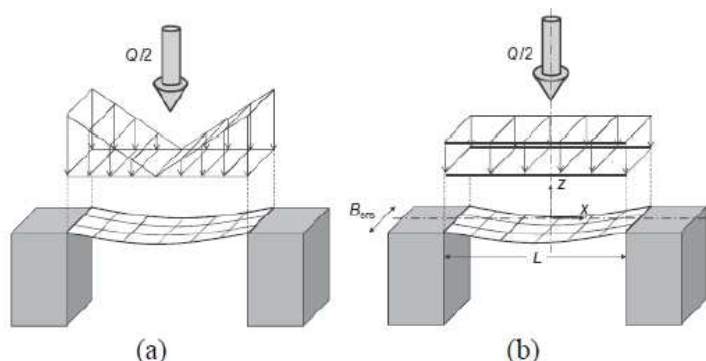
Figura 21 - Formação dos arcos concêntricos em aterro estruturado.



Fonte: van Eekelen (2015).

A segunda etapa de cálculo corresponde à determinação da carga distribuída sobre uma faixa de geossintético e consequentes tração e deformação no reforço. Van Eekelen (2015) estabelece que a carga distribuída sobre uma faixa de reforço entre duas estacas adjacentes possui configuração de triângulo invertido, onde o centro entre estacas é nulo e as máximas encontram-se sobre as estacas. Tal configuração se aproxima do caso em que há pouca ou nenhuma contribuição do solo subjacente ao suporte do aterro. Em aterros estruturados construídos sobre solos pouco compressíveis e com baixa deformação do geossintético, a distribuição de tensões tende a ser uniforme ao longo da faixa de reforço. Ambas as configurações podem ser observadas na Figura 22. Recomenda-se adotar a configuração que resulte em menores valores de deformação específica do geossintético.

Figura 22 - Distribuição de tensões segundo van Eekelen. (2015)



Fonte: Blanc et al. (2014 *apud* FONSECA, 2017).

O método apresenta significativo avanço ao dimensionamento de aterros estruturados, fornecendo boa aproximação entre a tração no reforço calculada e a tração verificada em experimentos. Os modelos físicos reduzidos e ensaios em verdadeira grandeza utilizados na validação da metodologia, bem como as equações matemáticas necessárias ao método de dimensionamento proposto podem ser consultados na tese de van Eekelen (2015).

3.5 EFICIÊNCIA DO ATERRO

O conceito de eficiência do aterro remete ao quanto a técnica de aterro estruturado impactou na concentração de tensões nas estacas e, conseqüentemente, o quanto o solo mole foi poupado da carga oriunda do peso próprio do aterro. Neste sentido, a eficiência quantifica a influência do arqueamento do solo de aterro e do efeito membrana do reforço geossintético no direcionamento das cargas verticais aos elementos de fundação (FAGUNDES *et al.*, 2017). Nas situações em que o solo de fundação se deforma e perde o contato com o reforço, as estacas são responsáveis pelo suporte de todo o peso próprio do aterro, o que configura eficiência (E) de 100%. Por outro lado, enquanto há contribuição do solo de fundação, E é sempre menor do que 100%. A eficiência é calculada a partir da Equação 3.40.

$$E = \frac{F}{(\gamma H + W_s)s^2} \quad (3.40)$$

Onde:

- E Eficiência do aterro;
- F Carga vertical no topo da estaca ou coluna;
- γ Peso específico do solo de aterro;
- H Altura do aterro;
- W_s Adição de sobrecarga;
- s Distância entre centros de estacas ou colunas.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

O capítulo de Materiais e Métodos apresenta informações acerca do aterro instrumentado, bem como dos métodos envolvidos na obtenção dos dados de campo. Também são detalhados os materiais de referência utilizados para a modelagem computacional, incluindo características físicas, mecânicas e especificações técnicas. Na sequência, são apresentadas considerações acerca da montagem do modelo no software ABAQUS, explicando as considerações e abordagens adotadas na modelagem.

4.1 O ATERRO ESTAQUEADO REFORÇADO DO AEROPORTO SALGADO FILHO

O caso de obra utilizada como referência para o modelo computacional é descrito nos tópicos seguintes. Aborda-se de forma sucinta a tecnologia aplicada e características gerais de projeto e são descritos os métodos utilizados para obtenção dos dados de tensão e deformação na estrutura de fundação da pista de pouso e decolagem do aeroporto.

4.1.1 Localização e características gerais de projeto

Os dados coletados em campo através dos instrumentos instalados em um aterro estruturado subsidiaram a validação do modelo computacional através da confrontação entre dados de campo e resultados do modelo computacional. O aterro em questão faz parte das obras de ampliação das Pistas de Pouso e Decolagem (PPD) do Aeroporto Salgado Filho, situado na Avenida Severo Dullius, Porto Alegre – Rio Grande do Sul. A Figura 23 mostra a vista espacial do aeroporto antes da obra.

Figura 23 - Vista espacial do Aeroporto Salgado Filho.

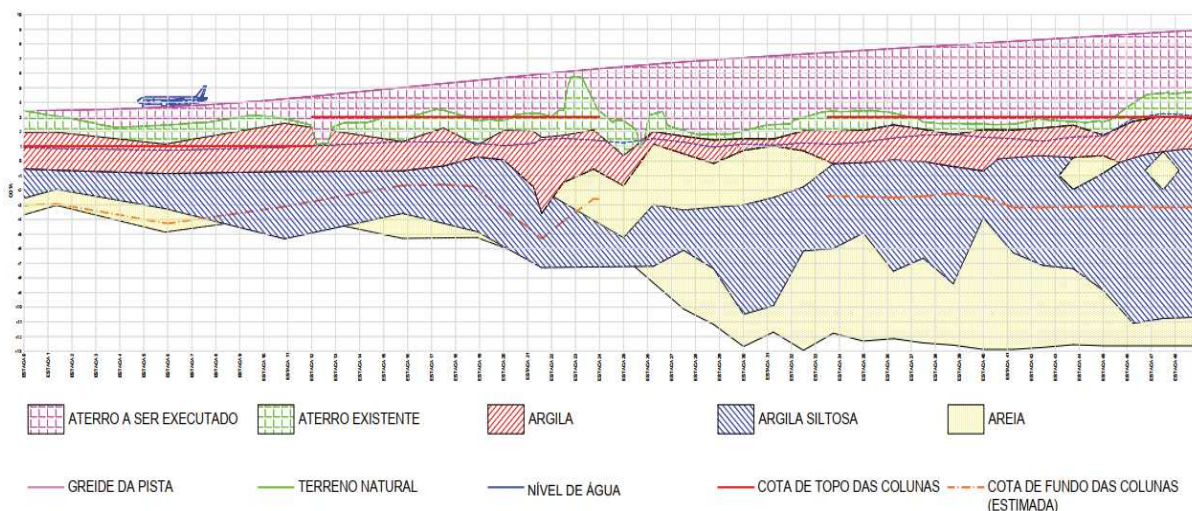


Fonte: FRAPORT (2017).

A prospeção geotécnica feita na região de extensão da pista indicou a ocorrência de solo compressível (argilas moles e siltosas), com previsão de recalques de até 1,85m do solo de fundação da pista devido a um processo de adensamento com duração prevista para até 30 meses (COPPETEC, 2019). Com vistas à diminuição da magnitude de recalques e redução nos tempos de espera, propôs-se a adoção de técnicas de melhoramento de solos. A solução escolhida contempla a utilização de colunas DSM (*Deep Soil Mixing*), ou colunas de solo-cimento, associadas à substituição de solo em trechos específicos.

As colunas DSM fazem parte da estrutura também formada por uma camada de reforço geossintético e aterro compactado (constituído por areia, rachão, macadame seco e brita), caracterizando-a como aterro estruturado. No projeto de extensão da PPD adicionou-se uma camada de sobrecarga acima do aterro (em solo argiloso não compactado), de forma a acelerar os recalques diminutos devido às colunas DSM e zerar os recalques devido à compressão secundária. A Figura 24 apresenta o perfil geotécnico do solo, indicando a localização do topo e da ponta das estacas e o greide da pista acabada.

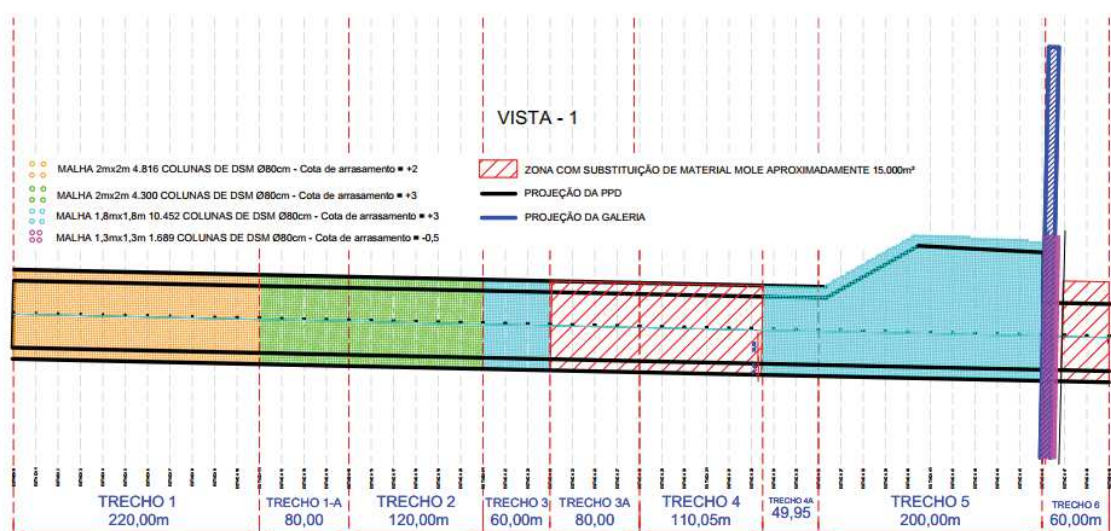
Figura 24 - Perfil do subsolo e greide da pista a ser construída.



Fonte: COPPETEC (2019).

A vista em planta do projeto de ampliação da pista é representada na Figura 25, onde observa-se a divisão da obra em trechos, de acordo com as técnicas e dimensionamentos adotados. O objeto de estudo deste trabalho compreende o trecho 5 (representado em azul), considerando um instante “t” durante a obra.

Figura 25 - Trecho de projeto representados em planta.

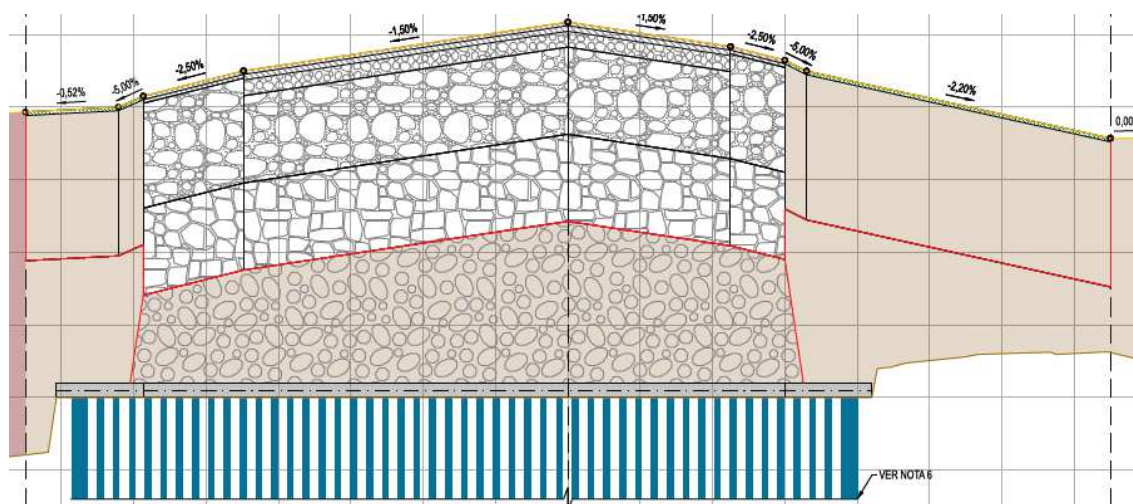


Fonte: COPPETEC (2019).

Mais informações relevantes sobre esta obra podem ser extraídas da Figura 26, que apresenta um recorte da prancha identificada como SBPA-PPD-104-3189-0D-601 (Anexo A).

O documento representa o *as built* da estaca 156+10,000, localizada no trecho 5, onde observa-se a estrutura de fundação e infraestrutura do pavimento vista em corte transversal. Os materiais que compõem as camadas anteriores ao revestimento asfáltico de concreto betuminoso usinado a quente polimérico, ou CBUQ polimérico são, de baixo para cima: fundação em colunas DSM e geogrelha; rachão; macadame seco; brita graduada simples (BGS) e brita graduada tratada com cimento (BGTC). Vale ressaltar que as camadas finais do pavimento (BGTC e revestimento) apenas são instaladas após a estabilização do aterro e retirada da sobrecarga de 1,50m de solo solto.

Figura 26 - Corte transversal, estaca 156+10,000.

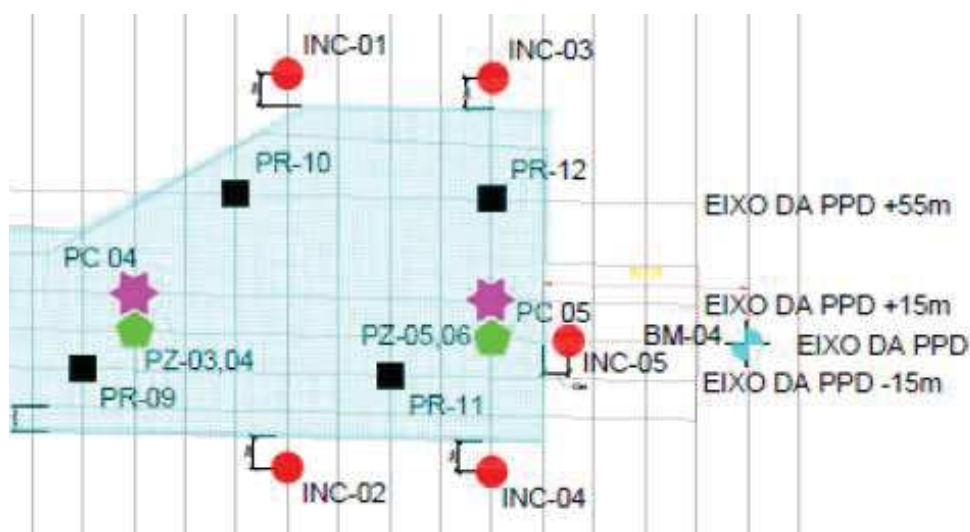


Fonte: Infraway Engenharia (2019).

4.1.2 Instrumentação de campo

Para monitorar o comportamento do aterro estruturado durante e após sua construção foram instalados instrumentos em pontos estratégicos da estrutura. É possível observar na Figura 27 a disposição dos seguintes instrumentos no trecho 5 e seus respectivos prefixos: inclinômetro (INC); piezômetro (PZ); placa de recalque (PR); e conjuntos de células de tensão total (PC).

Figura 27 - Planta de instrumentação.



Fonte: COPPETEC (2020).

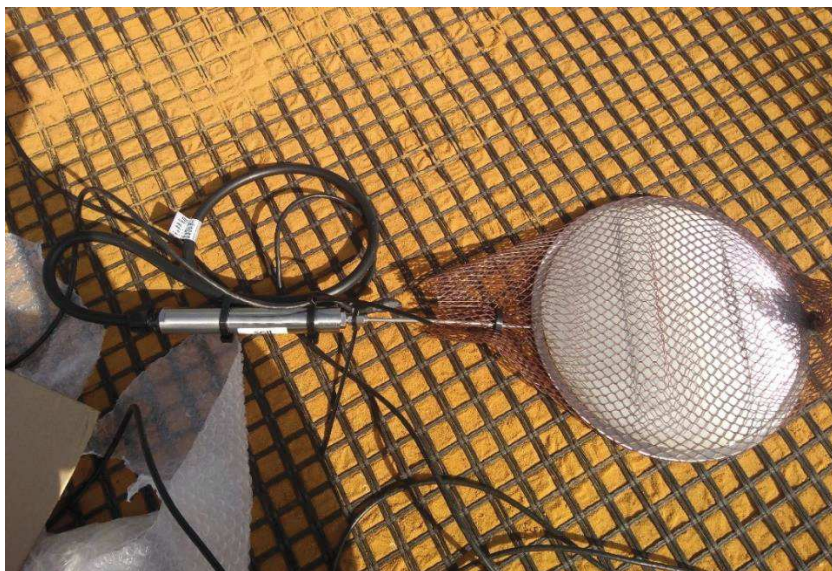
Como mencionado, o presente trabalho visa estudar a estrutura em questão através de uma modelagem computacional que simule a configuração da obra em um instante “t” durante sua execução. Neste instante, a altura do aterro gera tensões verticais totais no topo das colunas DSM e no solo circundante. Estas tensões são utilizadas para verificação da representatividade do modelo computacional. Para tal, adotou-se como referência a data de 7 de maio de 2020, aos 60 dias do início da construção do aterro. Os dados de tensão analisados provêm da ilha de instrumentação PC05, constituída de um conjunto de células de tensão total. Juntos, o *as built* da seção transversal e as tensões medidas fornecem um bom suporte para a modelagem do aterro estruturado.

A célula de tensão total é capaz de fornecer em intervalos de tempo pré-determinados a tensão atuante sobre o ponto onde foi instalada. Não se utilizou aquisição de dados com alta frequência de leitura, o que inviabilizou a observação de picos de tensão vertical gerados pela operação de compactação. A instrumentação utilizada para fins de monitoramento subsidia a tomada de decisões, constituindo uma importante ferramenta de verificação do comportamento da estrutura.

O conhecimento das tensões atuantes contribui principalmente para o entendimento da distribuição de tensões entre os diferentes elementos (colunas, geogrelha, solo de fundação), indicando, por exemplo, a ocorrência ou não de arqueamento do solo de aterro e o nível de concentração de tensões em torno dos elementos mais rígidos, bem como a parcela de contribuição do solo subjacente à geogrelha e o cálculo da eficiência do aterro. A Figura 28

mostra a célula de tensão total no momento da instalação. O aparelho implantado é do tipo P6 *Vibrating Wire Pressure Cell*, do fabricante Soil Instruments. A pressão nominal da célula é de 300 kPa e sua capacidade de sobrepressão pode chegar ao dobro da pressão nominal.

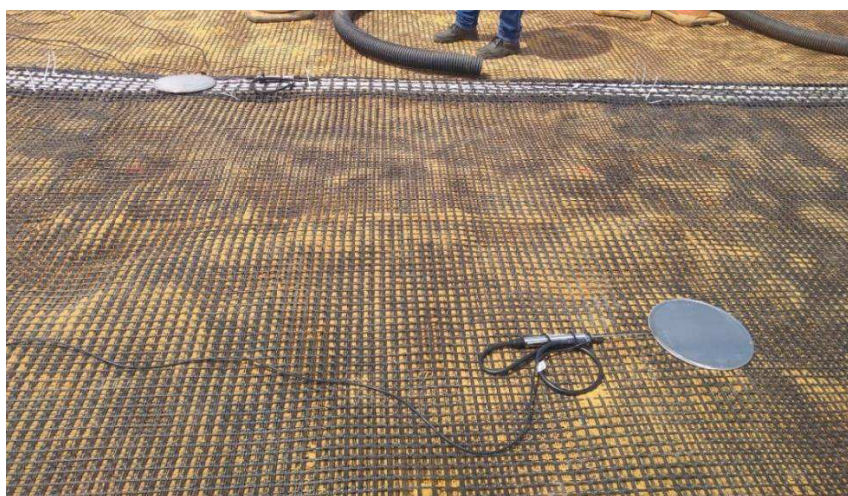
Figura 28 - Célula de tensão total.



Fonte: Ávila (2021).

Na Figura 29 observam-se duas células de tensão total instaladas sobre a geogrelha, sendo uma localizada sobre uma coluna DSM (em contato com a costura da geogrelha) e outra em um ponto situado entre quatro colunas.

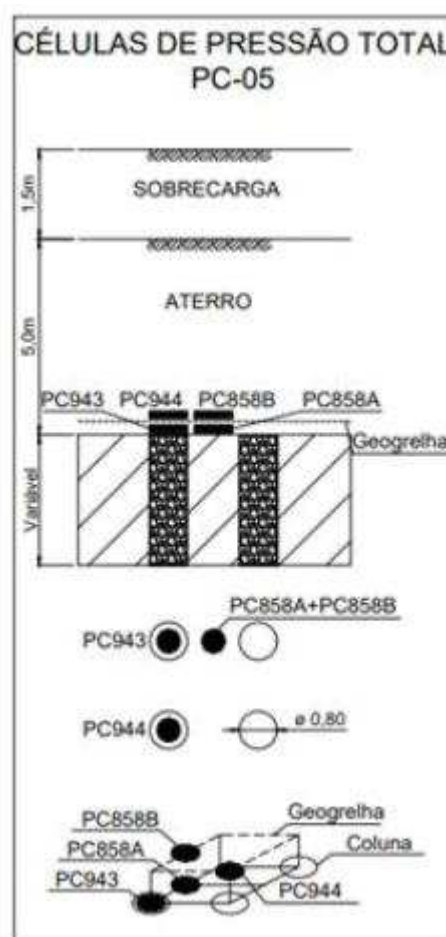
Figura 29 - Células de tensão total instaladas sobre geogrelha.



Fonte: Ávila (2021).

A disposição das células de tensão total influi diretamente na aplicabilidade dos dados coletados. A Figura 30 apresenta a locação dos instrumentos em relação às colunas e à geogrelha em planta, em corte e em perspectiva. A Figura 27 mostra a localização da PC05.

Figura 30 - Locação das células de tensão total da ilha PC-05.



Fonte: COPPETEC (2020).

Percebe-se através da planta de locação que há interesse em se conhecer as tensões atuantes em diferentes pontos, assumindo que a relação entre as tensões medidas é o principal indicador do comportamento da estrutura. Para tal, os pontos escolhidos foram: topo da estaca, abaixo do geossintético (PC 943); topo da estaca, acima do geossintético (PC 944); entre duas estacas, abaixo do geossintético (PC 858A); e entre duas estacas, acima do geossintético (PC 858B). Dentre as análises possíveis a partir da disposição adotada, aponta-se: PC 943 fornece indícios quanto à ocorrência do arqueamento e se este é total ou parcial; PC 944 mensura a

tensão suportada pela coluna, pela superposição dos efeitos membrana e de arqueamento; a diferença entre PC 943 e PC 944 demonstra quantitativamente a contribuição do geossintético no direcionamento das cargas às colunas (efeito membrana); enquanto a PC 858 corresponde à carga suportada pelo solo de fundação. Outras análises incluem a comparação entre os pares PC 943/ PC 858A e PC 944/ PC 858B para o estudo da relação de concentração de tensões nas colunas, considerando ou não a contribuição do reforço. Os dados fornecidos pelas células de tensão total foram utilizados como instrumento de calibração do modelo computacional.

As placas de recalque, por sua vez, auxiliam no monitoramento de deslocamentos verticais. Estes instrumentos são constituídos por bases em placas quadradas acopladas a hastes metálicas. À medida que a altura do aterro se distancia da base da placa de recalque, a haste recebe prolongamentos, de forma a manter-se visível à superfície. O acompanhamento é feito através de levantamentos topográficos, onde a cota da haste é frequentemente verificada. A diferença entre as cotas medidas em duas datas distintas corresponde ao deslocamento vertical no período, ou recalque, no ponto de instalação do instrumento. Para evitar erros nos recalques obtidos é fundamental que a base da placa de recalque seja criteriosamente nivelada, garantindo a verticalidade da haste, e conseqüentemente, a qualidade dos resultados.

A Figura 31 mostra três placas de recalque recém-instaladas na obra de ampliação da pista de pouso e decolagem (PPD) do Aeroporto Salgado Filho. A confecção e a instalação das placas foram executadas pela empresa Terratek (empresa também encarregada pelo gerenciamento dos dados de instrumentação). A placa metálica que compõe a base do instrumento possui dimensões de 70 x 70 cm e haste cujo comprimento final supera a altura do aterro, somado à altura da sobrecarga.

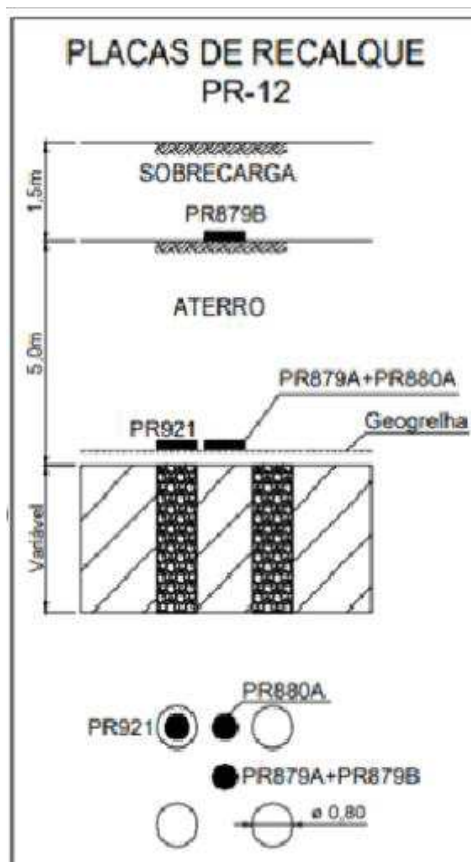
A Figura 32 apresenta a locação das placas de recalque que formam o conjunto denominado PR-12. O conjunto é constituído por quatro placas de recalque, sendo três instaladas diretamente sobre a geogrelha nos seguintes pontos: sobre uma coluna (PR 921); entre duas colunas (PR 880A); e entre quatro colunas (PR 879A). A quarta placa é instalada entre quatro colunas, a 5m da base do aterro (PR 879B).

Figura 31 - Instalação das placas de recalque sobre a geogrelha.



Fonte: Ávila (2021).

Figura 32 - Locação das placas de recalque.



Fonte: Ávila (2021).

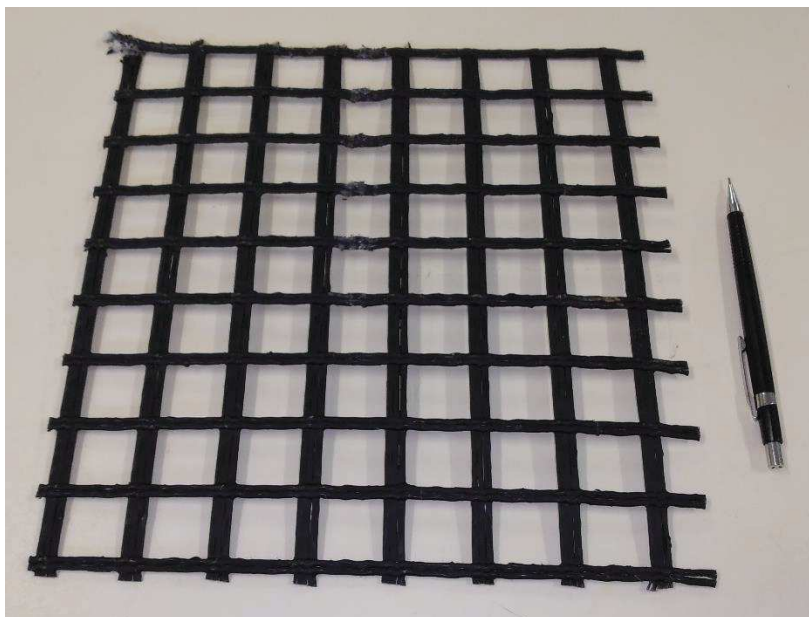
Resultados de uma unidade de placa de recalque possibilitam a análise de recalques absolutos de determinado ponto. Entretanto, o maior interesse é a obtenção de dados oriundos de conjuntos de placas de recalque que, relacionados entre si, fornecem informações como recalques diferenciais (diferença entre recalques absolutos medidos em dois pontos distintos) e distorções angulares (razão entre recalque diferencial e distância entre os dois pontos). Os recalques diferenciais, além de servirem para avaliar a condição de serviço da estrutura, promovem a comparação entre os comportamentos de diferentes materiais frente ao carregamento imposto. A disposição adotada no projeto de locação viabiliza, inclusive, a estimativa da flecha de campo da geogrelha para posterior comparação com a condição prevista em projeto.

4.2 PROPRIEDADES DO GEOSSINTÉTICO E SUA MATRIZ DE RIGIDEZ

Segundo a norma NBR ISO 10318-1: 2018 – Geossintéticos Parte 1: Termos e definições, materiais geossintéticos são aqueles em que um ou mais de seus componentes são produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais. Entre as matérias-primas mais comuns na fabricação dos geossintéticos estão os polímeros poliéster (PET), propileno (PP), polietileno (PE) e acetato de polivinila (PVA). Podem ser utilizados junto ao solo em estruturas de engenharia geotécnica e civil na forma de mantas, tiras ou estruturas tridimensionais, exercendo as seguintes funções: separação, reforço, proteção, filtração, drenagem, barreira ou controle de erosão (PALMEIRA, 2018).

O geossintético utilizado como referência neste estudo é a geogrelha FORTRAC® 140/140 – 25MT (SE), produzido sob encomenda pela Huesker e utilizada na obra de ampliação da PPD do Aeroporto Salgado Filho, RS. Este tipo de geossintético possui estrutura planar, de malha aberta, atuando como agente de reforço. A Figura 33 apresenta uma amostra da geogrelha, constituída predominantemente por acetato de polivinila (PVA).

Figura 33 - Amostra da geogrelha FORTRAC® 140/140 - 25MT (SE).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A geogrelha é instalada acima da cota de arrasamento das estacas, promovendo o reforço basal do aterro a ser construído. Na Figura 34 é possível observar a geogrelha recém instalada em campo. A Figura 35 apresenta o detalhamento da costura entre mantas de geogrelha, realizada no eixo que passa pelo centro das colunas.

Figura 34 – Instalação da geogrelha.



Fonte: Ávila (2021).

Figura 35 - Costura da geogrelha.



Fonte: Ávila (2021).

A geogrelha biaxial garante alta resistência à tração em duas direções perpendiculares entre si no plano horizontal, denominadas direções MD e CMD. Também resiste à tração em outras direções, como por exemplo, na diagonal, mas os elementos de resistência estão dispostos ortogonalmente entre si. A norma ABNT ISO 10319:2013 prevê os procedimentos de ensaio de tração faixa larga em geossintéticos. A norma estabelece diretrizes para avaliar o desempenho da geogrelha quando solicitada à tração axial, em função da deformação. O módulo de rigidez (J) especificado em projeto é obtido a partir de uma deformação de 5% (Figura 36, coluna “ $T\varepsilon 3$ ”) e se relaciona com a tração mobilizada no ensaio (T) de acordo com a Equação 4.1. Podem ser estabelecidos outros valores de J para deformações diferentes de 5%, conforme a aplicação.

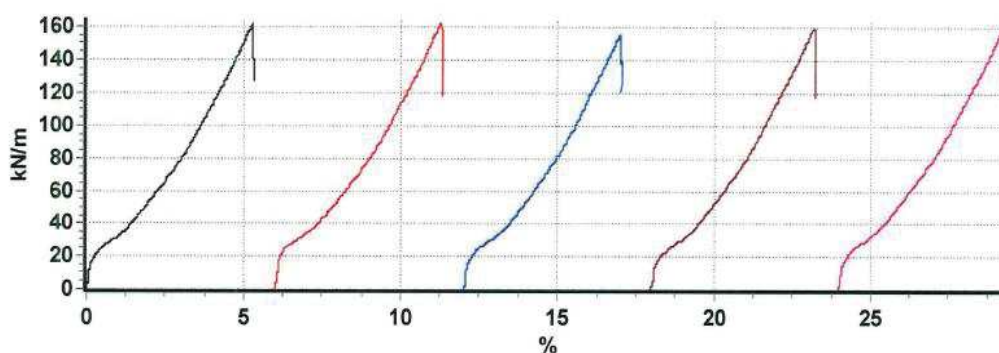
$$T = J \cdot \varepsilon \quad (4.1)$$

Na Figura 36 e na Figura 37 são apresentados os resultados do ensaio de faixa larga (dados do fabricante) realizado na FORTRAC® 140/140 – 25MT (SE): a primeira referente à direção MD (*machine direction*) e a segunda, à direção CMD (*cross machine direction*). No teste 1, na direção MD, tem-se que $T = 152,5 \text{ kN/m}$ ($1,525\text{E}+05\text{N/m}$) (Figura 36), o que fornece um módulo de rigidez equivalente a 3.050 kN/m (ou $J = 3,05\text{E}+06 \text{ N/m}$). De maneira análoga,

o módulo de rigidez na direção CMD é obtido também através do teste 1, utilizando a Equação 4.1, deformação de 5% e tensão de tração de $T = 138,4 \text{ kN/m}$ ($1,384\text{E}+05 \text{ N/m}$) (Figura 37), resultando em um módulo de 2.768 kN/m (ou $J = 2,768\text{E}+06 \text{ N/m}$).

Figura 36 - Resultados do ensaio de faixa larga na direção MD.

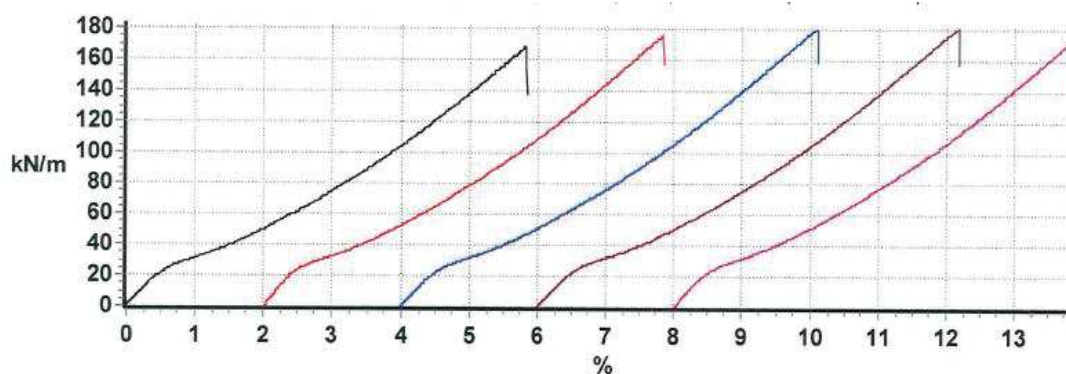
No.	specimen daN	F-max kN/m	ϵ -max %	T ϵ 1 kN/m	T ϵ 2 kN/m	T ϵ 3 kN/m	ϵ 1 %
1	3343,9	162,4	5,3	54,0	79,8	152,5	4,7
2	3370,3	163,7	5,3	54,7	79,7	152,7	4,7
3	3224,5	156,6	5,0	53,5	81,6	155,8	4,6
4	3279,2	159,3	5,2	52,0	78,9	152,0	4,7
5	3330,0	161,7	5,3	53,3	79,0	149,1	4,8



Fonte: Catálogo da Huesker (2019).

Figura 37 - Resultados do ensaio de faixa larga na direção CMD.

No.	specimen daN	F-max kN/m	ϵ -max %	T ϵ 1 kN/m	T ϵ 2 kN/m	T ϵ 3 kN/m	ϵ 1 %
1	2985,8	168,2	5,8	49,9	75,5	138,4	5,1
2	3125,6	176,1	5,8	52,6	78,7	145,4	4,9
3	3202,6	180,4	6,1	51,1	76,4	140,5	5,0
4	3218,2	181,3	6,2	50,8	75,7	138,2	5,0
5	3100,2	174,6	5,9	51,8	77,2	141,5	5,0



Fonte: Catálogo da Huesker (2019).

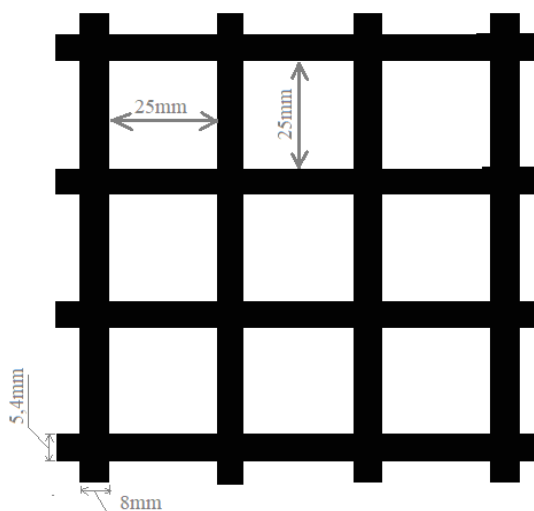
O módulo de rigidez é o principal parâmetro de projeto em se tratando de materiais geossintéticos e está associado à deformação motivada por uma solicitação de tração por unidade de comprimento, não sendo usual a especificação destes em termos de módulo de elasticidade. Isto se deve à pequena espessura do material, o que torna mais viável a análise do gráfico $T \times \varepsilon$ do que os dados de $\sigma \times \varepsilon$. Entretanto, a modelagem em ambiente ABAQUS torna necessária a obtenção do módulo de elasticidade, que pode ser calculado através da relação entre módulo de rigidez (J), módulo de elasticidade (E) e área da seção transversal do material (A) – Equação 4.2.

Destaca-se que o material possui forma de grelha, com seção transversal descontínua. Portanto, a área transversal adotada corresponde à área efetivamente ocupada pelas tiras em um metro de comprimento de geossintético. Diferente do ABAQUS, que possui o módulo de elasticidade (E) como dado de entrada, alguns softwares, como o Plaxis por exemplo, adotam diretamente o módulo de rigidez (J).

$$J = E \cdot A \quad (4.2)$$

A Figura 38 apresenta as dimensões e características geométricas da geogrelha a serem consideradas no cálculo do módulo de elasticidade nas duas direções principais. A Tabela 1 mostra um quadro resumo dos parâmetros dimensionais e de rigidez, além dos módulo de elasticidade resultante.

Figura 38 - Dimensões da geogrelha.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Tabela 1 - Características geométricas e propriedades mecânicas da geogrelha.

	Largura (10 ⁻³ m)	Espessura (10 ⁻³ m)	*Área da tira (10 ⁻⁵ m ²)	Tiras/ metro	Área total/metro (10 ⁻⁴ m ²)	J (10 ⁶ N/m)	E (10 ⁹ Pa)
Direção MD	8,00	1,60	1,28	30	3,84	3,05	7,94
Direção CMD	5,40	1,80	1,13	35	3,41	2,77	8,12

*Área da seção transversal de uma tira.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A modelagem do geossintético no software ABAQUS considerou o material como sendo um elemento de placa, conceito atribuído a peças em que uma das dimensões é consideravelmente menor que as outras duas. Já o comportamento elástico foi representado como sendo do tipo linear-elástico laminar. A seleção dos parâmetros necessários para a modelagem de um material elástico linear parte da Lei de Hooke generalizada. Esta representa o estado triaxial de tensões, $\{\sigma^1\}$, e deformações, $\{\varepsilon^1\}$, que se relacionam proporcionalmente através da matriz constitutiva linear elástica do material $[C^1]$ (Equação 4.1).

$$\{\sigma^1\} = [C^1] \{\varepsilon^1\} \quad (4.1)$$

A forma inversa da Equação 4.1 é dada pela Equação 4.2, onde a matriz inversa $[C^{-1}]$ é dada pela matriz simétrica $[S^1]$. Sua forma expandida é descrita na Equação 4.3

$$\{\varepsilon^1\} = [S^1] \{\sigma^1\} \quad (4.2)$$

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{31} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} & S_{15} & S_{16} \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} & S_{24} & S_{25} & S_{26} \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} & S_{34} & S_{35} & S_{36} \\ S_{41} & S_{42} & S_{43} & S_{44} & S_{45} & S_{46} \\ S_{51} & S_{52} & S_{53} & S_{54} & S_{55} & S_{56} \\ S_{61} & S_{62} & S_{63} & S_{64} & S_{65} & S_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{31} \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.3)$$

A matriz $[S^1]$, ou matriz de elasticidade é constituída por 21 constantes independentes e representa um material linear-elástico anisotrópico. O termo anisotropia é atribuído ao material que apresenta propriedades que variam em pelo menos uma direção. No contexto aqui discutido, estes materiais possuem valores próprios para cada constante da matriz de

elasticidade. Por outro lado, determinados materiais possuem propriedades específicas segundo três direções ortogonais entre si, o que denominamos ortotropia. A matriz de elasticidade $[S^1]$ de um material ortotrópico é descrita em função das constantes de engenharia (módulo de elasticidade, E ; coeficiente de Poisson, ν ; módulo cisalhante, G) como apresentado na Equação 4.4.

$$[S^1] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_2} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{G_{31}} & 0 \\ \text{sim.} & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \quad (4.4)$$

Em materiais compósitos, o método utilizado na fabricação do material pode influenciar no comportamento elástico deste, como no caso da geogrelha FORTRAC® 140/140 – 25MT (SE). A geogrelha é tecida em teares, de forma a dispor as fibras em duas orientações preferenciais, o que resulta em uma matriz de elasticidade regida por duas direções principais. Ademais, a geometria planar, com espessura muito fina permite que este material seja tratado como um problema bidimensional. Sendo assim, pode-se considerar que os componentes σ_3 , τ_{23} , τ_{31} que são indicados na Lei de Hooke Generalizada para o estado triaxial de tensões são nulos no caso particular de estado plano de tensões.

A igualdade presente na Equação 4.5 mostra a forma inversa da Lei de Hooke Generalizada para o estado plano de tensões, explicitando a matriz de elasticidade $[S^1]$ e sua forma descrita em função das constantes de engenharia. Aplicando-a ao caso da geogrelha FORTRAC® 140/140 – 25MT (SE), as direções 1 e 2 correspondem às direções MD e CMD apresentadas anteriormente nesta seção.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{21} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_2} & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \tau_{12} \end{Bmatrix} \quad (4.5)$$

A Tabela 2 apresenta os dados de entrada no software ABAQUS para a representação da geogrelha e a densidade (ρ') fornecida pelo fabricante, que corresponde a 683 g/m^3 . Os módulos de elasticidade nas duas direções MD e CMD correspondem às direções principais no plano (E_1 e E_2). A densidade em kg/m^3 (ρ) foi considerada a partir do valor fornecido pelo catálogo do fabricante. A densidade comercial dada pelo fabricante, ρ' , (em g/m^2) foi transformada para a densidade, ρ , (kg/m^3 pelo Sistema Internacional de Unidades) através do cálculo do volume correspondente a 1m^2 de geogrelha, considerando uma espessura média de $1,7\text{mm}$.

Quanto ao coeficiente de Poisson adotado, este concorda com o valor utilizado por Rowe e Liu (2015) para uma geogrelha de características similares. Já o módulo cisalhante (G_{12}) foi obtido a partir da Equação 4.6, utilizando como referência o menor módulo de elasticidade (E_1). Aos módulos cisalhantes G_{23} e G_{13} são considerados valores próximos de zero, entendendo-se que o material possui resistência muito baixa a esforços cisalhantes fora do plano horizontal.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.6)$$

Tabela 2 - Propriedades físicas e mecânicas da geogrelha.

E_1 (10^9 Pa)	E_2 (10^9 Pa)	ρ (kg/m^3)	ρ' (g/m^2)	ν	G_{12} (10^9 Pa)	G_{13} (Pa)	G_{23} (Pa)
7,94	9,48	401,76	683	0,2	3,31	Desprezível	Desprezível

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS: ATERRO E COLUNAS DSM

Este tópico descreve as características do aterro e das colunas construídos na obra do Aeroporto Salgado Filho. Em seguida, apresenta os parâmetros físicos e mecânicos adotados na modelagem computacional destes materiais.

4.3.1 Aterro

O projeto original da construção do aterro previa a adoção de um único material compactado à umidade ótima. Entretanto, o material previsto foi substituído por materiais

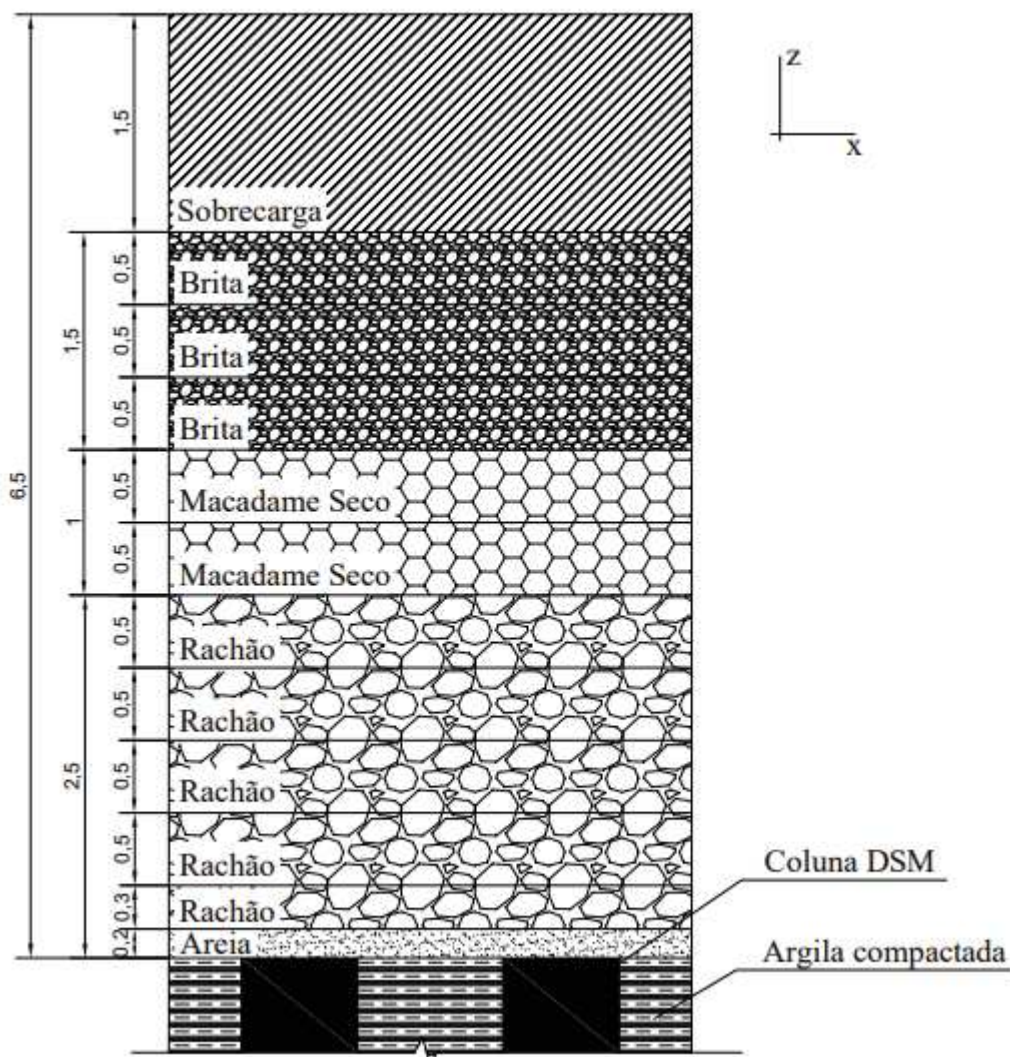
granulares (areia, rachão, macadame seco e brita, nesta sequência, de baixo para cima). Tal adaptação conferiu agilidade ao processo de construção do aterro, uma vez que o controle de qualidade da compactação de materiais granulosos e pedregulhosos não requer os procedimentos de controle de compactação usuais, nem a necessidade de se umedecer o material à umidade ótima. A escolha possivelmente foi fundamentada pela necessidade de cumprimento de prazos por parte da concessionária responsável pela obra, somado às questões climáticas - a parte inicial do aterro foi executada no período chuvoso, o que dificulta a obtenção da umidade ótima de compactação. Sendo assim, evita-se que períodos chuvosos gerassem interferência no cronograma da obra.

A altura do aterro é de 5 m, mais 1,50 m de sobrecarga (empregada para eliminar a compressão secundária e reduzir o diminuto recalque do aterro), totalizando 6,50m de altura. Na base do aterro, o geossintético encontra-se imerso em uma camada de areia de 0,20m de espessura. Segundo a literatura, esta camada atua evitando danos ao geossintético devido ao atrito com as extremidades das colunas (Briançon e Simon, 2017; EBGEO, 2011).

A simulação computacional do aterro baseia-se na condição de campo indicada pelo *as built* apresentado na Figura 39, que indica os materiais utilizados desde as camadas mais superiores do aterro até àquelas referentes à infraestrutura do pavimento. A Figura 39 apresenta a configuração adotada na modelagem. Através dela é possível identificar uma camada de 20 centímetros de areia, que antecede as demais camadas. Em sequência, tem-se o rachão, até 2,50 metros de altura, seguido de um metro de macadame seco como sub-base e 1,50 metro de brita como base do pavimento.

O modelo computacional representa o momento em que a sobrecarga de 1,50 metro permanece sobre o aterro, totalizando 6,50 metros de estrutura. As camadas espessas foram divididas em camadas de até 50 centímetros (exceto a sobrecarga), com o intuito de viabilizar a análise em etapas (*steps*), e assim possibilitar a obtenção dos esforços a diferentes momentos da construção, à semelhança do que foi realizado na coleta de dados em campo.

Figura 39 - Representação em corte das camadas de aterro reproduzidas no ABAQUS (dimensões em metros).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Os diversos materiais que constituem o corpo do aterro e a sobrecarga foram modelados no ABAQUS como elasto-plástico perfeito com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este modelo utiliza os seguintes parâmetros de entrada para caracterização do material: ângulo de atrito efetivo (ϕ'), ângulo de dilatância (Ψ), coeficiente de Poisson (ν), massa específica (ρ), módulo de elasticidade (E) e coesão efetiva (c').

Dentre os parâmetros, o ângulo de atrito efetivo e o ângulo de dilatância dos materiais foram determinados com base nos estudos presentes em *FHWA Report* (2013, 2015), que determinam tais parâmetros a partir da curva granulométrica. As curvas granulométricas da brita e da areia utilizadas no aterro foram fornecidas pela empresa Intertechne, que fez o

gerenciamento do projeto para a Fraport (empresa detentora da concessão do aeroporto). Para o rachão, macadame e solo de sobrecarga, adotou-se, com base nestes mesmos estudos (FHWA *Report*, 2013, 2015), os valores indicados de ângulo de atrito efetivo e ângulo de dilatância para curvas de granulometria típica para cada um destes materiais.

O valor atribuído ao coeficiente de Poisson na areia foi extraído de relatório técnico (COPPETEC, 2019). Para os demais materiais, foram adotados de acordo com o artigo de Santos *et al.* (2019), que apresenta um estudo feito no Rio Grande do Sul em materiais utilizados na infraestrutura de pavimentos. A todos os materiais foi atribuído o valor de 1kPa para coesão efetiva. O valor foi determinado de forma a atender parcialmente às seguintes questões: todos os materiais empregados no corpo do aterro formam categorias de materiais de coesão desprezível; em contrapartida, valores que tendem a zero demandam maior custo computacional e podem levar à não convergência da análise.

A determinação do módulo de elasticidade atribuído às diferentes camadas de materiais de enchimento do aterro foi dada com base na literatura. Preussler (2007) estuda as características mecânicas de um pavimento através de retroanálise por ensaios de campo, o que resulta na determinação do módulo de elasticidade de uma camada de rachão, entre outras camadas de materiais. Para os módulos de elasticidade da brita e do macadame seco foram adotados os valores constantes em Santos *et al.* (2019). Já a propriedade referente à camada de areia foi subsidiada pelo estudo de Rodrigues (2020), bem como a camada de sobrecarga, por similaridade.

Por fim, os valores de massa específica foram calculados a partir de referenciais de peso específico, visto que a massa específica de um material corresponde ao peso específico dividido pela aceleração da gravidade. Para relacionar as duas grandezas, considerou-se para o cálculo que a aceleração da gravidade assume o valor de $9,81 \text{ m/s}^2$.

Os pesos específicos da areia e da brita foram obtidos por meio de relatórios técnicos da consultoria oferecida à obra do Aeroporto Salgado Filho (COPPETEC, 2019, 2020). Às demais camadas, atribuiu-se valores coerentes, com base nas características comuns às respectivas classes, partindo-se do que consta nos relatórios para areia e brita. Desta forma, o rachão assume a menor massa específica, devido ao elevado volume de vazios existente entre as pedras. O segundo menor valor é dado ao macadame seco, que é mais denso que o rachão por causa da granulometria menos uniforme. Em seguida, tem-se o solo de sobrecarga, que possui tamanho das partículas menores (faixas da argila, silte e areia) em que a densidade foi considerada

inferior ao valor normalmente encontrado para este tipo de solo na condição compactada. Para tal, o valor atribuído é menor que o da brita e maior que o macadame seco. A Tabela 3 apresenta um resumo dos parâmetros de entrada utilizados no ABAQUS para a caracterização de cada material de enchimento do aterro.

Tabela 3 - Propriedades físicas e mecânicas das camadas de enchimento do aterro.

Material	ϕ (°)	ψ (°)	ν	ρ (kg/m ³)	γ (10 ³ N/m ³)	E (10 ⁶ Pa)	c' (10 ³ Pa)
Areia	46	0	0,3	2038,74	20	30	1
Rachão	35	10	0,35	1.427,12	14	143	1
Brita	59	6	0,35	2.242,61	22	200	1
Macadame seco	35	10	0,35	1.630,99	16	300	1
Sobrecarga	25	0	0,35	1.732,93	17	30	1

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.3.2 Colunas DSM

As colunas DSM, ou *Deep Soil Mixing*, são colunas de solo-cimento moldadas *in loco* a partir da injeção de ligante no solo. Composição granulométrica do solo, teor de matéria orgânica, além do tipo e quantidade de ligante na mistura são determinantes para o projeto de colunas DSM. Segundo Topolnicki (2009), tal projeto é desenvolvido em duas etapas que se inter-relacionam. Uma delas é a definição das propriedades a serem atendidas, tais como resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento, módulo de elasticidade, massa unitária e permeabilidade. A segunda delas é a determinação da disposição das colunas e suas características geométricas, o que influenciará diretamente no desempenho das colunas em grupo.

Quanto à geometria das colunas DSM aplicada na ampliação da PPD do Aeroporto Salgado Filho, foram adotadas colunas cilíndricas, com 80cm de diâmetro. A matriz formada pelo conjunto de colunas é do tipo quadrada e o espaçamento entre centros de colunas é de 1,80m. O comprimento foi determinado de forma a apoiá-las em uma camada de solo com maior capacidade de carga do que a argila siltosa superior, que seria responsável por grande parte dos recalques ocorridos. No trecho 5, o comprimento de projeto das colunas é de 6,5m, salvo regiões onde detectou-se a ocorrência de rochas impenetráveis ou ocorrência de solos

competentes. A Figura 40e a Figura 41 mostram a configuração de topo de uma coluna e do conjunto de colunas, respectivamente.

Figura 40 - Coluna DSM.



Fonte: Ávila (2021).

Figura 41 - Malha de colunas DSM.

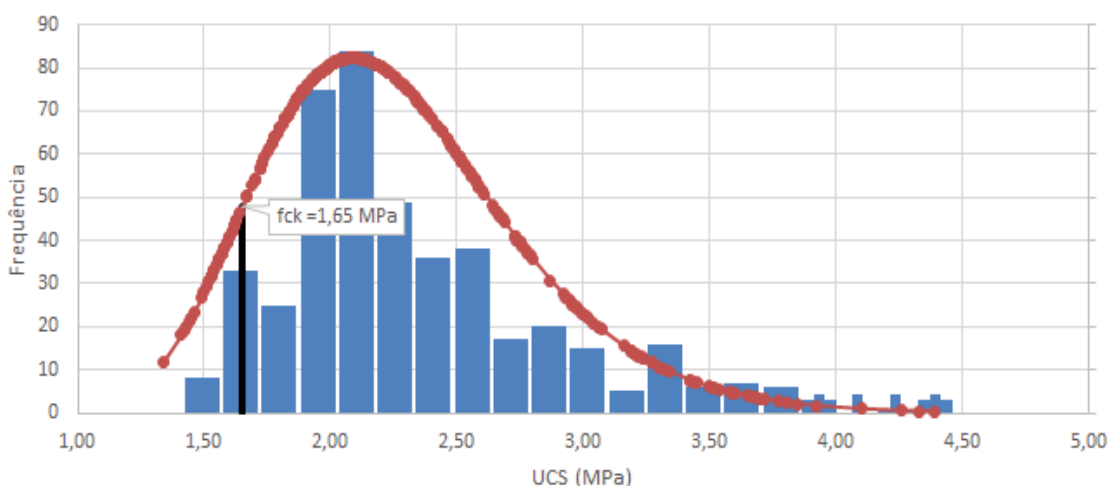


Fonte: Ávila (2021).

A dosagem da mistura de solo-cimento foi determinada de forma a atingir uma resistência à compressão característica (f_{ck}) de 1,40MPa aos 28 dias de cura. Para avaliar a qualidade do material de campo foram extraídas amostras de 450 das 7.275 colunas DSM do trecho 5. O método de amostragem foi o *wet grab sample*, ou amostragem úmida, no qual são extraídas amostras de solo-cimento a diferentes profundidades da coluna logo após sua execução. As amostras são moldadas em formas cilíndricas de 7,50cm de diâmetro e 15cm de altura e posteriormente submetidas ao ensaio de resistência a compressão simples (ABNT NBR 12025:2012).

Ávila (2021) apresenta uma análise estatística do desempenho das colunas DSM no Aeroporto Salgado Filho e aponta que a resistência à compressão simples característica (f_{ck}) das colunas DSM aos 56 dias, com 90% de confiança, corresponde a 1,65MPa, ou seja, 90% das amostras apresentaram resistência superior a 1,65MPa aos 56 dias. O Gráfico 1 apresenta a curva log-normal da distribuição da UCS (*Unconfined Compression Strength*, ou resistência à compressão não-confinada) a partir de ensaios realizados aos 56 dias.

Gráfico 1 - Curva log-normal da distribuição da UCS aos 56 dias.



Fonte: Ávila (2021).

A partir da resistência à compressão das colunas DSM é possível obter o módulo de elasticidade secante do material à metade da resistência à compressão simples (E_{50}) através da correlação descrita pela Equação 4.7, para UCS maior que 1MPa (TOPOLNICKI, 2009), onde UCS corresponde à resistência à compressão não confinada (*Unconfined Compression*

Strength). O módulo de elasticidade secante correspondente a um UCS de 1,65MPa é de 627MPa (6,27E+08 Pa).

$$E_{50} = 380 \cdot UCS \quad (4.7)$$

As propriedades físicas e mecânicas das colunas DSM são apresentadas na Tabela 4. O módulo de elasticidade adotado foi calculado conforme descrito anteriormente, a partir dos dados de campo. Os parâmetros peso específico (γ) e coeficiente de Poisson (ν) tiveram os valores numéricos atribuídos de acordo com o projeto da extensão da PPD (COPPETEC, 2019). Já a massa específica foi calculada a partir do peso específico, adotando-se aceleração da gravidade de 9,81m/s².

Tabela 4 - Propriedades físicas e mecânicas das colunas DSM.

E (10⁶ Pa)	ρ (kg/m³)	γ (10³ N/m³)	ν
627	2.443,48	24	0.2

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

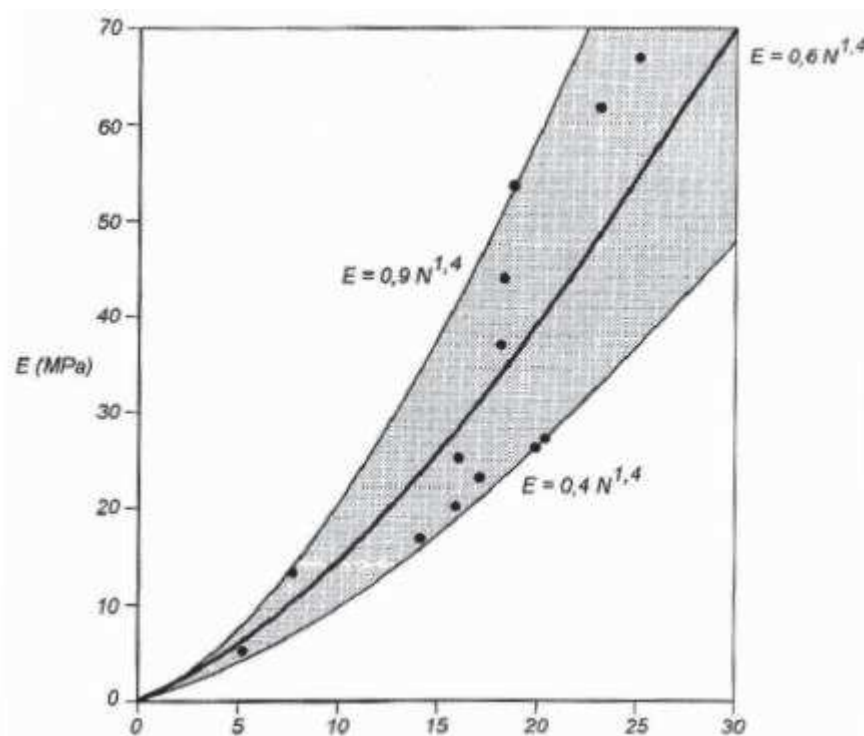
4.4 SOLO DE FUNDAÇÃO

O solo de fundação aqui tratado refere-se ao solo subjacente ao geossintético, onde as colunas DSM foram moldadas. O ensaio de sondagem à percussão (SPT) realizado no local pode ser consultado no Anexo II. Segundo o relatório, abaixo da camada vegetal encontra-se uma camada de aproximadamente 1 metro de argila silto arenosa marrom escura, seguido de cerca de 2 m de areia argilo siltosa marrom escura. A porção mais profunda, até 10,45 metros de profundidade, é formada por argila plástica. A consistência ou compacidade, bem como o N_{spt} característico de cada camada constam no relatório de ensaio (Anexo II). Com a finalidade de viabilizar o trânsito de maquinário e condições de trabalho no local, foi executado um aterro de conquista, formado por solo argiloso compactado e uma camada de cerca de 10 centímetros de areia.

Para fins de modelagem, adotou-se o solo de fundação como uma camada única, com propriedades que representam a camada de solo mais superior, aquela que está em contato com o geossintético. Considera-se que a argila compactada possui consistência de argila rija a muito rija, que pela Tabela A.1 da NBR 6484:2020 possui índice de resistência à penetração, N_{spt} , em

torno de 20. O estudo desenvolvido por Sandroni (1991) correlaciona o número do N_{spt} a uma estimativa de módulo de elasticidade para solos residuais de gnaiss por meio do ábaco presente na Figura 42. Adotou-se para o solo um módulo de elasticidade de 60MPa, obtido a partir da curva correspondente ao limite superior do intervalo, para um N_{spt} de 20.

Figura 42 - Ábaco para correlação entre N_{spt} e módulo de elasticidade para solos residuais.



Fonte: Sandroni (1991).

No ABAQUS, o solo de fundação foi modelado como sendo um material do tipo linear elástico. A abordagem é uma representação um pouco mais evoluída, mas muito semelhante ao método utilizado por Zhang *et. al* (2019). No artigo, o solo de fundação é substituído por molas, dispostas a determinadas distâncias na face inferior do geossintético. A constante elástica das molas é dada a partir das propriedades mecânicas do solo. Já no estudo aqui desenvolvido, o módulo de elasticidade de um solo funciona como uma constante elástica, mas ao invés de atuar em porções discretas na face do geossintético (caso das molas), a colocação do solo promove uma interação contínua por toda a superfície de contato, sendo mais próximo da condição de campo.

Os valores utilizados como dados de entrada do material elástico linear no ABAQUS constam na Tabela 5. O módulo de elasticidade (E) resulta do ábaco de Sandroni (1991); o

coeficiente de Poisson (ν) foi extraído de um relatório técnico da obra do Aeroporto Salgado Filho emitido pela COPPETEC (2019). Massa específica e peso específico (ρ e γ , respectivamente) foram estimados com base no tipo de solo, mas não influenciam na análise, visto que não será aplicado o efeito da gravidade sobre a massa de solo de fundação. Isto significa que foi considerada que a deformação do solo de fundação irá ocorrer apenas devido ao carregamento aplicado (proveniente do aterro).

Tabela 5 - Propriedades físicas e mecânicas do solo de fundação.

*E (Pa)	E (MPa)	*ρ (kg/m³)	*γ (kN/m³)	*ν
6,00E+08	60	2.038,74	20	0.3

*Valores nas unidade de entrada no ABAQUS.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

4.5 MONTAGEM DO MODELO NO ABAQUS

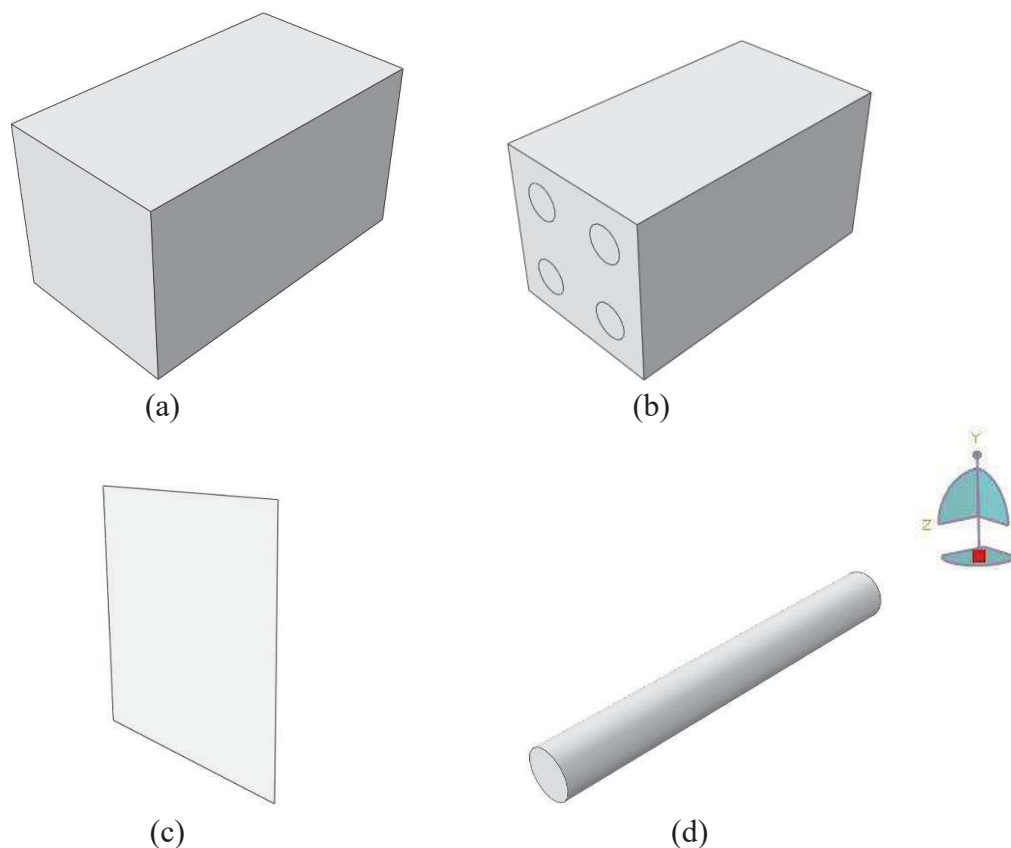
Este tópico visa fornecer informações mais específicas sobre o desenvolvimento do modelo computacional no software ABAQUS. São explicados detalhadamente as partes que compõem a estrutura, além das abordagens, simplificações e considerações mais relevantes acerca da definição de materiais, interações de contato, carregamento imposto, condições de contorno, extração de dados e escolha da malha.

4.5.1 Componentes

Os componentes do modelo computacional são: colunas, aterro, geossintético e solo de fundação. No ABAQUS, tais componentes formam as partes (ou “parts”), com as seguintes características: o aterro, com 6,50m de altura é um prisma, cuja base quadrada possui 3,60m de lado (Figura 43a); o geossintético é uma placa quadrada, com 3,6m de lado e 1,7mm de espessura (Figura 43c); as colunas são cilindros, com diâmetro da base de 0,80m e altura 6,50m (Figura 43d) e juntamente com o solo de fundação, formam uma única parte (Figura 43b), utilizando a função “merge geometry” e opção reter contorno para unir solo e colunas. Esta parte possui forma prismática, com 6,50m de altura e base quadrada com 3,60m de lado, onde

as colunas são imersas. A geometria das partes é baseada na configuração de campo da estrutura construída no Aeroporto Salgado Filho, como detalhado anteriormente neste capítulo.

Figura 43 - Componentes da modelagem.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As partes foram concebidas como sendo tridimensionais, deformáveis, do tipo sólido de extrusão; com exceção do geossintético, que ao invés de sólido, recebeu a forma (“shape”) do tipo “shell”. Assim, entende-se que o geossintético possui geometria e comportamento de elemento planar, com uma das dimensões (espessura) muito menor que as demais dimensões (comprimento e largura). A montagem segue a sequência (a), (c) e (b) (Figura 43), ou seja, as partes são unidas, encaixando suas seções quadradas, de forma que o geossintético esteja entre o aterro e o solo de fundação com as colunas.

4.5.2 Materiais

Os materiais foram criados com as propriedades descritas nos tópicos anteriores deste mesmo capítulo. Para atribuir os materiais às suas respectivas partes, cria-se seções dentro do modelo. Cada seção retorna um material, todas do tipo sólido e homogêneo no modelo

estudado. No caso do subsolo, formado por colunas e solo de fundação, os materiais foram atribuídos antes de realizar a função “merge”, quando ainda eram duas partes distintas. Em contrapartida, no aterro utilizou-se o artifício das partições (“partitions”) para subdividi-lo em camadas com as espessuras desejadas, para então criar uma seção para cada partição, resultando na atribuição adequada das diferentes camadas ao corpo do aterro.

4.5.3 Contato

As interações de contato entre duas superfícies são definidas no ABAQUS segundo duas componentes: normal e tangencial. O contato entre as partes definido através da componente tangencial se dá através do atrito entre as superfícies. As condições do atrito são definidas na opção Propriedades de interação (“Interaction Properties”). Para a componente tangencial, utilizou-se a opção “Penalty” e coeficiente de atrito $\mu^* = \tan \phi_r = 0,80 \cdot \tan \phi'$, onde ϕ_r é o ângulo de atrito entre duas superfícies diferentes e ϕ' é o ângulo de atrito do solo e materiais pétreos. Este valor de 0,8 foi utilizado por Zhang *et al.* (2019) com bons resultados. O componente normal é configurado como “Hard Contact” e as demais configurações como padrão.

Para atribuir o contato aos pares de superfícies, foram criadas quatro superfícies: superfície inferior do aterro; superior e inferior do geossintético; e superior das colunas mais solo de fundação. Estas superfícies são dispostas em pares (geossintético superior/ aterro inferior; geossintético inferior/ solo mais estacas) através da aba Interações, onde atribui-se a propriedade de atrito previamente definida. Em cada par, a superfície referente ao material de maior rigidez recebeu elementos de contato do tipo “mestre”, enquanto a outra, do tipo “aprendiz”.

4.5.4 Condições de contorno

O papel das condições de contorno é assegurar que a amostra replicada pelo modelo represente satisfatoriamente o todo que se está modelando, de forma a reproduzir as restrições de deslocamento ao redor do modelo. O modelo computacional desenvolvido neste estudo retrata a porção correspondente à área de influência de quatro colunas. Esta amostra, ao ser

levada ao ABAQUS, deve se assemelhar à condição de campo, onde milhares de colunas foram moldadas, já que não é viável a representação do todo neste caso.

Considerou-se que a amostra escolhida se localiza no meio do estaqueamento e que há muitas colunas além de cada uma das quatro faces da amostra. Para tanto, utilizou-se as mesmas condições de contorno descritas por Zhang *et al.* (2019), devido à semelhança entre as amostras propriamente ditas e aos aterros estaqueados utilizados na validação dos modelos - Almeida *et al.*, (2007) no trabalho de Zhang *et al.* (2019) e a ampliação da PPD do Aeroporto Salgado Filho neste trabalho. São elas: engaste na superfície mais inferior, considerando que as colunas e o solo adjacente a elas apoiam-se em uma camada de solo ou rocha indeslocável; e condição de simetria nas faces laterais do modelo, incluindo as arestas que limitam o geossintético. A condição de simetria no ABAQUS assegura que não haja deslocamentos no eixo perpendicular ao plano, nem rotação nos dois eixos principais do plano.

4.5.5 Carregamento

O carregamento imposto ao modelo computacional limita-se à ação da gravidade sobre o aterro com sobrecarga e sobre o geossintético. Adotou-se $9,81\text{m/s}^2$ para a aceleração da gravidade. Dividiu-se o carregamento em 12 etapas, uma etapa para cada camada de aterro. A principal finalidade desta divisão é proporcionar o controle dos dados para diferentes estágios durante a subida do aterro.

4.5.6 Teste de malha

A malha a ser utilizada na análise foi definida segundo critérios de convergência dos resultados obtidos e viabilidade em termos de custo computacional, a fim de obter um modelo satisfatoriamente representativo e que possa ser reproduzido sem a necessidade de máquinas de alto desempenho. Quando ao tipo de elemento aplicado a cada uma das partes do modelo (aterro, geogrelha, solo de fundação e estacas), tem-se que o aterro recebeu elementos hexaédricos do tipo C3D20R (elemento sólido quadrático de 20 nós de integração reduzida), assim como no aterro representado por Zhang *et al.* (2019).

Uma alternativa ao tipo C3D20R é o elemento tipo C3D8R (elemento sólido quadrático de 8 nós de integração reduzida), aplicado aos elementos hexaédricos dos componentes da fundação (solo de fundação e coluna de solo-cimento). O C3D8R apresenta precisão menor do que o tipo C3D20R, uma vez que utiliza menos pontos de integração, o que também impacta em menor custo computacional na análise. Portanto, priorizou-se a opção mais precisa (20 nós), para uso no componente aterro, de importância primária neste estudo, enquanto o menos preciso (8 nós) foi atribuído aos demais componentes tridimensionais. À grelha, por sua vez, foi atribuída malha de elementos bidimensionais triangulares do tipo STRI65 (elemento triangular de casca com 6 nós, usando cinco graus de liberdade por nó).

Definidos os tipos de elemento, investigou-se o refinamento de malha de cada parte, de forma a atender aos objetivos do estudo. Para tal, iniciou-se a primeira análise com uma malha arbitrária (Malha 1). A partir da Malha 1, foram testadas outras 4 malhas, enumeradas de 2 a 5. Cada uma delas possui distância entre nós diminuída em 10% em relação à dimensão da malha anterior. Assim, das cinco malhas, temos que a Malha 1 é a mais grosseira, enquanto a Malha 5 é mais refinada. Como critérios de parada para o teste de malha, adotou-se a convergência dos dados.

A Tabela 6 apresenta os valores das distâncias entre nós para cada parte (aterro, grelha, fundação e local), onde o termo “perímetro das colunas” se refere à região limiar das colunas de solo cimento, na face em contato com a grelha, onde aplicou-se um refinamento da malha. Também são apresentados os números totais de elementos para cada malha e seu respectivo tempo de processamento da análise. A título de informação, todas as análises foram efetuadas em máquina com as seguintes configurações: sistema operacional de 64 bits, processador Intel® Core™ i5-7200U CPU @ 2,5GHz e memória instalada (RAM) de 8GB.

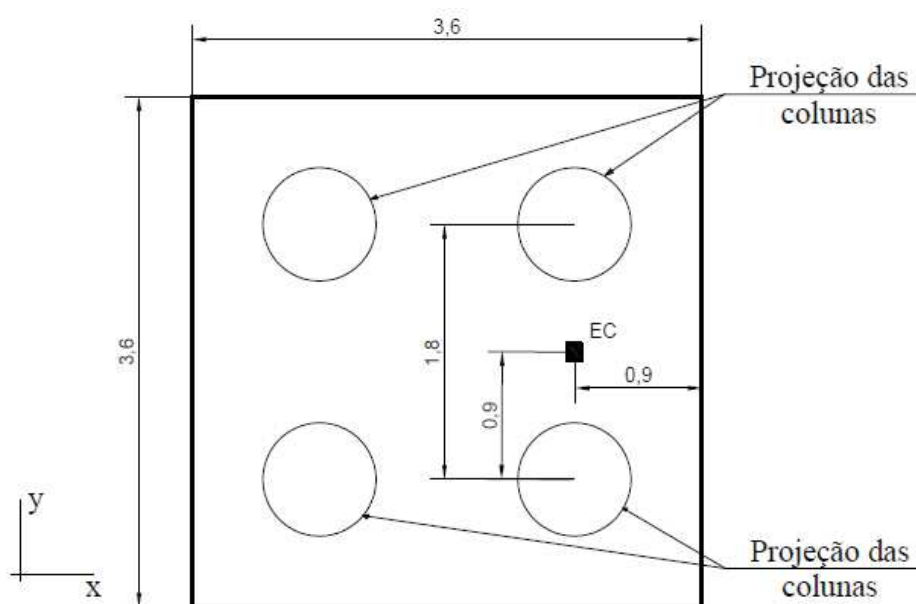
Tabela 6 - Distância entre os nós, número de elementos de malha para cada parte e respectivo tempo de análise.

	Malha 1	Malha 2	Malha 3	Malha 4	Malha 5
Aterro	0,35	0,315	0,2835	0,25515	0,229635
Geogrelha	0,15	0,135	0,1215	0,10935	0,098415
Fundação	0,7	0,63	0,567	0,5103	0,45927
Perímetro das colunas	0,2	0,18	0,162	0,1458	0,13122
Elementos	5.609	7.991	10.881	14.672	26.518
Tempo	00:40:25	01:03:57	01:36:59	02:11:57	04:04:50

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Para a avaliação da malha mais adequada, foram extraídos e comparados dados de tensão vertical geostática a partir de um elemento de controle (EC). Este elemento está localizado na parte mais inferior do aterro (logo acima da geogrelha) no centro geométrico entre duas colunas, como indicado na Figura 44.

Figura 44 - Vista em planta da localização do elemento de controle, EC (dimensões em metros).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As tensões medidas ao fim de cada *step*, ou seja, ao fim da construção de cada camada de aterro, podem ser consultadas na Tabela 7, bem como as diferenças percentuais, ou erros, entre valores medidos em duas configurações de malhas subsequentes. Nas colunas “Malha 1”, “Malha 2”, “Malha 3”, “Malha 4” e “Malha 5” são listadas as tensões medidas ao fim de cada *step* (em kPa), enquanto nas demais colunas, tem-se o erro relativo entre malhas consecutivas. Assim, a coluna “Erro 1-2” apresenta os erros relativos entre as malhas 1 e 2; a coluna “Erro 2-3”, o erro relativo entre as malhas 2 e 3 e assim por diante.

Portanto, são apresentados erros relativos de uma malha inicial (malha 1) em relação a uma segunda malha mais refinada e assim sequencialmente, até que se encontre um erro pequeno e um tempo de processamento adequado. No teste de malha, a distância entre nós considerada em cada configuração foi refinada na mesma proporção em todos os componentes (aterro, geossintético, fundação e perímetro das colunas).

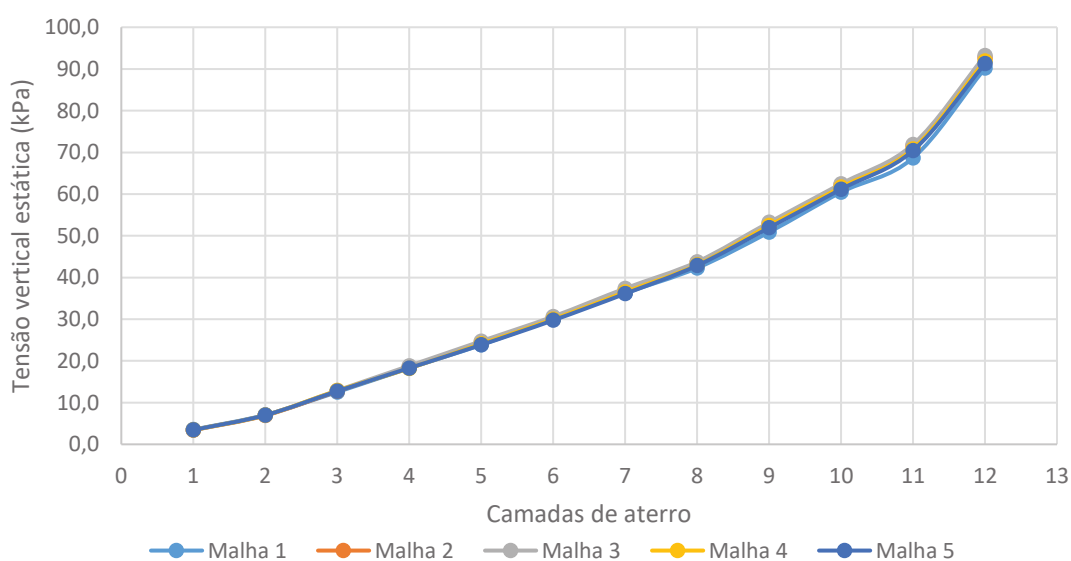
Tabela 7 - Tensão vertical estática medida ao fim de cada etapa (*step*) (em kPa) e diferenças percentuais.

Camada	Malha 1	Malha 2	Erro 1-2	Malha 3	Erro 2-3	Malha 4	Erro 3-4	Malha 5	Erro 4-5
1	3,526	3,403	3,49%	3,45	1,38%	3,438	0,35%	3,449	0,32%
2	7,056	6,903	2,17%	6,998	1,38%	6,976	0,31%	6,997	0,30%
3	12,53	12,73	1,60%	12,91	1,41%	12,87	0,31%	12,74	1,01%
4	18,27	18,57	1,64%	18,82	1,35%	18,21	3,24%	18,29	0,44%
5	23,85	24,4	2,31%	24,73	1,35%	24,1	2,55%	23,84	1,08%
6	30,05	30,23	0,60%	30,64	1,36%	29,98	2,15%	29,74	0,80%
7	36,26	36,89	1,74%	37,39	1,36%	36,51	2,35%	36,11	1,10%
8	42,29	43,55	2,98%	43,76	0,48%	43,03	1,67%	42,87	0,37%
9	50,88	52,89	3,95%	53,21	0,61%	52,45	1,43%	51,93	0,99%
10	60,45	62,22	2,93%	62,47	0,40%	61,65	1,31%	61,18	0,76%
11	68,67	71,55	4,19%	71,92	0,52%	70,84	1,50%	70,43	0,58%
12	90,19	92,76	2,85%	93,18	0,45%	91,94	1,33%	91,26	0,74%
Média			2,54%		1,00%		1,54%		0,71%

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Os dados presentes na Tabela 7 são representados pelo Gráfico 2, onde as tensões medidas são plotadas em função da altura equivalente de aterro. Observa-se através da representação gráfica que há boa concordância entre os resultados de tensão vertical estática para as diferentes malhas testadas. Ademais, os dados apresentam maior convergência nas primeiras camadas de aterro, diferindo levemente nas camadas finais.

Gráfico 2 - Curvas de tensão vertical x Número de camadas de aterro aplicadas



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Dentre as cinco configurações de malha testadas, percebe-se que as malhas de números 4 e 5 apresentam o menor erro médio (0,71%), enquanto as duas malhas mais grosseiras (Malhas 1 e 2) apresentaram maior erro médio (2,54%). Tais resultados são esperados, uma vez que o refinamento da malha propicia maior convergência entre resultados. Destaca-se, também, que à medida que se refina a malha e, conseqüentemente, utiliza-se de um número maior de elementos, o custo computacional aumenta, como demonstra o tempo demandado de análise em função do número total de elementos (Tabela 6).

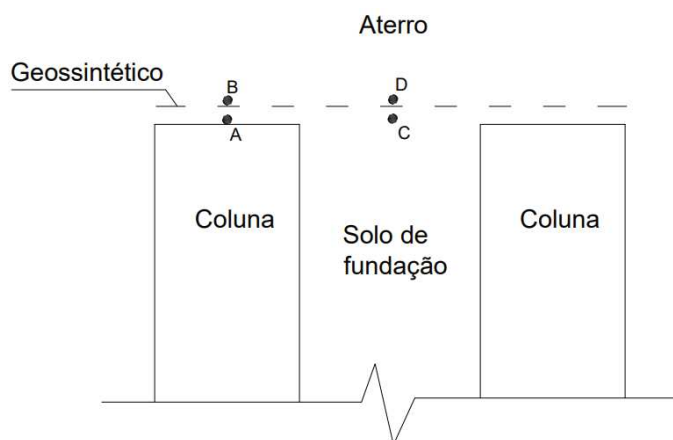
Face aos resultados obtidos, adotou-se a Malha 4 para aplicação no modelo computacional de aterro estruturado proposto. Isto considerando que a malha 4 se adequa melhor aos critérios estabelecidos: junto à Malha 5, apresenta resultados mais acurados que as malhas de números 1, 2 e 3, com o benefício de uma análise mais rápida, se comparada ao tempo demandado pela Malha 5.

4.5.7 Coleta de dados

Além dos resultados em representação gráfica e escalas de cores, resultados mais precisos de tensões e deslocamentos podem ser extraídos através dos “sets”. No modelo, foram selecionados quatro “sets” do tipo elemento em locais estratégicos: no topo da coluna, abaixo e acima da geogrelha (A e B, respectivamente); entre duas colunas, abaixo e acima da geogrelha (C e D, respectivamente). Para estes elementos, configurou-se o histórico de saída de dados (“history output”) para a variável S33, que representa a tensão vertical estática, para todas as etapas da análise. A disposição dos elementos de controle para extração de dados de tensão vertical é ilustrada pela Figura 45.

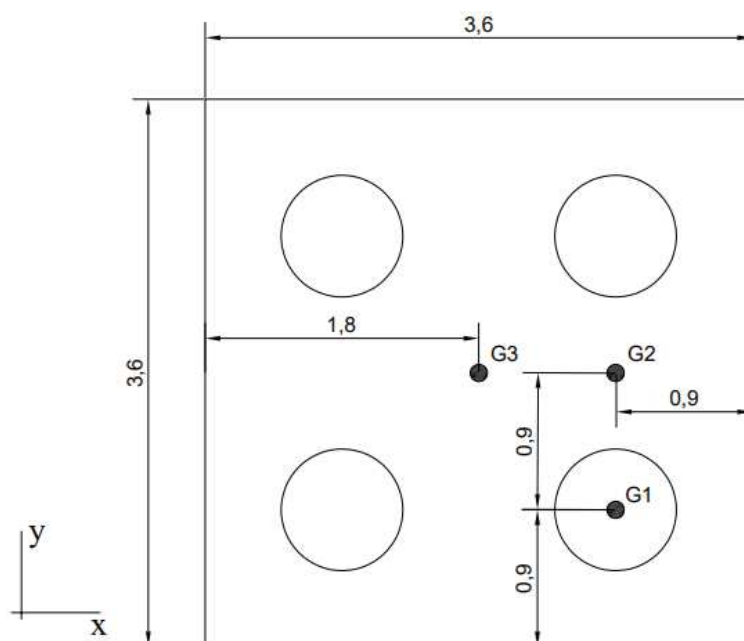
A obtenção dos dados de deslocamento é realizada através de “sets” do tipo nó, localizados em diversas alturas ao longo do aterro. Ao todo são selecionados 39 nós (três no topo de cada uma das 12 camadas, mais três na base, onde o aterro faz contato com a geogrelha). Os 39 pontos são classificados segundo o posicionamento relativo às colunas, a saber: grupo 1 contempla os pontos localizados sobre o eixo central de uma coluna; grupo 2 são aqueles sobre o eixo entre duas colunas; e grupo 3, no eixo central do modelo, no centro geométrico das quatro estacas. A Figura 46 apresenta a projeção em planta dos pontos pertencentes aos três grupos.

Figura 45 - Locais de referência para extração dos dados de tensão vertical no topo da coluna (A e B) e entre duas colunas (C e D).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 46 - Projeção em planta dos pontos pertencentes aos grupos 1, 2 e 3 utilizados para extrair dados de deslocamento vertical (U_3) no aterro.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

O capítulo de Resultados e Discussão apresenta os resultados extraídos do modelo computacional e as análises destes resultados. São feitas comparações dos dados obtidos no modelo com os dados de campo e, em certos casos, com metodologias analíticas. São estudadas as tensões e deformações sofridas pelos componentes da estrutura: colunas, solo de fundação, geogrelha e solo de aterro. Investiga-se como as cargas provenientes do aterro se dividem entre solo de fundação e colunas de solo-cimento; como as tensões e deformações se distribuem no interior do aterro; e finalmente, quais os esforços que atuam na geogrelha, deformações decorrentes de tais esforços, além da identificação de regiões mais propícias a falhas.

5.1 TENSÃO VERTICAL NA COLUNA E NO SOLO DE FUNDAÇÃO

É sabido que os esforços motivados pelo peso próprio do aterro construído acima da cota de arrasamento das colunas são transferidos para os elementos (colunas ou estacas) que se encontram na base da estrutura, logo abaixo do geossintético. No caso do aterro estruturado, criam-se condições para um caminhamento preferencial destas cargas (tensões verticais), de forma que sejam suportadas predominantemente pelas colunas, que encontram-se apoiadas em camadas de solo mais resistentes. Sendo assim, neste tópico também se analisa a distribuição espacial destas tensões verticais nos componentes coluna e solo de fundação.

5.1.1 Tensão vertical no topo da coluna

Neste item são estudadas as previsões dos esforços de forma analítica de tensão vertical estática no topo da coluna, sob as seguintes situações:

- a) Coluna suportando o peso do prisma de solo (de 6,50 metros de altura) formado pela projeção da área de influência da coluna;
- b) Tensão de projeto para o topo da coluna, segundo a metodologia de Kempfert *et al.* (2004);

São adotados como parâmetros: altura do aterro de 6,50m; área da seção transversal da coluna $A_c = 0,5027\text{m}^2$ (seção circular de diâmetro 0,80m); área de influência da coluna $A_e = 3,24\text{m}^2$ (seção quadrada de lado 1,80m, contemplando a meia distância entre duas colunas).

Estes e outros parâmetros foram baseados na geometria e nas propriedades discutidas no capítulo 4. As tensões verticais calculadas analiticamente são confrontadas ao valor medido em campo e ao obtido através do modelo computacional. O conhecimento da tensão vertical no topo da coluna é essencial para um bom dimensionamento desta, tanto do ponto de vista estrutural deste elemento quanto do ponto de vista do dimensionamento da capacidade de carga da fundação.

No modelo analítico do prisma (situação (a)), espera-se que a tensão vertical estática no topo da coluna ($\sigma_{z,c,prisma}$) corresponda à razão entre a totalidade do peso próprio do prisma de solo de aterro e a área da seção transversal da coluna (Equação 5.1). Esta condição despreza a contribuição do geossintético e do solo subjacente a este (caso não haja deslocamento deste solo), considerando que apenas a coluna é responsável por suportar o peso proveniente do aterro, além de excluir a influência do arqueamento no cálculo da tensão vertical.

$$\sigma_{z,c,prisma} = \frac{\sum_{i=1}^{12}(\gamma_i V_i)}{A_c} \quad (5.1)$$

Onde:

$\sigma_{z,c,prisma}$ é a tensão vertical estática no topo da coluna pelo método do prisma;

γ_i é o peso específico do material que constitui a camada i ;

V_i é o volume correspondente à camada i , dentro da área de influência da coluna;

A_c é a área da seção transversal da coluna.

A Tabela 8 apresenta o cálculo do $\sigma_{z,c,prisma}$ correspondente ao fim da instalação de cada uma das 12 camadas de aterro. A grandeza de 713,50kPa refere-se à tensão vertical estática no topo da coluna após a construção de 6,50m de aterro.

Tabela 8 - Cálculo da tensão vertical estática no topo da coluna pelo método do prisma.

Camada	Material	Volume (m)	Peso específico (kN/m ³)	Peso (kN)	Peso acumulado (kN)	Altura acumulada (m)	$\sigma_{v,c,prisma}$ (kPa)
1	Areia	0,648	20	12,960	12,960	0,2	25,8
2	Rachão	0,972	14	13,608	26,568	0,5	52,9
3	Rachão	1,620	14	22,680	49,248	1,0	98,0
4	Rachão	1,620	14	22,680	71,928	1,5	143,1
5	Rachão	1,620	14	22,680	94,608	2,0	188,2
6	Rachão	1,620	14	22,680	117,288	2,5	233,3
7	Macadame seco	1,620	16	25,920	143,208	3,0	284,9
8	Macadame seco	1,620	16	25,920	169,128	3,5	336,5
9	Brita	1,620	22	35,640	204,768	4,0	407,4
10	Brita	1,620	22	35,640	240,408	4,5	478,3
11	Brita	1,620	22	35,640	276,048	5,0	549,2
12	Sobrecarga	4,860	17	82,620	358,668	6,5	713,5

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Já o modelo de Kempfert *et al.* (2004) (situação II), leva em consideração o fenômeno de arqueamento do solo, utilizando no cálculo da tensão vertical estática no topo da coluna ($\sigma_{zs,k}$) a contribuição da porção adotada pelo modelo do prisma diminuída da parcela de material abaixo do arco. A Equação 5.2 demonstra a relação das variáveis no cálculo da $\sigma_{zs,k}$ para a configuração de interesse, calculados a partir das dimensões do modelo e características geotécnicas do rachão (camada onde forma-se o arco). A tensão no topo da coluna utilizando este modelo resultou no valor de tensão vertical de 554,457 kPa.

$$\sigma_{zs,k} = \frac{H\gamma A_e - \sigma_{z,0,k}(A_e - A_c)}{A_c} \quad (5.2)$$

Onde:

$\sigma_{zs,k}$ Tensão vertical estática no topo da coluna pelo método de Kempfert *et al.* (2004);

H Altura do aterro;

γ Média ponderada dos pesos específicos dos solos que compõem o aterro;

$\sigma_{z,0,k}$ Tensão vertical desenvolvida pelo material situado abaixo do arco (vide Equação 3.7);

A_e Área de influência da coluna.

Apresentados os valores calculados segundo modelos analíticos, adiciona-se os respectivos valores medidos em campo ($\sigma_{z,c,campo}$) e obtido através de simulação computacional ($\sigma_{z,c,modelo}$). As tensões verticais na coluna medidas em campo para o dia 07 de maio de 2020 foram de 104,40kPa na célula de tensão total PC944 (sobre a coluna e acima do geossintético) e de 252,71kPa na célula PC943 (sobre a coluna e abaixo do geossintético), enquanto o modelo computacional indica uma tensão vertical na coluna de 221,10kPa na localização A (célula abaixo do geossintético) e de 181,50kPa na localização B (célula acima do geossintético), para uma altura de aterro de 6,50m. A Tabela 9 mostra um resumo dos módulos de tensão vertical estática na coluna calculados e medidos.

Tabela 9 - Tensões verticais na coluna obtidas por modelos analíticos, dados de campo e modelagem computacional.

Tensão no topo da coluna	Valor (kPa)	Localização da tensão vertical considerada
$\sigma_{z,c,prisma}$	713,50	Sobre a coluna e abaixo da geogrelha
$\sigma_{zs,k}$	554,47	Sobre a coluna e acima da geogrelha
$\sigma_{z,c,campo,A}$	252,71	Sobre a coluna e abaixo da geogrelha
$\sigma_{z,c,campo,B}$	104,40	Sobre a coluna e acima da geogrelha
$\sigma_{z,c,modelo,A}$	221,10	Sobre a coluna e abaixo da geogrelha
$\sigma_{z,c,modelo,B}$	181,50	Sobre a coluna e acima da geogrelha

Nota: “A” detona localização da célula de tensão total na coluna e abaixo do geossintético e “B” refere-se à localização da célula de tensão total na coluna e acima do geossintético; $\sigma_{zs,k}$ é a tensão vertical no topo da coluna calculada por Kempfert *et al.* (2004); “campo” e “modelo” especificam se o dado foi obtido em obra ou via modelagem computacional.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Os resultados demonstram que os métodos analíticos utilizados retornaram módulos de tensão vertical significativamente superiores aos valores verificados na condição de campo e através de modelagem computacional. Naturalmente, dos modelos analisados, o módulo do prisma apresenta resultados mais conservadores por ser mais simplificado: desconsidera qualquer contribuição do geossintético e do solo adjacente à coluna no suporte do solo de aterro. Por considerar nos cálculos a totalidade da força peso do solo de aterro, a comparação da tensão do prisma ($\sigma_{z,c,prisma}$) é mais apropriada se efetuada em relação às tensões de campo e

computacional na localização A ($\sigma_{z,c,campo,A}$ e $\sigma_{z,c,modelo,A}$). Isto porque os resultados de tal localização referem-se à tensão efetivamente suportada pela região acima da coluna, já incluindo a parcela de tensão encaminhada pelo geossintético à coluna. Considerando as tensões desenvolvidas nesta localização, os resultados mostram que a tensão de campo foi 64,58% menor que a tensão no prisma.

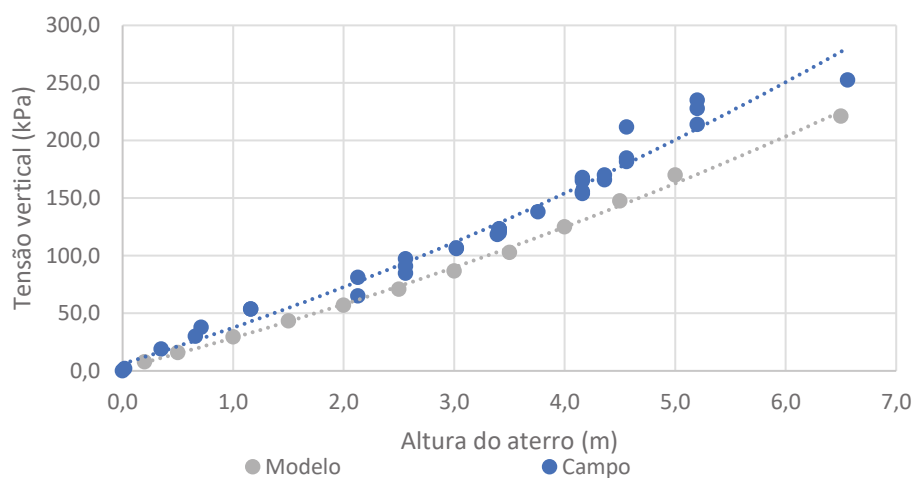
Kempfert *et al.* (2004), por sua vez, é menos conservador do que o cálculo do prisma. A tensão calculada ($\sigma_{zs,k}$) é 22,29% menor se comparada a $\sigma_{z,c,prisma}$. Ainda assim, prevê uma tensão vertical na coluna maior do que as demais condições. Devido à concepção do método de Kempfert *et al.* (2004), é mais adequada a análise relativa aos dados de campo extraídos a partir do ponto de controle identificado como localização B, ou seja, ($\sigma_{z,c,campo,B}$ e $\sigma_{z,c,modelo,B}$). O ponto B encontra-se no eixo central da coluna, logo acima da geogrelha, o que inclui o arqueamento do solo de aterro, mas não o efeito membrada causado pela presença do reforço geossintético. Captura, portanto, os mesmos mecanismos que o dimensionamento proposto por Kempfert *et al.* (2004) na formulação de $\sigma_{zs,k}$. Neste caso, temos tensões de campo 81,17% menor do que o módulo previsto pelo modelo analítico.

Neste contexto, observa-se que as tensões verticais na coluna extraídas do modelo computacional se aproximam mais da condição verificada em campo do que aqueles previstos através de cálculo analítico. No ponto de controle A, ou seja, imediatamente acima da coluna e abaixo do geossintético, a tensão vertical do modelo diverge em apenas 12,51% da tensão de campo. Na localização B, por sua vez, a tensão vertical do modelo é 73,85% maior do que a medida em campo, sendo que esta divergência ocorre a partir de uma certa altura de aterro, como pode ser visto adiante, através do Gráfico 4. O padrão apresentado no Gráfico 4 sugere a possibilidade de ocorrência de problemas de medição na célula de tensão total a partir de 3,0m de altura de aterro.

Através dos Gráfico 3 e 4 pode-se observar a relação entre as tensões de campo e as obtidas via modelagem computacional nas localizações A e B em diferentes momentos ao longo da subida do aterro.

Gráfico 3 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização

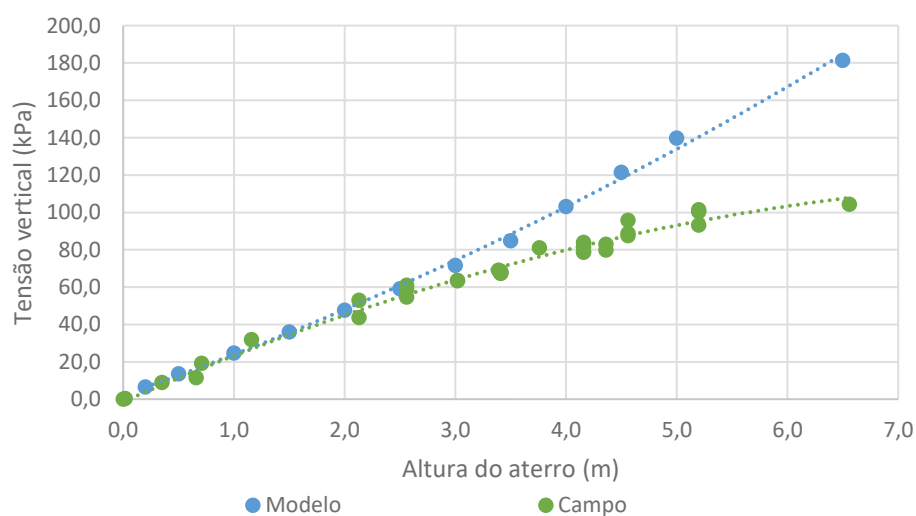
A.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Gráfico 4 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização

B.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Os gráficos indicam que o modelo computacional é mais assertivo ao representar as camadas iniciais do aterro, se afastando da condição de campo à medida que são adicionadas as camadas mais superiores. Esta situação ocorre de maneira mais intensa nos dados referentes à localização B (Gráfico 4), onde ambas as curvas são visualmente coincidentes até a altura aproximada de 3,00m de aterro, se afastando no intervalo entre 3,00m e 6,50m. Em A, por outro

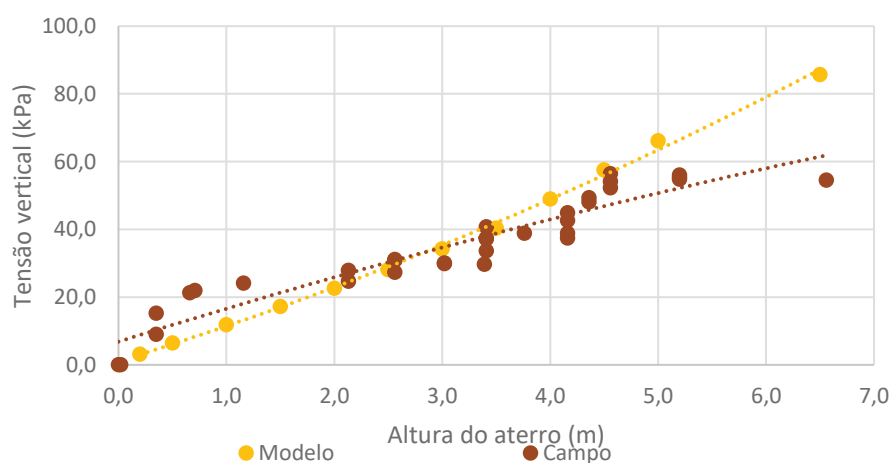
lado, embora as curvas de campo e do modelo se mostrem relativamente próximas ao longo de todo o período. Pode-se dizer também que se aproximam mais entre 0,0m e 2,0m de aterro do que no trecho posterior (2,0m a 6,50m).

Analisando-se as curvas de campo das localizações A e B (Gráficos 3 e 4, respectivamente), é possível notar que os dados de campo em “A” possuem uma evolução linear das tensões em função da altura, enquanto em “B” a curva deixa de ser linear próximo aos 2,0 metros de altura de aterro, a partir do qual a curva de campo se afasta da curva do modelo computacional. O fato de as curvas de campo nas duas localizações abaixo e acima do geossintético indicarem comportamentos tão diferentes em função do alteamento do aterro requer, em primeiro lugar, a verificação do bom funcionamento da célula de tensão total instalada em “B” e investigação sobre possíveis causas de interferências nas medidas e posteriormente no estudo de possíveis fenômenos que justifiquem tal comportamento.

5.1.2 Tensão vertical no topo do subsolo

Considerando um plano horizontal que passa pelo topo da coluna, analisa-se a tensão vertical estática que ocorre entre duas colunas e abaixo da geogrelha (localização C). O Gráfico 5 apresenta as tensões medidas no modelo computacional e as tensões de campo medidas pela célula de tensão total PC 858A em função da subida do aterro. A célula de tensão total PC 858A está localizada entre duas colunas e abaixo da geogrelha.

Gráfico 5 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização C.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

O fato de ambas as curvas se cruzarem próximo ao ponto médio do intervalo avaliado é positivo e indica certa concordância entre campo e modelo computacional, demonstrando uma tendência de equilíbrio entre os resultados. Novamente, assim como nas localizações A e B, em C os dados que apresentam maior diferença relativa referem-se ao aterro completado (6,50m de altura). Enquanto o campo registra 54,50kPa de tensão vertical, o modelo indica 85,68kPa, fazendo com que a tensão de campo seja 36,39% menor do que a do modelo computacional. Já o ponto de coincidência encontra-se aos 3,0m de aterro, onde ambas as curvas retornam valores próximos a 34kPa.

A leitura das tensões verticais na localização C é importante, pois aponta o quanto o solo adjacente às colunas contribui com as colunas DSM no suporte do aterro construído, além de aliviar a carga no geossintético. Observa-se que quanto mais deformável o solo de fundação adjacente às colunas, menores as tensões esperadas em pontos análogos à localização C. No presente caso, o solo de fundação mostrou-se pouco deformável, com 60MPa de módulo de elasticidade. O comportamento é coerente com o tipo de solo modelado, uma vez que as camadas mais superiores são constituídas de argila compactada.

O método de Kempfert *et al.* (2004) fornece uma previsão da tensão vertical considerando o solo de fundação ($\sigma_{z0,k}$) para posterior dimensionamento de reforço geossintético. Portanto, o valor fornecido pelo modelo analítico, obtido a partir da Equação 3.7, busca capturar a condição ocorrente na base do aterro entre duas colunas, excluído o efeito do reforço. O cálculo de Kempfert *et al.* (2004) pode ser comparado à tensão vertical de campo obtido através da célula de tensão total PC 858B ($\sigma_{z,0,campo,D}$), que se encontra logo acima da geogrelha, no ponto médio entre duas colunas. Análogo ao posicionamento da célula no campo, tem-se um ponto de controle para extração da tensão vertical no modelo computacional, $\sigma_{z,0,comp,D}$. A este ponto de controle dá-se o nome de Localização D, cuja diferenciação deste em relação à localização C é o posicionamento acima da geogrelha (considera-se C sendo abaixo da geogrelha). Os resultados para um aterro de altura 6,50m constam na Tabela 10.

Para os parâmetros e geometria considerados, o método analítico proposto por Kempfert *et al.* (2004) se distancia da condição de campo, de maneira mais acentuada do que o modelo computacional. Em termos de tensão vertical estática entre colunas, o método analítico previu um valor 61,99% menor que o campo, em oposição ao valor 19,54% maior da simulação em relação ao campo. Uma análise mais criteriosa para verificação do modelo analítico seria possível através de uma condição de campo com ausência do reforço geossintético.

Tabela 10 - Tensões verticais entre colunas para modelo analítico, dados de campo e modelagem computacional.

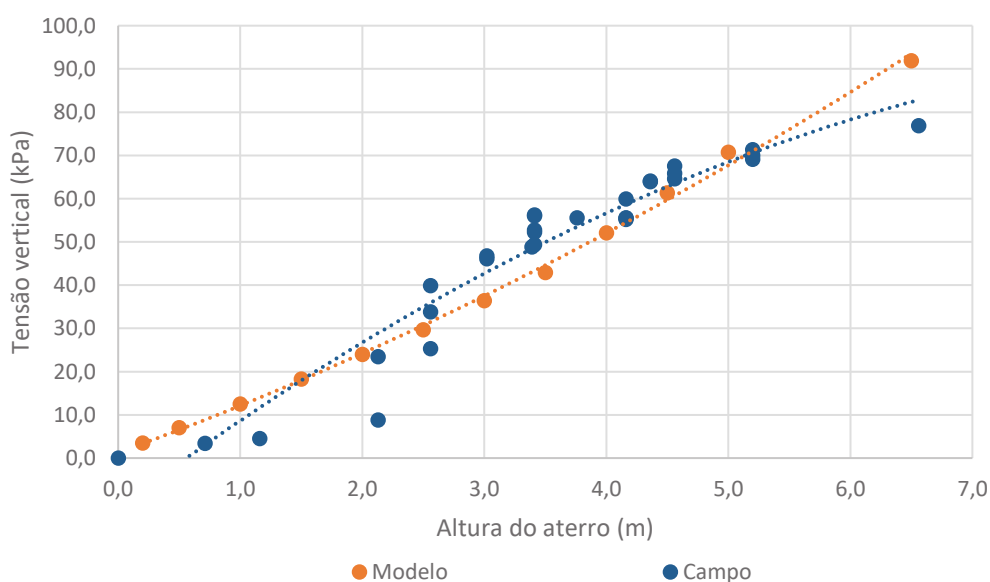
Tensão entre colunas	Valor (kPa)	Localização da tensão vertical considerada
$\sigma_{z0,k}$	29,21	Entre duas colunas, acima da geogrelha.
$\sigma_{z,0,campo,D}$	76,85	Entre duas colunas, acima da geogrelha.
$\sigma_{z,0,modelo,D}$	91,87	Entre duas colunas, acima da geogrelha.

Nota: $\sigma_{z0,k}$ é a tensão vertical que atua no solo segundo o modelo analítico de Kempfert *et al.* (2004); $\sigma_{z,0,campo}$ é a tensão vertical entre colunas e acima da geogrelha; e $\sigma_{z,0,modelo}$ é a tensão vertical entre colunas e acima da geogrelha resultante do modelo computacional.

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Para comparação das condições de campo e modelo computacional na localização D, o Gráfico 6 fornece as curvas de tensão vertical para modelo e campo a diferentes estágios da construção. Os dados de campo foram extraídos da célula de tensão total PC 858B (célula de tensão total entre colunas e acima da geogrelha). As curvas ajustadas mostram interseção em dois pontos e permanecem relativamente próximas ao longo de todo o período analisado.

Gráfico 6 - Tensões verticais medidas em modelo computacional e em campo na localização D.

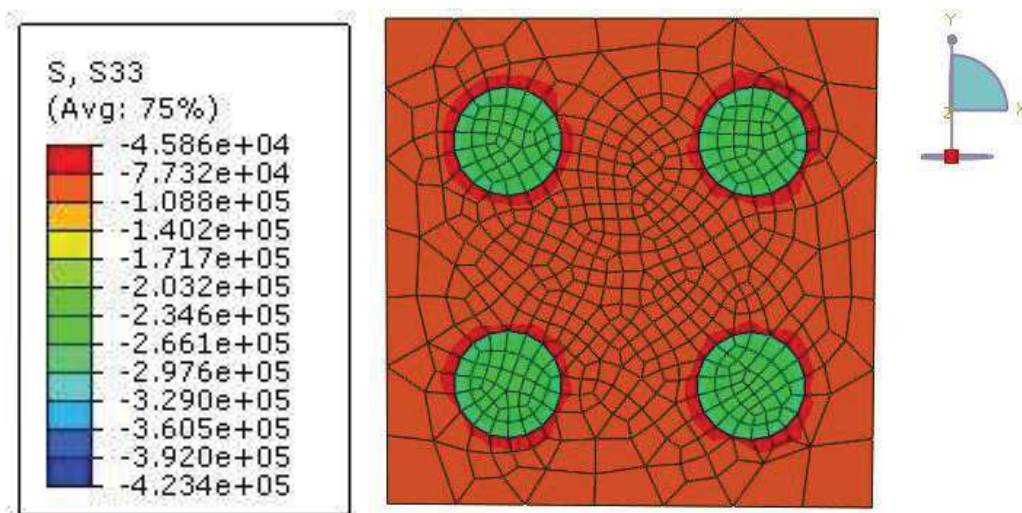


Fonte: Elaborado pela autora (2021).

5.1.3 Distribuição de tensões na estaca e no solo abaixo da geogrelha

A análise da distribuição das tensões verticais nos elementos situados abaixo da geogrelha visa compreender como os mecanismos que envolvem o solo de aterro (como o arqueamento) e a aplicação do reforço (efeito membrana do geossintético) impactam nos esforços que atuam nos elementos coluna e solo de fundação. A Figura 47 contribui com este estudo, apresentando graficamente a distribuição de tensões verticais no modelo computacional em um plano horizontal que passa pelo topo das colunas, abaixo do geossintético.

Figura 47 - Tensões verticais no topo das colunas e do subsolo (S33, valores em Pa) - vista em planta.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

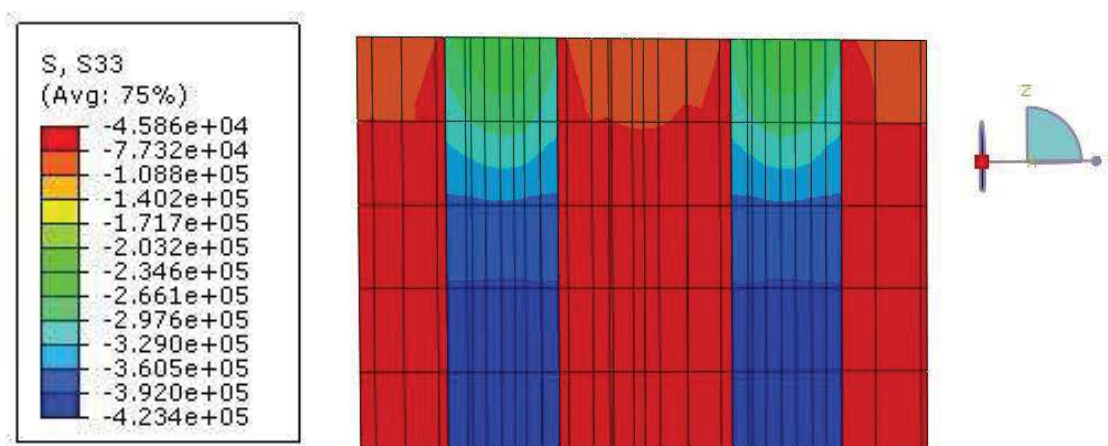
A partir da Figura 47 conclui-se que foram verificados esforços de compressão nos elementos colunas e solo de fundação. Os maiores valores ocorrem nas colunas - entre 297,6kPa e 203,2kPa - e os menores, no solo de fundação - de 45,9kPa e 108,8kPa. Caso o substrato fosse uniforme, ou seja, se não houvessem colunas moldadas ou cravadas, a tensão esperada em toda a superfície seria igual ao produto do peso específico ponderado do aterro ($17,03\text{kN/m}^3$) pela altura de 6,50m, o que resulta em uma tensão uniforme de 110,7kPa. Portanto, o modelo computacional permite concluir que a presença das colunas gera uma concentração de tensões em torno destes elementos, e conseqüentemente um alívio no solo adjacente.

Este alívio é percebido de maneira mais proeminente na porção de solo em contato com a coluna, quando as tensões verticais assumem os valores mínimos de 45,9kPa, como

evidenciado pelas áreas em vermelho na Figura 47. Já a variação de tensões dentro da seção transversal da coluna, pode-se dizer que estas variam radialmente e de maneira crescente à medida que se afasta no centro. Como resultado, tem-se que o perímetro das colunas apresenta as maiores tensões, chegando a 203,2kPa. Isto sugere cantos suavizados nas bordas das colunas, de forma a evitar concentrações excessivas de tensões no geossintético e consequentes danos ao material de reforço.

Para estudar a distribuição de tensões verticais em função da profundidade, tem-se a Figura 48, que traz um corte das colunas e solo de fundação extraídas do modelo computacional. O plano de referência passa pelo eixo central de duas colunas, entrecortando-as no sentido longitudinal.

Figura 48 - Distribuição de tensões verticais entre solo e colunas (S33, valores em Pa) - vista em corte.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Como esperado, à medida que se toma cotas mais distantes do contato com a geogrelha e o topo das colunas, as tensões se tornam mais uniformes. Nas colunas, a tensão vertical aumenta em função da solicitação do aterro e de seu peso próprio. Em oposição, o solo sofre tensões de menor magnitude com o aumento da profundidade, isto no presente caso, onde não houve descolamento entre geossintético e solo subjacente. A porção laranja representa maior tensão no solo, delineando um bulbo de tensões formado a partir do carregamento na superfície.

De forma análoga, percebe-se a escala de tons entre verde e azul, configurando o bulbo de tensões na coluna, mostrando onde podem ocorrer as maiores tensões para fins de dimensionamento estrutural destes elementos. Pode-se dizer, portanto, que as tensões se

estabilizam a dada distância da superfície de carregamento, onde cada um dos componentes assume seu valor extremo.

5.1.4 Eficiência do aterro

A eficiência do aterro avalia o quanto a construção do aterro estruturado, ou seja, o quanto a adição das colunas e a geogrelha influenciaram na concentração de tensões nas colunas frente à porção de tensão que vai para o solo de fundação. Obteve-se a eficiência (E) a partir dos resultados do modelo computacional, através da Equação 3.4. Os valores atribuídos às variáveis da equação são dados pela Tabela 11, considerando uma altura de aterro (H) de 6,50m e área da coluna (A_c) de 0,5027m². Na tabela, γ_{eq} representa o peso específico equivalente do solo de aterro (média ponderada dos pesos específicos dos materiais que compõem cada camada); $\sigma_{z,c,modelo,A}$ é a tensão vertical medida no modelo computacional no ponto A; F é a força atuante na coluna (produto de $\sigma_{z,c,modelo,A}$ e A_c , onde A_c é a área da coluna); W_s é a carga adicional, considerada nula; e S é a distância entre centros de colunas.

Tabela 11 - Valores atribuídos às variáveis para cálculo da eficiência do aterro.

γ_{eq} (kN/m ³)	$\sigma_{z,c,modelo,A}$ (kPa)	F (kN)	W_s (kN)	S (m)	E (%)
17,03	221,1	111,14	0,00	1,80	30,99

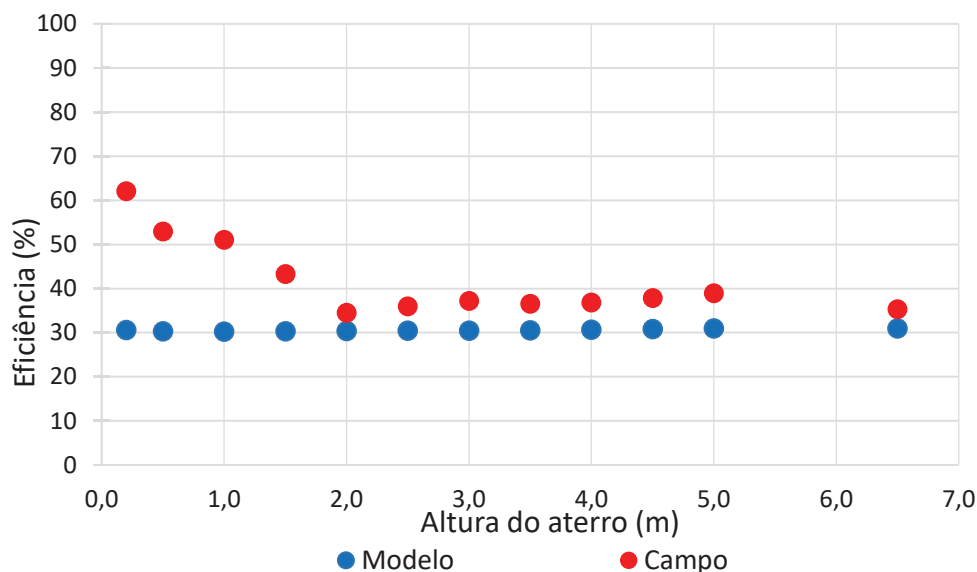
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Em casos como este, a eficiência esperada é menor do que 100%, pois já foram identificados significativos valores de tensão vertical em pontos de controle entre duas estacas, o que indica que o solo de fundação auxiliou as colunas no suporte das cargas provenientes do aterro. A eficiência calculada assume o valor de 30,99% aos 6,50m de aterro construído. O resultado indica que, para as condições de geometria e materiais estudada, as colunas suportam 30,99% das cargas verticais do aterro, mesmo ocupando apenas 15,52% da área superficial do solo de fundação. Uma explicação para este valor de eficiência, considerado baixo, é o fato de o solo de fundação não ter perdido o contato com o geossintético no período da análise (aproximadamente 60 dias) e também devido ao valor atribuído ao módulo de elasticidade do solo subjacente ao geossintético (argila compactada), estimado em 60MPa, conforme estudos de Sandroni (1991).

O Gráfico 7 apresenta as curvas da eficiência do aterro em função do alteamento do aterro obtidos a partir dos dados de campo e dos resultados da simulação computacional. Os valores de eficiência (E_f) extraídos do modelo mostram-se praticamente constantes ao longo da construção do aterro, assumindo valores em torno de 30%. Tal comportamento difere daqueles relatados nos estudos de Jenk *et al.* (2009) e Fagundes *et al.* (2017), onde E_f assume valores crescentes à medida que o aterro é construído. Entretanto, a condição verificada no modelo pode ter sido motivada pelos baixos valores de recalque do solo de fundação, possivelmente inibindo o arqueamento total do solo de aterro e gerando uma constante proporcionalidade entre força vertical no topo das colunas (F) e força vertical na área de influência das colunas $(\gamma H + W_s).S^2$.

Comparando os resultados das medições em campo e os do modelo computacional, percebe-se que ambos apresentam comportamentos notavelmente diferentes quando o aterro se encontra com alturas inferiores a dois metros. Ambas as curvas se aproximam e se comportam de maneira semelhante a partir de dois metros de altura do aterro. Na situação de campo, as medidas extraídas das células de tensão total no estágio inicial da construção do aterro (até dois metros de altura) podem ter sofrido influência da atividade de compactação do aterro. Segundo Ehrlich e Mitchell (1994), durante a compactação dos solos é gerada uma tensão vertical induzida no solo subjacente à superfície, até determinada profundidade (Z_c). Devido à natureza pétreia do material podem ter ocorrido tensões residuais induzidas verticais. Após a altura Z_c , a compactação não mais exerce influência significativa sobre as tensões medidas nas células de tensão total. As divergências ocorrem até aproximadamente 1,50m, bem próxima da altura crítica (1,40m) calculada por McGuire (2012), mostrando que o efeito do arqueamento do solo pode ser um indicativo de tais diferenças.

Gráfico 7 - Eficiência do aterro.



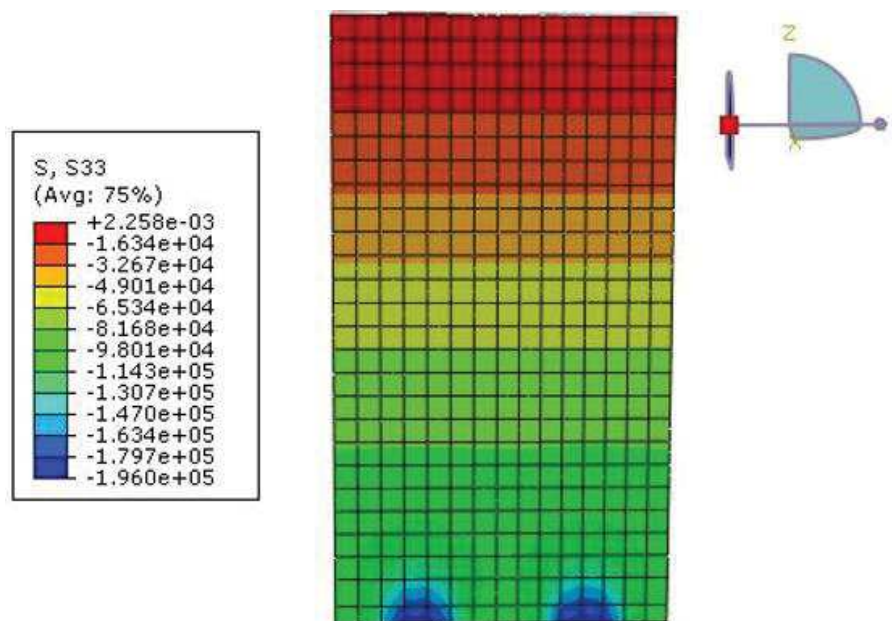
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

5.2 TENSÕES NO ATERRO

O estudo da distribuição de tensões no interior do aterro auxilia na compreensão dos fenômenos e mecanismos envolvidos na transferência de cargas verticais na estrutura, deste o topo deste até os elementos aos quais se apoia. Portanto, a análise das tensões no aterro é complementar à das tensões ocorrentes no topo das estacas e no subsolo, pois permite isolar o fenômeno do arqueamento (ocorrente no solo de aterro) das influências do efeito membrana (provocado pelo reforço basal através da geogrelha).

A Figura 49 apresenta a distribuição de tensões verticais no corpo do aterro através de um corte em um plano que passa pelo centro de duas colunas adjacentes. Observa-se que as tensões medidas no aterro são predominantemente de compressão e que apenas a porção mais superior apresenta tração da ordem de milésimo de Pascal, podendo ser considerada nula. A tensão vertical máxima ocorre na base do aterro, logo acima da região onde se encontram as colunas e atingem o valor de 196kPa. As tensões são decrescentes à medida que se afasta da base do aterro, o que é coerente, visto que cada superfície recebe o carregamento do peso próprio das camadas mais superiores e também verifica-se a questão do arqueamento das tensões.

Figura 49 - Distribuição de tensão vertical estática (S33, em Pa) no corpo do aterro - vista em corte.



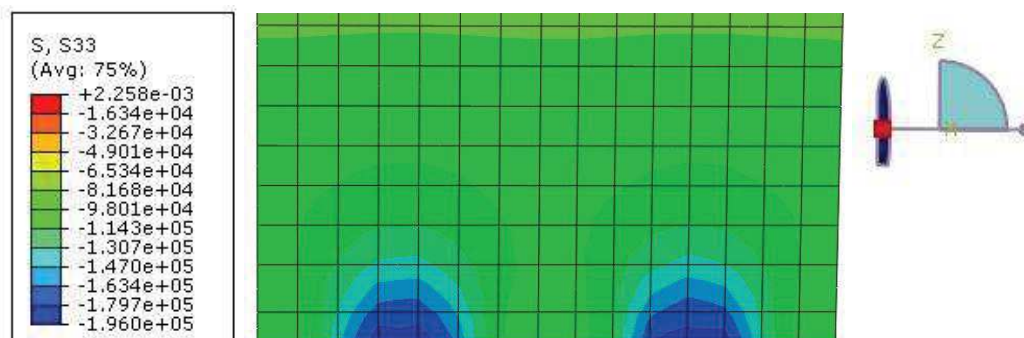
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Uma visão ampliada da Figura 49 é dada pela Figura 50, destacando a porção inferior do aterro. A imagem permite definir com mais clareza a formação das abóbadas de tensões em torno da região acima das colunas, evidenciando a ocorrência do arqueamento do solo a alturas inferiores à altura crítica. Em relação à distribuição de tensões verticais próximo à base, a ocorrência de tensões mais elevadas próximo às colunas e mais baixas no vão entre duas colunas verifica a condição prevista em van Eekelen *et al.* (2020) de triângulo invertido. Esta configuração é oposta à configuração considerada no método de Kempfert *et al.* (2004), onde a tensão vertical máxima no plano do topo das colunas ocorre no centro do vão entre estes elementos.

A Figura 51 também mostra a distribuição de tensões verticais no aterro, porém através de cortes transversais (plano XY) a diferentes alturas de aterro. Assim, é possível perceber o processo de homogeneização das tensões em cada plano, em função da distância do plano à base do aterro. A base (Figura 51a) apresenta contornos bastante nítidos indicando a concentração de tensões devido às colunas e a diminuição gradativa desta concentração em função da altura, como mostram os planos a 20cm (Figura 51b) e a 50cm da base (Figura 51c). Já os planos situados a partir de 1 metro da base, como a Figura 51d, apresentam tensões verticais homogêneas para determinada altura de aterro. Portanto, o que fica evidente é uma

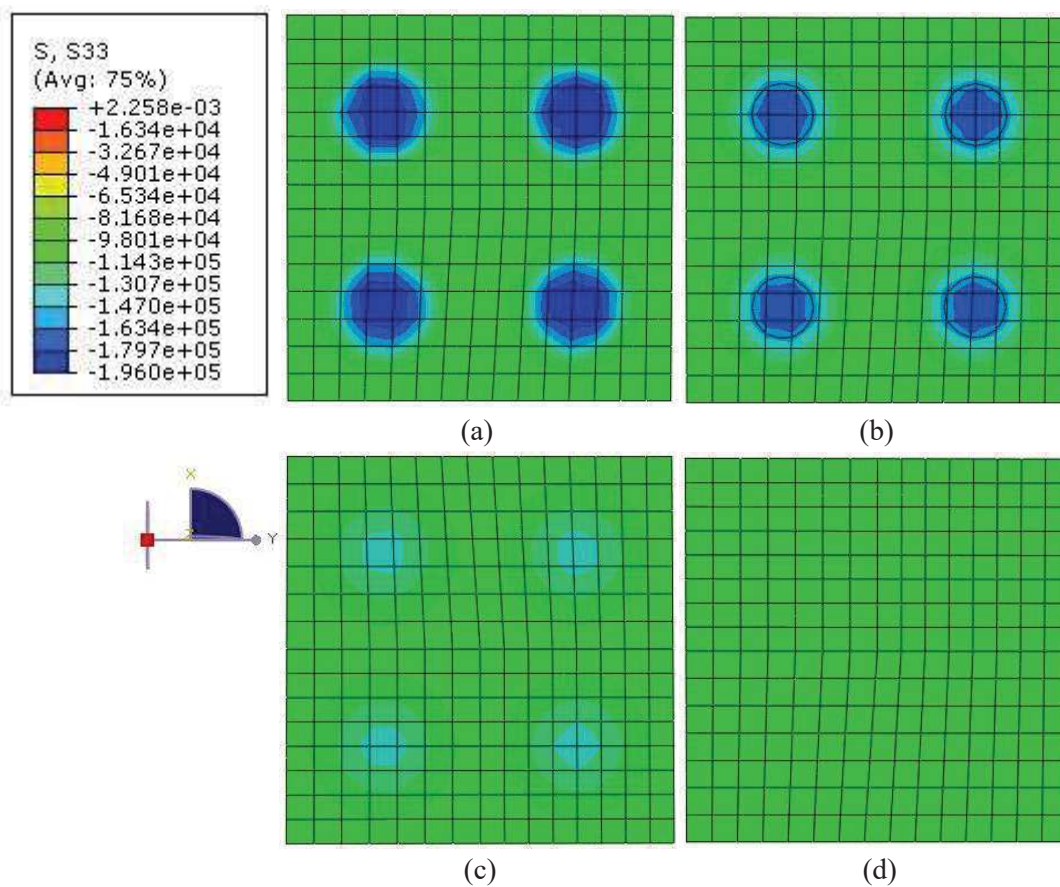
tendência de homogeneização, o que não quer dizer que a 1,0 metro da base as tensões são praticamente iguais.

Figura 50 - Tensões verticais na parte mais inferior do aterro (S33, valores em Pa) - vista em corte.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 51 - Tensões verticais a diferentes distâncias da base (S33, valores em Pa): tensões na base (a); a 20cm da base (b); a 50cm da base (c); e a 1 metro da base (d)



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

5.3 DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO ATERRO

Os deslocamentos verticais no modelo computacional são monitorados a partir de três conjuntos de pontos, agrupados de acordo sua projeção no plano XY. Do conjunto um (ρ_1 , vide Tabela 12) fazem parte os pontos de controle cuja projeção no plano horizontal coincide com o centro de uma coluna. Já os pontos do conjunto dois possuem projeções localizadas no ponto médio entre duas colunas (ρ_2 , vide Tabela 12); e o conjunto três, no centro geométrico entre quatro colunas (ρ_3 , vide Tabela 12). Foi alocado um ponto de cada conjunto na base do aterro e no topo de cada uma das 12 camadas de aterro. Assim, tem-se três pontos por altura e 13 alturas consideradas, totalizando 39 pontos de controle de deslocamento vertical.

Os dados colhidos a partir do modelo retornam o deslocamento vertical de determinado ponto no momento em que a altura do aterro atinge 6,50m, sendo que o deslocamento na direção Z (vertical) é denominado no ABAQUS como U3. Em geotecnia, o termo é equivalente ao recalque absoluto do solo naquele local (ρ), que nada mais é do que a distância entre a posição inicial e final das partículas de solo. De posse dos recalques absolutos, calcula-se os recalques diferenciais através da subtração dos recalques absolutos de dois pontos pertencentes a um plano. São os recalques diferenciais que oferecem um importante indicativo da condição de serviço da estrutura, já que recalques relativos entre partes dela são potenciais geradores de patologias.

Outra variável derivada dos recalques absolutos e diferenciais é a distorção angular (θ), que fornece uma medida de rotação da superfície a partir de dois pontos. O ângulo de distorção, em radianos, é obtido a partir da razão entre recalque diferencial e distância entre os pontos considerados. A Tabela 12 apresenta os recalques absolutos, diferenciais e distorção angular para os três pontos situados em cada uma das 13 superfícies consideradas.

Os recalques absolutos mostram-se progressivos, ou seja, quanto mais elevada a cota do ponto de controle, maior o deslocamento medido. Pode-se dizer, também, que não foram verificados recalques absolutos de grande magnitude: os valores estão na ordem de milímetros, sendo que o valor máximo é de 6,912mm e ocorre na superfície superior do aterro. As placas de recalque instaladas no campo fornecem dados equivalentes aos pontos 1, 2 e 3 na base do aterro ($H = 0$). Os valores de recalque absoluto de campo são de 7mm na localização do ponto 1 e 17mm nos pontos 2 e 3. Portanto, os valores de campo são maiores do que os recalques indicados pelo modelo computacional.

Tabela 12 - Recalques absolutos (ρ_i), recalques diferenciais ($\rho_i - \rho_j$) e distorção angular (θ_{ij}) ordenados por cota e respectiva camada de aterro – obtidos do modelo numérico.

Camada	Cota do ponto (m)	ρ_1 (mm)	ρ_2 (mm)	ρ_3 (mm)	$\rho_1 - \rho_2$ (mm)	$\rho_2 - \rho_3$ (mm)	$\rho_1 - \rho_3$ (mm)	θ_{12} (10^{-3} rad)	θ_{13} (10^{-3} rad)
Base	0,0	4,186	4,889	4,958	0,702	0,069	0,771	0,780	0,606
1	0,2	5,103	5,333	5,381	0,231	0,047	0,278	0,256	0,218
2	0,5	5,332	5,447	5,485	0,115	0,038	0,153	0,127	0,120
3	1,0	5,619	5,645	5,661	0,026	0,016	0,042	0,029	0,033
4	1,5	5,835	5,841	5,845	0,006	0,005	0,010	0,006	0,008
5	2,0	6,022	6,024	6,025	0,001	0,001	0,002	0,001	0,002
6	2,5	6,191	6,192	6,192	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	3,0	6,264	6,264	6,264	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	3,5	6,328	6,328	6,328	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
9	4,0	6,410	6,410	6,410	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
10	4,5	6,475	6,475	6,475	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
11	5,0	6,522	6,522	6,522	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
12	6,5	6,912	6,912	6,912	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Recalques mais elevados poderiam ser registrados no modelo caso este contemplasse as etapas de compactação que ocorrem durante a construção do aterro. Entretanto, assegurar a representatividade da modelagem da compactação seria necessária a medição contínua dos instrumentos instalados em campo, ou ao menos em frequências altas, várias vezes ao dia, para que os picos de tensão gerados pela passagem do rolo compactador pudessem ser captados pelas células de tensão total. Portanto, os valores obtidos de deformação possuem cunho qualitativo, ainda assim, mostram estabilização próxima à altura crítica de 1,40m, calculada com base em McGuire *et al.* (2012).

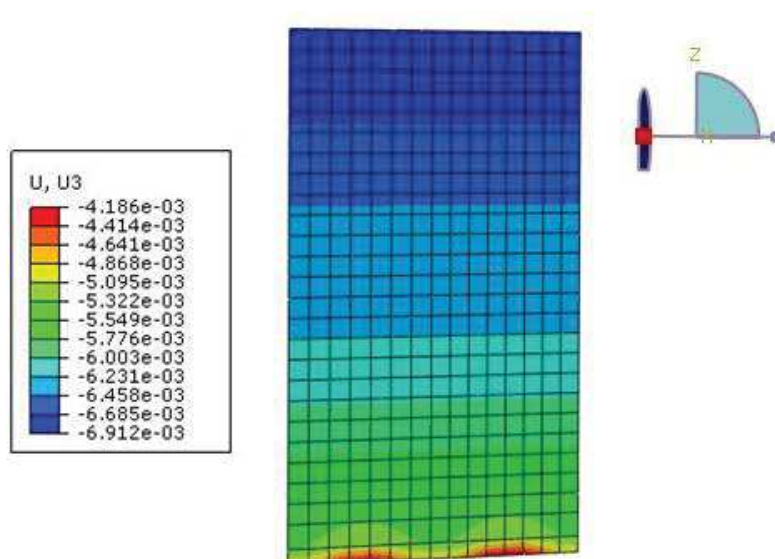
Os mais elevados recalques diferenciais coletados no software ABAQUS são da ordem de décimo de milímetro e ocorrem na base do aterro. Mais uma vez, o comportamento qualitativo verificado é coerente: recalques diferenciais em aterros estruturados devem ser decrescentes desde base até a altura crítica do aterro. Segundo McGuire *et al.* (2012), a partir da altura crítica, os recalques diferenciais na superfície devem ser nulos. Para a geometria da estrutura estudada, a altura crítica é de 1,40m. Observa-se que os pontos 1, 2 e 3 situados em um plano a 1,50m da base apresentam recalques diferenciais da ordem de centésimo e milésimo

de milímetro, podendo ser desprezados e que em planos a partir desta altura, diminuem até atingir valores nulos.

Quanto às distorções angulares calculadas, estas seguem a lógica dos recalques diferenciais: são máximas na base e diminuem à medida que se considera planos em cotas mais elevadas. São de baixa magnitude, desprezíveis próximo à altura crítica e nulos a partir de 2,50m da base do aterro.

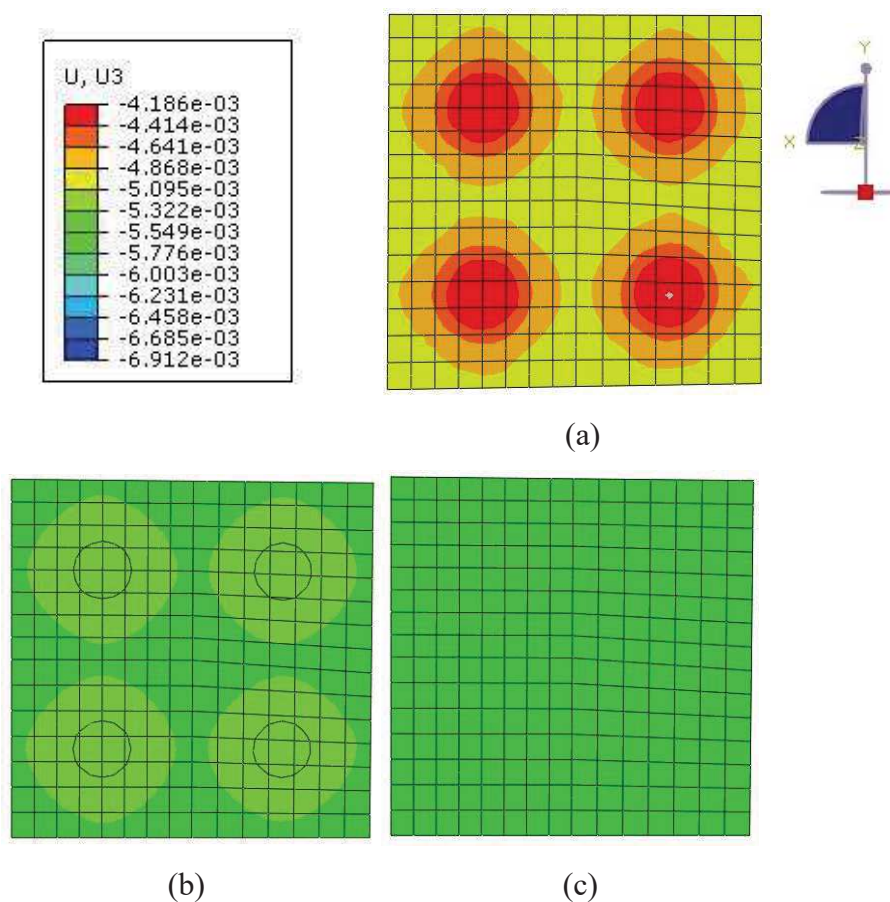
A Figura 52 e a Figura 53 representam graficamente a distribuição dos deslocamentos verticais, ou recalques absolutos, no aterro. A Figura 52 mostra uma vista em corte, através de um plano que passa pelo eixo central de duas colunas. Na imagem, é possível identificar um comportamento abobadado na região próxima à base e que logo em seguida se torna homogêneo, evidenciando a diminuição do recalque diferencial, como mencionado anteriormente. Já a Figura 53 apresenta três vistas em planta: uma na base do aterro (a), outra num plano a 20 centímetros da base (b) e uma última a 50 centímetros da base (c). Estas imagens reafirmam a diminuição do recalque diferencial e aumento do recalque absoluto em função da cota z do plano. Como a representação de cores refere-se a um intervalo e não a valores precisos, já a 50 centímetros da base não é possível detectar visualmente os recalques diferenciais, por se tornarem próximos a ponto de pertencerem a um mesmo intervalo da escala.

Figura 52 - Deslocamentos verticais no aterro (U3, valores em metros) - vista em corte.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 53 - Deslocamentos verticais (U_3 , valores em metros): na base do aterro (a); a 20cm da base (b) e a 50cm da base (c).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

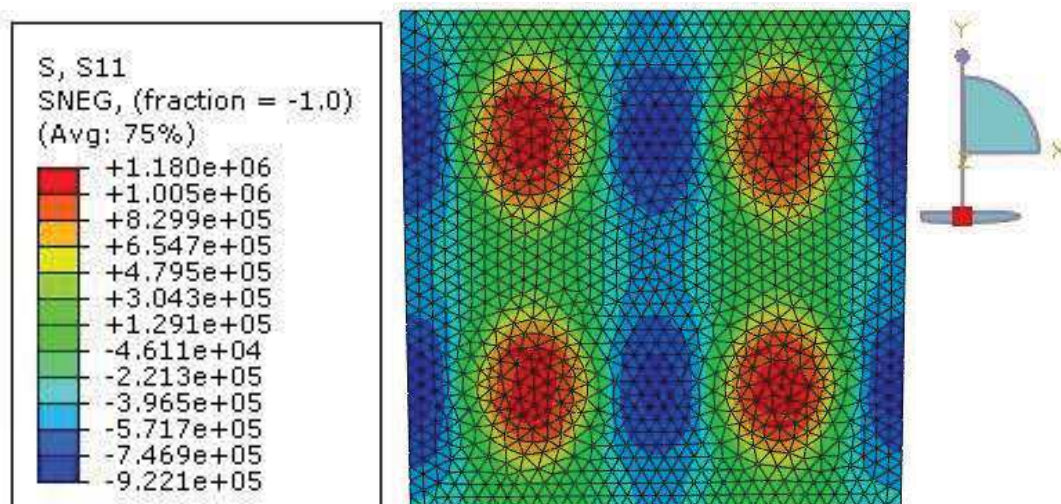
5.4 TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO REFORÇO GEOSSINTÉTICO

Neste tópico o objeto de estudos é o geossintético utilizado como reforço basal do aterro, no caso, geogrelha biaxial. São observadas as tensões absorvidas pelo material e as deformações decorrentes do carregamento, em função da superfície representada no modelo computacional.

5.4.1 Tensões no geossintético

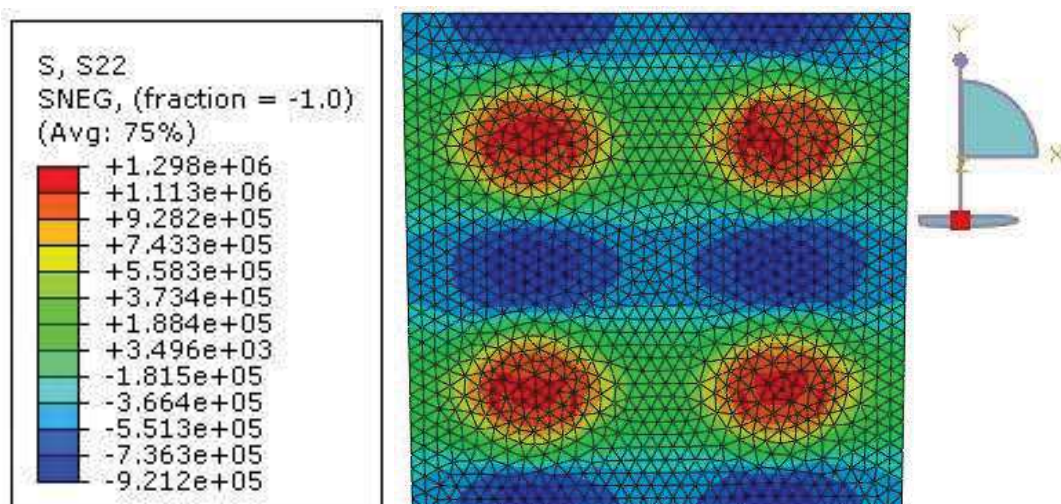
Por apresentar alta rigidez em duas direções principais e pequena espessura, a geogrelha, modelada como material ortotrópico laminar, apresentou tensões não nulas no plano xy e ausência de tensões no eixo z . A Figura 54 e a Figura 55 mostram as tensões principais nas direções y (S_{11}) e x (S_{22}), respectivamente.

Figura 54 - Tensões no geossintético - eixo y (S11, valores em Pa).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Figura 55 - Tensões no geossintético - eixo x (S22, valores em Pa).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Como esperado, tem-se uma configuração quase simétrica da distribuição de tensões na superfície, ao comparar S11 (Figura 54) a S22 (Figura 55), lembrando que a geometria da estrutura, assim como as condições de contorno impostas nas bordas do modelo, atribuem a ele tal condição de simetria, porém os módulos de rigidez não são rigorosamente iguais nas direções x e y, como visto no capítulo 4. A geogrelha é biaxial, com módulo de rigidez na mesma ordem de grandeza – mas não iguais – nas direções x e y.

É importante destacar que, segundo o modelo, atuam tensões de tração e de compressão sobre a geogrelha. Entretanto, o material não apresenta significativa resistência quando solicitado à compressão. Desse modo, a representação da compressão tem a finalidade de

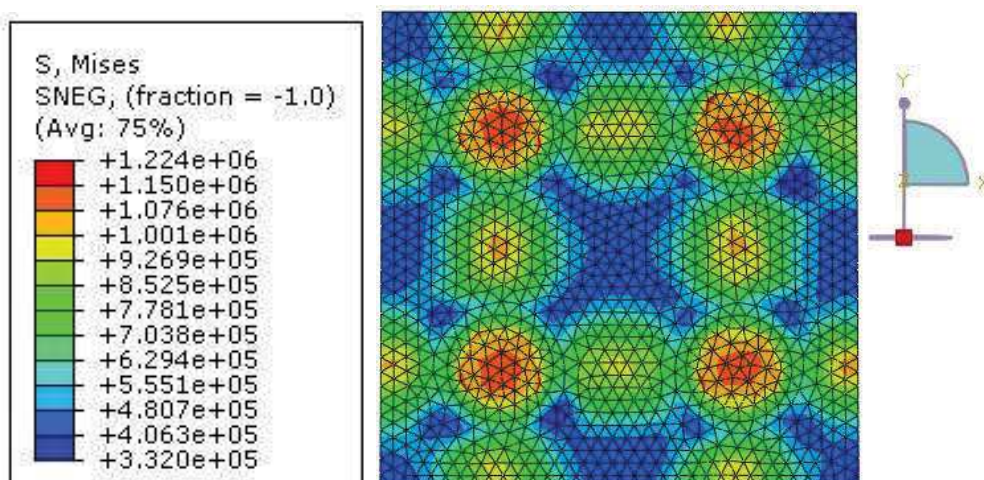
fornecer informações de caráter qualitativo, apontando em quais regiões e em que magnitude tais tensões ocorreriam na condição de campo. No caso, a compressão predomina nas áreas em azul, exclusivamente em regiões onde a geogrelha se apoia em solo deformável. Já as regiões tracionadas encontram-se apoiadas sobre colunas e em regiões entre duas colunas, no eixo considerado. O módulo da tensão de tração chega a 1.180kPa no eixo y e 1.298kPa no eixo x.

As tensões de von Mises para a condição bidimensional são calculadas a partir da Equação 5.3 e fornecem um parâmetro de potencial de ruptura do material, baseado na energia de distorção de um elemento. Sabendo que um elemento sofre deformação devido a um estado de tensões e que as tensões não hidrostáticas (tensões principais diferentes entre si) causam a distorção do elemento, ocorrerá falha se a energia associada à mudança de forma exceder a energia de distorção máxima do material. A tensão de Mises representa uma tensão equivalente sob a qual a energia de distorção associada a um ensaio de tração uniaxial é equivalente à situação do carregamento multiaxial (no caso da geogrelha, um carregamento bi-axial) representado.

$$\sigma_e = \sqrt{\sigma_1^2 - \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_2^2} \quad (5.3)$$

A Figura 56 apresenta as tensões de Mises ($S, Mises$) na geogrelha obtida pelo modelo computacional. Utilizando a tensão de von Mises é possível contemplar em uma só figura as duas tensões axiais atuantes no elemento geossintético, representado pelo elemento de casca. As tensões variam de 332kPa a 1.224kPa. Os valores máximos ocorrem nas regiões sobre colunas, seguido pelas regiões entre duas colunas. Já os valores mínimos são observados em regiões entre quatro estacas. Segundo tal configuração, o menor potencial de ruptura da geogrelha ocorre nas regiões em azul (entre quatro estacas), enquanto regiões sobre colunas e entre duas colunas são mais passíveis de falhas, ou seja, são as mais solicitadas.

Figura 56 - Tensões de von Mises para a geogrelha (S, Mises, Valores em Pa).



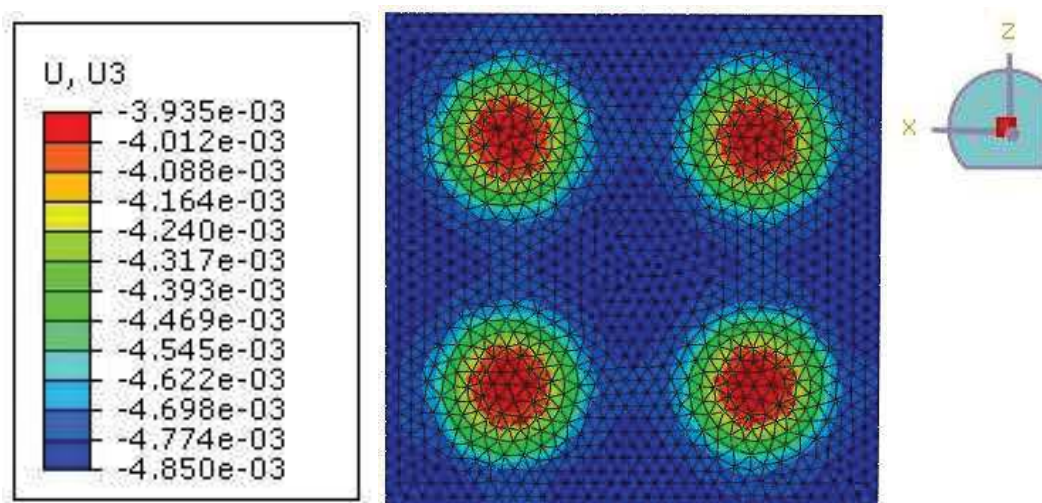
Fonte: Elaborado pela autora (2021).

5.4.2 Deformações no geossintético

As deformações na geogrelha são resultado do estado de tensões ao qual o material está submetido e estão diretamente relacionadas ao carregamento do aterro e à condição de rigidez heterogênea da superfície à qual se apoia. São observados deslocamentos nas três direções principais (x, y e z), sendo que neste estudo será dada maior ênfase aos deslocamentos verticais (eixo z), por apresentar um bom indicador do comportamento da geogrelha e da sua interação com os demais componentes. Ademais, os deslocamentos no plano xy (U1 e U2) são da ordem de centésimo a milésimo de milímetro, podendo ser considerados desprezíveis dadas as proporções dos demais esforços e da estrutura em si.

A Figura 57 apresenta a configuração dos deslocamentos verticais (representado no ABAQUS por U3) na superfície da geogrelha. Os deslocamentos estão na ordem de milímetros (entre 3,935mm e 4,850mm), todos no sentido descendente (vertical para baixo, ou seja, sentido negativo do eixo z). Os menores deslocamentos ocorrem na área em contato com as colunas de solo-cimento (regiões em vermelho), enquanto os maiores ocorrem à meia distância entre duas colunas (áreas em azul). Entre ambos os extremos, os deslocamentos variam gradativamente, em função da distância da borda da coluna. O comportamento demonstra que a elevada rigidez das colunas de solo-cimento age contendo o deslocamento vertical da geogrelha. Tais deslocamentos possuem cunho qualitativo, visto que podem ser maiores devido ao efeito da compactação que não foi modelada.

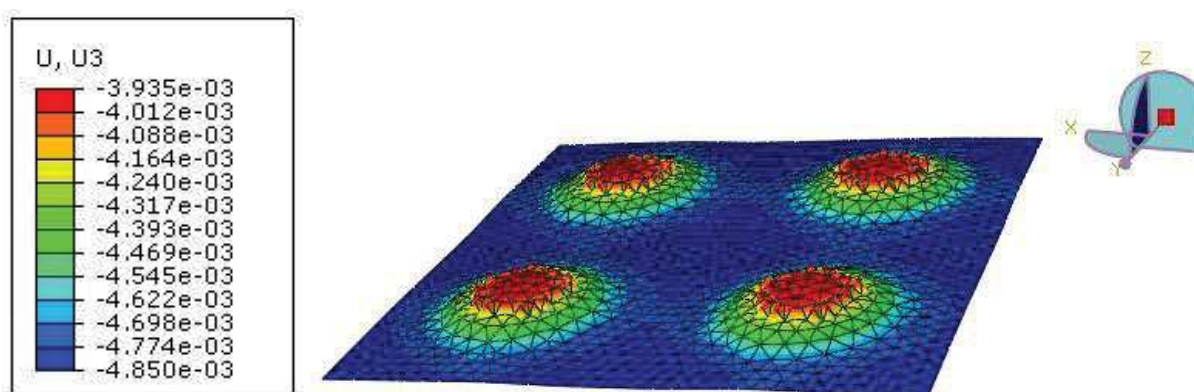
Figura 57 - Deslocamentos verticais na superfície da geogrelha (U3, valores em metros).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Figura 58 apresenta, em perspectiva isométrica, uma forma mais visual dos deslocamentos verticais na geogrelha. Na imagem, os deslocamentos foram aumentados em 500 vezes e representados no espaço. As regiões proeminentes evidenciam a presença e a forma circular das colunas DSM sob a geogrelha.

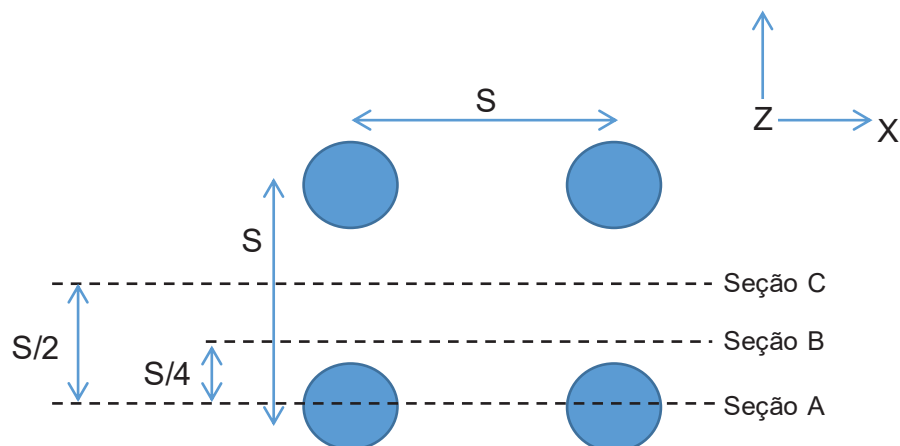
Figura 58 - Deslocamentos verticais na superfície da geogrelha (U3, valores em metros) - perspectiva isométrica e condição deformada aumentada em 500 vezes.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

A Figura 59 mostra três cortes transversais na estrutura e a Figura 60 ilustra os deslocamentos verticais obtidos para o geossintético em cada uma das seções. As deformadas foram aumentadas em 500 vezes de forma a permitir uma melhor visualização.

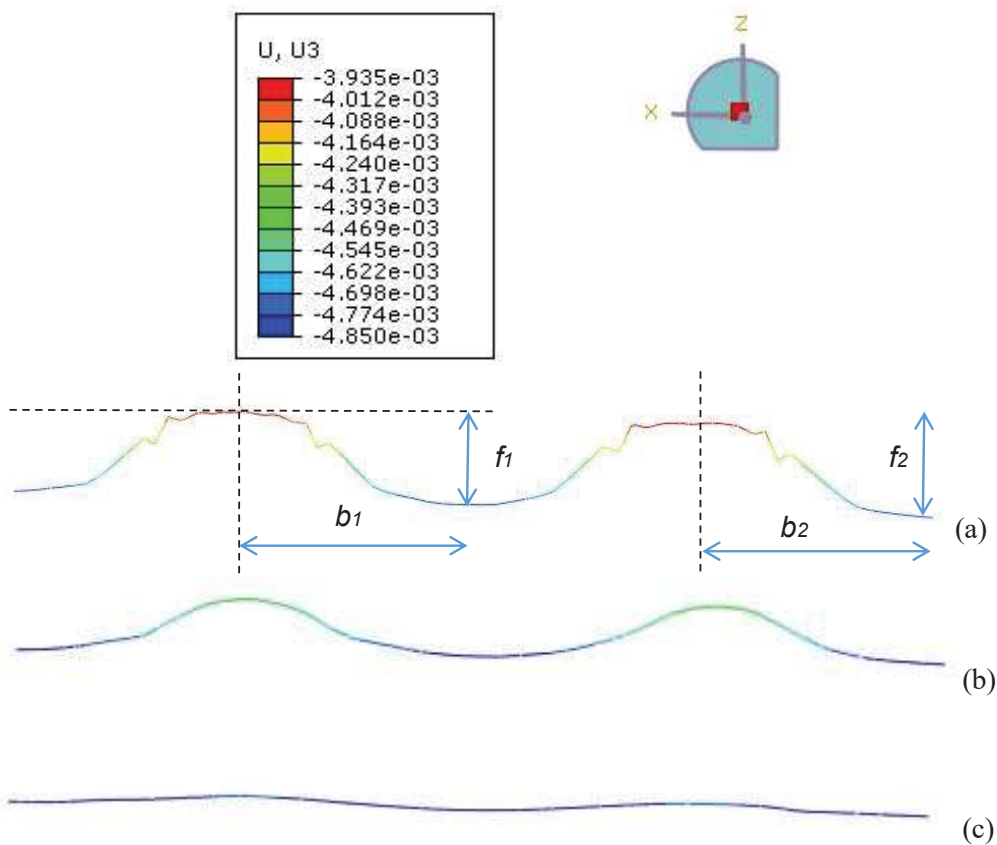
Figura 59 - Localização das seções transversais A, B e C.



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

As deformadas da geogrelha no plano xz, nas seções indicadas na Figura 59, são apresentadas na Figura 60. A Figura 60a mostra a deformada relativa à seção A, a Figura 60b mostra a deformada relativa à seção B e a Figura 60c mostra a deformada relativa à seção C.

Figura 60 - Seção deformada da geogrelha, aumentada 500 vezes (deslocamentos verticais, U_3 , em metros).



Fonte: Elaborado pela autora (2021).

Observa-se a partir da Figura 60 que os deslocamentos verticais máximos no eixo z são similares, sendo representados pela cor azul na escala de cores. O que se observa é a mudança nos padrões das deformadas. Na seção C percebe-se uma constância nos valores de deslocamentos verticais, ao passo que na seção A ocorre uma alteração no padrão, conforme esperado, devido à presença das colunas. Além disso, percebe-se que o deslocamento da geogrelha em cada ponto é diretamente relacionado à sua posição em relação ao centro das colunas DSM.

Analisando a Figura 60a observa-se que há uma similaridade expressiva em termos do valor da flecha na posição entre colunas (f_1) e na borda do modelo (f_2). De forma similar a Figura 60a mostra ainda que a distância da flecha em relação ao centro da coluna dada por b_1 é similar à distância b_2 . Esta condição permite avaliar a efetividade das condições de contorno aplicadas ao geossintético. Restringiu-se apenas a translação no sentido perpendicular a cada borda, permitindo translação nos outros sentidos e rotação nas três direções principais. Pode-se dizer, através da observação da Figura 60, que o recurso utilizado para estabelecer as condições de contorno do geossintético foi adequado e representativo de um todo maior.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O capítulo de considerações finais é dividido em dois tópicos. No primeiro deles, resume-se brevemente o trabalho desenvolvido e destacam-se as principais considerações extraídas das análises realizadas a partir dos resultados coletados do modelo computacional e das comparações realizadas entre a simulação, condição de campo e cálculo analítico. No tópico seguinte, são dadas sugestões para o aprimoramento do modelo computacional passíveis de serem desenvolvidas em trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

A técnica de aterros estruturados constitui-se uma interessante solução para a construção em regiões de solos moles e muito moles, cuja aplicação confere agilidade à obra e eliminação de recalques diferenciais na superfície do aterro. Com o intuito de contribuir para o aprimoramento da técnica, realizaram-se análises comparativas entre as condições de campo, modelo computacional e métodos analíticos da literatura. Para tal utilizou-se um modelo computacional do conjunto aterro, geogrelha, coluna DSM e solo. As principais características do modelo proposto são a representação da geogrelha como material ortotrópico laminar, análise de um conjunto de quatro estacas mais solo adjacente, com condições de simetria instituídas como condições de contorno das quatro faces laterais e aterro adicionado em camadas. Utilizou-se o software ABAQUS, em método dos elementos finitos. O modelo computacional simula a condição de campo da obra de ampliação da pista do Aeroporto Salgado Filho. Através de análises comparativas entre os resultados do modelo computacional, da obra instrumentada e de valores previstos por métodos analíticos, avaliaram-se as tensões de tração da geogrelha, a distribuição de tensões verticais e a ocorrência de deslocamentos verticais na estrutura.

A partir das análises realizadas, destacam-se as seguintes conclusões:

- a) O modelo computacional mostrou-se eficaz ao reproduzir a condição de campo, respeitadas as limitações previstas no desenvolvimento do estudo. Observou-se boa aproximação entre os valores de tensão vertical medidos em campo e os resultados da modelagem, o que constitui condição satisfatória para a validação do modelo computacional.

- b) A distribuição de tensões verticais no corpo do aterro do modelo computacional ocorreu de acordo com a configuração prevista por van Eekelen *et al.* (2020): as tensões verticais máximas foram observadas no topo das colunas, enquanto as mínimas, em regiões entre colunas, verificando a formação do triângulo invertido.
- c) Analisando o geossintético modelado, pode-se dizer que as condições mais críticas tanto em termos de tensão quanto de deformação ocorrem próximo ao perímetro das estacas. Reafirma-se, portanto, a necessidade de o projetista considerar o potencial de dano ao material nesta região.
- d) Obteve-se o valor de 31% de eficiência do aterro, segundo o modelo computacional, o que indica certa concentração de tensões em torno das estacas e consequente alívio do solo de fundação (as estacas suportaram 31% das cargas verticais, ocupando apenas 15,52% da superfície à qual o aterro se apoia). O valor encontrado é coerente para o problema estudado, visto que o solo de fundação foi tratado e apresentou-se pouco compressível.
- e) Embora os métodos analíticos forneçam a tensão atuante no geossintético de forma homogênea, a modelagem computacional mostrou que existem regiões mais solicitadas que outras e há uma simetria na distribuição das tensões de tração no geossintético, conforme esperado para o problema estudado.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste estudo, a modelagem de um aterro estaqueado reforçado através do ABAQUS constituiu uma importante ferramenta para o entendimento dos esforços e mecanismos envolvidos na estrutura. Destaca-se que, no contexto deste trabalho, o modelo computacional apresentado reproduziu satisfatoriamente a condição de campo. Entretanto, existem ainda pontos de melhoria a serem incorporados ao modelo, de modo a representar a condição de campo de maneira mais assertiva. Assim, são listadas a seguir algumas sugestões para pesquisas futuras.

- a) Análise paramétrica das propriedades físicas e mecânicas do rachão: não se tem registro de ensaios ou especificações envolvendo o rachão utilizado na obra, tendo sido adotados parâmetros obtidos da literatura. Uma abordagem mais indicada seria a realização de uma análise paramétrica para a obtenção do ângulo de atrito, ângulo de dilatância e peso

específico do material, considerando a importância desta camada (é através dela que o fenômeno do arqueamento ocorreu).

- b) Análise paramétrica do módulo de elasticidade do solo de fundação: no trabalho, adotou-se um módulo de elasticidade obtido através da correlação com o N_{spt} de campo. A análise paramétrica deste parâmetro poderia auxiliar no refinamento do modelo computacional, principalmente no que se refere aos recalques do aterro e flecha do geossintético.
- c) Incluir na simulação a camada de areia instalada na base do aterro, de forma que o geossintético esteja localizado no centro desta camada. Apesar de possuir baixa espessura (20cm), esta camada tem um importante papel na manutenção da integridade do geossintético, protegendo quanto ao dano provocado pelo atrito com a extremidade das colunas, portanto seria interessante avaliar o impacto de tal camada. Além disso, as tensões medidas nos pontos de controle abaixo e acima do geossintético também poderiam ser impactadas, de forma a se aproximar das medidas de campo, visto a aproximação das condições simuladas com as reais.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. S.; EHRLICH, M.; SPOTTI, A. P.; MARQUES, M. E. S.. Embankment supported on piles with biaxial geogrids. **Proceedings Of The Institution Of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, [S.L.], v. 160, n. 4, p. 185-192, out. 2007. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geng.2007.160.4.185>.
- ALMEIDA, M.S.S.; MARQUES, M. E. S.; ALMEIDA, M. C. F.; MENDONÇA, M. B. **Performance of Two “Low” Pile Embankments with Geogrids at Rio de Janeiro**, Em: Proceedings of First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Cancun, Mexico, p. 1285 – 1295., 2-5 Março de 2008.
- ALMEIDA, M.; MARQUES, M. **Aterros sobre solos moles: projeto e desempenho**. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 2010. v.1, 254p.
- ALMEIDA, M. S. S.; FAGUNDES, D. F.; THOREL, L.; BLANC, M.. Geosynthetic-reinforced pile-embankments: numerical, analytical and centrifuge modelling. **Geosynthetics International**, [S.L.], v. 27, n. 3, p. 301-314, jun. 2020. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.19.00011>.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-cimento: ensaio de compressão simples em corpos de prova cilíndricos - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2012. 2 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10319**: Geossintéticos – Ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro: ABNT, 2013. 11 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10321-1**: Geossintéticos Parte 1 – Termos e Definições. Rio de Janeiro: ABNT, 2021. 9 p.
- ÁVILA, C. T. B. **Aterro estruturado sobre colunas com mistura solo-cimento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora. 2021.
- BLANC, M.; RAULT, G.; THOREL, L.; ALMEIDA, M. S. S. **Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network**. *Geotextiles and Geomembranes.*, 39, pp. 92 – 105, 2013.
- BORBA, A. M. **Análise de desempenho de aterro experimental na vila Pan-Americana**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE/UFRJ. COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2007.
- BRIANÇON, L; FAUCHEUX, G. J ANDROMEDA. Full-scale Experimental Study Of An Embankment Reinforced By Geosynthetics And Rigid Piles Over Soft Soil. In: EUROPEAN GEOSYNTHETIC CONFERENCE, 4., 2008, Edinburgh. **Anais...** Edinburgh: Eurogeo 4, 2008. p. 551-561.

JONES, C J F P; LAWSON, C R; AYRES, D J. Geotextile reinforced piled embankments. In: 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTEXTILES, GEOMEMBRANES AND RELATED PRODUCTS, 3, 1990, Roterda. **Anais...** Roterda, Hoedt, Den, v. 3, 1990, p. 155-160.

BRIANÇON, L.; SIMON, B.. Performance of Pile-Supported Embankment over Soft Soil: full-scale experiment. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 138, n. 4, p. 551-561, abr. 2012. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0000561](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000561).

BRIANÇON, L.; SIMON, B.. Pile-supported embankment over soft soil for a high-speed line. **Geosynthetics International**, [s.l.], p. 1-13, 20 fev. 2017. Thomas Telford Ltd. <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.17.00002>.

BRITISH STANDARD, BS 8006: **Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills**. British Standard Institution (BSI), ISBN 978-0-53842-12010, U.K. 2010

BRITISH STANDARD, BS 8006-1: **Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills**. British Standard Institution (BSI), U.K. 1995.

BRITISH STANDARD, BS 8006-1. **Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Others Fills**, British Standard Institution, ISBN 978-0-580-53842-1. UK. 2017.

CHEN, R.p.; WANG, Y.w.; YE, X.w.; BIAN, X.c.; DONG, X.p.. Tensile force of geogrids embedded in pile-supported reinforced embankment: a full-scale experimental study. : A full-scale experimental study. **Geotextiles And Geomembranes**, [s.l.], v. 44, n. 2, p. 157-169, abr. 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.08.001>.

COPPETEC. **Consultoria técnica para avaliação de soluções da Pista de Pouso e Decolagem do Aeroporto de Porto Alegre**. Porto Alegre: COPPETEC, 09 de setembro de 2019. 91 p. (PEC-22596).

COPPETEC. Relatório **R3E: Análise dos resultados das leituras dos instrumentos**. Porto Alegre: COPPETEC, 08 de setembro de 2020. 25 p. (PEC-22596).

FILZ, G. M.; SMITH, M. E. **Design of Bridging Layers in Geosynthetic-Reinforced Column Supported Embankments**. Charlottesville, Virginia, U. S.: Virginia Transportation Research Council, abril de 2006. 48p. (VTRC 06-CR12).

DEN BOOGERT, T. J. M. **Piled embankments with geosynthetic reinforcement – numerical analysis of scale model tests**. Dissertação de mestrado. Delft: Delft University of Technology, Netherlands, 2011, 202p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **PRO 381**: Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias. Rio de Janeiro. 1998. 34 p.

EBGEO. Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements – *EBGEO*. Jhon Wiley & Sons. ISBN 978-3-433-02983-1. Germany. 2011.

ELLIS, E.; ASLAM, R. Arching in piled embankments: Comparison of centrifuge tests and predictive methods—Part 2 of 2. *Ground Engineering*, [S. L.], v. 42, n. 7, p. 28-30, jun. 2009.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K.. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. *Journal Of Geotechnical Engineering*, [S.L.], v. 120, n. 4, p. 625-645, abr. 1994. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1994\)120:4\(625\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1994)120:4(625)).

FAGUNDES, D.F. **Modelagem centrífuga de aterros estruturados**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 2016, 274 p.

FAGUNDES, D. F.; ALMEIDA, M. S.s.; THOREL, L.; BLANC, M. Load transfer mechanism and deformation of reinforced piled embankments. *Geotextiles And Geomembranes*, [S.L.], v. 45, n. 2, p. 1-10, abr. 2017. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.11.002>.

FHWA. **Friction angles of open-graded aggregates from large-scale direct shear testing**. U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION: Virgínia. 2013. Publication n° FHWA-HRT-13-068. 8p.

FHWA. **Strength characterization of open-graded aggregates for structural backfills**. U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION: Virgínia. 2015. Publication n° FHWA-HRT-15-034.

FILZ, G. M.; SLOAN, J. A.; MCGUIRE, M. P.; SMITH, M.; COLLIN, J. Settlement and Vertical Load Transfer in Column-Supported Embankments. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, [S.L.], v. 145, n. 10, p. 04019083, out. 2019. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002130](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002130).

FONSECA, E. C. A. **Estudo Experimental do Comportamento de Aterros Estaqueados Reforçados com Geossintéticos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Publicação G.TD-129/17. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 2017. 147 p.

GIROUT, Romain; BLANC, Matthieu; THOREL, Luc; FAGUNDES, Diego F.; ALMEIDA, Márcio S. S.. Arching and Deformation in a Piled Embankment: centrifuge tests compared to analytical calculations. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, [S.L.], v. 142, n. 12, p. 04016069, dez. 2016. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001557](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001557).

GIROUT, R.; BLANC, M.; THOREL, L.; DIAS, D.. Geosynthetic reinforcement of pile-supported embankments. *Geosynthetics International*, [S.L.], v. 25, n. 1, p. 37-49, fev. 2018. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.17.00032>.

HARTMANN, D.A. **Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 153, 2012.

HEWLETT, W.J. e RANDOLPH, M. F., **Analysis of Piled Embankment**, *Ground Engineering*, V. 21, n. 3, 12 – 18, 1988.

HOSSEINPOUR, I.; ALMEIDA, M. S. S.; RICCIO, M.. Full-scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns. **Geosynthetics International**, [S.L.], v. 22, n. 6, p. 428-438, dez. 2015. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.15.00023>.

HUESKER. **Grid-tensile test: Fortrac®110/110-25MT (SE) – Test n° P192/1222**. Deutsche: HUESKER, 14 de novembro de 2019. 2 p. (PR190502001).

HUESKER. **Grid-tensile test: Fortrac®140/140-25MT (SE) – Test n° P192/1228**. Deutsche: HUESKER, 19 de novembro de 2019. 2 p. (PR190501001).

IBGE. IBGE em parceria com a Marinha do Brasil lança o Atlas Geográfico das Zonas Costeiras e Oceânicas. **Portal de notícias IBGE**. p. 1-1. 5 dez. 2011. Disponível em: <<https://censo2010.ibge.gov.br/noticias-censo.html?busca=1&id=1&idnoticia=2036&t=ibge-parceria-marinha-brasil-lanca-atlas-geografico-zonas-costeiras-oceanicas&view=noticia>>. Acesso em 30 abril 2020.

INFRAWAY ENGENHARIA. **Pista de Pouso e Decolagem – Terraplanagem - Planta - Seções transversais - Projeto 41/50**. Porto Alegre: Infraway Engenharia, 2019. 1 p. (SBPA-PPD-104-3189-0D-601).

JENCK, O., DIAS, D., and KASTNER, R., **Three-dimensional numerical modeling of a piled embankment**. *International Journal of Geomechanics*, v. 9, n. 3, p. 102-112, 2009.

JENNINGS, K.; NAUGHTON, P. J. 2012. Similitude Conditions Modeling Geosynthetic-Reinforced Piled Embankments Using FEM and FDM Techniques. **ISRN Civil Engineering, Article**, ID 251726, 2012, p. 756-765.

KEMPFERT, H-G., GÖBEL, C., ALEXIEW, D. e HEITZ, C., **German Recommendations for reinforced Embankments on Pile-Similar Elements**, Em: Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, Munique, pp. 279 – 284.,2004.

KEMPTON, G., RUSSELL, D., PIERPOINT, N. D. e JONES, C. J. F. P.. **Two-and three-dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments**. Em: Proc., 6th Int. Conf. on Geosynthetics. Atlanta: Industrial Fabrics Association International, 1998. p. 767-772.

MCGUIRE, M. P. **Critical height and surfasse deformation of column-supported embankments**. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg. U.S.A. 2011. 392p.

MC GUIRE, M.; SLOAN, J.; COLLIN, J.; FILZ, G. Critical Height of Column-Supported embankments from Bench-Scale and Field-Scale Tests. **ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels**, 2012.

MELLO, L. G. R.; FARIAS, M. M.; PALMEIRA, E. M. Estudo Numérico e Analítico de Aterros Estaqueados. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG, 13, 2006. **Anais...** 6p.

MELLO, L.G.; MONDOLFO, M.; MONTEZ, F.; TSUKAHARA, C.N.; BILFINGER, W. First Use of Geosynthetic Encased Sand Columns in South America. In: THE FIRST PAN-AMERICAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE & EXHIBITION, Cancun. **Anais...**Cancun, México, 2008, p.1332-1341.

NAUGHTON, P. J.; KEMPTON, G. T.. Comparison of Analytical and Numerical Analysis Design Methods for Piled Embankments. **Contemporary Issues In Foundation Engineering**, [s.l.], p. 1-10, 9 out. 2005. American Society of Civil Engineers, ASCE. [http://dx.doi.org/10.1061/40777\(156\)11](http://dx.doi.org/10.1061/40777(156)11).

OKYAY, U. S.; DIAS, D.; THOREL, L.; RAULT, G.. Centrifuge Modeling of a Pile-Supported Granular Earth-Platform. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [S.L.], v. 140, n. 2, p. 04013015, fev. 2014. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0001004](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0001004).

PALMEIRA, Ennio Marques. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. São Paulo: Oficina de Textos, 2018. 368 p. ISBN 978-8579752988.

REUSSLER, L. A. **Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento**. 2007. 129 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes, Usp, São Paulo, 2007.

RODRIGUES, L. F. N. **Estudo do Cisalhamento em Colunas Granulares Encamisadas**. 2020. 146 p. Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2020.

ROWE, R. Kerry; LIU, K.-w.. Three-dimensional finite element modelling of a full-scale geosynthetic-reinforced, pile-supported embankment. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 52, n. 12, p. 2041-2054, dez. 2015. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2014-0506>.

RUSSEL, D; PIERPOINT, N. An assessment of design methods for piled embankments. **Ground Engineering**, [S.L.], v. 30, n. 10, p. 39-44, abr. 1997.

RUSSEL, D; NAUGHTON, P; KEMPTON, P. A new design procedure for piled embankments. In: 56TH CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE AND THE NAGS CONFERENCE, Winnipeg, **Anais...** 54., 2003, Winnipeg, VB, 2003. p. 858-865.

SANDRONI, S. S.; DEOTTI, L. O. G. Instrumented test embankments on piles and geogrid platforms at the Panamerican Village, Rio de Janeiro. In: PAN AMERICAN GEOSYNTHETICS CONFERENCE & EXHIBITION, Cancún, **Anais...**2008. Cancún, México.

SANTOS, T. A.; SPECHT, L. P.; PINHEIRO, R. J. B.; CERATTI, J. A. P.; BRITO, L. A. T.. Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. **Transportes**, [S.L.], v. 27, n. 1, p. 48-64, 30 abr. 2019. <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v27i1.1531>

SLOAN, J.; FILZ, G.; COLLIN, J. A Generalized Formulation of the Adapted Terzaghi Method of Arching in Column-Supported Embankments. In: GEO-FRONTIERS CONGRESS, Dallas, Texas, US. **Geo-Frontiers 2011**. Dallas: American Society Of Civil Engineers, 2011. p. 798-805.

SLOAN, J. **Column-supported embankments: full-scale tests and design recommendations**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Virginia Polytechnic Institute And State University, Blacksburg, VA, p. 266, 2011.

SPOTTI, A. P. **Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006. 394 p.

TAN, S. A.; OO, K. K. Finite Element Modeling of Stone Columns – A Case History. In: Proceedings of 16th ICSMGE, 2005, Osaka, Japão. **Anais [...]**. Osaka: 2005. v. 3, p. 1425-1428.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: Ed. John Wiley & Sons, 1943, 510p.

TOPOLNICKI, M. **Design and execution practice of wet Soil Mixing in Poland**. Int. Symp. on Deep Mixing & Admixture Stabilization, Okinawa, 19-21 May. 2009. p. 195-202.

VAN EEKELEN, S.J.M., BEZUIJEN, A., LODDER, H.J., VAN TOL, A.F., **Model experiments on piled embankments. Part II**. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 32, p. 82-94, 2012.

VAN EEKELEN, S. J. M., BEZUIJEN, A., VAN TOL, A.F. **An analytical model for arching in piled embankments**. *Geotextiles and Geomembranes.*, 39, pp. 78 – 102, 2013.

VAN EEKELEN, S. J. M.; ALMEIDA, M. S. S.; BEZUIJEN, A. European analytical calculations compared with a full-scale Brazilian piled embankment. In: PROCEEDINGS OF 10ICG, 2014, Berlin. **Anais [...]**. Berlin, Alemanha, paper number 127.

VAN EEKELEN, Suzanne J M. **Basal Reinforced Piled Embankment: experiments, field studies and the development and validation of a new analytical design model**. 2015. 274 p. Tese (Doutorado) - Curso de Civil Engineering, Delft University Of Technology, Zutphen, 2015.

VAN EEKELEN, S. J. M. *et al.* Long term measurements in the Woerden geosynthetic-reinforced pile-supported embankment. **Geosynthetics International**, [S.L.], v. 27, n. 2, p. 142-156, abr. 2020. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.17.00022>.

VERTEMATTI, J C; MONTEZ, F. Avaliação de trecho ferroviário fundeado sobre micro estacas com geogrelhas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E

ENGENHARIA GEOTÉCNICA – COBRAMSEG XIII., 2006, Curitiba. **Anais [...]** . Curitiba: ABMS, 2006. v. 3, p. 1933-1938.

ZASKE, D. **Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten ber pfahlartigen Gran dungselementen. Schriftenreih Geotechnik.** Universitat GhKassel, Germany. 2001.

ZHANG, Zhen; WANG, Meng; YE, Guan-bao; HAN, Jie. A novel 2D-3D conversion method for calculating maximum strain of geosynthetic reinforcement in pile-supported embankments. **Geotextiles And Geomembranes**, [s.l.], v. 47, n. 3, p. 336-351, jun. 2019. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.01.011>.

ZHOU, W.; LAO, J.; HUANG, Y.; CHEN, R. Three-dimensional Finite Element Modelling of Soil Arching in Pile-supported Geogrid-reinforced Embankments. **Procedia Engineering**, [S.L.], v. 143, p. 607-614, 2016. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.081>.

ZHUANG, Y.; ELLIS, E.. Finite-element analysis of a piled embankment with reinforcement compared with BS 8006 predictions. **Géotechnique**, [s.l.], v. 64, n. 11, p. 910-917, nov. 2014. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.14.p.110>.

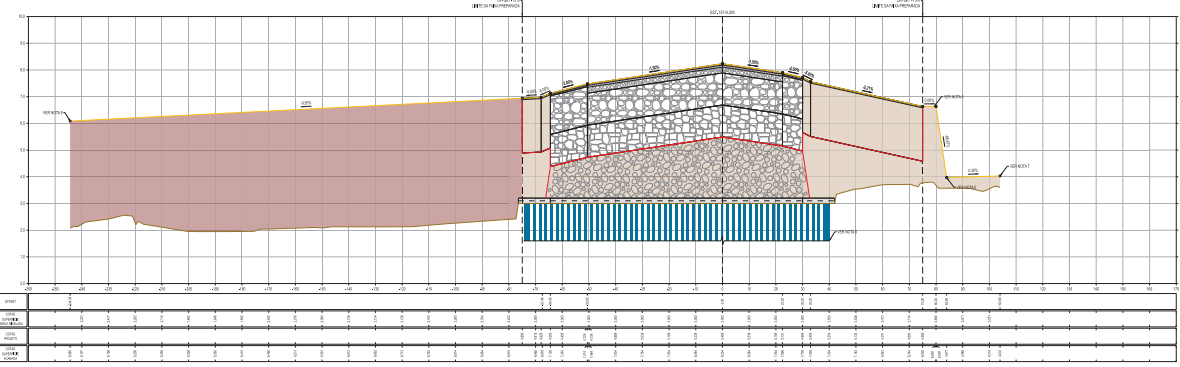
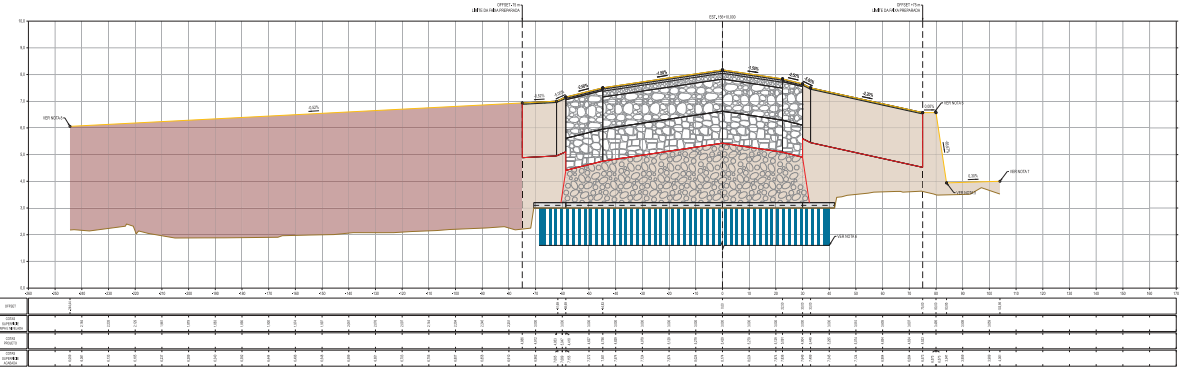
ZHUANG, Y.; ELLIS, E. A.. Finite-element analysis of a piled embankment with reinforcement and subsoil. **Géotechnique**, [S.L.], v. 66, n. 7, p. 596-601, jul. 2016. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/jgeot.15.p.139>

ZHUANG, Y.; WANG, K.y. Three-dimensional behavior of biaxial geogrid in a piled embankment: numerical investigation. **Canadian Geotechnical Journal**, [S.L.], v. 52, n. 10, p. 1629-1635, out. 2015. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/cgj-2014-0538>.

ZHUANG, Y. **Numerical modeling of arching in piled embankments including the effects of reinforcement and subsoil.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), University of Nottingham, U.K. 2009.

ANEXO A

SEÇÕES TRANSVERSAL DE PROJETO - EST. 156+10.000 A EST. 157+0.000
ESC. 1:500 (H=150M)



LEGENDA:

- ASF - SUPERFÍCIE DE PAVIMENTO ASFALTADO
- CONC - CONCRETO
- BASE - BASE DE CIMENTO
- SUBG - SUBGRANDELA
- ACR - ALARGAMENTO DE CANTO
- TERRENO - TERRENO EXISTENTE
- PROJETO - PROJETO
- CANAL - CANAL DE DRENAGEM
- SOLIC - SOLICIAÇÃO
- COLUNA DE APOIO (COM GEODÊSE HORIZONTAL)
- COLUNA DE APOIO (SEM GEODÊSE)
- ESPALHO PLANOS
- ÁREAS DE APOIO DE ESTRUTURA

NOTAS:

1. A DRENAGEM DE SUPERFÍCIE DEVE SER DESENVOLVIDA DE ACORDO COM O PROJETO DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE, SENDO NECESSÁRIA A COLETA DE ÁGUA DE SUPERFÍCIE E A ENTREGA PARA O SISTEMA DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE.
2. A DRENAGEM DE SUPERFÍCIE DEVE SER DESENVOLVIDA DE ACORDO COM O PROJETO DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE, SENDO NECESSÁRIA A COLETA DE ÁGUA DE SUPERFÍCIE E A ENTREGA PARA O SISTEMA DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE.
3. A DRENAGEM DE SUPERFÍCIE DEVE SER DESENVOLVIDA DE ACORDO COM O PROJETO DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE, SENDO NECESSÁRIA A COLETA DE ÁGUA DE SUPERFÍCIE E A ENTREGA PARA O SISTEMA DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE.
4. A DRENAGEM DE SUPERFÍCIE DEVE SER DESENVOLVIDA DE ACORDO COM O PROJETO DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE, SENDO NECESSÁRIA A COLETA DE ÁGUA DE SUPERFÍCIE E A ENTREGA PARA O SISTEMA DE DRENAGEM DE SUPERFÍCIE.

RESUMO DE MATERIAIS:

ITEM	QUANTIDADE	UNIDADE
ASF	1.000	m ²
CONC	1.000	m ³
BASE	1.000	m ³
SUBG	1.000	m ³
ACR	1.000	m ²
CANAL	1.000	m
SOLIC	1.000	m ³
COLUNA DE APOIO	1.000	m ³
ESPALHO PLANOS	1.000	m ²
ÁREAS DE APOIO DE ESTRUTURA	1.000	m ²

PLANTA CHAVE
SOLICIAÇÃO

Logos of companies and institutions involved in the project, including Infracap, HTB, and others.

INFRACAP
SOLICIAÇÃO DE MATERIAIS

INFRACAP
SOLICIAÇÃO DE MATERIAIS