

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

JOSÉ ORLANDO AVESANI NETO

**Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas
na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula**

São Carlos

2013

JOSÉ ORLANDO AVESANI NETO

**Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações
numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos
reforçados com geocélula**

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos,
da Universidade de São Paulo, como parte integrante dos
requisitos para a obtenção do Título de Doutor em
Geotecnia

ORIENTADOR: Prof. Tit. Benedito de Souza Bueno

CO-ORIENTADOR: Prof. Ass. Marcos Massao Futai

São Carlos

2013

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

A948d Avesani Neto, José Orlando
Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e
simulações numéricas aplicadas na melhoria da
capacidade de carga de solos reforçados com geocélula /
José Orlando Avesani Neto; orientador Benedito de Souza
Bueno; coorientador Marcos Massao Futai. São Carlos,
2013.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação e Área
de Concentração em Geotecnia -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

1. Tratamento de solo. 2. Geossintéticos. 3.
Reforço do solo. 4. Método de cálculo. 5. Método dos
Elementos Finitos (MEF). 6. Ensaio de placa. I.
Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **JOSÉ ORLANDO AVESANI NETO**.

Título da Tese: "Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula".

Data da defesa: 17/05/2013

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Marcos Massao Futai (Orientador)**
(Escola Politécnica/EP)

APROVADO

Prof. Titular **Orencio Monje Vilar**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof^a. Dr^a. **Cristina de Hollanda Cavalcanti Tsuha**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

aprovado *aprovado*

Prof^a. Associada **Delma de Mattos Vidal**
(Instituto Tecnológico de Aeronáutica/ITA)

aprovado

Prof. Dr. **Marcio de Souza Soares de Almeida**
(Universidade Federal do Rio de Janeiro/UFRJ)

aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Titular **Osni José Pejon**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

*A meus pais por tudo que me propiciaram
À Paula pelo apoio incondicional
A meus irmãos pela amizade desde sempre*

Agradecimentos

Ao Prof. Benedito, orientador e amigo de longa data, por acreditar na possibilidade e permitir mais esta oportunidade de trabalho em conjunto, estudo e elevação do conhecimento.

Ao Prof. Massao, que adentrou na pesquisa multiplicando conhecimento, por ser um “porto seguro” em São Paulo, gerando amizade, apoio, auxílio e orientação da pesquisa, além de companheirismo de trabalho.

Ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, seus Professores e Funcionários, pela compreensão e ajuda prestada no desenvolvimento deste trabalho que ocorreu à distância. Em especial à Maristela pelo auxílio administrativo e burocrático, aos Profs. Edmundo Esquível, Cristina Tsuha e Osni Pejon por acreditarem que o trabalho poderia ser feito e permitirem meu ingresso no programa e ao Prof. Cintra pela compreensão na disciplina de Técnicas de Apresentação.

A minha família (pais, irmão, avós, tios, primos, sogro e sogra e cunhadas), amigos e colegas de trabalho que, além do apoio, com a constante curiosidade do andamento do trabalho ajudaram a manter o estímulo e persistência.

Ao IPT e a Geo Soluções por apoiar a iniciativa e propiciar um ambiente exequível à condução de um doutorado em meio aos turbulentos desafios profissionais do mercado de trabalho.

Aos colegas do IPT, em especial aos grandes amigos Rafael Plácido e Thelma Sumie, pelos anos de trabalhos juntos, conversas de café, confraternizações e etc, etapa esta de elevada importância de crescimento profissional e pessoal.

À colega do IPT, Lúcia Dozzi, pela inestimável ajuda nas interpretações estatísticas dos resultados da tese na tentativa de entender a "pomba".

Ao grande amigo de longa data, Paulo Ferracini, pelo desenvolvimento de um *software* com uma rotina de cálculo da carga de ruptura dos ensaios, conduzindo a um monstruoso auxílio e agilidade no tratamento destes dados.

Aos Professores da Poli (EP/USP), em especial nas figuras do Prof. Carlos Pinto, Prof. Massao e Prof. Atrhur pelo grande auxílio prestado (não só nas disciplinas cursadas).

Ao companheiro de Geotecnia, Leonardo Meneses, por fornecer todos os resultados dos seus ensaios, permitindo melhores análises dos resultados.

À Paula pelas discussões técnicas e pela inestimável ajuda na releitura do texto.

“... Há outra coisa que uma educação academia poderá propiciar a você. Se você prosseguir nela por um tempo razoável, ela acabará lhe dando uma ideia das dimensões da sua mente. Do que ela comporta e, talvez, do que ela não comporta. Depois de algum tempo, você vai ter uma ideia do tipo de pensamento que sua mente deve abrigar. Você começará a conhecer as suas medidas exatas, e vestira sua mente de acordo com elas.”

*Prof. Antolini em
O Apanhador no Campo de Centeio.*

“Lembre-se que, diferente do que muitos pensam, nunca temos um minuto a mais e sim um minuto a menos na vida. Então, nunca deixe pra depois algo que você julgue ser importante, necessário ou valioso.”

Wilson Paulo Basile, meu querido avô.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE TABELAS	xxxí
RESUMO	xxxv
ABSTRACT	xxxvii
LISTA DE SÍMBOLOS, NOTAÇÕES E TERMINOLOGIAS	xxxix
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	- 45 -
1.1 Motivações	- 47 -
1.2 Proposição	- 47 -
CAPÍTULO 2 - GEOCÉLULA	- 49 -
2.1 Introdução	- 49 -
2.2 Caracterização	- 50 -
2.3 Aplicações	- 54 -
2.4 Considerações sobre o Capítulo	- 56 -
CAPÍTULO 3 - METODOLOGIAS DE REFORÇO DE SOLO	- 57 -
3.1 Introdução	- 57 -
3.2 Caracterização dos solos moles	- 57 -
3.3 Intervenções convencionais	- 60 -
3.4 Intervenções com Geossintéticos	- 61 -
3.4.1 Exemplo de uso de geocélula como reforço basal	- 63 -
3.4.2 Melhora da capacidade de carga	- 65 -
3.5 Considerações sobre o Capítulo	- 76 -

CAPÍTULO 4 - MÉTODOS DE CÁLCULO DE REFORÇO DE SOLO COM GEOCÉLULA _____ - 79 -

4.1	Introdução	- 79 -
4.2	Fatores que influenciam na melhora fornecida pelo reforço	- 79 -
4.3	Método de Koerner (1994)	- 80 -
4.3.1	Considerações sobre o método	- 83 -
4.4	Método da Presto (2008)	- 84 -
4.4.1	Ângulo de atrito de interface	- 84 -
4.4.2	Resistência do subleito	- 84 -
4.4.3	Formulação	- 85 -
4.4.4	Considerações sobre o método	- 88 -
4.5	Método da Coesão Aparente	- 88 -
4.5.1	Considerações sobre o método	- 91 -
4.6	Método de Zhang et al. (2010)	- 92 -
4.7	Considerações sobre o Capítulo	- 95 -

CAPÍTULO 5 - FATORES QUE INFLUENCIAM NO REFORÇO DE SOLO COM GEOCÉLULA __ - 97 -

5.1	Introdução	- 97 -
5.2	Fatores do reforço de geocélula	- 97 -
5.2.1	Formato das células	- 100 -
5.2.2	Dimensões das células	- 100 -
5.2.3	Quantidade de células	- 105 -
5.2.4	Material das células	- 107 -
5.2.5	Largura do reforço de geocélula	- 110 -
5.2.6	Profundidade de disposição do reforço	- 111 -
5.3	Fatores do solo - Material de preenchimento das células	- 113 -
5.4	Associação da Geocélula com Outros Geossintéticos	- 116 -
5.5	Redução da tensão na fundação	- 119 -
5.6	Considerações sobre o Capítulo	- 124 -

CAPÍTULO 6 - MÉTODO DE CÁLCULO PROPOSTO PARA REFORÇO DE SOLO COM GEOCÉLULA _____ - 125 -

6.1	Introdução	- 125 -
------------	-------------------	----------------

6.2	Desenvolvimento da Resistência	- 125 -
6.2.1	Efeito do confinamento	- 126 -
6.2.2	Efeito laje	- 128 -
6.2.3	Efeito membrana	- 128 -
6.3	Modelo de Cálculo Proposto	- 130 -
6.3.1	Capacidade de carga da fundação	- 131 -
6.3.2	Melhora devido ao efeito do confinamento	- 131 -
6.3.3	Melhora devido ao efeito laje	- 134 -
6.4	Equacionamento Final	- 140 -
6.5	Capacidade de Carga Última	- 141 -
6.6	Considerações sobre o Capítulo	- 142 -
CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DO MÉTODO PROPOSTO POR MEIO DE ENSAIOS EM PLACA		- 145 -
7.1	Introdução	- 145 -
7.2	Banco de dados	- 145 -
7.2.1	Estatística do banco de dados	- 146 -
7.3	Capacidade de carga empregada para o solo não reforçado	- 150 -
7.4	Avaliação do coeficiente de empuxo, K	- 151 -
7.5	Avaliação do atrito de interface solo-parede da geocélula	- 153 -
7.6	Comparação entre os valores obtidos nos ensaios e os calculados	- 155 -
7.6.1	Avaliação das parcelas do Método Proposto	- 160 -
7.6.2	Avaliação estatística dos resultados	- 161 -
7.7	Avaliação da tensão admissível	- 166 -
7.8	Comparação entre os diferentes métodos de cálculo	- 169 -
7.8.1	Considerações gerais acerca dos Modelos de Cálculo	- 171 -
7.9	Leitura de células de pressão total sob a camada de geocélula	- 172 -
7.10	Considerações sobre o Capítulo	- 181 -
CAPÍTULO 8 - ANÁLISE DO MÉTODO PROPOSTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS		- 183 -
8.1	Introdução	- 183 -

8.2	Modelo numérico computacional utilizado	- 184 -
8.2.1	Características geomecânicas dos materiais	- 184 -
8.3	Comparação dos resultados carga vs recalque	- 188 -
8.4	Comparação com as leituras das células de tensão total	- 192 -
8.5	Verificação do desenvolvimento da resistência na geocélula pelo MEF	- 201 -
8.6	Considerações sobre o Capítulo	- 211 -
CAPÍTULO 9 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CÁLCULO PROPOSTO		- 213 -
9.1	Introdução	- 213 -
9.2	Aplicação em reforço de fundações	- 213 -
9.2.1	Geometria, carregamentos, materiais e solos empregados	- 213 -
9.2.2	Capacidade de carga do solo de fundação / subleito – situação não reforçada	- 215 -
9.2.3	Capacidade de carga do solo reforçado, Fatores de Segurança e Tensão Admissível	- 217 -
9.3	Aplicação em reforço de vias	- 222 -
9.4	Aplicação em reforço de solos moles	- 223 -
9.4.1	Geometria, etapas, materiais e solos empregados – Caso 1	- 223 -
9.4.2	Situação não reforçada – Caso 1	- 226 -
9.4.2.1	Método de Pinto (1965)	- 226 -
9.4.2.2	Método de Low (1989)	- 229 -
9.4.2.3	Método de Bishop	- 231 -
9.4.2.4	Método dos Elementos Finitos - MEF	- 232 -
9.4.3	Situação reforçada – Caso 1	- 236 -
9.4.4	Geometria, etapas, materiais e solos empregados – Caso 2	- 244 -
9.4.5	Situação não reforçada – Caso 2	- 245 -
9.4.6	Situação reforçada – Caso 2	- 249 -
9.4.7	Comparação entre diferentes metodologias de reforço de aterros sobre solos moles	- 254 -
9.5	Aplicação em reforço de estruturas em aterros sobre solos moles	- 263 -
9.5.1	Geometria, etapas, materiais e solos empregados	- 263 -
9.5.2	Fatores de segurança obtidos pelo MEF para todas as etapas	- 267 -
9.5.3	Avaliação dos Fatores de Segurança para a etapa do aterro	- 269 -
9.5.4	Etapa do carregamento – situação não reforçada	- 270 -
9.5.5	Etapa do carregamento – situação reforçada	- 276 -
9.6	Considerações sobre o Capítulo	- 280 -

CAPÍTULO 10 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES _____ - 283 -

10.1 Conclusões _____ - 283 -

10.2 Recomendações e limitações do método proposto _____ - 286 -

REFERÊNCIAS _____ - 289 -

APÊNDICE A – PESQUISAS UTILIZADAS _____ - 303 -

1) Stability of geocell-reinforced soil - Mandal e Gupta (1994) _____ - 304 -

2) Investigations on soft clay subgrade strengthening using geocells - Mhaiskar e Mandal (1996) _____ - 306 -

3) Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand - Dash *et al.* (2001a) _____ - 310 -

4) Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement - Dash *et al.* (2001b) _____ - 313 -

5) Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay - Dash *et al.* (2003) _____ - 315 -

6) Utilização de geocélulas em reforço de solo mole - Meneses (2004) _____ - 319 -

7) Performance of surface footing on geocell-reinforced soft clay beds - Thallak *et al.* (2007) _____ - 327 -

8) Bearing capacity of circular footing on geocell–sand mattress overlying clay bed with void - Sireesh *et al.* (2009) _____ - 332 -

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Geocélula com tiras de geotêxtil de PP (KOMETA, 2008) _____	- 51 -
Figura 2.2 – Geocélula de PE (a) e de PEAD (b) (POLIFRABRICS E WEBTEC, 2008) _____	- 51 -
Figura 2.3 – Geocélula com paredes perfuradas permitindo drenagem e elevando o atrito do material de preenchimento com as paredes das células (PRESTO, 2008d) _____	- 52 -
Figura 2.4 – Montagem “in loco” da camada de geocélula feita com geogrelhas (TENSAR, 2008) _____	- 53 -
Figura 2.5 – Camada de geocélula feita a partir de geogrelhas pronta para receber o material de preenchimento (TENSAR, 2008) _____	- 53 -
Figura 2.6 – Sequência de instalação de uma camada de geocélulas. a) posicionamento da geocélula; b) e c) abertura do reforço; d) preenchimento (AMBEDKAR, 2006) _____	- 54 -
Figura 3.1 – Seção típica do aterro reforçado com geocélula (COWLAND e WONG, 1993) _____	- 64 -
Figura 3.2 – Comparação da capacidade de carga entre o reforço celular (geocélula) e o planar para diferentes valores de deformação na sapata (DASH <i>et al.</i> , 2003) _____	- 66 -
Figura 3.3 - Comparação das deformações na superfície (a uma distância de 1,5B do centro da sapata) entre o reforço celular (geocélula) e o planar para diferentes valores de deformação na sapata (DASH <i>et al.</i> , 2003) _____	- 68 -
Figura 3.4 – Capacidade de carga de diferentes formas de reforço de solo para diferentes valores de deformação na sapata (DASH <i>et al.</i> , 2004) _____	- 69 -
Figura 3.5 – Fator de melhora da capacidade de carga de diferentes formas de reforço de solo para diferentes valores de deformação na sapata (DASH <i>et al.</i> , 2004) _____	- 70 -
Figura 3.6 – Geossintéticos em diferentes formas de reforço: a) planar; b) fibras aleatórias; c) geocélula (MADHAVI LATHA e SOMWANSHI, 2009) _____	- 71 -

Figura 3.7 – Relação entre as máximas pressões aplicadas e correspondentes deslocamentos medidos nos ensaios (ZHOU e WEN, 2008)	_____	- 73 -
Figura 3.8 – Comparação entre pressão aplicada e medida no solo abaixo do reforço (ZHOU e WEN, 2008)	_____	- 73 -
Figura 3.9 – Inclusão e células de alumínio utilizadas nos ensaios (KHEDKAR e MANDAL, 2009)	_____	- 74 -
Figura 3.10 – Configurações ensaiadas: a) amostra não reforçada; b) reforços com uma camada; c) reforços com duas camadas (KHEDKAR e MANDAL, 2009)	_____	- 75 -
Figura 3.11 – Relação entre a tensão desviatória de pico e a altura do reforço para diferentes confinamentos da amostra: a) para uma única camada de reforço; b) para duas camadas de reforço (adaptado de KHEDKAR e MANDAL, 2009)	_____	- 75 -
Figura 3.12 – Envoltórias de resistência para os ensaios de solo reforçados e não reforçado: a) camada única de reforço; b) duas camadas de reforço (adaptado de KHEDKAR e MANDAL, 2009)	_____	- 76 -
Figura 4.1 – Parâmetros geométricos de um sistema de reforço por geocélula: B – largura do carregamento; u – profundidade de disposição do reforço; h – altura da geocélula; d – largura da célula; b – largura do reforço	_____	- 80 -
Figura 4.2 – Mecanismos de ruptura por capacidade de suporte de um solo: a) sem o sistema de confinamento da geocélula; b) com o sistema de confinamento da geocélula (adaptado de KOERNER, 1994)	_____	- 81 -
Figura 4.3 – Circulo de Mohr para o cálculo da coesão aparente devido ao reforço (RAJAGOPAL <i>et al.</i> , 1999 e MADHAVI LATHA <i>et al.</i> , 2006)	_____	- 89 -
Figura 4.4 – Modelo de cálculo do efeito membrana proposto por Zhang <i>et al.</i> (2010)	_____	- 94 -
Figura 4.5 – Comparação de resultados experimentais com previsões do modelo de Koerner (1994) e de Zhang <i>et al.</i> (2010) (ZHANG <i>et al.</i> , 2010)	_____	- 95 -
Figura 5.1 – Parâmetros geométricos de um sistema de reforço por geocélula: B – largura do carregamento; u – profundidade de disposição do reforço; h – altura da geocélula; d – largura da célula; b – largura do reforço	_____	- 98 -
Figura 5.2 – Parâmetros utilizados no cálculo do fator de melhora da capacidade de carga	_____	- 99 -

Figura 5.3 - Parâmetros utilizados no cálculo do PRS _____	- 99 -
Figura 5.4 - Variação da capacidade de carga do solo reforçado com geocélulas de diferentes razões de forma (adaptado de MANDAL e GUPTA, 1994) ____	- 102 -
Figura 5.5 - Fator de melhora da capacidade de carga para diferentes valores de razão de forma da célula (adaptado de Dash <i>et al.</i> , 2001a) _____	- 103 -
Figura 5.6 - Deformação na superfície para diferentes valores de razão de forma da célula (adaptado de Dash <i>et al.</i> , 2001a) _____	- 104 -
Figura 5.7 - Resultado de ensaios de capacidade de carga em solos reforçados com geocélulas de diferentes razões de forma (adaptado de DASH <i>et al.</i> , 2008) _____	- 105 -
Figura 5.8 - Ensaio triaxial em solo reforçado com geocélulas: a) configurações utilizadas nos ensaios; b) corpo de prova com quatro células montado (RAJAGOPAL <i>et al.</i> , 1999) _____	- 106 -
Figura 5.9 - Resultado de ensaios triaxiais em solo reforçado com diferentes números de células (RAJAGOPAL <i>et al.</i> , 1999) _____	- 107 -
Figura 5.10 - Resultado de ensaios de capacidade de carga em solo reforçado com geocélulas de diferentes materiais (DASH <i>et al.</i> , 2001a) _____	- 109 -
Figura 5.11 - Variação da melhora de capacidade de carga com o confinamento para diferentes materiais de composição da célula (MADHAVI LATHA e MURTHY, 2007) _____	- 110 -
Figura 5.12 - Variação da capacidade de carga com a deformação da sapata para diferentes larguras do reforço (DASH <i>et al.</i> , 2003) _____	- 111 -
Figura 5.13 - Variação da capacidade de carga com a deformação da sapata para diferentes profundidade do reforço (DASH <i>et al.</i> , 2001a) _____	- 113 -
Figura 5.14 - Influência da compacidade do material de preenchimento (adaptado de Mhaiskar e Mandal, 1996) _____	- 115 -
Figura 5.15 - Resultado de ensaios de capacidade de carga em solos reforçados com geocélulas preenchidas com diferentes materiais (MADHAVI LATHA <i>et al.</i> , 2006) _____	- 116 -
Figura 5.16 - Curvas de capacidade de suporte para solos reforçados com geocélula de PEAD de diferentes alturas e para situação de associação de geossintéticos (MENESES, 2004) _____	- 119 -
Figura 5.17 - Tensão vertical normalizada na base do reforço de geocélula com uma altura de $1,6B$ (DASH <i>et al.</i> , 2007) _____	- 120 -

Figura 5.18 – Tensão vertical normalizada na base do reforço de geocélula com uma altura de $3,14B$ (DASH <i>et al.</i> , 2007) _____	- 121 -
Figura 5.19 – Definição do ângulo de dispersão (DASH <i>et al.</i> , 2007) _____	- 123 -
Figura 6.1 – Ilustração esquemática do efeito do confinamento: a) aplicação do carregamento; b) indução de tensões horizontais dentro da célula; c) mobilização de tensões cisalhantes na interface solo/parede da célula ____	- 127 -
Figura 6.2 – Ilustração esquemática do efeito laje _____	- 128 -
Figura 6.3 – Ilustração esquemática do efeito membrana: a) aplicação do carregamento; b) deformação do solo de fundação e ativação de tensões cisalhantes na interface solo/geocélula e de tração no geossintético _____	- 129 -
Figura 6.4 – Carregamento sobre um solo reforçado com geocélula _____	- 131 -
Figura 6.5 – Tensões horizontais e cisalhantes geradas dentro das células	- 132 -
Figura 6.6 – Vista em planta de um carregamento com dimensões $B \times L$ sobre a camada de geocélula e área interna da célula e força gerada em cada célula-	133
-	
Figura 6.7 – Ilustração de um carregamento com largura B apoiada sobre uma camada de geocélula _____	- 135 -
Figura 6.8 – Ilustração da atuação do efeito laje aplicado no presente método__	- 137 -
Figura 6.9 – Vista em planta de um carregamento de dimensões $B \times L$ sobre a camada de geocélula, na qual há o espraiamento para um carregamento fictício com dimensões de $B+2d$ e $L+2d$ _____	- 138 -
Figura 7.1 – Distribuição, em relação ao total, dos dados por autor _____	- 148 -
Figura 7.2 – Distribuição, em relação ao total dos dados por tipo de sapata-	148
-	
Figura 7.3 – Distribuição, em relação ao total dos dados pelo tipo de solo de fundação _____	- 148 -
Figura 7.4 – Distribuição, em relação ao total dos dados pela profundidade de disposição do reforço _____	- 149 -
Figura 7.5 – Distribuição, em relação ao total dos dados pela largura do reforço	- 149 -
Figura 7.6 – Distribuição, em relação ao total dos dados pelo fator de forma do reforço _____	- 149 -

Figura 7.7 – Distribuição, em relação ao total dos dados pelo material da geocélula _____	- 150 -
Figura 7.8 – Comparação entre os diferentes coeficientes de empuxo no Modelo Proposto _____	- 152 -
Figura 7.9 – Avaliação da influência do atrito de interface entre o solo de preenchimento e a parede da geocélula _____	- 154 -
Figura 7.10 – Comparação entre os valores da capacidade de carga obtidos pelos ensaios, para um recalque normalizado igual a 40% e os calculados pelo modelo proposto, para cada autor _____	- 155 -
Figura 7.11 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Dash et al. (2001a e 2001b) _____	- 157 -
Figura 7.12 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Dash et al. (2003) e Sireesh et al. (2009) _____	- 157 -
Figura 7.13 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Meneses (2004) e Thallak et al. (2007) _____	- 158 -
Figura 7.14 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Mandal e Gupta (1994) e Mhaiskar e Mandal (1996) _____	- 158 -
Figura 7.15 – Comparação entre os valores de ensaios e do Modelo Proposto para os resultados de Mandal e Gupta (1994) utilizando a capacidade de carga do solo de fundação obtida pelos ensaios não reforçado _____	- 159 -
Figura 7.16 – Comparação das parcelas (capacidade de carga do solo de fundação, efeito laje e efeito do confinamento) na capacidade de carga do solo reforçado _____	- 160 -
Figura 7.17 – Relatório de análise da regressão do software Minitab® entre o modelo de cálculo proposto e os resultados dos ensaios _____	- 162 -
Figura 7.18 – Resíduo Relativo entre o Modelo de Cálculo Proposto e os resultados dos ensaios apenas para um recalque normalizado de 40% _____	- 163 -
Figura 7.19 – Intervalo de Predição (IP) do Modelo de Cálculo Proposto _____	- 166 -
Figura 7.20 – Comparação entre a tensão de ruptura dos ensaios com aquela calculada pelo Método Proposto _____	- 167 -
Figura 7.21 – Resíduo Relativo entre o modelo de cálculo proposto e os resultados dos ensaios apenas para a tensão de ruptura _____	- 168 -
Figura 7.22 – Comparação entre os modelos de cálculo e os resultados de todos os ensaios _____	- 170 -

Figura 7.23 – Comparação entre os Modelos para solo de preenchimento argiloso	- 171 -
Figura 7.25 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de PEAD de h/d igual a 0,25 e os calculados pelos Modelos	- 173 -
Figura 7.26 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de PEAD de h/d igual a 0,50 e os calculados pelos Modelos	- 175 -
Figura 7.27 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de PEAD de h/d igual a 0,75 e os calculados pelos Modelos	- 175 -
Figura 7.28 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de polipropileno de h/d igual a 0,75 e os calculados pelos Modelos	- 176 -
Figura 7.29 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Zhou e Wen (2008) e os calculados pelos Modelos	- 178 -
Figura 7.30 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Emersleben e Mayer (2008) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de h/d = 0,89	- 179 -
Figura 7.31 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Dash et al. (2001a) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de h/d = 1,7	- 179 -
Figura 7.32 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Dash et al. (2001a) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de h/d = 2,3	- 180 -
Figura 7.33 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Dash et al. (2001a) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de h/d = 2,6	- 180 -
Figura 8.1 – Modelo computacional utilizado para uma geocélula com h/d igual a 0,75	- 184 -
Figura 8.2 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para a situação não reforçada	- 189 -
Figura 8.3 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,25	- 190 -

- Figura 8.4 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,50 _____ - 190 -
- Figura 8.5 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,75 _____ - 191 -
- Figura 8.6 – Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio, pelo MEF e pelo Método de Cálculo Proposto para a geocélula de $h/d = 0,25$ _____ - 193 -
- Figura 8.7 – Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio, pelo MEF e pelo Método de Cálculo Proposto para a geocélula de $h/d = 0,50$ _____ - 193 -
- Figura 8.8 – Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio, pelo MEF e pelo Método de Cálculo Proposto para a geocélula de $h/d = 0,75$ _____ - 194 -
- Figura 8.9 – Arranjo da instrumentação por células de pressão utilizado por Meneses (2004) _____ - 196 -
- Figura 8.10 – Comparação entre as tensões verticais registradas por Meneses (2004) e calculadas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,55$ – Pontos: a) A/C; b) 10/C; c) 40/C; d) 10/20; e) 40/20; f) 10/40; g) 40/40 _____ - 198 -
- Figura 8.11 – Comparação entre as tensões verticais registradas por Meneses (2004) e calculadas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,50$ – Pontos: a) A/C; b) 10/C; c) 40/C; d) 10/20; e) 40/20; f) 10/40; g) 40/40 _____ - 199 -
- Figura 8.12 – Comparação entre as tensões verticais registradas por Meneses (2004) e calculadas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ – Pontos: a) A/C; b) 10/C; c) 40/C; d) 10/20; e) 40/20; f) 10/40; g) 40/40 _____ - 200 -
- Figura 8.13 – Deslocamentos totais obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = 3,4 mm; verde = 1,5 mm; azul = 0 mm) _____ - 201 -
- Figura 8.14 – Tensões verticais obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = 50 kPa; verde = 20 kPa; azul = 0 kPa) _____ - 202 -
- Figura 8.15 – Tensões horizontais obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = -42 kPa; verde = -15 kPa; azul = 10 kPa) _____ - 202 -

Figura 8.16 – Tensões de cisalhamento obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = 28 kPa; verde = 14 kPa; azul = 0 kPa)	- 203 -
Figura 8.17 – Ponto K estudado na avaliação do coeficiente de empuxo	- 205 -
Figura 8.18 – Trajetória de tensões horizontais e verticais no ponto K ao longo do carregamento da sapata	- 206 -
Figura 8.19 – Deslocamentos horizontais no ponto K ao longo do carregamento da sapata	- 206 -
Figura 8.20 – Deslocamentos verticais no ponto K ao longo do carregamento da sapata	- 207 -
Figura 8.21 – Tensões de cisalhamento no ponto K ao longo do carregamento da sapata	- 207 -
Figura 8.22 – a) Tira de geocélula estudada; b) Tensões de tração obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 100 kPa (vermelho = 4 kN/m; verde = 1,5 kN/m; azul = 0 kN/m)	- 209 -
Figura 8.23 – Reforço de geocélula solicitado longitudinalmente: a) situação inicial; b) situação deformada	- 211 -
Figura 9.1 – Utilização capacidade de carga a) Situação não reforçada; b) Situação reforçada	- 215 -
Figura 9.2 – Modelo computacional empregado para a situação não reforçada	- 216 -
Figura 9.3 – Fatores de Segurança obtidos para os diferentes níveis de carregamento - situação não reforçada	- 217 -
Figura 9.4 – Modelo computacional empregado para a situação reforçada	- 219 -
Figura 9.5 – Deslocamentos totais obtidos na ruptura com carregamento de 150 kPa	- 220 -
Figura 9.6 – Deslocamentos verticais obtidos na ruptura com carregamento de 150 kPa	- 220 -
Figura 9.7 – Fatores de Segurança obtido nas simulações para carregamentos de 25 kPa a 150 kPa na situação reforçada	- 221 -
Figura 9.8 – Comparação entre os Fatores de Segurança calculados pelo método proposto com aqueles obtidos no MEF	- 221 -
Figura 9.9 – Seção transversal esquemática para avaliação da aplicação do reforço de solos moles	- 224 -

- Figura 9.10 – Ilustração esquemática para o cálculo do Fator de Segurança por ruptura parcial – adaptado de Pinto (1965) _____ - 227 -
- Figura 9.11 – Fator de Segurança obtido pelo software Slide para o aterro não reforçado com altura de 5 m _____ - 232 -
- Figura 9.12 – Modelo computacional empregado para a situação não reforçada: a) etapa inicial; b) 1 m de aterro; c) 2 m de aterro; d) 3 m de aterro; e) 4 m de aterro; f) 5 m de aterro _____ - 233 -
- Figura 9.13 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação não reforçada _____ - 234 -
- Figura 9.14 – Deslocamentos totais obtidos para uma altura do aterro igual a 5 m; escala: vermelho = 17 cm, verde = 8 cm e azul = 0 _____ - 234 -
- Figura 9.15 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação não reforçada _____ - 235 -
- Figura 9.16 – Carregamento equivalente no talude _____ - 237 -
- Figura 9.17 – Modelo numérico computacional na condição reforçada – etapas: a) inicial de geração das tensões in situ; b) aterro de conquista reforçado; c) 1 m de altura; d) 2 m de altura; e) 3 m de altura; f) 4 m de altura; g) 5 m de altura - 239 -
- Figura 9.18 – Deslocamentos totais obtidos para uma altura do aterro igual a 5 m; escala: vermelho = 9 cm, verde = 4 cm e azul = 0 _____ - 240 -
- Figura 9.19 – Tensões de tração em uma tira do reforço no sentido longitudinal ao talude para uma altura de 5 m do aterro; escala: vermelho = 20 kN/m, verde = 5 kN/m e azul = -5,0 kN/m _____ - 241 -
- Figura 9.20 – Variação das tensões de tração em uma tira do reforço, no sentido longitudinal ao talude, para diferentes alturas do aterro _____ - 242 -
- Figura 9.21 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação reforçada _____ - 242 -
- Figura 9.22 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação reforçada _____ - 243 -
- Figura 9.23 – Seção transversal esquemática para avaliação da aplicação do reforço de solos moles no Caso 2 _____ - 245 -
- Figura 9.24 – Modelo computacional empregado para a situação não reforçada: a) etapa inicial; b) 1 m de aterro; c) 2 m de aterro; d) 3 m de aterro; e) 4 m de aterro; f) 5 m de aterro _____ - 246 -

Figura 9.25 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação não reforçada _____ - 247 -

Figura 9.26 – Deslocamentos totais obtidos na ruptura para uma altura do aterro igual a 4 m; escala: vermelho = 40 cm, verde = 18 cm e azul = 0 _____ - 247 -

Figura 9.27 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos _____ - 248 -

Figura 9.28 – Modelo numérico computacional na condição reforçada – etapas: a) inicial de geração das tensões in situ; b) aterro de conquista reforçado; c) 1 m de altura; d) 2 m de altura; e) 3 m de altura; f) 4 m de altura; g) 5 m de altura - 250 -

Figura 9.29 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação reforçada _____ - 251 -

Figura 9.30 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação reforçada _____ - 252 -

Figura 9.31 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelo MEF para as situações com e sem reforço _____ - 253 -

Figura 9.32 – Ilustração esquemática das diferentes simulações: a) Não reforçado; b) Camada de areia; c) Geogrelha na base da camada de areia; d) Geogrelha no topo da camada de areia; e) Geogrelha na base e no topo da camada de areia; f) Geocélula _____ - 255 -

Figura 9.33 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelas diferentes simulações _____ - 256 -

Figura 9.34 – Comparação entre os recalques máximos observados no aterro para as diferentes simulações _____ - 257 -

Figura 9.35 – Comparação entre os deslocamentos horizontais observados no pé do talude para as diferentes simulações, para um aterro com altura de 3 m- 260 -

Figura 9.36 – Comparação entre a mobilização da tração no reforço para as diferentes simulações, para um aterro com altura de 5 m: a) 1 inclusão, geogrelha no topo ($v_m=14$, $v_r=6$, $a=-2$); b) 1 inclusão, geogrelha na base ($v_m=18$, $v_r=4$, $a=-8$); c) 2 inclusões, geogrelha do topo ($v_m=12$, $v_r=5$, $a=-1$); d) 2 inclusões, geogrelha da base ($v_m=16$, $v_r=4$, $a=-8$); e) geocélula ($v_m=11$, $v_r=3$, $a=-4$) - sendo a escala de força de tração mobilizada, em kN/m: v_m = escala em vermelho, v_r = escala em verde e a = escala em azul _____ - 262 -

- Figura 9.37 – Seção transversal esquemática para avaliação da aplicação do reforço sob carregamento em aterros sobre solos moles _____ - 264 -
- Figura 9.38 – Etapas construtivas utilizadas: a) geometria inicial; b) 1ª etapa do aterro; c) 2ª etapa do aterro; d) camada de geocélula; e) aplicação da carga da sapata _____ - 265 -
- Figura 9.39 – Simulações: a) não reforçado - 1 m de aterro; b) reforçado - 1 m de aterro; c) não reforçado - 2 m de aterro; d) reforçado - 2 m de aterro - 267 -
- Figura 9.40 – Fatores de Segurança obtidos para: a) não reforçado - 1 m de aterro; b) reforçado - 1 m de aterro; c) não reforçado - 2 m de aterro; d) reforçado - 2 m de aterro _____ - 268 -
- Figura 9.41 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos, analíticos e MEF, para a etapa do aterro _____ - 270 -
- Figura 9.42 – Resultados das simulações, após o carregamento, para a situação não reforçada: a) deslocamentos verticais, 1 m de aterro (azul = 12 mm, verde = -10 mm e vermelho = -33 mm); b) deslocamentos verticais, 2 m de aterro (azul = 14 mm, verde = -8 mm e vermelho = -28 mm); c) tensões verticais - 1 m de aterro (azul = 4 kPa, verde = -25 kPa e vermelho = -50 kPa); d) tensões verticais - 2 m de aterro (azul = 4 kPa, verde = -35 kPa e vermelho = -70 kPa) - 272 -
- Figura 9.43 – Modelo empregado e FS obtido pelo Método de Bishop pelo Slide V5.0 – aterro de 1 m e situação de carregamento não reforçado _____ - 273 -
- Figura 9.44 – Posição da superfície de ruptura considerado nos métodos analíticos _____ - 274 -
- Figura 9.45 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação de carregamento reforçado _____ - 275 -
- Figura 9.46 – Resultados das simulações, após o carregamento, para a situação reforçada: a) deslocamentos verticais, 1 m de aterro (azul = 5 mm, verde = -4 mm e vermelho = -14 mm); b) deslocamentos verticais, 2 m de aterro (azul = 6 mm, verde = -4 mm e vermelho = -15 mm); c) tensões verticais, 1 m de aterro (azul = 5 kPa, verde = -45 kPa e vermelho = -95 kPa); d) tensões verticais, 2 m de aterro (azul = 5 kPa, verde = -35 kPa e vermelho = -80 kPa) _____ - 277 -
- Figura 9.47 – Modelo empregado e FS obtido pelo Método de Bishop pelo Slide V5.0 – aterro de 2 m e situação de carregamento reforçado _____ - 279 -

Figura 9.48 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação de carregamento reforçado _____	- 280 -
Figura 1 – Arranjo experimental dos ensaios de Mandal e Gupta (1994)___	- 304 -
Figura 2 – Ensaios de placa de Mandal e Gupta (1994) – Série 1, variação de h/d _____	- 306 -
Figura 3 – Arranjo experimental empregado nos ensaio de laboratório de Mhaiskar e Mandal (1996)_____	- 308 -
Figura 4 – Ensaios de placa de Mhaiskar e Mandal (1996) – Séries 1 e 2, variação do ângulo de atrito do material de preenchimento e de h/d _____	- 309 -
Figura 5 – Modelo esquemático dos ensaios feitos por Dash et al. (2001a)	- 310 -
Figura 6 – Ensaios de placa de Dash et al. (2001a) – Série 1, variação de h/d ___	- 311 -
Figura 7 – Ensaios de placa de Dash et al. (2001a) – Série 2, variação de b/B ___	- 312 -
Figura 8 – Ensaios de placa de Dash et al. (2001a) – Série 3, variação de u/B ___	- 312 -
Figura 9 – Ensaios de placa de Dash et al. (2001a) – Série 4, variação da compacidade do solo de preenchimento _____	- 312 -
Figura 10 – Ensaios de placa de Dash et al. (2001a) – Série 5, variação da rigidez do reforço_____	- 313 -
Figura 11 – Modelo esquemático dos ensaios feitos por Dash et al. (2001b)-	314 -
Figura 12 – Ensaios de placa de Dash et al. (2001b) – Série 1, variação de h/d __	- 315 -
Figura 13 – Esquema do modelo de disposição dos ensaios de Dash et al. (2003)-	317 -
Figura 14 – Vista de um ensaio típico realizado por Dash et al. (2003)___	- 317 -
Figura 15 – Ensaios de placa de Meneses (2004) – Série 1, variação de h/d -	318 -
Figura 16 – Ensaios de placa de Meneses (2004) – Série 2, variação de b/B -	319 -
Figura 17 – Curva granulométrica do solo de fundação utilizado nos ensaios de Meneses (2004)_____	- 321 -

Figura 18 – Curva granulométrica do solo de enchimentos das geocélulas utilizado nos ensaios de Meneses (2004) _____	- 321 -
Figura 19 – Arranjo da instrumentação por células de tensão total utilizado por Meneses (2004) _____	- 323 -
Figura 20 – Aspecto do solo mole de fundação dos ensaios (MENESES, 2004) ___	- 325 -
Figura 21 – Instalação das células de tensão total (MENESES, 2004) _____	- 325 -
Figura 22 – Camada de areia de regularização com a disposição das células de tensão total logo abaixo da camada de geocélula (adaptado de MENESES, 2004) -	325 -
Figura 23 – Camada de geocélula pronta para o recebimento do material de preenchimento (MENESES, 2004) _____	- 326 -
Figura 24 – Ensaios de placa de Meneses (2004) – Séries 1 e 2, variação de h/d e do material da célula _____	- 327 -
Figura 25 – Ilustração do reforço de geocélula usado por Thallak et al. (2007) ___	- 329 -
Figura 26 – Arranjo experimental usado por Thallak et al. (2007) _____	- 330 -
Figura 27 – Modelo esquemático dos ensaios feitos por Thallak et al. (2007) -	330 -
Figura 28 – Ensaios de placa de Thallak et al. (2007) – Série 1, variação de h/d -	331 -
Figura 29 – Ensaios de placa de Thallak et al. (2007) – Série 2, variação de b/B -	332 -
Figura 30 – Ensaios de placa de Thallak et al. (2007) – Série 3, variação de u/B -	332 -
Figura 31 – Ensaios de placa de Sireesh et al. (2009) – Série 1, variação de h/d -	335 -
Figura 32 – Ensaios de placa de Sireesh et al. (2009) – Série 2, variação de b/B -	336 -
Figura 33 – Ensaios de placa de Sireesh et al. (2009) – Série 3, variação do ângulo de atrito _____	- 336 -

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Funções dos geossintéticos (BUENO, 2004)	- 55 -
Tabela 2.2 – Principais tipos de obras de estabilização de encostas (adaptado de ALHEIROS <i>et al.</i> , 2003)	- 55 -
Tabela 3.1 – Consistência das argilas em função da resistência à compressão simples, do índice de consistência e da penetração ao ensaio SPT (adaptado de PINTO, 2000 e ABNT NBR 6484:2001)	- 59 -
Tabela 3.2 – Diferentes métodos e técnicas de soluções para aterros sobre solos moles	- 62 -
Tabela 3.3 - Comparação entre os fatores de melhora (I_f) da capacidade de carga do reforço celular (geocélula) e planar para diferentes valores de deformação na sapata (adaptado de DASH <i>et al.</i> , 2003)	- 67 -
Tabela 3.4 – Parâmetros de resistência para os tipos de reforços ensaiados (KHEDKAR e MANDAL, 2009)	- 76 -
Tabela 4.1 – Comparação dos valores de capacidade de carga calculados e obtidos experimentalmente (adaptado de MENESES, 2004)	- 83 -
Tabela 4.2 – Comparação dos valores de capacidade de carga calculados e obtidos experimentalmente (adaptado de MENESES, 2004)	- 88 -
Tabela 4.3 – Comparação resumo entre os métodos de reforço de solo com geocélula	- 96 -
Tabela 5.1 – Fatores de melhora da capacidade de carga em ensaios para dois diferentes tipos de formato das células (DASH <i>et al.</i> , 2001a)	- 100 -
Tabela 5.2 – Fatores de melhora da capacidade de carga em ensaios para três diferentes alturas e materiais das células (MENESES, 2004)	- 101 -
Tabela 5.3 – Caracterização dos materiais utilizados na confecção das geocélulas (DASH <i>et al.</i> , 2001a)	- 107 -
Tabela 5.4 – Propriedades dos materiais utilizados na confecção das geocélulas (MADHAVI LATHA e MURTHY, 2007)	- 109 -

Tabela 5.5 – Resumo das tensões verticais normalizadas (σ/q) medidas na linha central da sapata ($x/B = 0$) para diferentes razões de forma do reforço (adaptado de DASH <i>et al.</i> , 2007)	- 122 -
Tabela 5.6 – Valores do ângulo de dispersão α para diferentes geometrias do reforço (DASH <i>et al.</i> , 2007)	- 124 -
Tabela 6.1 – Comparação dos ângulos de dispersão obtidos nos experimentos de Dash <i>et al.</i> (2007) com aqueles calculados pelo método proposto	- 136 -
Tabela 7.1 – Resumo das variações dos ensaios do banco de dados	- 147 -
Tabela 7.2 – Valores recomendados para o ângulo de atrito de interface (PRESTO, 2008c)	- 153 -
Tabela 7.3 – Variáveis intermediárias dos diferentes métodos – Ensaio de Meneses (2004), geocélula de PEAD, $h/d = 0,25$	- 174 -
Tabela 8.1 – Parâmetros geomecânicas dos solos empregados do modelo numérico	- 187 -
Tabela 8.2 – Parâmetros da geocélula empregados no modelo numérico	- 188 -
Tabela 9.1 – Parâmetros geomecânicas dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de fundações	- 214 -
Tabela 9.2 – Fatores de Segurança obtidos nas situação reforçada e não reforçada para os diferentes níveis de carregamento aplicado	- 218 -
Tabela 9.3 – Parâmetros geomecânicas dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de solos moles	- 224 -
Tabela 9.4 – Busca pelo mínimo Fator de Segurança pelo Método de Pinto (1965) para o aterro não reforçado com 1 m de altura	- 228 -
Tabela 9.5 – Fatores de Segurança obtidos pelo Método de Pinto (1965) para o aterro não reforçado	- 229 -
Tabela 9.6 – Fatores de Segurança obtidos pelo Método de Low (1989) para o aterro não reforçado	- 231 -
Tabela 9.7 – Fatores de Segurança obtidos pelo software Slide para o aterro não reforçado	- 231 -
Tabela 9.8 – Parâmetros geomecânicas dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de solos moles no Caso 2	- 245 -
Tabela 9.9 – Situações consideradas	- 256 -

Tabela 9.10 – Parâmetros geomecânicas dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de solos moles _____	- 264 -
Tabela 9.11 – Resumo das simulações e suas respectivas características _	- 267 -
Tabela 9.12 – Resumo dos Fatores de Segurança obtidos pelo Plaxis _____	- 268 -
Tabela 9.13 – Cálculo do mínimo Fator de Segurança pelo Método de Pinto (1965) para a situação de carregamento não reforçado_____	- 274 -
Tabela 9.14 – Cálculo do mínimo Fator de Segurança pelo Método de Low (1989) para a situação de carregamento não reforçado_____	- 275 -
Tabela 1 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Mandal e Gupta (1994) _____	- 306 -
Tabela 2 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Mhaiskar e Mandal (1996) _____	- 309 -
Tabela 3 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Dash et al. (2001a) -	311 -
Tabela 4 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Dash et al. (2001b) -	314 -
Tabela 5 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Dash et al. (2003) _	- 318 -
Tabela 6 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Meneses (2004)-	327 -
Tabela 7 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Thallak et al. (2007) -	331 -
Tabela 8 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Sireesh et al. (2009) -	335 -

RESUMO

Avesani Neto, J. O. (2013). **Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo e simulações numéricas aplicadas na melhoria da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula**. São Carlos, 336 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

A geocélula foi desenvolvida, inicialmente, com o intuito de melhorar a capacidade de carga do solo. Contudo, este geossintético também é empregado para compor muro de arrimo de gravidade, como sistema de faceamento de estruturas reforçadas, como proteção de taludes contra erosão e como revestimento de canais. Na melhora da capacidade de carga de solos, a geocélula pode ser usada no reforço de fundações, de vias rodoviárias e ferroviárias, e em aterros sobre solos moles. Na literatura existem poucos modelos de previsão da capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas, contudo, com limitações em sua aplicabilidade. Neste aspecto, o presente trabalho apresenta um novo método de previsão considerando os mecanismos de desenvolvimento da resistência tanto do solo de fundação como da geocélula, sendo estes os efeitos laje e do confinamento. Este novo método de cálculo é verificado com resultados de ensaios de placa de laboratório conduzidos por diversos autores e por simulações numéricas computacionais, sendo, também, comparado qualitativamente e quantitativamente com os demais métodos de cálculo. Os resultados indicaram que os valores calculados pelo presente modelo foram mais próximos daqueles obtidos pelos ensaios e pelas simulações, em comparação com os demais métodos. O presente modelo se adequou de forma satisfatória para diferentes características da

geocélula (geometria e material de constituição), do solo de fundação e de preenchimento (diferentes tipos de areia e argila) e da geometria do carregamento (placas circular, retangular e corrida). Por fim, o método foi aplicado em reforço de fundações e de solos moles e verificado de forma satisfatória com o uso de modelos numéricos.

Palavras-chave: Tratamento de solo. Geossintéticos. Reforço do solo.

ABSTRACT

Avesani Neto, J. O. (2012). **Design of a calculation methodology and numerical simulations applied in bearing capacity improvement of geocell-reinforced soils**. São Carlos, 336 p. PhD Thesis - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The geocell was initially designed to improve the soil bearing capacity. However, this geosynthetic also can be used as a retaining wall, facing for reinforced soil structures, slope protection against erosion and channel lining. In the soil bearing capacity improvement the geocell can be applied as reinforcement of foundation, soft soil embankments and roads and railroads. In the literature there are few methods for predicting bearing capacity of geocell-reinforced soil, however with disabilities that limit their applicability. In this regard, a new method for predicting the bearing capacity of geocell-reinforced soils is presented herein, taking into account the soil foundation resistance and the geocell reinforcement mechanisms, namely, stress dispersion effect and confinement effect. The present method is verified with the results of laboratory plate load experiments by several authors and numerical simulations, and compared with other calculation methods. The results indicated that the calculated results obtained from this method were very close to experimental and numerical results, better than other methods. This method also proved to be a good approach for different geocell characteristics (geometry and constitution material), for foundation soil and geocell infill (different types of sand and clay) and for loading shape (circular, rectangular and strip). In the last Chapter, the method has been applied in foundation and soft soil improvement and satisfactory verified by numerical simulations.

Keywords: Soil improvement. Geosynthetics. Soil reinforcement.

LISTA DE SÍMBOLOS, NOTAÇÕES E TERMINOLOGIAS

A – Fator adimensional para determinação da ruptura dado por De Beer (1970)

B – Dimensão de referência da placa aplicadora da pressão, podendo ser diâmetro ou largura

b – Largura da camada de geocélula; metade da largura da faixa de carregamento

BPR - razão de capacidade de pressão (*bearing pressure ratio*)

c – Coesão do solo

c_0 – Coesão do solo de preenchimento da célula

c_1 – Incremento da coesão da fundação com a profundidade

c_{at} - Coesão do solo do aterro

c_c – Coeficiente de curvatura

c_g – Coesão total do solo reforçado com geocélula

c_o - Coesão na superfície do terreno de solo mole.

c_u – Coeficiente de não uniformidade

c_r – Coesão aparente do solo reforçado com geocélula

d – Abertura equivalente da célula (média das larguras/diâmetros entre costuras)

d/B , d/L e d^2/BL – Fatores de forma do carregamento

d_0 - Abertura equivalente inicial da célula (largura ou diâmetro)

D – Espessura da camada de solo mole de fundação

D' – Profundidade da superfície crítica de ruptura

D_{10} – Diâmetro efetivo

D_r – Densidade relativa de solos arenosos

e - Efeito do espraçamento

E – Módulo de Young ou módulo de elasticidade

e_C - Efeito do espraçamento para uma sapata corrida

e_Q - Efeito do espraçamento para uma sapata quadrada ou circular

e_R - Efeito do espraçamento para uma sapata retangular

f - Projeção do talude de aterro no eixo horizontal (cotangente da inclinação do talude)

FS – Fator de Segurança

FS_r – Fator de Segurança na situação reforçada

FS_u – Fator de Segurança na situação não reforçada

GCE – Geocélula

GG – Geogrelha

GL – Geocélula

GT – Geotêxtil

GTnw – Geotêxtil não tecido

GTw – Geotêxtil tecido

h – Altura da geocélula ou da camada de geocélula

h^* – Altura efetiva da geocélula

H – Espessura da camada de solo não reforçado; Altura do aterro sobre uma camada de solo mole

h/d – Razão de forma da camada de geocélula

h/d – Razão de forma da célula

I - Melhora da capacidade de carga devido ao reforço de geocélula

I_C - Melhora da capacidade de carga devido ao efeito do confinamento

I_f - Fator de melhora da capacidade de carga

I_{fg} - Fator de melhora da capacidade de carga com a adição de reforço planar

I_G - Fator de reforço da geocélula

I_k - Fator de melhora do módulo do subleito

I_L - Melhora da capacidade de carga devido ao efeito laje

IC – Intervalo de Confiança

IP – Índice de plasticidade ou Intervalo de Predição

K_0 - Coeficiente de empuxo em repouso

K_a - Coeficiente de empuxo ativo

k_s - Coeficiente de reação do solo ou coeficiente de recalque

k_u - Módulo do subleito para solos não reforçados

k_r - Módulo do subleito para solos reforçados]

J - Módulo de Young ou módulo de elasticidade do material de reforço

L - Extensão do platô do aterro

L' - Extensão crítica do platô do aterro para um Fator de Segurança mínimo

w_L - Limite de liquidez

M - Módulo secante axial do material que compõe as paredes das células

MH - *Silt of high plasticity* (silte de alta plasticidade)

N_1 e N_2 - Fatores de estabilidade do Método de Low (1989)

N_{co} - Fator de carga do Método de Pinto (1966)

N_{c_r} , N_{q_r} , N_{γ} - Fatores de capacidade de carga

N_{spt} - Número de golpes aplicados para cravação dos últimos 30 cm do amostrador durante o ensaio de cravação SPT

p - Pressão aplicada no solo (placa, sapata, pneu do trem-tipo, etc)

p^* - Tensão vertical sob a camada de geocélula

p_r - Capacidade de carga do solo reforçado

p_u - Capacidade de carga do solo não reforçado; Pressão admissível do solo não reforçado

p_a - Tensão admissível

PE - Polietileno

PEAD - Polietileno de Alta Densidade

PET - Poliéster

PP - Polipropileno

PRS - Porcentagem de redução nos deslocamentos da sapata (*percentage reduction in footing settlement*)

q - Pressão vertical aplicada pelo carregamento/sapata no solo reforçado

q_0 – Pressão vertical aplicada pelo carregamento/sapata no solo não reforçado

q_a – Máxima resistência disponível no solo do subleito

q_{cg} – Pressão vertical aplicada pelo carregamento/sapata no solo reforçado com geocélula mais reforço planar

q_G - Capacidade de carga do sistema

q_{ult} - Capacidade última do solo não reforçado

r - Raio do carregamento uniformemente distribuído ou coeficiente de correlação de *Pearson*

r^2 - Coeficiente de determinação

r^2 -ajustado - Coeficiente de determinação ajustado

s – Deslocamento médio do solo sob a placa de aplicação de pressão ou resistência do solo

s/B – Recalque normatizado (relação entre deslocamento medido sob a sapata dividido por sua largura/diâmetro)

SP – *Poorly-graded sand* (areia mal graduada)

SPT – *Standard Penetration Tests*

s_0 - Deslocamentos do solo não reforçado sob a placa aplicadora de carga

S_{c_r} , S_{q_r} , S_{γ} - Fatores de forma da sapata da formulação de capacidade de carga

s_r - Deslocamentos do solo reforçado sob a placa aplicadora de carga

s_u - Coesão não drenada

u – Altura de cobertura de solo sobre a camada de geocélula

U.S.C.S. - *Unified Soil Classification System* (Sistema Unificado de Classificação dos Solos)

UV – Ultravioleta

x - Distância, na horizontal, de um ponto dentro do reforço da geocélula em relação ao seu centro

y – Distância, na vertical, de um ponto dentro do reforço da geocélula em relação ao seu topo

α - Ângulo de inclinação do talude

θ - Ângulo de dispersão, com a vertical, das tensões verticais

δ - Deformação na superfície ou ângulo de atrito entre as paredes da célula e seu material de preenchimento

ε_a - Deformação axial

ϕ - Ângulo de atrito interno do solo

ϕ' - Ângulo de atrito interno efetivo do solo.

ϕ_0 - Ângulo de atrito do solo de preenchimento da célula

γ - Peso específico do solo

γ_{at} = peso específico do solo do aterro

γ_o - Peso específico do solo de preenchimento da célula

λ - Coeficiente do Método de Low (1989)

ν - Coeficiente de Poisson

σ^* - Tensão vertical transmitida para o solo subjacente à camada de reforço da geocélula

σ_h - Tensão horizontal pela teoria de Rankine

σ_v - Tensão vertical

σ_{vh} - Tensão vertical atuante na parte inferior da camada de geocélula

σ_{vu} - Tensão vertical atuante na parte superior da camada de geocélula

σ_3 - Tensão de confinamento

τ - Resistência ao cisalhamento de interface entre as paredes da célula e seu material de preenchimento

σ_r - Redução da tensão pela camada de geocélula

σ_m - Tensão horizontal média

η - Eficiência do reforço de geocélula

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

A construção de aterros e outras estruturas sobre camadas de solos de baixa capacidade de suporte é um desafio para projetistas e executores. No caso de aterros, métodos convencionais como remoção e substituição do solo, de construção de aterros estaqueados e de tratamento por adensamento nem sempre são práticas viáveis, por questões de tempo, econômicas ou executivas. Para a situação de construção de estradas sobre fundações de baixa capacidade de carga, há a necessidade de dispor de estruturas que reforcem a base do aterro. Outros problemas recorrentes é a obtenção de material competente para a composição da sua estrutura (base, sub-base, leito e sub-leito). Da mesma forma, a execução de estruturas, como fundações, pisos industriais ou pátios de estacionamento, sobre camadas de solo de reduzida resistência pode demandar a necessidade de algum tipo de reforço, seja melhorando as condições geotécnicas do solo de fundação, como reduzindo os carregamentos que atuam nas camadas do solo de fundação.

Diversas metodologias são plausíveis para aplicação nestes casos, umas com intervenções mais incisivas na construção de grandes estruturas e outras se aproveitando da engenhosidade de materiais e sistemas construtivos. Entre estas últimas figuram os geossintéticos fornecendo soluções que vão do aterro leve com uso de materiais competentes para esta aplicação ao reforço com mantas e geogrelhas de

elevada rigidez e resistência. Neste último leque de opções, as geocélulas possuem tanta competência como as geogrelhas e geotêxteis de alta resistência na tentativa de melhorar a capacidade de suporte do solo e reforçar a estrutura.

Sua concepção e construção em forma de um colchão composto de um conjunto de células interconectadas, tal qual uma colmeia de abelhas, construído a partir de polímeros com elevada resistência, com função de conter e confinar uma camada de solo fornece uma alternativa de elevada rigidez a fundação, melhorando a sua capacidade de carga e, por consequência, reduzindo os recalques e deslocamentos laterais.

Desta forma o presente trabalho tem por objetivo o desenvolvimento de uma metodologia de cálculo da melhora da capacidade de carga de solos reforçados com a geocélula.

1.1 Motivações

Apesar de estudos no âmbito de compreender as variáveis que afetam o desempenho deste reforço na capacidade de suporte de solos, de diversos ensaios executados e publicados mostrando a melhora obtida com o uso de geocélula, e o crescente uso deste geossintético no cenário mundial, poucas pesquisas com metodologias de cálculo e equacionamentos da capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas foram publicadas, sendo estas limitadas, como será abordado nesta tese. Desta forma, ainda paira no contexto geotécnico a necessidade de um método de cálculo de maior desempenho e que se aproxime da realidade conduzindo a uma resposta mais satisfatória da solução.

1.2 Proposição

Para o desenvolvimento de um método de cálculo do reforço com geocélula, utilizou-se, em adição aos trabalhos e estudos do presente tema já desenvolvidos, os dados e resultados de ensaios de capacidade de carga realizados no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos provenientes de uma dissertação de mestrado da área. Acrescido a estes, foi proposta uma abordagem numérica computacional de validação da nova metodologia em questão pelo MEF (Método dos Elementos Finitos).

CAPÍTULO 2 - GEOCÉLULA

2.1 Introdução

A norma brasileira NBR 12553 – Geossintéticos: Terminologia de 1997, o Curso Básico de Geotêxteis (ABINT, 2001) e o Manual Brasileiro de Geossintéticos (AGUIAR e VERTEMATTI, 2004) definem o geossintético “geocélula” (GL ou GCE) como um material com estrutura tridimensional aberta, constituída de células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nela inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão.

Outras definições que expressam o mesmo sentido podem ser encontradas na literatura internacional, citando aqui aquela expressa por Koerner (1994), que define geocélulas como *“uma caixa composta por tiras rígidas de polímeros habilmente dispostas verticalmente com formato celular, utilizado em arranjo horizontal (com as células na vertical) e preenchidas com solo, de sorte a gerar um confinamento celular capaz de criar um colchão impressionantemente forte e estável”*.

O desenvolvimento do conceito de reforço do solo por confinamento celular é proveniente de motivações militares norte-americanas, creditadas ao *United States Army Corps of Engineers*, que criaram o conceito de estabilização de materiais granulares para carregamentos de trânsito de veículos. A necessidade era desenvolver técnicas para a rápida

construção de uma base sólida e firme o suficiente para servir de estradas e pistas de pouso e decolagem em praias e desertos na operação da Guerra do Golfo (MENESES, 2004; WESSELOO *et al.*, 2008; PRESTO, 2008c; PRESTO, 2009). Devido ao sucesso desta tecnologia, sua assimilação para fins civis foi rapidamente efetuada de forma que nas décadas posteriores a geocélula já era um material produzido comercialmente por diversas indústrias e se tornou uma técnica disseminada em diversos lugares do planeta.

A produção da geocélula pela indústria atuou como um catalisador em pesquisas com este geossintético. Os experimentos pioneiros foram conduzidos por Webster e Watkins (1977) e Webster e Alford (1978) que investigavam alternativas para construção de estradas sobre camadas de solos moles. Eles realizaram ensaios em uma pista experimental de grandes dimensões (55 x 3,6 m) comparando 2 (dois) sistemas de reforço: inclusões planares de geotêxteis e geocélula. Este estudo confirmou o potencial da geocélula como base de estradas e pátios de armazenamento sobre solos de baixa capacidade e concluiu que, com sua utilização, a espessura de projeto da base poderia ser reduzida a 70 % ou menos se comparado com a situação não reforçada.

2.2 Caracterização

Por conta de sua ampla difusão no mercado, hoje pode ser encontrada uma gama muito vasta de tipos de geocélulas. Dentre as manufaturadas, elas podem diferir quanto ao material composto, tipo de solda das tiras, formato, dimensões da célula e características especiais.

Usualmente, as geocélulas são fabricadas com os mesmos materiais de outros geossintéticos como o Polietileno (PE), o Polietileno de Alta Densidade (PEAD) das geomembranas, o Poliéster (PET) e o Polipropileno (PP) dos geotêxteis e geogrelhas. São feitas tiras com dimensões pré-definidas e soldadas/costuradas umas as outras para obter o formato

celular. Para a união destas tiras em geocélulas de PE e PEAD, utilizam-se soldas ultrassônicas e por termofusão, sendo a primeira mais recomendada. No caso de tiras de geotêxteis (PET e PP), usualmente a união é feita por costuras. A Figura 2.1 exibe um colchão de geocélula feito com tiras de geotêxtil de PP, e a Figura 2.2 uma geocélula de PE e outra de PEAD.

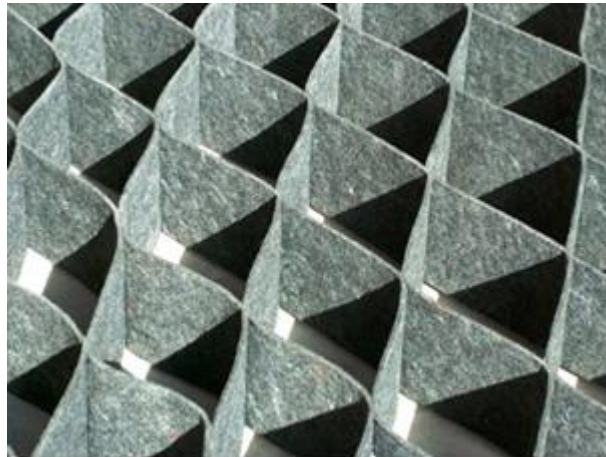


Figura 2.1 – Geocélula com tiras de geotêxtil de PP (KOMETA, 2008)



Figura 2.2 – Geocélula de PE (a) e de PEAD (b) (POLIFRABRICS E WEBTEC, 2008)

Em algumas aplicações a camada de reforço de geocélula pode, ainda, atuar com uma função secundária de drenagem. Para tal, são utilizados materiais de preenchimento granular (areia ou brita) e empregadas geocélulas com paredes das células (tiras) perfuradas

permitindo o fluxo de água no plano do colchão reforçado. A Figura 2.3 exibe um exemplo deste material.

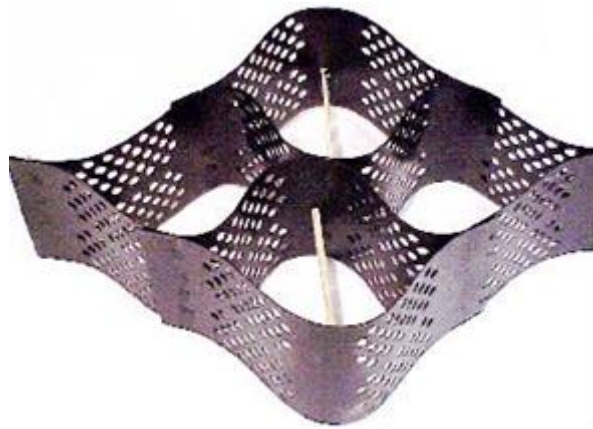


Figura 2.3 – Geocélula com paredes perfuradas permitindo drenagem e elevando o atrito do material de preenchimento com as paredes das células (PRESTO, 2008d)

Apesar de não haver registros no cenário nacional, é usual, em diversos países, a utilização de geocélulas feitas no próprio canteiro de obra de forma artesanal. Esta é uma aplicação que visa o reforço do solo de fundação de forma a elevar a capacidade de suporte do sistema com uma geocélula de elevadas dimensões (altura e largura da célula superior a 1 m). Para isto, comumente são empregados outros geossintéticos como as geogrelhas para sua montagem. A Figura 2.4 exibe a montagem "in loco" de uma camada de geocélulas feitas com geogrelhas e a Figura 2.5 estas células prontas para receberem o material de preenchimento.



Figura 2.4 – Montagem “in loco” da camada de geocélula feita com geogrelhas (TENSAR, 2008)



Figura 2.5 – Camada de geocélula feita a partir de geogrelhas pronta para receber o material de preenchimento (TENSAR, 2008)

Os procedimentos de projeto, de instalação e de montagem de geocélulas no próprio canteiro de obra com uso de geogrelhas são descritos por Bush *et al.* (1990).

Contudo, como citado, nos dias atuais esta utilização “artesanal” da geocélula está restrita a algumas obras específicas. Com o grande crescimento da indústria de geossintéticos nas últimas décadas, a maioria das aplicações de geocélula se utiliza de material pré-fabricado. As vantagens de utilizar uma geocélula feita pela indústria abrangem desde a garantia da qualidade de um produto industrializado até a facilidade e rapidez de sua instalação. A Figura 2.6 exhibe uma sequência de instalação

de uma camada de geocélula, na qual se verifica a disposição da camada de reforço, como uma "sanfona" (a), a abertura da camada de reforço até sua dimensão adequada (b e c) e o preenchimento das células (d).



Figura 2.6 – Sequência de instalação de uma camada de geocélulas. a) posicionamento da geocélula; b) e c) abertura do reforço; d) preenchimento (AMBEDKAR, 2006)

2.3 Aplicações

De acordo com o Manual Brasileiro de Geossintéticos (BUENO, 2004), as principais funções da geocélula são: proteção, erosão e reforço, tais quais descritos na Tabela 2.1.

Das principais aplicações, anteriormente descritas, apenas a melhoria na capacidade de suporte de solos será discutida nesta tese. Para as outras aplicações, recomenda-se a seguinte literatura:

- **Projeto e execução de proteção de taludes contra erosão:** Engle e Flato (1987), Crowe *et al.* (1989), Wu e Austin (1992), Rimoldi e Ricciuti (1994) e Avesani Neto e Bueno (2009a);

- **Muros de gravidade:** Koerner (1997), Koerner e Soong (2001), Sayão *et al.* (2004), , Skinner e Rowe (2005), Bathurst *et al.* (2005), Presto (2008b) e Avesani Neto e Bueno (2009b);
- **Revestimento e proteção de canais e corpos de água:** Crowe *et al.* (1995), Koerner (1997), Highway Design Manual (2003), Richardson (2004), Presto (2008a), Presto (2008d) e Avesani Neto e Bueno (2010).

Tabela 2.1 – Funções dos geossintéticos (BUENO, 2004)

Geossintético	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X	X ¹
Geogrelha	X	-	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	-	-	-	-	-	X
Georrede	-	X	-	X	-	-	-
Geocomposto argiloso (GCL)	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-

1. Quando impregnado com material asfáltico

2.4 Ensaios para determinação de propriedades

Dependendo das aplicações anteriormente descritas, há a necessidade de caracterizar e definir propriedades mínimas distintas para o material. Na Tabela apresentada na sequência são descritos algumas propriedades relevantes e propriedades secundárias para cada tipo de aplicação propostas para cada caso. Ressalta-se que as normas a serem empregadas em cada ensaio dependem, ainda, do material constituinte da geocélula, podendo variar em função deste parâmetro. Por fim, cita-se

que o tipo do ensaio empregado pode variar em função da necessidade da aplicação e da solicitação dos envolvidos na aplicação.

Tabela 2.2 – Propriedades relevantes e secundárias em diferentes aplicações da geocélula

Aplicação	Propriedades relevantes	Propriedades secundárias
Reforço	Resistência à tração do material da geocélula;	Resistência ao punção
	Resistência à tração e cisalhamento da junta (solda ou costura)	Degradação ultra-violeta e química
Proteção / erosão	Degradação ultra-violeta	Resistência ao punção
	Resistência à tração do material da geocélula;	Degradação química
	Resistência à tração e cisalhamento da junta (solda ou costura)	

2.5 Considerações sobre o Capítulo

A geocélula possui atributos capazes de destacá-la em diversas aplicações geotécnicas como revestimento de taludes, proteção de canais e corpos d'água e reforço de solos.

CAPÍTULO 3 - METODOLOGIAS DE REFORÇO DE SOLO

3.1 Introdução

O presente Capítulo apresenta, em sua maior parte, metodologias de reforço de solos moles, que são aqueles que apresentam maiores dificuldades em obras que envolvam capacidade de carga, demandando sempre alguma forma de reforço/intervenção. No texto são apresentadas, de forma expedita, técnicas tradicionais e com utilização de geossintéticos. No final do Capítulo, são apresentados alguns resultados de ensaios de placa em solo reforçado com geocélula, que podem fornecer correlações com reforço de estruturas como fundações rasas e carregamento de veículos.

3.2 Caracterização dos solos moles

Uma forma de caracterização qualitativa pode descrever solos moles como aqueles incidentes em terrenos de natureza aluvial, nos quais ocorrem frequentemente depósitos inconsolidados, com elevados teores de umidade, algumas vezes superiores a 100%, com ou sem a presença

de matéria orgânica e possuindo características de baixa resistência ao cisalhamento e elevada compressibilidade (RODRIGUES e LOPES, 1998).

O Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná generaliza o conceito para solos granulares e definem solos moles não apenas como depósitos de solos orgânicos, e turfas, mas também areias muito fofa ou solos hidromórficos em geral, os quais passíveis de ocorrer nos seguintes locais (DER/PR, 2005):

- Zonas baixas alagadiças;
- Mangues e brejos;
- Várzeas de rios de baixo gradiente hidráulico;
- Antigos leitos de cursos d'água;
- Planícies de sedimentação marinha ou lacustre.

Massad (1985a e 1985b) sugerem uma quantificação em algumas das propriedades do solo para classificá-los como moles. É recomendada a utilização associada de parâmetros do solo para a diferenciação de sua consistência, que especificamente no caso dos sedimentos quaternários da Baixada Santista, há a proposição da utilização concomitante do índice de vazios, da pressão de pré-adensamento, da resistência à penetração (SPT) e da resistência não drenada. Como ilustração e em relação ao N_{SPT} , o autor recomenda que para valores deste abaixo de 2, o solo seja classificado como mole, conforme descrito na norma brasileira ABNT NBR 6484:2001.

Massad (2003) descreve solos moles como solos sedimentares com baixa resistência à penetração (valores de N_{SPT} não superiores a 4) em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressível. O autor ainda cita que, em geral, enquadram-se nesta classificação argilas moles ou areias argilosas fofas de deposição recente (formadas no Quaternário).

De acordo com as definições da ABGE (1998), solos moles seriam aqueles com baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade e

quando situados sob a base de aterros, apresentam problemas de estabilidade e recalques, caso não sejam feitos tratamentos adequados, independente de sua estrutura granulométrica e de sua gênese.

Pinto (2000) sugere a expressão da consistência das argilas em função de parâmetros como a resistência à compressão simples e do índice de consistência. A Tabela 3.1 exhibe as consistências para cada situação, com a inclusão da definição da consistência em função da resistência à penetração (N_{SPT}), conforme proposto pela ABNT NBR 6484:2001.

Tabela 3.1 – Consistência das argilas em função da resistência à compressão simples, do índice de consistência e da penetração ao ensaio SPT (adaptado de PINTO, 2000 e ABNT NBR 6484:2001)

Consistência	Resistência à compressão (kPa)	Índice de consistência *	N_{SPT}
muito mole	< 25	**	< 2
mole	25 a 50	< 0,5	3 a 5
média	50 a 100	0,5 a 0,75	6 a 10
rija	100 a 200	0,75 a 1,0	11 a 19
muito rija	200 a 400	**	**
dura	> 400	> 1,0	> 19

* - aplicável apenas a solos saturados

** - faixa de consistência inexistente para o dado parâmetro

Sandroni (2006) aplica a expressão “solos muito moles” para indicar os depósitos de solos argilosos, orgânicos, turfosos ou não, com coloração escura, com umidade elevada (maior do que 80%) e N_{SPT} muito baixo (inferior 2). Esses solos ocorreriam extensamente nas baixadas costeiras Brasileiras e se apresentam, na maioria dos casos, em camadas de espessura variável.

3.3 Intervenções convencionais

De um modo geral, intervenções estão agrupados basicamente dentro de cinco grupos de atuação:

- *Desvio;*
- *Convivência com o problema;*
- *Remoção;*
- *Tratamento e Construção.*

A mudança do traçado ou a escolha de outra área para a construção seria um exemplo de evitar o problema, embora em certos casos não possa ser praticada.

A técnica de remoção, total ou parcial, da camada de solo mole é a mais antiga e usual forma de atuação em situações de camadas pouco espessas de solo mole (ALMEIDA e MARQUES, 2004). Para a remoção total, Massad (2003) recomenda que esta ocorra para “espessuras relativamente pequenas, com cerca de 4 m a 5 m, e, no máximo 7 m”, enquanto Sandroni (2006) considera a alternativa para camadas não excedendo 3 a 4 m. No caso de remoção parcial, Vargas (1973) sugere um processo construtivo denominado “colchão flutuante de areia”, em que se realiza a remoção do solo mole até uma profundidade de cerca de 3 a 5 m e substitui por areia grossa bem graduada. Contudo, não há uma receita para esta substituição, sendo que para cada caso há a necessidade da avaliação dos custos envolvidos.

O tratamento do solo mole de fundação é constituído por artifícios construtivos visando à melhora geotécnica do solo de fundação, principalmente pela consolidação. Entre estas técnicas, destacam-se aquelas descritas na sequência e apresentadas na Tabela 3.2, podendo ser utilizadas sozinhas ou em associação (LI e ROWE, 1999; ALMEIDA, 1996; ALMEIDA *et al.*, 2002; MACEDO, 2002; MASSAD, 2003; COUTINHO e BELLO, 2005; SANDRONI, 2006; ALMEIDA *et al.*, 2008; FUTAI, 2010).

-
- Aterro de sobrecarga;
 - Drenos verticais;
 - Construções por etapas;
 - Bermas de equilíbrio;
 - Pré-carregamento a vácuo;
 - Eletro-osmose;
 - Aterros estaqueados com laje de concreto (rígido);
 - Colunas granulares confinadas com geotêxtil;
 - Aterros leves;
 - Etc.

3.4 Intervenções com Geossintéticos

Basicamente os geossintéticos são empregados com êxito nas intervenções descritas abaixo e apresentadas na Tabela 3.2, novamente podendo atuar sozinhos ou com associações (AOKI, 1993; BS 8006, 1995; MELLO e BILFINGER, 2004; PALMEIRA e ORTIGÃO, 2004; SANDRONI, 2006; AVESANI NETO, 2008; FUTAI, 2010):

- Reforço basal;
- Drenos verticais pré-fabricados;
- Aterros estaqueados com plataformas de geossintéticos (flexível);
- Colunas encamisadas;
- Aterro leve.

Tabela 3.2 – Diferentes métodos e técnicas de soluções para aterros sobre solos moles

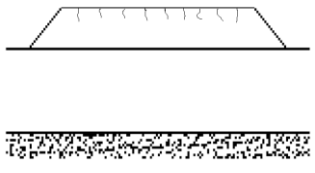
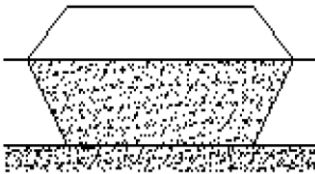
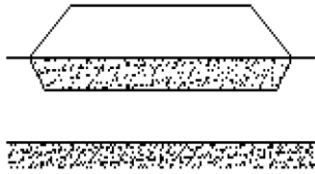
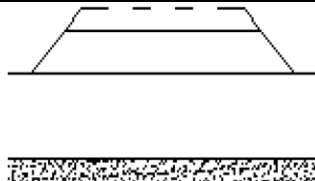
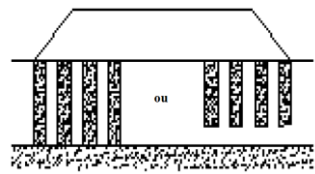


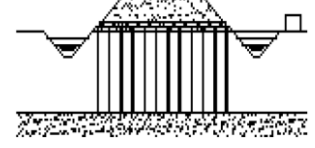
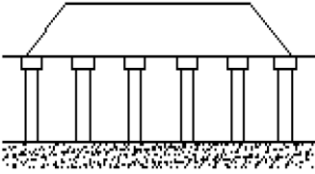

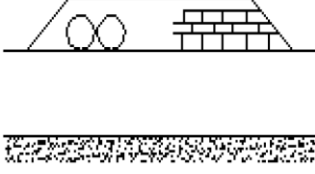

Método	Técnica	Desvantagem	Vantagem	Obs.	Ilustração
Desvio	Mudança da área	Pode ser impraticável	Sem intervenção	Rápido e barato	-
Convivência com o problema	Aterro de conquista	Problemas de estabilidade, recalques e trincas	Baixo custo inicial	Rápido e caro	
	Remoção total	Disposição do solo removido	Exclusão dos problemas associados ao solo mole	Rápido e caro	
Remoção	Remoção parcial	Disposição do solo removido	Pode ser mais viável que a remoção total	Rápido e caro	
Tratamento	Aterro de sobrecarga	Tempo para o adensamento	Pouca intervenção	Lento e barato	
	Drenos verticais	Pouco eficiente em solos orgânicos e turfosos	Pode ser associado com outras técnicas	Rápido e caro	
	Construção por etapas	Tempo prolongado	Sem necessidade de intervenção	Lento e barato	
	Bermas de equilíbrio	Espaço para as bermas	Pouca intervenção	Lento e barato	
	Pré-carregamento a vácuo	Custo elevado	Pouca intervenção	Lento e caro	

Tabela 3.2 – Diferentes métodos e técnicas de soluções para aterros sobre solos moles
(CONTINUAÇÃO)

	Aterro estaqueado	Necessita de equipamentos especiais	Reduzidos recalques e trincas	Rápido e caro	
Construção	Colunas granulares	Necessita de equipamentos especiais e testes preliminares	Associa resistência e adensamento	Rápido e caro	
	Aterros leves	Necessidade de proteção do material	Pouca intervenção	Rápido e caro	
	Reforço basal	Recalques elevados	Pouca intervenção	Rápido e moderado	

3.4.1 Exemplo de uso de geocélula como reforço basal

Cowland e Wong (1993) apresentam uma aplicação de geocélula como reforço de um aterro de rodovia sobre solo mole. A extensão total deste reforço foi de 5 km, sendo este executado entre 1989 e 1992 em Hong Kong. Utilizando, além do reforço de geocélula, construção por estágios e drenos verticais, o aterro obteve uma altura máxima de 10 m (altura variando de 1,5 m até 10 m).

De acordo com os autores, a fundação do aterro era composta por um depósito de 5 m de profundidade de argila muito mole (coesão não drenada média de 10 kPa) de elevada compressibilidade, com Limite de Liquidez, $w_L = 50\%$, Índice de Plasticidade, $IP = 26$, peso específico de $16,5 \text{ kN/m}^3$ e coeficiente de consolidação igual a $1 \text{ m}^2/\text{ano}$.

O aterro, com inclinação do talude igual a 1V:1,5H e base variando de 16 m a 40 m, foi composto por britada compactada com peso específico de 19 kN/m^3 .

A geocélula empregada tinha altura e largura de 1 m ($h/d = 1$), sendo feita com tiras de geogrelha de PEAD uniaxial com resistência de 110 kN/m . No preenchimento da geocélula foi utilizado brita nº 1 (16 mm a 28 mm).

Sob a geocélula, foi utilizado um aterro de conquista com 30 cm de espessura de areia reforçado com uma geogrelha de resistência a tração igual a 31 kN/m na transversal e 17 kN/m na longitudinal.

A Figura 3.1 apresenta a seção esquemática deste caso.

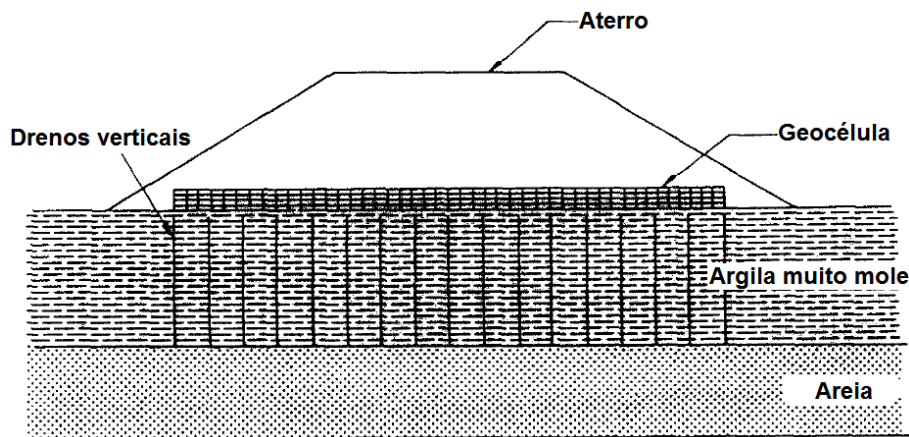


Figura 3.1 – Seção típica do aterro reforçado com geocélula (COWLAND e WONG, 1993)

Ainda segundo os autores, 4 (quatro) seções foram instrumentadas, cada uma com 4 (quatro) piezômetros, 2 (dois) inclinômetros, 2 (dois) marcos superficiais, 2 (dois) *hydrostatic profile gauge* para medição da deflexão da camada de geocélula e levantamentos no pé do aterro, 2 (dois) blocos de movimento lateral para medição da extensão da camada de geocélula e 1 (uma) placa de recalque na seção intermediária do aterro sobre a camada de geocélula.

O monitoramento foi realizado por 15 meses e como resultado os autores citaram:

-
- A geocélula se comportou como um reforço satisfatório para o aterro sobre a camada de solo mole;
 - Foram observadas deformações na lateral da geocélula da ordem de 1%, muito inferior se comparado com o valor esperado para reforços de geotêxtil e geogrelha, citado pelos autores como 3-6%;
 - As pressões neutras geradas e os recalques observados foram inferiores aos previstos;
 - O ganho de resistência da fundação após 12 meses, verificado por ensaios de palheta (*Vane Test*) foi superior a 150%.

3.4.2 Melhora da capacidade de carga

Uma solução que pode ser considerada como reforço basal é a utilização de uma (ou mais) camadas de geossintéticos sob o carregamento (proveniente de uma fundação, estrutura, trem-tipo, aterro, etc.) de forma a melhorar a capacidade de suporte do solo de fundação. Neste âmbito, diversos autores desenvolveram metodologias específicas para cada aplicação, como por exemplo:

- Reforço de vias não pavimentadas: Giroud e Noiray (1981); Houlsby *et al.* (1989); Palmeira (1998);
- Reforço de base de pavimentos: AASHTO (1993, *apud* TRICHÊS e BERNUCCI, 2004);
- Reforço de fundações: EBGEO (DGGT, 1997 *apud* BILFINGER e MELLO, 2004);
- Reforço de aterro sobre solos moles: Low *et al.* (1990);

Nestes casos o emprego da geocélula pode elevar a eficiência do reforço em função de seu sistema de confinamento celular. Quando se

compara um reforço planar com o sistema celular, nota-se uma rigidez significativamente maior quando da utilização da geocélula.

Estudos de comparação entre estes sistemas de reforço (planar e celular) foram realizados na tentativa de quantificar esta diferença. Dash *et al.* (2003) conduziram este tipo de pesquisa. Os autores compararam, por meio de ensaios de placa de laboratório, o desempenho de um reforço de geogrelha de polipropileno com seis camadas, dispostas em profundidades equiespaçadas de $0,33B$ (sendo B o diâmetro da placa e igual a 15 cm), com o desempenho de um reforço celular, com geocélulas feitas com a mesma geogrelha (de altura h/B de 2,10). Ressalta-se que foi utilizada a mesma quantidade de material nas duas variações de ensaio.

O solo de fundação empregado foi uma argila de baixa plasticidade (CL) com 60% de finos, e o material de enchimento das células foi uma areia mal graduada com densidade relativa de 70% e ângulo de atrito de pico igual a 41° .

Os resultados dos ensaios de comparação entre os dois tipos de reforço, em termos de tensão vertical e recalque normatizado, podem ser visualizados na Figura 3.2.

Nota-se diferença de rigidez entre os dois sistemas de reforços e que o sistema celular possui melhor desempenho em serviço. De acordo com os autores, esta diferença ocorreu porque no reforço planar o solo, entre sucessivas camadas de reforço, é comprimido apenas em uma direção e a um valor que supera tanto a sua resistência ao cisalhamento, como a resistência na interface entre o solo e reforço. Enquanto no caso da geocélula, pelo solo estar completamente encapsulado, há um aumento de seu confinamento o que melhora sua resistência. Além disto, a estrutura celular composta pela geocélula mais solo de enchimento se comporta como uma laje fornecendo maior capacidade de suporte ao sistema. Este fato pode ser verificado também na Tabela 3.3 que mostra os fatores de melhora da capacidade de carga I_f (razão da tensão aplicada no solo com o reforço de geocélula (q) para um determinado valor de deslocamento

pela tensão aplicada no solo não reforçado (q_0) para o mesmo deslocamento) para cada caso.

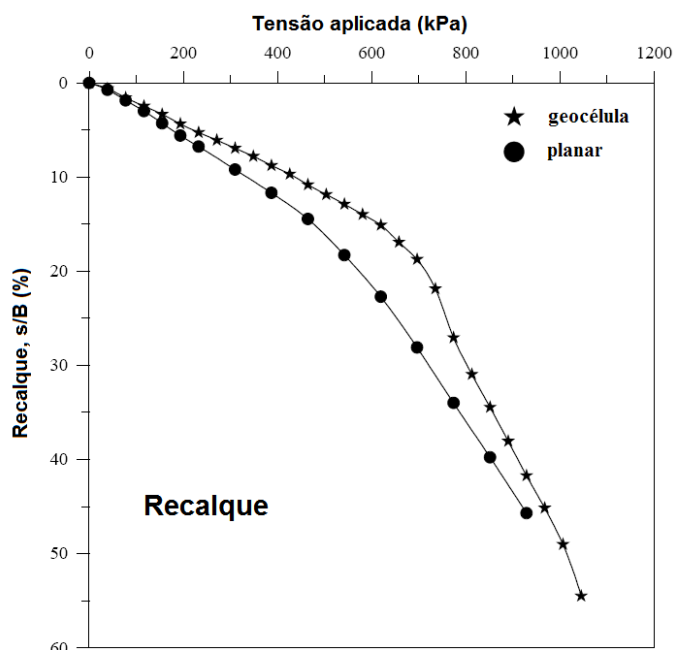


Figura 3.2 – Comparação da tensão vertical aplicada em ensaios com reforço celular (geocélula) e planar para diferentes valores de recalque normalizado (DASH *et al.*, 2003)

Tabela 3.3 - Comparação entre os fatores de melhora (I_f) da capacidade de carga do reforço celular (geocélula) e planar para diferentes valores de recalque normalizado (adaptado de DASH *et al.*, 2003)

Reforço	Recalque normalizado, s/B (%)							
	1	3	5	10	15	20	30	40
Geocélula	2,12	2,35	2,63	3,29	4	4,17	4,65	5,26
Planar	1,92	2,05	2,21	2,64	3	3,32	4,18	4,94

Em relação às deformações na superfície, a Figura 3.3 exibe a comparação entre estes dois sistemas. Dela se evidencia que após um recalque de 10% da placa, o reforço planar exibe uma tendência de levantamento na superfície, comportamento este que se estende para grandes deslocamentos e indicando que o solo entre os reforços planares se encontra no estado de ruptura. Por outro lado, o reforço de geocélula não permite o levantamento do solo na superfície até o final do ensaio conduzindo a um melhor desempenho do reforço.

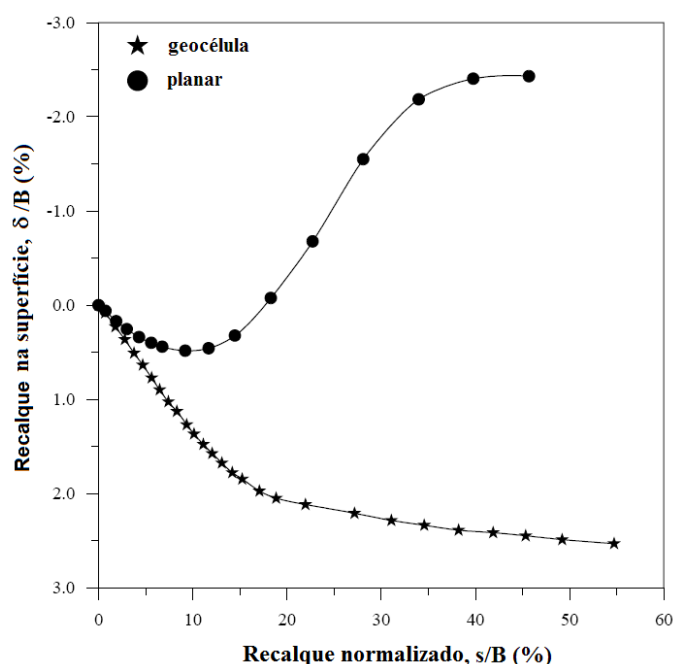


Figura 3.3 - Comparação das recalque na superfície (a uma distância de $1,5B$ do centro da placa) entre o reforço celular (geocélula) e o planar para diferentes valores de recalque na placa (DASH *et al.*, 2003)

Aumentando a gama de sistemas de reforço, Dash *et al.* (2004) realizaram ensaios comparativos do desempenho de três sistemas: fibras aleatórias, reforço planar e reforço celular, em uma areia de rio mal graduada com pesos específicos variando de 14,3 a 17,4 kN/m³.

Foram utilizadas fibras aleatórias de polipropileno em uma camada de areia de espessura igual a $7B$ e largura de $12B$ sobre o solo mole, sendo a sapata retangular com comprimento $L = 33$ cm e largura $B = 10$ cm. A proporção de fibras misturadas no solo foi de 0,10% de peso, que segundo os autores, foi a proporção ótima determinada.

O reforço planar foi composto por camadas geogrelhas biaxiais de polipropileno com resistência à tração igual a 20 kN/m, módulo secante a 5% de 160 kN/m e abertura da grelha igual 35 mm x 35 mm. Foram utilizadas seis camadas de reforço planar equiespaçadas de $0,3B$. Estes valores foram escolhidos de acordo com estudos de outros autores que determinaram valores ótimos para cada parâmetro: número de camadas igual a seis (KHING *et al.*, 1993 e OMAR *et al.*, 1993); espaçamento entre

camadas entre $0,15B$ e $0,25B$, e menor que $0,50B$ (AKINMUSURU e AKINBOLADE, 1987; SINGH, 1988 e YETIMOGLU *et al.*, 1994).

A camada de geocélula era composta pela mesma geogrelha do reforço planar e tinha altura, h de $2,75B$.

Além do ensaio de controle – solo não reforçado – foi realizada uma quarta variação do solo reforçado composta por reforço de geocélula com adição de reforço planar de geogrelha como base de comparação.

Apresentam-se na Figura 3.4 os resultados dos ensaios de capacidade de carga com os solos reforçados com os quatro sistemas (fibras aleatórias, reforço planar, reforço celular e planar abaixo do celular) e com o solo não reforçado servindo de referência. As observações destes ensaios são quantificadas pelo fator de melhora da capacidade de carga (calculado conforme descrito anteriormente) para cada caso e resumidas na Figura 3.5.

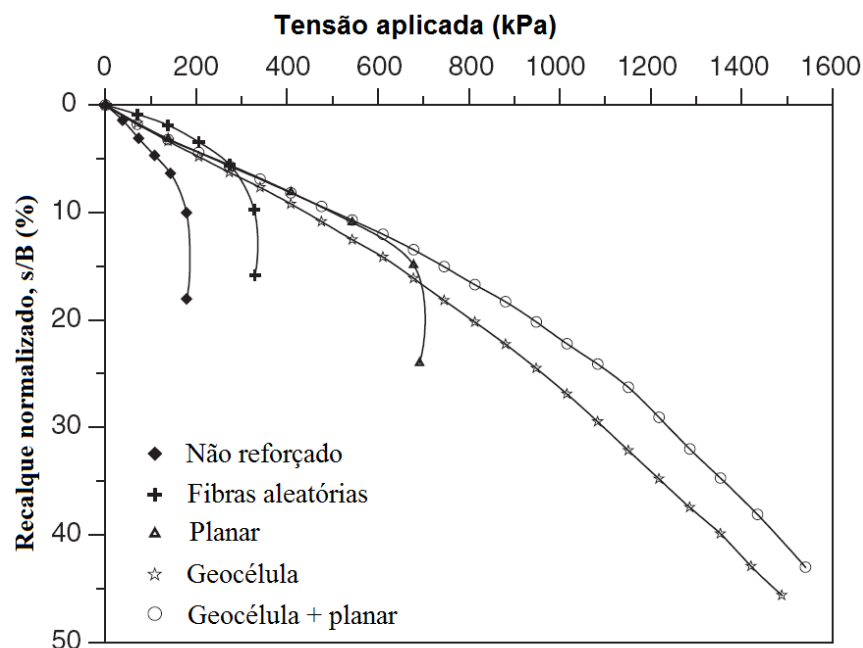


Figura 3.4 – Curvas carga recalque de diferentes formas de reforço de solo para diferentes valores de deformação na sapata (DASH *et al.*, 2004)

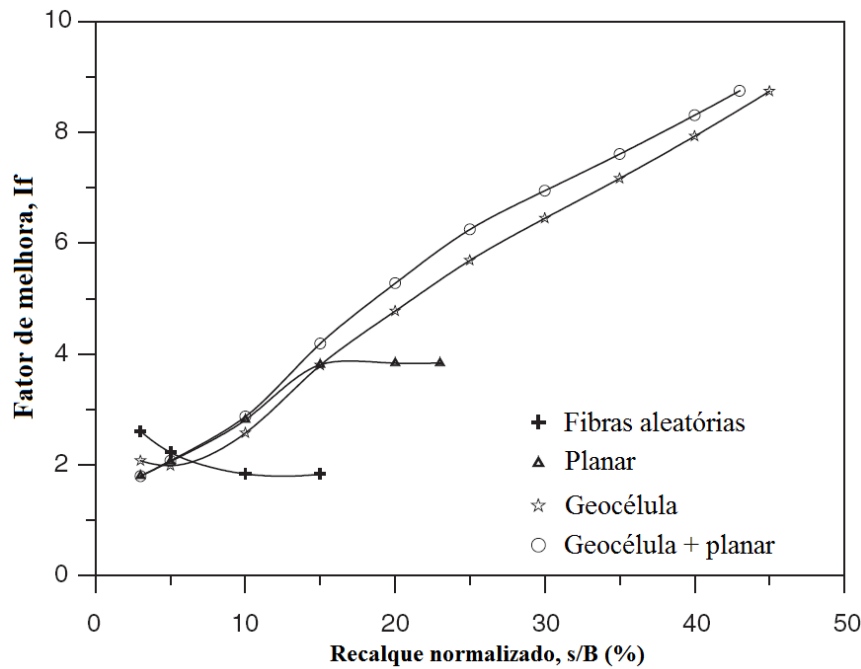


Figura 3.5 – Fator de melhora da capacidade de carga de diferentes formas de reforço de solo para diferentes valores de deformação na sapata (DASH *et al.*, 2004)

Para pequenos recalques todas as formas de reforços possuem o mesmo desempenho, sendo este sensivelmente superior ao solo não reforçado. Porém, com o aumento do recalque, os sistemas de reforços com a geocélula produzem um melhor desempenho ao sistema. Observa-se também que, para os reforços de fibras aleatórias e planar, ocorreu uma ruptura com recalques próximos de 5% e 15% da largura da placa, respectivamente. Contudo, para os casos de geocélula sozinha e adicionada ao reforço basal nenhuma ruptura fica evidente até o final do ensaio (45% de recalque normalizado), exibindo um comportamento praticamente bilinear com uma inflexão após um recalque acima de 20%, para o caso da geocélula sozinha e 25% na associação de reforços.

Ainda das Figuras, obtém-se que a capacidade de carga obtida com fibras aleatórias é quase 2 vezes superior ao do solo não reforçado ($I_f = 2$), é 4 vezes maior no caso do reforço planar ($I_f = 4$) e superior a 8 vezes em ambos os reforços com geocélula ($I_f \sim 9$) (DASH *et al.*, 2004).

Segundo os autores, as sensíveis melhoras de desempenho dos reforços que contém a geocélula se devem a dois fatores ligados a sua

estrutura celular que fazem com que a camada de geocélula atue como uma laje: o encapsulamento e confinamento fornecido ao solo de forma mais eficiente que o reforço planar, conferindo ao sistema um corpo mais rígido capaz de redistribuir melhor os carregamentos provenientes da sapata; e devido aos elementos verticais da geocélula (transversal a direção de aplicação de carga da placa) que ativam a resistência ao atrito na interface com o solo. Além disto, há uma parcela da resistência passiva deste e a interconexão entre os elementos que promove uma ancoragem eficiente contra os carregamentos e deformações impostas pela sapata. Em contraste, no reforço planar foram observados grandes recalques resultantes do arrancamento das ancoragens laterais da geogrelha quando o solo subjacente rompeu, iniciando todo um sistema de rupturas.

Madhavi Latha e Somwanshi (2009) realizaram os mesmos ensaios de placa com intuito de comparar as modalidades de reforço entre planar, fibras aleatórias e geocélulas (todos resultantes da mesma quantidade e tipo de geogrelha), conforme observado na Figura na sequência.

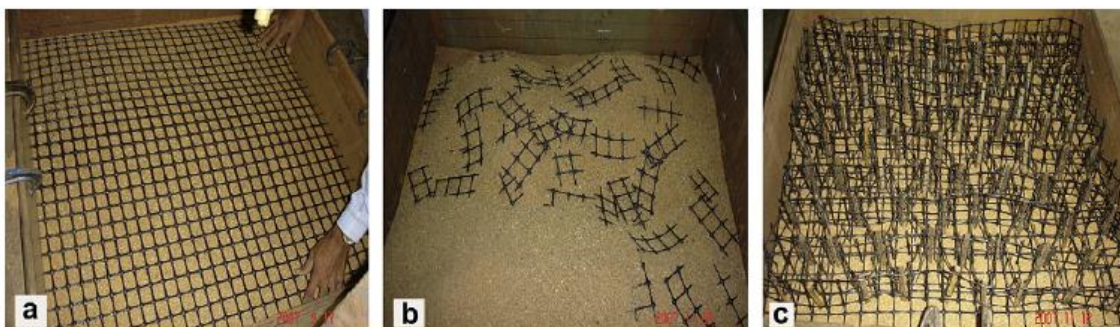


Figura 3.6 – Geossintéticos em diferentes formas de reforço: a) planar; b) fibras aleatórias; c) geocélula (MADHAVI LATHA e SOMWANSHI, 2009)

Semelhante aos estudos anteriores, os resultados de Madhavi Latha e Somwanshi (2009) mostraram que as inclusões aleatórias são capazes de melhorar a capacidade de suporte do solo em até 40%, o reforço planar em até 100% e a geocélula em até 350%, sendo que esta última foi a quem melhor apresentou distribuição de recalques.

Valores muito próximos a estes foram obtidos nos ensaios de placa conduzidos por Moghaddas Tafreshi e Dawson (2010), contudo para reforços planar e de geocélula compostos por geotêxtil tecido.

Em ensaios de laboratório, Zhou e Wen (2008) estudaram e compararam a eficiência na melhora da capacidade de carga de reforços planares e celulares. O solo de fundação utilizado foi uma argila mole e o no reforço uma areia mal graduada. Para a aplicação das cargas foi usado uma bolsa de ar.

A geogrelha empregada tinha resistência à tração igual a 280 kN/m, com módulo secante a 5% de 400 kN/m e abertura da malha igual a 50 mm x 50 mm. A geocélula empregada era de PEAD com altura da célula $h = 20$ cm e largura da célula $d = 15$ cm - razão de forma $h/d = 1,33$.

Na Figura 3.7 pode-se visualizar a comparação entre as máximas pressões aplicadas e os referentes deslocamentos medidos para cada situação de reforço, além da condição não reforçada. Nota-se desta que ambas as formas de reforço exibiram uma grande melhora, tanto das capacidades de suporte, como na redução dos deslocamentos, sendo que a geocélula obteve um desempenho ligeiramente superior que os outros.

Os autores, empregando células de tensão sobre e sob os reforços, obtiveram a eficiência de absorção das tensões de cada sistema ensaiado e compararam os resultados, de acordo com o exibido na Figura 3.8.

Destas Figuras, conclui-se que as tensões medidas no solo de fundação, no caso não reforçado, são sensivelmente superiores àquelas medidas quando havia uma camada de solo reforçado, especialmente no caso da geocélula que desempenhou uma redução das tensões da ordem de 25%. Além disto, de acordo com os autores, diferente dos outros sistemas, o celular exibiu uma tendência linear de redução das tensões no solo.

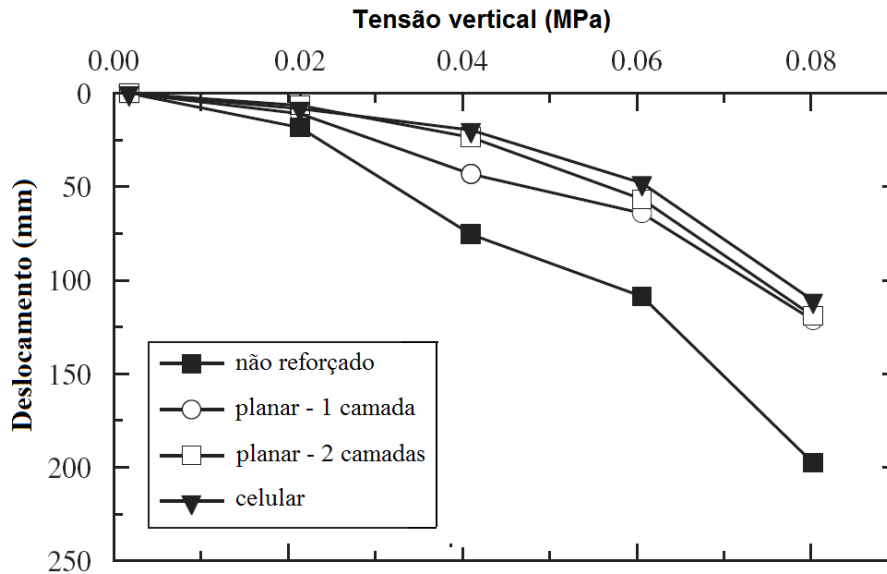


Figura 3.7 – Relação entre as máximas pressões aplicadas e correspondentes deslocamentos medidos nos ensaios (ZHOU e WEN, 2008)

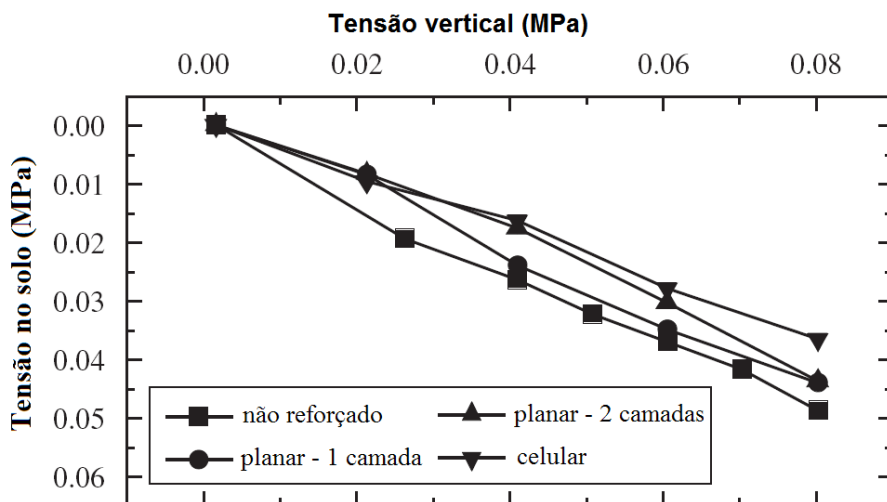


Figura 3.8 – Comparação entre pressão aplicada e medida no solo abaixo do reforço (ZHOU e WEN, 2008)

Com ensaios triaxiais de laboratório, Khedkar e Mandal (2009) verificaram a eficiência de reforços planares e celulares e a influência de variações no número de camadas e na altura das células, este no caso das geocélulas. As amostras tinham proporção 2:1 de solo arenoso mal graduado.

Os reforços planares consistiram em duas variações: uma e duas camadas, ambas equi-espaciaadas..

Os reforços celulares consistiram do mesmo material e nas mesmas variações de camada do planar, contudo, com alterações nas alturas das células com valores de 3, 10, 20, 30, 40 e 50 mm. Ensaio com amostras não reforçadas foram feitos para referência. A Figura 3.9 mostra a inclusão e as células utilizadas nos ensaios e a Figura 3.10 exibe, de forma esquemática, as variações de ensaios realizadas.

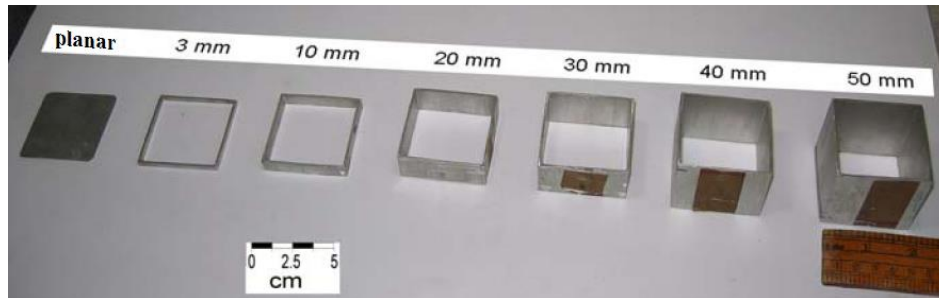


Figura 3.9 – Inclusão e células de alumínio utilizadas nos ensaios (KHEDKAR e MANDAL, 2009)

Resumindo os resultados obtidos pelos autores, a Figura 3.11 mostra as tensões desviatórias de pico obtidas para cada altura do reforço em cada situação de tensão confinante, tanto para o caso de camada única com para dupla camada de reforço.

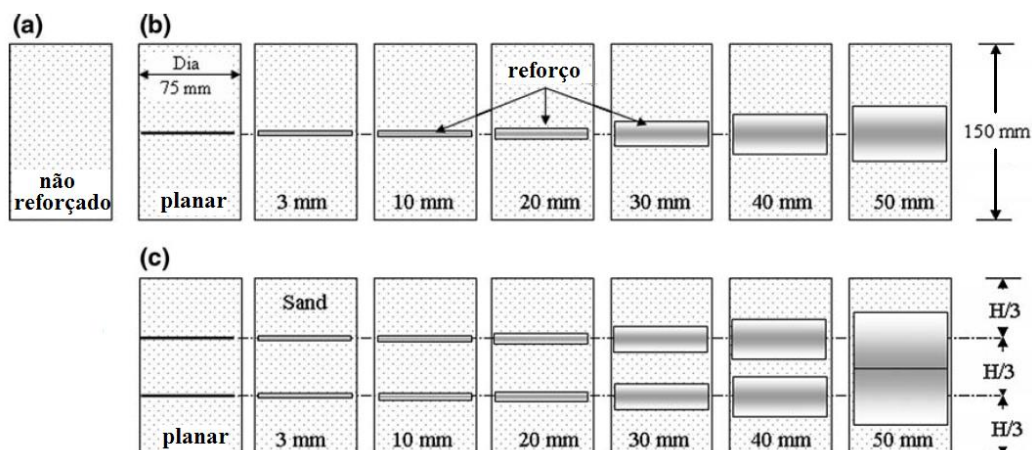


Figura 3.10 – Configurações ensaiadas: a) amostra não reforçada; b) reforços com uma camada; c) reforços com duas camadas (KHEDKAR e MANDAL, 2009)

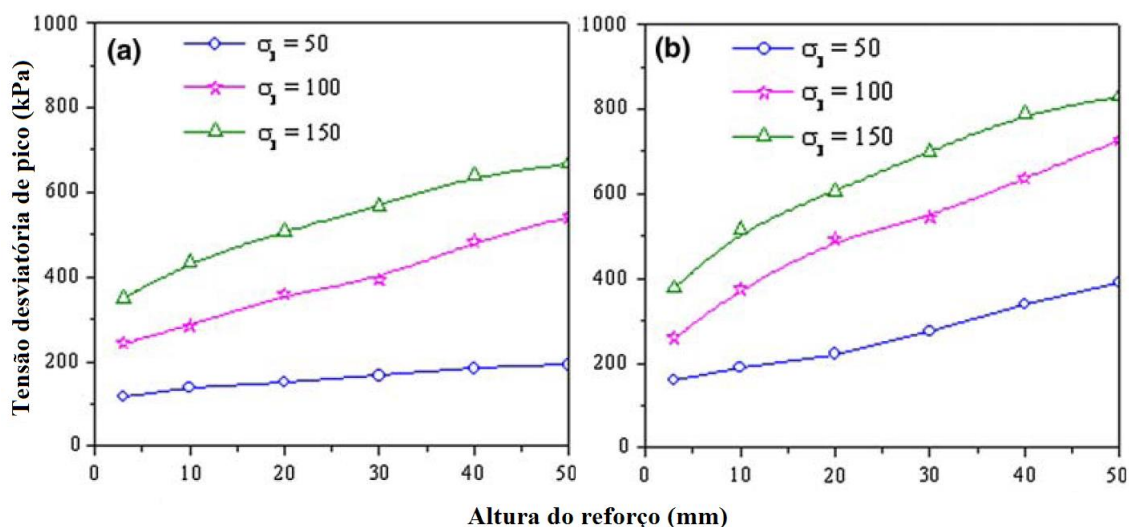


Figura 3.11 – Relação entre a tensão desviatória de pico e a altura do reforço para diferentes confinamentos da amostra: a) para uma única camada de reforço; b) para duas camadas de reforço (adaptado de KHEDKAR e MANDAL, 2009)

Observa-se que a tensão desviatória crescente é diretamente proporcional tanto à magnitude do confinamento, como à altura do reforço e ao número de camadas.

Com estes dados, os autores traçaram as envoltórias e obtiveram os parâmetros de resistência para cada tipo de reforço e variação do ensaio, exibidos na Figura 3.12 e na Tabela 3.4.

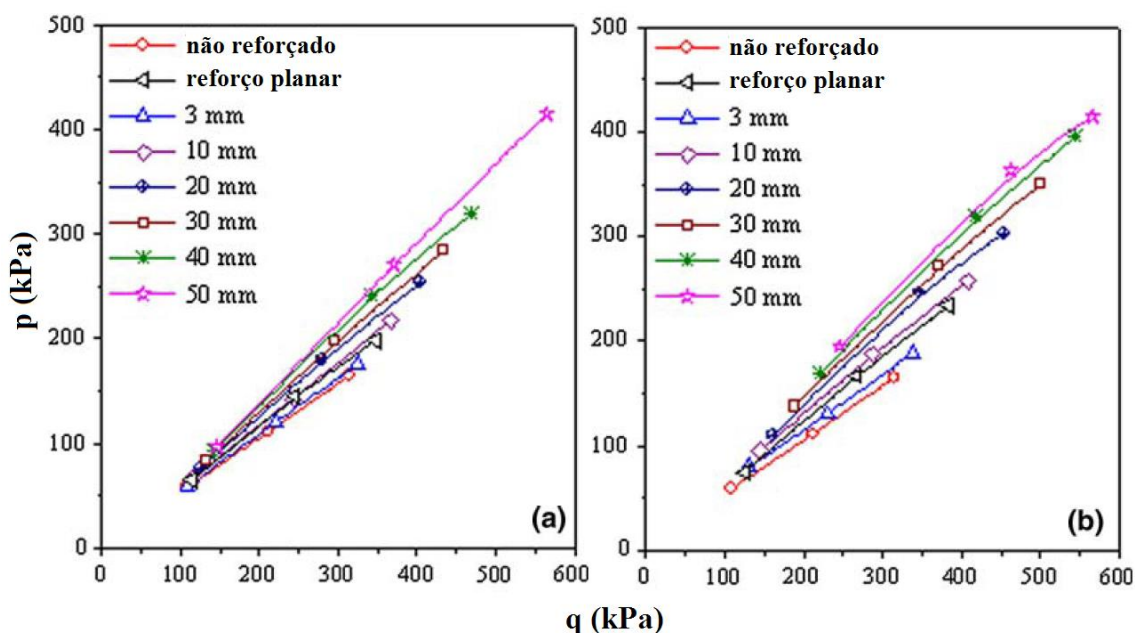


Figura 3.12 – Envoltórias de resistência para os ensaios de solo reforçados e não reforçado: a) camada única de reforço; b) duas camadas de reforço (adaptado de KHEDKAR e MANDAL, 2009)

Tabela 3.4 – Parâmetros de resistência para os tipos de reforços ensaiados (KHEDKAR e MANDAL, 2009)

Altura do reforço (mm)	Uma camada			Duas camadas		
	c (kPa)	ϕ (°)	% aumento ϕ	c (kPa)	ϕ (°)	% aumento ϕ
Não reforçado	0,5	31,4	0	–	–	–
Reforço planar	3,0	34,2	8,7	4,2	34,8	10,8
3	1,2	32,3	2,7	1,2	33,6	6,8
10	3,0	33,9	7,9	9,7	36,9	17,5
20	5,0	34,7	10,4	16,3	37,4	18,8
30	7,3	35,4	12,6	27,9	38,0	20,7
40	8,8	36,7	16,5	37,8	39,8	26,5
50	9,9	37,2	18,2	52,0	41,7	32,5

Nota-se dos resultados que o reforço em forma de célula supera o no plano após uma altura igual ou superior a 10 mm. Como pode ser visto ambos os parâmetros (coesão aparente e ângulo de atrito) exibem um aumento com a elevação da altura das células. Verifica-se também um maior desempenho quando são utilizadas duas camadas, principalmente para o parâmetro da coesão aparente que experimenta elevações de até 400% em relação a camada única, no caso da célula de 50 mm de altura.

3.5 Considerações sobre o Capítulo

O presente Capítulo abordou, de forma expedita, técnicas de reforço de aterro sobre solos moles e de fundações. Como pontos de destaque, têm-se:

- Assim como outros geossintéticos, a geocélula tem potencial para aplicação em reforço de solos, tanto em situações de aterros sobre solos moles como em reforço de fundações e outros tipos de carregamentos;

-
- Dentre os sistemas de reforço de fundações envolvendo geossintéticos (geocélula, reforços planares e fibras aleatórias), a geocélula, segundo a literatura e na maior parte das situações, se destaca com melhor desempenho no reforço (mesmo que em alguns casos marginal), tanto na redução das tensões transmitidas como na diminuição dos deslocamentos esperados;

CAPÍTULO 4 - MÉTODOS DE CÁLCULO DE REFORÇO DE SOLO COM GEOCÉLULA

4.1 Introdução

Na aplicação da geocélula como reforço de solo, o princípio do confinamento celular é a base para o desenvolvimento da resistência da camada de geocélula. Nesta utilização, camadas do reforço são dispostas sobre a fundação de solo com o intuito de absorver os carregamentos provenientes da superfície – aterros, sapatas, trânsito de veículos, etc. – e redistribuí-los com menor intensidade às camadas subjacentes. Neste aspecto, no presente Capítulo são expostos os modelos de cálculo de reforço de solo com geocélula que, atualmente, figuram na literatura técnica-acadêmica, com inserção de comparações com ensaios realizados.

4.2 Fatores que influenciam na melhora fornecida pelo reforço

Com a industrialização da manufatura das geocélulas houve também um aumento na oferta de diferentes tipos e modelos de geocélulas. Atualmente, há grande variação neste geossintético em termos de material de composição, tipo de solda das tiras e formato e dimensões das células. Desta forma, todas estas variações refletem no desempenho da geocélula, algumas em maior escala que outras.

A concepção do reforço (camadas e grupos de geocélulas e/ou outros geossintéticos) também influi diretamente no desempenho. Assim, a largura e a altura do reforço interferem no aumento da capacidade de carga, bem como a associação da geocélula com outros geossintéticos como a geogrelha.

Por último, o solo exerce influência na capacidade do sistema. Sua participação é direta, tanto na fundação, como no preenchimento das células.

A discussão de todos os fatores de influência será explorada no Capítulo posterior.

A Figura 4.1 apresenta os parâmetros geométricos do sistema de reforço de solo por camadas de geocélulas.

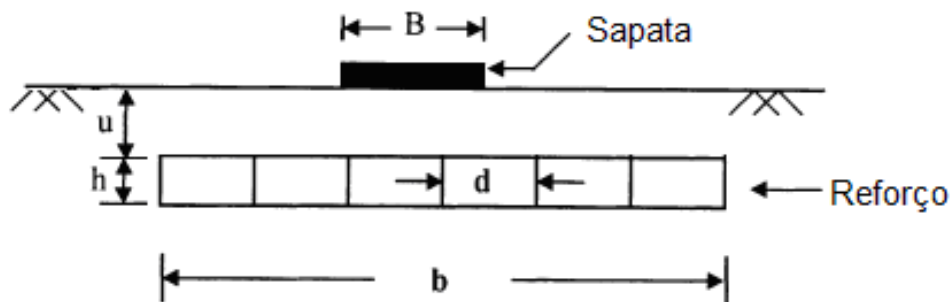


Figura 4.1 – Parâmetros geométricos de um sistema de reforço por geocélula: B – largura do carregamento; u – profundidade de disposição do reforço; h – altura da geocélula; d – largura da célula; b – largura do reforço

4.3 Método de Koerner (1994)

Koerner (1994) propõe um método baseado na adaptação do mecanismo de equilíbrio limite plástico convencional utilizado na determinação da capacidade de carga de fundações rasas sob carregamentos estáticos, descrito em Terzaghi (1943) e Terzaghi e Peck (1967) e complementado por Vesic (1972). A forma de ruptura convencional é descrita pela Figura 4.2a. No caso do solo reforçado com

geocélula, a superfície de ruptura é interceptada pelas tiras das células, gerando uma situação semelhante a da Figura 4.2b.

Para que ocorra a ruptura na situação da Figura 4.2b, é necessário que o material situado dentro de uma célula em particular tenha sua resistência ao cisalhamento de interface com as paredes da célula, τ , excedida pela tensão, p , e sofra tendência de ser deslocando para baixo, transferindo o carregamento para as camadas subjacentes a do reforço. Esta, por sua vez, pode ser superada em capacidade de suporte, no entanto, com benefícios de as cargas que nela forem atuantes são significativamente inferiores devido a uma dissipação proveniente do reforço (KOERNER, 1994).

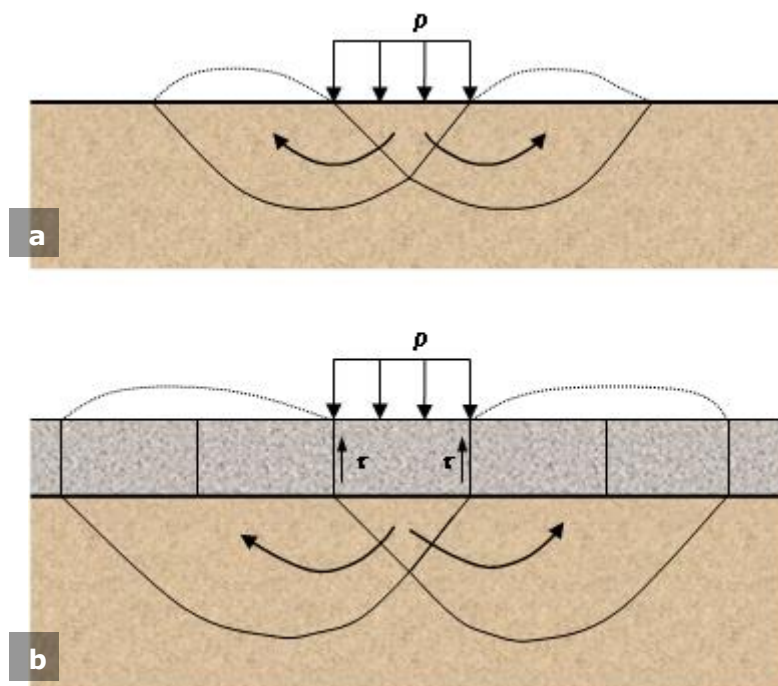


Figura 4.2 – Mecanismos de ruptura por capacidade de suporte de um solo: a) sem o sistema de confinamento da geocélula; b) com o sistema de confinamento da geocélula (adaptado de KOERNER, 1994)

Tomando como base o equacionamento proposto por Vesic (1975) para capacidade de carga de solos não reforçados, sob carregamentos por sapatas de formas distintas, cujo equacionamento é:

$$p_u = cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad 4.1$$

Koerner (1994) propõe a adição de um termo que represente o efeito do confinamento do solo dentro das células, traduzido em uma resistência pelo atrito de interface entre as paredes das células e seu material de preenchimento, resultando na seguinte formulação (adaptada):

$$p_r = 2\tau + p_u$$

$$p_r = 2\tau + cN_c S_c + qN_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad 4.2$$

onde:

p_r = capacidade de carga do solo reforçado;

p_u = capacidade de carga do solo não reforçado;

c = coesão da fundação;

q = sobrecarga atuante sobre a fundação - considerada como a própria geocélula adicionada de possíveis carregamentos na superfície;

γ = peso específico da fundação;

B = largura da sapata;

N_c, N_q, N_γ = fatores de capacidade de carga;

S_c, S_q, S_γ = fatores de forma da sapata;

τ = resistência ao cisalhamento de interface entre as paredes da célula e seu material de preenchimento.

Nesta formulação, os fatores de capacidade de carga e de forma da sapata dependem do ângulo de atrito solo e da forma e dimensão da sapata. o valor da resistência ao cisalhamento de interface (τ) pode ser obtido pela seguinte equação:

$$\tau = \sigma_h \tan \delta \quad 4.3$$

em que:

σ_h = tensão horizontal atuante nas paredes das células, adotada pelo coeficiente de empuxo ativo pela teoria de Rankine;

δ = ângulo de atrito entre as paredes da célula e seu material de preenchimento, sugerido pelo autor de 15° a 20° entre areia e PEAD e de 25° a 35° entre areia e geotêxtil não tecido.

4.3.1 Considerações sobre o método

Meneses (2004) realizou ensaios de placa em solos moles (descrito no Apêndice A) reforçados com geocélulas com instrumentação de pressão sob a camada de reforço. Desta forma, o autor comparou os valores de tensão obtidos nos ensaios sob o reforço com aqueles teóricos calculados usando o Método de Koerner. Os resultados são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Comparação dos valores de tensão calculadas e obtidas experimentalmente (adaptado de MENESES, 2004)

Altura da célula (cm)	Tensão calculada (kPa)	Tensão medida (kPa)	Diferença (%)
5	192	184	4
10	142	199	40
15	128	173	35

Este modelo se ajustou bem para o caso da célula com altura de 5 cm (relação de forma, h/d de 0,25), contudo, para os outros casos a diferença nos valores medidos e calculados foram elevadas, sendo o Método de Koerner considerado subestimado por Meneses (2004). De fato, essa discrepância nos resultados pode ser explicada pela não consideração de diversos fatores como a geometria da geocélula, a consideração de uma situação bidimensional (enquanto a geocélula é uma estrutura tridimensional), além da desconsideração de outros mecanismos de reforço da geocélula (que será abordado nos Capítulos subsequentes).

4.4 Método da Presto (2008)

Presto (2008c) desenvolveu um método teórico de capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas baseado em uma formulação empírica de projeto de estradas não-pavimentadas sobre solos de reduzida capacidade de suporte proposto pelo *U.S. Forest Service*.

Na sequência é exposto o método conforme proposto por Presto (2008c).

4.4.1 Ângulo de atrito de interface

Por meio de diversos ensaios de cisalhamento de interface entre distintas condições dos materiais de manufatura de geocélulas (parede lisa, texturizada e perfurada) e diferentes tipos de solos (areia grossa, pedregulho, areia fina e brita), Presto (2008c) sugere valores de utilização do coeficiente de atrito de interface.

4.4.2 Contribuição do subleito

Presto (2008c) trabalha com a entrada de dados em função da resistência ao cisalhamento do subleito. Sendo assim, podem-se admitir tanto solos granulares no subleito (com resistência proveniente apenas do ângulo de atrito) como solos coesivos (com coesão não drenada). Portanto, as seguintes expressões são dadas para expressar a resistência do solo de fundação no modelo:

$$s = c + \tan \phi \quad \text{para solos granulares} \quad 4.4$$

$$s = s_u \quad \text{para solos coesivos} \quad 4.5$$

onde:

s = resistência do solo do subleito;

c = intercepto de coesão;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo;

s_u = resistência não drenada do solo.

4.4.3 Formulação

Com as proposições anteriormente descritas, as formulações e os passos para o cálculo da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula são apresentados na sequência.

Assim como o método de Koerner (1994), este modelo aplica um efeito de confinamento celular no qual se desenvolve tensões de atrito entre as paredes das células e seu preenchimento, tensão esta que “dissipa” os carregamentos na superfície.

Inicialmente é determinada a máxima capacidade disponível no subleito com o valor de resistência ao cisalhamento obtido ou estimado multiplicado pelo fator de capacidade de carga proposto pelo *US Forest Service* .:

$$p_u = N_c s \quad 4.6$$

em que:

p_u = capacidade de carga do solo não reforçado;

N_c = fator de capacidade de carga - valores empíricos desenvolvidos pelo *US Forest Service* para estradas não pavimentadas considerando a ruptura por punção (sugerido por PRESTO, 2008c como variando entre 2,8 a 3,3);

s = resistência do solo de subleito.

A melhora da capacidade de suporte fornecida pela geocélula é função da espessura do reforço, da sua profundidade, do carregamento aplicado e do material de preenchimento. Assim, após adotar um valor para a profundidade (u) de disposição da camada de geocélula,

determina-se o valor da tensão vertical no topo da camada do reforço por meio da Teoria da Elasticidade para carregamento circular:

$$\sigma_{vu} = p \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{u} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad 4.7$$

onde:

σ_{vu} = tensão vertical atuante na parte superior da camada de geocélula;

p = tensão atuante na superfície (carregamento: pneu do trem-tipo, sapata, placa, etc);

r = raio do carregamento uniformemente distribuído;

u = profundidade de disposição do reforço, ou seja, espessura da camada de cobertura do reforço.

Calculada a tensão vertical no topo da camada do reforço, determina-se a tensão vertical em sua base adotando-se um valor para sua espessura (h):

$$\sigma_{vh} = p \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{u+h} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad 4.8$$

em que:

σ_{vh} = tensão vertical atuante na parte inferior da camada de geocélula;

h = espessura da camada de geocélula.

Com as tensões verticais no topo e na base da camada do reforço, calculam-se as tensões horizontais atuantes nestes mesmos pontos:

$$\begin{aligned}\sigma_{hh} &= K_a \sigma_{vh} \\ \sigma_{hu} &= K_a \sigma_{vu}\end{aligned}\tag{4.9}$$

onde:

σ_{vh} = tensão vertical atuante na parte inferior da camada de geocélula;
 σ_{hh} = tensão horizontal atuante na parte inferior da camada de geocélula;
 σ_{vu} = tensão vertical atuante na parte superior da camada de geocélula;
 σ_h = tensão horizontal atuante na parte superior da camada de geocélula;
 K_a = coeficiente de empuxo ativo (determinado pela teoria de Rankine).

Com os valores das tensões horizontais acima e abaixo do reforço, determina-se seu valor médio (σ_{hm}) e se calcula a redução da tensão devido ao reforço de geocélula:

$$I = 2 \frac{h}{d} \sigma_{hm} \tan \delta\tag{4.10}$$

em que:

I = melhora devido ao reforço de geocélula;

h/d = razão de forma da geocélula;

δ = ângulo de atrito na interface entre as paredes da célula e o seu material de enchimento.

Determinada tanto a resistência do solo do subleito como a redução da tensão pela camada do reforço, obtém-se a capacidade de suporte do sistema (p_r):

$$p_r = N_c s + 2 \frac{h}{d} \sigma_{hm} \tan \delta\tag{4.11}$$

4.4.4 Considerações sobre o método

Semelhante ao ocorrido para o Método de Koerner (1994), Meneses (2004), cujo ensaio está descrito no Apêndice A, realizou uma comparação entre resultados obtidos nos ensaios com aquela calculada pelo método acima descrito, comparação esta apresentada na Tabela 4.2, tanto para ensaios com geocélulas de PEAD como de geotêxtil de polipropileno (PP).

Tabela 4.2 – Comparação dos valores de tensão calculadas e obtidas experimentalmente (adaptado de MENESES, 2004)

Carga	Altura da célula (cm)	Calculada (kPa)	Medido PEAD (kPa) [%]**	Medido PP (kPa) [%]**
600	5	42,4	26,4 [61]	*
	10	29,6	22,3 [33]	31,3 [5]
	15	12,6	22,6 [44]	19,6 [36]
1050	5	74,2	36,6 [103]	*
	10	51,8	42,2 [23]	68,4 [24]
	15	18,9	39,9 [53]	31,9 [41]
1500	5	106	36,8 [188]	*
	10	73,9	58,7 [26]	108,6 [32]
	15	31,5	90,7 [65]	75,3 [58]

* Sem leitura de tensão;

** Valores em colchetes representam o erro, em percentagem, entre as tensões calculadas e medidas.

Observa-se, tal qual no caso do Método de Koerner (2004), que há uma divergência expressiva entre os valores estimados e medidos. Apesar de este modelo considerar a geometria da geocélula (razão de forma), ele ainda despreza outros fatores assim como ocorre com o Método de Koerner (1994).

4.5 Método da Coesão Aparente

Utilizando a teoria de membranas elásticas proposta por Henkel e Gilbert (1952) e por meio de ensaios de ensaios de compressão triaxial de

grande escala em solos não coesivos reforçados com geocélulas, Bathurst e Karpurapu (1993) propuseram uma formulação que considera a camada de solo reforçada com geocélula como uma camada com uma elevada coesão aparente. De acordo com os autores, esta coesão aparente é devido ao resultado do confinamento celular do material de preenchimento, da resistência de membrana das paredes das células e do atrito desenvolvido entre estes (solo de preenchimento e paredes das células). Este equacionamento foi complementado por Rajagopal *et al.* (1999), Madhavi Latha (2000), Madhavi Latha *et al.* (2006) e por Madhavi Latha e Murthy (2007).

O mecanismo chave no desenvolvimento desta coesão aparente é derivado do acréscimo das tensões de confinamento gerado no material de preenchimento dentro das células, conforme verificado na Figura 4.3.

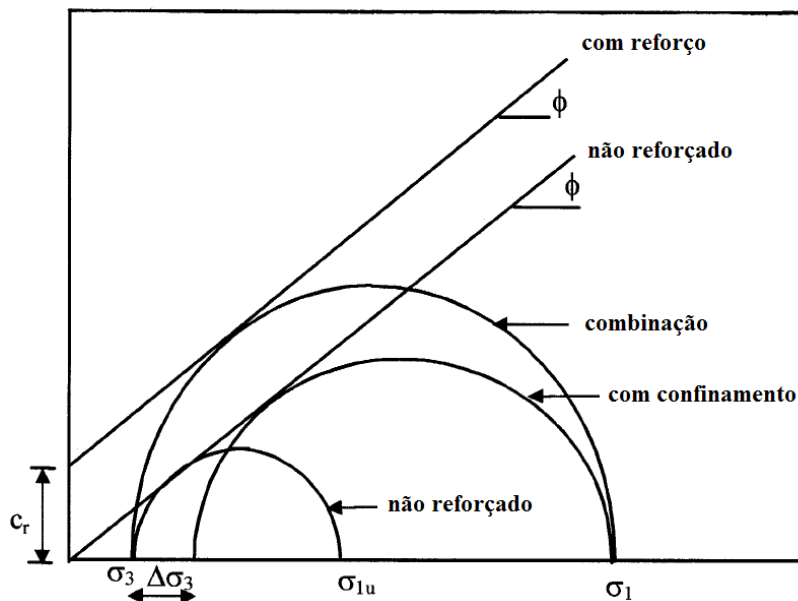


Figura 4.3 – Círculo de Mohr para o cálculo da coesão aparente devido ao reforço (RAJAGOPAL *et al.*, 1999 e MADHAVI LATHA *et al.*, 2006)

O círculo de Mohr menor corresponde à situação não reforçada do solo. Com o reforço de geocélula e, conseqüente aumento do confinamento ($\Delta\sigma_3$) devido ao encapsulamento do solo dentro da célula, há uma elevação da tensão axial (de σ_{1u} para σ_1), gerando um novo círculo

correspondente a este estado ($\sigma_3 + \Delta\sigma_3$; σ_1) dentro da mesma envoltória de resistência.

O mesmo estado de tensões último pode, alternativamente, ser reescrito com um círculo de Mohr maior que possui o par de tensões (σ_3 ; σ_1) e uma envoltória com uma coesão aparente c_r . Assim sendo, há uma relação entre c_r e $\Delta\sigma_3$ que pode ser determinada pela Mecânica dos Solos.

A tensão que pode ser aplicada em um solo reforçado, com coesão aparente e sob o estado de tensão última de acordo com a Figura 4.3, pode ser expressa pela equação:

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + 2c_r \sqrt{K_p} \quad 4.12$$

onde:

σ_1 = tensão axial última;

K_p = coeficiente de empuxo passivo;

σ_3 = tensão de confinamento;

c_r = coesão aparente.

Se for considerada a envoltória do solo não reforçado desta Figura, no estado último a tensão axial máxima que pode ser aplicada neste solo será igual a:

$$\sigma_1 = K_p (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) \quad 4.13$$

Combinando estas duas equações, obtém-se uma relação entre a coesão aparente e o acréscimo de confinamento:

$$c_r = \frac{\Delta\sigma_3}{2} \sqrt{K_p} \quad 4.14$$

O acréscimo de tensão de confinamento no material de preenchimento devido ao encapsulamento nas células ($\Delta\sigma_3$) pode ser

estimado da teoria de membranas elásticas (considerando nula a variação do volume dentro da célula durante o ensaio):

$$\Delta\sigma_3 = \frac{2M}{d_0} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a} \right) \quad 4.15$$

em que:

M = módulo secante axial do material que compõe as paredes das células;

d_0 = abertura equivalente inicial da célula;

ε_a = deformação axial na célula.

Assim, a melhora devido à presença da geocélula (I) pode ser agrupada na equação a seguir:

$$I = \frac{M}{d_0} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a} \right) \sqrt{K_p} \quad 4.16$$

4.5.1 Considerações sobre o método

Os estudos de laboratório desenvolvidos por Bathurst e Karpurapu (1993), Rajagopal *et al.* (1999), Madhavi Latha (2000), Madhavi Latha *et al.* (2006) e Madhavi Latha e Murthy (2007) determinaram uma boa aproximação dos resultados previstos pelo método com aqueles obtidos em ensaios. Todavia, como dificuldade inicial de utilização deste método se pode citar a determinação do valor da deformação axial na célula (ε_a), parâmetro este de complicada determinação ou estimativa, principalmente para diferentes níveis de carregamento. Os próprios autores não definem de forma clara como foi a adoção deste parâmetro em suas análises. Madhavi Latha e Murthy (2007), por exemplo, utilizou 5% para este parâmetro sem, contudo, discutir esta adoção.

Além disto, o emprego deste modelo analiticamente é complexo, pois ele define uma camada de solo com uma coesão mais elevada, camada esta de difícil consideração em determinação da capacidade de suporte de uma fundação rasa, por exemplo.

Sua utilização se torna mais simples apenas no uso de um modelo computacional (equilíbrio limite ou elementos finitos), como por exemplo, na determinação da ruptura global de um aterro, sendo que o reforço de geocélula deverá ser considerado como uma camada de solo mais resistente.

4.6 Método de Zhang et al. (2010)

Zhang *et al.* (2010) propuseram um equacionamento de determinação da capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas utilizando a soma do efeito membrana com o efeito de espraiamento das tensões (também chamado de efeito laje).

Todavia, na verdade este modelo não se enquadra em um método de previsão e sim de ajuste da curva de capacidade de carga teórica, pois é necessário o fornecimento de alguns resultados do próprio ensaio na alimentação do modelo, como p. ex., o ângulo de espraiamento (utilizado pelos autores entre 25° e 55°) e a deformação vertical do reforço para ativar o efeito membrana.

A equação propostas pelo método é (sendo a melhora devido ao reforço representada pelo 3º termo da equação como efeito laje e pelo 4º termo como efeito membrana):

$$p_r = p_u + \frac{2.h.\tan\theta_c}{B} \cdot p_s + \frac{2.T.\text{sen}\alpha}{B} \quad 4.17$$

sendo:

p_r = capacidade de carga do solo reforçado;

p_u = capacidade de carga do solo não reforçado;

h = altura da geocélula;

B = largura da sapata.

θ_c = ângulo de dispersão das tensões na geocélula (citado pelos autores como variando entre 25° e 55°);

T = tração no reforço;

α = inclinação com a horizontal da força de tração no reforço.

Para a determinação da força de tração (T) no reforço a seguinte equação é proposta:

$$T = hE\varepsilon \quad 4.18$$

sendo:

E = módulo de elasticidade do material da célula;

ε = deformação longitudinal na camada de reforço de geocélula.

Para cálculo da deformação no reforço os autores propuseram um modelo de deformação em catenária da camada de geocélula sob um aterro (Figura 4.4), conforme formulação na sequência.

$$\varepsilon = \frac{CD - 2r_n}{2r_n} \text{ ou}$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \left[1 + \left(\frac{2\Delta s_n}{r_n} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} + \frac{r_n}{4\Delta s_n} \ln \left\{ \frac{2\Delta s_n}{r_n} + \left[1 + \left(\frac{2\Delta s_n}{r_n} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \right\} - 1 \quad 4.19$$

onde:

CD = corda do reforço de geocélula deformada (Figura 4.4);

r_n = extensão do carregamento no reforço (Figura 4.4);

Δs_n = máxima deformação vertical no reforço (Figura 4.4).

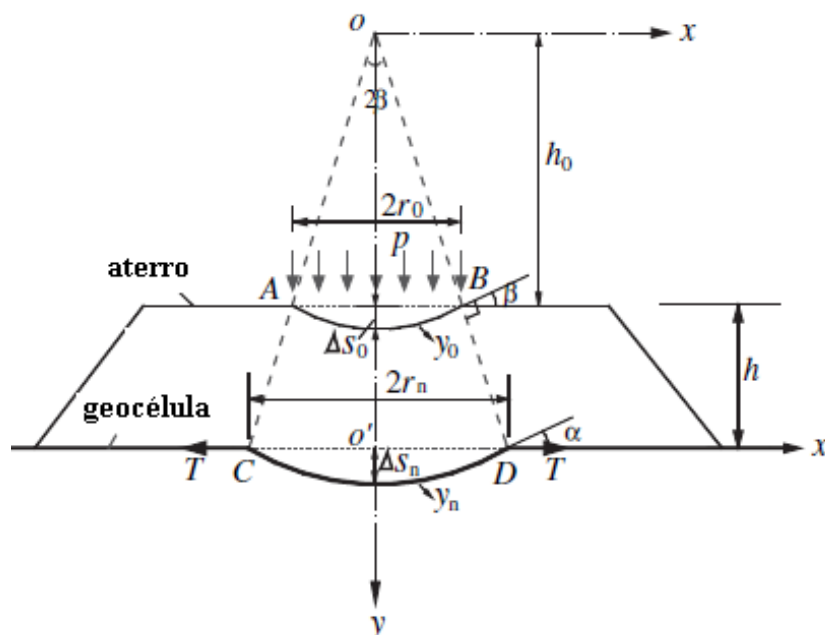


Figura 4.4 – Modelo de cálculo do efeito membrana proposto por Zhang *et al.* (2010)

Semelhante ao que ocorre com o Método da Coesão aparente, a adoção dos parâmetros de extensão do carregamento no reforço e sua deformação máxima é difícil determinação, carecendo de ensaios para sua estimativa.

A Figura 4.5 exibe o resultado da comparação de um ensaio realizado pelos autores com as correspondentes curvas calculadas por este método (desmembrando as parcelas dos efeitos laje e membrana) e pelo Método de Koerner (1994). Nota-se que para um deslocamento de até 5 mm, o método de Koerner se aproxima de forma mais eficaz ao experimento, contudo para valores superiores, este modelo se ajusta melhor. Todavia, para deslocamentos superiores a este, o Método de Zhang *et al.* (2010) apresenta dispersões da ordem de 30% a 50% em relação ao obtido no ensaio, mostrando-se pouco acurado. Visualiza-se também um ponto de elevado aumento da tensão (de cerca de 20 kPa para 35 kPa) para pouco deslocamento (aproximadamente de 3 mm para 3,5 mm). Nada foi citado pelos autores acerca desta “anomalia” na publicação.

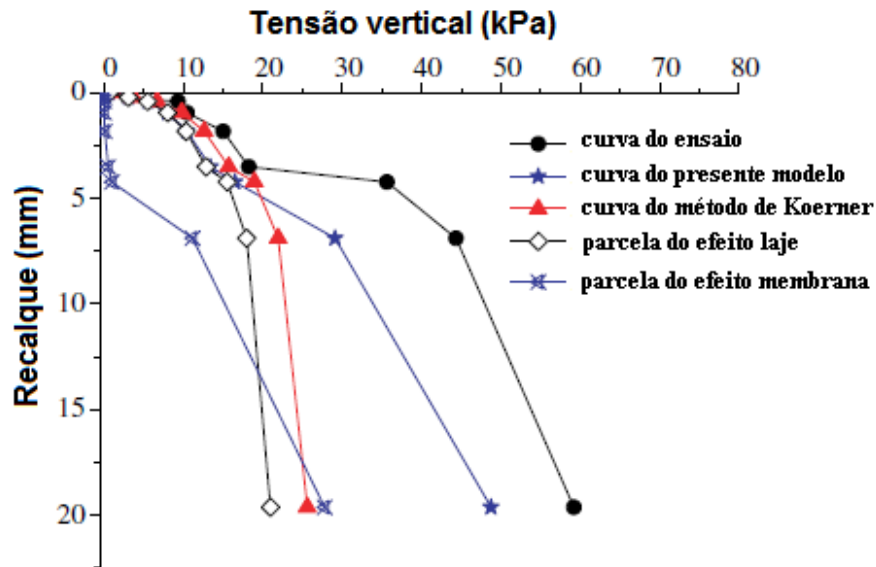


Figura 4.5 – Comparação de resultados experimentais com previsões do modelo de Koerner (1994) e de Zhang *et al.* (2010) (ZHANG *et al.*, 2010)

4.7 Considerações sobre o Capítulo

Diferentes métodos de reforço foram expostos e analisados neste item, podendo-se concluir que:

- O estado da arte de reforço de solo com geocélulas apresenta, atualmente, 3 (três) modelos de cálculo – Koerner (1994), Presto (2008c) e Coesão Aparente (HENKEL e GILBERT, 1952; BATHURST e KARPURAPU, 1993; RAJAGOPAL *et al.*, 1999; MADHAVI LATHA, 2000; MADHAVI LATHA *et al.*, 2006; MADHAVI LATHA e MURTHY, 2007);
- Há também um método de ajuste da curva de carga recalque denominado de método de Zhang *et al.* (2010). Todavia, este modelo carece de resultados de ensaios de placa específicos do caso em análise para sua utilização;
- Conforme verificado na literatura (MENESES, 2004; YUU *et al.*, 2008; HAN *et al.*, 2011), nenhum método atual se mostrou efetivo na previsão do reforço de solo com geocélula, fornecendo, ainda, uma lacuna para aplicações deste geossintético nesta área;

- A Tabela a seguir apresenta um resumo com os equacionamentos dos métodos abordados neste Capítulo.

Tabela 4.3 – Comparação resumo entre os métodos de reforço de solo com geocélula

Método	Formulação
Koerner (1994)	$p_r = 2k_a p \tan \delta + cN_c s_c + qN_q s_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$
Presto (2008c)	$p_r = 2 \frac{h}{d} k_a \sigma_{vm} \tan \delta + c_u N_c$
Coesão Aparente	$p_r = \frac{M}{d_0} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{1 - \varepsilon_a} \right) \sqrt{k_p} + p_u$
Zhang et al. (2010)	$p_r = \frac{2.h.\tan \theta_c}{B} . p_s + \frac{2.T.\text{sen} \alpha}{B} + p_u$

CAPÍTULO 5 - FATORES QUE INFLUENCIAM NO REFORÇO DE SOLO COM GEOCÉLULA

5.1 Introdução

Espera-se que reforços compostos por geocélulas com diferentes características desenvolvam, também, distintos desempenhos na função de reforço do solo. Destarte, o presente Capítulo avalia o atual estado da arte de diferentes pesquisas e avalia as variáveis envolvidas nesta aplicação no que diz respeito às características geométricas, tanto do geossintético como do reforço, mecânicas, dos materiais de enchimento, do solo de fundação e de associação de técnicas de reforços.

5.2 Fatores do reforço de geocélula

Dentre as características da geocélula que influem diretamente na capacidade de carga do sistema, podem-se enumerar: formato, dimensões e quantidade de células, geometria do reforço e material de composição (resistência/rigidez) da célula.

A Figura 5.1 reapresenta os parâmetros geométricos que influenciam no desempenho de um sistema de reforço por camadas de geocélulas.

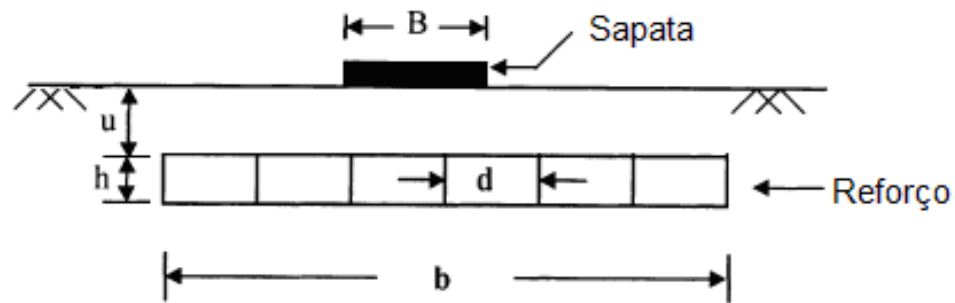


Figura 5.1 – Parâmetros geométricos de um sistema de reforço por geocélula: B – largura do carregamento; u – profundidade de disposição do reforço; h – altura da geocélula; d – largura da célula; b – largura do reforço

Em ensaios de campo e laboratório, a proporção do aumento da capacidade de carga devido ao uso de um reforço de geocélula é comumente expressada por um fator adimensional denominado, pela literatura técnica-acadêmica internacional, de fator de melhora da capacidade de carga (I_f), definido como a razão da tensão aplicada no solo com o reforço de geocélula (q) para um determinado valor de deslocamento, pela tensão aplicada no solo não reforçado (q_0) para o mesmo deslocamento. Este fator pode ser calculado para qualquer ponto da curva, sendo que se ele for determinado para deslocamentos após a ruptura do solo não reforçado, é utilizado o valor da capacidade última deste solo não reforçado (q_{ult}) e a relação passa a ser denominada razão da capacidade de carga, *BPR* (*bearing pressure ratio*). A Figura 5.2 exhibe, esquematicamente, como é calculado este índice.

Outro parâmetro utilizado, em termos de redução de recalques, é a Porcentagem de Redução no Deslocamento da Sapata – *PRS* (*Percentage Reduction in Footing Settlement*), calculado como a razão da diferença entre os deslocamentos do solo não reforçado pelo solo com reforço, pelo valor do recalque do solo não reforçado $(s_o - s_r)/s_o$, para uma dada carga aplicada pela sapata, em porcentagem. Igualmente ao fator de melhora da capacidade de carga, este parâmetro também pode ser determinado

em qualquer ponto da curva. A Figura 5.3 ilustra esta comparação de forma esquemática.

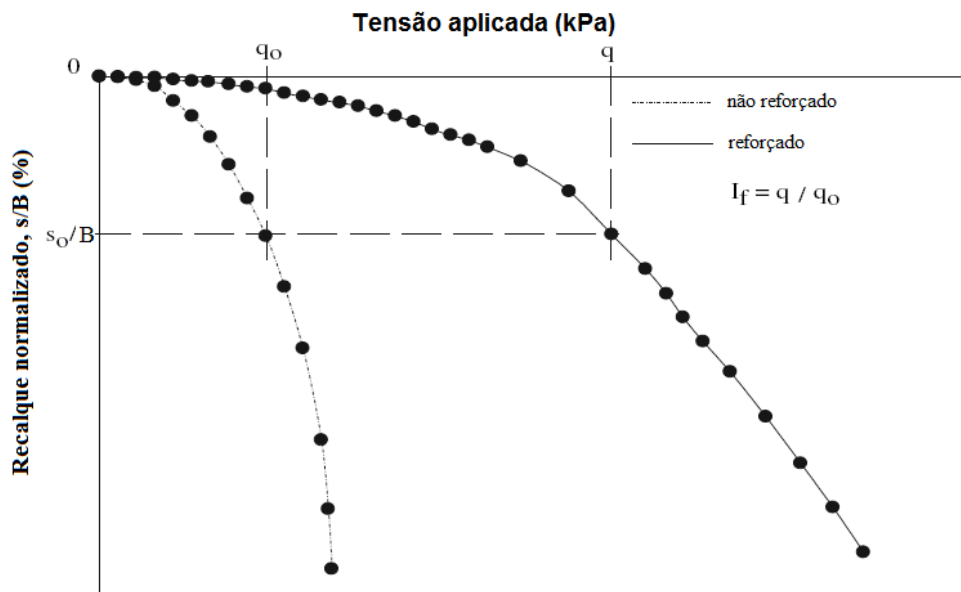


Figura 5.2 – Parâmetros utilizados no cálculo do fator de melhoria da capacidade de carga

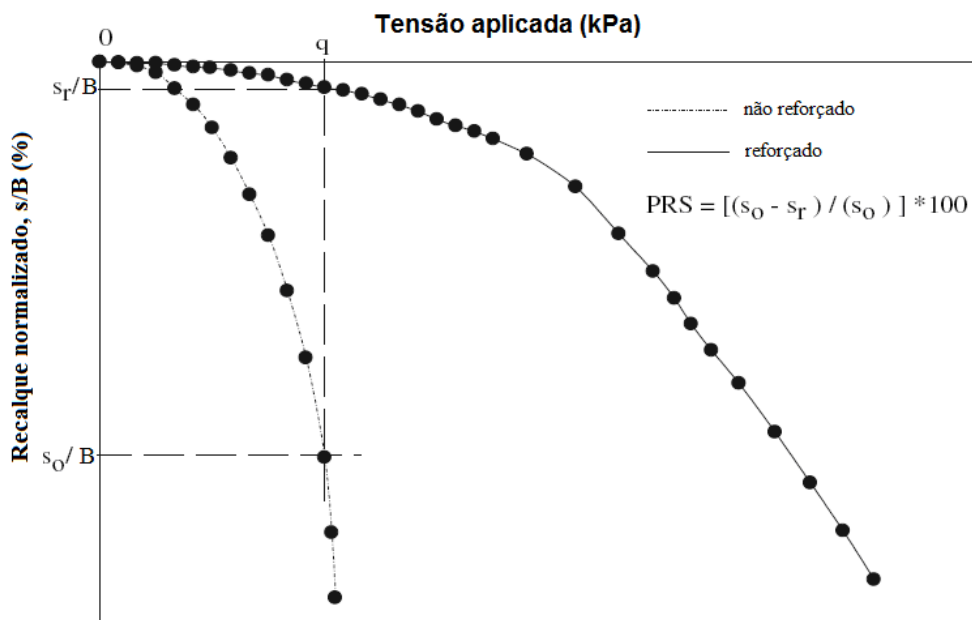


Figura 5.3 - Parâmetros utilizados no cálculo do PRS

5.2.1 Formato das células

Dois formatos possíveis de execução de geocélulas *in loco* a partir de tiras de geogrelha são o *chevron* (em "V") e o diamante. Para aquelas industrializadas, o formato mais comum é quadrado, embora haja hexagonais e semi-circulares.

Dash *et al.* (2001a) realizaram ensaios de placa em solos reforçados com geocélulas feitas com geogrelhas biaxiais nos formatos diamante e em "V" (os ensaios realizados por DASH *et al.*, 2001a estão descritos com maiores detalhes no Apêndice A). A aplicação da carga foi por meio de uma sapata corrida, e para padronizar o estudo, a mesma quantidade de material foi utilizada em ambos os formatos da célula, e a mesma área das células foi obtida na montagem. Pelos seus estudos, apenas uma diferença marginal foi determinada para cada padrão, conforme observado na Tabela 5.1, com uma vantagem desprezível para o formato em "V" (fruto de um maior número de conexões em relação ao formato diamante).

Tabela 5.1 – Fatores de melhora da capacidade de carga em ensaios para dois diferentes tipos de formato das células (DASH *et al.*, 2001a)

Padrão	Recalque normalizado - s/B (%)						
	3	5	10	15	20	30	40
Em "V"	1,40	1,48	1,92	2,77	3,26	4,02	4,57
Diamante	1,42	1,48	1,92	2,67	3,13	3,64	4,18

5.2.2 Dimensões das células

Em geocélulas pré-fabricadas é comum a padronização da altura (h) e da largura das células (d) em valores fixos. O adimensional resultante da divisão destas duas grandezas (h/d) é chamado de razão de forma, e como será visto na sequência, é um dos parâmetros de maior importância na utilização da geocélula como reforço.

Meneses (2004) realizou ensaios de placa com geocélulas com distintos valores de altura da célula, mantendo a largura (d) constante (Apêndice A). Os valores dos fatores de melhora determinados nesta variação do ensaio podem ser visualizados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Fatores de melhora da capacidade de carga em ensaios para três diferentes alturas (e razão de forma) e materiais das células (MENESES, 2004)

s/B (%)	h (cm) / h/d					
	5 / 0,25		10 / 0,50		15 / 0,75	
	Geotêxtil	PEAD	Geotêxtil	PEAD	Geotêxtil	PEAD
1,4	3,44	2,38	1,68	1	2,83	2,5
2,9	2,85	2,15	1,55	1,13	3,18	2,59
5,7	1,92	1,69	1,72	1,22	2,57	2,13
8,6	1,61	1,56	1,79	1,79	2,34	2,03
11,4	1,54	1,55	1,76	1,86	2,02	1,85
14,3	1,55	1,61	1,71	1,92	1,96	1,83
17,1	1,49	1,65	1,67	1,89	2,02	1,87
20	1,49	1,69	1,7	1,86	2,04	1,93
22,9	1,43	1,72	1,7	1,84	1,95	1,84
25,7	1,41	1,68	1,72	1,85	1,71	1,63
28,6	1,38	1,67	1,73	-	-	-

De acordo com este resultado, nota-se uma pequena melhora na capacidade de carga, de maneira geral, com o aumento da altura (razão de forma) da célula para ambos os tipos de materiais de composição da geocélula.

O mecanismo do acréscimo da capacidade de carga com o aumento da altura da célula é intuitivo. Com uma maior altura de material de preenchimento de melhores propriedades geotécnicas, melhor será a absorção dos esforços e dos deslocamentos da placa aplicadora de carga; e mais elevado será o espraiamento das tensões até a camada subsequente de material de baixa resistência, reduzindo os recalques para um mesmo nível de tensão aplicada na superfície, comparado com uma situação de menor altura da geocélula. Da mesma forma, mantendo-se constante uma largura da célula, para maiores alturas (razão de forma) maior será o consumo de material da geocélula e, conseqüentemente, mais elevada será a resistência do reforço.

Por meio de ensaios de placa em argila marinha utilizando uma sapata corrida como fonte de carregamento, Mandal e Gupta (1994) variaram as dimensões da célula (tanto altura como largura) de modo a obter diferentes valores para a melhora da capacidade de carga do sistema (condições dos ensaios apresentadas no Apêndice A). A Figura 5.4 exibe o resultado do ensaio reforçado com geocélulas com 7,3 cm de altura e variação da largura, e com solo não reforçado com uma camada de areia de espessura igual a $1,0B$.

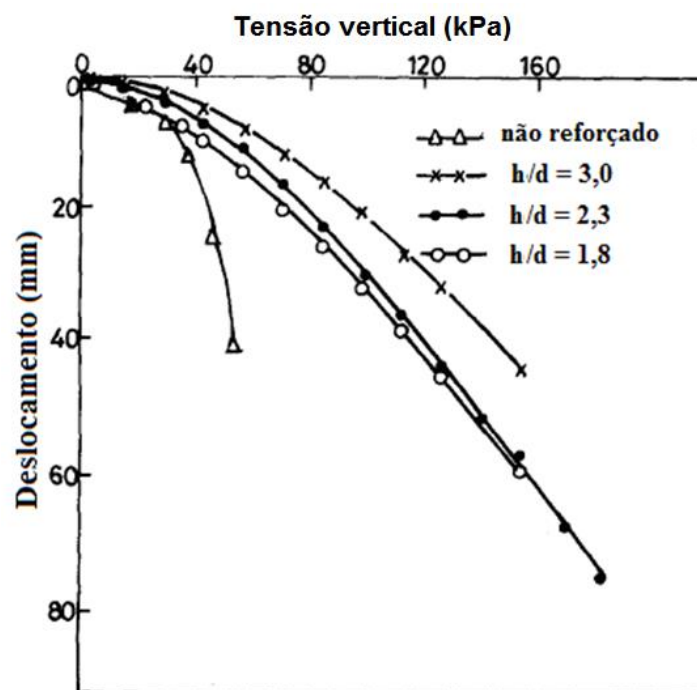


Figura 5.4 – Ensaios de carga recalque em solo reforçado com geocélulas de diferentes razões de forma (adaptado de MANDAL e GUPTA, 1994)

Mesmo para grandes deslocamentos, não é determinado comportamento de ruptura aparente pelas curvas. De acordo com os autores, visualiza-se, também, o aumento da melhora com a elevação da razão de forma.

Por meio de ensaios de placa corrida, Dash *et al.* (2001a), cujos ensaios estão descritos no Apêndice A, também quantificaram a capacidade de carga de um reforço com geocélulas de diferentes razão de forma. Reanalizando os resultados obtidos pelos autores, foi possível

desenvolver os gráficos do fator de melhoria da capacidade de carga e da deformação na superfície, ambos especificamente para o solo ensaiado, para cada valor de relação de forma das células e para diferentes recalques normalizados. O resultado do fator de melhoria pode ser observado nas Figura 5.5 e o de deformação na superfície na Figura 5.6. Nesta última, os valores negativos são interpretados como levantamento da superfície, e por decorrência, os positivos são recalques.

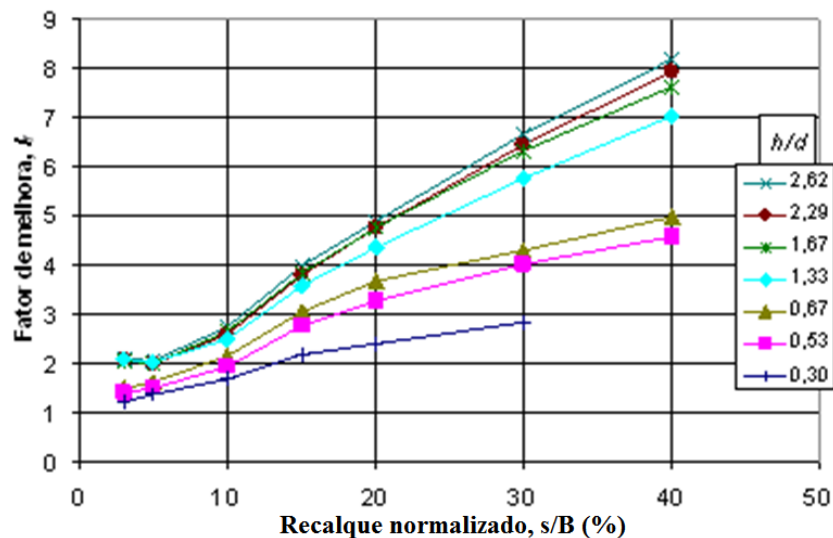


Figura 5.5 – Fator de melhoria da capacidade de carga para diferentes valores de razão de forma da célula (adaptado de Dash *et al.*, 2001a)

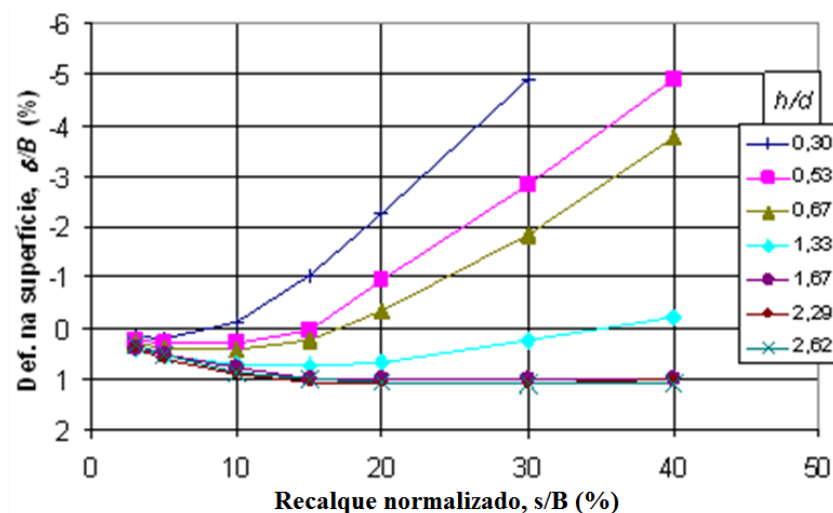


Figura 5.6 – Deformação na superfície para diferentes valores de razão de forma da célula (adaptado de Dash *et al.*, 2001a)

Verifica-se, novamente, tanto o aumento gradativo da capacidade de carga do solo como também uma redução do levantamento da

superfície, ambos fatores diretamente proporcional com o acréscimo do fator de forma. Contudo, destas mesmas Figuras, fica claro que a partir do valor da razão de forma de 1,3, a melhora da resistência e a redução da deformação na superfície são apenas marginais.

Em estudos semelhantes com sapata circular, Rea e Mitchell (1978), concluíram que o valor otimizado para a relação de forma era de 2,25. Já Krishnaswamy *et al.* (2000) obtiveram o valor da unidade (1) como razão de forma ótima em estudos realizados com aterros sobre argilas moles suportado por geocélulas.

Dash *et al.* (2008) realizaram ensaios com uma placa corrida em solos arenosos, tanto na fundação como no preenchimento (ângulo de atrito de $42,2^\circ$), reforçados com geocélulas feitas de geogrelha (cuja resistência à tração de 20 kN/m, módulo secante a 5% igual a 160 kN/m e abertura da malha de 35 mm x 35 mm) e de diferentes razões de forma. A Figura 5.7 exibe os resultados destes ensaios.

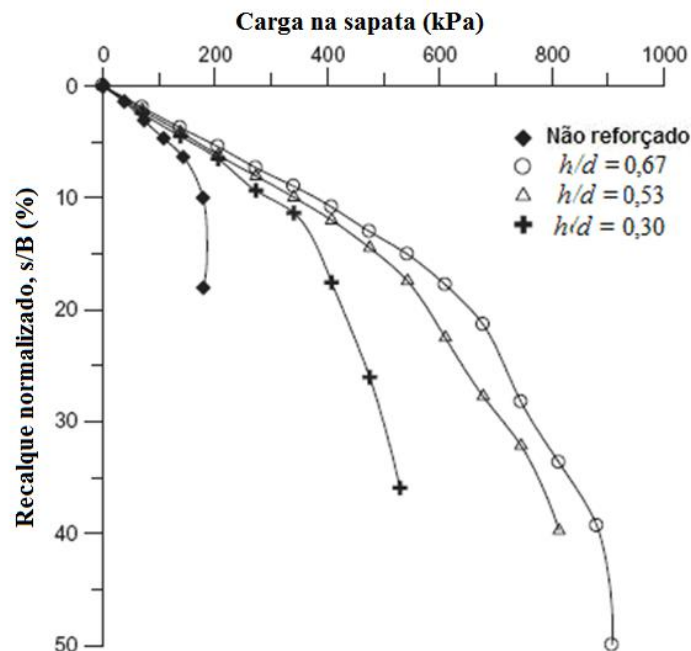


Figura 5.7 – Resultado de ensaios de carga recalque em solos reforçados com geocélulas de diferentes razões de forma (adaptado de DASH *et al.*, 2008)

Nota-se que para um recalque normalizado de 10% a capacidade de carga do sistema elevada em quase 100% para o caso reforçado. Verifica-se, ainda, a melhora do sistema com o aumento da razão de forma da geocélula, melhora esta mais pronunciada entre valores de h/d de 0,30 para 0,53 e em menor escala desta para 0,67, devido ao menor aumento desta última proporção. Conclusões semelhantes da elevação da eficiência do reforço de geocélula proporcional ao aumento da razão de forma desta foram reportadas por Mhaskar e Mandal (1996), Dash *et al.* (2001b, 2003, 2007 e 2009), Thallak *et al.* (2007) e Sireesh *et al.* (2009).

5.2.3 Quantidade de células

Para avaliar a influência do número de células na resistência de um reforço com geocélulas, Rajagopal *et al.* (1999) realizaram ensaios triaxiais em amostras de solo reforçadas com uma, duas, três e quatro células. Foram realizados também ensaios com amostras não reforçadas para comparação. A Figura 5.8 exibe as configurações dos ensaios realizados com diferentes números de células e um exemplo de uma amostra pronta para ensaiar.

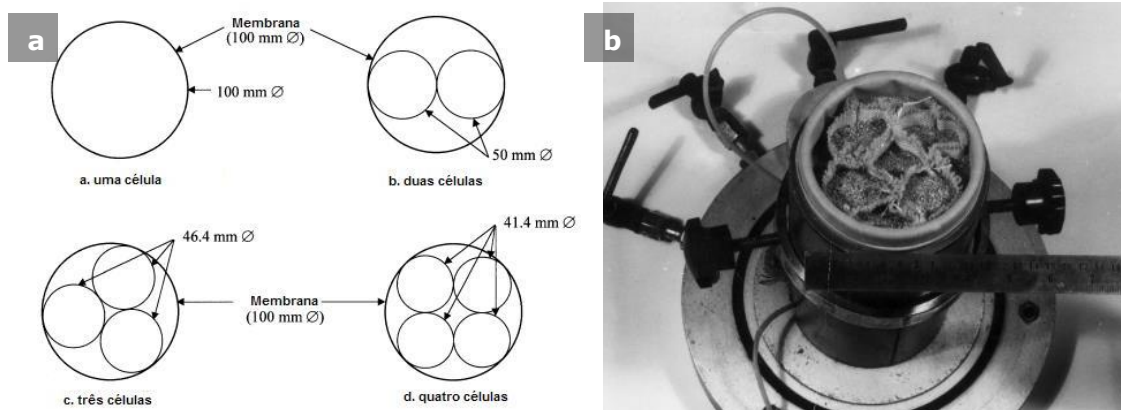


Figura 5.8 – Ensaio triaxial em solo reforçado com geocélulas: a) configurações utilizadas nos ensaios; b) corpo de prova com quatro células montado (RAJAGOPAL *et al.*, 1999)

Os resultados dos ensaios mostraram que a resistência do solo reforçado aumenta com a quantidade de células utilizadas. A Figura 5.9 exibe os resultados dos ensaios triaxiais com solo reforçado com diferentes números de células. Desta, percebe-se o elevado aumento da resistência da amostra quando se utiliza algum reforço. Comparando-se a amostra não reforçada com a reforçada por apenas uma célula, o acréscimo é de quase 100% na resistência para uma deformação de 7%. Nota-se também que a capacidade de carga é diretamente proporcional à quantidade de células, pois com o aumento do número de células, há uma redução de sua largura, e sendo mantida a sua altura, conduz a uma elevação da razão de forma. Todavia, os autores destacaram que de três para quatro células, o aumento da resistência é apenas marginal, sendo perceptível somente para grandes deformações. Os autores relatam, ainda, que o ensaio fornece apenas uma indicação qualitativa do reforço, visto que a geocélula empregada e o tipo do ensaio realizado não correspondem a uma sollicitação real.

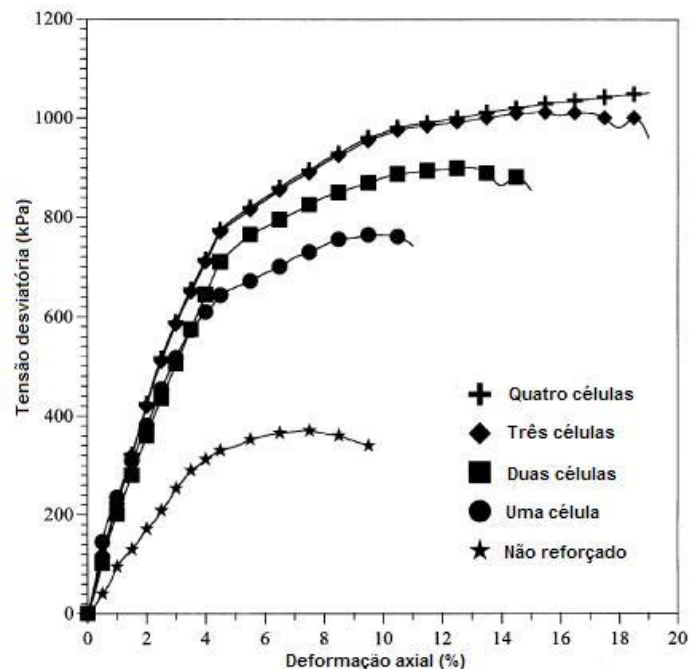


Figura 5.9 – Resultado de ensaios triaxiais em solo reforçado com diferentes números de células (RAJAGOPAL *et al.*, 1999)

5.2.4 Material das células

Para verificar esta influência do tipo de material e suas propriedades, Dash *et al.* (2001a) – ensaios descritos no Apêndice A – realizaram ensaios de laboratório de placa em solos reforçados com geocélulas de diferentes tipos de materiais. Para tal foi utilizado uma sapata corrida e três diferentes geogrelhas na montagem das células: uma biaxial (BX) com polímeros orientados e duas com polímeros não orientados (NP-1 e NP-2), com características de acordo com a Tabela 5.3. Os resultados dos ensaios realizados com materiais distintos estão expressos na Figura 5.10, em termos do fator de melhora na capacidade de carga pela deformação.

Tabela 5.3 – Caracterização dos materiais utilizados na confecção das geocélulas (DASH *et al.*, 2001a)

Parâmetro	Material		
	BX	NP-1	NP-2
Tensão de ruptura (kN/m)	20	4,5	7,5
Deformação na ruptura (%)	25	10	55
Módulo inicial (kN/m)	183	75	95
Módulo secante a 5% (kN/m)	160	70	70
Módulo secante a 10% (kN/m)	125	45	45
Abertura da grelha (mm)	35 x 35	50 x 50	8 x 7

Apesar da grande diferença entre a rigidez dos materiais empregados, foi observada apenas uma pequena melhora fornecida pelo material mais rígido, e somente para deformações superiores a aproximadamente 20%. Isso se deve a dois fatores: a) a rigidez do material da célula é marginalmente solicitada devido ao preenchimento das células adjacentes à carregada, de sorte a fornecer uma restrição aos deslocamentos horizontais na célula; b) o menor valor da abertura da grelha na NP-2 (8 x 7), que mobilizou uma melhor eficiência em sua resistência e compensou a sua menor rigidez. Por este mesmo motivo o fator de melhora do NP-2 é superior a da NP-1 (50 x 50), mesmo com valores de rigidez semelhantes.

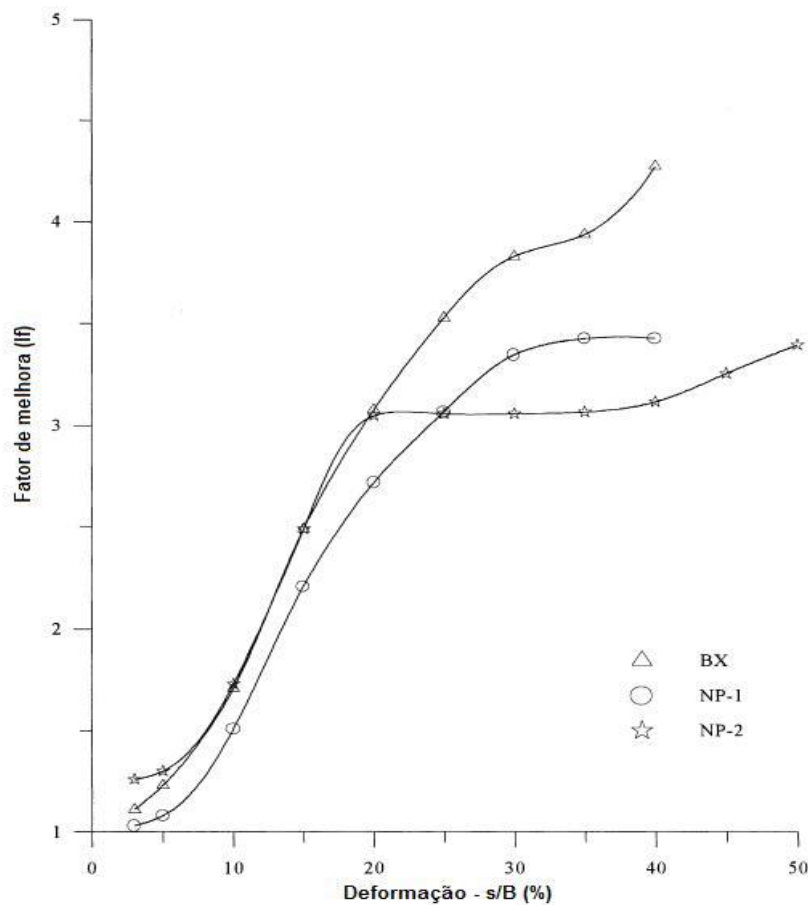


Figura 5.10 – Resultado de ensaios de capacidade de carga em solo reforçado com geocélulas de diferentes materiais (DASH *et al.*, 2001a)

Na mesma linha de estudo, Madhavi Latha e Murthy (2007) realizaram ensaios de pequena escala (triaxiais), de caráter qualitativo, em amostras de solo reforçadas com geocélulas de diferentes tipos de materiais. Para compor este estudo, os autores produziram células de geotêxtil tecido (GTw) e de um filme de poliéster (PET). Os autores verificaram as propriedades mecânicas de cada material utilizado na manufatura das células. Assim, a Tabela 5.4 exibe as propriedades mais relevantes destes materiais e a Figura 5.11 exibe a variação do fator de melhora da capacidade de carga com o aumento do confinamento para cada material utilizado na confecção das células.

Tabela 5.4 – Propriedades dos materiais utilizados na confecção das geocélulas (MADHAVI LATHA e MURTHY, 2007)

Parâmetro	Material	
	GTw	PET
Massa por unidade de área (g/m ²)	230	118
Espessura (mm)	1	0,1
Tensão de ruptura (kN/m)	51	*
Deformação na ruptura (%)	31	*
Módulo secante a 5% (kN/m)	120	100

* Não rompeu dentro dos limites do ensaio

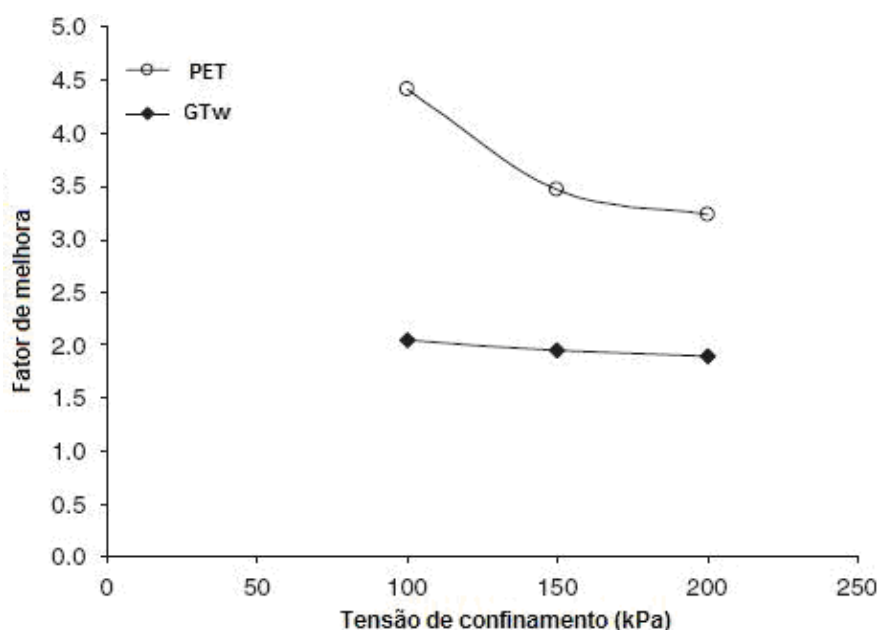


Figura 5.11 – Variação da melhora de capacidade de carga com o confinamento para diferentes materiais de composição da célula (MADHAVI LATHA e MURTHY, 2007)

A amostra ensaiada com o filme de PET resultou em uma maior capacidade de carga do que àquela com GTw, apesar de esta ter maior valor de módulo secante a 5% (20% superior). Segundo os autores, tal fato se deve a melhor interação entre o solo de preenchimento com a parede da célula de PET, situação esta em que os grãos de areia do solo apresentaram uma penetração na superfície da película de poliéster, aumentando a rugosidade da superfície de contato solo/reforço e, conseqüentemente, contribuindo para o aumento do atrito de interface.

Madhavi Latha *et al.* (2006) reportaram as mesmas conclusões deste ensaio concluindo que a interação entre o solo de enchimento e a

parede da célula é um fator mais importante no desenvolvimento da melhora com o uso da geocélula do que a resistência e a rigidez do material constituinte em si. Conclusões semelhantes foram citadas por Rajagopal *et al.* (1999).

5.2.5 Largura do reforço de geocélula

Dash *et al.* (2003) realizaram ensaios com placa circular (ensaios descritos no Apêndice A) variando a largura da camada de geocélulas. Os autores variaram a relação entre a largura da camada de geocélula e o diâmetro da sapata (b/B – sendo a largura da sapata igual a 15 cm) nos valores de 1,2, 1,7, 2,2, 3,6, 5,0 e 5,6. A Figura 5.12 exibe o resultado destes ensaios.

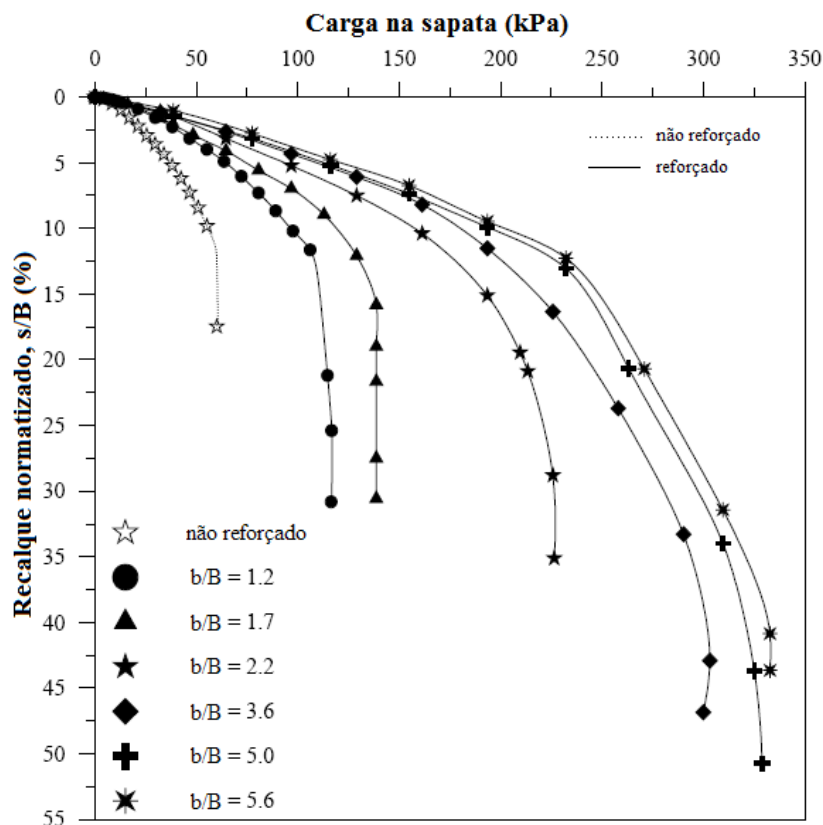


Figura 5.12 – Variação da capacidade de carga com a deformação da sapata para diferentes larguras do reforço (DASH *et al.*, 2003)

Mesmo para uma largura da camada de geocélula próxima do diâmetro da placa aplicadora de carga ($b/B = 1,20$), o aumento da resistência e da rigidez são significativos, obtendo acréscimo do desempenho de 60 a 90%, dependendo da deformação da sapata. O desempenho do reforço melhora com o aumento de sua largura até um valor desta de aproximadamente $5B$, a partir da qual o ganho é mínimo. Esta faixa de valores também foi verificada por Dash *et al.* (2001a) que obtiveram, pelos seus ensaios com uma sapata corrida, um valor para a largura ótima entre 4 e $6B$.

Thallak *et al.* (2007) igualmente variaram o valor da largura da camada de geocélula e determinaram a sua influência no desempenho do reforço, utilizando relações de b/B iguais a 1,3, 1,9, 3,1, 3,7, 4,3, 4,9 e 5,5. Semelhante aos outros estudos já citados, os autores obtiveram, em seus ensaios, um valor ótimo da largura b igual a $4,9B$. Ainda próximo destes valores, Dash *et al.* (2008) descreveu, como valor de largura ótima para o reforço, um valor de 4 vezes a largura do carregamento.

De acordo com Dash *et al.* (2007), os resultados indicam que a camada estendida de geocélula sob a placa de aplicação contribui de maneira secundária na capacidade de carga por interceptar os potenciais planos de ruptura do solo, e melhorando a eficiência da ancoragem no solo. Estas observações também foram expostas em Dash *et al.* (2001a).

5.2.6 Profundidade de disposição do reforço

Dash *et al.* (2001a) realizaram ensaios alterando a profundidade de disposição do reforço em relação a largura B da placa aplicadora de carga com as seguintes relação de u/B (relação profundidade pela largura do carregamento): 0, 0,1, 0,25, 0,5, 0,75, 1,0 e 1,5. A Figura 5.13 exhibe o fator de melhora da capacidade de para estes experimentos.

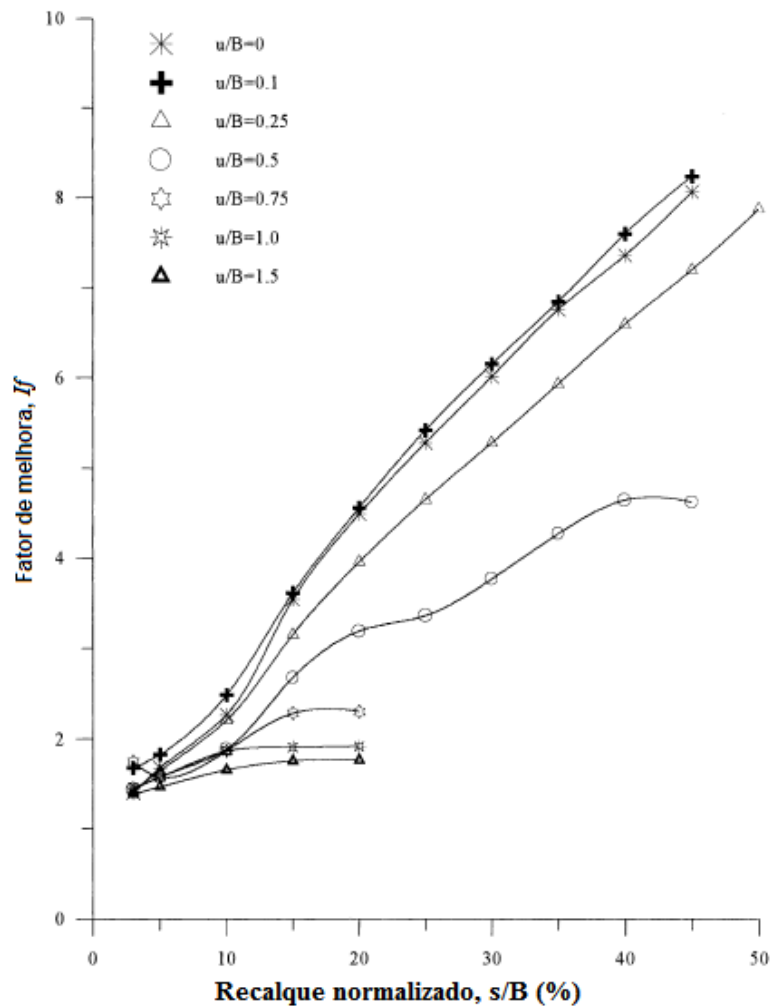


Figura 5.13 - Variação da capacidade de carga com a deformação da sapata para diferentes profundidade do reforço (DASH *et al.*, 2001a)

A melhora reduz com o aumento da altura de cobertura sobre o reforço. Nota-se ainda, que há um pequeno acréscimo desta capacidade quando a profundidade, u , aumenta de $0B$ para $0,1B$, e a partir deste reduz atingindo o valor mínimo para $1,5B$. De acordo com os autores, esta pequena ampliação da resistência que ocorre de $0B$ para $0,1B$ se deve pela pequena camada de solo que atua como um "colchão" distribuindo de forma mais uniforme as tensões e evitando o contato direto entre a placa aplicadora de carga e a parede da geocélula que, poderia ser localmente instabilizada de forma semelhante a uma flambagem. Entretanto, com o crescimento da profundidade da geocélula, há também uma tendência de a sapata comprimir esta camada intermediária de solo, sendo que com o aumento desta, há uma tendência de deslocamento deste solo para as

laterais, conduzindo a elevados deslocamentos verticais na placa e restringindo a melhora da capacidade do sistema. Deste modo, o resultado obtido pelos autores sugere um valor ótimo para a profundidade u da camada de geocélula de $0,1B$ (DASH *et al.*, 2001a). Dash *et al.* (2008) obtiveram esta mesma profundidade como ótima em seus ensaios. Todavia, diferente dos estudos supracitados, Thallak *et al.* (2007), empregando relações de u/B iguais a 0, 0,033, 0,067, 0,1, 0,25, 0,5 e 1,0, obtiveram como profundidade de embutimento ótima o valor igual a 0. Os autores reportaram que a presença de uma camada de solo entre o carregamento e o reforço, por menor que fosse, geravam uma camada de menor resistência com possibilidade de ser expulsa lateralmente sob o carregamento, reduzindo a eficiência na transferência do carregamento para a geocélula.

5.3 Fatores do solo - Material de preenchimento das células

No presente item são relatados ensaios com variação das propriedades do material de preenchimento da célula de forma a verificar a influência deste no desempenho do reforço.

Utilizando uma placa de carregamento retangular, Mhaskar e Mandal (1996) – ensaios descritos no Apêndice A - realizaram ensaios utilizando areias com diferentes compacidades no preenchimento da geocélula. O solo de fundação empregado foi uma argila mole com coesão não drenada igual a 10 kPa. A Figura 5.14 apresenta os resultados destes ensaios, sendo GCE + areia compacta a situação com reforço de geocélula preenchida com areia compacta; GCE + areia fofa situação reforçada com preenchimento de areia fofa; N.R. (argila + areia compacta) situação não reforçada com uma camada de areia de espessura igual a 10 cm sobre a fundação; e N.R. (argila, $c = 10$ kPa) situação não reforçada com aplicação do carregamento diretamente na fundação.

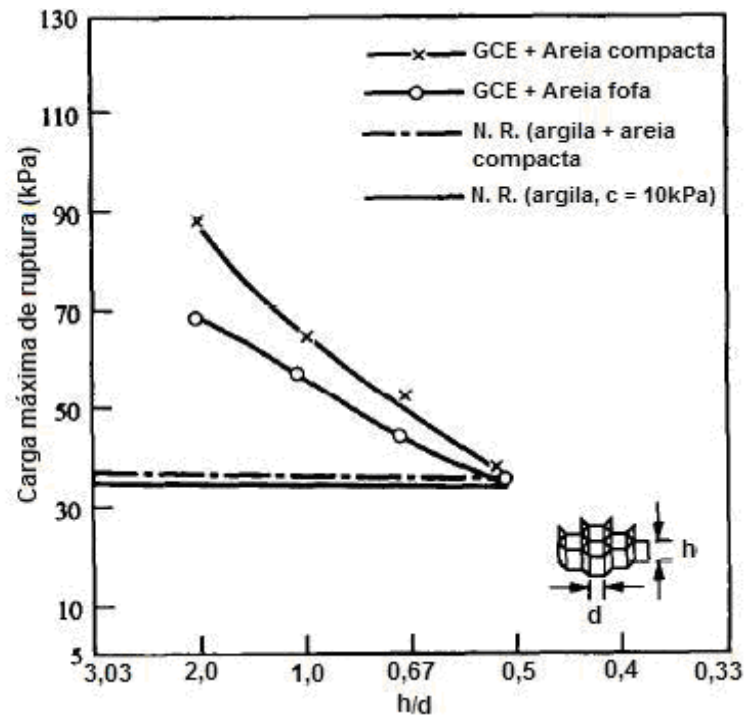


Figura 5.14 – Influência da compactação do material de preenchimento (adaptado de Mhaiskar e Mandal, 1996)

Inicialmente se verifica uma melhora apenas marginal se comparada a situação não reforçada (linha contínua) com o emprego de uma camada de areia de 10 cm de espessura (linha com traço e ponto).

Para o caso reforçado com a geocélula, observa-se que a compactação do material de preenchimento influi diretamente no desempenho do reforço, fornecendo melhores condições de capacidade de carga em situações mais compactas. Todavia, esta influência fica menos expressiva para menores razões de forma da geocélula. Para uma razão de forma igual a 0,50 a compactação do material de enchimento das células não apresentou influencia na capacidade de carga obtida no ensaio. Para valores de razão de forma de 0,67 a 2,0, as diferenças dos resultados entre areia compacta e fofa variaram entre aproximadamente 10% e 20%.

Madhavi Latha *et al.* (2006) também realizaram ensaios de placa para avaliar a influência do material no preenchimento das células utilizando 2 (dois) tipos de solos: uma areia argilosa (ângulo de atrito de 30° e coesão de 10 kPa) e uma argila (coesão não drenada igual a 20

kPa). O objetivo dos autores foi verificar se ocorria ganho na capacidade de suporte do solo reforçado empregando solo não granular no enchimento da célula.

A Figura 5.15 exibe os resultados dos ensaios no solo reforçado para ambos os materiais utilizados, bem como o ensaio não reforçado.

Na comparação entre os diferentes materiais de preenchimento, foi observado, como inicialmente esperado, um melhor desempenho da areia argilosa, principalmente para maiores deslocamentos, com diferenças de até 25%. Entretanto, os autores citam que na ruptura do ensaio (definida por eles como o surgimento de uma superfície de ruptura circular no solo de fundação e apresentada na Figura anterior como o último ponto obtido), as diferenças de valores de capacidade de carga entre os solos não foram tão elevadas, sendo de 13% maiores no caso de preenchimento com solo arenoso. Segundo os autores, o melhor desempenho do solo arenoso se deve, em maior magnitude, ao atrito mais elevado exibido entre as partículas de areia e as paredes da célula.

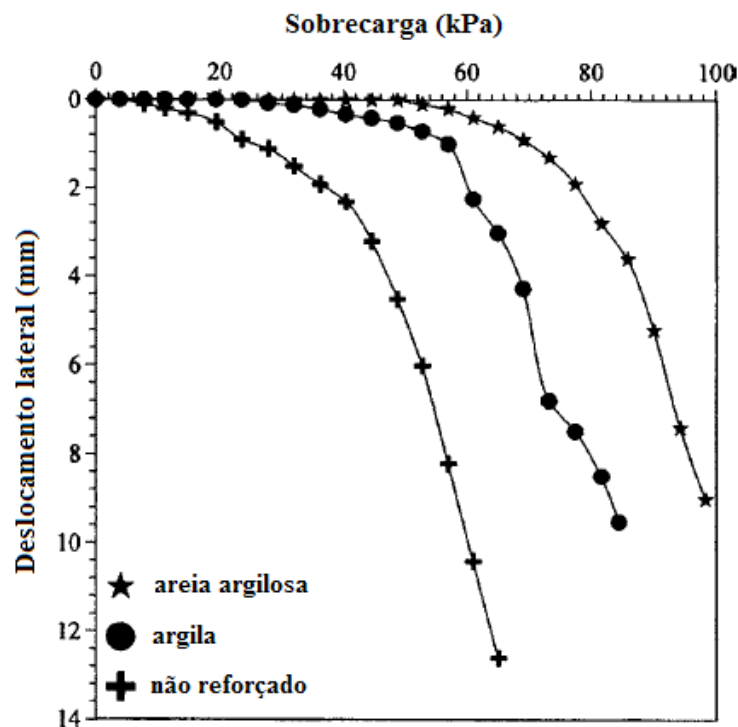


Figura 5.15 – Resultado de ensaios de capacidade de carga em solos reforçados com geocélulas preenchidas com diferentes materiais (MADHAVI LATHA *et al.*, 2006)

Ainda segundo Madhavi Latha *et al.* (2006), os ensaios sugeriram que o uso de solos argilosos como material de enchimento das células também possuem condições de fornecer um substancial acréscimo da resistência do solo reforçado quando material granular não estiver disponível no local da obra e quando seu empréstimo não for viável. Esta é uma importante conclusão para emprego do reforço de geocélula no Brasil, visto que em muitos locais há disponibilidade de solos tropicais (residuais e laterizados), com adequadas características geotécnicas quando compactados, que poderiam ser empregados no preenchimento da geocélula sem considerável perda de desempenho do reforço.

Por fim, como dificuldades os autores citam o consumo considerável de tempo em campo para preenchimento da geocélula com este tipo de solo e sua posterior compactação.

Ainda em relação ao material de preenchimento, Sireesh *et al.* (2009) – ensaios apresentados no Apêndice A - variaram a densidade relativa do material granular de preenchimento da geocélula (com h/d igual a 2,4) em 48%, 59% e 70% (ângulo de atrito interno de 37°, 39° e 41°, respectivamente). Os autores observaram uma pequena melhora no desempenho do reforço com o aumento da D_r de 48% para 59%. Para o caso da elevação da densidade relativa de 59% para 70%, foram observadas melhoras significativas no desempenho da geocélula. Os resultados obtidos por estes autores são semelhantes ao verificado por Mhaiskar e Mandal (1996) na Figura 5.14, na qual se observa que para uma geocélula de elevada razão de forma (próximo de 2) a compactação do material de enchimento influi no desempenho do reforço.

5.4 Associação da Geocélula com Outros Geossintéticos

Pesquisando os benefícios da associação de reforços celulares com planares, Dash *et al.* (2001b) realizaram ensaios de placa (corrida) em solos reforçados com geocélulas com adição de geogrelhas, tanto acima,

como abaixo da camada de geocélula. Os ensaios foram realizados variando a altura da geocélula e sua razão de forma, e os autores concluíram que a disposição de um reforço planar abaixo da camada de geocélula pode, ainda, melhorar o desempenho do sistema em termos de capacidade de suporte, se comparado ao desempenho obtido com o uso apenas da geocélula, independente das características geométricas desta. A eficiência desta associação é, tanto maior, quanto maiores deformações imposta pela sapata, fruto da ativação do efeito membrana no reforço planar (DASH *et al.*, 2001b).

Na situação de disposição do reforço planar acima da camada de geocélula, segundo os autores, não foi verificado melhoras significativas devido à deficiências de ancoragem da geogrelha.

Na mesma linha de pesquisas, porém com sapata circular, Dash *et al.* (2003) conduziram ensaios de associação de geocélula com geogrelha, esta apenas sob a geocélula. Os autores reportaram que o reforço planar abaixo da camada de geocélula fornece um desempenho adicional ao sistema, tanto em termos de capacidade de suporte, como em rigidez, principalmente em casos de geocélula de altura reduzida (relação $h/B < 1,26$), no qual foi obtido melhoras de até 100%. Além disso, foi constatado que os efeitos do reforço planar sob a camada de geocélula são mais significativos em deformações mais elevadas, com a mesma explicação de incremento do efeito membrana na camada de geogrelha.

Meneses (2004) também avaliou esta influência em ensaios de placa. O autor utilizou situações separadas: apenas reforços de geocélulas de PEAD, com alturas de 5, 10 e 15 cm (nomeados como Gpe5, Gpe10 e Gpe15); e geocélulas com uma camada de geogrelha (resistência à tração de 24 kN/m, módulo a 5% igual a 260 kN/m e abertura da malha igual a 15 mm x 15 mm) em sua base (denominados GGpe5, GGpe10 e GGpe15). A Figura 5.16 apresenta a comparação dos resultados dos ensaios, tanto do reforço de geocélula isolado, como da associação dos reforços.

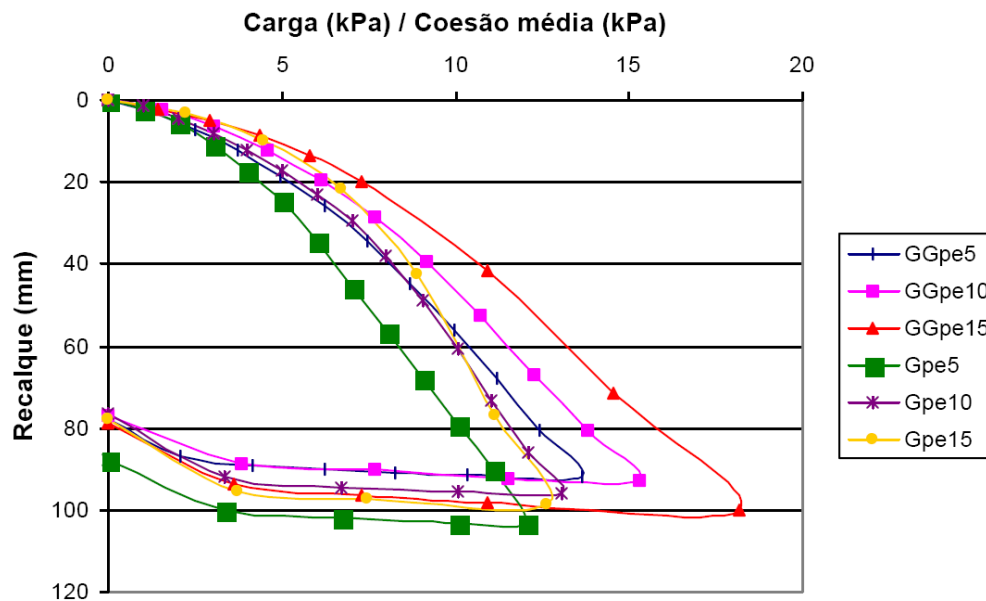


Figura 5.16 – Curvas de capacidade de suporte para solos reforçados com geocélula de PEAD de diferentes alturas e para situação de associação de geossintéticos (MENESES, 2004)

Nesta Figura fica visível a influência da adição do reforço basal à geocélula na capacidade de suporte do sistema. Nota-se que para todas as alturas de células houve um acréscimo da capacidade de suporte do reforço quando foi adicionada em sua base uma camada de geogrelha. Visualiza-se ainda uma redução dos recalques para esta situação.

Igualmente em estudos de capacidade de suporte de solos de baixa capacidade, Thallak *et al.* (2007) e Sireesh *et al.* (2009) também avaliaram o comportamento da adição de um reforço planar sob a geocélula. Ambos os estudos variaram a altura da camada de geocélula e chegaram a conclusão que, com o aumento da altura do reforço de geocélula, há uma redução do fator de melhora devido à adição do reforço basal, devido à maior rigidez da camada de geocélula que, resulta na parcial redução da mobilização do reforço planar. Em outras palavras, uma camada pouco espessa de geocélula com adição reforço planar pode ter o mesmo desempenho de uma camada espessa de geocélula. Neste aspecto, Thallak *et al.* (2007) concluíram que para uma geocélula com razão de forma superior a 1,5, a adição do reforço de geogrelha em sua

base conduz a melhoras marginais. Sireesh *et al.* (2009) obtiveram o mesmo resultado para uma geocélula com h/d superior a 2,4.

5.5 Redução da tensão na fundação

Dash *et al.* (2007) verificaram o comportamento da distribuição de tensões logo abaixo da camada de reforço de geocélulas, feitas de geogrelha, em fundação de solo arenoso. Os autores apresentam esta distribuição com uma pressão vertical normalizada - σ/q , onde σ é a tensão vertical atuando no solo de fundação (sob a geocélula) e q é a tensão vertical aplicada pela sapata retangular, rígida, com largura de 10 cm e comprimento de 33 cm. Assim, a Figura 5.17 exibe os resultados obtidos para uma geocélula com altura igual a $1,6B$ e razão de forma de 1,3 (sendo $B = 10$ cm), e a Figura 5.18 apresenta resultados semelhantes para uma geocélula com altura de $3,14B$ e razão de forma igual a 2,6. Nota-se que em ambas as Figuras, a situação não reforçada é expressa pelas cargas últimas do ensaio.

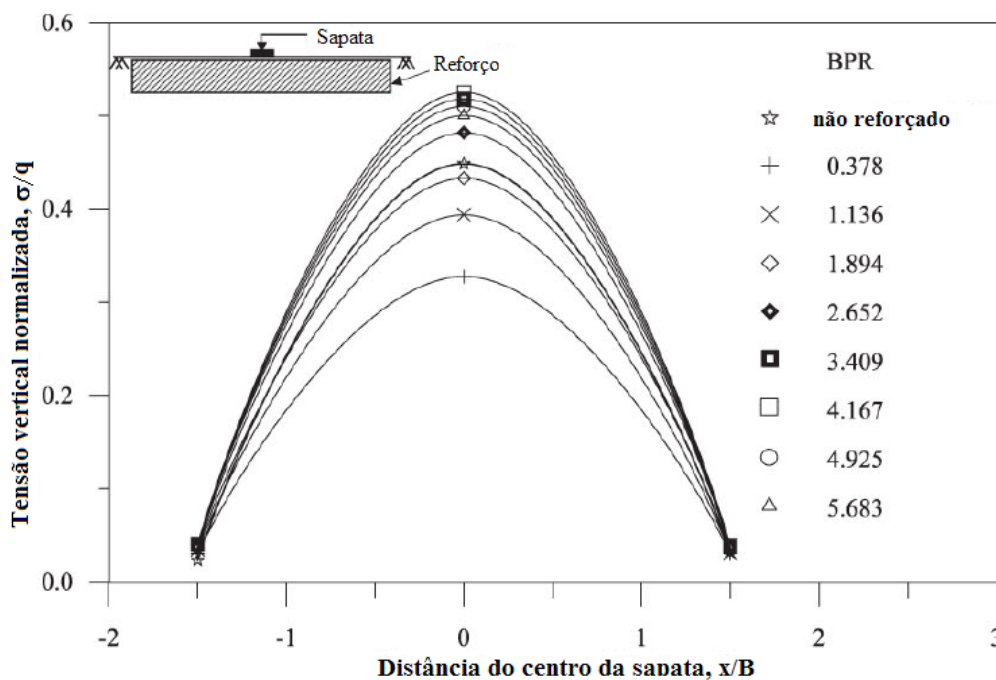


Figura 5.17 – Tensão vertical normalizada na base do reforço de geocélula com uma altura de $1,6B$ (DASH *et al.*, 2007)

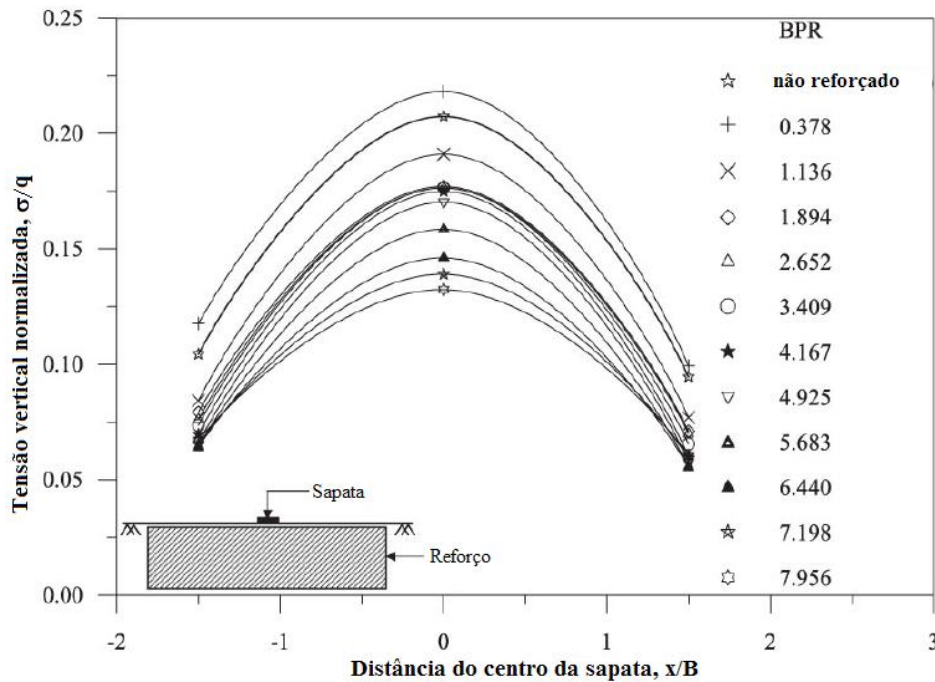


Figura 5.18 – Tensão vertical normalizada na base do reforço de geocélula com uma altura de $3,14B$ (DASH *et al.*, 2007)

Destas Figuras se pode notar que os valores máximos de tensão transmitida à fundação ocorrem na projeção da linha central da sapata, e é amplamente dissipada com o afastamento desta linha central. De acordo com os autores, este fato é esperado devido às dispersões ocorridas nas extremidades da placa aplicadora e ao longo da altura do reforço. De fato, este comportamento é previsto pela Teoria da Elasticidade, motivo pelo qual também se observa que no caso da geocélula de pequena altura as tensões são mais concentradas no centro da camada do reforço, sendo que para a geocélula de elevada altura as tensões são mais uniformes ao longo do reforço. Desta observação os autores concluem que geocélulas de pequena altura tendem a ter um comportamento semelhante a uma viga, exibindo uma flexão na região carregada, enquanto geocélulas de elevadas alturas atuam como blocos de fundações, dispersando as tensões verticais até sua base.

A Tabela na sequência apresenta um complemento dos resultados obtidos pelos autores.

Tabela 5.5 – Resumo das tensões verticais normalizadas (σ/q) medidas na linha central da sapata ($x/B = 0$) para diferentes razões de forma do reforço (adaptado de DASH *et al.*, 2007)

h/d	Razão da capacidade de carga, <i>BPR</i>									
	0,38	1,14	1,9	2,65	3,41	4,17	4,93	5,68	6,44	7,2
0,7	0,33	0,47	0,53	0,55	0,61	0,66	-	-	-	-
1,3	0,33	0,39	0,43	0,48	0,52	0,52	0,51	0,50	-	-
1,7	0,32	0,39	0,39	0,39	0,35	0,30	0,28	0,28	0,27	0,27
2,3	0,22	0,23	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,24	0,22	0,21
2,6	0,22	0,19	0,18	0,18	0,18	0,17	0,17	0,16	0,15	0,14

Destas Figuras e da Tabela 5.5, pode ser observado que para pequenos valores de razão de forma (h/d menor que 1,3), há um crescimento gradual da tensão vertical normalizada com o aumento da carga da placa aplicadora, estabilizando para maiores valores. Contudo, para maiores razões de forma (h/d igual e acima de 1,3), as pressões verticais normalizadas se mantêm próxima de um valor constante e em alguns casos até sofrem uma redução, para um aumento da tensão aplicada pela placa aplicadora. Ou seja, a percentagem das tensões transmitidas à camada de solo subjacente ao reforço aumenta com o acréscimo das tensões aplicadas pela sapata em reforços de pequena altura, mas reduzem para reforços de grande altura. De acordo com os autores, isto ocorre, porque a camada de geocélula com baixa razão de forma se deforma como uma viga carregada centralmente. Com o aumento deste carregamento, há um aumento da flecha na região central da viga, e por consequência, uma maior parcela das cargas é transmitida à camada mais inferior do solo. No caso de reforços de geocélulas de maior razão de forma, há tanto maior espraiamento das tensões provenientes da sapata como uma melhor eficiência da ancoragem lateral (pela resistência por atrito e passiva), conduzindo a uma situação de maior reação às pressões da placa aplicadora de carga, principalmente para carregamentos mais severos (DASH *et al.*, 2007).

Ainda em relação aos ensaios de Dash *et al.* (2007), os autores estimaram os valores dos ângulos de espraiamento dos carregamentos

verticais, na camada de reforço de geocélula, para cada variação da geometria do reforço, conforme observado na Figura 5.19. Este ângulo de espraioamento é proveniente da redistribuição dos esforços que ocorre pela adição da camada de geocélula. Esta camada, por sua rigidez superior, transmite e redistribui os esforços para a camada de solo subjacente. Portanto, as tensões que atuam nesta fundação sob a geocélula não são mais distribuídas apenas pela largura B da sapata, mas sim por uma superfície maior ($B + \Delta B$). O ângulo formado por esta redistribuição é definido como o ângulo de espraioamento.

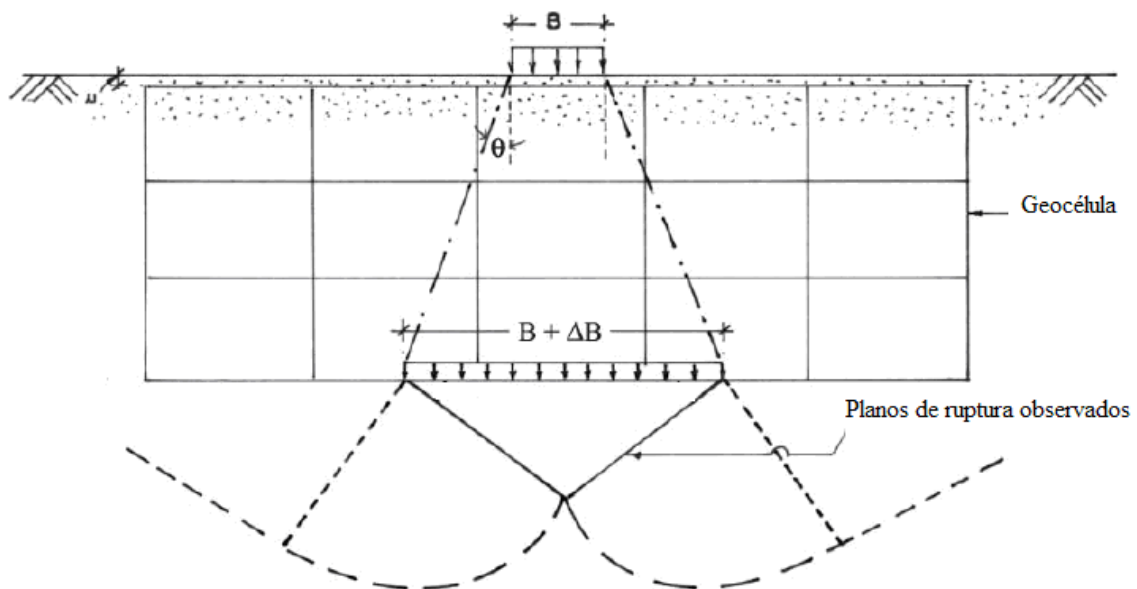


Figura 5.19 – Definição do ângulo de espraioamento (DASH *et al.*, 2007)

Os autores citam que a obtenção deste ângulo foi aproximada, pois ela dependeu da visualização da superfície de ruptura observada após o término do ensaio. Desta forma, este ângulo representa o espraioamento ocorrido no estado último de tensões aplicadas no solo. Todavia, os autores citam Ilamparuthi e Muthukrishnaiah (1999), que em estudos de superfície de em solos granulares observaram que, a inclinação do plano de ruptura, e por consequência do ângulo de espraioamento do carregamento, se mantiveram constantes para distintos valores de cargas aplicadas.

A Tabela 5.6 exibe a variação deste ângulo de espraçamento para diferentes valores de geometria da geocélula.

Tabela 5.6 – Valores do ângulo de espraçamento θ para diferentes geometrias do reforço (DASH *et al.*, 2007)

Ensaio	Embutimento do reforço, u/B	Largura do reforço, b/B	Razão de forma, h/d	$\theta(^{\circ})$
1	0,1	12	0,53	39
2	0,1	12	0,67	42
3	0,1	12	1,00	53
4	0,1	12	1,33	39
5	0,1	12	1,67	31
6	0,1	12	2,29	23
7	0,1	12	2,62	22
8	0,1	4	2,29	20
9	0,1	6	2,29	20
10	0,1	8	2,29	21
11	0,1	10	2,29	22
12	0	8	2,29	22
13	0,1	8	2,29	21
14	0,25	8	2,29	18

Da Tabela 5.6 pode ser observada que o espraçamento do carregamento imposto pela sapata diminui com o acréscimo do seu embutimento, fato este já observado em outros estudos que mostraram uma redução no desempenho da geocélula quando está era posicionada a profundidades mais elevadas.

Conclui-se, também, que o ângulo de espraçamento se mantém constante com a variação da largura do reforço e é sensivelmente afetada pela sua razão de forma. Em relação a este último parâmetro, o ângulo de espraçamento aumenta até um valor máximo para uma razão de forma igual a 1, a partir do qual reduz estabilizando no valor de 2,3, sendo que o espraçamento observada para razões de forma inferior a unidade é superior aquela de $h/d > 1$. Uma possível explicação para este fenômeno, bem como uma explanação mais completa será abordada no próximo Capítulo.

5.6 Considerações sobre o Capítulo

Os fatores que interferem no reforço de geocélula foram avaliados de forma expedita neste item, sendo que as principais conclusões que podem ser tecidas são:

- A característica de maior influência no reforço de geocélula, reportado nos ensaios de diversos autores, é devido à razão de forma da geocélula (h/d), seguida pela profundidade de embutimento do reforço (u);
- Verificou-se o distinto comportamento entre geocélulas de reduzida ($h/d < 1$) e elevada ($h/d > 1$) razão de forma, sendo que para aquelas há uma maior participação do efeito do confinamento devido à uma maior "flexão" sofrida pelo reforço de geocélula (semelhante a uma viga), e nestas há um predomínio do efeito laje, com um espraçamento mais uniforme das tensões (análogo a um bloco de fundação);
- A geocélula exibe melhora no reforço de solo mesmo sendo preenchida com solos coesivos e saturados;
- A associação da geocélula com reforços planares aumenta ainda mais a melhora do reforço nos casos de geocélulas de reduzida razão de forma;
- O ângulo de espraçamento das tensões verticais em reforços de geocélula é principalmente afetado pela razão de forma da célula, obtendo um valor ótimo para um $h/d = 1$.

CAPÍTULO 6 - MÉTODO DE CÁLCULO PROPOSTO PARA REFORÇO DE SOLO COM GEOCÉLULA

6.1 Introdução

Foi visto no Capítulo 4, que conforme a literatura, os atuais métodos de reforço não promovem uma adequada aproximação dos resultados obtidos em ensaios. No Capítulo 5 foram abordados os fatores que interferem no resultado desta capacidade de suporte. Assim, o presente tópico integra os anteriores tentando preencher as lacunas deixadas pelos outros autores. Para isto, será apresentada uma proposição de Modelo de Cálculo de forma mais completa para reforço com geocélula.

6.2 Desenvolvimento da Resistência

Assim como nos outros geossintéticos utilizados como reforço basal, o desenvolvimento da resistência quando utilizada a geocélula é creditado a diferentes mecanismos que, atuando em conjunto, desenvolvem a melhora na capacidade de suporte do solo. Todavia, diferente dos outros geossintéticos, os utilizados como reforço planar, que mobilizam a melhora da capacidade do solo devido aos efeitos de confinamento e membrana, a geocélula desenvolve um terceiro mecanismo – o efeito laje

– além de contar com maior eficiência no efeito confinamento do solo. Cada mecanismo pode ser entendido e analisado de forma específica, contudo, atuam de forma conjunta e são interrelacionados, sendo gerados pelo mesmo carregamento aplicado.

Além destes três mecanismos, poder-se-ia citar um quarto efeito, porém, presente apenas da utilização de um material separador – como o geotêxtil - em adição à geocélula: o efeito da separação, descrito como o impedimento do deslocamento descendente do solo de preenchimento das células, teria, ainda, a capacidade de melhorar a eficiência do reforço de geocélula. Contudo, este efeito pode ser considerado de difícil mensuração devido a sua pequena magnitude e camuflagem com os outros mecanismos.

6.2.1 Efeito do confinamento

Tão logo se inicia a aplicação do carregamento, o formato celular aumenta as tensões confinantes em seu material de enchimento de sorte a induzir uma compressão deste material nas células densificando o agregado. Há, também, indução de tensões horizontais entre o material e as paredes das células mobilizando uma resistência passiva entre células adjacentes além de uma tensão cisalhante de interface entre estes dois materiais. Desta forma, o efeito do confinamento contribui de duas formas: pelo aumento da resistência e redução da deformabilidade do solo de enchimento da célula; e pela dissipação destes carregamentos por meio das tensões horizontais nas células que são distribuídas e compartilhadas entre células adjacentes mobilizando tanto as resistências passivas do solo confinado (MANDAL e GUPTA, 1994) como as resistências cisalhantes na interface solo/parede nas células (KOERNER, 1994; PRESTO, 2008c; HUFENUS *et al.*, 2006; ZANG *et al.*, 2010).

Uma vantagem importante deste mecanismo é que sua ativação não implica a necessidade de deslocamentos no solo de fundação. Contudo,

sua eficiência depende de uma adequada transmissão dos esforços para o material de enchimento e entre este e as paredes das células, e de uma mínima rigidez do geossintético – e costuras – que compõe a geocélula (CANCELLI e MONTANELLI, 1999).

A Figura 6.1 exibe, de forma esquemática e ilustrativa, o mecanismo de atuação do efeito do confinamento em reforços com geocélula. Da aplicação do carregamento na superfície (a) há a indução de tensões horizontais dentro das células (b). Estas são distribuídas às células adjacentes que contribuem tanto para dissipar as cargas pela resistência passiva do agregado confinado como na mobilização de tensões de cisalhamento de interface entre o solo de preenchimento e as paredes da célula (c).

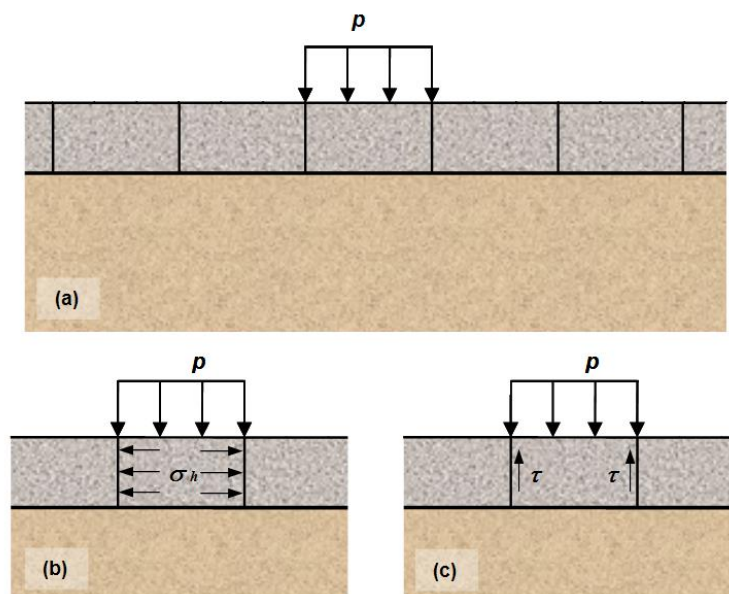


Figura 6.1 – Ilustração esquemática do efeito do confinamento: a) aplicação do carregamento; b) indução de tensões horizontais dentro da célula; c) mobilização de tensões cisalhantes na interface solo/parede da célula

6.2.2 Efeito laje

Também chamado de efeito radier e espraiamento das tensões verticais, este mecanismo é semelhante ao efeito do confinamento por

não necessitar de deslocamentos significativos para sua mobilização. De fato, este é o mais simples de entendimento, podendo ser traduzido como um efeito de dispersão ou espraçamento das tensões para a camada subjacente devido à estrutura tridimensional de células interconectadas e preenchidas. Devido a este espraçamento, a carga que é transferida ao solo de fundação atua em uma superfície maior, conduzindo a menores valores de tensão na fundação. A Figura 6.2 ilustra de forma esquemática este mecanismo.

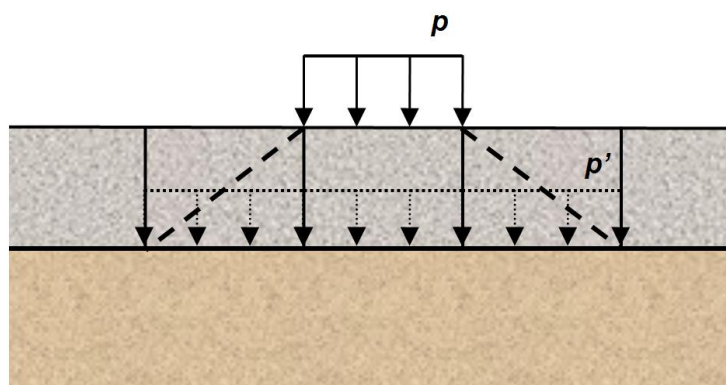


Figura 6.2 – Ilustração esquemática do efeito laje

6.2.3 Efeito membrana

Um geossintético, disposto sobre algum material compressível ou alguma cavidade, submetido a um carregamento normal ao seu plano apresenta uma deflexão em forma geométrica característica semelhante a uma membrana. Devido a sua rigidez e a suas extremidades ancoradas, o reforço, curvo em formato côncavo devido à deflexão, atua como uma membrana tensionada exercendo uma força para cima na tentativa de suportar as cargas normais ao seu plano, redistribuindo-a e transferindo-a para suas extremidades ancoradas, mobilizando desta forma a resistência ao cisalhamento de interface reforço/solo. Este mecanismo atua melhorando igualmente a capacidade de suporte do solo de fundação e na redução dos deslocamentos.

A Figura 6.3 exibe de forma esquemática a aplicação do carregamento na superfície, o deslocamento do solo de fundação e a ativação da resistência à tração do reforço conduzindo os carregamentos para sua área ancorada.

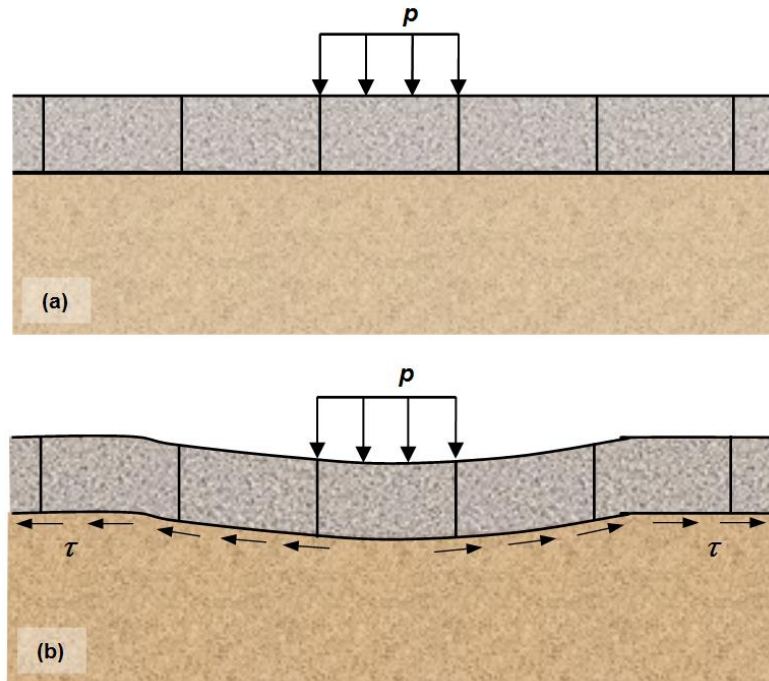


Figura 6.3 – Ilustração esquemática do efeito membrana: a) aplicação do carregamento; b) deformação do solo de fundação e ativação de tensões cisalhantes na interface solo/geocélula e de tração no geossintético

Todavia, para a ocorrência deste efeito de maneira satisfatória, são necessárias algumas características do reforço, a saber: separação entre os materiais acima e abaixo do reforço; elevada rigidez longitudinal do material de reforço; elevados deslocamentos verticais da fundação para sua ativação; adequada interação entre reforço e solo para mobilização do atrito de interface e consequente transferência das tensões (GHOSH e MADHAV, 1994b e HUFENUS *et al.*, 2006).

6.3 Modelo de Cálculo Proposto

Dentre os efeitos de desenvolvimento da resistência, no presente método serão utilizados apenas o efeito do confinamento e o efeito laje. De fato, espera-se que haja o aparecimento mais significativo do efeito membrana apenas da associação da geocélula com o reforço planar (geogrelha/geotêxtil), conforme descrito nos ensaios de diferentes autores nos Capítulos anteriores (COWLANDA e WONG, 1993; DASH *et al.*, 2001b; DASH *et al.*, 2003; MENESES, 2004; DASH *et al.*, 2004; THALLAK *et al.*, 2007; LATHA e MURTHY, 2007; ZHOU e WEN, 2008; SIREESH *et al.*, 2009).

Portanto, a formulação geral proposta para expressar a capacidade de carga do solo reforçado é:

$$p_r = p_u + I \quad 6.1$$

Sendo:

p_r = capacidade de carga do solo reforçado com geocélula;

p_u = capacidade de carga do solo de fundação;

I = melhoria devido à geocélula;

6.3.1 Capacidade de carga da fundação

A contribuição da fundação no presente modelo é dada como a capacidade de carga do solo de fundação não reforçado, podendo ser determinada de acordo com a necessidade de cada caso e que poderá depender de cada aplicação, como por valores empíricos, equações (p. ex. métodos de capacidade de carga de Terzaghi, Vesic e outros; ou metodologias de engenharia de transportes ou aterros sobre solos moles) ou, ainda, por ensaios de campo.

6.3.2 Melhora devido ao efeito do confinamento

Para o equacionamento se considera, inicialmente, um carregamento sobre o reforço de geocélula, conforme mostrado na Figura 6.4.

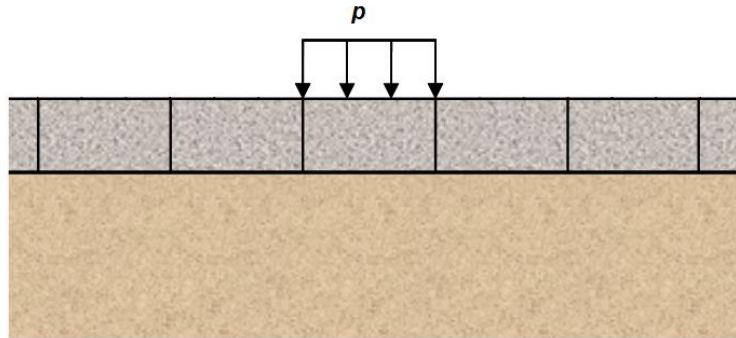


Figura 6.4 – Carregamento sobre um solo reforçado com geocélula

Este carregamento gera tensões verticais e horizontais dentro da célula (Figura 6.5). As tensões verticais são adotadas iguais ao próprio carregamento (p), e as horizontais podem ser estimadas com base na seguinte equação:

$$\sigma_h = K \sigma_v = Kp \quad 6.2$$

na qual:

σ_h = tensão horizontal dentro da célula;

σ_v = tensão vertical igual ao carregamento (p) sobre a camada de geocélula;

K = coeficiente de empuxo.

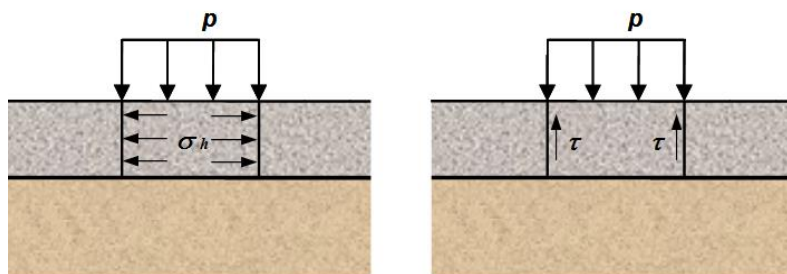


Figura 6.5 – Tensões horizontais e cisalhantes geradas dentro das células

Com a aplicação da carga vertical, há uma tendência de deslocamento relativo entre o material de enchimento e as paredes das células, gerando tensões de cisalhamento (Figura 6.5). Esta tensão cisalhante (τ) é função da tensão normal no plano de contato entre os dois materiais – sendo neste caso a tensão horizontal - e o atrito de interface entre os mesmos, conforme a equação apresentada na sequência:

$$\tau = \sigma_h \tan \delta = Kp \tan \delta \quad 6.3$$

onde:

τ = tensão de cisalhamento gerada dentro da célula;

δ = ângulo de atrito de interface entre o material de preenchimento e a parede da célula, podendo ser adotado por meio de ensaios entre o material da célula e o de preenchimento, ou estimado como 2/3 do ângulo de atrito interno do material de enchimento (BUENO E VILAR, 2002).

Como a célula é uma estrutura tridimensional, a análise do equacionamento deve ser estendida para a mesma situação. Portanto, a tensão de cisalhamento gerada dentro da célula pode ser multiplicada pelo valor da superfície interna desta, de forma a obter uma força de resistência ao cisalhamento para cada célula (Figura 6.6), de acordo com a formulação na sequência. Ressalta-se que a célula está sendo considerada com formato quadrado com uma largura equivalente (d).

$$F_\tau = h 4d \tau = h 4d Kp \tan \delta \quad 6.4$$

onde:

F_τ = força de cisalhamento de uma célula;

d = largura (diâmetro) equivalente da célula;

h = altura da célula.

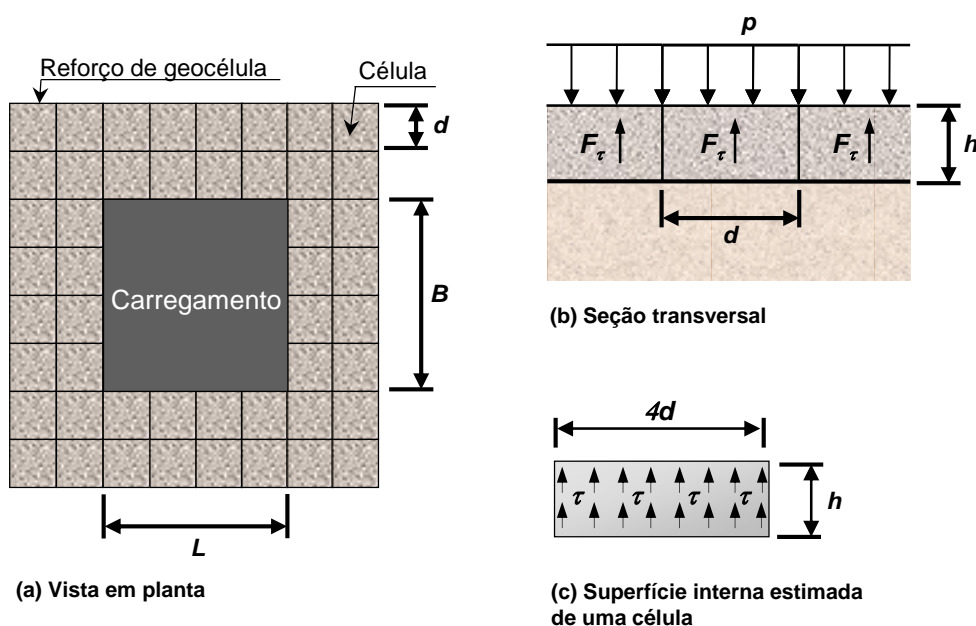


Figura 6.6 – Vista em planta de um carregamento com dimensões $B \times L$ sobre a camada de geocélula e área interna da célula e força gerada em cada célula

Para se calcular a reação da camada de geocélula, para um carregamento com largura igual a (B) e comprimento (L), determina-se o número de células que participam do reforço, ou seja, que atuam diretamente sob o carregamento (Figura 6.6), conforme a seguinte formulação – assume-se, aproximadamente, que a área em planta da célula é dada pela área de um quadrado com largura equivalente igual à largura da célula (d):

$$n = \frac{BL}{d^2} \quad 6.5$$

em que:

n = número de células sob a placa de aplicação de carga;

B = largura da sapata;

L = comprimento da sapata.

Assim, a soma das forças de cisalhamento de todas as células sob o carregamento, que expressa a melhora devido ao confinamento, pode ser expressa por:

$$\Sigma F_{\tau} = h 4d Kp \tan \delta \frac{BL}{d^2} = 4 \frac{h}{d} Kp \tan \delta BL \quad 6.6$$

onde:

ΣF_{τ} = melhora devido ao efeito do confinamento - soma das forças de cisalhamento das células sob a sapata;

h/d = razão de forma da geocélula, já apresentada nos Capítulos anteriores.

Nota-se que na presente equação estão considerados tanto fatores pertinentes ao solo (K e δ) como da geocélula (h/d e δ), sendo a equação igualmente aplicável para os casos de carregamentos por sapatas circulares e quadradas (situação em que $B = L$) ou corridas.

6.3.3 Melhora devido ao efeito laje

Considera-se a atuação de uma sapata de largura B sobre o reforço de geocélula, conforme a Figura 6.7.

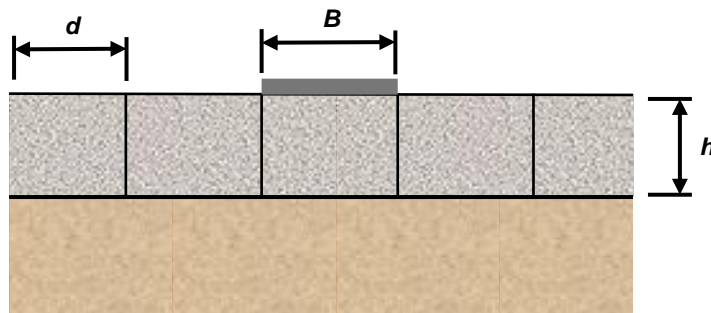


Figura 6.7 – Ilustração de um carregamento com largura B apoiada sobre uma camada de geocélula

Conforme abordado no Capítulo anterior, com a aplicação de uma carga por esta placa, e devido à rigidez do material de preenchimento (fruto do confinamento celular desta estrutura), as tensões são espreiadas até a camada inferior ao reforço, para uma área de atuação superior

àquela original da sapata. A literatura utiliza um ângulo de espraioamento (θ) com a vertical, para definir o valor da propagação de tensões.

Em Fundações e Mecânica dos Solos é usual utilizar para ângulos de espraioamento, como simplificação, valores de 30° e 27° , referente a uma propagação de 2V:1H (BOWLES, 1996; CINTRA *et al.*, 2003).

Em pesquisas com geocélula, Dash *et al.* (2007) obtiveram ângulos de espraioamento variando entre 18° e 53° , variação esta dependente da razão de célula utilizada (Capítulo 5). Zhang *et al.* (2010) utilizaram valores entre 25° e 55° em seu modelo, citando uma faixa de 25° a 60° encontrada na literatura (Capítulo 4). Contudo, em nenhum destes estudos os autores correlacionaram o espraioamento com as características geométricas das células.

No presente modelo, optou-se por utilizar um espraioamento das tensões até uma célula adjacente àquela carregada, ou seja, de um valor igual a (d) para cada lado do carregamento, devido às características geométricas deste tipo de reforço e ao confinamento propiciado pela célula. A adoção desta consideração se deve à estrutura celular da camada de reforço, e principalmente por conta do elevado confinamento induzido dentro de uma célula. Desta forma, espera-se que as tensões possam propagar nesta camada de sorte até interceptarem a parede da célula adjacente, mesmo que este espraioamento supere um ângulo relativamente elevado aos conceitos tradicionais da Mecânica dos Solos e de Fundações (Teoria da Elasticidade). Entretanto, neste processo de propagação das tensões, ao interceptar a parede da célula adjacente, esta propagação é anulada devido à rigidez desta parede e da descontinuidade do meio, conforme será melhor observado nos Capítulos posteriores, ainda que este espraioamento seja aquém dos valores usuais estipulados em Mecânica dos Solos e Fundações (como 30° , por exemplo).

Para avaliar esta adoção, comparou-se os resultados de ângulo de espraioamento (θ) relatados por Dash *et al.* (2007) com aqueles obtidos usando a formulação proposta pelo método em desenvolvimento (obtido pelo arco tangente do inverso da razão de forma - d/h), para as

diferentes geometrias de reforço utilizadas pelos autores. A Tabela 6.1 apresenta esta comparação.

Tabela 6.1 – Comparação dos ângulos de espraiamento obtidos nos experimentos de Dash *et al.* (2007) com aqueles calculados pelo método proposto

Ensaio	Embutimento do reforço	Largura do reforço	Razão de forma	$\theta(^{\circ})$	
	u/B	b/B	h/d	Dash <i>et al.</i> (2007)	Método proposto
1	0,1	12	0,53	39	62
2	0,1	12	0,67	42	56
3	0,1	12	1,00	53	45
4	0,1	12	1,33	39	37
5	0,1	12	1,67	31	31
6	0,1	12	2,29	23	24
7	0,1	12	2,62	22	21
8	0,1	4	2,29	20	24
9	0,1	6	2,29	20	24
10	0,1	8	2,29	21	24
11	0,1	10	2,29	22	24
12	0	8	2,29	22	24
13	0,1	8	2,29	21	24
14	0,25	8	2,29	18	24

Os ângulos de espraiamento teóricos calculados pelo método proposto foram próximos daqueles obtidos pelos ensaios de Dash *et al.* (2007), principalmente para razões de forma da geocélula superiores a 1. Para razões de forma menor que 1 e para embutimentos da geocélula superior a $0,25B$, o método proposto apresentou valores superdimensionados de espraiamento, contudo, ainda aplicáveis. Ressalta-se que o método proposto não considera os parâmetros referentes ao embutimento (u) e largura do reforço (b), sendo estes apresentados na Tabela anterior apenas para mostrar a variação usada nos ensaios de Dash *et al.* (2007).

Assim, a Figura 6.8 exhibe, de forma esquemática, a propagação das tensões adotada como sendo um valor igual a (d) em ambos os lados do

carregamento, configurando um “carregamento equivalente” sobre a fundação com largura igual a $B+2d$.

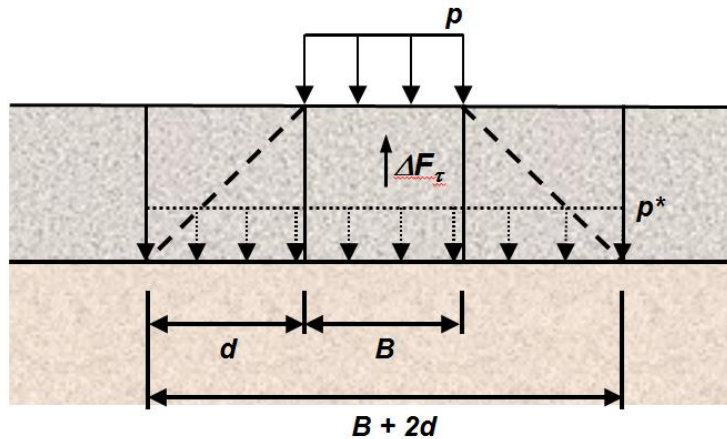


Figura 6.8 – Ilustração da atuação do efeito laje aplicado no presente método

Considerando-se que o carregamento possui largura (B) e comprimento (L), e a dissipação que ocorre ao longo da altura da geocélula devido ao efeito do confinamento (e anteriormente formulada), a propagação das tensões até a base da camada de geocélula ocorrerá de acordo com a Figura 6.9.

Realizando um balanço de forças na camada de geocélula conforme o observado na Figura 6.8, tem-se que a força atuante na fundação (sob a geocélula) é igual à força aplicada na superfície subtraída da melhora devido ao efeito do confinamento (ΣF_{τ}), conforme formulação na sequência.

$$p^* (B + 2d)(L + 2d) = p BL - 4 \frac{h}{d} \tan \delta Kp BL \quad 6.7$$

em que:

p^* = tensão atuante sob a camada de geocélula;

p = tensão atuante sobre a camada de geocélula;

d = largura equivalente da célula;

ΔF_{τ} = soma das forças de cisalhamento das células sob a sapata.

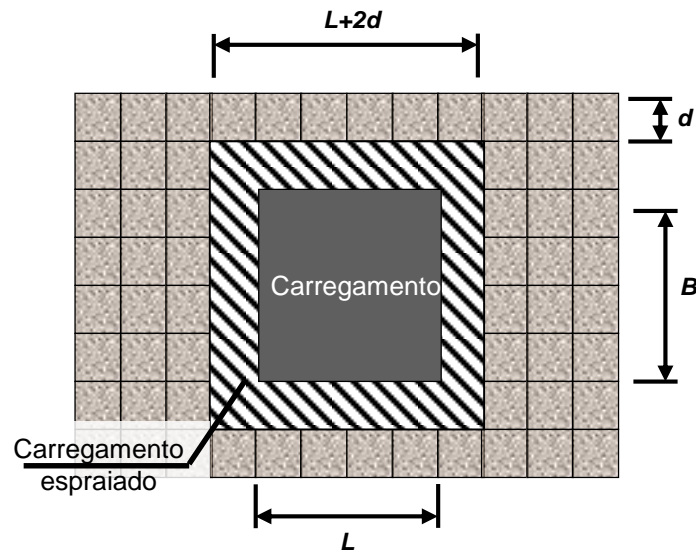


Figura 6.9 – Vista em planta de um carregamento de dimensões $B \times L$ sobre a camada de geocélula, na qual há o espraio para um carregamento fictício com dimensões de $B+2d$ e $L+2d$

Rearranjando a equação anterior, a tensão que efetivamente atua no solo subjacente ao reforço de geocélula (p^*) é igual a:

$$p^* = \left(p - 4 \frac{h}{d} \tan \delta Kp \right) \frac{BL}{(B + 2d)(L + 2d)} \quad 6.8$$

A relação de áreas entre as tensões sobre e sob a camada de geocélula (relações entre as características geométricas tanto do carregamento como da geocélula – B, L, d), exposta na equação anterior, pode ser definida como um novo parâmetro denominado *efeito do espraio* (e), conforme a expressão abaixo:

$$e = \frac{B.L}{(B + 2d).(L + 2d)} \quad 6.9$$

em que:

e = efeito do espraio.

A equação do efeito do espraçamento pode ser retrabalhada de forma a se obter um novo parâmetro adimensional, denominado *fator de forma do carregamento*, que expressa a relação entre a largura da célula e a largura/comprimento do carregamento (d/B):

$$e = \frac{1}{1 + 2\frac{d}{B} + 2\frac{d}{L} + 4\frac{d^2}{BL}} \quad 6.10$$

onde:

d/B , d/L e d^2/BL = fatores de forma do carregamento para cada uma das dimensões do carregamento .

No caso de carregamentos corridos (no qual $L \gg B$, em geral $L > 5B$), ou circulares e quadradas (situações que $B = L$), a expressão do efeito do espraçamento será função apenas da largura, ou diâmetro do carregamento, e simplificada, respectivamente, a:

$$e = \frac{1}{1 + 2\frac{d}{B}} \quad 6.11$$

$$e = \frac{1}{\left(1 + 2\frac{d}{B}\right)^2} \quad 6.12$$

Assim, a equação que descreve a tensão sob o reforço pode ser reescrita da seguinte forma:

$$p^* = \left(p - 4\frac{h}{d} \tan \delta Kp \right) e \quad 6.13$$

6.4 Equacionamento Final

Considerando-se as tensões atuantes sobre (p) e sob (p^*) a camada de geocélula, como apresentado na Figura 6.8, pode-se definir a melhora devido ao reforço de geocélula (I) como a subtração da tensão atuante sobre a geocélula daquela que efetivamente age no solo (sob a geocélula). Conforme exposto na equação 6.1:

$$p_r = p_u + (p - p^*) \quad 6.14$$

Substituindo e rearranjando os termos, tem-se, pois, a capacidade de carga do solo reforçado com a geocélula (p_r):

$$p_r = p_u + 4 \frac{h}{d} \tan \delta K p e + (1 - e).p \quad 6.15$$

Conforme observado em diversos ensaios de laboratório (Dash *et al.*, 2007; Han *et al.*, 2008; Madhavi Latha *et al.*, 2009), o aumento da razão de forma (h/d) para valores superiores a aproximadamente a unidade modifica o comportamento do reforço de geocélula. De acordo com estes autores, geocélulas de reduzida razão de forma ($h/d < 1,0$ a $1,5$, aproximadamente) possuem um comportamento semelhante a uma viga, que devido à flexão, exibe uma maior deformação e, conseqüentemente, conduz a maiores tensões de contato no solo de fundação. Além disso, nesta situação a geocélula apresenta tensões de compressão em seu topo e de tração em sua base com maior mobilização de tensões de cisalhamento. Entretanto, ainda de acordo com estes autores, reforços de geocélulas de elevada razão de forma ($h/d > 1,0$ a $1,5$, aproximadamente) possuem maior rigidez e se comportam como um bloco de fundação, com uma distribuição de deformações e pressões mais uniforme em sua base. Neste caso, a principal forma de reforço é pelo espraiamento das tensões verticais. Desta forma, no presente método de

cálculo, o efeito do confinamento foi limitado a uma razão de forma de até 1 (um), a partir da qual, na equação (6.15), este parâmetro é limitado ao valor da unidade (1).

Uma vez que definida a geometria da geocélula e do carregamento, a equação anterior pode ser retrabalhada de forma a se agrupar as constantes envolvidas criando um novo fator adimensional denominado *fator de reforço da geocélula* (I_G), fator este função apenas da geocélula e do carregamento:

$$p_r = p_u + \left[4 \frac{h}{d} \tan \delta K e + (1 - e) \right] \cdot p \quad 6.16$$

$$p_r = p_u + I_G \cdot p$$

6.5 Fator de Segurança e tensão admissível

A formulação proposta para a capacidade de carga do solo reforçado (p_r) depende do próprio valor da tensão aplicada na superfície (p), semelhante ao observado nos outros Métodos. E diferente dos outros métodos, na sequência será proposto uma metodologia de cálculo do Fator de Segurança e da tensão admissível para a situação reforçada.

O Fator de Segurança é resultante da divisão da resistência disponível (capacidade de carga do solo reforçado - p_r) pela solicitação (carregamento aplicado - p). Assim, retrabalhando a equação anterior, dividindo ambos os termos pelo carregamento aplicado (p), obtém-se uma relação entre os Fatores de Segurança na condição reforçada (FS_r) e não reforçada (FS_u), dependente do fator de reforço da geocélula (I_G):

$$\frac{p_r}{p} = \frac{p_u}{p} + \frac{I_G p}{p} \quad 6.17$$

$$FS_r = FS_u + I_G$$

Em aplicações de fundações, é usual se trabalhar com uma tensão admissível, tensão esta que, quando aplicada ao solo, provocaria apenas recalques que as estruturas na superfície suportariam sem inconvenientes, conduzindo a uma situação satisfatória de segurança (BOWLES, 1996; TEIXEIRA e GODOY, 1996; CINTRA *et al.*, 2003; ABNT NBR 6122:2010). Portanto, partindo-se da equação anterior, mantendo como variável de entrada o Fator de Segurança da situação reforçada (FS_r), e isolando o carregamento aplicado (p), definindo-o nesta situação como carregamento admissível (p_a) para o FS_r escolhido, obtém-se:

$$FS_r = \frac{P_u}{p} + I_G \quad 6.18$$

$$p_a = \frac{P_u}{FS_r - I_G} \quad 6.19$$

Observa-se, desta formulação obtida que, para $FS_r = 1$ (e, conseqüentemente, na ruptura para a situação reforçada: $p = p_r$), tem-se a condição de equilíbrio limite entre a solicitação aplicada na fundação (carregamento sob a camada de reforço de geocélula - p^*), com a capacidade de carga do solo de fundação (p_u), conforme desenvolvimento, por outro caminho, exposto seqüência (condição $p^* = p_u$ e usando as equações 6.13 e 6.16):

$$p^* = p_u \quad 6.20$$

$$\left(p - 4 \frac{h}{d} \tan \delta \cdot K \cdot p \right) e = p_u \quad 6.21$$

$$\left(1 - 4 \frac{h}{d} \tan \delta \cdot K \right) e \cdot p = p_u \quad 6.22$$

$$p = \frac{P_u}{e \left(1 - 4 \frac{h}{d} K \cdot \tan \delta \right)} \quad 6.23$$

$$p = \frac{P_u}{1 - I_G} \quad 6.24$$

Neste caso, tem-se, portanto, a tensão de ruptura calculada pelo Método proposto.

6.6 Considerações sobre o Capítulo

Foi proposto um novo método de cálculo para reforço de solo com geocélula, sendo adotados como mecanismos de reforço os efeitos laje (espraiamento das tensões verticais) e do confinamento. Como conclusões podem ser citados:

- O método proposto é de simples aplicação e considera tanto parâmetros geométricos da geocélula como do carregamento, além da resistência do solo de preenchimento e da contribuição do solo de fundação;
- As adoções para a representação do efeito laje geraram valores de ângulos de espraiamento condizentes com aqueles obtidos em ensaios de placa por Dash *et al.* (2007);
- Foi obtida uma metodologia para determinação tanto do Fator de Segurança (FS_r) como da tensão admissível aplicada para a situação reforçada.

Por fim, vale salientar que, no mecanismo proposto para o modelo de cálculo não está sendo considerado o posicionamento do carregamento em relação à geocélula. Em aplicações práticas, não necessariamente o carregamento (uma sapata, por exemplo) estará perfeitamente centrada com uma célula do reforço. Tampouco a dimensão do carregamento e da largura da célula serão exatamente os mesmos. Desta forma, como o modelo não captura estes efeitos, uma variação do espraiamento real em

comparação com calculado pode ocorrer, o que poderá gerar pequenas diferenças de valores previstos e medidos.

CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DO MÉTODO PROPOSTO POR MEIO DE ENSAIOS EM PLACA

7.1 Introdução

No presente item, foi realizada uma avaliação de previsão da capacidade de carga de solos reforçados com geocélula do método proposto acerca de sua adequabilidade e aplicabilidade. O Capítulo é iniciado com uma breve apresentação do banco de dados e variáveis envolvidas. Na sequência, há uma avaliação das considerações adotadas no Capítulo 6 seguido pela análise dos resultados em função do obtido para cada ensaio de placa, e uma abordagem Estatística na verificação do Modelo. Há, ainda, uma comparação dos resultados obtidos pelos outros Métodos de Cálculo, finalizando o tópico com uma verificação do Modelo utilizando valores de leituras de células de pressão sob a camada de geocélula em determinados ensaios.

7.2 Banco de dados

Para realizar a análise do Modelo de Cálculo Proposto, foram utilizados diversos ensaios de placa de laboratório de autores, ensaios estes realizados entre 1994 e 2009 e anteriormente citados nos Capítulos anteriores (e apresentados com mais detalhes no Apêndice A). Neste

universo, há variações das características dos ensaios de acordo com o exposto:

- **Reforço:** geometria (altura da geocélula – h ; largura da célula – d ; largura do reforço – b e profundidade do reforço – u) e material da célula;
- **Solo:** tanto de fundação como de preenchimento da geocélula – solos argilosos e arenosos;
- **Sapata:** geometria (corrida, retangular e circular) e dimensões;
- **Recalque:** foi empregado o recalque normatizado (s/B) mais elevado dos ensaios para a obtenção e comparação da capacidade de carga obtida nos ensaios, recalque este de 40%.

A Tabela 7.1, a seguir, resume as características de cada série de ensaios realizados, agrupado por autor, fornecendo um banco de dados com um total de 86 ensaios analisados e utilizados na análise do Método de Cálculo Proposto. No Apêndice A são descritas e apresentadas as pesquisas utilizadas neste Capítulo.

Todas as análises realizadas acerca do Método de Cálculo neste Capítulo foram baseadas nos resultados ora apresentados pelos autores citados na Tabela 7.1, considerando, pois, válidas as informações destes documentos acadêmicos.

7.2.1 Estatística do banco de dados

Para permitir uma avaliação expedita da distribuição estatística das variáveis dos ensaios que compõem o banco de dados e daquelas utilizadas no Modelo, as Figuras na sequência exibem esta distribuição, em percentagem do total de dados, das quais se pode verificar a elevada variação dos parâmetros dos ensaios empregados nas análises deste Capítulo.

Tabela 7.1 – Resumo das variações dos ensaios do banco de dados

Variável / Autor	Mandal e Gupta (1994)	Mhaskar e Mandal (1996)	Dash <i>et al.</i> (2001a)	Dash <i>et al.</i> (2001b)	Dash <i>et al.</i> (2003)	Meneses (2004)	Thallak <i>et al.</i> (2007)	Sireesh <i>et al.</i> (2009)
Solo de fundação	Argila	Argila	Areia	Areia	Argila	Argila	Argila	Argila
Variação do solo de fundação	$s_u = 20$ kPa	$s_u = 10$ kPa	$\phi = 39,2^\circ, 40,2^\circ, 41^\circ, 41,7^\circ$ e $42,2^\circ$	$\phi = 42,2^\circ$	$s_u = 3,13$ kPa	$s_u = 13,7$ kPa a $20,5$ kPa	$s_u = 5,6$ kPa	$s_u = 10$ kPa
Solo de Preenchimento	Areia	Areia	Areia	Areia	Areia	Areia	Argila	Areia
Variação do solo de preenchimento	$\phi = 35,8^\circ$	$\phi = 32^\circ$ e 40°	$\phi = 39,2^\circ, 40,2^\circ, 41^\circ, 41,7^\circ$ e $42,2^\circ$	$\phi = 42,2^\circ$	$\phi = 41^\circ$	$\phi = 30^\circ$ a 32°	$s_u = 5,6$ kPa	$\phi = 37^\circ, 39^\circ$ e 41°
Placa	Corrida	Retangular	Corrida	Corrida	Circular	Circular	Circular	Circular
Profundidade, u/B	0	0	0,0, 0,1, 0,25, 0,50, 0,75, 1,0 e 1,5	0,1	0,1	0,086	0, 0,033, 0,067, 0,1, 0,25, 0,5 e 1,0	0,05
Largura, b/B	4,25	3,4	1, 2, 4, 6, 8, 10 e 12	8	1,2, 1,7, 2,2, 3,6, 5 e 5,6	4,06	1,3, 1,9, 3,1, 3,7, 4,3, 4,9 e 5,5	1,3, 1,9, 2,5, 3,1, 3,7, 4,3, 4,9 e 5,5
Razão de forma, h/d	1,82, 2,27 e 3,04	0,5, 0,67, 1,0 e 2,0	0,30, 0,53, 0,67, 1,33, 1,67, 2,29 e 2,62	1,0, 1,67 e 2,29	0,53, 1,05, 1,58, 2,10, 2,63 e 3,15	0,25, 0,50 e 0,75	0,75, 1,50, 2,25 e 3,0	0,75, 1,5, 2,25, 3,0, 3,75 e 4,5
Material da célula	PP	PP	2 tipos diferentes de Geogrelha	Geogrelha	Geogrelha	PEAD e PP	Geogrelha	Geogrelha

Nota: PP: polipropileno; PEAD: polietileno de alta densidade

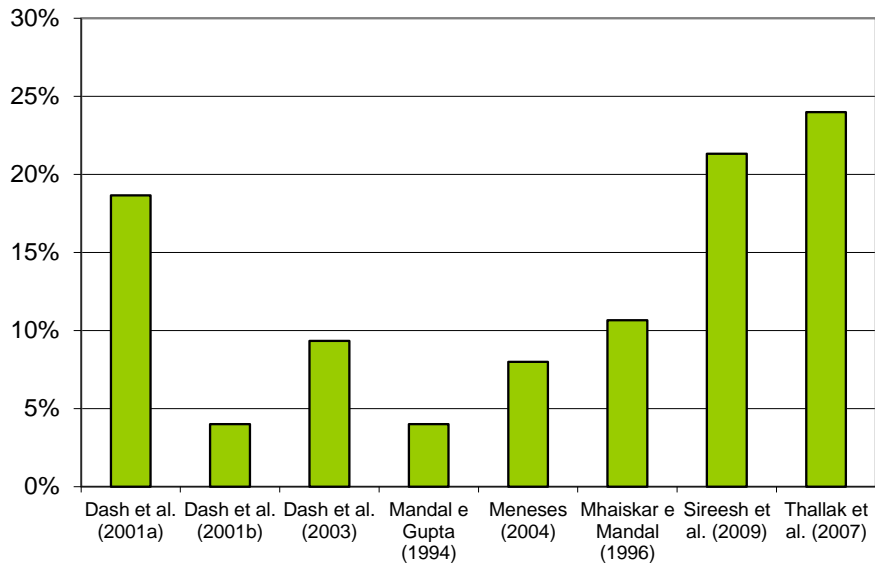


Figura 7.1 – Distribuição, em relação ao total, dos dados por autor

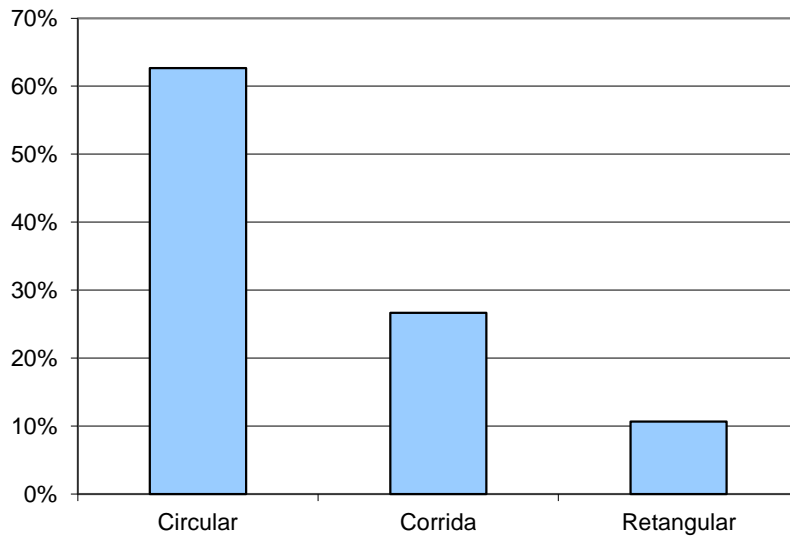


Figura 7.2 – Distribuição, em relação ao total dos dados por tipo de sapata

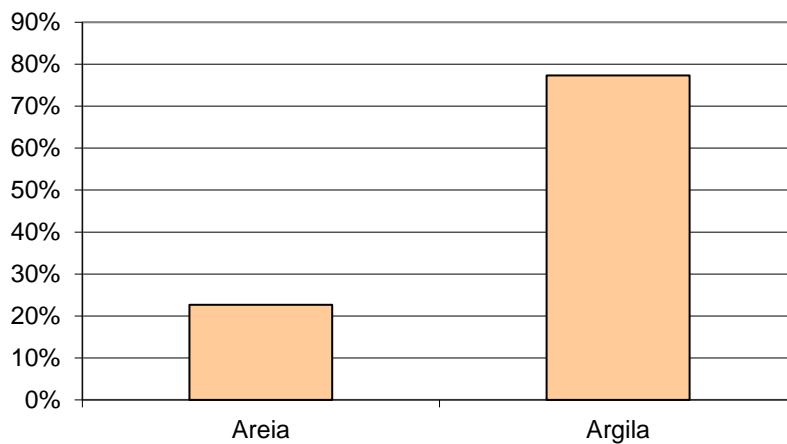


Figura 7.3 – Distribuição, em relação ao total dos dados pelo tipo de solo de fundação

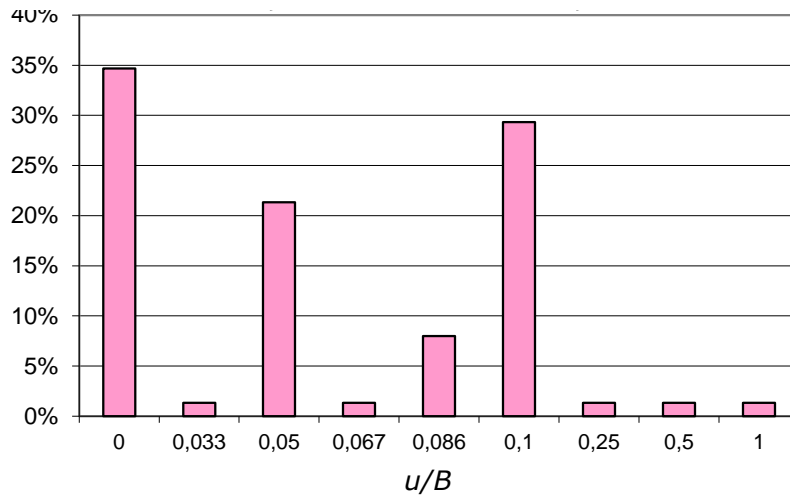


Figura 7.4 – Distribuição, em relação ao total dos dados pela profundidade de disposição do reforço

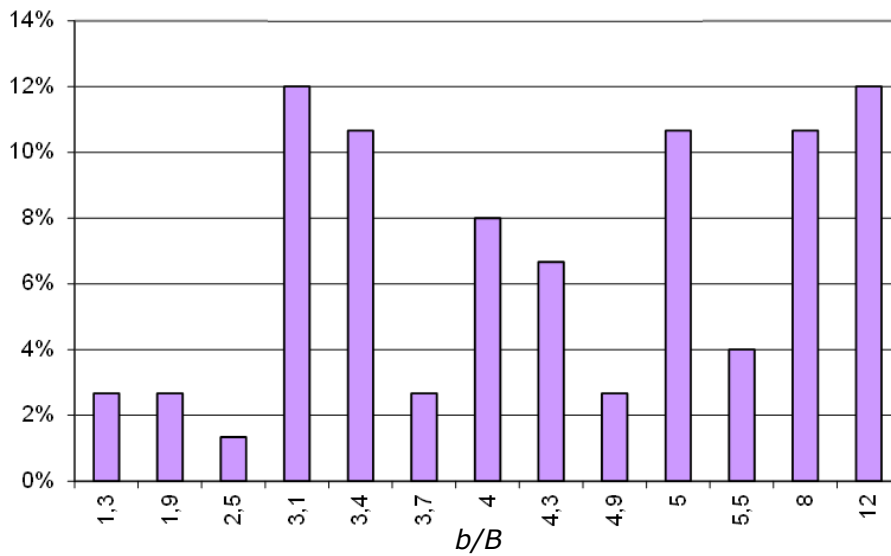


Figura 7.5 – Distribuição, em relação ao total dos dados pela largura do reforço

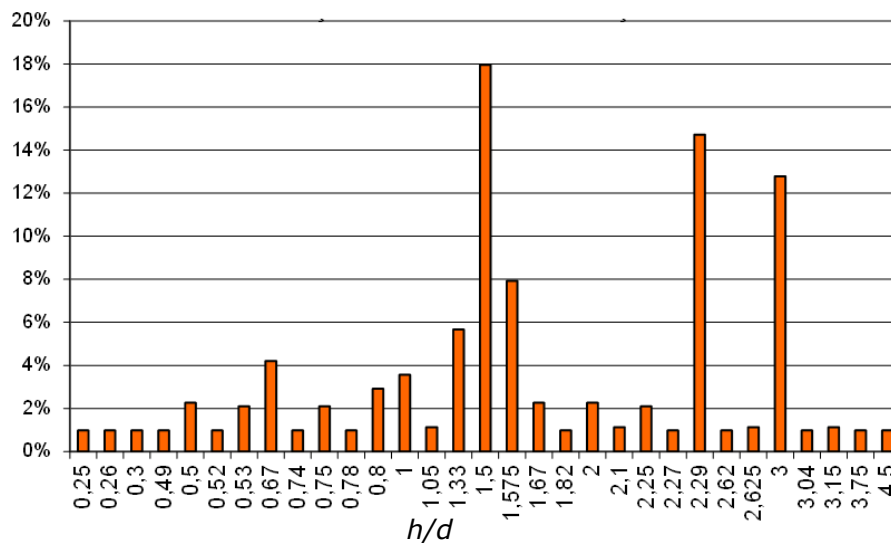


Figura 7.6 – Distribuição, em relação ao total dos dados pelo fator de forma do reforço

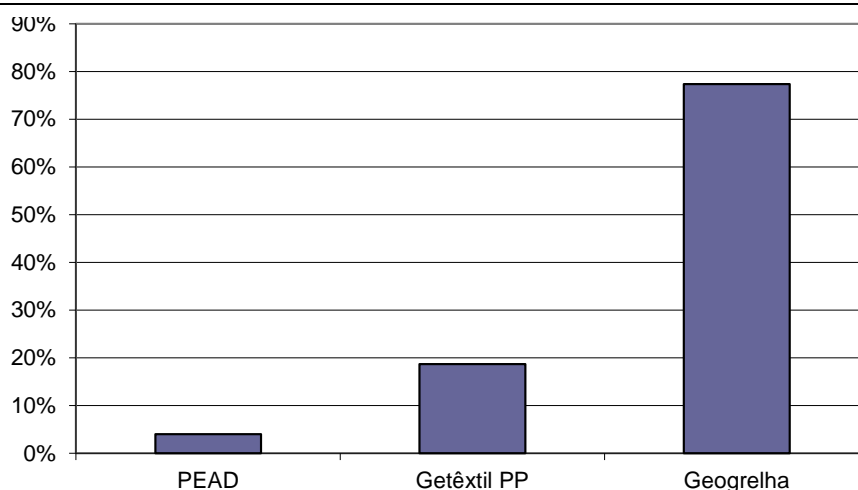


Figura 7.7 – Distribuição, em relação ao total dos dados pelo material da geocélula

7.3 Capacidade de carga empregada para o solo não reforçado

Como a avaliação do Presente Modelo será feita quanto a sua competência na previsão da capacidade de carga do solo reforçado, e por se tratar de ensaios de carregamento de placa em laboratório, optou-se, por utilizar como capacidade de carga do solo de fundação (parcela p_u) o Método de Terzaghi. A justificativa para o emprego deste é que segundo Bowles (1996), este Método se mostrou o mais acurado dentre os analisados (Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Balla). A formulação utilizada pode ser observada na sequência (TERZAGHI e PECK, 1967):

$$p_u = cN_c s_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma \quad 7.1$$

Onde:

p_u = capacidade de carga do solo de fundação;

c = coesão do solo de fundação;

γ = peso específico do solo de fundação;

B = largura da sapata;

N_c, N_γ = fatores de capacidade de carga;

S_c = fator de forma da sapata referente à coesão – igual a 1,3 para sapatas circulares e quadradas e 1,0 para corridas;

S_γ = fator de forma da sapata referente ao peso de solo – igual a 0,6 para sapatas circulares, 0,8 para quadradas e 1,0 para corridas.

No caso de fundação em argila, foi utilizada apenas a primeira parcela, relativa à coesão do solo, da equação anterior, e para solos arenosas na fundação, empregou-se a segunda parcela da mesma equação.

De acordo com Cintra *et al.* (2003), no caso de solos fofos ou moles, a ruptura não ocorre de forma generalizada, sendo esta semelhante a um puncionamento. Para tal, a recomendação de Terzaghi e Peck (1967) de redução dos parâmetros de resistência do solo ($\tan\phi'$ e c') para 2/3 do seu valor foi utilizada quando cabível.

7.4 Avaliação do coeficiente de empuxo, K

Conforme observado no Capítulo 4, os atuais métodos de cálculo se dividem na adoção de um coeficiente de empuxo. Os Métodos de Koerner e da Presto utilizam o coeficiente de empuxo ativo do solo, enquanto o Método da Coesão Aparente usa o coeficiente de empuxo passivo do solo.

No presente Método, foram utilizados, na avaliação deste coeficiente, os ensaios de placa em laboratório supracitado. Portanto, a Figura 7.8 na sequência apresenta uma comparação da utilização destes diferentes coeficientes de empuxo no Método Proposto, considerando-se os ensaios expostos na Tabela 7.1, para um recalque normatizado igual a 40%.

O coeficiente de empuxo passivo se mostrou superdimensionado, não correspondendo ao valor medido no ensaio. Entretanto, ambos os coeficientes, ativo e em repouso, apresentaram resultados satisfatórios na previsão do Modelo Proposto. Contudo, o coeficiente de empuxo ativo exibiu uma leve tendência de subdimensionamento, enquanto o

coeficiente em repouso apresentou o melhor ajuste para o Método Proposto.

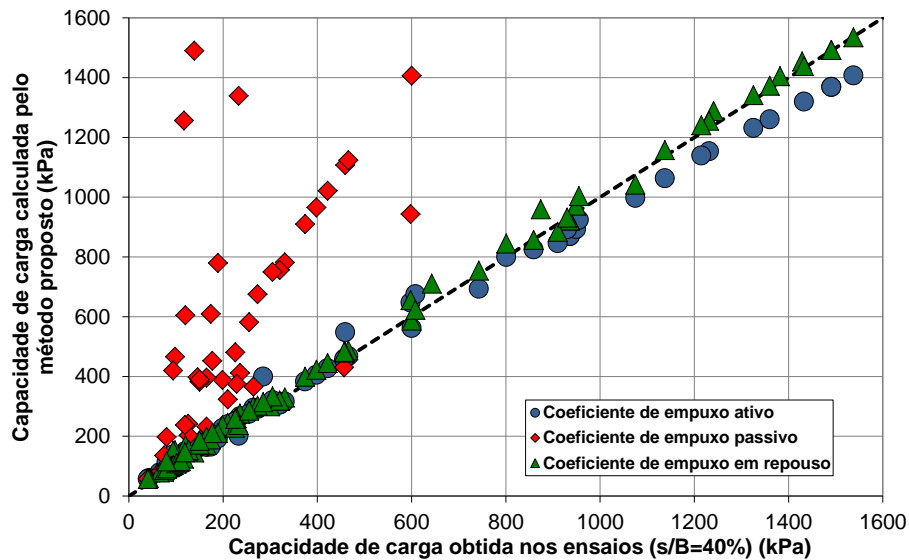


Figura 7.8 – Comparação entre os diferentes coeficientes de empuxo no Modelo Proposto

A explicação para o melhor ajuste do coeficiente de empuxo em repouso é que há restrição de deslocamentos laterais dentro da célula carregada devido, primordialmente, a presença de células adjacentes preenchidas com solo e, também, devido à rigidez da parede da célula. Desta forma se espera que os deslocamentos laterais da célula carregada sejam de reduzida magnitude viabilizando o emprego do coeficiente de empuxo em repouso.

No presente caso, foi empregada a formulação de Jaky (1944 apud BUENO e VILAR, 2002) descrita na sequência.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi'$$

7.2

Em que:

K_0 = coeficiente de empuxo em repouso;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo.

No Capítulo 8 serão realizadas maiores análises, utilizando um *software* de elementos finitos, acerca do emprego do coeficiente de empuxo em repouso, verificando sua aplicabilidade.

7.5 Avaliação do atrito de interface solo-parede da geocélula

Diversos estudos e autores propõem distintos valores para o coeficiente de atrito de interface entre o solo de preenchimento da geocélula e sua parede (δ). Koerner (1994) sugere valores de atrito de 15° a 20° entre areia e PEAD e 25° a 35° entre areia e geotêxtil não tecido. Ressalta-se que o autor não citou o tipo de ensaio utilizado na obtenção destes valores.

Utilizando resultados de ensaios de cisalhamento direto, Presto (2008c) sugeriu uma relação entre o ângulo de atrito de interface e interno do solo de preenchimento (δ/ϕ) de 0,71 a 0,90, dependente do material de preenchimento e do tipo de parede da geocélula, contudo, apenas para geocélulas de PEAD, como observado na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Valores recomendados para o ângulo de atrito de interface (PRESTO, 2008c)

Material de preenchimento	Tipo de parede da célula	δ/ϕ
Areia grossa / pedregulho	Lisa	0,71
	Texturizada	0,88
	Texturizada e perfurada	0,90
Areia média a fina	Lisa	0,78
	Texturizada	0,90
	Texturizada e perfurada	0,90
Brita	Lisa	0,72
	Texturizada	0,72
	Texturizada e perfurada	0,83

Madhavi Latha *et al.* (2000) também conduziram ensaios de cisalhamento direto em interfaces entre paredes de geocélula de geogrelha e o solo de preenchimento, obtendo resultados de relação entre

o ângulo de atrito de interface e interno do solo de preenchimento (δ/ϕ) entre 0,76 e 0,90, variando inversamente com a abertura da malha da geogrelha.

Devido à pequena variação observada nos estudos supracitados, independentemente do tipo de material de preenchimento e da geocélula, optou-se, para esta avaliação do presente método de previsão, por utilizar uma relação fixa entre o ângulo de atrito de interface e interno do solo de preenchimento (δ/ϕ) igual a $2/3$, valor este dentro da faixa de $1/3 < \delta/\phi < 2/3$ conforme citado por Bueno e Vilar (2002) na definição do atrito de interface entre o solo e um muro de arrimo.

Assim, o produto de dois termos dependentes do ângulo de atrito interno do solo de preenchimento (atrito de interface - δ e coeficiente de empuxo em repouso k_0) que fazem parte da equação do efeito do confinamento do modelo proposto foi avaliado para uma faixa de ângulo de atrito entre 25° e 45° , conforme observado na Figura 7.9.

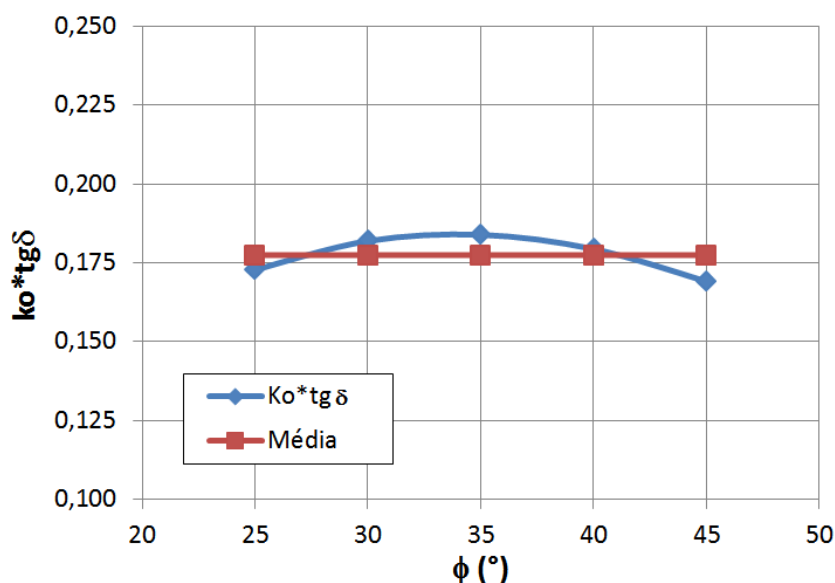


Figura 7.9 – Avaliação da influência do atrito de interface entre o solo de preenchimento e a parede da geocélula

A variação deste produto, para esta faixa de ângulo de atrito, se situa entre 0,170 e 0,183, com média de 0,178 e desvio padrão de 0,005. O erro da média para esta faixa é inferior a 5%, sendo este para o ângulo

de atrito de 45°. Portanto, definido o uso do coeficiente de empuxo em repouso, conforme verificado no item anterior, a utilização do ângulo de atrito de interface igual a 2/3 do ângulo de atrito interno do solo de enchimento, independente do material da célula e de seu preenchimento, se mostra uma simplificação aparentemente aplicável para a avaliação do presente método.

7.6 Comparação entre os valores obtidos nos ensaios e os calculados

Adotando, neste estudo, que a capacidade de carga foi atingida para o máximo recalque obtido nos ensaios (de forma que toda a contribuição da fundação foi atingida), valor este correspondente a um recalque normalizado (s/B) de 40%, a Figura 7.10 apresenta a comparação da capacidade de carga calculada pelo método proposto com aquela obtida nos ensaios.

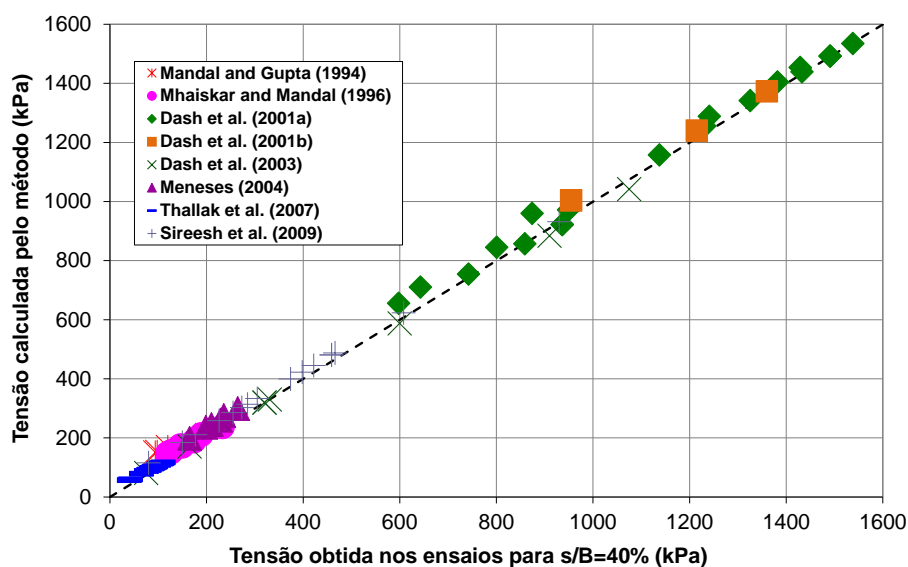


Figura 7.10 – Comparação entre os valores da capacidade de carga obtidos pelos ensaios, para um recalque normalizado igual a 40% e os calculados pelo modelo proposto, para cada autor

Desta Figura se nota, de maneira geral, um bom ajuste do Modelo com uma boa acurácia e elevada precisão, tanto com repetibilidade como reprodutibilidade, para as diversas faixas de valores de tensões. A associação do método de cálculo proposto ao Método de Terzaghi apresentou valores de aproximação bem ajustados com os obtidos nos ensaios.

Para a melhor visualizar cada caso, agrupou-se os ensaios por semelhança, como aqueles realizados em:

- fundações e preenchimento de solos arenosos, com geocélulas feitas com geogrelhas e sapatas corridas (DASH et al., 2001a e 2001b) - Figura 7.11;
- fundação de argila, com geocélulas feitas com geogrelhas e preenchidas com areia, sendo a sapata circular (DASH et al., 2003 e SIREESH et al., 2009) - Figura 7.12;
- fundação de argila e sapata circular, com geocélulas de geogrelha e preenchimento com material argiloso (THALLAK *et al.*, 2007), e geocélula de PEAD e de geotêxtil de polipropileno com enchimento de areia (MENESES, 2004) - Figura 7.13;
- fundação de argila com geocélula de geotêxtil preenchida com areia, sapata corrida (MHAISKAR e MANDAL, 1996) e sapata retangular (MANDAL e GUPTA, 1994) - Figura 7.14.

As Figuras na sequência apresentam esta comparação, com o agrupamento por autores.

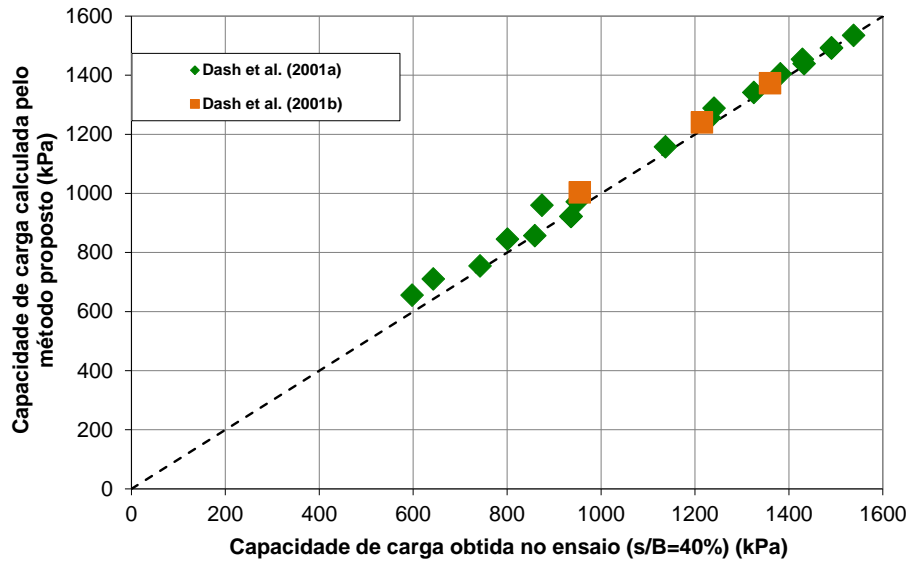


Figura 7.11 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Dash *et al.* (2001a e 2001b)

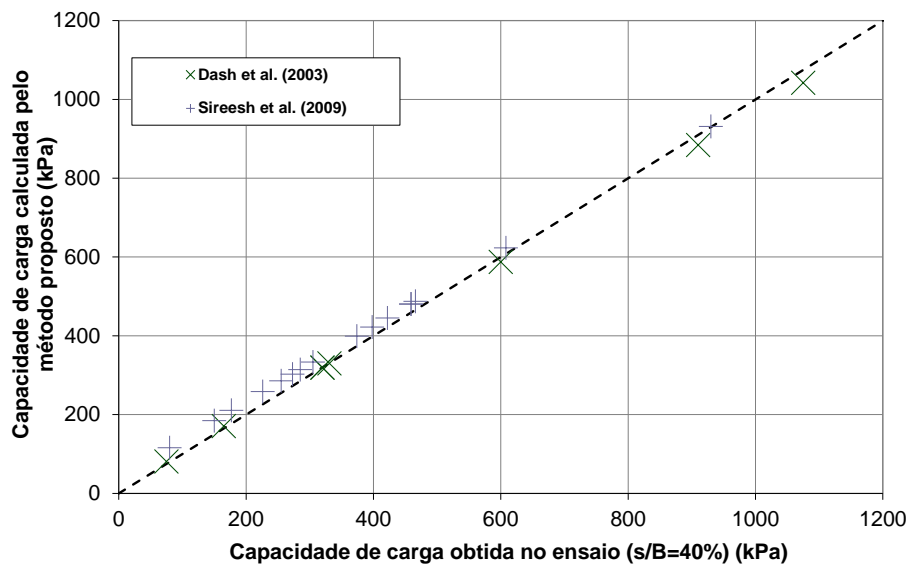


Figura 7.12 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Dash *et al.* (2003) e Sireesh *et al.* (2009)

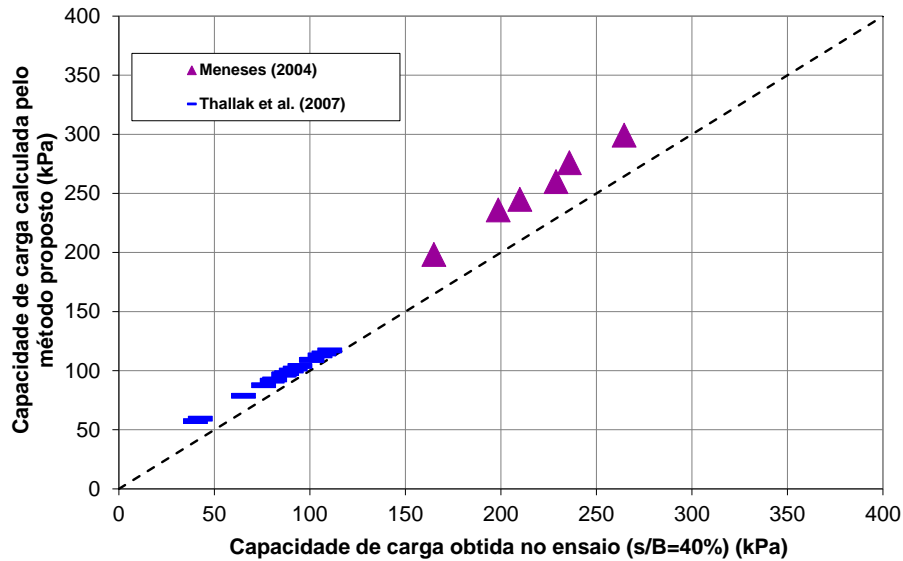


Figura 7.13 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Meneses (2004) e Thallak et al. (2007)

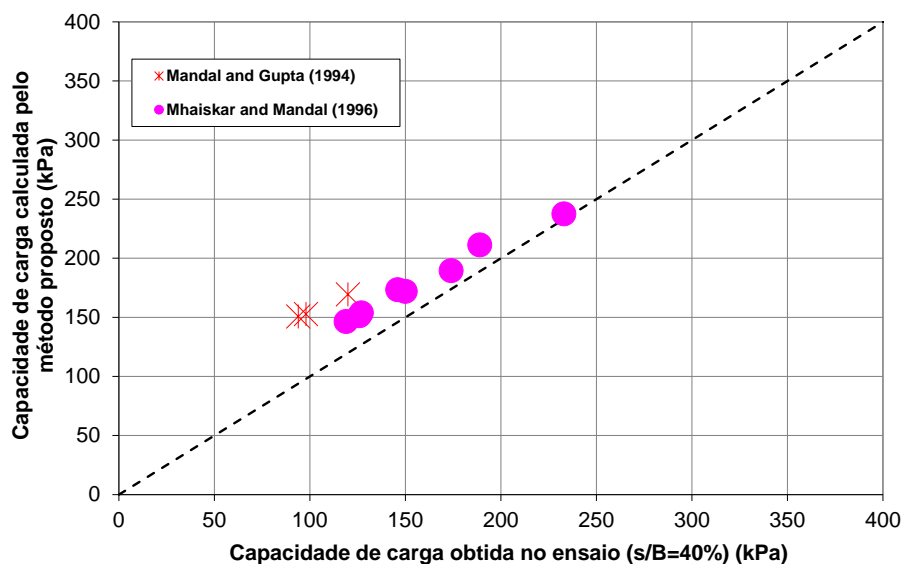


Figura 7.14 – Comparação entre os valores de ensaios e do modelo proposto para os resultados de Mandal e Gupta (1994) e Mhaiskar e Mandal (1996)

Para os casos de ensaios em fundação de areia (Figura 7.11), e os ensaios de Dash *et al.* (2003) e Sireesh *et al.* (2009) - Figura 7.12, o ajuste do Modelo gerou uma boa distribuição dos resultados de forma bem coerente e comportada para toda a faixa de tensão aplicada.

Para os resultados de Meneses (2004), Thallak *et al.* (2007), Mhaiskar e Mandal (1996), o Método Proposto se mostrou ligeiramente superestimado para menores valores de recalques normalizados (situação

esta já abordada e discutida anteriormente), contudo, gerando valores próximos dos obtidos nos ensaios para maiores recalques normatizados.

Diferente de todos os casos anteriores observa-se uma maior superdimensionamento do Presente Modelo para os resultados de Mandal e Gupta (1994), apesar da coerência na distribuição dos valores. A explicação para este fato é devido ao superdimensionamento, especificamente para os ensaios destes autores, apresentado na capacidade de carga do solo de fundação quando utilizada a equação proposta por Terzaghi. Analisando os experimentos em solo não reforçado conduzidos pelos mesmos autores se nota um valor de capacidade de carga obtido dos ensaios muito inferior àquele previsto pelo método de Terzaghi, o qual é utilizado pelo neste Método. Portanto, utilizando os resultados dos ensaios não reforçados dos mesmos autores como capacidade de carga da fundação, os valores determinados pelo Modelo Proposto se ajustam de forma mais satisfatória àqueles obtidos nos ensaios reforçados, conforme observado na Figura 7.15, a seguir. Deste resultado se verifica, ainda, que empregando uma contribuição da fundação adequada para cada nível de deformação, obtém-se um melhor resultado dos valores previstos pelo método de cálculo.

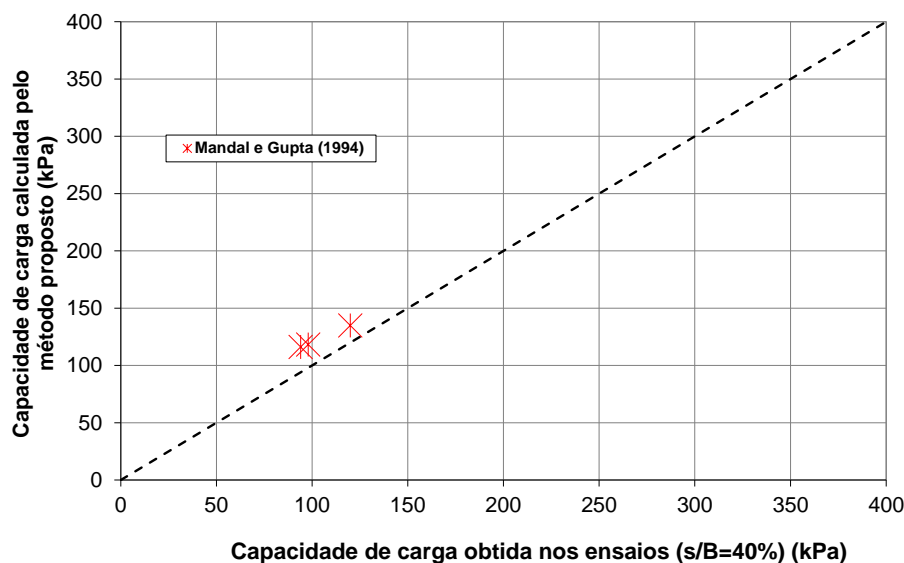


Figura 7.15 – Comparação entre os valores de ensaios e do Modelo Proposto para os resultados de Mandal e Gupta (1994) utilizando a capacidade de carga do solo de fundação obtida pelos ensaios não reforçado

7.6.1 Avaliação das parcelas do Método Proposto

A Figura 7.16, na sequência, apresenta a participação de cada parcela da formulação da capacidade de carga do solo reforçado – capacidade do solo de fundação (p_u), melhora devido ao efeito do confinamento (exposto na Figura como I_c) e melhora devido ao efeito laje (exposto na Figura como I_L) – para os ensaios realizados pelos autores.

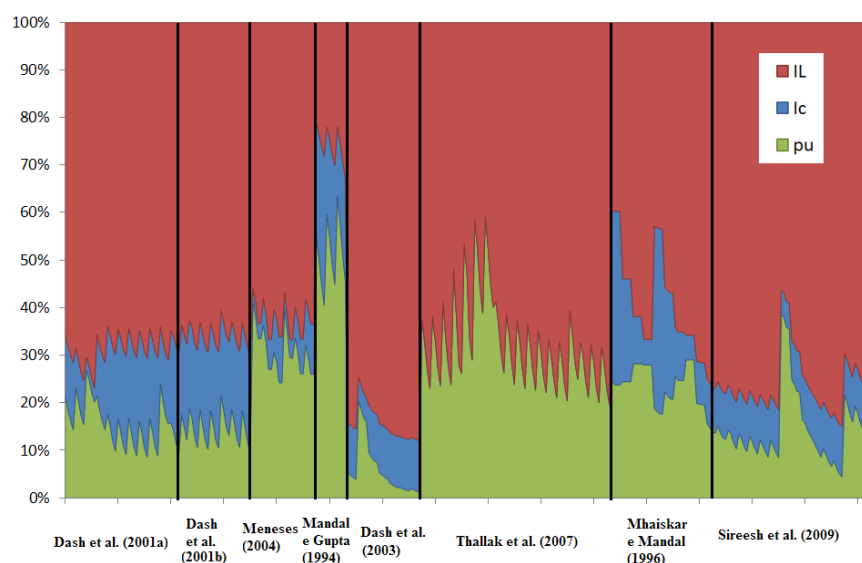


Figura 7.16 – Comparação das parcelas (capacidade de carga do solo de fundação, efeito laje e efeito do confinamento) na capacidade de carga do solo reforçado

Nota-se que para praticamente todos os casos, o efeito laje é a parcela mais significativa de resistência do solo reforçado, e a contribuição do efeito do confinamento é a menos expressiva. Para o caso de Thallak *et al.* (2007), como o autor utilizou solo argiloso no preenchimento das células, por isso o efeito do confinamento foi nulo. A variação obtida por autor nas parcelas nesta Figura se deve as variações de ensaios realizadas por cada autor, como geometria da geocélula por exemplo.

7.6.2 Avaliação estatística dos resultados

Um ramo da Estatística, denominado Inferência Estatística, se utiliza da Estatística Descritiva para definir testes de significância em um modelo ou uma regressão verificando a relação entre as variáveis e a predição, de modo a quantificar e qualificar a real aplicabilidade do modelo do ponto de vista estatístico. Ressalta-se que nesta avaliação foram considerados todos os dados levantados dos ensaios, tensões estas para diferentes valores de recalque normalizado em um mesmo ensaio (resultantes dos diferentes pontos da curva carga vs recalque).

Segundo Draper e Smith (1966), diversos autores se valem, precipitadamente, apenas do r^2 na determinação da relação. Entretanto, há diversas ferramentas na Inferência Estatística que, conjuntamente, verificam de forma segura a representatividade e veracidade do modelo.

Draper e Smith (1966), Berthouex e Brown (2002) e Minitab Inc. (2010) sugeriram a utilização conjunta dos seguintes parâmetros:

- **Coefficiente de Correlação de Pearson (r):** determina a força da relação entre duas variáveis. O coeficiente varia de -1 a +1 - quanto mais próximo de +1 for o coeficiente, mais linearidade há entre as variáveis. Sendo $r = 0$, não há relação linear;
- **Coefficiente de Determinação (r^2):** define o percentual de variação da resposta do modelo que é explicada por sua relação com uma ou mais variáveis preditoras. Em geral, quanto maior r^2 (que varia de 0 a 100%), melhor o modelo ajusta os dados. Todavia, este coeficiente é influenciado pelo tamanho do universo de dados (tende a crescer com o aumento do universo), sendo indicado sua utilização em adição com o próximo coeficiente;
- **Coefficiente de Determinação Ajustado (r^2 -ajustado):** possui a mesma definição do r^2 , contudo ajustado para o número de preditores e, conseqüentemente não sofrendo influência pelo tamanho do universo de dados;

- **Nível de Significância (p -valor):** é um teste de hipótese que define a probabilidade de se obter resultados fora da região de possibilidades de conclusão. Se o p -valor é pequeno (geralmente $< 0,50$) a correlação é significativa e as duas variáveis são linearmente dependentes ou relacionadas e vice-versa.

Utilizando o *software* Minitab[®] foi realizada uma regressão entre os valores de tensões determinadas pelo modelo proposto (Y) e aqueles obtidos pelos ensaios (X), para todos os diferentes pontos de recalque normalizados dos 86 ensaios. O relatório do resultado da análise da regressão é apresentado na Figura 7.17.

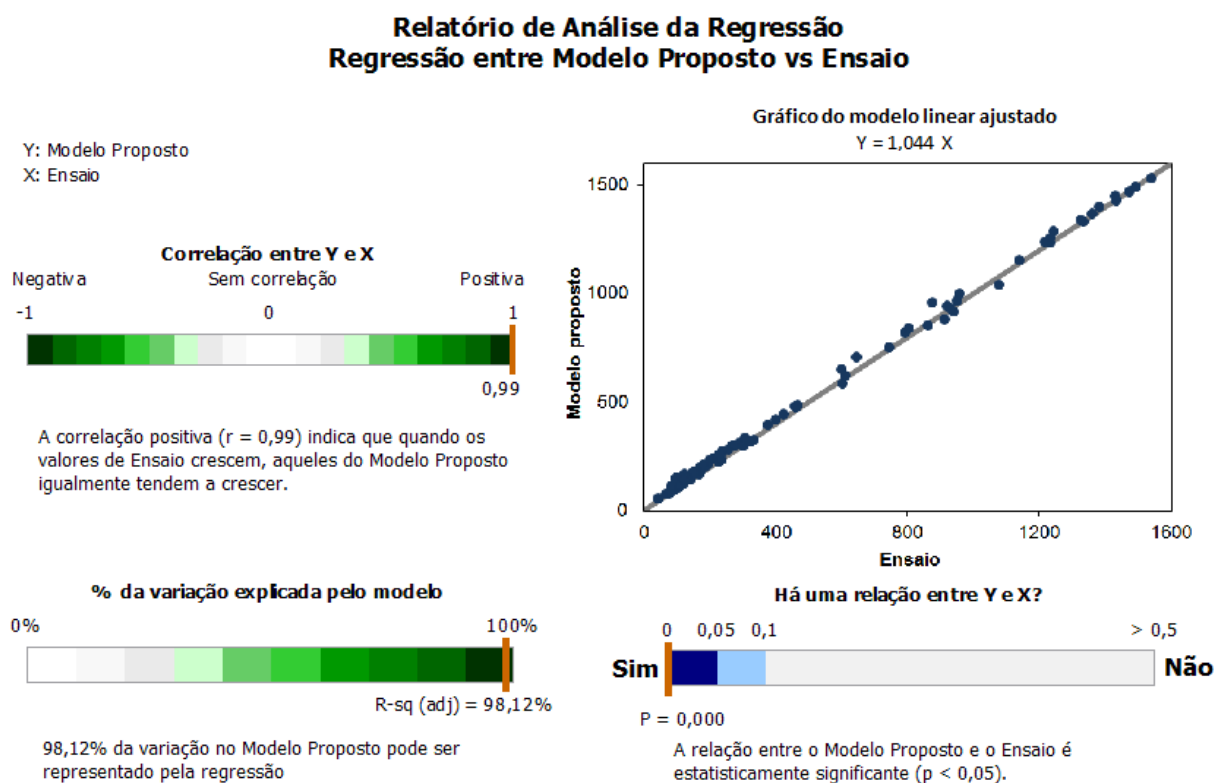


Figura 7.17 – Relatório de análise da regressão do *software* Minitab[®] entre o modelo de cálculo proposto e os resultados dos ensaios

Verifica-se a linearidade entre os valores pela correlação entre eles dado pelo coeficiente de *Pearson* ($r = 0,99$) e pelo coeficiente da equação entre os valores próximo da unidade ($Y = 1,044X$). O coeficiente de

determinação ajustado, r^2 -ajustado, obtido foi expressivamente elevado, com valor acima de 98%. Pelo teste de hipótese se obteve uma relação estatisticamente significativa, com p -valor próximo de 0.

Comprovada a elevada representatividade e veracidade do modelo, os mesmos autores recomendam uma avaliação de resíduos do modelo de cálculo proposto, que são as diferenças entre os dados observados (ensaio) e os valores calculados (modelo). A avaliação dos resíduos é uma ferramenta poderosa para ponderar se o modelo não necessita de alguns ajustes como a inserção de termos não lineares ou de outras variáveis. Para fornecer uma avaliação mais “palpável” e munir de sensibilidade a análise do resíduo, definiu-se um parâmetro adimensional nomeado de Resíduo Relativo. Este é dado pela relação entre o resíduo e o valor da tensão obtida no ensaio, para cada dado. Assim, a Figura 7.18 mostra a frequência de ocorrência, referente a um recalque $s/B = 40\%$, de valores de Resíduo Relativo obtidos.

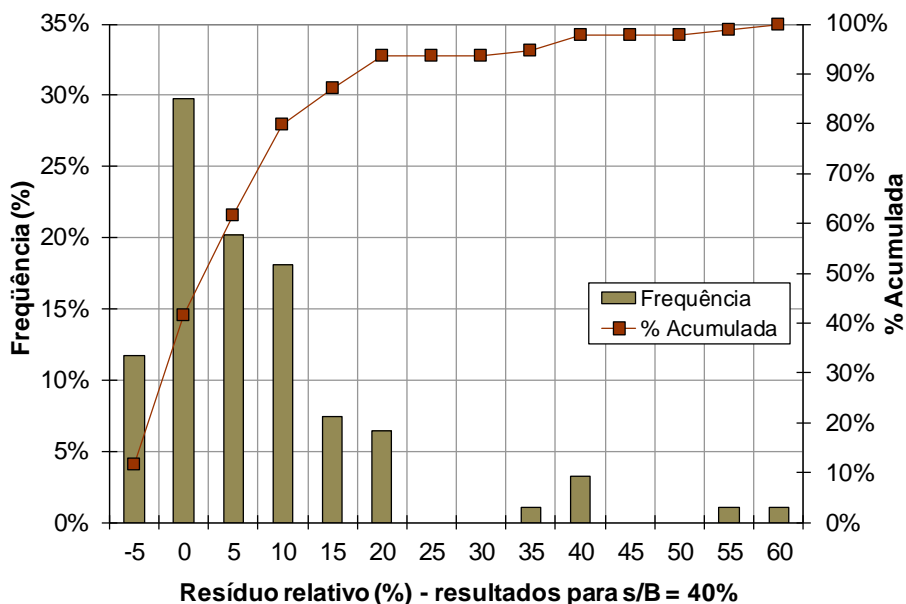


Figura 7.18 – Resíduo Relativo entre o Modelo de Cálculo Proposto e os resultados dos ensaios apenas para um recalque normalizado de 40%

Como interpretação desta Figura se pode afirmar (pelo gráfico de barras) que:

-
- 30% dos valores de tensões calculadas são iguais aos valores de ensaio (Resíduo Relativo = 0);
 - 32% dos valores de tensões calculadas pelo Modelo Proposto se afastam dos valores obtido pelos ensaios em até $\pm 5\%$ dos valores destes. Ou seja, em 32% dos casos, o modelo calculou uma tensão que variou de até 5% do valor obtido pelo ensaio – para um ensaio em que a tensão obtida foi de 100 kPa, em 32% dos casos o cálculo desta tensão pelo Modelo Proposto resultou em um valor de 100 ± 5 kPa;
 - 18% dos valores calculados se distanciam de até 10% do valor resultante do ensaio;
 - Após um valor de 15% para o Resíduo Relativo sua frequência decresce substancialmente.

O gráfico de pontos e linha da Figura anterior complementa o raciocínio anterior: para aproximadamente 80% de todos os resultados, o valor da tensão calculada pelo modelo possuiu um erro de até 10% do valor obtido no ensaio, e para 92% dos resultados, o erro é menor ou igual a 20% do obtido no ensaio.

Além da análise do Modelo de Cálculo Proposto pela Estatística tradicional, há outras maneiras de avaliar um modelo, conforme proposto pelos autores de Mello *et al.* (2002) e Sasaki *et al.* (2002), que sugerem uma análise Estatística-Probabilidades (E.P.) básica como ferramenta para uma *“indispensável racionalização do caos das múltiplas ‘escolas de soluções’ na geotecnia”*. Os autores recomendam uma forma, exposta na sequência, de regras para realizar análises de modelos/regressões pela E.P., evitando os riscos inerentes à apresentação de resultados estatisticamente pobres:

1. Todo modelo/regressão tem que consignar os limites de suas bases de dados, e para tal é fundamental a determinação do seu

-
- Intervalo de Confiança (IC) e, principalmente, do seu Intervalo de Predição (IP);
2. O coeficiente de determinação, r^2 , serve apenas como passo para a decisão de qual a melhor equação, porém, este não deve ser empregado para a comunicação compreensível ao público;
 3. A comunicação do modelo/regressão a usuários e terceiros deve ser feita por meio do IP e IC;
 4. Não se deve extrapolar (nas atuações determinísticas de projeto-execução) em mais do que 15% da gama coberta pelo banco de dados;

Na sequência se define os Intervalos supracitados:

- **Intervalo de Confiança (IC):** representa um intervalo em que a resposta média provavelmente se situa, dada uma configuração específica dos preditores. Ou seja, depois de especificado um nível de confiança (geralmente 95%), há uma chance – igual ao nível de confiança – de certeza que este intervalo inclui a resposta média para todas as observações;
- **Intervalo de Predição (IP):** representa um intervalo que uma nova observação provavelmente se situa, dada uma configuração específica dos preditores. É semelhante ao IC, contudo, para um único valor e não para a média dos valores, o que confere uma faixa mais ampla se comparado ao IC devido a maior incerteza na predição de uma única observação. É mais indicada por situar, dentro de um nível especificado de confiança, uma observação individual.

Destarte, a Figura 7.19 apresenta o Intervalo de Predição, calculado pelo *software* Minitab[®], para o presente método de Cálculo Proposto.

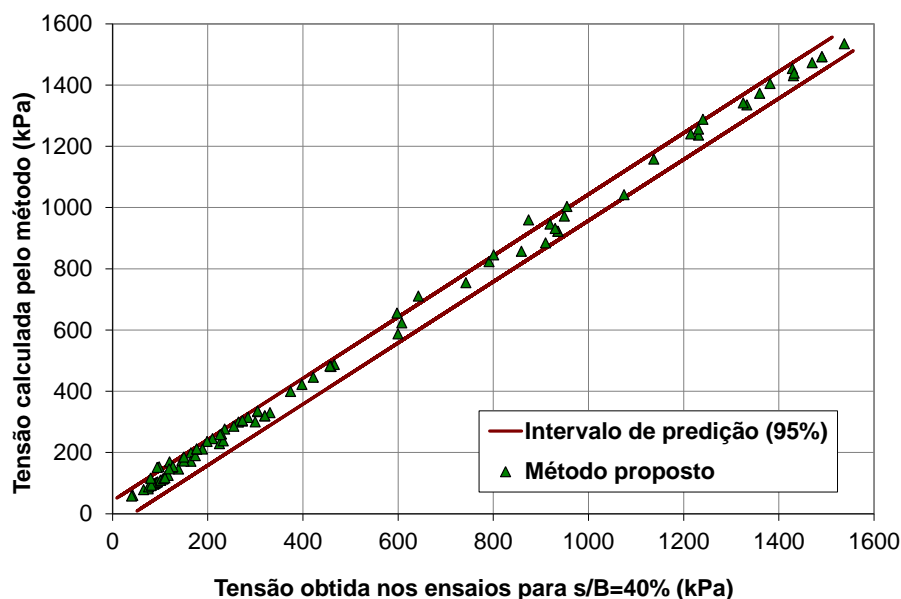


Figura 7.19 – Intervalo de Predição (IP) do Modelo de Cálculo Proposto

O Intervalo de Predição obtido para estes dados engloba praticamente todos os valores pelo método de cálculo, sinalizando sua adequabilidade de emprego. Para o presente Modelo, a faixa do IP é de 44 kPa, ou seja, esta faixa se distancia de 22 kPa da média de todos os resultados.

Conforme verificado nestas análises, o método de cálculo sugerido nesta pesquisa atende, de forma satisfatória, as análises estatísticas sugeridas no meio acadêmico para um modelo. Juntamente com os resultados das análises e comparações com os ensaios de placa, o método de cálculo se mostrou adequado para o emprego na previsão da capacidade de suporte de um solo. No Capítulo 9 desta tese, será descrito uma metodologia de cálculo deste tipo de aplicação, empregado o modelo proposto, com posterior avaliação com resultados de simulações numéricas de um *software* de elementos finitos.

7.7 Avaliação da tensão admissível

A tensão admissível (p_a) proposta pelo Presente Método foi avaliada em relação àquelas obtidas nos ensaios de placa realizados pelos

diferentes autores. Neste caso, empregou-se um Fator de Segurança da situação reforçada (FS_r) igual a 1, situação esta em que se tem a condição de equilíbrio limite entre a solicitação aplicada na fundação com a capacidade de carga do solo de fundação, conforme descrito no item 6.5, do Capítulo 6.

Nos ensaios em que não houve ruptura aparente, foi utilizada a expressão proposta por Van de Veen, conforme a metodologia exposta em Alonso (1991), na estimativa da carga de ruptura.

A comparação entre os valores dos ensaios com aqueles obtidos pelo Método Proposto pode ser observada na Figura 7.20, que exhibe no eixo das abcissas a tensão de ruptura dos ensaios e no eixo das ordenadas a tensão admissível (carga última) calculada.

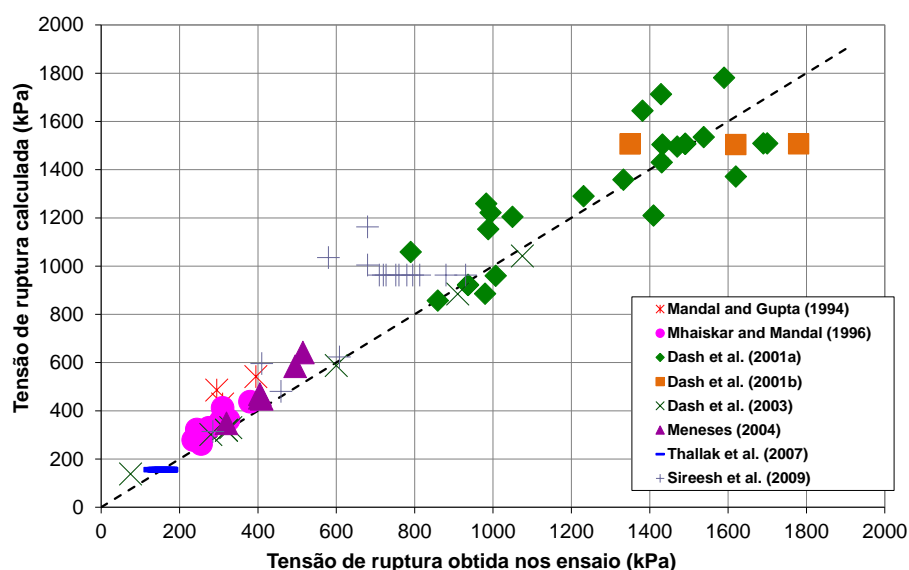


Figura 7.20 – Comparação entre a tensão de ruptura dos ensaios com aquela calculada pelo Método Proposto

De forma geral, o Método Proposto apresentou uma boa previsão (conforme a linearidade visualizada na Figura 7.20) das cargas de ruptura obtidas nos ensaios de placa para todos os experimentos dos diferentes autores.

Foram observados alguns valores de previsão ligeiramente superiores, nas quais o Método Proposto resultou em valores mais

elevados em relação ao obtido nos ensaios. Estes casos foram concentrados apenas em situações em que o solo de fundação era arenoso. Em análises do ensaio dos autores não foi possível avaliar o motivo dos resultados subdimensionados do modelo.

Também foram observados alguns resultados superestimados do método de cálculo especialmente para alguns ensaios de Sireesh *et al.* (2009). Especificamente para estes casos, uma possível explicação é o emprego de um reforço de geocélula com largura total (b) muito reduzida, com relações entre este parâmetro e a largura da sapata (b/B) iguais a 1,3, 1,9, 2,5 e 3,1. Sendo a largura do reforço pouco elevada, próximo à largura do carregamento, a transferência do carregamento para a fundação fica comprometida. Como o modelo proposto não considera a largura total do reforço em seus cálculos, o valor calculado é superior ao realmente obtido no ensaio.

De forma a proceder a mesma análise estatística, a Figura 7.21 mostra a análise do Resíduo Relativo para estes resultados.

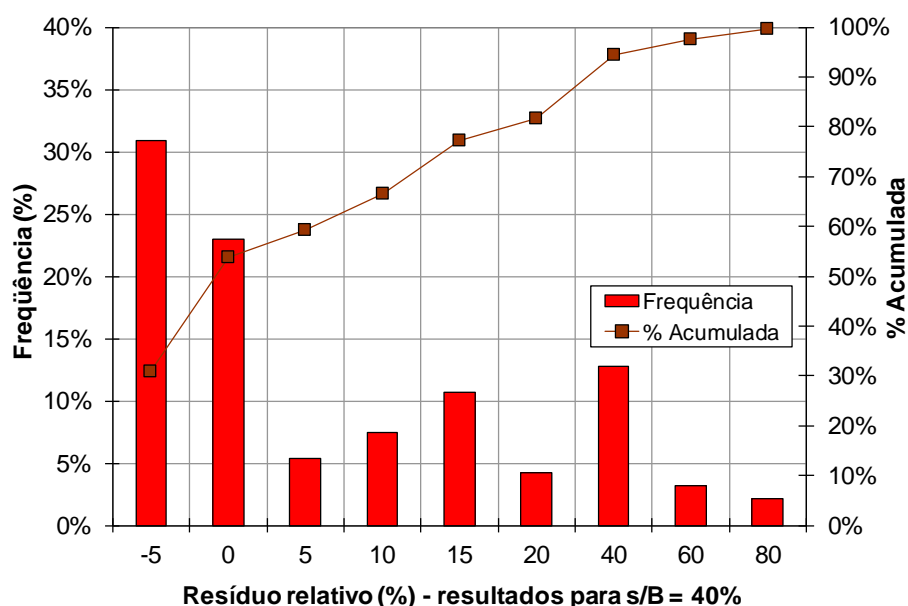


Figura 7.21 – Resíduo Relativo entre o modelo de cálculo proposto e os resultados dos ensaios apenas para a tensão de ruptura

Para a tensão de ruptura, verifica-se que para cerca de 70% dos resultados, o valor da tensão calculada pelo modelo possuiu um erro de até 10% do valor obtido no ensaio. Entretanto, para esta tensão, foi obtidos Resíduos Relativos superiores aos outros casos, com valores de quase 80%, devido à variabilidade de alguns resultados de ensaios específicos, citados anteriormente, como o de Sireesh *et al.* (2009).

7.8 Comparação entre os diferentes métodos de cálculo

Da mesma forma que com o Modelo Proposto, realizou-se a previsão das tensões pelos métodos de cálculo apresentados na literatura (explorados no Capítulo 4) e as comparou com os valores resultantes dos ensaios. Foram considerados os métodos de Koerner (KOERNER, 1994) e da Presto (PRESTO, 2008c). O Método da Coesão Aparente (BATHURST e KARPURAPU, 1993; RAJAGOPAL *et al.*, 1999; MADHAVI LATHA, 2000; MADHAVI LATHA *et al.*, 2006; MADHAVI LATHA e MURTHY, 2007) e o equacionamento proposto por Zhang *et al.* (2010) não foram considerados, pois, conforme observado no Capítulo 4, aquele não define uma metodologia para o emprego de um parâmetro fundamental do método (a deformação axial na célula), e devido ao Método de Zhang *et al.* (2010) não ser um modelo de previsão, mas sim de ajuste, dependente, inclusive, de parâmetros obtidos do ensaio.

A Figura 7.22 apresenta a comparação dos valores obtidos nos ensaios, considerando todos os resultados de solos arenosos e argilosos, para recalques normatizados iguais a 40%, com aqueles calculados pelos três modelos (com a reta pontilhada correspondente a situação 1:1).

De maneira geral, o Método da Presto se mostrou errático, enquanto o equacionamento de Koerner gerou valores subestimados – situação esta também verificada por Meneses (2004). O Modelo Proposto foi o que mais se aproximou do valor de ensaio, com uma reduzida faixa de variação dos resultados.

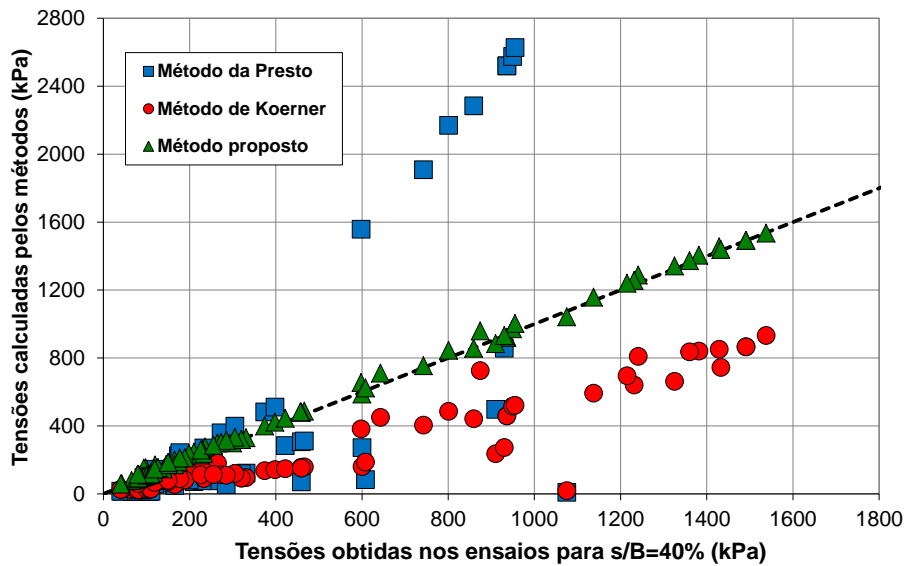


Figura 7.22 – Comparação entre os modelos de cálculo e os resultados de todos os ensaios

Para os casos em que o solo de fundação é arenoso, a tendência dos Métodos foi: Koerner subestimado; Presto fortemente superestimado; Método proposto com valores bem ajustados. Nos casos em que a fundação é composta por solo argiloso, a tendência geral dos Métodos é: Koerner subestimado (com alguns casos fortemente subestimados); Presto variando entre superestimado e subestimado, com alguns valores bem ajustados; Modelo proposto bem ajustado para todas as faixas de tensão.

Madhavi Latha *et al.* (2006) observaram a possibilidade da utilização de solo argiloso no preenchimento da geocélula. Conforme descrito no Capítulo 5, os autores concluíram que com a utilização de solos coesivos não se obtém a mesma melhora comparada a utilização de solos granulares, porém, estes citam que a partir de um determinado valor de deslocamento da sapata, a diferença entre a melhora obtida entre a utilização destes dois solos é de apenas 13%. Nos ensaios realizados por Thallak *et al.* (2007), os autores utilizaram, igualmente, um solo argiloso no preenchimento da geocélula. Especificamente para este caso, o material era o mesmo solo mole da fundação ($s_u = 5,6$ kPa). Nestas circunstâncias, as equações de Koerner e da Presto anulam a melhora

fornecida pelo reforço por considerar apenas o efeito do confinamento, e conseqüentemente consideram atrito de interface entre a parede da célula e o solo de enchimento – uma argila saturada – nulo, sendo que a resistência é dada apenas pela capacidade da fundação.

De fato, o presente Modelo Proposto também anula esta parcela, contudo, neste ainda se considera o efeito laje que usa o espraio das tensões para as células adjacentes àquela sob o carregamento.

Portanto, a Figura 7.23 apresenta esta situação, para os ensaios de Thallak *et al.* (2007), considerando apenas os recalques de 40%. Ressalta-se desta que, mesmo em situações em que a única contribuição do reforço é o efeito laje, o presente Modelo Proposto fornece resultados de forma satisfatória.

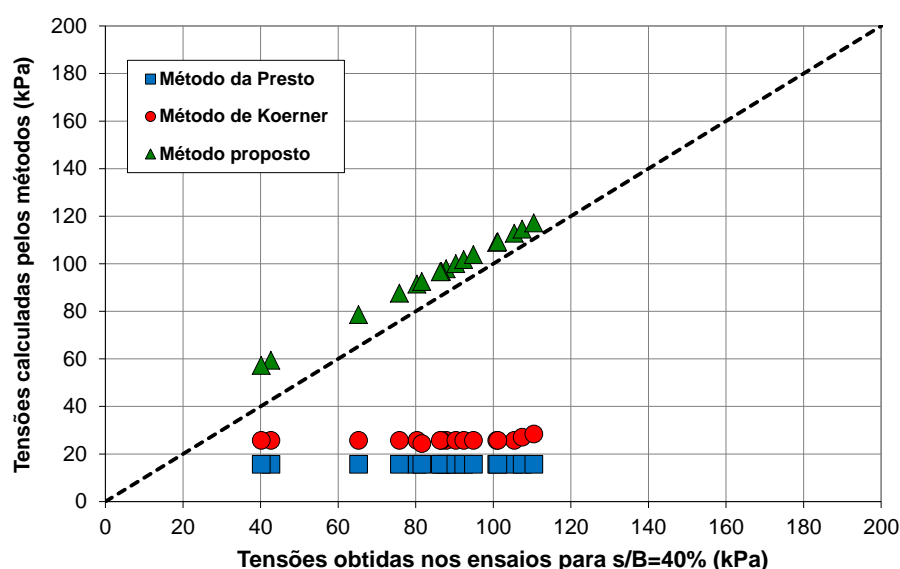


Figura 7.23 – Comparação entre os Modelos para solo de preenchimento argiloso

7.8.1 Considerações gerais acerca dos Modelos de Cálculo

Conforme exposto no Capítulo 4, o motivo do subdimensionamento do Modelo de Koerner é porque considera apenas do efeito do confinamento na melhora do reforço. Além disto, a consideração é bidimensional, sendo que a aplicação real é tridimensional. Mais um fator

para esta constatação, ainda que de menor significância, é a utilização do coeficiente de empuxo ativo (K_a) em detrimento do de repouso (K_0), visto que a situação ativa não ocorre conforme estudos realizados no próximo Capítulo. Por fim, uma consideração importante do Método é a não adoção das características geométricas do reforço no equacionamento, adotando apenas o atrito de interface com o solo de solo de enchimento.

O Método da Presto, apesar de levar em conta as características geométricas do reforço (razão de forma), considera apenas o efeito do confinamento no reforço, além de adotar um modelo de ruptura do solo de fundação que superestima demais a capacidade de carga de solos arenosos. Em solos argilosos, este modelo de ruptura adotado se assemelha à equação de capacidade de Terzaghi e, portanto, conduz a resultados mais próximos dos obtidos pelos ensaios. A utilização do estado ativo para o solo dentro da célula também contribuiu para o cálculo de valores pouco ajustados.

7.9 Leitura de células de pressão total sob a camada de geocélula

Em experimentos de capacidade de carga de solos reforçados com geocélulas, Meneses (2004) efetuou nos ensaios, com auxílio de células de pressão, a medida das tensões verticais logo abaixo da camada de reforço de geocélula obtendo um valor para a dissipação das tensões por conta desta camada, ou a melhora da capacidade de carga devido ao reforço. De posse desta informação foi possível comparar o valor desta dissipação de tensão teórica calculada pelos modelos de cálculo com aquela obtida pelo ensaio. Nestas análises não foi considerado o Método da Coesão Aparente devido à dificuldade em assumir o valor da deformação na parede das células para cada nível de tensão imposta.

Os ensaios do autor foram conduzidos em fundação de solo argiloso, com coesão próxima de 20 kPa. A sapata de aplicação da carga era circular e o enchimento das células foi feito com areia com cerca de 35° de ângulo de atrito interno (Tabela 7.1). No Apêndice mostra uma Figura

do esquema do ensaio utilizado e da instrumentação dele. Utilizando as equações dos diferentes Métodos, a Tabela 7.3 apresenta as variáveis intermediárias calculadas por cada método na obtenção da melhora fornecida pela camada de geocélula (esta definida como a diferença entre as tensões sobre e sob o reforço: $p - p^*$) para um ensaio específico de Meneses (2004) – geocélula de PEAD com razão de forma igual a 0,25. As Figuras na sequência apresentam a comparação da tensão dissipada na camada de geocélula obtida com a instrumentação de ensaio com àquelas calculadas pelos diferentes métodos de cálculo, para cada ensaio realizado pelo autor em geocélula de PEAD com razões de forma h/d iguais a 0,25, 0,50, 0,75, e com geocélula de geotêxtil de polipropileno com razão de forma igual a 0,75, respectivamente. Nas Figuras são apresentadas, ainda, as tensões aplicadas na sapata como base de comparação.

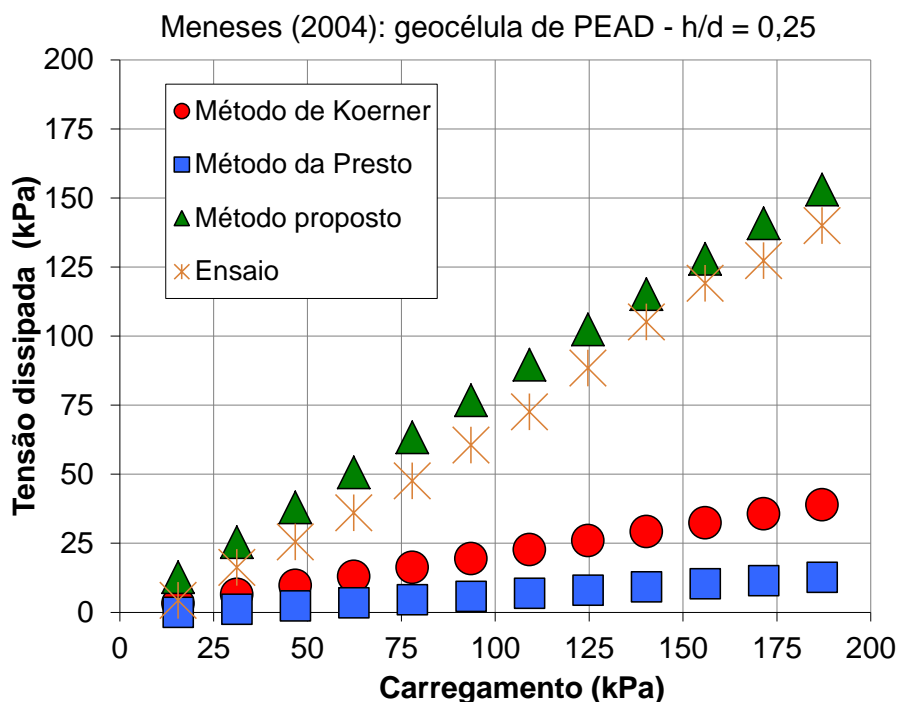


Figura 7.24 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de PEAD de h/d igual a 0,25 e os calculados pelos Modelos

Tabela 7.3 – Variáveis intermediárias dos diferentes métodos – Ensaio de Meneses (2004), geocélula de PEAD, $h/d = 0,25$

Carregamento: p (kPa)		0,0	15,6	31,2	46,8	62,4	78,0	93,5	109,1	124,7	140,3	155,9	171,5	187,1
Método de Koerner (1994)	Atrito de interface: $\tan \delta^1$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,32
	Tensão horizontal na célula: $K_a p$ (kPa)	0,0	4,2	8,4	12,6	16,8	21,1	25,3	29,5	33,7	37,9	42,1	46,3	50,5
	Melhora: $2K_a p \tan \delta$ (kPa)	0,0	2,7	5,4	8,1	10,8	13,5	16,2	18,9	21,5	24,2	26,9	29,6	32,3
Método da Presto (2008c)	Atrito de interface: $\tan \delta^2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	Tensão horizontal na célula: $K_a \sigma_{vm}$ (kPa)	0,0	4,2	8,4	12,6	16,8	21,1	25,3	29,5	33,7	37,9	42,1	46,3	50,5
	Melhora: $2 \frac{h}{d} K_a \sigma_{vm} \tan \delta$ (kPa)	0,0	1,1	2,2	3,3	4,5	5,6	6,7	7,8	8,9	10,0	11,2	12,3	13,4
Método Proposto	Atrito de interface: $\tan \delta^3$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
	Tensão horizontal na célula: $K_0 p$ (kPa)	0,0	6,7	13,3	20,0	26,6	33,3	39,9	46,6	53,2	59,9	66,5	73,2	79,8
	Efeito do espraiamento: e	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	Melhora: $4 \frac{h}{d} \tan \delta K_0 p e + (1 - e) \cdot p$ (kPa)	0,0	12,7	25,4	38,1	50,8	63,5	76,2	88,9	101,5	114,2	126,9	139,6	152,3
Ensaio	Melhora (kPa)	0,0	4,3	16,2	25,5	36,0	47,6	60,5	72,5	88,4	105,1	119,1	127,3	140,0

Notas: sendo o ângulo de atrito do solo de preenchimento do ensaio $\phi = 32^\circ$:

1 - $\delta = 18^\circ$ (KOERNER, 1994);

2 - $\delta = 0,78\phi$ (PRESTO, 2008c);

3 - $\delta = 2/3\phi$

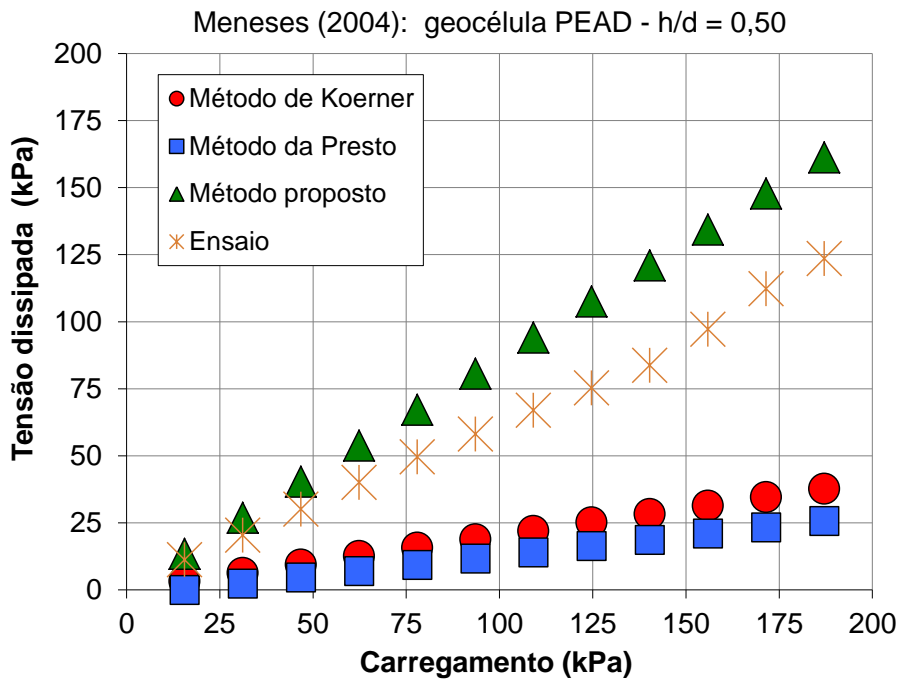


Figura 7.25 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de PEAD de h/d igual a 0,50 e os calculados pelos Modelos

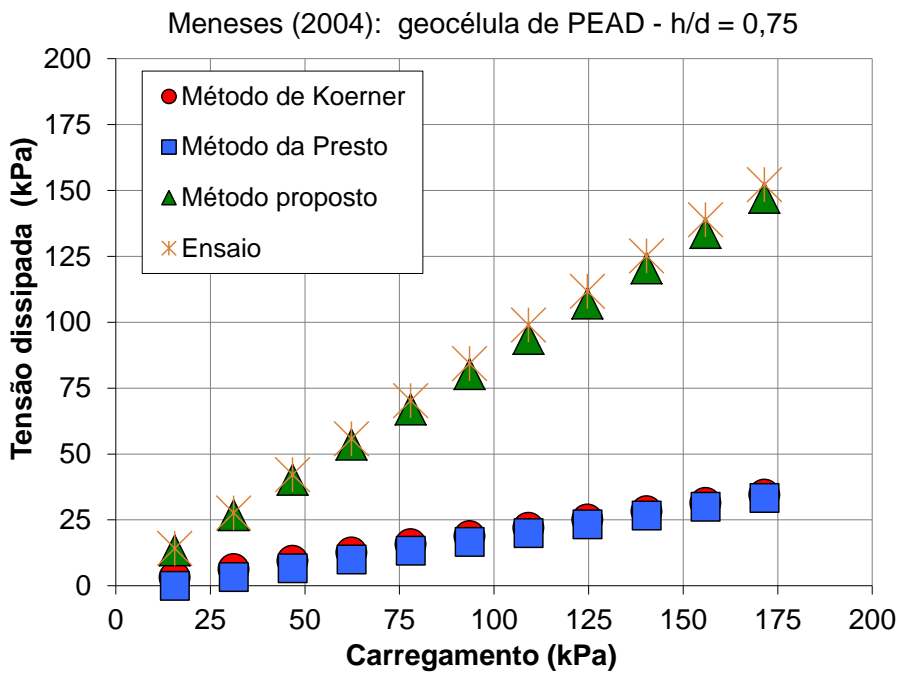


Figura 7.26 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de PEAD de h/d igual a 0,75 e os calculados pelos Modelos

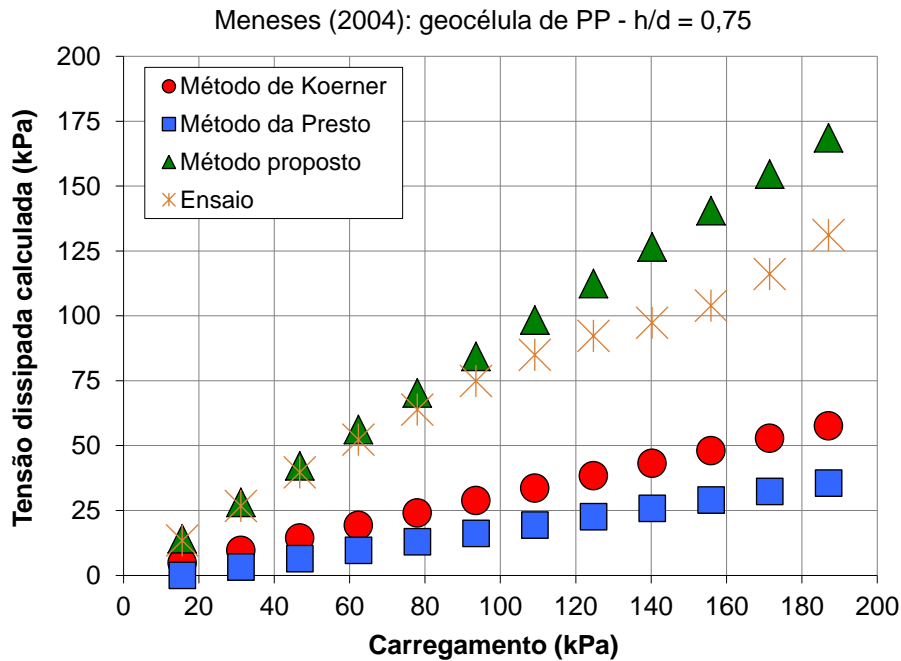


Figura 7.27 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Meneses (2004) com geocélula de polipropileno de h/d igual a 0,75 e os calculados pelos Modelos

Na Tabela 7.3, a tensão horizontal entre os Métodos da Presto e de Koerner são praticamente o mesmo, visto que a ambos utilizam o coeficiente de empuxo ativo. Por empregar um valor relativamente baixo do atrito de interface entre areia e PEAD igual a 18° (valor entre 15° e 20° - KOERNER, 1994), o Método de Koerner resultou no menor valor desta parcela, sendo o Método da Presto o que utiliza um maior valor deste parâmetro. Por fim, estes dois métodos também se diferenciam no equacionamento final, no qual o Método da Presto considera a razão de forma da geocélula.

Nota-se que apenas o Modelo proposto calculou com boa aproximação a dissipação das tensões ocorridas na camada de geocélula. O ajuste foi melhor para relações de forma de 0,25 e 0,75 e geocélulas de PEAD. No caso da razão de forma de 0,50, o Método proposto se mostrou levemente superdimensionado e no ensaio com geocélula de PP, após um carregamento de cerca de 100 kPa, observou-se uma não linearidade da tensão dissipada no ensaio, o que acarretou o mesmo comportamento para todos os modelos.

A equação propostas por Koerner não considera as características geométricas do reforço e, portanto, fornece o mesmo valor de tensão para os diferentes ensaios com distintos valores de razão de forma para a geocélula de PEAD.

Por outro lado, a proposição da Presto considera a relação de forma da célula, motivo pelo qual o valor da tensão dissipada calculada aumenta com a elevação da espessura da célula. Todavia, por considerar apenas o efeito do confinamento este Método subestimou a melhora fornecida pelo reforço, razão a qual o Modelo não teve um bom ajuste neste caso.

Zhou e Wen (2008) também realizaram instrumentação das pressões logo abaixo da camada de reforço de geocélula nos ensaios de capacidade de carga. Contudo, os autores utilizaram uma bolsa de ar na aplicação da carga, simulando um aterro de grandes dimensões, situação esta em que o único efeito de mobilização de resistência no reforço é o do confinamento, visto que não há espraiamento das tensões. Os autores utilizaram solo argiloso na fundação ($c = 24$ kPa) e arenoso no enchimento ($\phi = 32^\circ$), sendo a geocélula de PEAD com razão de forma (h/d) igual a 1,33. O ponto de medição da tensão vertical foi realizado diretamente sob a camada de geocélula, em sua porção central. A Figura 7.28 apresenta a comparação dos resultados da tensão sob a camada de reforço calculadas pelos Modelos com aquelas obtidas no ensaio.

Para este caso todos os métodos apresentaram, de forma geral, um ajuste razoável. Novamente o Modelo Proposto se mostrou mais próximo do valor medido em comparação com os outros. Como o único efeito envolvido neste caso é o do confinamento, as equações de Koerner e da Presto forneceram valores satisfatórios da dissipação de pressão na camada do reforço. Ressalta-se que esta última gerou valores aceitáveis porque a relação de forma da geocélula utilizada pelos autores foi próxima da unidade e, portanto, o Modelo da Presto não superestimou o resultado.

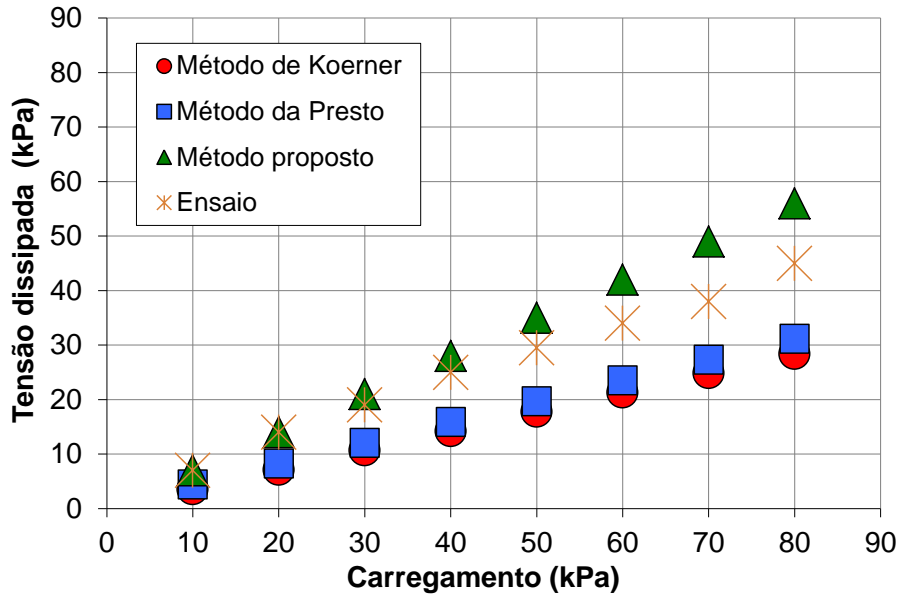


Figura 7.28 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Zhou e Wen (2008) e os calculados pelos Modelos

Igualmente Emersleben e Mayer (2008) realizaram instrumentação das pressões logo abaixo da camada de reforço de geocélula em ensaios de capacidade de carga, contudo de larga escala. Foi utilizado uma placa circular de 30 cm de diâmetro e geocélulas de PEAD, com células de 23 cm de largura e 20 cm de altura ($h/d = 0,87$). Os autores utilizaram solo argiloso na fundação ($s_u = 15$ kPa) e arenoso no enchimento ($\phi = 38,9^\circ$) das células. A Figura 7.28 apresenta a comparação dos resultados da tensão sob a camada de reforço calculada pelos Modelos com aquelas obtidas no ensaio. Tal qual ocorreu nos estudos anteriores, o presente método novamente se mostrou o mais aproximado na previsão da tensão dissipada devido a presença da camada de geocélula, sendo que os outros métodos apresentaram valores extremamente subestimados.

Semelhante aos estudos anteriores, Dash *et al.* (2007) apresentaram medidas de pressões na base dos reforços de geocélulas dos ensaios de placa e apresentados por Dash *et al.* (2001a). Neste caso, os ensaios foram conduzidos em geocélulas feitas a partir de geogrelhas com solo arenoso ($\phi = 42,2^\circ$) na fundação e no preenchimento das

células. As Figuras a seguir mostram os resultados obtidos para diferentes valores de razão de forma (h/d iguais a 1,7, 2,3 e 2,6), respectivamente.

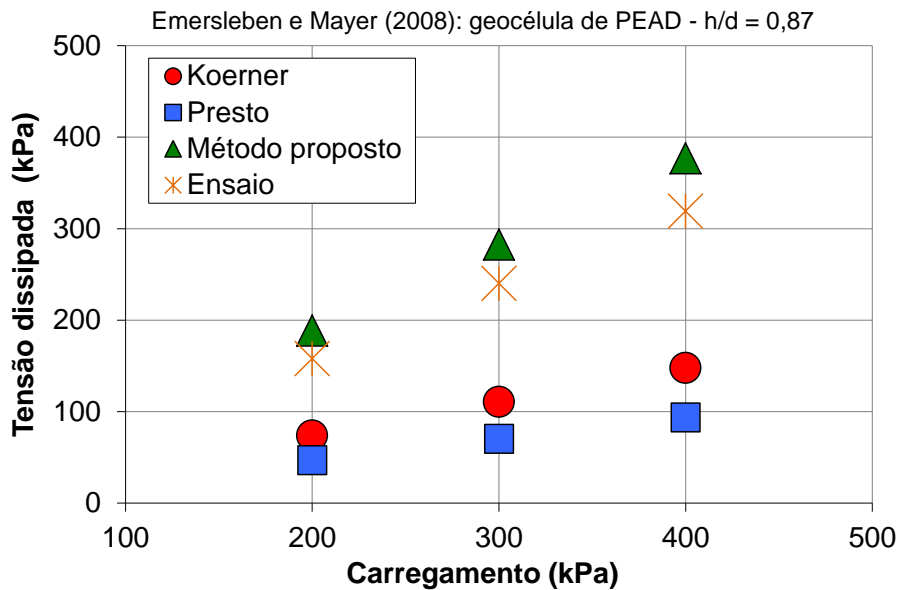


Figura 7.29 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Emersleben e Mayer (2008) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de $h/d = 0,89$

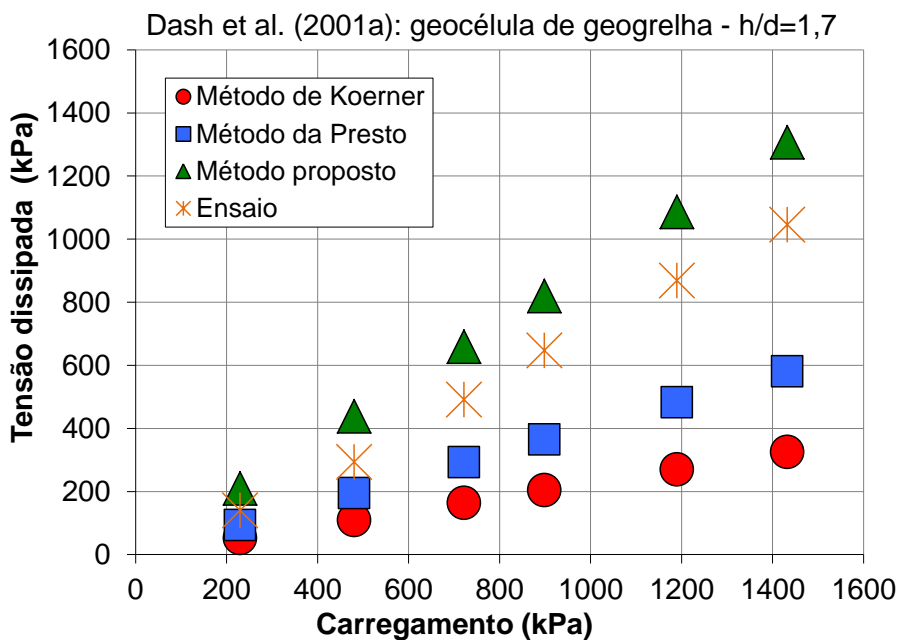


Figura 7.30 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Dash et al. (2001a) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de $h/d = 1,7$

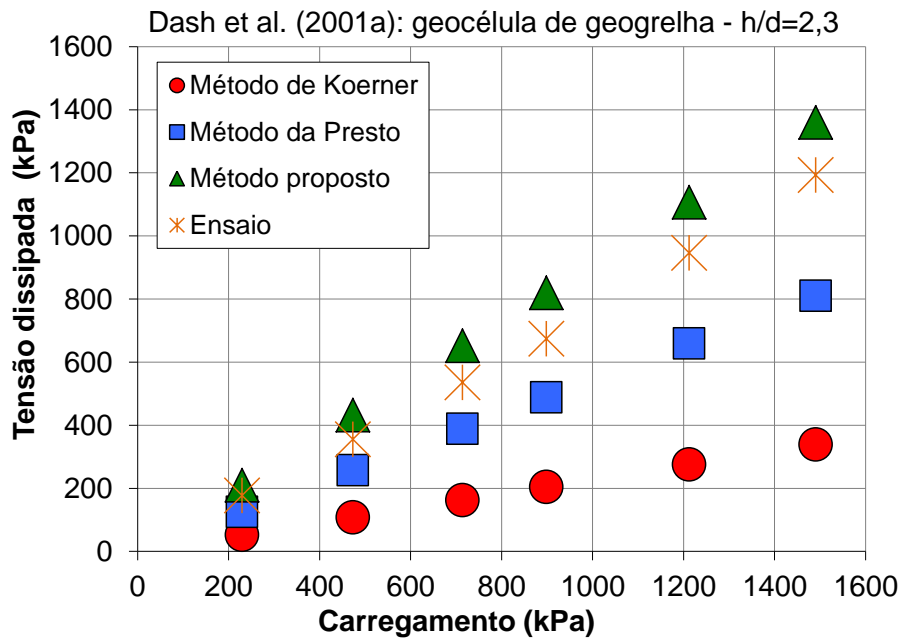


Figura 7.31 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Dash et al. (2001a) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de $h/d = 2,3$

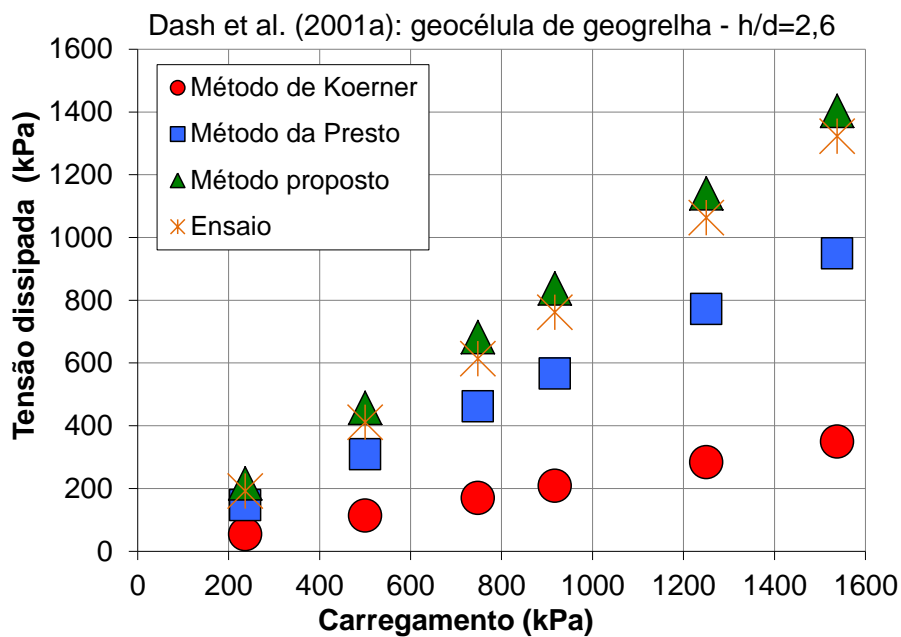


Figura 7.32 – Comparação entre os valores de tensão dissipada nos ensaios de Dash et al. (2001a) e os calculados pelos Modelos para uma geocélula de $h/d = 2,6$

Igualmente como ocorrido nos ensaios anteriores, o Presente Método se mostrou o mais acurado no cálculo da tensão dissipada pela camada de geocélula para todos os ensaios. A maior discrepância observada ocorreu para uma razão de forma de 1,7, na qual o Método

Proposto se distanciou cerca de 15% em relação aos valores medidos no ensaio.

Novamente por não considerar o efeito laje e tampouco as características geométricas da geocélula, o equacionamento proposto por Koerner forneceu um mesmo valor, e muito subestimado, para a tensão dissipada nos ensaios com diferentes relações de forma da geocélula, atingindo a valores calculados da ordem de 25% dos medidos no ensaio.

Como discutido anteriormente, apesar de o Método da Presto levar em conta a razão de forma da geocélula, ele não considera o efeito laje, fato este que explica seu subdimensionamento. Este modelo apresentou valores satisfatórios apenas para uma razão de forma (h/d) igual a 2,6, em que seu erro em relação ao medido no ensaio foi da ordem de 30%.

7.10 Considerações sobre o Capítulo

Neste tópico, o método de reforço proposto foi avaliado com base em diversos ensaios de placa de laboratório com elevada variação de parâmetros do sistema. Como conclusões desta avaliação, citam-se:

- O presente método apresentou uma boa aproximação com os 86 (oitenta e seis) ensaios em placa dos 8 (oito) autores, se ajustando de forma satisfatória às variações de:
 - Geometria e dimensões da geocélula;
 - Geometria e dimensões do carregamento (placa);
 - Tipo e material da geocélula;
 - Tipo e compacidade/consistência do solo de fundação;
 - Tipo e compacidade/consistência do solo de preenchimento;
 - Diferentes níveis de carregamento/deformação imposta no ensaio;

-
- Baseado nas análises estatísticas dos ensaios em placa, o intervalo de predição (IP) obtido para o método proposto, com um nível de confiança de 95%, inclui 99% de todos os resultados;
 - O emprego de um ângulo de atrito solo/parede da geocélula igual a $2/3$ do ângulo de atrito interno do solo, bem como a adoção do coeficiente de empuxo em repouso do solo no método proposto se mostraram alternativas aparentemente adequadas na simplificação do modelo sem prejuízo em seu resultado. Mais análises sobre o coeficiente de empuxo serão feitas no próximo Capítulo;
 - Utilizando a expressão proposta por Van de Veen, verificou-se que a tensão de ruptura calculada pelo método proposto se ajustou de forma satisfatória com aquelas obtidas nos ensaios de placa;
 - Ainda dos ensaios de placa, a comparação realizada entre os diferentes modelos (Koerner e Presto) mostrou que o método proposto foi o que exibiu a melhor aproximação com os resultados experimentais para todos os casos;
 - Dos ensaios realizados por Thallak *et al.* (2007), com o uso da própria argila mole de fundação no preenchimento da geocélula, o método proposto exibiu um bom ajuste em relação aos resultados dos ensaios, além de ser o único a apresentar, de forma coerente, uma melhora devido à presença da geocélula;
 - Os resultados de células de pressão posicionadas sob a camada de geocélula confirmaram a boa previsão do método proposto e a sua melhor capacidade em prever, quantitativamente, a melhora quando do uso da geocélula em relação aos outros métodos.

CAPÍTULO 8 - ANÁLISE DO MÉTODO PROPOSTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

8.1 Introdução

No presente item foi realizada uma avaliação do método proposto por meio de simulações numéricas computacionais utilizando o *software* de elementos finitos *Plaxis 3D Foundation*, licenciado para o Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo – IPT e para a Universidade de São Paulo. O Capítulo é iniciado com uma breve descrição dos ensaios realizados por Meneses (2004), ensaios estes utilizados na calibração do modelo numérico. Na sequência há a definição dos parâmetros empregados, tanto para os solos (fundação e preenchimento) como para a geocélula. As análises compreenderam a comparação entre carga vs recalque dos ensaios com o modelo computacional (calibração deste), comparação das tensões no maciço obtidas tanto para o modelo proposto como o computacional, utilizando as leituras dos ensaios, uma avaliação paramétrica expedita das características do solo reforçado, e finalmente a verificação do desenvolvimento da melhora devido a geocélula.

8.2 Modelo numérico computacional utilizado

Para o presente estudo, foi utilizado o software de elementos finitos tridimensional Plaxis 3D Foundation[®]. Foram simulados quatro modelos computacionais, um para o solo não reforçado e um para cada razão de forma dos reforços utilizados. Os modelos construídos foram compostos por 4.774 elementos triangulares e 15.520 nós.

A Figura 8.1 exibe o modelo computacional correspondente à geocélula com razão de forma igual a 0,75.

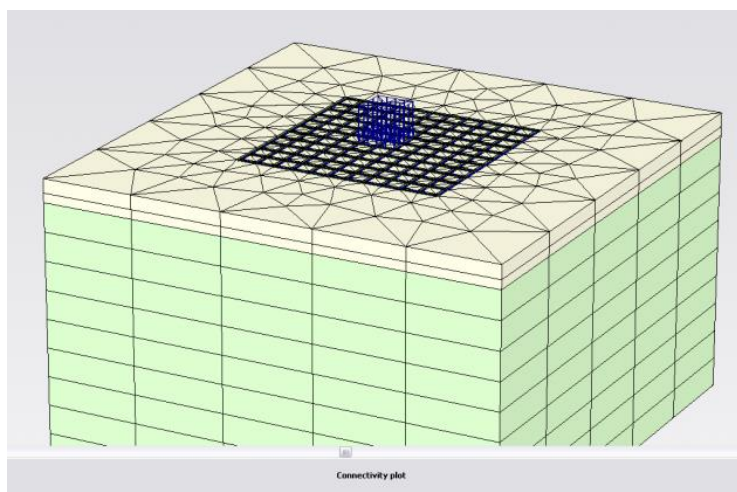


Figura 8.1 – Modelo computacional utilizado para uma geocélula com h/d igual a 0,75

8.2.1 Características geomecânicas dos materiais

A argila mole de fundação foi modelada como um material não drenado, com peso específico e resistência não drenada de igual valor ao obtido por Meneses (2004) nos ensaios em cada experimento. Não foi utilizado uma resistência crescente com a profundidade devido ao autor registrar a coesão não drenada apenas na superfície da caixa de ensaio. Além disso, as dimensões da caixa utilizada nos ensaio (1,8 m de profundidade), e principalmente da sapata (35 cm), são reduzidas e,

portanto, os bulbos de tensão não atingem uma profundidade com um ganho de resistência significativo.

Por se tratar de um material com consistência extremamente mole e elevada umidade ($w = 62\%$, sendo o $w_L = 64\%$), apenas lançado e espalhado na caixa sem qualquer tipo de compactação, utilizou-se um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,499.

Como Meneses (2004) não apresentou resultados para o módulo de Young (E) da argila mole de fundação, este foi estimado por meio dos ensaios de placa não reforçados conduzidos pelo autor, usando a formulação do recalque conforme exposto por Cintra *et al.* (2003). Na sequência, é descrito uma metodologia para estimar o módulo de Young:

- Ajusta-se por uma reta o trecho da curva tensão x recalque para uma faixa de recalque/deformação desejada, obtendo-se o coeficiente de reação do solo, ou coeficiente de recalque (k_s) - definido como a relação entre carregamento e recalque;
- Com o coeficiente de recalque e com os valores da largura da sapata, do coeficiente de Poisson e do fator de influência, estima-se o módulo de elasticidade utilizando o recalque imediato oriundo da Teoria da Elasticidade, descrito na equação na sequência.

$$\rho = \sigma B \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right) I_\rho \quad 8.1$$

sendo:

ρ = recalque;

σ = tensão aplicada;

B = largura da sapata

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de Young

I_ρ = fator de influência que depende da forma e rigidez da sapata.

Desta forma, para uma sapata de diâmetro igual a 35 cm, um fator de influência de 0,79, (CINTRA *et al.*, 2003 para sapata circular rígida), um coeficiente de Poisson de 0,49 e um coeficiente de recalque igual (relação entre recalque e tensão aplicada) a 2.430 kPa/m (média dos três ensaios não reforçados para uma faixa de recalque normatizado (s/B) de 0% a 30%), estima-se um módulo de Young igual a 510 kPa. Este valor obtido está inserido na faixa de módulos de deformabilidade descritos na literatura, a saber:

- Kédzi (1975) *apud* Teixeira e Godoy (1996): módulo de deformabilidade entre 0,35 MPa e 3 MPa para argilas muito moles;
- Bowles (1977) *apud* Teixeira e Godoy (1996): módulo de deformabilidade entre 0,30 MPa e 3 MPa para argilas muito moles.

Da mesma forma que para a resistência não drenada, e de acordo com as mesmas justificativas, o módulo de elasticidade foi adotado constante com a profundidade.

A areia utilizada no preenchimento foi modelada como um material drenado. Como parâmetros de resistência foram adotados intercepto de coesão nulo e ângulo de atrito interno igual aos mesmos valores obtidos por Meneses (2004) em cada ensaio de placa. O peso específico foi igualmente tomado os resultados obtidos pelo autor.

O coeficiente de Poisson utilizado foi de 0,40 conforme indicações de Teixeira e Godoy (1996) e Bowles (1997) para uma areia compacta.

Foi utilizado um módulo de Young da areia de preenchimento da geocélula igual a 50 MPa, valor este sugerido por Teixeira e Godoy (1996) para uma areia compacta. Este valor utilizado se situa na faixa de módulos de deformabilidade descritos na literatura, a saber:

- Kédzi (1975): módulo de deformabilidade entre 50 MPa e 100 MPa para areias compactas;

- Bowles (1997): módulo de deformabilidade entre 50 MPa e 81 MPa para areias compactas;
- NC-03 (1980): módulo de compressibilidade 60 MPa para areia basal muito compacta.

A Tabela 8.1 exibe um resumo dos parâmetros geomecânicos dos solos de fundação e de preenchimento utilizados nos modelos numéricos computacionais.

Tabela 8.1 – Parâmetros geomecânicos dos solos empregados do modelo numérico

	Solo de fundação	Solo de preenchimento
Tipo de solo	Argila	Areia
Condição	Não drenada	Drenada
Modelo	Mohr – Coulomb	
γ (kN/m³)	15,6 a 17,1	15,4 a 17,3
c' (kPa)	-	0
ϕ' (°)	-	30 a 32
s_u (kPa)	13,0 a 20,5	-
ν	0,49	0,4
E (MPa)	0,51	50

Nas simulações realizadas se optou por utilizar o mesmo modelo computacional para comparação com ambos os materiais da geocélula. Como argumento para tais adoções tem-se que o método de cálculo analítico proposto nesta tese não faz distinção do material da geocélula. Além disto, foi observado tanto uma semelhança da resistência à tração das juntas/costuras de ambas as geocélulas ensaiadas por Meneses (2004) (PP e PEAD), como uma similaridade dos resultados dos ensaios de placa para as mesmas razões de forma (o próprio autor conclui em sua dissertação que não foi verificado diferença de desempenho entre estas 2 (duas) geocélulas). Tal qual como ocorre no modelo proposto, foi utilizada uma redução de 70% nos parâmetros de interface solo-reforço.

Para a geocélula das simulações do modelo no MEF, utilizaram-se os parâmetros expostos na Tabela 8.2, que correspondem à geocélula de polipropileno (PP), de menor rigidez. Ressalta-se que os parâmetros utilizados nestas simulações foram fornecidos pelo fabricante (Ober Geossintéticos), com exceção do coeficiente de Poisson. Para sua estimativa, utilizou-se o valor sugerido, por meio de ensaios, dos trabalhos de Parmentier Carvalho e Vaz dos Santos (2007) e Tscharnuter *et al.* (2011).

Tabela 8.2 – Parâmetros da geocélula empregados no modelo numérico

Parâmetro	Geocélula
Tipo de material	Isotrópico
Espessura (mm)	2
γ (kN/m ³)	9,5
ν	0,1
J (kN/m)	50

8.3 Comparação dos resultados carga vs recalque

Inicialmente foram analisados os resultados das curvas carga vs recalque dos ensaios de forma a avaliar a calibração do modelo computacional utilizado.

As Figuras na sequência apresentam, em gráficos de carga vs recalque, a comparação entre os resultados obtidos dos ensaios de Menses (2004) com as simulações pelo MEF, respectivamente, para a situação não reforçada e reforçada com geocélulas de razão de forma de 0,25, 0,50 e 0,75.

Conforme reportado por Menses (2004), nestas Figuras observa-se, além do ganho de resistência com o uso da geocélula (comparação entre os ensaios não reforçado e reforçado, no qual se observa um ganho de quase 200%), a melhora, mesmo que marginal, devido ao uso de uma maior razão de forma da geocélula. Verifica-se, também, que o material

de composição da geocélula não promove uma diferença significativa de desempenho, fato este já concluído por Meneses (2004), e que será analisado mais adiante neste Capítulo. De maneira geral, foi observado, mesmo que de forma marginal, que a geocélula de PP fornece uma maior rigidez inicial, enquanto a de PEAD provê uma resistência final mais elevada. Esta tendência seria contrária a expectativa inicial, visto que a rigidez da geocélula de PEAD é superior a de PP. Todavia, este fato pode ser explicado pela melhor interação entre o material de preenchimento com as paredes das células fornecido pela geocélula de PP. Especificamente na Figura 8.5 se observa uma diferenciação deste comportamento. Para este caso de razão de forma, a geocélula de PP se mostrou mais eficiente independentemente do nível de tensão imposta. Todavia, ao se analisar os parâmetros de ambos os ensaios, apesar do mesmo valor da resistência da fundação nos 2 (dois) ensaios, o ângulo de atrito da areia de preenchimento no caso da geocélula de PP era 10% superior que no caso da geocélula de PEAD, fator este que pode ter contribuído para a diferença de comportamento.

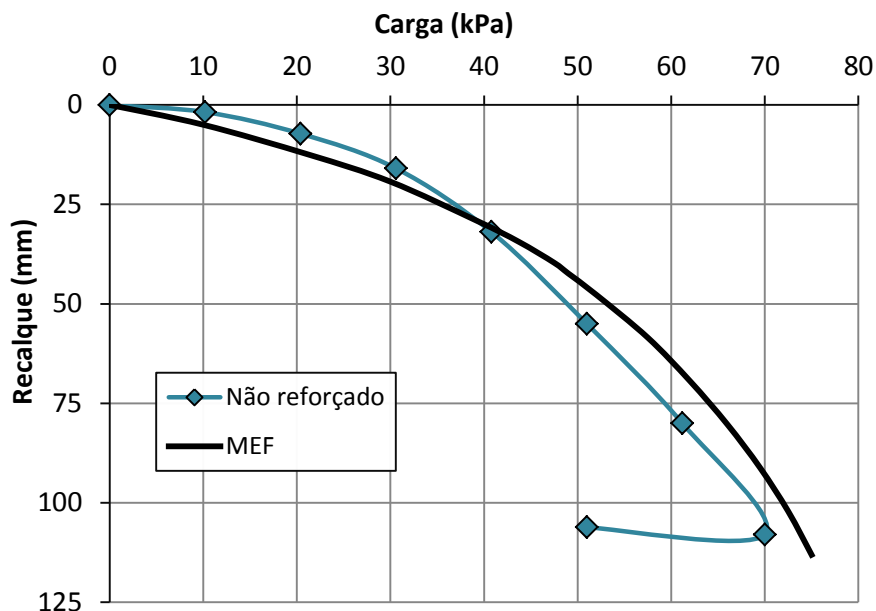


Figura 8.2 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para a situação não reforçada

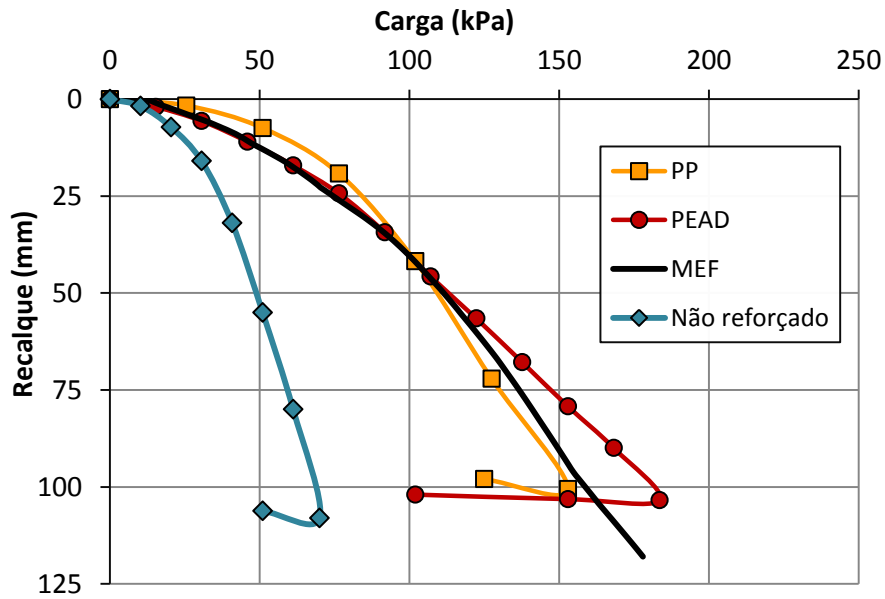


Figura 8.3 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,25

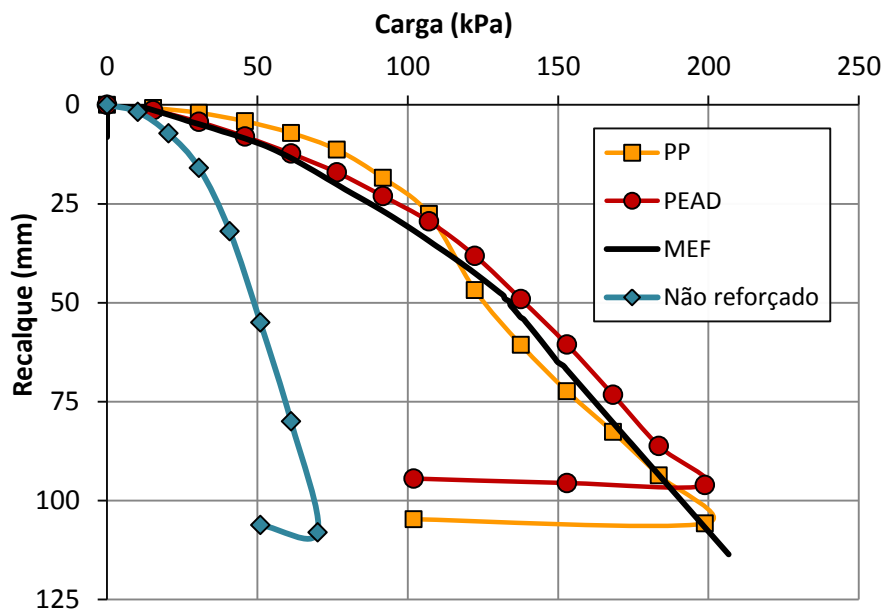


Figura 8.4 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,50

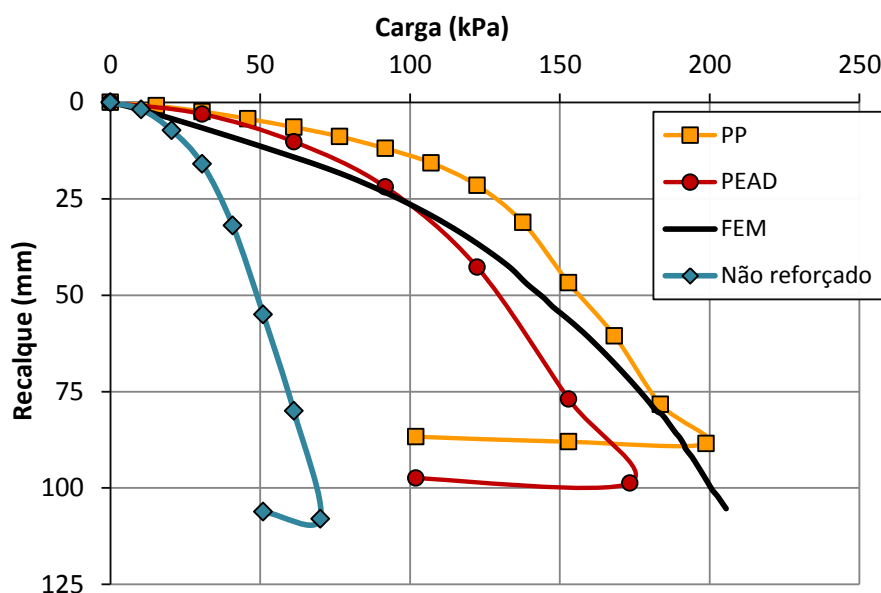


Figura 8.5 – Comparação carga vs recalque dos resultados experimentais com os obtidos pelo MEF para uma geocélula com razão de forma de 0,75

Algumas críticas aos ensaios de Meneses (2004), de falta e/ou controle de informações acerca dos ensaios e procedimentos que limitam a elaboração de maiores análises, podem ser tecidas na sequência:

- Melhor caracterização do solo de preenchimento com ensaios de laboratório;
- Melhor caracterização das geocélulas com ensaios de tração, inclusive da emenda;
- Controle no posicionamento da sapata ($B = 35$ cm) sobre a geocélula ($d = 20$ cm), visto que as dimensões destas são de mesma ordem de grandeza (HAN *et al.*, 2009 citaram a influência da posição da sapata em relação às células) ;
- Melhor observação e registro das condições visuais durante e pós-ensaio, inclusive na exumação da geocélula;
- Uso de geocélulas com uma estreita faixa de razão de forma (0,25 a 0,75) e inferiores a 1.

Entretanto, mesmo sem estas informações, verificou-se uma boa calibração do modelo numérico computacional, conduzindo a resultados

satisfatórios aos obtidos nos ensaios em ambas as situações, não reforçado e reforçado, mesmo para os diferentes valores de relação de forma da geocélula.

Como o módulo de Young utilizado foi definido para um recalque específico (s/B) de 30% e para o material de polipropileno, o ajuste do modelo numérico ficou levemente subestimado, comparado com a geocélula de PP, no trecho inicial da curva carga vs recalque e se mostrou melhor ajustado para o trecho final desta curva. Curiosamente, o modelo numérico do MEF tende a se ajustar de forma mais satisfatória aos resultados da geocélula de PEAD para pequenos valores de carga x recalque e aos resultados da geocélula de PP para valores mais elevados desta curva.

8.4 Comparação com as leituras das células de tensão total

De forma a fornecer uma avaliação mais aprofundada, comparou-se os resultados obtidos com as células de tensão total de cada ensaio realizado por Meneses (2004) com as simulações fornecidas pelo MEF e com os valores calculados pelo Método de Cálculo Proposto. Ressalva-se que as análises contemplando os cálculos pelo Método Analítico Proposto só foram conduzidas para as células de pressão localizadas diretamente sob a camada de geocélula e na linha central da sapata, ponto este de aplicação do Presente Método.

As Figuras a seguir exibem uma comparação entre as tensões dissipadas pela camada de geocélula nos ensaios (ponto logo abaixo da camada de reforço e na linha central da placa, denominado ponto A/C – Apêndice A), com aquelas obtidas pelo modelo computacional e pelo Método de Cálculo Proposto, para diferentes razões de forma da geocélula. Destaca-se que Meneses (2004) teve problemas com a instrumentação dos ensaios com a geocélula de polipropileno de razão de forma de 0,25, não registrando as tensões no maciço neste ensaio.

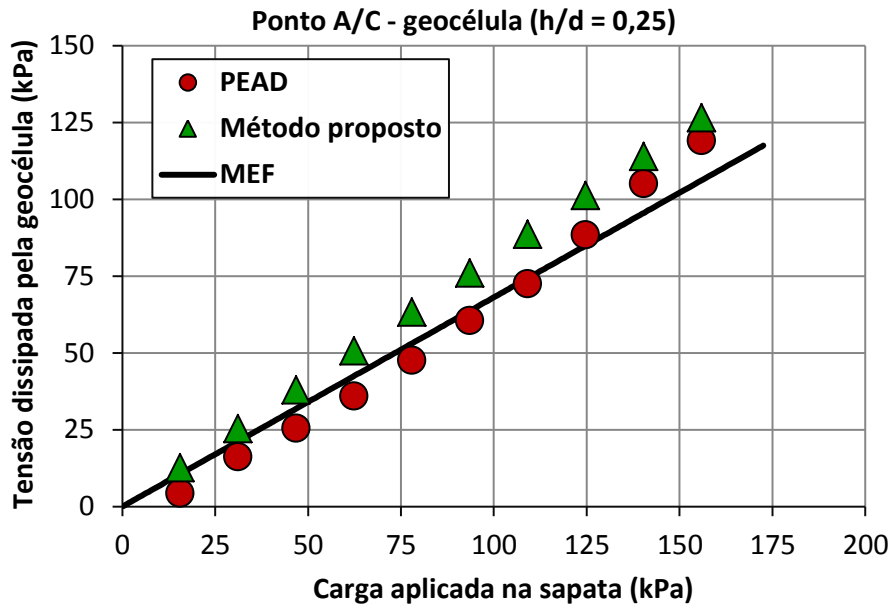


Figura 8.6 – Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio, pelo MEF e pelo Método de Cálculo Proposto para a geocélula de $h/d = 0,25$

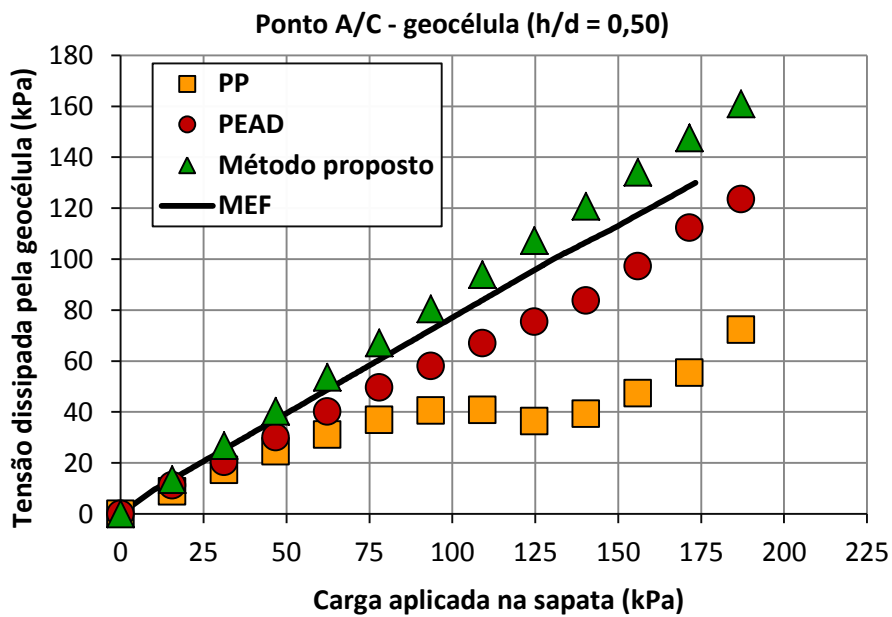


Figura 8.7 – Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio, pelo MEF e pelo Método de Cálculo Proposto para a geocélula de $h/d = 0,50$

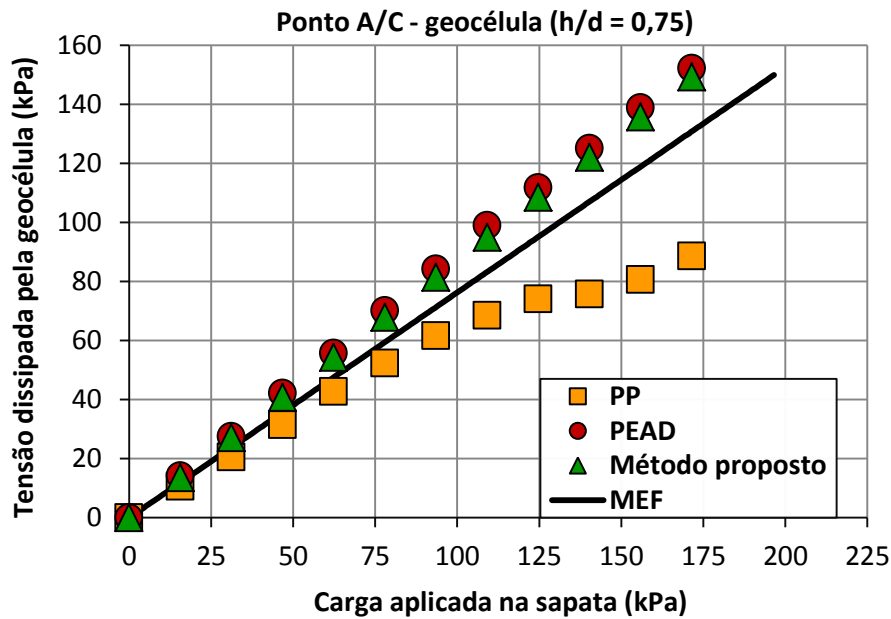


Figura 8.8 – Comparação entre as tensões dissipadas na camada de reforço obtidas pelo ensaio, pelo MEF e pelo Método de Cálculo Proposto para a geocélula de $h/d = 0,75$

Dos ensaios realizados por Meneses (2004), verifica-se que a geocélula de PEAD mantém uma taxa de dissipação constante com o nível de carregamento aplicado. Para razões de forma de 0,25 e 0,50, a tensão dissipada é da ordem de 65% da aplicada, enquanto para uma razão de forma de 0,75 este número é de cerca de 85%. Latha *et al.* (2009) obtiveram semelhante faixa de valores de dissipação da tensão, em simulações numéricas, os quais variaram entre 25% e 80%, dependendo da razão de forma das células (entre 0,7 e 2,3) e da largura total do reforço. Por meio de ensaios de laboratório, Dash *et al.* (2007) igualmente reportaram uma faixa de 60% a 90% para a dissipação das tensões, sendo que as razões de forma utilizadas foram de 0,7 a 2,6.

Para a geocélula de $h/d = 0,75$, tanto o Modelo de Cálculo como o modelo computacional resultaram em uma boa previsão dos resultados, com um erro máximo de aproximadamente 35%, para aquele, no caso da geocélula de h/d igual a 0,50 e para valores elevados de tensão aplicada.

Diferente da geocélula de PEAD, a de polipropileno mostra um comportamento não linear de dissipação das tensões. Para um nível de tensões aplicadas acima de valores próximos a 100 kPa, esta geocélula

apresenta uma redução da taxa de dissipação das tensões, fenômeno este observado tanto para uma razão de forma de 0,50 como de 0,75. Para níveis de tensão na superfície inferiores a este, o Método de Cálculo Proposto e o modelo computacional se mostraram satisfatórios na previsão da dissipação das tensões.

A discrepância observada para esta geocélula pode ser explicada pela menor rigidez do polipropileno em comparação com o polietileno de alta densidade. Espera-se que em condições de baixa a moderada compactação do solo de preenchimento, na aplicação de determinados níveis de carregamento, as células adjacentes àquelas diretamente sob o carregamento contribuem de forma limitada na restrição dos deslocamentos laterais. Desta forma, há uma maior participação do material das células na manutenção do confinamento, sobrecarregando-o e reduzindo a eficiência na dissipação das tensões à camada subjacente. No entanto, é importante destacar que, pelos ensaios de carga x recalque, esta menor eficiência na redistribuição dos esforços não prejudica a melhora da capacidade de carga, visto que por esta análise a geocélula de PP obteve um desempenho superior à de PEAD. Análises complementares ficam comprometidas pelo fato deste autor não ter acompanhado os ensaios realizados por Meneses (2004).

De forma a dar continuidade à avaliação da calibração do modelo computacional utilizado, as Figuras na sequência (8.10 a 8.12) apresentam uma comparação das tensões verticais medidas nos diferentes pontos da fundação, conforme instrumentação por células de tensões totais utilizadas por Meneses (2004), com aquelas calculadas pelo modelo do MEF, para cada razão de forma utilizada. Conforme destacado anteriormente, o autor teve problemas nas leituras da instrumentação do ensaio de geocélula de PP de $h/d = 0,25$. Para facilitar a compreensão da localização da instrumentação, a Figura 8.9 mostra os pontos instrumentados pelo autor e apresentados nas Figuras na sequência.

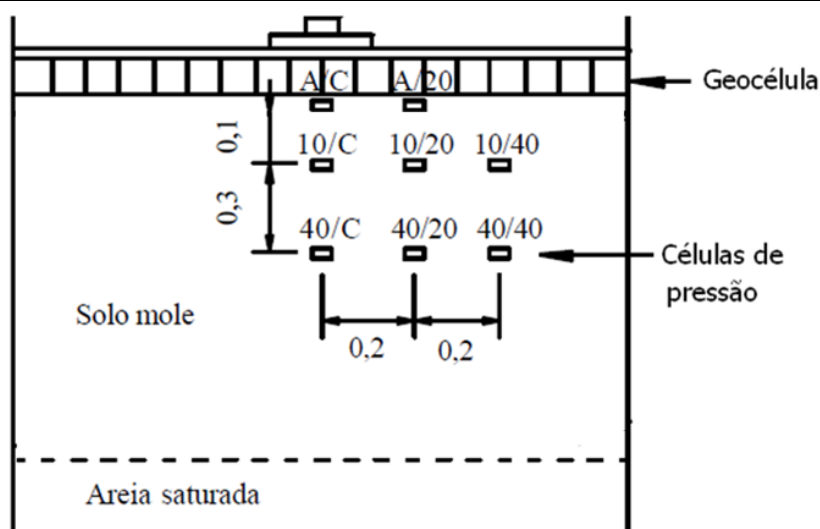


Figura 8.9 – Arranjo da instrumentação por células de pressão utilizado por Meneses (2004)

Observa-se, de maneira geral, uma relação proporcional entre a tensão aplicada pela placa na superfície e as tensões medidas nos diferentes pontos internos ao solo de fundação. Nota-se, ainda, que, conforme verificado anteriormente, a geocélula de PEAD possui uma maior tendência de manter a distribuição de tensões mais uniforme nas diferentes profundidades do solo de fundação, se comparada com a geocélula de PP.

Para uma razão de forma da geocélula de 0,25 e na linha do eixo central da sapata, constatou-se que, para as profundidades de 10 cm e 40 cm, que correspondem a $0,3B$ e $1,1B$, (pontos 10/C e 40/C), as tensões medidas nos ensaios foram, respectivamente, da ordem de $0,4p$ e $0,30p$ (sendo p a tensão aplicada pela sapata na superfície). Conforme bulbos de tensões verticais induzidas por cargas uniformemente distribuídas em área circular, para uma situação não reforçada, as tensões esperadas para estas mesmas profundidades seriam, respectivamente, cerca de $0,95p$ e $0,60p$. Portanto, com a utilização de uma geocélula de razão de forma de 0,25, tem-se uma redução das pressões no solo de fundação superior a 50%. Por fim, para esta geocélula, o modelo numérico apresentou uma boa calibração, gerando uma boa proximidade ao obtido no ensaio, com

exceção apenas no ponto 10/40, no qual a instrumentação do ensaio não apresentou resultados regulares, possivelmente, por problemas nos instrumentos.

No caso da geocélula de razão de forma de 0,50, estas mesmas tensões foram aproximadamente $0,30p$ e $0,20p$, para ambas as geocélulas. Com a mesma analogia em relação ao solo não reforçado, a redução das tensões no subsolo para a geocélula com este fator de forma foi da ordem de 65%. Finalmente, comparando-se os resultados dos ensaios com os do modelo no MEF se verifica uma calibração satisfatória deste, conduzindo a valores próximos dos ensaios.

Finalmente, para uma razão de forma de 0,75, os dois tipos de geocélulas exibiram comportamentos distintos: para profundidades de 10 cm e 40 cm, respectivamente, as tensões medidas foram da ordem de $0,10p$ e $0,05p$ para a geocélula de PEAD e $0,25p$ e $0,15p$ para a de PP. Igualmente na comparação com uma situação não reforçada, a redução da tensão no subsolo para estas geocélulas foram de 90% e 75%, respectivamente. Na avaliação do modelo computacional para esta razão de forma, apesar da tendência da geocélula de PP de apresentar um aumento na proporcionalidade entre a tensão no subsolo e a aplicada na superfície para valores desta superior a 100 kPa, constatou-se um ajuste satisfatório do modelo numérico para ambos os materiais.

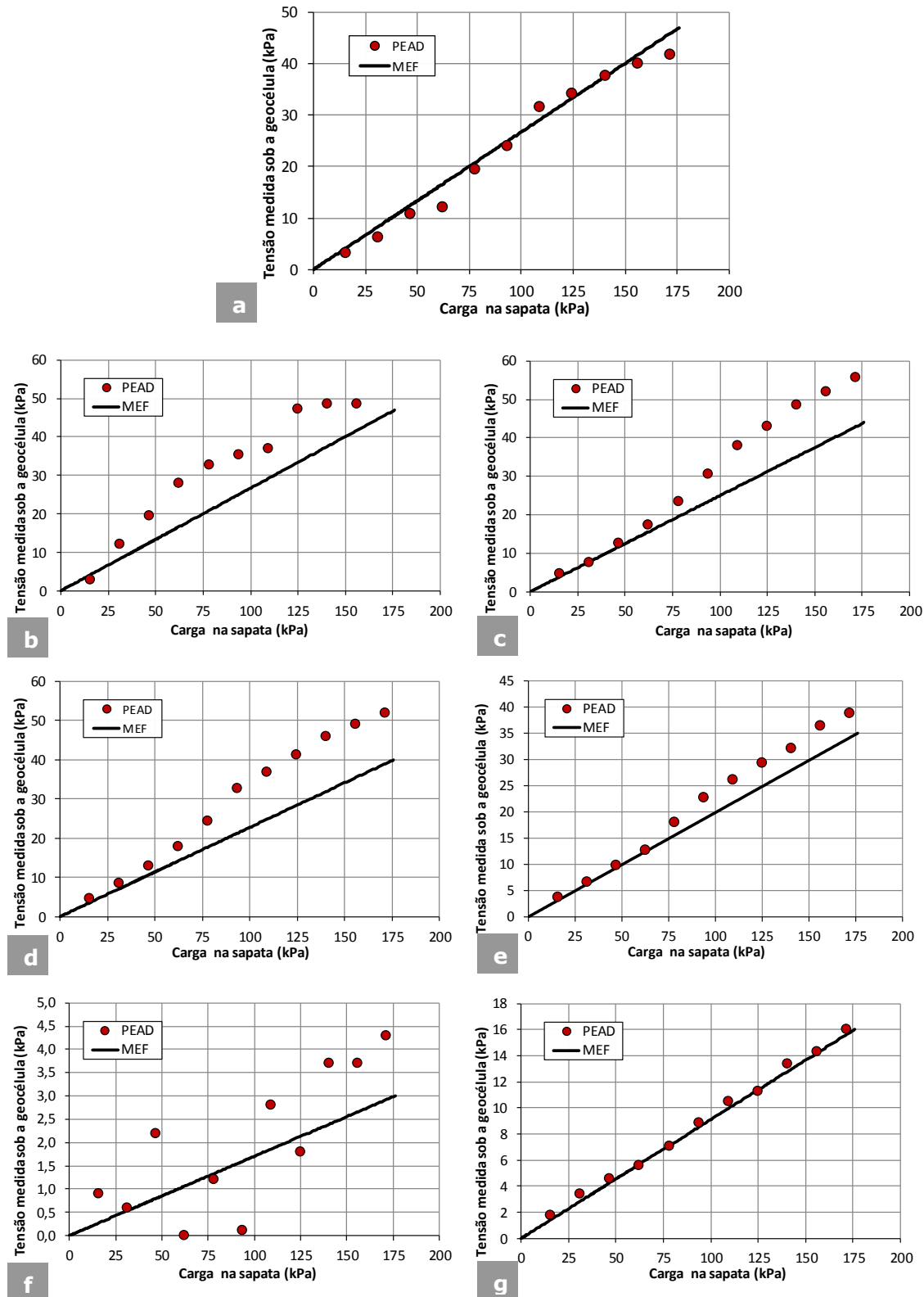


Figura 8.10 – Comparação entre as tensões verticais registradas por Meneses (2004) e calculadas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,55$ – Pontos: a) A/C; b) 10/C; c) 40/C; d) 10/20; e) 40/20; f) 10/40; g) 40/40

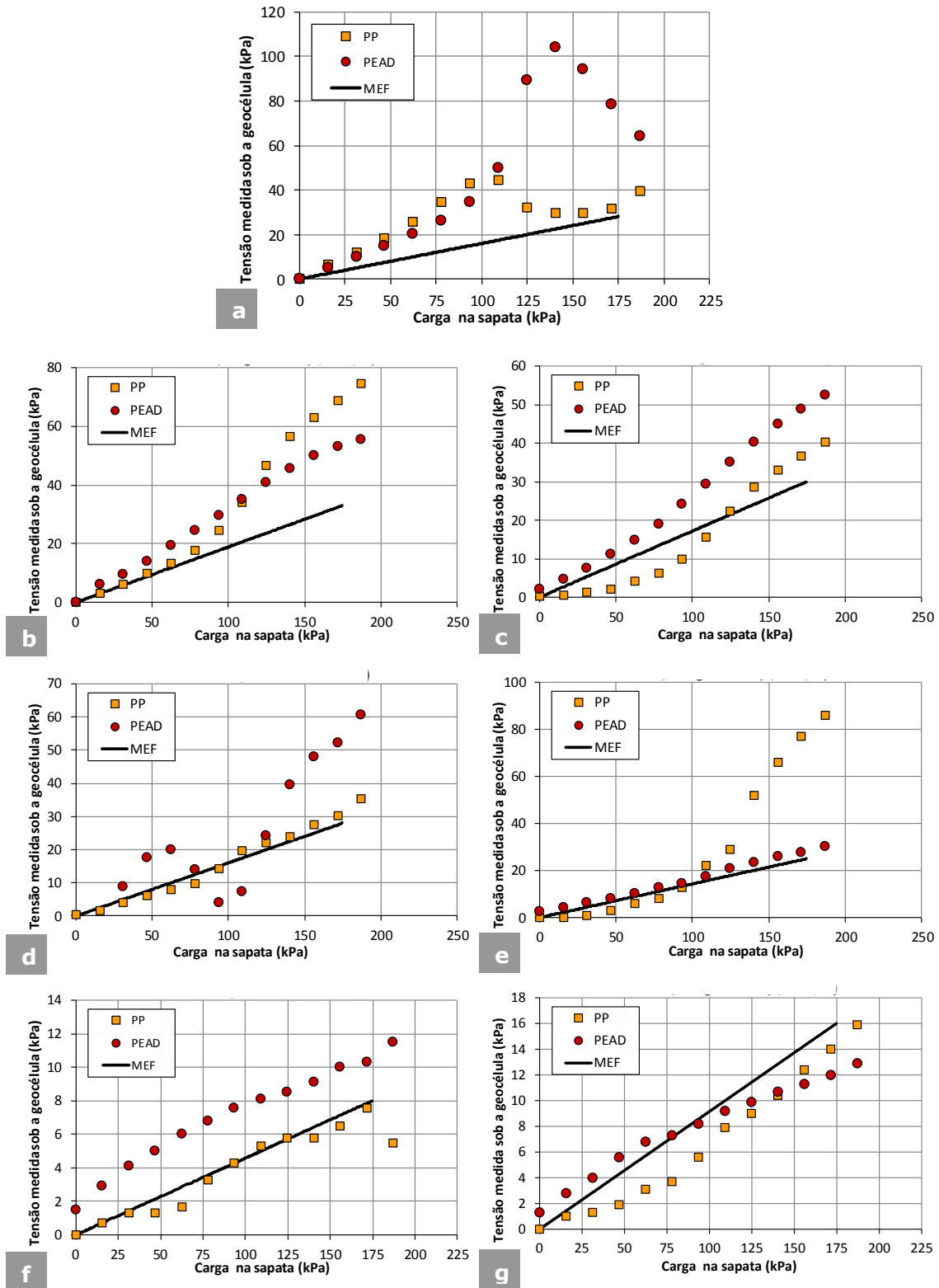


Figura 8.11 – Comparação entre as tensões verticais registradas por Meneses (2004) e calculadas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,50$ – Pontos: a) A/C; b) 10/C; c) 40/C; d) 10/20; e) 40/20; f) 10/40; g) 40/40

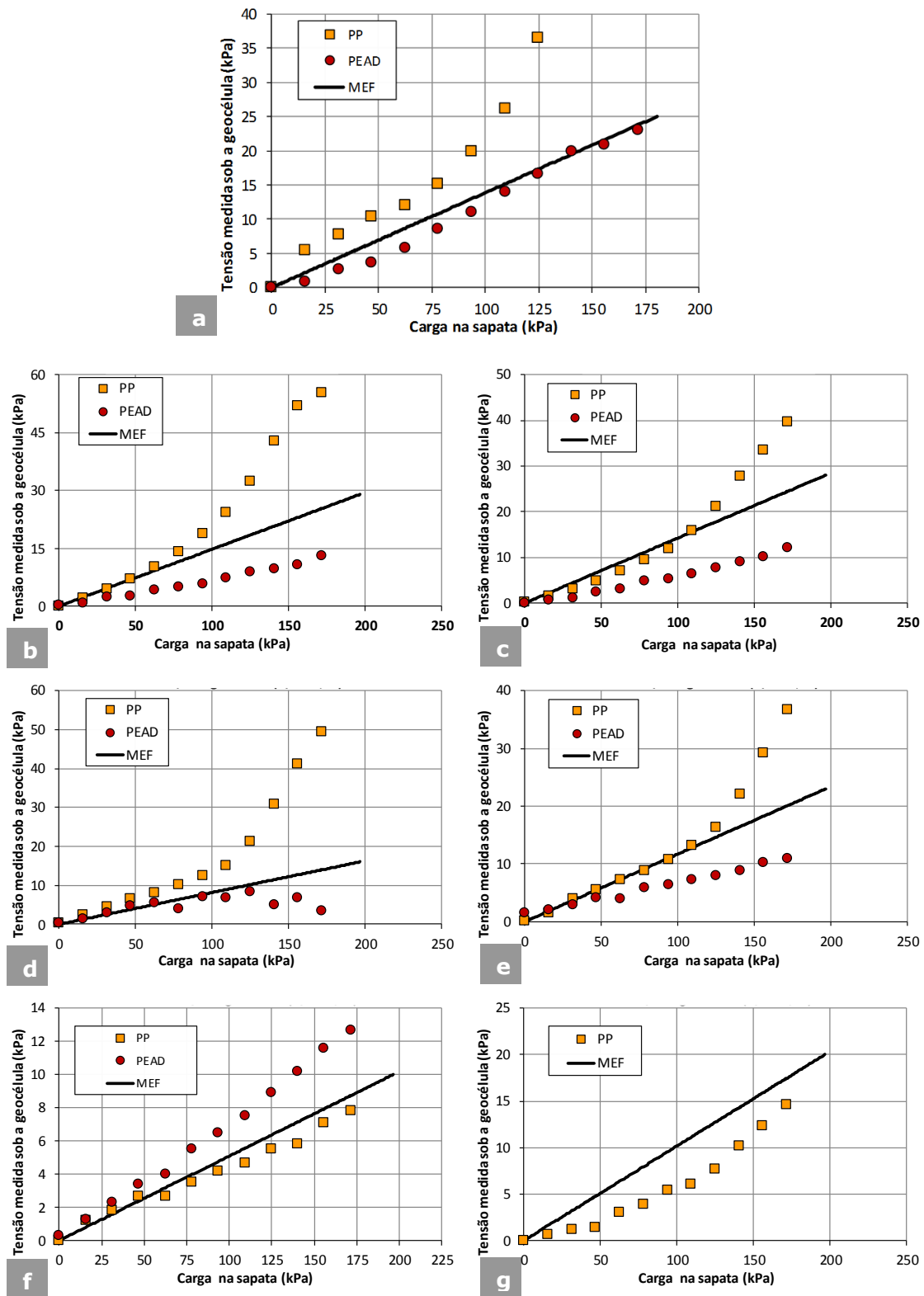


Figura 8.12 – Comparação entre as tensões verticais registradas por Meneses (2004) e calculadas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ – Pontos: a) A/C; b) 10/C; c) 40/C; d) 10/20; e) 40/20; f) 10/40; g) 40/40

8.5 Verificação do desenvolvimento da resistência na geocélula pelo MEF

Por meio das análises das tensões e deformações envolvidas na camada de geocélula, pelo modelo computacional, foi possível observar o comportamento do reforço e de como processa o caminhamento das tensões e o mecanismo de desenvolvimento de sua resistência.

Neste âmbito, as Figuras na sequência apresentam, respectivamente, os deslocamentos totais (Figura 8.13), as tensões verticais (Figura 8.14), as tensões horizontais (Figura 8.15) e as tensões de cisalhamento (Figura 8.16) para a simulação numérica apresentada na Figura 8.5, que foi comparada aos ensaios de Meneses (2004) com razão de forma da geocélula igual a 0,75 (geocélula de PP e PEAD). Ressalta-se que nestas Figuras foram empregados os resultados para uma tensão aplicada pela sapata igual a 50 kPa.

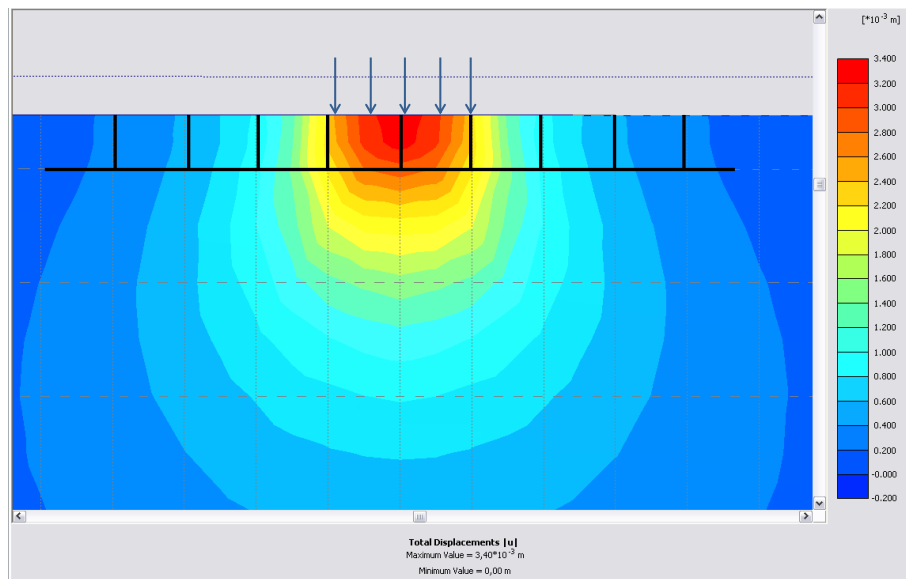


Figura 8.13 – Deslocamentos totais obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = 3,4 mm; verde = 1,5 mm; azul = 0 mm)

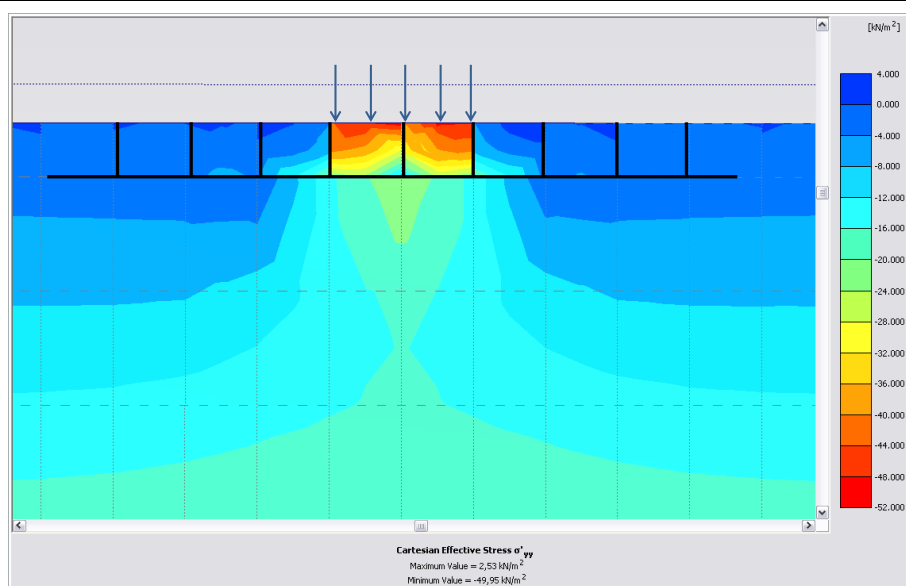


Figura 8.14 – Tensões verticais obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = 50 kPa; verde = 20 kPa; azul = 0 kPa)

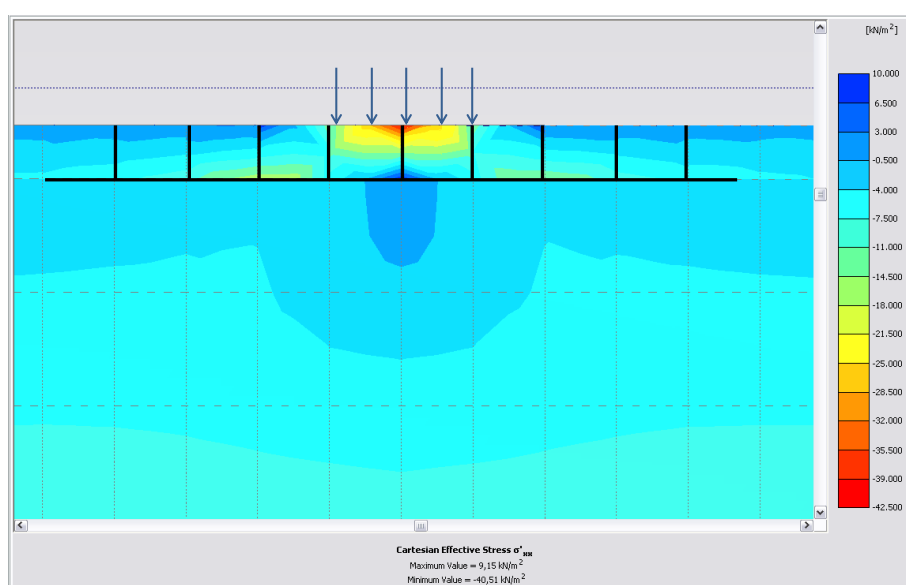


Figura 8.15 – Tensões horizontais obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = -42 kPa; verde = -15 kPa; azul = 10 kPa)

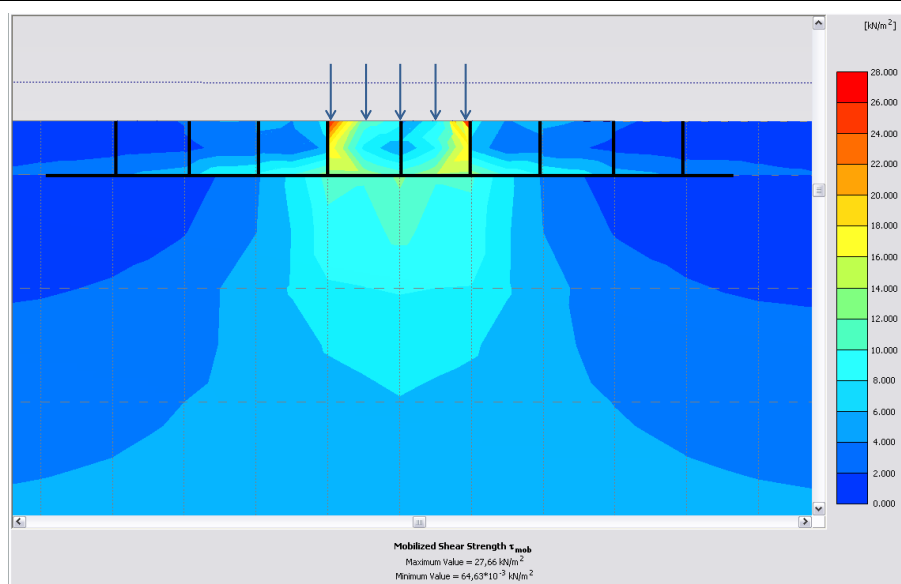


Figura 8.16 – Tensões de cisalhamento obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 50 kPa (vermelho = 28 kPa; verde = 14 kPa; azul = 0 kPa)

Observa-se que a maior parte dos deslocamentos e tensões se concentram na camada de reforço, em sua grande magnitude especificamente nas células logo abaixo do carregamento, sendo transferido apenas uma pequena porção destas para o solo de fundação.

O bulbo de tensões verticais se concentra basicamente na camada de geocélula nas células posicionadas diretamente sob a placa de aplicação do carregamento. Neste caso ($p = 50 \text{ kPa}$), a máxima tensão que efetivamente é transferida para o solo subjacente, na linha central da sapata, é apenas uma parcela de cerca de 40% daquela aplicada pela placa (ou seja, $p^* \sim 20 \text{ kPa}$). Este valor é compatível com aquele obtido por Meneses (2004) para a geocélula de PP, que mediu uma tensão sob a camada de geocélula de magnitude igual a 17 kPa (Figura 8.8).

Da Figura 8.14 é possível observar, ainda, o caminhamento das tensões verticais na camada de reforço. Assim como sugerido no mecanismo de desenvolvimento do efeito laje proposto para o Presente Método de Cálculo, verifica-se que as tensões verticais são espreadas

para uma célula adjacente àquelas sob a placa de aplicação de carga, validando as considerações adotadas no modelo proposto.

Observa-se, pela distribuição de tensões horizontais (Figura 8.15), que a camada de reforço de geocélula possui um comportamento semelhante a uma viga, com tensões de compressão em seu topo e de tração em sua base (restrita a linha central da sapata). Este fato já fora reportado por Dash *et al.*, (2007) e Latha *et al.* (2009) que observaram, em geocélulas de “reduzida altura”, um comportamento semelhante a vigas de fundação (baldrames), conduzindo a tensões de contato com a camada de fundação mais elevadas, enquanto geocélulas de “elevada altura” geravam deslocamentos uniformes e tensões melhores distribuídas nas camadas subjacentes. Han *et al.* (2008) também verificaram esta tendência tanto em ensaios de laboratório como em simulações numéricas tridimensionais realizadas em geocélulas de PEAD com apenas uma célula de razão de forma da geocélula de 0,22.

Por fim, pela Figura 8.16 que apresenta as tensões de cisalhamento, verifica-se a sua concentração apenas nas paredes internas das células sob o carregamento. Sua magnitude é diretamente proporcional à profundidade, sendo maior quanto mais próximo do topo da geocélula (e do carregamento). Em uma comparação do valor da tensão de cisalhamento, a calculada pelo Método Proposto é igual a aproximadamente 10 kPa (tensão vertical de 50 kPa, $K_0 = 0,5$ e $\tan\delta = 0,4$). A tensão obtida pelo *Plaxis* (valor médio ao longo da parede da célula (entre o amarelo e o verde claro na Figura 8.16) é de cerca de 15 kPa, valor este da mesma ordem de grandeza daquele obtido pelo Modelo Proposto.

Avaliando a adoção do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) pelo Modelo de Cálculo, visualmente pelas tensões verticais (Figura 8.14) e horizontais (Figura 8.15) obtidas no *Plaxis*, têm-se uma tensão vertical no centro da parede da célula de cerca de 30 kPa (laranja claro), e uma tensão horizontal neste mesmo ponto igual a aproximadamente 15 kPa (verde claro). Portanto, têm-se um coeficiente de empuxo com ordem de

grandeza de 0,50, valor este compatível com o adotado pelo Método Proposto.

De forma a complementar esta avaliação do coeficiente de empuxo, definiu-se um ponto na parede da geocélula, no vértice da região carregada, para obtenção das tensões verticais e horizontais e dos deslocamentos horizontais, ponto este (ponto K) com sua localização apresentada na Figura 8.17.

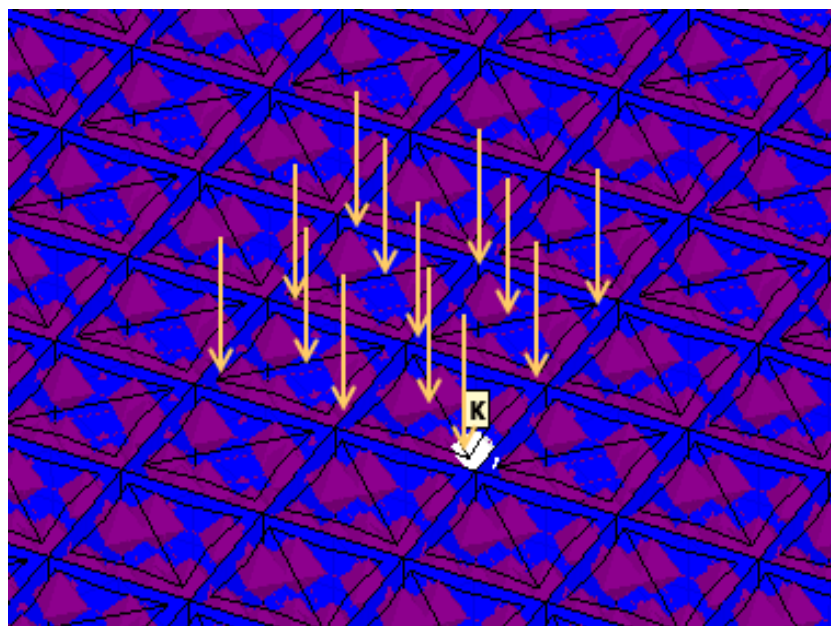


Figura 8.17 – Ponto K estudado na avaliação do coeficiente de empuxo

A trajetória de tensões no ponto K, com as tensões horizontais normalizadas pela tensão horizontal inicial no eixo das abcissas e as tensões verticais normalizadas da mesma forma no eixo das ordenadas, é apresentada na Figura 8.18, juntamente com as linhas correspondentes ao coeficiente de empuxo em repouso (K_0 – linha vermelha tracejada), ativo (K_a – linha verde pontilhada), passivo (K_p – linha rocha traco e ponto) e para a situação de igualdade entre as tensões ($K = 1$). Complementando as análises, a Figura 8.19 exhibe os deslocamentos horizontais, a Figura 8.20 os deslocamentos verticais e a Figura 8.21 as tensões de

cisalhamento na parede da célula, todas estas referentes ao mesmo ponto K e em função do carregamento aplicado pela sapata.

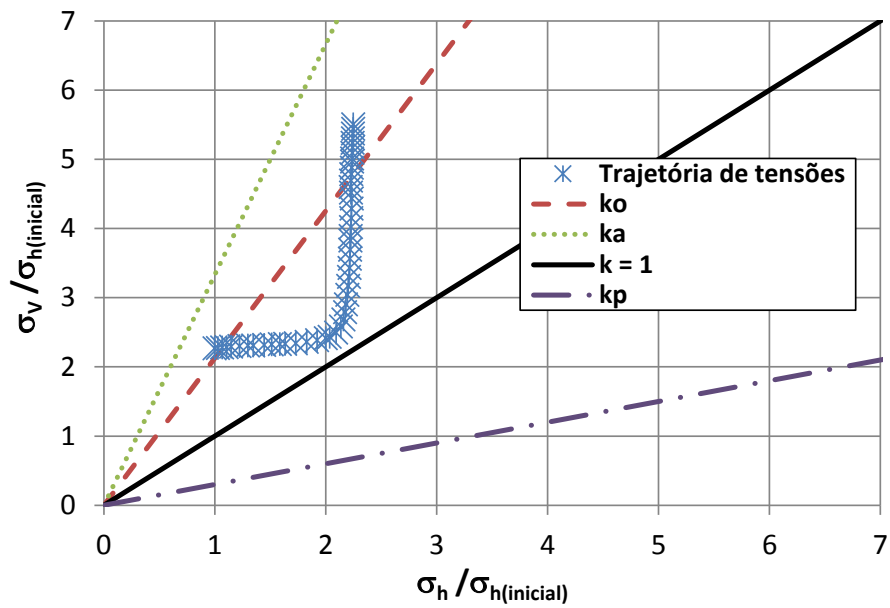


Figura 8.18 – Trajetória de tensões horizontais e verticais no ponto K ao longo do carregamento da sapata

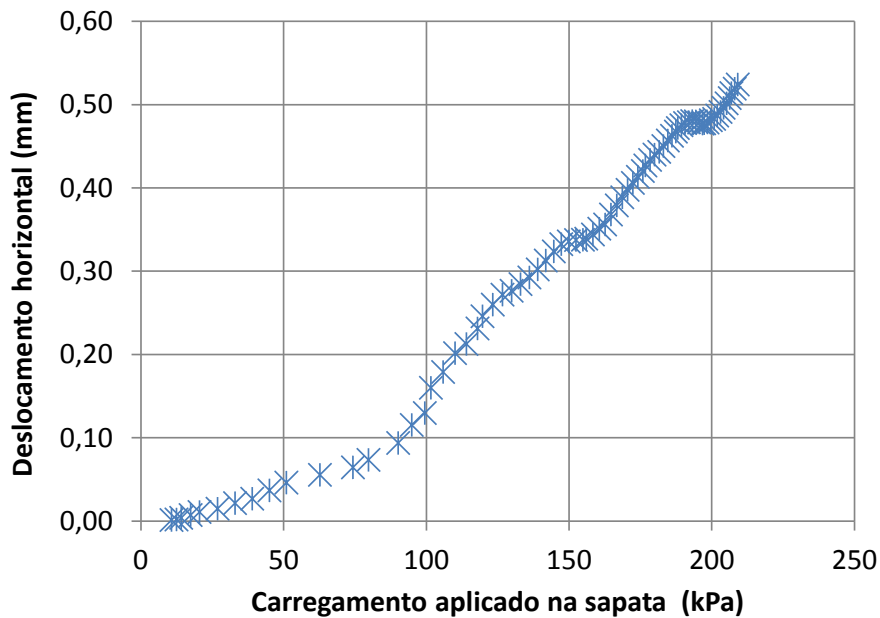


Figura 8.19 – Deslocamentos horizontais no ponto K ao longo do carregamento da sapata

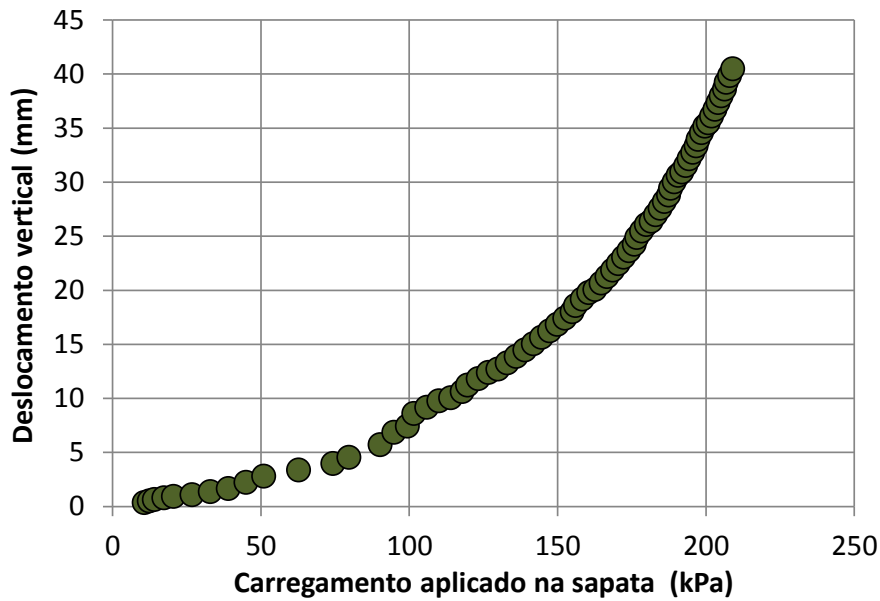


Figura 8.20 – Deslocamentos verticais no ponto K ao longo do carregamento da sapata

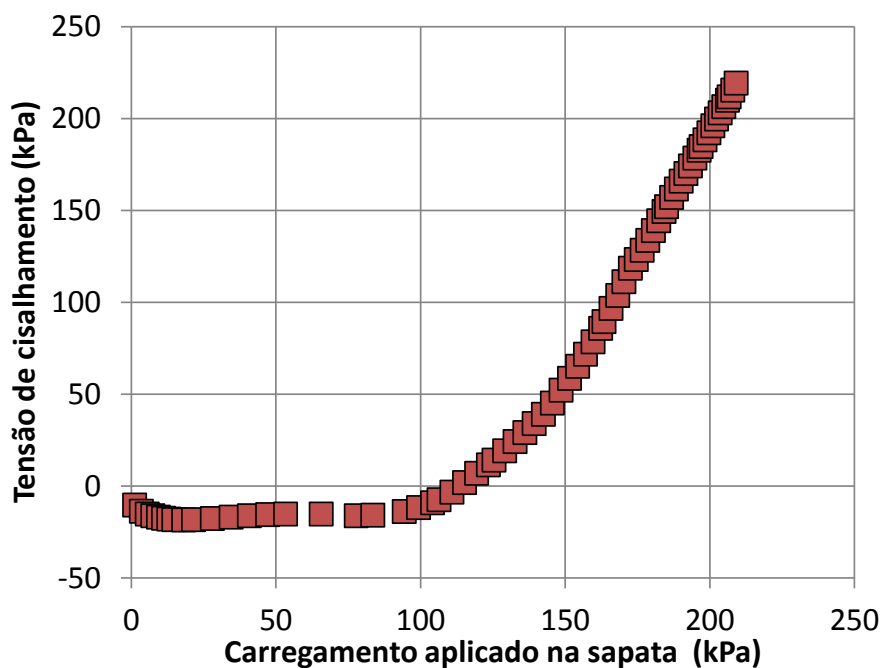


Figura 8.21 – Tensões de cisalhamento no ponto K ao longo do carregamento da sapata

Da Figura 8.18 se observa que a simulação se inicia com as tensões próximas da condição em repouso (K_0), com gradativo aumento das tensões horizontais em uma proporção maior que as tensões verticais até próximo da condição de coeficiente de empuxo igual a 1. Esta etapa inicial ocorre até um carregamento na sapata de aproximadamente 100 kPa. Comparando este resultado com o gráfico da Figura 8.19 se verifica um

pequeno acréscimo de deslocamentos horizontais até o carregamento de 100 kPa (cerca de 15% do total). Os deslocamentos verticais (Figura 8.20) também são restritos a cerca de 20% do total até este carregamento na sapata. Da Figura 8.21, igualmente se verifica a reduzida mobilização das tensões de cisalhamento (aproximadamente 15 kPa) até este valor de tensão aplicada pela sapata. A análise conjunta destas Figuras mostra que, nesta primeira etapa do carregamento ocorreu uma maior restrição dos deslocamentos horizontais, devido ao confinamento das células adjacentes e da rigidez da parede da geocélula, conduzindo a uma maior elevação das tensões horizontais dentro da célula. Complementarmente, houve reduzida ativação das tensões cisalhantes, com conseqüente limitação dos deslocamentos verticais. Como conclusão, nesta etapa há um elevado acréscimo do confinamento do material de preenchimento dentro da célula.

A partir deste ponto, observa-se da Figura 8.18 um elevado acréscimo das tensões verticais com pouca variação das tensões horizontais, até uma situação próxima da condição de repouso (na realidade, intermediária entre a condição de repouso, K_0 , e ativa, K_a) no final da simulação. Portanto, verifica-se que a adoção de um coeficiente de empuxo em repouso para o Modelo de Cálculo é coerente com o comportamento observado na simulação numérica realizada, sendo este mais adequado do que o coeficiente ativo. De fato, conforme observado, dependendo do nível de tensão imposta na geocélula, poder-se-ia empregar um coeficiente de empuxo superior ao em repouso, próximo até da situação de $K = 1$.

Da Figura 8.19 se observa que, a partir de 100 kPa de carregamento, a taxa de desenvolvimento dos deslocamentos horizontais é elevada até o deslocamento máximo de quase 0,55 mm, obtido no final da simulação. O mesmo ocorre com o deslocamento vertical (Figura 8.20). Complementarmente, a partir deste ponto, há um elevado acréscimo das tensões de cisalhamento na parede da célula. Portanto, da análise conjunta destas Figuras se conclui que, o aumento dos deslocamentos

horizontais fornece um alívio para o confinamento dentro da célula, o que resulta em uma estabilização das tensões horizontais observadas, conduzindo ao comportamento observado na trajetória de tensões da Figura 8.18. Analogamente, as tensões de cisalhamento são mobilizadas e há uma tendência de extrusão do solo de preenchimento para fora da célula, em sua parte inferior (elevação dos deslocamentos verticais).

Finalizando as análises do MEF, a Figura 8.22b mostra as tensões de tração esperadas em uma "tira" de geocélula localizada logo abaixo do carregamento (igual a 100 kPa), "tira" esta identificada em branco na Figura 8.22a.

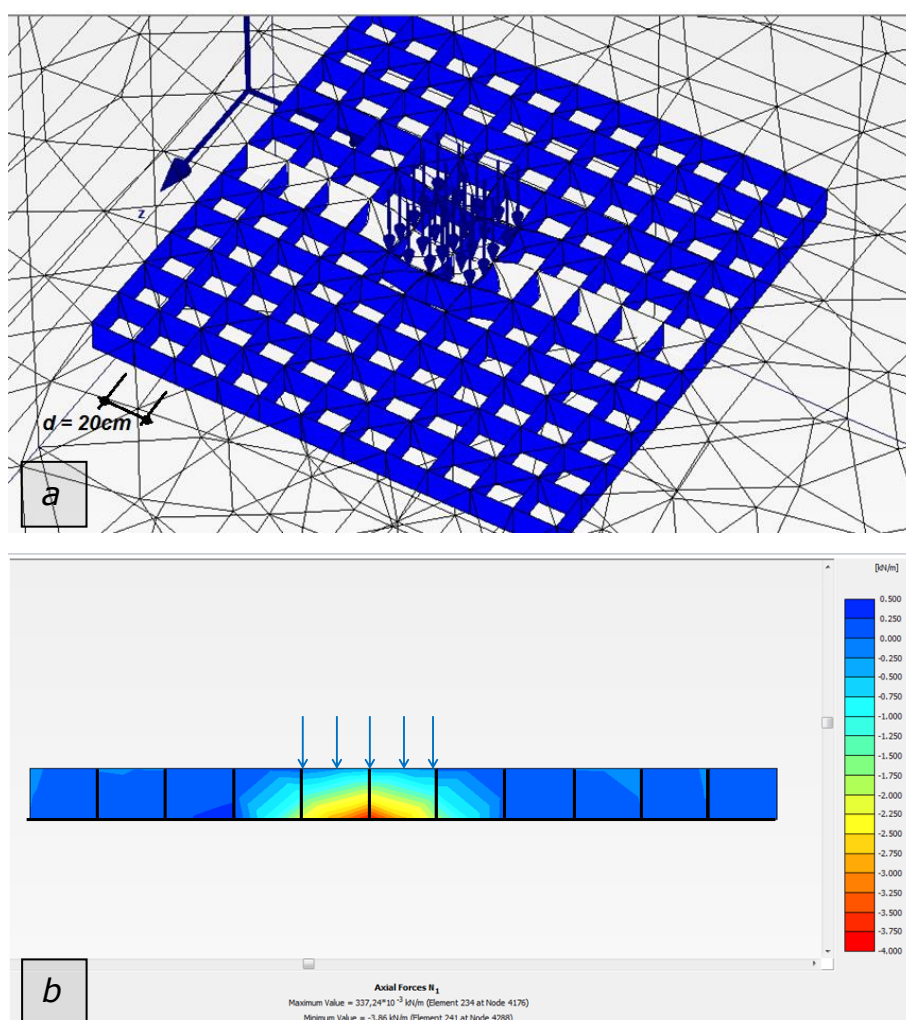


Figura 8.22 – a) Tira de geocélula estudada; b) Tensões de tração obtidas pelo MEF para a geocélula de $h/d = 0,75$ e uma tensão aplicada pela placa de 100 kPa (vermelho = 4 kN/m; verde = 1,5 kN/m; azul = 0 kN/m)

Apenas no ponto logo abaixo do carregamento a resistência à tração do material constituinte da geocélula é realmente mobilizada, sendo que as células diretamente vizinhas àquelas sob o carregamento têm participação apenas secundária (devido ao espraçamento das tensões verticais para uma célula adjacente). A partir da segunda célula adjacente àquelas sob o carregamento a mobilização das tensões no material da geocélula é nula. Este fato auxilia na verificação de que as tensões são espraçadas até uma célula adjacente daquela carregada, conforme adotado no método de reforço proposto.

Para uma pressão de 100 kPa aplicada pela placa, observou-se uma tensão de tração na base da geocélula, na linha central da sapata igual a 4 kN/m. Desta forma, verifica-se que a magnitude das tensões de tração esperadas no reforço de geocélula são reduzidas, viabilizando o emprego de materiais de restringida resistência à tração, fato este já abordado nos primeiros estudos realizados com geocélulas pelo *U.S. Army Corps*, que empregou como material das primeiras geocélulas até papel e papelão em formato semelhante a caixa de ovos (PRESTO, 2009).

Esta observação, de reduzida tensão de tração na geocélula, reforça a ideia de que o efeito membrana não é um dos mecanismos de reforço presente na utilização da geocélula. De fato, devido à estrutura tridimensional da geocélula esta realmente se comporta como uma viga, conforme citado por diferentes autores ao longo do texto, na qual as tensões de tração ocorrem apenas em sua base. Em um reforço planar, todo o reforço tem a resistência à tração mobilizada, caracterizando o efeito membrana. No caso do reforço de solo com geocélula, há uma forte dependência do posicionamento do carregamento e da geocélula. Em situações semelhantes à exposta na Figura 8.23, a resistência à tração do sistema é dada, primordialmente pela resistência ao cisalhamento simples do solo, sendo que a resistência do material da célula contribui apenas de forma secundária. Na situação em que as "tiras" da geocélula estão dispostas na mesma direção do carregamento, a contribuição do material da célula é mais significativa.

Outra observação que conduz a desconsideração do efeito membrana é o fato de a geocélula não promover uma separação entre o material de preenchimento e o solo de fundação, conforme observado na Figura 8.13. Por não ocorrer a separação entre estes 2 (dois) materiais, a mobilização do efeito membrana é comprometida, pois o material de enchimento da geocélula pode ser (e é) deslocado para baixo durante o carregamento, situação esta que gera o atrito de interface solo/parede da célula, mas não ativa a resistência a tração do reforço conforme ocorreria em uma inclusão planar.

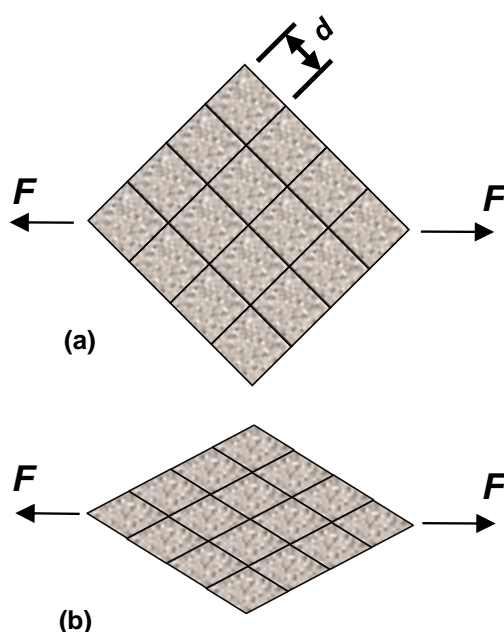


Figura 8.23 – Reforço de geocélula solicitado longitudinalmente: a) situação inicial; b) situação deformada

8.6 Considerações sobre o Capítulo

O presente método foi verificado com base em simulações numéricas computacionais. As principais conclusões são:

- A calibração do modelo computacional com os resultados dos ensaios conduzidos por Meneses (2004) foi realizada com sucesso, sendo obtidos resultados de carga recalque e tensões sob a camada

de geocélula e no maciço de solo da fundação para os modelos (de cálculo e computacional) muito próximos do experimental;

- As análises das células de pressão dispostas sob a camada de geocélula mostraram que o reforço é capaz de absorver e dissipar a maior parte dos carregamentos impostos pela placa na superfície;
- Pelos resultados do MEF, observou-se que os mecanismos propostos para o desenvolvimento da resistência na geocélula (efeitos laje e do confinamento) estão de acordo com o observado nos modelos computacionais:
 - Para o efeito laje, verificou-se o espraçamento das tensões verticais para uma célula adjacente àquela sob o carregamento, tal qual o proposto no presente método;
 - Para o efeito do confinamento, verificou-se que as tensões de cisalhamento são geradas nas paredes das células sob o carregamento;
 - Em relação à solitação do material da célula, observou-se que os carregamentos impostos no material da geocélula são extremamente reduzidos, fornecendo a pouca influência da resistência do material na melhora fornecida pelo reforço, bem como na possibilidade de desconsideração do efeito membrana;
- Da análise da trajetória de tensão obtida pelo MEF, verificou-se que, durante o carregamento na sapata, dentro da célula, o estado de tensões parte da condição de repouso para uma situação de coeficiente de empuxo próximo de 1, após o qual caminha para uma situação pouco superior a condição em repouso, viabilizando o emprego do k_0 como coeficiente de empuxo horizontal;
- Por fim, constatou-se que as tensões que efetivamente atuam no reforço de geocélula são de reduzida magnitude. Para uma tensão de 100 kPa aplicada na sapata, a tensão de tração mobilizada em uma tira do reforço, em uma posição coincidente com o centro da sapata, foi da ordem de 10 kN/m.

CAPÍTULO 9 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CÁLCULO PROPOSTO

9.1 Introdução

O método de cálculo proposto no Capítulo 6 desta pesquisa foi avaliado nos itens anteriores por meio de ensaios de placa laboratório (Capítulo 7) e por simulações numéricas pelo Método dos Elementos Finitos – MEF (Capítulo 8). Para verificar a empregabilidade do modelo desenvolvido e de forma a criar metodologias de utilização, no presente Capítulo são conduzidas aplicações geotécnicas, com respectivas verificações usando o MEF, deste método de cálculo proposto em diferentes situações, a saber: reforço de fundações, aterros sobre solos moles e carregamentos sobre aterros. Os resultados mostraram que o modelo proposto possuiu ampla capacidade de emprego nestas aplicações propostas.

9.2 Aplicação em reforço de fundações

9.2.1 Geometria, carregamentos, materiais e solos empregados

Para o presente caso, foi assumida uma hipotética sapata com largura B igual 40 cm e comprimento L de 180 cm, apoiada diretamente

na superfície. Segundo Teixeira e Godoy (1996), Bowles (1997) e Cintra *et al.* (2003), sapatas pode ser consideradas corridas quando $L/B \geq 5$. Sendo a razão L/B da sapata hipotética igual a 4,5, a mesma foi considerada corrida nesta utilização.

Foram considerados diferentes níveis de carregamento, variando de 25 kPa a 150 kPa em etapas de 25 kPa.

Foi admitido, como reforço hipotético, uma geocélula com altura h igual à largura d , sendo estes de valor de 20 cm ($h/d = 1$) - dimensão esta plausível para as geocélulas manufaturadas no mercado nacional. Considerou-se que a geocélula era de material com resistência mínima à tração e na emenda de valor equivalente à geocélula estudada no Capítulo anterior (geocélula de polipropileno com rigidez do reforço à tração igual a 50 kN/m).

O solo de fundação / subleito empregado foi considerado como um silte arenoso e o solo considerado para o preenchimento da geocélula foi uma areia. Os parâmetros geomecânicos empregados em ambos estão expostos na Tabela 9.1.

Tabela 9.1 – Parâmetros geomecânicos dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de fundações

	Solo de fundação	Solo de preenchimento
Tipo de solo	Silte arenoso	Areia
Condição	Drenada	Drenada
γ (kN/m³)	17	18
c' (kPa)	5	0
ϕ (°)	25	38
ν	0,4	0,4
E (MPa)	20	50

As análises foram conduzidas tanto para a situação reforçada, como não reforçada, sendo que nesta foi verificada a capacidade de carga empregada para o solo de fundação no método proposto (p_u). A Figura 9.1

esquematiza, de forma simplificada, ambas as situações, não reforçado e reforçado com a geocélula.

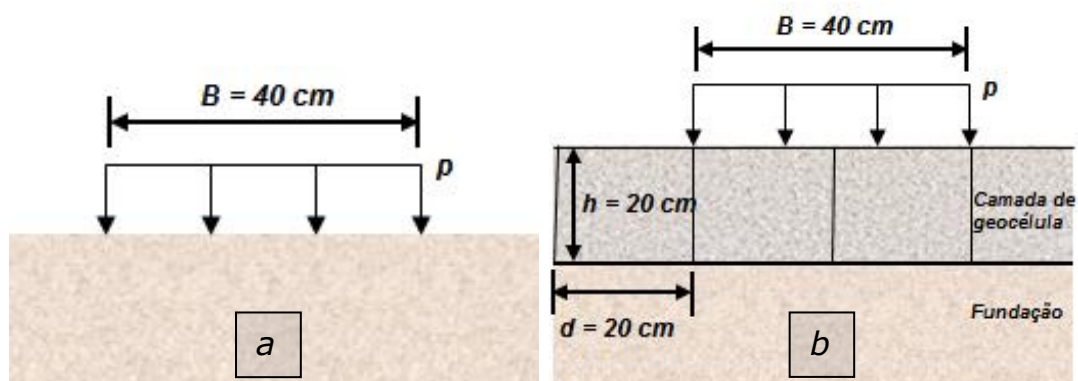


Figura 9.1 – Utilização capacidade de carga a) Situação não reforçada; b) Situação reforçada

9.2.2 Capacidade de carga do solo de fundação / subleito – situação não reforçada

Como esta aplicação é de uma sapata apoiada diretamente na superfície, empregou-se na determinação da capacidade de carga do solo não reforçado o Método de Terzaghi para sapatas rasas, conforme justificativas descritas no início do Capítulo 7.

Aplicando a formulação de Terzaghi: sendo a sapata corrida, os fatores de forma foram considerados iguais a 1. Para um ângulo de atrito igual a 25° , os fatores N_c e N_γ resultaram iguais a 20,6 e 10,8, respectivamente. Assim, a capacidade de carga do solo não reforçado obtida é exposta na sequência.

$$p_u = c' N_c s_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma$$

$$p_u = 5 \cdot 20,6 + \frac{1}{2} 17 \cdot 0,4 \cdot 10,8$$

$$p_u = 140 \text{ kPa}$$

9.1

Para avaliação do valor da capacidade de carga não reforçada calculada, foi utilizada uma simulação numérica computacional, com o *software* de elementos finitos *Plaxis 3D Foundation*. A Figura 9.2 exibe o modelo empregado com o solo de fundação (em marrom) e o carregamento (em azul).

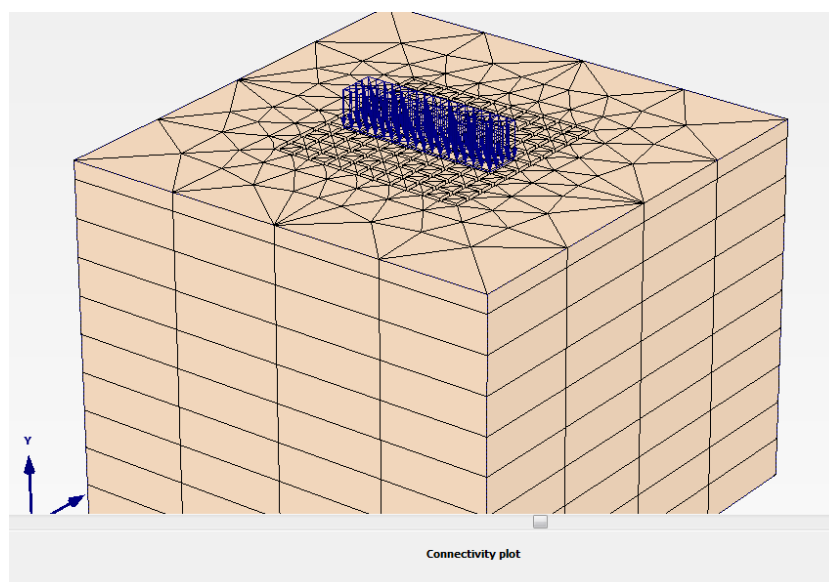


Figura 9.2 – Modelo computacional empregado para a situação não reforçada

A simulação no *Plaxis* foi feita buscando o carregamento que gerasse a ruptura do solo, ou seja, que resultasse em um Fator de Segurança (FS) igual a 1. Desta forma, a Figura 9.3 apresenta o Fator de Segurança para um carregamento de 125 kPa, calculados pela técnica de redução de ϕ e c (*Phi-c reduction*). Foi utilizado este valor de carregamento, pois valores superiores a este conduziam a ruptura sem a consequente obtenção do FS.

Na situação não reforçada, para um carregamento (p) aplicado pela sapata de 125 kPa, o Fator de Segurança obtido pela formulação de Terzaghi é igual a 1,12. Conforme observado na Figura 9.3, o FS obtido pelas simulações numéricas foi muito próximo do valor calculado pelos Métodos de Terzaghi. Desta forma, o emprego deste equacionamento (Terzaghi) se mostra viável como uma metodologia na determinação da capacidade de carga da fundação.

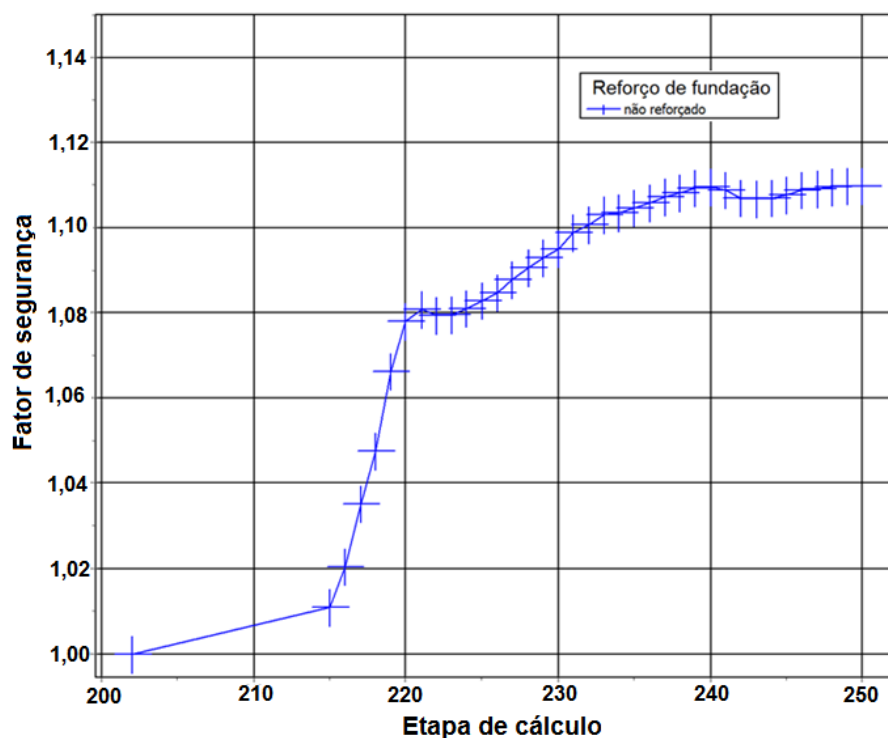


Figura 9.3 – Fatores de Segurança obtidos para os diferentes níveis de carregamento - situação não reforçada

9.2.3 Capacidade de carga do solo reforçado, Fatores de Segurança e Tensão Admissível

O equacionamento para a obtenção da capacidade de carga do solo reforçado com a geocélula foi desenvolvido no Capítulo 6. Os dados de entrada na formulação são capacidade de carga do solo de fundação, p_u (140 kPa), razão de forma da geocélula ($h/d = 1$), atrito de interface entre o solo de preenchimento e a parede da geocélula ($\delta = 2/3\phi' = 25^\circ$), o coeficiente de empuxo em repouso do solo de preenchimento ($k_0 = 0,4$), o efeito do espraiamento ($e = 0,5$, sendo a sapata corrida e o fator de forma do carregamento, $d/B = 0,5$) e o carregamento aplicado (p). Assim, a formulação a seguir apresenta a capacidade de carga do solo reforçado em função do carregamento aplicado:

$$p_r = p_u + 4 \frac{h}{d} \tan \delta k_0 p e + (1 - e) \cdot p$$

$$p_r = p_u + 4 \cdot 1 \cdot \tan 25^\circ \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot p + (1 - 0,5) \cdot p \quad 9.2$$

$$p_r = p_u + 0,86p$$

O Fator de Segurança obtido é resultante da divisão da resistência disponível (capacidade de carga do solo reforçado - p_r) pela solicitação (carregamento aplicado - p). Usando a relação entre os Fatores de Segurança na condição reforçada (FS_r) e não reforçada (FS_u), dependente do fator de reforço da geocélula (I_G), conforme metodologia proposta no Capítulo 6, tem-se:

$$FS_r = FS_u + I_G \quad 9.3$$

A Tabela 9.2 apresenta os valores de Fator de Segurança não reforçado e reforçado, calculados para os diferentes níveis de carregamento usados nas simulações numéricas.

Tabela 9.2 – Fatores de Segurança obtidos nas situação reforçada e não reforçada para os diferentes níveis de carregamento aplicado

Carregamento, p (kPa)	Método de cálculo proposto + Método de Terzaghi	
	FS_u	FS_r
25	5,6	6,5
50	2,8	3,7
75	1,9	2,7
100	1,4	2,3
125	1,1	2,0
150	0,9	1,8

Novamente foi empregado o Método dos Elementos Finitos para avaliação dos Fatores de Segurança calculados. A Figura 9.4 exibe o

modelo utilizado com o solo de preenchimento (amarelo), solo de fundação (em marrom) e o carregamento (em azul).

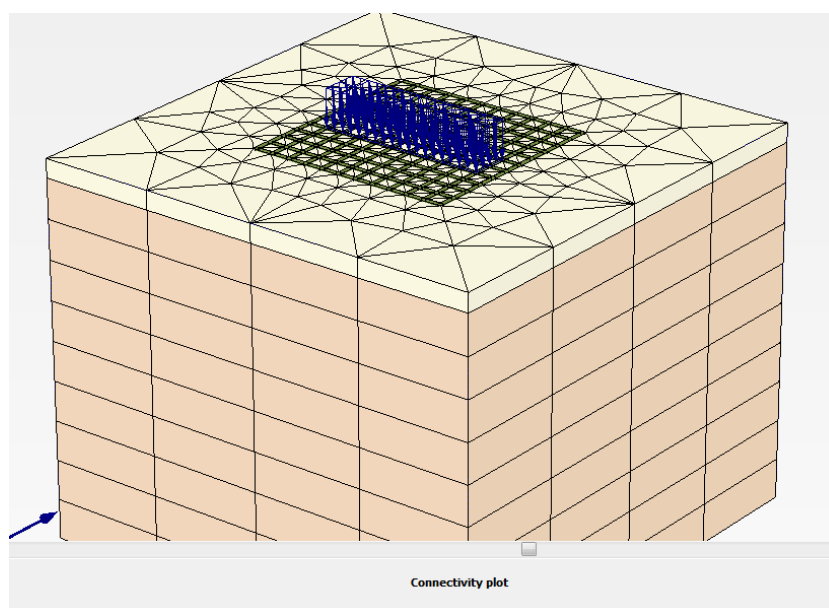


Figura 9.4 – Modelo computacional empregado para a situação reforçada

A Figura 9.5 apresenta os deslocamentos totais obtidos na determinação do FS para o carregamento de 150 kPa, e a Figura 9.6 os deslocamentos verticais para esta mesma situação. Como o *Plaxis* não possui opção de inserção de escala e dos elementos de reforço e carregamento na análise de um seção, para melhor visualização e também apresentar uma noção de escala, foram inseridas as posições do carregamento e da geocélula (que possui largura de 20 cm).

Destas é possível visualizar o comportamento do solo próximo ao colapso, exibindo uma cunha descendente sob as células diretamente abaixo do carregamento e a mobilização de faixas de solo, lateralmente a cunha formada, até a superfície, conforme destacado nas Figuras anteriores. Esta forma de ruptura é semelhante àquela proposta pelo Método de Terzaghi para a capacidade de carga.

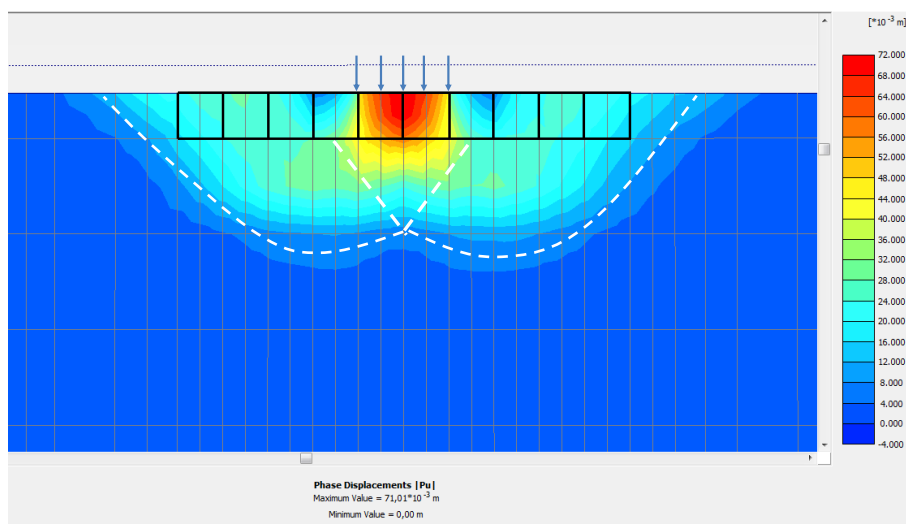


Figura 9.5 – Deslocamentos totais obtidos na ruptura com carregamento de 150 kPa

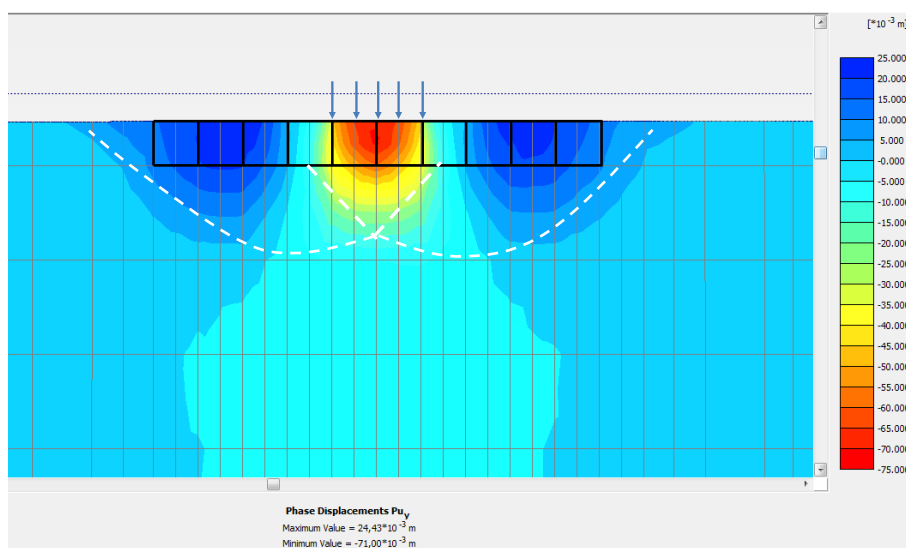


Figura 9.6 – Deslocamentos verticais obtidos na ruptura com carregamento de 150 kPa

A Figura 9.7, na sequência, exibe os Fatores de Segurança obtidos nas simulações do MEF, da situação reforçada, para carregamentos de 25 kPa, 50 kPa, 75 kPa, 100 kPa, 125 kPa e 150 kPa, e a Figura 9.8 uma comparação com os Fatores de Segurança calculados pelo método proposto (em adição ao Método de Terzaghi) e anteriormente apresentados na Tabela 9.2 com aqueles obtidos nas simulações.

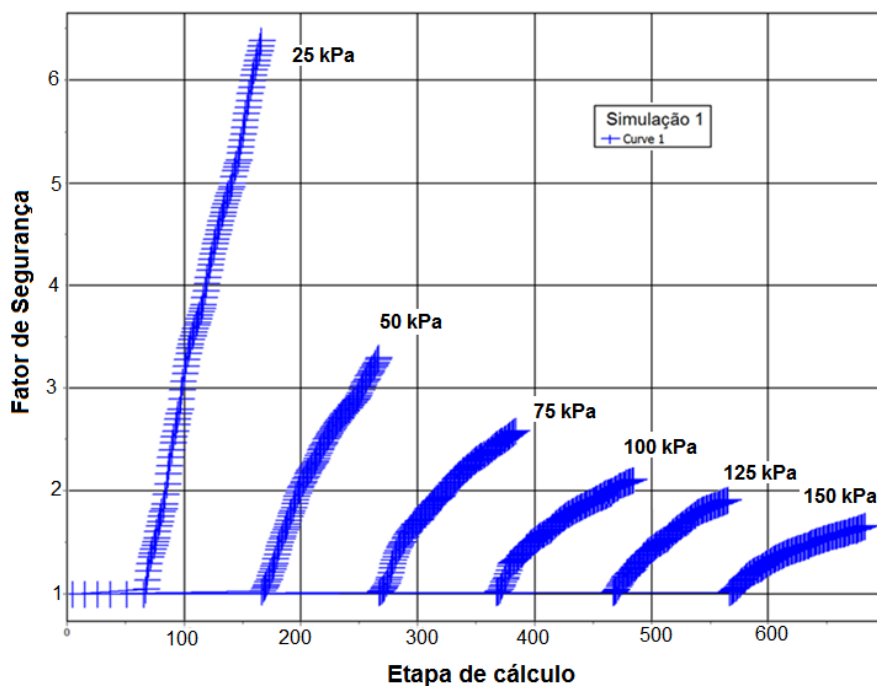


Figura 9.7 – Fatores de Segurança obtido nas simulações para carregamentos de 25 kPa a 150 kPa na situação reforçada

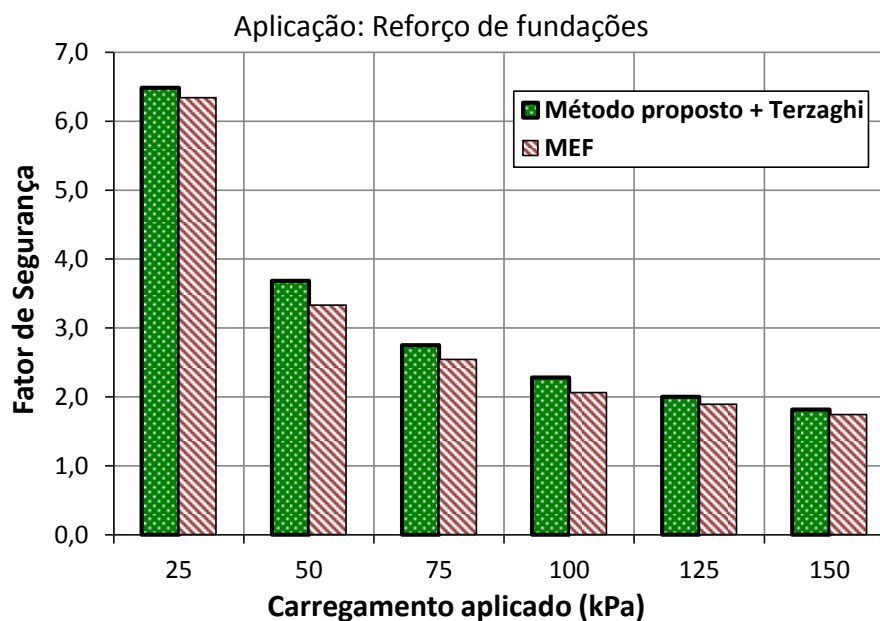


Figura 9.8 – Comparação entre os Fatores de Segurança calculados pelo método proposto com aqueles obtidos no MEF

Apesar de calcular Fatores de Segurança levemente mais elevados, o método proposto quando utilizado em conjunto com o equacionamento de Terzaghi apresentou uma boa aproximação com os resultados de Fatores de Segurança obtidos nas simulações computacionais. A maior diferença

entre eles, um erro de 9%, foi obtida no carregamento de 50 kPa, enquanto a menor foi obtida para o carregamento de 125 kPa (3%). Estes resultados incidam o potencial de utilização do modelo proposto, acoplado a métodos de determinação da contribuição da fundação (neste caso o equacionamento de Terzaghi) na previsão da capacidade de carga de solos reforçados.

Para a determinação da Tensão Admissível em capacidade de suporte de fundações superficiais, é usual, no meio técnico-acadêmico brasileiro, a adoção de FS mínimo de 3,0 (TEIXEIRA e GODOY, 1996; BUENO e VILAR, 2002; CINTRA *et al.*, 2003; ABNT NBR 6122:2010). Portanto, pela metodologia de cálculo da Tensão Admissível proposta no Capítulo 6 (equação 6.19), e para a obtenção de um FS_r igual a 3,0, a tensão admissível aplicada pela sapata, utilizando a contribuição da fundação conforme o método de Terzaghi é de:

$$p_a = \frac{P_u}{FS_r - I_G}$$
$$p_a = \frac{140}{3 - 0,86} \rightarrow p_a = 65kPa \quad 9.4$$

Esta tensão admissível para a situação reforçada é aproximadamente 30% superior ao valor de 47 kPa que corresponde a tensão admissível para a situação não reforçada com um FS_u igual a 3,0.

9.3 Aplicação em reforço de vias

A aplicação do método proposto para este tipo de utilização é semelhante ao caso acima abordado (reforço de fundações), com exceção apenas do método empregado para a capacidade de suporte do solo não reforçado (contribuição da fundação).

As mesmas etapas de cálculo podem ser empregadas e para a contribuição da fundação outros métodos podem ser utilizados, com destaque para:

- **Estradas não pavimentadas:** Método de Houlby *et al.* (1989) e suas extensões (HOULSBY e JEWELL, 1990; JEWELL, 1996);
- **Ferrovias:** equações sugeridas por Bathurst (1978).

9.4 Aplicação em reforço de solos moles

De forma a avaliar a aplicação do modelo proposto em reforços de aterros sobre fundações de solos moles, serão realizados estudos em dois casos distintos, com diferentes geometrias do aterro e de características geotécnicas do solo de fundação.

9.4.1 Geometria, etapas, materiais e solos empregados – Caso 1

Para o presente caso, foi assumida a construção de um hipotético aterro sobre uma fundação em solo mole. A avaliação foi conduzida para diferentes alturas do aterro considerando-se um solo de fundação composto por uma argila muito mole com resistência crescente com a profundidade e uma areia siltosa como solo de aterro, usado também no preenchimento da geocélula. Sob a camada de solo mole da fundação foi inserida uma camada de solo drenante.

A altura do aterro foi considerada variando de 1 m a 5 m, de metro em metro, com inclinação do talude de 1V:2H. A Figura 9.9 apresenta a seção transversal esquemática utilizada.

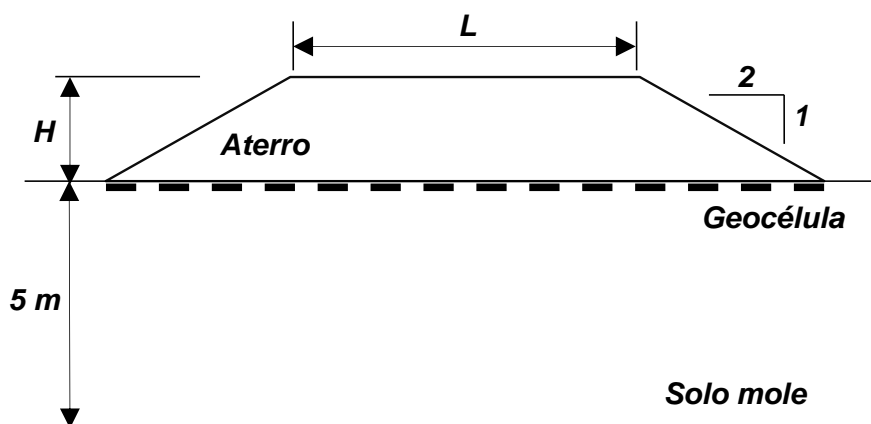


Figura 9.9 – Seção transversal esquemática para avaliação da aplicação do reforço de solos moles

Os parâmetros geomecânicos empregados nos solos utilizados neste item estão expostos na Tabela 9.3.

Tabela 9.3 – Parâmetros geomecânicos dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de solos moles

Solo	Fundação	Aterro
Tipo de solo	Argila	Areia siltosa
Condição	Não drenada	Drenada
γ (kN/m ³)	16	18
c' (kPa)	-	5
ϕ (°)	-	35
s_u (kPa)	15	-
s_u incremental (kPa/m)	2	-
ν	0,499	0,35
E (MPa)	1	40

Foi admitido como reforço uma geocélula com altura h igual à largura d , sendo estes de valor de 80 cm ($h/d = 1$). Considerou-se que a geocélula foi composta por material de geogrelha, com resistência à tração igual a 70 kN/m, rigidez de 660 kN/m (a 5% de deformação) e construída diretamente sob o aterro com o mesmo solo empregado neste. De forma a permitir o desenvolvimento do efeito laje considerado no

Modelo Proposto (espraiamento para uma célula adjacente), foi empregada uma geocélula com largura do reforço com duas células a mais no final do pé do talude. Foi empregado um elemento de interface entre a geocélula e o solo de preenchimento com uma redução de 0,7 da resistência da interface. Detalhes da construção de um reforço de geocélula utilizando tiras de geogrelha pode ser consultado em Bush *et al.* (1990).

Para avaliação do método de cálculo foram utilizadas simulações numéricas computacionais, pelo *software* de elementos finitos *Plaxis 3D Foundation*. O modelo construído tem por intuito representar uma faixa da seção real, possuindo uma profundidade de 2,5 m e comprimento de 15,0 m, sendo os extremos mantidos em condições de continuidade. A profundidade da camada de solo mole utilizada foi de 5 m, sendo considerada a base deste como não drenante (drenagem apenas na superfície). O nível d'água foi considerado aflorante na superfície. A malha gerada continha 6.428 elementos, 19.400 nós, sendo o tamanho médio dos elementos da malha igual a 17 cm.

As etapas de cálculo consideradas nas simulações compreenderam os seguintes passos:

- **Fase inicial:** fase com a geometria inicial do problema composta apenas pela camada de solo mole na qual são geradas as tensões *in situ*;
- **Aterro de conquista/Camada de geocélula:** inserção da camada de conquista com o reforço de geocélula – apenas para o caso reforçado;
- **Execução das camadas de aterro:** inserção de camadas de 1 m de aterro;
- **Fatores de Segurança:** cálculo dos Fatores de Segurança após cada uma das fases anteriores utilizando a técnica de redução de ϕ e c .

9.4.2 Situação não reforçada – Caso 1

Para a determinação do Fator de Segurança (FS) do aterro sobre solo mole para a situação não reforçada foram empregados três métodos analíticos consolidados da literatura nacional e internacional: Método de Pinto (1965), Método de Low (1989) e Método de Bishop. Uma breve descrição de cada método é feita na sequência.

9.4.2.1 Método de Pinto (1965)

Pinto (1965) analisou o problema de aterros sobre depósitos de solos moles com a coesão crescente linearmente com a profundidade e concluiu que, devido a menor resistência do solo próximo à superfície, os círculos de ruptura tendem a ser mais superficiais. Desta forma, na publicação Pinto (1965) o autor desenvolveu a seguinte formulação da pressão admissível (capacidade de carga):

$$p_u = N_{co} c_o \quad 9.5$$

Onde:

N_{co} = fator de carga;

c_o = coesão na superfície do terreno.

Na publicação original, o fator de carga é apresentado em formas de ábacos e dependente da altura do aterro (H), da largura da faixa de carregamento ($2b$), que é a soma da projeção do talude (f – cotangente do ângulo de inclinação do talude) com a largura do platô do aterro (L), da espessura da camada de solo mole de fundação (D), da coesão na superfície do terreno (c_o) e do incremento da coesão com a profundidade (c_1).

Massad (2003) apresenta, como alternativa aos ábacos, expressões matemáticas para obtenção do fator de carga, conforme as equações

descritas na sequência. Para o caso de espessura da camada de solo mole finita, o autor recomenda utilizar o maior fator de carga entre as situações finita e infinita.

$$N_{co} \cong 6,1 + 2,1 \frac{c_1 b}{c_o} \Rightarrow \text{para } 0 \leq \frac{c_1 b}{c_o} \leq 2 \text{ e } D = \infty \quad 9.6$$

$$N_{co} \cong 7,0 + 1,4 \frac{c_1 b}{c_o} \Rightarrow \text{para } 2 \leq \frac{c_1 b}{c_o} \leq 20 \text{ e } D = \infty \quad 9.7$$

$$N_{co} \cong 1,0 + \frac{c_1 b}{c_o} + 1,5 \frac{b}{D} \Rightarrow \text{para } D = \text{finito} \quad 9.8$$

Para a determinação do carregamento, Pinto (1965) sugere pesquisar, por tentativas, a ruptura crítica, ou seja, de menor Fator de Segurança. Esta ruptura crítica pode ser total (englobando toda a extensão do aterro) ou apenas parcial (ocorrendo em um trecho intermediário do aterro). De acordo com o autor, é mais comum ocorrer a ruptura em parte da fundação (ruptura parcial), sendo rara sua ruptura para o aterro inteiro.

Sendo assim, para uma dada altura do aterro (H), tem-se uma projeção do talude na horizontal (f) fixa, e procura-se por uma extensão crítica do platô (L') que resulte em um valor mínimo do Fator de Segurança, conforme observado na Figura 9.10.

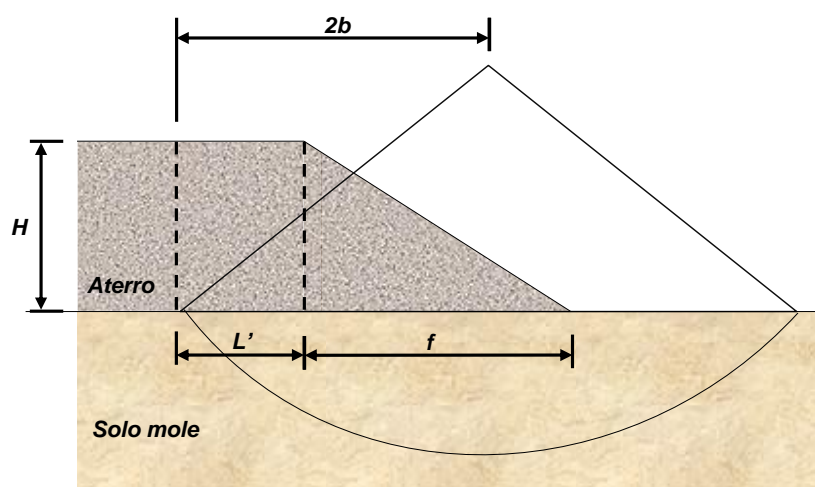


Figura 9.10 – Ilustração esquemática para o cálculo do Fator de Segurança por ruptura parcial – adaptado de Pinto (1965)

Para este caso, a determinação da faixa de carregamento ($2b$) pode ser calculada conforme proposto por Pinto (1965) e exposto na equação na sequência:

$$b = \frac{L'^2 + L'f + \frac{f^2}{3}}{2L' + f} \quad 9.9$$

E a tensão atuante, ainda segundo o autor, é dada pela carga do aterro, em sua porção da ruptura parcial (Figura 9.10) dividida por sua extensão, ou seja, $2b$.

Como exemplo para o atual caso, tem-se que:

- Espessura da camada de solo mole, $D = 5$ m, portanto, finita;
- Coesão na superfície: $c_0 = 15$ kPa;
- Incremento da coesão com a profundidade: $c_1 = 2$ kPa;
- Projeção do talude na horizontal, para inclinação 1V:2H: $f = 2H$. Para $H = 1$ m, resulta em $f = 2$ m;
- Buscando uma extensão crítica para o platô (L'), têm-se os resultados expostos na Tabela na sequência.

Tabela 9.4 – Busca pelo mínimo Fator de Segurança pelo Método de Pinto (1965) para o aterro não reforçado com 1 m de altura

L' (m)	b (m)	$c_1 b / c_0$	N_{co}	p_u (kPa)	q (kPa)	FS
0,00	0,67	0,09	6,29	94,30	13,50	6,99
1,00	1,08	0,14	6,40	96,05	16,62	5,78
1,50	1,32	0,18	6,47	97,03	17,09	5,68
2,00	1,56	0,21	6,54	98,03	17,36	5,65
2,50	1,80	0,24	6,60	99,05	17,52	5,65
3,00	2,04	0,27	6,67	100,08	17,63	5,68

Portanto, o FS mínimo ocorre para uma ruptura com a superfície passando em um platô crítico de aproximadamente 2,0 m.

Utilizando a metodologia supracitada, na Tabela 9.5 são apresentados os Fatores de Segurança calculados para as diferentes alturas do aterro, variando de 1 m a 5 m. Ressalta-se que, por este método, foi obtido FS = 1,00 para um aterro de 7,5 m de altura.

Tabela 9.5 – Fatores de Segurança obtidos pelo Método de Pinto (1965) para o aterro não reforçado

<i>H</i> (m)	$c_1 b/c_o$	N_{co}	Carregamento do aterro (kPa)	ρ_u (kPa)	FS
1	0,21	6,54	17,36	98,03	5,65
2	0,35	6,84	34,18	102,56	3,00
3	0,50	7,14	50,88	107,10	2,10
4	0,58	7,31	66,46	109,70	1,65
5	0,72	7,62	83,08	114,25	1,38

9.4.2.2 Método de Low (1989)

Low (1989) publicou ábacos que determinam o Fator de Segurança (FS) de um aterro sobre o solo mole incorporando não só as características do solo de fundação, mas também os parâmetros de resistência do próprio aterro.

Por este método, o FS deve ser calculado para varias superfícies de ruptura a diferentes profundidades (D') na fundação de solo mole, em uma pesquisa da superfície crítica, utilizando a seguinte expressão:

$$FS = N_1 \frac{c}{\gamma_{at} H} + N_2 \left(\frac{c_{at}}{\gamma_{at} H} + \lambda \gamma_{at} \text{tg} \phi_{at} \right) \quad 9.10$$

Em que:

N_1 e N_2 = fatores de estabilidade determinados em ábacos que dependem da relação entre a profundidade da superfície critica de ruptura (D'), altura do aterro (H) e da inclinação do talude do aterro;

c = coesão do solo mole de fundação;

γ_{at} = peso específico do solo do aterro;

H = altura do aterro;

c_{at} = coesão do solo do aterro;

λ = coeficiente determinado por ábacos que dependem da relação entre a profundidade da superfície crítica de ruptura (D') e altura do aterro (H) e da inclinação do talude do aterro;

ϕ_{at} = ângulo de atrito do solo do aterro.

Low (1989) sugere que a influência do crescimento da coesão com a profundidade seja levada em consideração de forma a se obter uma "coesão equivalente" até a profundidade de superfície de ruptura crítica. Para tal, a "coesão equivalente" de toda a camada deve ser obtida pela composição de 35% do valor da coesão na superfície e 65% do valor da coesão na profundidade da superfície crítica de ruptura.

Como exemplo para o atual caso, para uma altura do aterro igual a 1 m, tem-se que:

- A busca pela profundidade da superfície crítica obteve $D' = 0,50$ m e, portanto: $D'/H = 0,50$;
- Com a relação D'/H e a inclinação do talude de aterro igual 1V:2H, pelos ábacos de Low (1989) obteve-se N_1 , N_2 e λ iguais a 4,4, 1,9 e 0,28, respectivamente;
- Sendo a coesão da fundação na superfície igual a 15 kPa e o incremento desta com a profundidade de 2 kPa, utilizando a sugestão de "coesão equivalente", tem-se um valor desta igual a 15,7 kPa;
- Para os parâmetros obtidos, e utilizando os valores de ângulo de atrito e coesão do aterro na formulação proposta por Low (1989), obtém-se um Fator de Segurança igual a 4,67.

Na Tabela 9.6 são apresentados os Fatores de Segurança calculados para as diferentes alturas do aterro, variando de 1 m a 5 m seguindo a

mesma metodologia. Ressalta-se que foi obtido $FS = 1,00$ para um aterro de 8 m de altura.

Tabela 9.6 – Fatores de Segurança obtidos pelo Método de Low (1989) para o aterro não reforçado

H (m)	D/H	N_1	N_2	λ	Coesão equivalente (kPa)	FS
1	0,50	4,35	1,88	0,28	15,7	4,67
2	0,60	4,46	1,61	0,26	16,6	2,57
3	0,60	4,46	1,61	0,26	17,3	1,88
4	0,55	4,41	1,73	0,27	17,9	1,54
5	0,60	4,46	1,61	0,26	18,9	1,32

9.4.2.3 Método de Bishop

Para a determinação do FS para o caso não reforçado utilizando o Método de Bishop foi empregado o *software* de Equilíbrio Limite *Slide* v5.0 da empresa Rocscience licenciado para a Universidade de São Paulo. A Figura 9.11 exibe o FS obtido para a situação não reforçada de um aterro de 5 m de altura sobre a camada de solo mole, e na Tabela 9.7 são apresentados os Fatores de Segurança calculados para as diferentes alturas do aterro, variando de 1 m a 5 m.

Tabela 9.7 – Fatores de Segurança obtidos pelo *software* Slide para o aterro não reforçado

H (m)	FS
1	4,42
2	2,68
3	2,03
4	1,61
5	1,35

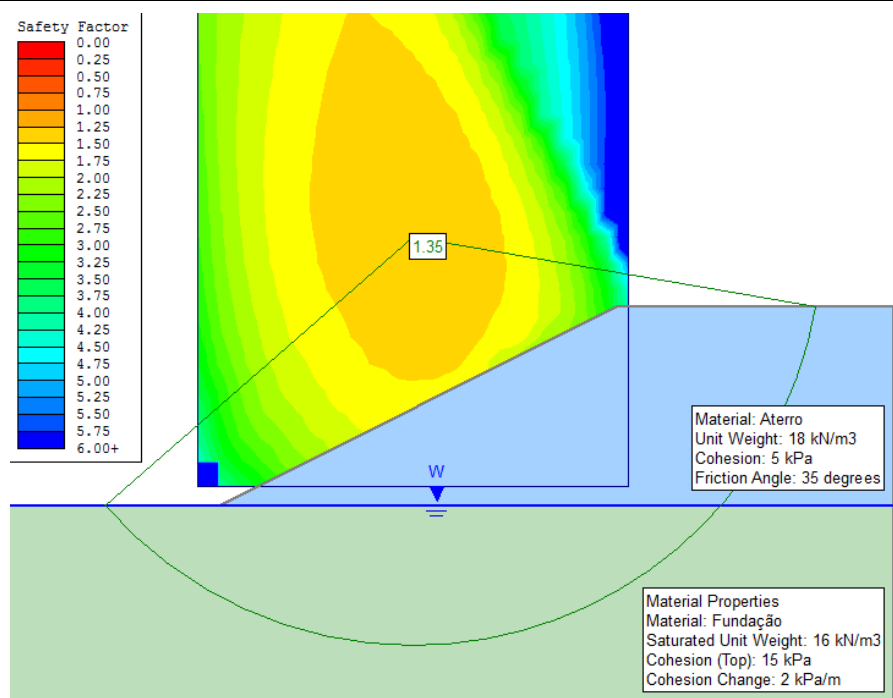


Figura 9.11 – Fator de Segurança obtido pelo *software* Slide para o aterro não reforçado com altura de 5 m

Para o presente método, foi obtido um $FS = 1,00$ para um aterro de aproximadamente 8 m de altura.

9.4.2.4 Método dos Elementos Finitos - MEF

Para avaliação dos Fatores de Segurança obtidos pelos Métodos de Bishop, Pinto (1965) e Low (1989) foram utilizadas simulações numéricas computacionais, utilizando o *software* de elementos finitos *Plaxis 3D Foundation*. A sequência da Figura 9.12 exhibe o modelo empregado com as respectivas etapas de construção.

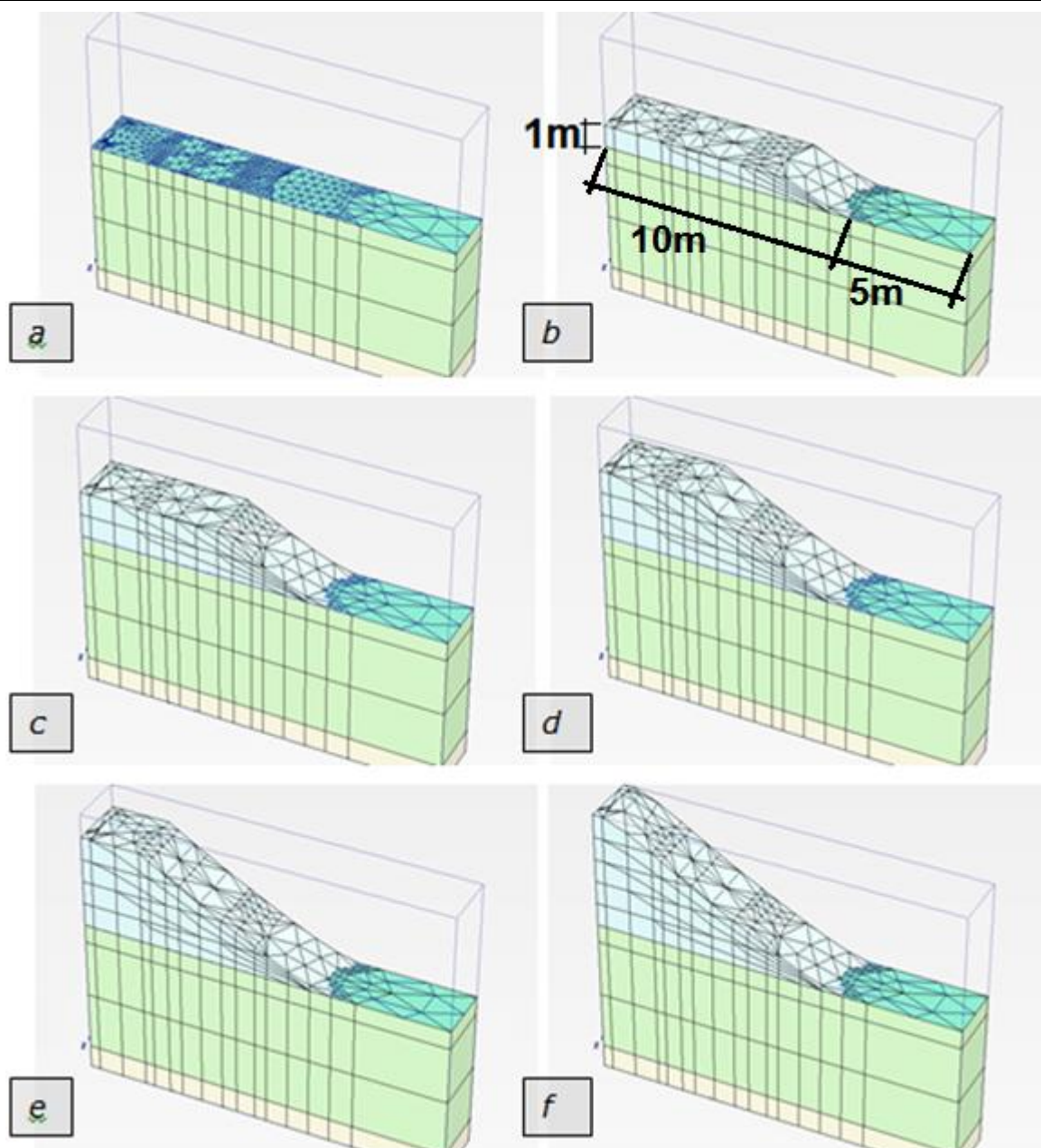


Figura 9.12 – Modelo computacional empregado para a situação não reforçada: a) etapa inicial; b) 1 m de aterro; c) 2 m de aterro; d) 3 m de aterro; e) 4 m de aterro; f) 5 m de aterro

A Figura 9.13 apresenta os Fatores de Segurança obtidos, pela técnica de redução de ϕ e c (*Phi-c reduction*), para as diferentes alturas do aterro na situação não reforçada, e a Figura 9.14 exhibe o resultado dos deslocamentos totais do modelo computacional, para o aterro com uma altura igual a 5 m, da qual se observa, em especial, cunha de ruptura bem

formada, em termos de deslocamentos totais na etapa de aterro igual a 5 m de altura.

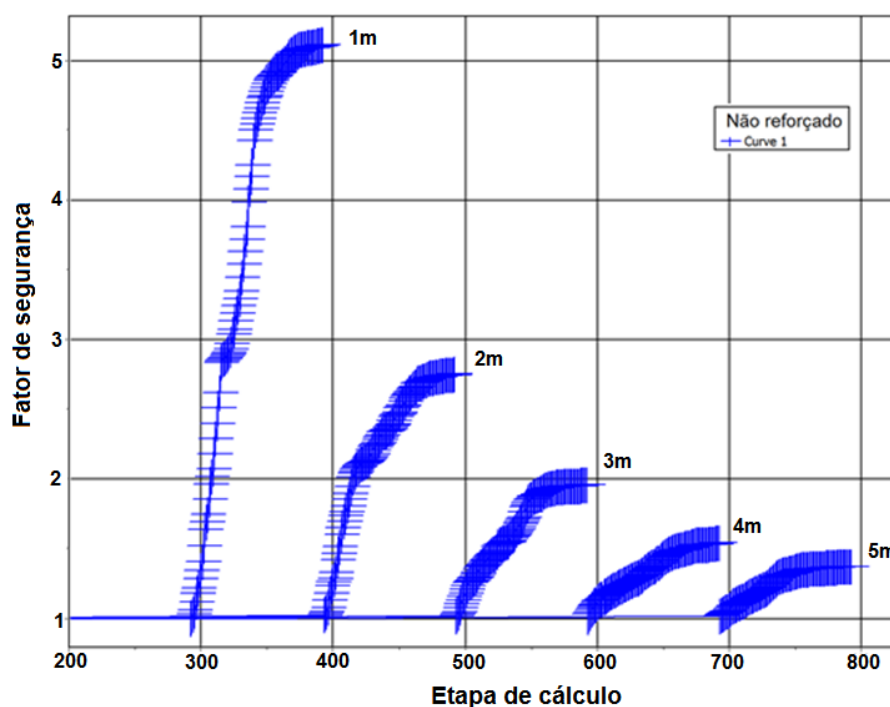


Figura 9.13 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação não reforçada

A Figura 9.15, na sequência, mostra a comparação entre os FS obtidos pelos diferentes métodos utilizados, citados anteriormente.

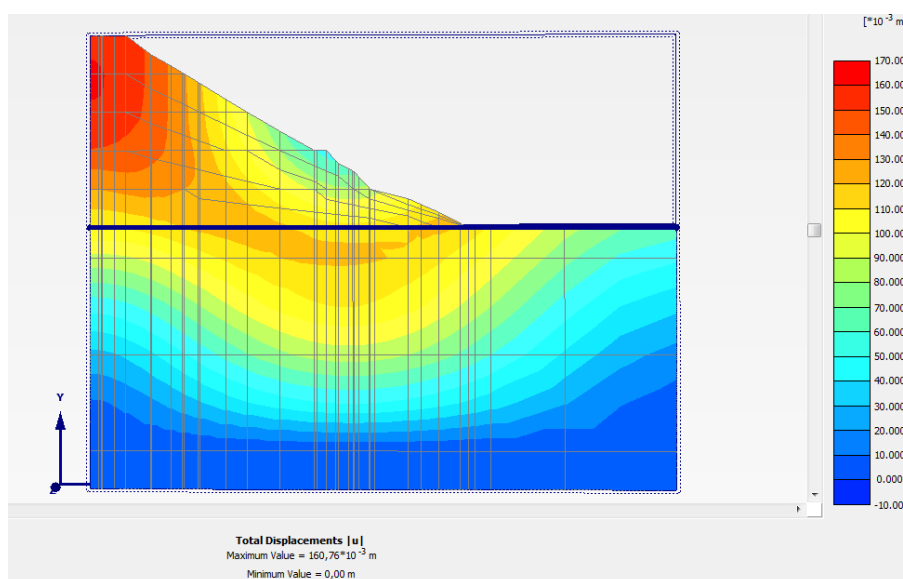


Figura 9.14 – Deslocamentos totais obtidos para uma altura do aterro igual a 5 m; escala: vermelho = 17 cm, verde = 8 cm e azul = 0

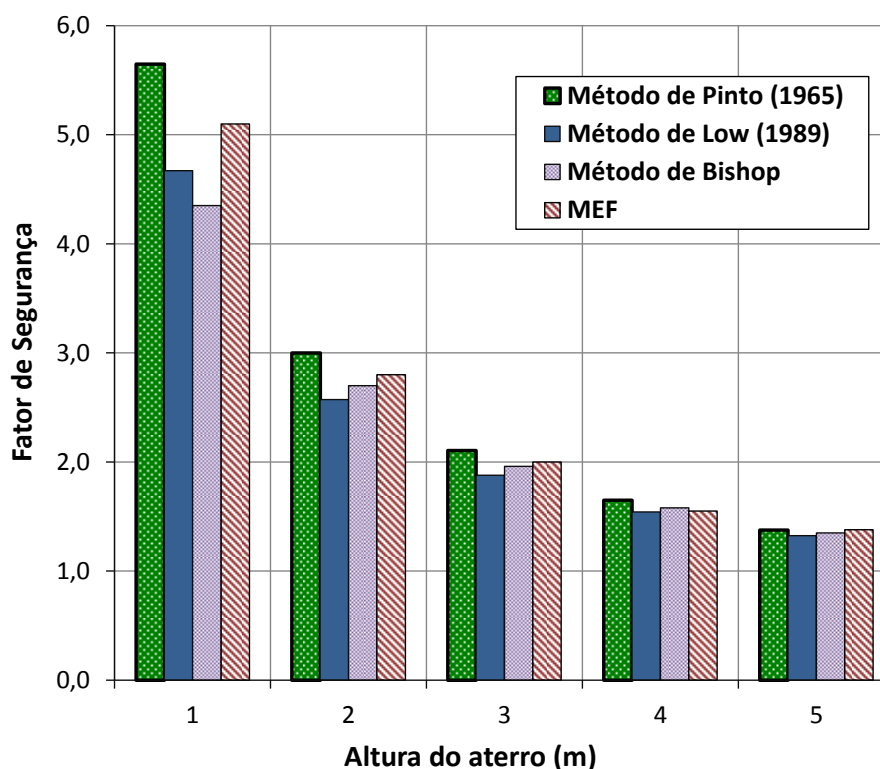


Figura 9.15 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação não reforçada

De forma geral, observa-se que os valores calculados pelos diferentes métodos se mostraram bem próximos a partir de 2 m de altura do aterro, viabilizando o emprego de todos.

Para 1 m de aterro, tanto o Método de Pinto (1965), como o MEF exibiram resultados menos conservadores, contudo se aproximando dos valores calculados pelos outros métodos para alturas superiores a 2 m.

Especificamente para cada caso, Pinto (1965) foi o que gerou maiores valores de Fator de Segurança, independente da altura, sendo que os mais aproximados, em relação ao MEF, foram o de Bishop (*software Slide*) e de Low (1989).

A diferenças, em relação ao modelo computacional, obtidas para cada método, respectivamente para cada altura de 1 m a 5 m, foi: Pinto (1965) = 10%, 7%, 5%, 6% e 0%; Low (1989) = 9%, 8%, 6%, 0% e 4%; e Bishop = 15%, 4%, 2%, 2% e 2%.

9.4.3 Situação reforçada – Caso 1

O presente item tem por intuito adaptar as metodologias de cálculo do Fator de Segurança de aterros não reforçados, para a situação reforçada com geocélula empregando o método de cálculo proposto no Capítulo 6 desta tese.

Todavia, o mecanismo de reforço da geocélula para aterros sobre solos moles possui uma pequena alteração em relação aquele inicialmente previsto, pois, nestes casos é usual que a ruptura ocorra somente em uma parte da fundação, geralmente próximo ao talude (PINTO, 1965; MASSAD 2003). Desta forma, o trecho solicitado, reforçado com a geocélula, não está sob o carregamento total do aterro (γH), mas apenas com parte do carregamento correspondente a geometria triangular do talude, carregamento este que diminui o confinamento dentro da geocélula e reduz a sua contribuição. Portanto, um fator de correção para esta situação é necessário de forma a adequar a contribuição da geocélula para um confinamento menor.

Propõe-se o emprego de um fator que relaciona o carregamento correspondente à área triangular do talude com um carregamento constante, pelo qual foi desenvolvido o equacionamento do reforço da geocélula. Para esta transformação, emprega-se a área do triângulo que forma o talude do aterro, transformando esta carga em um carregamento médio igual à metade da carga da altura do aterro. Sendo a área do triângulo igual à metade de sua altura multiplicada pela sua base, têm-se que o carregamento médio no trecho do talude é igual à metade do peso específico do solo do aterro multiplicado pela altura deste, conforme a Figura 9.16.

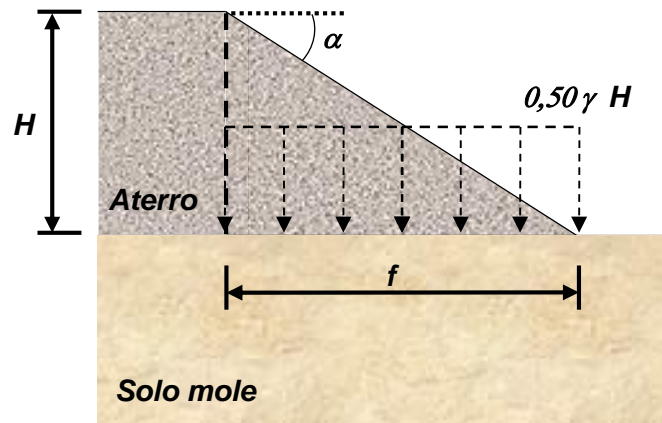


Figura 9.16 – Carregamento equivalente no talude

Por fim, há a necessidade de considerar a inclinação do talude do aterro na redução/aumento da eficiência do reforço de geocélula. Assim, para taludes mais íngremes, há uma brusca redução do confinamento da geocélula, com conseqüente diminuição da eficiência do reforço. Por outro lado, para taludes muito abatidos, o confinamento da geocélula se mantém, fornecendo uma maior eficiência do reforço. Portanto, propõe-se o desenvolvimento de um ajuste da eficiência do confinamento em função do ângulo (α) de inclinação do talude por meio do inverso de sua tangente (Figura 9.16).

Desta forma, considerando o exposto acima, e em função da Figura 9.16, desenvolveu-se a equação apresentada na seqüência, que exprime este fator, nomeado como eficiência do reforço (η). A equação nada mais é que uma razão entre o carregamento médio gerado pelo talude (com forma triangular) por um carregamento constante (considerado na formulação proposta no Capítulo 6 para a geocélula), ajustado pela inclinação do talude (inverso da tangente do ângulo de inclinação, α).

$$\eta = \frac{\text{Carregamento talude}}{\text{Carregamento constante}} \cdot \text{inclinação do talude}$$

$$\eta = \frac{0,5\gamma H}{\gamma H} \cdot \frac{1}{\tan(\alpha)} \quad 9.11$$

$$\eta = 0,5 \frac{f}{H}$$

Destarte, adicionando esta eficiência do reforço no modelo de cálculo proposto, o equacionamento do reforço de solos moles com a geocélula será:

$$p_r = p_u + \left[4 \frac{h}{d} \tan \delta k_0 p e + (1 - e) \cdot p \right] \eta \quad 9.12$$

Conforme desenvolvido no item anterior (equação 9.3), o Fator de Segurança da situação reforçada (FS_r) pode ser obtido pela soma do FS na situação não reforçada (FS_u) adicionado do fator de reforço da geocélula (I_G). Inserindo a eficiência do reforço de geocélula na formulação, tem-se:

$$FS_r = FS_u + \eta I_G \quad 9.13$$

ou

$$FS_r = FS_u + 0,5 \cdot \frac{f}{H} \left[4 \frac{h}{d} \tan \delta k_0 e + (1 - e) \right]$$

Para o Caso 1 empregado, tem-se $h/d = 1$; $\delta = 2/3\phi = 23^\circ$; $k_0 = 0,4$; e (efeito do espraiamento) adotado igual a 1 (devido a reduzida relação da largura da geocélula pela largura do aterro - d/B); e sendo a razão f/H constante e igual a 2 (talude com inclinação de 1V:2H), têm-se:

$$FS_r = FS_u + 0,5 \cdot 2 \cdot [4 \cdot 1 \cdot \tan 24^\circ \cdot 0,4 \cdot 1 - (1 - 1)]$$

\therefore

$$FS_r = FS_u + 0,72 \quad 9.14$$

Para avaliar a situação reforçada, foram utilizados os Fatores de Segurança para a situação não reforçada, obtidos anteriormente pelos Métodos de Bishop, Pinto (1965) e Low (1989) na formulação acima, em conjunto com simulações numéricas computacionais no *Plaxis 3D Foundation*. A sequência da Figura 9.17 exhibe o modelo empregado com as respectivas etapas de construção.

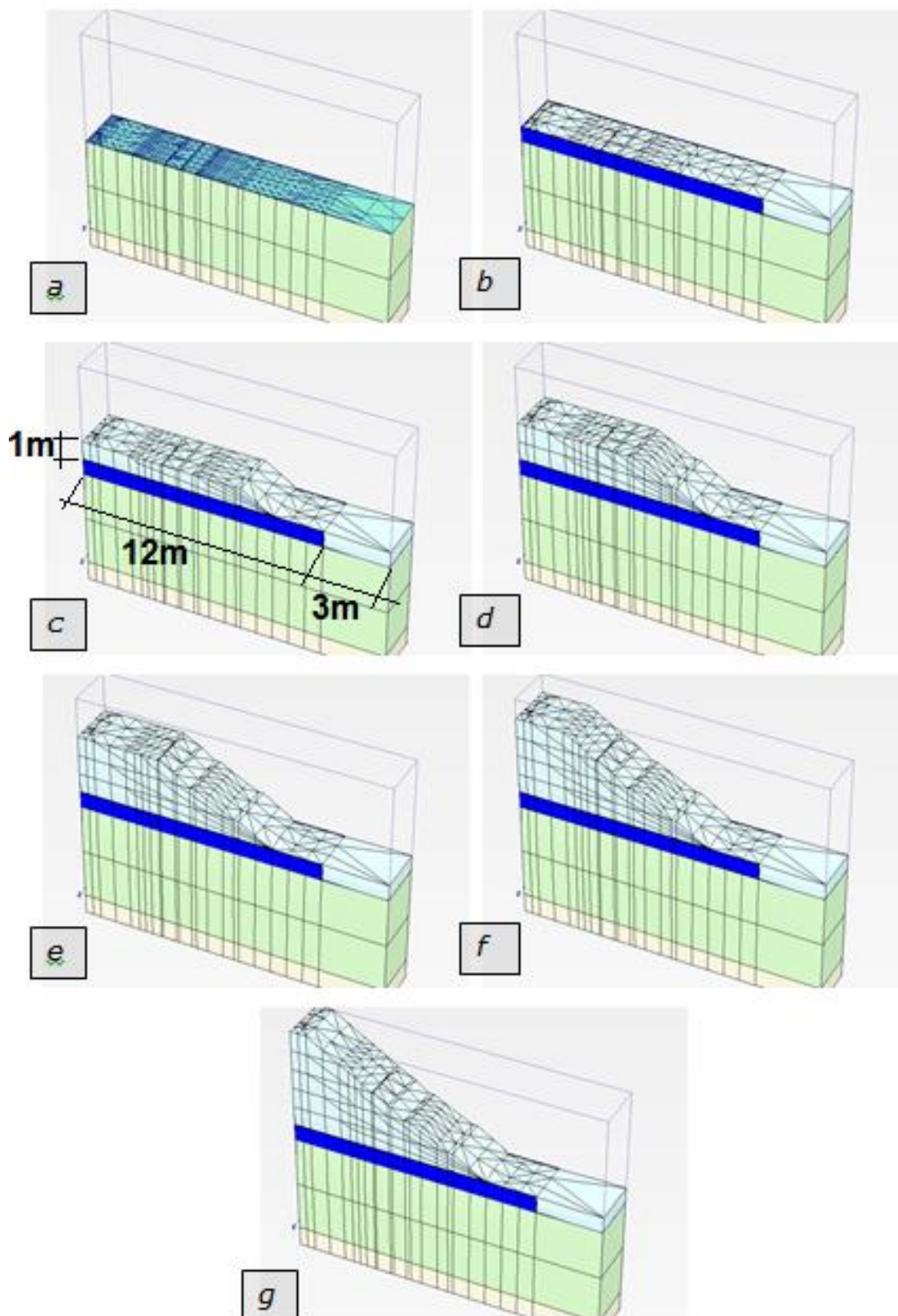


Figura 9.17 – Modelo numérico computacional na condição reforçada – etapas: a) inicial de geração das tensões in situ; b) aterro de conquista reforçado; c) 1 m de altura; d) 2 m de altura; e) 3 m de altura; f) 4 m de altura; g) 5 m de altura

A Figura 9.18 exibe o resultado da simulação computacional com a tendência de comportamento do aterro, em termos de deslocamentos totais, da etapa de aterro igual a 5 m de altura, e a Figura 9.19 mostra as tensões de tração no reforço em uma tira longitudinal ao talude, também para a situação em que o aterro possui 5 m de altura, com a indicação da localização do pé do talude.

Pela Figura 9.18 nota-se uma considerável redução dos deslocamentos em comparação com a situação não reforçada, exposta na Figura 9.14, redução esta da ordem de 60% (deslocamentos máximos de cerca de 10 cm na situação reforçada e 16 cm na situação não reforçada). Enquanto a situação não reforçada, para 5 m de aterro, exibe uma tendência de ruptura com a formação de uma cunha bem delineada (Figura 9.14), a situação reforçada apresenta apenas uma formação inicial de uma cunha de ruptura, em uma profundidade maior, e uma melhor distribuição dos deslocamentos na vertical. Mais adiante neste Capítulo, no item 9.4.7, serão abordadas maiores análises da eficiência do reforço de geocélula (e outras técnicas), em relação a situação não reforçada, no que diz respeito a recalques, deslocamentos horizontais e o comportamento geral do aterro sobre uma fundação de solo mole.

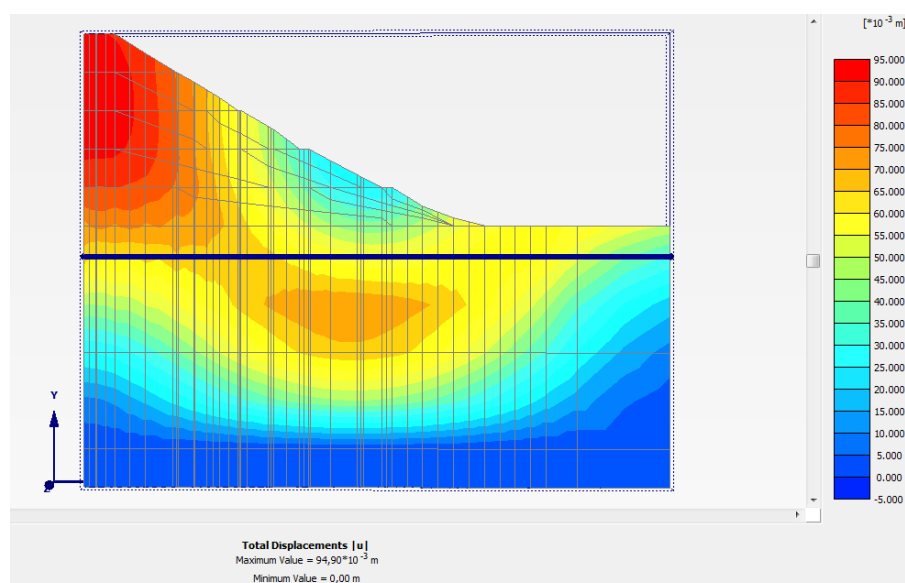


Figura 9.18 – Deslocamentos totais obtidos para uma altura do aterro igual a 5 m;
escala: vermelho = 9 cm, verde = 4 cm e azul = 0

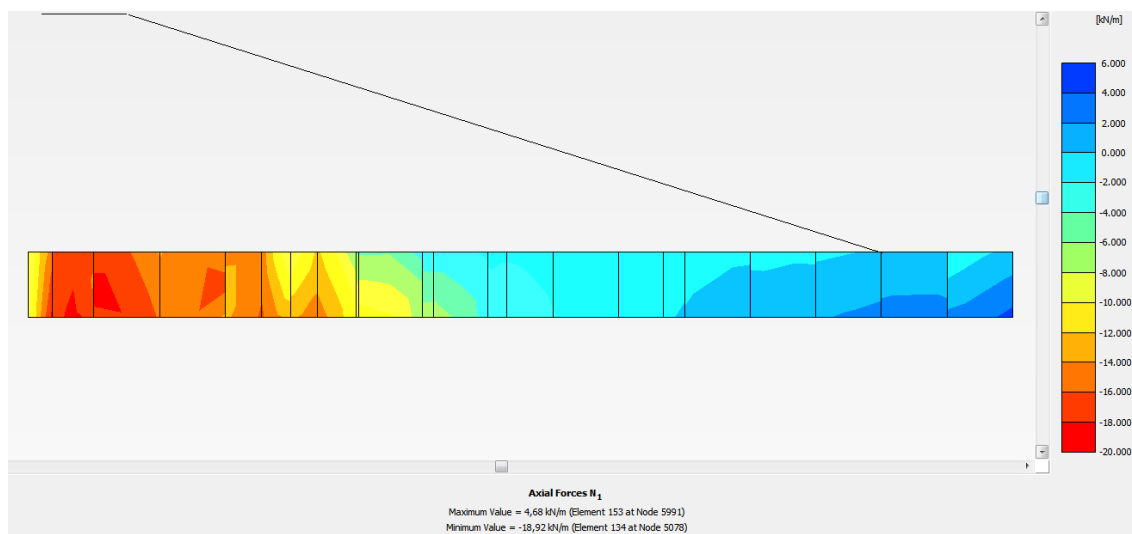


Figura 9.19 – Tensões de tração em uma tira do reforço no sentido longitudinal ao talude para uma altura de 5 m do aterro; escala: vermelho = 20 kN/m, verde = 5 kN/m e azul = -5,0 kN/m

A geogrelha considerada na manufatura da geocélula empregada nessas simulações, com uma rigidez de 660 kN/m (a 5% de deformação), possui resistência à tração igual a 70 kN/m. Conforme verificado nas simulações, a tração imposta no reforço é inferior a 30% do valor da resistência do material.

Analisando de uma forma diferente, têm-se que a resistência à tração última deste reforço é igual a 70 kN/m. Empregando fatores de redução: a fluência igual a 2,5; a danos de instalação de 1,3; e degradação igual a 1,1 (valores estes intermediários à faixa proposta por KOERNER, 1994, para aplicações de geogrelha em capacidade de carga); têm-se como resistência à tração de projeto o valor de 19,6 kN/m, valor este compatível à máxima solicitação de tração obtida nas simulações.

De forma a ampliar esta análise, a Figura 9.20 mostra a variação das tensões de tração na geocélula em função da altura do aterro. Verifica-se que há um acréscimo praticamente linear da tração mobilizada pelo reforço com a elevação da altura do aterro até 4 m deste, a partir do qual, há uma redução da taxa de mobilização da tração.

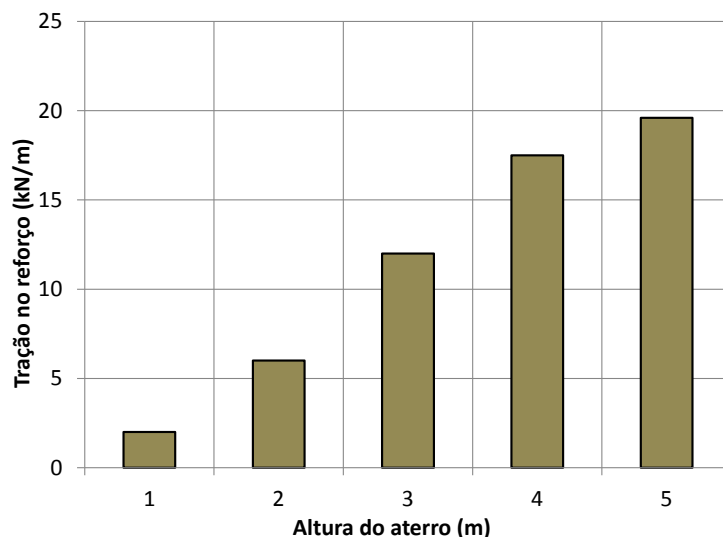


Figura 9.20 – Variação das tensões de tração em uma tira do reforço, no sentido longitudinal ao talude, para diferentes alturas do aterro

A Figura 9.21 apresenta os Fatores de Segurança obtidos, pela técnica de redução de ϕ e c (*Phi-c reduction*), para as diferentes alturas do aterro na situação reforçada. A Figura 9.22, na sequência, mostra a comparação entre os FS obtidos, para a situação reforçada, pelos diferentes métodos utilizados, citados anteriormente.

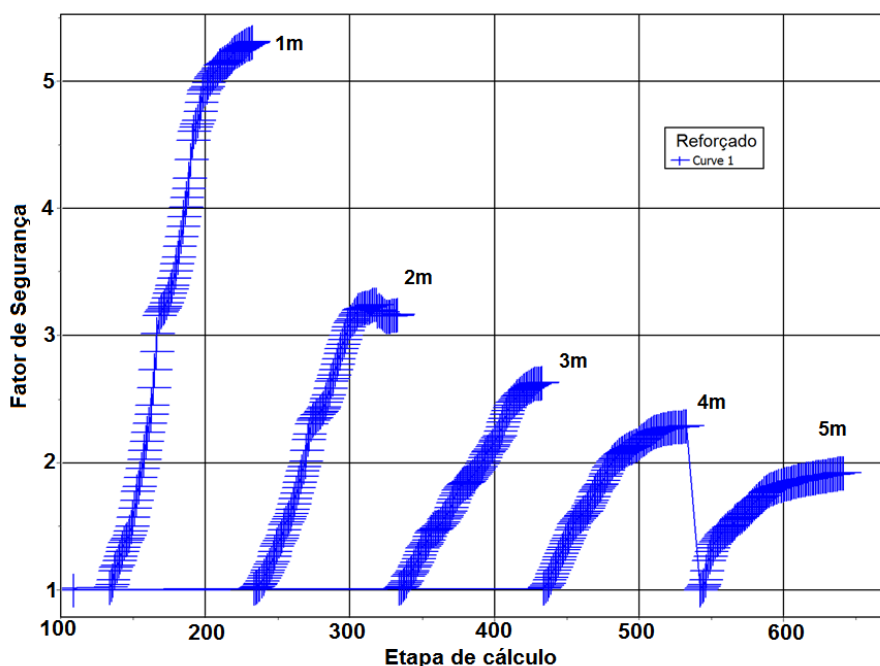


Figura 9.21 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação reforçada

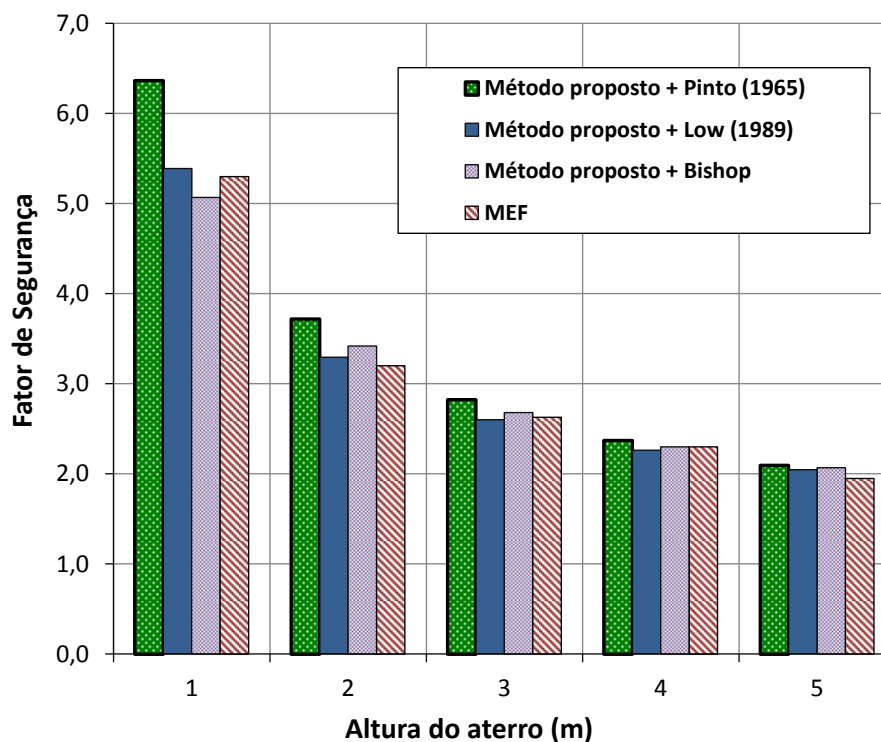


Figura 9.22 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação reforçada

De forma geral, observa-se que os valores calculados pelos diferentes métodos se mostraram próximos para as diferentes alturas do aterro, viabilizando o emprego de todos. Na maior parte dos resultados, eles exibiram uma tendência levemente mais arrojada se comparado com os valores determinados pelo *Plaxis*.

Especificamente o Método Proposto acoplado ao Método de Pinto (1965) foi o que obteve os maiores valores de FS independente da altura do aterro, fato este já observado na situação não reforçada.

Para os casos do Método Proposto em adição aos Métodos de Bishop (*software Slide*) e de Low (1989), ambos apresentaram os valores mais próximos aos resultados do *Plaxis*, com um ajuste satisfatório independentemente da altura do aterro.

As diferenças, em relação ao modelo computacional, obtidas para cada método, respectivamente para cada altura de 1 m a 5 m, foi: Pinto (1965) = 20%, 16%, 7%, 3% e 7%; Low (1989) = 2%, 3%, 1%, 2% e 5%; e Bishop = 4%, 7%, 2%, 0% e 6%.

Do obtido destas análises, pode-se concluir que o modelo de cálculo proposto no Capítulo 6 desta tese, e adaptado neste Capítulo para aplicações em reforço de aterros sobre solos moles, se mostrou uma alternativa simples, viável e confiável na determinação no cálculo do reforço do aterro em termos de Fator de Segurança. Por fim, vale salientar que o método proposto é uma forma mais simples e direta de aplicação, mas que consegue fornecer resultados compatíveis com os obtidos por *software* tridimensional de elementos finitos, o qual demanda um elevado consumo computacional e de recursos financeiros (*software*) e de tempo para a modelagem.

9.4.4 Geometria, etapas, materiais e solos empregados – Caso 2

Para o presente caso, foi empregada uma avaliação semelhante ao Caso 1 com algumas variações na geometria e nos parâmetros dos solos, de forma a avaliar a resposta do Método Proposto para um caso distinto. Neste segundo caso, foi criada uma condição mais crítica com redução da resistência do solo de fundação, elevação da inclinação do talude do aterro e diminuição dos parâmetros de resistência do solo empregado no aterro. Em contrapartida, todas as condições usadas no Caso 1 foram repetidas neste.

Foi considerada a mesma altura do aterro variando de 1 m a 5 m, de metro em metro, contudo, com inclinação do talude igual 1V:1,5H, conforme verificado na Figura 9.23.

Os parâmetros geomecânicos empregados nos solos utilizados no Caso 2 estão expostos na Tabela 9.8.

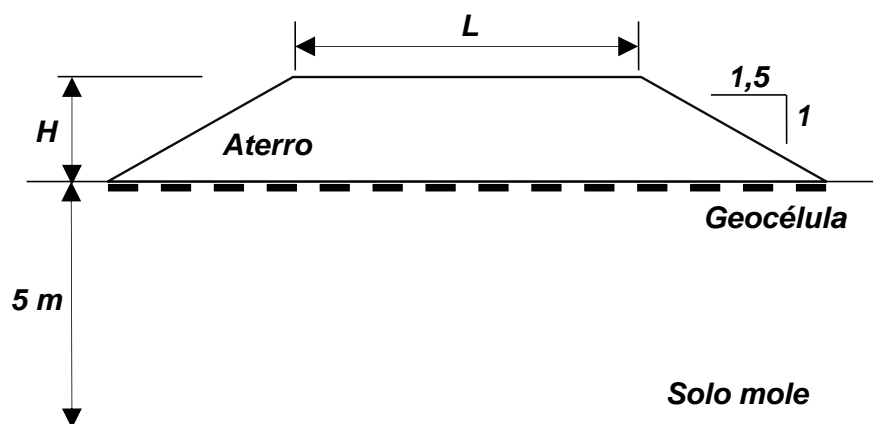


Figura 9.23 – Seção transversal esquemática para avaliação da aplicação do reforço de solos moles no Caso 2

Tabela 9.8 – Parâmetros geomecânicos dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de solos moles no Caso 2

Solo	Fundação	Aterro
Tipo de solo	Argila	Silte pouco arenoso
Condição	Não drenada	Drenada
γ (kN/m ³)	15	18
c' (kPa)	-	5
ϕ' (°)	-	25
s_u (kPa)	10	-
s_u incremental (kPa/m)	1,15	-
ν	0,49	0,4
E (MPa)	0,9	30

Foi admitido como reforço uma geocélula com as mesmas características do Caso 1, sendo empregado novamente o *Plaxis* com as mesmas características geométricas e de etapas de construção / análises.

9.4.5 Situação não reforçada – Caso 2

Para a determinação do Fator de Segurança (FS) do aterro sobre solo mole para a situação não reforçada foram empregados os mesmos três métodos do Caso 1, a saber: Método de Pinto (1965), Método de Low (1989) e Método de Bishop, sendo utilizados os resultados do Método dos

Elementos Finitos (MEF), do *Plaxis*, na comparação dos resultados. Na sequência, a Figura 9.24 exhibe o modelo empregado com as respectivas etapas de construção.

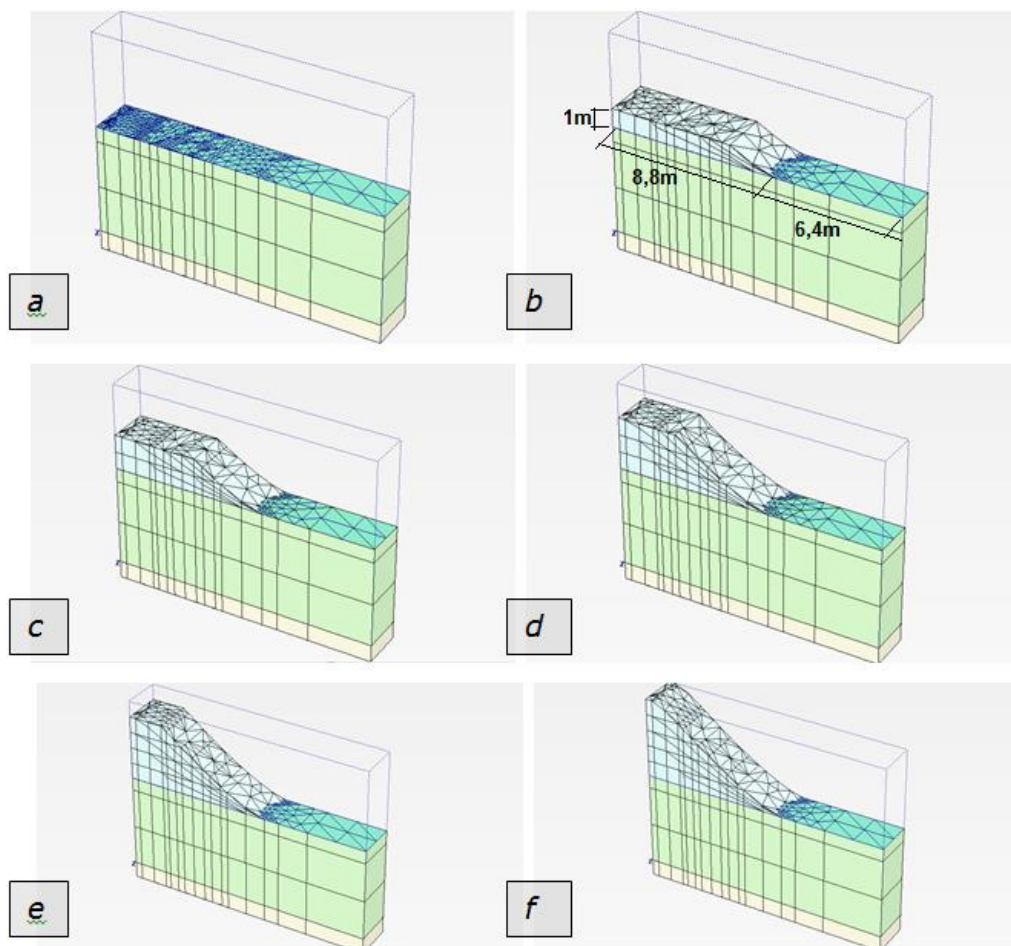


Figura 9.24 – Modelo computacional empregado para a situação não reforçada: a) etapa inicial; b) 1 m de aterro; c) 2 m de aterro; d) 3 m de aterro; e) 4 m de aterro; f) 5 m de aterro

A Figura 9.25 apresenta os Fatores de Segurança obtidos, pela técnica de redução de ϕ e c (*Phi-c reduction*), para as diferentes alturas do aterro na situação não reforçada. A Figura 9.26 exhibe o resultado da simulação com a tendência de comportamento do aterro, em termos de deslocamentos totais, da etapa de aterro igual a 4 m de altura, situação esta onde foi obtida a ruptura.

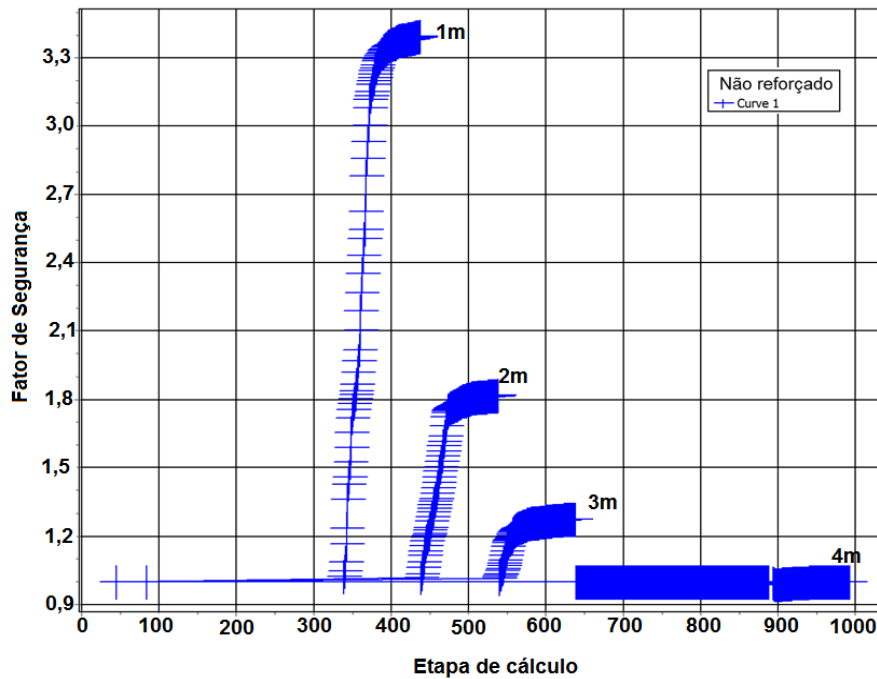


Figura 9.25 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação não reforçada

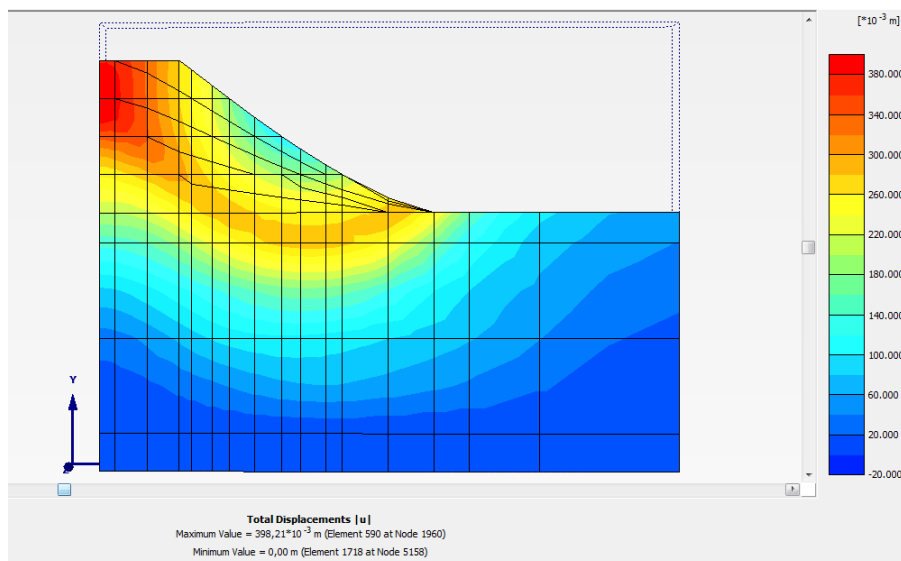


Figura 9.26 – Deslocamentos totais obtidos na ruptura para uma altura do aterro igual a 4 m; escala: vermelho = 40 cm, verde = 18 cm e azul = 0

A Figura 9.27, na sequência, mostra a comparação entre os FS obtidos pelos diferentes métodos utilizados, citados anteriormente. Como no *Plaxis* foi obtida a ruptura (FS ~1) para uma altura do aterro igual a 4 m, o programa não calculou o valor do Fator de Segurança para uma altura do aterro de 5 m, motivo pelo qual não é apresentado neste gráfico

este resultado. O mesmo ocorreu para os métodos analíticos, porque todos apresentaram FS inferior a 1 para esta altura do aterro.

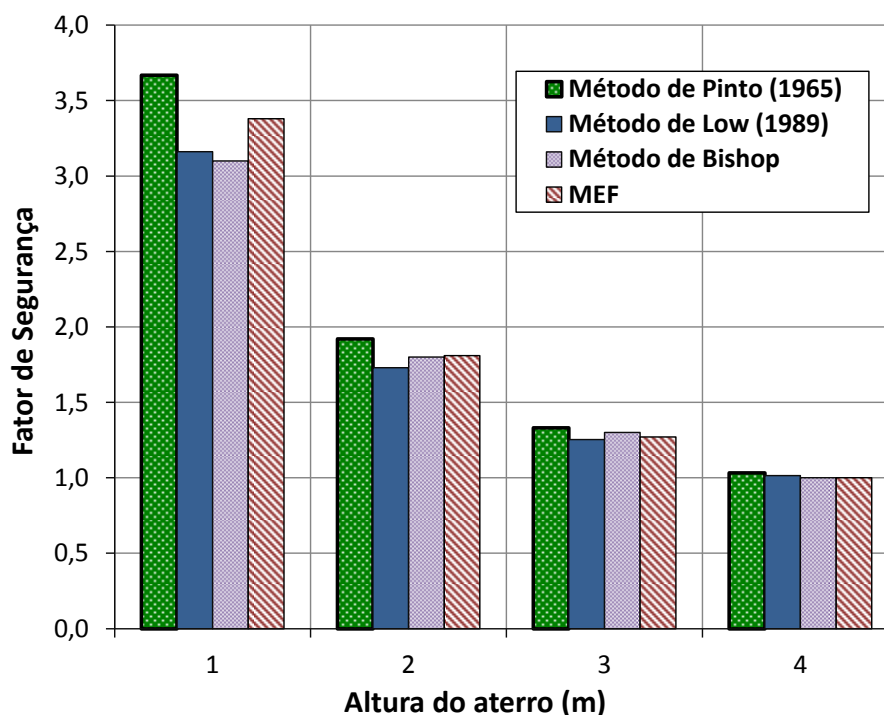


Figura 9.27 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos

De forma geral se observa, tal qual para o Caso 1, que os valores calculados pelos diferentes métodos se mostraram bem próximos para as diferentes alturas do aterro, viabilizando o emprego de todos. Para 1 m de aterro, tanto o Método de Pinto (1965) como o MEF exibiram, novamente, resultados menos conservadores, contudo se aproximando dos valores calculados pelos outros métodos para alturas superiores a 2 m.

Especificamente para cada caso, Pinto (1965) foi o que calculou os mais elevados valores de FS independente da altura, sendo que o mais aproximado foi o de Bishop (*software Slide*), tendo o Método de Low (1989) exibindo valores intermediários.

As diferenças, em relação ao modelo computacional, obtidas para cada método, respectivamente para cada altura de 1 m a 4 m, foi: Pinto (1965) = 9%, 6%, 5% e 3%; Low (1989) = 6%, 4%, 1% e 2%; e Bishop = 8%, 1%, 2% e 0%.

9.4.6 Situação reforçada – Caso 2

Da mesma forma que para o Caso 1, tem-se que o Fator de Segurança para a situação reforçada é igual àquele da situação não reforçada adicionado do fator de reforço da geocélula corrigido pela eficiência do reforço, conforme formulação abaixo:

$$FS_r = FS_u + \eta I_G \quad 9.15$$

Para o modelo empregado no Caso 2, tem-se $h/d = 1$; $\delta = 2/3$ $\phi = 17^\circ$; $k_0 = 0,6$; e adotado igual a 1 (devido a reduzida relação da largura da geocélula pela largura do aterro - d/B); e sendo a razão d/H constante e igual a 1,5, têm-se:

$$FS_r = FS_u + 0,5 \cdot 1,5 \cdot [4 \cdot 1 \cdot \tan 17^\circ \cdot 0,6 \cdot 1 - (1 - 1)]$$

$$\therefore \quad 9.16$$

$$FS_r = FS_u + 0,54$$

Para avaliar a situação reforçada, novamente foram utilizados os Fatores de Segurança para a situação não reforçada, obtidos anteriormente pelos supracitados, em conjunto com simulações numéricas computacionais no *Plaxis 3D Foundation*. Na sequência, a Figura 9.28 exhibe o modelo empregado com as respectivas etapas de construção.

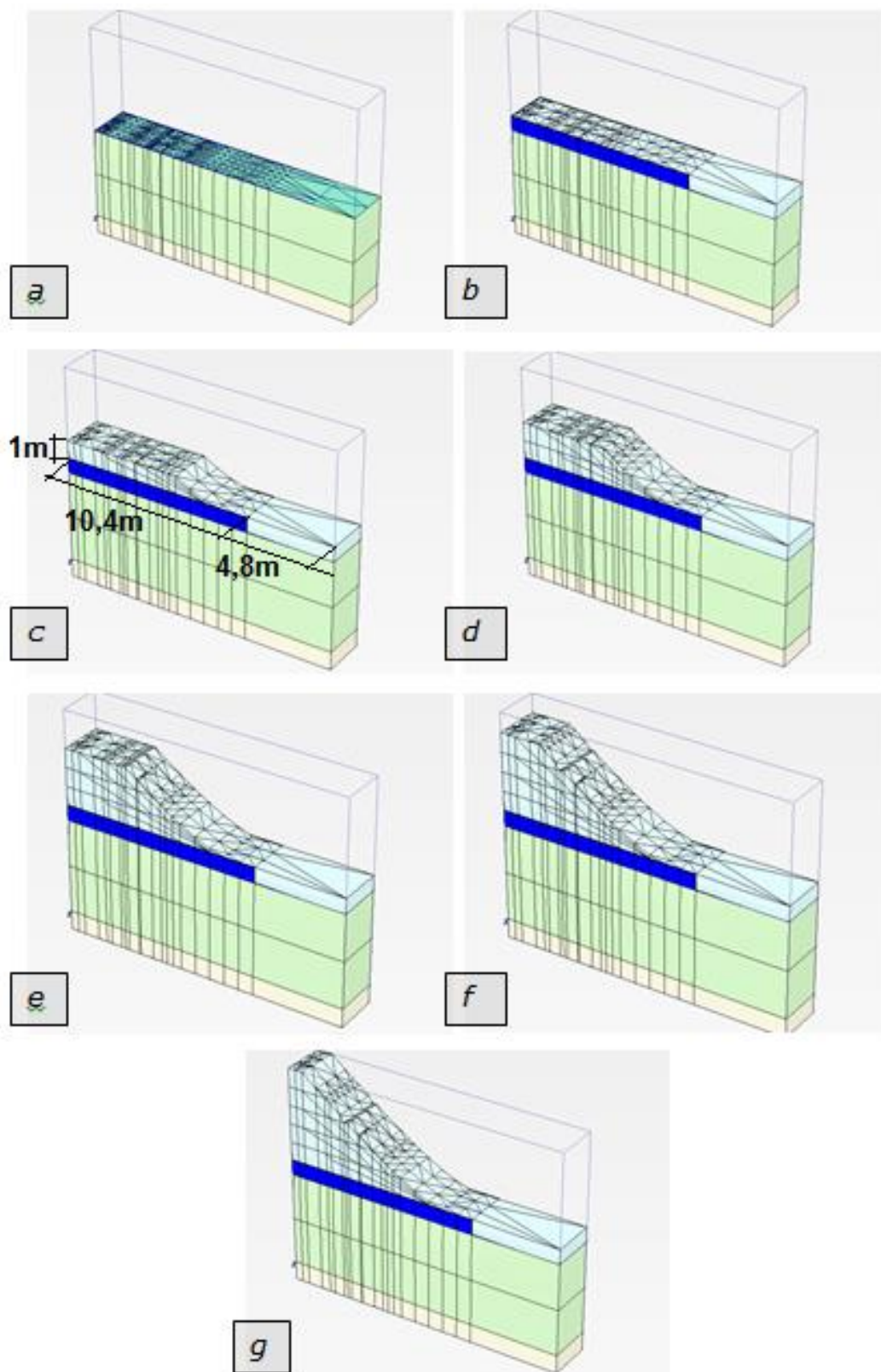


Figura 9.28 – Modelo numérico computacional na condição reforçada – etapas: a) inicial de geração das tensões in situ; b) aterro de conquista reforçado; c) 1 m de altura; d) 2 m de altura; e) 3 m de altura; f) 4 m de altura; g) 5 m de altura

A Figura 9.29 apresenta os Fatores de Segurança obtidos, pela técnica de redução de ϕ e c (*Phi-c reduction*), para as diferentes alturas do aterro na situação reforçada.

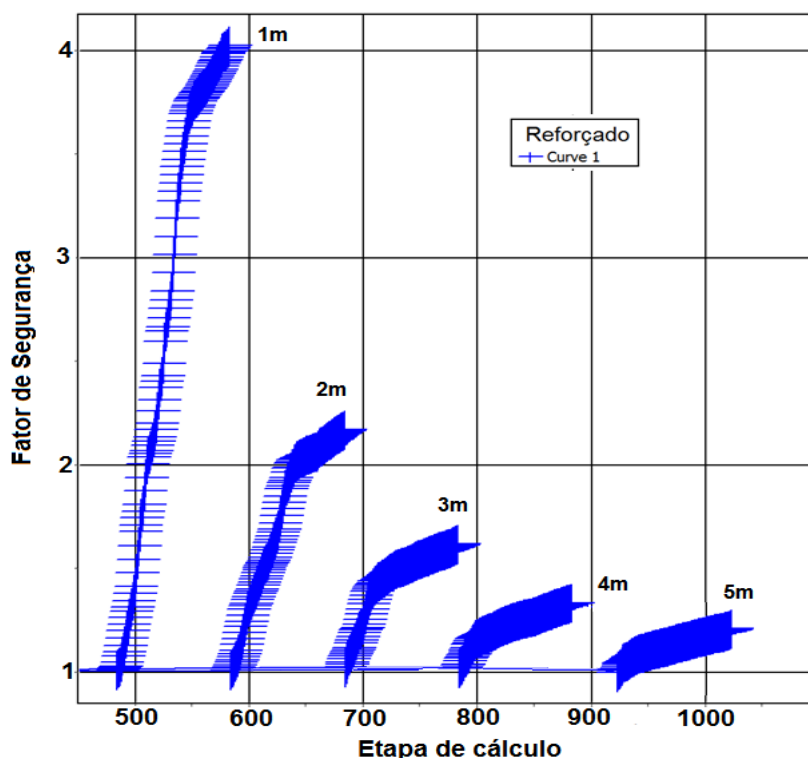


Figura 9.29 – Fatores de Segurança obtidos para as diferentes alturas de aterro sobre solo mole - situação reforçada

A Figura 9.30 mostra a comparação entre os FS obtidos, para a situação reforçada, pelos diferentes métodos utilizados, citados anteriormente.

Novamente, observa-se, de forma geral, que os valores calculados pelos diferentes métodos se mostraram próximos para as diferentes alturas do aterro. Entretanto, diferente do Caso 1 onde as diferenças visualizadas eram mais reduzidas, neste Caso, todos os métodos exibiram uma tendência mais arrojada, independente da altura do aterro.

Diferente do ocorrido no Caso anterior, o Método Proposto acoplado ao Método de Pinto (1965) foi o que melhor apresentou a aproximação aos resultados do MEF para um aterro de 1 m de altura. Contudo, foi o

que gerou Fatores de Segurança mais elevados para as outras alturas (com exceção de 5 m), fato este já observado na situação não reforçada.

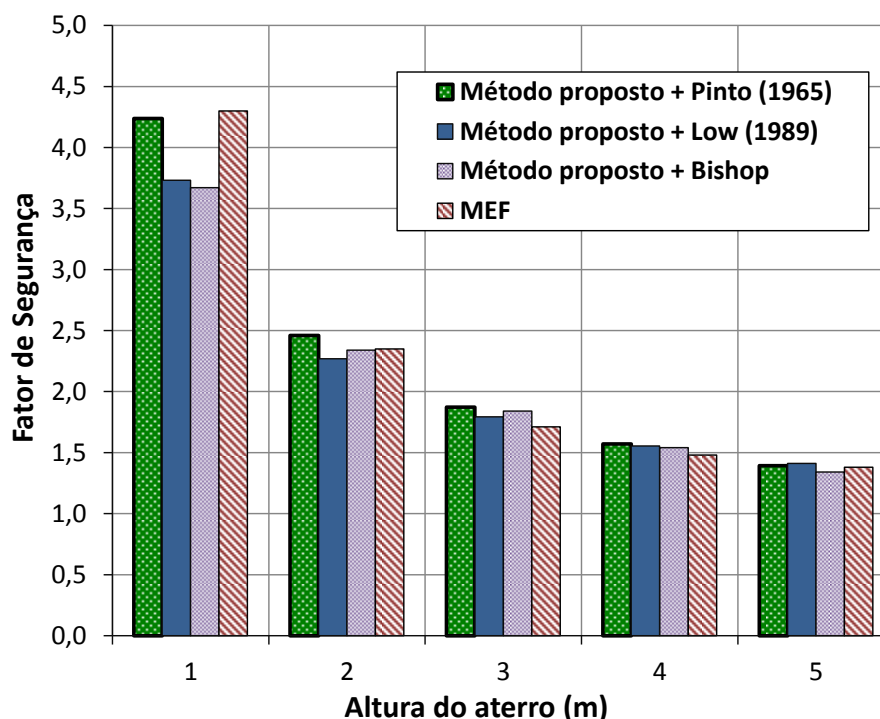


Figura 9.30 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação reforçada

Para os casos do Método Proposto em adição aos Métodos de Bishop (*software Slide*) e de Low (1989), novamente ambos apresentaram os valores mais próximos aos resultados do *Plaxis*.

As diferenças, em relação ao modelo computacional, obtidas para cada método, respectivamente para cada altura de 1 m a 5 m, foi: Pinto (1965) = 1%, 5%, 9%, 6% e 1%; Low (1989) = 13%, 3%, 5%, 5% e 2%; e Bishop = 15%, 0%, 8%, 4% e 3%.

Tal como citado no Caso 1, pode-se concluir que o método de cálculo proposto, e adaptado com o uso do fator de eficiência do reforço para aplicações em solos moles, se mostrou uma alternativa aplicável na determinação no cálculo do reforço do aterro em termos de Fator de Segurança, além de ser de aplicação mais simples e econômica (em

termos computacional, financeiro e de tempo) em comparação com o MEF.

Finalizando as análises de reforço de aterros sobre solos moles, a Figura 9.31 apresenta uma comparação dos Fatores de Segurança, obtidos pelo MEF, para as situações com e sem reforço, para ambos os casos avaliados.

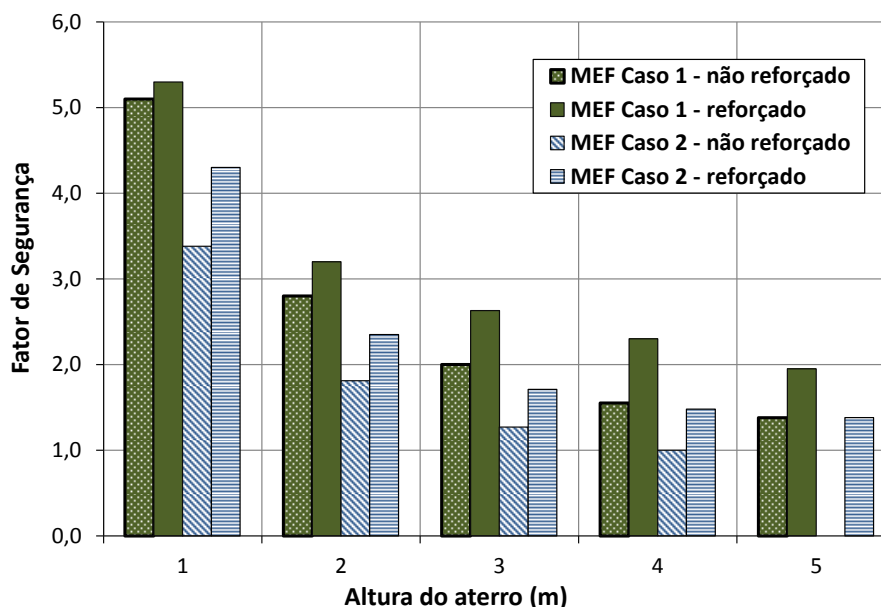


Figura 9.31 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelo MEF para as situações com e sem reforço

Para o Caso 1, verifica-se uma pequena elevação do FS (cerca de 10%), com a adição do reforço, para pequenas alturas do aterro (1 m e 2 m). Todavia, para alturas do aterro superior a 3 m, tem-se uma elevação do FS em cerca de 50% devido à adição do reforço, condição esta que permitiria a execução de aterros com alturas mais elevadas em relação ao caso não reforçado.

Para o Caso 2, o comportamento é distinto. Mesmo para pequenas alturas do aterro, a adição do reforço eleva de forma mais significativa o FS, elevação esta da ordem de 30% para 1 m e 2 m, e até 50% para 4 m. Neste caso, diferente da situação não reforçada, a presença do reforço permitiu que o aterro atingisse uma altura de 5 m, e mantendo um FS de 1,5.

Da comparação do obtido em ambos os casos, pode-se concluir que a melhora fornecida pelo reforço é tanto maior, quanto mais crítico for a implantação do aterro, em termos de menor resistência do solo de fundação e do solo de aterro, e taludes mais inclinados.

9.4.7 Comparação entre diferentes metodologias de reforço de aterros sobre solos moles

De forma a avaliar academicamente e fornecer uma avaliação qualitativa entre diferentes alternativas de reforço de aterros sobre solos moles, realizou-se, por meio de simulações computacionais no *Plaxis 3D Foundation*, uma comparação entre 5 (cinco) diferentes situações de reforço do aterro, além da situação não reforçada.

A geometria considerada (Figura 9.23), os parâmetros dos solos utilizados (Tabela 9.8), as alturas de aterro empregadas e as etapas de cálculo foram às mesmas consideradas no item anterior, do Caso 2 (9.4.4). O mesmo ocorreu para a geogrelha utilizada no reforço (com rigidez igual a 660 kN/m, a 5% de deformação).

As simulações foram consideradas como:

- Situação sem intervenção (não reforçada), com execução do aterro diretamente sobre o solo de fundação (semelhante aos itens anteriores) - Figura 9.32a;
- Reforço com camada de solo, composta pelo aterro de conquista (sem limite de extensão) de espessura de 80 cm - Figura 9.32b;
- Reforço com geocélula, conforme desenvolvido no item anterior - Figura 9.32f;
- Reforço com geogrelha, nas diferentes situações:
 - Geogrelha disposta na base do aterro de conquista - Figura 9.32c;
 - Geogrelha disposta no topo do aterro de conquista - Figura 9.32d;

- o Geogrelha tanto na base como no topo do aterro de conquista - Figura 9.32e.

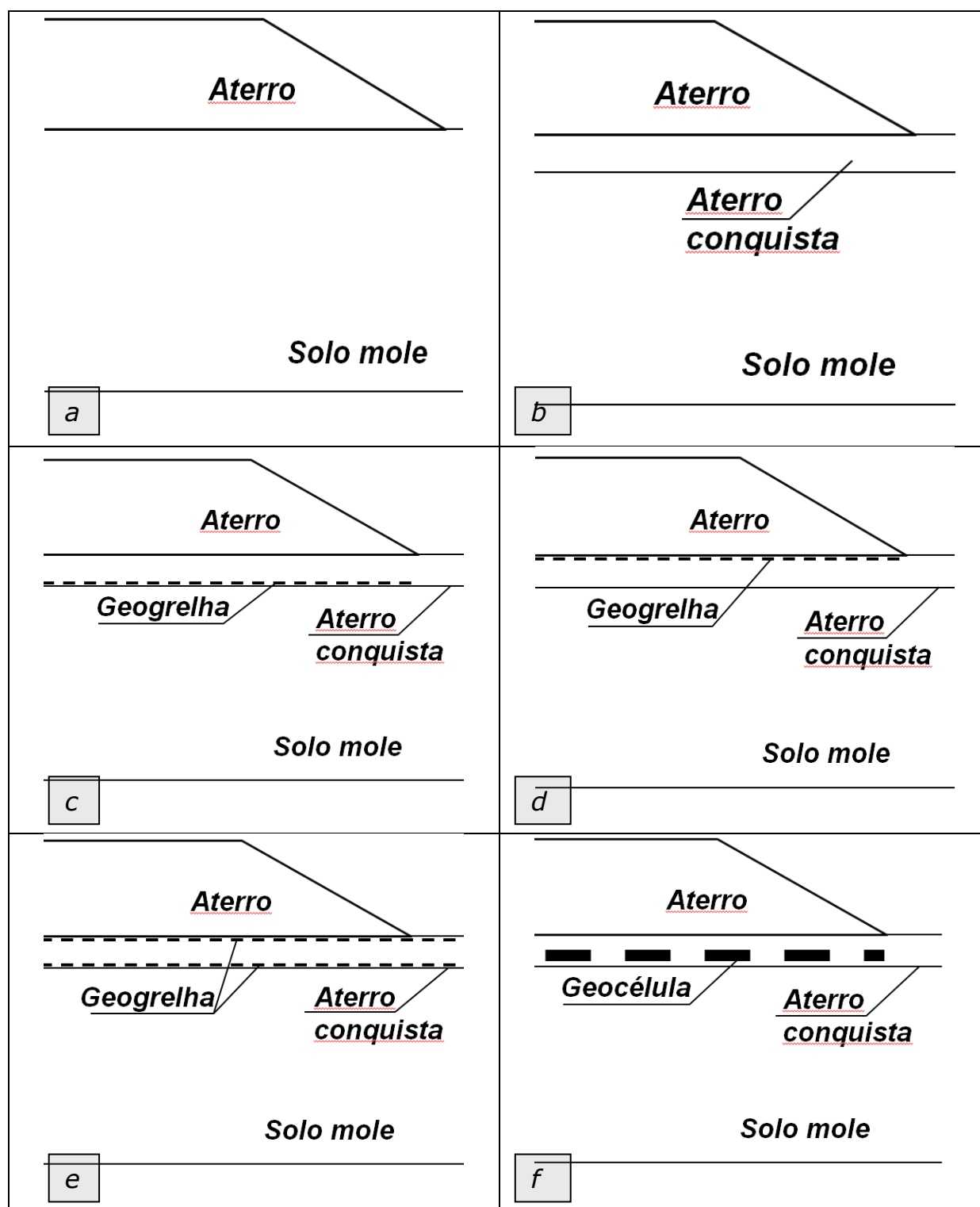


Figura 9.32 – Ilustração esquemática das diferentes simulações: a) Não reforçado; b) Camada de areia; c) Geogrelha na base da camada de areia; d) Geogrelha no topo da camada de areia; e) Geogrelha na base e no topo da camada de areia; f) Geocélula

Tabela 9.9 – Situações consideradas

Simulação	Situação	Tipo de reforço
1	Não reforçada	-
2	Reforçada	Camada de areia
3		Geogrelha base
4		Geogrelha topo
5		Geogrelha base e topo
6		Geocélula

A Figura 9.33 mostra a comparação entre os Fatores de Segurança obtidos para as diferentes simulações realizadas, citadas anteriormente, e a Figura 9.34 apresenta os recalques máximos obtidos na superfície do aterro, para cada altura de sua execução.

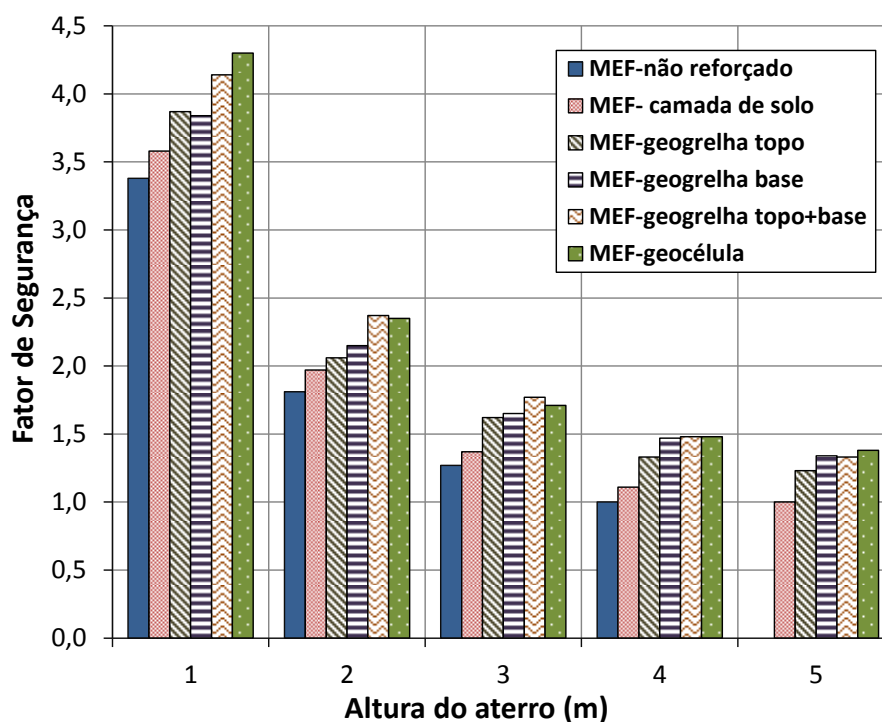


Figura 9.33 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelas diferentes simulações

Assim como verificado no item anterior, a situação não reforçada apresenta ruptura para um aterro com 4 m de altura ($FS \sim 1$). A Figura 9.34 mostra que os maiores recalques são provenientes da situação não

reforçada, com valores significativamente superiores àqueles das situações com algum tipo de intervenção.

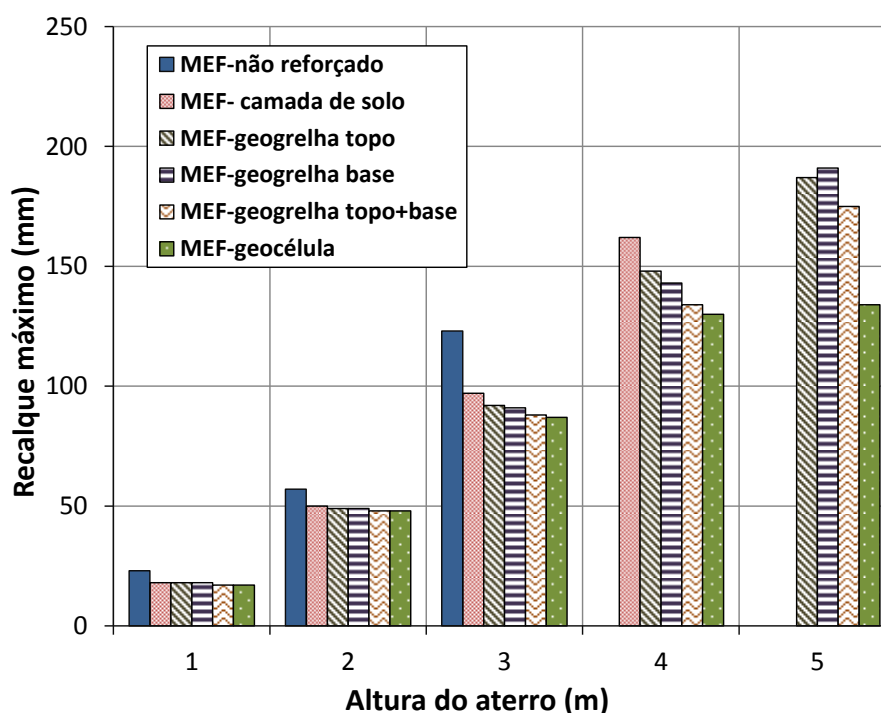


Figura 9.34 – Comparação entre os recalques máximos observados no aterro para as diferentes simulações

Utilizando uma camada de solo de 80 cm de espessura na base do aterro (aterro de conquista), o solo de fundação suporta a execução de um aterro com 4 m de altura, contudo, rompe na execução do 5º metro do aterro. Nesta configuração de reforço, observa-se o maior aumento do Fator de Segurança em cerca de 10% para 4 m de altura do aterro. Pela Figura 9.34, nota-se uma significativa redução dos recalques máximos observados no aterro, com redução de cerca de 60% para a etapa de 3 m do aterro.

Utilizando reforços planares de geogrelha, dependendo da posição de disposição do reforço, verificam-se diferenças nos Fatores de Segurança obtidos para as distintas alturas do aterro. Contudo, pouca influência nos recalques máximos até o 3º metro de altura do aterro foi observada.

Utilizando apenas uma camada de geogrelha foi observado apenas uma diferença marginal entre os Fatores de Segurança obtidos, independentemente do local de instalação da inclusão. Para uma pequena altura do aterro (1 m), a geogrelha disposta no topo do aterro de conquista apresentou um FS levemente mais elevado se comparado com a aquela disposta na base do aterro de conquista. Todavia, a partir desta altura, a instalação da geogrelha na base do aterro de conquista se mostra mais eficaz, com Fatores de Segurança até 10% superiores. Uma possível explicação para este fato é que a disposição da geogrelha em uma camada mais inferior conduz a um maior confinamento do reforço (maiores tensões verticais), contribuindo tanto para uma melhor ancoragem deste como para uma interação solo/geogrelha mais efetiva. Outro fator de influência é que, para o reforço instalado em uma camada mais inferior, a superfície de ruptura intercepta a geogrelha em um ângulo mais favorável (mais paralelo ao sentido de instalação do reforço), aumentando a sua contribuição.

Em relação a recalques, a situação é inversa ao do FS. A instalação do reforço no topo se mostra mais efetiva na redução dos deslocamentos verticais, até uma altura do aterro igual a 4 m, a partir do qual, a geogrelha na base apresentou um melhor desempenho. Todavia, estas diferenças são apenas marginais, inferiores a 5%.

A forma de reforço planar mais eficaz foi verificada com a utilização de duas camadas de geogrelha, acima e abaixo do aterro de conquista. O acréscimo do FS, em comparação com a situação não reforçada, foi de 22%, 31%, 39% e 48%, respectivamente para alturas do aterro de 1 m a 4 m. Se a comparação for tecida para a situação reforçada com apenas uma camada de geogrelha, há um acréscimo do FS de até 10%, contudo, apenas para alturas do aterro até 3 m. O motivo do melhor desempenho utilizando duas camadas de inclusão é intuitivo, visto que uma 2ª camada de reforço conduz a mais uma geogrelha contribuindo para manter a estabilidade do aterro. Entretanto, a partir do 4º metro do aterro, o FS para o reforço de geogrelha se mostrou independente do número de camada,

conforme verificado na Figura 9.33. Em relação aos recalques, observa-se uma melhora significativa da adição de uma 2ª camada de reforço apenas para alturas do aterro superior a 3 m, com redução de até 10% se comparado a situação de apenas uma inclusão.

Por fim, a solução que mostrou o melhor desempenho, tanto no quesito de elevação do Fator de Segurança como na redução dos recalques foi a por reforço de geocélula. Se comparado à situação de duas inclusões de geogrelha, verifica-se uma marginal elevação do FS (em até 4% para 5 m do aterro). Entretanto, a redução dos recalques é significativa e de cerca de 20%, também para um aterro com 5 m. Este melhor desempenho fornecido pela geocélula pode ser explicado basicamente em função do diferente tipo de mecanismo de reforço fornecido pela geocélula (reforço celular), que se mostra mais eficaz se comparado com o planar, conforme discutido nos Capítulos anteriores. Pode-se citar, ainda, um segundo fator, que seria a quantidade de material (geogrelha) empregado na situação de reforço por geocélula, que é 5 vezes superior a situação de apenas uma camada de reforço planar e 2,5 superior a condição de duas camadas deste. Todavia, ressalta-se que pelo formato da geocélula, composto por tiras de reforço dispostas na vertical, em paralelo e transversalmente ao talude, as tiras de reforço transversais ao talude (que contabilizam metade do consumo de material) participam apenas marginalmente, pois estão ortogonalmente dispostas em relação à principal direção da solicitação. Além disso, as tiras estão posicionadas verticalmente, posição esta de menor rigidez em relação a solicitação de tração imposta pelo talude.

De forma a complementar as análises, a Figura 9.35 mostra os deslocamentos horizontais, para cada situação de reforço (e a não reforçada), em uma linha vertical no pé do talude para o aterro com 3 m de altura.

Verifica-se que independentemente do tipo de intervenção na base do aterro, há um ganho significativo nas reduções dos deslocamentos

horizontais, reduções estas de quase 100% em relação à situação não reforçada, que apresentou deslocamentos horizontais de até 80 mm.

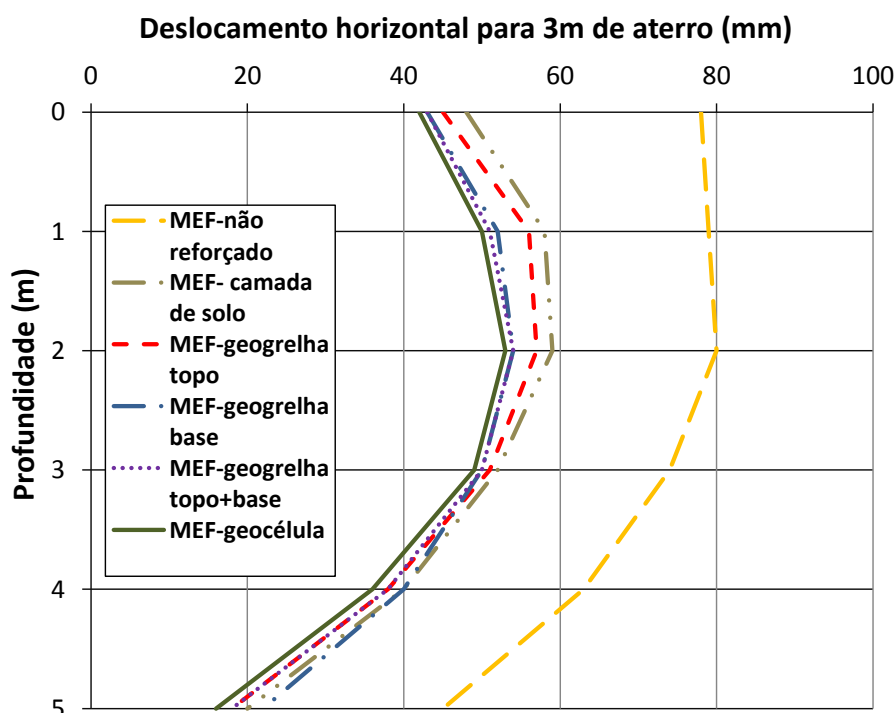


Figura 9.35 – Comparação entre os deslocamentos horizontais observados no pé do talude para as diferentes simulações, para um aterro com altura de 3 m

Na situação não reforçada se observa que o ponto de maior deslocamento horizontal ocorre da superfície até uma profundidade de 2 m. A presença da camada do aterro de conquista reduz significativamente os deslocamentos na superfície e desloca o ponto de maior deformação para uma profundidade de cerca de 2 m, conforme observado na Figura 9.35, independentemente do tipo de intervenção.

Entre as situações reforçadas, a geocélula foi a que forneceu uma maior redução dos deslocamentos, seguido pela situação com duas camadas de geogrelha e de uma geogrelha na base do aterro de conquista.

Finalizando as análises, a Figura 9.36 apresenta a tração mobilizada nos reforços das diferentes formas de intervenção, sendo: a) reforço com apenas uma geogrelha no topo do aterro de conquista; b) reforço com

apenas uma geogrelha na base do aterro de conquista; c) reforço com duas geogrelhas, sendo esta a do topo do aterro de conquista; d) reforço com duas geogrelhas, sendo esta a da base do aterro de conquista; e) reforço com geocélula. Ressalta-se que para o reforço planar, tem-se os resultados em uma vista em planta, e para a geocélula de uma tira longitudinal ao talude.

Da análise destes resultados, conclui-se que a disposição da geogrelha na base do aterro de conquista conduz a uma maior mobilização da resistência à tração do reforço, pois posicionado em uma camada mais inferior, a inclusão é interceptada pela superfície de ruptura em um ângulo mais favorável, conforme já citado anteriormente. Esta observação ocorre mesmo para a situação de reforço com duas geogrelhas. Para a geogrelha disposta no topo, a solicitação à tração desta é de aproximadamente 13 kN/m, enquanto para aquela instalada na base o valor obtido foi da ordem de 16 kN/m – diferença de cerca de 20%. No caso da geocélula, a máxima mobilização de tração obtida em uma tira longitudinal ao talude foi de 10 kN/m (30% inferior à geogrelha do topo e 60% inferior a geogrelha da base).

Independente da forma de reforço se observa que a tração que efetivamente é mobilizada neste é de pequena grandeza, muito inferior à resistência do material. Para o presente caso, foi utilizada uma geogrelha com rigidez, a 5% de deformação, igual a 660 kN/m, sendo sua resistência à tração nominal igual a 70 kN/m. Considerando novamente um Fator de Redução Global da resistência à tração do reforço igual a 3,57 (fluência = 2,5; danos de instalação = 1,3; degradação = 1,1 – KOERNER, 1994), tem-se uma resistência à tração de projeto igual a 20 kN/m. No caso das aplicações supracitadas, o Fator de Segurança à ruptura do reforço será, respectivamente para a geogrelha do topo, da base e da geocélula, da ordem de 1,5, 1,3 e 2,0.

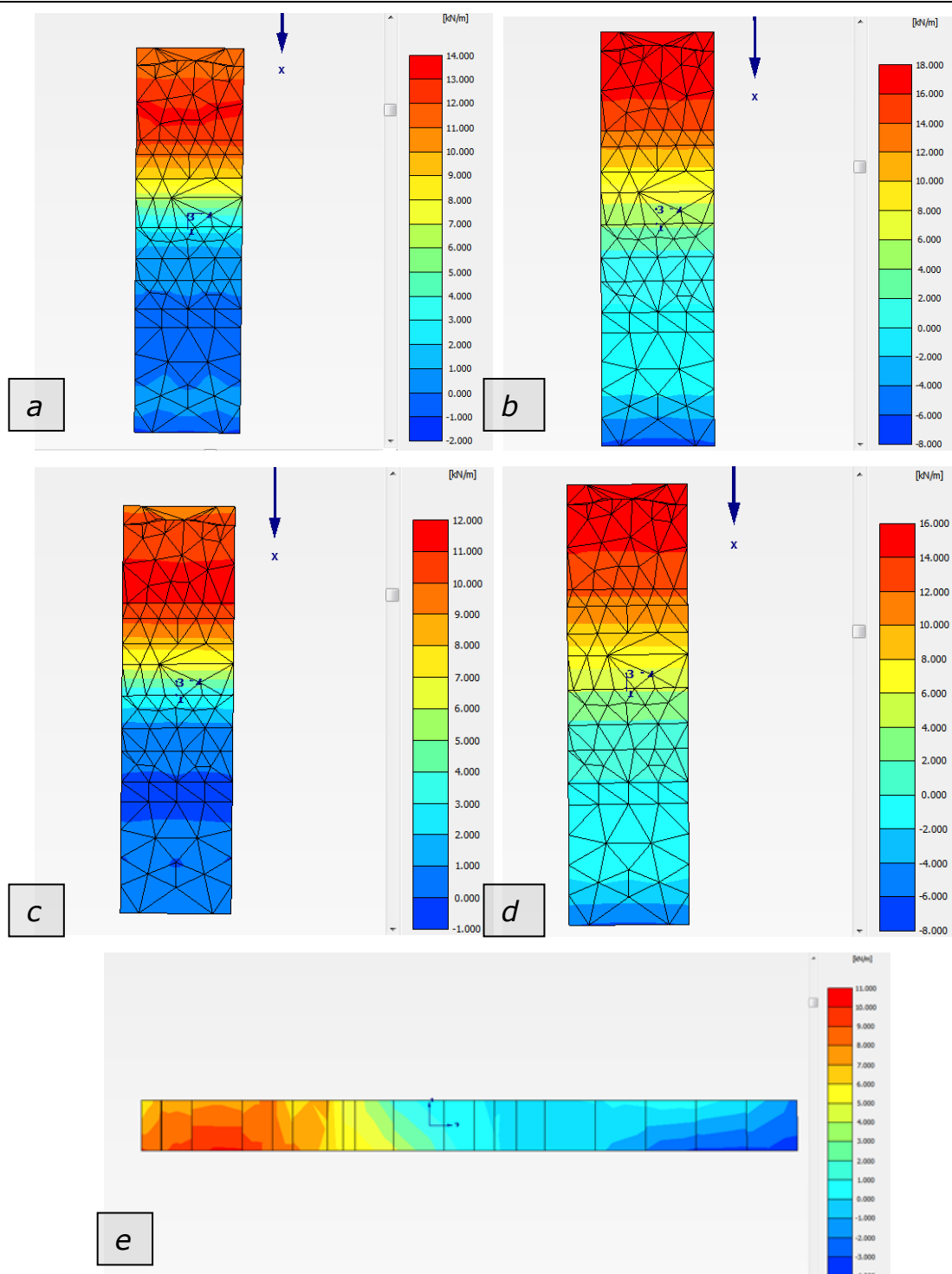


Figura 9.36 – Comparação entre a mobilização da tração no reforço para as diferentes simulações, para um aterro com altura de 5 m: a) 1 inclusão, geogrelha no topo ($vm=14$, $vr=6$, $a=-2$); b) 1 inclusão, geogrelha na base ($vm=18$, $vr=4$, $a=-8$); c) 2 inclusões, geogrelha do topo ($vm=12$, $vr=5$, $a=-1$); d) 2 inclusões, geogrelha da base ($vm=16$, $vr=4$, $a=-8$); e) geocélula ($vm=11$, $vr=3$, $a=-4$) - sendo a escala de força de tração mobilizada, em kN/m: vm = escala em vermelho, vr = escala em verde e a = escala em azul

Ressalta-se, por fim, que no presente estudo não foram considerados os custos envolvidos tanto de material como de mão de obra para a execução destes reforços. De forma qualitativa, têm-se um acréscimo destes custos na seguinte ordem: camada de areia, uma camada de reforço planar, duas camadas de reforço planar e geocélula. Assim, os reforços que forneceram as maiores contribuições também são aqueles mais dispendiosos.

9.5 Aplicação em reforço de estruturas em aterros sobre solos moles

9.5.1 Geometria, etapas, materiais e solos empregados

Para o presente caso, foi assumida a construção de um aterro sobre uma fundação em solo mole. Neste aterro, estão atuando hipotéticos carregamentos superficiais, empregados neste estudo como estáticos (semelhante a uma fundação rasa), com largura igual a 1 m e magnitude de 50 kPa, atuando a uma distância de 1 m da crista do talude. A avaliação foi cunhada para as situações de reforço e ausência de reforço sob este carregamento superficial, e para diferentes alturas do aterro.

Foi utilizado um solo de fundação composto por uma argila muito mole com resistência crescente com a profundidade, um silte arenoso como solo de aterro e uma areia bem graduada para o preenchimento da geocélula. Os solos empregados nas simulações foram os mesmos utilizados no Caso 2 do item de reforço de solos moles.

Foram consideradas duas alturas para o aterro, sendo estas iguais a 1 m e 2 m. O talude do aterro foi adotado com inclinação de 1V:2H. A Figura 9.37 apresenta a seção transversal esquemática utilizada.

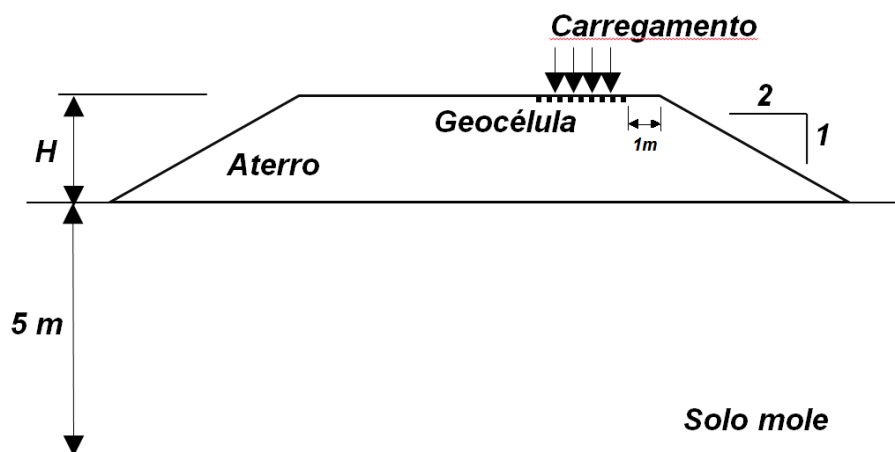


Figura 9.37 – Seção transversal esquemática para avaliação da aplicação do reforço sob carregamento em aterros sobre solos moles

Os parâmetros geomecânicos empregados nos solos utilizados neste item estão expostos na Tabela 9.10.

Tabela 9.10 – Parâmetros geomecânicos dos solos empregados para a avaliação da aplicação no reforço de solos moles

Solo	Fundação	Preenchimento / regularização	Aterro
Tipo de solo	Argila	Areia	Silte
Condição	Não drenada	Drenada	Drenada
γ (kN/m ³)	15	18	18
c' (kPa)	-	0	5
ϕ' (°)	-	38	25
s_u (kPa)	10	-	-
s_u incremental (kPa/m)	1,15	-	-
ν	0,49	0,4	0,4
E (MPa)	0,51	50	30

Foi admitido como reforço uma geocélula com altura h igual à largura d , sendo estes de valor de 20 cm, obtendo, assim, uma razão de forma da geocélula, $h/d = 1$ e um fator de forma do carregamento, $d/B = 0,2$. Considerou-se que a geocélula era de material semelhante àquelas industrializadas no mercado brasileiro, com rigidez igual a 50 kN/m. Foi

empregado um elemento de interface entre a geocélula e o solo de preenchimento com redução de 0,7.

Semelhante ao item anterior, para avaliação do método de cálculo foram utilizadas simulações numéricas computacionais, pelo *software* de elementos finitos *Plaxis 3D Foundation*. O modelo construído tinha largura de 5,0 m e comprimento de 10,0 m. A profundidade da camada de solo mole utilizada foi de 5 m, sendo considerada a base deste como não drenante (drenagem apenas na superfície). O nível d'água foi considerado aflorante na superfície. A malha gerada continha 6.428 elementos, 19.400 nós, sendo o tamanho médio dos elementos da malha igual a 7,6 cm.

As etapas de cálculo consideradas nas simulações, visualizadas na Figura 9.38, compreenderam os seguintes passos:

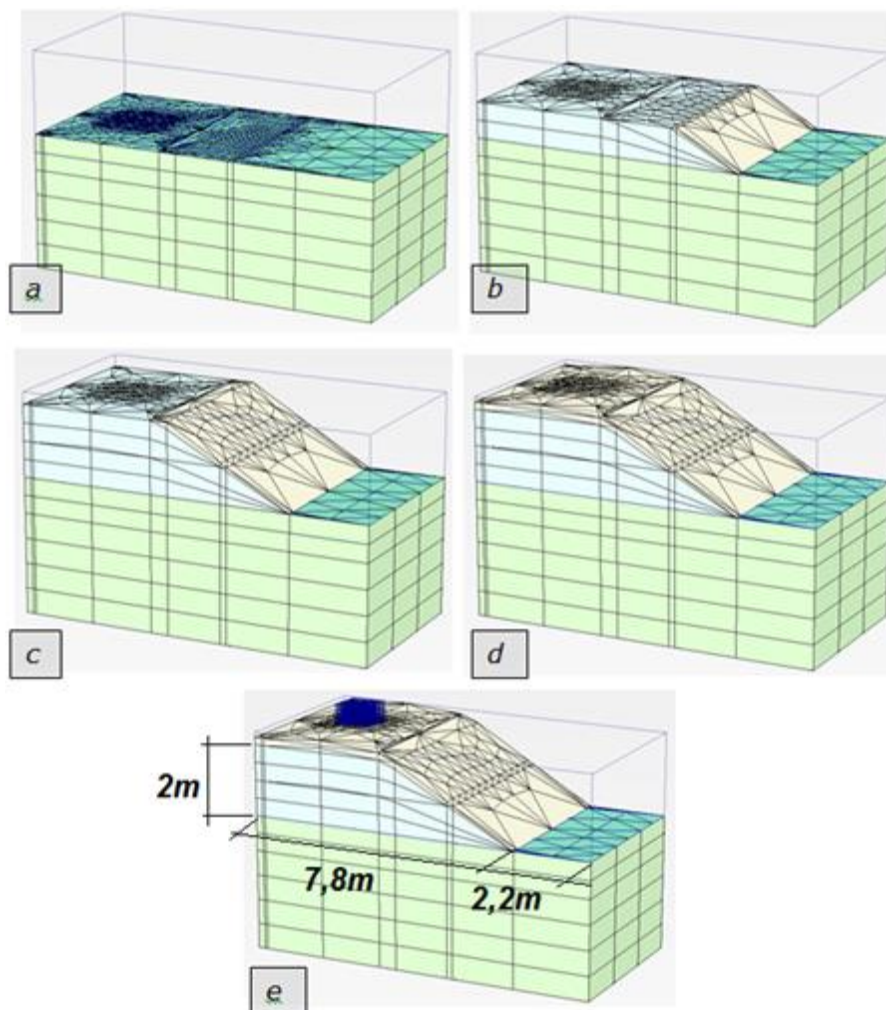


Figura 9.38 – Etapas construtivas utilizadas: a) geometria inicial; b) 1ª etapa do aterro; c) 2ª etapa do aterro; d) camada de geocélula; e) aplicação da carga da sapata

-
- **Fase inicial:** fase com a geometria inicial do problema composta apenas pela camada de solo mole na qual são geradas as tensões *in situ*;
 - **Execução das camadas de aterro:** inserção de camada de 1 m de aterro;
 - **Camada de regularização:** execução da camada de regularização com inserção do reforço de geocélula – apenas para a situação reforçada;
 - **Carregamento:** aplicação do carregamento de 50 kPa sobre o aterro;
 - **Fatores de Segurança:** cálculo dos Fatores de Segurança após as fases de execução das camadas de aterro e do carregamento, utilizando a técnica de redução de ϕ e c do Plaxis.

Foram realizadas quatro simulações computacionais, sendo duas em situações não reforçadas e duas reforçadas, cada uma para uma altura do aterro variando de 1 m e 2 m. A Figura 9.39 os modelos gerados para as quatro simulações, e a Tabela 9.11 apresenta o resumo das simulações realizadas e suas variações.

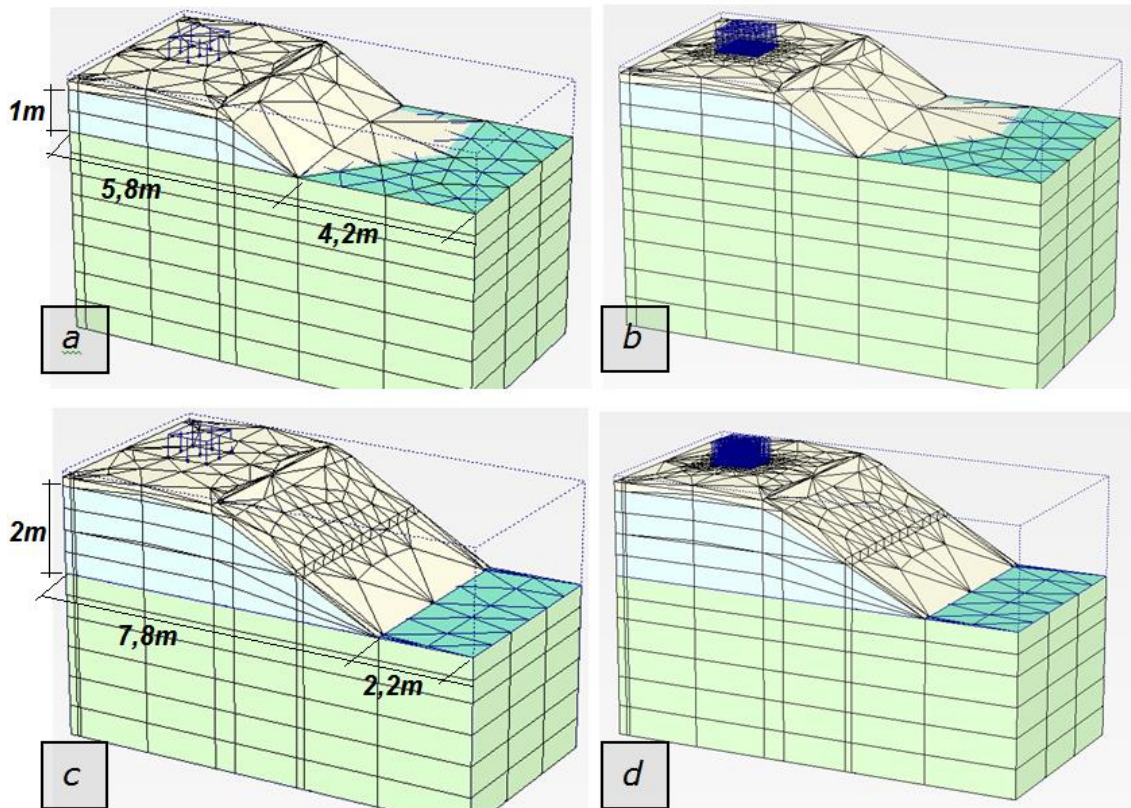


Figura 9.39 – Simulações: a) não reforçado - 1 m de aterro; b) reforçado - 1 m de aterro; c) não reforçado - 2 m de aterro; d) reforçado - 2 m de aterro

Tabela 9.11 – Resumo das simulações e suas respectivas características

Simulação	h/d	d/B	Espessura do Aterro (m)
1	sem reforço		1
2	1	0,2	1
3	sem reforço		2
4	1	0,2	2

9.5.2 Fatores de segurança obtidos pelo MEF para todas as etapas

As análises foram realizadas em termos do Fator de Segurança para três circunstâncias, a saber: situação do aterro, semelhante ao realizado nos itens anteriores; situação de carregamento não reforçado; e situação de carregamento reforçado.

A Figura 9.40 exibe o resultado do *Plaxis* no cálculo dos Fatores de Segurança obtidos nos modelos computacionais para as diferentes simulações, e a

Tabela 9.12, na sequência, apresenta estes FS.

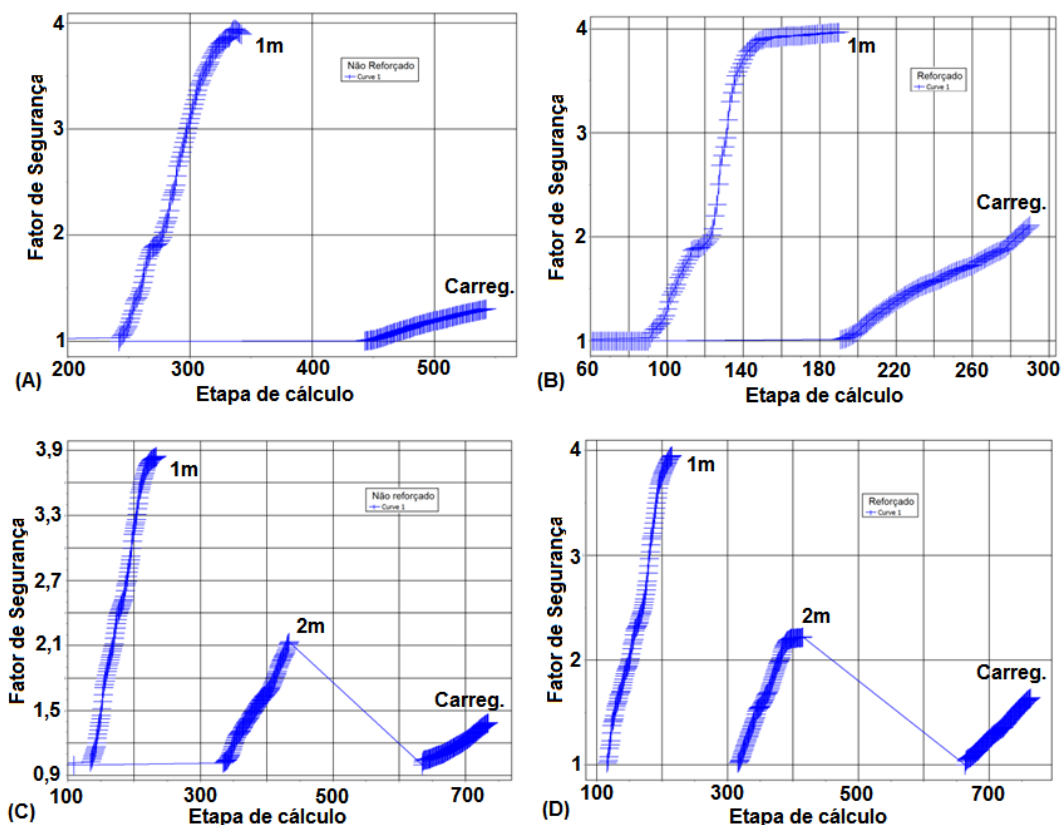


Figura 9.40 – Fatores de Segurança obtidos para: a) não reforçado - 1 m de aterro; b) reforçado - 1 m de aterro; c) não reforçado - 2 m de aterro; d) reforçado - 2 m de aterro

Tabela 9.12 – Resumo dos Fatores de Segurança obtidos pelo *Plaxis*

Situação*	Espessura do Aterro (m)	Fator de Segurança		
		Aterro 1 m	Aterro 2 m	Carregamento
NR	1	3,85	-	1,33
R	1	3,90	-	2,18
NR	2	3,87	2,14	1,36
R	2	3,92	2,21	1,69

* NR: não reforçado; N: reforçado.

De forma geral, conclui-se que a presença do reforço sob o carregamento na superfície melhora a segurança do aterro independente de sua altura – no caso de 1 m de aterro, a melhora com o uso do reforço é de 65%, e para 2 m de aterro de 25%. Deste resultado, verifica-se que a melhora é mais pronunciada para uma menor altura do aterro. A explicação para este fato é que, apesar de um aterro de maior altura contribuir para a redução da estabilidade do aterro (fato este verificado pelos menores Fatores de Segurança obtidos na situação de 2 m de aterro), quando há um carregamento na superfície, a maior espessura do aterro de 2 m contribuiu para promover uma melhor redistribuição deste carregamento localizado, fazendo com que as tensões deste carregamento, que efetivamente atuam na fundação, sejam inferiores àquelas que, proporcionalmente, atuam no caso do aterro de 1 m.

Para ambas as situações não reforçadas (1 m e 2 m), após o carregamento foram obtidos valores de Fator de Segurança muito semelhantes. Apesar de no 1º caso a espessura de aterro ser menor e reduzir a redistribuição das cargas, no 2º caso o FS antes do carregamento já é inferior devido a maior altura do aterro.

Por fim, observa-se uma pequena diferença entre os valores de FS obtidos para a situação de 1 m e 2 m do aterro nas diferentes simulações. Esta diferença marginal se deve a aproximações da malha gerada pelo programa.

Na sequência serão analisadas, separadamente, as diferentes etapas de execução da simulação: etapa de execução do aterro (com 1 m ou 2 m) e etapa de aplicação do carregamento (para as situações com e sem reforço).

9.5.3 Avaliação dos Fatores de Segurança para a etapa do aterro

Semelhante ao desenvolvido no item de reforço de aterro sobre solos moles, para a determinação do Fator de Segurança (FS) da etapa do

aterro sobre solo mole para a situação do aterro, foram empregados os mesmo três métodos considerados nos itens anteriores - Pinto (1965), Low (1989) e Bishop (*software Slide V5.0*). Estes valores foram comparados com aqueles obtidos pelo *Plaxis*, conforme apresentado na Figura 9.41.

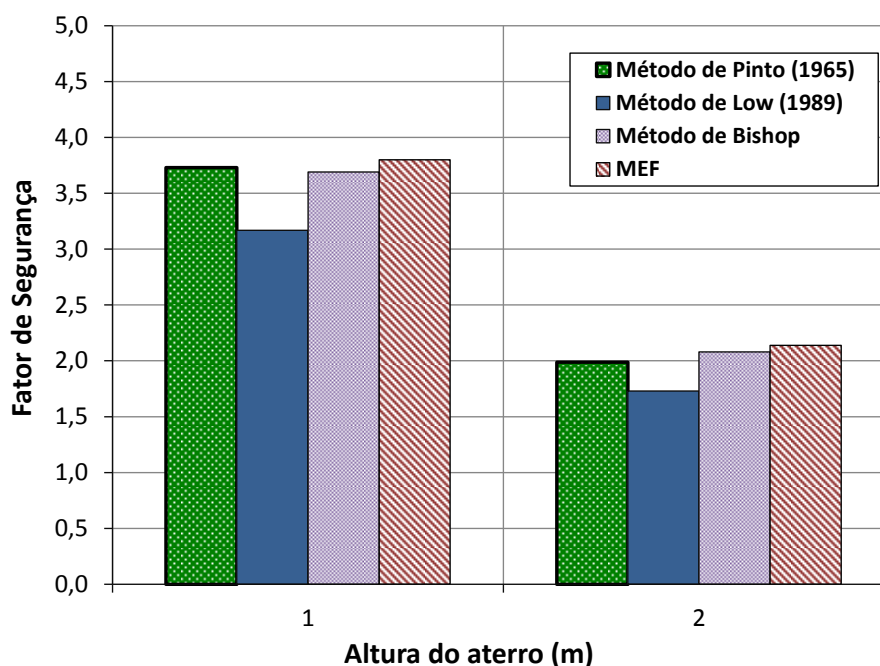


Figura 9.41 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos, analíticos e MEF, para a etapa do aterro

Semelhante ao observado nos itens anteriores, os valores de Fatores de Segurança calculados pelos diferentes métodos se mostraram bem próximos para ambas as alturas do aterro. Para esta situação, o Método de Bishop foi o que mais se aproximou dos resultados do MEF, com diferenças inferiores a 3%. O Método de Pinto (1965) também apresentou resultados com reduzida diferença (inferior a 7%), sendo que o Método de Low (1989) foi o que gerou a maior diferença, cerca de 15%, em relação aos resultados do *Plaxis*.

9.5.4 Etapa do carregamento – situação não reforçada

Para uma análise qualitativa do comportamento das simulações na etapa de imposição do carregamento na superfície do talude, para a situação sem adição do reforço, a Figura 9.42 mostra os resultados das simulações em termos, respectivamente, de deslocamentos verticais para o caso de aterro de 1 m (a), e para o caso de aterro de 2 m (b), e tensões verticais para ambos os casos (c e d). Ressalta-se que estas análises são feitas apenas para a etapa do carregamento, sendo desprezadas as tensões e deslocamentos ocorridos nas fases anteriores.

Conforme observado na Figura 9.42 (a e b) a ordem de grandeza esperada para os deslocamentos verticais é de 3 cm, sendo este predominantemente sob o carregamento. No caso do aterro de 1 m de altura, o deslocamento vertical na camada de solo do aterro no contato com a fundação é de cerca de 2 cm, sensivelmente superior ao caso de 2 m de aterro, no qual se observa um recalque da ordem de 1 cm. Este fato ocorre devido à presença de uma espessura maior de solo que “absorve” de forma gradativa as deformações superficiais no caso do aterro de 2 m, conduzindo a um menor deslocamento na fundação.

A tensão que efetivamente chega ao solo de fundação para o caso de aterro de 1 m (Figura 9.42c) é de cerca de 35 kPa. Descontando a carga do solo de aterro (18 kPa), o acréscimo “líquido” de tensão na camada de solo mole devido ao carregamento é de aproximadamente 15 kPa. Para o caso do aterro de 2 m (Figura 9.42c), a tensão sobre o solo de fundação é de aproximadamente 40 kPa. Descontando o peso do solo de aterro, tem-se um acréscimo de cerca de 5 kPa na fundação devido ao carregamento na superfície. Esta observação ressalta a maior capacidade de reduzir as tensões (e deslocamentos) na fundação quando da utilização de um aterro mais espesso.

Apesar da diferença entre os acréscimos de tensão devido ao carregamento na superfície, os Fatores de Segurança obtidos para ambos os casos (

Tabela 9.12) são semelhantes porque o acréscimo total de tensão (aterro e carregamento) é praticamente o mesmo para os dois casos.

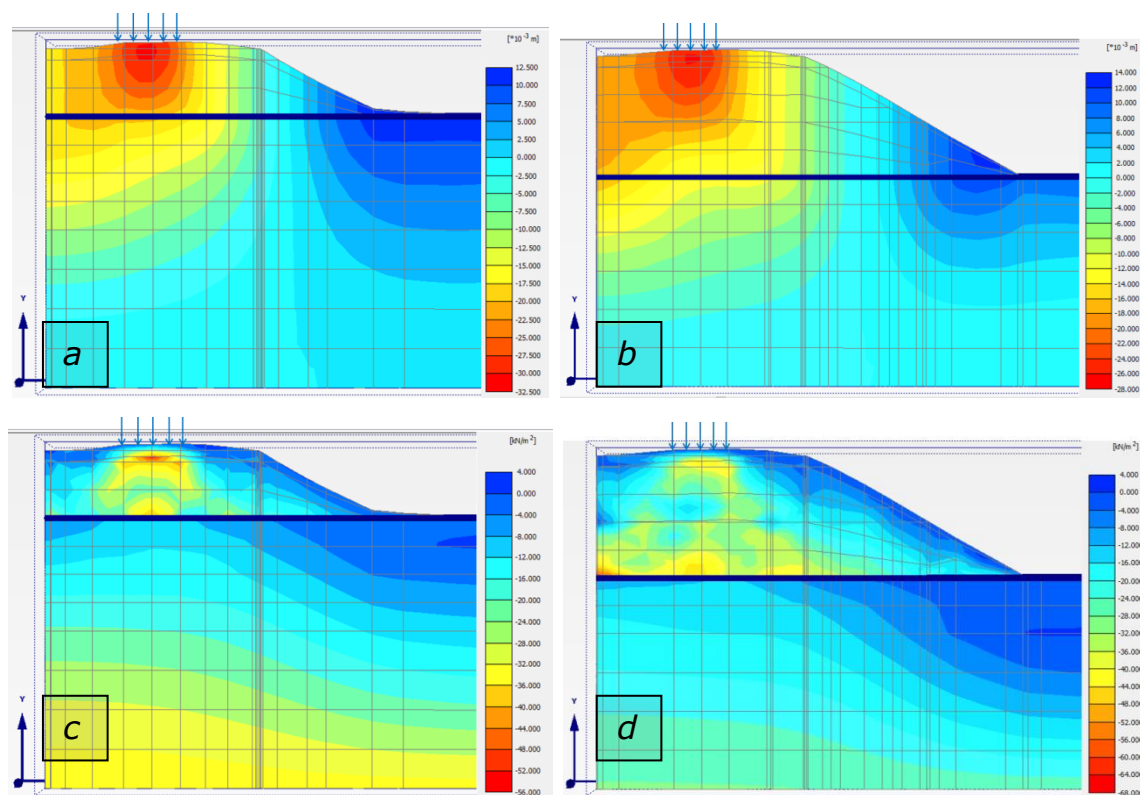


Figura 9.42 – Resultados das simulações, após o carregamento, para a situação não reforçada: a) deslocamentos verticais, 1 m de aterro (azul = 12 mm, verde = -10 mm e vermelho = -33 mm); b) deslocamentos verticais, 2 m de aterro (azul = 14 mm, verde = -8 mm e vermelho = -28 mm); c) tensões verticais - 1 m de aterro (azul = 4 kPa, verde = -25 kPa e vermelho = -50 kPa); d) tensões verticais - 2 m de aterro (azul = 4 kPa, verde = -35 kPa e vermelho = -70 kPa)

Na determinação do FS desta situação, foram empregados os mesmos métodos analíticos anteriormente utilizados. Para o cálculo do FS pelo Método de Bishop foi utilizado o *software Slide V5.0* com a inserção do carregamento estático sobre o aterro no modelo, conforme verificado na Figura 9.43, que apresenta o modelo inserido e o FS resultante. Faz-se uma ressalva que no caso do *Slide V5.0* o carregamento inserido no modelo é corrido e não quadrado como proposto para o exemplo e empregado no *Plaxis*. Todavia, como será visto adiante, esta diferença na geometria do carregamento apresentou um erro apenas marginal.

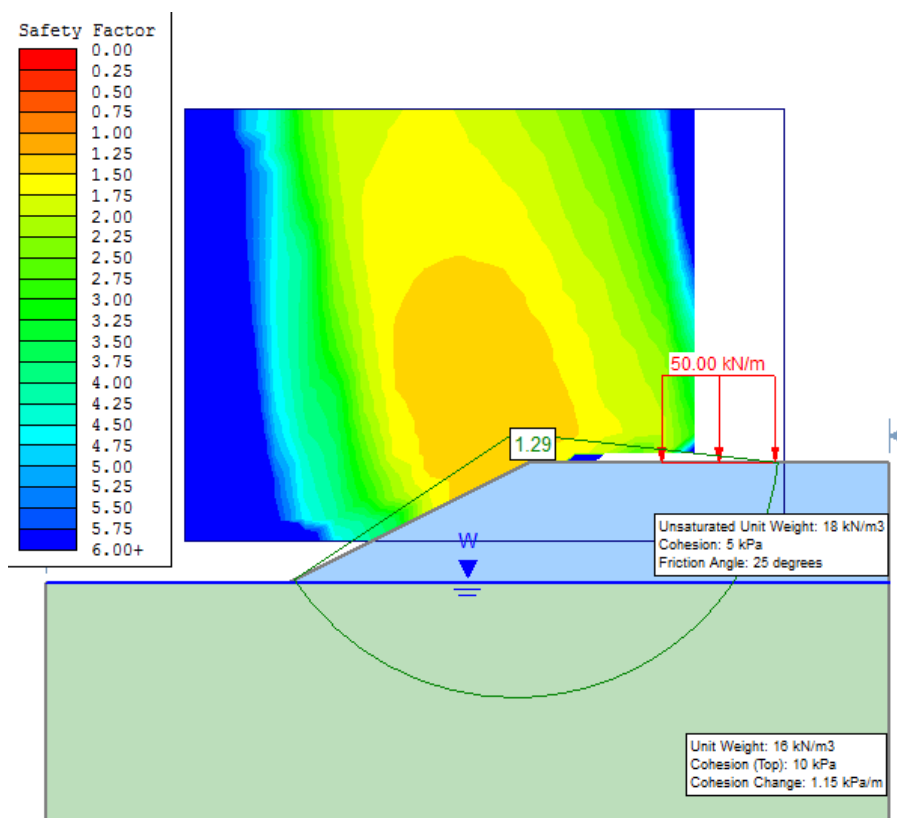


Figura 9.43 – Modelo empregado e FS obtido pelo Método de Bishop pelo *Slide V5.0* – aterro de 1 m e situação de carregamento não reforçado

No caso do Método de Pinto (1965), o cálculo da pressão admissível continua sendo o mesmo, conforme descrito no item anterior. Na solicitação sobre a camada de fundação (q) foi adicionado ao peso do aterro o carregamento estático sobre este. Tal qual ocorreu nas verificações pelo *Slide*, em todos os casos, a extensão crítica foi determinada como $L' = 2$ m, ou seja, tangenciando a extremidade do carregamento na superfície, conforme descrito na Figura 9.44 (e semelhante ao observado na Figura 9.43, anteriormente). A Tabela 9.13 apresenta os passos para o cálculo do FS pelo Método de Pinto (1965) adaptado.

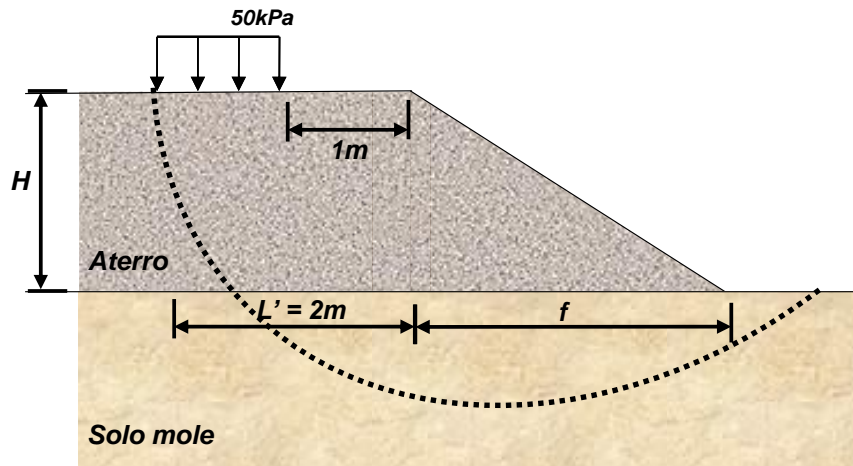


Figura 9.44 – Posição da superfície de ruptura considerado nos métodos analíticos

Tabela 9.13 – Cálculo do mínimo Fator de Segurança pelo Método de Pinto (1965) para a situação de carregamento não reforçado

H (m)	L' (m)	b (m)	$c_1 b/c_0$	N_{co}	p_u (kPa)	q (kPa)	FS
1	2,00	1,05	0,12	6,35	63,6	49,6	1,28
2	2,00	1,74	0,20	6,52	65,2	55,8	1,17

Por fim para o Método de Low (1989), substituiu-se no seu equacionamento do FS a parcela do denominador que corresponde ao carregamento do aterro ($\gamma_{at} H$) pela solicitação equivalente (q), de forma semelhante ao determinado para o Método de Pinto (1965). Assim, o equacionamento do FS por Low (1989) para esta situação será igual a:

$$FS = N_1 \frac{c}{q} + N_2 \left(\frac{c_{at}}{q} + \lambda \gamma_{at} \text{tg} \phi_{at} \right) \tag{9.17}$$

onde:

q = solicitação equivalente composta pela parcela do aterro adicionada pelo carregamento na superfície.

A Tabela 9.14 apresenta os passos para o cálculo do FS pelo Método de Low (1989) adaptado.

Tabela 9.14 – Cálculo do mínimo Fator de Segurança pelo Método de Low (1989) para a situação de carregamento não reforçado

<i>H</i> (m)	<i>D</i> / <i>H</i>	<i>N</i> ₁	<i>N</i> ₂	λ	Coesão		FS
					equivalente (kPa)	<i>q</i> (kPa)	
1	1,1	4,77	0,96	0,23	10,8	49,6	1,24
5	1,0	4,70	1,04	0,23	11,5	55,8	1,17

A Figura 9.45 apresenta a comparação dos Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação de carregamento não reforçado.

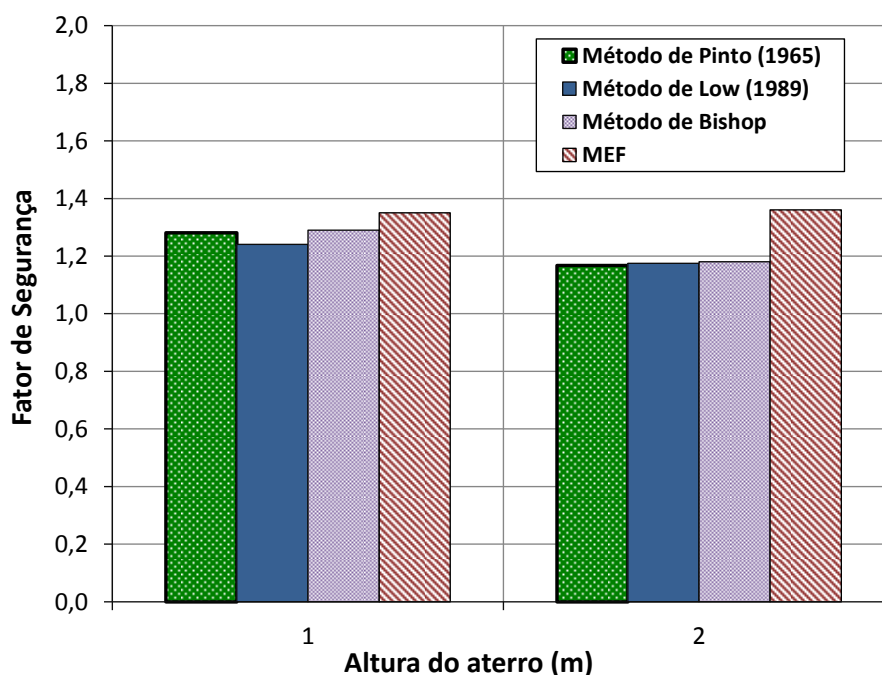


Figura 9.45 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação de carregamento reforçado

De forma geral se verifica que os valores calculados pelos diferentes métodos, quando adaptados para considerar um carregamento sobre o aterro, se mostraram bem próximos para as diferentes alturas do aterro, viabilizando o emprego de todos. Independentemente da altura do aterro, todos os métodos se mostraram mais conservadores se comparado com os resultados do *Plaxis*.

Especificamente para cada caso, o Método de Bishop (*software Slide*) foi o que mais se aproximou do MEF com erros, respectivamente para 1 m e 2 m, de 4% e 13%. Para o Método de Pinto (1965), as diferenças obtidas foram de 5% e 14%, sendo que o de Low (1989) apresentou erros de 8% e 14%, novamente para as mesmas alturas de aterro.

9.5.5 Etapa do carregamento – situação reforçada

Novamente, para uma análise qualitativa do comportamento das simulações na etapa de imposição do carregamento na superfície do aterro, contudo, para a situação com adição do reforço, a Figura 9.46 mostra os resultados das simulações em termos de deslocamentos verticais para os casos de aterro de 1 m (a) e 2 m (b), e tensões verticais para ambos os casos (c e d).

Para o caso de carregamento reforçado, a ordem de grandeza esperada para os deslocamentos verticais, sob o carregamento, é de 1,5 cm, valor este 50% inferior ao obtido no caso não reforçado. O deslocamento vertical observado no contato entre o aterro e a fundação é de 0,8 cm e 0,5 cm, respectivamente para 1 m e 2 m de aterro. Estes valores são sensivelmente inferiores ao observado na situação não reforçada, com uma redução de aproximadamente 50%.

Na situação reforçada, a tensão que efetivamente atua no solo de fundação para o caso de aterro de 1 m (Figura 9.46c) é de cerca de 25 kPa. Descontando a carga do solo de aterro (18 kPa), o acréscimo “líquido” de tensão na camada de solo mole devido ao carregamento é de aproximadamente 7 kPa, muito inferior (50%) àquela esperada na situação não reforçada, igual a 15 kPa. Para o caso do aterro de 2 m (Figura 9.46c), a tensão sobre o solo de fundação é de aproximadamente 40 kPa. Descontando o peso do solo de aterro, tem-se um acréscimo de cerca de 5 kPa na fundação devido ao carregamento, valor este

semelhante ao obtido pela situação reforçada, motivo pelo qual não foi observado um grande aumento do FS para esta altura do aterro.

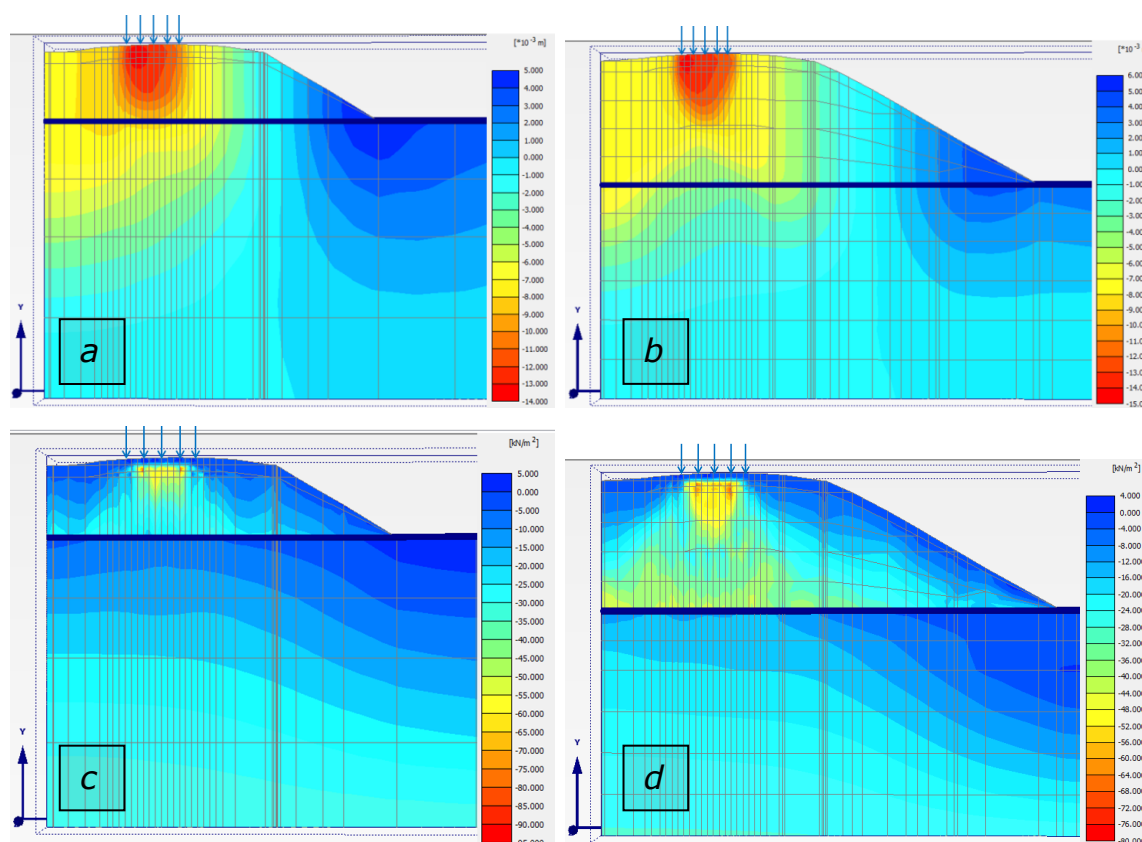


Figura 9.46 – Resultados das simulações, após o carregamento, para a situação reforçada: a) deslocamentos verticais, 1 m de aterro (azul = 5 mm, verde = -4 mm e vermelho = -14 mm); b) deslocamentos verticais, 2 m de aterro (azul = 6 mm, verde = -4 mm e vermelho = -15 mm); c) tensões verticais, 1 m de aterro (azul = 5 kPa, verde = -45 kPa e vermelho = -95 kPa); d) tensões verticais, 2 m de aterro (azul = 5 kPa, verde = -35 kPa e vermelho = -80 kPa)

Por fim, da Figura 9.46 (b, c e d), verifica-se que os bulbos de deslocamentos e tensões ficam concentrados na camada de geocélula, gerando o reforço do solo.

Na determinação dos Fatores de Segurança desta situação, foram empregados novamente os mesmos métodos. Entretanto, foi utilizado o Método Proposto acoplado nestes de forma a representar a situação reforçada. Sendo o tipo de contribuição da geocélula neste caso semelhante a um reforço de fundação, a metodologia empregada é

semelhante àquela do primeiro item deste Capítulo (aplicação em reforço de fundações).

Portanto, utilizou-se uma redução do carregamento estático sobre o aterro no modelo devido ao reforço da geocélula. A tensão que efetivamente atua na fundação, neste caso no aterro, é igual à tensão aplicada pelo carregamento subtraída do fator de reforço da geocélula (I_G) que exprime a melhora devido à geocélula, conforme formulação na sequência:

$$p^* = p - I_G$$

$$p^* = p - \left[4 \frac{h}{d} \tan \delta k_0 p e + (1 - e) \cdot p \right] \quad 9.18$$

Para o presente caso, tem-se uma razão de forma da geocélula, $h/d = 1$, atrito de interface entre o solo de preenchimento e a parede da geocélula ($\delta = 2/3\phi' = 25^\circ$), o coeficiente de empuxo em repouso do solo de preenchimento ($k_0 = 0,4$), o efeito do espraçamento ($e = 0,5$, sendo a sapata quadrada e o fator de forma do carregamento, $d/B = 0,2$) e o carregamento aplicado ($p = 50$ kPa). Assim, o valor da pressão sob a camada de geocélula pode ser calculado como igual a:

$$p^* = 50 - 4 \cdot 1 \cdot \tan 25^\circ \cdot 0,4 \cdot 50 \cdot 0,5 + (1 - 0,5) \cdot 50$$

$$p^* = 8 \text{ kPa} \quad 9.19$$

Empregando-se este valor de carregamento (8 kPa) nos métodos de cálculo de Bishop, Pinto (1965) e Low (1989), conforme a metodologia empregada no item anterior (9.5.4 - Etapa do carregamento - situação não reforçada), foram obtidos os Fatores de Segurança para cada método. O exemplo da aplicação desta metodologia usando o *Slide V5.0* pode ser observado na Figura 9.47, e a comparação destes com os resultados obtidos no MEF está exposto na Figura 9.48.

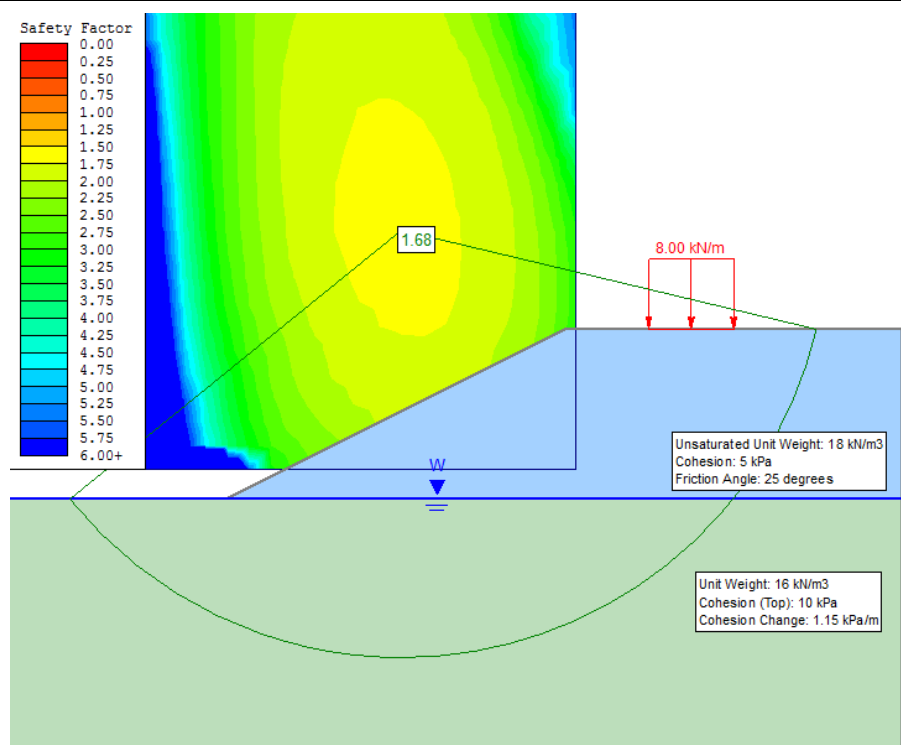


Figura 9.47 – Modelo empregado e FS obtido pelo Método de Bishop pelo *Slide V5.0* – aterro de 2 m e situação de carregamento reforçado

Novamente os valores calculados pelos diferentes métodos se mostraram, de forma geral, próximos para as 2 (duas) alturas do aterro, viabilizando o emprego de todos com alguma cautela.

Para 1 m de aterro, todos os métodos exibiram resultados menos conservadores, sendo o Método de Low (1989) junto ao Método Proposto aquele que apresentou a melhor aproximação, com um erro da ordem de 10% (contra aproximadamente 20% dos outros métodos).

No caso do aterro de 2 m, todos os métodos apresentaram valores muito próximos do calculado pelo MEF com erros apenas marginais de cerca de 3% no caso do Low (1989), e inferior a 1% para os outros.

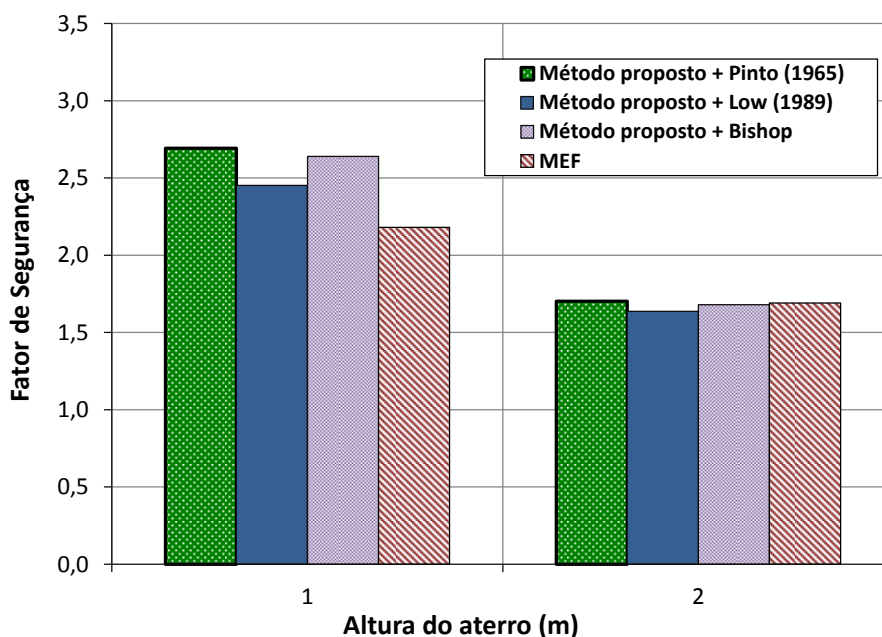


Figura 9.48 – Comparação entre os Fatores de Segurança obtidos pelos diferentes métodos para a situação de carregamento reforçado

9.6 Considerações sobre o Capítulo

Neste item foram expostos exemplos de aplicações do método de reforço proposto nesta pesquisa, e os resultados foram comparados com um *software* de elementos finitos tridimensional. As principais conclusões deste Capítulo são:

- O método de cálculo proposto foi aplicado de forma satisfatória em reforço de fundações quando acoplado ao resultado do equacionamento de Terzaghi para a contribuição da fundação. Os resultados obtidos foram muito próximos com simulações numéricas calibradas;
- Em aplicações de aterros sobre solos moles, o método de cálculo proposto foi acoplado de forma satisfatória aos métodos consagrados de determinação de Fator de Segurança de aterros sobre solos moles (Método de Bishop; PINTO, 1965; LOW, 1989), gerando uma metodologia de simples aplicação e com

resultados próximos daqueles fornecidos pelo MEF em 2 (dois) exemplos de aplicação;

- Para este tipo de utilização foi proposto um novo fator, denominado eficiência do reforço (η), que ajusta a contribuição da geocélula em função da inclinação do talude do aterro;
- Em semelhante situação, a associação destes métodos supracitados com o proposto forneceu uma metodologia adequada para o cálculo de reforço de carregamentos em aterros sobre solos moles, igualmente com obtenção de valores muito próximos daqueles calculados por elementos finitos.

CAPÍTULO 10 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

10.1 Conclusões

Esta Tese apresentou a proposição de um novo método para o cálculo de reforço de solos com geocélula. Foi abordada, inicialmente, uma introdução sobre a geocélula e suas aplicações. Na utilização deste geossintético como reforço de solo, foi verificada, na literatura, uma expedita comparação entre a eficiência da geocélula, de reforços planares e de fibras aleatórias na melhora da capacidade de carga. Os atuais modelos de cálculo expostos na literatura foram abordados, bem como os fatores que influem na melhoria devido ao uso da geocélula. O método aqui proposto foi baseado em dois mecanismos de desenvolvimento da resistência na geocélula, efeito do confinamento e efeito laje, adicionados à contribuição da fundação. A verificação e avaliação do mesmo foram realizadas por meio de oito pesquisas com ensaios de placa de laboratório com diferentes características geométricas da geocélula e do carregamento, além de diferentes tipos de solo (de fundação e preenchimento) e de distintos materiais da geocélula. Destes ensaios foi possível, ainda, tecer uma comparação entre os métodos de cálculo atualmente propostos na literatura. Foi realizada, também, uma avaliação por meio de simulações numéricas computacionais com o emprego de um *software* de elementos finitos. Por fim, quatro aplicações de reforço de

solos (fundações, aterros sobre solos moles e carregamento sobre aterros) foram desenvolvidas e comparadas com resultados de modelos numéricos. Baseado nesta pesquisa, as seguintes conclusões puderam ser tecidas:

- A geocélula possui atributos, capaz de destacá-la em diversas aplicações geotécnicas como: revestimento de taludes, proteção de canais e corpos d'água e melhora na capacidade de suporte de solos;
- Dentre os sistemas de reforço de fundações envolvendo geossintéticos (geocélula, reforços planares e fibras aleatórias), a geocélula, segundo a literatura internacional, se destaca com melhor desempenho no reforço, tanto na redução das tensões transmitidas como na diminuição dos deslocamentos esperados;
- O estado da arte de reforço de solo com geocélulas apresenta, atualmente, três modelos de cálculo e um de ajuste da curva de carga recalque. Contudo, conforme verificado na literatura (MENESES, 2004; YUU *et al.*, 2008; HAN *et al.*, 2011), nenhum se mostrou efetivo na previsão do reforço do solo, deixando, ainda, uma lacuna para estudos nesta área;
- Conforme verificado pela literatura, a característica de maior influência no reforço de geocélula é a razão de forma da geocélula (h/d), sendo reportado um distinto comportamento entre geocélulas de reduzida ($h/d < 1$) e elevada ($h/d > 1$) razão de forma. Quando $h/d < 1$ há uma maior participação do efeito do confinamento devido a uma maior "flexão" sofrida pelo reforço de geocélula, semelhante a uma viga, e nestas há um predomínio do efeito laje, com um espraiamento mais uniforme das tensões, análogo a um bloco de fundação;
- Foi observado que a geocélula exibe melhora no reforço de solo mesmo sendo preenchida com solos coesivos e saturados;

-
- Foi proposto um novo método de reforço de solo com geocélula de simples aplicação que considera tanto parâmetros geométricos da geocélula como do carregamento, além da resistência do solo de preenchimento e da contribuição do solo de fundação;
 - O método desenvolvido apresentou uma boa aproximação com os resultados dos ensaios em placa dos oito autores, se ajustando de forma satisfatória às variações de geometria da geocélula e do carregamento, ao tipo e material da geocélula, ao tipo de solo de preenchimento e de fundação e para diferentes níveis de carregamento/deformação imposta no ensaio;
 - Ainda dos ensaios de placa, a comparação realizada entre os diferentes modelos (Koerner e Presto) mostrou que o método proposto foi o que exibiu a melhor aproximação com os resultados experimentais para todos os casos, inclusive no emprego do próprio solo mole de fundação para o preenchimento da geocélula (ensaios de THALLAK *et al.*, 2007);
 - O método proposto foi verificado por simulações numéricas computacionais calibradas pelos ensaios de Meneses (2004), exibindo resultados compatíveis tanto com os ensaios como com as simulações;
 - Ainda destas simulações, concluiu-se que os mecanismos propostos para o desenvolvimento da resistência na geocélula neste método (efeitos laje e do confinamento) estão de acordo com o observado nos modelos computacionais, sendo possível desprezar o efeito membrana visto que os carregamentos de tração impostos no material de reforço são reduzidos;
 - O método de cálculo proposto nesta Tese foi empregado com êxito em reforço de fundações (com possível extensão em reforço de vias como estradas e ferrovias), sendo verificado e comparado com resultados do MEF;
 - O modelo proposto igualmente foi utilizado em reforço de aterro sobre solos moles, sendo acoplado de forma satisfatória a métodos

já consagrados (Método de Bishop; PINTO, 1965; LOW, 1989), gerando uma metodologia de simples aplicação. O modelo também foi empregado de forma satisfatória em reforço de carregamentos em aterros sobre solos moles com semelhante metodologia.

10.2 Recomendações e limitações do método proposto

O método de reforço proposto nesta Tese está baseado em dois mecanismos de reforço (efeitos do confinamento e laje), utiliza alguns elementos geométricos do sistema (altura e largura da célula, h e d ; e largura do carregamento, B) e considera como característica do solo de preenchimento o seu ângulo de atrito interno (ϕ).

Conforme verificado nos itens anteriores, este método proposto teve boa aplicabilidade gerando resultados de previsão adequados com relação a ensaios e simulações. Todavia, como todo método analítico, este possui limitações e pode não conduzir a valores satisfatórios em algumas aplicações. O presente método não considera, diretamente, alguns parâmetros do reforço como o seu embutimento (u), a largura total do reforço (b) - que resulta em sua ancoragem, o posicionamento do carregamento em relação às células do reforço, e nem o formato da célula e seu material constituinte. Entretanto, como foi verificado nos Capítulos 7 e 8, dentro de certa faixa de variação destes parâmetros supracitados, o método de cálculo é capaz de obter resultados satisfatórios. Além disso, adaptações podem ser feitas de forma a se considerar estes parâmetros, como, por exemplo, transformar o formato circular da célula de uma geocélula em um quadrado equivalente, formato este considerado pelo método proposto.

Desta forma, em vista da revisão bibliográfica feita para este estudo (e apresentada nos Capítulos 2 a 5), das análises conduzidas ao longo desta Tese (e para subsidiá-la) e do proposto por este autor, seguem algumas recomendações para utilização deste método:

1. Razão de forma do carregamento (largura equivalente da geocélula, d , dividida pela dimensão do carregamento, B) inferior a 1: **$d/B < 1$** ;
2. Pequeno embutimento da geocélula (u) em relação à dimensão do carregamento (B): **$u/B < 0,2$** ;
3. Largura total do reforço (b) superior à dimensão do carregamento (B) adicionado de 4 (quatro) larguras equivalentes da célula (d): **$b \geq B + 4d$** ;
4. Rigidez à tração do material da geocélula superior a **30 kN/m** em reforço de fundações e vias e superior a **300 kN/m** em reforço de aterro sobre solos moles;
5. Evitar, quando possível, utilizar **solo mole** no preenchimento da geocélula - preferencialmente empregar **solo granular** no enchimento da geocélula;
6. Dispor de **elemento separador** no contato do reforço de geocélula com o solo de fundação;
7. Promover **compactação** do solo de preenchimento;
8. Empregar alturas da célula (h) com valores próximos e/ou superiores à largura do carregamento (B): preferencialmente **$h/B > 1$** . Especificamente em aplicações de aterro sobre solos moles, preferencialmente, utilizar altura da célula (h) superior a 10% da altura do aterro (H): **$h = 0,1H$** .

Conforme destacado anteriormente, a não utilização destas recomendações não implica na impossibilidade de aplicação do método proposto. Entretanto, pode reduzir a acurácia de previsão do reforço, gerando valores superestimados da melhora fornecida pelo método de cálculo que devem ser avaliados com cautela.

Ressalta-se, ainda, que algumas das recomendações supracitadas faz parte das características da geocélula em que há a maior otimização da melhora fornecida pelo reforço, conforme literatura técnica-acadêmica abordada no Capítulo 5. Deste modo, seu emprego não só contribui a

acurácia do modelo de cálculo proposto, como também melhora o desempenho do reforço de geocélula para a dada aplicação.

REFERÊNCIAS

1. ABGE (1998). Geologia de engenharia. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental - Vários autores. Oficina de Textos. São Paulo. 587 p.
2. ABINT (2001). Curso Básico de Geotêxteis. Comitê Técnico Geotêxtil - CTG. São Paulo.
3. ABNT NBR 6122 (2010) Projeto e execução de fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
4. ABNT NBR 6484 (2001) Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
5. ABNT NBR 12553 (1997) Geossintéticos - Terminologia. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
6. ABNT NBR/MB-3472 (1991) Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
7. AGUIAR P. R.; VERTEMATTI J. C. (2004). Manual Brasileiro de Geossintéticos – Introdução. Comitê Técnico de Geotêxtil – CTG. Ed. Blucher. São Paulo. p. 13 – 25.
8. AKINMUSURU J. O.; AKINBOLADE J. A. (1981). Stability of loaded footings on reinforced soil. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, nº 107, pp. 819 – 827.
9. ALHEIROS M. M.; SOUZA M. A. A.; BITOUN J.; MEDEIROS S. M. G. M.; AMORIM JÚNIOR W. M. (2003). Manual de Ocupação dos Morros da Região Metropolitana do Recife. Programa Viva o Morro. Recife, FIDEM.

10. ALMEIDA M. S. S. (1996). Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho. 1ª edição, Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
11. ALMEIDA M. S. S.; MARQUES M. E. S. (2004). Aterros sobre camadas espessas de solos muito compressíveis. 2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. pp. 103 – 112.
12. ALMEIDA M. S. S.; MARQUES M. E. S.; MIRANDA T. C.; NASCIMENTO C. M. C. (2008). Lowland reclamation in urban áreas. 9º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Búzios. pp. 275 - 289.
13. ALMEIDA M. S. S.; SANTA MARIA P. E. L.; MARTINS I. S. M.; SPOTTI AP. P.; COELHO L. B. M. (2002). Consolidation of a very soft clay with vertical drains. Geotechnique. pp. 148 - 154.
14. ALONSO (1991). Previsão e controle das fundações. Editora Edgard Blucher. 142 p.
15. AMBEDKAR P. P. (2006). Geocells – Celular confinement systems for retaining walls. Seminário da Universidade de Pune, Índia. 22 p.
16. AOKI N. (1993). Relatório de apresentação das memórias justificativas das estruturas de apoio dos aterros de acessos das pontes do lote 2 da Linha Verde - Bahia. Relatório Técnico. Arquivo pessoal do Prof. Nelson Aoki.
17. AVESANI NETO J. O. (2008). Caracterização do Comportamento Geotécnico do EPS através de Ensaio Mecânicos e Hidráulicos. Dissertação de Mestrado da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 227 p.
18. AVESANI NETO, J. O.; BUENO, B. S. (2009a). Proteção e Controle de Erosão em Taludes com Geocélula. 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, São Paulo, Brasil.
19. AVESANI NETO, J. O.; BUENO, B. S. (2009b). Estabilização de Encostas com Muros de Gravidade de Geocélula. 5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, São Paulo, Brasil.

20. AVESANI NETO, J. O.; BUENO, B. S. (2010). Revestimento e proteção de canais e corpos d'água com geocélulas. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Guimarães, Portugal.
21. BATHURST R. J. (1978). The performance of a Full-Scale model double-width railway tie under repeated loading. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
22. BATHURST R. J.; ALLEN T. M.; WALTERS D. L. (2005). Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method. Geotextiles and Geomembranes nº 23, p. 287 – 322.
23. BATHURST R. J.; KARPURAPU R. (1993). Large scale triaxial tests on geocell reinforced granular soils. Geotechnical Tests Journal, nº 16. pp. 296 – 303.
24. BERTHOUEX P. M.; BROWN L. C. (2002). Statistics for Environmental Engineers. 2nd Ed. Lewis Publishers. 489 p.
25. BILFINGER W.; de MELLO L. G. F. S. (2004). Reforço de fundações. In: Manual Brasileiro de Geossintéticos. CTG. Ed. Blucher. São Paulo. p. 124 - 129.
26. BOWLES J. E. (1977). Foundation Analysis and Design. Ed. McGraw-Hill, 1st. ed.
27. BOWLES J. E. (1996). Foundation Analysis and Design. Ed. McGraw-Hill, 5th. ed.
28. BS 8006 (1995). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. British Standard, B.Si.
29. BUENO B. S. (2004). Propriedades, ensaios e normas. In: Manual Brasileiro de Geossintéticos. CTG. Ed. Blucher. São Paulo. p. 27 – 62.
30. BUENO B. S.; VILAR O. M. (2002). Mecânica dos solos – Volume II. Escola de Engenharia de São Carlos – USP. 219 p.
31. BUSH D. I.; JENNER C. G.; BASSETT R. H. (1990). The design and construction of geocell foundation mattress supporting

-
- embankments over soft ground. *Geotextile and Geomembranes*, nº 9, p. 83 – 98.
32. CANCELLI A.; MONTANELLI F. (1999). In-ground test for geosynthetic reinforced flexible paved roads. *Geosynthetics Conference*, vol. 2. Boston. pp. 863 – 878.
 33. CINTRA J. C. A.; AOKI N.; ALBIERO J. H. (2003). Tensões admissíveis em fundações diretas. Ed. Rima. 134 p.
 34. COWLAND J. W.; WONG S. C. K. (1993). Performance of a road embankment on soft clay supported on a geocell mattress foundation. *Geotextile and Geomembranes*, nº 12, p. 687 – 705.
 35. CROWE R. E.; BATHURST R. J.; ALSTON C. (1989). Design and Construction of a Road Embankment Using Geosynthetics. 42nd Canadian Geotechnical Conference. Winnipeg, Canadá. p. 266 – 271.
 36. CROWE R. E.; SENF D. F.; MARTIN S. (1995). The protection and rehabilitation of dams using cellular confinement systems. Presto Products Company, 9 p.
 37. DASH S. K.; KRISHNASWAMY N. R.; RAJAGOPAL K. (2001a). Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotextile and Geomembranes*, nº 19, p. 235 – 256.
 38. DASH S. K.; P. REDDY D. T.; RAGHUKANTH S. T. G. (2008). Subgrade modulus of geocell-reinforced sand foundations. *Institution of Civil Engineers Ground Improvement*, nº 161, Issue GI2, p. 79 – 87.
 39. DASH S. K.; RAJAGOPAL K.; KRISHNASWAMY N. R. (2001b). Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 19, p. 529 – 538.
 40. DASH S. K.; RAJAGOPAL K.; KRISHNASWAMY N. R. (2004). Performance of different geosynthetic reinforcement materials

-
- in sand foundations. *Geosynthetics International*, vol 11, nº 1, p. 35 - 42.
41. DASH S. K.; RAJAGOPAL K.; KRISHNASWAMY N. R. (2007). Behaviour of geocell reinforced sand beds under strip loading. *Canadian Geotechnical Journal, Journal of National Research Council*, vol 44, p. 905 - 916.
 42. DASH S. K.; SIREESH S.; SITHARAM T.G. (2003). Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 21 p. 197 - 219.
 43. de MELLO V. F. B.; SASAKI E. K.; QUINTANILHA R.; SAKAMOTO L. (2002). Reconstruindo bases para a geotecnia pratica comparativa difundindo Estatística-Probabilidades (E.P.) e convidativas para tudo. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo. pp. 1271-1294.
 44. DRAPER N. R.; SMITH H. (1966). *Applied regression analysis*. Ed. Wiley, New York. 407 p.
 45. EMERSLEBEN A.; MEYER N. (2008). The use of geocells in road construction over soft soil: vertical stress and falling weight deflectometer measurements. 4th EuroGeo, nº 132, Edinburgh, England.
 46. ENGLE P.; FLATO G. (1987). Flow Resistance and Critical Flow Velocities for Geoweb Erosion Control System. Research and Applications Branch - National Water Research Institute Canada, Centre for Inland Waters. Burlington, Ontario, Canadá.
 47. FUTAI M. M. (2010). Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos mole. Tese de Livre Docência - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 197 p.
 48. GHOSH M. R.; MADHAV M. R. (1994a). Reinforced granular fill - soft soil system: Confinement effect. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 13. pp. 727 - 741.

49. HAN J.; POKHAREL S. K.; YANG X.; THAKUR J. (2011). Unpaved Roads: Tough Cell – Geosynthetic Reinforcement Shows Strong Promise. *Roads and Bridges*, 49 (7). pp. 40-43.
50. HAN J.; YANG X.; LESHCHINSKY D.; PARSONS R. L. (2009). Behavior of Geocell-Reinforced Sand Under a Vertical Load. *Transportation Research Record*. pp. 95 - 101.
51. HENKEL D. J.; GILBERT G. D. (1952). The effect of the rubber membrane on the measured triaxial compression strength of clay samples. *Geotechnique*, nº 3. pp. 20 – 29.
52. HIGHWAY DESIGN MANUAL (2006). Chapter 870: Channel and shore protection - erosion control. U. S. Department of transportation. New York, U. S. A. p. 870-1 – 870-64.
53. HOULSBY G.T.; JEWELL R.A. (1990). Design of Reinforced Unpaved Roads for Small Rut Depths. *Proceedings of the Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*. The Hague, Vol.1. pp. 171 – 176.
54. HOULSBY G.T.; MILLIGAN G.W.E.; JEWELL R.A.; BURD H.J.. (1989), A New Approach to the Design of Unpaved Roads-Part I. *Ground Engineering*, Vol. 22, No. 3. pp. 25 - 29.
55. HUFENUS R.; RUEEGGER R.; BANJAC R.; MAYOR P.; SPRINGMAN S. M.; BRONNIMANN R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 24. pp. 21 – 37.
56. ILAMPARUTHI K.; MUTHUKRISHNAIAH K. (1999). Anchors in sand bed: delineation of rupture surface. *Ocean Engineering*, nº 26. pp. 1249 – 1273.
57. JEWELL R. A. (1996). *Soil Reinforcement with Geotextiles*. CIRIA and Thomas Telford. London, United Kingdom. 332 p.
58. KÉDZI A. (1975). Pile foundation. In: *Foundation engineering handbook*. Van Nostrand Reinhold Co. pp. 556 – 600.

-
59. KHEDKAR M. S.; MANDAL J. N. (2009). Behavior of cellular reinforced sand under triaxial loading conditions. *Geotechnical and Geological Engineering Journal*, nº 27. pp. 645 – 658.
 60. KHING K. H.; DAS B. M.; PURI V. K.; COOK E. E.; YEN, S. C. (1993). The bearing capacity of a strip foundation on geogrid reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 12, pp. 351 – 361.
 61. KOERNER, R. M. (1994). *Designing with Geosynthetics*, Englewood Cliffs, New Jersey, Prentice Hall, 3rd Ed. 761p.
 62. KOERNER, R. M.; SOONG T. Y. (2001). Geosynthetic reinforced segmental retaining walls. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 19, p. 359 - 386.
 63. KOMETA (2008). Kometa geocell. Russia.
 64. KRISHNASWAMY N. R.; RAJAGOPAL K.; MADHAVI LATHA G. (2000). Model studies on geocell supported embankments constructed over a soft clay foundation. *JGeotech. Test. Journal*, nº 23, vol. 2, p. 45 – 54.
 65. LI A. L.; ROWE R. K. (1999). Reinforced embankments and the effect of consolidation on soft cohesive soil deposits. *Proceedings Geosynthetics '99*, Boston, EUA. pp. 477–490.
 66. LOW B. K. (1989). Stability analysis of embankments on soft clays. *Geotéchnique*, vol. 1, nº 2. pp. 80-89.
 67. LOW B. K.; WONG H. S.; LIM C.; BROMS B. B. (1990). Slip circle analysis of reinforced embankments on soft ground. *Geotextile and Geomembranes*, vol. 9, nº 2. pp. 165-181.
 68. MACEDO I. L. (2002). Análise numérica da construção de aterros sobre solos moles próximos a estruturas existentes – influência da presença de reforço geossintético. Dissertação de M.Sc., UnB, Brasília, Distrito Federal, Brasil.
 69. MADHAVI LATHA G. (2000). Investigations on the behavior of geocell supported embankments. PhD thesis, Indian Institute of Technology, Madras, India.

-
70. MADHAVI LATHA G.; DASH S. K.; RAJAGOPAL K. (2009). Numerical simulation of the behavior of geocell reinforced sand in foundations. *International Journal of Geomechanics*, ASCE. P. 143 – 152.
 71. MADHAVI LATHA G.; MURTHY V. S. (2007). Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* nº 25, p. 23 – 32.
 72. MADHAVI LATHA G.; RAJAGOPAL K.; KRISHNASWAMY N.R. (2000). Interfacial friction properties of geocell reinforced soil. *GeoEng 2000*, Melbourne, Australia.
 73. MADHAVI LATHA G.; RAJAGOPAL K.; KRISHNASWAMY N.R. (2006). Experimental and Theoretical Investigations on Geocell-Supported Embankments. *International Journal of Geomechanics*, vol. 6, nº 1, p. 30 – 35.
 74. MADHAVI LATHA G.; SOMWANSHI A. (2009). Effect of reinforcement form on the performance of square footings on sand. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 27, nº 4. pp. 409-422.
 75. MANDAL J. N.; GUPTA P. (1994). Stability of geocell-reinforced soil. *Construction and Building Materials*, vol. 8, nº 1, p. 55 – 62.
 76. MASSAD F. (1985a). As argilas quaternárias da Baixada Santista: Características e propriedades geotécnicas. Tese de Livre Docência do Departamento de Estruturas e Fundações da Escola Politécnica – USP. 250 p.
 77. MASSAD F. (1985b). Progressos recentes dos estudos sobre as argilas quaternárias da Baixada Santista. São Paulo, ABMS e ABEF. 9 p.
 78. MASSAD F. (2003). Obras de terra: curso básico de geotecnia. Oficina de textos. São Paulo. 170 p.
 79. MENESES L. A. (2004). Utilização de geocélulas em reforço de solo mole. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

-
80. MHAISKAR S. Y.; MANDALT J. N. (1996). Investigations on soft clay subgrade strengthening using geocells. *Construction and Building Materials*, vol. 10, nº 4, p. 281 – 286.
 81. MINITAB INC. (2010). Guider user and glossary – software help. Minitab® Statistical Software. Version 16.
 82. MOGHADDAS TAFRESHI S. N.; DAWSON A. R. (2010). Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and with planar forms of geotextile reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 28, nº 1. pp. 72-84.
 83. NC-03 (1980). Normas técnicas complementares – Volume II. Companhia do Metropolitano de São Paulo – METRO. 177 p.
 84. OMAR M. T.; DAS B. M.; PURI V. K.; YEN S. C. (1993). Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. *Canadian Geotechnical Journal*, nº 30, pp. 545 – 549.
 85. PALMEIRA E. M.; ORTIGÃO A. (2004). Aterros sobre solos moles. In: *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. CTG. Ed. Blucher. São Paulo. p. 72 - 83.
 86. PARMENTIER CARVALHO M.; VAZ DOS SANTOS M. A. (2007). Caracterização da resina termoplástica de polipropileno utilizada na fabricação de cadeiras plásticas. 8º Congresso Iberoamericano de Engenharia Mecânica. Cusco, Peru.
 87. PINTO C. S. (1965). Capacidade de carga de argilas com coesão linearmente crescente com a profundidade. *Jornal de Solos*, v.3, nº1. pp. 235-264.
 88. PINTO C. S. (2000). *Curso básico de mecânica dos solos*. Ed Oficina de Textos, São Paulo. 247 p.
 89. PRESTO (2008a). Geoweb channel protection system – Technical overview. *Technical Literature on the GEOWEB Cellular Confinement System*. Presto Products Company. 27 p.

90. PRESTO (2008b). Geoweb earth retention system – Technical overview. Technical Literature on the GEOWEB Cellular Confinement System. Presto Products Company. 15 p.
91. PRESTO (2008c). Geoweb load support system – Technical overview. Technical Literature on the GEOWEB Cellular Confinement System. Presto Products Company. 19 p.
92. PRESTO (2008d). Geoweb slope protection system – Technical overview. Technical Literature on the GEOWEB Cellular Confinement System. Presto Products Company. 16 p.
93. PRESTO (2009). Geocells: The early days with the Army Corps. Geosynthetics Magazine, Edição de Outubro de 2009. Site: http://geosyntheticsmagazine.com/articles/1009_f7_geocells.html
94. RAJAGOPAL, K.; KRISHNASWAMY N. R.; MADHAVI LATHA, G. (1999). Behavior of sand confined in single and multiple geocells. Geotextiles and Geomembranes, nº 17, 171–184.
95. REA C.; MITCHELL J. K. (1978). Sand reinforcement using paper grid cells. ASCE spring convention and exhibit. Pittsburgh, PA, pp. 24 – 28.
96. RICHARDSON G. N. (2004). Geocells, a 25-year perspective. Part 2: channel control erosion and retaining walls. GFR magazine. Outubro/novembro. p. 22 - 27.
97. RIMOLDI P.; RICCIUTI A. (1994). Design method for three-dimensional geocells on slopes. 5th International Conference on Geotextile, Geomembrane and Related Products, Singapore, p. 999 – 1002.
98. RODRIGUES R.; LOPES J. A. U. (1998). Rodovias. In: Geologia de engenharia. ABGE. Oficina de Textos. São Paulo. pp. 419 – 430.
99. SANDRONI S. S. (2006). Sobre a Prática Brasileira de Projeto Geotécnico de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba.

-
100. SASAKI E. K.; QUINTANILHA R.; SAKAMOTO L. de MELLO V. F. B. (2002). Estatística-Probabilidades (E.P.) básicas para a indispensável racionalização do caos das múltiplas "Escolas de Soluções" na geotecnia. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Portugal. Vol. 4. pp. 2319-2345.
 101. SAYÃO A.; AZAMBUJA E.; EHRLICH M.; GOMES R. C. (2004). Muros e taludes reforçados. In: Manual Brasileiro de Geossintéticos. CTG. Ed. Blucher. São Paulo. p. 84 – 123.
 102. SINGH H. R. (1988). Bearing Capacity of REINFORCED SOIL BEDS. PhD thesis, Indian Institute of Science, India. 353 pp.
 103. SIREESH S.; SITHARAM T. G.; DASH S. K. (2009). Bearing capacity of circular footing on geocell–sand mattress overlying clay bed with void. Geotextiles and Geomembranes nº 23, pp. 235 – 260.
 104. SKINNER G. D.; ROWE R. K. (2005). Design and behavior of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation. Geotextiles and Geomembranes nº 27, pp. 89 - 98.
 105. TEIXEIRA A. H.; GODOY N. S. (1996). Análise, projeto e execução de fundações profundas. In: Fundações - Teoria e Prática. São Paulo: Pini. Cap. 7. P. 227 – 264.
 106. TENSAR INTERNATIONAL (2008). Tensar geocell mattress. Inglaterra.
 107. TERZAGHI K. (1943). Theoretical soil mechanics. New York: John Wiley and Sons Co. 510p.
 108. TERZAGHI K.; PECK R. B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. 2ª Ed. New York: John Wiley and Sons Co. 566p.
 109. THALLAK S. G.; SARIDE, S.; DASH S. K. (2007). Performance of surface footing on geocell-reinforced soft clay beds. Geotechnical and Geological Engineering, nº 25, pp. 509 – 524.

-
110. TRICHÊS G.; BERNUCCI L. B. (2004). Reforço de base de pavimentos. In: Manual Brasileiro de Geossintéticos. CTG. Ed. Blucher. São Paulo. p. 153 - 174.
 111. TSCHARNUTER D.; JERABEK M.; MAJOR Z.; LANG R. W. (2011). Time-dependent poisson's ratio of polypropylene compounds for various strain histories. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, nº 15, pp. 15 - 28.
 112. VARGAS M. (1973). Aterros na baixada santista. *Revista Politécnica*. pp. 48 - 63.
 113. VESIC A. S. (1972). Bearing capacity of shallow foundations. In: *Foundation engineering handbook*. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold Co. Cap. 3. pp. 121- 147.
 114. VESIC A. S. (1975). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *JSMFD, ASCE*, vol. 99. pp. 45 - 73.
 115. WEBSTER S. L.; ALFORD S. J. (1978). Investigation of Construction Concepts for Pavements Across Soft Ground. Report S-78-6. Geotechnical Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
 116. WEBSTER S. L.; WATKINS J. E. (1977). Investigation of Construction Techniques for Tactical Bridge Approach Roads Across Soft Ground. Report S-77-1. Soils and Pavements Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
 117. WEBTEC (2008). Cellular Confinement System, Webtec Inc. Geosynthetics.
 118. WESSELOO J. (2004). The strength and stiffness of geocell support packs. PhD thesis, University of Pretoria, África do Sul. 291 p.
 119. WESSELOO J.; VISSER A.T; RUST E. (2008). The stress-strain behaviour of multiple cell geocell packs. *Geotextiles and Geomembranes* nº 27, p. 31 - 38.

-
120. WU K. J.; AUSTIN D. N. (1992). Three-dimensional polyethylene geocells for erosion control and channel linings. *Geotextiles and Geomembranes* nº 11, p. 611 – 620.
 121. YETIMOGLU T.; WU J. T. H.; SAGLAMER, A. (1994). Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, nº 120, pp. 2083 – 2099.
 122. YUU J.; HAN J.; ROSEN A.; PARSONS R. L.; LESHCHINSKY D. (2008). Technical Review of Geocell-Reinforced Base Courses over Weak Subgrade. *The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition proceedings (GeoAmericas), Appendix VII, Cancun, Mexico.*
 123. ZHANG L.; ZHAO M.; SHI C.; ZHAO H. (2010). Bearing capacity of geocell reinforcement in embankment engineering. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 28, p. 475 – 482.
 124. ZHOU H.; WEN X. (2008). Model studies on geogrid- or geocell-reinforced sand cushion on soft soil. *Geotextiles and Geomembranes*, nº 26, p. 231 – 238.

APÊNDICE A – PESQUISAS UTILIZADAS

1) Stability of geocell-reinforced soil - Mandal e Gupta (1994)

Mandal e Gupta (1994) realizaram 9 ensaios de placa em uma fundação de solo argiloso reforçado com geocélulas, preenchidas com um solo arenoso, todavia, apresentaram no artigo os resultados de apenas 3 ensaios. Os autores variaram apenas a razão de forma da geocélula.

Foram realizados, também, ensaios sem reforço e apenas com camadas de areia sobre a fundação de solo mole.

A caixa usada para a realização dos ensaios tinha 61 cm de comprimento, 31 cm de largura e 40 cm de profundidade. A Figura 1 apresenta o arranjo experimental empregado nestes ensaios.

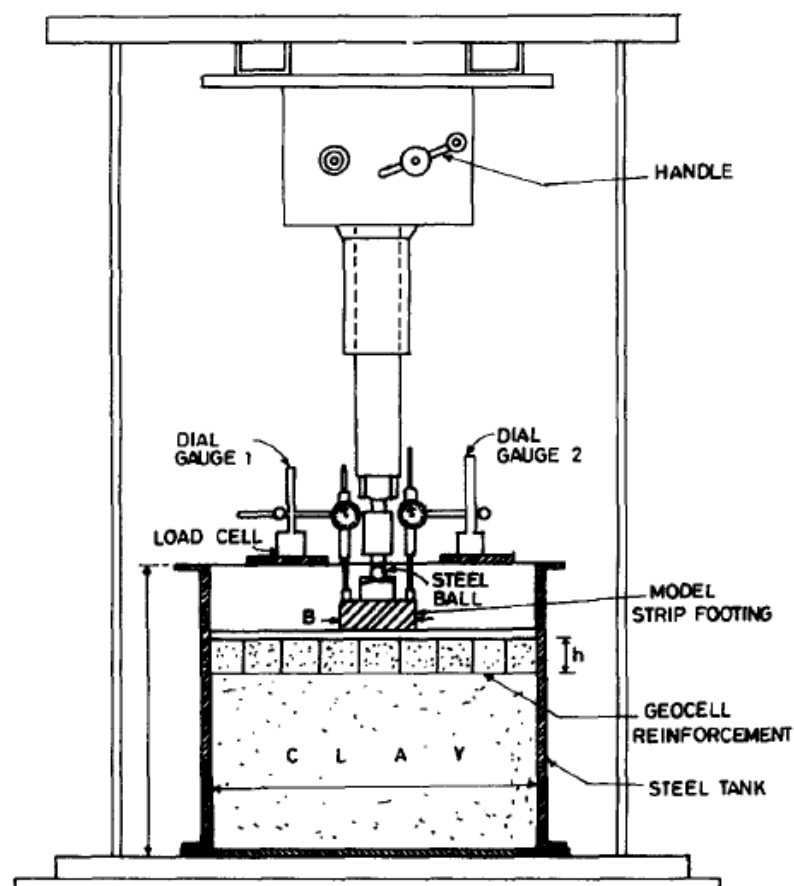


Figura 1 – Arranjo experimental dos ensaios de Mandal e Gupta (1994)

Na sequência são apresentados alguns detalhes dos ensaios:

- a) **Sapata:** corrida, com largura ($B = 7,3$ cm);
- a) **Geocélulas:** de polipropileno (PP) composta por tiras de geotêxtil. As geocélulas tinham altura constante ($h = 7,3$ cm);
- b) **Solo de fundação:** argila com resistência não drenada constante e igual a 20 kPa;
- c) **Solo de preenchimento:** areia com ângulo de atrito constante e igual a $35,8^\circ$.

Na sequência serão abordadas algumas características dos ensaios conduzidos por Mandal e Gupta (1994).

Características dos solos utilizados

O solo de fundação utilizado era composto por uma argila marinha, com coesão não drenada de 20 kPa, peso específico de $16,7$ kN/m³ e umidade de 52%. O solo em questão apresenta 62% de argila. O limite de liquidez determinado pelos autores foi de 74%, o limite de plasticidade de 41% e amassa específica dos sólidos de $27,2$ kN/m³. Pela classificação granulométrica este solo é determinado como MH ou OH. O solo foi utilizado com grau de saturação de 92%.

O solo de preenchimento das geocélulas foi constituído por uma areia com diâmetro efetivo D_{10} de 0,16 mm e coeficiente de não uniformidade (C_u) igual a 4. A massa específica usada para este matéria foi de 17 kN/m³ nos ensaios.

Características das geocélulas utilizadas

Foram utilizados dois tipos de geocélulas constituídas de Polipropileno (PP) - tiras de geotêxtil com resistência à tração da costura igual a $1,7$ kN/m. A eficiência do atrito, segundo os autores, era de 0,74.

Variações e resultados dos ensaios

O autor conduziu um total de 3 ensaios de placa, conforme visto anteriormente, com variação da razão de forma da geocélula. A Tabela 1 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores e a Figura 2 os resultados deste.

Tabela 1 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Mandal e Gupta (1994)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (3 ensaios)	$u/B = 0$; $b/B = 4,25$; $\phi = 35,8^\circ$; $s_u = 20$ kPa; geocélula de PP	$h/d = 1,82$; 2,27; 3,04

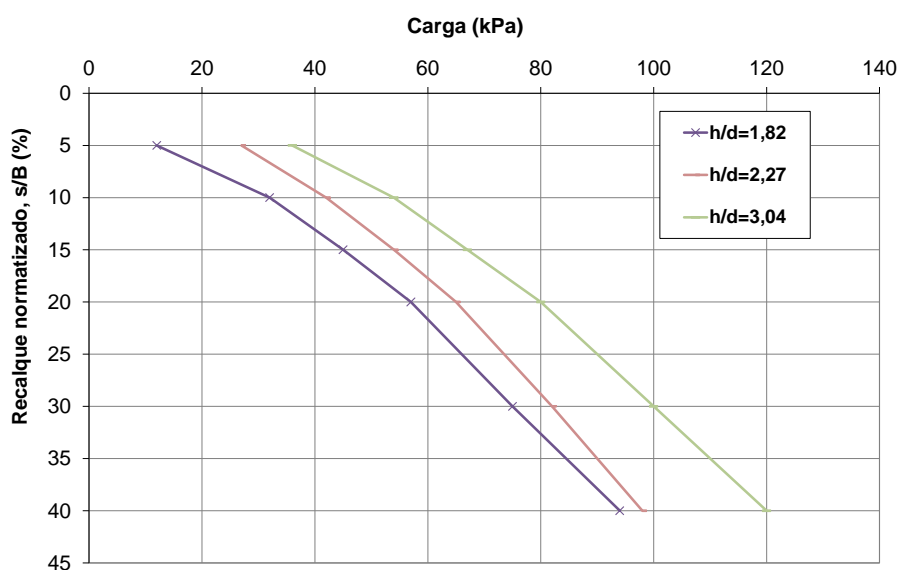


Figura 2 – Ensaios de placa de Mandal e Gupta (1994) – Série 1, variação de h/d

2) Investigations on soft clay subgrade strengthening using geocells - Mhaiskar e Mandal (1996)

Mhaiskar e Mandal (1996) realizaram comparações de ensaios de placa sobre uma fundação de solo composto por uma argila marinha com resultados de simulações numéricas computacionais tridimensionais usando o *software* ANSYS, obtendo uma boa aproximação dos resultados.

Os autores empregaram geocélulas compostas por tiras de geotêxtil de polipropileno preenchidas com areia.

Em seus ensaios, os autores variaram a razão de forma da geocélula (tanto a altura como a largura da geocélula) e o ângulo de atrito do solo de preenchimento, contudo, apresentaram curvas de carga recalque de ensaio apenas para as geocélulas de altura igual a 10 cm.

Na sequência são apresentados alguns detalhes dos ensaios:

- d) **Sapata:** retangular, com largura ($B = 25$ cm) e comprimento ($L = 35$ cm);
- b) **Geocélulas:** de tiras de geotêxtil não-tecido de polipropileno (PP) com altura constante ($h = 10$ cm);
- e) **Solo de fundação:** argila com resistência não drenada constante e igual a 10 kPa;
- f) **Solo de preenchimento:** areia com ângulos de atrito iguais a 32° e 40° .

A seguir serão detalhadas algumas características dos ensaios conduzidos por Mhaskar e Mandal (1996).

Características dos solos utilizados

O solo de fundação utilizado era composto por uma argila marinha, com coesão não drenada de 10 kPa e peso específico seco de $10,4$ kN/m³. O limite de liquidez determinado pelos autores foi de 80% e o limite de plasticidade de 40%. O solo foi utilizado com grau de saturação de 93%.

O solo de preenchimento das geocélulas foi constituído por uma areia com coeficiente de não uniformidade (C_u) igual a 4, massa específica mínima de 16 kN/m³ e máxima de $18,1$ kN/m³. Nos ensaios foram utilizados 2 variações: ângulo de atrito de 40° , obtido com uma densidade

relativa de 80% e ângulo de atrito de 32%, obtido com uma densidade relativa de 15%.

Geocélula empregada

As geocélulas empregadas eram feitas com tiras de geotêxtil não-tecido soldadas, com gramatura de 300 g/m², resistência à tração de 8,35 kN/m e resistência da solda de 3,5 kN/m.

Preparação e execução dos ensaios

As dimensões da caixa de execução dos ensaios eram 85 cm de comprimento, 75 cm de largura e 60 cm de altura. Após o preenchimento da camada do solo mole de fundação, a camada de geocélula foi disposta e montada diretamente sobre a fundação.

O preenchimento da geocélula foi realizado com a técnica de "chuva de areia", na qual se obteve as duas compacidades definidas pelos autores.

A Figura 3 apresenta o modelo físico e o arranjo experimental utilizado nos ensaios de Mhaiskar e Mandal (1996).

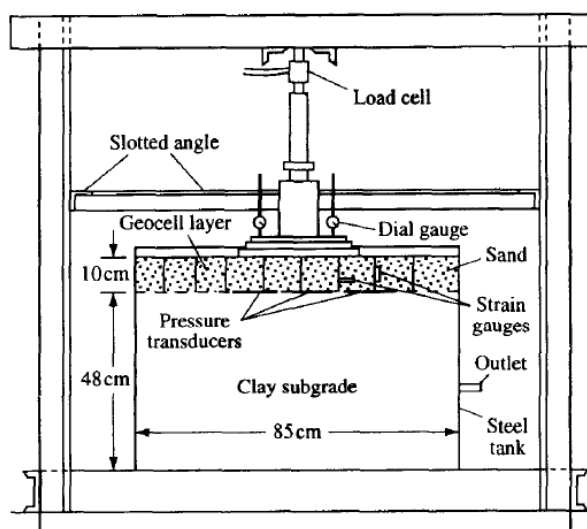


Figura 3 – Arranjo experimental empregado nos ensaios de laboratório de Mhaiskar e Mandal (1996)

Variações e resultados dos ensaios

Na publicação, os autores apresentaram as curvas de carga recalque em formato logarítmico e adimensional, com a razão do carregamento pela multiplicação da largura da sapata pelo peso específico do solo de fundação ($p/B\gamma$) no eixo das abcissas, e o recalque normalizado (s/B) no eixo das ordenadas.

A Tabela 2 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores e a Figura 4 apresenta as curvas dos ensaios, porém, não no formato original da publicação dos autores.

Tabela 2 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Mhaiskar e Mandal (1996)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (4 ensaios)	$u/B = 0$; $b/B = 3,4$; $\phi = 32^\circ$; $s_u = 10$ kPa; geocélula de polipropileno	$h/d = 0,50$; $0,67$; $1,00$; $2,00$
Série 2 (4 ensaios)	$u/B = 0$; $b/B = 3,4$; $\phi = 40^\circ$; $s_u = 10$ kPa; geocélula de polipropileno	$h/d = 0,50$; $0,67$; $1,00$; $2,00$

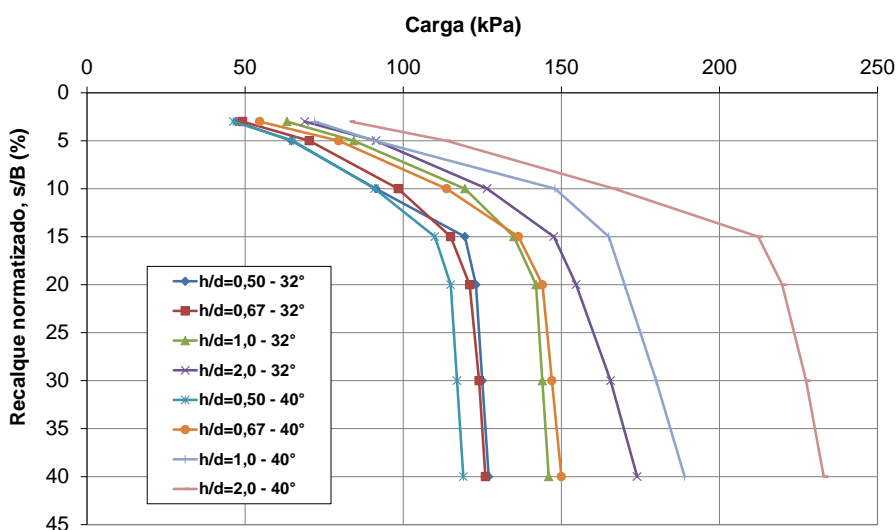


Figura 4 – Ensaios de placa de Mhaiskar e Mandal (1996) – Séries 1 e 2, variação do ângulo de atrito do material de preenchimento e de h/d

3) Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand - Dash *et al.* (2001a)

Os autores realizaram um total de 30 ensaios de placa em uma fundação de solo arenoso, sendo 24 deles reforçada com geocélulas, preenchidas com o mesmo solo da fundação e 4 em condições não reforçadas.

A caixa usada para os ensaios tinha dimensões de 1,20 m de comprimento, 0,33 m de largura e 0,70 m de profundidade.

Em seus ensaios, os autores variaram a razão de forma da geocélula, a largura do reforço de geocélula e a profundidade de disposição do reforço. A Figura 5 exibe, de forma esquemática, o modelo de ensaios realizados por estes autores.

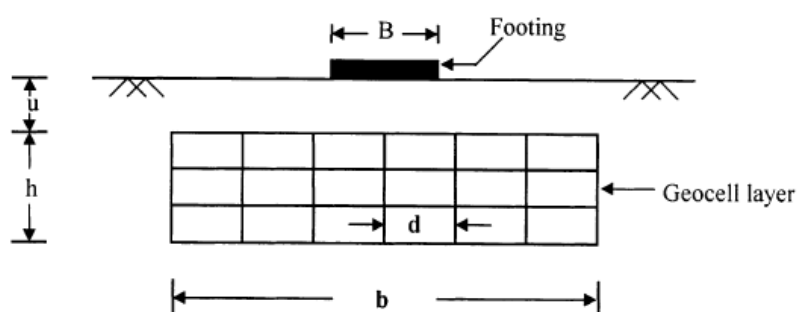


Figura 5 – Modelo esquemático dos ensaios feitos por Dash *et al.* (2001a)

Na sequência são apresentados alguns detalhes dos ensaios:

- Sapata:** corrida, com largura ($B = 10$ cm);
- Geocélulas:** feitas com geogrelha biaxial e de polímeros não orientados, respectivamente com rigidez a 5% igual a 160 kN/m e 70 kN/m e abertura da malha de 35 mm x 35 mm e 50 mm x 50 mm;
- Solo de fundação:** areia (classificação unificada igual a SP) com variação do ângulo de atrito;

d) **Solo de preenchimento:** idem ao de fundação

A Tabela 3 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores, e as Figuras na sequência apresentam os resultados destes ensaios.

Tabela 3 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Dash *et al.* (2001a)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (7 ensaios)	$u/B = 0,1; b/B = 12; \phi = 42,2^\circ;$ Rigidez à 5% = 160 kN/m	$h/d = 0,30; 0,53; 0,67;$ 1,33; 1,67; 2,29; 2,62
Série 2 (7 ensaios)	$u/B = 0,1; \phi = 42,2^\circ; h/d = 1,33;$ Rigidez à 5% = 160 kN/m	$b/B = 1; 2; 4; 6; 8; 10; 12$
Série 3 (7 ensaios)	$b/B = 8; \phi = 42,2^\circ; h/d = 1,33;$ Rigidez à 5% = 160 kN/m	$u/B = 0,0; 0,1; 0,25; 0,50;$ 0,75; 1,0; 1,5
Série 4 (5 ensaios)	$u/B = 0,1; b/B = 12; h/d = 1,33;$ Rigidez à 5% = 160 kN/m	$\phi = 39,2^\circ; 40,2^\circ; 41^\circ;$ 41,7°; 42,2°
Série 5 (2 ensaios)	$u/B = 0,1; f = 42,2^\circ; b/B = 12; h/d = 1,33$	Rigidez à 5% = 70 kN/m; 160 kN/m

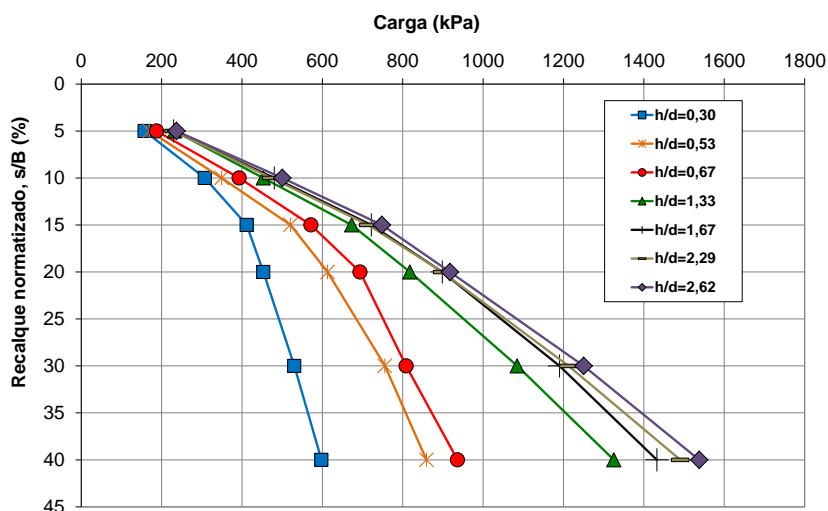


Figura 6 – Ensaios de placa de Dash *et al.* (2001a) – Série 1, variação de h/d

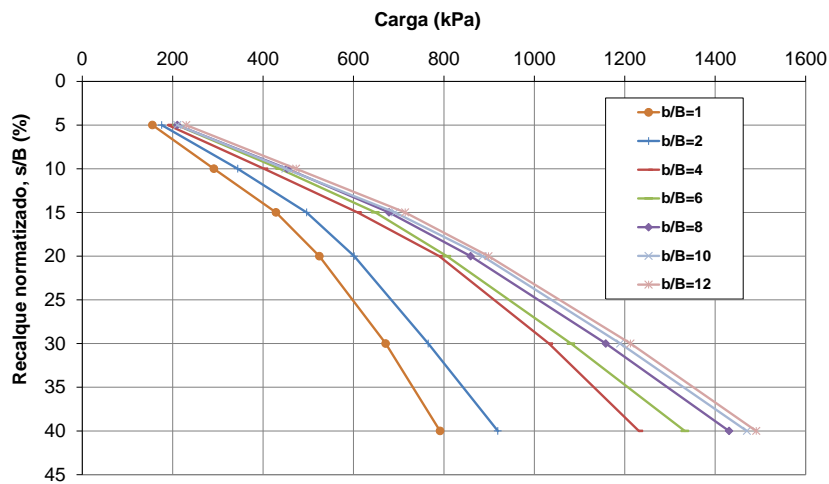


Figura 7 – Ensaio de placa de Dash *et al.* (2001a) – Série 2, variação de b/B

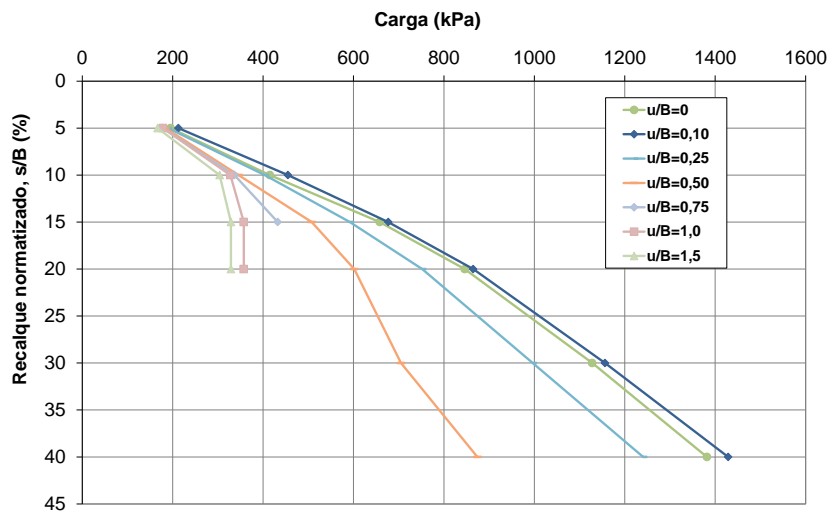


Figura 8 – Ensaio de placa de Dash *et al.* (2001a) – Série 3, variação de u/B

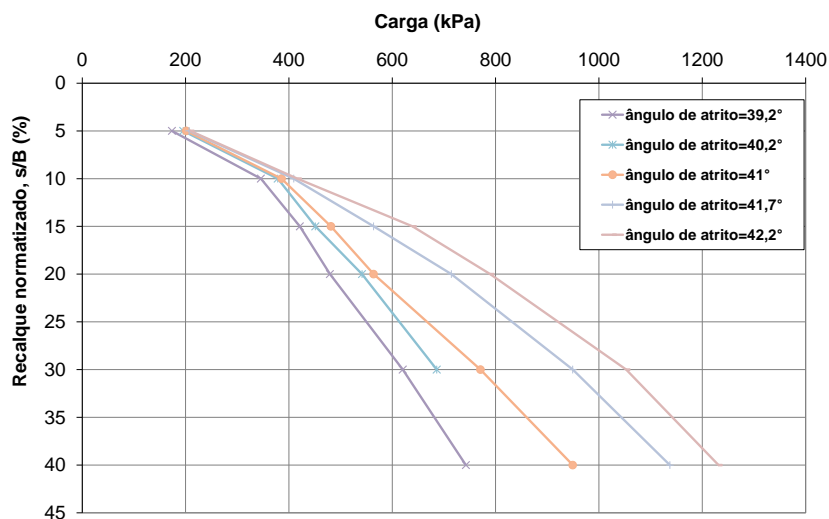


Figura 9 – Ensaio de placa de Dash *et al.* (2001a) – Série 4, variação da capacidade do solo de preenchimento

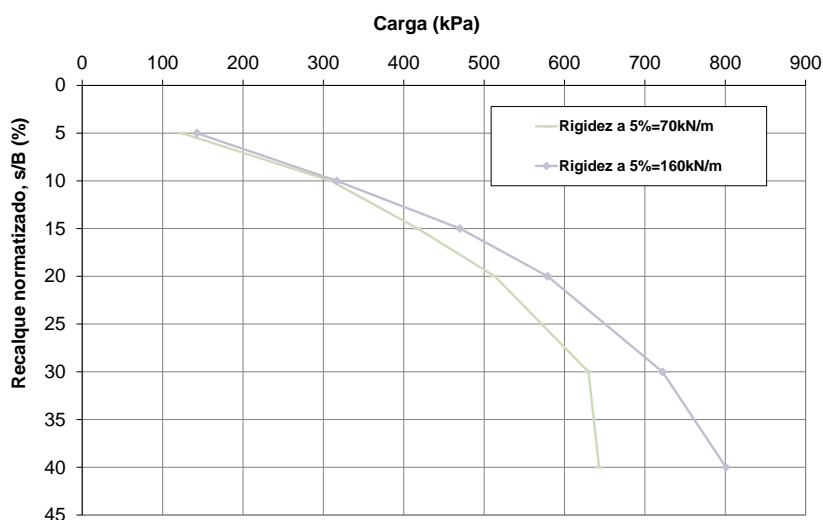


Figura 10 – Ensaio de placa de Dash *et al.* (2001a) – Série 5, variação da rigidez do reforço

4) Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement - Dash *et al.* (2001b)

Complementando o estudo feito por Dash *et al.* (2001a), os autores realizaram 3 ensaios de placa semelhantes, em uma fundação de solo arenoso reforçada com geocélulas, preenchidas com o mesmo solo da fundação. O autor realizou variação apenas da razão de forma da geocélula.

Foram realizados, também, 5 ensaios com a associação da geocélula com reforços planares em sua base e 1 ensaio em situação não reforçada como referência.

A caixa de ensaio empregada foi a mesma dos ensaios de Dash *et al.* (2001a). A Figura 11 exhibe, de forma esquemática, o modelo de ensaios realizados por estes autores.

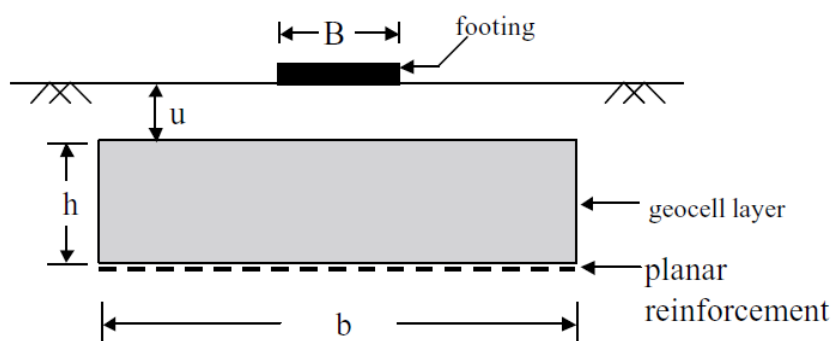


Figura 11 – Modelo esquemático dos ensaios feitos por Dash *et al.* (2001b)

Na sequência são apresentados alguns detalhes dos ensaios:

- c) **Sapata:** corrida, com largura ($B = 10$ cm);
- d) **Geocélulas:** feitas com geogrelha biaxial com rigidez a 5% igual a 160 kN/m e abertura da malha de 35 mm x 35 mm;
- e) **Solo de fundação:** areia (classificação unificada igual a SP) com ângulo de atrito de 46° para uma densidade relativa de 70%;
- f) **Solo de preenchimento:** idem ao de fundação

A Tabela 4 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores, e a Figura 12 os resultados destes ensaios.

Tabela 4 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Dash *et al.* (2001b)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (3 ensaios)	$u/B = 0,1; b/B = 8; \phi = 46^\circ; h/d; \text{Rigidez à } 5\% = 160 \text{ kN/m}$	$h/d = 1,00; 1,67; 2,29$

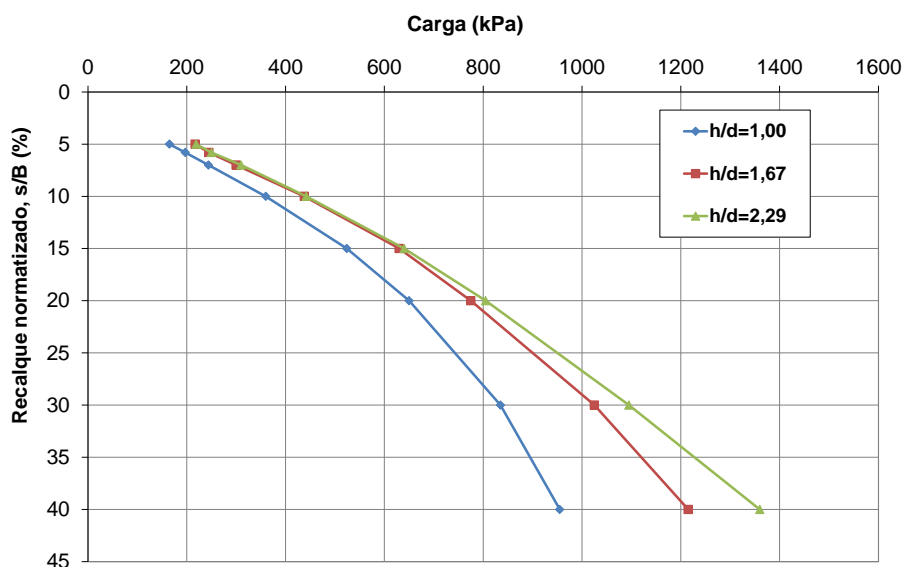


Figura 12 – Ensaio de placa de Dash *et al.* (2001b) – Série 1, variação de h/d

5) Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay - Dash *et al.* (2003)

Dash *et al.* (2003) realizaram comparações entre a melhora fornecida por reforços planares e celular usando ensaios de placa em uma fundação de solo argiloso reforçado com geocélulas, preenchidas com um solo arenoso, e geogrelhas (sozinha ou associada à geocélula).

Nos ensaios com a geocélula, os autores variaram a razão de forma da geocélula e o comprimento do reforço (b). Na sequência são apresentados alguns detalhes dos ensaios:

- g) **Sapata:** circular, com largura ($B = 15$ cm);
- g) **Geocélulas:** feitas com geogrelha de poliéster de resistência à tração igual a 20,5 kN/m e abertura da malha de 41 x 31 mm;
- h) **Solo de fundação:** argila com resistência não drenada constante e igual a 3,13 kPa;
- i) **Solo de preenchimento:** areia com ângulo de atrito constante e igual a 41°.

Na sequência serão abordadas algumas características dos ensaios conduzidos por Dash *et al.* (2003).

Características dos solos utilizados

O solo de fundação utilizado era composto por uma argila siltosa, com coesão não drenada de 3,13 kPa (determinada por ensaios tipo Vane), peso específico saturado de 19,5 kN/m³ e umidade de 28%. O solo em questão apresenta 60% de argila. O limite de liquidez determinado pelos autores foi de 40%, o limite de plasticidade de 17% e a massa específica dos sólidos de 26,6 kN/m³. Pela classificação granulométrica este solo é determinado como CL. O solo foi utilizado com grau de saturação de 100% e na máxima condição mole possível, de acordo com os autores.

O solo de preenchimento das geocélulas foi constituído por uma areia com diâmetro efetivo D_{10} de 0,36 mm, coeficiente de não uniformidade (C_u) igual a 2,22 e coeficiente de curvatura de 1,05. A massa específica usada para este material foi de 16,8 kN/m³ nos ensaios e o solo era classificado como SP pela classificação unificada.

Preparação e execução dos ensaios

As dimensões da caixa de execução dos ensaios eram 90 cm de comprimento, 90 cm de largura e 60 cm de altura. Após disposição do solo de fundação, foi montada a estrutura das geocélulas e estas foram preenchidas usando a técnica de "chuva de areia" de forma a obter as propriedades desejadas para o material de preenchimento.

A Figura 13 exhibe, de forma esquemática, o modelo de ensaios realizados por estes autores, e a Figura 14 mostra um foto de um ensaio típico.

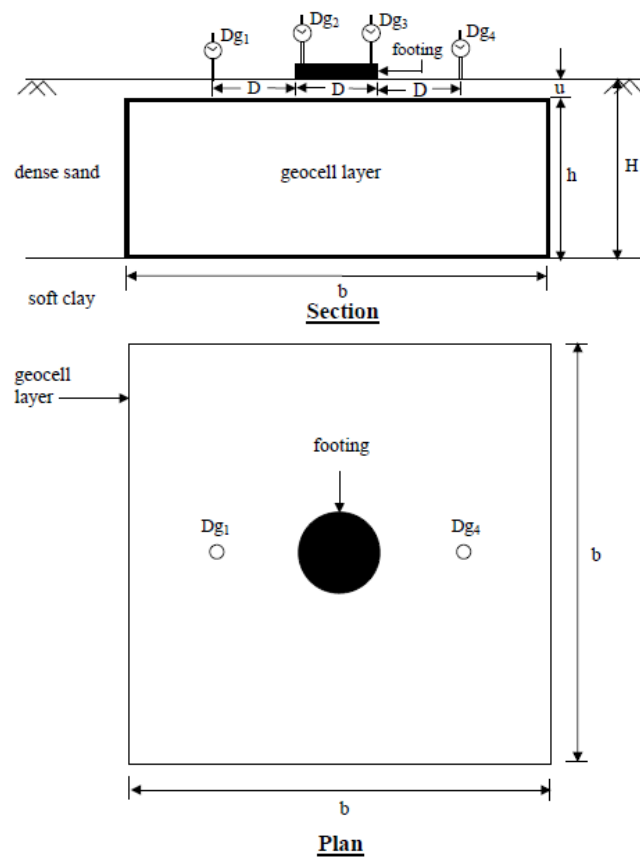


Figura 13 – Esquema do modelo de disposição dos ensaios de Dash *et al.* (2003)

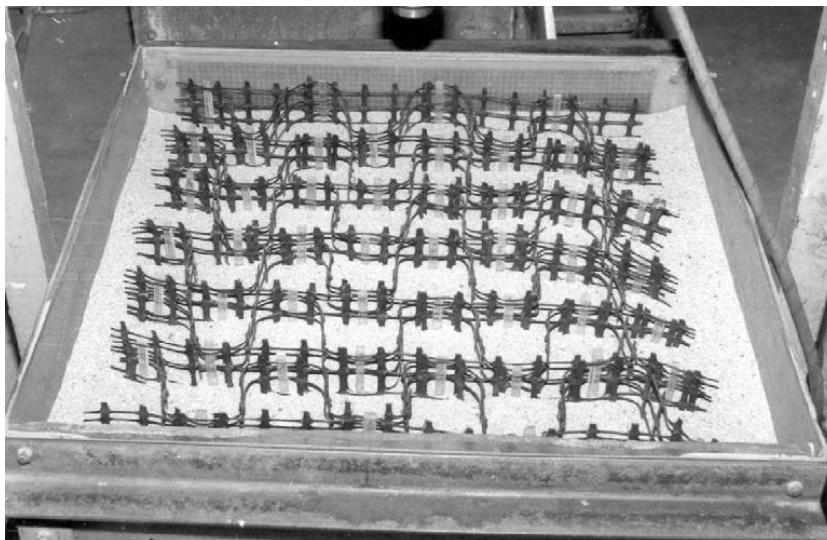


Figura 14 – Vista de um ensaio típico realizado por Dash *et al.* (2003)

Variações e resultados dos ensaios

A Tabela 5 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores, e as Figuras na sequência os resultados destes.

Tabela 5 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Dash *et al.* (2003)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (6 ensaios)	$u/B = 0,1$; $b/B = 5$; $\phi = 41^\circ$; $s_u = 3,13$ kPa; Rigidez à 5% = 160 kN/m	$h/d = 0,53$; 1,05; 1,58; 2,10; 2,63; 3,15
Série 2 (6 ensaios)	$u/B = 0,1$; $h/d = 1,58$; $\phi = 41^\circ$; $s_u = 3,13$ kPa; Rigidez à 5% = 160 kN/m	$b/B = 1,2$; 1,7; 2,2; 3,6; 5,0; 5,6

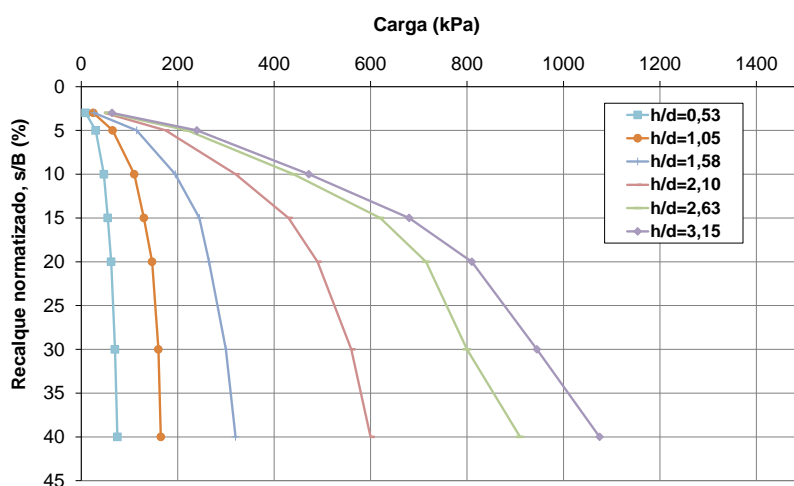


Figura 15 – Ensaios de placa de Meneses (2004) – Série 1, variação de h/d

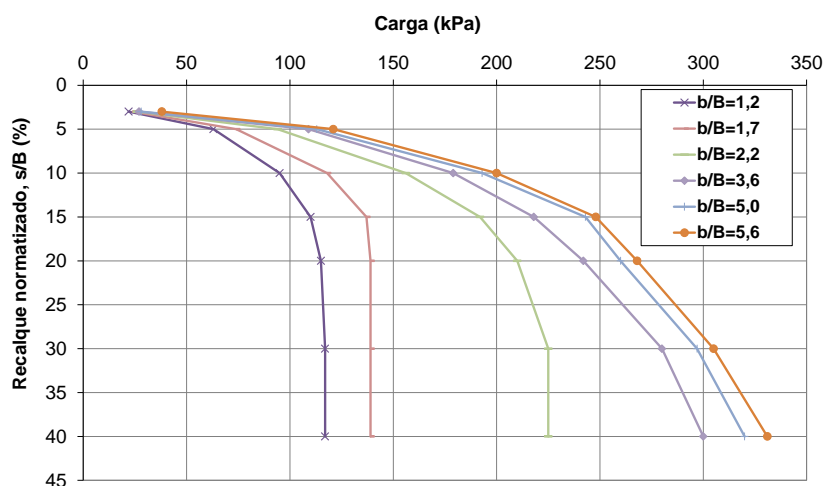


Figura 16 – Ensaio de placa de Meneses (2004) – Série 2, variação de b/B

6) Utilização de geocélulas em reforço de solo mole - Meneses (2004)

Meneses (2004) realizou ensaios de placa em uma fundação de solo argiloso reforçado com geocélulas, preenchidas com um solo arenoso. O autor variou o tipo de material da geocélula e sua razão de forma. Meneses (2004) também realizou em seus estudos ensaios com a associação da geocélula com reforços planares em sua base.

A seguir são apresentadas, de forma resumida, as principais características dos ensaios:

- j) **Sapata:** circular, com largura ($B = 35$ cm);
- h) **Geocélulas:** foram empregadas dois tipos de geocélula, de polietileno de alta densidade (PEAD) e de polipropileno (PP) composta por tiras de geotêxtil. As geocélulas tinham largura constante ($d = 20$ cm);
- k) **Solo de fundação:** argila siltosa;
- l) **Solo de preenchimento:** Areia mal graduada.

Na sequência serão abordadas algumas características dos ensaios conduzidos por Meneses (2004) no que se refere aos solos e geocélulas utilizadas, instrumentação empregada e variações dos ensaios.

Características dos solos utilizados

O solo de fundação utilizado era composto por uma argila muito mole com coesão não drenada entre 13 kPa e 20 kPa, determinadas por Vane de laboratório, peso específico variando de 15,6 kN/m³ a 17,1 kN/m³ e umidade de 62%. O solo em questão apresenta 95% de partículas menores que 0,075 mm (passando pela peneira #200) e 54% de argila. O limite de liquidez determinado pelo autor foi de 64%, o limite de plasticidade de 44% e amassa específica dos sólidos de 26,7 kN/m³. Pela classificação granulométrica este solo é determinado como uma argila siltosa e a classificação unificada (U.S.C.S.), o caracteriza como um silte de alta plasticidade (MH). O solo foi utilizado com umidade bastante elevada, inviabilizando a determinação de sua resistência por meio de ensaios triaxiais. A resistência foi então obtida por meio de um Vane de laboratório, como se verá adiante, e medida caso a caso. A sua curva granulométrica é apresentada na Figura 17.

O solo de preenchimento das geocélulas foi constituído por uma areia mal graduada, de diâmetro efetivo D_{10} de 0,17 mm, coeficiente de não uniformidade (C_u) igual a 3,76 e coeficiente de curvatura (C_c) igual a 1,001. A massa específica dos sólidos obtida para este matéria foi de 2,667 g/cm³. Segundo a classificação unificada, este solo é do tipo SP (areia mal graduada). Nos ensaios, este solo foi utilizado com peso específico variando entre 15,4 kN/m³ e 17,2 kN/m³ e ângulo de atrito interno de 30° a 32°. A curva granulométrica deste solo pode ser observada na Figura 18.

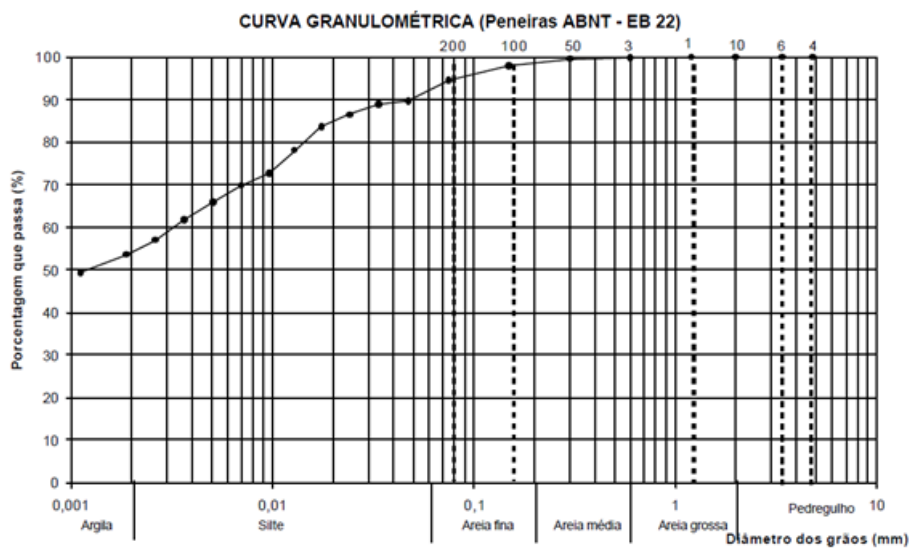


Figura 17 – Curva granulométrica do solo de fundação utilizado nos ensaios de Meneses (2004)

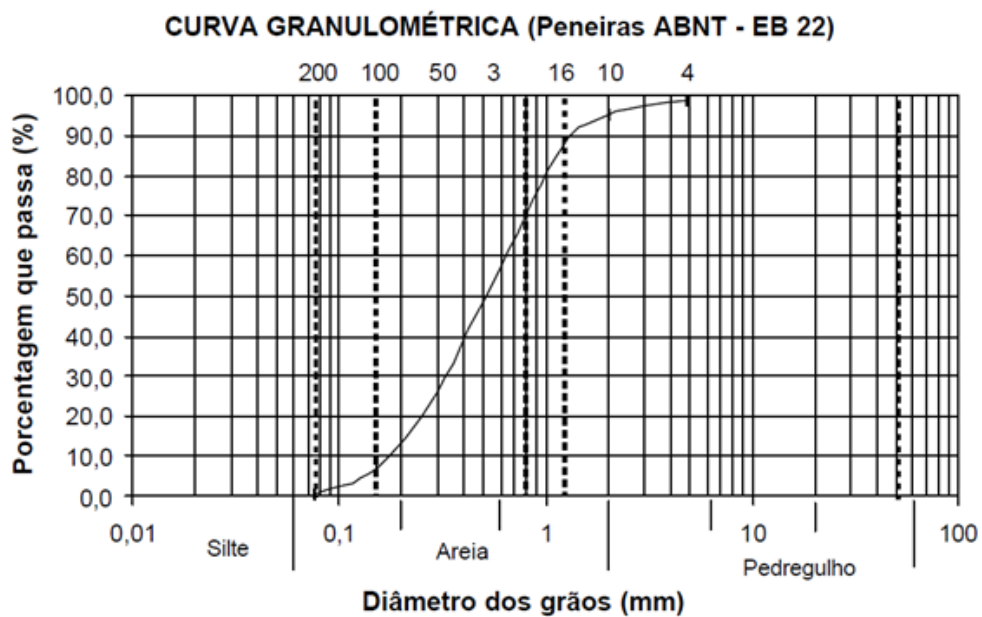


Figura 18 – Curva granulométrica do solo de enchimentos das geocélulas utilizado nos ensaios de Meneses (2004)

Características das geocélulas utilizadas

De acordo com Meneses (2004), foram utilizados dois tipos de geocélulas constituídas de Polietileno de Alta Densidade (PEAD) e Polipropileno (PP) - tiras de geotêxtil.

As geocélulas de PEAD eram da marca Presto, modelo GW20V, com alturas da célula de 5 cm, 10 cm e 15 cm, largura equivalente da célula de 20 cm (razões de forma, h/d , iguais a 0,25, 0,50 e 0,75). A costura das células era por meio de solda ultrassônica, e sua resistência à tração obtida foi de 14,2 kN/m.

As geocélulas de polipropileno (tiras de geotêxtil) utilizadas eram da marca Ober. A largura equivalente das células era de 20 cm, constituindo a mesma razão de forma das geocélulas de PEAD (h/d igual a 0,25, 0,50 e 0,75). A resistência à tração da costura obtida para estas geocélulas foi de 18 kN/m.

Instrumentação

Foram utilizadas 8 (oito) células de tensão total, da marca Kyowa (*Kyowa Electronic Instruments Co.*), modelo BE-2KC, com capacidade de realizar leituras de até 200 kPa, para a determinação da transferência e propagação das tensões no solo, em 3 (três) diferentes níveis, sendo:

- 1) **Sob o reforço:** uma no eixo da placa (A/C) e uma a 20 cm deste (A/20);
- 2) **10 cm abaixo do reforço:** uma no eixo da placa (10/C), uma a 20 cm deste (10/20) e uma a 40 cm deste (10/40);
- 3) **40 cm abaixo do reforço:** uma no eixo da placa (40/C), uma a 20 cm deste (40/20) e uma a 40 cm deste (40/40).

A Figura 19 apresenta, de forma esquemática, o arranjo experimental dos ensaios de Meneses (2004) com detalhe para a localização das células de tensão total empregadas.

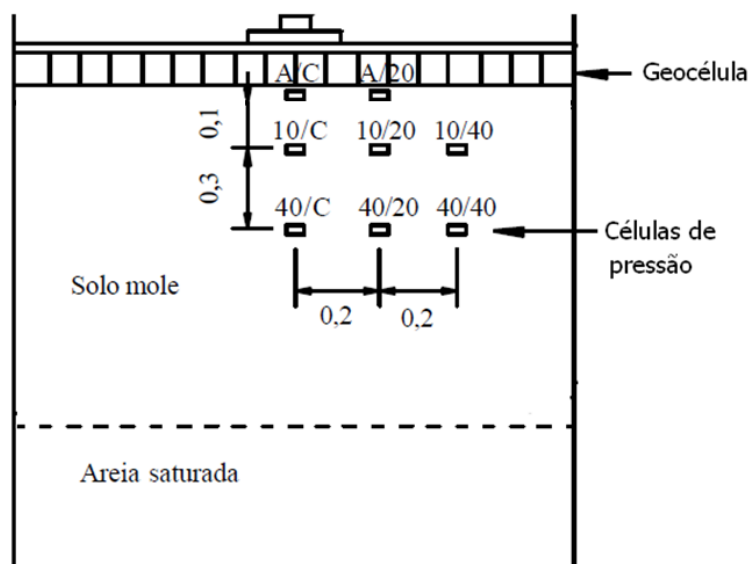


Figura 19 – Arranjo da instrumentação por células de tensão total utilizado por Meneses (2004)

Preparação e execução dos ensaios

As dimensões da caixa de execução dos ensaios conduzidos por Meneses (2004) eram 1,82 m de comprimento, 1,42 m de largura e 1,80 m de altura. A caixa foi revestida internamente com uma membrana de PVC pintada com graxa de forma a garantir a estanqueidade e reduzir o atrito nos contornos.

A base da caixa foi preenchida com uma camada de 50 cm de areia grossa completamente saturada com o intuito de minimizar o volume da caixa a ser preenchido com o solo argiloso. A saturação desta camada de areia tinha o objetivo de impedir que esta funcionasse como uma camada drenante absorvendo parte da umidade do solo argiloso. Sobre esta camada dispôs-se o geotêxtil de separação para que fosse lançado o solo mole.

De acordo com Meneses (2004), o solo mole de fundação foi preparado pela mistura do solo argiloso com água em uma betoneira de modo que se obtivesse uma umidade (62%) muito próxima do limite de liquidez do material (64%). O material recolhido da betoneira era lançado na caixa e espalhado por um operador sem qualquer procedimento de compactação. Durante o preparo desta camada, foram dispostas as células de tensão total nas posições previstas.

Sobre o material mole foram dispostas as camadas de reforço com geocélula de diferentes alturas, preenchidas com areia e compactada com placa vibratória.

Ainda segundo Meneses (2004), a etapa de carregamento era feita em estágios iguais e sucessivos até que o deslocamento se aproximasse de 100 mm, limite adotado para o ensaio. De forma análoga ao que determina a ABNT NBR/MB-3472 (Estacas – Prova de carga estática – Método de ensaio) para ensaios rápidos, limitou-se a carga aplicada em cada estágio a 10% da carga final (deslocamento próximo de 100 mm). Em cada estágio a carga era mantida por 15 (quinze) minutos, independente da estabilização dos deslocamentos. Atingida a carga final, o sistema era descarregado em quatro estágios, sendo os três primeiros de mesma duração e o último até a estabilização.

No preparo de novos ensaios, o autor removia a camada de reforço e o solo mole de fundação para novo lançamento e espalhamento, além de reinstalação das células de tensão total.

A sequência de Figuras abaixo apresentam fotos de diversas etapas dos ensaios realizados por Meneses (2004), a saber: solo mole de fundação, instalação das células de tensão total, camada de areia de regularização de 3 cm e camada de geocélula, respectivamente.



Figura 20 – Aspecto do solo mole de fundação dos ensaios (MENESES, 2004)



Figura 21 – Instalação das células de tensão total (MENESES, 2004)



Figura 22 – Camada de areia de regularização com a disposição das células de tensão total logo abaixo da camada de geocélula (adaptado de MENESES, 2004)



Figura 23 – Camada de geocélula pronta para o recebimento do material de preenchimento (MENESES, 2004)

Variações e resultados dos ensaios

O autor conduziu um total de 13 ensaios de placa, sendo 3 não reforçados, como referência, 6 reforçados apenas com geocélulas e 4 reforçados com associação de geocélula com geogrelha. Conforme visto anteriormente, houve variação tanto no material constituinte das geocélulas (PEAD e PP) como em sua razão de forma.

A placa para aplicação de carga (sapata) utilizada tinha formato circular com diâmetro de 35 cm e espessura de 30 mm.

A Tabela 6 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores, apenas para o caso do reforço de geocélula sozinha, e Figura 24 os resultados destes ensaios.

Tabela 6 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Meneses (2004)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (3 ensaios)	$u/B = 0,086$; $b/B = 4,06$; $\phi = 30^\circ$; $s_u = 15,4$ kPa; geocélula de PP	$h/d = 0,25$; $0,50$; $0,75$
Série 2 (3 ensaios)	$u/B = 0,086$; $b/B = 4,06$; $\phi = 32^\circ$; $s_u = (20,5^*$; $15,2^{**}$; $13,7^{***})$ kPa; geocélula de PEAD	$h/d = 0,25$; $0,50$; $0,75$

*: s_u correspondente ao ensaio com uma razão de forma igual a $0,25$

** : s_u correspondente ao ensaio com uma razão de forma igual a $0,50$

***: s_u correspondente ao ensaio com uma razão de forma igual a $0,75$

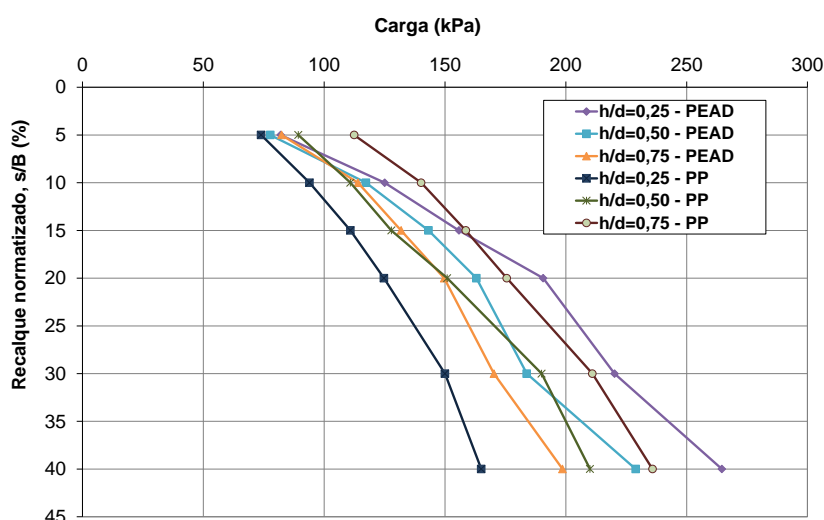


Figura 24 – Ensaios de placa de Meneses (2004) – Séries 1 e 2, variação de h/d e do material da célula

7) Performance of surface footing on geocell-reinforced soft clay beds - Thallak et al. (2007)

Thallak et al. (2007) realizaram ensaios de placa sobre uma fundação mole argiloso (classificação unificada: CL) usando geocélulas feitas a partir de tiras de geogrelha preenchidas com o mesmo solo mole da fundação. Os autores conduziram, ainda, ensaios com a adição de uma camada de geogrelha (reforço planar) na base da geocélula.

Em seus ensaios, os autores variaram a razão de forma da geocélula, a largura do reforço de geocélula e a profundidade de disposição do reforço (embutimento).

Na sequência são apresentados, de forma resumida, alguns detalhes dos ensaios:

- a) **Sapata:** circular, com largura ($B = 15$ cm);
- i) **Geocélulas:** feitas de geogrelha com rigidez a 5% igual a 160 kN/m;
- b) **Solo de fundação:** argila com resistência não drenada constante e igual a 5,6 kPa;
- c) **Solo de preenchimento:** idem ao solo de fundação.

Serão apresentados na sequência um resumo das características dos ensaios realizados por Thallak *et al.* (2007).

Características dos solos utilizados

O solo de fundação utilizado foi o mesmo empregado por Dash *et al.* (2003), contudo em uma consistência menos mole, com coesão não drenada média de 5,6 kPa (determinada por ensaios tipo Vane), peso específico saturado de 18,95 kN/m³ e umidade de 26,5%. O solo em questão apresentava 60% de argila, limite de liquidez de 40%, o limite de plasticidade de 17% e massa específica dos sólidos de 26,6 kN/m³. Pela classificação granulométrica este solo é determinado como CL. O solo foi utilizado com grau de saturação de 95%. De acordo com os autores, o coeficiente de variação obtido para as propriedades do solo foi de 1,5%.

O solo de preenchimento das geocélulas foi constituído pelo mesmo solo mole de fundação, em iguais propriedades e características.

Geocélula empregada

As geocélulas empregadas eram as mesmas dos ensaios de Dash *et al.* (2003), feitas com geogrelhas biaxiais, com resistência à tração de 20 kN/m, resistência da conexão de 7,5 kN/m, módulo à 5% de deformação igual a 160 kN/m e abertura da malha de 35 mm x 35mm.

A Figura 25 apresenta o padrão final para o reforço de geocélula utilizado pelos autores. Ressalta-se que a figura exibida é para a situação em que havia uma camada de reforço planar (geogrelha) sob a geocélula, situação esta que não correspondeu aos ensaios aqui apresentados.

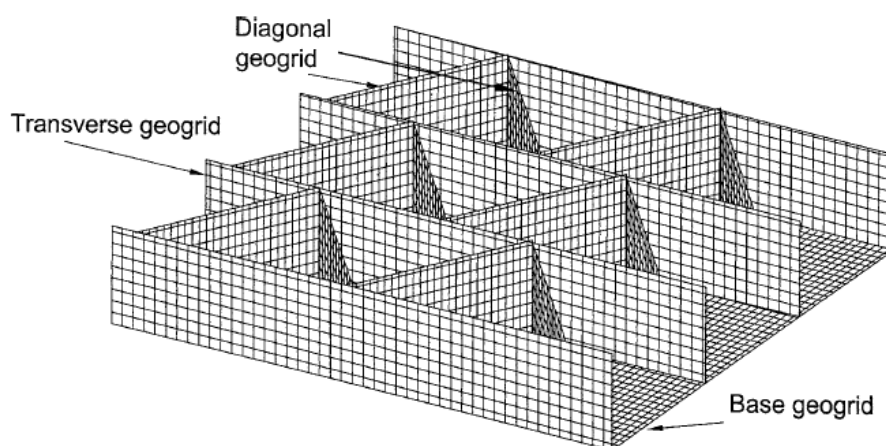


Figura 25 – Ilustração do reforço de geocélula usado por Thallak *et al.* (2007)

Preparação e execução dos ensaios

As dimensões da caixa de execução dos ensaios eram 90 cm de comprimento, 90 cm de largura e 60 cm de altura. Após disposição do solo de fundação, foi montada a estrutura das geocélulas e estas foram preenchidas usando a técnica de “chuva de areia” de forma a obter as propriedades desejadas para o material de preenchimento.

A Figura 26 o arranjo experimental utilizado nos ensaios de Thallak *et al.* (2007), e A Figura 27 apresenta o modelo esquemático.

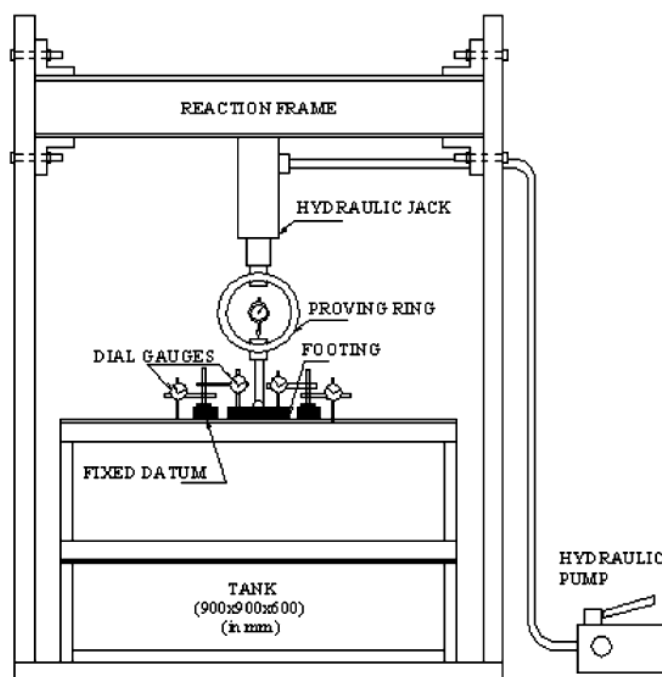


Figura 26 – Arranjo experimental usado por Thallak *et al.* (2007)

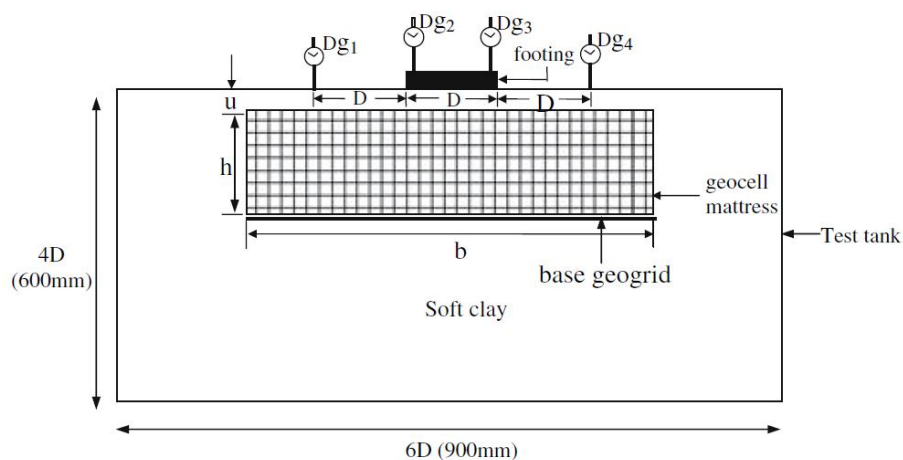


Figura 27 – Modelo esquemático dos ensaios feitos por Thallak *et al.* (2007)

Variações e resultados dos ensaios

A Tabela 7 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores, e as Figuras na sequência mostram os resultados dos ensaios de cada série.

Tabela 7 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Thallak *et al.* (2007)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (4 ensaios)	$u/B = 0$; $b/B = 4,9$; $s_u = 5,6$ kPa; geocélula de geogrelha	$h/d = 0,75$; 1,50; 2,25; 3,00
Série 2 (7 ensaios)	$u/B = 0$; $h/d = 1,50$; $s_u = 5,6$ kPa; geocélula de geogrelha	$b/B = 1,3$; 1,9; 3,1; 3,7; 4,3; 4,9; 5,5
Série 3 (7 ensaios)	$b/B = 3,1$; $h/d = 1,50$; $s_u = 5,6$ kPa; geocélula de geogrelha	$u/B = 0$; 0,033; 0,067; 0,10; 0,25; 0,50; 1,0

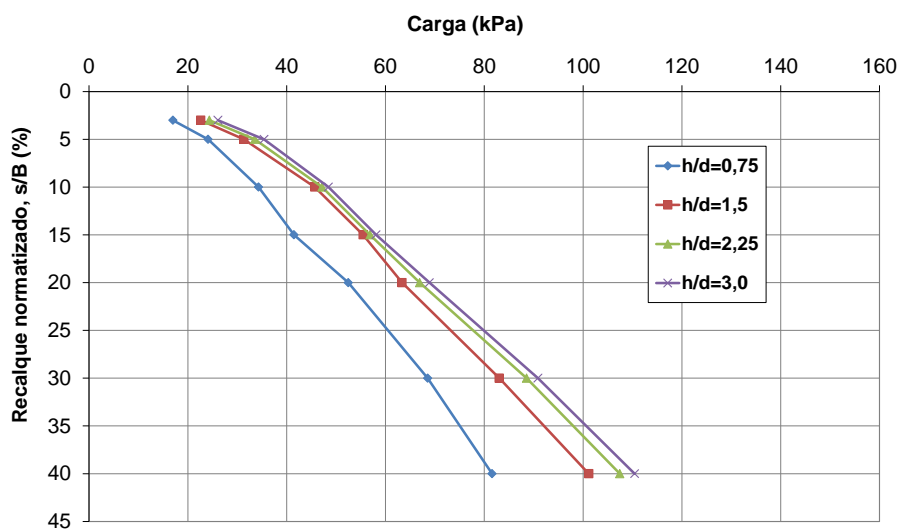


Figura 28 – Ensaios de placa de Thallak *et al.* (2007) – Série 1, variação de h/d

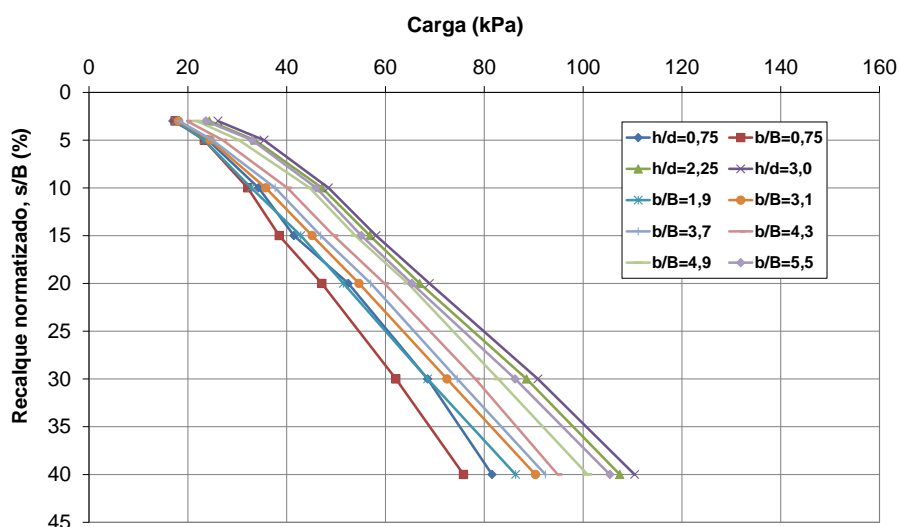


Figura 29 – Ensaio de placa de Thallak *et al.* (2007) – Série 2, variação de b/B

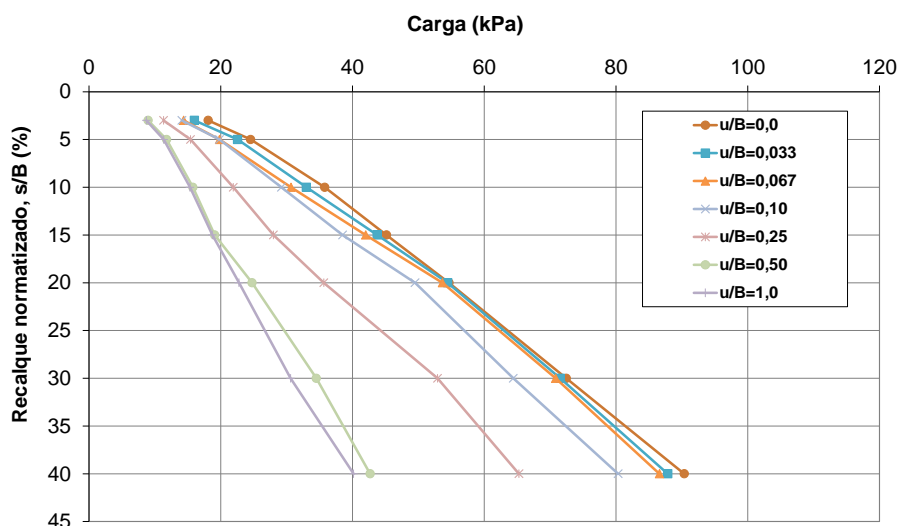


Figura 30 – Ensaio de placa de Thallak *et al.* (2007) – Série 3, variação de u/B

8) Bearing capacity of circular footing on geocell-sand mattress overlying clay bed with void - Sireesh et al. (2009)

Sireesh et al. (2009) realizaram um total de 24 ensaios de placa, sendo 4 ensaios não reforçados, 14 reforçados apenas com geocélulas e 6 reforçados com combinação de geocélula e reforço planar em sua base.

Todos os ensaios ocorreram sobre uma fundação de solo mole argiloso, usando areia como material de preenchimento do reforço.

Em seus ensaios com a geocélula, os autores variaram a razão de forma da geocélula, o ângulo de atrito do solo de preenchimento e a largura do reforço de geocélula. Na sequência são apresentados, de forma resumida, alguns detalhes dos ensaios:

- d) **Sapata:** circular, com largura ($B = 15 \text{ cm}$);
- j) **Geocélulas:** feitas de geogrelha com rigidez a 5% igual a 160 kN/m . As geocélulas tinham razão de forma variando de 0,75 a 4,50;
- e) **Solo de fundação:** argila com resistência não drenada constante e igual a 10 kPa ;
- f) **Solo de preenchimento:** areia com ângulos de atrito iguais a 37° , 39° e 41° .

Abaixo estão apresentadas, de forma sucinta, algumas das características dos ensaios realizados por Sireesh *et al.* (2009).

Características dos solos utilizados

O solo de fundação utilizado foi o mesmo empregado por Dash *et al.* (2003) e por Thallak *et al.* (2007), contudo em uma consistência menos mole, com coesão não drenada média de 10 kPa (determinada por ensaios tipo Vane, que variaram de $9,0 \text{ kPa}$ a $10,5 \text{ kPa}$), peso específico saturado de 20 kN/m^3 e umidade de 28%. O solo em questão apresentava 60% de argila, limite de liquidez de 40%, o limite de plasticidade de 17% e massa específica dos sólidos de $26,6 \text{ kN/m}^3$. Pela classificação granulométrica este solo é determinado como CL. O solo foi utilizado com grau de saturação da ordem de 100%.

O solo de preenchimento das geocélulas foi constituído pela mesma areia utilizada por Dash *et al.* (2003) e Thallak *et al.* (2007), com diâmetro efetivo D_{10} de 0,36 mm, coeficiente de não uniformidade (C_u) igual a 2,22 e coeficiente de curvatura de 1,05. A massa específica usada para este material foi de 16,4 kN/m³ (48% de densidade relativa 37°), 16,6 kN/m³ (59% de densidade relativa 39°), 16,8 kN/m³ (70% de densidade relativa 41°) nos ensaios e o solo era classificado como SP pela classificação unificada.

Geocélula empregada

As geocélulas empregadas eram feitas com geogrelhas biaxiais, com resistência à tração de 20 kN/m, resistência da conexão de 7,5 kN/m, módulo à 5% de deformação igual a 160 kN/m e abertura da malha de 35 mm x 35mm.

Preparação e execução dos ensaios

As dimensões da caixa de execução dos ensaios eram 90 cm de comprimento, 90 cm de largura e 90 cm de altura. Após disposição do solo de fundação, foi montada a estrutura das geocélulas e estas foram preenchidas usando a técnica de “chuva de areia” de forma a obter as propriedades desejadas para o material de preenchimento.

Variações e resultados dos ensaios

A Tabela 8 apresenta as variações dos ensaios conduzidos pelos autores, e as Figuras na sequência os resultados destes para cada série.

Tabela 8 – Detalhes e variações dos ensaios realizados por Sireesh *et al.* (2009)

Série de ensaios / parâmetros	Constantes	Variáveis
Série 1 (6 ensaios)	$u/B = 0,05$; $b/B = 4,9$; $\phi = 41^\circ$; $s_u = 10$ kPa; geocélula de geogrelha	$h/d = 0,75$; 1,50; 2,25; 3,00; 3,75; 4,50
Série 2 (8 ensaios)	$u/B = 0,05$; $h/d = 3,00$; $\phi = 41^\circ$; $s_u = 10$ kPa; geocélula de geogrelha	$b/B = 1,3$; 1,9; 2,5; 3,1; 3,7; 4,3; 4,9; 5,5
Série 3 (3 ensaios)	$u/B = 0,05$; $b/B = 4,9$; $h/d = 3,00$; $s_u = 10$ kPa; geocélula de geogrelha	$\phi = 37^\circ$; 39°; 41°

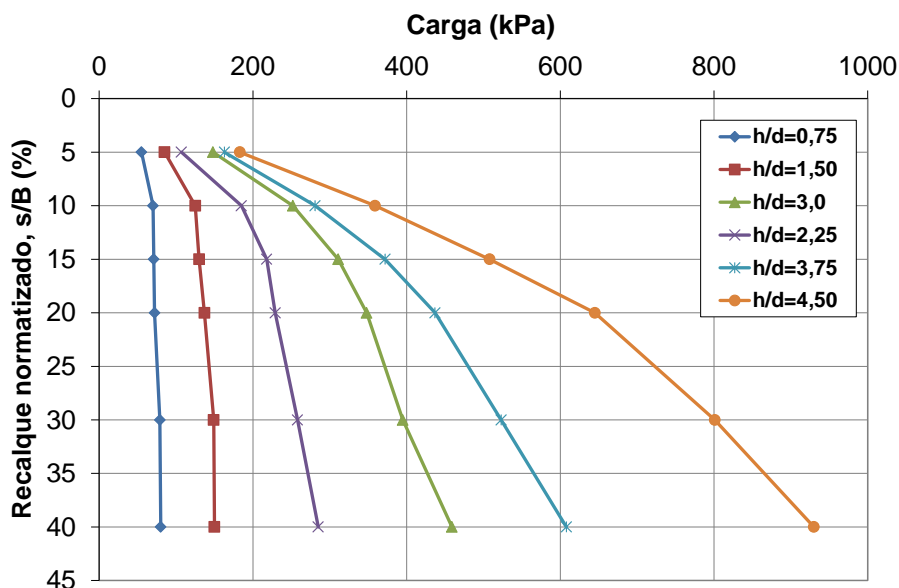


Figura 31 – Ensaios de placa de Sireesh *et al.* (2009) – Série 1, variação de h/d

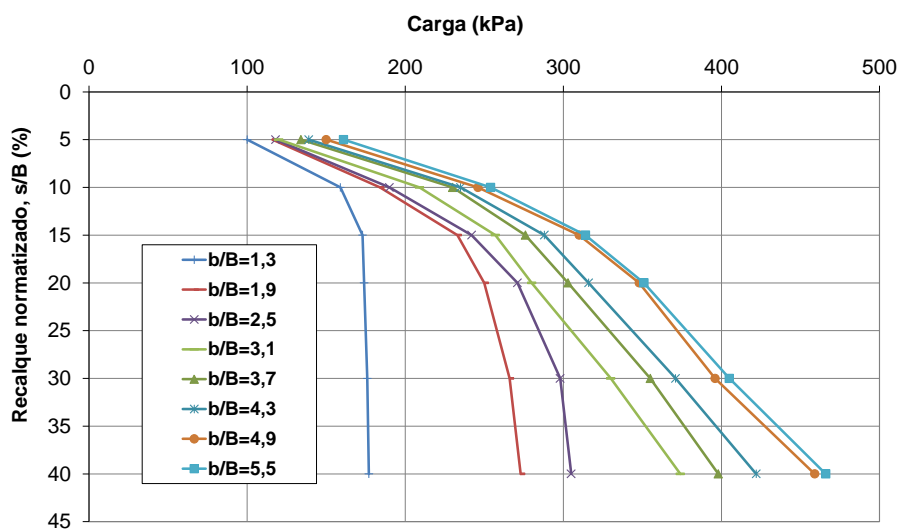


Figura 32 – Ensaio de placa de Sireesh *et al.* (2009) – Série 2, variação de b/B

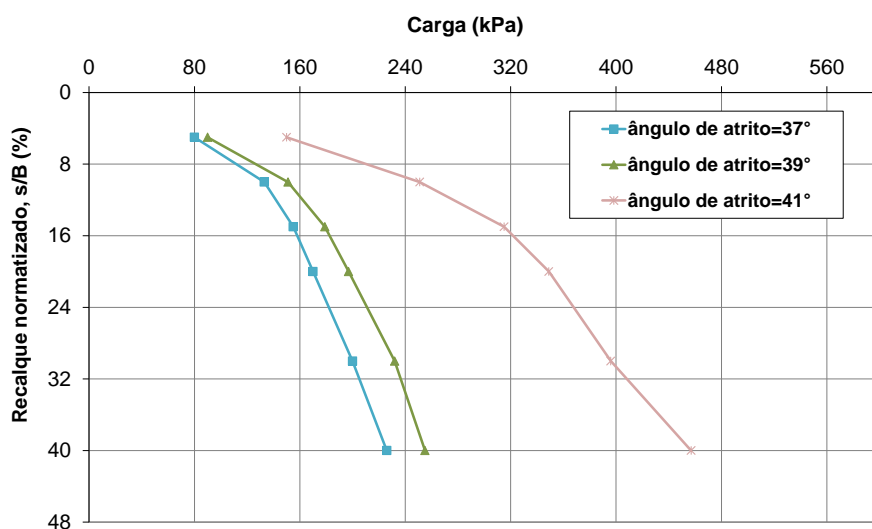


Figura 33 – Ensaio de placa de Sireesh *et al.* (2009) – Série 3, variação do ângulo de atrito