Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Mabi Elu de Paula e Santos

Efeito do Esforço Cortante em Geosintéticos para Suporte de Aterros Estaqueados sobre Solos Moles

Rio de Janeiro
2019

Mabi Elu de Paula e Santos

Efeito do Esforço Cortante em Geosintéticos para Suporte de Aterros Estaqueados sobre Solos Moles

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco

Orientadora: Profa. Dra. Ana Cristina Castro Fontenia Sieira

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

S237 Santos, Mabi Elu de Paula e.
Efeito do esforço cortante em geosintéticos para suporte de aterros estaqueados sobre solos moles / Mabi Elu de Paula e Santos. – 2019.
116f.

Orientadores: Marcus Peigas Pacheco, Ana Cristina Castro Fontenla Sieira.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Solos argilosos - Teses. 3. Geossintéticos - Teses. 4. Aterros - Teses. 5. Deformações e tensões - Teses. I. Pacheco, Marcus Peigas. II. Sieira, Ana Cristina Castro Fontenla. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 624.131.382

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Mabi Elu de Paula e Santos

Efeito do Esforço Cortante em Geossintéticos para Suporte de Aterros Estaqueados sobre Solos Moles

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 30 de agosto de 2019.

Banca Examinadora:

Marcus Pelgas Pacheco / Orientador
Faculdade de Engenharia – UERJ

Ana Cristina Castro Fontenla Sieira – Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ

Armando Prestes de Menezes Filho
Faculdade de Engenharia – UERJ

Aureo Pinheiro Ruffier
CEPEL

Rio de Janeiro
2019

DEDICATÓRIA

Dedico à Maria da Conceição em forma de resposta a todas as palavras que me abrigaram, me encorajaram e me incentivaram a formar meu caráter e minha confiança para desempenhar com orgulho minha profissão.

AGRADECIMENTOS

Aos amigos que me apoiaram durante o desenvolvimento de pesquisa Tabatah Flores, Débora Jeronimo, Bruna Magalhães e Glauber Lacerda.

Ao Denilson, pois disponibilizou parte da infraestrutura para confecção desse material.

À minha orientadora Profa Dra. Ana Cristina Castro Fontenia Sieira, que acompanhou o desenvolvimento e ajudou na revisão do conteúdo técnico.

Ao meu orientador Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco, por sua paciência, confiança e dedicação, me motivou a realizar este trabalho com alegria. Além disso, me direcionou a elaborar conteúdo para uso prático.

A todas as professoras e professores da Faculdade de Engenharia da UERJ que estão comprometidos em viabilizar o bem estar das pessoas, melhorias nas qualidades de vidas e que se preocupam com o meio ambiente. Eles me mostraram o verdadeiro sentido da engenharia.

Aos que me auxiliaram nos meus estudos dentro e fora de sala de aula.

Agradeço também a todas as pessoas que participaram, de forma direta ou indireta, para a elaboração deste Trabalho.

A educação é a mais poderosa arma pela qual se pode mudar o mundo.

Nelson Mandela

RESUMO

SANTOS, Mabi Elu de Paula e. *Efeito do esforço cortante em geosintéticos para suporte de aterros estaqueados sobre solos moles*. 2019. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

Esta Dissertação contém análises sobre a reação de apoio dos blocos de fundação no contato com as geogrelhas. Verifica-se que há mobilização de esforços cortantes e que esses influenciam no rompimento dos geossintéticos. Se propôs a estudar, para as geogrelhas consideradas nas análises, os deslocamentos, esforços e deformações que atuam sobre elas. Através de modelagem computacional, foram simuladas situações para avaliar quais são críticas e, portanto, carecem de atenção dos engenheiros geotécnicos. Apesar das verificações apresentadas não contemplarem a análise global da estrutura, essas propiciam um conhecimento do comportamento estrutural dos geossintéticos quando submetidos a determinados carregamentos que simulam os equipamentos utilizados para construção de um aterro. O estudo atenta ao leitor a necessidade de avaliar a atuação dos esforços cortantes pois, na literatura, esse esforço é pouco comentado e muitas vezes desconsiderado para efeito de cálculo e verificação. Foi simulado um caso, tomando como referência os parâmetros, das obras da Vila do Pan, na Barra da Tijuca, no Rio de Janeiro. Através do uso do software RS2 da Rocscience, alguns casos foram reproduzidos e analisados. Após iniciar as análises, com esse exemplo padrão, variaram-se alguns parâmetros do dimensionamento para avaliar melhor e observar o comportamento da geogrelha. Inicialmente, utilizaram-se elementos de placa para auxiliar na estimativa dos deslocamentos transversais ao geossintético. Em seguida, variaram-se a intensidade, as dimensões e a posição da sobrecarga. Observou-se, também, o avanço físico do aterro. No total, foram simulados 6 casos para avaliar o comportamento do geossintético e, principalmente, do esforço cortante. Foram verificados os pontos onde ocorriam os maiores valores de tração, recalque e esforços cortantes nas primeiras etapas de colocação do aterro. Verificou-se, ainda, que há um aumento dos esforços cortantes exatamente nas regiões nas quais é comum o geossintético apresentar rompimento.

Palavras-chave: Geogrelha; Aterro reforçado; Mecanismo de interação;

Geossintéticos; Esforço cortante.

ABSTRACT

SANTOS, Mabi Elu de Paula e. *The influence of shear forces on geosithetics for piled embankments on soft soils*. 2019. 116. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

This Dissertation contains analyzes about the support reaction of the blocks in contact with the geogrids. It is verified that there is a mobilization of shear forces and that they influence the disruption of geosynthetics. It was proposed to study, for the geogrids considered in the analysis, the displacements, efforts and deformations that act on it. Through computer modeling, it was simulated situations to evaluate which are critical and, therefore, need the attention of geotechnical engineers. Although the verifications presented do not include the overall analysis of the structure, they provide a knowledge of the structural behavior of geosynthetics when subjected to certain loads that simulate the equipment used to build a landfill. The study attends to the reader the need to evaluate the performance of cutting efforts, because in the literature this effort is little commented and often disregarded for the purpose of calculation and verification. It was simulated, taking as reference the parameters, the case of the works of Vila do Pan, in Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. Through the use of Rocscience software, some cases were reproduced and analyzed. After starting the analysis with this standard example, it was necessary to vary some sizing parameters to better evaluate the behavior of the geogrid. Initially, the plate tool was used to aid the calculation of geosynthetic displacement. Then, the intensity, dimensions and position of this overload were varied, as well as the physical progress of the landfill. In total, 6 cases were simulated to evaluate the geosynthetic behavior and especially the shear stress. After dimensioning all these cases, some analyzes were made and the critical moments were highlighted, where the highest values of traction, repression and the performance of the shear forces in the first stages of landfill placement were observed. It was verified that there is an increase of the shear forces exactly in the regions where the geosynthetic is common to present rupture.

Keywords: Geogrids; Reforced Soil; Soil-Reinforcement Interaction; Geosynthetics; Shear effort.

LISTA DE TABELAS

Pág.

Tabela 1: Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998) 21

Tabela 2: Resumo das Principais Aplicações 21

Tabela 3:Classificação dos Geossintéticos (NBR12553/99) 23

Tabela 4: Técnicas usuais para construção de aterro sobre solos moles (Borba, 2007) 31

Tabela 5: Recalques observados ao final do monitoramento (Spotti, 2006) 70

Tabela 6: Deformações medidas na geogrelha (Spotti, 2006) 71

Tabela 7: Parâmetros representativo do elemento placa 77

Tabela 8: Parâmetros do solo 77

Tabela 9: Esforços de tração determinados pelo programa Rocscience 105

Tabela 10: Dados para cálculo dos cortantes 106

Tabela 11: Esforços cortantes determinados de forma analítica 107

Tabela 12: Valores dos cortantes analisados 108

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1: Principais tipos de geossintéticos 24
Figura 2: Tipos de Geossintéticos (Palmeira, 1993) 25
Figura 3: Interação solo - geogrelha (Modificado de Palmeira, 1999) 27
Figura 4: Estrutura de geogrelha extrudada (unidirecional e bidirecional, respectivamente) 29
Figura 5: Detalhe da estrutura de geogrelha soldada 29
Figura 6: Estrutura Geogrelha Tecida 29
Figura 7: Ilustração da interação de dois solos com e sem geossintéticos 31
Figura 8: Representação de ensaios para estudo de mecanismo de interface 32
Figura 9: ConFiguração de aterro estaqueado sem e com reforço (adaptado de Jones et al.,1990) 33
Figura 10: Aplicações de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (Mello et al.,2006). 34
Figura 11: Método do arqueamento e diagrama de tensões verticais (adaptado de Terzaghi, 1943) 35
Figura 12: Modelo tridimensional do arqueamento (Hewlett e Randolph,1988). 37
Figura 13: Modelo do Arqueamento (Modificado de Hewlett e Randolph, 1988) 38
Figura 14: Malha de Capitéis Arqueamento (Modificado de Hewlett e Randolph, 1988) 38
Figura 15: Modelo para cálculo da tração no reforço (Low et al. (1994). 40
Figura 16: Representação da diferença p0 permanece constante (Adaptado de Low et al. (1994) 41
Figura 17: (a) Deformação teórica no reforço. (b) Taxa teórica de recalque na base do reforço 42
Figura 18: (a) Altura abaixo da crítica (b) Altura acima da crítica 43
Figura 19: Esforços numa seção infinitesimal de uma viga coluna (adaptado de Timoshenko e Gere, 1961) 45
Figura 20: Seção típica do aterro estaqueado reforçado (Blümel et al., 2003) 49
Figura 21: Seção esquemática do aterro estaqueado (Vertematti e Montez, 2006) 50

Figura 22:Segmento central do bueiro celular que sofreu recalque de 35mm (Vertematti & Montez, 2006) 51
Figura 23: Seção típica com os instrumentos instalados (Mello et al., 2008) 52
Figura 24: Valores de recalque medidos pelos perfilômetros (Mello et al., 2008) 53
Figura 25: Valores de cargas e deslocamentos medidos nas colunas (Mello et al., 2008) 54
Figura 26: Módulos de concreto pré-moldado que constituem a estrutura de contenção (Young et al. 2008) 55
Figura 27: Seção típica do aterro estaqueado reforçado considerado (YOUNG et al., 2008) 56
Figura 28: Seção transversal típica e detalhe de aterro estaqueado reforçado (adaptado de Russel e Pierpoint, 1997) 57
Figura 29: Resultados da modelagem numérica para o aterro A13 (Russel e Pierpoint, 1997) 59
Figura 30: Resultados da modelagem numérica para o aterro experimental do Toll Plaza (Russel e Pierpoint, 1997) 59
Figura 31: Detalhe típico da representação bidimensional de um aterro estaqueado reforçado (Kempton et al., 1998) 60
Figura 32: Variação do coeficiente de redução de tração S2D com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (Kempton et al., 1998) 61
Figura 33: Variação do coeficiente de redução de tração S3D com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (Kempton et al., 1998) 61
Figura 34: Deslocamentos máximos na base do aterro para análises bi e tridimensionais (Kempton et al., 1998) 62
Figura 35: Tensão média mobilizada no reforço para as análises bi e tridimensionais (Kempton et al., 1998) 63
Figura 36: Variação das tensões no geossintético baseadas no método BS 8006 (Kempton et al., 1998) 64
Figura 37: Fase inicial da construção do SESC/SENAC com indicação do local das futuras obras da Vila Pan-Americana (adaptado de Spotti, 2006) 65
Figura 38: Perfil típico do subsolo na região central do terreno do SESC/SENAC (Almeida et al., 2000) 66

Figura 39: Perfil típico do terreno após a conclusão do aterro convencional, 1ª etapa da obra (Spotti, 2006) 67
Figura 40: Esquema das conFigurações da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de Spotti, 2006) 68
Figura 41: Detalhe do trecho escavado adotado em alguns trechos do aterro estaqueado reforçado (adaptado de Almeida et al., 2007b) 69
Figura 42: Medidas de recalques para áreas escavadas (PR03) e não escavadas (PR04) (Spotti, 2006) 70
Figura 43: Localização do aterro monitorado por Freitas Araujo et al., 2007 (adaptado de Almeida et al., 2007b) 72
Figura 44: Seção típica do aterro experimental (Freitas Araújo et al., 2007) 72
Figura 45: Planta da área experimental instrumentada (adaptado de Freitas Araújo et al., 2007) 73
Figura 46: Recalques observados na área experimental (Freitas Araújo et al., 2007). 74
Figura 47: Tensão registrada na geogrelha (Freitas Araújo et al., 2007). 74
Figura 48: Detalhe da seção do caso analisado 76
Figura 49: Circulação de equipamentos para construção do aterro 78
Figura 50: Caso Padrão 79
Figura 51: Caso Padrão, tensões verticais. Observar o efeito de arco sob aaesteira A (a do lado esquerdo). 79
Figura 52: Diagrama de esforços de tração (geossintético) 80
Figura 53: Caso Padrão utilizando o elemento placa 81
Figura 54: Caso Padrão - output – sigma 1 81
Figura 55: Caso Padrão - Diagrama de Tração – placa 81
Figura 56: Caso Padrão - Diagrama de deslocamento vertical – com placa 81
Figura 57: Caso Padrão - Diagrama de esforços cortantes - placa 82
Figura 58: Caso 1 – input – utilizando o elemento geossintético 82
Figura 59: Caso 1 - Padrão - output – sigma 1 - geossintético 83
Figura 60: Caso 1 - Diagrama de esforços de tração (geossintético) 84
Figura 61: Caso 1 - Diagrama de tração – placa 84
Figura 62: Caso 1 - Diagrama de deslocamento – placa 84
Figura 63: Caso 1 - Diagrama de esforços cortante – Placa 84

Figura 64: Caso 2 - input – com geossintético 85
Figura 65: Caso 2 - output – tensões verticais. 86
Figura 66: Caso 2 - Diagrama de tração – geossintético 86
Figura 67: Caso 2 - Diagrama de esforços normais – placa 86
Figura 68: Caso 2 - Diagrama de deslocamento – placa 87
Figura 69: Caso 2 - Diagrama de esforços cortantes - placa 87
Figura 70:Caso 3 - input - geossintético 88
Figura 71: Caso 3 - output - geossintético 89
Figura 72: Caso 3 - Diagramas de esforços normais – geossintético 91
Figura 73: Caso 3 - Diagrama de deslocamento da placa 92
Figura 74: Caso 3 - Diagrama de esforços cortantes - placa 93
Figura 75: Caso 4 - input - geossintético 94
Figura 76: Caso 4 - output – tensão vertical 96
Figura 77: Caso 4 - Diagrama de esforços axiais no geossintético 97
Figura 78: Caso 4 - Diagrama de Deslocamento da placa 98
Figura 79: Caso 4- Diagrama de esforços Cortantes - Placa 99
Figura 80: Caso 5 – input - geossintético 100
Figura 81: Caso 5 – output - □1 101
Figura 82: Caso 5 - Diagrama de tração – geossintético 101
Figura 83: Caso 5 - Diagrama de esforços normais – placa 101
Figura 84: caso 5 - Diagrama de deslocamento da placa 102
Figura 85: Caso 5 - Diagrama de esforço cortante - placa 102
Figura 86: Caso 6 - input - placa - espessura 0,01m 103
Figura 87: caso 6 - out put - sigma 1 103
Figura 88: caso 6 - Diagrama de esforços normais – placa 104
Figura 89: Caso 6 - Diagrama de deslocamento da placa 104
Figura 90: Caso 6 - Diagrama de esforço cortante - placa 104

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A - largura do capitel

a - dimensão do capitel

D - espessura inicial da camada de solo mole

E_1 - eficiência na coroa do arco

e - deslocamento máximo

GG - geogrelha

GT - geotêxtil

GM - geomembrana

GC - geocomposto

GB - geobarra

GI - geotira

GS - geoespaçador

GN - georrede

GP - geotubo

GA - geomantas

GL - geocélula

H - altura do aterro

H_c - altura crítica

IGS - Sociedade Internacional de Géossintéticos

K_p - coeficiente de empuxo passivo de Rankine

k_r - rigidez do reforço

M - módulo elástico do solo mole;

R - arco circular de raio

s - espaçamento as faces de apoio dos capitéis

s - distância entre eixos das estacas

T - tensão uniforme

θ - ângulo central

σ_s - pressão atuante na parte superior do reforço dada

ε_r - deformação axial

SUMÁRIO

Pág.

INTRODUÇÃO 16
Relevância e Objetivo 17
Estrutura da Dissertação 18
1 CONCEITOS BÁSICOS 20
1.1 Geossintéticos 20
1.1.1 Definições de geossintéticos 20
1.1.2 Principais Aplicações dos Geossintéticos 20
1.1.3 Classificação dos geossintéticos 22
1.2 Geogrelha 26
1.2.1 Propriedades Físicas das Geogrelhas 27
1.2.2 Propriedades Mecânicas das Geogrelhas 27
1.3 Solo Reforçado e Solo Estruturado 30
1.3.1 Solo Reforçado 30
1.3.2 Solo estruturado (ou solo estaqueado) 32
2 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ATERROS REFORÇADOS 35
2.1 Teoria de Arqueameto de Terzarghi 35
2.2 Métodos analíticos de aterros reforçados sobre solo mole estaqueado 37
2.2.1 Método de Hewlettt e Randolph (1988) 37
2.2.2 Método de Low et al. (1994) 39
2.2.3 Método da Norma BS8006 (1995) 42
2.2.4 Método de Kempfet et al. (2004) 44
2.3 Teoria das vigas (Consideração do esforço cortante) 45
3 CASOS REAIS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS 48
3.1 Bulmel et al. (2003) 48
3.2 Vertematti e Montez (2006) 49
3.3 Mello et al. (2008) 51
3.4 Young et al. (2008) 54
3.5 Russel e Pierpoint (1997) 56

3.6 Kempton et al. (1998) 59
3.7 Spotti (2006) 65
3.8 Freitas Araújo et al. (2007) 71
4 MODELAGEM NUMÉRICA 75
4.1 Introdução 75
4.2 Elemento Geossintético 76
4.3 Parâmetros dos materiais envolvidos 77
4.4 Simulação Numérica 77
4.4.1 Caso Padrão 78
4.4.2 Caso 1: Largura das esteiras 82
4.4.3 Caso 2: Posição das esteiras 85
4.4.4 Caso 3: Avanço da construção do aterro 88
4.4.5 Caso 4: Aumento do carregamento 94
4.4.6 Caso 5: Diminuição do carregamento 100
4.4.7 Caso 6: Diminuição da espessura do elemento placa 102
4.4.8 Considerações sobre o esforço cortante 105
5 CONCLUSÕES 109
6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 111
REFERÊNCIAS 112

INTRODUÇÃO

Os impactos no meio ambiente passaram a ter relevância na Engenharia, em especial na Geotecnia. Atualmente, estudam-se métodos que contribuam para o aumento da resistência do solo e que não modifiquem drasticamente suas propriedades. Por isso, a substituição da argila por material mais resistente deu lugar à utilização de um componente industrializado chamado geossintético.

Segundo Abramento (2002), esse termo deriva da união de “geo”, referindo-se à terra, e “sintético”, aos materiais poliméricos empregados na sua fabricação. Esse material começou a ser empregado em 1950 nos Estados Unidos, como elemento de separação, drenagem ou controle de erosão. Em seguida, em 1960, essa técnica construtiva foi utilizada pela primeira vez no continente europeu. Já no Brasil, isso ocorreu a partir de 1970.

Inicialmente, as localizações das grandes obras eram definidas a partir do nível de resistência dos solos, isto é, havia preferência por construir fundações em terrenos planos e rígidos. Com o avanço tecnológico, os maciços formados por materiais de baixa resistência também passaram a ser ocupados. Não obstante, as técnicas de estabilização dessas áreas vêm sendo utilizadas com mais frequência através da introdução de elementos de reforço.

Essas aplicações de elementos de reforço são recentes, tendo em vista que se passaram apenas 50 anos de adaptação da técnica de geossintético na engenharia brasileira. Por isso, faz-se necessário aprimorar as práticas de uso de solos reforçados com geossintético. Dentre as obras realizadas com esse método construtivo, algumas apresentaram não conformidade, como no caso da execução da Vila Pan-Americana na Barra da Tijuca no Rio de Janeiro – RJ, que será aqui apresentada.

Portanto, neste trabalho será abordado o mecanismo de interação entre o solo e a geogrelha. Nos casos estudados, o foco será na região de apoio das geogrelhas, os blocos de concreto. Sabe-se que, de acordo com a análise de Hewlett e Randolph (1988) a respeito do efeito do arqueamento de aterros granulares sobre um conjunto de estacas inseridas em um solo de baixa capacidade de suporte, é possível afirmar que, nos pontos onde a superfície é mais resistente, há variação de tensões, as quais iremos abordar neste trabalho.

A partir do uso do software RS2 da Rocscience, algumas simulações foram reproduzidas e analisadas. Este trabalho é relevante tendo em vista que, atualmente,

a aplicação de produtos sintéticos é uma das técnicas mais utilizadas para projetos que envolvem regiões com solo de baixa resistência. Em função dos casos recentes de insucesso dos aterros reforçados sobre solo estaqueado, este tipo de estudo é fundamental para o desenvolvimento das práticas de utilização deste produto no Brasil.

Para complementar as análises dos comportamentos dos geossintéticos, também, utilizou-se no dimensionamento computaconal a ferramenta placa, assim, pode-se observar a intensidade das forças cisalhantes e deslocamentos, que não são representados no elemento de tipo geossintético fornecido pelo programa. A partir das referências bibliográficas presentes na literatura, o foco foi dado aos esforços cortantes que, aparentemente, são pouco observados para efeito de cálculo.

Dimensionou-se um caso padrão de aterro estaqueado reforçado com geossintético. Em seguida, acrescentaram-se seções de carregamento distribuído, a fim de representar equipamentos pesados que circulam nas obras, principalmente na etapa construtiva do aterro. Após diversas análises com o geossintético, substituiu-se esse elemento por placa para observar as diferenças nos resultados e extrair o deslocamento do reforço. Por último, apresenta-se um estudo paramétrico variando a altura do aterro, a espessura da placa, o posicionamento e a intensidade do carregamento. Uma vez essa etapa finalizada, foram feitas comparações dos casos abordados e apresentadas as principais conclusões.

Relevância e Objetivo

Nas análises geotécnicas de estabilidade e de deformação de aterro reforçado com geossintético sobre solo mole estaqueado, tanto nos métodos de equilíbrio limite como de elementos finitos, os elementos “geossintéticos” são usualmente admitidos como lineares elásticos, sujeitos à plastificação a partir de uma carga de tração limite especificada. Esses elementos admitem apenas cargas de tração e têm as suas equações constitutivas baseadas na teoria da elasticidade.

Exemplos de insucesso de aterros estaqueados suportados por geogrelhas são reportados na literatura, sendo no Brasil o mais notório o da Vila do Pan, na Barra da Tijuca, na cidade do Rio de Janeiro, onde ocorreu a ruptura das geogrelhas no contato com blocos estaqueados, resultando em elevados recalques do aterro e sérios danos

às construções vizinhas, cujas estacas não haviam sido dimensionadas para suportar o acréscimo das tensões laterais decorrentes do peso do aterro, que deixou de contar com o suporte das geogrelhas danificadas. Nesse caso, entretanto, a carga de tração mobilizada nas geogrelhas não justificava a sua ruptura e o acidente foi e vem sendo atribuído a danos às geogrelhas por concentração de tensões no contato com arestas e vértices dos blocos das estacas. Considerando essa hipótese, é geralmente de boa aceitação afirmar que o colapso das geogrelhas poderia ser minimizado se fossem utilizados blocos (capitéis) arredondados, que evitariam o contato com arestas e vértices.

Como será demonstrado nesta Dissertação, a reação de apoio dos blocos no contato com as geogrelhas provoca a mobilização de esforços cortantes, que não são contemplados nos elementos “geossintéticos” disponíveis nos softwares comerciais de equilíbrio limite e de elementos finitos. Da mesma forma, ainda não se logrou despertar a atenção dos fabricantes quanto à verificação experimental da resistência desses materiais quando cargas de tração são aplicadas em conjunto com esforços cortantes. Ainda que esse efeito possa ser atenuado pelo emprego de capitéis arredondados, as reações de apoio dos capitéis nas geogrelhas também ensejam que esforços cortantes sejam igualmente mobilizados. Portanto, pesquisas adicionais tornam-se necessárias para que, no futuro, esse efeito seja contemplado em projetos de suporte de aterros com geossintéticos sobre blocos estaqueados, tanto nos casos de blocos com formato prismático, quanto de capitéis arredondados.

Estrutura da Dissertação

A Dissertação foi organizada com os seguintes capítulos:

O primeiro capítulo descreve o tema do trabalho, destacando a relevância e os principais objetivos.

O Capítulo 2 introduz os tipos e as funções dos geossintéticos, bem como suas aplicações.

O Capítulo 3 apresenta os principais métodos analíticos de aterros reforçados sobre solo mole estaqueado. Inclusive, apresenta o estudo de viga coluna abordado por Timoshenko e Gere (1961), onde se justificam as considerações devido aos esforços cortantes.

No Capítulo 4, apresentam-se casos de obras que utilizaram geossintéticos como elementos de reforço.

O Capítulo 5 apresenta o caso padrão de aterro estaqueado reforçado com geossintético, e as análises paramétricas que têm como objetivo avaliar a influência de sobrecargas, do avanço do aterro e da espessura do elemento de placa nos esforços e deslocamentos dos reforços. Este capítulo apresenta e discute, também, os resultados das análises.

No capítulo 6, apresentam-se as conclusões obtidas no estudo e no 7, sugestões para futuras pesquisas.

No fechamento desta Dissertação, são apresentadas as referências bibliográficas para desenvolvimento deste documento.

1 CONCEITOS BÁSICOS

1.1 Geossintéticos

1.1.1 Definições de geossintéticos

Geossintéticos são elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais e utilizados em combinação com o solo, rochas e/ou outros materiais geotécnicos como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema em engenharia civil. Essa definição é apresentada pela Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS).

De acordo com o projeto de revisão da Norma Brasileira (NBR 12553/99), geossintético é a denominação genérica de um produto polimérico (sintético ou natural), industrializado, cujas propriedades contribuem para melhoria de obras geotécnicas, atuando como reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

1.1.2 Principais Aplicações dos Geossintéticos

A utilização de geossintéticos em obras geotécnicas tem sido cada vez maior. Os geossintéticos têm sido utilizados em substituição aos materiais de construção tradicionais e como reforço dos materiais naturais.

Em uma determinada aplicação, um geossintético pode desempenhar várias funções simultaneamente. Sendo assim, para o dimensionamento adequado de uma obra geotécnica faz-se necessário definir quais são as funções desempenhadas pelo geossintético e hierarquizá-las. Desta forma, podem-se definir as características que o geossintético deve possuir para desempenhar adequadamente as funções definidas. As Tabelas 1 e 2 resumem as principais aplicações dos diferentes tipos de geossintéticos utilizados na Engenharia Geotécnica.

Tabela 1: Tipos de Geossintéticos e suas Principais Aplicações (adaptado de Koerner, 1998)

Geossintético	Aplicação						
	Reforço	Filtração	Drenagem	Proteção	Separação	Impermeabilização	Controle de Erosão
Geotêxtil	X	X	X	X	X		X
Geogrelhas	X						
Geomembrana					X	X	
Geocompostos	X		X			X	
Geobarras	X						
Geoespaçadores			X				
Geotiras	X						
Georredes			X				
Geotubos			X				
Geomantas						X	X
Geocélula	X						X

Um aspecto a ser ressaltado nos geossintéticos é o princípio de equivalência das funções, isto é, ao substituir um material natural (solo, areia, brita, enrocamento) é preciso que o geossintético atenda as mesmas funções em termos de durabilidade, permeabilidade, deformabilidade e resistência (Sieira, 2003).

Tabela 2: Resumo das Principais Aplicações

Aplicação	**Objetivo**
Reforço	Restringir deformações e aumentar a resistência do maciço em obras geotécnicas, aproveitando a resistência à tração do material geossintético
Filtração	Permitir a passagem e coleta de fluidos, sem a movimentação de partículas do maciço
Drenagem	Coletar e/ou facilitar os movimentos de fluidos no interior do maciço
Proteção	Reduzir solicitações localizadas, homogeneizando o nível das tensões que atingiriam determinada superfície ou camada
Separação	Evitar a mistura entre materiais granulares com características geotécnicas distintas
Impermeabilização	Conter o avanço de uma pluma de contaminação, evitando a migração de líquidos ou gases em aplicações ambientais
Controle de Erosão	Proteger a superfície do terreno contra o arraste de partículas pela ação de ventos e águas superficiais

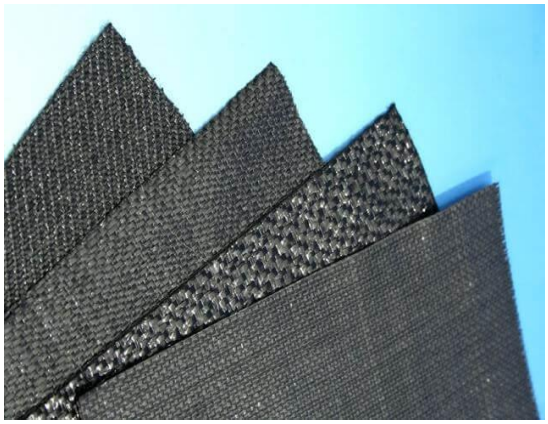
1.1.3 Classificação dos geossintéticos

Como mencionado anteriormente, os geossintéticos possuem várias funções em obras geotécnicas. Por isso, sua composição varia de acordo com sua aplicabilidade. Na Tabela 3, os geossintéticos são apresentados de acordo com as suas funções. As Fguras 1 e 2 ilustram alguns desses elementos.

Palmeira (1993) foi um dos pioneiros em representar os variados tipos de geossintéticos (Figura 2). Acredita-se que um arranjo mais simples desse elemento estrutural facilitará a compreensão a respeito desses objetos de análises.

Tabela 3:Classificação dos Geossintéticos (NBR12553/99)

Tipos de geossintéticos	Detalhes/características	Sub-modalidades em função da fabricação
Geogrelha [GG]	Estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo considerado unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas.	Geogrelhas extrudadas [GGE] Geogrelhas soldadas [GGB] Geogrelhas tecidas [GGW]
Geotêxtil [GT]	Produto têxtil bidimensional, permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica (Figura 2a). De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser não-tecidos, tecidos ou agulhados.	Geotêxtil não-tecido [GTN] -Agulhado [GTNa] -Termoligado [GTNt] -Resinado [GTNr] Geotêxtil tecido [GTW] Geotêxtil tricotado [GTK]
Geomembrana [GM]	Produto bidimensional (Figura 2b), de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação.	Geomembrana reforçada [GMR] Geomembrana texturizada [GMT]
Geocomposto [GC]	Produto industrializado, formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos (Figura 2c), geralmente concebido para desempenhar uma função específica.	Geocomposto Argiloso para Impermeabilização [GCL] Geocomposto para Drenagem [GCD] Geocomposto de Reforço [GCR]
Geobarra [GB]	Produto em forma de barra com função predominante de reforço.	não possui sub-modalidade
Geotira [GI]	Produto em forma de tira com função predominante de reforço.	não possui sub-modalidade
Geoespaçador [GS]	Produto com estrutura tridimensional constituída de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizado como meio drenante.	não possui sub-modalidade
Georrede [GN]	Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de drenagem.	não possui sub-modalidade
Geotubo [GP]	Produto de forma tubular com função drenante.	não possui sub-modalidade
Geomanta [GA]	Produto com estrutura tridimensional permeável (Figura 2d), usado para controle de erosão superficial do solo. É também conhecido como biomanta, no caso do produto ser biodegradável.	não possui sub-modalidade
Geocélula [GL]	Produto com estrutura tridimensional aberta (Figura 2e), constituída de células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nelas inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão.	não possui sub-modalidade

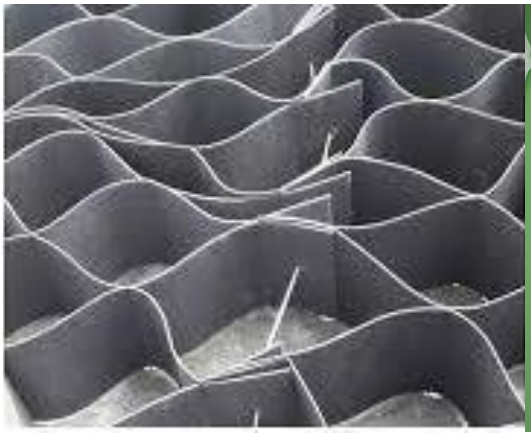


(a) Geotêxtil

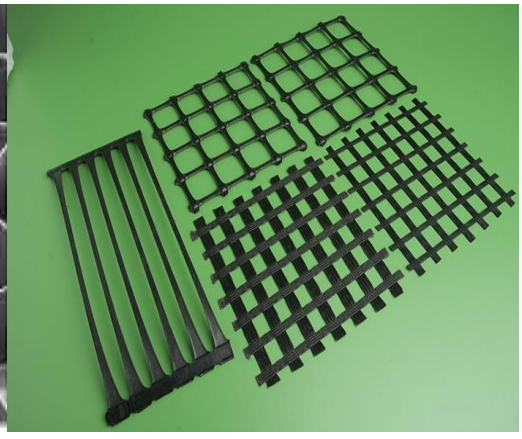
(b) Geomembrana

(c) Geocomposto

(d) Geomanta



(e) Geocélula



(f) Geogrelha

Figura 1: Principais tipos de geossintéticos
Fonte: lfambiental Data: Acesso14.07.2019

A geogrelha, foco do presente trabalho, será apresentada em detalhe nos itens subsequentes.

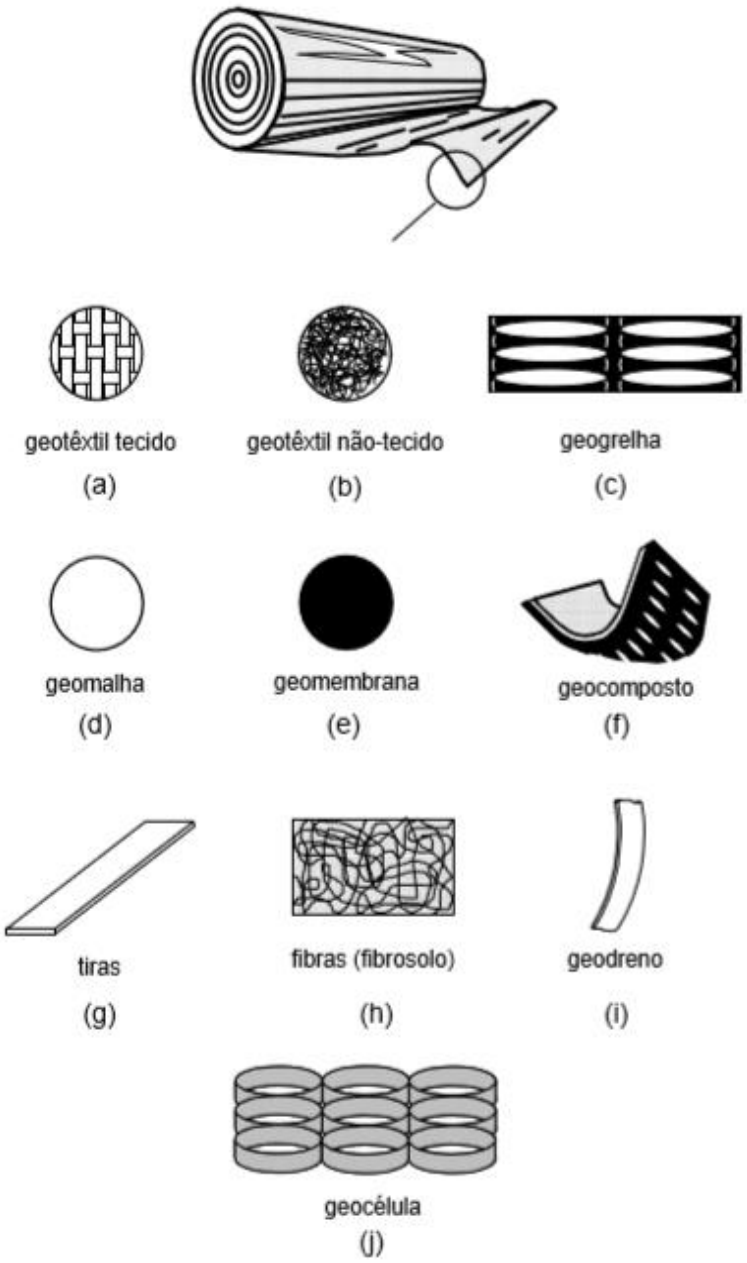


Figura 2: Tipos de Geossintéticos (Palmeira, 1993)

A composição dos geossintéticos varia de acordo com sua aplicabilidade. Geossintéticos são formados por átomos de carbono e hidrogênio, longas cadeias moleculares, denominadas de polímeros. O polietileno (PE), o polipropileno (PP), o poliéster (PET) e a poliamida (PA) são os polímeros mais utilizados na composição de geogrelhas, geomebranas e geocompostos. Existem outros polímeros, no entanto,

optou-se por apresentar apenas os polímeros que compõem as geogrelhas, tendo em vista que este tipo de geossintético é o foco da pesquisa.

1.2 Geogrelha

As geogrelhas são estruturas em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas (Figura 3). São constituídas por elementos resistentes à tração, sendo consideradas unidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas.

As geogrelhas são compostas por elementos transversais, elementos longitudinais e junções entre eles. Os elementos transversais são responsáveis pela ancoragem da geogrelha no solo envolvente. Os elementos longitudinais são responsáveis pela interação por atrito na interface com o solo e pela transmissão de carga ao longo do comprimento da grelha (Figura 3).

Para a utilização de geogrelhas como elemento de reforço, as propriedades de interesse são: resistência e rigidez à tração, fluência, e durabilidade.

A composição granular, além do seu peso próprio, geram uma força de atrito impedindo o deslizamento do solo na geogrelha (setas vermelhas). Por sua vez, a geogrelha exerce a função de reforço e de suportar o peso do aterro mantendo-o suspenso e, portanto, reduzindo seu contato com o solo mole. Por sua vez, o esforço de tração é desempenhado pela geogrelha (setas azul) pelo princípio da ação e reação.

Alguns pesquisadores não consideram os demais esforços atuantes. Neste trabalho, pretende-se dar mais atenção aos esforços que são pouco observados na interação solo-estrutura, embora uma parcela considerável das forças verticais seja redirecionada e absorvida pelo esforço de tração.

Se os esforços devido ao cortante são neglicencidos, pode-se subdimensionar o elemento estrutural, principalmente, quando se trata de aterro reforçado. Neste trabalho, será abordada a atuação dos esforços cisalhantes nesse sistema. O objetivo, neste momento, é introduzir o assunto e apresentar ilustrações comuns da geogrelha, da qual os esforços cortantes são desprezados.

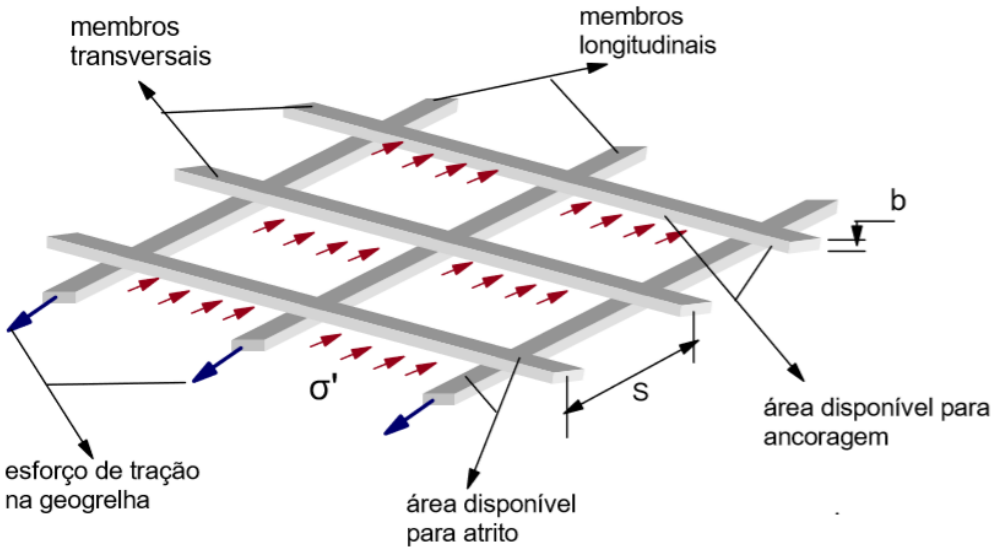


Figura 3: Interação solo - geogrelha (Modificado de Palmeira, 1999)

1.2.1 Propriedades Físicas das Geogrelhas

A massa por unidade de área é um indicador da uniformidade das geogrelhas e os valores usuais dessa grandeza situam-se entre 200 e 1000g/m².

Por outro lado, a densidade relativa dos polímeros (ou porosidade) é usualmente determinada em função da gramatura e da espessura do geossintético, da densidade do filamento e da massa específica da água a 4ºC.

Por último, mas não menos importante para sua caracterização, a espessura nominal é definida como a distância entre as superfícies inferior e superior do geossintético, medida para uma dada pressão. No caso de geogrelhas, corresponde à espessura da geogrelha posicionada entre placas paralelas submetida a uma pressão confinante de 2 kPa em uma área de 2500 mm².

1.2.2 Propriedades Mecânicas das Geogrelhas

As propriedades mecânicas do geossintético são observadas em 2 etapas durante a fase de instalação e durante a vida útil da obra. Em geral, os parâmetros observados são: resistência à tração, resistência ao puncionamento, resistência na interface solo-reforço e fluência.

Resistência à tração: O comportamento de um geossintético em solicitações de tração depende de vários fatores, tais como: tipo de polímero constituinte, estrutura, processo de fabricação, etc. A resistência à tração não confinada de geotêxteis e produtos correlatos é determinada a partir de ensaios de faixa larga. Segundo a norma brasileira ABNT NBR ISO 10319/2013, estes ensaios são executados com corpos de prova de 200 mm de largura e 100 mm de comprimento, submetidos a um esforço de tração sob velocidade de 200mm/min. A dimensão de comprimento refere-se à distância entre as duas garras, localizadas nas extremidades da amostra de geossintético. Como as geogrelhas possuem malha aberta, a definição das dimensões do corpo de prova para execução dos ensaios se diferencia dos geossintéticos de malha não vazada. Faz-se necessário um estudo prévio para definir as dimensões consideradas para o produto ser submetido a ensaio de resistência.

Resistência à penetração por puncionamento: Quando submetidas a efeitos de compressão localizada, denomina-se de resistência a puncionamento. Ela é avaliada a partir da medição de vulnerabilidade dos geossintéticos à compressão diferencial, ou até mesmo a esforços (choque), prevendo queda de materiais. Essa pode ser concentrada, estática ou dinâmica. (Sieira, 2003)

Resistência na interface solo-reforço: A maneira mais comum de determinar a resistência na interface entre o solo e o elemento estrutural é a partir de ensaios de cisalhamento direto e de ensaios de arrancamento. A escolha do tipo de ensaio depende do mecanismo de interação desenvolvido na interface solo-reforço.

Fluência: pode ser definida como a aptidão de um material ao alongamento, quando submetido a um carregamento estático de longa duração. Em maciços reforçados, o geossintético é submetido à tração durante toda a sua vida útil. Neste caso em particular, é extremamente importante a determinação das características de fluência do material e está relacionado com a porcentagem de carga máxima e a temperatura em que o geossintético se encontra. Uma maneira de se prevenir contra a fluência ao longo dos anos é considerar fatores de segurança elevados para evitar a ruptura do material ao longo de sua vida útil.

Maiores detalhes sobre os ensaios acima relacionados podem ser obtidos nas normas ABNT NBR ISO 12236/2013. As Figuras 4 a 6 apresentam alguns modelos de fabricação de geogrelhas.

Figura 4: Estrutura de geogrelha extrudada (unidirecional e bidirecional, respectivamente)
Fonte:.tmpgeosynthetics Acesso: 14 jul 2019

Figura 5: Detalhe da estrutura de geogrelha soldada
Fonte: tmpgeosynthetics. Acesso:14 jul 2019

Figura 6: Estrutura Geogrelha Tecida
Fonte: pt.sdgeomaterial Acesso: 14 jul 2019

1.3 Solo Reforçado e Solo Estruturado

1.3.1 Solo Reforçado

O conceito de solo mole é usualmente empregado para materiais altamente deformáveis, com baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade. Normalmente, são regiões saturadas e apresentam alguns aspectos em comum: estão presentes em territórios planos, são formados por solos finos e, consequentemente, apresentam más condições de drenagem. Os principais desafios observados na construção de aterros sobre solos moles são as possibilidades de recalques diferenciais, em decorrência da maleabilidade deste tipo de material. Além disso, há necessidade de um longo período de espera para que os recalques se estabilizem e há possibilidade de ocorrência de ruptura devido ao elevado acréscimo de poropressões no solo de fundação.

A fim de aumentar a capacidade dos solos que não possuem resistência suficiente para suportar uma fundação, foram criadas técnicas para viabilizar determinadas construções nestes espaços, com o objetivo de nivelar a superfície do terreno (e minorar os recalques). A Tabela 4 apresenta algumas técnicas que são usadas para aumentar a resistência de solos moles, juntamente com algumas vantagens e eventuais desvantagens.

Tabela 4: Técnicas usuais para construção de aterro sobre solos moles (Borba, 2007)

Método	Desvantagem	Adequabilidade	Observação
Substituição da argila	Local para disposição do solo extraído	Boa em casos de total substituição	Rápido e caro
Pré-carregamento	Tempo prolongado	Baixa se recalques desejados são pequenos	Lento e barato
Bermas de equilíbrio	Espaço ocupado pelas bermas	Boa	Lento e barato
Estacas granulares	Necessidade de equipamentos e testes preliminares de campo	Boa se associada a testes de campo	Rápido e caro
Drenos verticais	Menor eficiência em solos turfosos e orgânicos	Boa	Rápido e caro
Geossintéticos	Recalques elevados	Boa	Rápido com custo moderado
Aterro estaqueado	Necessidade de equipamentos especiais	Boa	Rápido e caro
Aterro com materiais leves (ex: isopor)	Necessidade de proteção do material leve	Baixa se recalques desejados são pequenos	Rápido e caro

Adaptado de ALMEIDA (1996).

De acordo com o exposto na Tabela 4, conclui-se que o uso de geossintético é uma das práticas de reforço mais econômicas em relação ao tempo previsto do recalque. Além disso, esse método é o que melhor se adequa às leis ambientais, aos prazos e às licitações.

Outra vantagem do aterro reforçado é a rápida regularização e compactação, além de separar os solos menos resistentes dos mais resistentes. O fato de a geogrelha ter aberturas faz com que os solos tenham interação, mas não ocorre de fato uma mistura. Portanto, não é considerada uma alteração do perfil dos solos.

A Figura 7 apresenta a interação de um aterro sobre solo mole com e sem geogrelhas.

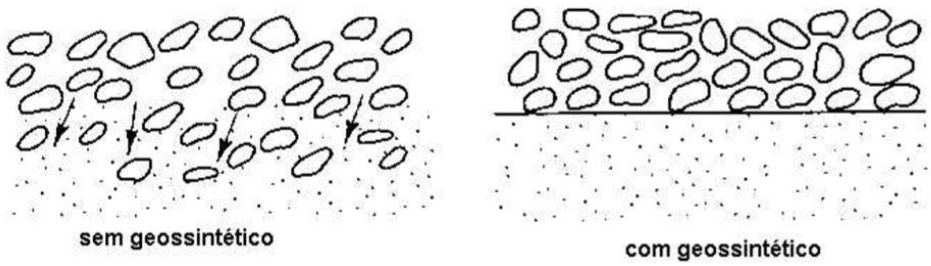


Figura 7: Ilustração da interação de dois solos com e sem geossintéticos

Essa interação entre o solo e o geossintético é muito observada para avaliar o atrito nessa interface. Sabe-se que, quanto maior for a área de contato, maior será o atrito.Esse cisalhamento corresponde a 10% da resistência total de arrancamento.

As geogrelhas com elementos mais espessos tendem a apresentar um coeficiente de interação superior ao das geogrelhas finas, sendo observado que o intertravamento produz uma parcela de resistência por empuxo passivo (Sieira, 2003).

Para obtenção da resistência de interface, são executados ensaios de arrancamento e/ou de cisalhamento direto em laboratório. Com base nas diferentes posições que as geogrelhas são aplicadas, é possível analisar diferentes mecanismos de ruptura impostos (Figura 8), bem como as trajetórias de tensão e as condições de contorno(Sieira, 2003).

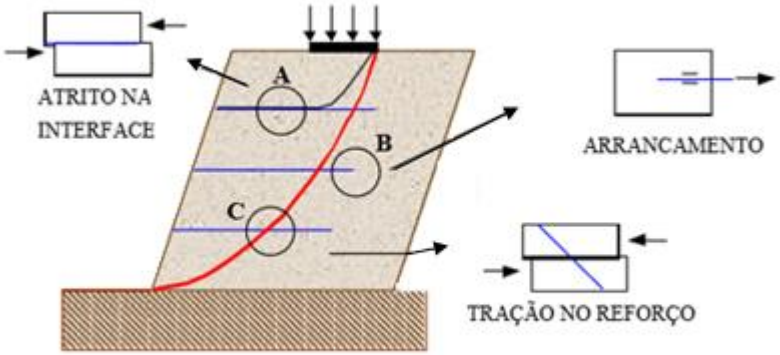


Figura 8: Representação de ensaios para estudo de mecanismo de interface

1.3.2 Solo estruturado (ou solo estaqueado)

Atualmente, existem diversas técnicas de construção em solos moles, cada uma com sua particularidade. Uma delas é o amplamente difundido aterro estaqueado, que consiste em estruturas mistas que combinam uma solução de terraplanagem convencional, o aterro propriamente dito, com uma solução típica de fundação profunda, as estacas. O uso de aterros estaqueados reforçados objetiva transferir a sobrecarga do aterro diretamente a um substrato mais resistente de solo competente, abaixo da camada compressível, evitando, desta forma, os recalques excessivos do aterro. A utilização desse método de construção tem se tornado cada

vez mais atrativa devida à economia de tempo alcançada (Spotti, 2006). Algumas vantagens podem ser destacadas na utilização de aterros estaqueados reforçados:

- Possibilita a construção do aterro sem a necessidade de aguardar o adensamento da camada compressível;
- Elimina a necessidade de excesso de solo para acelerar o processo de adensamento (pré-carregamento) ou compensar os efeitos dos recalques excessivos;
- Reduz a interferência no meio ambiente devido aos menores volumes de material de jazida movimentados no processo.

Objetivando uma redistribuição de cargas não suportadas diretamente pelas estacas, o material geossintético é utilizado à base do aterro. Os geossintéticos comumente utilizados como elementos de reforço em aterros estaqueados são os geotêxteis e as geogrelhas.

O uso de reforços geossintéticos na base contribui para a melhora do desempenho dos aterros estaqueados, possibilitando otimizar as dimenões do aterro, a distância entre estacas e reduzir, ou até eliminar, os capitéis normalmente utilizados (Mello e Bilfinger, 2004).

A inserção de reforço geossintético também reduz os recalques diferenciais em aterros de pequena altura. A utilização do reforço exclui a necessidade do uso de estacas inclinadas em razão das tensões horizontais ao longo das extremidades do aterro (Jones et al., 1990). A Figura 9 ilustra as conFigurações de aterro estaqueado com e sem reforço, e a Figura 10 ilustra situações em que é utilizado aterro estaqueado reforçado com geossintético sobre solos moles.

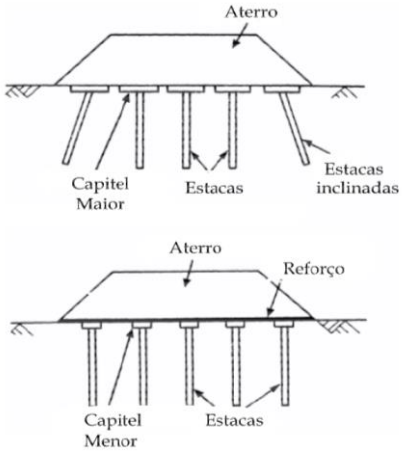


Figura 9: ConFiguração de aterro estaqueado sem e com reforço (adaptado de Jones et al.,1990)

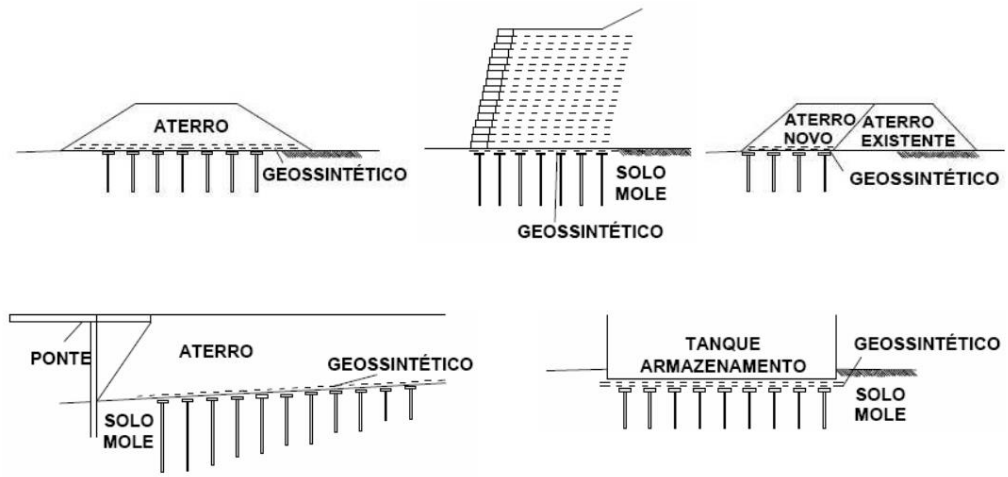


Figura 10: Aplicações de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (Mello et al.,2006).

Durante o projeto de aterros estaqueados, o engenheiro deve analisar e avaliar o comportamento previsto para o aterro. Essas análises devem focar prioritariamente nos estados limites últimos e no estado limite de serviço do aterro estaqueado.

2 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ATERROS REFORÇADOS

2.1 Teoria de Arqueameto de Terzarghi

O efeito de arqueamento dos solos é um fenômeno muito importante para a compreensão do comportamento desses solos quando submetidos a esforços. Para comprovar a existência do efeito, Terzaghi (1943) elaborou um experimento que consistia em uma caixa cheia de um determinado solo com um alçapão na parte inferior que, quando aberto, permitia que a massa de solo tendesse a se movimentar, formando uma superfície de ruptura. Desta forma, o material de solo apoiado sobre a parte móvel tende a se deslocar, permanecendo o restante da massa de solo imóvel. Pode ser observado que o movimento dos grãos de solo adjacentes à superfície de ruptura será combatido pela resistência ao cisalhamento mobilizado entre a massa de solo rompida e a massa estacionária. Essa resistência mobilizada tende a manter a massa de solo que está cedendo em seu lugar original. Por sua vez, esse fenômeno resulta na redução da tensão normal atuante na parte móvel do suporte e aumento da tensão normal na parte fixa. A Figura11 demonstra esse experimento e representa o momento em que o alçapão desce e que o prisma de solo localizado diretamente sobre o mesmo tende a se movimentar mobilizando, por consequência, a tensão cisalhante de forma integral ao longo das linhas ac e bd.

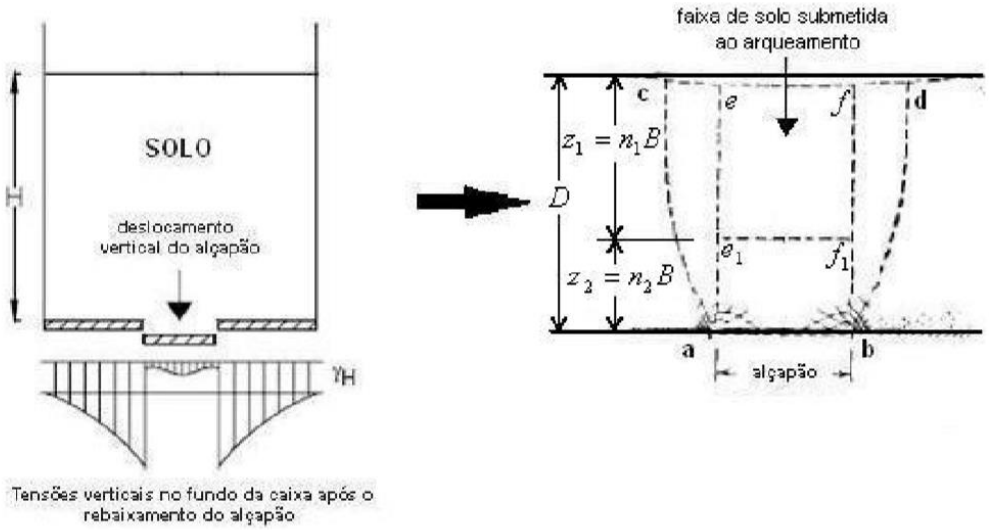


Figura 11: Método do arqueamento e diagrama de tensões verticais (adaptado de Terzaghi, 1943)

O arqueamento dos solos ocorre sempre que parte do suporte de uma massa de solo se desloca mais que as áreas de suporte adjacentes. Após ser feita essa análise, outros estudiosos concluíram que o efeito de arqueamento ocorre em razão das características de deformabilidade diferentes entre os dois materiais que compõem o modelo. Terzaghi, em 1943, ressalta que, no caso de aterros estaqueados, considerando a maior rigidez das estacas em relação ao solo circundante, essas apresentam menores deformações sob as mesmas cargas impostas pelo aterro. E, após o lançamento das primeiras camadas do aterro, ocorrem recalques diferenciais ao longo deste, causados pelo efeito de arqueamento.

A norma britânica BS8006 indica que o efeito de arqueamento possibilita a diminuição das tensões verticais nos vãos entre capitéis de um aterro estaqueado e afirma que, a partir de uma altura crítica (H_c), as tensões verticais nos vãos entre os capitéis se mantêm constantes. A Equação 1, representa as considerações realizadas:

$$H_c = 1{,}4(s - a) \tag{1}$$

Onde,

H_c : altura criticado aterro;

s : espaçamento entre as faces de apoio dos capitéis;

a : dimensão do capitel.

A definição da altura crítica foi desenvolvida a partir da Equação 1. Foi demonstrado em ensaios de laboratório que, após a retirada do alçapão de fundo de uma caixa preenchida com solo coesivo, o solo permanece totalmente suportado por apoios laterais a partir de certa altura devido ao efeito de arqueamento.

$$1{,}55 < \frac{H_c}{s} < 1{,}92 \tag{2}$$

2.2 Métodos analíticos de aterros reforçados sobre solo mole estaqueado

2.2.1 Método de Hewlettt e Randolph (1988)

Hewlettt e Randolph (1988) analisaram o efeito de arqueamento de aterros granulares sobre um conjunto de estacas posicionadas de forma retangular em solos de baixa resistência. Este estudo é baseado em experiências anteriores dos autores em ensaios de laboratório. As equações introduzidas por eles fornecem o grau de resistência apresentado pelos capitéis em função do tamanho dos mesmos, do espaçamento entre os eixos das estacas, da altura e do ângulo de atrito do aterro.

Os pesquisadores produziram uma metodologia analítica de dimensionamento de aterros estaqueados. Conforme a Figura 12, o arranjo geral é de uma série de coroas circulares de raio igual à metade da diagonal da malha de estacas, para a conFiguração tridimensional.

Figura 12: Modelo tridimensional do arqueamento (Hewlett e Randolph,1988).

Foi estudado em modelo bidimensional o equilíbrio limite das tensões em uma coroa de material granular situada acima dos capitéis, apresentada na Figura 13.

A trajetória dos esforços de arqueamento, em uma malha de estacas, pode ser considerada como uma abóbada composta por uma série de cúpulas. A coroa de cada cúpula é aproximadamente hemisférica e o raio igual à metade da diagonal da malha de estacas como visto na Figura 13.

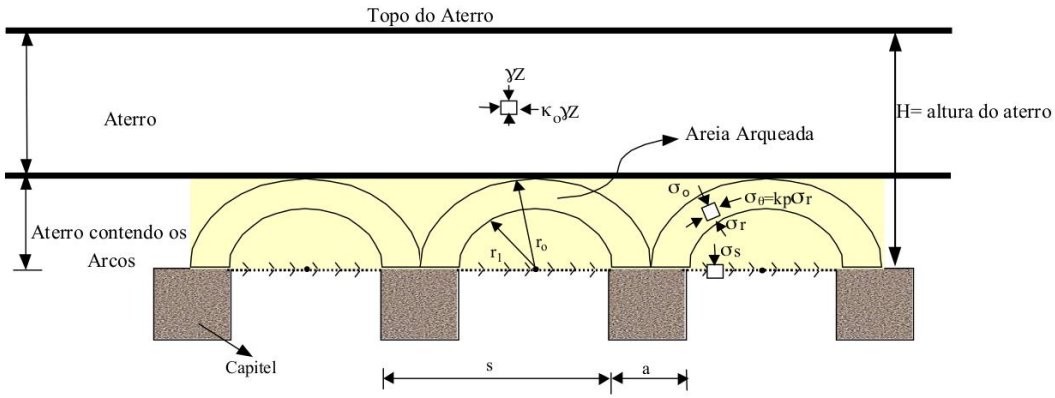


Figura 13: Modelo do Arqueamento (Modificado de Hewlett e Randolph, 1988)

As regiões consideradas mais fracas do sistema são a coroa da cúpula e a área limitada do capitel. Este estudo é feito a partir da estimativa da eficiência das estacas no aterro. A Figura 14 demonstra o esquema da malha de capitéis e as abóbodas presentes no arqueamento.

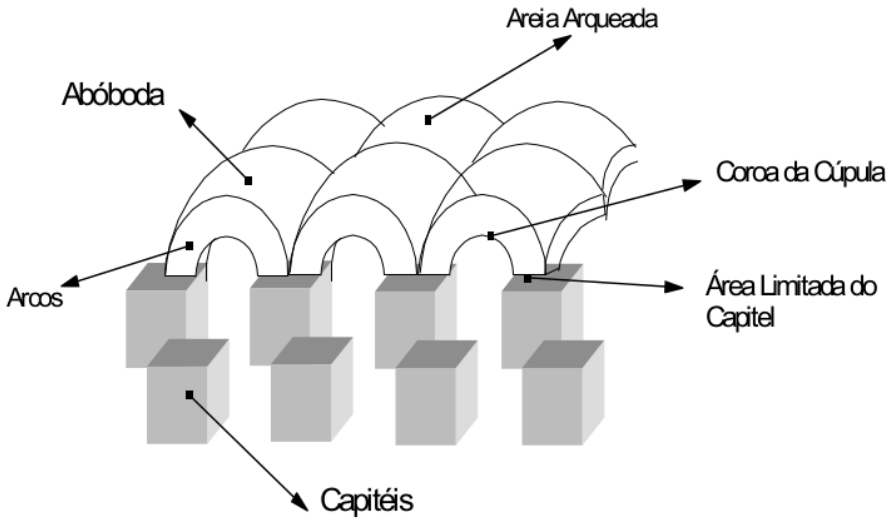


Figura 14: Malha de Capitéis Arqueamento (Modificado de Hewlett e Randolph, 1988)

A eficiência da estaca é considerada como a proporção do peso total de aterro que é absorvido pelas estacas. A eficiência da coroa pode ser obtida pelo equilíbrio vertical:

$$E_1 = 1 - (1 - \delta^2)(A - A.B + C) \quad (3)$$

Onde: $\delta = \frac{a}{s}$

$$A = (1-\delta)^{2(k_p-1)} \quad (4)$$

$$B = \frac{s}{\sqrt{2H}}\left[\frac{2k_p-2}{2k_p-3}\right] \quad (5)$$

$$C = \frac{s-a}{\sqrt{2H}}\left[\frac{2k_p-2}{2k_p-3}\right] \quad (6)$$

Sendo:

E_1: eficiência na coroa do arco;

a: largura do capitel;

s: distância entre eixos das estacas;

H: altura do aterro;

K_p: coeficiente de empuxo passivo de Rankine

A eficiência do capitel é obtida pelo equilíbrio radial na estreita cunha próxima ao capitel:

$$E_2 = \frac{1-\beta}{\beta} \quad (7)$$

Onde:

$$\beta = \frac{2k_p}{k_p+1}.\frac{1}{1+\delta}.\left[(1-\delta)^{-kp} - (1+\delta k_p)\right] \quad (8)$$

2.2.2 Método de Low et al. (1994)

Low et all (1994) objetiva estudar as deformações induzidas no reforço e a reação do solo compressível nos aterros estaqueados. Nesse estudo, foi considerada a formação de um arco na conFiguração bidimensional sobre os capitéis e o reforço. A Figura 15 mostra o reforço deformado e é apresentada como um arco circular de raio R, ângulo central (θ) e deslocamento máximo (t).

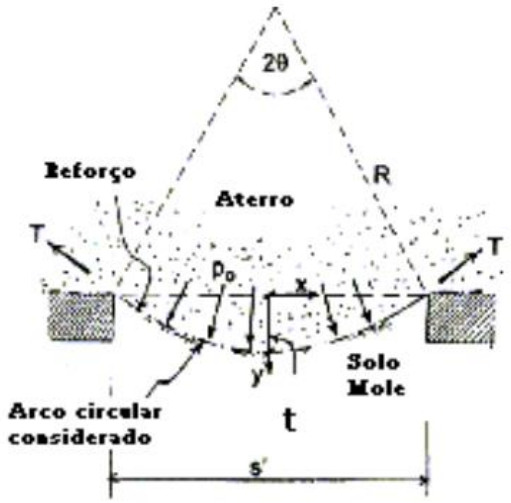


Figura 15: Modelo para cálculo da tração no reforço (Low et al. (1994).

Na modelagem, foi considerado o comportamento tensão deformação do solo mole como elástico. O reforço é considerado anexado às bordas dos capitéis para obtenção de parâmetros adimensionais que orientem a análise.

No desenvolvimento do método, foram utilizadas as equações 9 e 10:

$$\frac{t}{s} = \frac{1-cos\theta}{2.sen\theta} \tag{9}$$

$$T = K_r \varepsilon_r = K_r \frac{\theta - sen\theta}{sen\theta} \tag{10}$$

Onde:

t: deflexão do reforço no centro do vão

T: tensão uniforme no reforço /

k_r: rigidez do reforço

ε_r: deformação axial

Pelo equilíbrio de forças verticais, a tensão T no reforço, é dada pela Equação 11:

$$\frac{T}{R} = p_0 = \left(\sigma_s - \frac{tM}{D}\right) \tag{11}$$

Onde:

σ_s: pressão atuante na parte superior do reforço;

M: módulo elástico do solo mole;

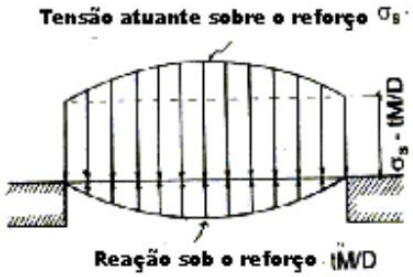
D: espessura inicial da camada de solo mole;

k_r: rigidez do reforço;

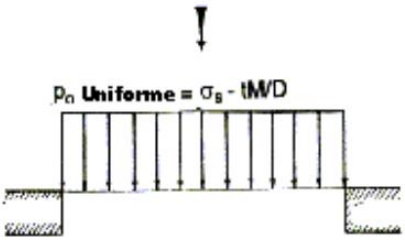
ε_r: deformação axial.

Low et al. (1994) indica que a diferença p_0 permanece constante, como pode ser ilustrado na Figura 16, ainda que o carregamento sobre o reforço e a reação do solo mole sob o mesmo possam variar.

(a) aspecto geral



(b) ações resultantes sobre reforço



(c) resultante sobre o esforço

Figura 16: Representação da diferença p0 permanece constante (Adaptado de Low et al. (1994)

Dinte do exposto, obtêm-se as Equações 12 e 13:

$$\frac{t}{s\prime} = \frac{\sigma_s D}{s^2 M} - 2\frac{DK_G}{s^2 M} \times (\theta - sen\theta) \quad (12)$$

$$\theta = sen^{-1}\left[\frac{4\frac{t}{s\prime}}{1+4\left(\frac{t}{s\prime}\right)^2}\right] \quad (13)$$

Essas equações são uma função implícita de (t/s') e mostram que essa relação depende das especificidades do solo mole e dos reforços utilizados, assim como das características do efeito de arqueamento. Os ábacos ilustrados na Figura 17(a) e (b) ilustram essas funções.

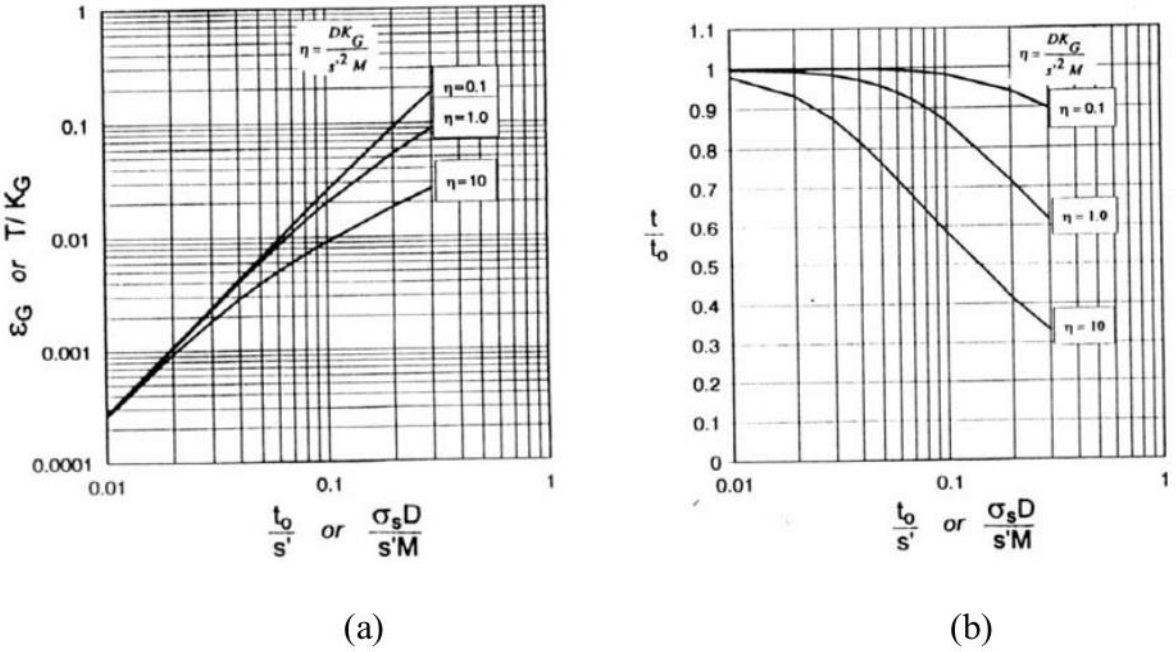


Figura 17: (a) Deformação teórica no reforço. (b) Taxa teórica de recalque na base do reforço

2.2.3 Método da Norma BS8006 (1995)

O método utilizado para dimensionamento de aterros estaqueados na norma inglesa BS8006 (1995) foi inicialmente elaborado por Jones et al. (1990) com uma

estimativa da eficiência do arqueamento. A norma BS8006 (1995) acrescentou um conceito muito importante de altura crítica ao processo.

Observando a Figura 18a, se a altura do aterro é menor do que a altura crítica, a carga suportada pelo reforço é a carga do aterro reduzida pelo arqueamento mais uma possível sobrecarga atuante no topo do mesmo.

No entanto, para alturas de aterro superiores à altura crítica (Figura 18b), considera-se que todas as cargas acima da altura crítica são transmitidas diretamente às estacas por meio de arqueamento no corpo do aterro.

A atuação do solo mole não é considerada para o alívio das cargas no geossintético. No reforço, a máxima deformação admissível é de 6% e, caso não sejam admitidos recalques significativos no topo do aterro, esse valor pode ser minorado. A carga no vão entre os capitéis é considerada uniformemente distribuída.

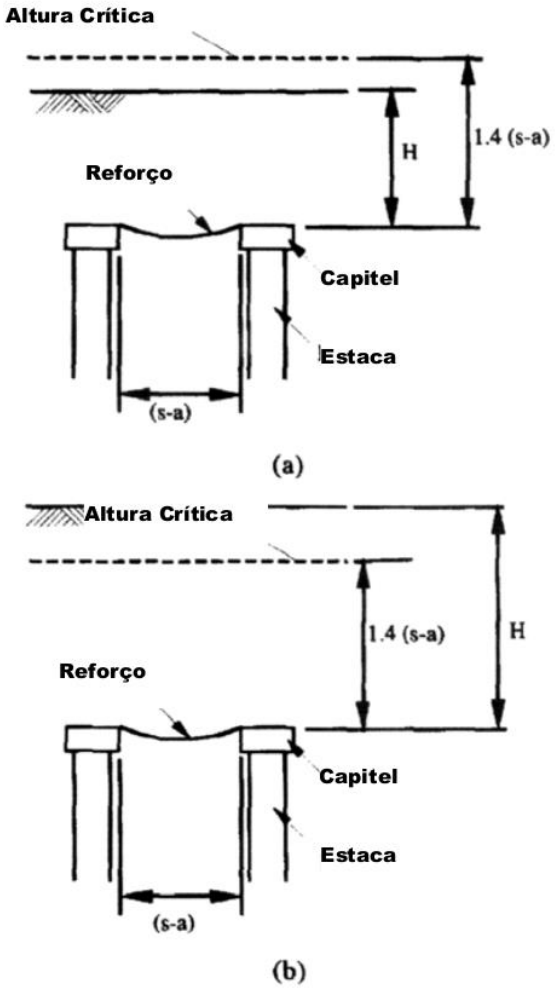


Figura 18: (a) Altura abaixo da crítica (b) Altura acima da crítica

Na equação 14, é calculada a tração no reforço (T), ignorando os fatores parciais de segurança:

$$T = \frac{w_T(s-a)}{2a}\sqrt{1+\frac{1}{6\varepsilon}} \quad (14)$$

Onde:

$$w_T = \frac{1{,}4.s.\gamma.(s-a)}{(s^2-a^2)}.\left[s^2 - a^2.\left(\frac{p'_c}{\sigma'_v}\right)\right] \quad (15)$$

$$w_T = \frac{s.(\gamma.H-w_s)}{(s^2-a^2)}.\left[s^2 - a^2.\left(\frac{p'_c}{\sigma'_v}\right)\right] \quad (16)$$

$$\frac{p\prime_c}{\sigma\prime_v} = \left[\frac{C_c.a}{H}\right]^2 \quad (17)$$

C_c = 1,95.H/a -0,18

C_c =1,5. H/a - 0,07

2.2.4 Método de Kempfet et al. (2004)

O método de Kempfert et al (2004) apresenta um estudo analítico para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Nele, estabeleceu-se uma equação para estimar a força vertical atuante sobre estacas de aterros estaqueados reforçados.

Em 1997, foi possível estimar a tensão vertical atuante nos vãos entre capitéis e a tensão vertical, por fim, é absorvida pelo geossintético. Essas tensões se manifestam como tensões de tração atuantes no geossintético e são posteriormente estimadas, considerando-se que o reforço assume comportamento de uma membrana tensionada. Além disso, é considerado que o solo compressível oferece reação ao carregamento imposto pelo aterro (Kempfert et al., 1997).

Kempfert et al. (2004) apresentam posteriormente um novo método teórico para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados, embasados em resultados obtidos em ensaios de modelos de larga escala e simulações numéricas. O modelo proposto por Kempfert et al. (2004) sugere uma distribuição das tensões no aterro e o efeito de membrana atuante no reforço geossintético. Embora essa análise apresente

resultados conservadores, o modelo consegue demonstrar com boa aproximação a distribuição de tensões atuantes em aterros estaqueados sob o efeito de carregamentos estáticos.

2.3 Teoria das vigas (Consideração do esforço cortante)

Quando é observada a teoria das vigas, pela lei de Hooke, sem aplicação de cargas axiais às vigas, as tensões e os deslocamentos são proporcionais às cargas aplicadas e, dessa forma, é válido o princípio da superposição de efeitos. Entretanto, se aplicada uma carga axial P associada a uma carga distribuída q(x), como na Figura 19a, a hipótese de superposição deixa de ser válida, já que a carga P introduzirá momentos adicionais na viga além daqueles gerados pelas cargas transversais. Com base nesse conceito, uma viga com carregamento transversal e axial é nomeada de viga coluna (Timoshenko e Gere, 1961).

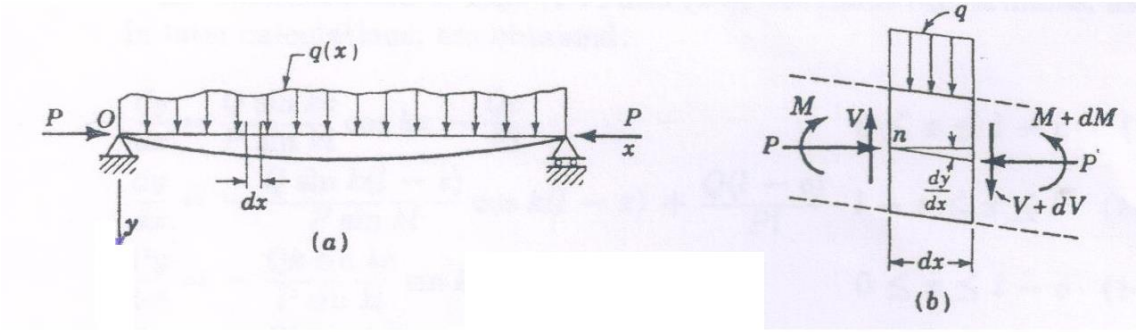


Figura 19: Esforços numa seção infinitesimal de uma viga coluna (adaptado de Timoshenko e Gere, 1961)

Seja na Figura 19a uma viga coluna sujeita a uma carga distribuída q(x) transversal e a uma carga axial P de compressão. A partir do somatório de forças na direção vertical obtém-se a Equação 18 (Timoshenko e Gere, 1961):

$$-V + qdx + (V + dV) = 0$$

$$q = -\frac{dV}{dx} \tag{18}$$

Com base na mesma Figura, a partir do somatório de momentos em relação ao ponto n, obtém-se:

$$M + qdx\frac{dx}{2} + (V + dV)dx - (M + dM) + P\frac{dy}{dx}dx = 0 \qquad (19)$$

Desprezando-se, em seguida, os termos de 2ª ordem na Equação 19, tem-se :

$$V = \frac{dM}{dx} - P\frac{dy}{dx} \qquad (20)$$

Expressando-se o momento em função da curvatura da viga:

$$EI\frac{d^2y}{dx^2} = -M \qquad (21)$$

Combinando as Equações 19, 20 e 21, obtém-se:

$$EI\frac{d^3y}{dx^3} + P\frac{dy}{dx} = -V \qquad (22)$$

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} + P\frac{dy}{dx} = q \qquad (23)$$

Onde:

E: Modulo de Elasticidade
I: Momento de Inércia

As Equações 22 e 23 representam as equações diferenciais governantes da teoria das vigas colunas. Fazendo-se P=0, recai-se na teoria clássica das vigas, restrita aos esforços transversais (sem carga axial).

Para P=0, na Equação 23, obtém-se da teoria clássica das vigas que o esforço cortante é dado pela derivada dos momentos em relação a x. Portanto, para materiais como os geossintéticos, que não absorvem momentos, o cortante será nulo para M = 0, tal como nos elementos de “geossintéticos” disponíveis nos softwares comerciais de equilíbrio limite e de elementos finitos.

Substituindo-se, na Equação 22, a carga de compressão P por uma carga de tração –T (já que os geossintéticos serão tracionados quando carregados em uma massa de solo) e fazendo-se M = 0 e α = dy/dx, obtém-se o esforço cortante no geossintético por:

$$V = T\alpha \qquad (24)$$

A Equação 24 indica que o esforço cortante no geossintético será igual à carga de tração T multiplicada pela inclinação α em relação ao eixo x. Portanto, quanto maior a tração e maior a inclinação, maior o cortante (V) no geossintético. No caso de aterros sobre geogrelhas apoiadas sobre capitéis prismáticos, tanto a tração máxima, quanto a inclinação máxima, ocorrem junto à quina dos blocos, onde ocorrerá, portanto, a maior solicitação cortante.

Cabe destacar que a utilização de capitéis arredondados pode reduzir (mas não anular) o esforço cortante (comparativamente aos capitéis com arestas e quinas), já que nos capitéis arredondados a tração máxima e a inclinação máxima tenderão a ser menores.

Nos casos de blocos quadrados e retangulares, o efeito do esforço cortante é agravado nas quinas nos blocos, onde se superpõem às forças cortantes nas direções x e y. Nesse caso, as forças cortantes se concentrarão em uma área muito reduzida (a quina do bloco), ensejando a ruptura por punção, que tenderá a se propagar pelas arestas dos blocos, com o colapso completo da geogrelha, tal como ocorreu na Vila do Pan.

Importante acrescentar que os elementos de geossintéticos disponívies nos softwares correntes de elementos finitos, por admitirem somente esforços axiais de tração, não contemplam o importante efeito simultâneo de solicitações axiais e transversais dados pelas equações 18 a 24, daí resultando em esforços de tração no geossintético provavelmente muito menores que os reais, na impossibilidade de se prever a inclinação α e, por conseguinte, de incorporar os efeitos dos esforços cortantes.

3 CASOS REAIS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

3.1 Bulmel et al. (2003)

O exemplo em questão trata da construção de um aterro para a implantação de uma estrada, com 300 m de extensão, em uma área ao sul da cidade de Hanover, Alemanha, onde foi construído um complexo industrial. O empreendimento exigiu que a estrada cruzasse uma área que foi utilizada como aterro sanitário.

A antiga área de deposição é constituída por um poço, resultante de escavação para mineração, de 10 m de profundidade. Tempos depois do abandono da área de mineração, a base do poço foi preenchida por uma camada de material proveniente da própria escavação com 1,5 m a 4,0 m de espessura. O material depositado na região norte do poço é feito por resíduos domésticos e industriais e na região sul, o material depositado é precisamente resíduos de demolição. O fechamento da área foi realizado com o lançamento de uma camada de cobertura de solo com 1,0 m de espessura.

Em decorrência da baixa capacidade de carga do material depositado na região norte do aterro sanitário, foi notada a ocorrência de deslocamentos verticais e horizontais significativos, causados pela decomposição do resíduo e pela carga imposta pelo tráfego após a construção da estrada. Na região sul, o resíduo apresentava uma capacidade de carga adequada para suportar o aterro novo e o tráfego.

Em razão das propriedades do material na região norte, foi construído um aterro sobre um sistema de suporte constituído por estacas, capitéis e duas camadas de geogrelhas. As geogrelhas utilizadas eram do tipo Secugrid 400/40 R6, com resistências na direção transversal e longitudinal iguais a 400 kN/m e 40 kN/m, respectivamente. O aterro entre as duas geogrelhas foi produzido com escória e cinzas resultantes da incineração do resíduo doméstico, seguindo as especificações técnicas e regulamentações ambientais. A plataforma das geogrelhas possuía uma espessura total de 2,0 m.

Haja vista a fundação ser constituída pelos resíduos domésticos, foi necessário adotar um sistema de drenagem de gás e das águas infiltradas abaixo da estrutura da estrada e de impermeabilização. Isto foi feito a partir da construção de uma camada de brita, da instalação de uma geomembrana de 2,5 mm de espessura protegida em

ambos os lados por geotêxteis não tecidos e da construção de outra camada de brita. A Figura 20 apresenta uma seção típica do sistema de suporte.

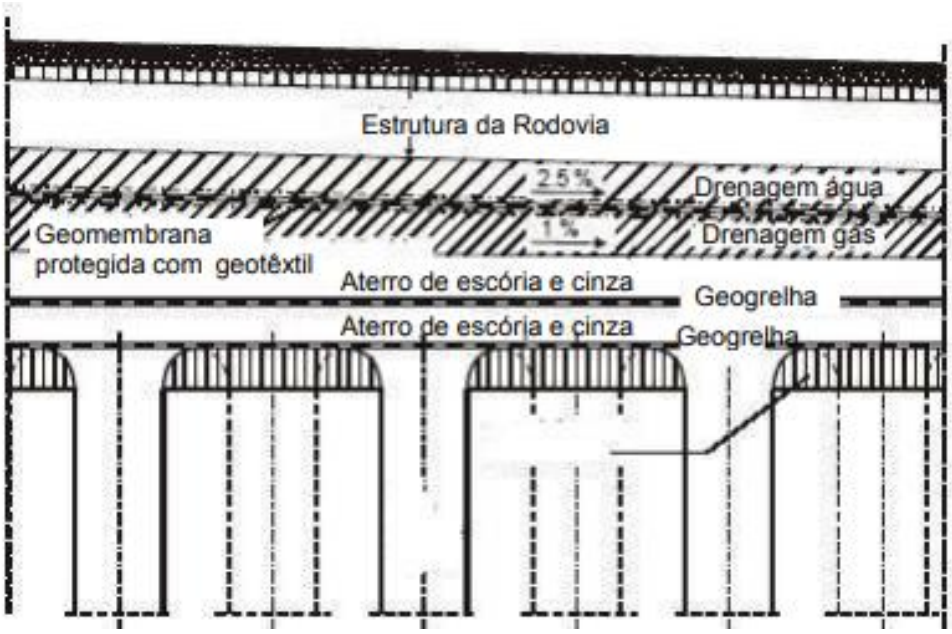


Figura 20: Seção típica do aterro estaqueado reforçado (Blümel et al., 2003)

Com o objetivo de controlar as deformações do aterro reforçado, foi construída uma área de teste com aterro de 0,6 m de altura. Nesse local, foram realizadas provas de carga nas 30 colunas com medidas contínuas das deformações nas geogrelhas. Para uma carga de 100 kN (próxima ao limite de capacidade de carga do sistema), foi verificado um deslocamento vertical próximo às geogrelhas inferior a 1mm.

O monitoramento do comportamento da obra durante sua vida útil foi feito a partir de inclinômetros. As primeiras séries de leituras realizadas em junho e outubro de 2003 não indicaram ocorrência de deformações significativas no aterro reforçado.

3.2 Vertematti e Montez (2006)

Vertematti e Montez (2006) descreveram a construção de um trecho de 460 m da Ferro-Norte localizado no Mato Grosso do Sul. O aterro foi construído sobre solo mole com espessura de aproximadamente 8 m e reforçado por um sistema contendo uma malha quadrada de micro-estacas com 15 cm de diâmetro, capitéis de concreto pré-moldado com 0,5 m x 0,5 m e uma camada de geogrelha de poliéster de alta tenacidade com resistências de 400 kN/m e 150 kN/m nas direções longitudinal e

transversal, respectivamente. A Figura 21 apresenta a seção esquemática do aterro estaqueado reforçado.

Uma vistoria realizada após 6 anos de construção constatou um desempenho satisfatório do aterro estaqueado estruturado, não sendo observados recalques significativos por deformações ou rupturas localizadas.

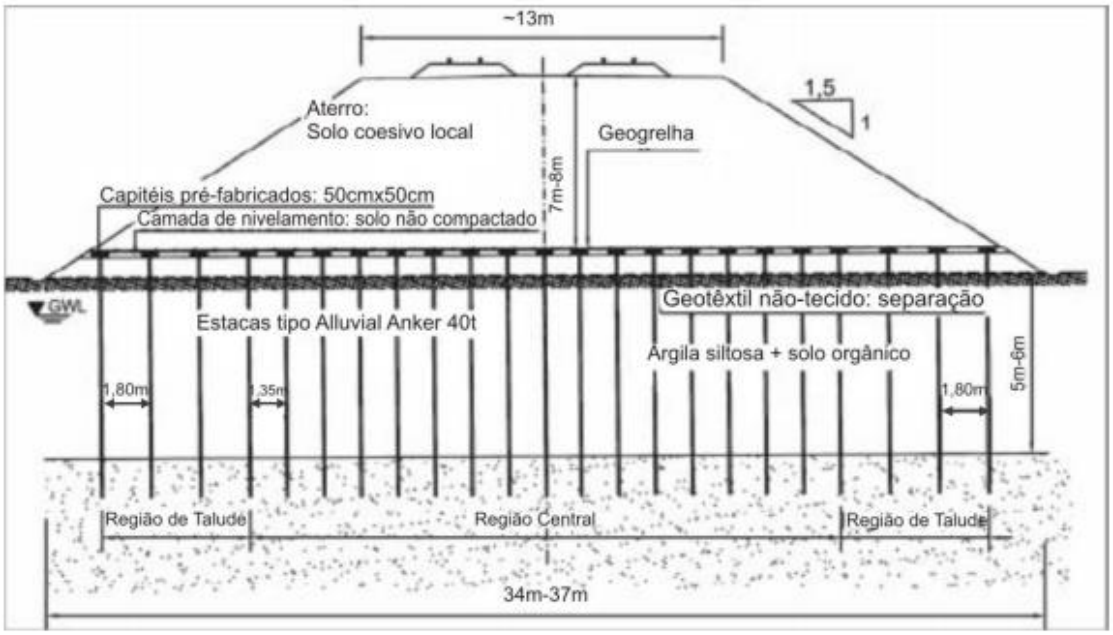


Figura 21: Seção esquemática do aterro estaqueado (Vertematti e Montez, 2006)

Porém, como exceção, foi observado um trecho de 25 m onde foi construído um bueiro celular em concreto armado, com seção quadrada de 3 m, em segmentos para passagem das águas do Ribeirão da Laje. Uma das bordas do segmento central do bueiro sofreu um deslocamento vertical de 35 mm, causado pela concentração de tensões que lá ocorreu, e um recalque diferencial de aproximadamente 0,14%. De acordo com os engenheiros, recalques desta magnitude foram percebidos em outros trechos da ferrovia junto a obras de arte e refletiram-se apenas em uma das linhas. A Figura 22 apresenta um detalhe do trecho do bueiro celular que recalcou.

Figura 22:Segmento central do bueiro celular que sofreu recalque de 35mm (Vertematti & Montez, 2006)

3.3 Mello et al. (2008)

O caso em questão é acerca da construção da estrada que interliga as duas maiores rodovias de São Paulo, Presidente Dutra e Ayrton Senna, e foi contemplada em Mello et al. (2008). Essas rodovias possibilitaram o acesso à rodovia Tamoios, a qual liga a cidade de São José dos Campos, importante pólo industrial e tecnológico do estado de São Paulo, ao porto de São Sebastião.

O subsolo da obra, um trecho de 140 m de extensão da área, era composto por depósito de sedimento aluvionar intercalado por duas camadas de argila mole e por uma camada de material arenoso fofo.

A partir de ensaios de campo e laboratório, essa camada arenosa foi classificada como uma areia argilosa, com comportamento semelhante ao das argilas moles, em se tratando de resistência ao cisalhamento e compressibilidade. A espessura do material de alta compressibilidade apresentava valores de 8 a 10 m. A altura do aterro neste trecho foi de 8 m.

As premissas do projeto foram de recalque máximo admissível em 30 anos igual a 0,4m, sobrecarga operacional devido ao tráfego de 10 kPa e fator de segurança dos taludes de aterro ao final da construção de 1,25.

Tendo em vista as características da fundação, a solução sugerida foi a construção do aterro sobre estacas de brita revestidas por material geossintético de alta resistência, e o reforço da base do aterro por uma geogrelha, com o intuito de garantir a estabilidade lateral do aterro.

As estacas foram construídas com 0,7 m de diâmetro distribuídas em malha triangular de espaçamentos variando entre 1,8 m e 2,2 m. Como revestimento das estacas, foi adotado geotêxtil com resistência de 50 kN/m e rigidez de 1.000 kN/m.

Conforme a metodologia de Raithel (1999), foram previstos valores de recalque para as colunas com 10 m de profundidade e diferentes alturas de aterro e espaçamento entre colunas na fase de projeto. Os resultados indicaram valores de recalque compreendidos entre 0,61 m a 0,75 m para todas as opções adotadas.

Foi feito o monitoramento do aterro reforçado durante e após a construção por inclinômetros, células de carga, extensômetros, inclinômetros horizontais (perfilômetros) e medidores de recalque. O perfil pode ser observado na Figura 23.

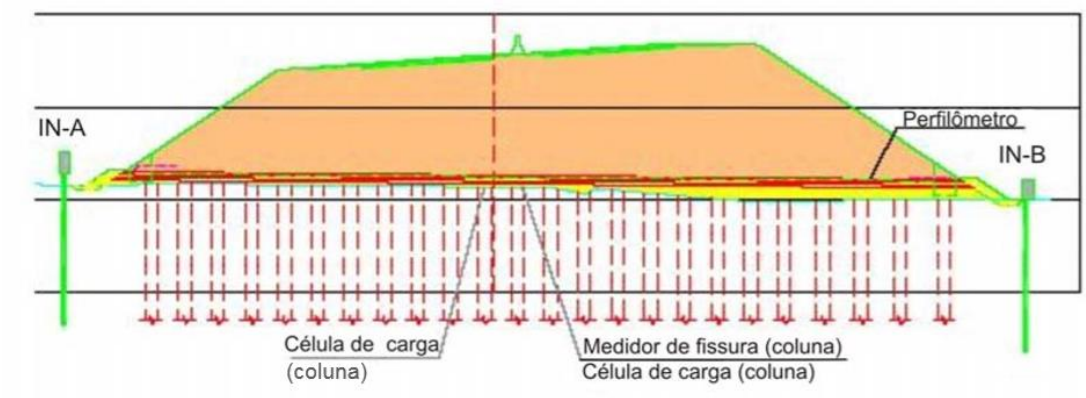


Figura 23: Seção típica com os instrumentos instalados (Mello et al., 2008)

Os resultados de recalques medidos são apresentados na Figura 24. Pode-se observar que os recalques apresentam valores muito menores aos previstos em projeto, com um recalque máximo de 0,10 m. Provavelmente, é devido à presença de uma camada areno-argilosa com maior rigidez do que a camada argilosa.

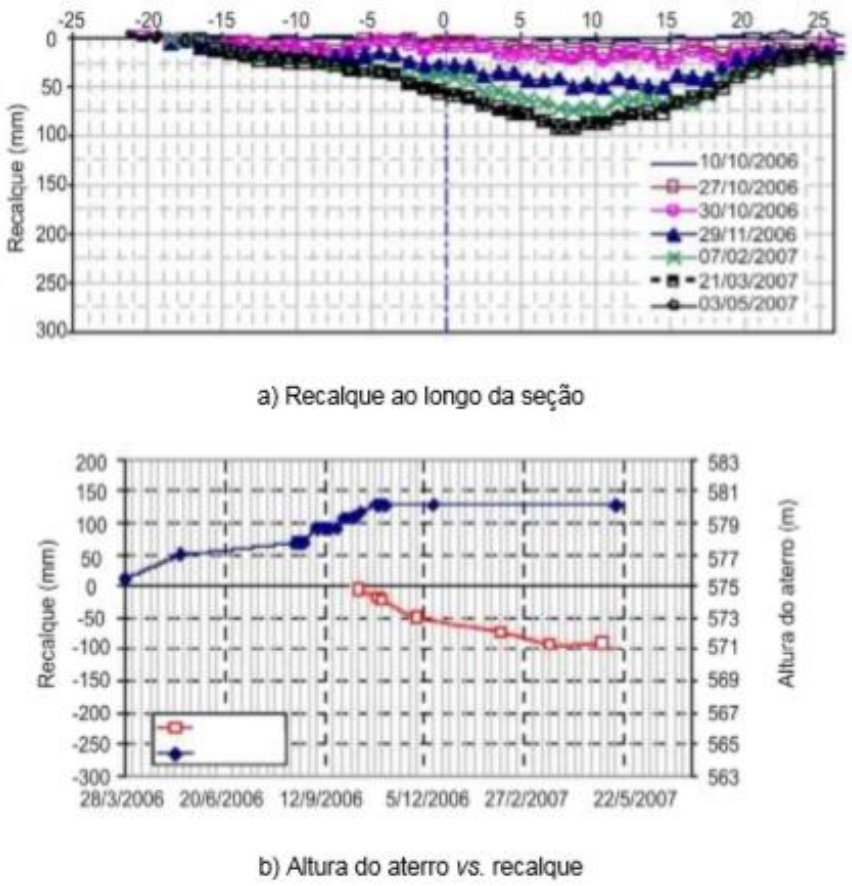


Figura 24: Valores de recalque medidos pelos perfilômetros (Mello et al., 2008)

Os valores medidos pelos inclinômetros indicam deslocamentos horizontais significativos durante a instalação das colunas.

Os valores de deslocamentos horizontais no interior das colunas medidos pelos extensômetros foram baixos, porém, em Mello et al. (2008) é dito que é possível que as colunas com este equipamento não estivessem completamente carregadas. Os valores medidos pelas células de carga, instaladas no topo das colunas, apresentaram valores inferiores para as estacas que possuíam extensômetros. A instalação dos equipamentos e a recompactação do material alterou a rigidez média destas colunas. A partir dos resultados apresentados na Figura 25, também é possível verificar que os deslocamentos e cargas variaram por um período de 3 a 4 meses após a conclusão do aterro e, finalmente, atingindo seu equilíbrio só após esse período.

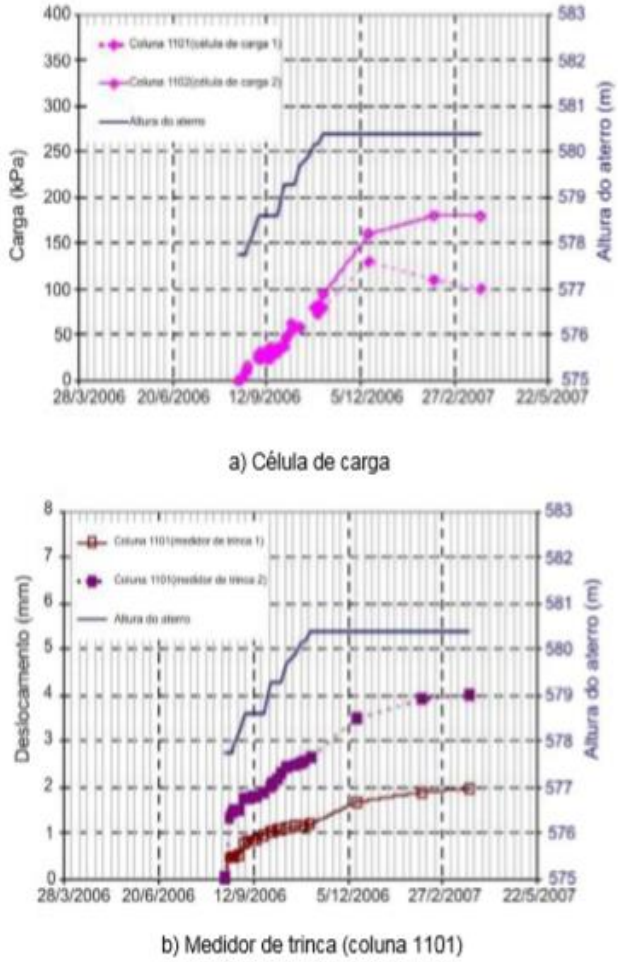


Figura 25: Valores de cargas e deslocamentos medidos nas colunas (Mello et al., 2008)

3.4 Young et al. (2008)

Young et al. (2008) estudaram a construção de um aterro para a implantação de uma ferrovia para trens de passageiros e de carga, com 55 km de extensão e localizada em New Jersey, Estados Unidos.

O projeto seguiu o alinhamento de uma antiga rodovia construída em 1830. A rota pré-definida pelo projeto demonstrou diversas dificuldades construtivas, pois estava situada entre áreas alagadiças, sendo necessárias alterações no alinhamento vertical e horizontal do projeto. Por isso, as principais premissas utilizadas no projeto foram a de construção de estruturas de contenção, recalques pós-construtivos mínimos, métodos construtivos adequados e tempo reduzido de construção. O aterro se estendeu até a ponte do rio Roncocas. Esse encontro de ponte estava localizado aproximadamente no mesmo alinhamento horizontal, porém, foi realizado um

alteamento de 6 m de altura e um alargamento do aterro existente para a instalação de duas novas linhas.

No estudo, um programa de investigações de campo e de laboratório foi realizado, sendo o solo de fundação identificado como um depósito recente de material aluvionar composto por uma camada de areia siltosa fofa sobrejacente a camadas de solo muito mole, com o total de aproximadamente 7,6 m de profundidade.

Considerando as características do solo de fundação e das premissas de projeto, a contenção do aterro foi realizada por uma estrutura modular de concreto pré-moldado em forma de “T” preenchida por um aterro compactado nos vãos. A estrutura de contenção se estendeu por 230 m e se juntou a uma rampa com 142 m de extensão, a qual terminou no encontro com a ponte. A Figura 26 ilustra os módulos de concreto pré-moldado que constituem a estrutura de contenção.

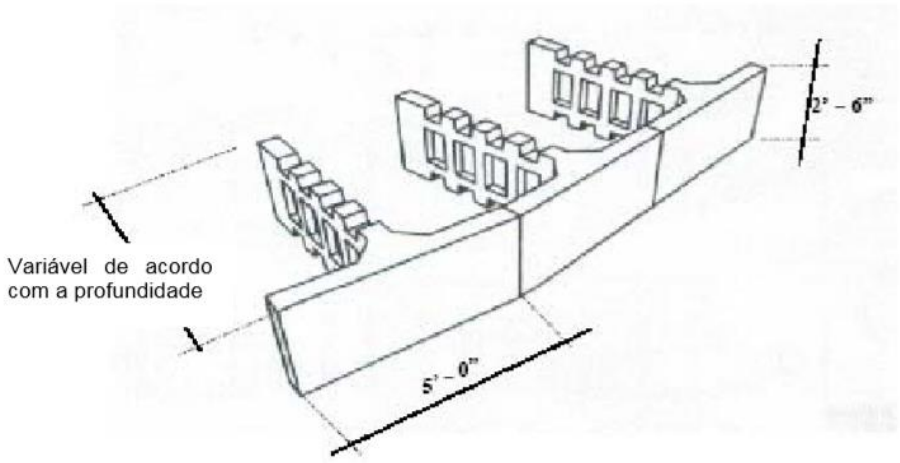


Figura 26: Módulos de concreto pré-moldado que constituem a estrutura de contenção (Young et al. 2008)

A transferência da carga imposta pelo muro de contenção foi realizada pelo sistema geogrelhas/estacas. Três geogrelhas foram utilizadas em uma plataforma de 1,0 m de espessura. As estacas utilizadas foram do tipo concreto vibrado e possuíam 0,5 m de diâmetro, dispostas em uma malha triangular e com espaçamento de 2,1 m e 2,7 m. A Figura 27 apresenta a seção típica considerada.

Foram alocadas placas de recalque na base da estrutura de contenção para verificar o desempenho da construção. Logo após o término da construção e do reaterro, foi feita uma série de leituras nos muros localizados em ambos os lados da ferrovia, cujos valores não foram apresentados pelos autores. Três meses após as

primeiras leituras, foram realizadas novas leituras, nas quais foram verificados 6 mm de deslocamento vertical. Valor baixo em relação ao valor admissível no projeto, que foi de 25 mm. Após um ano de funcionamento, novas leituras foram realizadas e nenhuma deformação considerável foi verificada, indicando um bom desempenho do sistema.

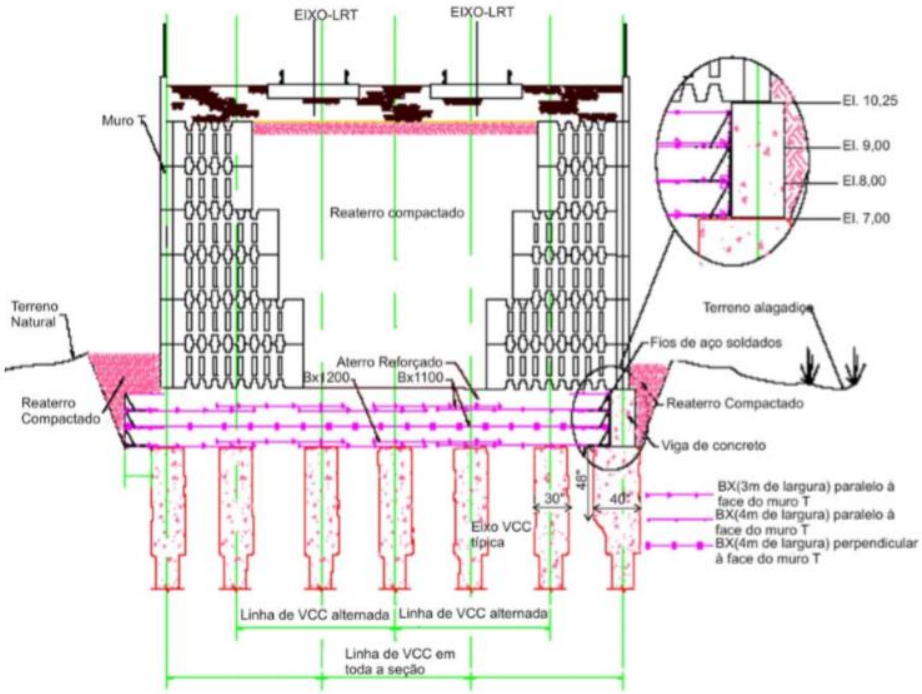


Figura 27: Seção típica do aterro estaqueado reforçado considerado (YOUNG et al., 2008)

3.5 Russel e Pierpoint (1997)

As modelagens numéricas tridimensionais realizadas por Russel e Pierpoint (1997) objetivaram comparar os resultados obtidos com determinados métodos analíticos propostos. Os métodos estudados foram Terzaghi (1943), Hewlett e Randolph (1988), BS 8006 (1995) e Guido et al. (1987).

A Figura 28 detalha a seção característica e a geometria de aterro estaqueado reforçado de dois estudos de casos históricos sobre solo mole na Inglaterra, o aterro estaqueado reforçado A13 e a área experimental do aterro estaqueado reforçado do Toll Plaza.

Embora ambos possuam dimensões similares, estes aterros representam dois extremos de dimensionamento de aterros estaqueados reforçados, pois a geogrelha utilizada no aterro apresenta rigidez bem superior à utilizada no Toll Plaza.

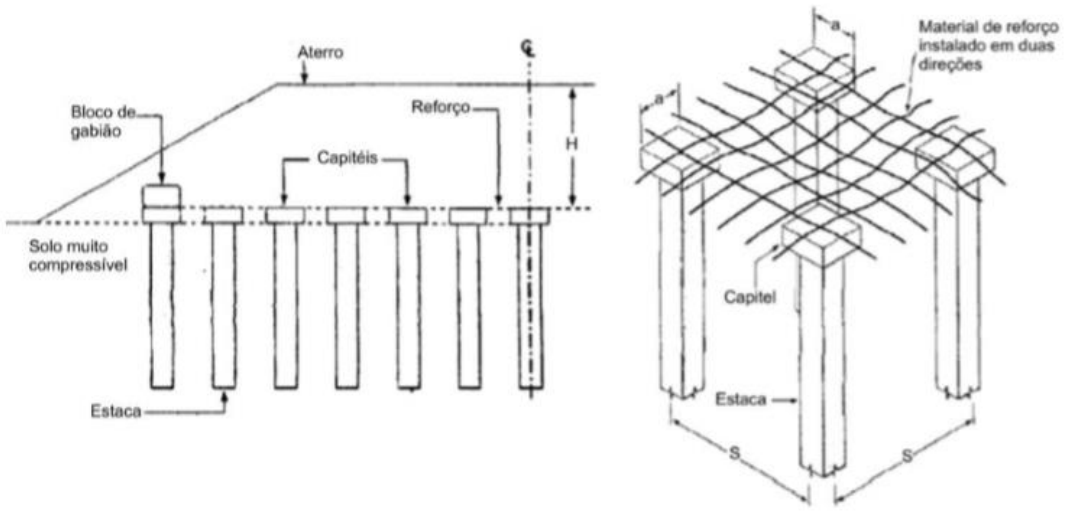


Figura 28: Seção transversal típica e detalhe de aterro estaqueado reforçado (adaptado de Russel e Pierpoint, 1997)

Russel e Pierpoint (1997) definiram como parâmetro o coeficiente de redução de tração proposto por Low et al. (1994) para comparar os métodos. A comparação é realizada através da razão entre a tensão vertical no reforço e a tensão vertical devido à carga atribuída.

A partir dos coeficientes de redução de tração S_{3D}, autores determinaram a carga vertical distribuída e a tração mobilizada no reforço em função desses coeficientes. Além disso, modelagens tridimensionais com a utilização de dois métodos construtivos de diferenças finitas foram realizadas para simular os dois aterros estudados.

No início, foi considerada a construção do aterro em um total de 20 etapas, onde somente após a deformação em cada camada era realizado o prosseguimento da instalação do carregamento seguinte. Nesse tipo de modelagem é considerada uma construção do aterro bastante lenta, enquanto o adensamento total da fundação ocorre de forma simultânea à construção do aterro. O segundo método consiste na construção do aterro em uma única etapa, o que se torna uma abordagem mais realista devido ao fato dos aterros reforçados estaqueados geralmente serem

construídos antes que ocorra um adensamento significativo da fundação compressível.

O aterro foi representado pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e o solo de fundação foi omitido com o intuito de possibilitar grandes deformações do reforço com baixa rigidez.

O aterro está assente sobre uma camada de turfa seguida de uma camada de argila mole e, finalmente, uma camada de solo granular. Foram usadas estacas pré-moldadas de concreto espaçadas entre eixos de 2,5 m e dispostas em uma malha quadrangular. Os capitéis utilizados eram pré-moldados de concreto com seção quadrada de 1,0 m de largura. A plataforma de transferência adotada consiste em duas camadas de reforço espaçadas de 0,1 m, sendo que na direção longitudinal foi utilizado o reforço Paralink 550S e, na direção transversal, o Paralink 950S. Para o dimensionamento, foi considerada uma deformação total de 5% e a altura total do aterro foi estabelecida como 5,8 m.

O aterro experimental do Toll Plaza está situado em uma região composta predominantemente por turfa e argila mole, com espessuras de 4,4 m a 6,4m. Estacas de concreto moldadas “in loco” foram alocadas em uma malha quadrangular e com espaçamentos entre eixos iguais a 2,5 m. O elemento de reforço consistiu em duas camadas de geogrelha espaçadas de 0,1 m.

A altura total de aterro adotada foi de 1,3 m e considerou-se uma sobrecarga aplicada na superfície de 60 kN/m^2, com a adição de mais 3,0 m de aterro. Para o dimensionamento, também foi considerada uma deformação de 5%. Não foram usados capitéis.

Os resultados gerados pela modelagem numérica para os dois aterros estudados são apresentados na Figura 29 e Figura 30. Observando os valores estimados, os autores observaram que, para o primeiro aterro A13, o deslocamento vertical máximo para a construção em uma etapa foi de 262 mm e 218 mm para a construção em etapas (16 camadas) e que correspondem a uma deformação média de 6,8%. Para o Toll Plaza, foram notados deslocamentos verticais máximos de 481 mm e 456 mm para a construção em uma etapa e em etapas (20 camadas), respectivamente. Esses valores possuem uma deformação média de 14,6%, valor superior ao admitido para a maioria dos geossintéticos.

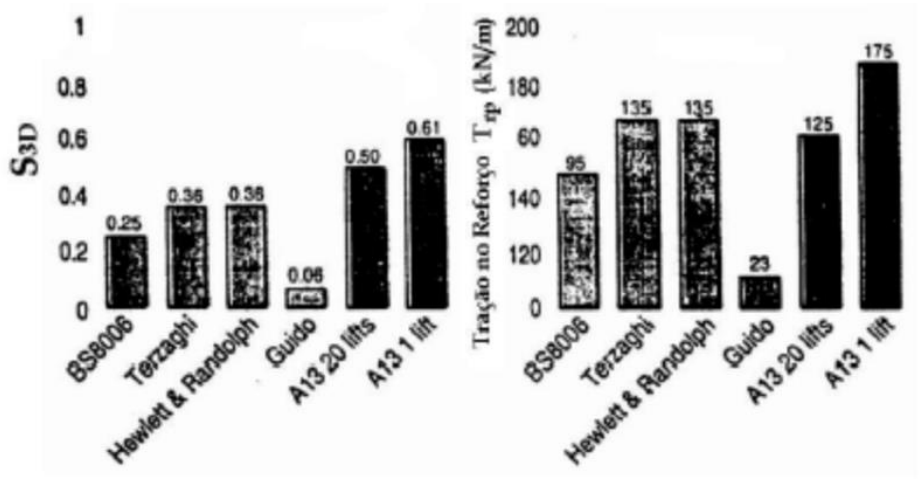


Figura 29: Resultados da modelagem numérica para o aterro A13 (Russel e Pierpoint, 1997)

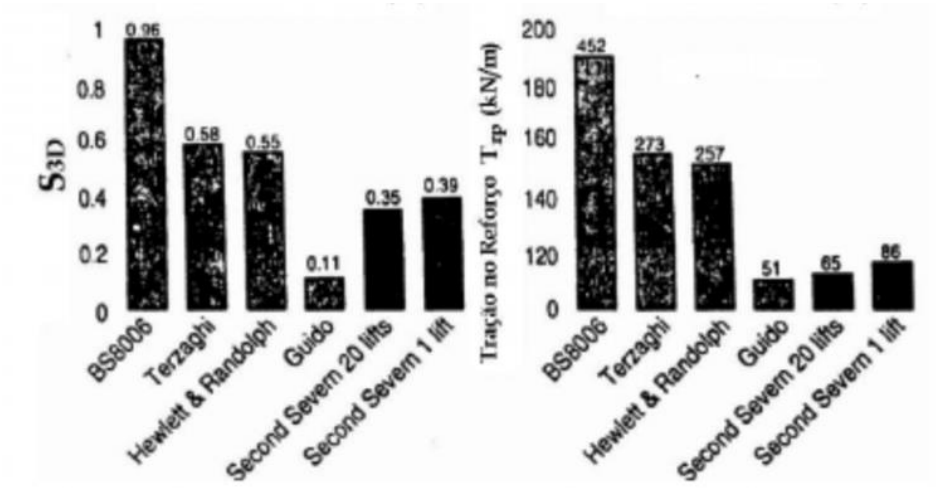


Figura 30: Resultados da modelagem numérica para o aterro experimental do Toll Plaza (Russel e Pierpoint, 1997)

3.6 Kempton et al. (1998)

Kempton et al. (1998) compararam modelagens bi e tridimensionais com o método de dimensionamento BS 8006 (1995). O coeficiente de redução de tração S_{3D} foi utilizado para efeito de comparação e definido para cada uma das conFigurações analisadas (2D para bidimensional e S_{3D} para tridimensional). A Figura 31 apresenta detalhe típico da representação bidimensional e o caso tridimensional foi apresentado anteriormente na Figura 28.

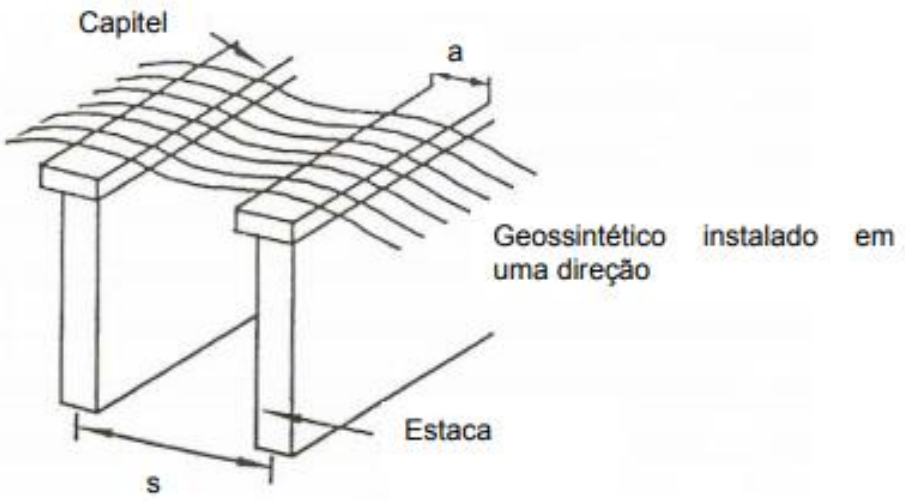


Figura 31: Detalhe típico da representação bidimensional de um aterro estaqueado reforçado (Kempton et al., 1998)

As análises numéricas foram realizadas pelo método de diferenças finitas. O material de aterro foi modelado como elasto-plástico segundo o modelo constitutivo Mohr-Coulomb e o reforço adotado possuía rigidez de 9500 kN/m em ambas direções. De forma semelhante à maioria dos métodos de análise, não foi incluído o solo de fundação e a construção do aterro ocorreu em etapas.

As simulações foram realizadas variando-se a largura do capitel e o espaçamento entre as estacas, enquanto as propriedades do geossintético foram consideradas constantes.

Nas duas análises, o coeficiente de redução de tração diminui quando a razão H/s aumenta (Figura 32 e Figura 33). Essa redução pode ser explicada pela proximidade das estacas, que ativam mais evidentemente o efeito do arqueamento. Também é possível verificar uma diminuição do coeficiente de redução de tração com o aumento da altura do aterro, até atingir a altura crítica, quando o coeficiente torna-se praticamente constante. Portanto, à medida que a altura do aterro cresce, a tensão normal sobre o solo mole tende a diminuir até certo ponto, definido por Kempton et al. (1998) como ponto de arqueamento total.

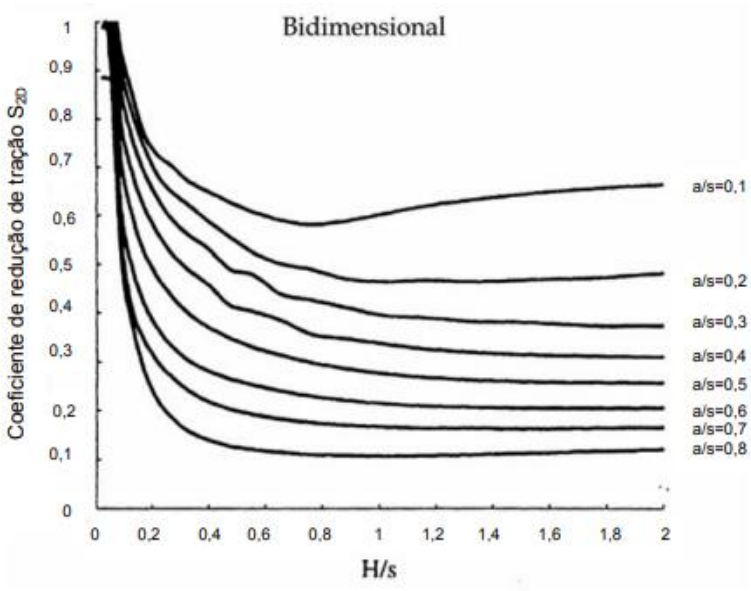


Figura 32: Variação do coeficiente de redução de tração S_{2D} com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (Kempton et al., 1998)

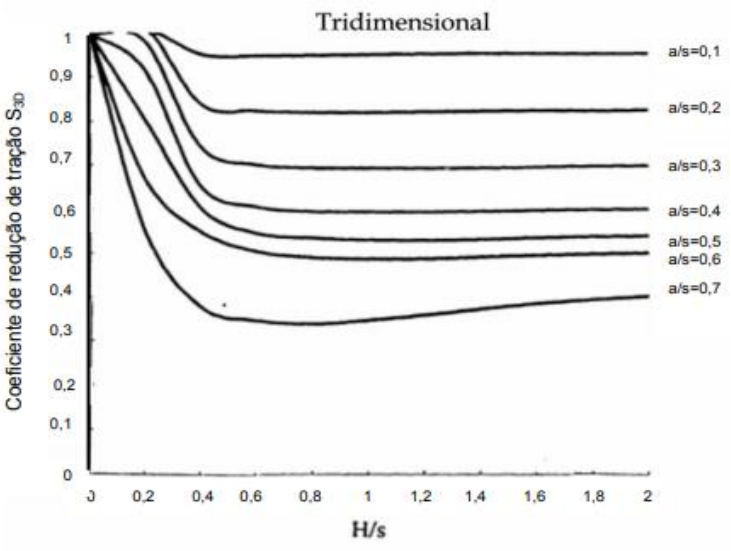
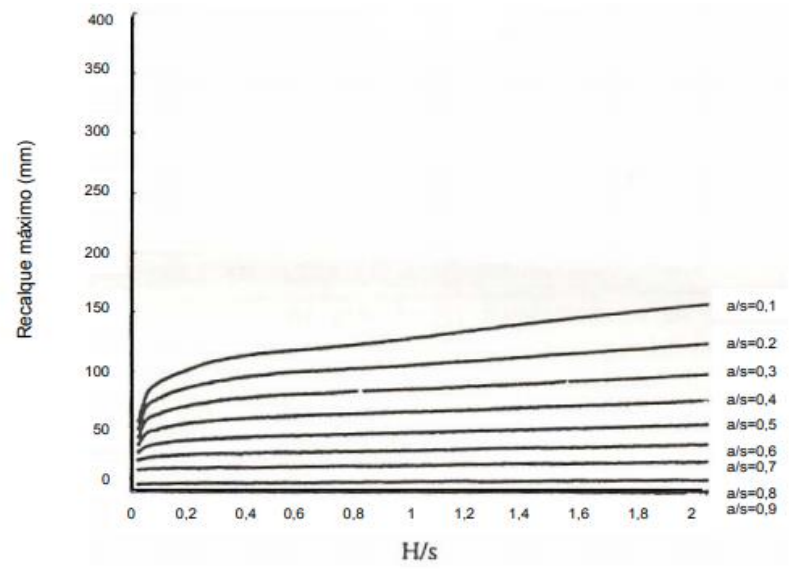
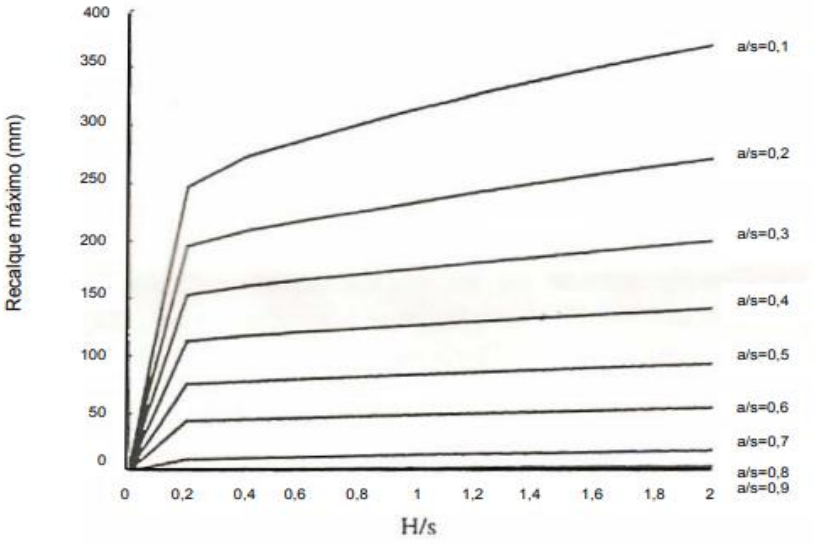


Figura 33: Variação do coeficiente de redução de tração S3D com as diferentes razões s/H e s/a obtidas por análise numérica (Kempton et al., 1998)

Os resultados obtidos para os deslocamentos máximos na base do aterro e a tensão média mobilizada no reforço para as análises bi e tridimensionais são apresentados na Figura 34 e Figura 35.

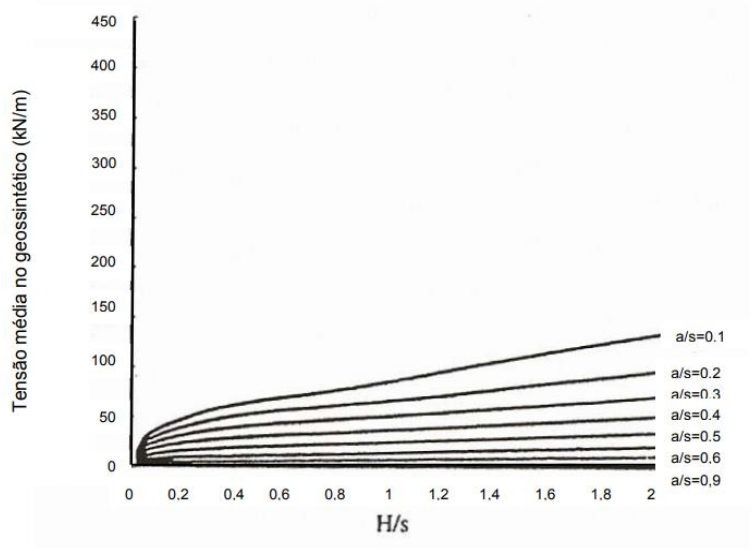


(a) Análises 2D

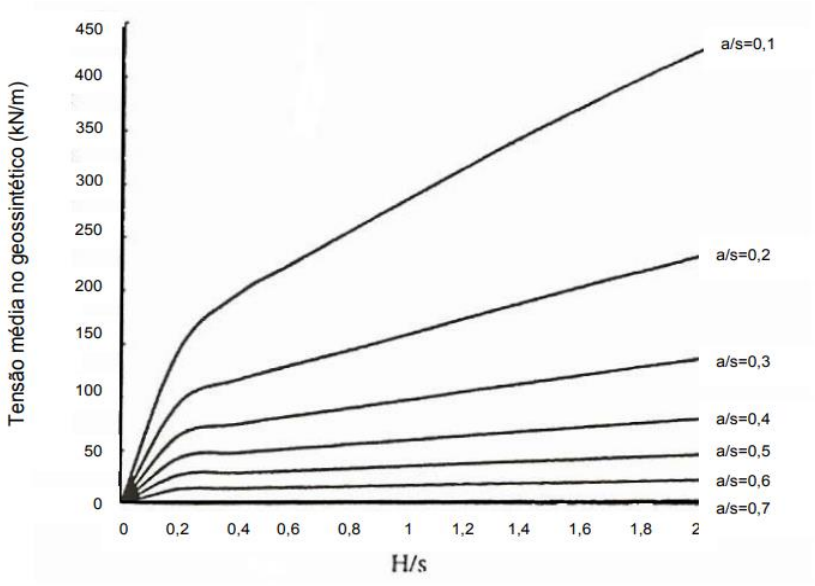


(b) Análises 3D

Figura 34: Deslocamentos máximos na base do aterro para análises bi e tridimensionais (Kempton et al., 1998)



a) Análise 2D



b) Análise 3D

Figura 35: Tensão média mobilizada no reforço para as análises bi e tridimensionais (Kempton et al., 1998)

Ao comparar os resultados, verifica-se que a conFiguração tridimensional apresenta valores do coeficiente de redução de tração superiores aos verificados para a análise bidimensional para um determinado a/s. Por isso, as deformações na base do aterro e a tensão mobilizada no reforço são inferiores na modelagem bidimensional do que na modelagem tridimensional.

Kempton et al. (1998) também compararam os resultados computacionais obtidos com os resultados do método BS 8006 (1995). A Figura 36 apresenta os valores calculados numericamente baseados no método inglês.

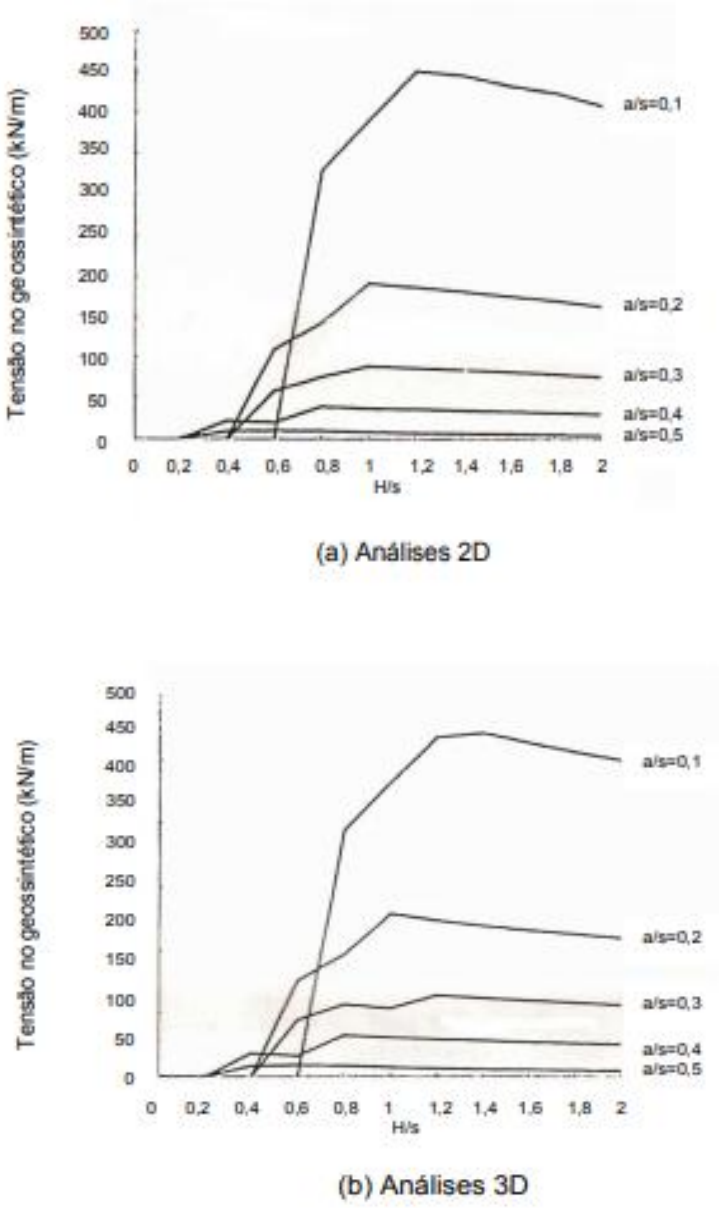


Figura 36: Variação das tensões no geossintético baseadas no método BS 8006 (Kempton et al., 1998)

Os resultados indicaram que a BS 8006 superestimou os valores de tração no reforço nas análises bidimensionais e subestimou nas análises tridimensionais. Em algumas situações específicas, as tensões mobilizadas no reforço calculadas pelo BS

8006 (1995) apresentaram valores 30% menores que a simulação numérica, diferença que não pode ser negligenciada.

3.7 Spotti (2006)

No estudo de Spotti (2006), foi apresentada a avaliação do comportamento de três seções instrumentadas de um aterro estaqueado reforçado durante as obras de implantação da Sede Nacional do SESC/SENAC no Rio de Janeiro - RJ. A área do aterro estaqueado reforçado estudado por Spotti (2006) é muito próxima ao local onde futuramente seria construída a Vila Pan-Americana como ilustrado na Figura 37.

O perfil típico do subsolo da obra do SESC/SENAC determinado em 2005 era formado por uma camada superficial de 1,0 m a 2,0 m de turfa, seguida por uma camada de argila orgânica muito mole com espessura variando entre 2,0 m e 13,0 m. Abaixo dessas camadas encontra-se solo arenoso sobreposto ao solo residual, como observado na Figura 38.

Figura 37: Fase inicial da construção do SESC/SENAC com indicação do local das futuras obras da Vila Pan-Americana (adaptado de Spotti, 2006)

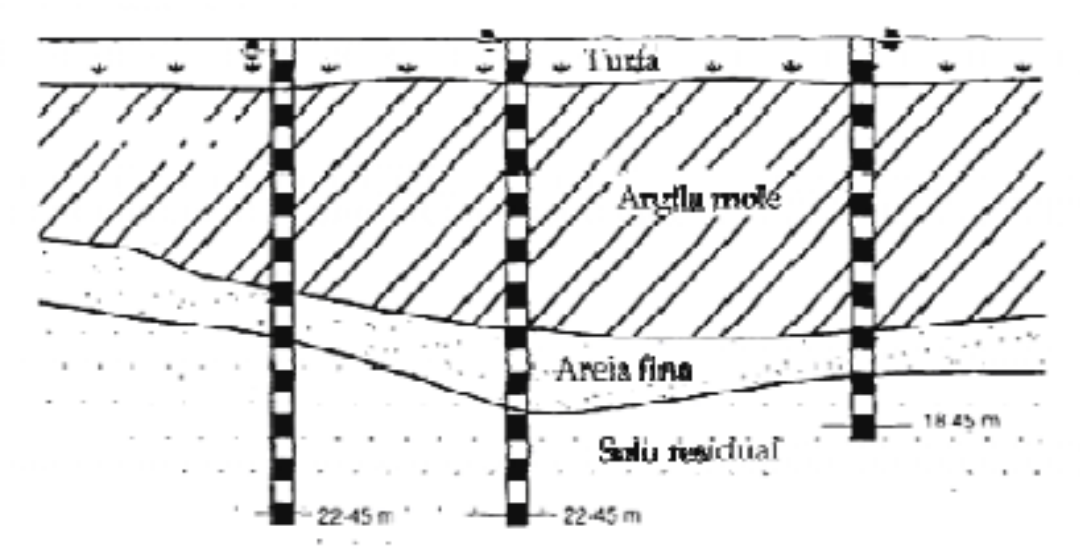


Figura 38: Perfil típico do subsolo na região central do terreno do SESC/SENAC (Almeida et al., 2000)

Essa área foi foco de diversas pesquisas de mestrado e doutorado da COPPE/UFRJ devido às condições adversas do subsolo. Diversos estudos, como a realização de ensaios de laboratório e de campo, e o monitoramento de campo, foram desenvolvidos nessa obra, tornando a área uma referência para projetos em argila mole da Barra da Tijuca (Almeida et al., 2007b).

No ano de 1995, iniciaram-se as obras de implantação do SESC/SENAC e, em 1996, foi construído um aterro convencional, com bermas laterais, sobre colchão drenante e drenos verticais em toda área da obra. Esse aterro possuía alturas que variavam entre 3,0 m e 3,5 m (Spotti, 2006). No ano de 1997, após a construção do aterro convencional, foi realizada na área uma nova campanha de sondagens, obtendo-se um novo perfil típico do terreno, como pode ser visto na Figura 39.

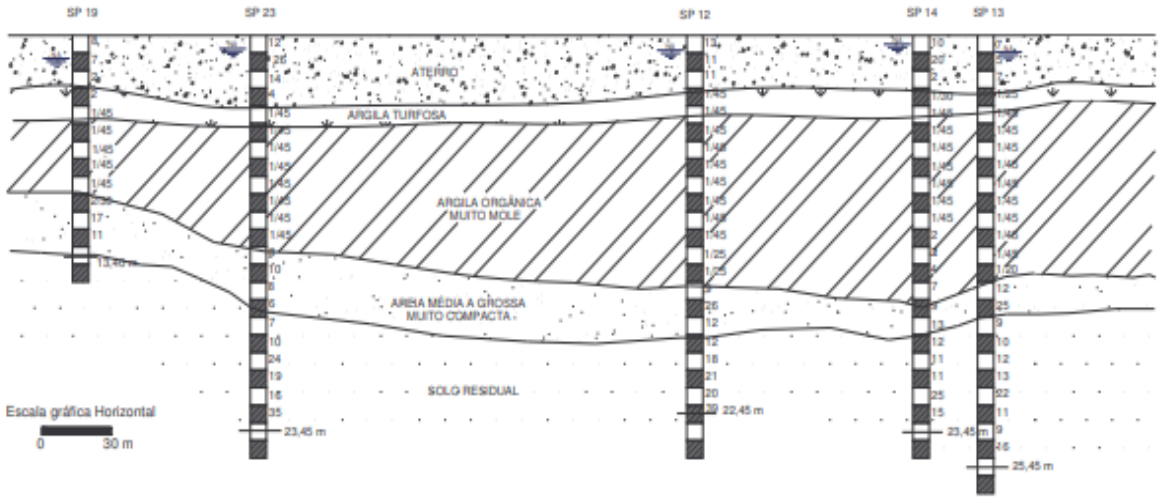


Figura 39: Perfil típico do terreno após a conclusão do aterro convencional, 1ª etapa da obra (Spotti, 2006)

No ano de 2003, após a identificação de grande magnitude de recalques primários da camada de argila sob o carregamento do aterro convencional, iniciou-se a construção do aterro estaqueado reforçado e monitorado por Spotti (2006). Na ocasião, o aterro foi construído em área com camada de argila orgânica muito mole de aproximadamente 10 m de espessura. A sequência executiva do aterro da área experimental foi iniciada com a cravação de estacas de seção quadrada (b = 18 cm). Na construção, as estacas atingiram profundidades variáveis entre 16 m e 20 m.

Foram adotadas três geometrias distintas para a fundação do aterro estaqueado reforçado, diferenciadas entre si pelo espaçamento entre as estacas e pelo tipo de apoio construído acima das estacas. Uma das áreas do aterro foi construída sobre capitéis moldados in loco de 80 cm x 80 cm e duas outras áreas foram construídas sobre vigas de 10 m x 0,8 m, como pode ser observado na Figura 40.

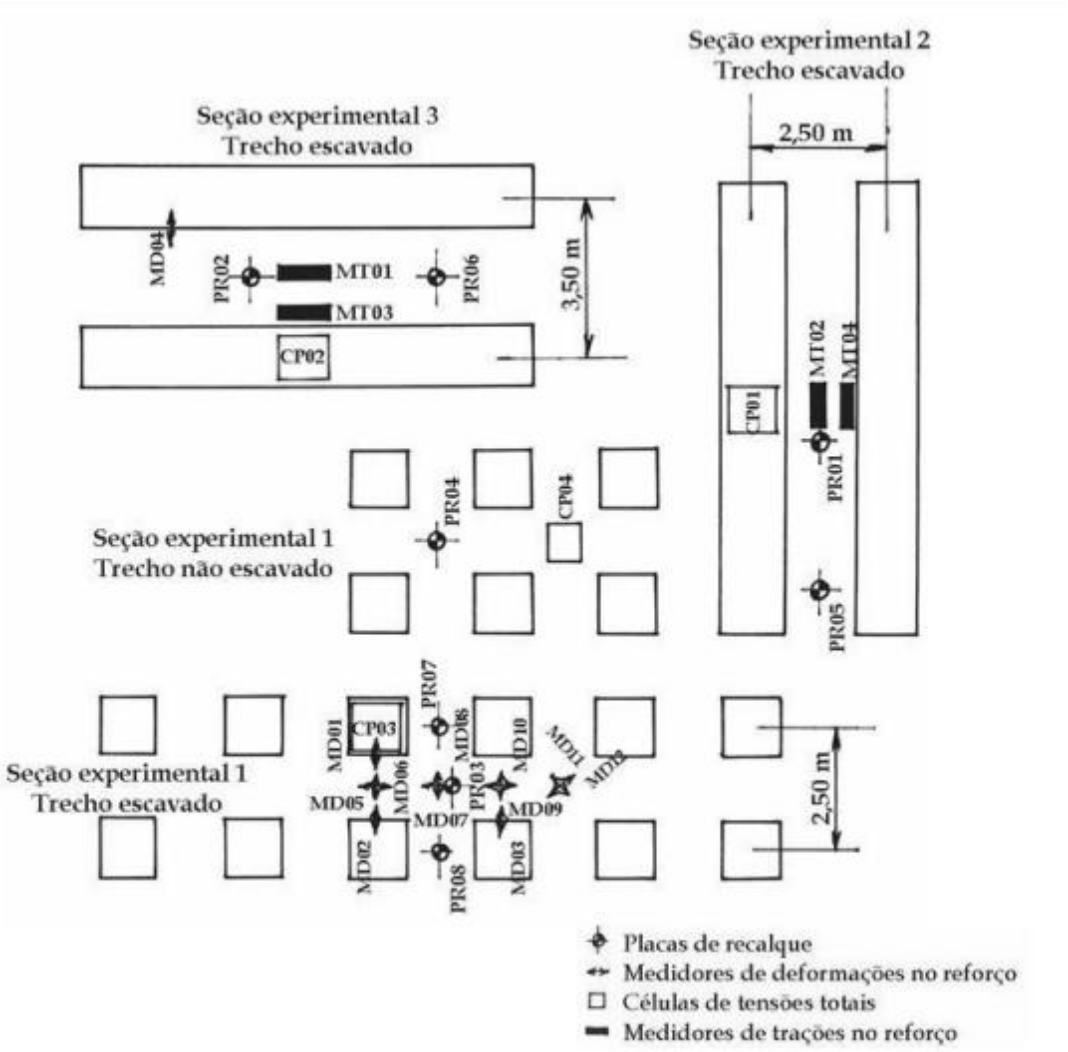


Figura 40: Esquema das conFigurações da área experimental do aterro estaqueado reforçado do SESC/SENAC (adaptado de Spotti, 2006)

A seção experimental número 1 tratava-se de um trecho de aterro estaqueado reforçado construído sobre os capitéis de 80 cm x 80 cm e apoiados em estacas com espaçamento entre eixos de 2,50 m. Para seção experimental, foi adotado um trecho escavado entre os vãos dos capitéis, conforme pode ser visto no esquema da Figura 41, e outro trecho não escavado. A escavação do trecho tinha como objetivo acelerar a mobilização de esforços no sistema, permitindo, assim, a obtenção de medidas de instrumentação mais significativas em menos tempo.

A seção experimental número 2 consistia em um trecho de aterro estaqueado reforçado construído sobre duas vigas de 10 m x 0,8 m, apoiadas sobre linhas de

estacas com espaçamento entre eixos de 2,5 m. O trecho entre os vãos das duas vigas desta seção foi escavado.

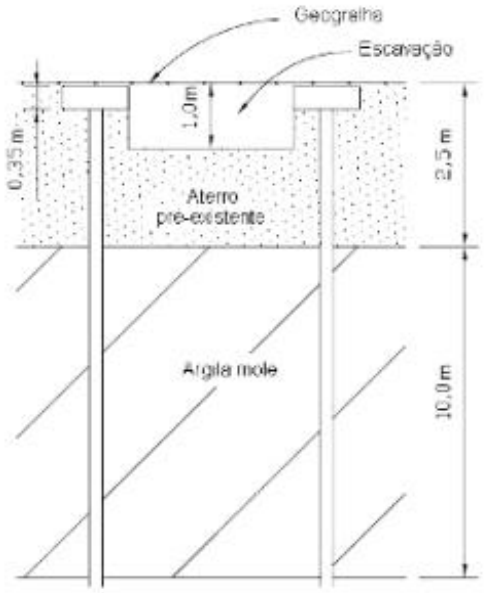


Figura 41: Detalhe do trecho escavado adotado em alguns trechos do aterro estaqueado reforçado (adaptado de Almeida et al., 2007b)

A seção experimental número 3 era um trecho de aterro estaqueado reforçado construído também sobre duas vigas de 10 m x 0,8 m. Porém, as duas linhas de estacas onde se apoiavam as vigas foram executadas com espaçamento entre eixos de 3,5 m.

Sobre os capitéis/vigas da área experimental foi colocada uma camada de geogrelha biaxial, onde foi instalada a instrumentação de campo. Acima da geogrelha, sobre toda a área experimental, foi colocada uma camada de geotêxtil. Durante o processo, o aterro estaqueado reforçado da área experimental atingiu alturas entre 1,1 m e 1,3 m.

O aterro foi instrumentado nos trechos escavados, presentes nas três seções experimentais. Um trecho não escavado também foi instrumentado visando a comparação do comportamento com os outros trechos escavados. Para o monitoramento do aterro, foram adotados diferentes instrumentos de medição como placas de recalque, medidores de tração e deformação no reforço e células de tensão total. A distribuição da instrumentação na área experimental pode ser observada na Figura 42. A Tabela 5 apresenta os recalques medidos no aterro ao final dos 188 dias de monitoramento.

Tabela 5: Recalques observados ao final do monitoramento (Spotti, 2006)

Placa de Recalque	Configuração	Posição	h(1) (m)	r(2) (m)
PR 01	2D	Meio do vão entre duas vigas corridas	1,10	0,32
PR 05	2D		1,14	0,22
PR 02	2D		1,28	0,37
PR 06	2D		1,25	0,40
PR 03	3D	Meio do vão entre quatro capitéis	1,28	0,36
PR 04	3D		1,08	0,10
PR 07	3D	Meio do vão entre dois capitéis	1,23	0,17
PR 08	3D		1,24	0,17

(1)Altura de aterro; (2)Recalque.

Observa-se que os recalques medidos variaram entre 10 cm e 40 cm. A Figura 42 apresenta uma comparação entre as medidas de recalques para áreas escavadas (PR 03) e não escavadas (PR 04).

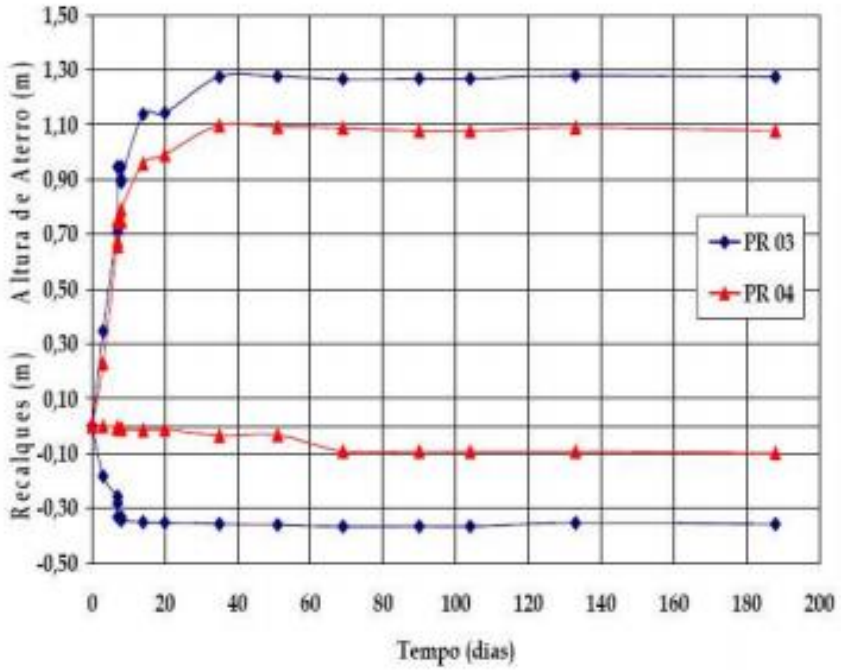


Figura 42: Medidas de recalques para áreas escavadas (PR03) e não escavadas (PR04) (Spotti, 2006)

A Tabela 6 apresenta os valores de deformação da geogrelha indicados pelos medidores de deformação ao final dos 188 dias de monitoramento.

Tabela 6: Deformações medidas na geogrelha (Spotti, 2006)

Medidor de Deformação	Configuração	Posição	Deformações (%)
MD 01	3D	Face do capitel	2,05
MD 02	3D		1,73
MD 03	3D		1,50
MD 04	2D	Face da viga corrida	(*)
MD 05	3D	Meio do vão entre dois capitéis e paralelos à face	0,51
MD 09	3D		0,32
MD 06	3D	Meio do vão entre dois capitéis e perpendiculares à face	1,50
MD 10	3D		1,36
MD 07	3D	Meio do vão entre quatro capitéis na direção paralela à face	1,14
MD 08	3D		0,97
MD 11	3D	Meio do vão entre quatro capitéis na direção diagonal à face	0,25
MD 12	3D		0,63

3.8 Freitas Araújo et al. (2007)

Freitas Araújo et al. (2007) elaboraram um trabalho onde apresentam o comportamento registrado em duas seções experimentais de um aterro estaqueado reforçado com o objetivo de realizar um estudo experimental para analisar o comportamento do sistema formado pelo aterro, estaca e geogrelha.

O experimento foi realizado na obra de construção da Escola Modelo de Ensino Médio do Sesc, como observado na Figura 43, na zona oeste do Estado do Rio de Janeiro, lugar vizinho ao local do aterro apresentado por Spotti (2006). O local da construção da Escola Sesc localiza-se em área com camadas de solo mole que variavam entre 8 m e 12 m.

Figura 43: Localização do aterro monitorado por Freitas Araujo et al., 2007 (adaptado de Almeida et al., 2007b)

A sequência executiva do aterro teste consistiu no lançamento de aterro de conquista com aproximadamente 60 cm, seguida da cravação das estacas de seção quadrada (b = 20 cm). O estaqueamento foi em malha quadrada com espaçamento de 2,8 m entre eixos de estacas. Após o estaqueamento, procedeu-se à construção de capitéis de seção quadrada moldados *in loco*. A seção típica do aterro experimental é apresentada na Figura 44.

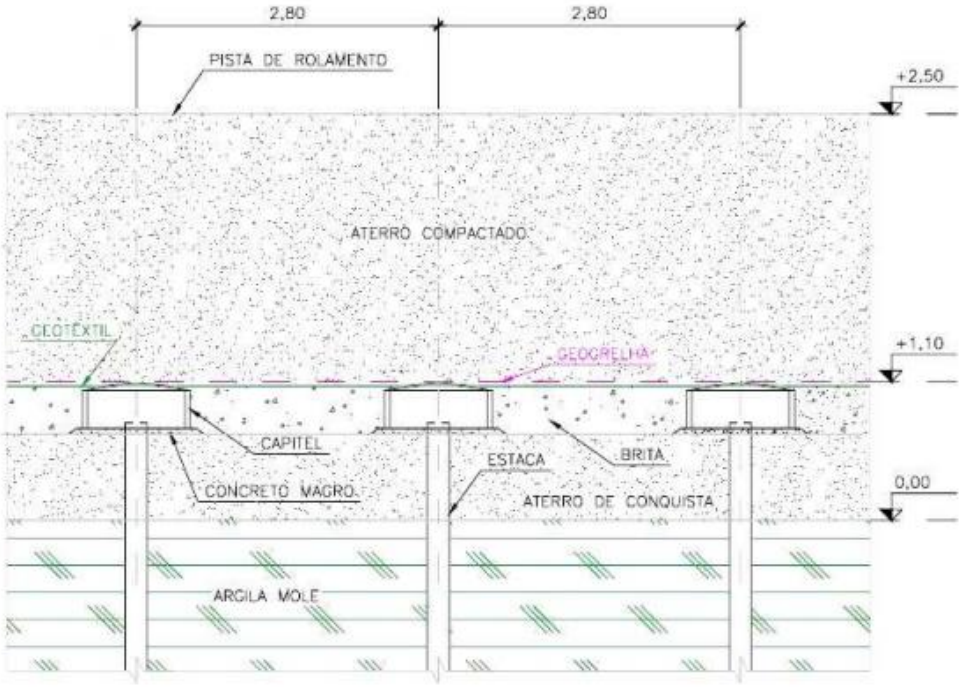


Figura 44: Seção típica do aterro experimental (Freitas Araújo et al., 2007)

A profundidade média das estacas alcançaram 16 m na área monitorada, sendo 1 m no aterro, 9 m na argila mole e 6 m no solo residual (Almeida et al., 2007b). Houve controle de nega e repique em todas as estacas instaladas.

A seção da área de teste foi dividida em duas conFigurações e essas seções possuíam variadas dimensões dos blocos. Na primeira conFiguração, foi adotada a construção de capitéis de 1,0 m x 1,0m, sendo adotada na segunda área capitéis de 0,5 m x 0,5 m, como pode ser visto na Figura 45. Acima dos capitéis, foi instalada uma camada de geotêxtil seguida de uma camada de geogrelha de alta resistência. O aterro experimental foi construído com 1,4 m de altura.

Foram instalados transdutores de deformação, transdutores de carga, extensômetros, células de tensão total e placas de recalque para monitoramento do aterro. Contudo, Freitas Araújo et al. (2007) só apresentam os resultados obtidos com placas de recalque colocadas sobre a geogrelha em vãos entre capitéis e medidores de carga instalados na geogrelha. A localização da instrumentação pode ser observada na Figura 45.

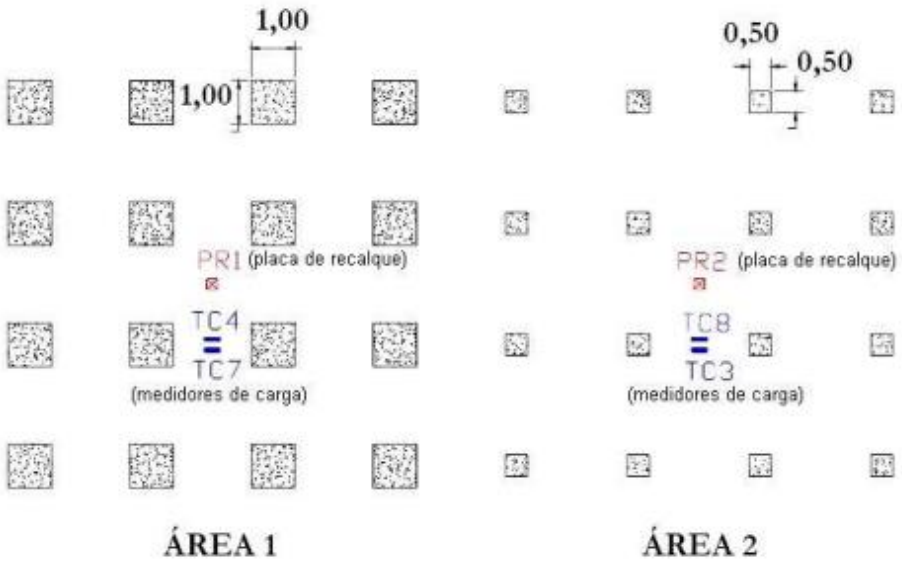


Figura 45: Planta da área experimental instrumentada (adaptado de Freitas Araújo et al., 2007)

Os deslocamentos verticais na base do aterro foram monitorados por aproximadamente 82 dias após a construção, que foi concluída rapidamente em 2 dias. A Figura 46 mostra a influência da variação da dimensão dos capitéis nos

recalques medidos no aterro. Para ambas as conFigurações experimentais, foram observados recalques próximos a 3 cm, após 80 dias.

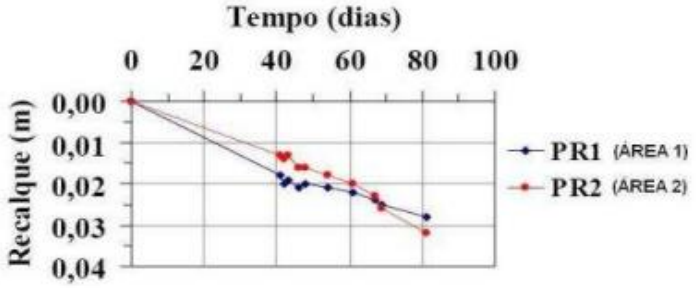


Figura 46: Recalques observados na área experimental (Freitas Araújo et al., 2007).

Os esforços mobilizados na geogrelha durante a construção e nos primeiros dias após a conclusão do aterro estão apresentados na Figura 47. Transdutores instalados na área com capitéis de 1,0 m x 1,0 m sinalizaram valores de tensão inferiores aos da área suportada por capitéis de 0,5 m x 0,5 m. Tal fato pode ser resultado do menor vão livre entre capitéis existente na primeira situação indicada.

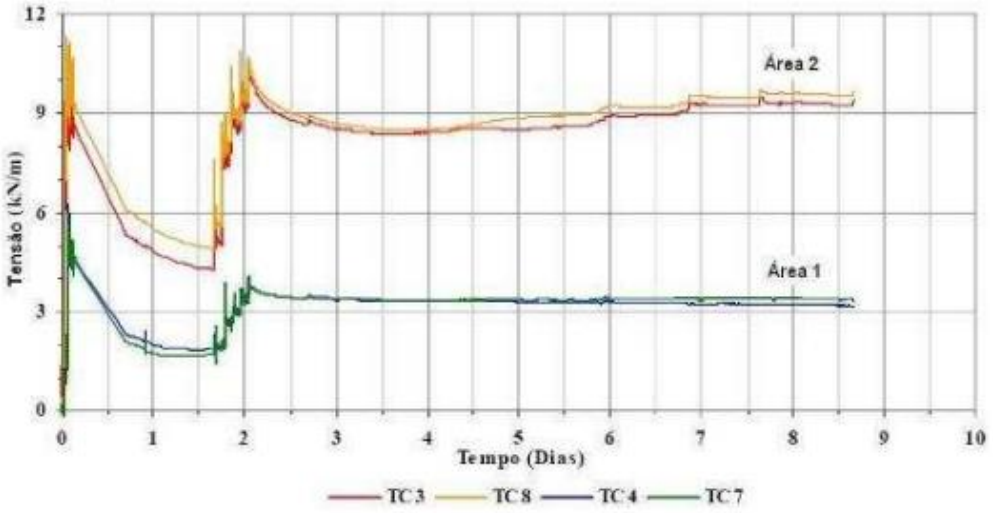


Figura 47: Tensão registrada na geogrelha (Freitas Araújo et al., 2007).

Observam-se, também, picos de tensão ao longo do primeiro e do segundo dia de monitoramento. Essas variações podem ser devido à compactação das camadas do aterro durante o processo e sua construção.

4 MODELAGEM NUMÉRICA

4.1 Introdução

A presente Dissertação busca avaliar a atuação dos esforços cortantes sobre uma geogrelha utilizada como reforço de um aterro depositado sobre solo mole estaqueado. A geometria em estudo foi desenvolvida pela autora desta pesquisa e está apresentada na Figura 52. A adoção dos parâmetros representativos dos materiais envolvidos foi baseada nas características dos solos e obras realizadas na Zona Oeste do município do Rio de Janeiro. Essa região é composta por diversos tipos de solo, com predominância de solos de baixa resistência.

De maneira geral, nos aterros estaqueados, a tensão no geossintético depende da espessura de aterro sobre ele atuante. Em decorrência do efeito de arco, a partir de uma certa altura de aterro, as tensões máximas no geossintético tendem a permanecer constantes, quando a carga decorrente do aterro e demais sobrecargas externas passam a ser transferidas para as estacas de apoio. Não obstante, solicitações críticas para o geossintético podem ocorrer para pequenas espessuras de aterro, ainda durante a sua construção, quando as tensões impostas por guindastes e outros equipamentos de terraplanagem tendem a sobrecarregar o geossintético com tensões que podem ir muito além daquelas previstas para a altura final de aterro. Portanto, na modelagem apresentada nesta Dissertação, considera-se qualitativamente um aterro de pequena espessura sujeito à sobrecarga de equipamentos(esteira) e a consequente resposta do geossintético. Para fins da compreensão conceitual desse mecanismo de ação simultanea de esforços axiais e transversais, consideram-se carregamentos genéricos, sem compromisso com as cargas reais aplicadas pelos equipamentos.

Neste capítulo foi simulado um aterro com 1,2 m de altura sobre uma camada de argila mole com espessura de 6,00 m que, por sua vez, ele estava assente sobre uma camada de solo resistente. A modelagem foi desenvolvida a partir de análises de deformações planas. Em todas as etapas, considerou-se o modelo Mohr Coulomb. Na Figura 52, é exemplificado um dos esquemas do dimensionamento. Todas as análises foram desenvolvidas sob a hipótese de deformação plana, pelo programa RS2 2019, da Rocscience, em sua versão mais recente.

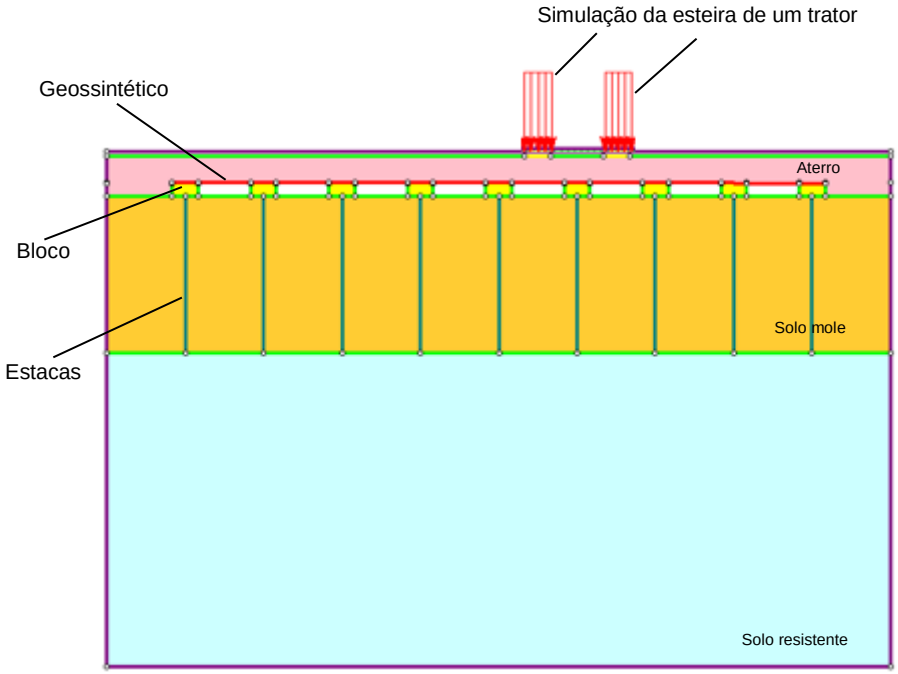


Figura 48: Detalhe da seção do caso analisado

4.2 Elemento Geossintético

Como em todos os programas geotécnicos de uso mais frequente, o programa RS2 apresenta um elemento de geossintético que contempla apenas resistência e rigidez à tração. Portanto, esse elemento não é capaz de determinar a inclinação α=dy/dx do geossintético para estimativa do esforço cortante através da equação 24. Para estimar a inclinação α, foi necessário substituir em algumas análises o elemento de geossintético por um elemento de placa (denominado “liner” no programa RS2), de espessura muito pequena, o que permite estimar os deslocamentos transversais e, consequentemente, a inclinação dy/dx.

O objetivo deste trabalho é analisar a atuação dos esforços transversais. Buscou-se, então, estabelecer parâmetros para o elemento de placa que substituíssem a geogrelha e, com isso, considerar os esforços cortantes.

A Tabela 7 apresenta os parâmetros adotados para a representação da placa, sabendo-se que:

$$E = \frac{J}{e} \tag{25}$$

Sendo, E - o módulo de elasticidade em KN/m²; J - a rigidez em KN/m e e - a espessura.

Tabela 7: Parâmetros representativo do elemento placa

J (kN/m)	E (kN/m^2)	e (m)
4.000	80.000	0,05

4.3 Parâmetros dos materiais envolvidos

A Tabela 8 reúne os parâmetros admitidos para as camadas de solo, para fins das análises numéricas. As análises consideraram uma camada de solo mole de 6,0 m de espessura (camada 1), sobrejacente a uma camada de solo de 12,0 m (camada 2). O aterro possui 1,2 m de altura.

Tabela 8: Parâmetros do solo

Camada	γ (kN/m^3)	E (kPa)	ϕ' (^{o})	c' (kPa)	Modelo constitutivo
Solo 1	15	500	25	10	Mohr-Coulomb
Solo 2	20	60.000	35	10	Mohr-Coulomb
Aterro	20	40.000	40	0	Mohr-Coulomb

As estacas foram admitidas como de comportamento linear elástico, com uma área de 0,07 m², módulo de Young E=15000 kPa e coeficiente de Poisson igual a 0,30. No caso padrão, as esteiras foram reproduzidas com 0,80 m de largura e 200 kN/m de carregamento. Para o elemento geossintético, adotou-se uma rigidez axial (J) igual a 4.000 kN/m.

4.4 Simulação Numérica

A partir do modelo padrão apresentado na Figura 52, foi realizado um estudo paramétrico a fim de observar o comportamento das forças atuantes nas geogrelhas. É importante ressaltar que este estudo se restringe a analisar o comportamento de uma geogrelha apenas durante a etapa de execução do aterro. Analisar as etapas

após a construção do aterro seria muito particular de cada obra e, para os objetivos desta Dissertação, os estudos foram restritos até o fim de construção do aterro.

A simulação numérica corresponde à variação dos esforços estimulados pelos equipamentos durante a colocação do aterro, ilustrados na Figura 49.

Figura 49: Circulação de equipamentos para construção do aterro
Fonte: catálogo Husker, 2009

A análise paramétrica consistiu no estudo de 6 casos particulares, a partir do caso padrão fixado. As alterações realizadas no caso padrão foram:

Caso 1: largura das esteiras;

Caso 2: posição das esteiras;

Caso 3: avanço da construção do aterro;

Caso 4: aumento do carregamento;

Caso 5: diminuição do carregamento;

Caso 6: diminuição da espessura do elemento de placa.

Os itens subsequentes descrevem mais detalhadamente os casos analisados.

4.4.1 Caso Padrão

A Figura 50 mostra que a esteira A foi posicionada no eixo central entre 2 blocos, enquanto a esteira B foi posicionada com a sua aresta (esquerda) alinhada com o eixo central do bloco. A largura das esteiras é de 0,8 m.

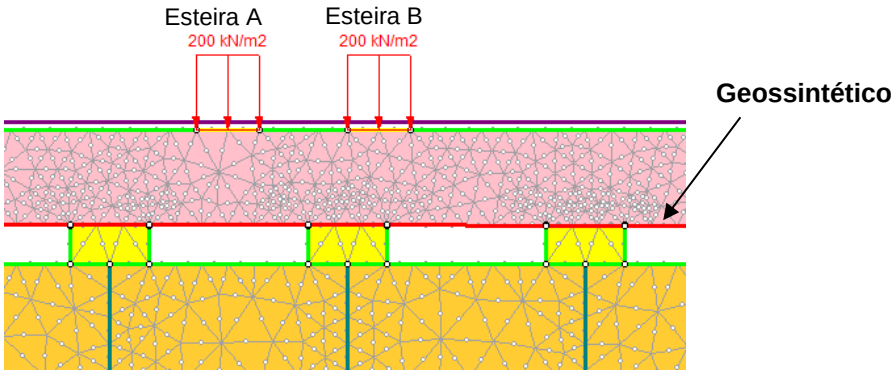


Figura 50: Caso Padrão

Na Figura 51 é possível observar as regiões onde ocorre maior concentração de tensões, incluindo a visualização do efeito de arco sob a esteira A.

O geossintético, os blocos e as estacas formam um sistema estrutural que tem a função de receber e apoiar os esforços devido ao peso próprio do aterro e às demais cargas à superfície. Pela coloração azul mais claro, pode-se verificar o fenômeno do arqueamento sendo gerado em razão da atuação da esteira A. A formação de um arco de tensões redireciona a carga da esteira para os blocos, isto é, para os elementos de maior rigidez.

Na esteira B, por estar parcialmente projetada sobre o bloco, essa transferência de carga ocorre de forma mais direta. Portanto, nessa segunda esteira, o fenômeno de arqueamento é menor ou até mesmo inexistente.

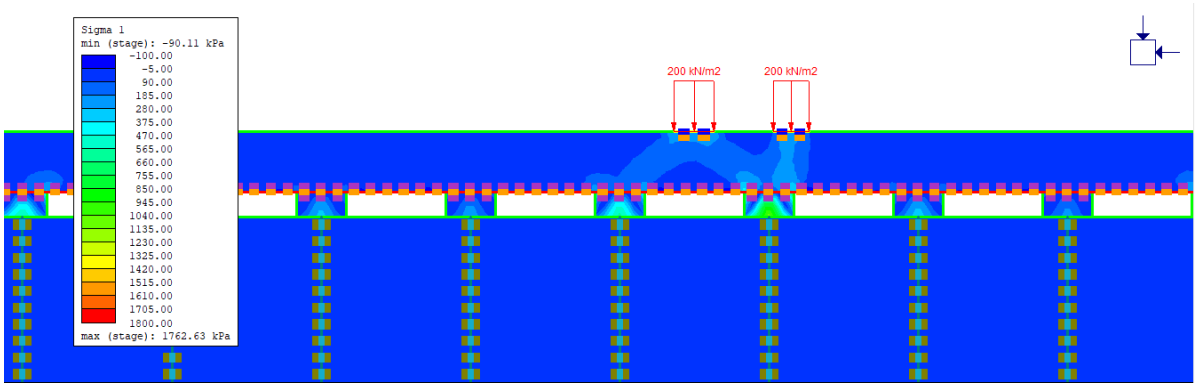


Figura 51: Caso Padrão, tensões verticais. Observar o efeito de arco sob aaesteira A (a do lado esquerdo).

Low et al (1994) observaram que, nos casos de aterros reforçados sobre solos moles, as cargas nos blocos seriam basicamente uniformes se não existissem

sobrecargas. Isso se confirma quando se observa o diagrama de tensões na Figura 52. Se houvesse apenas as cargas referentes ao peso do aterro, não haveria esse pico no gráfico. O mesmo comportamento foi observado nos demais casos.

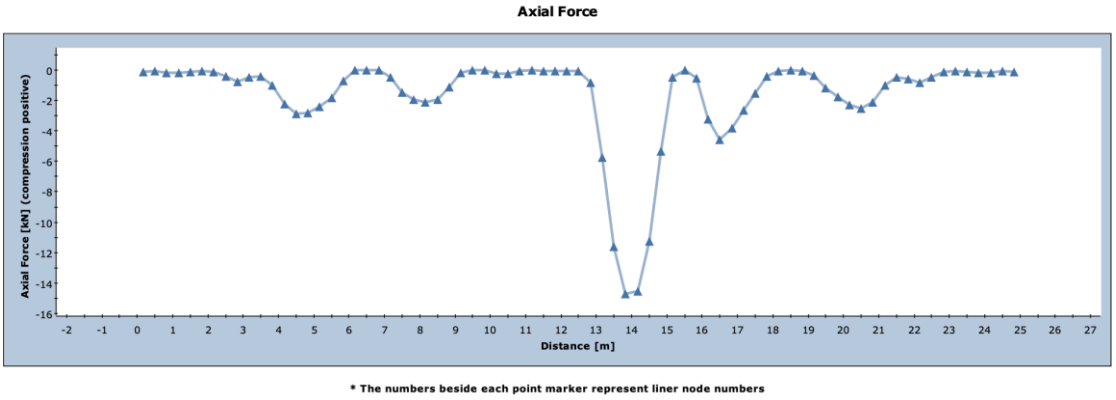


Figura 52: Diagrama de esforços de tração (geossintético)

Como já mencionado, os deslocamentos dos geossintéticos no programa RS2 são calculados apenas na direção axial. Portanto, o recurso para estimar os deslocamentos transversais foi utilizar elementos de placa de pequena espessura. Sendo assim, todos os casos apresentados contemplam simulações tanto com elementos de geossintético, quanto de placa. Para facilitar a identificação dos elementos de reforço do aterro, o geossintético foi representado na cor vermelha (Figura 50) e a placa na cor amarela (Figura 53).

Semelhante ao que foi apresentado utilizando geossintético, a Figura 54 apresenta os resultados de saída do programa, identificando os pontos de maior esforço. Ainda utilizando a ferramenta placa, as Figuras 55 e 56 apresentam os diagramas de tração e deslocamentos. Conforme foi comentado anteriormente, avalia-se o cáculo do esforços cortantes a partr do diagrama apresentado na Figura 57.

Um aspecto muito importante a ser destacado é que todos os esforços calculados pelo programa RS2, assim como os respectivos deslocamentos, foram pequenos, provavelmente inferiores ao que se esperaria na prática. Isso ocorre porque tanto no elemento de gessintético como no elemento de placa, disponível no programa RS2 e em outros sofwares similares, não se incorpora o efeito de segunda ordem indicado nas equações 18 a 24.

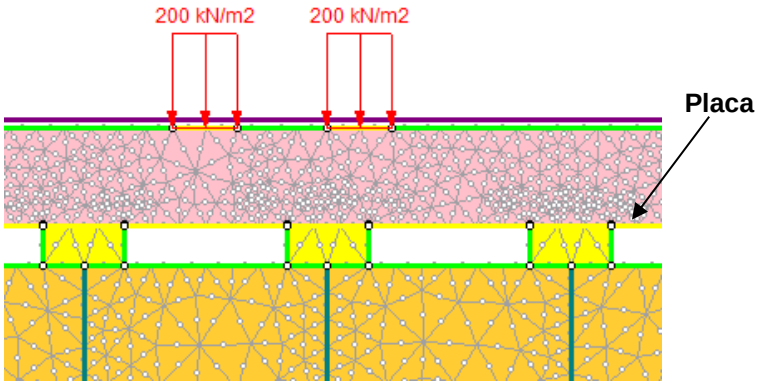


Figura 53: Caso Padrão utilizando o elemento placa

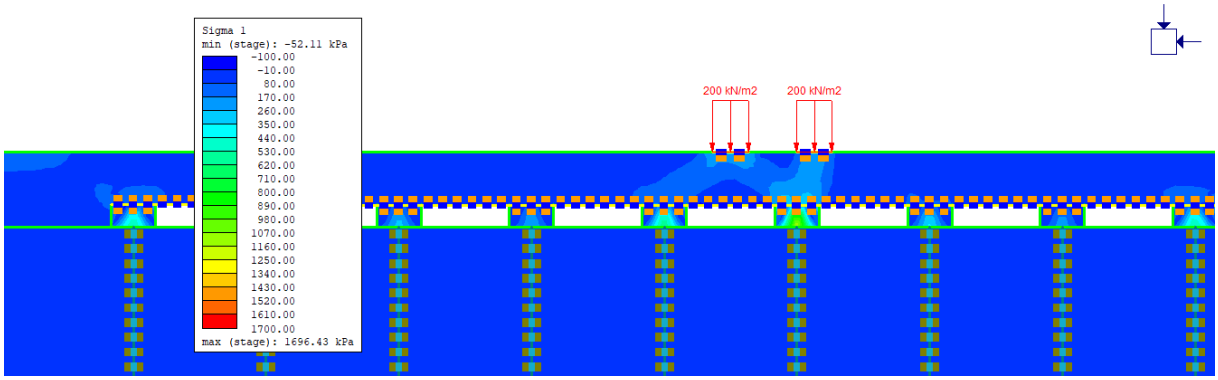


Figura 54: Caso Padrão - output – sigma 1

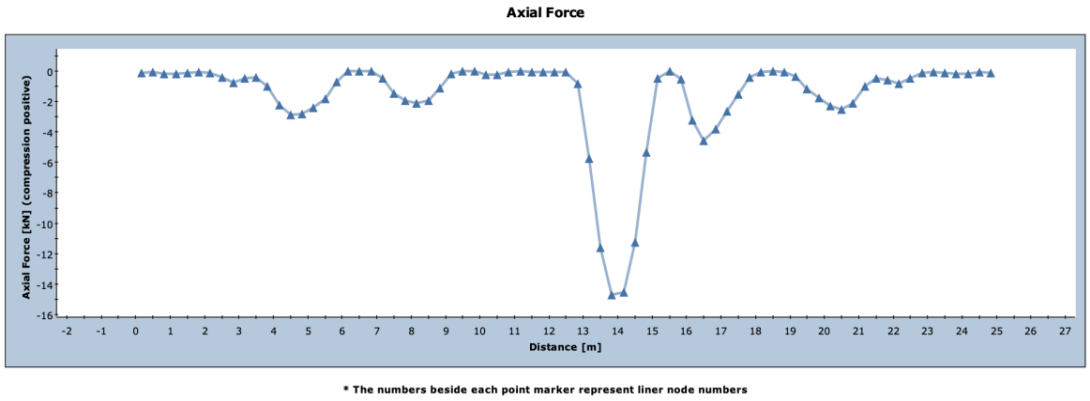


Figura 55: Caso Padrão - Diagrama de Tração – placa

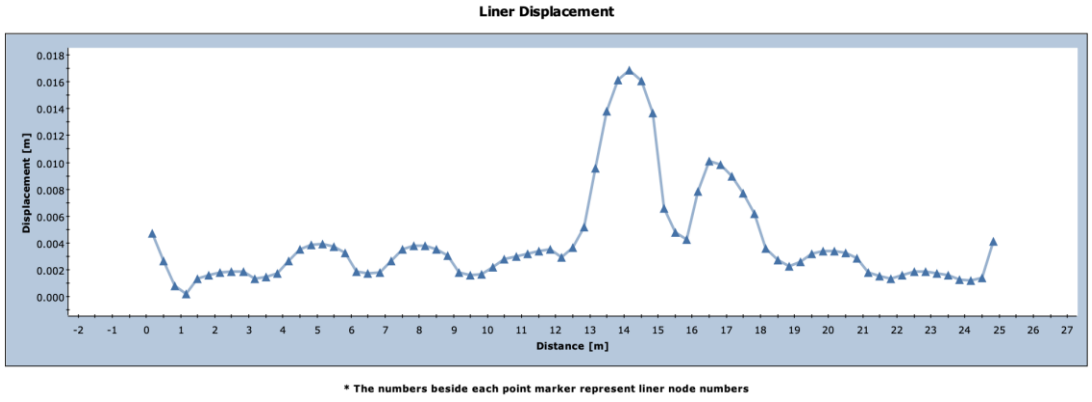


Figura 56: Caso Padrão - Diagrama de deslocamento vertical – com placa

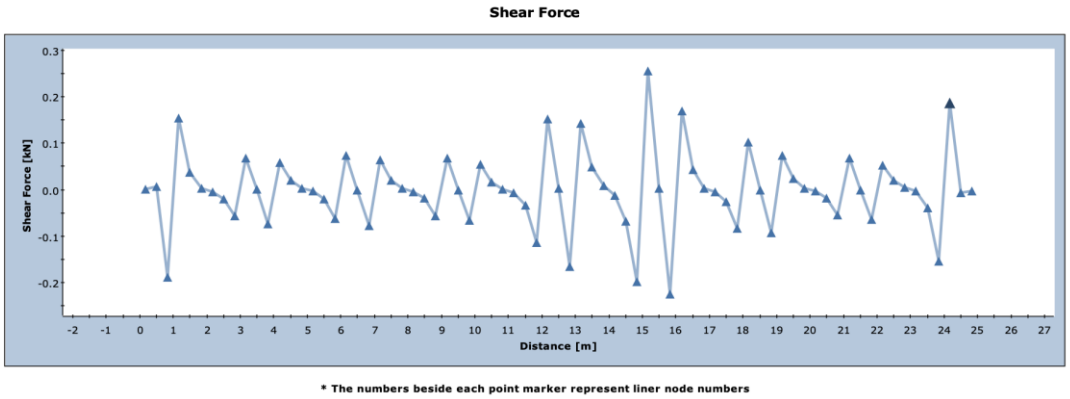


Figura 57: Caso Padrão - Diagrama de esforços cortantes - placa

Nota-se que, utilizando a placa, os pontos de solicitações são aproximadamente os mesmos. Assim como ocorre com o geossintético, a esteira A é o carregamento que solicita mais esforço devido a sua posição.

Uma vez compreendido esse exemplo padrão, o mesmo raciocínio é aplicado nos outros casos que serão apresentados a seguir.

4.4.2 Caso 1: Largura das esteiras

As esteiras (A e B) estão nas mesmas posições que o caso padrão. No entanto, a largura da esteira aumentou, de 0,8 m para 1,0 m (Figura 58).

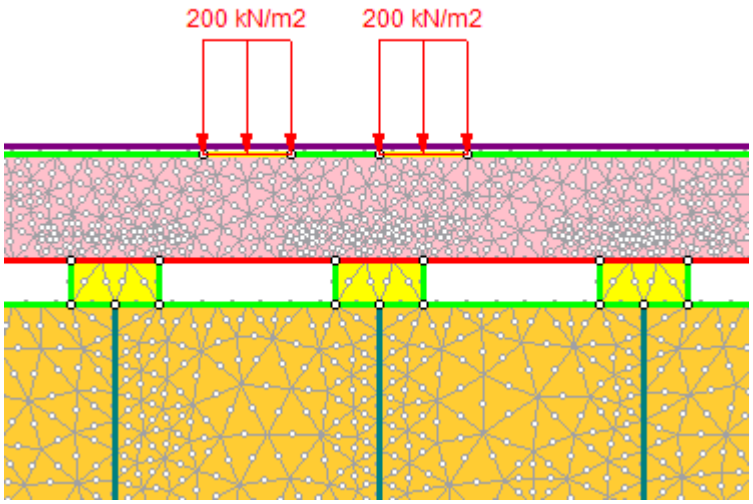


Figura 58: Caso 1 – input – utilizando o elemento geossintético

Comparando o caso padrão com o caso 1, é possível observar que, uma vez aumentada a largura das esteiras, a tensão entre as partículas do solo é afetada e que, devido ao aumento da sua área de contato, os valores de tensões verticais aumentam. Isso também ocorre com as tensões horizontais. Por esse motivo, pode-se observar mais facilmente o fenômeno do arqueamento na Figura 59.

O acréscimo da área de contato e da carga gera aumento dos esforços axiais. A Figura 60 apresenta o valor máximo no geossintético, nesse caso 17 kN. Coerentemente, esse valor é maior do que a situação em que a largura da esteira era 0,80 m (caso padrão).

Na Figura 61, quando aplica-se o elemento placa, os valores de tensões máximas são semelhantes. No entanto, o diagrama varia de forma diferente. Há pontos em que a placa sofre compressão, e isso não ocorre entre os geossintéticos.

Esse fenômeno de compressão da placa apresentado pelo programa não foi contabilizado neste estudo, pois o trabalho está fundamentado nos valores máximos apresentados pelo programa na reação da esteira. O objetivo é extrair os esforços de cortante máximo.

Na Figura 62, o deslocamento aumenta para 0,02 m. Pode-se concluir que uma vez elevado o carregamento, todas as forças envolvidas aumentaram em conjunto.

A imagem 63, apresenta o diagrama ds esforços cortantes atualizada com as especificações do caso 1.

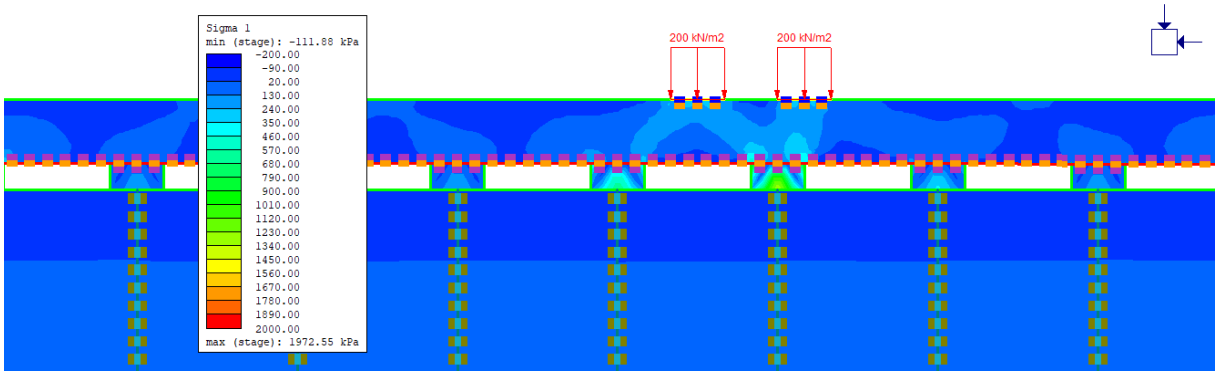


Figura 59: Caso 1 - Padrão - output – sigma 1 - geossintético

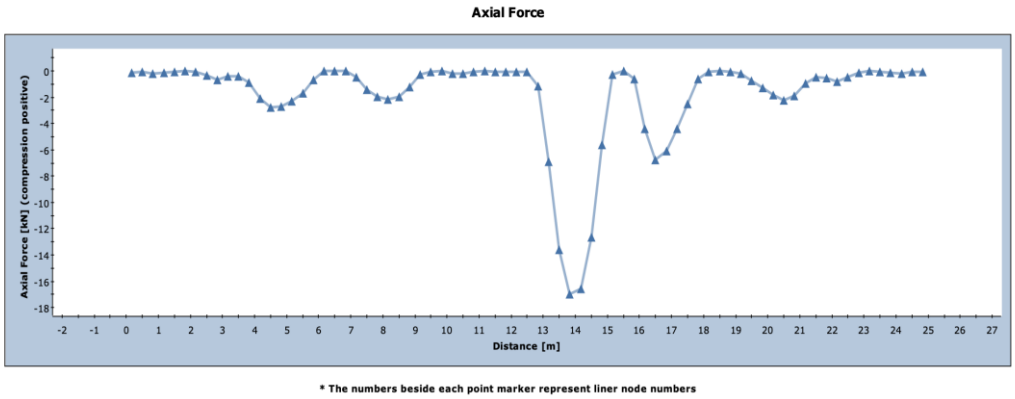


Figura 60: Caso 1 - Diagrama de esforços de tração (geossintético)

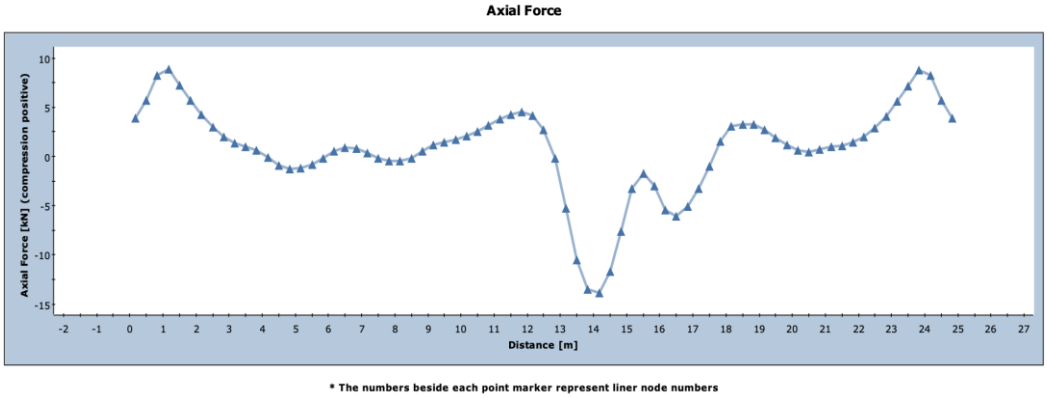


Figura 61: Caso 1 - Diagrama de tração – placa

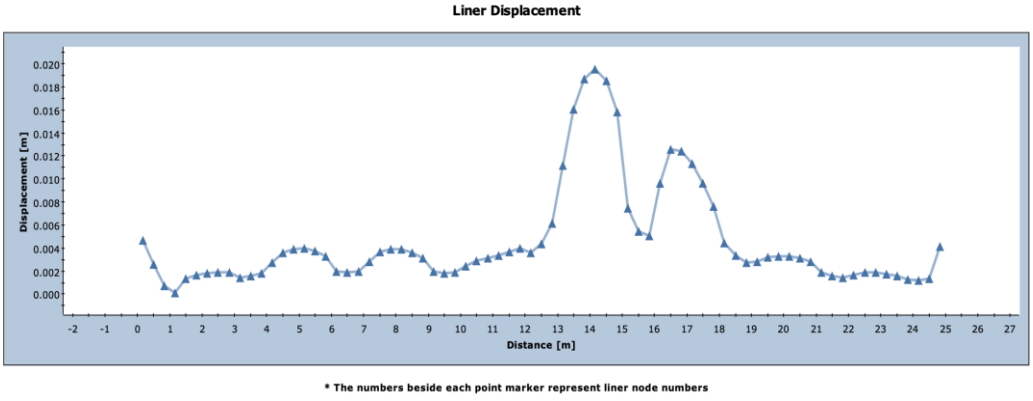


Figura 62: Caso 1 - Diagrama de deslocamento – placa

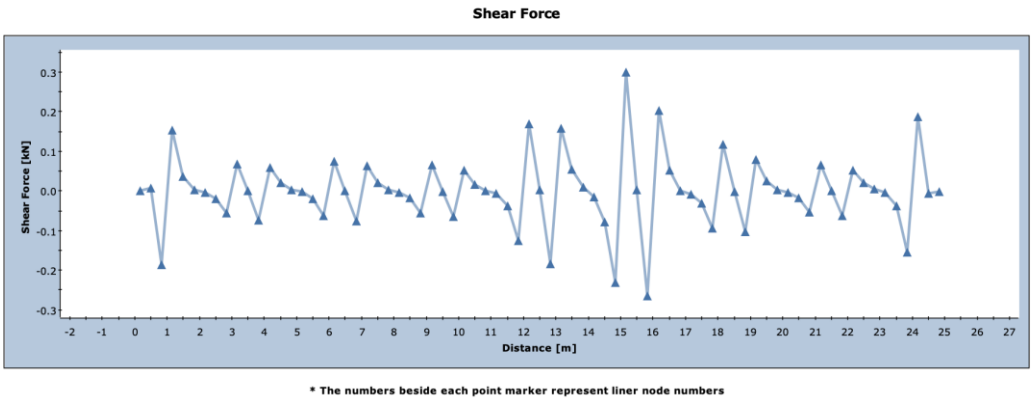


Figura 63: Caso 1 - Diagrama de esforços cortante – Placa

4.4.3 Caso 2: Posição das esteiras

As esteiras A e B foram posicionadas no meio de cada vão consecutivo e a largura de ambas manteve o valor de 1,0 m (Figura 64).

No caso 2, a esteira B foi deslocada para o meio do vão, mantendo-se a largura de 1,0 m e o carregamento de 200 kN/m². Nota-se que os esforços solicitados pela esteira B aumentaram consideravelmente, conforme apresenta na Figura 65. É válido observar que a estaca entre as duas esteiras recebeu mais esforços e as estacas situadas nas extremidades desse carregamento também absorveram tais forças, no entanto, em menor proporção.

É possível verificar na Figura 66 que, no caso 2, a intensidade das forças influenciadas por ambas as esteiras foram iguais e alcançaram o valor máximo de 14KN. No caso das placas, ocorre o mesmo (Figura 67).

Isso também ocorre com o deslocamento. Os pontos de maior variação são nas regiões abaixo das esteiras. Pode-se observar o deslocamento ao longo da extensão do reforço na Figura 68. Já os valores de cortantes previsto pelo programa foi ilustrado na Figura 69.

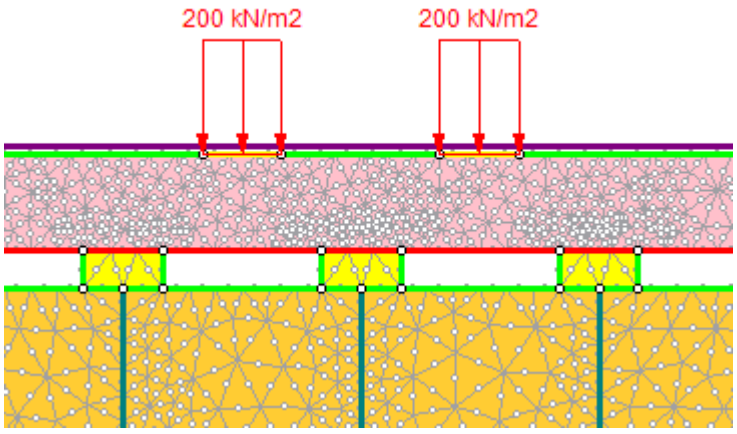


Figura 64: Caso 2 - input – com geossintético

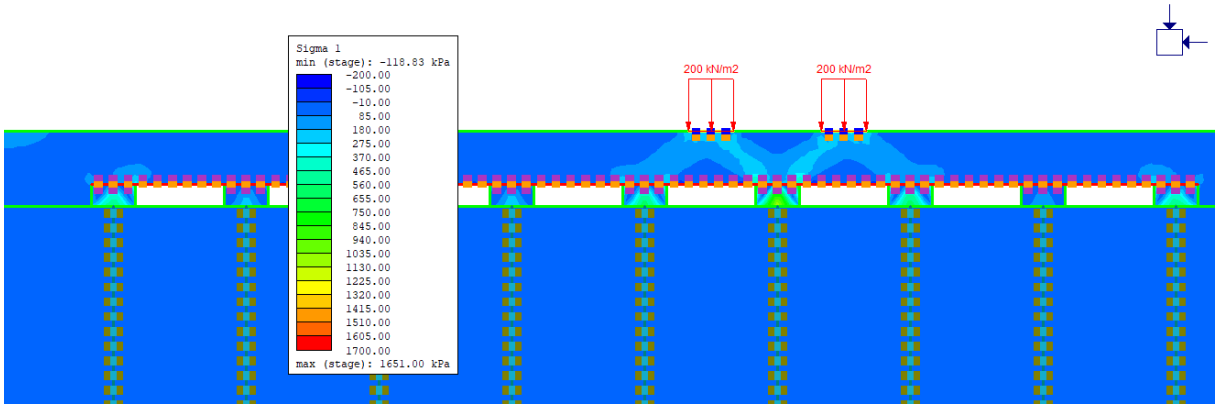


Figura 65: Caso 2 - output – tensões verticais.

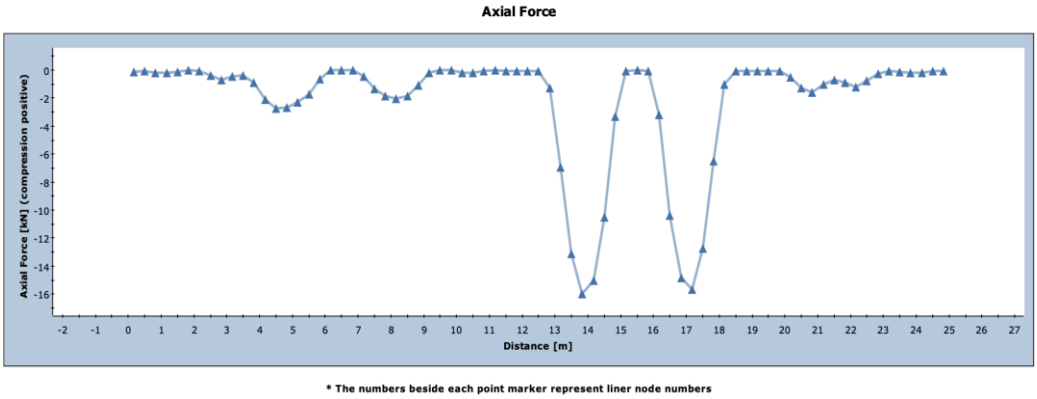


Figura 66: Caso 2 - Diagrama de tração – geossintético

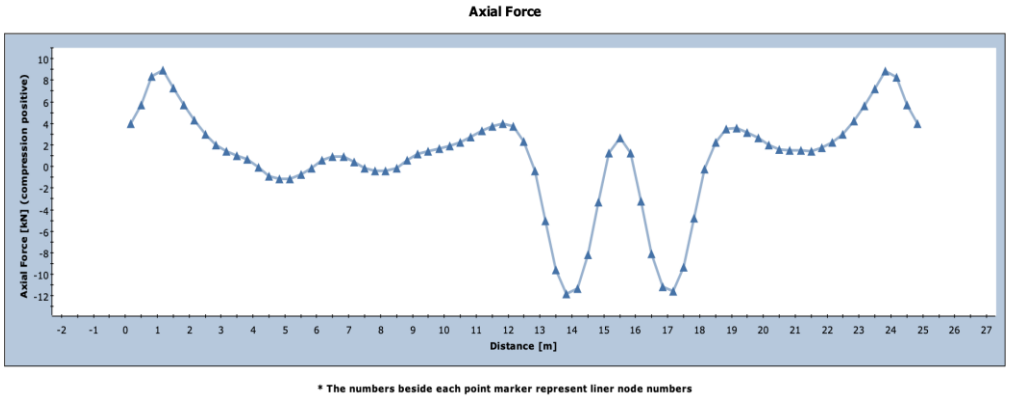


Figura 67: Caso 2 - Diagrama de esforços normais – placa

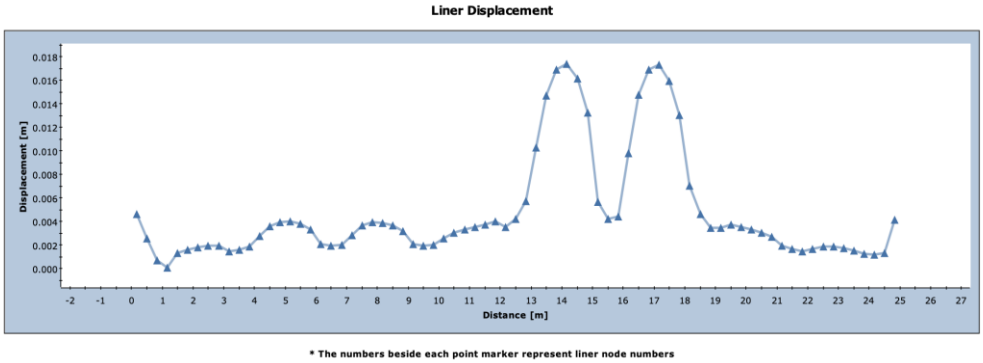


Figura 68: Caso 2 - Diagrama de deslocamento – placa

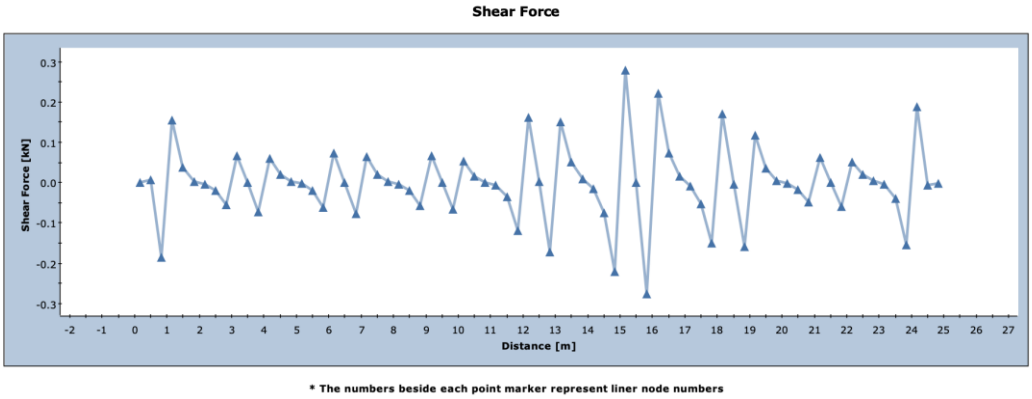
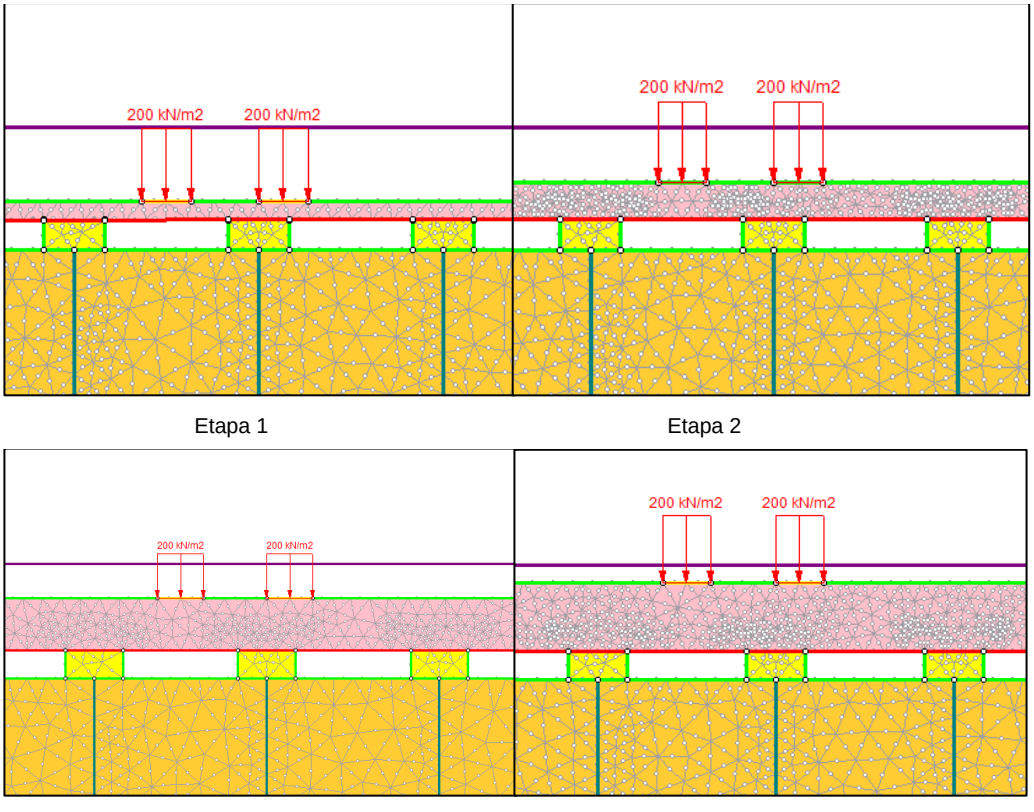


Figura 69: Caso 2 - Diagrama de esforços cortantes - placa

4.4.4 Caso 3: Avanço da construção do aterro

Nesta fase do trabalho, observa-se a influência do avanço físico do aterro. Este caso 3 foi subdividido em 4 etapas executivas. Iniciou com 0,3 m de altura, passou por 0,6 m, em seguida 0,9 metros, até alcançar 1,2 m, sendo essa última a altura considerada como altura final de projeto. Observa-se o dimensionamento realizado na Figura 70. É importante lembrar que, nesse caso, a largura das esteiras são as mesmas que no exemplo padrão (0,8 m).



Etapa 1 Etapa 2

Etapa 3 Etapa 4

Figura 70:Caso 3 - input - geossintético

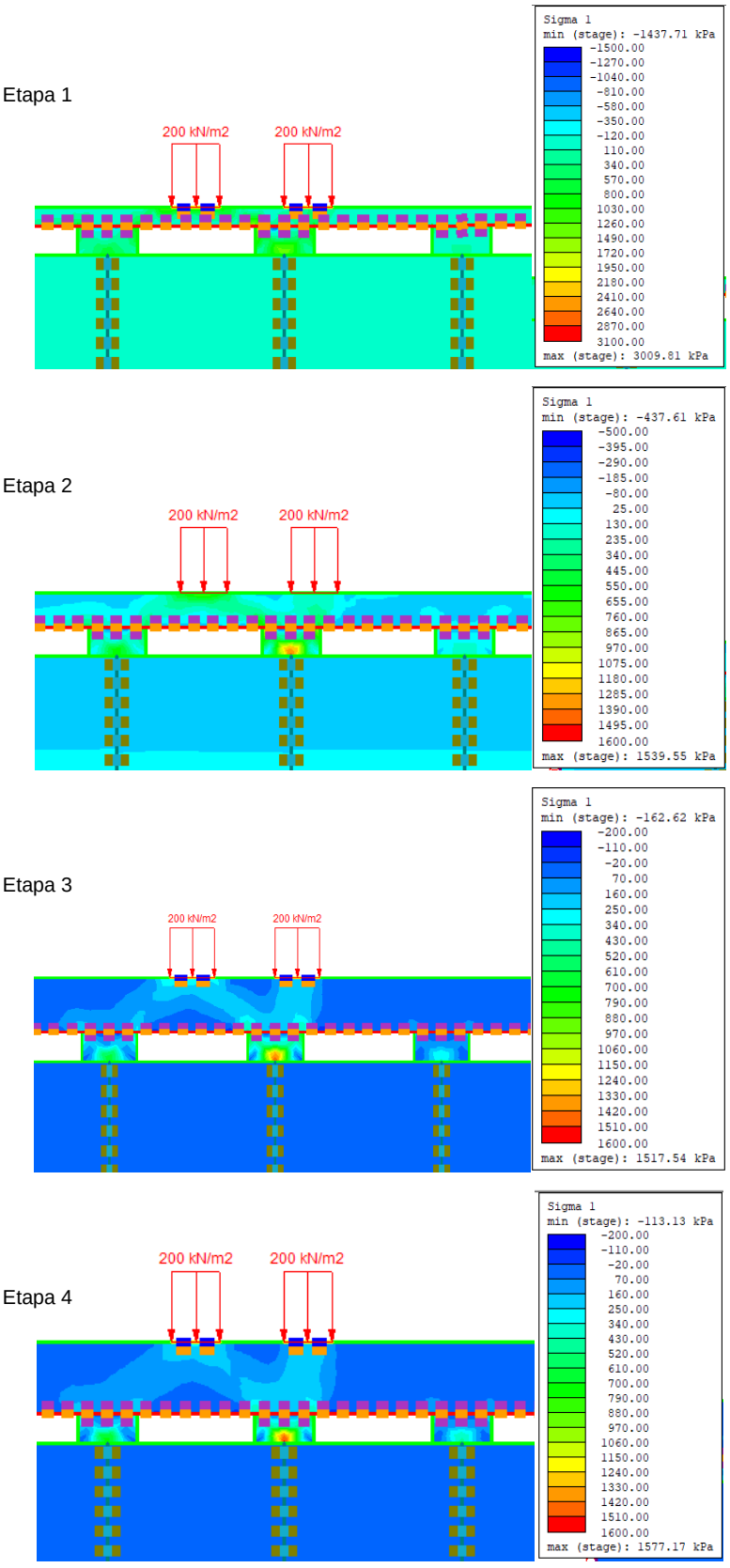


Figura 71: Caso 3 - output - geossintético

Como pode ser observado, no caso 3, simularam-se 4 etapas de construção do aterro. Para facilitar as análises comparativas, utilizou-se o caso padrão para

dimensionar essa situação. Nesse exemplo, é possível analisar o comportamento do reforço à medida que a altura do aterro aumenta.

Na etapa 1, o aterro atinge a cota 0,3 m, considerando a atuação de um equipamento sobre essa camada mais fina de solo, é notória a variação da tensão.

Na Figura 71, etapa 1, por se tratar de uma camada muito fina, não está evidente esse aumento considerável das tensões verticais. No entanto, nos diagramas de esforço normal da Figura 72, os valores de tração do geossintético mostram a influência da altura do aterro nos esforços absorvidos pelo geossintético.

Nota-se que, nessa primeira etapa, o valor máximo de tração foi 77 kN e, ao passo que foi elevando a espessura de aterro, a tração foi diminuindo, chegando a 15 kN.

Nessa última etapa 4, o aterro atinge 1,2 m, sendo o recalque de 0,017 m, muito baixo em relação à primeira etapa, que obteve um valor de deslocamento de 0,13 m (Figura 73).

É importante lembrar que, embora os valores de cada etapa tenham grandes intervalos, em todas essas fases, os carregamentos nas esteiras mantiveram-se constantes, com valor de 200 kN/m, conforme descrito no exemplo padrão.

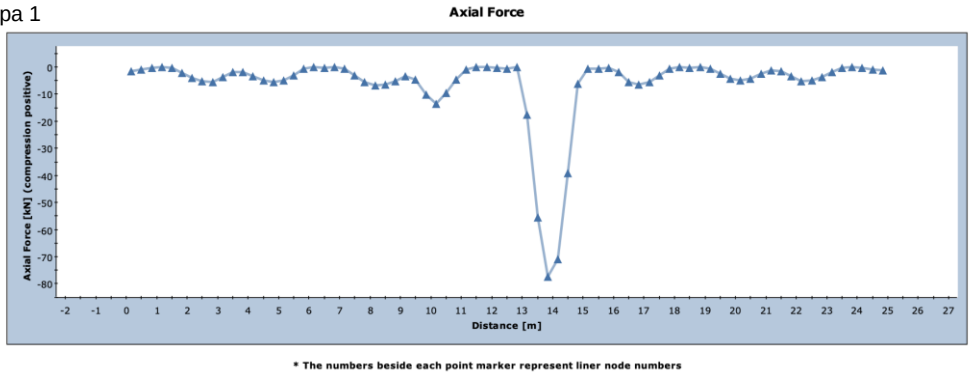
A Figura 74 refere-se aos resultados de saída do programa. Observa-se que, quanto mais afastados o carregamento (ou as esteiras) do geossintético, menor será sua influência sobre o reforço.

Assim como nas situações anteriores, pode-se verificar as tensões máximas chegando a alcançar 300 kPa no aterro. As trações nos demais vãos dos blocos ao longo do geossintético também aumentaram. No entanto, os valores são pequenos, alcançando uma média de 3 kN aproximadamente.

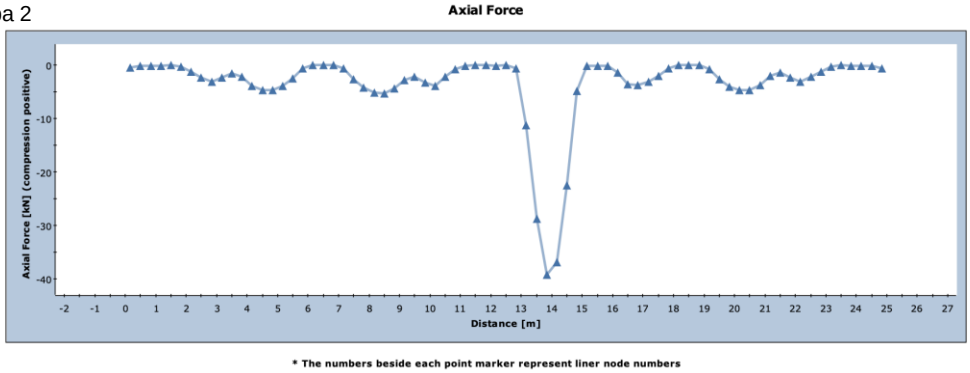
O deslocamento apresentou pico de 0,13 m na projeção da esteira e, nas demais regiões, a variação foi muito baixa, podendo ser considerada desprezível (0,02 m). Vale lembrar que esse valor é coerente, tendo em vista que estamos considerando a teoria de pequenas deformações.

Um fator interessante a ser comentado é sobre as seções de maior deslocamento, os vãos entre os blocos. Nessas regiões, considera-se um vazio entre o solo mole e o geossintético. Isso viabiliza maiores recalques nessa região.

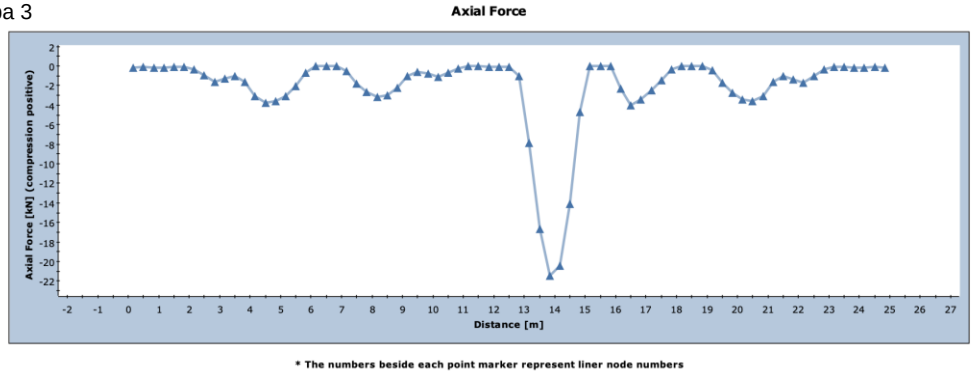
Etapa 1



Etapa 2



Etapa 3



Etapa 4

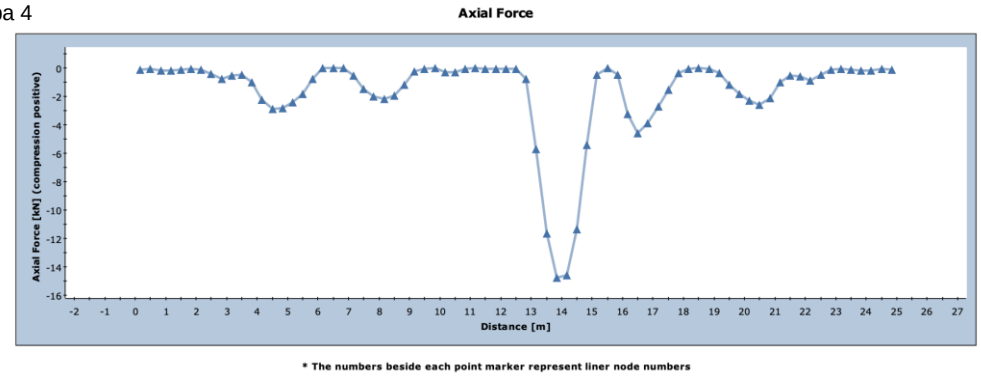
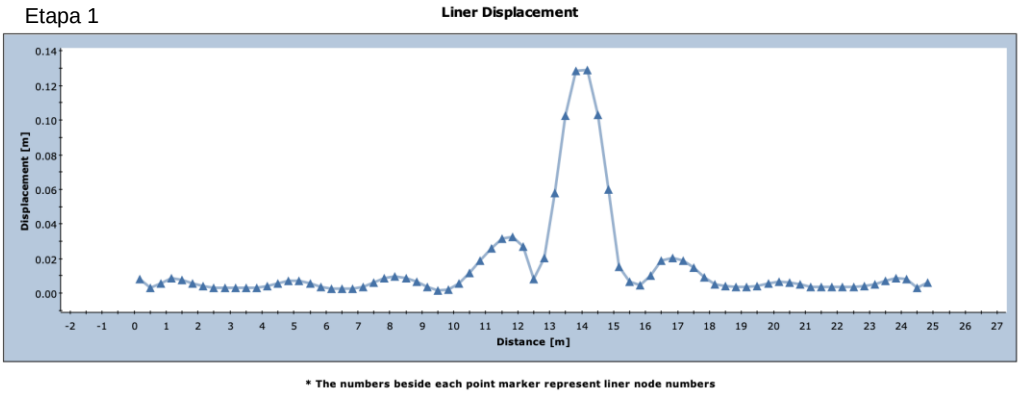
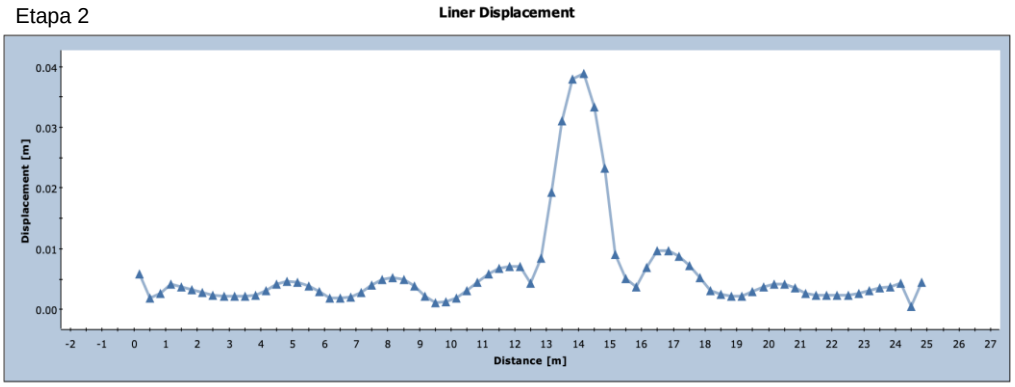


Figura 72: Caso 3 - Diagramas de esforços normais – geossintético

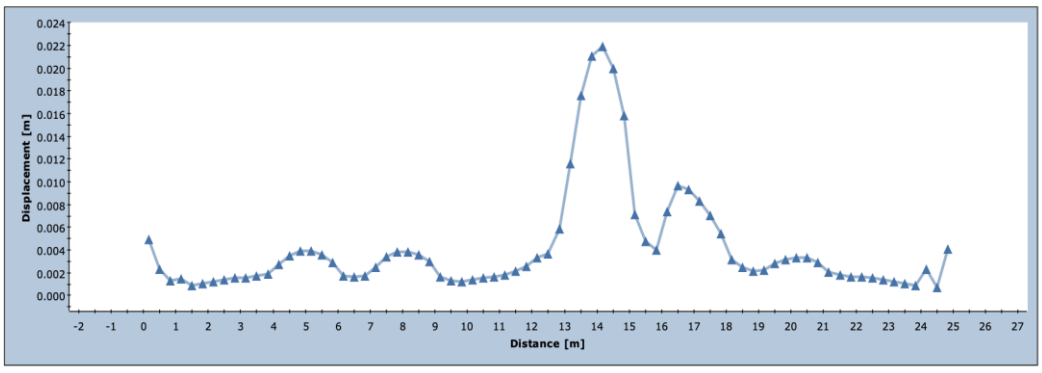
Etapa 1



Etapa 2



Etapa 3



Etapa 4

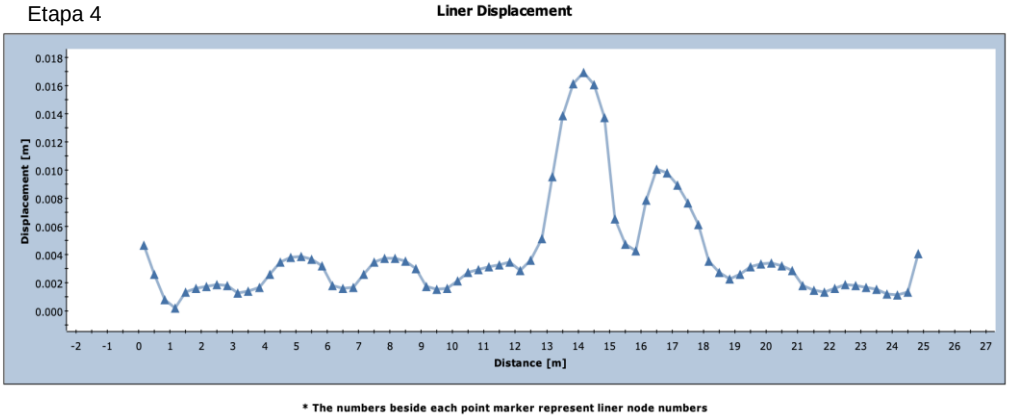
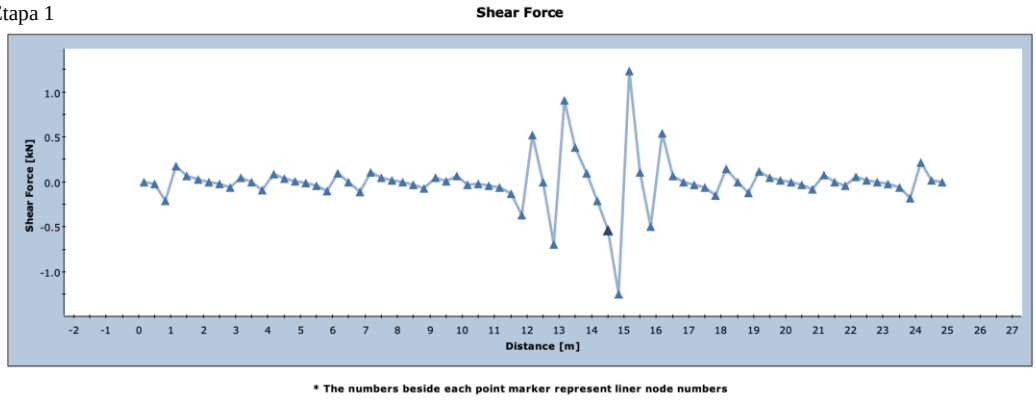
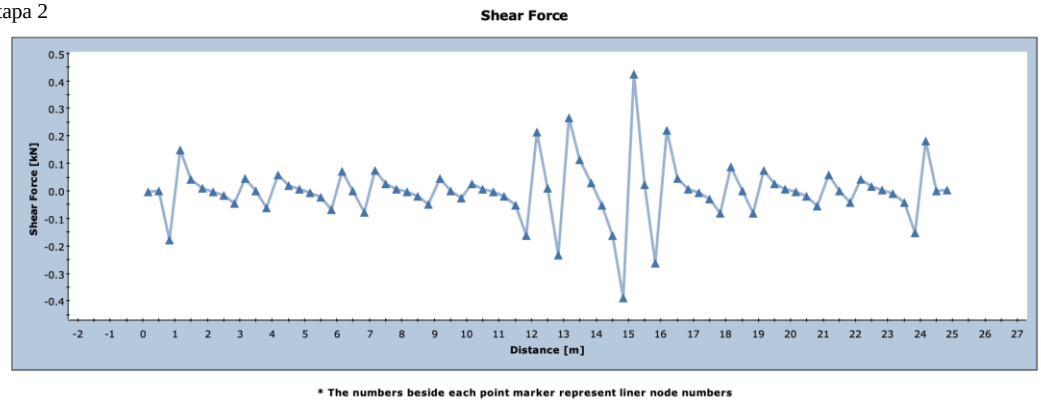


Figura 73: Caso 3 - Diagrama de deslocamento da placa

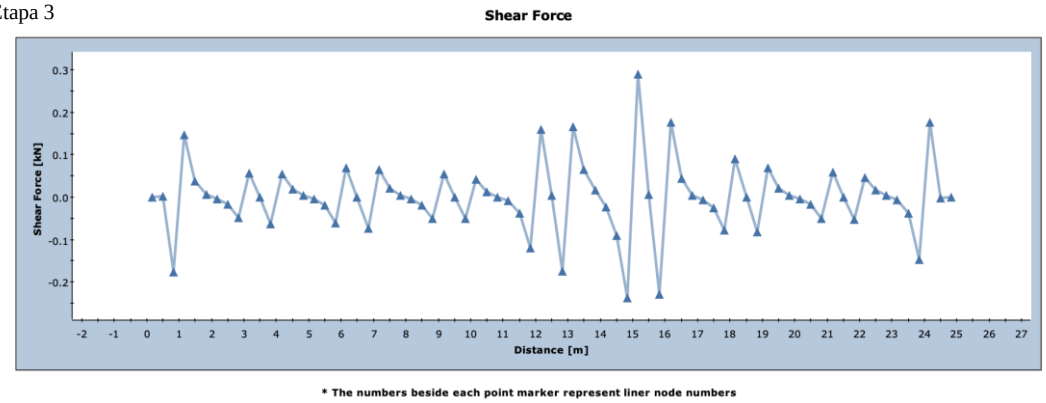
Etapa 1



Etapa 2



Etapa 3



Etapa 4

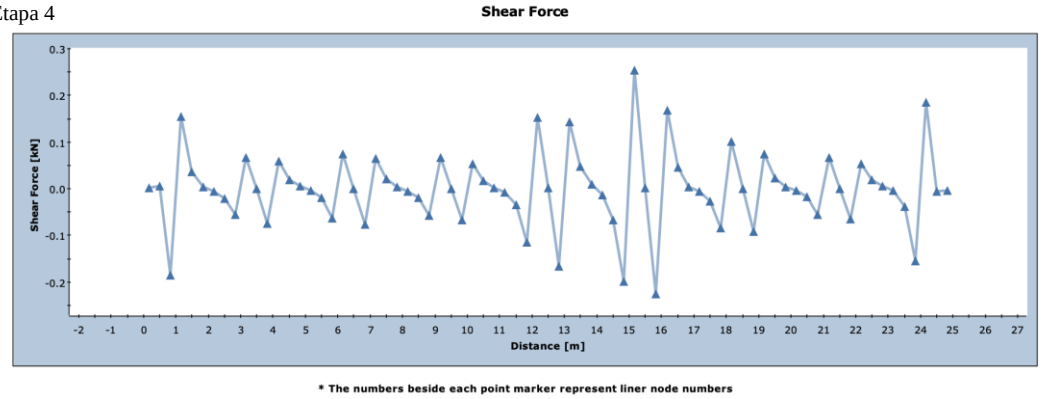


Figura 74: Caso 3 - Diagrama de esforços cortantes - placa

Já nas projeções dos blocos, onde o aterro sofre mais compressão, os valores de deslocamentos são menores. A esteira B está parcialmente projetada nessa região. O material arenoso contido entre o bloco e a esteira foi submetido à compressão e apresenta valores baixos de recalque.

Observa-se que, nas etapas 3 e 4, o fenômeno de arqueamento começa a se manifestar e o carregamento é dissipado para os demais blocos. As diferentes tonalidades de cores representam bem essa transferência de forças.

4.4.5 Caso 4: Aumento do carregamento

Nesse caso, a carga padrão das esteiras foi alterada de 200 kN/m² para 300 kN/m² a fim de simular equipamentos mais robustos e a largura das mesmas manteve o valor de 0,80 m (Figura 75).

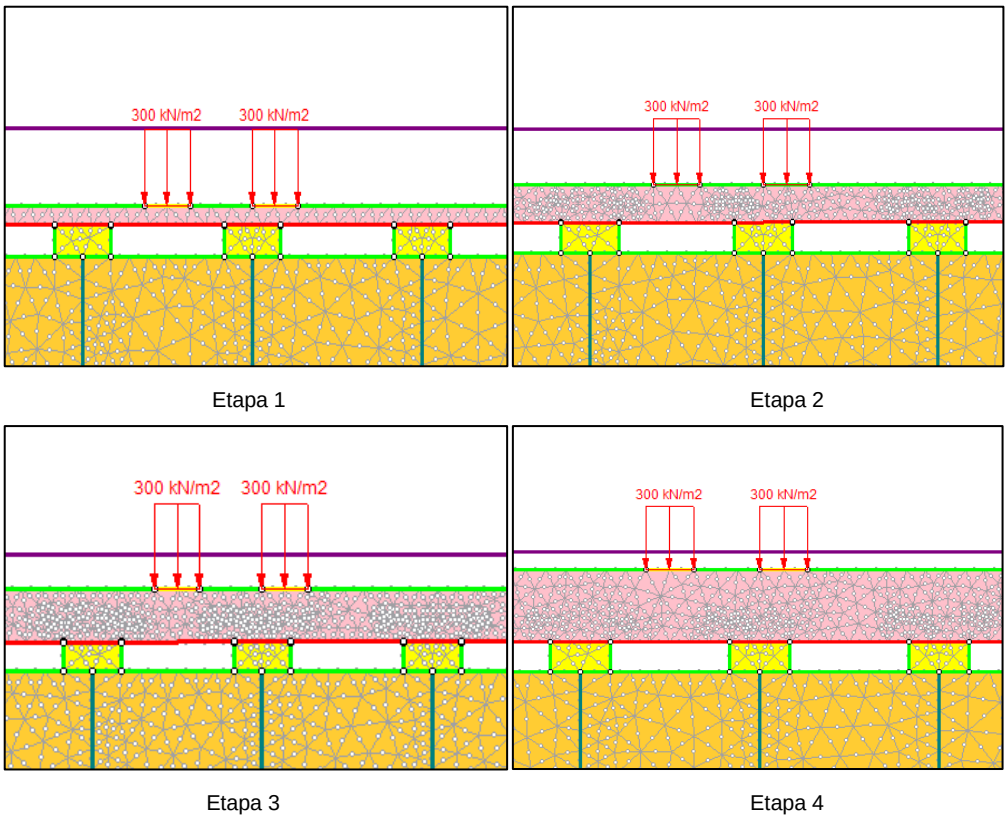


Figura 75: Caso 4 - input - geossintético

Esta etapa do trabalho tem o objetivo de observar o comportamento dos geossintéticos quando submetidos a aumento da sobrecarga. Assim como no caso 3,

as etapas foram divididas em 4. Acrescentou-se 100 kN/m² ao carregamento e observou-se que os esforços aumentaram consideravelmente, na Figura 76.

O comportamento do esforço de tração e cortante, conforme Figuras 77 e 78, respectivamente, nesse caso se assemelham ao caso anterior. Na etapa 1, de menor espessura do aterro o comportamento é o mesmo que no caso 3, e pode-se afirmar que essa é a etapa crítica entre todos os casos apresentados.

Pode-se afirmar que nas etapas iniciais de construção do aterro, o cortante se manifesta com valores altos e preocupantes para efeito de segurança e estabilidade da obra geotécnica.

Nesse caso, pode-se perceber que há o aumento de tensão nas regiões das esteiras. Comparado com o exemplo anterior, o caso 3, a tensão no solo aumentou, o que era de se esperar tendo em vista que está considerando um equipamento mais robusto.

Nota-se que o carregamento aumentou e os valores dos esforços cortantes se elevaram em proporções maiores. Não obstante, o bloco entre as duas esteiras está absorvendo grande parte das cargas. Nesse momento do cálculo é necessário se ater à capacidade do geossintético pois essa é uma situação crítica, devendo-se evitar o rompimento do mesmo durante a primeira fase de aplicação do aterro. Acredita-se que, na Vila do Pan, ocorreu exatamente esse problema. Recomenda-se evitar equipamentos muito robustos, para não sobrecarregar o sistema estrutural, principalmente na posição apresentada nesse exemplo.

Um comentário importante a ser registrado é quanto ao recalque diferencial (Figura 79). Conforme muitos geotécnicos afirmam, o aumento de carga não influencia no recalque do solo e cabe ressaltar que, em relação ao caso anterior, os recalques mantiveram os mesmos valores, aproximadamente o que influencia neste caso é o tempo de carregamento.

A seguir, observa-se o efeito oposto, a diminuição de sobrecarga sendo representadas pelas esteiras e simulando equipamentos leves.

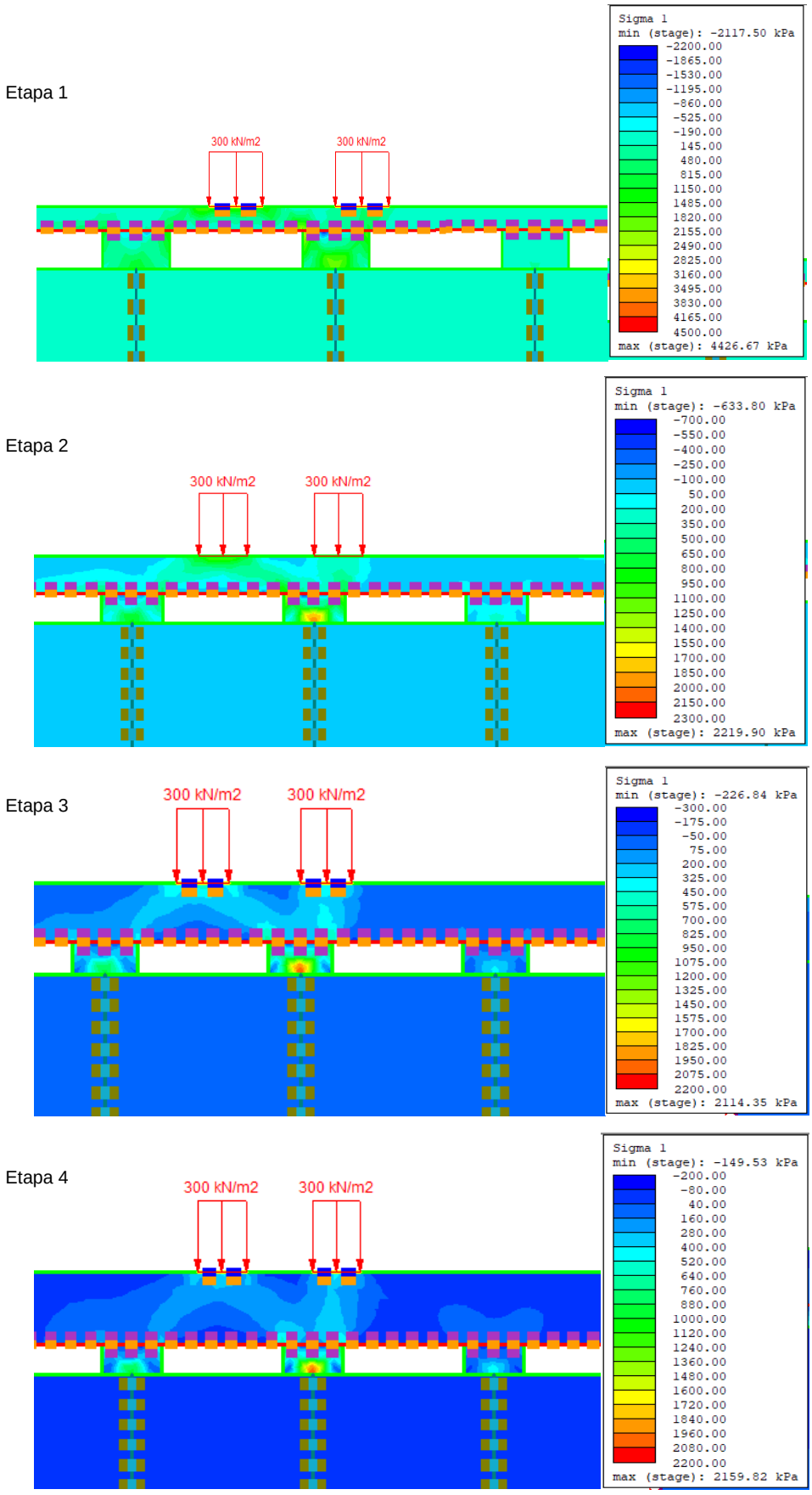
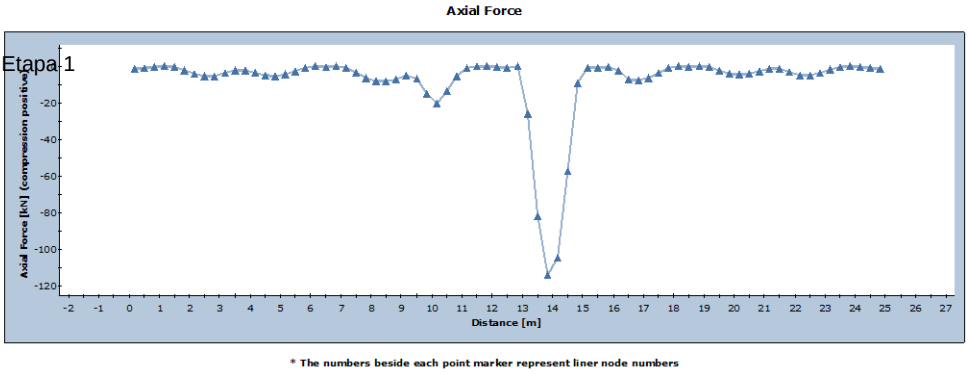
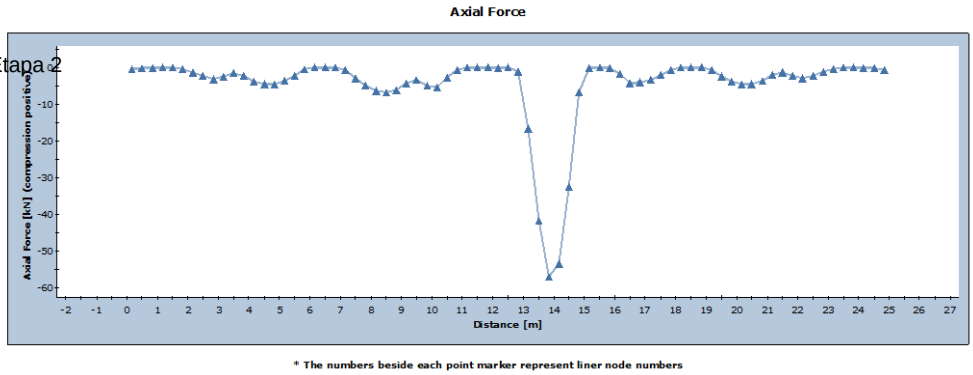


Figura 76: Caso 4 - output – tensão vertical

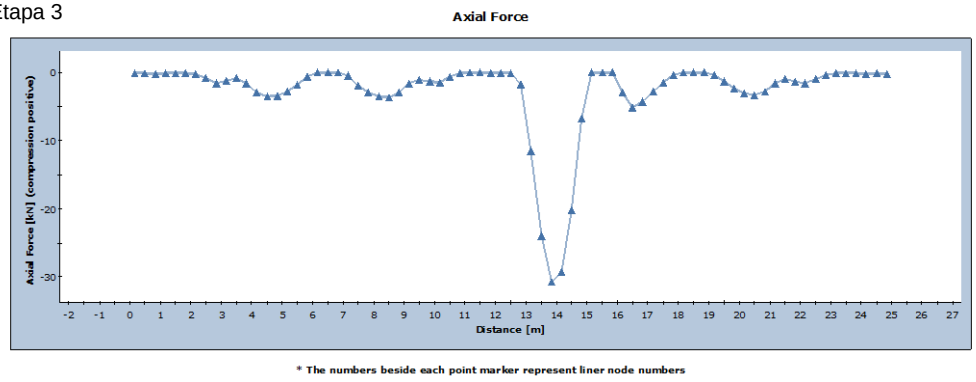
Etapa 1



Etapa 2



Etapa 3



Etapa 4

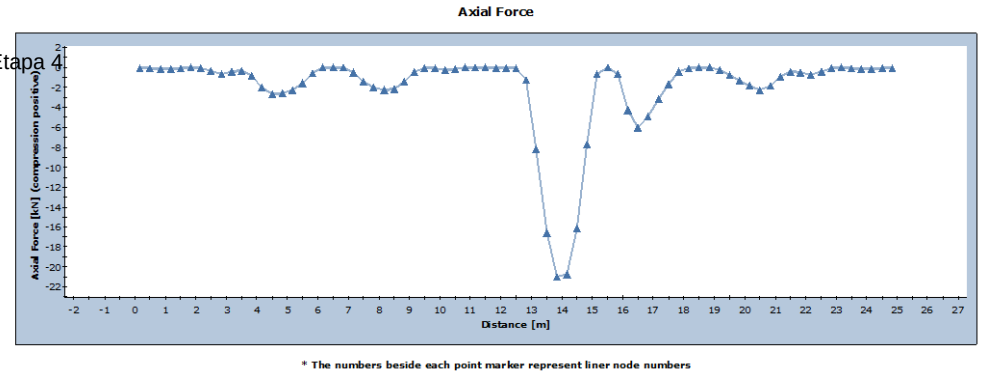
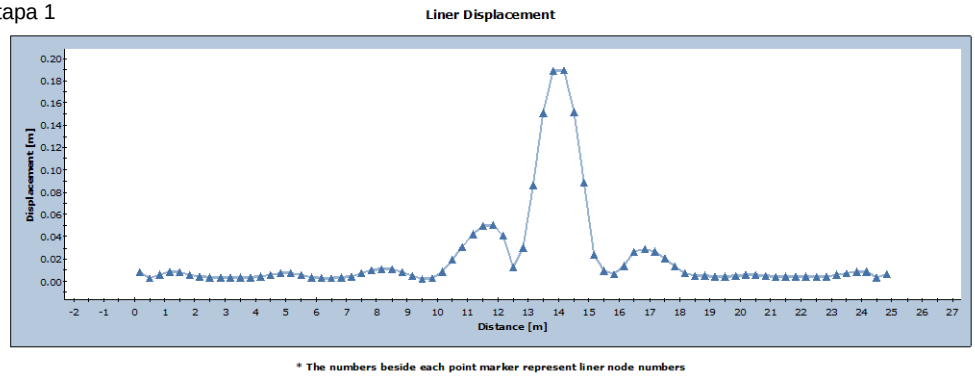
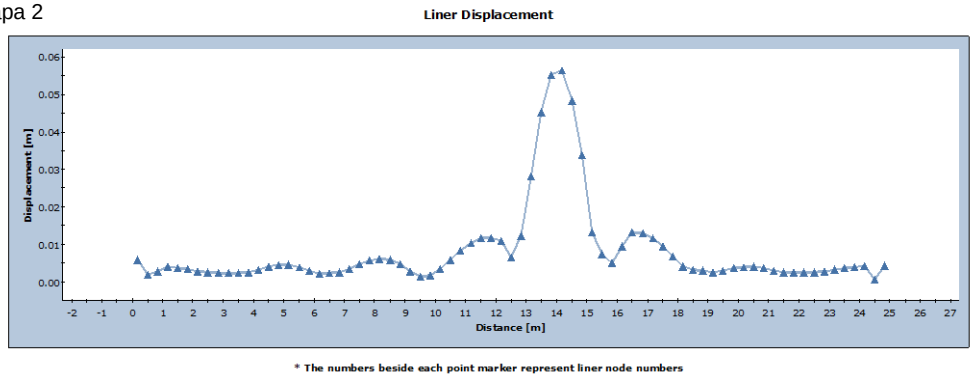


Figura 77: Caso 4 - Diagrama de esforços axiais no geossintético

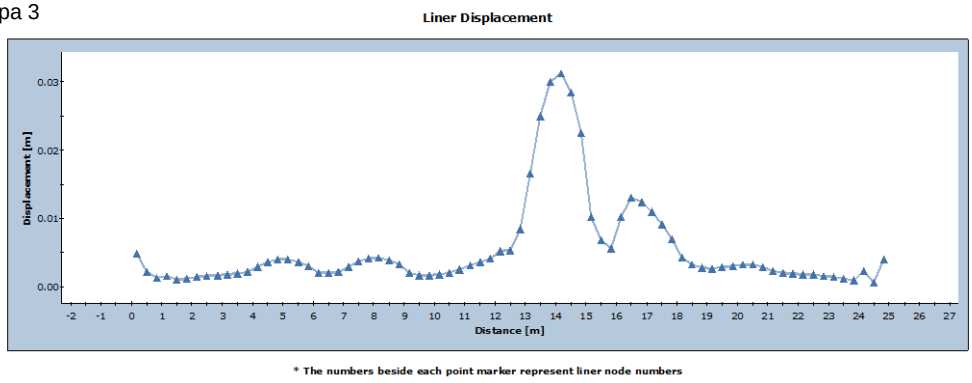
Etapa 1



Etapa 2



Etapa 3



Etapa 4

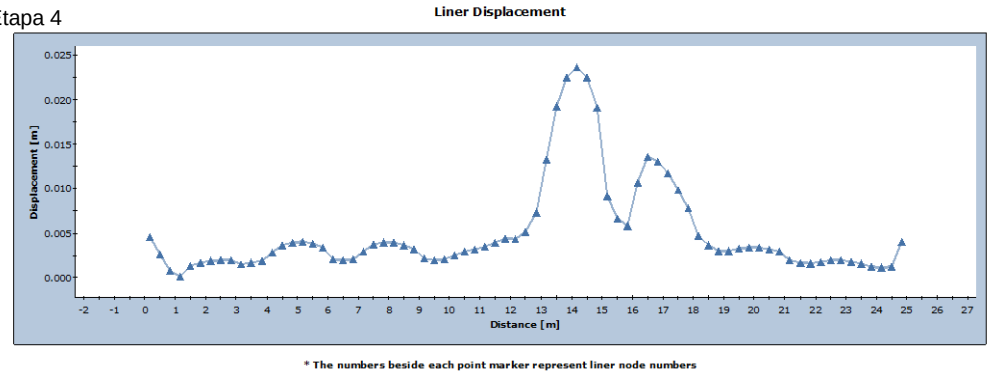
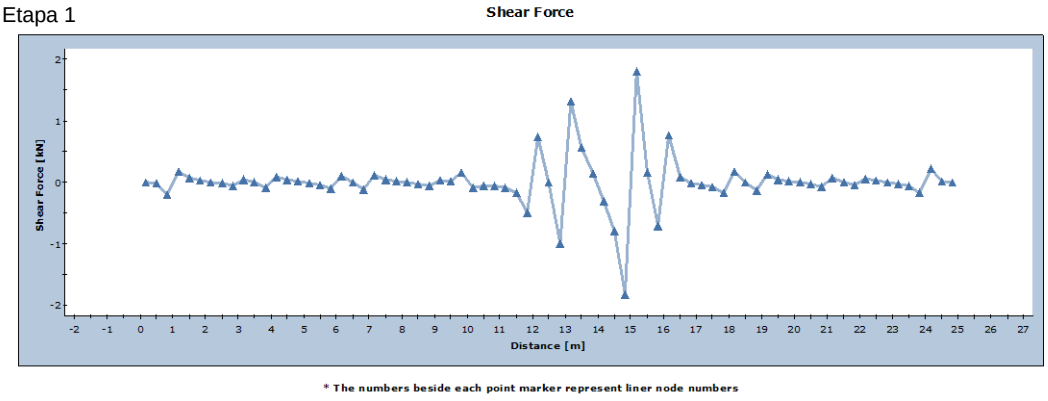
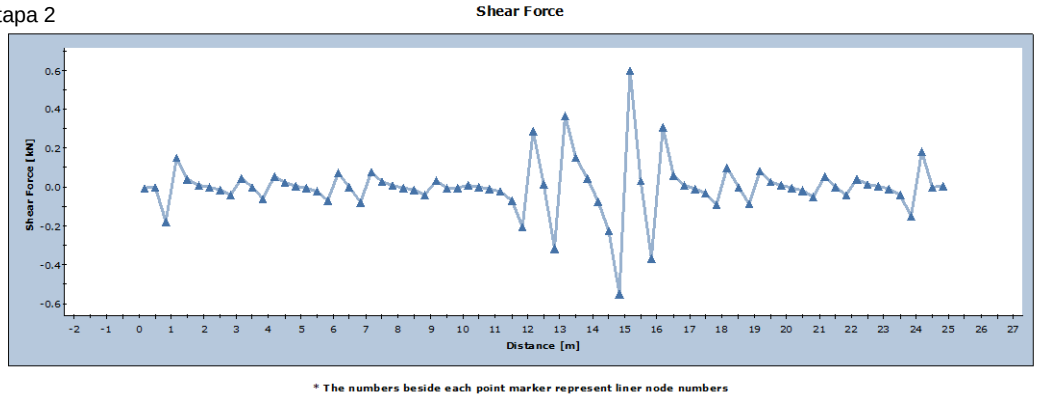


Figura 78: Caso 4 - Diagrama de Deslocamento da placa

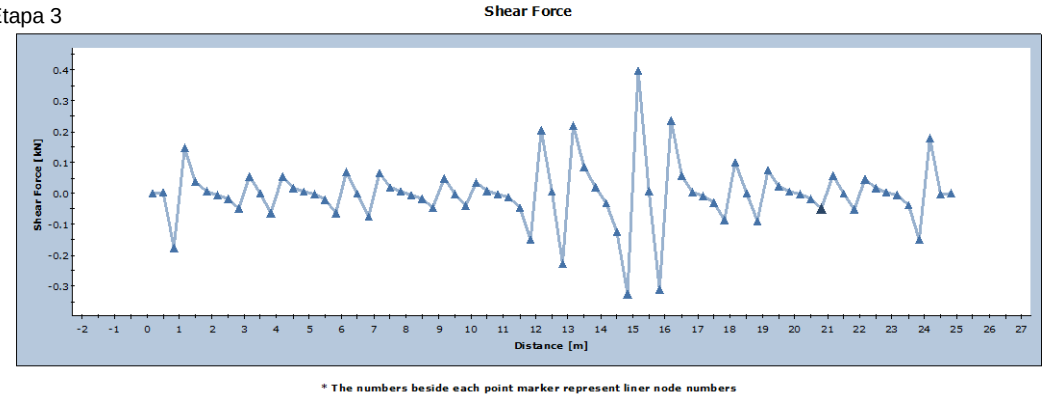
Etapa 1



Etapa 2



Etapa 3



Etapa 4

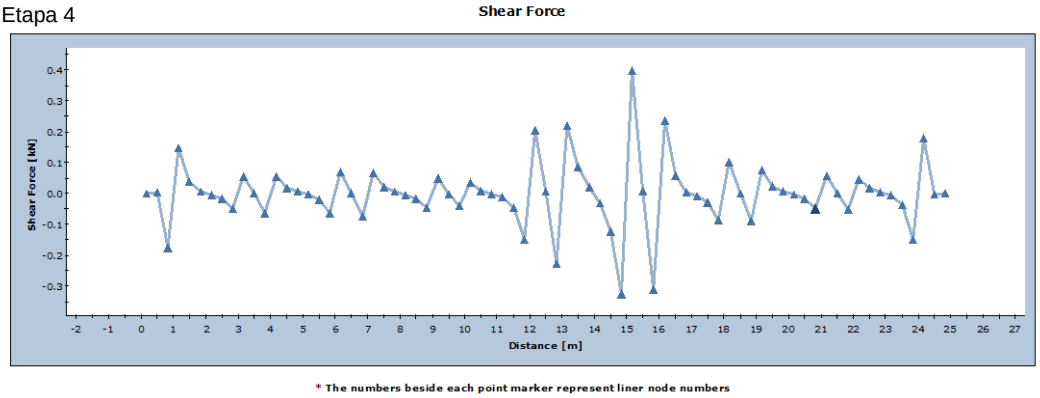


Figura 79: Caso 4- Diagrama de esforços Cortantes - Placa

4.4.6 Caso 5: Diminuição do carregamento

No caso 5, variou-se a carga padrão das esteiras de 200 kN/m² para 100 kN/m² a fim de simular equipamentos mais leves (Figura 80). Nesta etapa do estudo, não se considera necessário subdividir o caso em 4 etapas e analisar a evolução do aterro, tendo em vista que a hipótese de que a etapa inicial de construção é uma fase crítica já foi confirmada nos casos 3 e 4. Além disso, sabe-se que, uma vez que os valores do carregamento são menores, os valores de cortantes também serão.

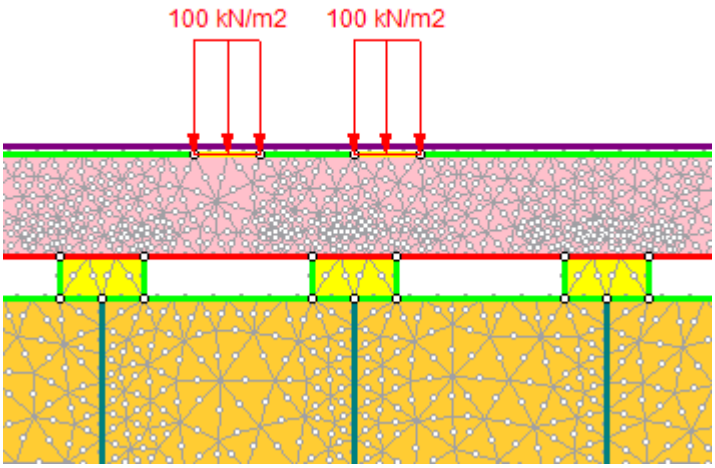


Figura 80: Caso 5 – input - geossintético

No momento em que são simulados carregamentos mais leves, inicialmente representados pela Figura 81, reduziu-se o valor do carregamento a metade em relação ao caso padrão. O valor atual a considerar é 100 kN/m² em cada esteira.

A Figura 81 apresenta os resultados de saída, onde é possível observar os pontos de maior tensão do solo e da estrutura.

A Figura 83 apresenta os valores de tração e nota-se que eles são baixos. Esses valores eram de se esperar, confirmando a interpretação do programa quando o dimensionamento envolve valores baixos de sobrecarga.

Pode-se dizer que o programa Rocscience atendeu a expectativa gerada para interpretação deste caso, no entanto, os diagramas de esforços de tração na placa apresentam valores maiores na compressão e na extremidade do reforço (Figura 84). Isso pode confundir as análises. Por esse motivo é necessário ressaltar a importância de utilizar a ferramenta adequadamente. O elemento de placa apresentou inconsistência nesse caso. Por isso, aconselha-se a usar este elemento com a

finalidade exclusiva de extrair informações de deslocamento (Figura 84). A Figura 85, ilustra o valor baixo de esforços cortantes no caso 5.

Nesse sentido, conclui-se que, para valores pequenos de carregamento, menores que 150 kN/m², é possível manter atuais as teorias de dimensionamento de aterro reforçado sobre solo mole estruturado, pois a atuação do cortante é baixa, podendo ser desprezível.

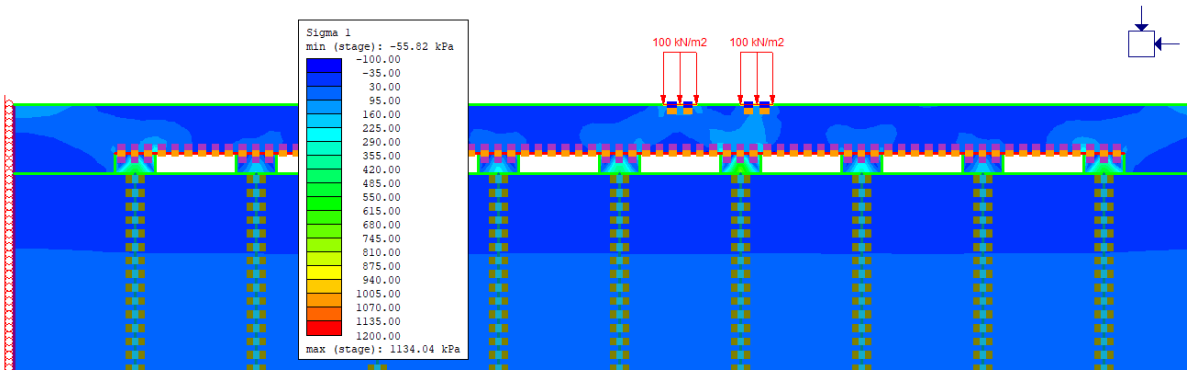


Figura 81: Caso 5 – output - σ_1

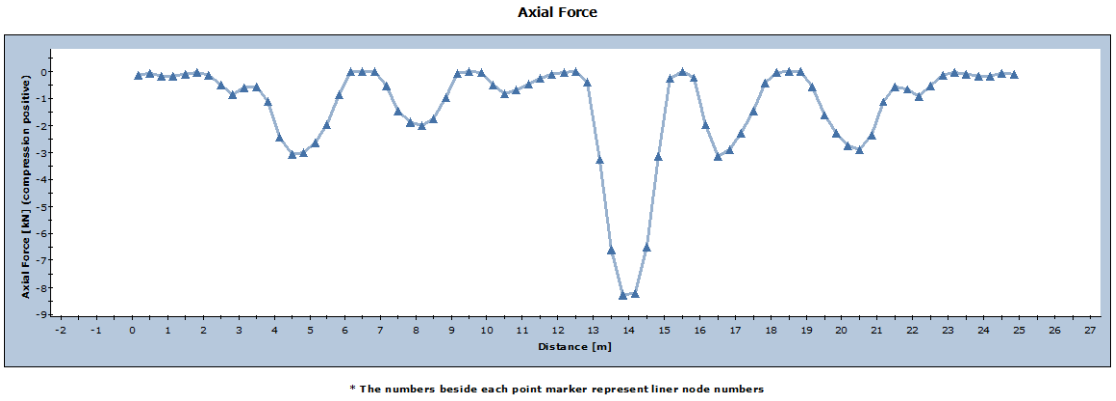


Figura 82: Caso 5 - Diagrama de tração – geossintético

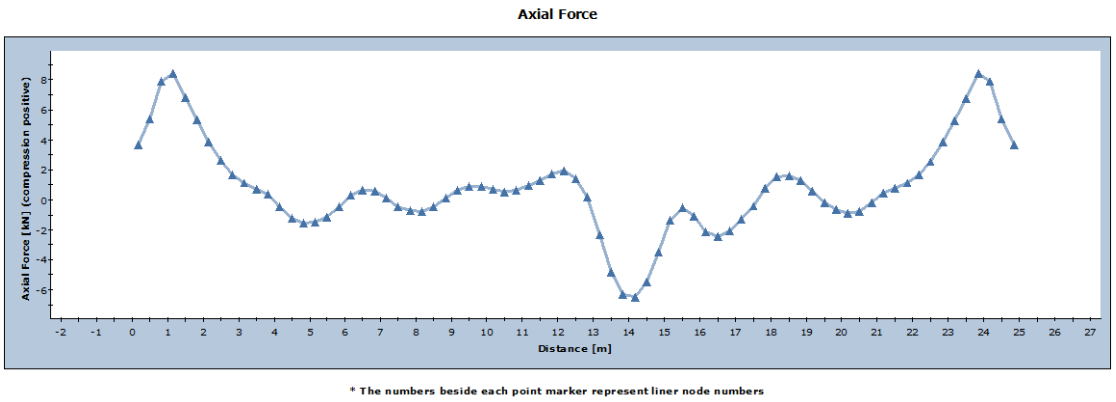


Figura 83: Caso 5 - Diagrama de esforços normais – placa

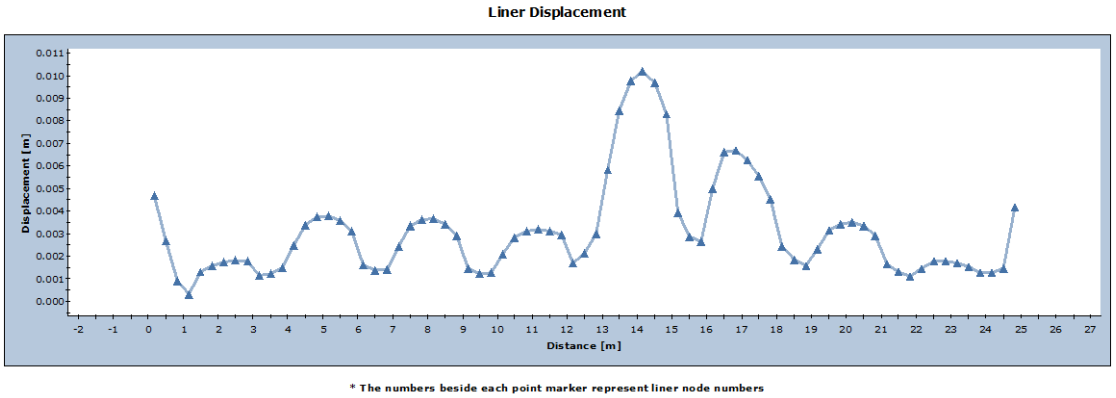


Figura 84: caso 5 - Diagrama de deslocamento da placa

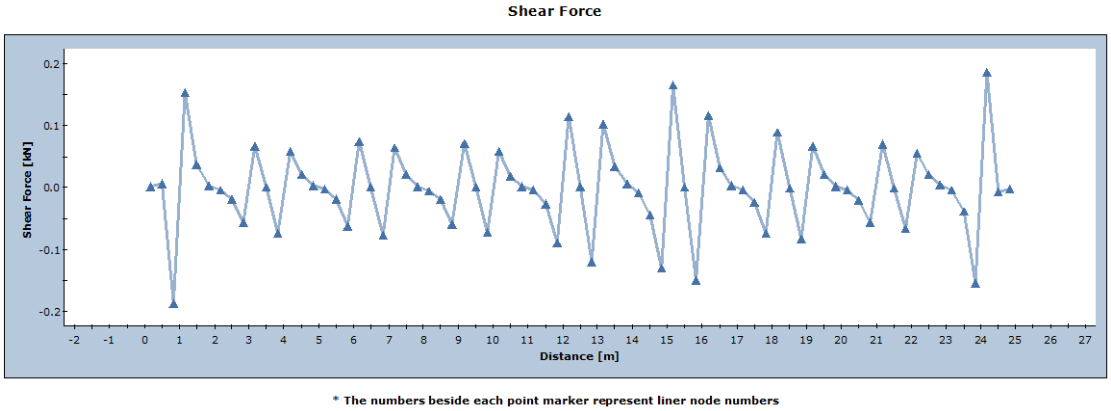


Figura 85: Caso 5 - Diagrama de esforço cortante - placa

4.4.7 Caso 6: Diminuição da espessura do elemento placa

No exemplo atual, a espessura do geossintético foi reduzida de 0,05 m para 0,01 m (Figura 90). Ciente dessa alteração, para simular o geossintético adequadamente, foi necessário alterar o módulo de elasticidade também, de 80.000 kN/m² para 400.000 kN/m². Dessa forma, a rigidez foi mantida (4.000 kN/m).

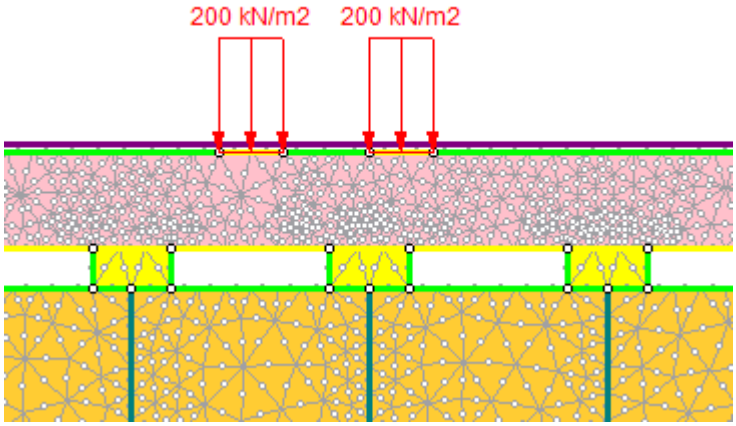


Figura 86: Caso 6 - input - placa - espessura 0,01m

O diagrama de tensões apresenta valores muito diferentes dos previstos com geossintéticos (caso padrão). Na Figura 91, observa-se as regiões de maior solicitação, as tensões verticais.

Na projeção das esteiras, o programa apresenta esforços de compressão (Figura 92). No entanto, os geossintéticos não reage a este tipo de esforço. Por outro lado, os valores de recalque não foram alterados (Figura 93). Portanto, pode-se afirmar que para efeito de deslocamento, mesmo para espessura muito fina, o programa é capaz de determinar os deslocamentos, Figura 94.

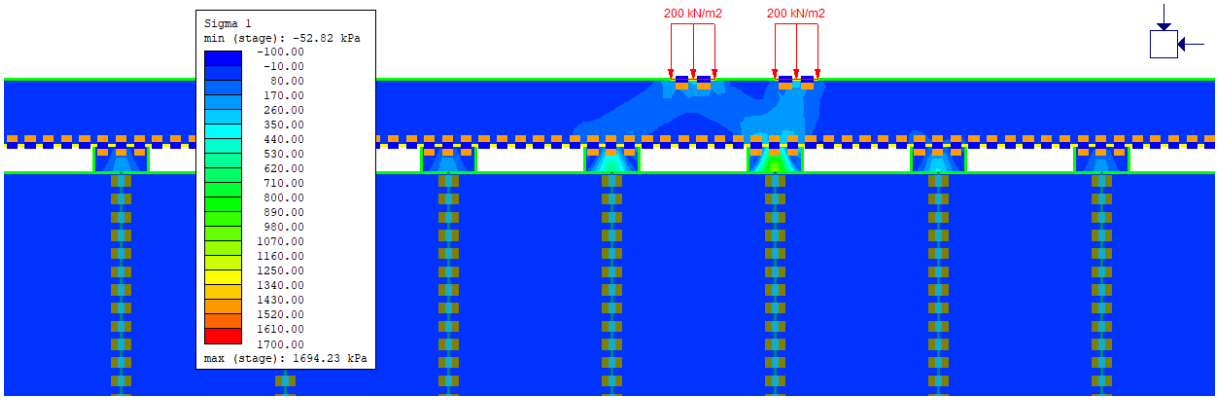


Figura 87: caso 6 - out put - sigma 1

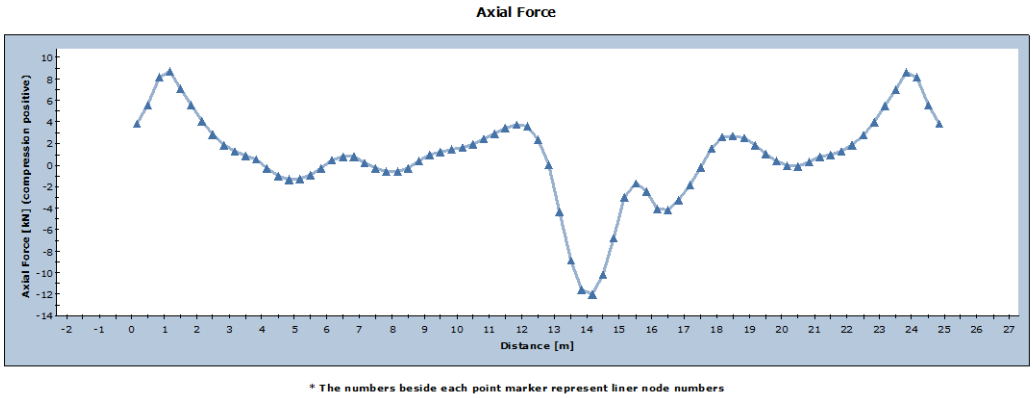


Figura 88: caso 6 - Diagrama de esforços normais – placa

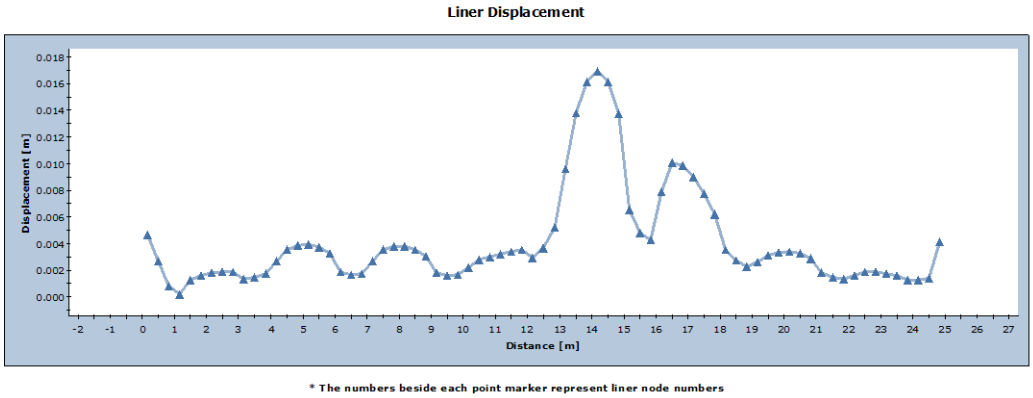


Figura 89: Caso 6 - Diagrama de deslocamento da placa

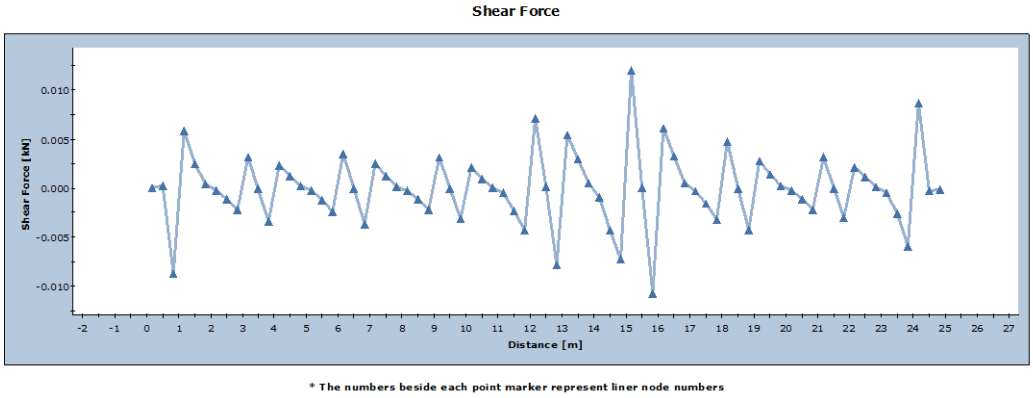


Figura 90: Caso 6 - Diagrama de esforço cortante - placa

4.4.8 Considerações sobre o esforço cortante

Como pode ser observado nos resultados do programa RS2, os valores de esforços cortantes previstos numericamente são muito baixos. Neste tópico, comparam-se os resultados numéricos com os analíticos.

Os valores de tração foram determinados pelo programa, assim como os valores dos deslocamentos. O cálculo dos esforços de tração tem função comparativa apenas. A intenção desta verificação é avaliar qual o desvio entre os resultados obtidos com o elemento de placa e os resultados obtidos com o elemento geossintético.

Na Tabela 9, é possível observar que os valores obtidos com as placas são inferiores aos valores obtidos com o elemento geossintético. Os resultados, que apresentaram diferença acima de 25%, foram observados nos casos 2, 3 e 4 (na etapa 2). Por esse motivo, deve-se utilizar o elemento estrutural adequado para cada caso.

Observando essa inconsistência de dados torna-se evidente que a placa não substitui as funções do geossintético, ressaltando-se, todavia, que esse recurso foi utilizado nesta Dissertação tão somente para estimar os deslocamentos transversais ao geossintéticos, o que não seria possível com o "elemento geossintético" disponível neste programa específico (Rocscience).

Tabela 9: Esforços de tração determinados pelo programa Rocscience

Casos	Etapas	Esteira	Largura da esteira	Carga aplicada	Altura do aterro	Tração Rocscience – geossintético	Esforço Normal Rocscience - placa	Diferença % tração
			m	KN/m	m	KN	KN	Tp/Tg
Padrão	-	A	0,8	200	1,2	14	12	0,17
caso 1	-	A	1	200	1,2	17	14	0,16
caso 2	-	A ou B	1	200	1,2	16	12	0,27
Caso 3	1	A	0,8	200	0,3	77	61	0,21
	2	A	0,8	200	0,6	39	27	0,30
	3	A	0,8	200	0,9	21	16	0,25
	4	A	0,8	200	1,2	15	12	0,19
Caso 4	1	A	0,8	300	0,3	114	88	0,23
	2	A	0,8	300	0,6	57	40	0,31
	3	A	0,8	300	0,9	31	23	0,24
	4	A	0,8	300	1,2	21	17	0,16
caso 5	-	A	0,8	100	1,2	21	17	0,16
caso 6	-	A	0,8	200	1,2	14	12	0,14

A Tabela 10 apresenta os dados para cálculo dos esforços cortantes. Esses dados foram extraídos dos diagramas de deslocamentos. Inicialmente, identificaram-se os deslocamentos nas direções horizontais(x) e verticais(y). Posteriormente, aplicaram-se os conceitos teóricos considerando o efeito de segunda ordem para cálculo do cortante, conforme foi explicado no item 3.3.

Como se trata de um diagrama de deslocamento de placas, os pontos das coordenadas horizontais foram fixados e extraíram-se, por aproximação, os valores de deslocamentos verticais.

Tabela 10: Dados para cálculo dos cortantes

Casos	Etapas	Esteira	Largura da esteira	Carga aplicada	Altura do aterro	dx2	dx1	dy2	dy1	dy/dx
			m	KN/m	m	m	m	m	m	-
Padrão	-	A	0,8	200	1,2	16	15,33	0,013	0,005	0,01
caso 1	-	A	1	200	1,2	16	15,33	0,016	0,006	0,01
caso 2	-	A ou B	1	200	1,2	16	15,33	0,014	0,005	0,01
Caso 3	1	A	0,8	200	0,3	16	15,33	0,100	0,020	0,12
	2	A	0,8	200	0,6	16	15,33	0,031	0,008	0,03
	3	A	0,8	200	0,9	16	15,33	0,017	0,006	0,02
	4	A	0,8	200	1,2	16	15,33	0,014	0,005	0,01
Caso 4	1	A	0,8	300	0,3	16	15,33	0,151	0,030	0,18
	2	A	0,8	300	0,6	16	15,33	0,045	0,010	0,05
	3	A	0,8	300	0,9	16	15,33	0,025	0,008	0,03
	4	A	0,8	300	1,2	16	15,33	0,019	0,007	0,02
caso 5	-	A	0,8	100	1,2	16	15,33	0,008	0,003	0,01
caso 6	-	A	0,8	200	1,2	16	15,33	0,014	0,005	0,01

Após determinar os deslocamentos verticais e horizontais, extraíram-se os valores máximos dos esforços de tração nos geossintéticos e determinaram-se, de forma analítica, os cortantes máximos nesses casos. O mesmo foi realizado com os esforços cortantes determinados a partir da ferramenta placa. Esses valores não têm validade física, tendo em vista que, nas placas, os resultados não foram simulados adequadamente com as forças de reação do geossintético. Eles não reagem com efeito de compressão.

Observa-se que, entre todos os casos estudados, os maiores valores de esforços cortantes calculados foram nas primeiras etapas de aplicação do aterro. A Tabela 11 apresenta de forma simplificada esses valores.

Também se pode observar que nas demais situações os esforços de cortantes foram baixos. Portanto, o aumento considerável ocorreu apenas no momento em que a geogrelha se posicionava próxima da aresta e vértices dos blocos, nos casos 3 e 4.

Tabela 11: Esforços cortantes determinados de forma analítica

Casos	Etapas	Esteira	Largura da esteira	Carga aplicada	Altura do aterro	Cortante (calculado-geossintético)	Cortante (calculado-Placa)	Diferença % cortante
			m	KN/m	m	KN	KN	Qr/Qc
Padrão	-	A	0,8	200	1,2	0	0	0,17
caso 1	-	A	1	200	1,2	0	0	0,16
caso 2	-	A ou B	1	200	1,2	0	0	0,27
Caso 3	1	A	0,8	200	0,3	9	7	0,21
	2	A	0,8	200	0,6	1	1	0,30
	3	A	0,8	200	0,9	0	0	0,25
	4	A	0,8	200	1,2	0	0	0,19
Caso 4	1	A	0,8	300	0,3	21	16	0,23
	2	A	0,8	300	0,6	3	2	0,31
	3	A	0,8	300	0,9	1	1	0,24
	4	A	0,8	300	1,2	0	0	0,16
caso 5	-	A	0,8	100	1,2	0	0	0,16
caso 6	-	A	0,8	200	1,2	0	0	0,14

Na Tabela 12, estão agrupados os valores dos todos cortantes estudados nessa Dissertação: os esforços cortantes extraídos do programa Rocscience, que foram calculados utilizando a ferramenta placa; os esforços cortantes calculados de forma analítica, utilizando o deslocamento da placa e a tração do geossintético e, na última coluna, os esforços cortantes desconsiderando o geossintético, utilizando o deslocamento e a tração apresentados no dimensionamento da placa.

Conclui-se que, embora o programa tenha manifestado aumento de carga nas 3 considerações, os valores foram baixos, principalmente na primeira coluna, onde não se considera o efeito de segunda ordem.

Tabela 12: Valores dos cortantes analisados

casos	Deslocamento vertical máx. m	Esforço Cortante máx. (Rocscience) KN	Cortante (calculado-geossintético KN	Cortante (calculado-Placa) KN
caso padrão	0,02	0,03	0,2	0,1
caso 1	0,02	0,03	0,2	0,2
caso 2	0,02	0,03	0,2	0,2
caso 3 - etapa 1	0,13	1,20	9,2	7,3
etapa 2	0,04	0,42	1,3	0,9
etapa 3	0,02	0,28	0,4	0,3
etapa 4	0,02	0,25	0,2	0,2
caso 4 - etapa 1	0,19	1,80	20,6	15,9
etapa 2	0,06	0,59	3,0	2,1
etapa 3	0,03	0,39	0,8	0,6
etapa 4	0,02	0,34	0,4	0,3
caso 5	0,01	0,18	0,2	0,1
caso 6	0,02	0,12	0,2	0,2

Esse estudo se faz importante, pois geralmente, os ensaios mecânicos em geossintéticos não contemplam a verificação da resistência aos esforços cortantes. Portanto, não é prática verificar o esforço cortante e tampouco é conhecida a resistência das geogrelhas mediante esse tipo de solicitação.

5 CONCLUSÕES

O conhecimento do comportamento estrutural dos geossintéticos utilizados em aterro reforçado em solo mole estruturado é frequentemente usado em rodovias e ferrovias. Ele é essencial para garantir a integridade estrutural dos elementos (bloco e estaca) e, consequentemente, da estrutura como um todo.

Este trabalho se propôs a estudar os deslocamentos, esforços e deformações que atuam sobre as geogrelhas. A partir de modelagem computacional, foram simulados casos objetivando avaliar situações críticas e que, portanto, merecem atenção dos engenheiros geotécnicos.

Apesar das verificações apresentadas não contemplarem a análise global da estrutura, essas propiciam um conhecimento do comportamento estrutural dos geossintéticos, quando submetidos a grandes carregamentos, até a etapa final de construção de um aterro.

Além disto, o estudo atenta ao leitor a necessidade de avaliar a atuação dos esforços cortantes, pois, na literatura, esse esforço é pouco comentado e, muitas vezes, desconsiderado para efeito de cálculo e verificação.

É importante lembrar que a teoria de pequenas deformações implícita nas modelagens numéricas correntes, sem consideração dos esforços de segunda ordem, justifica os valores baixos de tração e deslocamentos nas análises, o que faz com que os esforços cortantes também tenham sido provavelmente subestimados. Isso fez com que os resultados se distanciassem um pouco do esperado, mas, ainda assim, podem ser considerados como boas aproximações. Diante do exposto, as principais conclusões obtidas neste trabalho são:

- A ferramenta numérica não conseguiu representar perfeitamente a situação, nas extremidades dos geossintéticos.

- Os resultados obtidos na simulação foram coerentes, apesar de a análise do geossintético ter sido elástica, portanto simplificada, e de não ser possível a comparação de campo e obras reais, em vista das poucas referências contendo detalhes dos parâmetros do perfil do solo e das estruturas envolvidas, principalmente dados de território brasileiro.

- A altura do aterro e as análises elásticas, de pequenas deformações, resultaram em recalques diferenciais pequenos na superfície do aterro e nas

geogrelhas. Os recalques previstos nas geogrelhas, foco do trabalho, variaram de 0,01cm a 0,20cm. Os valores máximos ocorreram na projeção do carregamento, onde se simulou a atuação de equipamentos utilizados para colocação do aterro, retroescavadeira e guindastes, por exemplo.

- Nas regiões onde não havia sobrecargas, os recalques foram muito baixos, tendo valores máximos de 0,02 m.

- Conforme previsto, a atuação do geossintético provocou alívio de tensão na superfície do solo mole.

- A simulação dos geossintéticos representados por placas mostra, de maneira geral, comportamentos semelhantes na região da sobrecarga.

- Utilizando o elemento placa, observou-se que os valores numéricos foram inferiores, principalmente, para efeito de cálculo de esforços axiais que chegou a valores 25% menores que utilizando a ferramenta geossintético (ver a Tabela11).

- Ao simular o elemento estrutural geossintético utilizando a ferramenta placa, observou-se que o programa Rocscience identificou esforços de comressão. Já utilizando a ferrameta geossintético, esses esforços não são identificados.

- As etapas iniciais de aplicação do aterro são as fases mais preocupantes tendo em vista a possibilidade do geossintético romper devidos aos esforços cortantes e axiais, nas primeiras fases, devidos ao trânsito de equipamentos pesados.

- É coerente dizer que os geossintéticos podem romper por esforços cortantes atuando em conjunto com os esforços axiais.

- As análises foram bidimensionais (direções X e Y), por deformação plana. Portanto, nos vértices dos blocos, os valores dos esforços cortantes devem ser aproximadamente dobrados, para levar em conta a superposição dos esforços decorrentes de sobrecargas na terceira dimensão (Z) . Esse efeito não pode ser incorporado nas análises bidimensionais por deformação plana.

- Quanto mais próximo do geossintético estiver o carregamento, maiores serão os esforços cortantes.

- Embora a existência dos esforços cortantes tenha sido comprovada, a intensidade das forças apresentadas não justifica o rompimento dos geossintéticos.

6 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Além deste trabalho, seguem, abaixo, algumas sugestões que se fazem necessárias para complementar e enriquecer os estudos a respeito desse assunto:

- Verificar esse tipo de aterro em laboratório, através de modelos reduzidos, ou em campo, através de aterros experimentais;

- Reproduzir estas análises em uma versão 3D;

- Considerar simulações em 2-D através da solução das equações diferenciais 18 a 24;

- Fazer simulação numérica de casos reais e comparar os valores

- Verificar se a providência de arredondados os blocos reduzirem consideravelmente os esforços cortantes.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. (2012) Aterros Sobre Solos Moles: projeto e desempenho. 2. ed. São Paulo

ALMEIDA, M.S.S, SPOTTI, A.P., MARQUES, M.E.S., et al. (2007), Aterro estruturado com plataforma de geogrelha: concepção e desempenho. In: VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, REGEO' 2007 e V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos' 2007, 3a seção técnica (geossintéticos), Recife.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR ISO 10319/2013: Geossintéticos — Ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro,2013

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR ISO 12236:2013: Geossintéticos — Ensaio de puncionameno estático (punção Cnew BR). Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR12533/1999: Geossintéticos: Terminologia. Rio de Janeiro, 2003

BLÜMEL, W., HEINEMANN, M., WERTH, K. et al. (2003) Road construction on a landfill with vibro-concrete columns and geogrids. In: 3th European Geosynthetics Conference, Munique.

BORBA, A. M. (2007) Análise de Desempenho de Aterro Experimental na Vila Pan-Americana. 133 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Engenharia Civil) – UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro.

BS8006 (1995) – Code of Practice for Strengthened / Reinforced Soils and Other Fills - British Standards Institution.

FREITAS ARAÚJO, N.C., ALMEIDA, M.S.S., NUNES, A.L.L.S.. (2007) “Instrumentação e monitoramento de aterro estaqueado reforçado com geogrelha”. In: VI Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, REGEO’ 2007 e V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Geossintéticos’ (2007) 3a seção técnica (geossintéticos), Recife, junho.

GUIDO, V.A., KNUEPPEL, J.D. & SWEENY, M.A., (1987) “Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slabs”. In: Geosynthetic’s 87 Conference, New Orleans.
HEWLETT W. J., RANDOLPH M. F. (1988) – Analysis of Piled Embankments - Ground Engineering, vol 21.

HUESKER, Catálogos geogrelhas. Disponível em:
<https://www.huesker.com.br/fileadmin/Media/Brochures/PT/PB-Fortrac-br.pdf>
Acesso em 11/11/2017

JONES, C.J.F.P. (1990) Construction influences on performance of reinforced soil structures. In: Performace of reinforced soil structures.

JONES, C.J.F.P.; Lawson, C.R.; & Ayres, D.J. (1990) Geotextile reinforced piled embankments. Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles Geomembranes and Related Products, Den Haag.

KEMPFERT, H. G., GOBEL, C., ALEXIEW, D., HEITZ, C. (2004) German Recommendations for Reinforced Embankments on Pile-Similar Elements, Peoceedings of EuroGeo3, European Geosynthetics Conference, Geotechnical Engineering with Geosynthetics.

KEMPFERT, H.G., STADEL, M., ZAESKE, D., 1997, “Design of geosynthetic reinforced bearing layers over piles”. Bautechnik, v. 74, n. 12, pp. 818-825.

KEMPFERT, H.G., STADEL, M., ZAESKE, D. (1997) “Design of geosynthetic reinforced bearing layers over piles”. Bautechnik, v. 74, n. 12, pp. 818-825.

KEMPTON, G., RUSSELL, D., PIERPOINT, N.D., JONES, C.J.F.P. (1998) “Two and three dimensional numerical analysis of the performance of piled embankments”. In: Proceedings of Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta.

KOERNER, R. M.(1998) Designing with Geosynthetics, 4th Ed., Prentice Hall Inc., New Jersey.

LFAMBIENTAL, Profutos. Disponível em: https://www.lfambiental.com.br/produtos Acesso em 14/07/2019

LOW B. K.; TANG S. K.; CHOA V. (1994)- Arching in Piled Embankment – Journal of Geotechnical Engineering – ASCE, 120 (11) – p.p. 1917- 1938;

MACCAFERRI, Catálogos geogrelhas. Disponível em: <https://www.maccaferri.com/br/aplicacoes/aterro-sobre-solos-moles/ > Acesso em 11/11/2017

MELLO, L. G. F. S., BILFINGER, W. (2004) Aterros Sobre Estacas. In: Vertematti, J.C, (eds), Manual Brasileiro de Geossintéticos, 1a ed., capítulo 4, São Paulo, Brasil, Editora Edgard Blücher.

MELLO, L.G., MONDOLFO, M., MONTEZ, F. et al. (2008) First use of geosynthetic encased sand columns in South America. In: The First Pan American Geosynthetics Conference e Exhibition, Cancun.

MELLO, L.G.R., FARIAS, M.M., PALMEIRA, E.M. (2006) Estudo numérico e analítico de aterros estaqueados. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, III Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, cd-rom, Curitiba.

PALMEIRA, E. M., (1999). Solo Reforçado. Huesker. 1º edição.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecâ nica dos Solos.3 ed. São Paulo: Oficina de Textos.2006.

PT.SDGEOMATERIA, Produtos. . Disponível em: <http://pt.sdgeomaterial.com/products.html> Acesso em 14/07/2019

RAITHEL, M. (1999) Zum trag und verformungsverhalten von geokunststoffummantelten sandsäulen. Schriftenreihe. Geotechnik. Universität Gh Kassel, Heft 6. Kassel.

RUSSELL, D. e PIERPOINT, N. (1997) “An Assessment of Design Methods for Piled Embankments”. Ground Engineering, November, pp.39-44.

SIEIRA,A.C., Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha (2003) 78p. Tese (Departamento de Engenharia Civil) - Universidade Pontifícia Católica do Rio de Janeiro

SPOTTI, A. P. (2000) Monitoramento de aterro sobre argila orgânica mole com drenos verticais. Tese de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SPOTTI, A.P. (2006) Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

TERZAGHI, K. (1943) Theoretical Soil Mechanics. 3a edição, Nova York, John Wiley e Sons.

TIMOSHENKO, S.; GERE, J. M. (1961) Theory of elastic stability. McGraw-Hill, 2. ed. Nova York.

TMPGEOSYNTHETICS, Produtos. Disponível em: <http://www.tmpgeosynthetics.com/product.aspx?t=46> Acesso em 14/07/2019

VERTEMATTI, J.C., MONTEZ, F.T. (2006) Avaliação de trecho ferroviário fundeado sobre micro estacas com geogrelhas. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, IV Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, III Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia (COBRAMSEG), cd-rom, Curitiba.

YOUNG, L.W., MILTON, M.N., COLLIN, J.G. et al. (2008) “Vibro-concrete columns and geosynthetic reinforced load transfer platform solve difficult foundation Problem” , In: The First Pan American Geosynthetics Conference e Exhibition, Cancun.