

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO DESEMPENHO DE COLUNAS  
GRANULARES ENCAMISADAS COM GEOSSINTÉTICOS**

**DANIEL FERNANDO CALVO TREJOS**

**ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, DSc.**

**DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-227/13**

**BRASÍLIA / DF: 07 / 2013**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DO DESEMPENHO DE COLUNAS  
GRANULARES ENCAMISADAS COM GEOSSINTÉTICOS**

**DANIEL FERNANDO CALVO TREJOS**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**GREGORIO LUIS SILVA ARAUJO, DSc. (UNB)  
(ORIENTADOR)**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UNB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ALEXANDRE DUARTE GUSMÃO, DSc. (UPE)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 10 DE JULHO DE 2013.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

TREJOS, DANIEL FERNANDO CALVO

Avaliação numérica do desempenho de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Distrito Federal, 2013.

xix, 116 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2013)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e ambiental.

1. Colunas granulares encamisadas

2. Geossintéticos

3. Melhoria de Solo mole

4. Avaliação numérica

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

TREJOS, D. F. C. (2013). Avaliação numérica do desempenho de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-227-13, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 116 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Daniel Fernando Calvo Trejos.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Avaliação numérica do desempenho de colunas granulares encamisadas com geossintéticos.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Daniel Fernando Calvo Trejos.

Cra. 74 No 53-70-apto 205

Medellín, Colômbia.

# AGRADECIMENTOS

Agradecimentos especiais a Deus, ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, da Universidade de Brasília, ao CNPq pelo apoio financeiro.

Ao meu orientador o professor Gregório Luis Silva Araújo, um grande profissional, que sempre tem a disposição para guiar e apoiar seus orientados. Ao professor Newton por permitir-me utilizar a sala de geo-processamento para a realização das simulações, ao professor Hernán Martinez, coordenador do programa da pós-graduação em Geotecnia, aos demais professores que contribuíram em minha formação durante este período.

Aos meus amigos e companheiros Juan Mikán, John Tiga, Luis Carlos Hernandez e Diego Ocampo, pessoas de grande apoio e com quem compartilhe durante este ciclo. A Giselle, Igor, Luciana, Ricardo, Marcelo entre outros companheiros brasileiros por sua amabilidade representativa da gente deste país.

Aos professores Oswaldo Ordoñez e Manuel Builes pelo seu voto de confiança. A Estefanía Muñoz, por sua colaboração na fase final desta pesquisa. Ao Julián, Raydel, Marcelo, Maria, Carolina, pessoas que de uma e outra maneira contribuíram em minha formação acadêmica e pessoal.

A meu pai Fernando e minha mãe Luz Marina, pelo apoio e permitir-me sempre escolher com liberdade. A minhas irmãs Luisa e Juliana por estar comigo quando eu precisei. Ao meu sobrinho, um ser de grande coração que trouxe para mim grandes ensinamentos de vida. A Sandra, Lorena, Laura, Mauricio e Camilo, que na distancia brindaram muito apoio para mim.

## RESUMO

O crescimento da população, principalmente nas grandes cidades, faz que em ocasiões seja necessário construir em regiões onde predominam os solos moles de baixa capacidade de suporte, trazendo dificuldades no processo da construção. Nesses casos, é dever da engenharia proporcionar soluções que considerem o aspecto técnico e econômico, incluindo, quando é necessário, novas tecnologias que garantam o desenvolvimento satisfatório de obras tais como o caso de aterros.

O uso de colunas encamisadas em geossintéticos (*GEC's*) no melhoramento de solos moles, além de contribuir para drenagem de excessos de poro pressões como uma função secundária, permite um aumento na capacidade do suporte do solo, favorecendo seu uso no suporte de aterros granulares. Na construção da rodovia Presidente Dutra entre os estados de São Paulo e Rio de Janeiro, foi utilizada pela primeira vez no Brasil a técnica das *GEC's* em um trecho localizado na cidade de São Jose dos Campos. Esse trecho de obra foi instrumentado e a técnica utilizada mostrou um excelente desempenho.

Nesta pesquisa foi realizada uma avaliação numérica bidimensional e uma tridimensional do desempenho das *GEC's* construídas na obra citada, considerando as características dos solos existentes e os dados da instrumentação instalada para o monitoramento durante e após a construção. A análise numérica foi desenvolvida com programas de computador baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF). O objetivo foi verificar a eficiência do uso destes tipos de software em problemas similares, assim como avaliar, a partir dos resultados dos deslocamentos apresentados e das tensões atuantes no sistema de fundação, o desempenho da técnica empregada na obra.

As análises bidimensionais realizadas no *Plaxis V7.2* e tridimensionais feitos no *Cesar LCPC V5.*, permitiram estimar deslocamentos máximos próximos com os dados da instrumentação, que indica o uso deste tipos de software na previsão de recalques e deslocamentos horizontais é muito adequado no planejamento deste tipo de obras.

Em geral os resultados mostraram tendências similares entre valores medidos em campo e os simulados, porém algumas diferenças entre esses valores foram encontradas. Essas diferenças podem estar relacionadas a uma série de fatores, dentre eles algumas limitações numéricas

que não podem ser simuladas, como heterogeneidade do solo. Por sua vez, as análises tridimensionais apresentaram valores maiores de carregamento no topo das colunas encamisadas, bem como valores de deslocamentos estimados.

## ABSTRACT

The population growth, especially in large cities, sometimes makes necessary to build in regions with predominance of soft soils with low bearing capacity, leading to difficulties in the construction process. In those cases it is necessary, as concept of engineering to provide solutions that consider the technical and economic, including where necessary, new technologies that allow the proper development works.

The use of Geosynthetic Encased Columns (GEC's) for soil improvement has basically two main functions: drainage of excess of pore pressure (as a secondary function) and increase the bearing capacity of embankments on soft soils. The first use Brazil of the GEC's technique occurred in a part of the construction of an important highway between São Paulo and Rio de Janeiro States. The part of the highway that used this technique was instrumented and the performance of the embankment over the GEC's can be considered excellent. Low values of vertical and displacements were measured.

This research studied a bidimensional and tridimensional numerical evaluations of the use of the GEC's for the cited construction. It was considered the same characteristics of the soils and the results were compared to the data of the field instrumentation. Results of some bidimensional analysis were compared to an analytical method for design of encased columns. Both Numerical analyses were carried out based on Finite Element Method (FEM) by means of some commercial codes. The purpose of the analysis was evaluated if this kind of software can study this type of problem. Numerical analyses were also carried out aiming to verify the performance of the GEC's for the cited case history based on the numerical analysis and field instrumentation.

The two-dimensional and three-dimensional analyzes making in Plaxis V7.2 and the Cesar LCPC V5. respectively, allowed to estimate maximum displacements nearby to the datas of the instrumentation, which indicates the use of this type of the software in prediction of settlements and horizontal displacements is very adequate in project this type of works.

Results obtained showed agreement of the tendency between measured and simulated values. Despite of this there are some differences between those values. Such differences can be attributed to some factors that cannot be simulated such as soil heterogeneity. Comparing to

field instrumentation, tridimensional analysis presented higher values of load on the top of the columns as well as higher values of simulated displacements.

# ÍNDICE

Capítulo	Página
1 –INTRODUÇÃO .....	1
1.1 – Objetivos .....	2
1.2 – Metodologia .....	3
1.3 – Escopo do trabalho .....	4
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	6
2.1 – Aterros estaqueados.....	6
2.2 – Colunas Encamisadas com Geossintéticos ( <i>Geosynthetic Stone columns–GEC’s</i> ).....	9
2.3 – Modelagem Analítica .....	15
2.4 – Análises Numéricas.....	17
2.5 – Ensaio realizados em colunas granulares .....	28
2.6 – Efeito de arqueamento em <i>GEC’s</i> .....	30
3 – FERRAMENTAS TEÓRICAS.....	32
3.1 – Recalques e deformações laterais em colunas granulares.....	32
3.2 – Método dos Elementos Finitos, MEF.....	32
3.3 – Análises com programas computacionais .....	34
3.4 – Modelo <i>Cam Clay</i> modificado .....	35
3.5 – Modelo <i>Soft Soil</i> .....	38
3.6 – Modelo <i>Hardening Soil</i> .....	41
4 – ESTUDO DE CASO.....	46
4.1 – Características do projeto .....	46
4.2 – Caracterização geológica e geotécnica.....	48
4.3 – Resultados da instrumentação .....	49

5	–DESEMPENHO DA TÉCNICA <i>GEC's</i> : AVALIAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL (2D).....	53
5.1	– Generalidades da simulação .....	53
5.2	– Análise inicial.....	54
5.3	– Influência da variabilidade paramétrica no desempenho da técnica <i>GEC's</i> .....	56
5.4	Calibração dos parâmetros na modelagem.....	61
5.5	Análise bidimensional do desempenho da técnica <i>GEC's</i> na rodovia Presidente Dutra em São Jose dos Campos. ....	66
5.6	– Características das tensões e efeito de arqueamento no aterro.....	72
6	–DESEMPENHO DA TÉCNICA <i>GEC's</i> : AVALIAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL (3D).....	77
6.1	– Características da modelagem.....	77
6.2	– Influência da geometria da seção transversal das <i>GEC's</i> na simulação numérica.....	79
6.3	– Análise tridimensional do desempenho da técnica <i>GEC's</i> para diferentes alturas do aterro, caso São José dos Campos .....	81
6.4	– Características das tensões e efeito de arqueamento .....	88
7	–CONCLUSÕES .....	92
7.1	– Deslocamentos nas <i>GEC's</i> .....	93
7.2	– Distribuição de tensões e efeito de arqueamento .....	93
7.3	– Desempenho de uso da técnica de <i>GEC's</i> no melhoramento de solos moles .....	94
7.4	– Recomendações para pesquisas futuras.....	95
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	96
	ANEXO.....	102

# ÍNDICE DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
Tabela 2.1. Características típicas dos solos presentes na Ampliação da planta de Airbus em Hamburgo-Finkenwerdern, Alemanha (Raithel <i>et al.</i> , 2004).....	11
Tabela 2.2. Resultados e características do uso de <i>GEC's</i> no projeto São Jose dos Campos, SP. (Sandroni <i>et al.</i> 2010). .....	13
Tabela 2.3. Resultados e características do uso de <i>GEC's</i> no projeto minério CSA (Alexiew <i>et al.</i> 2011). .....	14
Tabela 2.4. Algumas obras construídas utilizando <i>GEC's</i> para o melhoramento do solo. ....	15
Tabela 2.5. Características dos parâmetros utilizados na modelagem (modificado Domingues <i>et al.</i> , 2006).....	21
Tabela 2.6. Resumo dos parâmetros da areia utilizados nas análises numéricas da coluna granular em areia (Araújo, 2009). .....	22
Tabela 2.7. Colunas e rigidez do solo (Ayadat & Hanna, 2005).....	29
Tabela 3.1. Parâmetros envolvidos no Modelo <i>Cam-Clay modificado</i> no software <i>Cesar LCPC</i> . .....	38
Tabela 3.2. Parâmetros envolvidos no Modelo <i>SSM</i> no software <i>Plaxis</i> . .....	41
Tabela 3.3. Parâmetros envolvidos no Modelo <i>HSM</i> com <i>Mohr Coulomb</i> nas análises 2D e 3D. ....	45
Tabela 4.1. Resultado dos ensaios de laboratório dos solos existentes na obra da via em São Jose dos Campos, modificada (de Mello <i>et al.</i> , 2008). .....	49
Tabela 5.1. Parâmetros geomecânicos dos materiais considerados em de Mello <i>et al.</i> (2008). .....	53
Tabela 5.2. Comparação de recalques obtidos para a fase inicial do projeto, considerando o aterro estaqueado em ser construído. ....	56
Tabela 5.3. Variações nos parâmetros considerados para as <i>GEC's</i> . .....	57
Tabela 5.4. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade do ângulo de atrito da areia confinada. ....	57
Tabela 5.5. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade do ângulo de dilatação da areia confinada. ....	57
Tabela 5.6. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade do módulo oedométrico da areia confinada. ....	58

---

Tabela 5.7. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade da rigidez do geossintético. .....	58
Tabela 5.8. Valores típicos do coeficiente de Poisson (modificado de N1848-Petrobras, 2008 e Machado, 2010).....	62
Tabela 5.9. Parâmetros dos solos existentes utilizados nas simulações numéricas de avaliação de desempenho <i>GEC's</i> .....	64
Tabela 5.10. Parâmetros considerados para o aterro e as <i>GEC's</i> .....	64
Tabela 5.11. Tempo de fases de construção do aterro estaqueado em <i>GEC's</i> considerado nas simulações. ....	65
Tabela 5.12. Recalques máximos no topo das <i>GEC's</i> estimados.....	68
Tabela 5.13. Comparação dos carregamentos medidos em campo com os simulados no <i>Plaxis2D</i> .....	76
Tabela 6.1. Características gerais das simulações no <i>software Cesar LCPC 3D</i> .....	77
Tabela 6.2. Deslocamentos horizontais para malhas de diferentes tamanhos.....	78
Tabela 6.3. Deslocamentos verticais para malhas de diferentes tamanhos.....	78
Tabela 6.4. Deslocamentos horizontais na análise segundo a seção transversal da coluna. ....	80
Tabela 6.5. Deslocamentos verticais na análise segundo a seção transversal da coluna. ....	81
Tabela 6.6. Deslocamentos obtidos na simulação 3D.....	83
Tabela 6.7. Comparação dos carregamentos medidos em campo com os simulados no <i>Cesar LCPC v5.0 3D</i> . ....	89
Tabela A1. Localização das estacas respeito ao eixo central do aterro.....	103
Tabela A2. Parâmetros dos solos.....	103
Tabela A3. Dimensões do modelo.....	104
Tabela A4. Parâmetros dos solos no modelo SSM.....	105
Tabela A5. Parâmetros dos solos no modelo HSM.....	106
Tabela A6. Dados do geotextil.....	106
Tabela A7. Deslocamentos verticais no <i>Plaxis 2D</i> .....	106
Tabela A8. Deslocamentos horizontais no <i>Plaxis 2D</i> .....	110
Tabela A9. Deslocamentos horizontais para diferentes alturas do aterro no <i>Plaxis</i> .....	111
Tabela A10. Deslocamentos verticais no <i>Cesar LCPC</i> .....	113
Tabela A11. Deslocamentos horizontais no <i>Cesar LCPC</i> .....	113
Tabela A12. Deslocamentos verticais medidos na instrumentação (perfilômetro).....	114
Tabela A13. Deslocamentos horizontais medidos na instrumentação IN-A.....	115
Tabela A14. Deslocamentos horizontais medidos na instrumentação IN-B.....	116

# ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
Figura 1.1. Metodologia da pesquisa. ....	4
Figura 2.1. Esquema da zona do trabalho na fábrica de Airbus modificado (Raithel <i>et al.</i> , 2004).....	11
Figura 2.2. Recalques medidos na seção VI na fábrica de AirBus, Hamburgo (Raithel <i>et al.</i> , 2004).....	12
Figura 2.3. Considerações na metodologia analítica de Raithel e Kempfert para modelo de cálculo de colunas encamisadas com geossintético (Raithel <i>et al.</i> , 2004). ....	16
Figura 2.4. Curva comparativa de carregamento e deslocamentos verticais (Raithel & Kempfert, 2000). ....	18
Figura 2.5. Recalques de uma coluna granular com diâmetro de 1,0 m considerando diferente rigidez no encamisamento, quando é submetida a diferentes pressões. Murugesan & Rajagopal, 2006). ....	19
Figura 2.6. Influência do diâmetro da coluna granular no comportamento pressão recalque coluna (Murugesan & Rajagopal, 2006). ....	19
Figura 2.7. Esquema representativo do aterro e as colunas da modelagem (Domingues <i>et al.</i> , 2007).....	20
Figura 2.8. Recalques na base do aterro no período pós-constutivo (Domingues <i>et al.</i> , 2007). ....	21
Figura 2.9. Resultados comparativos entre valores medidos e previstos para a coluna de areia encamisada (Araújo, 2009). ....	23
Figura 2.10. Carta de projeto para redução de recalques (Pulko <i>et al.</i> 2011). ....	24
Figura 2.11. Efeito do cambio da rigidez do encamisamento em recalques das GEC's (Khabbazian <i>et al.</i> , 2010). ....	25
Figura 2.12. Deslocamentos laterais vs. Profundidade nas GEC's, aplicando um esforço vertical de 100 kPa e variando a rigidez do encamisamento (Khabbazian <i>et al.</i> , 2010).....	25
Figura 2.13. Comparação de deformações laterais de uma coluna granular para diferentes rigideces do encamisamento (Keykhosropur <i>et al.</i> , 2011). ....	26

Figura 2.14. Diagrama esquemático do aterro suportado por colunas encamisadas com geossintético de reforço (Tandel <i>et. al.</i> , 2013).....	27
Figura 2.15. Modelo 3D do aterro suportado por colunas granulares encamisadas com geossintético de reforço (Tandel <i>et. al.</i> , 2013).....	27
Figura 2.16. Seção do sistema argila-coluna de areia no teste de centrifugação (Weber <i>et al.</i> , 2007).....	28
Figura 2.17. Esquema do ensaio de carga na coluna granular considerando uma célula unitária (Murugesan & Rajagopal, 2007). .....	30
Figura 3.1. Superfície de escoamento do Modelo <i>Cam Clay modificado</i> . .....	37
Figura 3.2. Relação logarítmica entre tensão volumétrica e esforços médios (Tutorial <i>Plaxis</i> ). .....	38
Figura 3.3. Superfície de escoamento no modelo <i>soft soil</i> no plano $p', q$ (Tutorial <i>Plaxis</i> )... ..	40
Figura 3.4. Relação hiperbólica da tensão – deformação para ensaios triaxiais consolidados e drenados (Tutorial <i>Plaxis</i> ). .....	44
Figura 4.1. Esquema do aterro sobre solo mole reforçado com a técnica <i>GEC's</i> (Huesker, 2000).....	47
Figura 4.2. Vista da zona de construção da via, São José dos Campos (Huesker, 2000). .....	48
Figura 4.3. Esquema representativo do aterro e localização da instrumentação em seção 1135+0,0, São Jose dos Campos (de Mello <i>et al.</i> 2008). .....	50
Figura 4.4. Recalques medidos em seção transversal. São Jose dos Campos (Sandroni <i>et al.</i> 2010).....	51
Figura 4.5. (a) Medições no Inclinômetro IN-A. (b) Medições no Inclinômetro IN-B. (Sandroni <i>et al.</i> , 2010).....	51
Figura 4.6. Medições na célula de pressão (de Mello <i>et al.</i> , 2008).....	52
Figura 5.1. Aterro simulado similar às considerações do modelo analítico de Raitchel & Kempfert (1999) considerado no projeto inicial no artigo de Mello <i>et al.</i> (2008).....	55
Figura 5.2. Representação gráfica da simulação do sistema Aterro- <i>GEC's</i> em sua fase de planejamento (considerações iniciais ao término da construção), deslocamentos verticais. ...	56
Figura 5.3. Curvas de diminuição dos recalques (coluna mais externa) na variabilidade do ângulo de atrito, ângulo de dilatância, módulo de deformação da areia e rigidez do encamisamento. ....	59

Figura 5.4. Curvas de diminuição dos deslocamentos horizontais (coluna mais externa) na variabilidade do ângulo de atrito, ângulo de dilatância, módulo de deformação da areia e rigidez do encamisamento. ....	59
Figura 5.5. Esquema característico do aterro estaqueado, considerado nas simulações numéricas. ....	63
Figura 5.6. Representação gráfica da simulação do sistema Aterro- <i>GEC'</i> sem sua fase final, representação das deformações. ....	67
Figura 5.7. Recalques estimados no topo das colunas para diferentes alturas de construção do aterro, considerando a melhoria do solo com as <i>GEC's</i> utilizando modelagem no <i>Plaxis 2D</i> . ....	68
Figura 5.8. Deslocamentos verticais máximos apresentados nas colunas para diferentes alturas do aterro. ....	69
Figura 5.9. Deslocamentos horizontais máximos para as Colunas 1 (perto do inclinômetro IN-A) e da coluna 24 (perto do inclinômetro IN-B) da técnica <i>GEC's</i> , estimados com o <i>Plaxis 2D</i> . ....	69
Figura 5.10. Diferença entre os recalques medidos em campo com os simulados no <i>Plaxis2D</i> . ....	70
Figura 5.11. Diferencia entre os deslocamentos horizontais máximos nas <i>GEC's</i> medidos em campo com os simulados no <i>Plaxis 2D</i> aos 343 dias de início da obra. ....	71
Figura 5.12. Distribuição dos deslocamentos verticais apresentados no aterro estaqueado, simulado no <i>Plaxis 2D</i> na fase final da construção. ....	73
Figura 5.13. Distribuição de tensões atuantes no aterro estaqueado, simulado no <i>Plaxis 2D</i> . ....	74
Figura 5.14. Vista das zonas de maior transferência de cargas nas <i>GEC's</i> (Maior transferência em cores mais claras). ....	75
Figura 5.15. Carregamento no topo das colunas, simulado no <i>Plaxis 2D</i> . ....	75
Figura 6.1. Aterro simulado no <i>Cesar LCPC</i> , para cada uma das geometrias das colunas: decágono, octógono, hexágono, quadrado. ....	80
Figura 6.2. Características do aterro simulado na análise tridimensional no <i>Cesar LCPC v5.0</i> . ....	81
Figura 6.3. Aterro sobre solo melhorado com as <i>GEC's</i> simulado tridimensionalmente no <i>software Cesar LCPC</i> : (a). Geometria simulada e (b) estaqueamento na base do aterro. ....	82
Figura 6.4. Deslocamentos verticais na simulação 3D no <i>Cesar LCPC</i> .(a) Vista geral e (b) Vista da base do aterro. ....	84
Figura 6.5. Deslocamentos horizontais na base do aterro, simulação 3D no <i>Cesar LCPC</i> . ....	85

Figura 6.6. Comparação dos recalques obtidos no lado direito do aterro (lado mais crítico), para diferentes alturas do aterro. ....	86
Figura 6.7. Comparação dos deslocamentos horizontais simulados, com os medidos. (a) Dia 142 da obra, 2,0 m de altura do aterro. (b) Dia 181 da obra, 6,0 m de altura do aterro. (c) Dia 343 da obra 8,5 m de altura do aterro.....	87
Figura 6.8. Recalques e deslocamentos horizontais máximos apresentados nas colunas para diferentes alturas do aterro. ....	88
Figura 6.9. Maior transferência de cargas pelas colunas, devido ao efeito de arqueamento, na simulação no <i>Cesar LCPC</i> . ....	90
Figura 6.10. Vista perto da zona de maior transferência de carregamento no sistema aterro- <i>GEC's</i> solo mole.....	91
Figura 6.11. Comparação de resultados dos carregamentos obtidos nas simulações com os dados medidos nas células de pressão.....	91
Figura A1. Geometria nome da figura.....	104
Figura A2. Características da malha no Plaxis 2D.....	104

# LISTA DE SÍMBOLOS

## LETRAS ARÁBIGAS

$a_E$	Variação da relação entre área da coluna e área de influencia
$c$	Coesão
$c'_s$	Coesão em condição drenada
$C_c$	Índice de compressão
$C_h$	Coefficiente de adensamento por drenagem horizontal
$C_\alpha$	Índice de compressão secundaria
$C_s$	Índice de expansão
$C_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$C_v$	Coefficiente de adensamento vertical
$d_c$	Diâmetro da coluna
$d_e$	Diâmetro de influencia da coluna
$d_h$	Deslocamento horizontal
$S$	Recalques
$R$	Grau de correlação entre variáveis-r quadrado
$e$	Indicando zona elástica
$e_0$	Índice de vazios inicial
$e_1$	Índice de vazios na linha de adensamento para uma pressão de referencia
$\exp$	Exponencial
$E$	Módulo de Young
$E_{50}$	Módulo de Young correspondente ao solo atingir o 50% da tensão desviatória na ruptura
$E_{oed}$	Módulo de rigidez no ensaio de compressibilidade, módulo oedométrico
$E_{ur}^{ref}$	Rigidez em descarregamento e re-carregamento
$E_{oed}^{ref}$	Módulo tangente no carregamento primário oedométrico
$E_{50}^{ref}$	Módulo secante em ensaios triaxiais
$E_{oed,s,ref}$	Módulo tangente do solo no carregamento primário oedométrico
$F_r$	Força de tensão no anel do geotêxtil
$f$	Denota função
$\bar{f}$	Função de estado de esforços ( $p',q$ )
$G$	Módulo de cisalhamento
$GEC's$	Colunas granulares encamisadas com geossintético
$h$	Altura
$HSM$	Hardening Soil Model
$J$	Rigidez do geotêxtil
$K$	Módulo de compressibilidade elástica
$K_{ac}$	Coefficiente de pressão ativa de solo
$K_s$	Coefficiente de pressão de solo em repouso
$K_{0,s}$	Coefficiente de pressão de solo em repouso no método de escavação
$K_{0,s}^*$	Coefficiente de pressão de solo em repouso no método de deslocamentos
$K_0$	Razão entre a pressão horizontal e vertical do solo em repouso

$I_p$	Índice plástico
$LP$	Limite plástico
$LL$	Limite líquida
$m$	Dependência da rigidez a um estado geral de esforços
$M$	Inclinação da linha de estado crítico no plano $p',q$
$MEF$	Método de elementos finitos
$N_{SPT}$	Número de golpes no ensaio de penetração padrão
$OCR$	Razão de pré-adensamento
$OSC$	Coluna granular ordinária ou convencional
$P'$	Esforços médios efetivos
$p^*$	Pressão atuante
$p^{ref}$	Pressão de confinamento
$P_p$	Esforço de pré-adensamento
$P_p^0$	Esforço inicial no pré-adensamento
$P_{c0}$	Esforço crítica inicial
$P'_0$	Esforço efetivo inicial
$q$	Esforço desviatória
$q_a$	Valor assintótico da resistência
$q_f$	Valor de resistência final
$r_c$	Radio da coluna
$r_e$	Distancia de influencia na célula unitária
$r_E$	Radio de influencia da coluna
$r_{geo}$	Distancia desde o centro da coluna até o encamisamento
$R_f$	Relação de resistência última
$S_C$	Recalques na coluna
$S_S$	Recalques no solo
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$SSM$	Soft Soil Model
$SPT$	Ensaio de penetração padrão
$t$	Relação entre rigidez de geossintético com diâmetro coluna e módulo de elasticidade do solo
$ur$	Sub-índice que denota a fase descarregamento e re-carregamento
$V$	Volume
$V_i$	Subdomínio de volume
$v$	Coefficiente de Poisson
$w$	Umidade
$X_i$	Ponto $i$ no eixo $X$
$Y_i$	Ponto $i$ no eixo $Y$

## LETRAS GREGAS

$\Delta$	Incremento finito
$\partial$	Derivada parcial
$\Delta\sigma$	Carregamento inicial
$\Delta\sigma_{v,c}$	Esforço vertical na coluna
$\Delta\sigma_{v,s}$	Esforço vertical no solo
$\sigma_{h,s}$	Carregamento horizontal no solo

$\Delta\sigma_{h,diff}$	Incremento do esforço horizontal ao redor do solo mole
$\sigma_{h,s,tot}$	Carregamento horizontal total no solo
$\sigma_{v,0,c}$	Esforço vertical inicial na coluna
$\sigma_{v,0,s}$	Esforço vertical inicial no solo
$\sigma_1$	Pressão axial no ensaio triaxial
$\sigma_2$	Pressão principal intermédia no ensaio triaxial
$\sigma_3$	Pressão de confinamento no ensaio triaxial
$\beta$	Fator de redução de recalques
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$\varepsilon_v$	Deformação volumétrica
$\varepsilon_v^0$	Deformação volumétrica inicial...
$\varepsilon_v^p$	Deformação volumétrica plástica
$\varepsilon_i^p$	Deformação plástica na direção de pressão principal i
$\delta_p'$	Mudanças em esforços efetivos $p'$
$\delta_q$	Mudança do esforço desviatória $q$
$\delta\varepsilon_p^e$	Mudanças recuperáveis em volume para carga e descarga elástica
$\delta\varepsilon_q^e$	Mudança do esforço desviatória
$\delta\varepsilon_q^p$	Incremento na deformação cisalhante plástica
$\delta\varepsilon_p^p$	Incremento na deformação volumétrica plástica
$\eta$	Razão entre esforços $p'$ e $q$
$\phi$	Ângulo de atrito
$\phi'_s$	Ângulo de atrito em condição drenada
$\phi_{cv}$	Ângulo de atrito no estado crítica (deformação a volume constante)
$\phi_m$	Ângulo de atrito mobilizado
$\Sigma$	Somatória
$\psi$	Ângulo de dilatância
$\gamma_n$	Peso unitário úmido ou natural do solo
$\gamma_d$	Densidade seca do material
$\kappa$	Inclinação na curva de re-compressão, índice de expansão
$\lambda$	Inclinação da linha normalmente adensada, índice de compressão
$\kappa^*$	Índice de expansão modificado
$\lambda^*$	Índice de compressão modificado
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\nu_e$	Volume específico
$\gamma$	Peso unitário do material
$\gamma^p$	Carregamento primário

## 1 –INTRODUÇÃO

Na engenharia civil, os solos têm um papel importante na garantia da vida útil, funcionalidade, viabilidade e construção dos diferentes projetos. No entanto, em alguns casos, as propriedades geotécnicas do solo são de baixa qualidade, o que limita sua capacidade para o suporte em obras de engenharia. Com o crescente urbanismo, muitas vezes torna-se necessário construir em regiões com solos de baixa capacidade de suporte, o que traz dificuldades no processo de construção. Nesses casos, devem-se proporcionar soluções que permitam enfrentar as situações sob o ponto de vista técnico e econômico, aplicando, quando necessárias, novas tecnologias disponíveis que garantam o desenvolvimento mais adequado do projeto.

Soluções para melhoria da capacidade de suporte são comuns para solos moles nos quais, devido ao peso da obra, apresentam um adensamento do solo, originando na estrutura possíveis recalques excessivos, danos estruturais e perdas econômicas que podem ser evitadas com um correto planejamento do projeto. Atualmente existe uma variedade de técnicas para melhorar as características dos solos, algumas das quais consideram o uso de geossintéticos, hoje de grande aceitação em nível mundial pela facilidade de sua utilização e pelos bons resultados obtidos em seu uso na engenharia.

Entre as técnicas utilizadas na construção de aterros sobre solos moles encontra-se o encamisamento com geossintéticos de colunas granulares, a qual, por exemplo, foi utilizada com sucesso na ampliação da fábrica de Airbus em Hamburgo, na Alemanha (Raithel *et al.*, 2002). Também há o uso desse tipo de material para aumentar a capacidade de suporte dos solos, como as geogrelhas, que distribuem as cargas atuantes diminuindo esforços transmitidos ao terreno como no caso do trecho II da via Interoceânica sul, no Peru (Galecio, 2009).

Com a presença do encamisamento, o confinamento nas colunas granulares aumenta, assim como sua rigidez. A técnica, além de reforçar o solo, melhora a drenagem do terreno, contribuindo com a dissipação de poro pressão, acelerando o adensamento e permitindo o início da construção em menor tempo. O geossintético confinante da coluna granular gera

maior proteção da mesma em sua iteração com o solo mole, mantendo o material mais compacto e permitindo uma melhor absorção das cargas transferidas pelo aterro.

Os sistemas de fundação com colunas granulares encamisadas (*Geosynthetic encased columns – GEC's*) são usados atualmente na construção de aterros, em estradas, ferrovias, diques, entre outros. A técnica foi adotada satisfatoriamente na Europa, com construções desenvolvidas especialmente na Alemanha, Suécia, e Holanda (Fattah & Majeed, 2009), e recentemente na América do Sul com um caso especial na cidade de São Jose dos Campos relatado por de Mello *et al.* (2008) e Sandroni *et al.* (2010). Com relação às colunas granulares convencionais ou ordinárias (*Ordinary Stone columns – OSC*), pode-se dizer que as colunas granulares encamisadas possuem maior capacidade de suporte.

Com os avanços tecnológicos e o desenvolvimento contínuo dos computadores, têm-se cada vez mais ferramentas para análise de diferentes projetos da engenharia. Nesse contexto, a pesquisa pretende avaliar o desempenho de colunas granulares encamisadas com geossintéticos de um caso de obra. Os dados iniciais para as simulações foram baseados em dados de ensaios de laboratório e os resultados obtidos então, comparados a dados de instrumentação. As simulações foram realizadas inicialmente em um programa bidimensional. Após a calibração dos parâmetros de *input*, foram então realizadas simulações tridimensionais complementares, para obtenção de conceitos mais claros na utilização da técnica. A modelagem computacional com software baseado no Método dos Elementos Finitos permite a obtenção de resultados que envolvam a interação dos solos moles com as colunas granulares encamisadas com geossintéticos para assim obter-se uma perspectiva mais ampla do comportamento no solo da técnica *GEC's*, e uma maior compreensão e confiabilidade para sua utilização em mais obras de engenharia.

## **1.1 – Objetivos**

O objetivo geral da pesquisa é avaliar o desempenho global da técnica de melhoria dos solos utilizando colunas granulares encamisadas com geossintéticos (*GEC's*), por meio de análises numéricas, aplicando o Método dos Elementos Finitos bidimensional e tridimensionalmente.

Os objetivos específicos pretendem dar ênfases em diferentes características que intervêm na técnica, e são os seguintes:

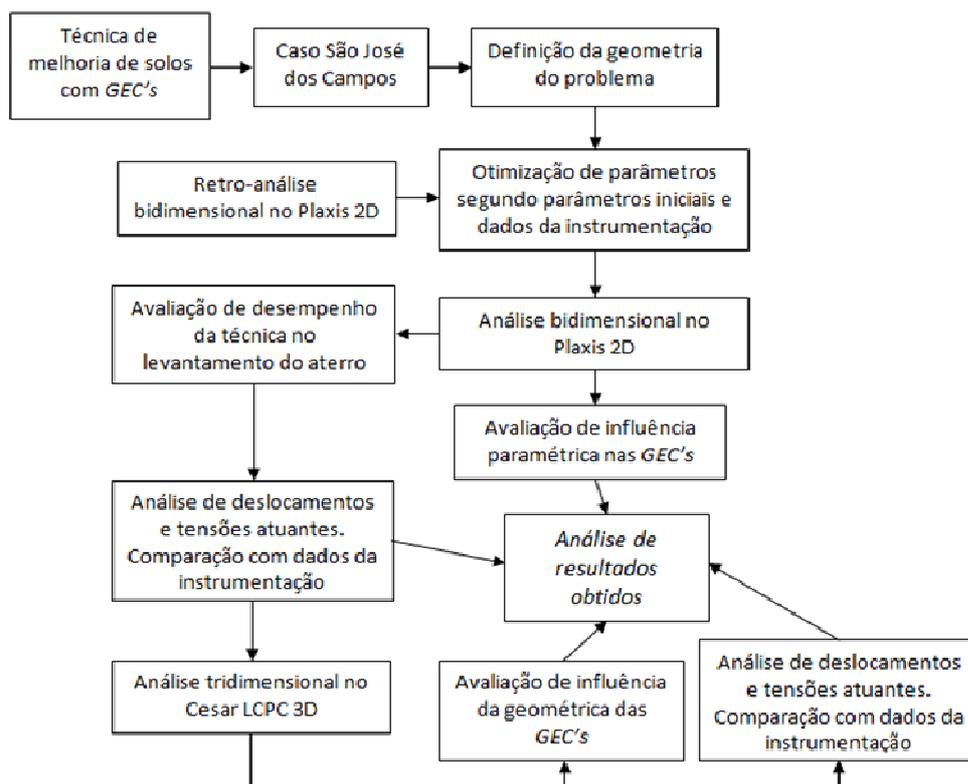
- Avaliar a influência dos parâmetros que intervêm no uso de colunas granulares encamisadas com geossintéticos (*GEC's*).
- Analisar como atuam as tensões no topo das colunas, levando-se em consideração o efeito do fenômeno de arqueamento do solo acima delas.
- Comparar os resultados obtidos nas simulações numéricas com os dados da instrumentação que foi instalada durante e após a construção da obra escolhida nesta pesquisa.

## 1.2 – Metodologia

A metodologia geral deste trabalho é resumida na Figura 1.1, onde são apresentadas as principais etapas seguidas na realização deste trabalho. A pesquisa foi iniciada com a revisão de uma obra real construída com colunas granulares encamisadas com geossintéticos (*GEC's*) no estado de São Paulo, que apresentava parâmetros dos solos e dados da instrumentação do monitoramento da obra. Essa obra foi construída na cidade de São Jose dos Campos durante quase um ano e faz parte da obra rodoviária de interligação Presidente Dutra entre as cidades de São Paulo e Rio de Janeiro.

Após a compilação dos dados, foi realizada uma calibração da modelagem fazendo uma retro-análise na que foram considerados os dados da instrumentação de campo, fazendo ajustes em alguns dos parâmetros envolvidos no sistema *GEC's*, solo mole e aterro.

Com base nas análises preliminares, fizeram-se as simulações bidimensionais e tridimensionais respectivas da obra de São Jose dos Campos, para um aterro rodoviário que tinha uma altura máxima de 8,5 m atingida devido a uma superelevação da estrada na geometria do projeto. As análises foram focadas para avaliar as tendências que apresentam os deslocamentos nas simulações com relação às tendências reais da obra, além de avaliar as tensões atuantes no topo das colunas.



**Figura 1.1. Metodologia da pesquisa.**

Outro ponto considerado no desenvolvimento desta pesquisa foi a influência dos parâmetros envolvidos no uso das colunas granulares encamisadas com geossintéticos (2D), assim como as diferenças que podem ser encontradas nas simulações numéricas, quando são usadas diferentes geometrias tridimensionais.

### 1.3 – Escopo do trabalho

O trabalho foi dividido em sete Capítulos e um Anexo onde foram incluídas algumas tabelas e resumo dos cálculos realizados nesta pesquisa. A estrutura deste trabalho está dividida nos capítulos descritos abaixo.

No capítulo um, apresentam-se as características gerais do trabalho realizado, os objetivos e a metodologia desenvolvida na pesquisa.

O capítulo dois inclui a revisão bibliográfica, onde são resumidos conceitos fundamentais da técnica *GEC's* e pesquisas, que permitem ampliar o conhecimento sobre a técnica.

No capítulo três são apresentadas as ferramentas teóricas necessárias e as utilizadas no desenvolvimento desta pesquisa.

O capítulo quatro apresenta o estudo do caso escolhido para ser avaliado, onde são incluídas as características dos solos existentes e os resultados da instrumentação de campo.

O capítulo cinco contém os resultados obtidos e as análises da simulação bidimensional do problema avaliado, enquanto que o capítulo seis apresenta a parte correspondente à análise tridimensional.

Por fim, no capítulo sete são apresentadas as conclusões do trabalho realizado, assim como algumas recomendações para o desenvolvimento de futuras pesquisas.

## 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os solos moles, por sua pouca capacidade de suporte, tendem a sofrer deformações ao serem submetidos esforços de compressão, o que gera risco nas construções assentes sobre eles. Quando um aterro é construído, ele gera peso sobre o solo de fundação e, portanto, uma força de compressão que, devido ao processo de adensamento do solo, gera recalques e deformações que podem afetar significativamente a integridade da obra. De uma maneira geral, este tipo de solo está localizado próximo a rios, lagos, zonas portuárias ou áreas com história geológica em que houve domínio pela água. Na atualidade, existem várias técnicas usadas na melhoria dos solos moles, como por exemplo, a aceleração de adensamento do solo por meio de drenos verticais, substituição de solos existentes, uso de aditivos, utilização de geossintéticos, entre outros. Na técnica com uso de colunas granulares convencionais, a ideia é reforçar o solo de fundação de maneira a haver a transferência dos carregamentos para um solo com maior capacidade de suporte. Além disso, a presença dessas colunas pode gerar zonas de drenagem que permitam dissipar as pressões geradas devido à construção. Com o uso de um encamisamento das colunas granulares utilizando material geossintético, o confinamento dessas colunas é aumentado, incrementando-se também sua capacidade de suporte.

### 2.1 – Aterros estacados

Aterros estacados são aqueles em que parte ou totalidade do carregamento devido ao peso do aterro é transmitida para o solo de fundação de maior capacidade e subjacente ao solo mole (Almeida & Marques, 2010). As estacas suportam o peso do aterro devido ao processo de arqueamento e transmitem a carga para uma camada mais competente (Echevarría, 2006). A coluna granular encamisada com geotêxtil pode ser considerada uma solução alternativa à coluna granular convencional no caso de camadas de argila muito moles nas quais as colunas não recebem o confinamento lateral da argila na porção mais superior (Almeida & Marques, 2010).

Os aterros estacados apresentam um comportamento similar a soluções tais como radier estacado, onde o carregamento gerado pela estrutura é dissipado no radier e transferido ao solo mais profundo por meio das estacas de concreto. Sanctis & Mandolini

(2006), apresentam uma série de análises numéricas para avaliar a distribuição de carga entre o radier e as estacas que compõem um grupo de radier estaqueados com diferentes geometrias e condições do solo. Na literatura disponível, a ênfase foi colocada sobre o uso de estacas como redutores de recalques, enquanto que menos atenção tem sido dada à capacidade de carga da fundação global. Sanctis & Mandolini (2006) propõem um critério para avaliar a capacidade de suporte de um radier estaqueado separando suas componentes, que podem ser avaliadas normalmente de maneira convencional.

Cunha *et al.* (2001) avaliam numericamente os diferentes fatores que atuam na construção de um radier estaqueado de uma obra real em Tóquio relatado por Yamashita *et al.* (1998), onde o radier estaqueado foi instrumentado. As análises demonstraram que a solução empregada foi totalmente satisfatória com as exigências do projeto. O estudo mostrou que com a avaliação do desempenho de várias combinações de espessura e radier estaqueado, pode ser possível desenvolver um planejamento adequado da fundação, um pouco menos custoso que a solução realizada na obra.

Poulos (2000) sugere que para um radier estaqueado, a capacidade de suporte do solo, deve obter-se do menor valor obtido entre:

- a) A capacidade última das estacas para uma falha conjunta mais a capacidade de suporte do radier.
- b) A somatória da capacidade última do radier mais a capacidade última do grupo de estacas no sistema.

Lorenzo (2010) apresenta alguns métodos para o planejamento de radier estaqueado, assim como uma avaliação da segurança neste sistema por meio do método dos estados limites, desenvolvendo expressões necessárias na calibração dos coeficientes parciais usados e apresentando finalmente as vantagens de seu uso com relação ao método de fator de segurança global.

Para o caso de aterros estaqueados, Hewlett e Randolph (1988) consideram as seguintes hipóteses para representar esse tipo de problema (apud Araújo, 2009):

- As estacas além de reforçar, aumentam a rigidez de solo de fundação.
- As estacas, pelo efeito do arqueamento do solo acima delas, transferem diretamente as cargas ao solo de fundação no qual estão apoiadas.
- Com uma melhor distribuição de pressões na base do aterro, é necessário utilizar um material de melhor resistência nessa região.

Uma vez que a formação do arco ocorre na parte inferior do aterro, recomenda-se construir uma plataforma de transferência de carga de material granular bem compactado, aumentando assim, a eficácia do aterro estaqueado (Hewllet & Randolph, 1988, apud Echevarría 2006).

Cheung (1998) apresenta os resultados de uma pesquisa realizada no projeto “*South Eastern Arterial Road*” em *Auckland*, Nova Zelândia, onde foram construídos aterros de 2,0 m a 4,0 m de altura com inclinações laterais 4V:1H, construídos sobre uma geogrelha de reforço. Uma das seções da obra era sobre solo mole caracterizado por camadas de materiais aluviais pouco consolidados e, em alguns casos com intercalações de turfas, lavas basálticas e cinzas vulcânicas. A resistência ao cisalhamento do ensaio de palheta apresentou valores entre 20 kPa e 35 kPa em argilas siltosas e, no ensaio de cone, valores abaixo de 0,6 MPa de resistência de ponta no mesmo material.

Para o desenvolvimento da obra, os engenheiros optaram pela construção de colunas granulares com o fim de melhorar o terreno e como uma alternativa mais econômica à construção de uma ponte. Devido ao tempo de construção limitado para o projeto, foi necessário projetar o aterro para um fator de segurança satisfatório durante a construção garantindo os prazos mínimos e os carregamentos gerados; em consequência, foram projetadas colunas de brita para manter a estabilidade de taludes considerando um fator de segurança mínimo de 1,3 (normalmente é 1,5).

Pelas características do solo (argila mole de espessura considerável), colocaram-se, além de uma geogrelha, quatro fileiras de colunas de brita ao longo das bordas do aterro no limite com as estruturas adjacentes, para fortalecer as bases e reduzir a influência das deformações do solo sobre os edifícios. Drenos verticais foram utilizados na parte central do

aterro, onde não foram instaladas as colunas de reforço. As colunas granulares foram construídas com diâmetro de 0,90 m e possuíam material de rocha basáltica a 6,0 m de profundidade. Os recalques medidos na região não reforçada do aterro apresentaram valores de até 100 mm para quase 2,0 m de aterro construído, diminuindo a taxa dos recalques após seis meses da construção. Nas zonas reforçadas com colunas, os recalques foram de 40 mm a 70 mm para uma carga máxima gerada por um aterro de 4,0 m de altura (Cheung, 1998).

Saroglou *et al.* (2008) apresentam a melhoria do solo utilizando colunas de brita para a construção de um aterro na rodovia em *Keratea de Lavrio*, na península Ática, na Grécia, onde o solo subjacente estava composto por areias argilosas e siltosas de pobres características geotécnicas. A utilização de colunas de brita (com até 14,0 m de comprimento) permitiu reduzir o tempo de construção de 16 meses para quatro meses com recalques de 7,0 cm.

Borges *et al.* (2009) realizaram um estudo paramétrico utilizando o método dos elementos finitos objetivando pesquisar a influência de diversos fatores no comportamento dos solos moles reforçados com colunas de pedra sob cargas de aterro, tais como a razão de área de substituição, a capacidade de deformação da coluna, a espessura do solo mole, deformabilidade do preenchimento e o ângulo de atrito do material da coluna. Os resultados revelaram que quando se aumenta a relação da área de substituição ou a rigidez dos materiais de coluna, há redução dos recalques e dos deslocamentos horizontais, além de acelerar-se o adensamento do solo.

## **2.2 – Colunas Encamisadas com Geossintéticos (*Geosynthetic Stone columns–GEC's*)**

O princípio fundamental da técnica é substituir uma parte do solo mole com colunas de areia ou brita que transformam esse solo em um material de maior resistência ao cisalhamento e de menor compressibilidade (Keykhosropur *et al.* 2011). A movimentação abaixo do aterro fica restringida pela resistência ao cisalhamento do solo acima das colunas granulares e o esforço proveniente do aterro é reduzido sobre solo mole. Já comentado

anteriormente, este fenômeno de transferência de carga é chamado de “arqueamento do solo” (Deb, 2010).

O conceito de encamisar colunas granulares surgiu pela primeira vez por Van Impe em 1985. Baver e Al Joulani (1994) pesquisaram o comportamento desse tipo de colunas por meio de ensaios uniaxiais e triaxiais (apud Keykhosropur *et al.*, 2011).

Nos anos 90 apresentaram-se as primeiras experiências do uso de colunas granulares encamisadas. O primeiro teste de *GEC's* foi feito na Alemanha em 1994, e em 1996 foi construído o primeiro sistema de fundações considerando o uso de colunas encamisadas com geossintéticos para ampliação de um aterro de 5,0 m sobre solo argiloso, na construção do ferroviário de alta velocidade em Hamburgo (Kempfert & Wallis, 1997).

Além de ser usada na construção de rodovias, também foi utilizada em projetos hidráulicos, tal como a ampliação da fábrica de aviões da Airbus em Hamburgo – *Finkenwerder*, em uma área de aproximadamente 140 ha para a produção dos Airbus A-380 onde foi necessária a construção de diques (Figura 2.1).

A ampliação foi construída por meio de um dique de 2,4 km de comprimento, utilizando o sistema *GEC's*, para depois encher com material a área interna (Raithel *et al.*, 2004). A utilização da técnica permitiu a construção do dique num nível de inundação de 7 m em um tempo aproximado de nove meses. As características que apresentavam os solos no local da obra foram consideradas geotecnicamente pobres, conforme pode observar-se Tabela 2.1.

A obra realizada em Hamburgo para a fábrica de Airbus é considerada de grande importância no desenvolvimento da técnica *GEC's*. Nesta obra foram utilizadas mais de 60.000 colunas desse tipo com 0,80 m de diâmetro e construídas com profundidades entre 4 m e 14 m abaixo da base do pé do dique (Raithel *et al.* 2004).

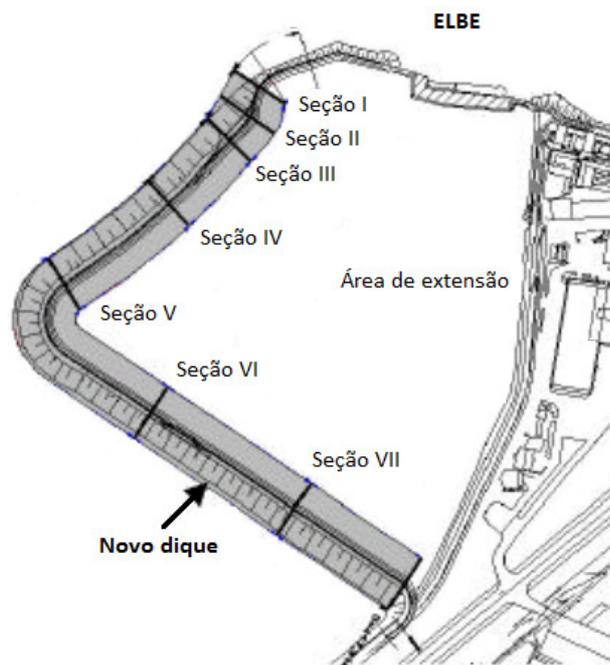
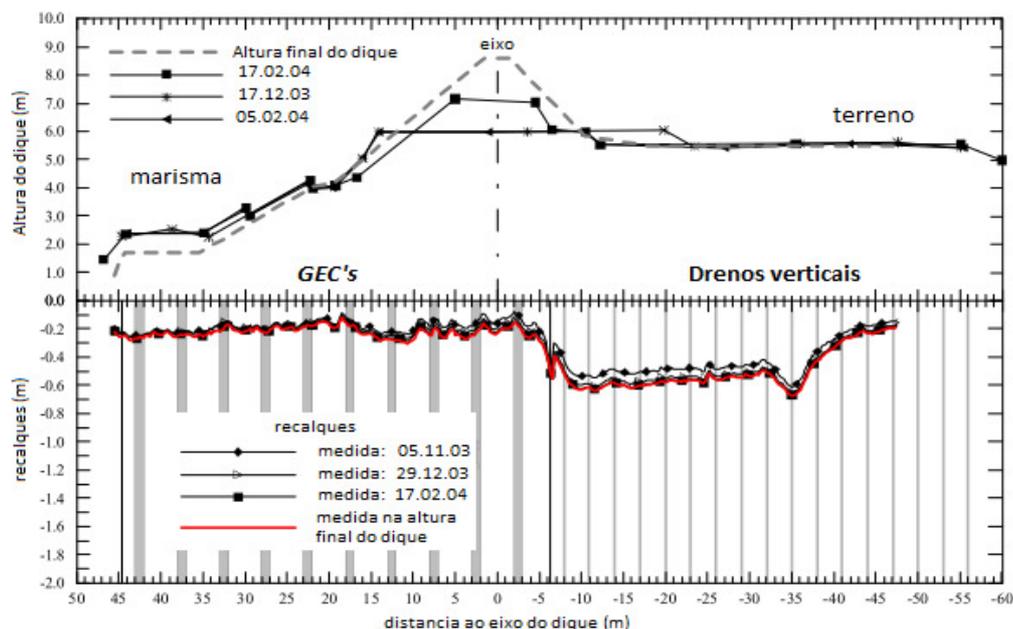


Figura 2.1. Esquema da zona do trabalho na fábrica de Airbus modificada (Raithel *et al.*, 2004).

As colunas atuam simultaneamente como drenos verticais, mas sua função principal é transferir as cargas até camadas mais profundas de maior capacidade de suporte (Raithel & Kirchner, 2008). Os deslocamentos verticais medidos na seção VI (instrumentada) podem ser observados na Figura 2.2.

Tabela 2.1. Características típicas dos solos presentes na Ampliação da planta de Airbus em Hamburgo-Finkenwerdern, Alemanha (Raithel *et al.*, 2004).

Solo	Profundidade	Umidade (%)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	$\gamma_{sat}/\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E_{eod}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Lodo	0,00m - 4,30m	58 a 233	0,00	20	13/3	500
Argila	4,30m - 6,10m	77 a 192	0,00	20	14/4	450
Turfa	6,10m - 9,80m	75 a 453	0,00	20	11/1	550
Argila	9,80m - 11,20m	31 a 171	0,00	20	16/6	1.500
Areia	>11,20m	-	5,00	35	18/10	1.500



**Figura 2.2. Recalques medidos na seção VI na fábrica de Airbus, Hamburgo (Raithel *et al.*, 2004).**

Na América do Sul, o primeiro uso da técnica foi para a construção de uma rodovia próxima à cidade de São José dos Campos, a 100 km da cidade de São Paulo e 300 km da Cidade de Rio de Janeiro, onde o subsolo é composto por duas camadas de argila mole separadas por uma camada de areia siltosa (de Mello *et al.*, 2008). Na Tabela 2.2, apresenta-se um resumo das características das colunas utilizadas e alguns resultados do monitoramento.

O projeto consistia em uma estrada de pista dupla, que tinha que ser estendida ao longo de um vale relativamente amplo, no qual predominavam os sedimentos aluviais de argila mole e areia fofa, com espessuras até de 10 m. Em alguns trechos desta estrada não foi necessário construir aterros altos, e soluções convencionais foram utilizadas, mas em um longo trecho final (140 m), o aterro teve que ser construído até uma altura de 8,0 m. Nesse trecho, a técnica das *GEC's* foi utilizada, a construção foi concluída com sucesso e a rodovia está funcionando adequadamente. (de Mello *et al.*, 2008). De um ponto de vista prático, o desempenho pode ser considerado adequado e de acordo com o comportamento previsto.

**Tabela 2.2. Resultados e características do uso de GEC's no projeto São Jose dos Campos, SP. (Sandroni *et al.* 2010).**

Características	Valores
Diâmetro das colunas	0,70 m.
Geotêxtil utilizado no encamisamento	Tensão última de 130 kN/m. e rigidez de 2000 kN/m.
Comprimento das colunas	Aprox. 10 m.
Espaçamento	1,80 e 2,2 m.
Recalques medidos	190 mm.
Tempo de estabilização após início das leituras	Seis meses

Outro projeto efetuado no Brasil e relatado por Alexiew *et al.* (2011) é a construção do Pátio de estocagem de CSA, onde foram utilizadas colunas de areia encamisadas com geotêxtil. A nova indústria está localizada na área litorânea da Bacia de Sepetiba, aproximadamente a 50 km do centro do Rio de Janeiro, e está destinada à produção de cinco milhões de placas de aço por ano. É considerado o maior investimento privado no Brasil na década e um marco mundial na engenharia com geossintéticos de reforço de solos. Ocupa uma área de aproximadamente 9 km<sup>2</sup>, tendo sido construída entre 2006 e 2010.

O local da construção da obra consistia em argilas muito moles e compressíveis, com uma capacidade de carga muito baixa e com espessuras de até 20 m. O nível da água apresenta-se praticamente na superfície do terreno. A camada superficial de solos moles saturados, de alta plasticidade, normalmente adensados, com espessura de 8 m a 10 m, é considerada a mais crítica apresentando uma resistência ao cisalhamento não drenada  $S_u$  entre 5 e 15 kPa.

Nas áreas ocupadas pelas pilhas de estocagem propriamente ditas, foram executados drenos verticais para acelerar o processo de consolidação da camada de solos moles. Entretanto, essa solução não se mostrou viável para os trilhos de movimentação das recuperadoras. A alternativa encontrada para o apoio dos trilhos de movimentação das recuperadoras foi a construção de colunas de areia confinadas com geotêxtil tecido tubular (Colunas Ringtrac®), criando um sistema suficientemente rígido, mas ao mesmo tempo dúctil

e autonivelante (Alexiew *et al.*, 2011). As características das colunas utilizadas neste projeto podem ver-se na Tabela 2.3.

As primeiras investigações e monitoramentos confirmam baixas deformações das pistas das recuperadoras e pequenos deslocamentos horizontais devidos às pilhas de estocagem. Os recalques oriundos da execução da plataforma e do lastro se estabilizaram em três meses, com valores de até 20 cm.

A primeira passagem de uma máquina “*stacker-reclaimer*”, com carga de até 350 kN/m por trilho, causou um recalque de apenas 2 cm. Quando esse equipamento ficou estacionado em um mesmo ponto por uma semana, com carga de 750 toneladas, observou-se um recalque menor que 3 cm (Alexiew *et al.*, 2011).

**Tabela 2.3. Resultados e características do uso de GEC's no projeto minério CSA (Alexiew *et al.* 2011).**

Características	Valores
Diâmetro das colunas	0,78 m.
Geotêxtil utilizado no encamisamento	Ringtrac® 100/250 e 100/275
Comprimento das colunas	10,00 - 12,00 m
Espaçamento	2,00 m. x 2,00 m
Recalques medidos	200 mm
Tempo de estabilização	Três meses

Há vários outros exemplos de obras que utilizaram esse tipo de técnica. Na Tabela 2.4 apresentam-se algumas obras efetuadas onde foi utilizada com sucesso a técnica de colunas encamisadas com geossintéticos no melhoramento de solo de fundação.

**Tabela 2.4. Algumas obras construídas utilizando GEC's para o melhoramento do solo.**

Projeto	Localização	Ano	Características do Projeto
Ferrovia para trem de alta velocidade, (Kempfert & Wallis, 1997)	Linha Hamburgo-Berlim	1996	Aterro maior a 5,00 metros, primeiro sistema GEC's, neste tipo de obras.
São Jose dos Campos, (de Mello <i>et al.</i> , 2008).	São Paulo	1999	Aterros sobre solos moles, reforçados com GEC's, primeira obra em Sul América.
Melhoramento do solo para ferrovia, (Raithel <i>et al.</i> , 2004).	Linha Karlsruhe-Basilea	2000	Aterros de 1,00 ou 2,00 metros, fundados sobre argilas moles de 7,00 metros de espessura.
Ampliação fábrica de aviões Airbus, (Raithel <i>et al.</i> , 2004).	Hamburgo-Finkenwerder	2001	A extensão é realizada fechando um dique de 2,4 km de longitude
Aterro Bastions Vijfwal Houten (Brokemper <i>et al.</i> , 2008).	Houten (Holanda)	2006	Construção de aterros para rua, com a instalação de 780 colunas em solos moles.

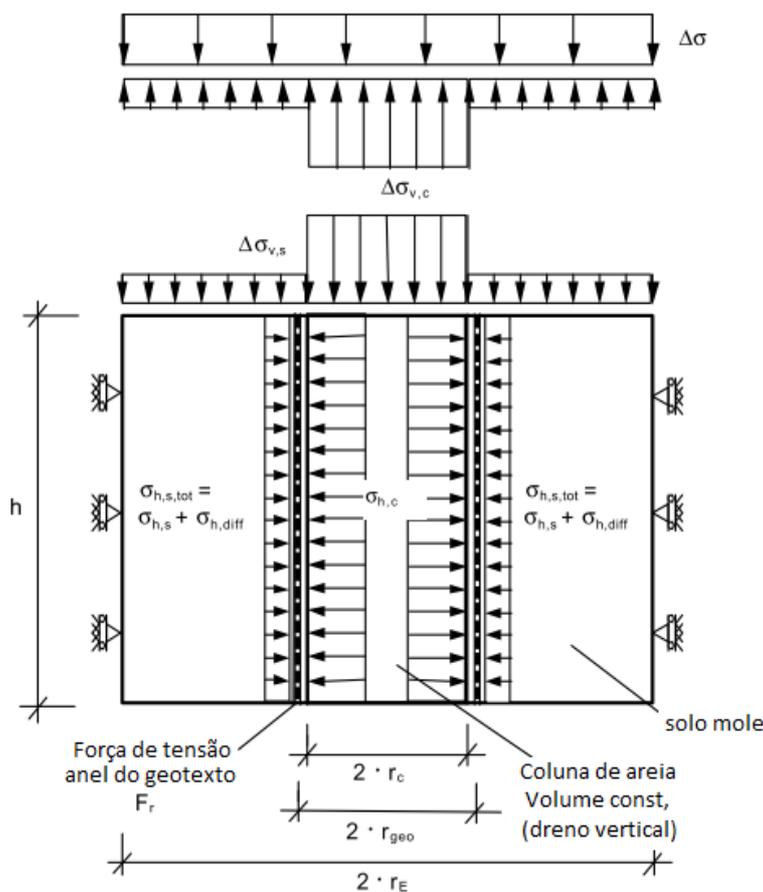
### 2.3 – Modelagem Analítica

A abordagem apresentada por Raithel (1999) e Raithel e Kempfert (2000) trata de um modelo analítico axial simétrico para projeto de colunas encamisadas com geossintéticos, o qual tem seu embasamento teórico em cálculos convencionais de colunas granulares, complementado com o efeito gerado pelo encamisamento do geotêxtil. As principais hipóteses do método para uma célula unitária de radio  $r_e$  são as seguintes (Almeida & Marques, 2010):

- Coluna assente em camada subjacente indeformável;
- Compatibilidade de recalques da coluna e do solo mole adjacente;
- Condição de empuxo ativo  $K_{ac}$  na coluna;
- No método de escavação, utiliza-se a condição  $K_{os} = 1 - \text{sen}\phi'$  para o solo no entorno da coluna granular; para o método do deslocamento; utiliza a condição  $K_{os*}$  ( $k_0$  majorado);
- Cálculo para a condição drenada (argila mole com parâmetros  $c_s'$  e  $\phi_s'$ ), pois é a condição de maiores recalques.

O modelo analítico proposto tem como finalidade obter valores iterativos do valor da deformação na coluna e do recalque do solo para possibilitar a obtenção da força atuante no geossintético e do recalque resultante do carregamento gerado pela construção do aterro sobre a coluna. Na Figura 2.3 podem observar-se as considerações gráficas da teoria proposta por Raithel e Kempfert (1999), a partir das quais desenvolvem uma série de equações que incluem diferentes parâmetros da interação solo-GEC's (Raithel *et. al.*, 2004).

No desenvolvimento da metodologia, é utilizado o conceito de célula unitária, que considera a avaliação de uma única coluna central em uma área ao redor influenciada de solo mole. Na Figura 2.3, é apresentado esquematicamente as considerações seguidas por Raithel e Kempfert (2000), e nas equações 2.1 até 2.5.



**Figura 2.3.** Considerações na metodologia analítica de Raithel e Kempfert para modelo de cálculo de colunas encamisadas com geossintético (Raithel *et. al.*, 2004).

Pela metodologia, os recalques na coluna são calculados pela Equação 2.1:

$$S_C = \left\{ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - \frac{2}{E^*} \cdot \frac{v_s}{1-v_s} \cdot \left[ K_{a,c} \cdot \left( \frac{1}{a_E} \cdot \Delta\sigma - \frac{1-a_E}{a_E} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo}-r_c)J}{r_{geo}^2} - \frac{\Delta r_c J}{r_{geo}^2} \right] \right\} \quad \text{Eq. 2.1.}$$

Por sua vez, os recalques no solo são calculados pela Equação 2.2:

$$S_S = 1 - \frac{r_c^2}{(r_c^2 + \Delta r_c^2)^2} \quad \text{Eq. 2.2.}$$

$$S_C = S_S \quad \text{Eq. 2.3.}$$

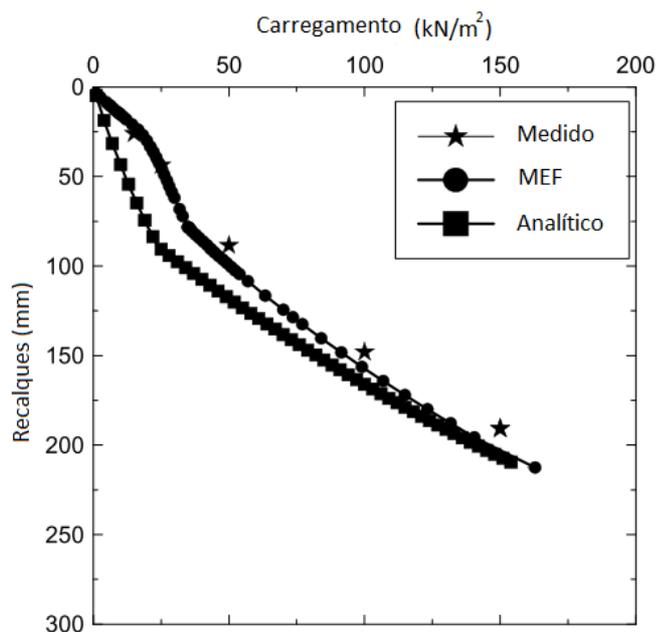
$$\Delta r_c = \frac{K_{a,c} \cdot \left( \frac{1}{a_E} \cdot \Delta\sigma_{v,s} + \sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \sigma_{v,0,s} + \frac{(r_{geo}-r_c)J}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left( \frac{1}{a_E} - 1 \right)} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad \text{Eq. 2.4.}$$

$$E_{oed,s} = E_{oed,s,ref} \cdot \left( \frac{P^*}{P_{ref}} \right)^{m=1} \quad \text{Eq. 2.5.}$$

## 2.4 – Análises Numéricas

Raithel & Kempfert (2000) avaliaram o comportamento da deformação da técnica *GEC's* e os danos na fundação, usando um modelo em grande escala. Os resultados dos recalques no topo das colunas e as tensões no geotêxtil foram comparados entre o modelo analítico e análises numéricas por meio do Método dos Elementos Finitos.

Segundo o estudo, em geral, uma boa aproximação foi obtida, conforme apresentado na Figura 2.4. Somente no início do carregamento, antes da ativação da tensão gerada ao redor do encamisamento, existem as maiores diferenças das curvas, mas, após gerarem-se as forças de tensão, as curvas se aproximam linearmente, coisa que pode ser pelo comportamento do material de revestimento (linear elástico) que é determinante na funcionalidade do sistema de fundação (Raithel & Kempfert, 2000).



**Figura 2.4. Curva comparativa de carregamento e deslocamentos verticais (Raithel & Kempfert, 2000).**

Baseando-se no estudo dos parâmetros, pode demonstrar-se que as forças de tensão no reforço e os recalques dependem da rigidez do geotêxtil e da área de encamisamento na coluna. Isto é importante para um projeto mais eficiente da técnica segundo as características dos solos e dos materiais em ser utilizados.

A partir de um amplo estudo paramétrico e utilizando o Método dos Elementos Finitos, Murugesan & Rajagopal (2006) realizaram análises numéricas nas quais obteve que colunas granulares encamisadas com geossintético suportavam melhor os esforços de compressão no topo e os esforços laterais em comparação com as colunas granulares tradicionais. A resistência e rigidez das colunas individuais são melhoradas pelo uso de um revestimento adequado em geotêxtil, que permite uma melhor transferência das cargas até maiores profundidades do subsolo. À medida que a rigidez gerada pelo encamisamento é maior, as tensões laterais transferidas ao solo adjacente vão diminuindo. Alguns dos resultados obtidos no estudo são apresentados na Figura 2.5 e na Figura 2.6.

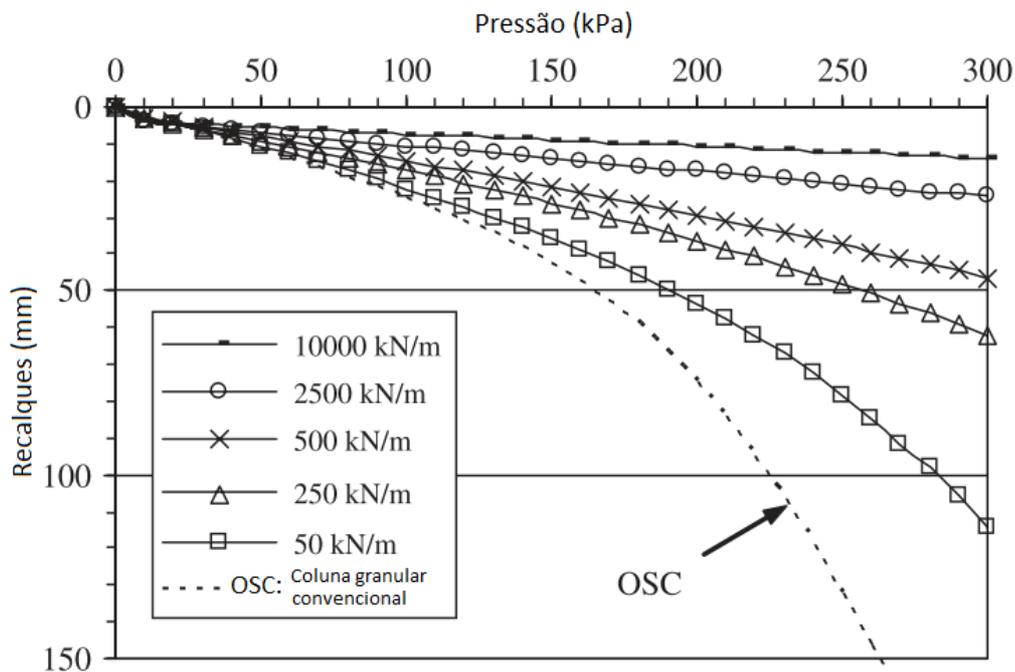


Figura 2.5. Recalques de uma coluna granular com diâmetro de 1,0 m considerando diferente rigidez no encamisamento, quando é submetida a diferentes pressões. Murugesan & Rajagopal, 2006).

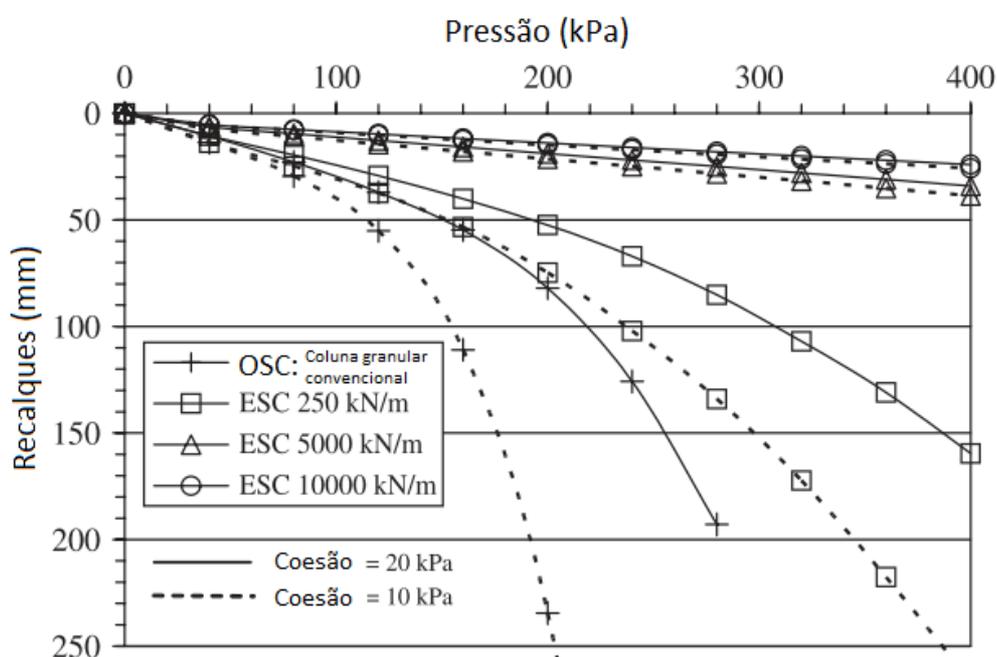
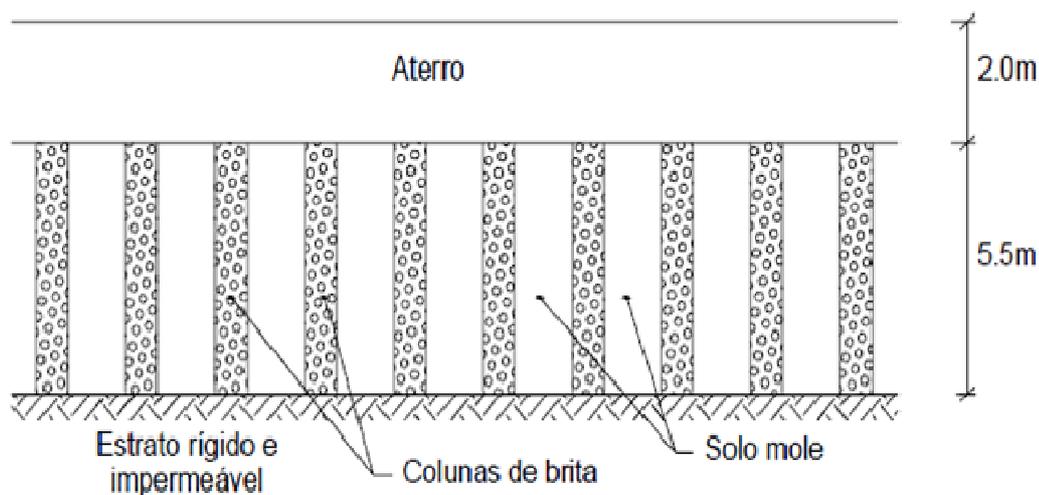


Figura 2.6. Influência do diâmetro da coluna granular no comportamento pressão recalque coluna (Murugesan & Rajagopal, 2006).

Domingues *et al.* (2007) apresentaram uma análise numérica, utilizando o Método dos Elementos Finitos, envolvendo colunas de brita não reforçadas, avaliando o comportamento tensão-deformação por meio do conceito de célula unitária, constituído por uma coluna de brita e o respectivo solo circundante. O problema consistiu na avaliação do comportamento de um solo mole reforçado com colunas de brita numa grande extensão, sujeito a um carregamento exterior materializado por um aterro; o solo mole está assente num estrato rígido a 5,5 m de profundidade, tendo o aterro 2 m de altura (Figura 2.7).

Foi dada especial atenção na análise durante e após da execução do aterro, dos recalques, dos deslocamentos horizontais, dos excessos de poro pressão, do fator de concentração de tensões e do fator de redução de recalques. A simulação da construção do aterro foi estabelecida para um avanço temporal contínuo de meio metro por semana, até atingir-se a altura total do aterro de dois metros em um tempo de construção de quatro semanas.



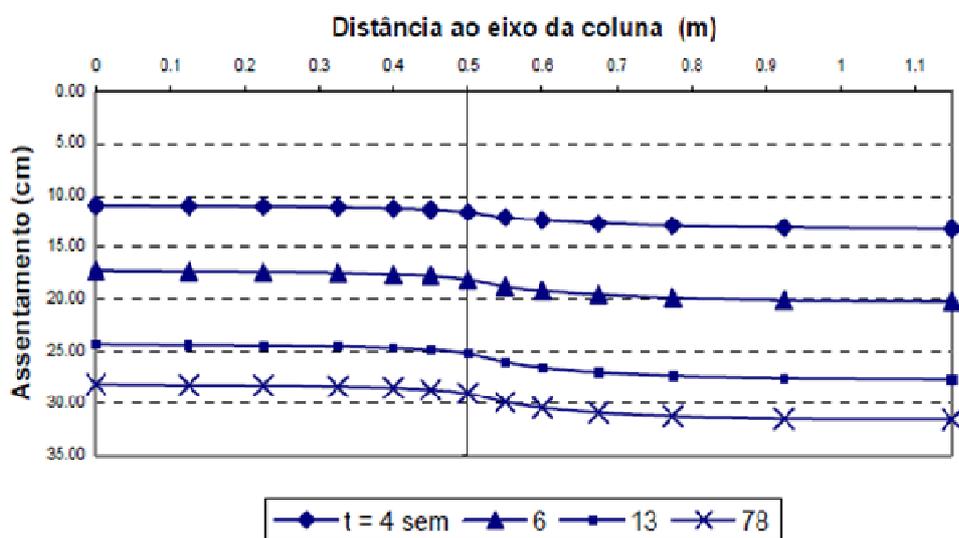
**Figura 2.7.** Esquema representativo do aterro e as colunas da modelagem (Domingues *et al.*, 2007).

Os parâmetros mecânicos e hidráulicos adotados para cada material estão resumidos na Tabela 2.5. A Figura 2.8 representa os recalques obtidos pelas simulações durante diferentes semanas depois da construção do aterro.

**Tabela 2.5. Características dos parâmetros utilizados na modelagem (modificado Domingues *et al.*, 2006).**

Material	$\kappa$	$\lambda$	$\phi$ (°)	$\nu$	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	OCR
Coluna	0,00275	0,011	38	0,3	20	1
Solo	0,02	0,22	30	0,25	17	1
Aterro	0,005	0,03	35	0,3	20	1

$\kappa$ : Índice de expansão,  $\lambda$ : Índice de compressão,  $\phi$ : Ângulo de atrito do material,  $\nu$ : Coeficiente de Poisson,  $\gamma'$ : Peso unitário úmido do solo, OCR: Razão de pré-adensamento.



**Figura 2.8. Recalques na base do aterro no período pós-constutivo (Domingues *et al.*, 2007).**

Araújo (2009) apresenta uma análise numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos para avaliar o comportamento de colunas granulares convencionais e encamisadas em geossintético, em seu uso em solos colapsáveis, além de realizar testes de campo aplicando diferentes cargas nas colunas. O estudo avalia colunas de areia, brita, solo cimento, a partir de provas de carga em campo, ensaios de laboratório (ensaios triaxiais e de compressão simples) e simulações numéricas. Foram utilizadas colunas de 0,4 m diâmetro e 8,0 m de comprimento, encamisadas com geotêxtil de rigidez de 2000 kN/m, e uma resistência a tração de 200 kN/m.

As análises numéricas dos ensaios de campo mostraram, para o caso da coluna de areia convencional e para a primeira coluna encamisada, que os valores carga-recalque tiveram comportamento similar no início, apresentando maior divergência ao final do ensaio. Em ambos os casos, as maiores diferenças entre valores medidos e previstos de deformações ocorreram no topo da coluna. Os parâmetros utilizados para a simulação das colunas de areia se mostram na Tabela 2.6.

Nas simulações, visando-se a obtenção de uma melhor convergência entre valores medidos e simulados, foram levemente incrementados os módulos  $E_{50}$  e  $E_{oed}$  em relação aos valores da coluna convencional. Esse ajuste justifica-se ao considerar-se que o confinamento oferecido pelo encamisamento pode gerar aumento da rigidez do material de preenchimento na coluna (Araújo, 2009).

**Tabela 2.6. Resumo dos parâmetros da areia utilizados nas análises numéricas da coluna granular em areia (Araújo, 2009).**

Tipo de coluna de areia	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\psi$ (°)	$E_{50}$ (kPa)	$E_{oed}$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	m
Convencional (OSC)	0	42	15	28.000	32.000	16	0,35
Encamisada (GEC)	0	42	15	32.000	36.000	16	0,2

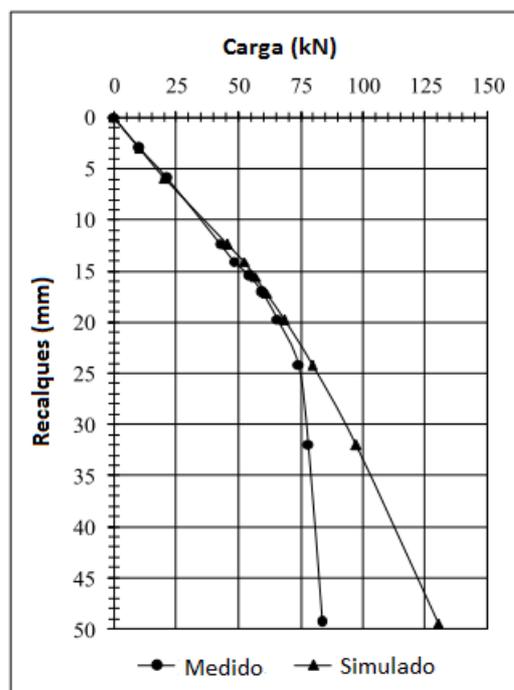
$c'$ : Coesão efetiva,  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo do material,  $\psi$ : Ângulo de dilatância do material,  $E_{50}$ : Módulo de Young correspondente ao solo atingir o 50% da tensão desviatória na ruptura,  $E_{oed}$ : Módulo oedométrico,  $\gamma$ : Peso unitário do solo, m: Dependência da rigidez a um estado geral de esforços.

No caso de recalques medidos e simulados analiticamente, pode ver-se na Figura 2.9 que existe uma boa concordância entre os resultados obtidos. No entanto após 75 kN de carga, as curvas começam a divergir. A justificativa dada no estudo relaciona o fato de ter havido, em alguns trechos da coluna de areia reforçada no campo, um espaço entre a mesma e o furo, o que não foi simulado na análise numérica.

Pulko *et al.* (2011) apresentam um método de dimensionamento de colunas granulares encamisadas com geossintético, a partir de uma análise analítica utilizando soluções desenvolvidas anteriormente para colunas sem encamisamento. No método, são apresentadas

as tensões iniciais e a iteração de esforços entre solo e coluna, considerando a coluna como um material elastoplástico com dilatância constante, e o encamisamento como um material elástico linear, assim como colunas rígidas-plásticas, sem dilatância. No ábaco de projeto os autores consideram parâmetros como a rigidez da coluna, assim como uma relação em distâncias entre área de influência e área da coluna granular ( $d_e/d_c$ ), assim como o fator de melhoramento do solo  $\beta$  (Figura 2.10).

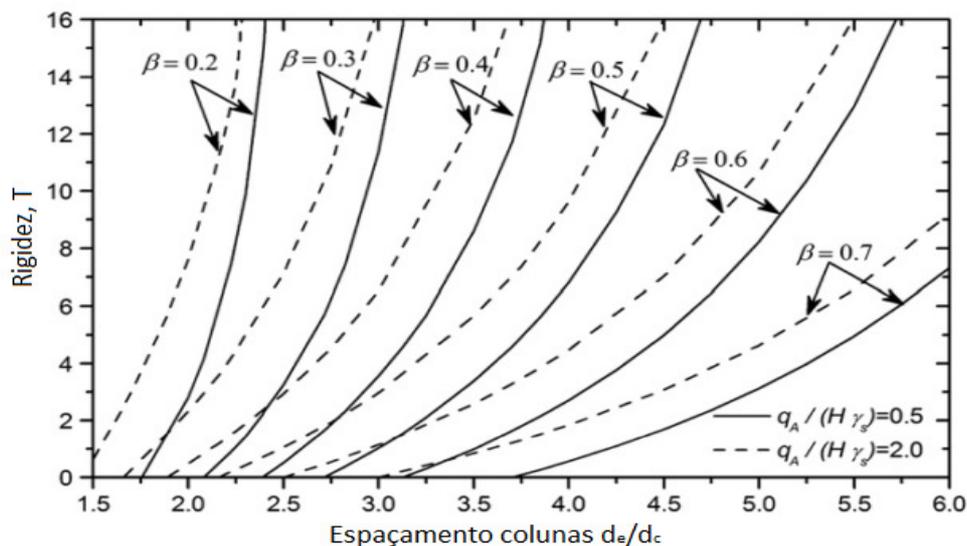
Para verificar as hipóteses propostas pelo método e sua habilidade para estimar recalques, esforços e tensões no encamisamento, foram feitas análises analíticas comparativas utilizando o método dos elementos finitos, obtendo-se uma boa concordância entre ambos. Os resultados mostram uma influencia importante em parâmetros que permitem uma base melhor no cálculo e uso da técnica.



**Figura 2.9. Resultados comparativos entre valores medidos e previstos para a coluna de areia encamisada(Araújo, 2009).**

Khabbazian *et al.*(2010) fizeram análises tridimensionais aplicando o Método dos Elementos Finitos para simular o comportamento de uma única coluna granular, com ou sem revestimento, instalada em uma argila mole, usando o programa *Abaqus* (Hibbitt, Karlson e Sorensen Inc. 2007). Análises numéricas foram realizadas para estudar a influência de

parâmetros como rigidez do geossintético, ângulo de atrito, dilatância do material da coluna, comprimento do revestimento em geotêxtil, diâmetro da coluna, comprimento da coluna e coeficiente de pressão lateral do solo.



**Figura 2.10. Carta de projeto para redução de recalques (Pulko *et al.* 2011).**

A malha de elementos finitos foi simulada utilizando elementos triangulares quadráticos de seis nós, tanto para a coluna granular como para o solo mole. A coluna granular foi modelada utilizando o critério de falha linear elástico de *Mohr-Coulomb*, e o solo mole considerando o modelo *Cam Clay* modificado. Observando-se os resultados obtidos, nota-se que quanto maior é o ângulo de atrito e maior ângulo de dilatância, a capacidade de transferência de carga da coluna também é maior.

No caso da rigidez, Khabbazian *et al.* (2010) realizaram variações com valores entre 300 e 10.000 kN/m, concluindo que o desempenho da coluna é melhor quando o geotêxtil tem uma rigidez maior. Além disso, para valores maiores de rigidez, há a diminuição dos recalques e deslocamentos horizontais (Ver Figura 2.11 e Figura 2.12).

Na pesquisa realizada por Keykhosropur *et al.* (2011), são apresentados resultados de deformações laterais e de recalques de colunas granulares encamisadas submetidas a diferentes incrementos de carga. O estudo também realizou análises tridimensionais utilizando o método dos elementos finitos para avaliar o comportamento da técnica *GEC's* em

comparação com as colunas granulares convencionais (*OSC*). Na Figura 2.13 é apresentado um resumo comparativo dos deslocamentos laterais obtidos nas colunas, encamisadas com geossintéticos de diferente rigidez.

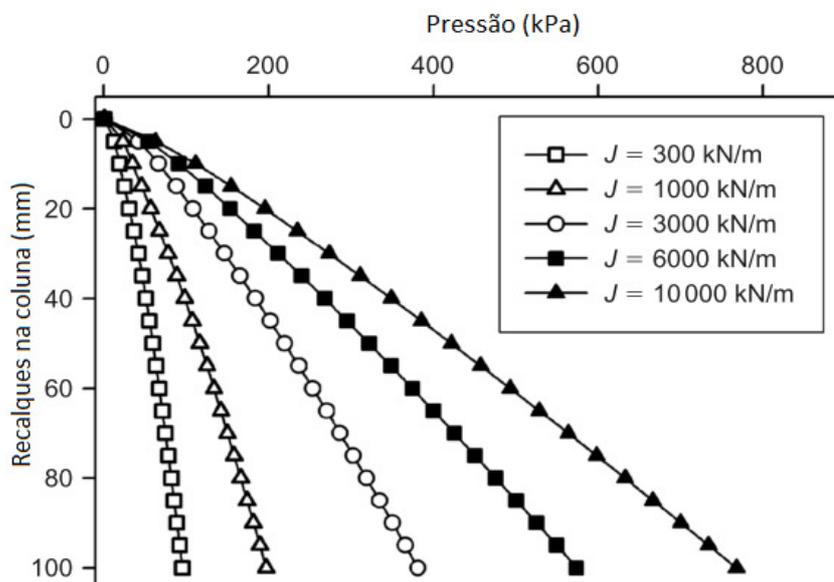


Figura 2.11. Efeito do cambio da rigidez do encamisamento em recalques das *GEC's* (Khabbazian *et al.*, 2010).

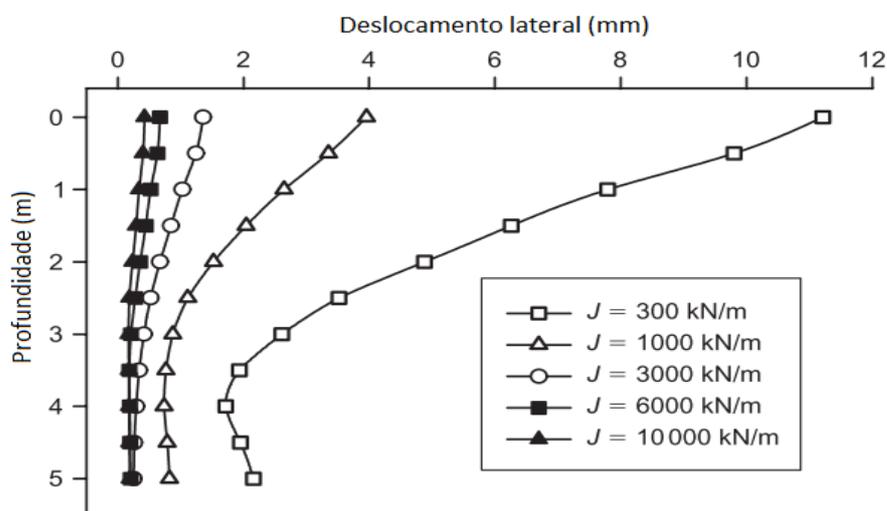
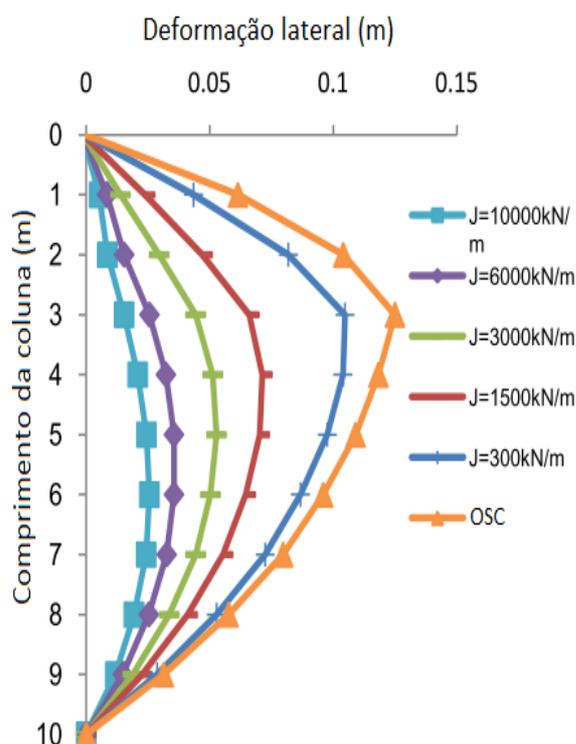


Figura 2.12. Deslocamentos laterais vs. Profundidade nas *GEC's*, aplicando um esforço vertical de 100 kPa e variando a rigidez do encamisamento (Khabbazian *et al.*, 2010).

O MEF foi utilizado para avaliar o efeito da interação no solo de um grupo de colunas granulares encamisadas e seu comportamento mecânico. Os resultados obtidos das análises mostraram que aumentar o ângulo de atrito do material interno no encamisamento torna a coluna mais rígida e, conseqüentemente, a deformação lateral e os recalques na coluna diminuem (Keykhosropur *et al.*, 2011).



**Figura 2.13.** Comparação de deformações laterais de uma coluna granular para diferentes rigideces do encamisamento(Keykhosropur *et al.*, 2011).

Tandel *et. al.* (2013) apresentam um estudo paramétrico do comportamento de um aterro assente em solo reforçado com colunas encamisadas com geossintéticos, avaliando a relação entre a distância das colunas e seu diâmetro, o módulo de elasticidade do material, a rigidez do geossintético, a espessura da camada de argila e altura do aterro por meio de análises numéricas tridimensionais. A geometria do aterro avaliado, assim como o modelo em 3D, são mostrados esquematicamente na Figura 2.14 e na Figura 2.15 respectivamente.

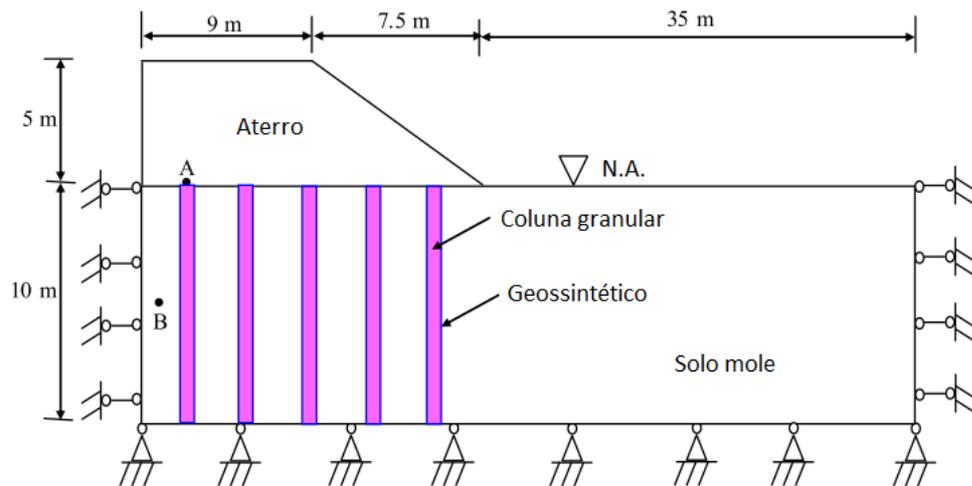


Figura 2.14. Diagrama esquemático do aterro suportado por colunas encamisadas com geossintético de reforço (Tandel *et. al.*, 2013).

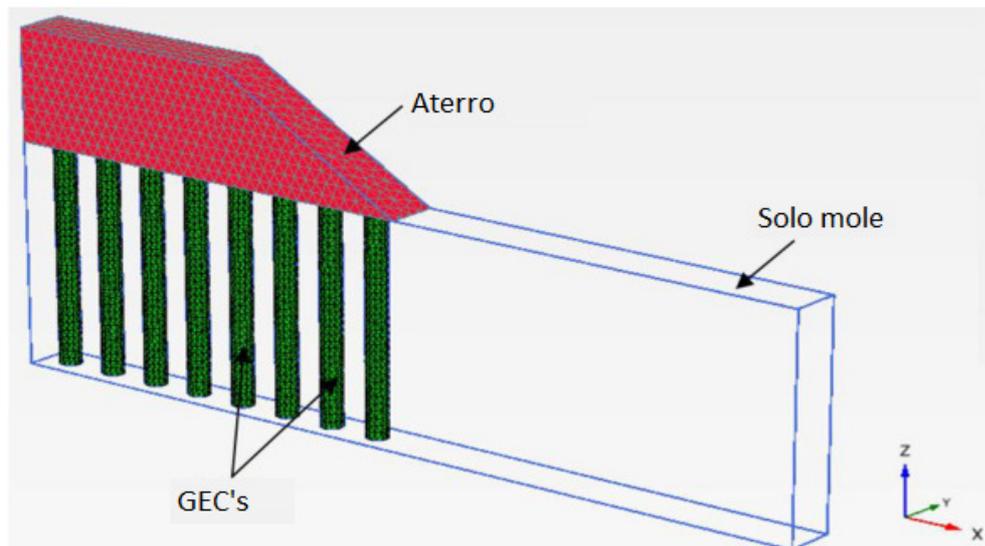
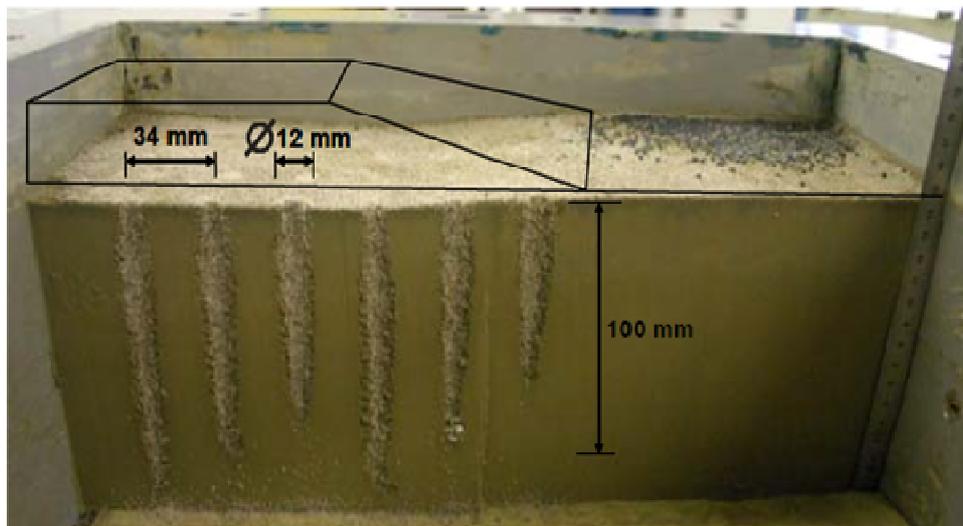


Figura 2.15. Modelo 3D do aterro suportado por colunas granulares encamisadas com geossintético de reforço (Tandel *et. al.*, 2013).

O estudo mostra que somente dois parâmetros têm influência significativa no fator de melhoramento de recalques. Tais parâmetros são a relação de espaçamento e diâmetro das colunas granulares e o parâmetro “ $t$ ”, que relaciona a rigidez do geossintético com o diâmetro da coluna e o módulo de elasticidade do solo. Segundo o estudo, com relação aos deslocamentos horizontais, eles podem ser reduzidos ao diminuir-se a relação entre o espaçamento das colunas e o diâmetro das mesmas.

## 2.5 – Ensaios realizados em colunas granulares

Weber *et al.* (2007) avaliaram, por meio de testes de centrifugação, o comportamento de um aterro de base reforçada construído sobre uma camada de argila mole que é melhorada com colunas granulares como é mostrado na Figura 2.16. Os testes foram realizados a fim de obter-se a maior compreensão na interação solo-coluna granular.



**Figura 2.16.** Seção do sistema argila-coluna de areia no teste de centrifugação (Weber *et al.*, 2007).

A modelagem representa uma camada de argila de 7,0 m de profundidade com colunas espaçadas cada 1,7 m, com comprimento médio de 5,0 m e um diâmetro de 0,6 m, que em escala do teste correspondem a uma camada de argila de 140 mm de profundidade, colunas espaçadas cada 34 mm de comprimento médio de 100 mm e diâmetro de 12 mm. Os testes foram realizados a 50 vezes o valor da gravidade, e com isso produziu-se uma pressão de sobrecarga ao redor de 90 kPa, representando-se com isso um aterro construído em material de areia até 5,0 m de altura. O material granular foi injetado no solo mole, pelo que em alguns casos tem variabilidade no comprimento estimado inicialmente (100 mm). O teste foi realizado em um caixa dividida em duas seções, a fim de permitir a comparação entre o solo melhorado e solo sem melhoria.

As análises iniciais dos resultados mostram mudança no estado de tensões pela instalação das colunas de areia, além de influenciar no comportamento da argila. Apesar de o

ensaio representar colunas de areia sem encamisamento, os resultados são parte de uma série de testes que envolvem vários parâmetros do modelo que leva para conclusões gerais no comportamento da técnica de melhoria de solos com colunas granulares (Weber *et al.*, 2007).

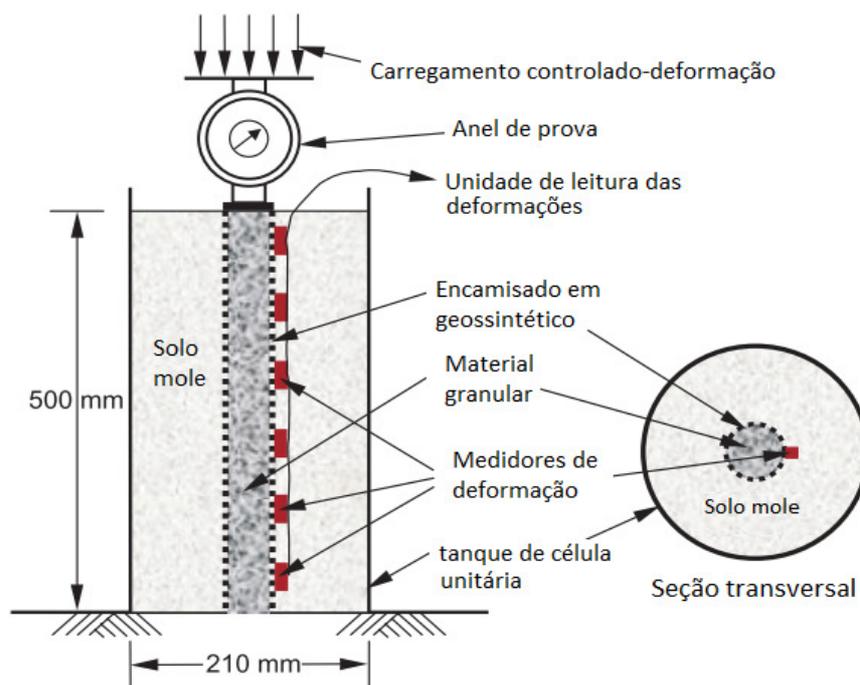
Para o caso de colunas encamisadas, Ayadat & Hanna (2005) estudaram as vantagens da técnica usada em solos colapsáveis, testando colunas com diferentes características (comprimento, graus de inundação e diferente geotêxtil). O uso de geossintéticos permitiu um incremento no Módulo de Elasticidade das colunas de areia, como é apresentado na Tabela 2.7.

**Tabela 2.7. Colunas e rigidez do solo (Ayadat & Hanna, 2005).**

Tipo de fundação	Módulo de rigidez no ensaio de compressibilidade $E_{oed}$ (kPa)
Coluna de areia	19.940
Coluna em T700	38.000
Coluna em T1000	47.200
Coluna em T1500	58.300
Coluna em T2000	76.500
Só solo	3.600 em condição inicial de conteúdo da água
	2.900 em condição de saturação

Nota: T700, T1000, T1500, T2000, faz correspondência ao encamisamento em geotêxtil e a rigidez do mesmo em kN/m.

Com base em estudo analítico, Murugesan & Rajagopal (2007) fizeram ensaios considerando uma célula rígida representando uma coluna granular e solo numa área de contribuição (Figura 2.17). Os testes indicam uma clara melhoria da capacidade de suporte da coluna devido ao uso do encamisamento, concluindo que, quanto maior o módulo de elasticidade do geossintético, maior a resistência das colunas. Apesar de que os testes foram feitos numa escala reduzida, os resultados apresentam uma boa eficiência em colunas granulares encamisadas (Murugesan & Rajagopal, 2006).



**Figura 2.17.** Esquema do ensaio de carga na coluna granular considerando uma célula unitária (Murugesan & Rajagopal, 2007).

## 2.6 – Efeito de arqueamento em *GEC's*

Este fenômeno é pouco estudado em projetos de colunas granulares, mas tem uma participação importante no comportamento do solo e na distribuição das tensões entre o solo e a coluna. Terzaghi (1943) descreveu o arqueamento em solos como “um dos mais universais fenômenos encontrados em solos tanto no campo como no laboratório”. A teoria de arqueamento de Terzaghi (1943), uma das pioneiras sobre o assunto, assume que a massa de solo acima de uma fundação deformável é composta de um material isotrópico e homogêneo. A massa do solo se encontra na condição drenada ou seca e a dilatância devido ao cisalhamento induzido é desprezada. O arqueamento reduz consideravelmente a tensão vertical na região abaixo do arco. No entanto, deve ser enfatizada que a tensão sob o elemento de solo irá raramente ser zero, particularmente se o solo sobrejacente não for coesivo.

A teoria de Terzaghi explica como é a ocorrência da redistribuição de tensões durante o fenômeno de arqueamento com o caso de uma caixa com um alçapão na parte inferior que é retirada. Dependendo das dimensões e de acordo com condições existentes onde o solo deve

ter um mínimo de coesão, a massa de solo é suportada pelas tensões cisalhantes do contato com a massa estática (Echevarría, 2006). As tensões resultantes tendem a manter o solo em sua posição como resultado do arqueamento do solo.

No caso do melhoramento do solo com *GEC*'s, os recalques diferenciais podem ocorrer entre as colunas (relativamente rígidas), o que faz com que o aterro acima do subsolo mole tenha maiores recalques que o material acima das colunas. A eficiência do grupo de colunas granulares encamisadas no solo mole pode reduzir o afundamento do solo e aumentar a estabilidade e isso depende da concentração de tensões no topo da coluna e da ação do efeito de arqueamento (Raithel & Kirchner, 2008).

### 3 – FERRAMENTAS TEÓRICAS

Na utilização das colunas granulares encamisadas com geossintéticos, devem-se considerar as teorias utilizadas na construção de colunas granulares tradicionais (*OSC*), desenvolvendo análise que permitam envolver a presença do geotêxtil. Com a inclusão desse material como um elemento confinante das colunas granulares, pretende-se alcançar um comportamento mais estável e homogêneo.

#### 3.1 – Recalques e deformações laterais em colunas granulares

Em obras de engenharia projetadas especialmente sobre solos moles, é muito importante considerar as deformações que podem apresentar-se pelo carregamento ao qual será submetido o solo, para garantir a funcionalidade, a integridade e a vida útil da obra. A avaliação das deformações esperadas na fase de projeto, e da capacidade de suporte do solo têm um papel importante na viabilidade e execução de obras de engenharia.

Os métodos para estimar recalques em solos onde são aplicadas técnicas de melhoramento utilizam em geral o conceito de fator de redução de recalques  $\beta$ , definido pela razão entre o recalque do solo no estado natural  $\Delta h$  e o recalque do solo com o tratamento  $\Delta h_s$  (Almeida & Marques, 2010). Pode ser considerado como uma qualificação da eficiência da técnica *GEC's*. Bergado *et al.* (1994) apresentaram uma revisão de vários métodos propostos na literatura para o cálculo de  $\beta$ . O método de Priebe (1978, 1995) é o mais utilizado para a estimativa da magnitude dos recalques em colunas granulares convencionais (Almeida & Marques, 2010).

#### 3.2 – Método dos Elementos Finitos, MEF

Nas últimas décadas, os métodos numéricos, e em especial o Método de Elementos Finitos (MEF) estão sendo utilizados com maior frequência para resolver problemas de engenharia, devido principalmente aos avanços tecnológicos e dos computadores. No MEF, é considerada a divisão do meio contínuo num conjunto de pequenos elementos interligados por uma série de pontos denominados nós. Desta maneira, consegue-se passar de um sistema contínuo (de infinitos graus de liberdade), a um sistema com um número de graus de

liberdade finitos que permite modelagens mais fáceis de resolver (Carnicero, 2001). Nesse método, em qualquer sistema a analisar, deve-se considerar (Azevedo, 2003):

- Domínio: Espaço geométrico aonde vai se analisar o sistema;
- Condições de contorno: Variáveis conhecidas e que condicionam a mudança do sistema (cargas, deslocamentos, temperatura, etc.);
- Incógnitas: Variáveis do sistema em conhecer depois que atuam as condições de contorno no sistema.

A formulação do MEF requer a existência de uma equação integral, de modo que seja possível substituir a integral sobre um domínio complexo (de volume  $V$ ) por um somatório de integrais estendidos a subdomínios de geometria simples (de volume  $V_i$ ). Esta técnica é ilustrada com o seguinte exemplo, que corresponde com a integral de volume de uma função  $f$  como é visto na equação 3.1(Azevedo, 2003).

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad \text{Eq. 3.1.}$$

Na equação anterior pressupõe-se que (equação 3.2):

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad \text{Eq. 3.2.}$$

Se for possível calcular todas as integrais estendidas aos subdomínios  $V_i$ , basta efetuar o somatório correspondente ao segundo membro da Equação 3.1 para se obter a integral estendida a todo o domínio (equação 3.2). Cada subdomínio  $V_i$  corresponde a um elemento finito de geometria simples. O somatório indicado na equação 3.2 vai dar origem à operação designada montagem que apresenta muitas semelhanças com a que é efetuada nas estruturas reticuladas (Azevedo, 2003).

Ao contrário de outros métodos que eram utilizados no passado, o MEF só tem utilidade prática se dispuser de um computador digital. Este requisito é devido à grande quantidade de cálculos que é necessário fazer para resolver grandes sistemas de equações lineares. Atualmente, o MEF encontra-se numa fase de expansão ao ser amplamente utilizado

em diferentes campos da engenharia, que pode ser compreendido pelos avanços na informática e computadores, que têm contribuído em seu uso eficiente, e permitiu a aparição de diferentes programas computacionais baseados no método (Azevedo, 2003).

Com o emprego deste método, espera-se realizar uma análise dos deslocamentos que podem apresentar-se durante a interação entre o solo mole e as colunas granulares encamisadas, simulando as condições reais do solo utilizando o *software Plaxis 7.2* e o *Software Cesar LCPC v5.0*, por meio de simulações 2D e 3D, respectivamente.

### **3.3 – Análises com programas computacionais**

Para os cálculos numéricos da técnica de uso *GEC's* em solos moles, será usado inicialmente o programa *Plaxis 7.2*, que possui a vantagem de utilizar vários modelos que podem ser utilizados de acordo com tipo de solo que se pretende avaliar. No caso dos solos moles, o programa permite o uso de um modelo semelhante ao modelo *Cam Clay* amplamente conhecido, por meio do modelo *Soft Soil Model (SSM)* e, no caso de areias ou brita, pode usar-se o modelo *hardening Soil Model (HSM)*, o qual é um modelo modificado de Duncan e Chang (Raithel *et al.*, 2002).

A utilização do programa *Plaxis 7.2* permite fazer a interação do solo com diferentes estruturas e analisar as deformações causadas pelas tensões no solo. No caso da técnica *GEC's*, pretende-se avaliar a distribuição e concentração das tensões entre o solo e as colunas, assim como valores esperados dos deslocamentos. Entre as características existentes no *software* está permitir realizar uma modelagem em fases construtivas, o que permite uma análise do comportamento solo-estrutura. Neste *software*, os modelos constitutivos em serem utilizados nas simulações são o modelo *Soft Soil Model (SSM)*, e modelo de endurecimento *Hardening Soil Model (HSM)*.

Por sua vez, no programa *Cesar LCPC* efetuar-se-á uma análise em que seja considerado o comportamento das colunas granulares numa modelagem tridimensional, com o qual se avaliará a funcionalidade e aplicabilidade da técnica com uma perspectiva mais ampla da interação solo-coluna. Na aplicação do modelo 3D, é considerada a representação

de um volume que envolva as colunas granulares encamisadas em geossintéticos e o solo mole, considerando uma rigidez equivalente tendo em vista que o programa não permite a presença de um elemento geossintético, fazendo uma simulação aproximada do uso da técnica considerando condições reais presentes no terreno.

O *Cesar LCPC v5.0* é um programa baseado no método dos elementos finitos com aplicações na engenharia geotécnica desenvolvido por *ITECH-Company*, que permite a solução de grande variedade de problemas utilizando diferentes modelos constitutivos como, por exemplo, o *Cam-Clay modificado*. Neste *software*, os modelos constitutivos a serem utilizados, são o modelo *Cam Clay Modificado* e o modelo *Mohr-Coulomb* com *Hardening Soil*.

### 3.4 – Modelo *Cam Clay* modificado

O modelo *Cam Clay* (Roscoe e Schofield, 1936 e Shofield e Wroth, 1968), foi o primeiro a usar os conceitos do estado crítico. Utilizando a equação de trabalho, obtém-se diretamente a equação do potencial plástico e, ao assumir a lei da normalidade, obtém-se uma equação para a superfície de escoamento. O modelo requer quatro parâmetros para definir o modelo:  $M$ , inclinação da linha de estado crítico no plano  $p':q$ ;  $\lambda$ , inclinação da linha de adensamento virgem no plano  $e:lnp'$ ;  $\kappa$ , inclinação das linhas de carga descarga no plano  $e, lnp'$ ; e  $e_1$ , relação de vazios na linha de adensamento para uma pressão de referência.

O modelo *Cam Clay modificado* (Roscoe e Burland, 1968) difere do modelo *Cam Clay*, na expressão adotada para equação de trabalho e assume uma plasticidade associada a esta. A superfície de escoamento e o potencial plástico são desenhados como elipses, mas continua considerando iguais parâmetros que *Cam Clay*. As principais componentes do modelo *Cam Clay modificado* são:

- Propriedades elásticas.
- Superfície de escoamento.
- Potencial plástico.
- Lei de endurecimento.

O modelo supõe que as mudanças recuperáveis em volume vêm seguidas por mudanças em esforços efetivos  $p'$  segundo a Equação 3.3, implicando uma relação linear no plano de compressão, entre o volume específico  $v_e$  e o *l*ndo esforço médio  $p'$  para carga e descarga elástica do solo:

$$\delta\varepsilon_p^e = \kappa \frac{\delta p'}{v_e \cdot p'} \quad \text{Eq. 3.3.}$$

Também é assumido que a deformação cisalhante está acompanhada por uma mudança do esforço desviatório  $q$  segundo a Equação 3.4, onde  $G$  é o módulo de cisalhamento:

$$\delta\varepsilon_q^e = \frac{\delta q}{3G'} \quad \text{Eq. 3.4.}$$

A superfície de escoamento é o espaço de esforço no plano  $p', q$  que delimita a combinação de esforços  $(p', q)$  que produz deformações plásticas. A superfície de escoamento tem forma de elipse, representada na Equação 3.5:

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad \text{Eq. 3.5.}$$

Onde  $\eta = q/p'$  e  $p'_0$  é o esforço que controla o tamanho da superfície de escoamento.

A Equação 3.5 descreve uma serie de elipses controladas por  $M$ , que passam pela origem e com tamanhos controlados por  $p'_0$ . Quando o solo está em escoamento, a mudança em tamanho  $p'_0$  da superfície de escoamento está relacionada com mudanças de esforços efetivos  $p'$  e  $q$ , na forma diferencial da Equação 3.6.

$$p' = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} p'_0 \quad \text{Eq. 3.6.}$$

$M$  é a linha de estado crítico que controla a forma da superfície de escoamento. Quando a combinação de dados é localizada num ponto no interior da superfície, apresentam-se deformações elásticas e quando a trajetória atinge a elipse, tem-se escoamento e iniciam as deformações plásticas.

O potencial plástico é o mecanismo mediante o qual são apresentadas as deformações plásticas. O modelo assume uma condição de normalidade, isto é, que existe uma relação muito próxima entre a superfície de escoamento e o potencial plástico. Na Figura 3.1 pode-se observar representação deste mediante um vetor de deformação plástica, onde a componente vertical ( $\delta\epsilon_q^p$ ) é o incremento na deformação cisalhante plástica e a componente horizontal ( $\delta\epsilon_p^p$ ) é o incremento na deformação volumétrica plástica.

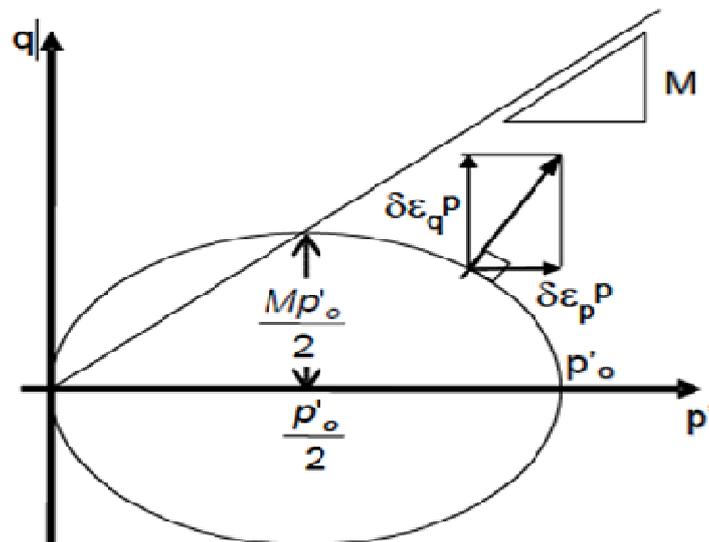


Figura 3.1. Superfície de escoamento do Modelo *Cam Clay modificado*.

Este vetor sempre é perpendicular à superfície de escoamento. Depois de algumas derivações, é obtida a relação entre as deformações plásticas na Equação 3.7:

$$\frac{\delta\epsilon_p^p}{\delta\epsilon_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad \text{Eq. 3.7.}$$

A lei de endurecimento indica quais são as magnitudes das deformações plásticas e quanto pode mudar a superfície de escoamento. O tamanho da superfície de escoamento

depende de  $p'_0$ , mas o valor não é constante, já que também depende da variação da deformação volumétrica plástica (Equação 3.8). Os parâmetros envolvidos no modelo são apresentados na Tabela 3.1.

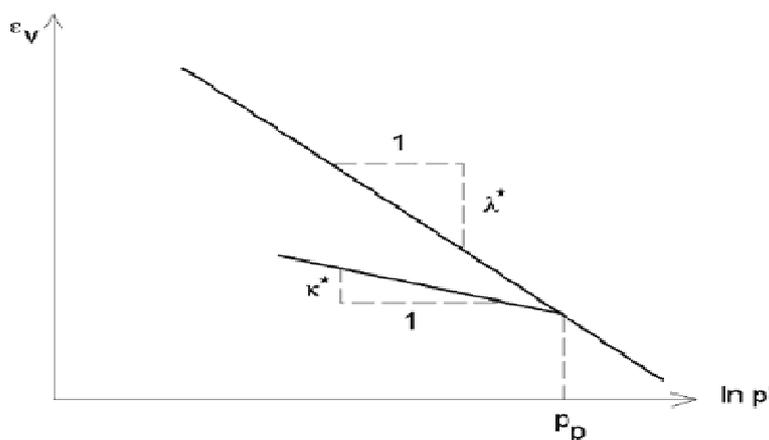
$$\frac{\partial p'_0}{\partial \varepsilon_p} = \frac{v \cdot p'_0}{\lambda - \kappa} \quad \text{Eq. 3.8.}$$

**Tabela 3.1. Parâmetros envolvidos no Modelo *Cam-Clay* modificado no software *Cesar LCPC*.**

$\gamma$	Peso unitário úmido do solo
$E_{oed}$	Modulo oedométrico
$c$	Coesão
$\phi$	Ângulo de atrito
$\psi$	Ângulo de dilatância
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\lambda$	Inclinação linha de adensamento normal
$\kappa$	Inclinação em curva carga-descarga
$M$	Inclinação na curva crítica de ruptura
$e_0$	Índice de Vazios inicial
$P_{c0}$	Pressão crítica inicial

### 3.5 – Modelo *Soft Soil*

No modelo *Soft-Soil*, é assumido uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica  $\varepsilon_v$  e esforço médio efetivo  $p'$  (Figura 3.2), formulado como pode observar-se na Equação 3.9.



**Figura 3.2. Relação logarítmica entre tensão volumétrica e esforços médios (Tutorial *Plaxis*).**

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right), \text{ (Compressão no trecho virgem)} \quad \text{Eq. 3.9.}$$

As considerações do modelo *Soft-Soil* são as seguintes:

- Os esforços dependem da rigidez.
- Diferença entre carregamento primário e descarga e recarga.
- História dos estados de tensões do pré-adensamento.
- Ruptura segundo critério *Mohr-Coulumb*.

Para conservar validade na expressão, o valor mínimo de  $p'$  é considerado como um esforço unitário. O parâmetro  $\lambda^*$  é o índice de compressão obtido da compressibilidade do material no carregamento primário. Na linha de descarregamento e recarregamento pode obter-se a equação 3.10:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^0 = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p_0}\right), \text{ (Descarga e recarga)} \quad \text{Eq. 3.10.}$$

O parâmetro  $\kappa^*$  é o índice de expansão modificado obtido da compressibilidade do material no ensaio de compressibilidade (Equação 3.11), enquanto que  $\lambda^*$  é o índice da compressão modificado, também obtido no ensaio de compressibilidade (Equação 3.12). A relação  $\lambda^* / \kappa^*$  é igual com a relação de Burland  $\lambda / \kappa$ .

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e_0} \quad \text{Eq. 3.11.}$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e_0} \quad \text{Eq. 3.12.}$$

A resposta do solo durante a fase descarga/recarga é considerada elástica como é indicado com o uso do índice “e” na Equação 3.10. O comportamento elástico é descrito pela Lei de Hooke e a equação 3.10 indica esforços lineares dependentes do módulo de Young e

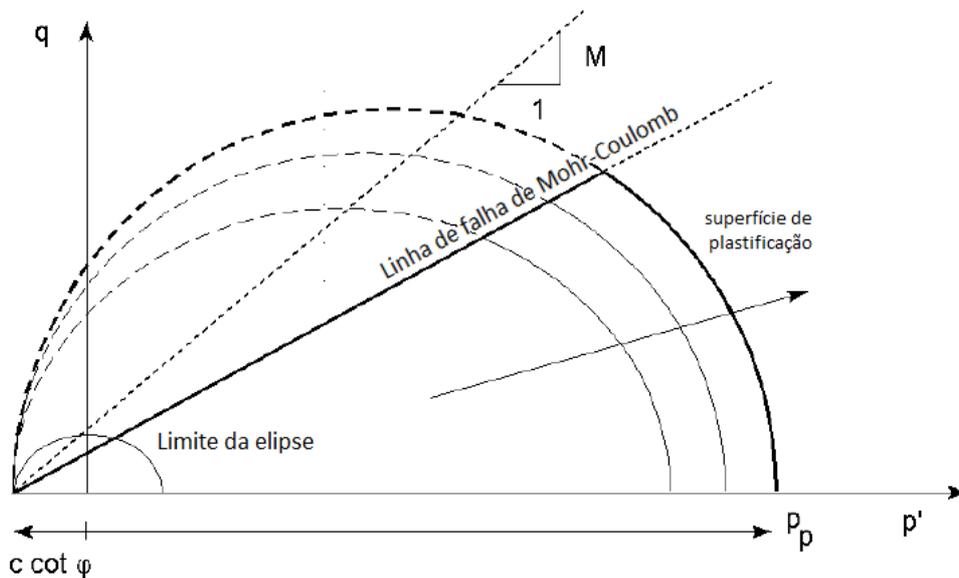
da compressibilidade (o sub-índice *ur* é usado para denotar descarga/recarga no modelo) de modo representado na Equação 3.13.

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \tag{Eq. 3.13.}$$

Em condições de cargas triaxiais com  $\sigma_2 = \sigma_3$  a função de escoamento é definida como é mostrado na Equação 3.14 onde  $\bar{f}$  é função do estado de esforços ( $p', q$ ) e  $p_p$  é o esforço de pré-adsensamento. A função  $f$  descreve uma elipse no plano ( $p', q$ ), como é mostrado na Figura 3.3. O parâmetro  $M$  na Equação 3.15 determina altura da elipse, que é responsável da relação de esforço horizontal e vertical na compressão primária. Neste modelo, a ruptura não necessariamente está relacionada com o estado crítico do solo.

$$f = \bar{f} - p_p \tag{Eq. 3.14.}$$

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cdot \cot \varphi)} + p' \tag{Eq. 3.15.}$$



**Figura 3.3. Superfície de escoamento no modelo *soft soil* no plano  $p', q$  (Tutorial *Plaxis*).**

O valor de  $p_p$  é determinado pela deformação plástica volumétrica seguida do endurecimento na Equação 3.16, a qual mostra que os esforços de pré-adsensamento aumentam exponencialmente quando decresce a deformação volumétrica plástica

(compactação). O  $p_p^0$  pode considerar-se como esforço inicial no pré-adensamento e, segundo a equação 3.16, a deformação inicial plástica é assumida como zero.

$$p_p = p_p^0 \cdot \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad \text{Eq. 3.16.}$$

Na modelagem do estado de ruptura é utilizada uma função tipo *Mohr-Coulomb* perfeitamente plástico, representando uma linha reta no plano  $(p', q)$ .

Neste caso, a inclinação da linha de ruptura é menor que a inclinação da linha *M*, como pode observar-se na Figura 3.3. Os parâmetros envolvidos no modelo são apresentados na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2. Parâmetros envolvidos no Modelo *SSM* no software *Plaxis*.**

$\gamma$	Peso unitário úmido do solo
$c$	Coesão
$\lambda^*$	Índice de compressão modificado
$\kappa^*$	Índice de expansão modificado
$\phi$	Ângulo de atrito
$\psi$	Ângulo de dilatância

### 3.6 – Modelo *Hardening Soil*

O modelo que admite o endurecimento do solo, *Hardening-Soil*, considera a teoria da plasticidade em lugar da teoria da elasticidade, inclui a dilatância do solo e introduz um limite na superfície de escoamento. Algumas características básicas do modelo são:

- Esforços dependem da rigidez.
- Deformação plástica ocorre pelo carregamento desviatório primário.
- Deformação plástica segundo compressão primária.
- Descarga e recarga elástica.
- Ruptura segundo critério de *Mohr-Coulomb*.

Em condições de esforços e deformações oedométricas, o modelo considera a relação mostrada na Equação 3.17.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} (\sigma/p^{ref})^m \quad \text{Eq. 3.17.}$$

O parâmetro  $m$  representa a dependência da rigidez a um estado geral de esforços, que normalmente para argilas tem uma dependência linear (Leal *et al.*, 2009). No caso especial de solos moles é realístico tomar neste modelo (*HSM*) um valor de  $m = 1$  (Tutorial *Plaxis*). Em cada situação, existe uma relação entre o índice de compressão do modelo *Soft-Soil* e o módulo oedométrico, onde  $p^{ref}$  é uma pressão de referência e o módulo oedométrico é tomado com base neste. Na fase de carregamento primário, a rigidez é relacionada com o índice de compressão modificado  $\lambda^*$  e, de maneira similar, na fase de descarga e recarga, o módulo é relacionado com o índice de expansão  $\kappa^*$  (Equação 3.18 e Equação 3.19).

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p^{ref}}{\lambda^*} \quad \text{Eq. 3.18.}$$

$$E_{ur}^{ref} = \frac{3p^{ref}(1-2v_{ur})}{\kappa^*} \quad \text{Eq. 3.19.}$$

A idéia básica na formulação do modelo de endurecimento *Hardening Soil* é a relação hiperbólica entre a deformação axial  $\varepsilon_a$  e a tensão desviatória  $q$ , mostrada na Figura 3.4. Em ensaios triaxiais drenados, a relação pode ser descrita mediante a Equação 3.20:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-q/q_a}, \quad \text{para } q < q_f \quad \text{Eq. 3.20.}$$

Nesta expressão,  $q_a$  é o valor assintótico de resistência e  $E_{50}$  é o módulo de Young correspondente ao solo atingir o 50% da tensão desviatória de ruptura e  $E_{50}^{ref}$  é o módulo de rigidez do solo para uma pressão de confinamento  $P_{ref}$ , como é mostrado na Equação 3.21.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_3 \cdot \text{sen}\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \text{sen}\phi} \right)^m \quad \text{Eq. 3.21.}$$

A rigidez real depende da tensão  $\sigma_3$  (pressão de confinamento no ensaio triaxial), que é negativo no caso da compressão. Para a descarga e recarga, é considerada a seguinte Equação 3.22, onde geralmente para casos práticos  $E_{ur}^{ref}$  é tomado como três vezes  $E_{50}^{ref}$  (Tutorial Plaxis).

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cdot \cos\phi - \sigma'_3 \cdot \sin\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{ref} \cdot \sin\phi} \right)^m \quad \text{Eq. 3.22.}$$

A expressão que determina a tensão desviatória de ruptura  $q_f$  vem do critério de ruptura de *Mohr-Coulomb*, implicando parâmetros de resistência como a coesão e o ângulo de atrito ( $c'$  e  $\phi'$  respectivamente) e  $q_a$  é uma fração do  $q_f$ , como pode observar-se na Equação 3.23 e Equação 3.24.

$$q_f = (c' \cdot \cot\phi' - \sigma'_3) \cdot \frac{2\sin\phi'}{1-\sin\phi'} \quad \text{Eq. 3.23.}$$

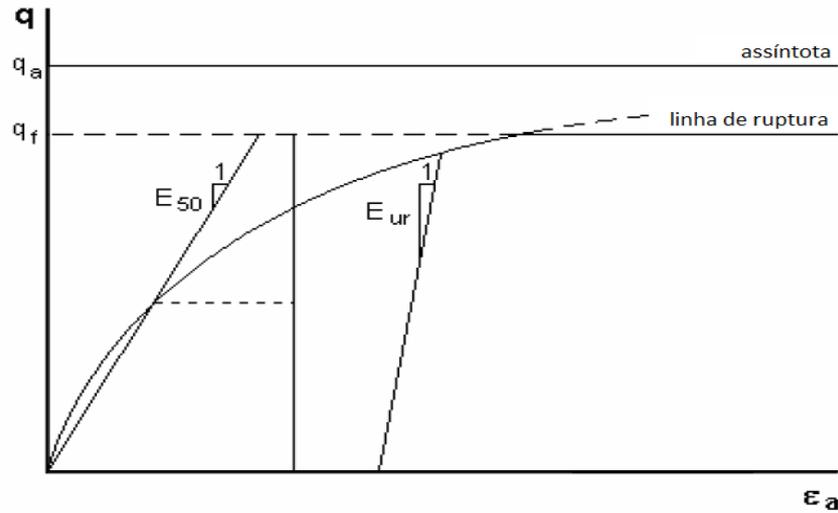
$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{Eq. 3.24.}$$

Quando  $q = q_f$ , o critério de ruptura é cumprido e ocorre plasticidade perfeita segundo o critério de *Mohr-Coulomb*.

Por conveniência, é tomado  $\sigma_2 = \sigma_3$  e  $\sigma_1$  como a tensão principal na compressão, assumindo também que  $q < q_f$ . Deve ter-se em conta que o esforço de compressão e a deformação são considerados positivos. A curva de esforços de deformação é praticamente hiperbólica como mostra a Figura 3.4. Quando são consideradas deformações plásticas obtém-se a Equação 3.25 para a superfície de escoamento:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad \text{Eq. 3.25.}$$

Onde  $\bar{f}$  está em função dos esforços (Equação 3.26) e  $\gamma^p$  está em função das deformações plásticas (Equação 3.27). O índice “p” é usado para denotar deformação plástica.



**Figura 3.4.**Relação hiperbólica da tensão – deformação para ensaios triaxiais consolidados e drenados (Tutorial *Plaxis*).

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \tag{Eq. 3.26.}$$

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \rightarrow \gamma^p \approx -2\varepsilon_1^p \tag{Eq. 3.27.}$$

Em solos duros, as mudanças de volume  $\varepsilon_v^p$  têm tendência a valores pequenos, o que leva até aproximação dada na equação 3.27. Para verificar esta afirmação, é necessário considerar uma carga primária que implique uma condição de  $f = 0$ , que, para o carregamento primário  $\gamma^p = f$ , leva obtenção da Equação 3.28:

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \tag{Eq. 3.28.}$$

Além das deformações plásticas, o modelo apresenta deformações elásticas. As deformações plásticas são desenvolvidas somente no carregamento primário, mas as deformações elásticas ocorrem durante o carregamento secundário, a descarga recarga. Para ensaios triaxiais com  $\sigma'_2 = \sigma'_3 = \text{constante}$ , o módulo de Young  $E_{ur}$  permanece constante e as deformações elásticas estão dadas pela Equação 3.29:

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}; \quad -\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \tag{Eq. 3.29.}$$

Onde  $\nu_{ur}$  é o coeficiente de Poisson na fase descarga e recarga, tendo-se uma restrição sobre as deformações apresentadas durante a carga desviatória, e que as deformações desenvolvidas durante a primeira parte do ensaio não são consideradas. Na primeira fase de compressão isotrópica (com adensamento), o modelo *Hardening-soil* permite estimar as mudanças volumétricas completamente elásticas segundo a lei de *Hooke*, mas estas deformações não são incluídas na equação 3.30. Os parâmetros envolvidos no modelo são apresentados na Tabela 3.3.

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Eq. 3.30.}$$

De fato as deformações plásticas nunca serão precisamente iguais a zero, mas, para solos duros, as mudanças plásticas volumétricas são mínimas comparadas com as deformações axiais, de modo que a equação anterior possa ser considerada precisa e, portanto, o modelo apresenta uma curva tensão-deformação de características hiperbólicas em condições triaxiais.

**Tabela 3.3. Parâmetros envolvidos no Modelo *HSM* com *Mohr Coulomb* nas análises 2D e 3D.**

$\gamma$	Peso unitário úmido do solo
$c$	Coesão
$\phi$	Ângulo de atrito
$\psi$	Ângulo de dilatância
$E_{50}^{ref}$	Módulo secante em ensaios triaxiais
$E_{oed}^{ref}$	Módulo tangente no carregamento primário oedométrico
$E_{ur}^{ref}$	Rigidez em descarregamento e recarregamento
$m$	Dependência da rigidez como o estado de esforços
$\nu$	Coeficiente de Poisson

## 4 – ESTUDO DE CASO

Na construção da rodovia Presidente Dutra entre os estados de São Paulo e Rio de Janeiro, foi projetada a melhoria de solos moles utilizando a técnica *GEC's*, para construir um trecho dessa rodovia. A área está localizada na cidade de São José dos Campos, no estado do São Paulo, aproximadamente a 100 km da cidade de São Paulo e a 300 km da cidade de Rio de Janeiro, duas cidades de grande importância para a economia brasileira. Tendo em vista tal importância, aliada ao fato de que o transporte rodoviário é a modalidade de transporte mais utilizada no Brasil e à necessidade desse tipo de sistema viário ser adequado para as demandas regionais justifica-se uma ampliação.

### 4.1 – Características do projeto

A implantação da 2ª etapa da via de interligação entre as rodovias Presidente Dutra e Carvalho Pinto (Av. Mário Covas) em São José dos Campos (SP) promoveu o uso de várias soluções geotécnicas envolvendo geossintéticos para reforço de solos. Por exemplo, foram utilizadas geogrelhas e drenos verticais como solução básica para a implantação dos aterros viários em áreas de solo mole. Além disso, foi também usada como solução, envolvendo geossintéticos de alta qualidade, a técnica tipo *GEC's*, que permitiu a execução da obra em um prazo curto e com um custo adequado (Huesker, 2000).

Os critérios para o desenvolvimento do projeto, considerando o tempo disponível restrito para o tratamento, estabilização dos solos moles e características geométricas, foram as seguintes:

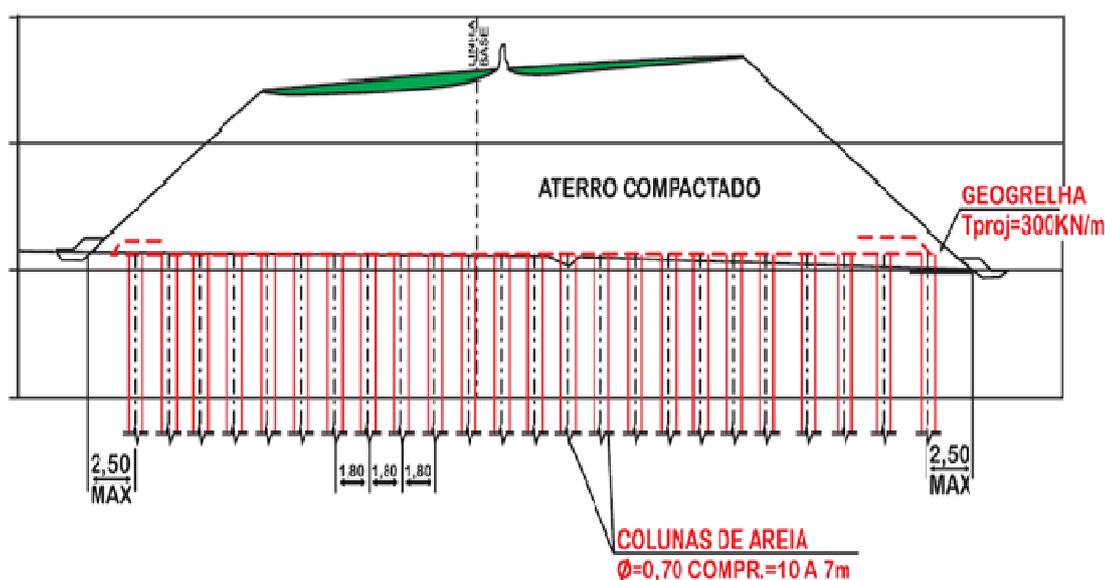
- Máximo valor de recalques para 30 anos de aproximadamente 40 cm;
- Carga de tráfego de 10 kPa;
- Fator de segurança para as pistas de aterro (ao final da construção) maior que 1,25.

O sub-trecho reforçado com colunas, de 140 m de extensão, era o último localizado em área de solo mole, mas encontrava-se com a situação mais crítica do projeto. As alturas de aterro atingiam oito metros e o solo mole apresentava-se ao longo de uma espessura de oito a

dez metros, compondo-se de argila orgânica superficial. A Figura 4.1 ilustra a geometria desse aterro reforçado.

Para a estabilização do aterro neste trecho, garantindo não só sua condição de estabilidade, mas também o controle de recalques e evitando adensamento em períodos longos, optou-se pela adoção de um sistema de melhoramento de solo através do uso de colunas granulares encamisadas com geossintéticos (*GEC's*) (Huesker, 2000).

Na obra, foi utilizado um geossintético especial de 0,70 m de diâmetro para revestir as colunas granulares, variando o espaçamento entre 1,80 m a 2,20 m em função das diferentes alturas do aterro. Além disso, para assegurar o equilíbrio horizontal na base do aterro, uma geogrelha também foi incluída na solução.



**Figura 4.1. Esquema do aterro sobre solo mole reforçado com a técnica *GEC's* (Huesker, 2000).**

As obras em São José dos Campos, com aproximadamente 6,0 km de extensão, foram realizadas ao longo de aproximadamente um ano. Nos seus 900 m iniciais, importantes desafios foram vencidos com o uso de soluções em reforço de solos com geossintéticos de alto desempenho (Huesker, 2000).

## 4.2 – Caracterização geológica e geotécnica

Na região de São José dos Campos ocorre uma grande diversidade de rochas. Estão presentes litologias do embasamento cristalino, atribuídas ao Grupo Paraíba e ao Grupo Açungui (às zonas da Serra da Mantiqueira e ao Planalto de Paraitinga), na porção norte e no extremo sul do município. Sedimentos terciários do Grupo Taubaté ocorrem ao centro-sul (zona do Médio Vale) do Paraíba. Sedimentos aluvionares recentes são significativos ao longo das calhas dos rios Paraíba do Sul e Buquira e mais restritos junto às drenagens dos rios Jaguari, Comprido, Vidoca, Putins, Alambari, Pararangaba e da Divisa (Prefeitura SJdC, 2012).

Especificamente no trecho onde as colunas de areia foram utilizadas, foram caracterizados sedimentos quaternários de origem fluvial, composto por duas camadas de argila e uma camada intermediária de areia. A camada de areia, apesar da sua distribuição de tamanho de grão, foi identificada sendo muito argilosa com baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade (de Mello *et. al.* 2008). Na Figura 4.2, observa-se a zona de localização da obra e o material argiloso superficial.



**Figura 4.2. Vista da zona de construção da via, São José dos Campos (Huesker, 2000).**

Os valores de contagem no ensaio de penetração padrão (SPT) desta camada são relativamente baixos. Três diferentes camadas de solo foram identificadas superficialmente nos sedimentos quaternários:

- Argila orgânica de cor cinza escura a preta (C) com os valores do  $N_{SPT} \leq 2$ ;
- Argila siltosa e arenosa de cor cinza (B) com valores de  $N_{SPT} \leq 2$ ;
- Argila silto arenosa (A) com valores de  $N_{SPT} \leq 2$ .

A Tabela 4.1 mostra os valores dos resultados de ensaios de laboratório, dos solos encontrados na referida obra (de Mello *et al.* 2008).

**Tabela 4.1. Resultado dos ensaios de laboratório dos solos existentes na obra da via em São Jose dos Campos, modificada (de Mello *et al.*, 2008).**

Solo	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	W (%)	LL (%)	LP (%)	$I_p$ (%)	Granulometria (% que passa)		
						Areias	Siltos	Argilas
Argila Silto- Arenosa (A)	15,2	92	62	34	28	2	50	48
Argila siltosa e Arenosa (B)	15,4	98	50	30	20	8	40	52
Argila Orgânica (C)	13,2	108	120	57	63	30	47	23

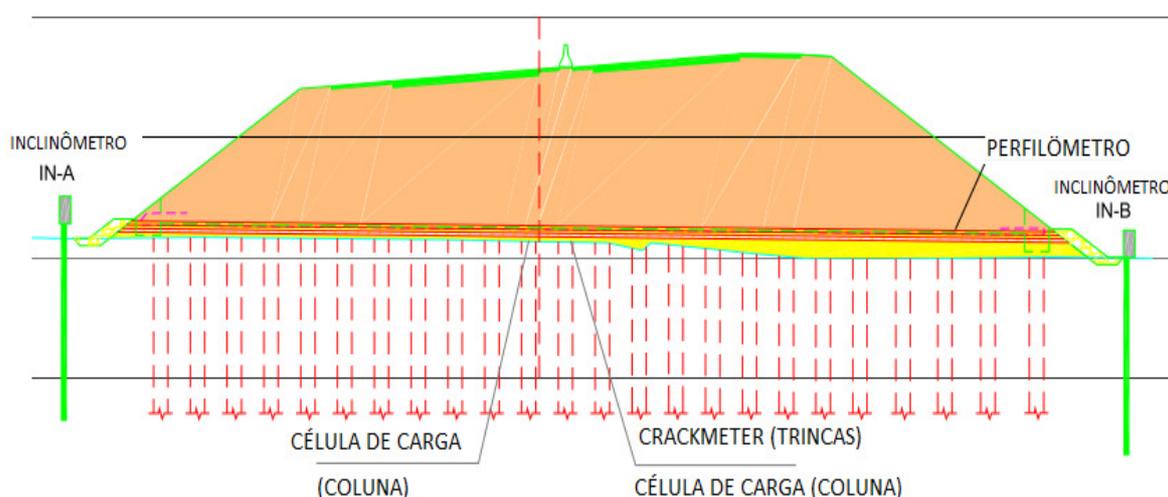
$\gamma_{sat}$ : Peso unitário saturado do solo, W: Umidade, LL: Limite de liquidez, LP: Limite plástico,  $I_p$ : Índice de plasticidade.

### 4.3 – Resultados da instrumentação

Na construção da obra, o aterro e as colunas melhoradas foram monitoradas durante e após a construção, utilizando diferentes tipos de instrumentos. O monitoramento do aterro incluía inclinômetros em ambos os lados do aterro para avaliar os deslocamentos horizontais durante sua construção, células de pressão, extensômetros para monitorar o comportamento da coluna, um perfilômetro (inclinômetro horizontal) para medir os recalques ao longo de uma seção transversal específica, além do uso de medidores de recalques convencionais (de Mello *et al.* 2008). A Figura 4.3, apresenta uma seção transversal típica monitorada do aterro construído sobre solo mole estaqueado com *GEC's*.

Na Figura 4.4, apresentam-se os recalques medidos durante a execução da obra. Os resultados mostraram que os valores obtidos foram significativamente menores do previsto inicialmente. Uma interpretação possível é que as camadas de areia, consideradas com comportamento argiloso, provavelmente tem um comportamento no adensamento similar com estas, mas com maior valor da rigidez (de Mello *et al.*, 2008).

Na Figura 4.5, são mostrados os resultados das leituras dos inclinômetros e na Figura 4.6 apresentam-se os resultados do monitoramento do carregamento atuante nas colunas localizadas perto do eixo central do aterro. Na obra, outras seções também foram monitoradas.



**Figura 4.3. Esquema representativo do aterro e localização da instrumentação em seção 1135+0,0, São Jose dos Campos (de Mello *et al.* 2008).**

Os deslocamentos horizontais medidos pelos extensômetros foram relativamente baixos. No entanto, é possível que as colunas onde foram instalados os extensômetros não estivessem totalmente carregadas. Da mesma maneira, as forças medidas em células de pressão apresentam valores menores do que os teóricos, possivelmente devido a falhas durante a instalação do equipamento e pela recompactação da areia, que pode alterar um pouco a rigidez média das colunas. O tempo de estabilização após o início das leituras foi de seis meses (de Mello *et al.*, 2008).

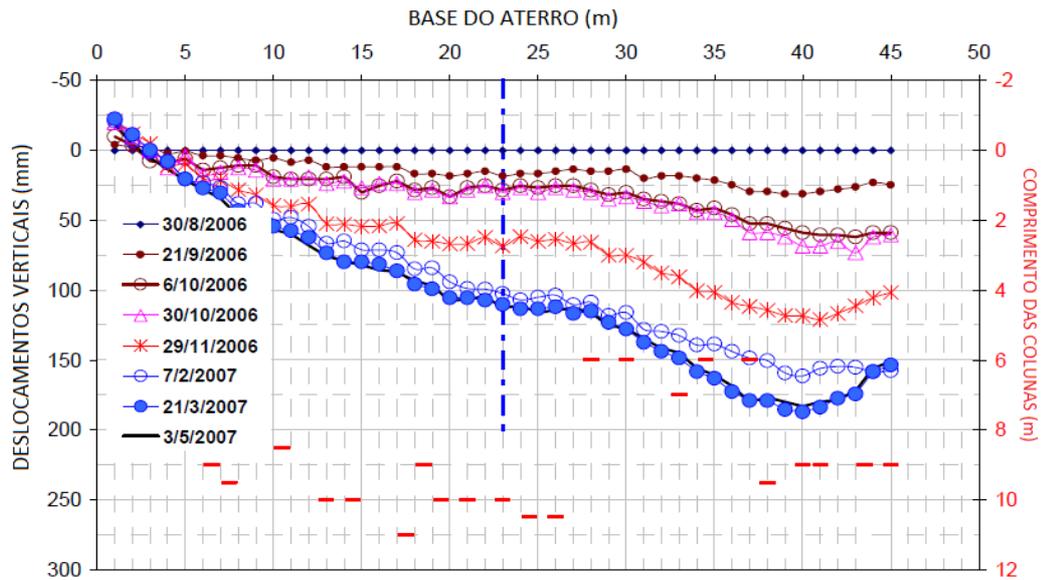


Figura 4.4. Recalques medidos em seção transversal. São Jose dos Campos (Sandroni *et al.* 2010).

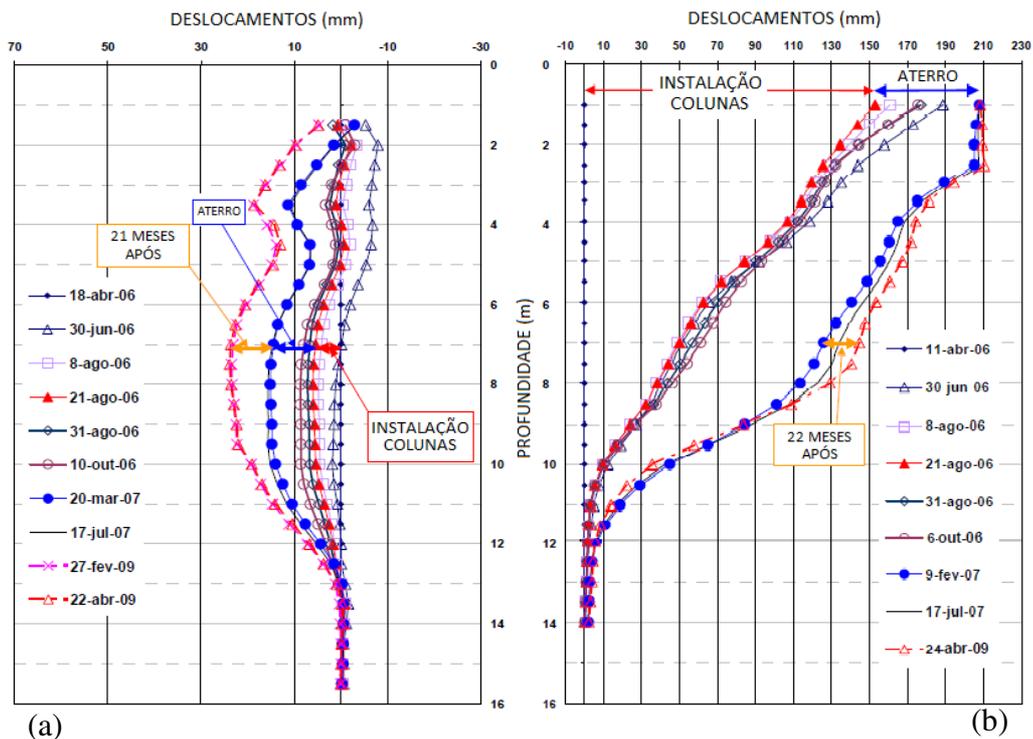


Figura 4.5. (a) Medições no Inclínômetro IN-A. (b) Medições no Inclínômetro IN-B. (Sandroni *et al.*, 2010).

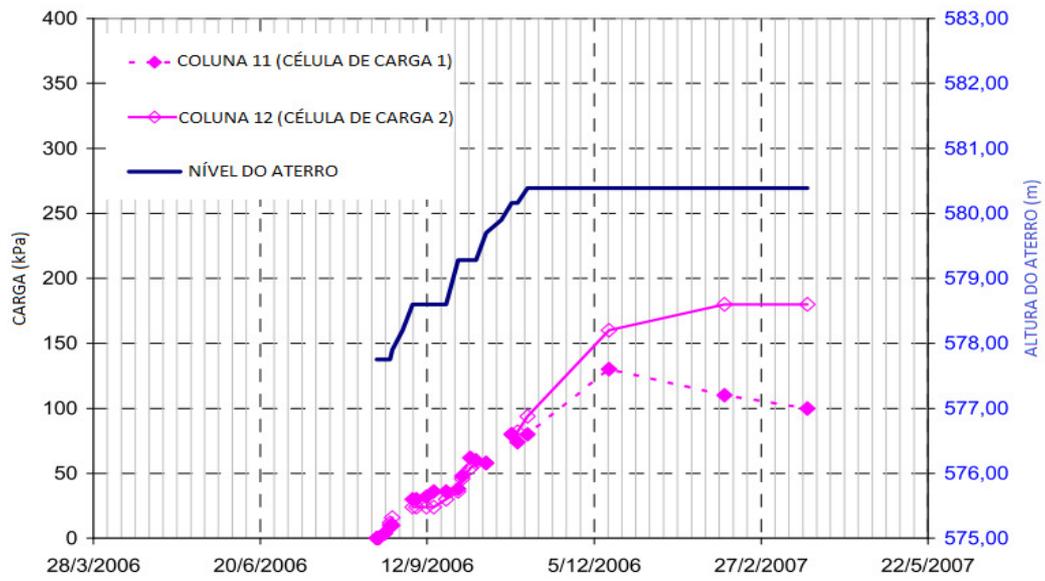


Figura 4.6. Medições na célula de pressão (de Mello *et al.*, 2008).

## 5 –DESEMPENHO DA TÉCNICA *GEC's*: AVALIAÇÃO NUMÉRICA BIDIMENSIONAL (2D)

Na avaliação do desempenho das *GEC's* é necessário levar em conta que o sistema formado pelo solo mole e as colunas está sujeito a um carregamento gerado pela presença do aterro, que causa tensões atuando no solo e nas colunas. A análise numérica foi desenvolvida a partir do programa de computador *Plaxis 7.2*, baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) e que permite uma visualização das tensões, dos recalques e dos deslocamentos atuantes na interação do sistema solo mole, colunas granulares encamisadas e aterro.

### 5.1 – Generalidades da simulação

O problema a ser avaliado considera um aterro com alturas de até 8,5 m, construído sobre três camadas de solo mole que constituem uma espessura total de 9,0 m, situadas acima de um solo de maior dureza. A geometria foi baseada no trabalho de Mello *et al.* (2008) que constitui um caso real de obra. Os taludes do aterro foram considerados como na obra, com uma inclinação de 1,5H:1V. Como citado anteriormente, na construção do aterro o solo mole de fundação foi melhorado utilizando a técnica de colunas granulares encamisadas com geossintéticos (*GEC's*), que por sua vez nas simulações foram consideradas com comprimento de 10 m, devido ao fato de que esta é a profundidade média na obra. No devido dimensionamento da obra, foram feitos alguns ensaios de laboratório dos solos na região da rodovia, a fim de obter características físicas dos materiais (Ver Tabela 4.1), além de ensaios de compressibilidade nas amostras dos solos moles A, B e C, cujos resultados são apresentados na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1. Parâmetros geomecânicos dos materiais considerados em de Mello *et al.* (2008).**

Solo	$S_u$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$
Argila Silto-Arenosa (A)	6 (z=2m) e 6+Z para (z>2)	0	15 (saturado)	0,4
Argila siltosa e Arenosa (B)				
Argila Orgânica (C)				
Areia (Colunas)	0	30	19 (úmido)	–

$S_u$ : Resistência não drenada do solo,  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo,  $\gamma$ : Peso unitário do solo,  $\nu$ : Coeficiente de Poisson.

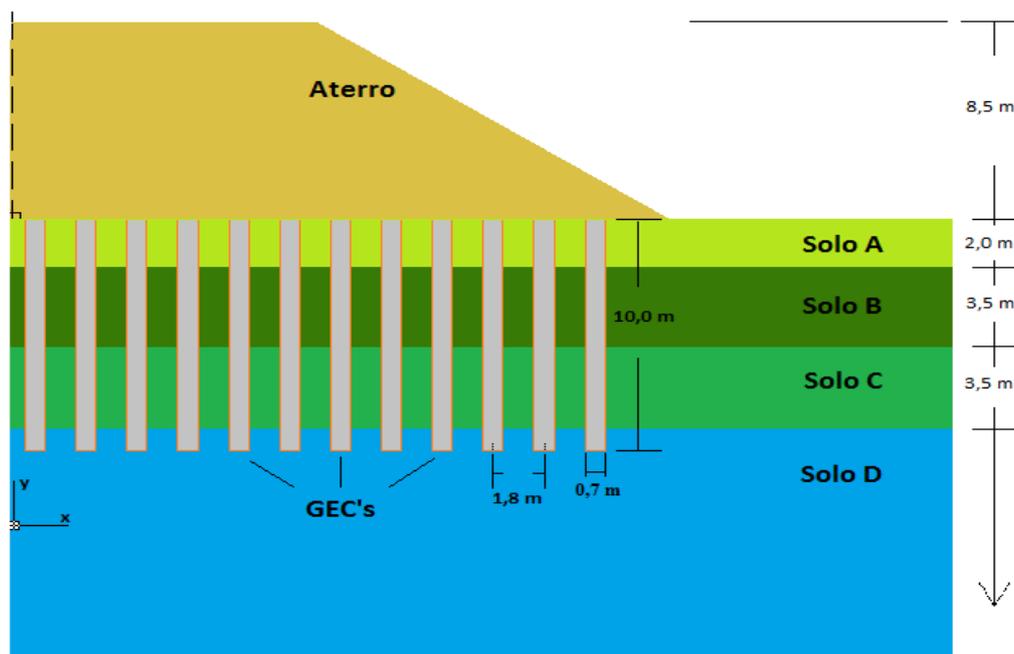
## 5.2 – Análise inicial

A partir dos dados iniciais do projeto na cidade de São José dos Campos e relatados por de Mello *et. al.* (2008), foram feitas algumas análises que permitiram uma maior concordância entre os modelos, estimando similarmente os recalques iniciais esperados na construção do aterro.

Os autores apresentam em seu artigo os valores dos recalques esperados no desenvolvimento da obra, onde podem observar-se valores de recalques entre 0,6 m e 0,75 m para aterros entre 4,5 m e 5,5 m de altura, recalques entre 0,65 m e 0,75 m para aterros entre 6,0 m e 7,0 m de altura e recalques de 0,70 m e 0,75 m para os aterros entre 7,5 m e 8,5 m de altura. Este último é considerado o caso mais crítico e assim foi de interesse de estudo deste trabalho.

Para aproximar os dados das simulações numéricas com os resultados apresentados pela instrumentação na obra, foi inicialmente realizada uma análise bidimensional por meio do *software Plaxis*, adotando como características do aterro alturas de 7,0 m, 8,0 m e 8,5 m, partindo dos parâmetros iniciais apresentados no artigo de Mello *et. al.* (2008). Nesta simulação assumiu-se que as colunas granulares tinham os parâmetros apresentados na Tabela 5.1, e considerando um valor  $E_{oed}$  de 32.000 kPa apresentado em Araujo (2009) para colunas de areia convencionais. Foi adotado este valor com o objetivo de simular a obra em relação às estimativas iniciais realizadas no artigo de Mello (2008), onde no planejamento foram consideradas características de colunas convencionais, sem considerar um melhoramento do material do preenchimento, gerado pela presença do encamisamento.

Nesta análise foi considerado o apoio do aterro direto sobre as colunas granulares sem uso de geogrelha em sua base, com objetivo de ter maior similitude com as análises feitas no planejamento da obra pela metodologia analítica de Raithel (1999), apresentado por de Mello *et. al.* (2008). O esquema do problema simulado no *software Plaxis 7.2*, é mostrado na Figura 5.1.



**Figura 5.1.** Aterro simulado similar às considerações do modelo analítico de Raithel & Kempfert (1999) considerado no projeto inicial no artigo de Mello *et al.* (2008).

Os resultados obtidos para os deslocamentos verticais máximos foram próximos aos estimados analiticamente para o projeto inicial no artigo de Mello *et al.* (2008) como pode ser observado na Tabela 5.2 onde, a concordância foi calculada percentualmente considerando como referência o valor estimado inicialmente no artigo. A comparação apenas dos recalques esperados no projeto da obra implica que na simulação sejam somente avaliados os recalques e os deslocamentos horizontais nas colunas.

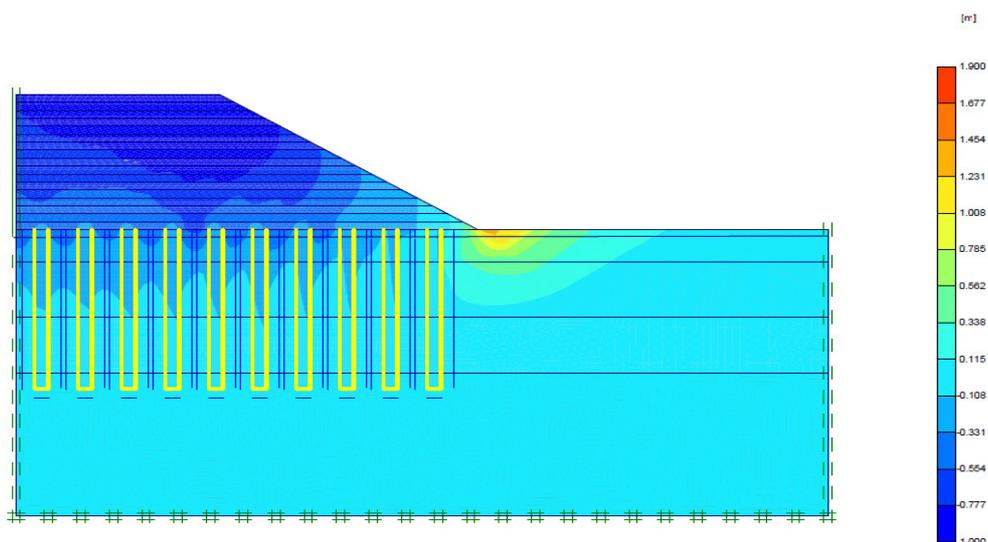
Na Figura 5.2 é representada a forma de distribuição de recalques no sistema, obtidos na simulação no *software Plaxis 7.2*. Nota-se que os valores máximos apresentam-se nas laterais do aterro, pela transferência direta ao solo mole, situação que pode ser corrigida no caso real colocando uma camada granular de maior largura que a base do aterro. Complementarmente, pode-se fazer uso de materiais geossintéticos (geogrelha como material de reforço na base do aterro).

A diferença entre as duas estimativas de recalques está relacionada ao fato de a estimativa de cálculo proposta na metodologia analítica de Raithel (1999) ser mais simples ao considerar as colunas e as pressões do aterro carregando diretamente nelas. A concordância,

foi calculada percentualmente tendo como referencia o valor obtido para diferentes alturas do aterro nas análises de planejamento da obra apresentado em de Mello *et al.* (2008). Na Tabela 5.2 pode observar-se que, para uma altura do aterro de 8,5 m, o valor simulado no Plaxis (68 kPa) foi equivalente ao 90,7% do valor apresentado inicialmente no artigo (75 kPa)..

**Tabela 5.2. Comparação de recalques obtidos para a fase inicial do projeto, considerando o aterro estaqueado em ser construído.**

Altura (m)	Recalque estimado (cm)		Concordância (%)
	Projeto Inicial	Simulação Plaxis	
7,5	70	62	88,6
8,0	72	66	91,7
8,5	75	68	90,7



**Figura 5.2. Representação gráfica da simulação do sistema Aterro-GEC's em sua fase de planejamento (considerações iniciais ao término da construção), deslocamentos verticais.**

### 5.3 – Influência da variabilidade paramétrica no desempenho da técnica GEC's

Com objetivo de avaliar a influência dos diferentes parâmetros no desempenho da técnica, foi considerado um aterro de 7,0 m de altura construído em solos em condições semelhantes das existentes na obra realizada em São José dos Campos. Os parâmetros avaliados são o ângulo do atrito, ângulo de dilatância, módulo oedométrico da areia das

colunas encamisadas e rigidez do geossintético do encamisamento. Na análise, foram estimadas as mudanças dos deslocamentos máximos nas colunas quando são variados individualmente alguns parâmetros envolvidos nas simulações numéricas.

Os parâmetros iniciais considerados são os mostrados na Tabela 5.3 e o resumo dos valores utilizados em cada uma das análises e os resultados obtidos são apresentados nas Tabela 5.4, Tabela 5.5, Tabela 5.6, e Tabela 5.7.

**Tabela 5.3. Variações nos parâmetros considerados para as GEC's.**

$\phi'$ (°)	$\psi$ (°)	$E_{\text{oed}}$ (kPa)	$J$ (kN/m)
30 - 35	5 - 10	32.000 - 37000	2.000 - 4500

$\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo do material,  $\psi$ : Ângulo de dilatação,  $E_{\text{oed}}$ : Módulo oedométrico,  $J$ : Rigidez do geotêxtil.

**Tabela 5.4. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade do ângulo de atrito da areia confinada.**

Análise	Ângulo de atrito $\phi$ (°)	Ângulo de dilatação $\psi$ (°)	Módulo oedométrico $E_{\text{oed}}$ (kPa)	Rigidez do geotêxtil $J$ (kN/m)	Recalque Máximo (cm)	Deslocamento horizontal máximo (cm)
1	30	5	32.000	2.000	26,8	65,9
2	31	5	32.000	2.000	26,7	65,2
3	32	5	32.000	2.000	26,6	64,8
4	33	5	32.000	2.000	26,5	64,5
5	34	5	32.000	2.000	26,4	64,3
6	35	5	32.000	2.000	26,1	64

**Tabela 5.5. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade do ângulo de dilatação da areia confinada.**

Análise	Ângulo de atrito $\phi$ (°)	Ângulo de dilatação $\psi$ (°)	Módulo oedométrico $E_{\text{oed}}$ (kPa)	Rigidez do geotêxtil $J$ (kN/m)	Recalque Máximo (cm)	Deslocamento horizontal máximo (cm)
1	30	5	32.000	2.000	26,8	65,9
2	30	6	32.000	2.000	23,5	55,9
3	30	7	32.000	2.000	21,10	49,8
4	30	8	32.000	2.000	19,00	45,2
5	30	9	32.000	2.000	17,60	41,2
6	30	10	32.000	2.000	16,40	38,5

**Tabela 5.6. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade do módulo oedométrico da areia confinada.**

Análise	Ângulo de atrito $\phi$ (°)	Ângulo de dilatação $\psi$ (°)	Módulo oedométrico $E_{oed}$ (kPa)	Rigidez do geotêxtil $J$ (kN/m)	Recalque Máximo (cm)	Deslocamento horizontal máximo (cm)
1	30	5	32.000	2.000	26,8	65,9
2	30	5	33.000	2.000	25,7	62,4
3	30	5	34.000	2.000	25,20	60,8
4	30	5	35.000	2.000	24,80	59,6
5	30	5	36.000	2.000	24,00	58,7
6	30	5	37.000	2.000	23,40	57,5

**Tabela 5.7. Deslocamentos na coluna na análise de variabilidade da rigidez do geossintético.**

Análise	Ângulo de atrito $\phi$ (°)	Ângulo de dilatação $\psi$ (°)	Módulo oedométrico $E_{oed}$ (kPa)	Rigidez do geotêxtil $J$ (kN/m)	Recalque Máximo (cm)	Deslocamento horizontal máximo (cm)
1	30	5	32.000	2.000	26,8	65,9
2	30	5	32.000	2.500	26,6	65,4
3	30	5	32.000	3.000	26,30	65,2
4	30	5	32.000	3.500	26,20	65,1
5	30	5	32.000	4.000	26,10	65
6	30	5	32.000	4.500	25,90	64,8

Os resultados obtidos são apresentados e comparados graficamente na Figura 5.3 e Figura 5.4, onde podem observar-se as tendências típicas ocorridas quando são variados os parâmetros envolvidos na técnica, assim como sua influência na simulação no desempenho das *GEC's*.

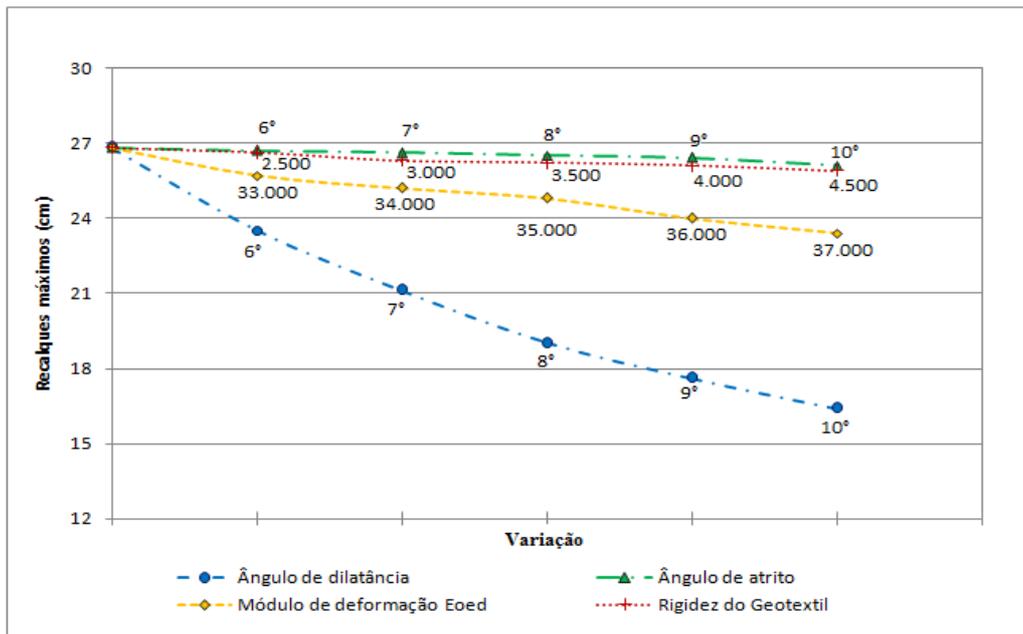


Figura 5.3. Curvas de diminuição dos recalques (coluna mais externa) na variabilidade do ângulo de atrito, ângulo de dilatação, módulo de deformação da areia e rigidez do encamisamento.

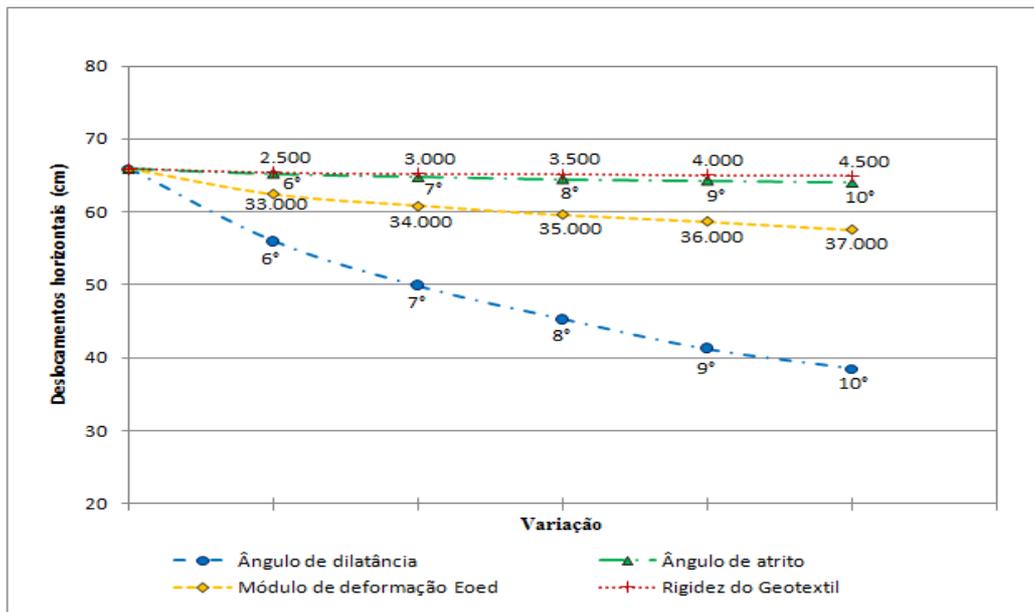


Figura 5.4. Curvas de diminuição dos deslocamentos horizontais (coluna mais externa) na variabilidade do ângulo de atrito, ângulo de dilatação, módulo de deformação da areia e rigidez do encamisamento.

Os resultados apresentados anteriormente mostram uma maior influência da variabilidade do ângulo de dilatância e do módulo de deformação do material granular no desempenho da técnica, e menores aportes no caso do ângulo de atrito e da rigidez do geotêxtil. É importante ressaltar que no *software Plaxis 7.2*, o geotêxtil só funciona como um elemento elástico linear e não apresenta efeito membrana, sendo assim sua verdadeira contribuição no desempenho da técnica fica um pouco limitada. Entretanto, seu uso permite um incremento das propriedades geotécnicas do material granular (areia) usada na técnica das *GEC's*.

Pode ser observado que, os recalques podem diminuir com uso da técnica entre 1,0 cm e 30,0 cm segundo a variabilidade do parâmetro avaliado e que o maior aporte nestas análises, apresentou-se na variação do ângulo de dilatância do material de preenchimento da coluna. Da mesma maneira que em outros modelos de plasticidade, o modelo HSM, usado no *Plaxis* mantém uma relação entre a deformação plástica volumétrica e a deformação plástica de cisalhamento em modo da lei de escoamento, relação que implica um ângulo de dilatância dado pela Equação 5.1 (Tutorial Plaxis).

$$\text{Sen}\psi = \frac{\text{sen}\phi_m - \text{sen}\phi_{cs}}{1 - \text{sen}\phi_m \cdot \text{sen}\phi_{cs}} \quad \text{Eq. 5.1.}$$

Onde:  $\psi$ = Ângulo de dilatância,  $\phi_m$ = Ângulo de atrito mobilizado.  $\phi_{sc}$ = Ângulo de atrito no estado crítico

Os resultados obtidos confirmam o fato que em problemas em que os solos encontram-se confinados, como no caso da areia encamisada, o valor do ângulo de dilatância tem grande influencia nos resultados (Houlsby, 1991). Segundo o tipo de material, o valor do ângulo de dilatância deve ser considerado com precaução.

O modelo HSM, reproduz adequadamente as mudanças na rigidez do material na relação hiperbólica entre a deformação axial e o esforço desviatória, pelo que quando aumenta a rigidez das colunas, apresenta-se uma diminuição dos deslocamentos simulados no *Plaxis*. No caso do ângulo de atrito as simulações mostraram poucos aportes na diminuição de deslocamentos, no entanto, ao considerar que o ângulo de dilatância é próprio de materiais granulares como a areia, a contribuição obtida na avaliação individual deste parâmetro, implica melhores valores no ângulo de atrito do material. Pela capacidade do modelo de

representar o comportamento dos solos normalmente consolidados com endurecimento progressivo até a falha (Nieto *et al.* 2009) deve-se considerar a dependência entre o ângulo de atrito e o ângulo de dilatância na seleção dos parâmetros para simular o problema de maneira mais real.

Na utilização das *GEC's*, existe uma melhoria conjunta das propriedades do material granular devido ao confinamento gerado pelo geossintético, cuja resistência permite que os esforços sejam transferidos diretamente pelo material granular até as camadas mais profundas de maior capacidade de suporte. Além disso, a rigidez do da areia confinada pela presença do geossintético permite ainda que a coluna seja menos deformável e assim seja mais estável quando é submetido às pressões provenientes do aterro.

#### **5.4 Calibração dos parâmetros na modelagem**

Seguindo a geometria do problema mostrada na Figura 5.5, foram feitas análises bidimensionais no *Plaxis* com objetivo de ajustar os parâmetros dos solos de tal maneira que os deslocamentos verticais máximos foram próximos dos deslocamentos verticais medidos na obra de São José dos Campos, apresentados nos artigos de Mello *et al.* (2008) e Sandroni *et al.* (2010).

Normalmente, o coeficiente de Poisson pode ser avaliado por meio de um ensaio triaxial drenado, medindo as diferentes variáveis de deformação unitária. Durante a fase de falha em ensaio triaxiais CU, não se tem mudanças volumétricas do solo, pelo que o coeficiente de Poisson avaliada neste tipo de ensaio corresponde ao parâmetro não drenado  $\nu$ , (geralmente  $\approx 0,5$ ).

Quando no *Plaxis* é usada a ferramenta de comportamento não drenado, ele automaticamente ajusta uma rigidez aparente para o líquido intersticial baseada na relação de Poisson não drenada, que no software é de 0,495 (Nieto *et al.*, 2009). Alguns valores típicos para o coeficiente de Poisson são apresentados na Tabela 5.8.

**Tabela 5.8. Valores típicos do coeficiente de Poisson (modificado de N1848-Petrobras, 2008 e Machado, 2010)**

Tipo de solo	Coeficiente de Poisson $\nu$
Argila Saturada	0,45 - 0,50
Argila parcialmente saturada	0,35 - 0,45
Argila não saturada	0,10 - 0,30
Areia densa ou pedregulho	0,40 - 0,50
Areia medianamente densa ou pedregulho	0,30 - 0,40
Silto	0,30 - 0,40

Após de alguns ajustes baseados na literatura técnica, a Tabela 5.9 resume os parâmetros utilizados na realização das simulações. É importante ressaltar que alguns parâmetros foram variados com relação dos apresentados por de Mello *et al.* (2008), priorizando simular segundo os recalques máximos medidos com a instrumentação de campo.

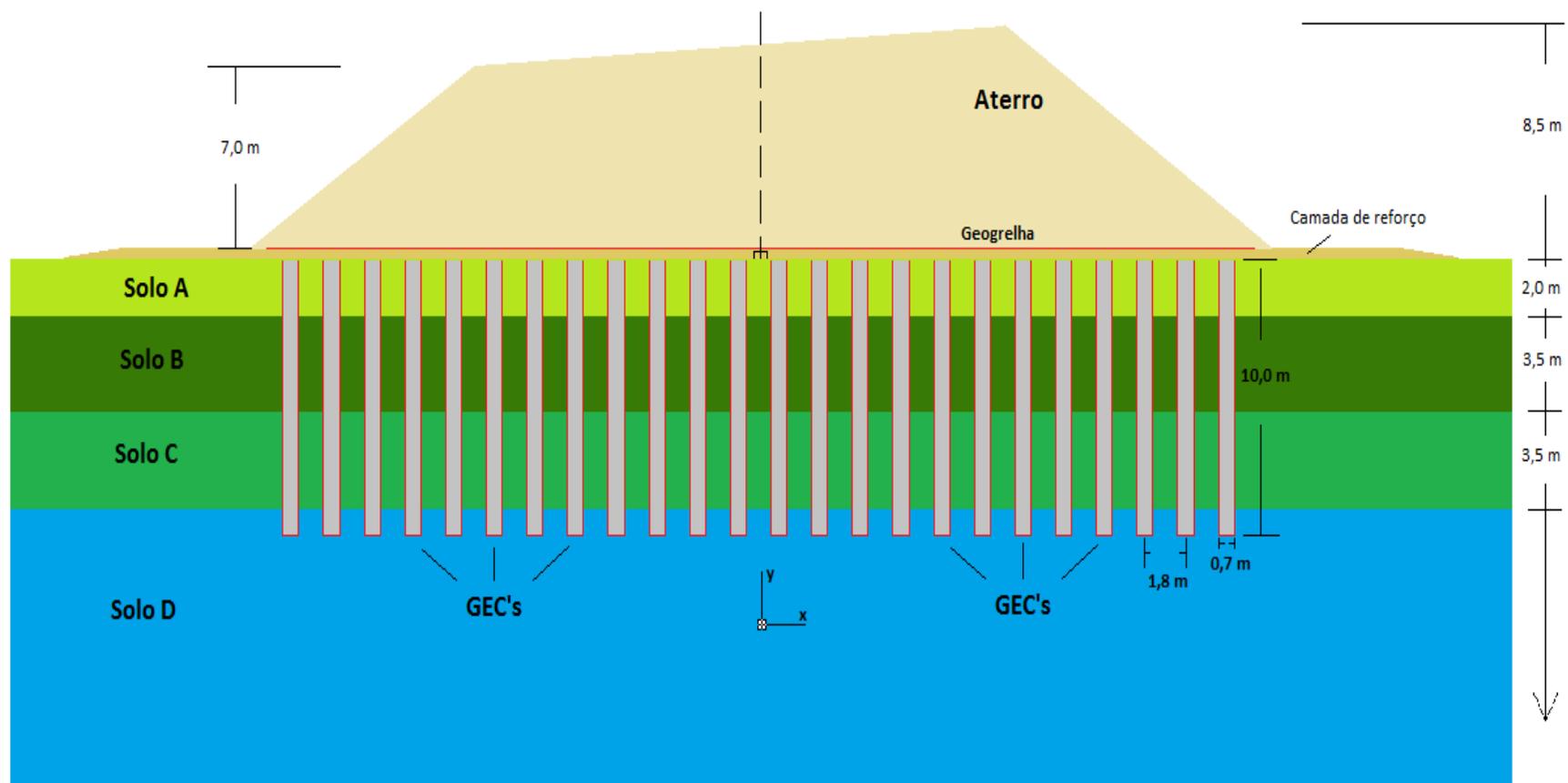


Figura 5.5. Esquema característico do aterro estaqueado, considerado nas simulações numéricas.

**Tabela 5.9. Parâmetros dos solos existentes utilizados nas simulações numéricas de avaliação de desempenho GEC's**

Solo	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$S_u$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	$\kappa$	$\lambda$	$\nu$	$E_{oed}$ (kPa)
Solo A	15	6	0	0	0,033	0,152	0,5	4.500
Solo B	15	10	0	0	0,026	0,122	0,5	8.250
Solo C	15	13	0	0	0,037	0,174	0,5	11.250
Solo D	17	18	30	5	-	-	0,5	32.000

$\gamma_{sat}$ : Peso unitário saturado do solo,  $S_u$ : Resistência não drenada do solo,  $\phi$ : Ângulo de atrito,  $\psi$ : Ângulo de dilatação,  $\kappa$ : Índice de expansão,  $\lambda$ : Índice de compressão,  $\nu$ : Coeficiente de Poisson,  $E_{oed}$ : Módulo oedométrico.

No estudo de campo de Araújo (2009), pode observar-se que as propriedades geomecânicas da coluna de areia confinada pelo encamisamento em geossintético são maiores que os dados do projeto de São José dos Campos. Baseado nestes resultados e em trabalhos como os de Murugesan & Rajagoal (2006) e Yoo & Kim (2009), foram melhoradas as propriedades das colunas de areia encamisadas, enquanto que para as características do aterro, foram considerados parâmetros típicos resumidos na Tabela 5.10. Esses valores foram baseados segundo trabalhos relatados como Yoo & Kim (2009), Borges *et al.*(2009), Lo *et al.* (2010), Tandel *et al.*(2013).

**Tabela 5.10. Parâmetros considerados para o aterro e as GEC's.**

Solo	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\psi$ (°)	$\nu$	$E_{oed}$ (kPa)
Material do aterro	18	10	30	5	0,3	34.000
Areia na coluna encamisada	19	0	40	15	0,3	36.000

$\gamma$ : Peso unitário úmido do solo,  $c'$ : Coesão efetiva do material,  $\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo do material,  $\psi$ : Ângulo de dilatação,  $\nu$ : Coeficiente de Poisson,  $E_{oed}$ : Módulo oedométrico.

Com base nesses parâmetros e na geometria simplificada apresentada na Figura 5.5 foram realizadas as simulações do comportamento do sistema considerando no software as

diferentes fases construtivas, com os tempos de construção para as diferentes alturas do aterro (Tabela 5.11).

**Tabela 5.11. Tempo de fases de construção do aterro estaqueado em GEC's considerado nas simulações.**

Fase construtiva		Tempo (dias)	Tempo acumulado (dias)
Construção das GEC's		132	132
Altura do aterro	0,5 m	2,5	134,5
	1,0 m	2,5	137
	1,5 m	2,5	139,5
	2,0 m	2,5	142
	2,5 m	2,5	144,5
	3,0 m	2,5	147
	3,5 m	2,5	149,5
	4,0 m	2,5	152
	4,5 m	2,5	154,5
	5,0 m	2,5	157
	5,5 m	12	169
	6,0 m	12	181
	6,5 m	49	230
	7,0 m	49	279
	7,5 m	20	299
8,0 m	39	338	
8,5 m	5	343	

Segundo o catálogo de propriedades do geossintético Ringtrac®, produzido pela empresa Huesker, a rigidez mínima desenvolvida para estes é de 2.000 kN/m. Após as análises iniciais, foi então simulada a obra real, considerando também a inclusão de um geossintético como reforço de base com rigidez de 2.000 kN/m.

### **5.5 Análise bidimensional do desempenho da técnica GEC's na rodovia Presidente Dutra em São Jose dos Campos.**

Na avaliação do desempenho do uso da técnica na área de construção da 2ª etapa da via interligação aqui estudada, foi necessário partir dos resultados da instrumentação durante e após a construção da obra, onde foram medidos recalques próximos de 19 cm, o que implicou em uma redução de recalques de 75 % quando comparados aos valores estimados para fase de planejamento do projeto.

Na simulação realizada para o levantamento do aterro pode observar-se que em geral os valores dos recalques ficam próximos aos obtidos na instrumentação instalada na obra estudada. Os valores lidos na instrumentação oscilam ao redor de 19 cm no aterro para o caso de 8,5 m de altura, enquanto que nas simulações realizadas com o *software Plaxis 7.2*, o valor máximo apresentado foi da ordem de 16,5 cm. Os recalques máximos obtidos para diferentes alturas do aterro são resumidos na Tabela 5.12.

Na Figura 5.6 mostram-se as deformações resultantes na simulação, enquanto que na Figura 5.7 mostra-se a evolução dos recalques para diferentes alturas do aterro (1,0 m, 2,5 m, 4 m, 5,5 m, 7 m, 8,0 e 8,5 m). A Figura 5.8 apresenta uma curva da tendência característica do comportamento dos recalques máximos durante o levantamento do aterro nas simulações, a qual é comparada com as medições do campo do artigo de Sandroni *et al.* (2010).

A Figura 5.9 apresenta os resultados obtidos na análise de deslocamentos horizontais para as colunas mais externas do aterro na fase de 343 dias de construção, onde a coluna 1 (no lado esquerdo) é a mais próxima ao inclinômetro IN-A, e a coluna 24 (no lado direito), é a mais próximas ao inclinômetro IN-B.

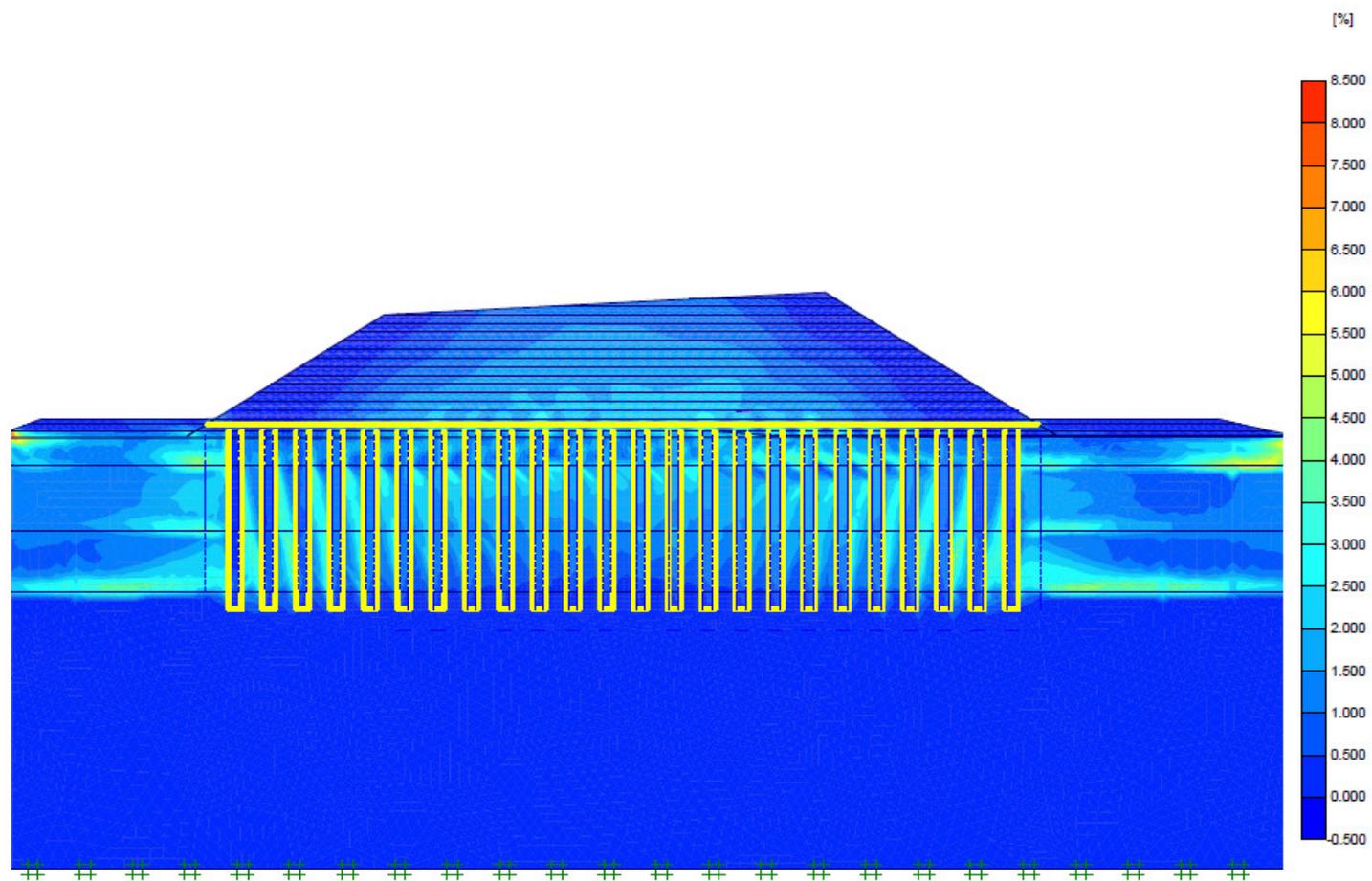


Figura 5.6. Representação gráfica da simulação do sistema Aterro-GEC' sem sua fase final, representação das deformações.

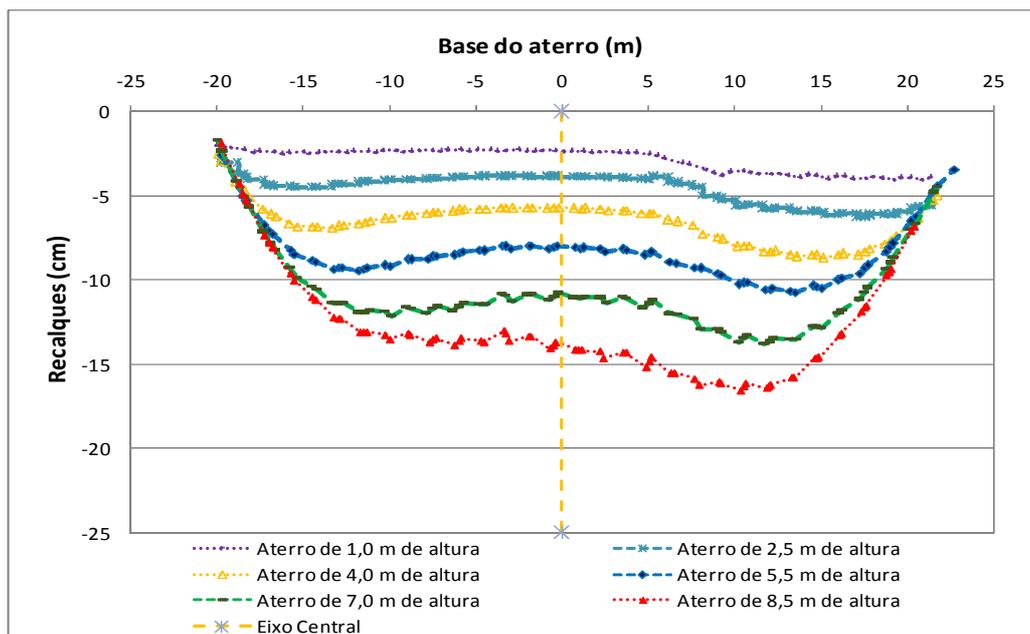


Figura 5.7. Recalques estimados no topo das colunas para diferentes alturas de construção do aterro, considerando a melhoria do solo com as *GEC's* utilizando modelagem no *Plaxis 2D*.

Tabela 5.12. Recalques máximos no topo das *GEC's* estimados.

Altura do aterro (m)	Recalque máximo (cm)
0,5	3,5
1,0	4,0
1,5	4,7
2,0	5,5
2,5	6,3
3,0	6,9
3,5	7,8
4,0	8,7
4,5	9,4
5,0	10,2
5,5	10,7
6,0	11,4
6,5	12,6
7,0	13,7
7,5	14,7
8,0	15,7
8,5	16,5

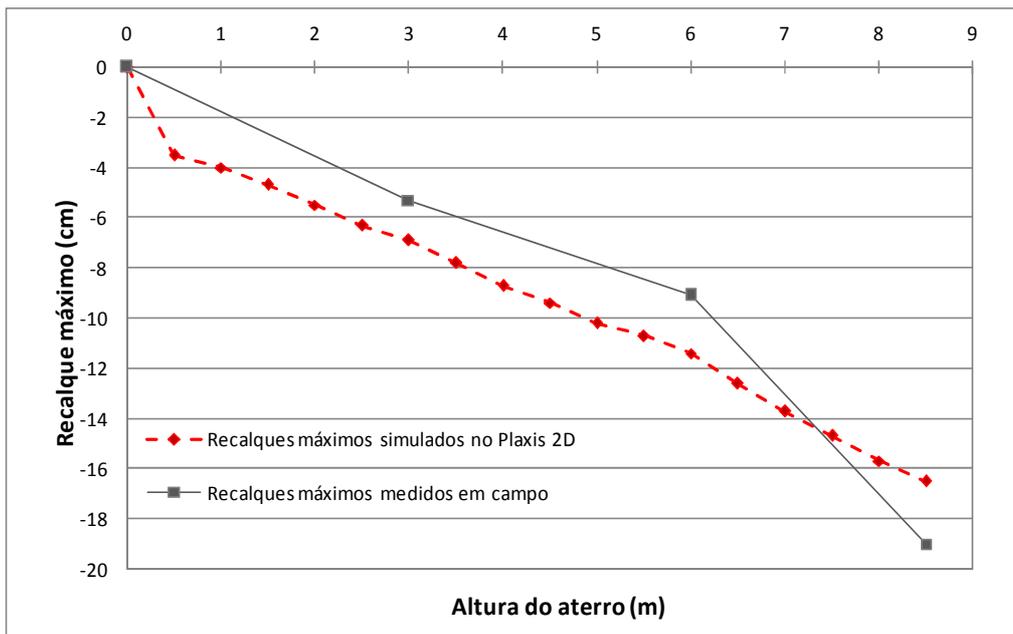


Figura 5.8. Deslocamentos verticais máximos apresentados nas colunas para diferentes alturas do aterro.

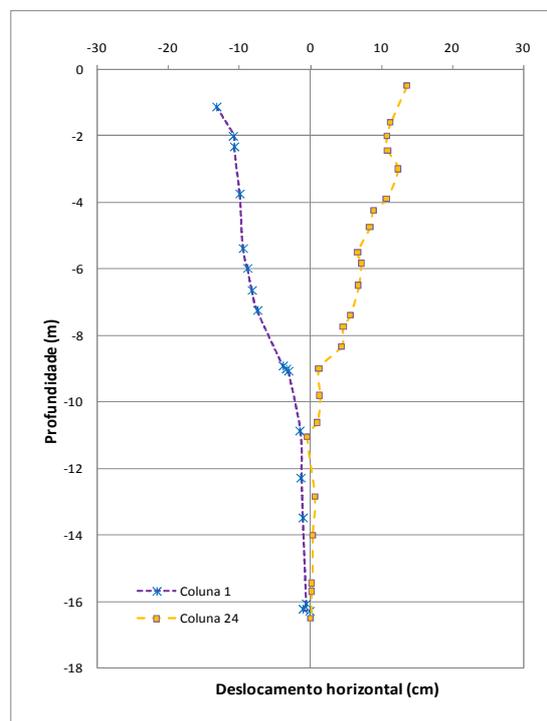
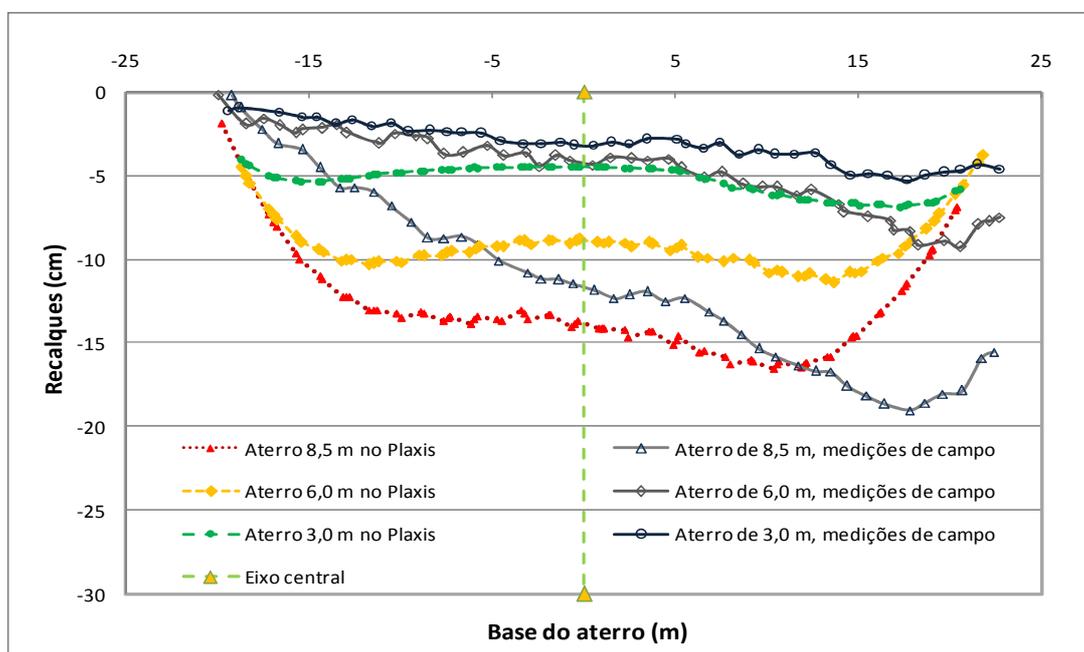


Figura 5.9. Deslocamentos horizontais máximos para as Colunas 1 (perto do inclinômetro IN-A) e da coluna 24 (perto do inclinômetro IN-B) da técnica *GEC's*, estimados com o *Plaxis 2D*.

Com base nos resultados anteriores, e considerando os resultados da instrumentação da obra, na Figura 5.10 e na Figura 5.11 são mostradas as curvas comparativas entre os valores obtidos no *software Plaxis 7.2* e os valores medidos com a instrumentação de campo. Pode observar-se a tendência característica nos valores dos recalques, onde a diferença entre os valores máximos foi perto de três centímetros. Já para o caso dos deslocamentos horizontais, as medições mostraram valores maiores no lado do inclinômetro IN-A (lado esquerdo) em relação aos estimados pelas simulações, enquanto que para o lado do inclinômetro IN-B (lado direito), os valores medidos são menores que os estimados nas simulações em até 9 cm.

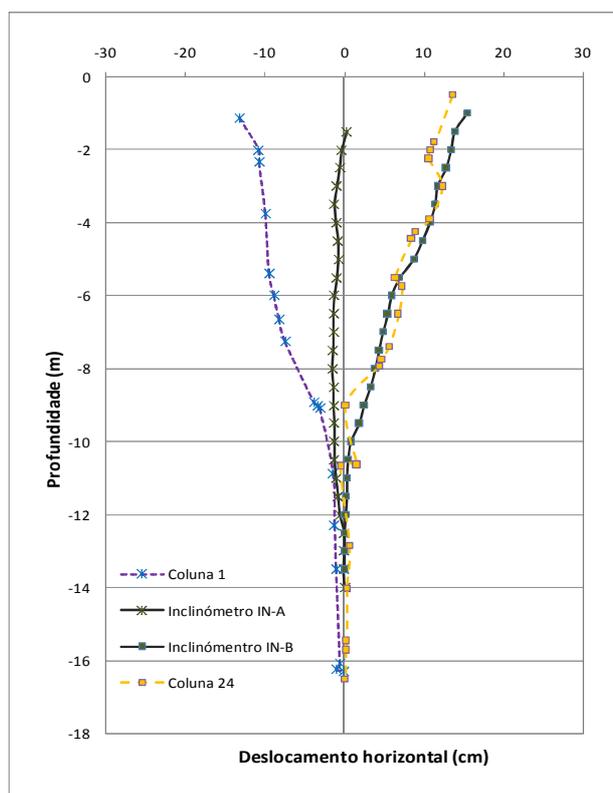


**Figura 5.10. Diferença entre os recalques medidos em campo com os simulados no *Plaxis2D*.**

Na estimativa dos recalques, foram obtidos valores máximos pertos dos valores medidos em campo. Não obstante, pode verificar-se na Figura 5.10 que realmente existe uma tendência para os recalques aumentarem na zona onde o projeto apresenta maior altura do aterro (zona direita), que corresponde à superelevação projetada na curva da rodovia.

Com o uso das *GEC's*, têm-se recalques finais ao redor de 19 cm, que é um valor considerado baixo, para este tipo de solo de fundação. Pode observar-se que para o lado direito do aterro, há um aumento dos recalques medidos, saindo da tendência inicial da curva

obtida do perfilômetro, situação que pode dever-se a um aumento da espessura do solo mole nessa zona. O valor máximo de 16,5 cm, obtido nas simulações pode indicar que este tipo de problema pode ter uma abordagem mais acurada utilizando este tipo de *software*. Isso pode levar ao aperfeiçoamento do projeto na escolha dos diferentes materiais das colunas, além de possíveis obras adicionais.



**Figura 5.11. Diferencia entre os deslocamentos horizontais máximos nas GEC's medidos em campo com os simulados no *Plaxis 2D* aos 343 dias de início da obra.**

No caso dos deslocamentos horizontais, pode-se observar que as curvas das simulações apresentam tendências diferentes das medidas em campo. Ao comparar os valores obtidos mediante as simulações com os dados das leituras da instrumentação tem-se que, para o inclinômetro IN-A, o valor máximo obtido foi de 13 cm, muito maiores que os medidos, enquanto que para o inclinômetro IN-B, o valor simulado foi de 14 cm e ficou mais próximo do medido nesse lado que foi de 15,5 cm. Este comportamento pode estar ligado com condições geomorfológicas existentes na zona de estudo que podem chegar a predeterminar a direção na movimentação dos solos. Também é possível encontrar alguns erros nas medições, embora elas pareçam confiáveis. Não obstante, existem diferenças entre alguns valores,

porém as curvas mostram tendências similares como, por exemplo, no valor do recalque máximo, o qual se apresenta na zona de maior altura do aterro (8,5 m), com um valor próximo entre o medido e o simulado (Figura 5.8).

## 5.6 – Características das tensões e efeito de arqueamento no aterro

No caso do melhoramento do solo com a técnica *GEC's*, alguns recalques diferenciais tendem a ocorrer entre as colunas (relativamente rígidas) e o material mole, situação que faz com que o aterro acima do solo mole venha sofrer maiores recalques que o material acima das colunas. O recalque diferencial no aterro gera tensões que são redistribuídas desde a cabeça das colunas ao aterro, fenômeno conhecido como efeito de arqueamento (Zhuang, 2009). Na Figura 5.12 podem ser observadas, em cores mais claras, as zonas onde se apresentam os maiores valores para os recalques e nas Figura 5.13e Figura 5.14o caminho de transferência das tensões atuantes no sistema.

Pelos gráficos, é possível notar a transferência de carga apresentada para as colunas encamisadas (arqueamento), devido a sua maior rigidez, do que para o solo mole de fundação. Na Figura 5.15são mostrados graficamente os esforços atuantes sobre a linha das *GEC's*, para alturas de aterro de 1,0 m, 2,0 m, 4,0 m e 8,5 m, observando-se valores picos nos eixos das colunas e vales localizados entre a distância entre elas, pelo efeito de arqueamento principalmente para as alturas maiores do aterro. Pode-se observar a evolução do arqueamento no topo das colunas à medida que o aterro é construído.

Como esperado, os máximos esforços são transferidos diretamente pelas colunas até a camada de solo mais rígida localizada aproximadamente a 10 m de profundidade, enquanto que o solo mole ao redor destas recebe um carregamento muito menor. Na Tabela 5.13, são apresentados os valores obtidos nas medições feitas em campo com células de pressão, e os obtidos na simulação numérica.

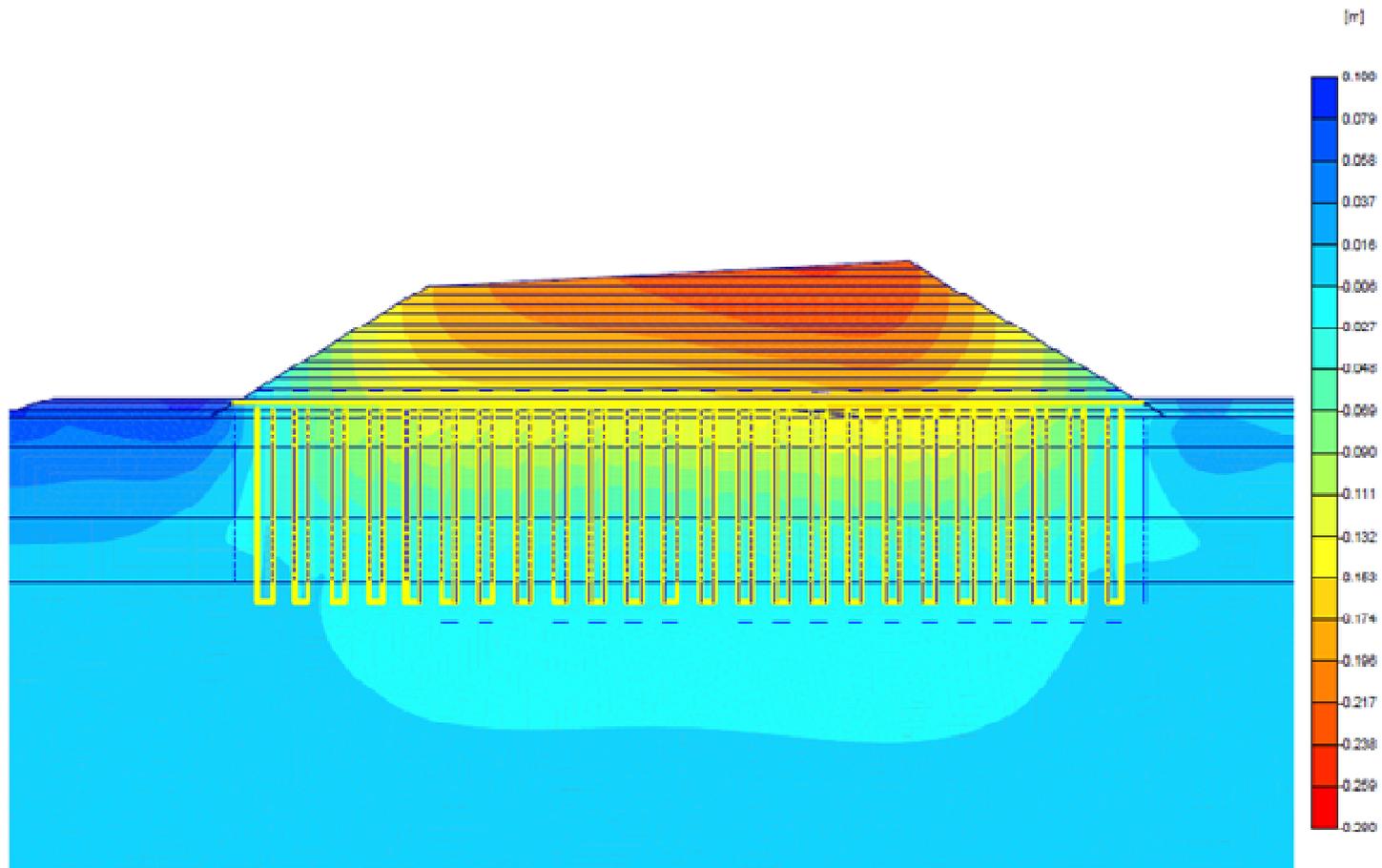


Figura 5.12. Distribuição dos deslocamentos verticais apresentados no aterro estaqueado, simulado no *Plaxis 2D* na fase final da construção.

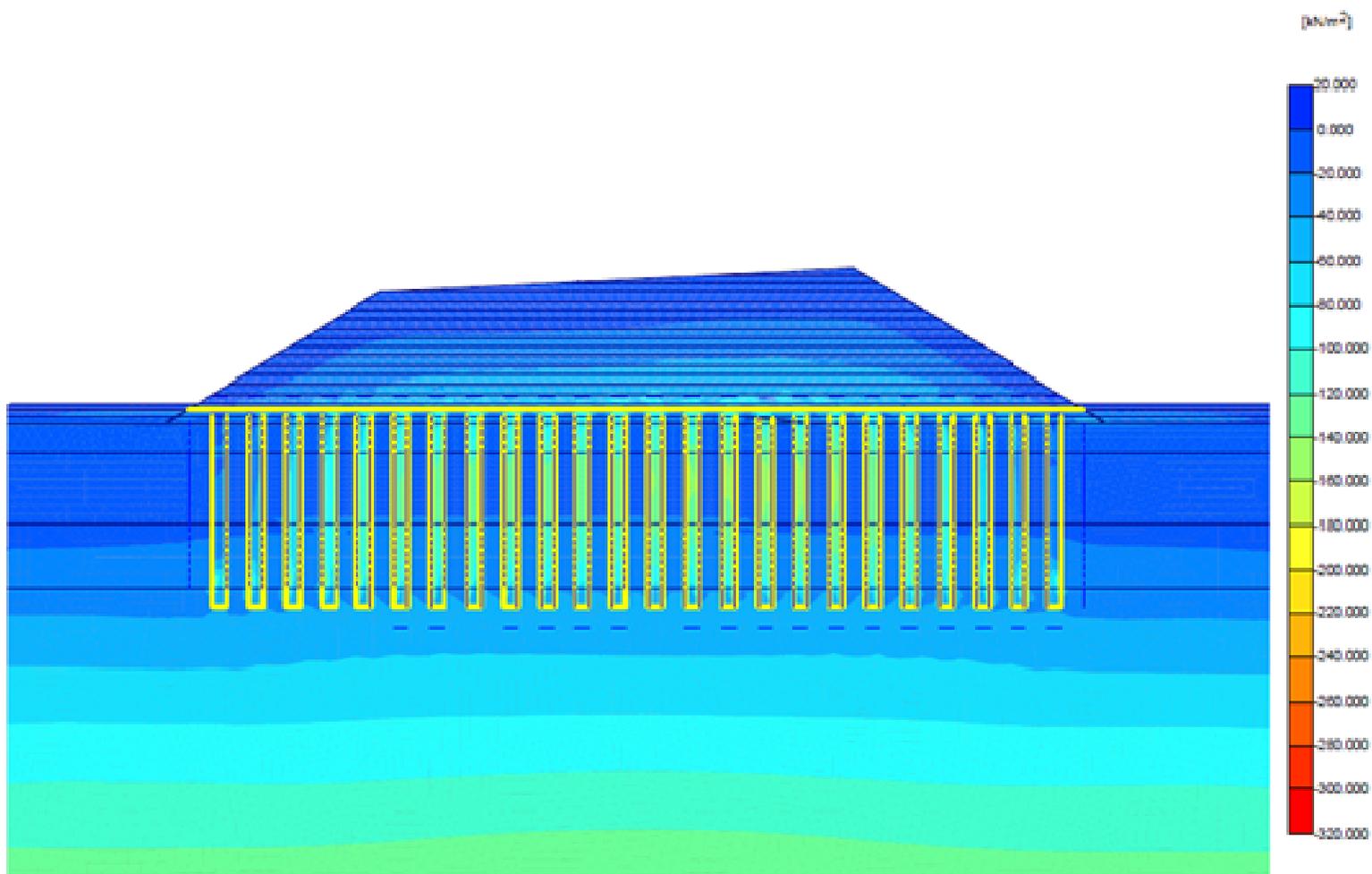


Figura 5.13. Distribuição de tensões atuantes no aterro estaqueado, simulado no *Plaxis 2D*.

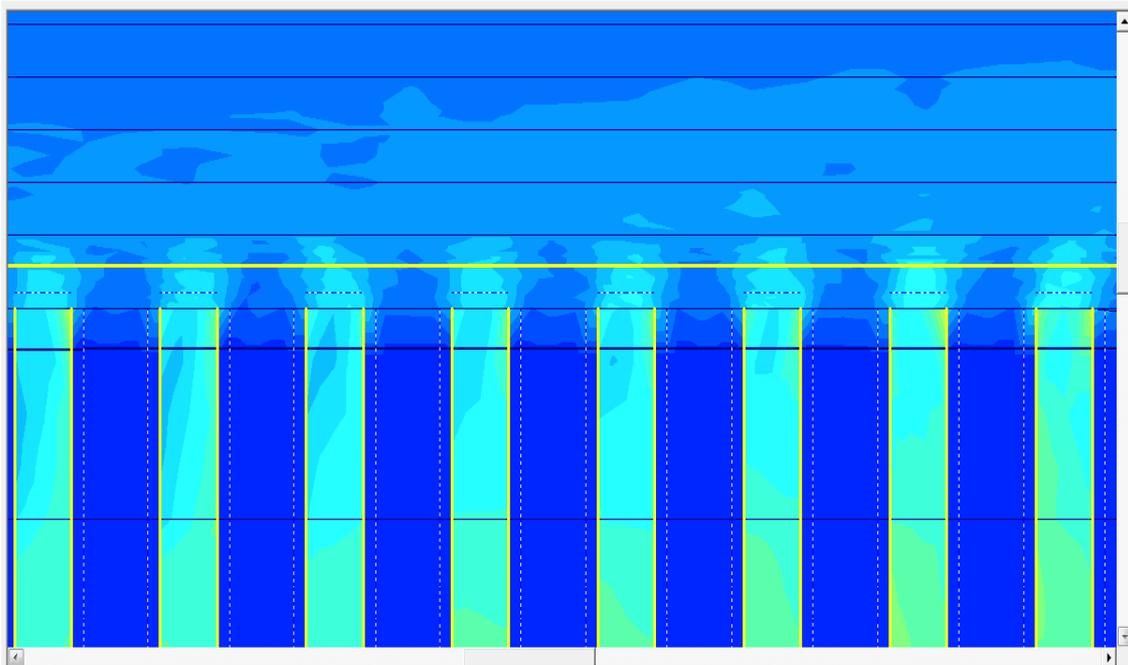


Figura 5.14. Vista das zonas de maior transferência de cargas nas *GEC's* (Maior transferência em cores mais claras).

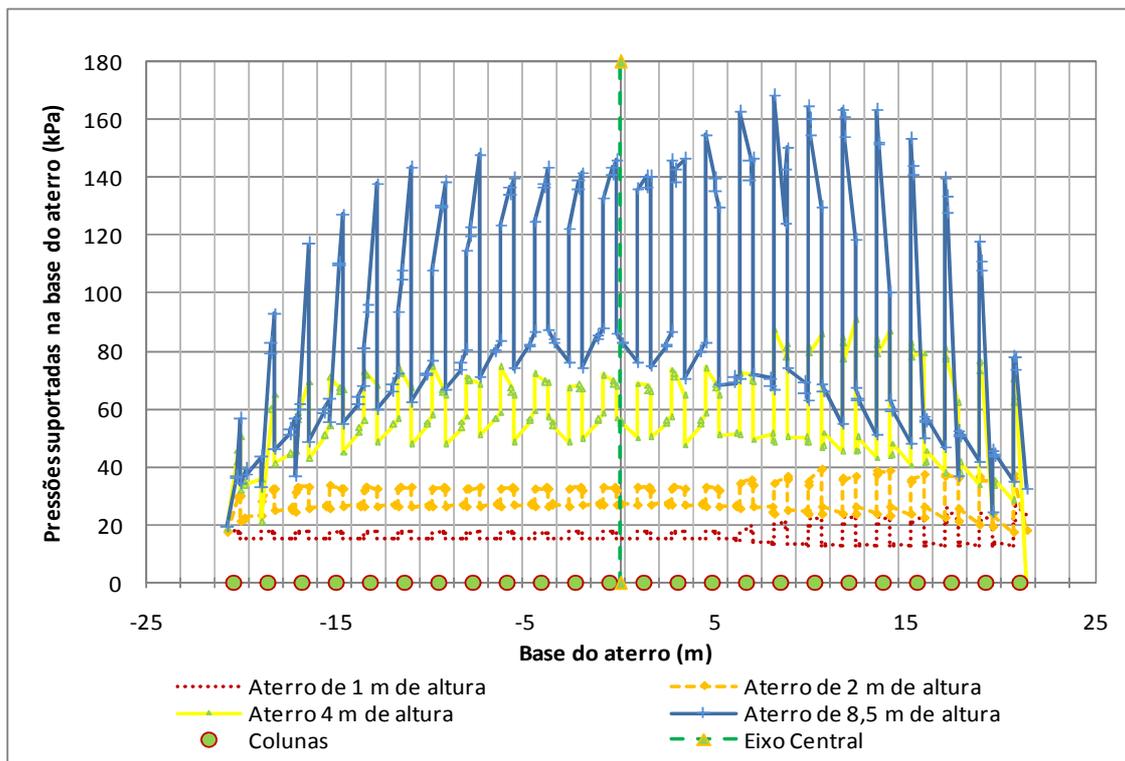


Figura 5.15. Carregamento no topo das colunas, simulado no *Plaxis 2D*.

De Mello *et al.* (2008) comentam a respeito da instalação das células de pressão, onde pode ter ocorrido o fato de que a instalação dos extensômetros e o processo de recompactação da areia tenha alterado um pouco a rigidez média destas colunas e influenciado nas medições. No entanto, para a coluna 12, onde foi instalada a célula de pressão 2, os valores apresentados tem um comportamento próximo aos simulados, situação oposta à apresentada pela coluna 11, onde estava localizada a célula de pressão 1, onde os valores medidos foram menores que os simulados (Tabela 5.13). Considerando como referencia o valor obtido na célula de pressão 2, foram calculados percentualmente a concordância entre os valores, que como pode observar-se, foram relativamente próximos para as maiores alturas.

**Tabela 5.13. Comparação dos carregamentos medidos em campo com os simulados no *Plaxis2D*.**

Altura do aterro (m)	Pressão (kPa)		Concordância (%)
	Simulado Plaxis 7.2	Célula de pressão 2	
6	86	54	159,3
7	108	94	114,9
8	147	161	91,3
8,5	168	180	93,3

Na Figura 5.13 foi mostrada a tendência na transferência das tensões e como os maiores carregamentos são transferidos ao solo pelas *GEC's*; pode ser observada a maneira como são distribuídas as tensões atuantes na base de aterro e nas colunas granulares encamisadas, apresentando-se os valores máximos de transferência exatamente justo na localização das *GEC's*, como esperado.

Uma das curvas apresentadas nas medições tem um comportamento inusitado que pode ter sido gerado por problemas da instalação na célula de pressão número 1. Não obstante, a célula de pressão número 2 apresenta um comportamento mais habitual, onde a pressão sobre as colunas aumenta devido ao incremento da altura do aterro.

## 6 – DESEMPENHO DA TÉCNICA *GEC's*: AVALIAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL (3D)

Com os parâmetros obtidos das simulações bidimensionais, foi realizada uma análise tridimensional no *software Cesar LCPC* do problema, considerando as características do solo de fundação (solo mole e *GEC's*) e a construção de um aterro de até 8,5 m de altura. O programa *Cesar LCPC*, além de ser um programa já disponível no Programa de Pós-graduação em Geotecnia, permite em sua interface gráfica uma representação adequada na simulação das fundações para o caso das colunas granulares.

### 6.1 – Características da modelagem

As características gerais dos problemas avaliados no *Cesar LCPC* são apresentadas na Tabela 6.1. É importante ressaltar que as simulações realizadas foram feitas objetivando o estudo do efeito do arqueamento em três dimensões nas colunas granulares. Inicialmente foram realizadas várias análises preliminares que permitiram escolher uma malha adequada na simulação do problema utilizando o *software Cesar LCPC*. Para o caso de obra estudado, tendo em vista problemas de convergência e tempo computacional demandado, foi simulada uma geometria com 36 colunas na base do aterro. O aterro simulado representa a metade direita do aterro, considerado o lado mais crítico e que apresentou maiores deslocamentos na análise bidimensional.

**Tabela 6.1. Características gerais das simulações no *software Cesar LCPC 3D*.**

Simulação		Altura do aterro	<i>GEC's</i>	Numero de nós	Número de elementos
Espaçamento da malha	Muito fino	Até 4,0 m	1 linha de 5 colunas	3316	5308
	Fino			3007	4820
	Meia			2811	4532
	Grande			2335	3790
Geometria das colunas	Decágono	Até 4,0 m	1 linha de 5 colunas	3942	6580
	Octógono			3007	4820
	Hexágono			2786	4404
	Quadrado			3194	4852
Caso São José dos Campos		Até 8,5 m	3 linhas, cada uma de 12 colunas	21120	37746

As análises consideraram uma interpolação linear na construção da malha, na que, tendo dois pontos  $(x_0, y_0), (x_1, y_1)$ , se faz uma estimativa do valor  $y$  para um valor  $x$ , de maneira que  $x_0 < x < x_1$  com base na equação de interpolação 6.1. Os resultados das simulações são apresentados na Tabela 6.2. Na Tabela 6.3 são mostrados os deslocamentos máximos obtidos que foram medidos no topo das colunas para cada altura do aterro.

$$y - y_0 = \frac{y_1 - y_0}{x_1 - x_0} (x - x_0) \quad \text{Eq. 6.1}$$

**Tabela 6.2. Deslocamentos horizontais para malhas de diferentes tamanhos.**

Altura do aterro (m)	Espaçamento da malha			
	Muito pequeno	Pequeno	Médio	Grande
1,0	41,3 mm	41,1 mm	41,8 mm	38,9 mm
2,0	48,0 mm	46,8 mm	51,3 mm	42,9 mm
3,0	74,3 mm	72,6 mm	67,9 mm	78,6 mm
4,0	102,8 mm	104, 2 mm	96,5 mm	124, 6 mm

**Tabela 6.3. Deslocamentos verticais para malhas de diferentes tamanhos.**

Altura do aterro (m)	Espaçamento da malha			
	Muito pequeno	Pequeno	Médio	Grande
1,0	52,4 mm	55,4 mm	58,9 mm	53,6 mm
2,0	65,6 mm	62,9 mm	70,2 mm	72,8 mm
3,0	82,3 mm	84,5 mm	88,3 mm	87,7 mm
4,0	107,5 mm	110,2 mm	116,2 mm	97,6 mm

Com base nesses resultados, decidiu-se utilizar uma malha de espaçamento pequeno (fina). Esse tamanho foi escolhido tendo em vista que os resultados da malha fina para a malha muito fina não diferiram muito e o tempo computacional necessário foi bem menor. Além disso, com a utilização dessa malha, não foram apresentados problemas de convergência e bloqueios no computador, como ocorreu com a malha muito fina em outras análises para aterros de maior altura.

O uso da interpolação linear foi escolhido porque o problema avaliado com interpolação quadrática gerava muitos nós na modelagem aumentando o tempo de processamento e, em algumas ocasiões, bloqueios no computador. É muito importante ressaltar que nas análises preliminares o *software Cesar LCPC* apresentou dificuldades na solução de problemas parecidos aos que estão sendo aqui analisados, quando excedidos 60.000 nós na modelagem.

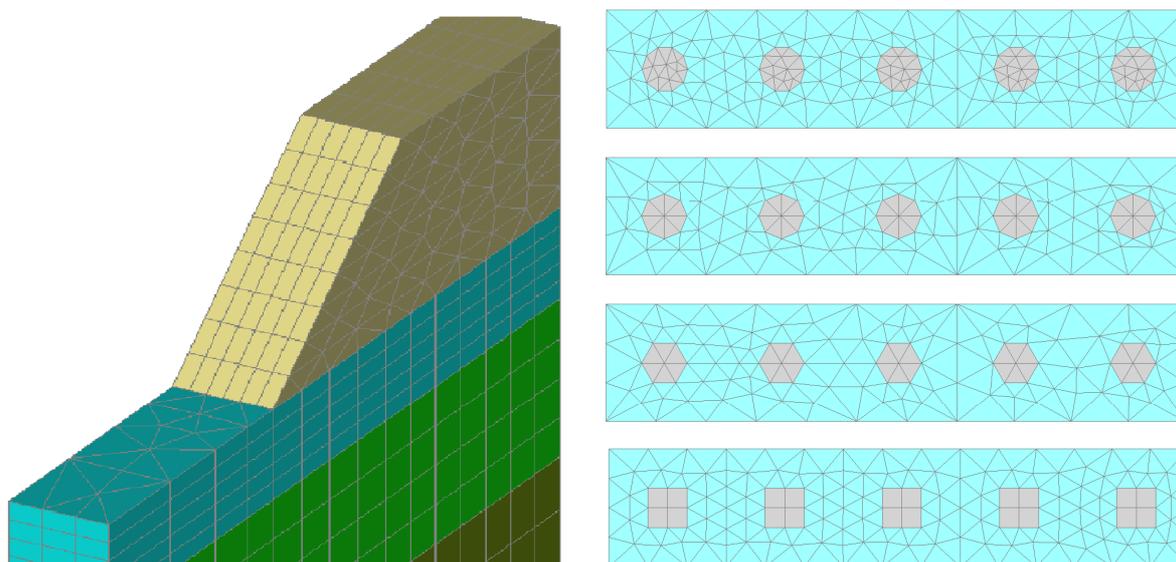
O *software Cesar LCPC* tem, entre suas vantagens, permitir o uso de diferentes geometrias em sua interfase gráfica, tornando possível a modelagem das colunas no interior do solo mole de maneira mais real e permitindo uma melhor interação entre o solo mole e as colunas. Para simplificar o problema tridimensional, priorizando as análises nas tendências da transferência de carga no sistema, foi feita uma análise bidimensional do caso no *Plaxis 7.2* para determinar uma rigidez equivalente do material granular sem encamisamento que permitiria resultados similares aos deslocamentos obtidos com a coluna encamisada. Os parâmetros usados nas simulações são os apresentados na Tabela 5.9 e na Tabela 5.10 com exceção do valor de  $E_{\text{oed}}$  para coluna de areia, que foi assumido como sendo de 39.000 kPa (rigidez equivalente).

## **6.2 – Influência da geometria da seção transversal das GEC's na simulação numérica**

A ideia de realizar esta análise surgiu tendo em vista que o *software* utilizado não possuía geometria circular para a seção transversal das colunas. A forma mais próxima da circular é a de um decágono. Esta forma geométrica gera muitos nós quando o problema a ser avaliado é complexo. É comum encontrar na literatura o uso de áreas equivalentes que simplificam um pouco as simulações. Na Figura 6.1, são mostradas as configurações usadas na avaliação dos deslocamentos ao considerar diferentes geometrias para seção transversal das colunas (decágono, octógono, hexágono e quadrado).

Os resultados obtidos mostram que o uso de seções transversais diferentes das circulares nas simulações permite a simulação de um modelo aproximado, obtendo-se resultados que, apesar de apresentarem algumas diferenças, mostram valores próximos com

os proporcionados para a coluna com seção transversal em forma de decágono (forma mais próxima à seção circular possível de simular com o *Cesar LCPC*).



**Figura 6.1.** Aterro simulado no *Cesar LCPC*, para cada uma das geometrias das colunas: decágono, octógono, hexágono, quadrado.

Os resultados destas simulações mostram que a geometria de seção transversal octogonal das colunas permite uma simplificação do problema com resultados que podem ser considerados satisfatórios. Para os resultados obtidos, verificou-se que a forma hexagonal pode ser considerada a menos indicada nestas simulações pela variabilidade dos resultados quando comparada à seção transversal tipo decágono. Igualmente, como foi pretendido avaliar os deslocamentos horizontais nas colunas, a movimentação de uma coluna com geometria similar a circular, permite resultados mais próximos.

**Tabela 6.4.** Deslocamentos horizontais na análise segundo a seção transversal da coluna.

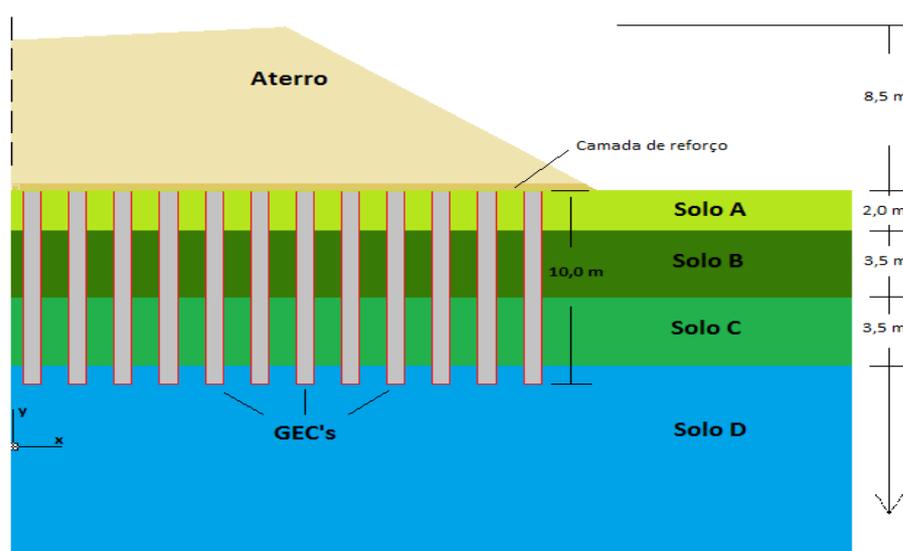
Altura do aterro (m)	Forma transversal da coluna			
	Decágono	Octógono	Hexágono	Quadrado
1,0	41,3 mm	41,1 mm	37,3 mm	40,9 mm
2,0	46,4 mm	46,8 mm	48,0 mm	53,5 mm
3,0	72,0 mm	72,6 mm	74,8 mm	74,4 mm
4,0	102,8 mm	104, 2 mm	112,3 mm	99,9 mm

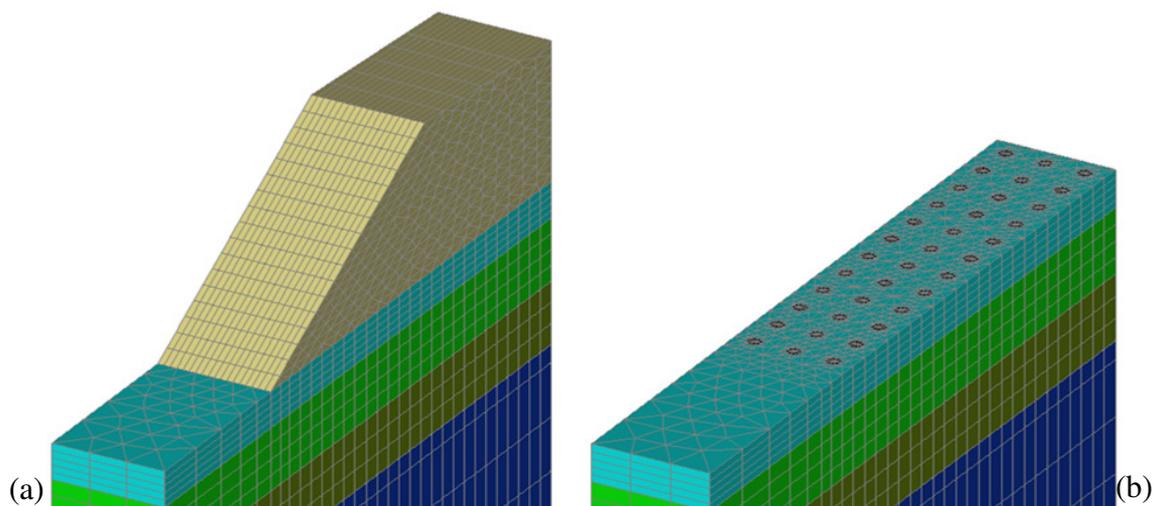
**Tabela 6.5. Deslocamentos verticais na análise segundo a seção transversal da coluna.**

Altura do aterro (m)	Forma transversal da coluna			
	Decágono	Octógono	Hexágono	Quadrado
1,0	57,0 mm	55,4 mm	64,2 mm	60,3 mm
2,0	65,2 mm	62,9 mm	74,1 mm	69,8 mm
3,0	82,1 mm	84,5 mm	93,5 mm	85,1 mm
4,0	107,9 mm	110, 2 mm	118,1 mm	104,2 mm

### 6.3 – Análise tridimensional do desempenho da técnica *GEC's* para diferentes alturas do aterro, caso São José dos Campos

Semelhante ao que foi feito na análise bidimensional, nesta análise foi simulado um aterro de 8,5 m de altura, construído nas condições presentes no projeto rodoviário de São José dos Campos citado anteriormente, considerando-se para isso as simplificações geométricas da Figura 6.2. As características do aterro simulado são apresentadas na Figura 6.3(a), onde se pode notar a presença de diferentes tipos de argila de fundação assim como foi simulado bidimensionalmente. Na Figura 6.3 pode-se observar o aterro simulado e a vista da base do aterro onde são visualizadas as três linhas de 12 *GEC's*, totalizando 36 colunas.

**Figura 6.2. Características do aterro simulado na análise tridimensional no *Cesar LCPC v5.0*.**



**Figura 6.3.** Aterro sobre solo melhorado com as *GEC's* simulado tridimensionalmente no software *Cesar LCPC*: (a). Geometria simulada e (b) estaqueamento na base do aterro.

O resumo dos resultados obtidos nas simulações tridimensionais é mostrado na Tabela 6.6, onde os deslocamentos horizontais foram tomados na coluna central mais externa e os deslocamentos verticais nas colunas centrais localizadas transversalmente. Na Figura 6.4 pode-se ver o aterro simulado e os deslocamentos verticais e na Figura 6.5 são apresentados os deslocamentos horizontais, onde as cores vermelhas representam as zonas de maiores valores dos deslocamentos.

Na Figura 6.5 as colunas da extremidade mais externa ao aterro apresentaram os maiores deslocamentos horizontais da obra, enquanto que as colunas localizadas no centro do aterro tiveram menor movimentação lateral pelo confinamento gerado pelas demais colunas ao redor. Os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais são próximos aos valores obtidos na análise bidimensional, e o valor máximo é mais próximo com o valor máximo medido no inclinômetro IN-B, como pode observar-se na Figura 6.6. Pode-se observar ainda que, quanto maior a altura do aterro simulado, mais próximos os resultados das análises numéricas se mostram. Isso pode estar associado ao surgimento progressivo do efeito do arqueamento sobre as colunas. Cabe citar que para a altura de 2 m, os valores das análises bidimensionais ficaram mais distantes dos valores obtidos pela instrumentação e pela análise tridimensional.

**Tabela 6.6. Deslocamentos obtidos na simulação 3D.**

Altura do aterro (m)	Deslocamento vertical máximo (cm)	Deslocamento horizontal máximo (cm)
0,0	0,0	0,0
1,0	-3,9	5,7
2,0	-4,5	6,2
3,0	-6,3	8,7
4,0	-9,5	12,2
5,0	-11,9	18,5
6,0	-14,5	24,5
7,0	-17,8	26,4
8,0	-21	36,3
8,5	-22,6	37,9

Na avaliação dos recalques, os valores obtidos na simulação tridimensional foram maiores que os medidos em campo apresentados pelo artigo de Sandroni *et al.* (2010), quando comparando-se aos obtidos na simulação bidimensional. Embora os valores estejam distantes entre si, a tendência na curva é similar, na qual os recalques são maiores na região onde o aterro atinge sua máxima altura (8,5 m) e tem tendência em diminuir na região próxima ao pé do aterro.

As medições da instrumentação no campo mostraram que o solo mole na extremidade do aterro apresentou altos valores de recalques que, apesar de serem menores do que o valor máximo na interação do sistema pode indicar a liberdade de movimentação da zona, onde não se tem mais colunas. Assim, as zonas laterais ao aterro continuam sendo vulneráveis para sofrer grandes deslocamentos em caso de serem submetidas a novos carregamentos externos. O valor máximo dos recalques obtidos na simulação 3D foi de quase 25 cm, valor maior ao medido em campo e ao obtido na simulação bidimensional. A Figura 6.6 apresenta a comparação entre os recalques obtidos nesta pesquisa, com os medidos com a instrumentação instalada na obra.

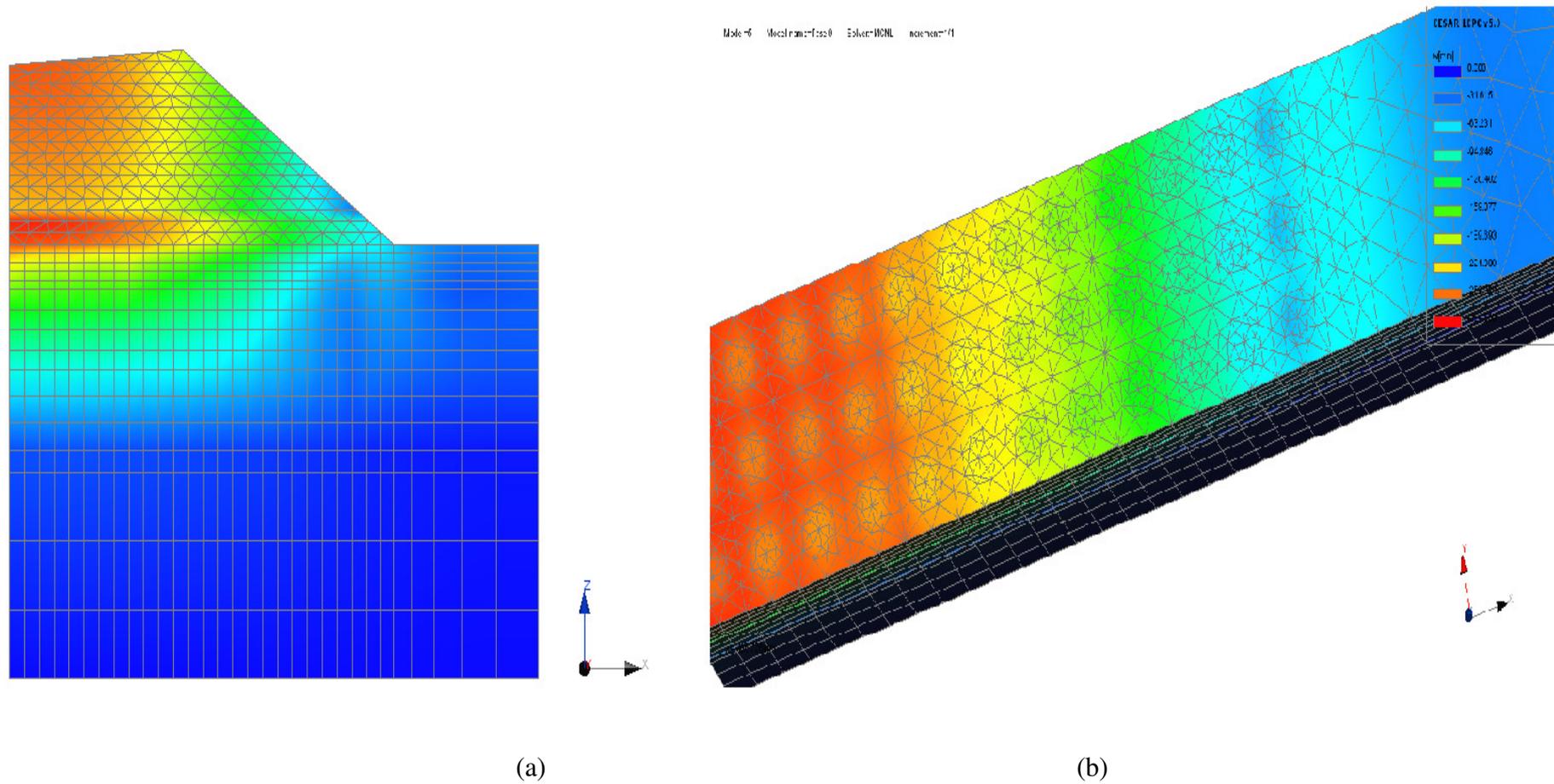


Figura 6.4. Deslocamentos verticais na simulação 3D no *Cesar LCPC*. (a) Vista geral e (b) Vista da base do aterro.

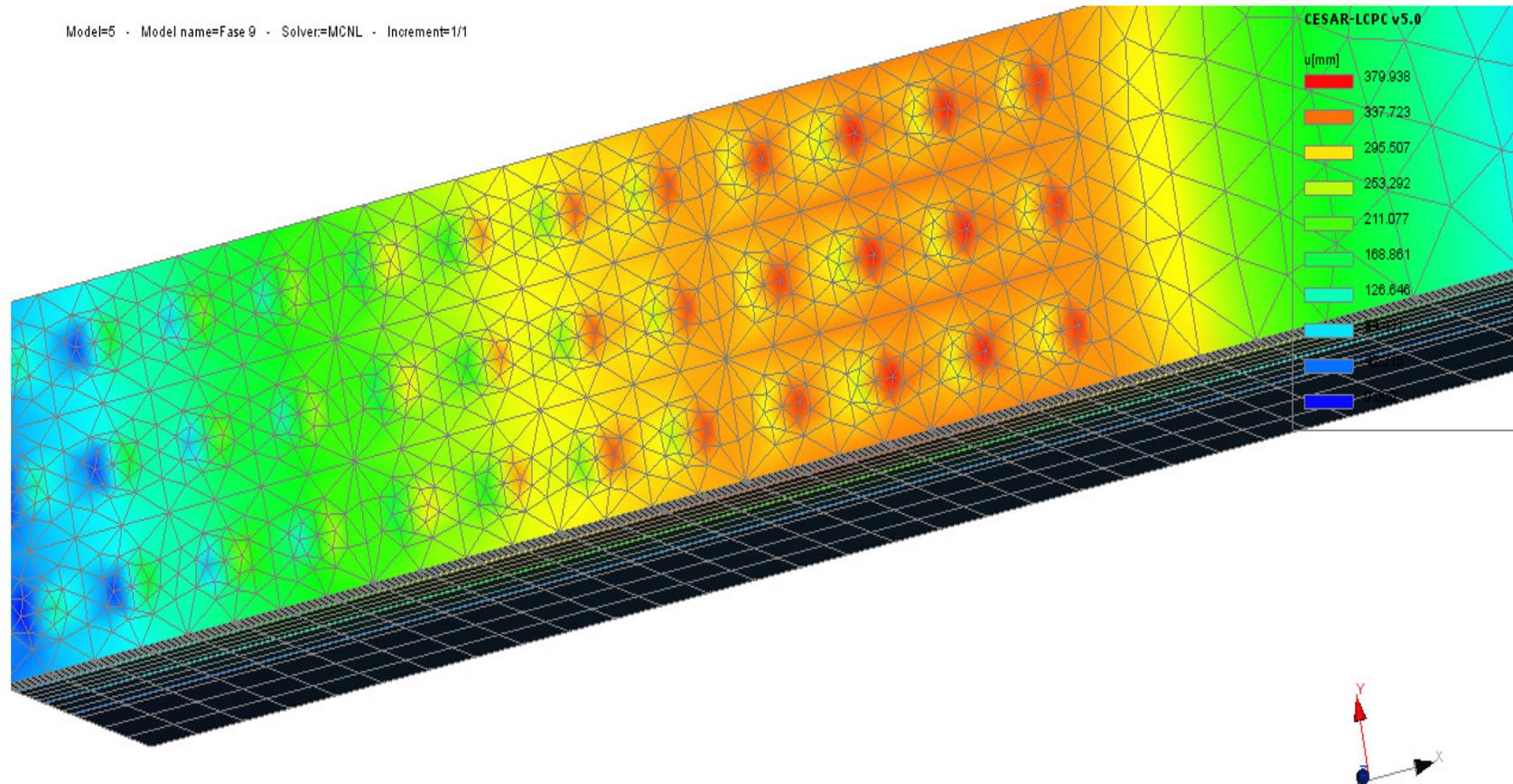
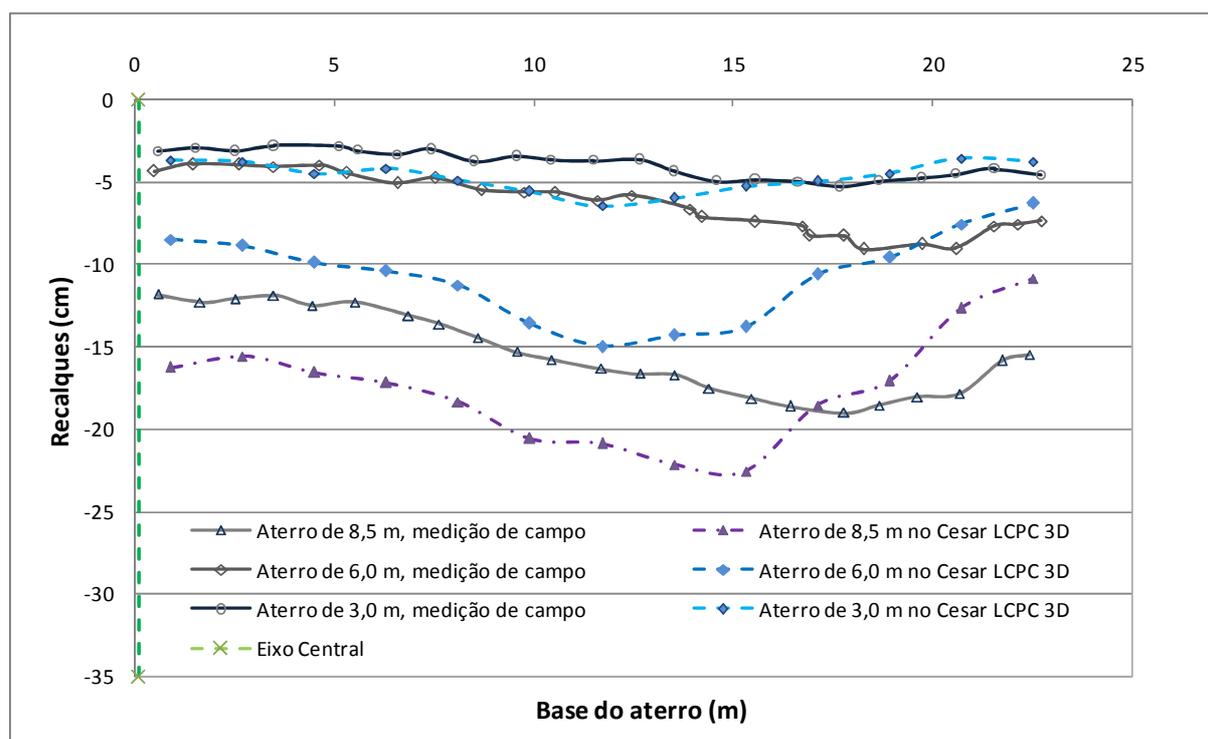


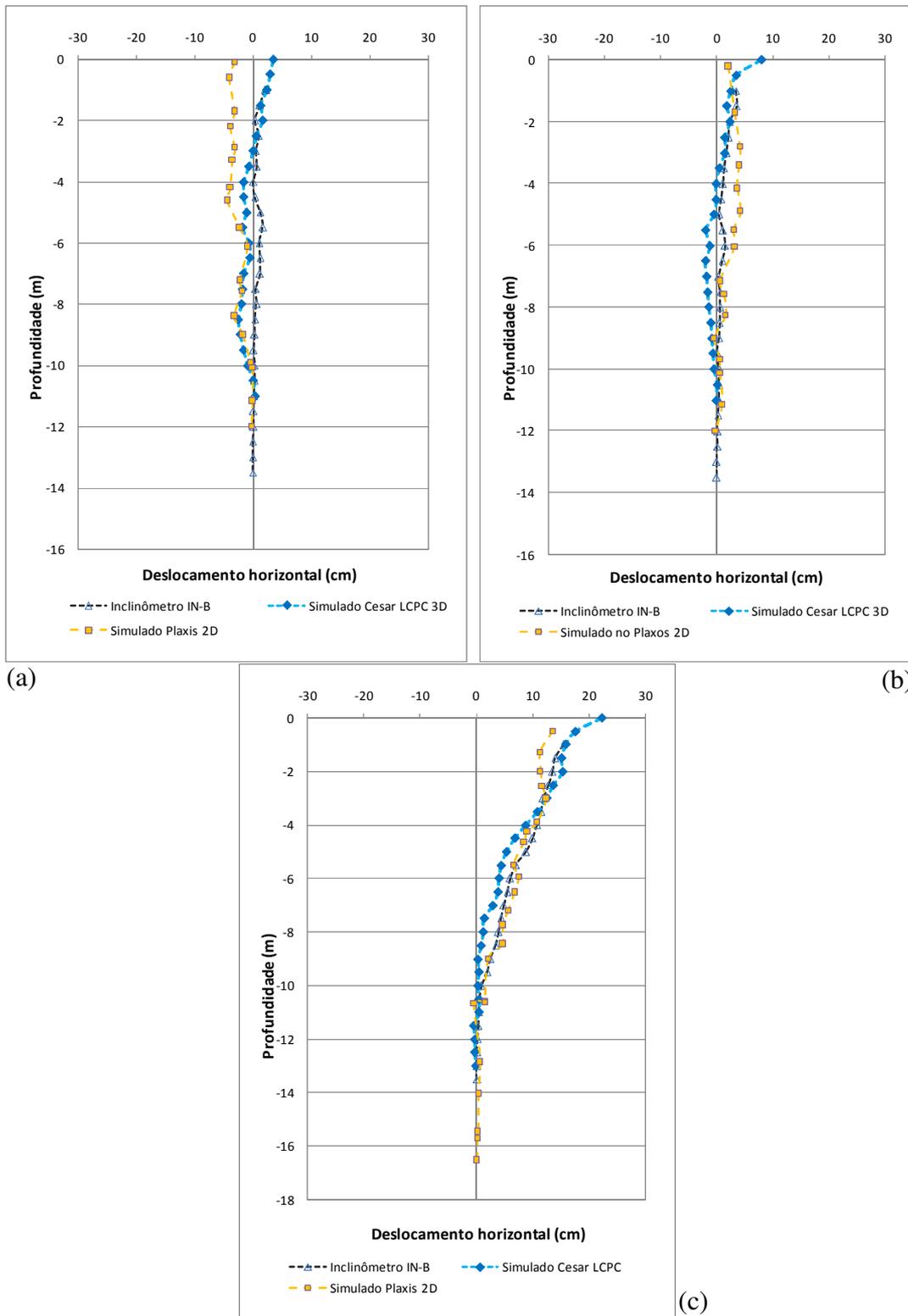
Figura 6.5. Deslocamentos horizontais na base do aterro, simulação 3D no *Cesar LCPC*.

O recalque máximo obtido na simulação foi de quase 23 cm, o qual foi maior que o recalque máximo medido no monitoramento (19,0 cm), no entanto, os valores ficaram próximos entre si, existindo tendência similar especialmente na curva para os três metros de altura. O software Cesar LCPC, permite uma visualização mais ampla dos deslocamentos que apresentam-se sobre as colunas, como foi mostrado na Figura 6.4 e Figura 6.5, sendo uma ferramenta muito útil no projeto deste tipo de obras. A Figura 6.7 apresenta a comparação dos deslocamentos horizontais simulados com os dados medidos em campo.

Nas simulações tridimensionais foram avaliados, assim como no caso bidimensional, os deslocamentos máximos verticais que foram apresentados durante a construção do aterro. Na Figura 6.8 estão representados estes valores, e comparados com os valores medidos com a instrumentação de campo.



**Figura 6.6. Comparação dos recalques obtidos no lado direito do aterro (lado mais crítico), para diferentes alturas do aterro.**



**Figura 6.7. Comparação dos deslocamentos horizontais simulados, com os medidos. (a) Dia 142 da obra, 2,0 m de altura do aterro. (b) Dia 181 da obra, 6,0 m de altura do aterro. (c) Dia 343 da obra 8,5 m de altura do aterro.**

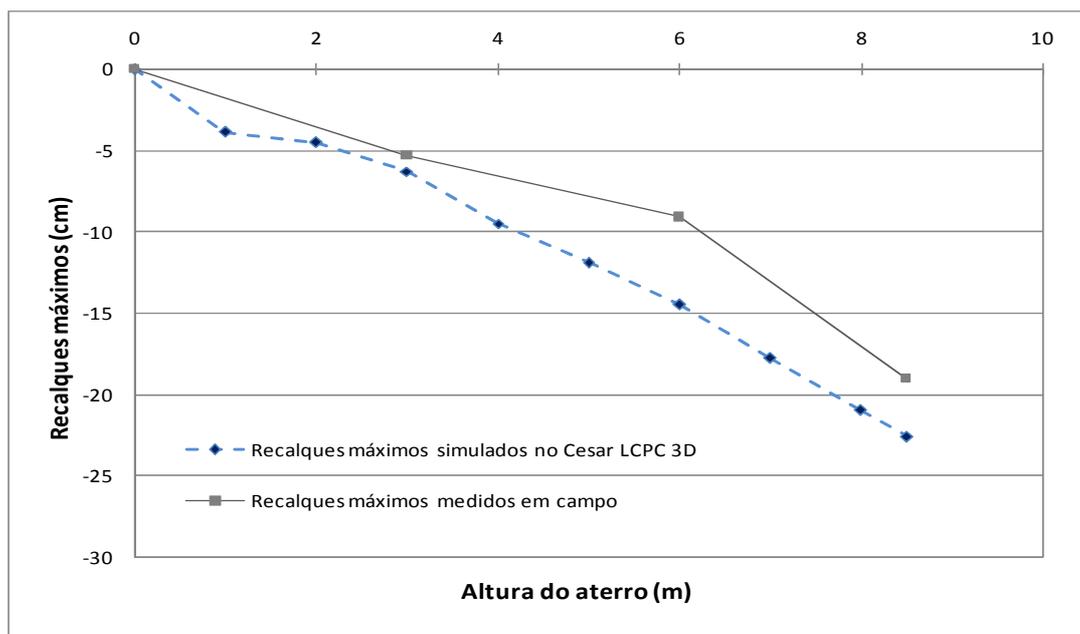


Figura 6.8. Recalques e deslocamentos horizontais máximos apresentados nas colunas para diferentes alturas do aterro.

#### 6.4 – Características das tensões e efeito de arqueamento

Da mesma maneira que foi realizado para a análise bidimensional, na análise tridimensional foi avaliada a forma como são distribuídas as tensões na base do aterro. Cabe salientar que, neste tipo de análise (3D), há a vantagem de que é possível ter uma visão mais ampla, em termos de comportamento, devido ao que a modelagem permite.

Na Figura 6.9 e na Figura 6.10 podem ser observadas, em cores mais claras, as zonas onde atuam as maiores transferências das cargas do sistema para o aterro em sua altura máxima. Como esperado, os maiores carregamentos na fundação do aterro ocorreram nas colunas granulares. Isso ocorre devido ao efeito do arqueamento, conforme já mencionado anteriormente.

Nas simulações foram medidas as pressões atuantes no topo das colunas, com o objetivo de compará-las com os dados obtidos dos dados da instrumentação de campo. Para esta análise, os valores foram tomados das colunas localizadas abaixo da maior altura do aterro (colunas centrais), que representam os maiores carregamentos nessas colunas.

Para a altura máxima de aterro, os valores obtidos indicam um valor de 195 kPa, enquanto que para o aterro com 6,0 m o valor obtido foi de 94 kPa. Esses valores foram 15% e 10% maiores respectivamente aos obtidos na simulação bidimensional e às leituras exibidas pela instrumentação apresentadas no artigo de Mello *et al.* (2008), onde também é mencionado o processo de re-compactação nas proximidades do local onde foi instalada a célula de pressão, que por sua vez pode ter interferido no valor das leituras. Os resultados obtidos são resumidos na Tabela 6.7 e comparados na Figura 6.11. Da mesma maneira que na análise bidimensional, a concordância foi calculada tendo como referência os dados da instrumentação de campo, com valores mais próximos para as maiores alturas.

Esse incremento de carga na coluna analisada nas análises tridimensionais é devido ao arqueamento em uma dimensão que a análise bidimensional não pode realizar. O resultado apresentado está dentro do que era esperado. Deve ser levado em consideração o tempo computacional e de geração da geometria em uma análise tridimensional.

**Tabela 6.7. Comparação dos carregamentos medidos em campo com os simulados no Cesar LCPC v5.0 3D.**

Altura do aterro (m)	Pressão (kPa)		Concordância (%)
	Simulado Cesar LCPC	Célula de pressão 2	
6	94	54	174,1
7	135	94	143,6
8	156	161	96,9
8,5	195	180	108,3

Pelos resultados apresentados, é possível também notar que, para alturas de aterros maiores, os valores tendem a ficarem mais próximos. Isso pode ser atribuído a um melhor arqueamento do solo de aterro devido ao fato de que seu desenvolvimento é melhor com maior altura do aterro.

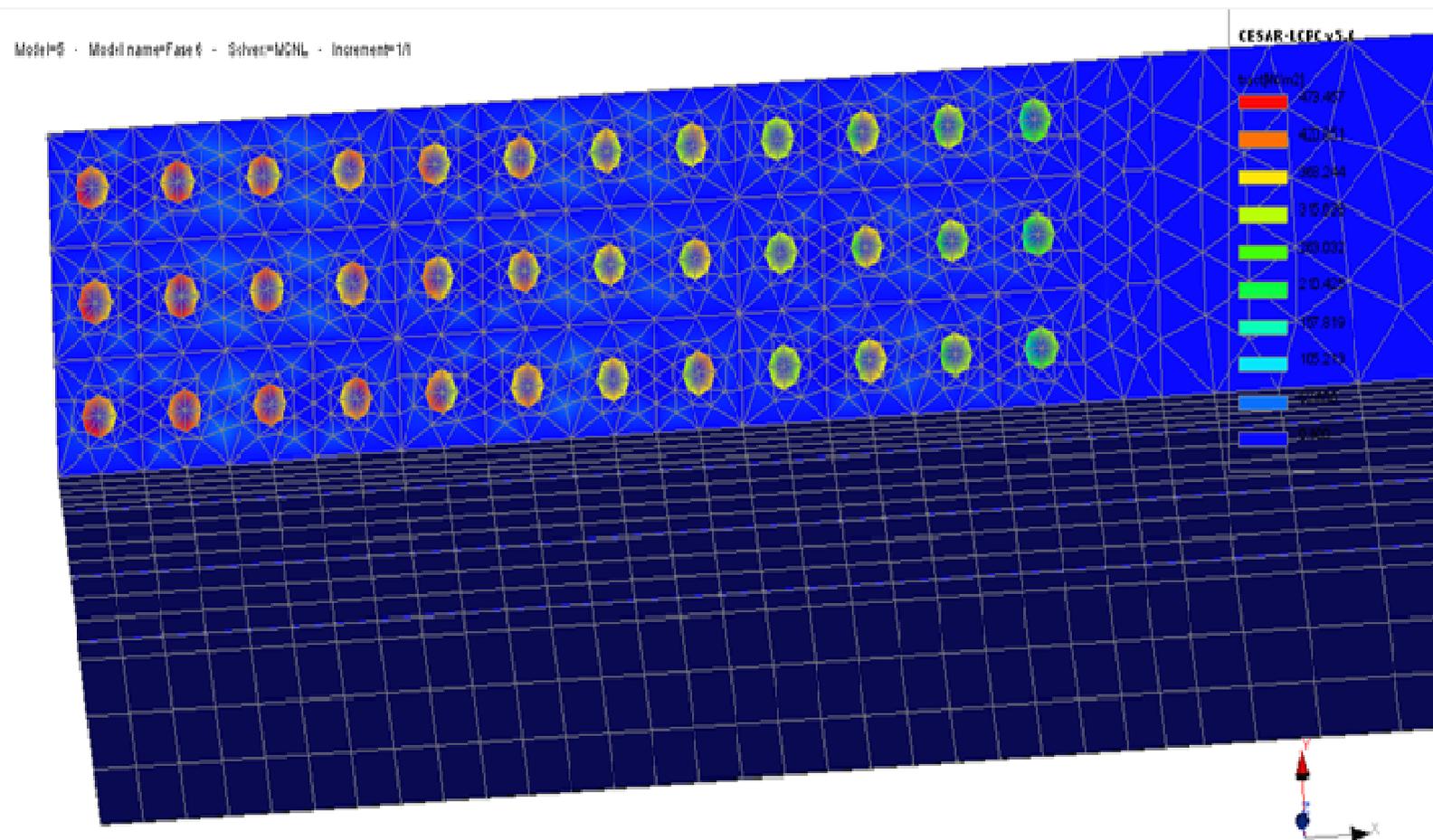


Figura 6.9. Maior transferência de cargas pelas colunas, devido ao efeito de arqueamento, na simulação no *Cesar LCPC*.

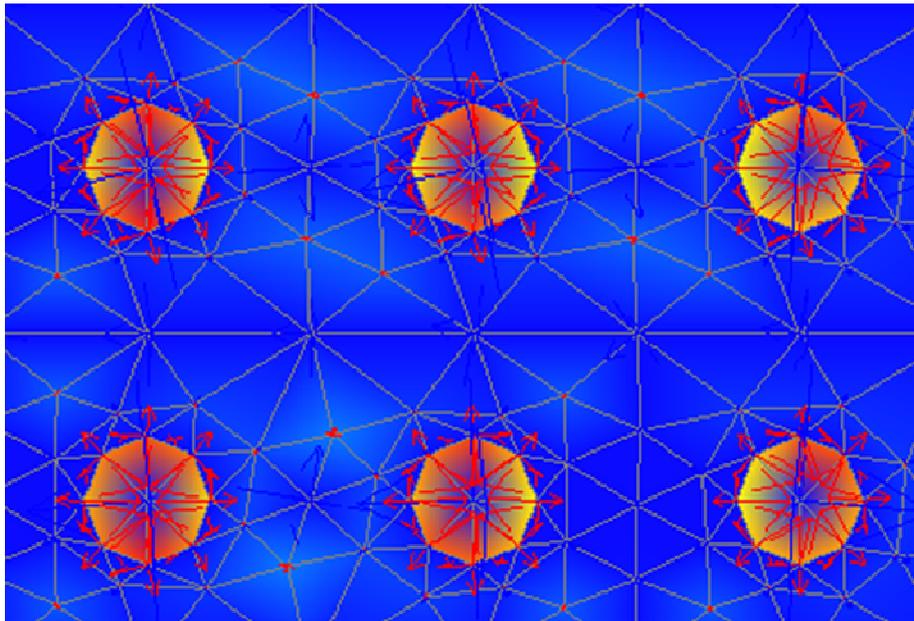


Figura 6.10. Vista perto da zona de maior transferência de carregamento no sistema aterro-*GEC's* solo mole.

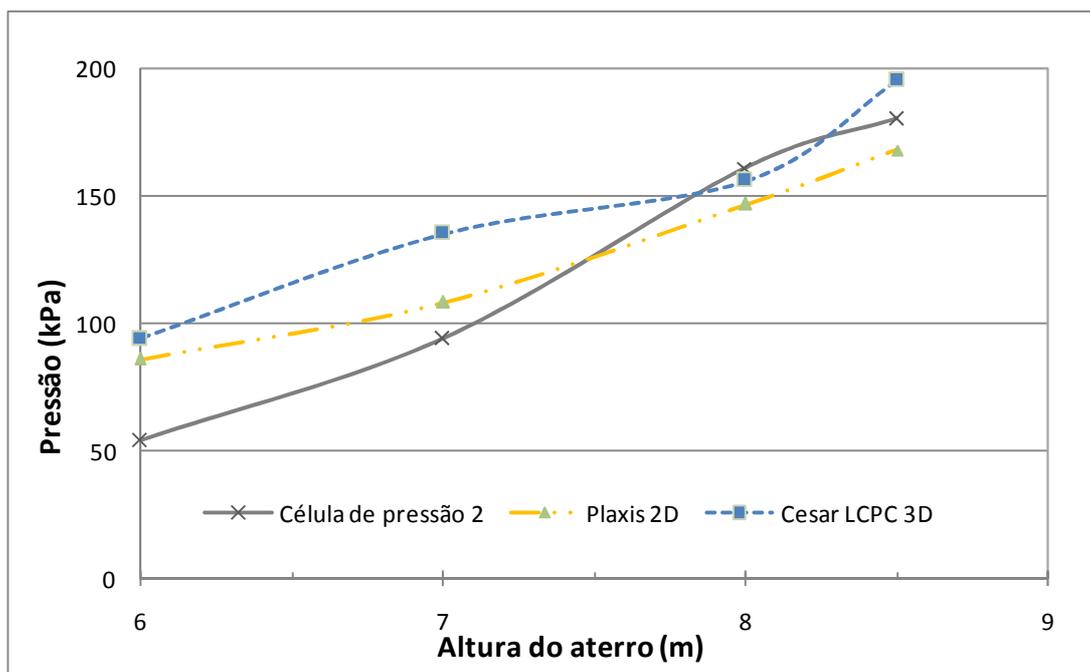


Figura 6.11. Comparação de resultados dos carregamentos obtidos nas simulações com os dados medidos nas células de pressão.

## 7 –CONCLUSÕES

O uso de colunas encamisadas com geossintéticos na melhoria de solos moles contribui na diminuição dos recalques do terreno gerada pelo peso de aterro. A eficiência da técnica está diretamente ligada aos parâmetros utilizados no dimensionamento. As diferenças apresentadas entre os valores simulados e os valores medidos pela instrumentação instalada na obra aqui estudada, pode estar relacionada a vários fatores, entre os que se incluem a variabilidade das diferentes profundidades das camadas encontradas na zona de localização da obra, assim como simplificações geométricas na representação do problema. Há ainda fatores como heterogeneidade e anisotropia não simuladas.

Na obtenção de uma análise baseada nos parâmetros iniciais usados no planejamento da obra, foram obtidos resultados aproximados com os mostrados no artigo de Melo *et al.* (2008) que utilizou o método de Raithel (1999) no projeto da rodovia em São José dos Campos. A simulação foi feita bidimensionalmente no software *Plaxis 7.2* considerando a linha das *GEC's*, suportando diretamente o peso do aterro com diferentes alturas. Os resultados oscilam ao redor de 90 % dos valores calculados com a metodologia analítica, e assim podem ser considerados satisfatórios, dadas as diferenças entre os métodos de cálculo utilizados.

Com base na modelagem utilizada, foram simuladas as condições finais do aterro estaqueado, considerando uma geogrelha na base desse aterro e um incremento nas propriedades do material de preenchimento das colunas granulares encamisadas devido à presença do geotêxtil, obtendo-se valores aproximados aos medidos em campo. Usar uma geogrelha na base neste tipo de obra é extremamente recomendável, já que permite uma melhor distribuição das pressões atuantes.

Para o caso das análises tridimensionais podem observar-se tendências similares com as obtidas no caso bidimensional, ressaltando que na análise 3D tem-se um maior detalhe da distribuição espacial das tensões que atuam nas colunas e o solo mole. Os resultados obtidos nas simulações bidimensionais permitiram resultados aproximados com os dados medidos pela instrumentação (Sandroni *et al.*, 2010), o que faz esse tipo de análise uma ferramenta

adequada no estudo de problemas similares. No caso tridimensional desenvolvido, os resultados permitem um maior detalhe do comportamento na base do aterro e nas *GEC's*, mas leva um processamento muito maior que o caso bidimensional, com resultados similares. No entanto, o uso desta ferramenta permite visualizar melhor, por exemplo, o problema da distribuição das tensões na base do aterro, o que pode auxiliar na previsão da construção de obras adicionais para garantir uma boa funcionalidade da obra.

### **7.1 – Deslocamentos nas *GEC's***

Os resultados dos deslocamentos obtidos durante as simulações realizadas mostram tendências similares em seu comportamento onde, no caso dos deslocamentos horizontais, os maiores valores ocorreram na parte superior das colunas, como esperado. No caso dos recalques, os valores máximos são atingidos na zona de maior altura do aterro.

Ao comparar os deslocamentos horizontais obtidos nas simulações com os dados da instrumentação nota-se que estes últimos alcançam valores maiores, no entanto esta situação pode ser devida às condições reais do terreno, tais como a variabilidade das camadas e a geomorfologia envolvida no problema real. O problema avaliado implica, como citado anteriormente, simplificações do problema real com objetivo de aproximar o caso real numa condição de possível simulação.

Para os recalques, os valores obtidos na análise bidimensional foram menores do que os medidos, enquanto que na análise tridimensional foram maiores, embora, ambos os casos foram próximos aos dados da instrumentação.

### **7.2 – Distribuição de tensões e efeito de arqueamento**

O desempenho da técnica aqui estudada no suporte do aterro rodoviário deve-se principalmente ao fenômeno do arqueamento, por sua vez apresentado nas análises numéricas e que permite a distribuição das tensões atuantes sobre as colunas (mais rígidas) na base do aterro. Essas colunas transferem os maiores carregamentos até as camadas mais baixas de maior capacidade de suporte, aliviando as pressões atuantes no solo mole. Esse

comportamento foi observado tanto nas análises bidimensionais como nas análises tridimensionais.

Com relação à comparação entre valores simulados e os medidos pela instrumentação, observou-se que ambos os valores máximos foram menores a 200 kPa, estando em um intervalo entre 180 e 195 kPa, para o aterro em sua maior altura. Para o caso de 6,0 m de altura do aterro, os valores estiveram em um intervalo mais amplo, entre 54 kPa e 94 kPa. A curva correspondente à célula de pressão 2 começou a estabilizar a partir dos 6,0 m, enquanto que a célula de pressão 1 aparentemente apresentou problemas nas leituras e não foi considerada. As tendências entre os valores simulados e os medidos em campo foram próximas entre si.

### **7.3 – Desempenho de uso da técnica de *GEC's* no melhoramento de solos moles**

Pelas análises realizadas, a técnica de melhoramento de solos moles com uso de colunas granulares encamisadas com geossintéticos permitiu um incremento na capacidade de suporte do solo, fazendo que este seja mais apto no suporte de obras de engenharia como no caso da construção de aterros rodoviários.

Assim como no caso da utilização de estacas de concreto, a maior rigidez das áreas onde estão localizadas as colunas na base do aterro faz possível o efeito de arqueamento na distribuição das tensões atuantes no sistema, onde os maiores carregamentos são encaminhados através das colunas até as camadas mais profundas de maior resistência. Este comportamento na interação do solo melhorado e o aterro fazem possível a estabilidade da obra e o bom desempenho da técnica. Isso foi possível notar tanto nas simulações bidimensionais como nas simulações tridimensionais aqui realizadas.

É recomendável o uso de uma geogrelha na base do aterro. A geogrelha, que existiu no caso real da obra e foi simulada na análise bidimensional, e permitiu uma melhor distribuição das pressões que atuam diretamente sobre as colunas.

#### **7.4 – Recomendações para pesquisas futuras**

A técnica de colunas granulares encamisadas com geossintéticos envolve diferentes fatores que podem ser aprofundados em futuras pesquisas, como no caso de avaliações por meio de ensaios de laboratório com o objetivo de determinar os carregamentos máximos que podem danificar o geossintético por possíveis perfurações internas geradas pelo material granular confinado, como no caso da brita.

Sugere-se também avaliar os processos construtivos utilizados no uso das *GEC's* permitindo aperfeiçoar os projetos durante a obra, assim como estudar o comportamento da técnica ao implementar-se obras adicionais, tais como o uso de geogrelhas na base do aterro, substituição de materiais superficiais que permitam uma maior dissipação das pressões atuantes no sistema aterro, solo mole e *GEC's*, com o objetivo de aumentar a eficiência da técnica.

Outro tema que pode ser avaliado é o problema da consolidação radial gerada pelas *GEC's* no interior do solo mole. Embora o uso da técnica seja neste caso para melhorar a capacidade de suporte do solo, as características do material de preenchimento e do geotêxtil podem gerar dissipação de poro pressão. Complementarmente pode-se avaliar o fluxo atuante no sistema por meio de análises numéricas, assim como por meio de ensaios de laboratório.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALEXIEW, D., SCHMIDT, C.F. & SELDERS, J., (2011). Fundação de Pátios de Estocagem com Colunas Confinadas com Geotêxtil e Reforços Horizontais em Áreas de Solos Moles. *Fundações & Obras geotécnicas*, 14: 56-61.

ALMEIDA, M., FEIJÓ, R., RICCIO, M., (2011) . Tratamento de argila extremamente mole em área do parque olímpico. *Fundações & Obras geotécnicas*, 13(2): 56- 61.

ANDRADE, M. E. S., (2009). Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de santos. Tese de mestrado, UFRJ, COPPE, Brasil, 397 p.

ALMEIDA, M. & MARQUES, M.E. (2010). Aterros sobre solos moles, projeto e desempenho. *OFICINA DE TEXTOS*, Rio de Janeiro, RJ, 1: 256 p.

ARAUJO, G.L.S., (2009). Estudo em Laboratório e em Campo de Colunas Granulares Encamisadas com Geossintéticos. Tese de doutorado, GTD-058/09, UnB, Departamenrto de eng civil e ambiental, Brasília, DF, 143 p.

AYADAT, T. & HANNA, A.M. (2005). Encapsulated stone columns as a soil improvement technique for collapsible soil. *Ground improvement*, 9(4): 137-147.

AZEVEDO, A.F.M. (2003) Método dos Elementos Finitos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 1ª Ed, 248 p.

BORGES, J. L., DOMINGUEZ, T. S. & CARDOSO, A. S. (2009). Embankments on Soft Soil Reinforced with Stone Columns: Numerical Analysis and Proposal of a New Design Method. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27 (6): 667-679.

BOWLES, J. E. (1997). *Foundation analysis and design*. Mc Graw Hill. Singapore, 5th ed, 1143 p.

BROKEMPER, D., SOBOLEWSKI, J. & ALEXIEW, D. (2008). Hueker Case history: Design and Construction of Geotextile Encased Columns Supporting Geogrid Reinforced Landscape Embankments Bastions Vijfwal Houten in the Netherlands. *HUESKER*, 49: 1-4.

CARNICERO, A. (2001). Introdução ao Método dos Elementos Finitos (em espanhol) Escuela Técnica Superior de Ingeniería ICAI, Universidad Pontificia Comillas, Madrid, Espanha, 25 p.

CAMACHO, J. & REYES, O., (2005), Aplicação do modelo cam-clay modificado em argilas reconstituídas da sabana de Bogotá (em espanhol). *Ingeniería de construcción* 20 (1): 159-172.

CASTRO, J., (2008). Análise teórica da consolidação e deformação ao redor de colunas de brita (em espanhol). Tese de doutorado, Universidade de Cantabria, Espanha, 380 p.

CASTRO, J. & SAGASETA, C., (2011). Deformation and consolidation around encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 29, 268-276.

CESAR LCPC 3D v5.0 TUTORIAL (2011). CLEO 3D Reference Manual Material Models Manual. <http://www.itech-soft.com>, França.

CIMENTADA, A. I., (2009). Análise experimental em modelagem reduzida da consolidação radial e da deformação de um solo mole melhorado com colunas de brita (em espanhol). Tese de doutorado, Universidade de Cantabria, Espanha, 500 p.

CHEUNG, K., (1998). Geogrid reinforced light weight embankment on stone columns. *Roading Geotechnics'98*, 273-278.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R., OLIVEIRA, A. T. J., (1998). Estudo quantitativo da qualidade de amostras de argilas moles brasileiras. Recife e Rio de Janeiro. XI COBRAMSEG, Brasília, DF, 2: 927-936.

CUNHA, R.P., POULOS, H.G. and SMALL, J.C., (2001). Investigation of design alternatives for a piled raft case history. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, August, 127(8), pp. 635-641.

DEB, K. (2010). A mathematical model to study the soil arching effect in stone column-supported embankment resting on soft foundation soil. *Applied Mathematical Modelling*, 34(12): 3871-3883.

DE MELLO, L.G., MONDOLFO, M., MONTEZ, F., TSUKAHARA, C.N., BILFINGER, W. (2008). First Use of Geosynthetic Encased Sand Columns in South America. The first Pan-American geosynthetics conference & exhibition, 1332-1341.

DHEERENDRA, M. R., NAYAK, S., SHIVASHANKAR, R., (2012). A critical review of construction, analysis and behavior of stone columns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31:1-22.

DOMINGUEZ, T.S., BORGES, J.L. & CARDOSO, A.S. (2006). Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Colunas de Brita. Análise pelo método dos elementos finitos. 10º congresso nacional de geotecnia, FEUP, Lisboa, Portugal, 1249-1258.

DUAN, Y., ZHANG, Y., CHAN, D., YU, Y., (2012). Theoretical elastoplastic analysis for foundations with geosynthetic encased columns. *Journal of Zhejiang University: Applied Physics & Engineering*, 13(7): 506-518.

ECHEVARRIA, S.P. (2006). Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado. Tese de doutorado, GDM 143/06, UnB, Departamento de eng civil e ambiental, Brasília, DF, 136 p.

FATTAH, M.Y., QUITABA, G.M., (2009). Behaviour of encased floating stone columns. *Journal of Engineering & Technology*, 27(7): 1404-1421.

- FATTAH, K., QUITABA, G.M (2012). Finite Elements analysis of geogryd encased stone columns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30: 713-726.
- GALECIO, D. (2009). Uso de geogrelhas biaxiais. Melhoramento de subleitos moles e reforço da base (em espanhol). *Tecnologia de materiais TDM, Perú*, 41 p.
- GNIEL, J., BOUAZZA, A., (2009). Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes* 27: 167–175.
- GNIEL, J., BOUAZZA, A., (2010). Construction of geogrid encased stone columns: A new proposal based. *Geotextiles and Geomembranes* 28: 108–118.
- HOULSBY, G.T., (1991). How the dilatancy of soils affects their behaviour. In *Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florença, Italia*, 4: 1189–1202.
- HUESKER REPORT D, (2009). Aterro sobre Solo Mole, Vidoca-Interligação Vía Dutra-Rod. Carvalho Pinto (2a etapa) São José dos Campos-SP. [http://www.huesker.com/fileadmin/Content\\_Media/Brazilianisch/Job\\_Reports/HR\\_Vidoca\\_1.pdf](http://www.huesker.com/fileadmin/Content_Media/Brazilianisch/Job_Reports/HR_Vidoca_1.pdf), acesso Julho 14 de 2011, 21:49, 4p.
- KEMPFERT, H & WALLIS, P., (1997). Colunas de areia encamisadas com geossintéticos, um novo procedimento para a construção de estradas (em alemão). *Sonderheft 1997, Munich, Alemanha*, 5: 41-46.
- KEMPFERT, H., (2003). Ground improvement methods with special emphasis on column-type techniques. *Int. Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice, Vermeer, Suíça*, 1-12.
- KEYKHOSROPUR, L., SOROUSH, A., IMAM, R. (2011). A Study on the Behavior of a Geosynthetic Encased Stone Column Group Using 3D Numerical Analyses. *Pan-Am CGS, Toronto, Canadá*, 7 p.
- KHABBAZIAN, M KALIAKIN, V.N., MEEHAN, C.L. (2010). Numerical study of the effect of geosynthetic encasement on the behaviour of granular columns. *Geosynthetics International*, 17(3): 132-143.
- KHABBAZIAN, MEEHAN, C.L., KALIAKIN, V.N. (2011). Discussion of “Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model” by Bostjan Pulko, Bojan Majes, and Janko Logar. *Geotextiles and geomembranes*, 29: 581-583.
- LO, S. R., ZHANG, R, MAK, J., (2010). Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: A numerical study. *Geotextiles and Geomembranes*, 28: 292–302.
- LORENZO, R., (2010). Projeto geotécnico de radier estaqueado sob ação de carregamentos verticais. Aplicação da teoria da segurança (em espanhol). Tese de mestrado, Universidade Politecnica de Madrid, Espanha, 248 p.

- MACHADO, F.G., (2010). Estudo do comportamento de fundações submetidas a vibrações de máquinas. Tese de mestrado, UFRJ, COPPE, Brasil, 149 p.
- MALARVIZHI, S. N. & LAMPARUTHI, K., (2008). Numerical analysis of encapsulated stone columns. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 3719-3726.
- MITCHELL, J. K., SOGA, K. (2005). Fundamentals of soil behavior. Wiley, 3th ed. United States of America, 558 p.
- MURUGESAN, S. RAJAGOPAL, J. (2006). Geosynthetic-encased stone columns: Numerical evaluation. Geotextiles and Geomembranes, 24(6): 349-348.
- MURUGESAN, S. RAJAGOPAL, J. (2007). Model tests on geosynthetic-encased stone columns. Geosynthetics International, 14(6): 346-354.
- N 1848 (2008). Projeto de Fundações de Máquinas. CONTEC-PETROBRAS, SC 04, 51p.
- NIETO, A., CAMACHO, J.F., RUIZ, E.F. (2009). Determinação de parâmetros para modelos elastoplásticos e hardening soil em solos argilosos (em espanhol). Revista Ingenierías, Universidad de Medellín, 8(15): 75-91.
- OLIVEIRA, J. T. R., (2011). Caracterização geotécnica da argila mole do porto de suape-PE. Fundações & Obras geotécnicas, 12: 66-71
- PLAXIS Version 7.2 (2003), Material Models Manual. <http://www.plaxis.nl>, Holanda.
- PREFEITURA DE SÃO JOSE DOS CAMPOS, (2012). São Jose em dados, informações sobre a cidade de São José dos Campos. 62 p.
- POULOS, H.G. (2000). Pile-Raft Interaction – Alternative Methods of Analysis. Developments in Theor. Geomechanics, Ed. D.W. Smith, & J.P. Carter, Balkema, Rotterdam, pp. 445-468.
- POOROOSHASB, H.B. & MEYERHOF, G.G., (1997). Analysis of Behavior of Stone Columns and Lime Columns. Computers and Geotechnics, 20 (1): 47-70.
- PULKO, B., MAJES, B., LOGAR, J. (2011). Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model. Geotextiles and Geomembranes, 29: 29–39.
- RAITHEL, M., KEMPFERT, H. (2000). Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns. An international conference on geotechnical & geological engineering GeoEng 2000, Melbourne, Austrália, 1-6.
- RAITHEL, M., KÜSTER, V., LINDMARK, A., (2004). Geotextile-Encased Columns - a foundation system for earth structures, illustrated by a dyke project for a works extension in Hamburg. Nordic geotechnical meeting, NGM 2004, Ystad, Suécia, 1-10.

RAITHEL, M., KIRCHNER, A., SCHADE, C., LEUSINK, E. (2005). Foundation of Constructions on Very Soft Soils with Geotextile Encased Columns - State of the Art. ASCE conference Geo-Frontiers 2005, Austin, USA. 1-6.

RAITHEL, M., KIRCHNER, A., (2008). Calculation techniques and dimensioning of encased columns - design and state of the art. 4th Asian regional Conference on geosynthetics, Shanghai, China, 1-6.

SANDRONI, S.S., DE MELLO, L.G., GOMES, R.C., VILAR, O.M. RAITHEL, M. (2010). Brazilian research and practice with geosynthetics. 9th International conference on geosynthetics. Guarujá, SP, Brasil, 3-41.

SANCTIS DE L. & MANDOLINI A., (2006). Bearing Capacity of Piled Raft on Soft Clay Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. vol. 132, no. 12 , pp. 11.

SAROGLOU, H., ANTONIOU, A.A., PATERAS, S.K. (2008). Ground Improvement of Clayey Soil Formations Using Stone Columns: A Case Study from Greece. The 12th International conference of International Association for Computer Methods and Advances in geomechanics, IACMAG, Goa, India, 3664-3670.

TALLAPRAGADA, K. R. & GOLAIT, Y.S., (2012). Comparative study of experimental and theoretical load carrying capacity of stone column with and without encasement of geosynthetics. International Journal of Advances in Engineering & Technology, 3(1): 466-476.

TANDEL, Y.K., SOL, C.H., DESAI, A.K. (2012). 3D FE Analysis of an Embankment Construction on GRSC and Proposal of a Design Method. ISRN Civil Engineering, 2013, Article ID 348973, 1-11.

WEBER T.M., LAUE, J., SPRINGMAN, S.M. (2007). Centrifuge modelling of sand compaction piles in soft clay under embankment load. VI International Conference on Physical Modelling in Geotechnics. (eds Ng et al.) Hong Kong. Taylor & Francis Group, London. (1): 603–608.

WEBER T.M., SPRINGMAN, S.M., GÄB, M., RACANSKY, V., SCHWEIGER, H.F., (2009). Numerical modelling of stone columns in soft clay under an embankment. Geotechnics of Soft Soils – Focus on Ground Improvement – Karstunen & Leoni (eds), 305-311.

WU, C. S. & HONG, Y. S., (2009). Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns. Geotextiles and Geomembranes 27: 107–120.

YOO, C. & KIM, S. B., (2009). Numerical modeling of geosynthetic encased stone column-reinforced ground. Geosynthetics International, 16 (3): 116-126.

ZHANG, Y., LI, T., WANG, Y., (2011). Theoretical elastic solutions for foundations improved by geosynthetic-encased columns. Geosynthetics International, 18(1): 12-20.

ZHANG, Y., CHAN, D., WANG, Y., (2012). Consolidation of composite foundation improved by geosyntheticencased stone. *Geotextiles and Geomembranes* 32: 10-17.

ZHUANG, Y. (2009). Numerical Modelling of Arching in Piled Embankments Including the Effects of Reinforcement and subsoil. Tese de doutorado, Universidade de Nottingham, Inglaterra, 248 p.

# **ANEXO**

**Tabela A1. Localização das estacas respeito ao eixo central do aterro.**

Coluna	Eje	Diam	Coluna	Eje	Diam
1	-18,9	0,7	13	2,7	0,7
2	-17,1	0,7	14	4,5	0,7
3	-15,3	0,7	15	6,3	0,7
4	-13,5	0,7	16	8,1	0,7
5	-11,7	0,7	17	9,9	0,7
6	-9,9	0,7	18	11,7	0,7
7	-8,1	0,7	19	13,5	0,7
8	-6,3	0,7	20	15,3	0,7
9	-4,5	0,7	21	17,1	0,7
10	-2,7	0,7	22	18,9	0,7
11	-0,9	0,7	23	20,7	0,7
12	0,9	0,7	24	22,5	0,7

**Tabela A2. Parâmetros dos solos.**

	Aterro	Base do aterro	Coluna de Areia convencional	Coluna de Areia melhorada	Solo A	Solo B	Solo C	Solo D (Apoio)
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	18	19	19	15	15	15	19
Coesão - Su (solos A, B, C e D) (kPa)	10	10	0	0	6,0 ( $Z \leq 2$ ); e 6,0 + Z ( $Z > 2$ )			17
Ângulo de atrito ( $^\circ$ )	30	35	30	40	0	0	0	30
Dilatância( $^\circ$ )	5	5	5	15	0	0	0	0
OCR	–	–	–	–	1,2	1,2	1,2	–
$\kappa$ : Índice de compressão do modelo Cam Clay	–	–	–	0,0028	0,1522	0,1217	0,1826	–
$\lambda$ : Índice de compressão do modelo Cam Clay	–	–	–	0,0110	0,3033	0,2427	0,3640	–
$\nu$ : Poisson	0,3	0,3	0,3	0,3	0,5	0,5	0,5	0,5
E50(ref)(kPa)	30000	30000	28000	32000	–	–	–	28000
Eoed (kPa)	34000	34000	32000	36000	5700	7600	9500	32000
Eur(ref) (kPa)	90000	90000	84000	108000	–	–	–	84000
Cc: Índice de compressão calculado Skempton	–	–	–	–	0,468	0,36	0,89	–
Cc: Índice de compressão a utilizar, iterado	–	–	–	–	0,350	0,280	0,420	–
Cs: Índice de Expansão	–	–	–	–	0,058	0,046	0,07	–

## Simulação no Plaxis 2D:

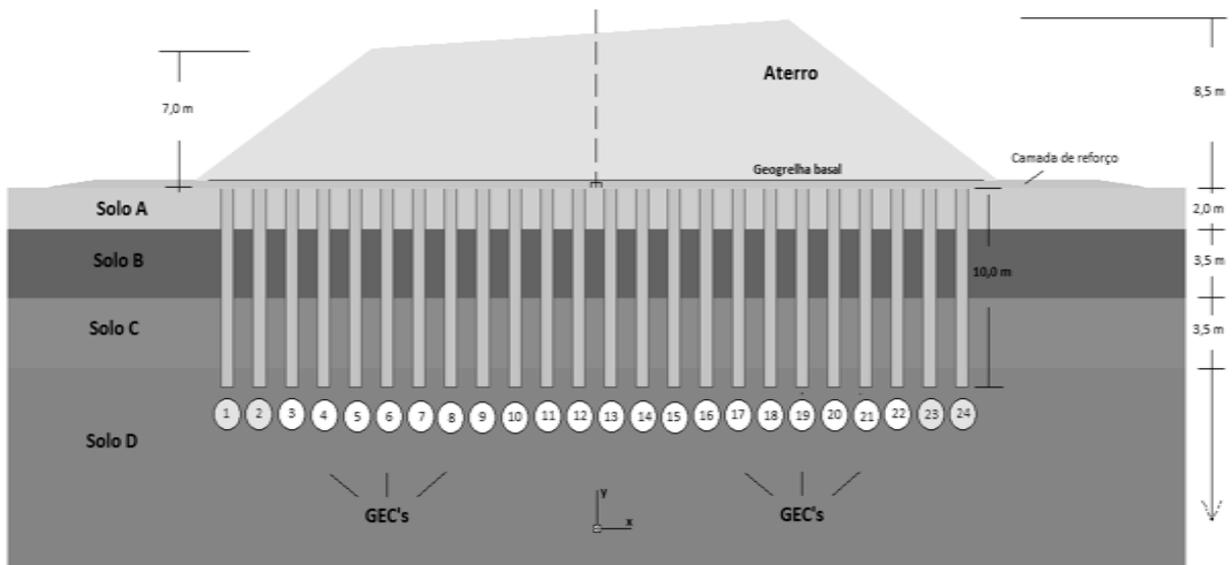


Figura A1. Geometria nome da figura.

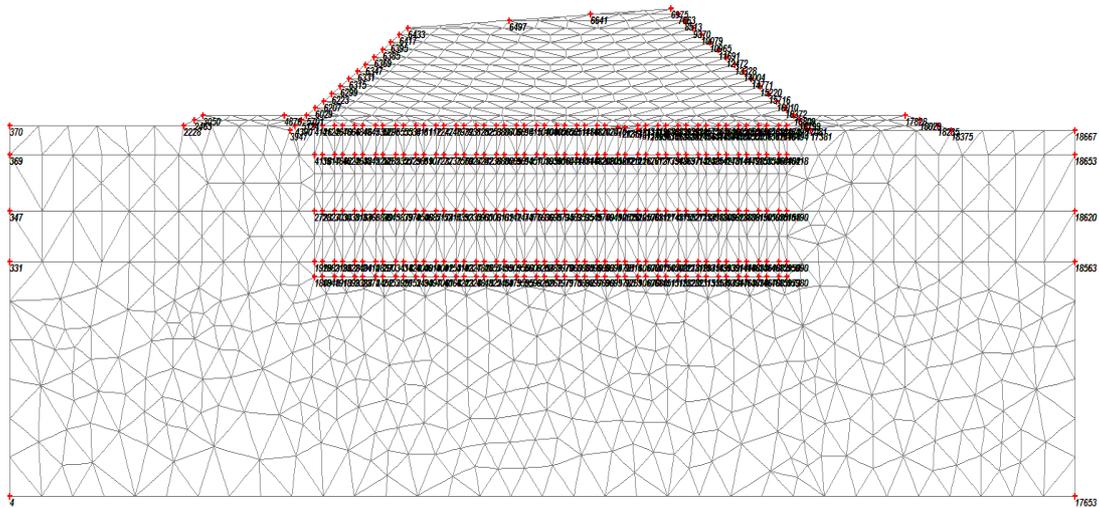


Figura A2. Características da malha no Plaxis 2D.

Tabela A3. Dimensões do modelo.

	min.	max.
X	-25,000	70,000
Y	-25,000	8,300

**Tabela A4. Parâmetros dos solos no modelo SSM.**

<i>Soft-Soil</i>		2 Argila 1	4 Argila 2	5 Argila 3
Type		Undrained	Undrained	Undrained
$\gamma_{unsat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	15,00	15,00	15,00
$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	15,00	15,00	15,00
$k_x$	[m/day]	0,000	0,000	0,000
$k_y$	[m/day]	0,000	0,000	0,000
$e_{init}$	[-]	2,60	2,60	2,70
$c_k$	[-]	1E15	1E15	1E15
$\lambda^*$	[-]	0,042	0,034	0,049
$\kappa^*$	[-]	0,014	0,011	0,016
$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]	6,00	11,50	15,00
$\phi$	[°]	0,00	0,00	0,00
$\psi$	[°]	0,00	0,00	0,00
$\nu$	[-]	0,495	0,495	0,495
$K_0^{nc}$	[-]	1,00	1,00	1,00
$R_{inter}$	[-]	1,00	1,00	1,00
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

**Tabela A5. Parâmetros dos solos no modelo HSM.**

<i>Hardening Soil</i>		1	3	6	7
		Aterro	Coluna de areia	Base Aterro	Solo Apoio
Type		Drained	Undrained	Drained	Undrained
$\gamma_{\text{unsat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18,00	19,00	18,00	19,00
$\gamma_{\text{sat}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18,00	19,00	18,00	19,00
$k_x$	[m/day]	0,000	0,000	0,000	0,000
$k_y$	[m/day]	0,000	0,000	0,000	0,000
$e_{\text{init}}$	[-]	1,00	0,65	0,50	0,50
$e_{\text{min}}$	[-]	0,00	0,00	0,00	0,00
$e_{\text{max}}$	[-]	999,00	999,00	999,00	999,00
$c_k$	[-]	1E15	1E15	1E15	1E15
$E_{50}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	30000,00	33000,00	30000,00	32000,00
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	34000,00	36000,00	34000,00	34000,00
power (m)	[-]	0,50	0,50	0,50	0,50
$c_{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	10,00	2,00	10,00	17,00
$\varphi$	[°]	30,00	39,00	33,00	30,00
$\psi$	[°]	5,00	14,00	8,00	5,00
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	90000,00	99000,00	90000,00	96000,00
$p^{\text{ref}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	100,00	100,00	100,00	100,00
$c_{\text{increment}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	0,00	0,00	0,00
$y_{\text{ref}}$	[m]	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_f$	[-]	0,90	0,90	0,90	0,90
$T_{\text{strength}}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_{\text{inter}}$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00
$\delta_{\text{inter}}$	[m]	0,00	0,00	0,00	0,00

**Tabela A6. Dados do geotêxtil.**

No.	Identification	EA [kN/m]	$\nu$ [-]
1	geotêxtil 1-encased	2000,00	0,00
2	Geotêxtil 2-basal	2000,00	0,00

**Tabela A7. Deslocamentos verticais no Plaxis 2D.**

8,5 m de altura		7,0 m de altura		5,5 m de altura	
X m	UY cm	X m	UY cm	X m	UY cm
-19,7531	-1,88623	-19,9587	-1,66916	-19,7493	-2,60504

-19,7531	-1,88623	-19,6809	-2,33324	-18,7103	-4,51284
-18,6998	-4,32451	-19,6809	-2,33324	-18,7103	-4,51284
-18,6998	-4,32451	-18,8428	-4,1442	-18,4358	-4,99209
-18,438	-4,92039	-18,8428	-4,1442	-18,4358	-4,99209
-18,438	-4,92039	-18,41	-5,06823	-18,2612	-5,30652
-18,2724	-5,31018	-18,41	-5,06823	-18,2612	-5,30652
-18,2724	-5,31018	-18,1363	-5,64013	-17,2221	-6,76842
-17,214	-7,35813	-18,1363	-5,64013	-17,2221	-6,76842
-17,214	-7,35813	-17,292	-7,1167	-16,9477	-7,09355
-16,9577	-7,80888	-17,292	-7,1167	-16,9477	-7,09355
-16,9577	-7,80888	-16,8657	-7,80683	-16,773	-7,27155
-16,7956	-8,07376	-16,8657	-7,80683	-16,773	-7,27155
-16,7956	-8,07376	-16,5961	-8,18932	-15,7339	-8,21968
-15,7321	-9,62889	-16,5961	-8,18932	-15,7339	-8,21968
-15,7321	-9,62889	-15,7457	-9,24015	-15,4595	-8,48091
-15,4813	-10,0304	-15,7457	-9,24015	-15,4595	-8,48091
-15,4813	-10,0304	-15,3258	-9,8359	-14,4204	-8,84164
-14,4111	-11,0213	-15,3258	-9,8359	-14,4204	-8,84164
-14,4111	-11,0213	-14,4685	-10,3629	-14,2458	-8,93399
-14,2541	-11,1684	-14,4685	-10,3629	-14,2458	-8,93399
-14,2541	-11,1684	-14,2037	-10,5499	-13,2067	-9,31812
-13,1763	-12,2385	-14,2037	-10,5499	-13,2067	-9,31812
-13,1763	-12,2385	-13,3392	-11,3577	-12,9322	-9,26643
-12,9335	-12,287	-13,3392	-11,3577	-12,9322	-9,26643
-12,9335	-12,287	-12,9269	-11,373	-12,7576	-9,22863
-12,7799	-12,287	-12,9269	-11,373	-12,7576	-9,22863
-12,7799	-12,287	-12,6662	-11,3113	-11,7185	-9,41698
-11,6971	-13,0913	-12,6662	-11,3113	-11,7185	-9,41698
-11,6971	-13,0913	-11,7956	-11,9059	-11,4441	-9,32134
-11,4597	-13,1055	-11,7956	-11,9059	-11,4441	-9,32134
-11,4597	-13,1055	-11,3897	-11,8972	-11,2694	-9,22835
-11,3096	-13,0537	-11,3897	-11,8972	-11,2694	-9,22835
-11,3096	-13,0537	-11,1329	-11,7647	-10,2303	-9,11769
-10,2217	-13,2609	-11,1329	-11,7647	-10,2303	-9,11769
-10,2217	-13,2609	-10,2563	-11,868	-9,95589	-9,1667
-9,98982	-13,4948	-10,2563	-11,868	-9,95589	-9,1667
-9,98982	-13,4948	-9,85674	-12,1322	-8,91683	-8,77318
-8,89525	-13,1566	-9,85674	-12,1322	-8,91683	-8,77318
-8,89525	-13,1566	-8,97321	-11,6028	-8,74217	-8,78854
-8,75027	-13,2507	-8,97321	-11,6028	-8,74217	-8,78854
-8,75027	-13,2507	-8,72142	-11,6749	-7,70311	-8,705
-7,6479	-13,6679	-8,72142	-11,6749	-7,70311	-8,705
-7,6479	-13,6679	-7,83042	-11,9545	-7,42865	-8,59827
-7,42419	-13,5251	-7,83042	-11,9545	-7,42865	-8,59827

-7,42419	-13,5251	-7,43865	-11,6812	-7,254	-8,54911
-7,28264	-13,4461	-7,43865	-11,6812	-7,254	-8,54911
-7,28264	-13,4461	-7,19088	-11,5586	-6,21493	-8,51441
-6,17531	-13,8535	-7,19088	-11,5586	-6,21493	-8,51441
-6,17531	-13,8535	-6,29389	-11,8289	-5,94048	-8,37604
-5,95699	-13,6335	-6,29389	-11,8289	-5,94048	-8,37604
-5,95699	-13,6335	-5,90845	-11,5569	-5,76582	-8,28781
-5,81884	-13,4535	-5,90845	-11,5569	-5,76582	-8,28781
-5,81884	-13,4535	-5,66467	-11,3313	-4,72676	-8,23818
-4,70657	-13,5748	-5,66467	-11,3313	-4,72676	-8,23818
-4,70657	-13,5748	-4,76173	-11,4005	-4,4523	-8,25463
-4,49361	-13,6809	-4,76173	-11,4005	-4,4523	-8,25463
-4,49361	-13,6809	-4,38257	-11,454	-3,41324	-7,95187
-3,37455	-13,0227	-4,38257	-11,454	-3,41324	-7,95187
-3,37455	-13,0227	-3,47268	-10,8165	-3,23858	-7,98964
-3,24167	-13,2016	-3,47268	-10,8165	-3,23858	-7,98964
-3,24167	-13,2016	-3,23392	-10,9286	-2,96413	-8,11511
-3,03404	-13,625	-3,23392	-10,9286	-2,96413	-8,11511
-3,03404	-13,625	-2,86102	-11,2776	-1,92506	-7,97301
-1,91009	-13,3491	-2,86102	-11,2776	-1,92506	-7,97301
-1,91009	-13,3491	-1,94521	-10,8663	-1,75041	-7,95777
-1,7806	-13,311	-1,94521	-10,8663	-1,75041	-7,95777
-1,7806	-13,311	-1,71043	-10,8069	-0,71135	-8,10288
-0,64874	-14,0688	-1,71043	-10,8069	-0,71135	-8,10288
-0,64874	-14,0688	-0,78702	-11,1913	-0,43689	-8,00956
-0,44945	-13,8922	-0,78702	-11,1913	-0,43689	-8,00956
-0,44945	-13,8922	-0,42207	-10,9886	-0,26224	-7,93974
-0,32334	-13,6862	-0,42207	-10,9886	-0,26224	-7,93974
-0,32334	-13,6862	-0,19126	-10,7858	0,776829	-8,06419
0,813399	-14,101	-0,19126	-10,7858	0,776829	-8,06419
0,813399	-14,101	0,738038	-11,041	1,051286	-8,09834
1,007375	-14,1735	0,738038	-11,041	1,051286	-8,09834
1,007375	-14,1735	1,096744	-11,0913	1,22594	-8,0713
1,130119	-14,1521	1,096744	-11,0913	1,22594	-8,0713
1,130119	-14,1521	1,323614	-11,0015	2,265004	-8,11787
2,27171	-14,252	1,323614	-11,0015	2,265004	-8,11787
2,27171	-14,252	2,258763	-11,0466	2,539461	-8,26996
2,4604	-14,6441	2,258763	-11,0466	2,539461	-8,26996
2,4604	-14,6441	2,611266	-11,3599	3,578525	-8,15366
3,60882	-14,3048	2,611266	-11,3599	3,578525	-8,15366
3,60882	-14,3048	3,553423	-11,0078	3,753179	-8,19168
3,726211	-14,3508	3,553423	-11,0078	3,753179	-8,19168
3,726211	-14,3508	3,775175	-11,0739	4,792243	-8,50952
4,882649	-15,1431	3,775175	-11,0739	4,792243	-8,50952

4,882649	-15,1431	4,725068	-11,6349	5,0667	-8,40764
5,062875	-14,8222	4,725068	-11,6349	5,0667	-8,40764
5,062875	-14,8222	5,069471	-11,3826	5,241354	-8,3301
5,176915	-14,5487	5,069471	-11,3826	5,241354	-8,3301
5,176915	-14,5487	5,287293	-11,1795	6,280418	-8,91256
6,338173	-15,5363	5,287293	-11,1795	6,280418	-8,91256
6,338173	-15,5363	6,243002	-12,0053	6,642202	-8,96765
6,568546	-15,5213	6,243002	-12,0053	6,642202	-8,96765
6,568546	-15,5213	6,688306	-12,0301	7,681266	-9,25825
7,73564	-15,8373	6,688306	-12,0301	7,681266	-9,25825
7,73564	-15,8373	7,650441	-12,2932	8,043049	-9,2835
7,959604	-16,2577	7,650441	-12,2932	8,043049	-9,2835
7,959604	-16,2577	8,088694	-12,8992	9,082113	-9,59621
9,132529	-16,0347	8,088694	-12,8992	9,082113	-9,59621
9,132529	-16,0347	9,057249	-12,9124	9,256768	-9,70867
9,237806	-16,1451	9,057249	-12,9124	9,256768	-9,70867
9,237806	-16,1451	9,265952	-13,0795	10,29583	-10,2496
10,41886	-16,5268	9,265952	-13,0795	10,29583	-10,2496
10,41886	-16,5268	10,24237	-13,6785	10,57029	-10,1669
10,57999	-16,2767	10,24237	-13,6785	10,57029	-10,1669
10,57999	-16,2767	10,5662	-13,4152	10,74494	-10,1207
10,68195	-16,0995	10,5662	-13,4152	10,74494	-10,1207
10,68195	-16,0995	10,771	-13,2659	11,78401	-10,5841
11,86776	-16,4338	10,771	-13,2659	11,78401	-10,5841
11,86776	-16,4338	11,75317	-13,7738	12,05846	-10,5575
12,02367	-16,308	11,75317	-13,7738	12,05846	-10,5575
12,02367	-16,308	12,07087	-13,6463	12,23312	-10,4932
12,12232	-16,1884	12,07087	-13,6463	12,23312	-10,4932
12,12232	-16,1884	12,2718	-13,4745	13,27218	-10,6508
13,31287	-15,8189	12,2718	-13,4745	13,27218	-10,6508
13,31287	-15,8189	13,25968	-13,4902	13,54664	-10,7242
13,46358	-15,8271	13,25968	-13,4902	13,54664	-10,7242
13,46358	-15,8271	13,57128	-13,5228	14,5857	-10,3517
14,66105	-14,6321	13,57128	-13,5228	14,5857	-10,3517
14,66105	-14,6321	14,56628	-12,759	14,76036	-10,398
14,75419	-14,6197	14,56628	-12,759	14,76036	-10,398
14,75419	-14,6197	14,76191	-12,7744	15,03481	-10,4729
14,89973	-14,5827	14,76191	-12,7744	15,03481	-10,4729
14,89973	-14,5827	15,06744	-12,7914	16,07388	-9,98975
16,1019	-13,284	15,06744	-12,7914	16,07388	-9,98975
16,1019	-13,284	16,06811	-11,931	16,24853	-9,88102
16,19175	-13,1611	16,06811	-11,931	16,24853	-9,88102
16,19175	-13,1611	16,25988	-11,7455	17,2876	-9,57729
17,40217	-11,8831	16,25988	-11,7455	17,2876	-9,57729

17,40217	-11,8831	17,26855	-11,112	17,56205	-9,30542
17,53899	-11,6449	17,26855	-11,112	17,56205	-9,30542
17,53899	-11,6449	17,56569	-10,7086	17,73671	-9,11246
17,62556	-11,4914	17,56569	-10,7086	17,73671	-9,11246
17,62556	-11,4914	17,75361	-10,4318	18,77577	-8,31905
18,84065	-9,70908	17,75361	-10,4318	18,77577	-8,31905
18,84065	-9,70908	18,76793	-9,31699	19,05023	-8,06122
18,97232	-9,50112	18,76793	-9,31699	19,05023	-8,06122
18,97232	-9,50112	19,05902	-8,94158	19,22488	-7,83066
19,05564	-9,35423	19,05902	-8,94158	19,22488	-7,83066
19,05564	-9,35423	19,24312	-8,6323	20,26395	-6,50283
20,27537	-7,0573	19,24312	-8,6323	20,26395	-6,50283
20,27537	-7,0573	20,26305	-7,02269	20,5384	-6,20252
20,40192	-6,8489	20,26305	-7,02269	20,5384	-6,20252
20,40192	-6,8489	20,54812	-6,62322	21,57747	-4,62355
		20,54812	-6,62322	21,57747	-4,62355
		21,57522	-4,77503	21,75212	-4,38954
		21,57522	-4,77503	21,75212	-4,38954
		21,75392	-4,49433	22,79118	-3,43344

**Tabela A8. Deslocamentos horizontais no Plaxis.**

Coluna 1		Coluna 24	
Y m	U_x cm	Y m	U_x cm
-1,11531	-13,071	-0,5	13,65328
-2	-10,839	-1,59559	11,38056
-2,33822	-10,7555	-2	10,82449
-3,75003	-9,65964	-2,44315	10,9285
-5,38683	-8,89761	-3,00432	12,37859
-6	-8,34179	-3,90313	10,79691
-6,6345	-7,68246	-4,23766	9,004213
-7,25003	-6,62463	-4,74152	8,434154
-8,91402	-3,30638	-5,5	6,733498
-9	-2,83215	-5,84315	7,273714
-9,0809	-2,52533	-6,50432	6,844844
-10,8755	-1,55685	-7,40313	5,740409
-12,3037	-1,4027	-7,73766	4,692428
-13,4802	-1,08297	-8,34152	4,485271
-16,0904	-0,6541	-9	1,286346
-16,2456	-1,12988	-9,81029	1,393548
-16,2983	-0,12505	-10,6315	1,031091

-11,0611	-0,41265
-12,8466	0,67755
-14,0291	0,400319
-15,4586	0,304313
-15,7101	0,272628
-16,5213	0,129146

**Tabela A9. Deslocamentos horizontais para diferentes alturas do aterro no Plaxis.**

Coluna 24					
8,5 m de altura do aterro		6,0 m de altura do aterro		2,0 m de altura do aterro	
Y m	U_x cm	Y m	U_x cm	Y m	U_x cm
-0,5	29,15328	0	17,51575	-0,09118	3,776325
-1,59559	25,38056	-0,205	17,54852	-0,09118	3,776325
-2	23,32449	-1,7	16,72386	-1,7	3,604304
-2,44315	23,4285	-2,81393	15,95441	-1,7	3,504304
-3,00432	24,17859	-3,00238	15,77735	-2,88955	3,339081
-3,90313	21,59691	-4,15143	14,48334	-2,98477	3,320537
-4,23766	19,80421	-4,38607	14,13783	-4,1897	3,045828
-4,74152	18,33415	-5,5	12,07131	-4,31513	2,99941
-5,5	13,4335	-7,03898	8,053573	-5,5	2,542139
-5,74315	13,27371	-7,19118	7,584839	-7,12426	1,491522
-6,50432	12,34484	-7,2818	7,320687	-7,21484	1,415574
-7,40313	10,14041	-7,46102	6,713235	-7,26904	1,369957
-7,73766	9,092428	-9	2,056907	-7,37688	1,284418
-7,94152	8,385271	-9,87941	1,470275	-9	0,332999
-9	2,656346	-10,1256	1,420622	-9,92091	0,321579
-9,81029	2,093548	-11,1423	1,331515	-10,0828	0,325332
-10,6315	2,091091	-12	0	-11,1585	0,342732
-11,0611	0,08735			-12	0
-12,8466	0,77755				
-14,0291	0,500319				
-15,4586	0,404313				
-15,7101	0,372628				
-16,5213	0,229146				

## Simulação no Cesar LCPC:

### ELEMENT DEFINITION ( E L E M )

Total number of elements .....(NELT) = 37746  
Number of element groups .....(NGRPE) = 25

#### Colunas A

GROUP NUMBER : 1 (THREE-DIMENSIONAL MECHANICAL ELEMENTS)

Number of elements in group ..... = 1440  
material model type .....(IMOD) = 10

### MECHANICAL CHARACTERISTICS

\* \* SMALL STRAIN ELASTO-PLASTICITY \* \*

YOUNG's moduls .....(YOUNG) = 3.90000E+07  
POISSON's ratio .....(POISS) = 0.30000  
volumetric mass .....(RO) = 1.90000E+03

#### MOHR-COULOMB WITHOUT HARDENING

Cohesion .....(C) = 0.0  
Internal friction angle .....(PHI) = 40.00000  
Dilatation angle .....(PSI) = 15.00000

WRITING FOR RESTART ON FILE number 31

### MANAGEMENT OF GLOBAL MATRICES

MULTIFRONTAL solver  
with METIS library

using block storage on file

File 25 (Integer factors matrix) ..... = 377 records  
(disk usage : 7.2 Megabytes)

File 24 (Real factors matrix) ..... = 9664 records  
(disk usage : 183.6 Megabytes)

### MANAGEMENT OF INTEGRATION AND COMPUTATION POINTS

File 28 (numerical integration for K) ..... = 3 records  
File 29 (stress computation points) ..... = 3 records

### MEMORY MANAGEMENT

Number of real words used ..... = 20283058  
Number of available real words ..... = 36000000

END of analysis in EXEC mode

**Tabela A10. Deslocamentos verticais no Cesar LCPC.**

3,0 m		6,0 m		8,5 m	
x	w (cm)	x	w (cm)	x	w (cm)
0,9	-3,7	0,9	-8,5	0,9	-16,3
2,7	-3,8	2,7	-8,9	2,7	-15,6
4,5	-4,5	4,5	-9,9	4,5	-16,6
6,3	-4,2	6,3	-10,4	6,3	-17,2
8,1	-4,9	8,1	-11,3	8,1	-18,4
9,9	-5,6	9,9	-13,6	9,9	-20,6
11,7	-6,5	11,7	-15	11,7	-20,9
13,5	-6	13,5	-14,3	13,5	-22,2
15,3	-5,3	15,3	-13,8	15,3	-22,6
17,1	-5	17,1	-10,6	17,1	-18,6
18,9	-4,5	18,9	-9,6	18,9	-17,1
20,7	-3,6	20,7	-7,6	20,7	-12,7
22,5	-3,8	22,5	-6,3	22,5	-10,9

**Tabela A11. Deslocamentos horizontais no Cesar LCPC.**

2,0 m		6,0 m		8,5 m	
y (m)	ux (cm)	y (m)	ux (cm)	y (m)	ux (cm)
0	3,5	0	8	0	22,4
-0,5	3	-0,5	3,5	-0,5	17,7
-1	2,5	-1	2,5	-1	15,9
-1,5	1,4	-1,5	1,8	-1,5	15,1
-2	1,7	-2	2,4	-2	15,3
-2,5	0,7	-2,5	1,5	-2,5	13,6
-3	0	-3	1,5	-3	12,5
-3,5	-0,7	-3,5	0,4	-3,5	10,9
-4	-1,5	-4	-0,1	-4	8,7
-4,5	-1,5	-4,5	-0,1	-4,5	6,9
-5	-1	-5	-0,4	-5	5,3
-5,5	-1,8	-5,5	-1,9	-5,5	4,4
-6	-0,7	-6	-1,2	-6	4
-6,5	-0,5	-6,5	-2	-6,5	3,9
-7	-1,5	-7	-1,8	-7	2,9
-7,5	-1,8	-7,5	-1,6	-7,5	1,4
-8	-1,9	-8	-1,4	-8	1,2
-8,5	-2,4	-8,5	-1,1	-8,5	0,9
-9	-2,1	-9	-0,9	-9	0,3
-9,5	-1,5	-9,5	-0,6	-9,5	0,4
-10	-0,9	-10	-0,4	-10	0,2

-10,5	0,1	-10,5	0,1	-10,5	0,4
-11	0,5	-11	0	-11	0,5
				-11,5	-0,4
				-12	-0,3
				-12,5	-0,2
				-13	-0,1

**Tabela A12. Deslocamentos verticais medidos na instrumentação (perfilômetro).**

alt 3,0 m		6,0 m		alt 8,5m	
X (m)	Uy (cm)	X (m)	Uy (cm)	X (m)	Uy (cm)
1,26	0,4046	2,51	0,1392	2,12	-0,96
2,03	0,77186	4,06	1,91163	3,28	0,22
3,09	1,1471	5,02	1,59227	3,77	0,93
3,67	0,93243	5,89	1,96219	4,92	2,23
5,89	1,22429	6,76	2,44744	5,79	3,06
7,15	1,48953	7,15	2,22744	7,15	3,44
7,92	1,51082	8,21	2,14139	8,11	4,51
8,98	1,88607	8,98	1,93204	9,17	5,69
9,85	1,67937	9,56	2,4093	9,95	5,71
10,91	2,05462	11,3	3,03382	11,01	5,97
11,97	1,85325	12,17	2,48115	11,97	6,8
12,94	2,34115	13,33	2,62841	13,04	7,76
14,1	2,25777	14	2,76237	14	8,71
15,06	2,3997	14,87	3,7089	14,87	8,73
15,84	2,42099	15,93	3,62286	15,84	8,64
16,9	2,45027	17,19	3,19616	16,71	9,13
17,96	2,94084	18,15	3,79939	17,86	10,08
19,22	3,09076	19,31	3,60068	19,41	10,81
20,18	3,11737	20,09	4,42923	20,18	11,18
21,24	3,03132	20,95	3,76125	21,15	11,21
22,02	3,16793	21,73	4,08254	21,92	11,46
23,08	3,19721	22,98	4,34778	23,08	11,84
24,05	2,99318	23,95	3,9131	24,14	12,33
25,01	3,13511	25,11	3,94504	25,01	12,12
25,98	2,81576	25,98	4,08431	25,98	11,92
27,62	2,861	27,14	4,00092	26,94	12,52
28,1	3,10495	27,81	4,48085	28	12,32
29,07	3,36221	29,07	5,09206	29,36	13,16
29,94	3,04019	30,03	4,7727	30,13	13,65
31	3,76141	31,19	5,49658	31,09	14,48
32,06	3,44471	32,25	5,64117	32,06	15,33

32,93	3,69931	33,03	5,66246	32,93	15,8
33,99	3,72858	34,09	6,15303	34,18	16,36
35,15	3,6452	34,96	5,83101	35,15	16,68
36,02	4,36109	36,41	6,6782	36,02	16,74
37,08	4,96698	36,7	7,14747	36,89	17,58
38,05	4,87827	38,05	7,41538	37,95	18,17
39,11	5,02287	39,21	7,67796	38,92	18,66
40,17	5,28279	39,4	8,2599	40,27	19,04
41,14	4,96343	40,27	8,28385	41,14	18,6
42,2	4,76206	40,75	9,10442	42,1	18,05
43,07	4,55536	42,2	8,79837	43,17	17,85
44,03	4,23601	43,07	9,05297	44,23	15,89
45,19	4,61391	44,03	7,6957	44,9	15,54
		44,61	7,59635		
		45,19	7,38167		

**Tabela A13. Deslocamentos horizontais medidos na instrumentação IN-A.**

8,5 m de aterro		6,0 m de aterro		2,0 m de aterro	
Y (m)	Ux (cm)	Y (m)	Ux (cm)	Y (m)	Ux (cm)
-1,5	0,2	-1,5	0,1	-1,5	0
-2	-0,2	-2	0,6	-2	0,3
-2,5	-0,3	-2,5	-0,1	-2,5	0,2
-3	-1	-3	-0,6	-3	-0,4
-3,5	-1,4	-3,5	-0,9	-3,5	-0,7
-4	-1	-4	-0,5	-4	-0,4
-4,5	-0,7	-4,5	-0,2	-4,5	-0,2
-5	-0,7	-5	-0,3	-5	-0,3
-5,5	-1,4	-5,5	-1,2	-5,5	-1
-6	-1,8	-6	-1,4	-6	-1,3
-6,5	-2	-6,5	-1,55	-6,5	-1,45
-7	-2,1	-7	-1,7	-7	-1,6
-7,5	-2,3	-7,5	-1,85	-7,5	-1,75
-8	-2,3	-8	-1,8	-8	-1,65
-8,5	-2,05	-8,5	-1,6	-8,5	-1,5
-9	-1,9	-9	-1,45	-9	-1,4
-9,5	-1,75	-9,5	-1,35	-9,5	-1,25
-10	-1,6	-10	-1,3	-10	-1,2
-10,5	-1,5	-10,5	-1,1	-10,5	-1
-11	-1,2	-11	-0,8	-11	-0,7
-11,5	-1	-11,5	-0,7	-11,5	-0,5
-12	-0,6	-12	-0,4	-12	-0,3
-12,5	-0,1	-12,5	-0,3	-12,5	-0,2

-13	-0,1	-13	-0,3	-13	-0,2
-13,5	-0,2	-13,5	-0,1	-13,5	-0,1
-14	0	-14	-0,1	-14	-0,1

**Tabela A14. Deslocamentos horizontais medidos na instrumentação IN-B.**

8,5 m de aterro		6,0 m de aterro		2,0 m de aterro	
Y (m)	Ux (cm)	Y (m)	Ux (cm)	Y (m)	Ux (cm)
-1	5,5	-1	3,4	-1	2,3
-1,5	6,9	-1,5	3,5	-1,5	2
-2	7,3	-2	2,3	-2	1,2
-2,5	8,3	-2,5	2,1	-2,5	0,4
-3	7,4	-3	1,7	-3	1
-3,5	6,5	-3,5	1,3	-3,5	0,5
-4	6,7	-4	1,1	-4	0,7
-4,5	7,1	-4,5	0,8	-4,5	0,1
-5	7,8	-5	0,4	-5	0,4
-5,5	9,2	-5,5	1,1	-5,5	1,3
-6	9,6	-6	1,5	-6	1,7
-6,5	9,3	-6,5	1	-6,5	1,1
-7	9,6	-7	0,3	-7	1,3
-7,5	9,6	-7,5	0,6	-7,5	1,2
-8	9,4	-8	0,6	-8	0,5
-8,5	7,8	-8,5	0,5	-8,5	0,6
-9	6	-9	0,4	-9	0,4
-9,5	4,1	-9,5	0,1	-9,5	0,3
-10	2,4	-10	0,4	-10	0,1
-10,5	2	-10,5	0,4	-10,5	0,3
-11	0,9	-11	0,4	-11	0,3
-11,5	0,6	-11,5	0,2	-11,5	0,2
-12	0,1	-12	0,1	-12	0,1
-12,5	0,1	-12,5	0,1	-12,5	0,1
-13	0	-13	0	-13	0
-13,5	0,1	-13,5	0	-13,5	0