



***ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS E FERROVIAS  
REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS***

**KARLA CRISTINA ARAUJO PIMENTEL**

TESE DE DOUTURADO EM GEOTECNIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS E FERROVIAS  
REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS**

**KARLA CRISTINA ARAÚJO PIMENTEL**

**ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD-042/07**

**BRASÍLIA/DF: MAIO /2007**



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

**ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS E FERROVIAS**  
**REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS**

**KARLA CRISTINA ARAÚJO PIMENTEL**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

---

Prof. Ennio Marques Palmeira, Ph.D., UnB  
(ORIENTADOR)

---

Prof. Manoel Porfírio Cordão Neto, D.Sc., UnB  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

Prof. Luís Fernando Martins Ribeiro, D.Sc., UnB  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

Prof. Gilberto Fernandes, D.Sc., UFOP  
(EXAMINADOR EXTERNO)

---

Prof.<sup>a</sup> Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D., Coppe/UFRJ  
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 03 de maio de 2007.



## **FICHA CATALOGRÁFICA**

PIMENTEL, KARLA CRISTINA ARAUJO

Estradas Não-pavimentadas e Ferrovias Reforçadas com Geossintéticos [Distrito Federal] 2007

xxxiv, 293 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2007)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Geossintéticos

2. Estradas Não-pavimentadas e Ferrovias

3. Reforço de Solos

4. Métodos Numéricos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

PIMENTEL, K.C.A. (2007). Estradas Não-pavimentadas e Ferrovias Reforçadas com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-042/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 293 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Karla Cristina Araújo Pimentel.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estradas Não-pavimentadas e Ferrovias Reforçadas com Geossintéticos.

GRAU / ANO: Doutor / 2007

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

---

Karla Cristina Araújo Pimentel  
Q. 41 conj. B casa 03 Setor Central.  
72.405-410 – Gama/DF – Brasil.



## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus pela saúde e pelas oportunidades que tive durante o período do doutorado.

À minha família por todo o apoio dado e que foi indispensável para a realização deste trabalho.

À CAPES pelo financiamento da pesquisa tanto no Brasil quanto no Canadá.

Ao professor, orientador e amigo, Ennio Marques Palmeira, pelos anos de convivência desde a graduação até o doutorado e que representaram para mim uma oportunidade de aprendizado, tanto para a vida pessoal quanto profissional.

Ao professor Richard J. Bathurst, pelo apoio, atenção e sugestões para o desenvolvimento da pesquisa, durante o período de “doutorado sanduíche” no Canadá.

Aos colegas da Geotecnia na UnB e ao grupo de pesquisa do professor Richard na RMC, que direta ou indiretamente me ajudaram durante o doutorado.

Ao meu marido José Allan que me acompanhou em todos os anos do doutorado, dispensando todo o amor, dedicação e apoio incondicionais, principalmente nos momentos difíceis, além das infindáveis sugestões que foram utilizadas na pesquisa.





# ***ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS E FERROVIAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS***

## **RESUMO**

Esta tese investigou a aplicação de geossintéticos como materiais de reforço do solo em estradas não-pavimentadas e ferrovias. O banco de dados utilizado na pesquisa foi formado a partir de resultados experimentais existentes de ensaios em modelos reduzidos, de ensaios em grande escala e ensaios de campo. Assim, modelos numéricos foram criados nos programas de elementos finitos (Plaxis 2D e Plaxis 3D) e de diferenças finitas (FLAC 2D e FLAC 3D), de forma a simular as principais características dos ensaios experimentais estudados. Diferentes configurações foram analisadas em termos da condição de carregamento (deformação plana, axissimétrica e tridimensional) e das propriedades dos materiais. Os resultados obtidos mostram os efeitos da utilização de geossintéticos na capacidade de carga da camada granular e do subleito e nos recalques devidos à aplicação do carregamento, assim como, as vantagens e limitações dos procedimentos usados nas análises. Finalmente, a partir dos estudos realizados nessa pesquisa, procedimentos de dimensionamento foram sugeridos para estradas não-pavimentadas e ferrovias.

## ***UNPAVED ROADS AND RAILROADS REINFORCED WITH GEOSYNTHETICS***

### **ABSTRACT**

This thesis studied the use of geosynthetics as soil reinforcement materials in unpaved roads and railroads. The data base used in the research was composed of results from small-scale laboratory model tests, large-scale laboratory model tests and field tests. Therefore, numerical models were created in finite element programs (Plaxis 2D and Plaxis 3D) and finite difference programs (FLAC 2D and FLAC 3D) to simulate the main characteristics of the experimental tests studied. Different configurations were analyzed in terms of load condition (plane strain, axisymmetry and tridimensional) and material properties. The results obtained show the effects of geosynthetics on the bearing capacity of the granular and subgrade layers and on the settlement due to the loads applied, as well as, the advantages and limitations of the procedures used in the analyses. Finally, from the results obtained in this research, it was suggested procedures for the design of unpaved roads and railroads.

# ÍNDICE

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS .....	2
1.2. FERROVIAS .....	3
1.3. PESQUISAS REALIZADAS NA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA .....	3
1.4. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO .....	5
1.5. METODOLOGIA DA TESE .....	6
1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	7
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>9</b>
2.1. ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS .....	9
2.1.1. Ensaios de Modelos no Laboratório .....	10
2.1.2. Trechos Experimentais no Campo .....	11
2.1.3. Simulações Numéricas .....	12
2.2. GEOSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS .....	13
2.2.1. Métodos Analíticos de Dimensionamento .....	14
2.2.1.1. Método de Hammit (1970) .....	14
2.2.1.2. Método de Giroud & Noiray (1981) .....	15
2.2.1.3. Método de Houlsby et al. (1989) .....	20
2.2.1.4. Método de Houlsby & Jewell (1990) .....	24
2.2.1.5. Método de Jewell (1996) .....	26
2.2.1.6. Método de Palmeira & Cunha (1993) e Palmeira (1998) .....	27
2.3. FERROVIAS .....	33
2.3.1. Caracterização dos Elementos da Via Ferroviária .....	34
2.3.1.1. Trilhos .....	34
2.3.1.2. Dormentes .....	34
2.3.1.3. Lastro .....	34
2.3.1.4. Sublastro .....	34
2.3.2. Distribuição de Tensões nos Elementos das Ferrovias .....	35
2.3.3. Dimensionamento do Lastro de Ferrovia .....	36
2.3.3.1. American Railway Engineering Association (AREA) .....	36
2.3.3.2. Li & Selig (1998) .....	38
2.3.4. Geossintéticos em Ferrovias .....	46
2.3.5. Pesquisas Desenvolvidas .....	46
2.3.5.1. Ensaios de modelos no laboratório .....	47
2.3.5.2. Trecho experimental no campo .....	48
2.3.5.3. Simulação numérica .....	49
2.4. CARREGAMENTO CÍCLICO .....	49
2.4.1. Deformações Devidas ao Carregamento Cíclico .....	50
2.4.2. Comportamento do Solo Reforçado Submetido ao Carregamento Cíclico .....	53
2.4. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO .....	55

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
<b>3. ASPECTOS GERAIS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS .....</b>	<b>57</b>
3.1. ANÁLISES NUMÉRICAS .....	57
3.1.1. Elementos Finitos .....	57
3.1.2. Diferenças Finitas .....	59
3.1.3. Modelos Constitutivos .....	61
3.1.3.1. Modelo elástico linear .....	62
3.1.3.2. Modelo elástico perfeitamente plástico .....	62
3.1.3.3. Modelo hiperbólico .....	64
3.1.3.4. Modelo hardening soil .....	68
3.1.4. Programas Numéricos Utilizados na Pesquisa .....	69
3.1.4.1. PLAXIS .....	69
3.1.4.2. FLAC .....	70
3.1.5. Simulação Numérica de Geossintéticos como Elementos de Reforço do Solo .....	78
3.1.5.1. Elemento de reforço no programa Plaxis .....	78
3.1.5.2. Elemento de reforço no programa FLAC .....	80
3.1.6. Simulação Numérica do Carregamento Cíclico .....	86
3.2. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO.....	88
<b>4. MODELOS REDUZIDOS .....</b>	<b>89</b>
4.1. INTRODUÇÃO .....	89
4.2. MODELAGEM FÍSICA .....	89
4.3. CAPACIDADE DE CARGA .....	91
4.4. MODELO FÍSICO DE FERREIRA JR. (1995) .....	93
4.4.1. Descrição do Ensaio .....	93
4.4.2. Propriedades dos Materiais .....	94
4.4.2.1. Subleito .....	94
4.4.2.2. Aterro .....	95
4.4.2.3. Reforço .....	95
4.4.3. Descrição da Análise Numérica .....	95
4.4.3.1. Condições de contorno e discretização da geometria .....	95
4.4.3.2. Modelagem dos materiais .....	96
4.4.3.3. Curva de calibração .....	98
4.4.4. Resultados .....	99
4.4.4.1. Efeito do reforço .....	99
4.4.4.2. Campo de deslocamentos .....	102
4.4.4.3. Tensões principais .....	103
4.4.4.4. Região de plastificação .....	104
4.4.4.5. Efeito da altura do aterro .....	106
4.4.4.6. Efeito da resistência não-drenada da camada de solo mole .....	108
4.4.5. Análise dos Resultados .....	109
4.4.5.1. Mecanismo de ruptura .....	109
4.4.5.2. Tensões no reforço .....	113
4.5. MODELO FÍSICO DE JAMES (2002) .....	115
4.5.1. Descrição do Equipamento de Ensaio .....	116

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
4.5.2. Materiais .....	116
4.5.2.1. Agregado .....	116
4.5.2.2. Subleito .....	117
4.5.2.3. Geogrelha .....	117
4.5.3. Descrição da Análise Numérica .....	118
4.5.3.1. Geometria e condições de contorno .....	118
4.5.3.2. Discretização da geometria .....	120
4.5.3.3. Aplicação do carregamento .....	120
4.5.3.4. Modelos constitutivos .....	121
4.5.3.5. Propriedades dos materiais .....	121
4.5.4. Resultados .....	123
4.5.4.1. Campo de deslocamentos .....	123
4.5.4.2. Calibração das curvas carga-recalque .....	124
4.5.4.3. Efeito do reforço .....	125
4.5.4.4. Região de plastificação .....	128
4.5.4.5. Influência das paredes e fundo do tanque .....	130
4.5.4.6. Efeitos das dimensões do tanque .....	131
4.5.4.7. Efeito da largura da placa de carregamento .....	133
4.5.4.8. Efeito do modelo constitutivo utilizado .....	133
4.5.5. Análise dos Resultados .....	138
4.5.5.1. Mecanismo de ruptura .....	138
4.5.5.2. Capacidade de carga .....	138
4.6. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO .....	139
<b>5. ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS .....</b>	<b>143</b>
5.1. INTRODUÇÃO .....	143
5.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO DE CAMPO DE PALMEIRA (1981) .....	143
5.2.1. Seções Teste .....	143
5.2.2. Propriedades dos Materiais .....	145
5.2.2.1. Aterro .....	146
5.2.2.2. Subleito .....	147
5.2.2.3. Geotêxtil .....	149
5.2.3. Outros Aspectos .....	149
5.3. ANÁLISES DE CONFIABILIDADE .....	151
5.3.1. FOSM .....	153
5.3.2. Método dos Pontos de Estimativa .....	159
5.4. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS .....	163
5.4.1. Métodos Numéricos .....	163
5.4.1.1. Descrição das análises .....	164
5.4.1.2. Propriedades dos materiais .....	166
5.4.1.3. Seções sem reforço .....	168
5.4.1.4. Seções reforçadas .....	173
5.4.2. Métodos Analíticos .....	181
5.4.2.1. Dados de entrada .....	182
5.4.2.2. Método de Hammit (1970) .....	182

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
5.4.2.3. Método de Giroud & Noiray (1981) .....	185
5.4.2.4. Método de Houlsby et al. (1989) .....	188
5.4.2.5. Método de Houlsby & Jewell (1990) .....	189
5.4.2.6. Método de Jewell (1996) .....	191
5.5. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO .....	193
<b>6. FERROVIAS .....</b>	<b>197</b>
6.1. LASTRO REFORÇADO COM GEOGRELHA .....	197
6.1.1. Descrição da Análise Numérica .....	197
6.1.1.1. Geometria .....	197
6.1.1.2. Condições de contorno e discretização da geometria.....	198
6.1.1.3. Modelagem dos materiais .....	199
6.1.2. Resultados .....	200
6.1.2.1. Campo de deslocamentos .....	200
6.1.2.2. Tensões efetivas .....	200
6.1.2.3. Efeito do geossintético .....	201
6.2. ENSAIO EM GRANDE ESCALA DE BATHURST (1978) .....	204
6.2.1. Descrição do Ensaio .....	205
6.2.2. Propriedades dos Materiais .....	205
6.2.2.1. Lastro .....	206
6.2.2.2. Sublastro .....	207
6.2.2.3. Subleito .....	208
6.2.3. Descrição da Análise Numérica .....	210
6.2.3.1. Geometria .....	210
6.2.3.2. Condições de contorno e discretização da geometria .....	211
6.2.3.3. Modelagem dos materiais .....	212
6.2.4. Resultados .....	213
6.2.4.1. Região de plastificação .....	213
6.2.4.2. Campo de deslocamentos .....	214
6.2.4.3. Análise de relevância .....	215
6.2.4.4. Previsão da deformação plástica acumulada .....	220
6.3. EFEITO DO REFORÇO SUBMETIDO AO CARREGAMENTO CÍCLICO – RESULTADOS DA LITERATURA TÉCNICA .....	232
6.3.1. Bathurst & Raymond (1987) .....	232
6.3.2. Walters (1998) .....	233
6.3.3. Fernandes (2005) .....	234
6.4. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO .....	237
<b>7. CONCLUSÕES .....</b>	<b>239</b>
7.1. CONCLUSÕES .....	239
7.1.1. Conclusões Gerais .....	239
7.1.2. Conclusões Específicas .....	240
7.1.3. Procedimento para o Dimensionamento de Estradas Não-Pavimentadas .....	242
7.1.3.1 Levantamento dos dados .....	242

---

<b>Capítulo</b>	<b>Página</b>
7.1.3.2 Pré-dimensionamento .....	244
7.1.3.3 Modelagem numérica .....	244
7.1.3.4 Estimativa da deformação acumulada ou dos recalques máximos .....	247
7.1.3.5 Resumo da Metodologia .....	248
7.1.4. Procedimento para o Dimensionamento de Ferrovias .....	248
7.1.4.1 Levantamento dos dados .....	249
7.1.4.2 Pré-dimensionamento .....	250
7.1.4.3 Modelagem numérica .....	250
7.1.4.4 Estimativa da deformação acumulada ou dos recalques máximos .....	250
7.1.4.5 Resumo da metodologia .....	251
7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	251
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>253</b>
<b>A. MODELO HIPERBÓLICO NO FLAC 3D .....</b>	<b>259</b>
A.1. DEFINIÇÃO PARCIAL DA CLASSE BASE CONSTITUTIVEMODEL .....	260
A.2. DEFINIÇÃO DA CLASSE BASE: USERDUNCANCHANGMODEL .....	261
A.3. DEFINIÇÃO DO PROJETO E ROTINA DO MODELO CONSTITUTIVO .....	263
<b>B. EXEMPLOS DE VERIFICAÇÃO .....</b>	<b>273</b>
B.1. ENSAIO TRIAXIAL .....	273
B.2. PLACA RÍGIDA SOBRE SOLO COESIVO .....	277
B.3. ENSAIO DE ARRANCAMENTO .....	280
<b>C. SIMULAÇÃO DO MODELO REDUZIDO .....</b>	<b>283</b>
C.1. FLAC 2D .....	283
C.2. FLAC 3D .....	284
<b>D. PERFIL DE RECALQUES .....</b>	<b>287</b>
<b>E. PREVISÃO DE <math>e_p</math> .....</b>	<b>291</b>

# LISTA DE TABELAS

<i>Tabela</i>	<i>Página</i>
1.1 – Rede rodoviária do Brasil (Baesso & Gonçalves, 2003) .....	2
2.1 – Razão $p_r/p_u$ da carga de ruptura da estrada reforçada ( $p_r$ ) e da carga de ruptura da estrada sem reforço ( $p_u$ ) para diversos valores de $s_u$ e D (Milligan et al., 1989) .....	24
2.2 – Variação de $N_{ca}$ com $\alpha_a = \tau_a/s_u$ na base do carregamento circular .....	26
2.3 – Características de trens de carga e locomotivas na América do Norte (Li & Selig, 1998b) .....	39
2.4 – Propriedades do material granular e do subleito (Li & Selig, 1998b) .....	40
2.5 – Valores dos parâmetros do solo a, b e m para vários tipos de solos (Li & Selig, 1998a) .....	44
3.1 – Resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico (Duncan, 1980) .....	67
3.2 – Modelo hiperbólico de Duncan: propriedades do solo .....	71
3.3 – Modelo hiperbólico de Duncan: propriedades do agregado .....	74
3.4 – Modelo hiperbólico de Duncan: propriedades da argila .....	76
4.1 – Propriedades do caulim dolomítico (Ferreira Jr.,1995) .....	94
4.2 – Propriedades da camada de solo mole do subleito (Ferreira Jr.,1995) .....	94
4.3 – Propriedades do material de aterro (Ferreira Jr.,1995) .....	95
4.4 – Propriedades do geotêxtil (Ferreira Jr., 1995) .....	95
4.5 – Propriedades dos solos utilizadas nas análises numéricas .....	96
4.6 – Valores de $B'$ e $\beta$ para os sistemas sem e com reforço .....	110
4.7 – Valores de T e $\psi$ obtidos numericamente para diversas alturas de aterro e resistências não-drenadas do subleito .....	111
4.8 – Reforçado: capacidade de carga q previsto para diferentes valores de h e $s_u$ .....	112
4.9 – Sem reforço: capacidade de carga (q) previsto para diferentes valores de h e $s_u$ .....	113
4.10 – Descrição das geogrelhas ensaiadas por James (2002) .....	117
4.11 – Propriedades do agregado utilizadas nas análises numéricas .....	121
4.12 – Propriedades das geogrelhas utilizadas nas análises numéricas .....	122
4.13 – Propriedades das geogrelhas utilizadas no FLAC 2D .....	122
4.14 – Propriedades das geogrelhas utilizadas no FLAC 3D .....	122
4.15 – Propriedades do agregado utilizadas no modelo “Hardening soil” .....	134



4.16 – Valores da razão de capacidade de carga (BCR) para a geogrelha do tipo GG1 .....	139
5.1 – Altura média final do aterro nas seções instrumentadas após 400 passadas (Palmeira, 1981) .....	144
5.2 – Valores médios e desvios padrão de $\gamma$ e $s_u$ para o solo de fundação .....	148
5.3 – Avaliação das variáveis envolvidas no caso de estudo pelo método FOSM .....	154
5.4 – Valores típicos do coeficiente de variação (Baecher & Christian, 2003) .....	155
5.5 – Cálculo da V[RM] da estrada de acesso .....	158
5.6 – Determinação dos pontos $X_{i+}$ e $X_{i-}$ para as variáveis aleatórias escolhidas .....	160
5.7 – Combinação dos pontos particulares $X_{i+}$ e $X_{i-}$ e recalque máximo .....	161
5.8 – Probabilidade de acerto e nível de confiabilidade .....	163
5.9 – Altura de aterro, período de adensamento, força axial equivalente e pressão equivalente correspondentes a um determinado número de passadas N, para a seção S-2 .....	165
5.10 – Propriedades dos materiais utilizadas nas análises de adensamento no Plaxis 2D .....	167
5.11 – Propriedades dos materiais nas análises numéricas no Plaxis 3D .....	168
5.12 – Alturas de aterro (H) e períodos de adensamento (t) correspondentes a um determinado número de passadas (N), para as seções S-4, S-5 e S-6 .....	174
5.13 – Propriedades dos solos (Palmeira, 1981) .....	182
5.14 – Alturas do aterro (h) para formar a rodeira (r) para número de passadas (N) igual a 400 .....	187
5.15 – Rodeiras formadas à esquerda e à direita do eixo de simetria para as seções teste de Palmeira (1981) .....	187
5.16 – Determinação da pressão limite para os casos sem e com reforço, $p_u$ e $p_r$ , respectivamente .....	190
6.1 – Propriedades da camada de lastro utilizadas nas análises numéricas .....	199
6.2 – Características da seção transversal equivalente do trilho modelado .....	212
6.3 – Características do dormente de madeira .....	212
6.4 – Propriedades das camadas de lastro, sublastro e subleito .....	213
6.5 – Avaliação das variáveis envolvidas no caso de estudo pelo método FOSM.....	216
6.6 – Valores típicos do coeficiente de variação (Baecher & Christian, 2003) .....	217
6.7 – Cálculo da V[R] do modelo de Bathurst (1978) para o ponto D (0,77; 0; 1,20) .....	217
6.8 – Tensões desviadoras obtidas para diversos pontos no modelo numérico criado no Plaxis 3D .....	221
6.9 – Valor da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e da tensão desviadora de ruptura $\sigma_d$ ruptura .....	222

---

<b><i>Tabela</i></b>	<b><i>Página</i></b>
6.10 – Previsão da deformação plástica acumulada do modelo de Bathurst (1978) para o perfil V-8 e número de ciclos igual a 100 .....	223
6.11 – Tensões desviadoras obtidas para diversos pontos no modelo numérico criado no Plaxis 3D, para o caso reforçado .....	228
7.1 – Ensaio geotécnicos para o levantamento das propriedades dos materiais a serem usadas nas etapas de projeto .....	243
7.2 – Métodos analíticos de dimensionamento de estradas não-pavimentadas .....	244
E.1 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-2 .....	291
E.2 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-3 .....	292
E.3 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-8 .....	292
E.4 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-12 .....	293

## LISTA DE FIGURAS

<i>Figura</i>	<i>Página</i>
1.1 – Etapas de realização da pesquisa .....	6
2.1 – Seção transversal de uma estrada não-pavimentada .....	9
2.2 – Efeito membrana (Burd, 1995) .....	14
2.3 – Geometria da estrada não pavimentada considerada (Giroud & Noiray, 1981) .....	16
2.4 – (a) Geometria do eixo do veículo; (b) áreas de contato dos pneus; e (c) área de contato equivalente usada na análise (Giroud & Noiray, 1981) .....	17
2.5 – Geotêxtil deformado (Giroud & Noiray, 1981) .....	18
2.6 – Espessura do agregado (h) <i>versus</i> resistência não-drenada do solo do subleito – análise quasi-estática para o caso com geotêxtil (Giroud & Noiray, 1981) .....	19
2.7 – Ângulo de espraiamento sob um carregamento em faixa .....	21
2.8 – Diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes para a ruptura de um carregamento em faixa (Houlsby <i>et al.</i> , 1989) .....	21
2.9 – Geometria típica de uma estrada não-pavimentada reforçada (Palmeira, 1998) .....	28
2.10 – Mecanismo de ruptura durante espalhamento do material do aterro (Palmeira, 1998) .....	28
2.11 – Mecanismo de ruptura após reparo da superfície (Palmeira, 1998) .....	31
2.12 – Mecanismo de ruptura do subleito constituído por solo mole (Palmeira, 1998) .....	31
2.13 – Dois reparos sucessivos da superfície da estrada (Palmeira, 1998) .....	33
2.14 – Seção transversal de uma estrada de ferro (Brina, 1979) .....	33
2.15 – Desenho esquemático da composição de um trem .....	40
2.16 – Fluxograma de projeto para o critério 01 (Li & Selig, 1998-b) .....	42
2.17 – Determinação da tensão desviadora admissível (Li & Selig, 1998-a) .....	43
2.18 – Ábaco para a determinação da espessura da camada granular (critério 01) (Li & Selig, 1998-b) .....	43
2.19 – Fluxograma de projeto para o critério 02 (Li & Selig, 1998-b) .....	45
2.20 – Ábaco para a determinação da espessura da camada granular (critério 02) (Li & Selig, 1998-b) .....	46
2.21 – Representação da curva tensão-deformação de uma amostra num ensaio triaxial cíclico (Chang <i>et al.</i> , 1980) .....	50
2.22 – Técnica de ajuste da curva hiperbólica (Raymond <i>et al.</i> , 1976) .....	53

2.23	Conceito de confinamento numa massa de solo reforçado: (a) tensões cisalhantes mobilizadas como resultado da carga normal ( $\sigma_1$ ); (b) distribuição conceitual da tensão confinante resultante (Ashmawy <i>et al.</i> , 1999) .....	54
3.1	– Aproximação pelo método das diferenças finitas ao longo dos eixos x e y (Desai & Christian, 1977) .....	60
3.2	– Ciclo de cálculo de um esquema explícito (Itasca, 2005) .....	60
3.3	– Superfície de escoamento para um material perfeitamente plástico (Chen & Mizuno, 1990) .....	63
3.4	– Modelo elástico perfeitamente plástico .....	63
3.5	– Representação hiperbólica da curva tensão-deformação (Duncan, 1980) .....	65
3.6	– Relação tensão-deformação hiperbólica correspondente ao carregamento primário para um ensaio triaxial drenado (Plaxis, 1998) .....	69
3.7	– Definição do $E_{ref\ oed}$ em resultados de ensaios oedométricos (Plaxis, 1998) .....	69
3.8	– Geometria usada nas análises numéricas .....	72
3.9	– Malha (a) FLAC 3D (b) FLAC 2D .....	72
3.10	– Tensão vertical ( $\sigma_v$ ) <i>versus</i> deslocamento vertical ( $y_{disp}$ ): (a) N = 12.400 steps e (b) N = 162.400 steps .....	73
3.11	– Malha composta por uma zona .....	73
3.12	– Ensaio triaxial: (a) $\sigma_3 = 10$ kPa (b) $\sigma_3 = 20$ kPa (c) $\sigma_3 = 40$ kPa (d) $\sigma_3 = 68$ kPa .....	74
3.13	– Geometria usada na análise numérica .....	75
3.14	– Malha: (a) FLAC 3D (b) FLAC 2D .....	75
3.15	– Condições de contorno (Itasca, 2005) .....	76
3.16	– N = 6.000 steps: p_load/c <i>versus</i> recalque .....	77
3.17	– Campo de deslocamentos: N = 1000 steps – recalque = 2,5 cm .....	78
3.18	– Campo de deslocamentos - N = 5000 steps – recalque = 12,5 cm .....	78
3.19	– Representação do mecanismo de interação entre o elemento de reforço e o meio circundante (Itasca, 2005) .....	80
3.20	– Comportamento do “grout” para elementos de cabo .....	81
3.21	– Configuração do ensaio de arrancamento (Itasca, 2003) .....	83
3.22	– Modelo no FLAC 3D do ensaio de arrancamento .....	84
3.23	– Deslocamentos na direção x ao longo da geogrelha .....	85
3.24	– Tensão cisalhante na interface geogrelha-solo .....	85
3.25	– Pontos onde ocorreu escoamento na interface geogrelha-solo .....	85

3.26 – Tensão de arrancamento em função do deslocamento no nó da geogrelha .....	86
3.27 – Comportamento cíclico da camada de agregado (a) modelo convencional que incorpora plasticidade (b) modelo com endurecimento cinemático (Perkins, 2001) .....	87
4.1 – Modos de ruptura por cisalhamento: (a) geral (b) local, (c) punção (Craig, 2001) .....	91
4.2 – Mecanismo de ruptura para placas rígidas – solos coesivos (Love, 1987) .....	92
4.3 – Seção transversal do ensaio realizado por Ferreira Jr. (1995) .....	93
4.4 – Envoltória da resistência não-drenada do subleito (Palmeira & Ferreira Jr., 1994) .....	94
4.5 – Malha de elementos finitos no Plaxis 2D .....	96
4.6 – Caso não-reforçado: carregamento aplicado $p/s_u$ versus deslocamento vertical $\delta/B$ .....	98
4.7 – Caso reforçado: carregamento aplicado $p/s_u$ versus deslocamento vertical $\delta/B$ .....	99
4.8 – Efeito do reforço: carregamento aplicado $p/s_u$ versus deslocamento vertical $\delta/B$ .....	100
4.9 – Efeito da rigidez do reforço (J) na capacidade de carga do sistema .....	101
4.10 – Efeito da posição do geossintético disposto a uma profundidade abaixo da superfície do aterro ( $D_r$ ) na capacidade de carga do sistema .....	101
4.11 – Caso sem reforço: vetores de incrementos de deslocamentos totais .....	102
4.12 – Caso reforçado: vetores de incrementos de deslocamentos totais .....	102
4.13 – Distribuição das tensões principais .....	103
4.14 – Sem reforço: região de plastificação .....	105
4.15 – Reforçado: região de plastificação .....	105
4.16 – Sem reforço: efeito da altura do aterro na capacidade de carga do sistema .....	106
4.17 – Reforçado: efeito da altura do aterro na capacidade de carga do sistema .....	107
4.18 – Capacidade de carga última para diversos valores da altura do aterro .....	107
4.19 – Efeito da resistência não-drenada ( $s_u$ ) na capacidade de carga do sistema .....	108
4.20 – Mecanismo de ruptura para o sistema reforçado (Love <i>et al.</i> , 1987) .....	109
4.21 – (a) Curva carga-recalque (b) superfície de ruptura e vetores de deslocamentos totais: $h/B = 0,6 - s_u/\gamma B = 3,3$ .....	110
4.22 – Tensões na superfície do subleito argiloso para o caso sem reforço e mecanismo de ruptura associado .....	112
4.23 – Força axial no geotêxtil para $h = 30$ mm e $s_u = 3$ kPa .....	114
4.24 – Distribuição da tensão normal efetiva no geotêxtil .....	114
4.25 – Distribuição da tensão cisalhante no reforço (a) acima (b) abaixo do reforço .....	115

4.26 – Configuração geral do ensaio realizado (Ismail & Raymond, 1995) .....	116
4.27 – Agregado usado nos ensaios de James (2002) .....	117
4.28 – Geogrelhas ensaiadas por James (2002) .....	117
4.29 – Dimensões do tanque de ensaio .....	119
4.30 – Condições de contorno para as análises no FLAC 3D .....	119
4.31 – Malha de diferenças finitas: (a)FLAC 2D e (b)FLAC 3D .....	120
4.32 – Caso sem reforço: vetores de deslocamentos totais .....	123
4.33 – Caso reforçado GG1 – $D_r/B = 0,0625$ : vetores de deslocamentos totais .....	123
4.34 – Curva carga-recalque – caso sem reforço .....	124
4.35 – FLAC 3D: curva carga-recalque da geogrelha tipo GG1 .....	125
4.36 – FLAC 3D: curva carga-recalque da geogrelha tipo GG3 .....	126
4.37 – FLAC 3D: curva carga-recalque da geogrelha do tipo GG4 .....	128
4.38 – Região de ruptura (zonas claras) e de comportamento elástico (zonas escuras): (a) Sem reforço; (b) $D_r/B = 0,0625$ ; (c) $D_r/B = 0,12$ ; (d) $D_r/B = 0,19$ ; (e) $D_r/B = 0,25$ .....	129
4.39 – Regiões de comportamento elástico e de comportamento plástico obtidas no FLAC 2D para uma relação $H/B = 4$ e $L/B = 10$ , para o caso sem reforço.....	129
4.40 – Plaxis 2D: força axial na geogrelha para diferentes valores de $D_r/B$ .....	130
4.41 – Malha de diferenças finitas definida para a modelagem do fundo e parede do tanque no FLAC 3D .....	130
4.42 – Curva carga-recalque obtida com a modelagem do fundo e da parede do tanque .....	131
4.43 – Influência das dimensões da caixa na capacidade de carga do sistema obtida nos resultados do FLAC 2D .....	132
4.44 – Influência da largura da placa obtida nos resultados do FLAC 2D .....	133
4.45 – Curva carga-recalque para o caso sem reforço para vários níveis de tensão confinante com a utilização do modelo “Hardening soil” .....	135
4.46 – Comparação entre os resultados obtidos pelo modelo “Hardening-soil” e pelo modelo elástico linear com critério de ruptura de Mohr-Coulomb .....	136
4.47 – Caso reforçado simulado com a geogrelha do tipo GG4 – $D_r/B = 0,12$ .....	136
4.48 – Vetores de deslocamentos totais para a camada granular sem reforço .....	137
4.49 – Deformações totais de tração para o caso sem reforço .....	137
4.50 – Deformações totais de tração para o caso reforçado .....	138
4.51 – Superfície de ruptura – $B = 200$ mm (James, 2002) .....	138
5.1 – Seções instrumentadas com diferentes condições de ancoragem do reforço (Palmeira, 1981) .....	144

5.2 – Localização das seções instrumentadas (modificado - Palmeira, 1981) .....	145
5.3 – Perfil geotécnico da fundação da estrada de acesso (Palmeira, 1981) .....	146
5.4 – Ensaios de compressão simples no material do aterro na condição de umidade ótima (modificado - Palmeira, 1981) .....	147
5.5 – Propriedades geotécnicas da argila cinza do Rio de Janeiro (modificado -Palmeira, 1981) .....	147
5.6 – Envoltórias de ruptura do depósito da argila de Sarapuí, abaixo da crosta ressecada (Almeida <i>et al.</i> , 2005) .....	148
5.7 – Envoltórias de ruptura da crosta ressecada da argila de Sarapuí (Almeida <i>et al.</i> , 2005) .....	149
5.8 – Dados sobre o módulo de elasticidade da fundação (Palmeira, 1981).....	150
5.9 – Distribuição de probabilidade para a margem de segurança (M) e definição da sua probabilidade de ruptura (Baecher & Christian, 2003) .....	153
5.10 – Seção transversal da estrada de acesso analisada numericamente .....	156
5.11 – Malha de elementos finitos utilizada nos estudos do método FOSM .....	157
5.12 – Diagrama de influência dos parâmetros na V[RM] da estrada de acesso .....	159
5.13 – Geometria utilizada nas análises numéricas .....	163
5.14 – Malha de elementos finitos utilizada nas análises no Plaxis 3D .....	165
5.15 – Recalques máximos, obtidos numericamente, devidos à construção do aterro e adensamento do solo de fundação - Seção S-2. ....	169
5.16 – Recalques na superfície do subleito decorrentes da passagem dos caminhões, da construção do aterro e do adensamento do solo de fundação - Seção S-2. ....	169
5.17 – Efeito da carga de roda: (a) roda dupla - Plaxis 3D (b) roda simples - Plaxis 2D .....	171
5.18 – Participação das etapas de construção do aterro, adensamento e carga de roda no recalque máximo na superfície do subleito para carga equivalente a 400 passadas do caminhão .....	171
5.19 – Degradação da estrada de acesso pela redução da razão entre módulos elásticos do aterro e do subleito .....	173
5.20 – Recalques máximos devidos à construção do aterro e adensamento: (a) Seções S-2 e S-6 (b) Seções S-4 e S-5 .....	175
5.21 – Seção S-4: curva tensão-deformação para os casos sem e com reforço .....	176
5.22 – Seção S-4 - Recalque máximo total <i>versus</i> número de passadas: (a) meia seção à esquerda do eixo de simetria (b) meia seção à direita .....	177
5.23 – Seção S-5 - Recalque máximo total <i>versus</i> número de passadas: (a) meia seção à esquerda do eixo de simetria (b) meia seção à direita .....	178
5.24 – Seção S-6 - Perfil de recalques devido à pressão de contato do pneu para os casos sem e com reforço ( $J = 300 \text{ kN/m}$ ), para uma carga de roda equivalente a 25 passadas .....	179

5.25 – Seção S-6 - Recalque total <i>versus</i> número de passadas: (a) meia seção esquerda (b) meia seção direita .....	180
5.26 – Forças axiais no geotêxtil: (a) N1 (b) N2 .....	180
5.27 – Seção S-4: tensão cisalhante relativa .....	181
5.28 – Variação da altura do aterro (h) com o número de passadas (N) .....	184
5.29 – Variação da altura do aterro (h) com a resistência não-drenada da argila ( $s_u$ ) .....	184
5.30 – Método de Giroud & Noiray (1981) - Variação da altura do aterro com número de passadas: (a) $r = 0,075$ m, (b) $r = 0,1$ m, (c) $r = 0,15$ m, (d) $r = 0,2$ m, (e) $r = 0,3$ m .....	186
5.31 – Método de Houlsby <i>et al.</i> (1989): (a) Diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes disponíveis e requeridas (b) Pressão superficial limite .....	188
5.32 – Diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes obtido pelo método de Houlsby & Jewell (1990) .....	189
5.33 – Carga limite (p) <i>versus</i> altura do aterro (h) .....	191
5.34 – Carga estática equivalente a N repetições .....	191
5.35 – Efeito da degradação na resistência não-drenada do subleito .....	192
5.36 – Altura mínima do aterro ( $h_{min}$ ) <i>versus</i> número de repetições da carga (N) em um aterro não-reforçado .....	193
6.1 – Geometria do modelo estudado .....	198
6.2 – Condições de contorno do modelo estudado .....	198
6.3 – Malha de elementos finitos: (a) sem reforço (b) reforçado .....	199
6.4 – Sem reforço: deslocamentos totais .....	200
6.5 – Caso sem reforço: distribuição de tensões principais efetivas .....	201
6.6 – Caso reforçado ( $J = 900$ kN/m) com elemento de reforço na posição $Dr = 100$ mm: distribuição de tensões principais efetivas .....	201
6.7 – Força axial de tração no geossintético: $J = 900$ kN/m – $Dr = 100$ mm .....	202
6.8 – Tensão normal no reforço: $J = 900$ kN/m – $Dr = 100$ mm .....	202
6.9 – Distribuição da tensão cisalhantes: (a) acima do reforço (b) abaixo do reforço .....	203
6.10 – Deformação cisalhante para diversos valores de rigidez J .....	203
6.11 – Efeito da profundidade de posicionamento do reforço .....	204
6.12 – Seção transversal do modelo em grande escala de uma ferrovia (Bathurst, 1978) .....	205
6.13 – Ensaio triaxial do lastro: curva tensão-deformação para vários níveis de tensão confinante (Raymond <i>et al.</i> , 1976) .....	206
6.14 – Deformação axial permanente <i>versus</i> número de ciclos de tensão (Raymond <i>et al.</i> , 1976) .....	207



<b>Figura</b>	<b>Página</b>
6.15 – Ensaio triaxial do subleito: curva tensão-deformação para vários níveis de tensão confinante (Lau, 1975) .....	208
6.16 – Deformação axial permanente <i>versus</i> número de ciclos de tensão .....	209
6.17 – Geometria modelada numericamente, correspondente a 1/4 da configuração do ensaio realizado por Bathurst (1978) .....	210
6.18 – Condições de contorno .....	211
6.19 – Malha de Elementos Finitos .....	211
6.20 – Distribuição da tensão cisalhante relativa: estado inicial de tensões .....	213
6.21 – Distribuição da tensão cisalhante relativa: aplicação da pressão sobre o trilho .....	214
6.22 – Deslocamentos totais resultantes da aplicação de pressão sobre o trilho .....	214
6.23 – Diagrama de influência dos parâmetros na V[R]: (a) (0,77; 0; 1,20); (b) (0,75; 0; 0,90) (c) (0,71; 0; 0,60) .....	219
6.24 – Extensômetros magnéticos localizados na linha central longitudinal do dormente (Bathurst, 1978) .....	220
6.25 – Perfil V2: recalque <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	224
6.26 – Perfil V3: recalque <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	225
6.27 – Perfil V8: recalque <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	225
6.28 – Perfil V12: recalque <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	226
6.29 – Perfil V2: recalque previsto <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	228
6.30 – Perfil V3: recalque previsto <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	229
6.31 – Perfil V8: recalque previsto <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	229
6.32 – Perfil V12: recalque previsto <i>versus</i> número de ciclos de carga .....	230
6.33 – Distribuição da força axial no geossintético – J = 1.200 kN/m .....	230
6.34 – Efeito da rigidez do reforço – Perfil V8.....	231
6.35 – Distribuição da força axial no geossintético – J = 4000 kN/m .....	231
6.36 – Seções S-2, S-3 e S-6: deformação permanente acumulada <i>versus</i> N: (a) deformação vertical, (b) deformação horizontal (modificado - Fernandes, 2005) .....	235
6.37 – Seções S-4, S-5 e S-6: deformação permanente acumulada <i>versus</i> N: (a) deformação vertical, (b) deformação horizontal (modificado - Fernandes, 2005) .....	236
7.1 – Procedimento de dimensionamento de estradas não-pavimentadas .....	249
7.2 – Procedimentos para o dimensionamento de ferrovias .....	252
D.1 – N = 25 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981) .....	287

---

**Figura****Página**

D.2 – N = 50 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981) .....	287
D.3 – N = 100 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981) .....	288
D.4 – N = 150 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981) .....	288
D.5 – N = 200 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981) .....	289
D.6 – N = 400 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981) .....	289

## LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURA

a, b, m	– Parâmetros que dependem do tipo e propriedades do solo e estado de tensões.
$A_b$	– Área de suporte efetiva abaixo de cada trilho para um dormente de madeira.
$A_c$	– Área de contato entre o pneu do caminhão e a superfície do aterro.
AREA	– “ <i>American Railway Engineering Association</i> ”.
b	– Metade da largura da esteira do trator.
b	– Largura do dormente.
B	– Largura da área de contato do pneu.
BCR	– Razão de capacidade de carga (“ <i>bearing capacity ratio</i> ”).
B	– Largura de aplicação do carregamento na superfície do aterro.
B'	– Largura de aplicação do carregamento na superfície do subleito.
B	– Largura da placa.
B	– Módulo de deformação volumétrica do solo.
c	– Coesão do solo.
$c_i$	– Coesão do solo.
c'	– Coesão do solo.
$c_{cv}$	– Coesão do solo a volume constante.
$c_o$	– Resistência não-drenada do solo mole na superfície do subleito.
CBR	– Índice de Suporte Califórnia (“ <i>California Bearing Ratio</i> ”).
CV	– Coeficiente de variação.
D	– Diâmetro da roda.
D	– Espessura do aterro.
$d\epsilon_{ij}^p$	– Incremento de deformação plástica.
$d\lambda$	– Coeficiente escalar de proporcionalidade dependente do estado de tensões e da história de carregamento.
E	– Módulo de elasticidade para as análises em termos de tensões totais.
E'	– Módulo de elasticidade para as análises em termos de tensões efetivas.
$E_b$	– Módulo de resiliência do material granular.
E'	– Módulo de elasticidade do geossintético.
$E_i$	– Módulo tangente inicial ou inclinação inicial da curva tensão-deformação.
$E_s$	– Módulo de resiliência do subleito.
$E_t$	– Módulo de elasticidade tangencial.
$E_{ur}$	– Módulo de elasticidade para descarregamento-recarregamento.

---

$f'$	– Coeficiente de fadiga.
$f_n$	– Coeficiente de fadiga.
$F_e$	– Carga axial equivalente.
$F_s$	– Carga axial real.
$F_s^{\max}$	– Força cisalhante máxima.
$G_1$	– Módulos elásticos cisalhantes do material de aterro.
$G_2$	– Módulos elásticos cisalhantes do material do subleito.
$h$	– Profundidade do lastro abaixo do dormente.
$h$	– Espessura da camada de agregado com geotêxtil.
$h$	– Espessura do aterro requerida.
$h_i$	– Espessura de cada subcamada $i$ .
$h_0$	– Altura mínima da camada de aterro (para um fator de segurança igual a 1,0).
$h_0$	– Espessura do agregado quando não há geotêxtil.
$h_0'$	– Espessura do aterro sem geotêxtil, levando-se em conta o efeito do tráfego.
$H$	– Profundidade do aterro.
$\overline{H}_c$	– Altura de aterro média na seção com geotêxtil.
$\overline{H}_s$	– Altura de aterro média na seção sem geotêxtil.
HRB	– “ <i>Highway Research Board</i> ”.
IG	– Índice de grupo.
IP	– Índice de plasticidade.
$J$	– Rigidez à tração do geossintético.
$k$	– Razão entre $h$ e $h_0$ .
$K$	– Módulo para carregamento primário.
$K$	– Razão entre a carga dinâmica e a carga estática.
$K_a$	– Coeficiente de empuxo ativo.
$K_b$	– Coeficiente de empuxo passivo.
$K_{ur}$	– Módulo de descarregamento e recarregamento.
$[k]$	– Matriz de rigidez local.
$[K]$	– Matriz de rigidez global.
$l$	– Comprimento do dormente.
$L$	– Comprimento da área de contato do pneu com o solo.
LL	– Limite de liquidez.
$m$	– Expoente.
$M_r$	– Módulo de resiliência.
$n$	– Expoente.

---

---

N	– Número de repetições de carga.
N	– Número de passadas do veículo.
$N_c$	– Fator de capacidade de carga do subleito.
$N_{ca}$	– Fator de capacidade de carga disponível.
$N_c^u$	– Fator de capacidade de carga para estradas não-pavimentadas não-reforçadas.
$N_{cr}$	– Fator de capacidade de carga requerida.
$N'_c$	– Fator de capacidade de carga para o subleito.
NP	– Não-pavimentada.
$N_s$	– Número de repetições da carga estática.
p	– Pressão de contato do pneu com a superfície do aterro.
p	– Pressão vertical na superfície.
$p_a$	– Pressão atmosférica.
$p_c$	– Pressão de calibragem dos pneus.
$p_c$	– Máxima intensidade da pressão no subleito.
$p_e$	– Pressão de contato equivalente.
$p_m$	– Intensidade da pressão de contato no lastro.
$p_{pneu}$	– Pressão do pneu.
$p_r$	– Carga limite para o caso reforçado.
$p_u$	– Carga limite para o caso não-reforçado.
P	– Carga axial, em N.
P	– Pavimentada
$P_{axial}$	– Carga axial.
$P_{di}$	– Carga de roda dinâmica de projeto.
$P_n$	– Carga a ser aplicada N vezes.
$P_s$	– Carga estática equivalente a N repetições.
$P_{si}$	– Carga de roda estática.
$(p/s_u)_n$	– Intensidade da carga a ser aplicada N vezes.
$(p/s_u)_s$	– Intensidade da carga estática equivalente a N repetições.
Perimeter	– Perímetro exposto do elemento.
q	– Valor médio da pressão da placa na ruptura.
q	– Capacidade de carga do sistema.
q	– Pressão média de contato da placa no solo reforçado.
q	– Capacidade de carga da placa sobre a camada de argila.
$q_o$	– Carga no trilho.
$q_0$	– Pressão média de contato da placa no solo sem reforço.

---

---

$\{q\}$	– Vetor de deslocamentos nodais locais.
$\{Q\}$	– Vetor que contém forças nodais locais na formulação para deslocamentos.
$r$	– Profundidade da rodeira.
$r$	– Raio de uma área circular uniformemente carregada cuja área equivale à área efetiva de suporte de um trilho.
$R$	– Raio da área de contato do pneu com a superfície do aterro.
$R$	– Raio equivalente da área do solo carregada.
$R'$	– Raio da área carregada na superfície do subleito.
$R_f$	– Razão de ruptura.
$R_{inter}$	– Fator de redução da resistência.
$RP_H$	– Redução percentual na altura de aterro.
$\{r\}$	– Vetor de deslocamentos globais.
$\{R\}$	– Vetor que contém forças nodais globais.
$s$	– Recalque sob a roda (profundidade da rodeira).
$s_u$	– Resistência não-drenada do solo.
$S$	– Máximo recalque na superfície do subleito.
$S_{bond}$	– Resistência cisalhante intrínseca ou coesão ( <i>sbond</i> ).
$S_{friction}$	– Ângulo de atrito ( <i>sfraction</i> ).
$S_L$	– Nível de tensão.
$t$	– Espessura do geossintético.
$t$	– Espessura do dormente.
$T$	– Esforço de tração no geossintético nos pontos D e E.
$T$	– Força de tração no geossintético (reforço).
$T_i$	– Capacidade de tráfego total para a carga de roda $P_{si}$ no período de projeto, nas mesmas unidades de $P_{si}$ .
$U$	– Rigidez da fundação, recomenda-se 2.000 lb/in <sup>2</sup> .
$V$	– Velocidade do trem.
$W$	– Peso do bloco DCEF.
$x_1$	– Coordenada x do ultimo nó onde foi aplicada a velocidade.
$x_{1+1}$	– Coordenada x do ponto adjacente a $x_1$ .
$\bar{X}$	– Média aritmética.
$\alpha$	– Razão entre a tensão cisalhante mobilizada e a resistência não-drenada na superfície do subleito.
$\beta$	– Ângulo de espraiamento da carga no aterro.
$\beta$	– Ângulo de inclinação de T com a direção horizontal.
$\delta$	– Penetração da placa.

---

---

$\delta$	– Ângulo de interação entre o carregamento e a superfície do aterro.
$\varepsilon$	– Deformação.
$\varepsilon$	– Deformação específica do geotêxtil.
$\varepsilon_i$	– Deformação plástica acumulada em cada subcamada $i$ .
$\varepsilon_N$	– Deformação correspondente ao ciclo $N$ de cargas.
$\varepsilon_p$	– Deformação plástica acumulada.
$\varepsilon_r$	– Deformação recuperável ( <i>i.e.</i> resiliente) na direção da tensão axial $\sigma_1$ (tensão principal maior), com a tensão confinante $\sigma_3$ (tensão principal menor) constante.
$\varepsilon_1$	– Deformação do ciclo de carga inicial (1º ciclo de cargas).
$\phi$	– Ângulo de atrito do solo.
$\phi_{cv}$	– Ângulo de atrito do solo a volume constante.
$\gamma$	– Peso específico do material do aterro.
$\gamma_1$	– Peso específico do material de aterro,
$\gamma_2$	– Peso específico do material do subleito.
$\nu$	– Coeficiente de Poisson para as análises em termos de tensões totais.
$\nu'$	– Coeficiente de Poisson para as análises em termos de tensões efetivas.
$\theta$	– Ângulo de espraiamento da carga.
$\rho$	– Recalque acumulado na superfície da crosta argilosa.
$\rho_{RQ}$	– Coeficiente de correlação entre $R$ e $Q$ .
$\sigma$	– Capacidade de carga do subleito.
$\sigma$	– Desvio padrão amostral.
$\sigma$	– Tensão normal;
$\sigma_b$	– Tensão vertical na base da rodeira.
$\sigma'_c$	– Tensão efetiva confinante principal, normal ao elemento.
$\sigma_d$	– Tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ).
$\sigma_{d \text{ ruptura}}$	– Tensão desviadora na ruptura, determinada no ensaio triaxial de compressão.
$\sigma_{ij}$	– Estado de tensões atual.
$\sigma_n$	– Tensão normal.
$\sigma_s$	– Resistência do solo à compressão estática.
$\sigma_{va}$	– Tensões verticais.
$\sigma'_v$	– Tensão vertical dentro do aterro.
$\sigma_s$	– Resistência à compressão do solo ( $\sigma_1$ ).
$\sigma_3$	– Tensão confinante.

---

- 
- $(\sigma_1 - \sigma_3)$  – Diferença de tensões principais.
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  – Diferença de tensões principais na ruptura.
- $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  – Valor assintótico da diferença de tensões principais, que está intimamente relacionado com a resistência do solo.
- $\tau$  – Tensão cisalhante.
- $\tau_a$  – Tensão cisalhante disponível.
- $\tau_{max}$  – Valor máximo da tensão cisalhante no caso onde o círculo de Mohr é expandido para tocar na envoltória de ruptura de Coulomb, mantendo a tensão principal intermediária constante.
- $\tau_r$  – Tensão cisalhante requerida.
- $\tau_{rel}$  – Tensão cisalhante relativa.
- $\psi$  – Ângulo formado pela tangente nos pontos D e E.
- $\psi_i$  – Ângulo de dilatação da interface.
- $\psi_{solo}$  – Ângulo de dilatação do solo.



# *INTRODUÇÃO*

Nos últimos anos, o Brasil vem enfrentando problemas no que diz respeito ao adequado funcionamento da sua matriz de transportes. Tais problemas impedem que a economia do país se desenvolva, pois a sua produção agrícola e industrial não é convenientemente escoada para o mercado interno e externo. Nesse contexto, as estradas não-pavimentadas, que interligam as áreas rurais e as pequenas cidades do país, e as ferrovias, que interligam as diversas regiões do país, são extremamente necessárias para a viabilização do desenvolvimento econômico.

Considerando esse problema, esta tese estudou a utilização de geossintéticos como material de reforço do solo em estradas não-pavimentadas e ferrovias. Essas duas estruturas apresentam, como característica comum, o fato de serem exemplos de elementos de transferência de cargas construídos usando-se solos granulares, onde a espessura das camadas é relativamente pequena comparada à largura da área carregada (Ismail & Raymond, 1995).

Tanto nas estradas não-pavimentadas quanto nas ferrovias, o geossintético pode atuar aumentando a capacidade de suporte da estrutura e, conseqüentemente, reduzindo as deformações superficiais. Assim, o estudo dessas duas estruturas geotécnicas permite a consideração de diferentes formas de carregamento atuando em uma ou mais camadas de solo granular sobrejacente a uma camada (subleito) de solo argiloso ou arenoso. Dessa forma, pode-se ter uma maior abrangência na pesquisa, visto que a atuação do elemento de reforço pode ser verificada para diversas configurações.

É importante ressaltar que parte dessa pesquisa foi realizada durante o Programa de Doutorado no País com Estágio no Exterior – PDEE (doutorado-sanduiche), financiado pela Capes, no Departamento de Engenharia Civil da Royal Military College of Canada (RMC), localizada em Kingston, Ontário, Canadá, sob a co-orientação do professor Richard John Bathust.

## 1.1. ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS

As estradas não-pavimentadas representam para o Brasil um importante meio de ligação entre as áreas rurais e as pequenas cidades, permitindo o escoamento de produtos agrícolas e industrializados, além do acesso a serviços gerais. Portanto, as estradas não-pavimentadas contribuem direta ou indiretamente para o desenvolvimento e a melhoria da qualidade de vida das comunidades por elas atingidas.

Segundo dados publicados por Baesso & Gonçalves (2003), a malha rodoviária do Brasil é constituída por 1.724.924 km de rodovias, das quais apenas 11% são pavimentadas (164.247 km) e os 89% restantes (1.560.677 km) são constituídas por estradas não-pavimentadas. A Tabela 1.1 apresenta a distribuição da rede rodoviária pelas regiões brasileiras.

Tabela 1.1 – Rede rodoviária do Brasil (Baesso & Gonçalves, 2003).

Colunas	01	02	03	04	05	06	07
Regiões Brasileiras	Brasil (km)			Sob Jurisdição dos Municípios Brasileiros (km)			Coluna 05/03
	P	NP	Total	P	NP	Total	
Norte	12.083	91.128	103.211	1.016	63.698	64.714	0,62
Nordeste	44.693	360.683	405.376	1.129	325.146	326.275	0,80
Sudeste	54.216	458.207	512.423	10.636	444.487	455.123	0,87
Sul	32.441	443.648	476.089	4.012	432.705	436.717	0,91
Centro-Oeste	20.814	207.011	227.825	110	163.260	163.370	0,72
Totais	164.247	1.560.677	1.724.924	16.903	1.429.296	1.446.199	0,83

Estrada: P = pavimentada; NP = não-pavimentada.

Dada a importância das estradas não-pavimentadas para a economia do país, o dimensionamento, a construção e as manutenções periódicas devem ser realizados de maneira a permitir o adequado funcionamento dessas estradas durante a sua vida útil.

Muitas estradas não-pavimentadas atravessam locais onde o solo apresenta baixa capacidade de suporte, o que pode ocasionar deformações superficiais excessivas na camada de aterro e subleito e redução dos períodos de manutenção. A utilização de geossintéticos na interface aterro-subleito pode vir a contribuir para o aumento da capacidade de suporte da estrada, resultando na redução da altura de aterro necessária a uma adequada distribuição do carregamento devido ao tráfego.

## **1.2. FERROVIAS**

O Brasil apresenta uma área territorial de 8.511.965 km<sup>2</sup> e grandes limitações no que diz respeito à sua matriz de transportes. A rede ferroviária brasileira apresenta apenas 30.550 km de extensão, o que dificulta o desenvolvimento do país pela conseqüente deficiência no transporte de produtos e interligação das rodovias e portos (Fernandes, 2005).

A construção de novas ferrovias e a manutenção de linhas ferroviárias existentes constituem medidas vitais para permitir o escoamento da produção agrícola e industrial do Brasil. Assim, a utilização de materiais alternativos, para as camadas de lastro e sublastro, e o desenvolvimento de métodos de projeto para a construção de estradas de ferro econômicas e, ao mesmo tempo, com qualidade técnica adequada estão entre os objetivos de vários pesquisadores em todo o mundo.

Outra preocupação desses pesquisadores é garantir que a manutenção dessa estrutura seja também a mais econômica possível, sendo realizada em intervalos de tempo mais longos do que os habitualmente praticados. Desse modo, a utilização de geossintéticos como material de reforço corresponde a uma das técnicas empregadas para que seja alcançado esse objetivo, pois os geossintéticos podem promover benefícios, tais como: redução de recalques na camada de lastro associados ao espalhamento lateral dessa camada, redução das taxas de deformação permanente geradas pelo carregamento repetitivo e aumento da capacidade de carga do sistema.

## **1.3. PESQUISAS REALIZADAS NA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

Algumas pesquisas foram desenvolvidas no Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília para o estudo da utilização de geossintéticos como elementos de reforço em estradas não-pavimentadas e ferrovias. Será feita, a seguir, uma breve descrição dessas pesquisas.

Cunha (1991) realizou ensaios em modelo reduzido correspondente a 1/10 da estrutura real, com a finalidade de simular estradas não-pavimentadas reforçadas ou não com geotêxtil. O modelo foi construído dentro de uma caixa metálica de 800 mm (comprimento) x 220 mm (largura) x 300 mm (altura) e consistiu de camada de solo mole, camada de aterro e duas placas metálicas rígidas para os ensaios de adensamento e carregamento. A placa metálica rígida utilizada para simular o par de pneus do veículo possuía 55 mm de largura por 220 mm

de comprimento. Foi investigada a contribuição da qualidade dos materiais de aterro, da restauração da superfície da via e do atrito entre a roda do veículo e o aterro sobre a capacidade de carga do sistema com e sem reforço. Além disso, investigou-se a influência do comprimento de ancoragem do geotêxtil no desempenho da estrada e a influência do geotêxtil nos casos de fundações mais competentes. Os resultados demonstraram que houve pouca influência do atrito entre a roda do veículo e o aterro no desempenho da estrada. A contribuição do reforço foi mais significativa quando os materiais de aterro eram de baixa qualidade e o comprimento de ancoragem é um parâmetro fundamental para o desempenho do reforço, sendo esse mais solicitado quando disposto na interface aterro-subleito.

Ferreira Jr. (1995) realizou ensaios em laboratório de modelos físicos para estudo de estradas não-pavimentadas sobre solos moles, com e sem reforço. A caixa rígida utilizada nos ensaios possuía dimensões iguais a 800 mm (comprimento) x 220 mm (largura) x 300 mm (altura). A largura da placa metálica (B) foi igual a 50 mm e o seu comprimento igual à largura da caixa (220 mm). Foram analisados o efeito das restaurações sucessivas da superfície da camada de aterro no aumento da capacidade de carga do sistema, a influência da altura da camada de aterro e da profundidade da rodeira no desempenho dos modelos físicos. Investigou-se também a influência do tipo de material do aterro e do reforço na geração de poropressões no subleito, os deslocamentos ocorridos na camada de fundação, a forma do geotêxtil após o carregamento e os parâmetros necessários para a estimativa das deformações. Nesse estudo, verificou-se que a manutenção da superfície da camada de aterro provocou um acréscimo na rigidez do sistema. Já a inclusão do elemento de reforço na interface aterro-subleito resultou numa melhoria da capacidade de carga da estrutura e aumentou a profundidade da região de deslocamentos máximos no subleito, alterando o mecanismo de ruptura de localizado, no caso sem reforço, para generalizado. Além disso, as curvas tensão-deslocamento da placa de aplicação do carregamento apresentaram um ganho contínuo de capacidade de carga com os deslocamentos, para o caso reforçado, enquanto que, para o caso sem reforço, observa-se um patamar bem definido. Mais detalhes sobre esse estudo serão apresentados neste trabalho.

Fernandes (2005) estudou o comportamento geotécnico de solos finos, resíduos de mineração e de siderurgia de ferro associados a geossintéticos em estruturas de pavimento ferroviário. O estudo consistiu na caracterização geotécnica desses solos, seguida pelo planejamento, construção, instrumentação e monitoramento de sete seções experimentais submetidas ao tráfego da estrada de ferro Vitória Minas. Foram feitos também ensaios de campo para a verificação do comportamento estrutural dos materiais empregados nas seções experimentais

da estrada de ferro. Em algumas das seções experimentais estudadas utilizou-se uma camada de geotêxtil não-tecido ou de geogrelha, posicionada na base ou no topo do sublastro, como material de reforço do solo. Quanto ao desempenho das seções reforçadas, no que diz respeito às deformações elásticas, verificou-se que a geogrelha e o geotêxtil foram mais eficientes quando colocados na interface subleito-sublastro. Uma maior redução das deformações residuais nas seções reforçadas ocorreu quando os geossintéticos foram colocados entre o lastro e sublastro. Quanto à comparação entre as seções sem e com reforço, a curto e longo prazo, verificou-se que a inclusão de geossintéticos proporcionou uma redução das deformações da mistura de resíduos de minério de ferro utilizada na camada de sublastro.

#### **1.4. OBJETIVOS E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO**

Embasado na discussão anterior, este trabalho se desenvolveu na tentativa de alcançar os seguintes objetivos:

- § Estudar os efeitos e o comportamento de geossintéticos como elementos de reforço em estradas não-pavimentadas e ferrovias;
- § Analisar os métodos de dimensionamento existentes de estradas não-pavimentadas e as respostas obtidas utilizando-se esses métodos;
- § Obter e avaliar, a partir de análises numéricas, resultados adicionais não contemplados em ensaios já realizados no campo e no laboratório, devido às limitações inerentes a esses ensaios;
- § Verificar e avaliar o mecanismo de reforço do solo quando se consideram cargas monotônicas e cíclicas.

A pesquisa realizada para o desenvolvimento deste trabalho foi feita com base na necessidade de reunir os conhecimentos já existentes quanto ao comportamento de estradas não-pavimentadas e ferrovias reforçadas com geossintéticos e de propor soluções de análise e previsão do comportamento dessas estruturas, valendo-se dos resultados obtidos da própria pesquisa e de resultados já existentes encontrados na literatura técnica.

Pretende-se, desta forma, dar mais um passo na direção do desenvolvimento de métodos de projeto que tornem o dimensionamento dessas estruturas mais confiável, obedecendo aos padrões de qualidade técnica e de desempenho, como também aos fatores econômicos que tornem viável uma melhor utilização das estradas não-pavimentadas e ferrovias já existentes e a expansão das mesmas em todo o território brasileiro.

## 1.5. METODOLOGIA DA TESE

Neste trabalho, os geossintéticos foram analisados como materiais de reforço do solo em dois tipos de estruturas geotécnicas, quais sejam, estradas não-pavimentadas e ferrovias. Para isso, resultados experimentais provenientes de ensaios em modelos reduzidos, modelos em grande escala e ensaios de campo formaram o banco de dados utilizado na pesquisa. A partir de análises por meio de métodos analíticos existentes, equações empíricas e análises numéricas, foram obtidos resultados em termos de capacidade de carga da estrutura, recalques e deformações plásticas. Em seguida, foram realizadas comparações com os resultados do banco de dados disponível. Como produto final, sugestões de procedimentos foram apresentadas para o dimensionamento de estradas não-pavimentadas e ferrovias. A Figura 1.1 apresenta esquematicamente a metodologia utilizada na pesquisa.

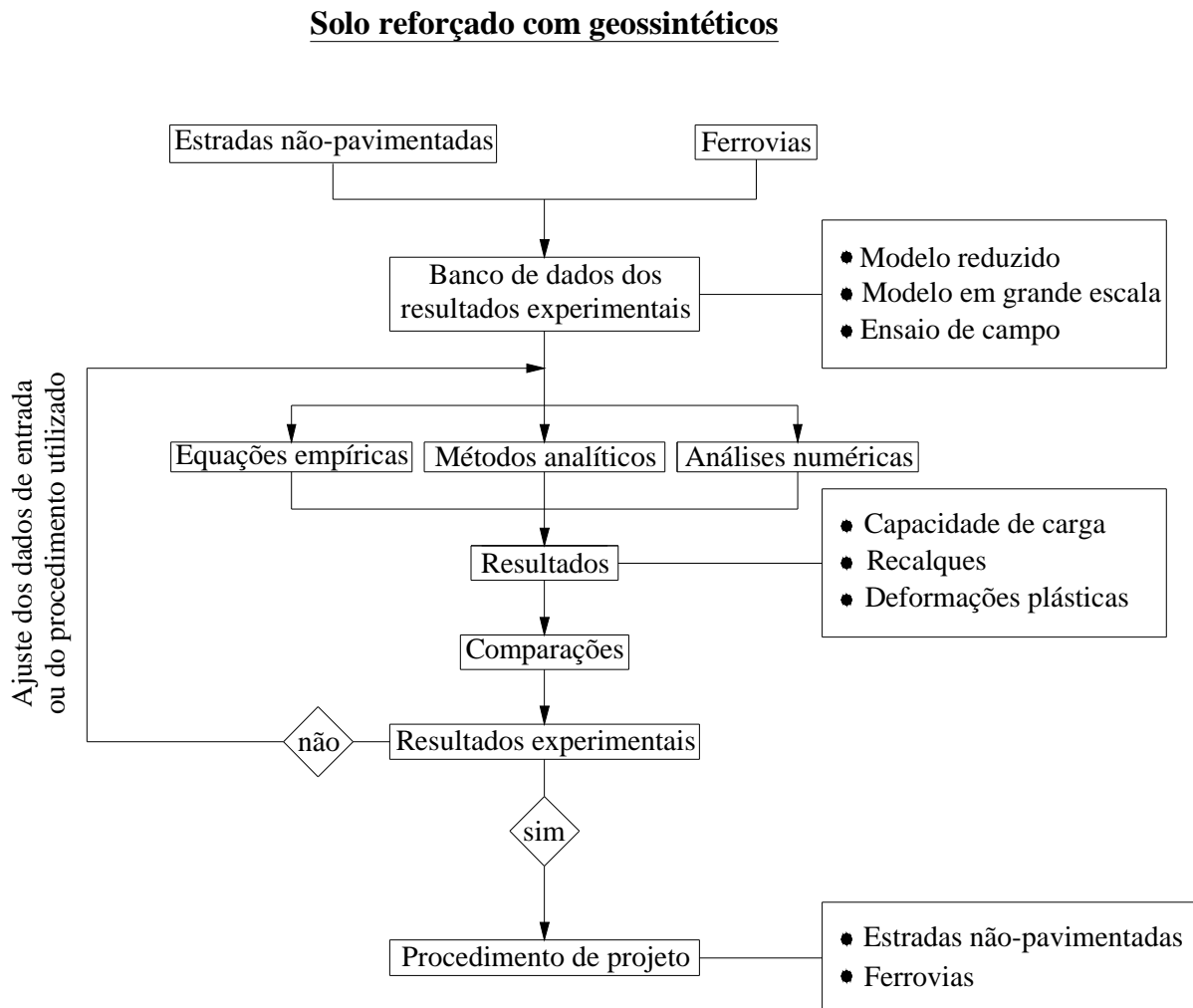


Figura 1.1 – Etapas de realização da pesquisa.

## 1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O *Capítulo 1* introduz o tema da pesquisa, apresentando os estudos já realizados na Universidade de Brasília, os objetivos, a justificativa do trabalho, a metodologia adotada e a organização da tese.

O *Capítulo 2* apresenta uma revisão bibliográfica de conceitos relativos ao tema da pesquisa, incluindo alguns dos métodos analíticos de dimensionamento de estradas não-pavimentadas, métodos de dimensionamento de ferrovias, utilização de geossintéticos em estradas não-pavimentadas e ferrovias e comportamento do solo reforçado sob carregamento cíclico.

O *Capítulo 3* descreve aspectos gerais das análises numéricas realizadas, tais como, conceitos básicos sobre elementos finitos e diferenças finitas, modelos constitutivos, programas numéricos utilizados na pesquisa e modelagem do geossintético. O *Apêndice A*, associado ao *Capítulo 3*, apresenta o código desenvolvido para implementação do Modelo Hiperbólico no programa FLAC 3D. O *Apêndice B*, também associado ao *Capítulo 3*, apresenta as rotinas utilizadas nos exemplos de verificação do Modelo Hiperbólico implementado no FLAC 3D.

O *Capítulo 4* descreve as análises numéricas realizadas para o estudo de modelos reduzidos, os principais resultados obtidos e a interpretação desses resultados. O *Apêndice C*, associado ao *Capítulo 4*, apresenta as rotinas utilizadas em algumas das análises numéricas realizadas no FLAC 3D.

O *Capítulo 5* apresenta as análises realizadas para o estudo de um caso real de uma estrada não-pavimentada reforçada com geotêxtil. Os resultados das análises e a interpretação dos resultados serão também apresentados. O *Apêndice D*, associado ao *Capítulo 5*, apresenta os perfis de recalque dos ensaios de campo realizados por Palmeira (1981).

O *Capítulo 6* apresenta as análises realizadas para o estudo de um modelo de laboratório construído em escala real. Os principais resultados e a interpretação dos mesmos serão também apresentados. O *Apêndice E*, associado ao *Capítulo 6*, apresenta os cálculos realizados para a previsão da deformação plástica acumulada em diversos pontos das camadas de lastro, sublastro e subleito.

O *Capítulo 7* apresenta as conclusões da pesquisa e as sugestões para pesquisas futuras.

## *Revisão Bibliográfica*

Neste capítulo, são abordados os tópicos considerados mais relevantes para o entendimento e desenvolvimento deste trabalho.

### **2.1. ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS**

As estradas não-pavimentadas são aquelas em que a superfície de rolamento é constituída pelos seguintes materiais (Baesso & Gonçalves, 2003):

- § Agregados naturais (cascalhos, seixo rolado e pedregulhos oriundos de jazidas);
- § Agregados artificialmente produzidos (materiais britados);
- § Solos naturalmente estabilizados (saibros e outros materiais de granulometria semelhante, como areias);
- § Solos constituídos dos materiais da sua própria base ou subleito (leito natural sem a agregação de qualquer outro material inerte para melhorar as condições de trafegabilidade).

Neste trabalho, são consideradas as estradas não-pavimentadas cuja superfície de rolamento pertence a uma das três primeiras categorias. A Figura 2.1 apresenta a seção transversal típica de uma estrada não-pavimentada.

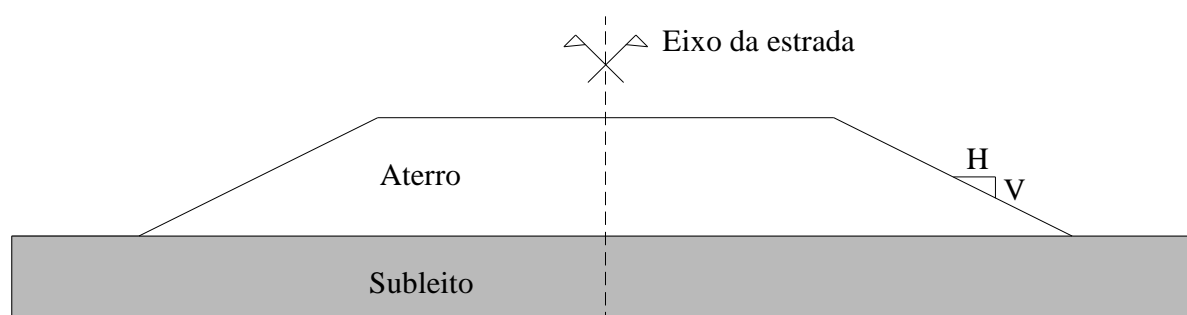


Figura 2.1 – Seção transversal de uma estrada não-pavimentada.

A capacidade de carga do subleito pode não ser suficiente para suportar o tráfego de veículos. Neste caso, a adequada distribuição do carregamento pode ser alcançada pela colocação de



uma camada de material (aterro) entre a carga e o subleito. A função do aterro é distribuir os esforços oriundos dos veículos de forma tal que não ocorra ruptura ou deformação excessiva no subleito. Para tanto, o aterro deve apresentar propriedades mecânicas adequadas e espessura suficiente (Giroud *et al.*, 1984).

As estradas não-pavimentadas construídas sobre solos moles podem apresentar problemas como baixa capacidade de suporte às cargas devidas ao tráfego e deformações superficiais excessivas. A presença do geossintético como elemento de reforço na base do aterro dessas estradas pode apresentar alguns benefícios, destacando-se o aumento da capacidade de carga do conjunto aterro – subleito e a redução dos deslocamentos laterais na base do aterro, o que conseqüentemente pode levar a uma redução de deformações verticais na superfície do aterro.

Os estudos da utilização de geossintéticos como elementos de reforço em estradas não-pavimentadas vêm sendo desenvolvidos a partir de ensaios de modelos em laboratório, ensaios no campo e simulações numéricas.

### **2.1.1. ENSAIOS DE MODELOS NO LABORATÓRIO**

Love (1984) realizou ensaios em modelo reduzido correspondente a 1/4 do tamanho real da estrutura e constituído por uma camada de material granular (base) compactada sobre uma camada de argila (subleito). Utilizou-se como elemento de reforço uma geogrelha na interface base-subleito. As dimensões da camada de argila foram de 1000 mm (comprimento) x 300 mm (largura) x 400 mm (altura). Foram feitas combinações onde se variaram a espessura da camada de material granular (50, 75 e 100 mm) e a resistência não-drenada da camada de argila (6, 9 e 14 kPa). A placa de aplicação do carregamento apresentava 75 mm de largura, o que correspondia no campo a um pneu de largura igual a 300 mm. O carregamento foi aplicado monotonicamente sob condições de deformação plana. Estipulou-se uma penetração da placa na camada de aterro de no máximo 50 mm. Os resultados demonstraram que a inclusão da geogrelha proporcionou um aumento significativo na capacidade de carga do sistema. Love (1984) também concluiu que, no sistema reforçado, a zona de deformações se estendeu mais profundamente na camada de argila, houve menos perda de material do aterro abaixo da placa e o levantamento de solo na superfície do aterro apresentou um perfil mais suave do que para o sistema sem reforço.

Fannin (1986) realizou ensaios aplicando carregamento monotônico e cíclico numa camada de material granular compactada sobre uma camada de argila, simulando a carga de tráfego

numa estrada não-pavimentada. O modelo reduzido correspondeu a um quarto da estrutura real e o carregamento consistiu de duas placas retangulares de 135 mm de largura separadas por uma distância de centro a centro das placas igual a 450 mm. O ensaio foi realizado em condições de deformação plana e utilizou como elemento de reforço uma geogrelha na base do aterro. O efeito escala foi levado em consideração na escolha dos materiais a serem utilizados no modelo. A resistência não-drenada da argila variou numa faixa de 6 a 12 kN/m<sup>2</sup>; a geogrelha foi fabricada de forma que suas propriedades (dimensões e resistência) se adequassem à escala do modelo, assim como o material granular do aterro, obtido a partir de uma combinação de três tipos de areia e três tipos de pedregulhos. Foram também realizados ensaios em escala real para verificar o desempenho do modelo e os mecanismos do solo reforçado. Em relação à capacidade de carga do sistema, observou-se que, tanto nos ensaios com carregamento monotônico, como nos ensaios com carregamento cíclico, o sistema reforçado apresentou melhor desempenho. Nesse caso, verificou-se que a geogrelha restringiu a movimentação do material granular que estava sob o carregamento, conseguindo preservar a integridade da camada granular e manter a capacidade de espraio da carga.

Bourdeau *et al.* (1990) estudou o efeito do reforço num solo não coesivo sob carregamento cíclico a partir de ensaios triaxiais em células de grande diâmetro. O reforço atuou restringindo lateralmente o movimento do corpo de prova. Os ensaios triaxiais foram realizados sob condições estáticas e dinâmicas de carregamento, em amostras reforçadas e não-reforçadas. Verificou-se que a carga dinâmica de pico e a deformação axial total aumentaram antes da ruptura com a inclusão de geotêxteis.

### **2.1.2. TRECHOS EXPERIMENTAIS NO CAMPO**

Palmeira (1981) estudou seções experimentais reforçadas com geotêxteis não-tecidos. Utilizaram-se extensômetros magnéticos para a medição de deslocamentos horizontais e perfilômetro para a medição de recalques. O aterro rodoviário estudado caracterizou-se por ser de baixa altura e construído sobre solo mole. Observou-se que as seções reforçadas apresentaram reduções nos recalques, em relação à seção sem reforço. Verificou-se que o geotêxtil também evitou a ocorrência ou a progressão de rupturas localizadas na superfície da fundação e possibilitou uma redução no consumo do material do aterro, que foi da ordem de 24 %, na seção de melhor desempenho. O estudo de Palmeira (1981) será mais detalhado adiante neste trabalho.

Sigurdsson (1991) também estudou seções experimentais com o objetivo de investigar o desempenho de diferentes tipos de geossintéticos em estradas não-pavimentadas sobre solos moles. Verificou-se que as seções reforçadas apresentaram melhor desempenho do que as não-reforçadas. Nas camadas de aterro mais espessas, os geossintéticos apresentaram basicamente o mesmo desempenho, apesar de possuírem valores de rigidez diferentes. Nas camadas de aterro menos espessas observou-se a ocorrência do efeito membrana.

### **2.1.3. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS**

Burd (1986) realizou análises numéricas pelo método dos elementos finitos de estradas não-pavimentadas reforçadas com geossintéticos. As análises numéricas se restringiram à aplicação de carregamento monotônico sob condição de deformação plana. A formulação numérica foi desenvolvida para a consideração de grandes deformações. Ensaios em modelos reduzidos foram retroanalisados. Esforços de tração no reforço e as tensões na interface com o solo circundante foram calculados utilizando-se o modelo numérico.

Burd & Brocklehurst (1990) realizaram um estudo paramétrico utilizando o método dos elementos finitos para investigar os mecanismos de reforço numa estrada não-pavimentada reforçada sob a ação de uma carga monotônica. Considerou-se nas análises o estado de deformação plana, pequenos deslocamentos e variou-se a rigidez do geossintético. Observou-se que as variações na rigidez do reforço causam aumento substancial na magnitude das tensões de interface e na força do reforço. A melhoria na capacidade de carga do subleito foi de aproximadamente 15% para o geossintético mais rígido, comparado com o caso sem geossintético. Concluiu-se também que, no caso de rodeiras mais profundas, novos mecanismos de reforço começam a operar, fornecendo diferentes considerações na escolha da rigidez do geossintético.

Famiyesin *et al.* (1998) realizaram análises numéricas considerando aspectos relativos à modelagem de carregamento cíclico em estradas não-pavimentadas reforçadas sob condições de deformação plana. Foi observado que a rigidez da camada de agregado influencia significativamente nos deslocamentos da superfície do aterro e na força axial mobilizada no reforço.

Perkins (2001) apresentou resultados de análises realizadas com elementos finitos, onde se modelaram pavimentos não-reforçados e reforçados com geossintéticos. Para a camada de concreto asfáltico, utilizou-se um modelo elástico perfeitamente plástico onde se considerou a

dependência da propriedade do material com a direção. Um modelo que permite a previsão de deformações permanentes acumuladas sob carregamento repetido foi utilizado para as camadas de agregado e subleito. Um modelo contendo componentes de elasticidade, plasticidade, fluência e dependência da direção foi formulado para o geossintético. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb foi utilizado para descrever a interação entre o agregado da camada de base e o geossintético. Os resultados mostraram a habilidade dos modelos adotados para cada camada do pavimento de descrever o acúmulo de deformações permanentes no sistema. Além disso, os modelos foram capazes de apresentar qualitativamente mecanismos de reforço observados em seções experimentais de pavimentos.

## **2.2. GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS**

Os geossintéticos mais comumente empregados como materiais de reforço do solo são as geogrelhas e o geotêxteis tecidos e não-tecidos. A inclusão do geossintético no solo ajuda a obter um material composto mais resistente e menos deformável do que o solo isolado. Os mecanismos de ação do reforço no solo nos quais estão baseados os estudos realizados nesta pesquisa são os seguintes:

- § Efeito membrana;
- § Absorção de tensões cisalhantes induzidas na base do aterro;
- § Melhoria das características do aterro na distribuição da carga;
- § Intertravamento entre o geossintético e o agregado (no caso da geogrelha) e conseqüente restrição à movimentação lateral do aterro granular.

Para que ocorra o efeito membrana, o geossintético deve estar significativamente deformado pela passagem do tráfego (mecanismo de grandes deformações). A ação combinada dos esforços de tração e a curvatura do reforço modificam a tensão normal aplicada ao subleito. Imediatamente abaixo da área carregada, a curvatura do reforço proporciona a redução das tensões verticais aplicadas ao subleito, melhorando a capacidade de carga da estrada. Fora da área carregada, a curvatura do reforço proporciona tensões verticais adicionais na superfície do subleito, aumentando o confinamento do solo nessa região. A influência disso é o aumento da capacidade de carga do subleito na área abaixo da carga. A Figura 2.2 apresenta esquematicamente o efeito membrana (Burd, 1995).

A carga aplicada na superfície de uma estrada não-pavimentada induz tensões cisalhantes na base do aterro. Numa estrada não-reforçada, o aterro transmite tensões cisalhantes e tensões

normais para o subleito que, conseqüentemente, tem a capacidade de carga reduzida. Se uma camada de geossintético é colocada na base do aterro, parte dessas tensões cisalhantes é suportada pelo material de reforço. Como resultado disso, tensões de tração são geradas no geossintético e tensões cisalhantes que agem no subleito se afastando do eixo de simetria da área carregada são reduzidas. A rigidez relativa do reforço e do solo define de quanto será essa redução, não sendo necessárias grandes deformações para mobilizar o geossintético (Burd, 1995)

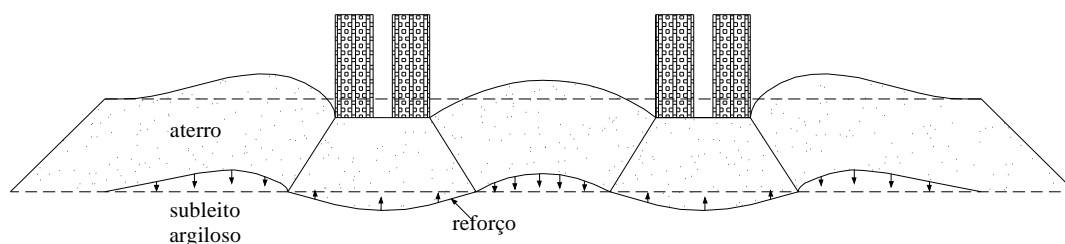


Figura 2.2 - Efeito membrana (Burd, 1995).

## 2.2.1. MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO

Segundo Giroud *et al.* (1984), não é recomendável que métodos de dimensionamento desenvolvidos para estradas pavimentadas sejam utilizados em estradas não-pavimentadas e vice-versa. Isso se deve ao fato de que os mecanismos de ruptura e a magnitude das deformações são diferentes para os dois tipos de estruturas. Em estradas pavimentadas admitem-se apenas pequenas deformações, enquanto que, em estradas não-pavimentadas, pode-se aceitar grandes deformações, caso se tenha a possibilidade de manutenção do nível da superfície do aterro e preenchimento das rodeiras. Neste item, serão apresentados os métodos analíticos de dimensionamento de estradas não-pavimentadas, sem e com reforço, mais comumente utilizados.

### 2.2.1.1. Método de Hammit (1970)

O método de Hammitt de 1970 (Jewell, 1996) é aplicado no dimensionamento de estradas não-pavimentadas, não-reforçadas. A equação empírica utilizada por Hammitt relaciona a espessura do aterro requerida ( $h$ ) com a pressão aplicada na superfície do aterro ( $p$ ). Considera-se que a carga está uniformemente distribuída numa área circular de raio  $R$  e utiliza-se a relação empírica  $CBR = s_u/30$ , onde CBR corresponde ao Índice de Suporte Califórnia (“*California Bearing Ratio*”) e  $s_u$  corresponde à resistência não-drenada da camada de argila que constitui o subleito. Desta forma, obtém-se a seguinte expressão:

$$\frac{h}{R} = f' \sqrt{\left(1,687 \frac{P}{s_u} - 1\right)} \quad (2.1)$$

Onde:

h = espessura do aterro;

R = raio da área circular na qual a carga é aplicada;

p = pressão aplicada na superfície do aterro;

$s_u$  = resistência não-drenada do solo do subleito;

$f'$  = coeficiente de fadiga, determinado pela seguinte expressão:

$$f' = 0,176 \log(N) + 0,120 \quad (2.2)$$

N = número de repetições de carga.

Este método apresenta como principal desvantagem o fato de não considerar diretamente as propriedades de resistência do material de aterro e o espraçamento da carga no aterro.

### 2.2.1.2. Método de Giroud & Noiray (1981)

Giroud & Noiray (1981) desenvolveram um método de dimensionamento de estradas não-pavimentadas não-reforçadas e reforçadas, que permite o cálculo da espessura necessária da camada de agregado (aterro) e a especificação do geotêxtil a ser utilizado. Esse método é aplicado para subleitos constituídos por solos puramente coesivos e para estradas sujeitas a tráfego leve a médio (10.000 passadas de eixo cuja carga é igual a 80 kN). São apresentados ábacos de dimensionamento para pressão de calibragem dos pneus igual a 480 ou 620 kPa. O método é baseado nas seguintes considerações:

- § O valor do Índice de Suporte Califórnia (CBR) da camada de agregado deve ser superior a 80;
- § O solo do subleito é assumido saturado e de baixa permeabilidade. Portanto, sob carregamento rápido, como é o caso do carregamento devido ao tráfego, o solo se comporta como não-drenado e a resistência ao cisalhamento do solo é igual à sua resistência não-drenada,  $s_u$ ;
- § O geotêxtil apresenta rugosidade suficiente para evitar a ruptura por escorregamento ao longo da superfície do mesmo;
- § A ruptura da estrada não-pavimentada ocorrerá apenas no solo de fundação;
- § A atuação do elemento de reforço (geotêxtil) incorpora o efeito membrana;

§ Assume-se que as rodas passam ao longo da estrada sempre na mesma trilha de tal forma que todas as seções transversais da estrada recebem a mesma quantidade de carregamento e deformam da mesma maneira.

No método de Giroud & Noiray, a tensão normal admissível na camada de subleito (argila), para o caso não-reforçado, corresponde ao limite elástico do solo  $\pi s_u$ , enquanto que, para o caso reforçado, admite-se que a carga de suporte última seja igual ao limite plástico do solo  $(\pi + 2) s_u$ .

A seção transversal da estrada não-pavimentada é definida na Figura 2.3, onde  $h_0$  corresponde à espessura do agregado quando não há geotêxtil;  $h$  é a espessura da camada de agregado quando há geotêxtil e  $\Delta h$  é igual a  $h_0 - h$ , ou seja, corresponde à redução da espessura do agregado resultante do uso de geotêxtil. O solo do subleito é considerado homogêneo numa espessura  $H_{\min}$  suficiente para desenvolver uma zona plástica.

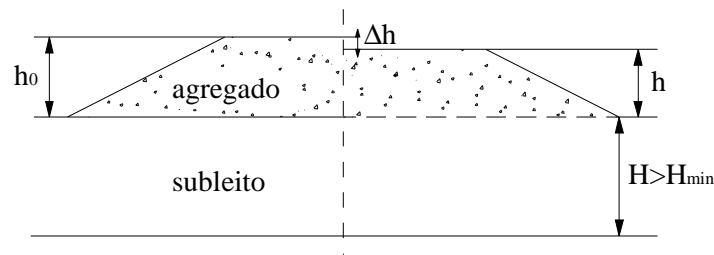


Figura 2.3 - Geometria da estrada não pavimentada considerada (Giroud & Noiray, 1981).

A carga de qualquer veículo pode ser substituída por uma carga de eixo equivalente. A análise feita por Giroud & Noiray considera como eixo padrão o eixo simples de rodas duplas, conforme apresenta a Figura 2.4a. O solo entre os pneus das rodas duplas é mecanicamente associado a estes pneus, conforme apresenta a Figura 2.4b. Como nenhuma ruptura da camada de agregado e do solo do subleito pode ocorrer entre os pneus, cada área de contato dupla  $2A_c$  é substituída no estudo teórico por um retângulo  $L \times B$ , conforme apresenta a Figura 2.4c. Para caminhões em geral, tem-se as seguintes expressões para  $L$  e  $B$ :

$$L = \frac{B}{\sqrt{2}} \quad (2.3)$$

$$B = \sqrt{\frac{P}{p_c}} \quad (2.4)$$

Onde:

L e B = comprimento e largura da área de contato do pneu com o solo, respectivamente.

P = carga axial, em N.

$p_c$  = pressão de calibragem dos pneus, em  $N/m^2$ .

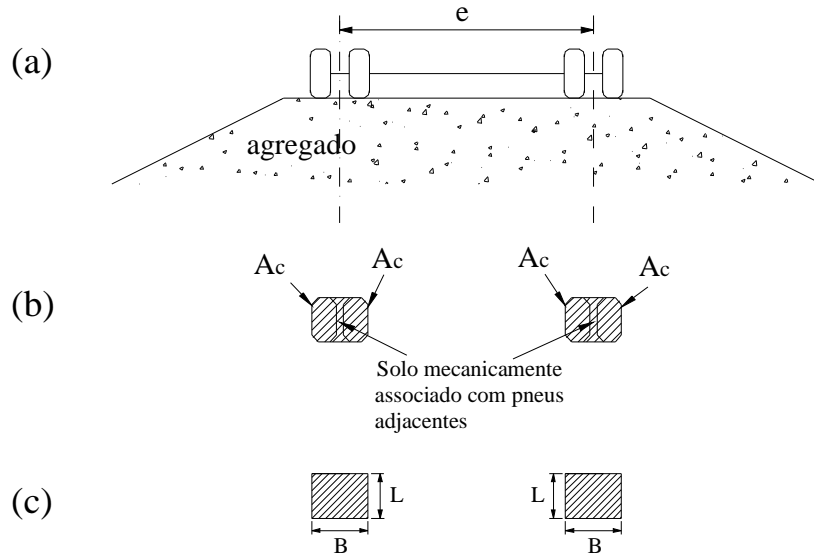


Figura 2.4 – (a) Geometria do eixo do veículo; (b) áreas de contato dos pneus; e (c) área de contato equivalente usada na análise (Giroud & Noiray, 1981).

A altura da camada de agregado sem geotêxtil ( $h_0$ ) é calculada considerando-se tráfego muito leve (1 a 20 passadas do eixo padrão) pela seguinte expressão:

$$s_u = \frac{P}{2p \left( \sqrt{\frac{P}{p_c} + 2h_0 \tan \beta} \right) \left( \sqrt{\frac{P}{2p_c} + 2h_0 \tan \beta} \right)} \quad (2.5)$$

Onde:

$s_u$  = resistência não-drenada do solo do subleito, em  $N/m^2$ ;

$h_0$  = espessura do agregado quando não há geotêxtil;

$\beta$  = ângulo de espraio da carga no aterro.

A altura do aterro sem geotêxtil, levando-se em conta o efeito do tráfego ( $h_0'$ ) é calculada pela seguinte expressão:

$$h_0' = \frac{119,24 \log N + 470,98 \log P - 279,01r - 2283,34}{s_u^{0,63}} \quad (2.6)$$

Onde:

$h_0'$  = espessura do aterro sem geotêxtil, levando-se em conta o efeito do tráfego;



N = número de repetições de carga (limitado em 10.000);

P = carga axial, em N.

r = profundidade da rodeira, em m.

De uma análise *quasi*-estática, Giroud & Noiray obtiveram a seguinte equação para calcular a altura da camada de agregado com geotêxtil, h, considerando-se tráfego muito leve (1 a 20 passadas do eixo padrão). Essa equação é representada no ábaco da Figura 2.6.

$$(p + 2)s_u = \frac{P}{2(B + 2htg\beta)(L + 2htg\beta)} + \frac{Je}{a\sqrt{1 + \left(\frac{a}{2s}\right)^2}} \quad (2.7)$$

Onde:

h = espessura da camada de agregado com geotêxtil, em m;

J = rigidez à tração do geotêxtil, em N/m;

$\epsilon$  = deformação específica do geotêxtil;

$\beta$  = ângulo de espraiamento da carga no aterro;

B = largura da área de contato do pneu com o solo;

a = propriedade geométrica definida na Figura 2.5;

s = recalque sob a roda (profundidade da rodeira), em m.

Para  $a' > a$

$$s = \frac{ra'}{a + a'} \quad (2.8)$$

Para  $a' < a$

$$s = \frac{2ra^2}{2a^2 + 3aa' - a'^2} \quad (2.9)$$

$$\begin{aligned} 2a &= B + 2htg\beta \\ 2a' &= e - B - 2htg\beta \end{aligned} \quad (2.10)$$

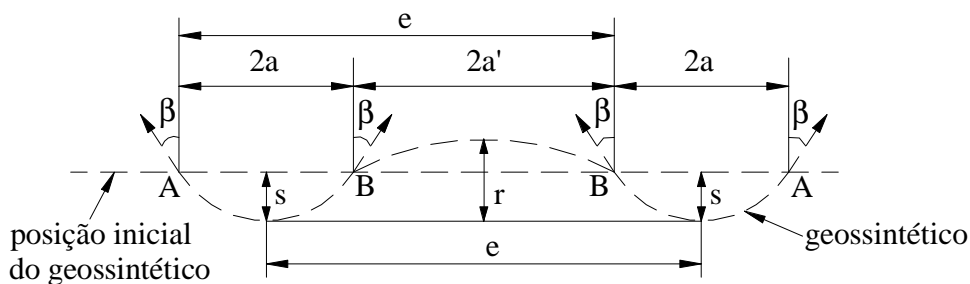


Figura 2.5 - Geotêxtil deformado (Giroud & Noiray, 1981).

O procedimento para o cálculo da altura da camada de agregado com geotêxtil, levando-se em consideração o tráfego ( $h'$ ) é o seguinte:

- i. Calcula-se a redução da camada de agregado quando da utilização do geotêxtil ( $\Delta h$ ), sem levar em consideração o tráfego, de acordo com a seguinte expressão:

$$\Delta h = h_0 - h \quad (2.11)$$

- ii. Mantendo-se o mesmo valor ( $\Delta h$ ) da redução da espessura da camada de agregado, para a análise considerando a carga de tráfego, determina-se a espessura necessária de aterro quando da utilização de geotêxtil ( $h'$ ):

$$h' = h_0' - \Delta h \quad (2.12)$$

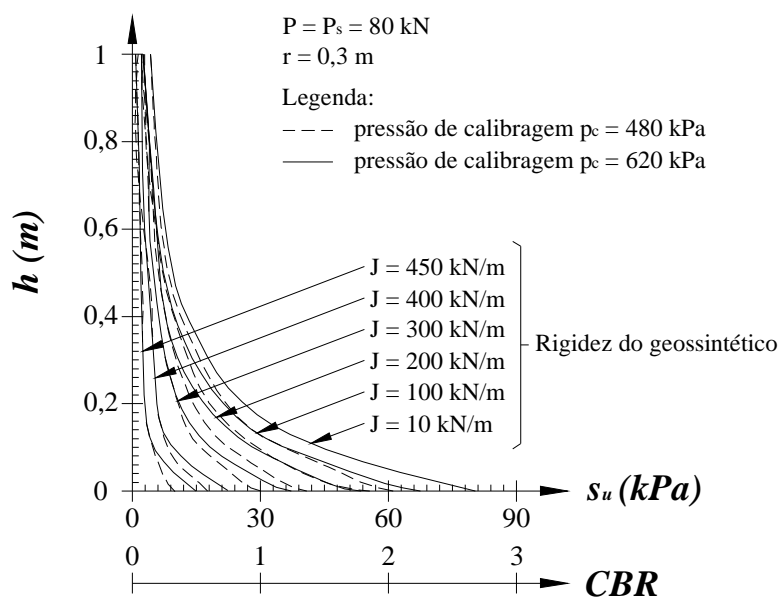


Figura 2.6 - Espessura do agregado ( $h$ ) versus resistência não-drenada do solo do subleito - análise *quasi*-estática para o caso com geotêxtil (Giroud & Noiray, 1981).

Houlsby *et al.* (1989) apresentaram como principal desvantagem do método de Giroud & Noiray (1981) o fato de que, na prática, a contribuição do efeito membrana é muito pequena, exceto para grandes profundidades de rodeira, o que muitas vezes é inaceitável. Além disso, a melhoria prevista devido à utilização do reforço corresponde à escolha de um fator arbitrário ( $2 + \pi$ ), juntamente com uma mudança no ângulo de espraiamento da carga no aterro. O cálculo da rodeira pode ser aplicado apenas para tráfego canalizado e, finalmente, a determinação do esforço de tração no reforço é baseada no conceito de firme ancoragem, o que pode ser, segundo esses autores, uma ênfase desnecessária nesse fator.

### **2.2.1.3. Método de Houlsby *et al.* (1989)**

Houlsby *et al.* (1989) desenvolveram um método para dimensionamento de estradas não-pavimentadas reforçadas e não-reforçadas sobre solo mole. Para o caso reforçado, pode-se ter um geotêxtil ou uma geogrelha colocada na interface aterro-subleito.

Neste método, uma carga vertical aplicada sobre a superfície do aterro causa o surgimento de tensões horizontais, assim como, de tensões verticais sob a área carregada. O empuxo horizontal resultante é parcialmente resistido pelas tensões horizontais desenvolvidas no aterro fora da área carregada, mas também responde pelo surgimento de tensões cisalhantes que atuam na superfície do solo mole do subleito e são direcionadas para fora da área carregada. Como consequência, a capacidade de carga do subleito é reduzida. Se o reforço é utilizado, as tensões cisalhantes são absorvidas pelo reforço que é, então, submetido às tensões de tração e apenas tensões verticais são transmitidas para o subleito argiloso, permitindo a mobilização da capacidade de carga total da camada de argila.

Neste caso, mesmo considerando pequenas profundidades de rodeira, o reforço ajuda a melhorar o desempenho da estrada, já que a atuação do mesmo não depende da mobilização do efeito membrana. A rigidez axial do reforço passa a ter maior relevância do que o efeito de ancoragem, pois a tração no reforço resulta das tensões cisalhantes que atuam sobre a superfície do subleito.

Houlsby *et al.* (1989) consideram nas análises a condição de deformação plana, aplicando um carregamento distribuído numa faixa da superfície do aterro. Neste método, considera-se o comportamento da camada de argila como não-drenado, com uma resistência constante igual a  $s_u$ . Assume-se que o aterro granular está seco, ou seja, tensões totais e efetivas coincidem. A tensão vertical dentro do aterro ( $\sigma'_v$ ) é estimada considerando-se um ângulo de espraiamento da carga ( $\beta$ ), como apresenta a Figura 2.7. Se a pressão de contato do pneu com a região *ab* da Figura 2.7 é  $p$ , a tensão vertical numa profundidade  $z$ , abaixo da superfície, na região *abde* é dada por:

$$\sigma'_v = \gamma z + \frac{pB}{B + z \tan \beta} \quad (2.13)$$

Onde:

$\sigma'_v$  = tensão vertical dentro do aterro;

$p$  = pressão de contato do pneu com a superfície do aterro;  
 $B$  e  $B'$  = definidos conforme Figura 2.7;  
 $\beta$  = ângulo de espraio da carga no aterro;  
 $\gamma$  = peso específico do material do aterro.

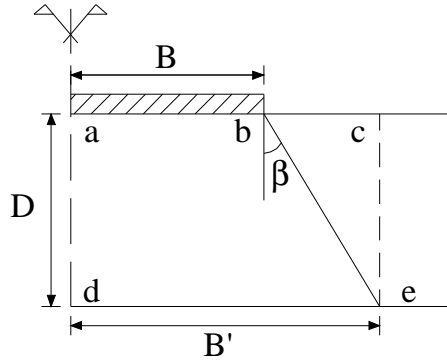


Figura 2.7 - Ângulo de espraio sob um carregamento em faixa.

A Figura 2.8 apresenta esquematicamente as características em que o método está baseado. A curva ABCDE corresponde à envoltória de tensões verticais ( $\sigma_{va}$ ) e tensões cisalhantes ( $\tau_a$ ) disponíveis na superfície da camada de argila.

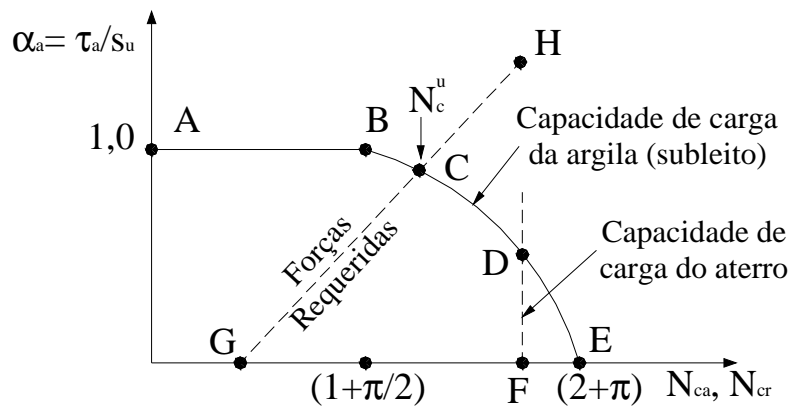


Figura 2.8 – Diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes para a ruptura de um carregamento em faixa (Houlsby *et al.*, 1989).

A equação a seguir apresenta a solução exata fornecida pela teoria da plasticidade para o fator de capacidade de carga, considerando-se um carregamento em faixa sobre a superfície da camada de argila:

$$N_{ca} = 1 + \frac{\pi}{2} + \arccos \alpha_a + \sqrt{1 - \alpha_a^2} \quad (2.14)$$

Onde:

$N_{ca}$  = fator de capacidade de carga disponível;

$\alpha_a = \tau_a/s_u$

$\tau_a$  = tensão cisalhante disponível;

$s_u$  = resistência não-drenada do solo do subleito.

A linha reta GCH, apresentada na Figura 2.8, corresponde à combinação da tensão cisalhante e da capacidade de carga requeridas,  $\tau_r$  e  $N_{cr}$ , respectivamente, e é definida pela seguinte equação:

$$\alpha_r = \frac{1}{2}(K_a - K_p) \frac{\gamma D^2}{s_u B'} + N_{cr} \left[ \frac{K_a}{\text{tg}\beta} \ln \frac{B'}{B} - \text{tg}\delta \right] \quad (2.15)$$

Onde:

$\alpha_r = \tau_r/s_u$ ;

$\tau_r$  = tensão cisalhante requerida;

$N_{cr}$  = fator de capacidade de carga requerida;

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo,  $(1-\sin\phi)/(1+\sin\phi)$ ;

$K_p$  = coeficiente de empuxo passivo,  $1/K_a$ ;

$\phi$  = ângulo de atrito interno do material do aterro;

$B$  e  $B'$  = definidos conforme Figura 2.7;

$\delta$  = ângulo de interação entre o carregamento e a superfície do aterro.

O ponto C, na Figura 2.8, corresponde ao ponto de interseção entre as tensões cisalhantes e normais disponíveis e requeridas, e fornece o máximo valor da capacidade de carga a ser considerada no projeto de estradas não-pavimentadas não-reforçadas ( $N_c^u$ ). Em alguns casos, o ponto de interseção C cai no segmento AB da Figura 2.8, o que indica que a tensão cisalhante é totalmente mobilizada na argila e  $N_c^u$  é menor que  $1 + \pi/2$ . Em outros casos, o ponto G pode cair à direita do ponto E na Figura 2.8, o que indica que tensões cisalhantes não foram mobilizadas na camada de argila, que dispõe então de toda a sua capacidade de carga, ou seja,  $2 + \pi$ . Na maioria dos casos o ponto C cai no segmento BE da curva. A carga limite para o caso não-reforçado ( $p_u$ ) pode ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$p_u = N_c^u s_u \frac{B'}{B} \quad (2.16)$$

Onde:

$p_u$  = carga limite para o caso não-reforçado;

$N_c^u$  = fator de capacidade de carga para estradas não-pavimentadas não-reforçadas.

Para o caso reforçado, considera-se que a camada de argila pode desenvolver toda a sua capacidade de carga  $N_c = (2 + \pi)$  e a carga limite a ser aplicada na superfície do aterro será dada pela seguinte equação:

$$p_r = (2 + \pi)s_u \frac{B'}{B} \quad (2.17)$$

Onde:

$p_r$  = carga limite para o caso reforçado.

A carga de tração, T, requerida no reforço será dada por:

$$T = \tau_r B' = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\text{tg} \beta} \ln \frac{B'}{B} - p B \text{tg} \delta \quad (2.18)$$

Onde:

T = carga de tração requerida no reforço;

$\gamma$  = peso específico do material do aterro;

D = espessura do aterro.

O dimensionamento da estrada deve proceder iterativamente. A espessura do aterro (D) é tratada como um parâmetro conhecido, enquanto a pressão (p) aplicada sobre a superfície do aterro é o parâmetro a ser determinado. As limitações desse método, segundo os próprios autores, correspondem à simplificação do problema para o caso de deformação plana e à consideração apenas da carga de ruptura para um carregamento estático simples.

Milligan *et al.* (1989) apresentaram combinações da espessura do aterro, resistência do aterro e do subleito para as quais a utilização do material de reforço é altamente benéfica, e outras para as quais não se tem qualquer contribuição em termos de melhoria do desempenho da estrada não-pavimentada. A Tabela 2.1 apresenta, para essas combinações, a razão entre a carga de ruptura da estrada reforçada ( $p_r$ ) e a carga de ruptura da estrada sem reforço ( $p_u$ ).

De acordo com a Tabela 2.1, Milligan *et al.* (1989) concluem que pouco, ou nenhum, benefício é obtido do reforço para os casos em que um aterro resistente (alto valor de  $\phi$ ) é disposto sobre subleito constituído de solo mole. O mesmo ocorre para aterros pouco resistentes sobre subleitos firmes. No primeiro caso, segundo os autores, a resistência passiva do aterro é suficiente para reduzir as forças cisalhantes que agem para fora do eixo de simetria na base do aterro, enquanto, no segundo caso, a carga é limitada pela ruptura ocorrendo

dentro do aterro, para ambos os casos sem e com reforço. Um melhor benefício é obtido do reforço para aterros fracos sobre subleitos muito moles, aterros medianamente resistentes sobre subleitos firmes e aterros resistentes sobre subleitos firmes. No caso de aterros fracos, existe a tendência de que a ruptura ocorra dentro do aterro, o que pode ser evitado reforçando-se o mesmo. No caso de aterros resistentes sobre subleitos firmes, o efeito do reforço é o de melhorar o desempenho do sistema, que já é satisfatório para o caso não-reforçado.

Tabela 2.1 – Razão  $p_r/p_u$  da carga de ruptura da estrada reforçada ( $p_r$ ) e da carga de ruptura da estrada sem reforço ( $p_u$ ) para diversos valores de  $s_u$  e D (Milligan *et al.*, 1989).

$s_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	D (m)	$p_r/p_u$		
		$f = 30^\circ$	$f = 38^\circ$	$f = 45^\circ$
10	0,2	1,29	1,10	1,00
10	0,4	1,30 (1,14) *	1,02	1,00
10	0,6	1,00 **	1,00	1,00
30	0,2	◇	1,22	1,11
30	0,4	◇	1,31	1,09
30	0,6	◇	1,31 (1,06) *	1,04
80	0,2	◇	◇	1,16
80	0,4	◇	◇	1,25
80	0,6	◇	◇	1,29

\* Valores dentro de parênteses referem-se aos casos onde o carregamento no aterro reforçado é limitado pela ruptura do aterro. O valor mais elevado é apenas alcançado quando a ruptura do aterro é evitada pelo reforço adicional no aterro.

\*\* Ruptura no aterro ocorre para os casos sem e com reforço.

◇ Ruptura no aterro ocorre para os casos sem e com reforço. A carga de ruptura no aterro é menor do que a carga de ruptura do subleito sem aterro.

#### 2.2.1.4. Método de Houlsby & Jewell (1990)

Houlsby & Jewell (1990) ampliaram o método de Houlsby *et al.* (1989) para a condição axi-simétrica de carregamento. Para isso, consideraram o equilíbrio de setores elementares de solo abaixo da área carregada. A seção vertical de cada setor é similar à apresentada na Figura 2.7, substituindo-se B e B' por R e R', respectivamente, e assume-se que a tensão vertical devida ao carregamento é reduzida de acordo com o ângulo de espraiamento ( $\beta$ ). A tensão cisalhante requerida para o caso axi-simétrico é dada pela seguinte expressão:

$$\tau_r = (K_a - K_p) \left( \frac{R + 2R'}{3R'^2} \right) \gamma D^2 + \frac{2K_a p}{\text{tg}\beta} \left( \frac{R}{R'} \right)^2 \ln \left( \frac{R'}{R} \right) - p \left( \frac{R}{R'} \right)^2 \text{tg}\delta \quad (2.19)$$

Onde:

$\tau_r$  = tensão cisalhante requerida;

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo,  $(1-\sin\phi)/(1+\sin\phi)$ ;

$K_b$  = coeficiente de empuxo passivo,  $1/K_a$ ;

$\phi$  = ângulo de atrito interno do material do aterro;

$R$  = raio da área de contato do pneu com a superfície do aterro;

$R'$  = raio da área carregada na superfície do subleito;

$\gamma$  = peso específico do material do aterro;

$D$  = espessura do aterro;

$\beta$  = ângulo de espraiamento da carga no aterro;

$p$  = pressão de contato do pneu com a superfície do aterro.

$\delta$  = ângulo de interação entre o carregamento e a superfície do aterro.

A tensão vertical na interface aterro-subleito ( $\sigma_r$ ) é expressa por:

$$s_r = gD + p \left( \frac{R}{R'} \right)^2 \quad (2.20)$$

As Equações 2.19 e 2.20 definem as tensões cisalhantes e normais requeridas na camada de argila (reta GCH na Figura 2.8). Conforme mencionado anteriormente, as tensões cisalhantes que agem na interface aterro-subleito para fora do eixo de simetria da estrada reduzem a capacidade de carga da argila mole. Ao contrário do que ocorre no caso de deformação plana, não se pode expressar a redução da capacidade de carga do caso axi-simétrico analiticamente. A Tabela 2.2 apresenta os valores de tensões cisalhantes e capacidades de carga disponíveis que, quando combinados, definem a envoltória de resistência da camada de argila (curva ABCDE na Figura 2.8).

O dimensionamento de estradas não-pavimentadas não-reforçadas segue os mesmos procedimentos adotados no método de Hously *et al.* (1989). Para o caso reforçado, considerando-se que o reforço é suficientemente resistente, assume-se que este absorve as tensões cisalhantes e apenas as tensões verticais são transmitidas para o subleito. Neste caso, o fator de capacidade de carga igual a 5,69 é desenvolvido. A carga limite a ser aplicada na superfície do aterro será dada pela seguinte equação:

$$p_r = 5,69s_u \left( \frac{R'}{R} \right)^2 \quad (2.21)$$

Onde:

$p_r$  = carga limite para o caso reforçado;

$s_u$  = resistência não-drenada do solo do subleito.



O máximo esforço de tração no reforço, que ocorre abaixo do centro da área carregada, é dado pela seguinte expressão, onde  $\tau_r$  é calculado pela Equação 2.19.

$$T = t_r R' \quad (2.22)$$

Onde:

T = carga de tração requerida no reforço;

$\tau_r$  = tensão cisalhante requerida.

Tabela 2.2 – Variação de  $N_{ca}$  com  $\alpha_a = \tau_a/s_u$  na base do carregamento circular.

$\alpha_a = t_a/s_u$	$N_{ca}$
0,0	5,694
0,1	5,590
0,2	5,478
0,3	5,351
0,4	5,208
0,5	5,046
0,6	4,859
0,7	4,638
0,8	4,366
0,9	4,002
1,0	$\leq 3,071$

O método de Houlsby & Jewell (1990) foi desenvolvido em termos de um carregamento monotônico vertical e não considera a influência do carregamento repetitivo. Da mesma maneira que no método de Houlsby *et al.* (1989), a ênfase de Houlsby & Jewell (1990) está na absorção pelo reforço das tensões cisalhantes que agiriam na redução da capacidade de carga do subleito.

### **2.2.1.5. Método de Jewell (1996)**

Jewell (1996) acrescentou ao método de Houlsby & Jewell (1990) a consideração do efeito do tráfego para a determinação da espessura necessária da camada de aterro e da resistência à tração requerida do reforço. A partir de ensaios de campo em estradas não-pavimentadas, verificou-se uma redução progressiva na capacidade de carga com a repetição do carregamento. A perda de resistência ocorre de uma maneira rápida inicialmente, mas diminui à medida que aumenta o número de repetições de carga. Verificou-se também que a taxa de degradação é menor em estradas não-pavimentadas reforçadas. Jewell (1996) apresenta a expressão a seguir correspondente ao modelo de degradação obtido a partir desses ensaios:

$$\frac{P_n}{P_s} = \frac{(p/s_u)_n}{(p/s_u)_s} = \left( \frac{N_s}{N} \right)^{\text{exp}} = f_n \quad (2.23)$$

Onde:

$P_n$  = carga a ser aplicada N vezes;

$P_s$  = carga estática equivalente a N repetições;

$(p/s_u)_n$  = intensidade da carga a ser aplicada N vezes.

$(p/s_u)_s$  = intensidade da carga estática equivalente a N repetições.

$N_s$  = número de repetições da carga estática (sugere-se  $N_s = 5$ );

$N$  = número de repetições da carga;

$f_n$  = coeficiente de fadiga.

Jewell (1996) sugere que o valor da taxa de degradação, *exp*, seja igual a 0,30 para o caso não-reforçado e que, para o caso reforçado, este valor seja adotado entre 0,16 e 0,30, dependendo das propriedades do reforço. No caso da estrada não-reforçada, uma análise estática é usada para encontrar a espessura do aterro requerida para suportar a carga estática equivalente,  $(p/s_u)_s$ . Para o projeto da estrada reforçada, Jewell (1996) apresenta a seguinte equação:

$$\left( \frac{D}{R} \right)_n = \frac{1}{\text{tg } b} \left( \sqrt{\left( \frac{(p/s_u)_n}{5,69 f_n} \right)} - 1 \right) \quad (2.24)$$

Como incertezas desse método, Jewell (1996) destaca a definição da taxa de degradação que deve ser aplicada quando uma estrada não-pavimentada é reforçada por um geossintético com rigidez insuficiente e a análise para a capacidade de carga do aterro sob carga repetitiva.

### 2.2.1.6. Método de Palmeira & Cunha (1993) e Palmeira (1998)

Palmeira & Cunha (1993) apresentaram um procedimento teórico para avaliar o desempenho de estradas não-pavimentadas construídas sobre solos moles e sujeitas à manutenção periódica de sua superfície. A metodologia foi desenvolvida para os casos sem e com geossintético e foi aperfeiçoada por Palmeira (1998).

Durante a construção de estradas não-pavimentadas sobre solos muito moles, podem ocorrer grandes deformações do subleito causadas pelos próprios veículos que estão construindo o aterro, tais como, tratores, ou por caminhões carregados que trazem o material para a construção da estrada. Como consequência disso, as primeiras deformações no geossintético

se devem à passagem dos veículos que espalham e compactam o solo ou trafegam sobre as finas camadas de aterro (Palmeira, 1998). A Figura 2.9 apresenta a geometria típica de uma estrada não-pavimentada, considerada na metodologia. O mecanismo de ruptura, quando da formação da rodeira, é apresentado na Figura 2.10.

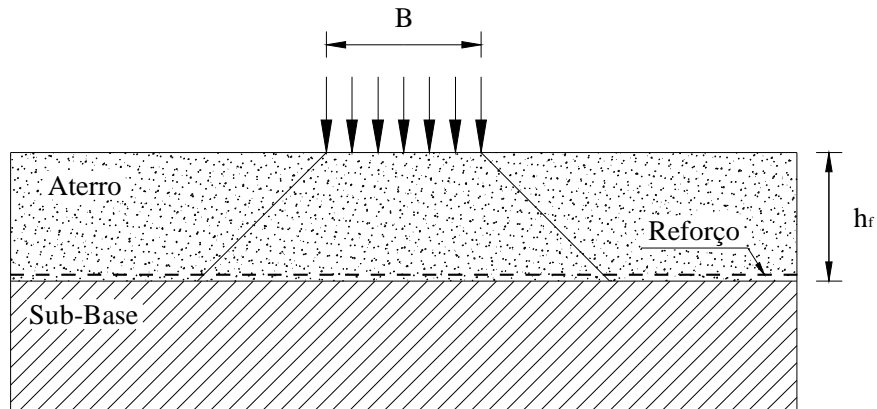


Figura 2.9 – Geometria típica de uma estrada não-pavimentada reforçada (Palmeira, 1998).

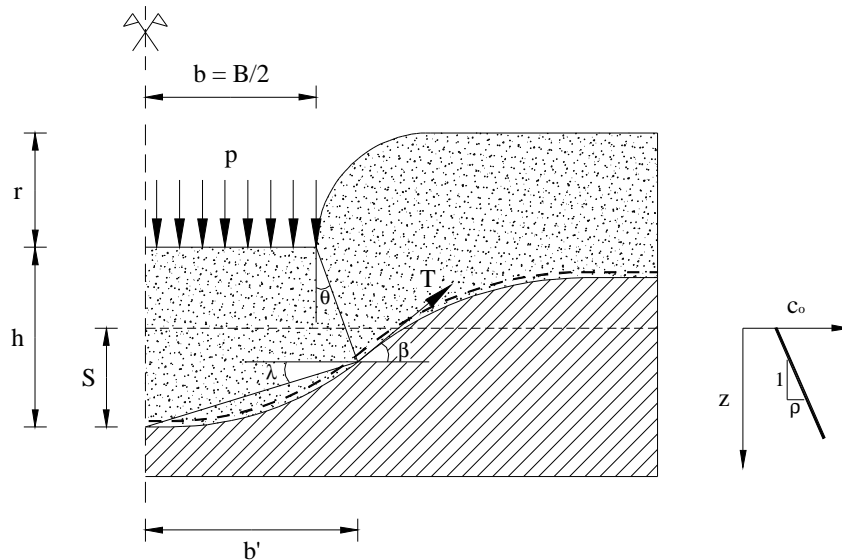


Figura 2.10 – Mecanismo de ruptura durante espalhamento do material do aterro (Palmeira, 1998).

Palmeira (1998) apresenta a seguinte expressão para uma estimativa da altura mínima da camada de aterro compactada sob o trator, de forma a evitar a ruptura do aterro e o aparecimento de rodeira excessiva:

$$h_0 = \frac{b}{tgq} \left( \frac{p}{N_c c_0} - 1 \right) \quad (2.25)$$

Onde:

$h_0$  = altura mínima da camada de aterro (para um fator de segurança igual a 1,0);

$p$  = pressão vertical na superfície;

$b$  = metade da largura da esteira do trator;

$\theta$  = ângulo de espraçamento da carga;

$N'_c$  = fator de capacidade de carga para o subleito;

$c_0$  = resistência não-drenada do solo mole na superfície do subleito.

O valor de  $N'_c$  deve ser igual a  $\pi + 2$ , para estradas reforçadas, e no caso de estradas sem reforço, deve ser calculado conforme Equação 2.14, desenvolvida por Houlsby *et al.* (1989) e apresentada novamente a seguir:

$$N'_c = 1 + \frac{\pi}{2} + \arccos \alpha + \sqrt{1 - \alpha^2} \quad (2.26)$$

Onde:

$\alpha$  = razão entre a tensão cisalhante mobilizada e a resistência não-drenada na superfície do subleito.

No caso do trator se movimentar sobre uma camada de aterro com espessura igual ou inferior à calculada na Equação 2.25, deslocamentos verticais significativos ocorrerão na superfície do subleito. A profundidade alcançada dentro do subleito devido a esses deslocamentos é calculada, para a estrada reforçada, pela seguinte expressão (ver Figura 2.10):

$$S = \frac{pb - T \operatorname{sen} \beta}{r N_c (b + h \operatorname{tg} \theta)} - \left( \frac{c_0}{r} + 2b \right) \quad (2.27)$$

Onde:

$S$  = máximo recalque na superfície do subleito;

$T$  = força de tração no geossintético;

$\beta$  = ângulo de inclinação de  $T$  com a direção horizontal;

$N_c$  = fator de capacidade de carga do subleito considerando-se a cunha com a base inclinada;

$\rho$  = conforme definido no gráfico  $c_0 \times z$  da Figura 2.10.

Segundo Palmeira & Cunha (1993), o fator  $N_c$  pode ser calculado pela seguinte expressão, para o caso reforçado:

$$N_c = p + 2 - 2l \quad (2.28)$$

Onde  $\lambda$  é o ângulo entre a base da cunha do aterro e a horizontal. Expressões empíricas foram obtidas por Palmeira & Cunha (1993) para estimar os valores de  $\beta$ ,  $\lambda$  e da deformação de

tração média ( $\epsilon$ ). No reforço, essas expressões foram desenvolvidas para estradas com razões  $h_f/B \leq 0,7$  (Figura 2.9) e são apresentadas abaixo:

$$\frac{b}{p} = 0,237 + 0,191 \log_{10} \frac{S}{B} \quad (b \text{ em radianos}) \quad (2.29)$$

$$\frac{I}{p} = 0,156 + 0,133 \log_{10} \frac{S}{B} \quad (I \text{ em radianos}) \quad (2.30)$$

$$e = 0,5\sqrt{1+3,5tg^2 I} + \frac{0,27}{tg I} \ln\left(1,87tg I + \sqrt{1-3,5tg^2 I}\right) - 1 \quad (2.31)$$

Assumindo uma relação linear entre a força de tração e a deformação de tração no geotêxtil, as Equações 2.25 e 2.27 podem ser combinadas para obter a seguinte expressão, que relaciona o deslocamento vertical máximo na interface aterro-subleito ( $S$ ) e a deformação no geotêxtil:

$$\frac{S}{B} = \frac{\frac{p}{c_0} - 2senb \frac{J}{c_0 B} e}{N_c \frac{rB}{c_0} \left\{ 1 + k \left[ \frac{1}{(p+2) c_0} \frac{p}{c_0} - 1 \right] \right\}} - \left( \frac{c_0}{rB} + 1 \right) \quad (2.32)$$

Onde:

$k$  = razão entre  $h$  e  $h_0$ ;

$B$  = largura da área de contato do pneu com a superfície do aterro;

$\rho$  = conforme definido no gráfico  $c_0 \times z$  da Figura 2.10.

Palmeira (1998) apresenta diversos ábacos para a estimativa da deformação no geotêxtil, considerando  $k = 0,5$  e diferentes valores de grupos adimensionais ( $c_0/\rho B$ ,  $J/c_0 B$ ). Calcula-se, então, o recalque  $S$ , utilizando a Equação 2.32 e compara-se com o valor de  $h$ , onde  $h = kh_0$  e  $h_0$  dado pela Equação 2.25.

No caso de aparecimento de rodeiras com grandes profundidades numa estrada não-pavimentada, principalmente no caso de péssimas condições de manutenção, apenas preenche-se a rodeira e compacta-se o novo material. O mecanismo de ruptura após o reparo da estrada é apresentado na Figura 2.11 (Palmeira,1998).

Na Figura 2.11, a região ABCD está dentro do material compactado, enquanto o bloco CDEF é composto da estrada original que sofreu a ruptura. Assume-se que a ruptura, na região reparada, se desenvolve ao longo do plano vertical BC, devido ao mecanismo de punção do

bloco, abaixo da região ABCD. O mecanismo de ruptura do subleito constituído por solo mole é apresentado na Figura 2.12.

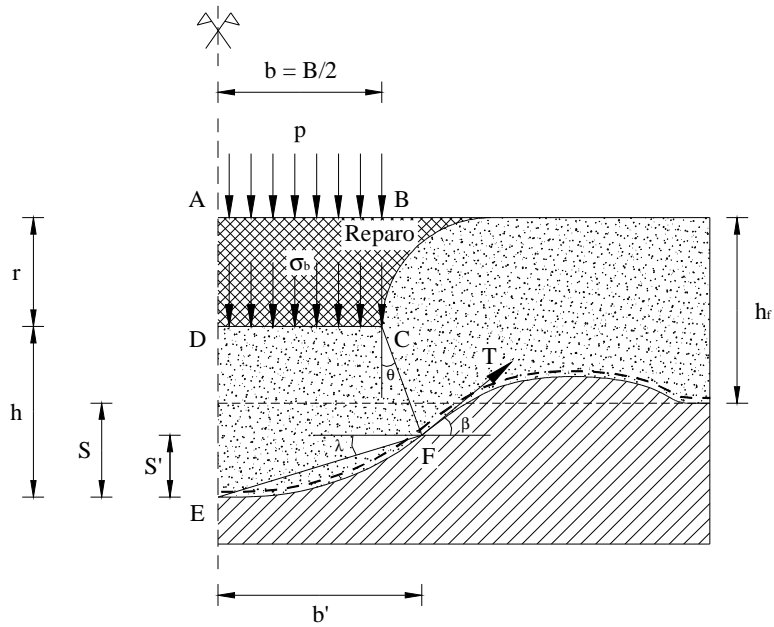


Figura 2.11 – Mecanismo de ruptura após reparo da superfície (Palmeira, 1998).

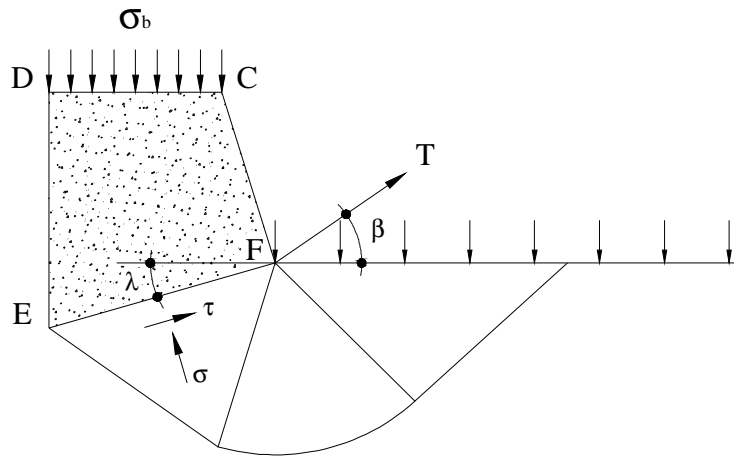


Figura 2.12 – Mecanismo de ruptura do subleito constituído por solo mole (Palmeira, 1998).

Palmeira (1998) apresentou a seguinte expressão para o cálculo da tensão vertical na base da rodovia:

$$s_b = pe^{-2K_a tg f' \frac{r}{B}} - \frac{2c' - gB}{2K_a tg f'} \left( 1 - e^{-2K_a tg f' \frac{r}{B}} \right) \quad (2.33)$$

Onde:

$\sigma_b$  = tensão vertical na base da rodovia;

$\gamma$  = peso específico do aterro;  
 $K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;  
 $c'$  = coesão do solo;  
 $\phi'$  = ângulo de atrito do solo (valor de pico).

De acordo com a Figura 2.12, a partir do equilíbrio do bloco CDEF e da capacidade de carga do subleito, define-se a seguinte expressão para o cálculo da pressão vertical,  $\sigma_b$ , na base da rodeira:

$$s_b = \frac{b'}{b} s + \frac{b'}{b} tg I t - \frac{W}{b} + \frac{T sen b}{b} \quad (2.34)$$

Onde:

$\sigma$  = capacidade de carga do subleito;  
 $\tau$  = tensão cisalhante;  
 $W$  = peso do bloco DCEF;  
 $T$  = força de tração no reforço.

A capacidade de carga da fundação é dada por:

$$s = N_c s_u + g h_f + g_s (S - S') \quad (2.35)$$

Onde  $\gamma_s$  é o peso específico do material do subleito;  $s_u$  é a resistência não-drenada do subleito,  $h_f$ ,  $S$  e  $S'$  são as dimensões apresentadas na Figura 2.11. O valor de  $N_c$  é dado pela Equação 2.28,  $\lambda$  é dado pela Equação 2.30, para estradas reforçadas. No caso de estradas não-reforçadas,  $\lambda$  é calculado pela seguinte expressão:

$$\frac{I_{unr}}{p} = 0,247 + 0,236 \log_{10} \frac{S}{B} \quad (2.36)$$

Reescrevendo a Equação 2.33, tem-se:

$$p = s_b e^{2K_a tg f' \frac{r}{B}} + \frac{2c' - gB}{2K_a tg f'} \left( e^{2K_a tg f' \frac{r}{B}} - 1 \right) \quad (2.37)$$

Os valores de  $\sigma_b$  e  $\sigma$  são calculados pelas Equações 2.34 e 2.35, respectivamente, usando valores de  $\lambda$  e  $\theta$ , para os casos sem e com reforço. No caso de um segundo reparo, conforme apresenta a Figura 2.13, a capacidade de carga após o segundo reparo é dada pela seguinte expressão:

$$p = s_a e^{\frac{2K_a \tan f' r}{B}} + \frac{2c' - gB}{2K_a \tan f'} \left( e^{\frac{2K_a \tan f' r}{B}} - 1 \right) \quad (2.38)$$

$$s_a = s_b e^{\frac{2K_{acv} \tan f' r_0}{B}} + \frac{2c'_{cv} - gB}{2K_{acv} \tan f'_{cv}} \left( e^{\frac{2K_{acv} \tan f'_{cv} r_0}{B}} - 1 \right) \quad (2.39)$$

Onde:

$r_0$  = profundidade da primeira rodeira reparada (correspondente ao bloco A'B'CD, na Figura 2.13);

$r$  = profundidade da segunda rodeira reparada (bloco ABB'A', na Figura 2.13);

$K_{acv}$ ,  $c_{cv}$  e  $\phi_{cv}$  são o coeficiente de empuxo ativo e os parâmetros de resistência a volume constante ao longo dos planos verticais da primeira rodeira.

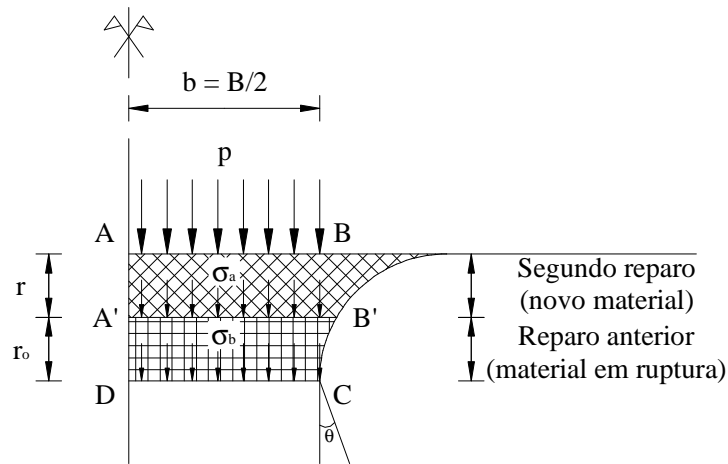


Figura 2.13 – Dois reparos sucessivos da superfície da estrada (Palmeira, 1998).

### 2.3. FERROVIAS

A infra-estrutura da estrada de ferro é constituída pela terraplenagem e por todas as obras situadas abaixo do greide de terraplenagem. A superfície final de terraplenagem é denominada *leito* ou *plataforma* da estrada. A superestrutura da estrada de ferro é constituída principalmente pelo *sublastro*, *lastro*, *dormentes* e *trilhos*. A Figura 2.14 apresenta os principais elementos constituintes da infra-estrutura e da superestrutura de estradas de ferro.

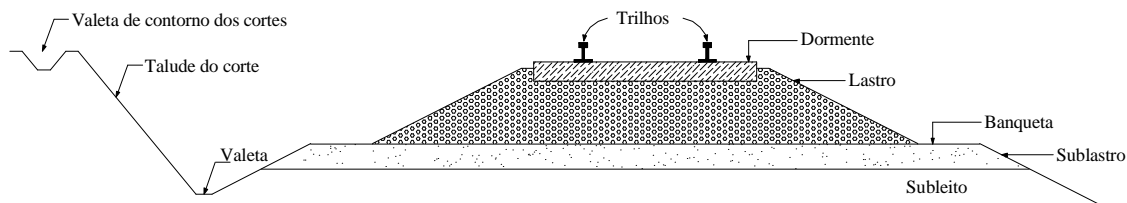


Figura 2.14 – Seção transversal de uma estrada de ferro (Brina, 1979).



### **2.3.1. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DA VIA FERROVIÁRIA**

A seguir, serão apresentadas algumas características dos principais elementos que constituem a via ferroviária.

#### **2.3.1.1. Trilhos**

Os trilhos desempenham a função de suportar e guiar os trens, acomodando as rodas dos veículos e distribuindo as cargas sobre os dormentes.

#### **2.3.1.2. Dormentes**

A função dos dormentes é transferir as cargas verticais, laterais e longitudinais provenientes dos trilhos para o lastro. Além disso, os dormentes devem preservar a bitola (distância entre as faces internas das duas filas de trilhos, medida a 12 mm abaixo do plano de rodagem) e inclinação dos trilhos. Os dormentes podem ser de madeira, concreto ou aço e devem apresentar resistência mecânica e às intempéries por um longo período de tempo.

#### **2.3.1.3. Lastro**

O lastro é o elemento da superestrutura que tem por funções principais (Bathurst, 1978):

- § Fornecer uma superfície de suporte firme, contínua e uniforme para os dormentes e trilhos;
- § Distribuir convenientemente os esforços resultantes das cargas dos veículos para o sublastro e subleito de forma a reduzir as tensões induzidas a níveis que não causarão recalques excessivos na superfície do subleito;
- § Fornecer suporte lateral e longitudinal para o dormente e drenagem adequada;
- § Manter a capacidade de suporte sob carregamento dinâmico.

O material que constitui o lastro deve apresentar qualidades como resistência aos esforços transmitidos pelos dormentes e aos agentes atmosféricos; permeabilidade, para permitir uma boa drenagem; granulometria adequada e quantidade de finos limitada (Brina, 1979).

#### **2.3.1.4. Sublastro**

O sublastro é um elemento da superestrutura ferroviária que apresenta como principais funções as seguintes (Brina, 1979):

- § Aumentar a capacidade de suporte do subleito, funcionando como uma camada de transição para melhor distribuição do carregamento;
- § Evitar a penetração mútua dos materiais do lastro e subleito;
- § Melhorar a resistência do leito à erosão e à penetração de água.

Em geral, recomenda-se uma espessura mínima de 20 cm para o sublastro. Como características dos materiais que o constituem pode-se destacar (Brina, 1979):

- § IG (índice de grupo) igual a 0 (zero);
- § LL (limite de liquidez) no máximo igual a 35%;
- § IP (Índice de plasticidade) no máximo igual a 6 (seis);
- § Classificação HRB (“*Highway Research Board*”) correspondente de preferência ao grupo A1;
- § Expansão máxima de 1%;
- § CBR (Índice de Suporte Califórnia) no mínimo igual a 30%;
- § Peso específico aparente resultante da compactação correspondente a 100% do obtido no ensaio Proctor Normal.

### **2.3.2. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NOS ELEMENTOS DAS FERROVIAS**

Um programa de ensaios de campo e de laboratório foi realizado em 1918 para a investigação do desempenho dos elementos de uma ferrovia. A. N. Talbot chefiou o comitê de investigação e chegou a algumas conclusões que serão brevemente descritas a seguir (Bathurst, 1978):

- § Sob carregamento estático, existe pouca diferença na forma e na taxa de transmissão da pressão abaixo do dormente para os materiais de lastro testados (pedra britada, cascalho e areia);
- § Pressões verticais se tornaram constantes numa profundidade de aproximadamente 500 mm abaixo de um dormente de largura padrão igual a 200 mm;
- § As pressões transmitidas pelos dormentes ao lastro foram maiores nas extremidades dos dormentes;
- § A concentração de pressões verticais abaixo de um dormente de largura padrão igual a 200 mm foi maior numa profundidade igual a 9 mm (abaixo do dormente) do que na interface dormente/lastro.

Outro estudo apresentado por Bathurst (1978) sobre a distribuição de tensões no subleito de ferrovias corresponde a uma investigação reportada por Heath *et al.* (1972) de ensaios conduzidos pela “*British Rail*”.

Os primeiros ensaios foram conduzidos sob carregamento dinâmico e observou-se que há uma relação linear entre o carregamento aplicado e as tensões no subleito, que independe da taxa e padrão de carregamento. Verificou-se também que as tensões verticais medidas dentro do subleito podem ser previstas pela teoria da elasticidade.

A segunda série de ensaios foi conduzida sob carregamento *quasi*-estático e concluiu-se que a rigidez do dormente não influencia na distribuição de tensões verticais no subleito, que se torna uniforme 0,60 m abaixo da camada de lastro de espessura igual a 0,23 m.

### **2.3.3. DIMENSIONAMENTO DO LASTRO DE FERROVIA**

A seguir serão descritos alguns métodos de dimensionamento para a determinação da altura da camada de lastro de uma ferrovia e considerações sobre a capacidade de suporte do subleito.

#### **2.3.3.1. American Railway Engineering Association (AREA)**

A determinação da altura da camada de lastro vem sendo feita a partir de recomendações de órgãos como a AREA (“*American Railway Engineering Association*”) que propõe a utilização de uma das seguintes equações (Bathurst, 1978):

(1) Equação de Talbot

$$p_c = \frac{16,8 p_m}{h^{1,25}} \quad (2.40)$$

(h em polegadas)

(2) Equação da “*Japanese National Railways*” (JNR)

$$p_c = \frac{50 p_m}{10 + h^{1,35}} \quad (2.41)$$

(h em centímetros)

(3) Equação de Boussinesq

$$p_c = \frac{6q_0}{2ph^2} \quad (2.42)$$

(4) Fórmula de Love

$$p_c = p_m \left\{ 1 - \left[ \frac{1}{1 + \frac{r^2}{h^2}} \right]^{3/2} \right\} \quad (2.43)$$

Onde:

$p_c$  = máxima intensidade da pressão no subleito (inferior a 138 kN/m<sup>2</sup>);

$p_m = 2q_0/A_b$  = intensidade da pressão de contato no lastro (inferior a 450 kN/m<sup>2</sup>);

$h$  = profundidade do lastro abaixo do dormente;

$r$  = raio de uma área circular uniformemente carregada cuja área equivale à área efetiva de suporte de um trilho;

$q_0$  = carga no trilho;

$A_b$  = área de suporte efetiva abaixo de cada trilho para um dormente de madeira.

A área de suporte efetiva abaixo de cada trilho é definida pela seguinte expressão:

$$A_b = b(l - 60) \left[ 1 - \frac{0,018(l - 60)}{t^{0,75}} \right] \quad (2.44)$$

Onde:

$b$  = largura do dormente, em polegadas;

$l$  = comprimento do dormente, em polegadas;

$t$  = espessura do dormente, em polegadas.

Segundo Raymond (1978b), as duas equações empíricas sugeridas pela AREA (Talbot e JNR) foram desenvolvidas para bitolas estreitas. Além disso, ambas as equações foram desenvolvidas para a pressão entre o lastro e o dormente como sendo a pressão média sobre toda a área do dormente e não sobre uma área reduzida,  $A_b$ , como sugerido pelos autores da AREA.

As duas equações teóricas (Boussinesq e Love), segundo Raymond (1978b), não levam em consideração qualquer influência da carga aplicada sobre o trilho adjacente ou sobre os trilhos apoiados nos dormentes vizinhos.

Devido ao fato de que os resultados obtidos por essas quatro equações variam bastante, muitas vezes a espessura da camada de lastro é especificada segundo a experiência do projetista com obras anteriores.

### **2.3.3.2. Li & Selig (1998)**

Li & Selig (1998a) desenvolveram um método de dimensionamento para determinar a espessura da camada granular requerida para prevenir e remediar rupturas no subleito devidas ao carregamento repetitivo. A espessura da camada granular corresponde a uma combinação das espessuras das camadas de lastro e sublastro entre a superfície do subleito e a face inferior do dormente. As rupturas no subleito correspondem à ruptura por cisalhamento progressivo e deformação plástica excessiva, sendo estes os dois tipos mais comuns de rupturas em subleitos constituídos por solos moles sujeitos ao carregamento repetitivo.

Os principais parâmetros de projeto considerados nesse método de dimensionamento são: carga de roda dinâmica, capacidade de transporte, módulo de resiliência da camada granular e do solo do subleito, tipo de solo e resistência à compressão do subleito. O módulo de resiliência ( $M_r$ ) é uma propriedade que caracteriza a rigidez elástica do solo e agregados submetidos a carregamento repetitivo. É geralmente determinado pelo ensaio triaxial de cargas repetidas e definido pela seguinte expressão (Li & Selig, 1994):

$$M_r = \frac{S_d}{e_r} \quad (2.45)$$

Onde:

$M_r$  = módulo de resiliência;

$S_d$  = tensão desviadora repetitiva ( $\sigma_1 - \sigma_3$ );

$e_r$  = deformação recuperável (i.e. resiliente) na direção da tensão axial  $\sigma_1$  (tensão principal maior), com a tensão confinante  $\sigma_3$  (tensão principal menor) constante.

O conhecimento do módulo de resiliência das diversas camadas que constituem as estradas e ferrovias permite o cálculo das tensões, deformações e deflexões dessas estruturas, bem como a análise do desempenho do sistema como um todo (Li & Selig, 1994).

### **Tráfego de projeto**

Os parâmetros de tráfego são: carga de roda estática, velocidade do trem e capacidade de transporte. Esses parâmetros são convertidos em duas variáveis de projeto: a carga de roda

dinâmica de projeto ( $P_d$ ) e o número total equivalente de aplicações de carga ( $N$ ) para o período de projeto. O período de projeto, por sua vez, corresponde ao tempo para que a ferrovia transporte a quantidade desejável de tráfego sem que a resistência do subleito influencie o desempenho da ferrovia além de um grau especificado, baseado nos custos de manutenção e em restrições na velocidade do tráfego. O cálculo da carga de roda dinâmica ( $P_{di}$ ) correspondente a um carregamento estático ( $P_{si}$ ) é feito utilizando-se a seguinte expressão, recomendada pela AREA:

$$P_{di} = \left( 1 + \frac{0,0052V}{D} \right) P_{si} \quad (2.46)$$

Onde:  $P_{di}$  = carga de roda dinâmica de projeto;  $P_{si}$  = carga de roda estática;  $V$  = velocidade do trem, km/h;  $D$  = diâmetro da roda, em m.

Li & Selig (1998b) apresentam uma tabela com características de trens de carga e locomotivas na América do Norte. A Tabela 2.3 apresenta esses valores.

Tabela 2.3 – Características de trens de carga e locomotivas na América do Norte  
(Li & Selig, 1998b).

<b>Tipo de trem</b>	<b>Diâmetro da roda (m)</b>	<b>Carga de roda estática nominal (kN)</b>	<b>Eixos por veículo</b>	<b>Espaçamento do eixo (m)</b>
125 t	0,97	173	04	1,83
110 t	0,91	160	04	1,78
100 t	0,91	147	04	1,78
70 t	0,84	125	04	1,73
Locomotiva de 06 eixos	1,02	138	06	3,40
Locomotiva de 04 eixos	1,02	142	04	2,84

O número de aplicações repetidas ( $N_i$ ) de qualquer carga ( $P_{si}$ ) durante o período de projeto é determinado de acordo com a seguinte expressão, assumindo-se passadas de quatro eixos sob dois “trucks” adjacentes de dois carros adjacentes, conforme apresenta a Figura 2.15:

$$N_i = \frac{T_i}{8P_{si}} \quad (2.47)$$

Onde:

$N_i$  = número de aplicações repetidas;

$T_i$  = capacidade de tráfego total para a carga de roda  $P_{si}$  no período de projeto, nas mesmas unidades de  $P_{si}$ .

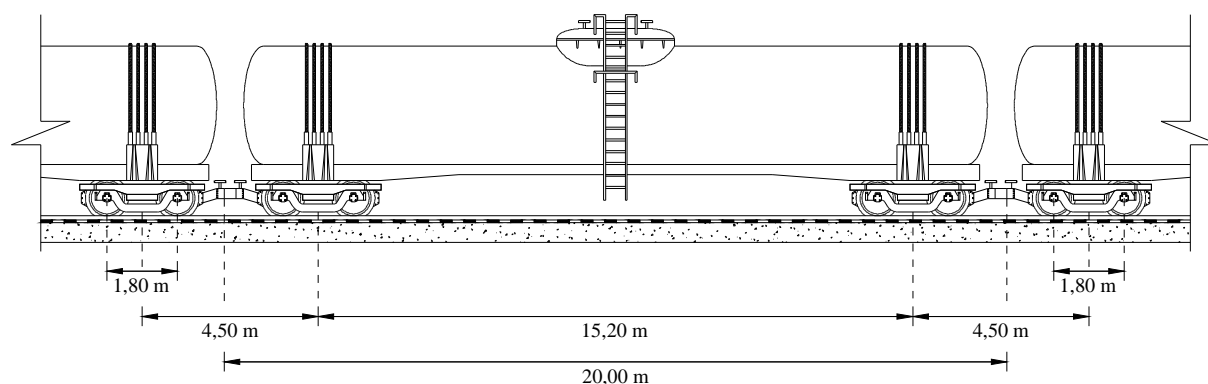


Figura 2.15 – Desenho esquemático da composição de um trem.

### Propriedades dos Materiais

A propriedade do material granular considerada no método de dimensionamento corresponde ao módulo de resiliência ( $E_b$ ). Uma camada granular mais rígida resultará num menor nível de tensões no subleito causado pelo carregamento repetido. O subleito é simplificado como uma camada deformável sobre um contorno rígido. As propriedades do material do subleito consideradas no método de dimensionamento são o módulo de resiliência ( $E_s$ ), a resistência à compressão do solo ( $\sigma_s$ ) e o tipo de solo. Considerando-se que todas as condições sejam as mesmas, um subleito mais rígido resultará num nível mais elevado de tensões que, por sua vez, será compensado por uma maior resistência do solo.

Li & Selig (1998b) apresentam valores típicos de módulo de resiliência para a camada granular, de acordo com a qualidade do material do lastro e do sublastro. Tais valores são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Propriedades do material granular e do subleito (Li & Selig, 1998b).

Condição do material granular/subleito	Material Granular	Subleito	
	Módulo de resiliência ( $\text{MN/m}^2$ )	Módulo de resiliência ( $\text{MN/m}^2$ )	Resistência à compressão ( $\text{MN/m}^2$ )
Boa/Rígido	80	10 – 20	30 – 50
Intermediária/Médio	40	4 – 10	15 – 30
Ruim/Mole	20	1 – 4	5 – 15

### Crítérios de projeto

No método de dimensionamento de Li & Selig (1998a), dois critérios são considerados. O primeiro critério é baseado na limitação da deformação plástica acumulada na superfície do

subleito, com o objetivo de evitar a ruptura do subleito por cisalhamento progressivo. O segundo critério tem como objetivo evitar a deformação plástica excessiva do subleito. Os dois critérios devem ser avaliados de forma que a espessura da camada granular corresponda à maior obtida entre os dois critérios.

### **Critério de projeto 01**

A Figura 2.16 apresenta o fluxograma para a determinação da espessura da camada granular baseada na limitação da deformação plástica acumulada na superfície do subleito. O procedimento de projeto consiste em três etapas:

1. Prepare a informação requerida para o projeto incluindo:
  - § Condições do tráfego: carga de roda dinâmica, número de repetições da carga para o período de projeto;
  - § Deformação admissível na superfície do subleito ( $\epsilon_{pa}$ ) para o período de projeto;
  - § Propriedades do subleito: tipo de solo, resistência à compressão  $\sigma_s$ , e módulo de resiliência, ( $E_s$ ).
  - § Propriedades do material granular: módulo de resiliência ( $E_b$ ).
2. Determine a tensão desviadora admissível ( $\sigma_{da}$ ) na superfície do subleito, utilizando-se um ábaco como o da Figura 2.17, a partir da informação obtida no passo 1, ou selecione diretamente o valor de  $\sigma_{da}$ .
3. Selecione a espessura requerida da camada granular para evitar a ruptura do subleito por cisalhamento progressivo da seguinte maneira:
  - § Calcule o fator de influência de deformação  $I_e$  de acordo com a seguinte equação:

$$I_e = \frac{\sigma_{da} A}{P_d} \quad (2.48)$$

Onde:  $\sigma_{da}$  = tensão desviadora admissível na superfície do subleito, determinada do passo 2;  $P_d$  = carga de roda dinâmica de projeto, determinada do passo 1; e  $A$  = fator de área usado para fazer o fator de influência de deformação adimensional igual a  $0,645 \text{ m}^2$  ( $1,0 \text{ in.}^3$ ).

§ Determine o valor de  $H/L$  correspondente ao fator  $I_e$  usando um ábaco como o da Figura 2.18, baseado nos valores dos módulos de resiliência,  $E_b$  e  $E_s$ .

§ Multiplique o valor  $H/L$  pelo fator de comprimento  $L$ , e determine  $H$ . O fator  $L$  é usado para fazer o ábaco adimensional, sendo igual a  $0,152 \text{ m}$  ( $6 \text{ in.}$ ).



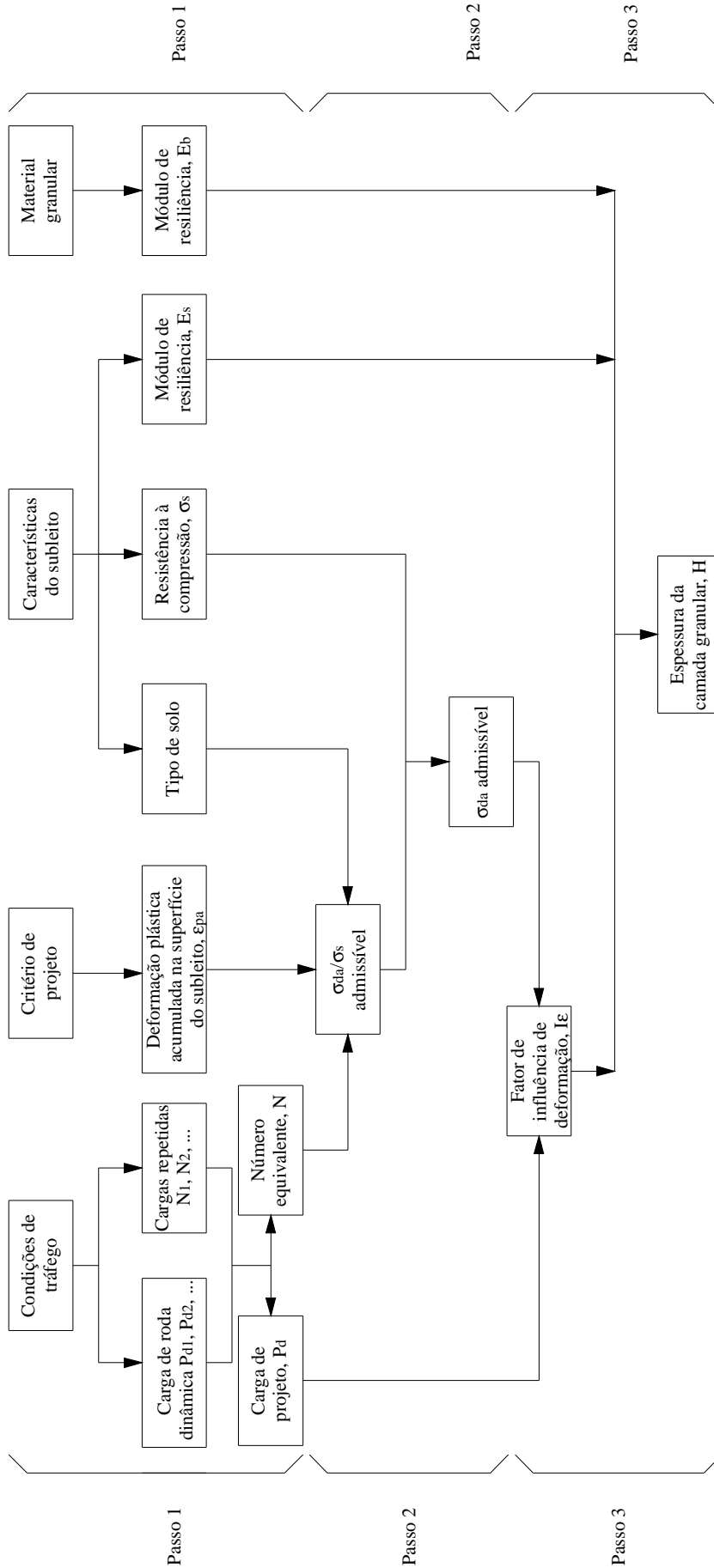


Figura 2.16 – Fluxograma de projeto para o critério 01 (Li & Selig, 1998b).

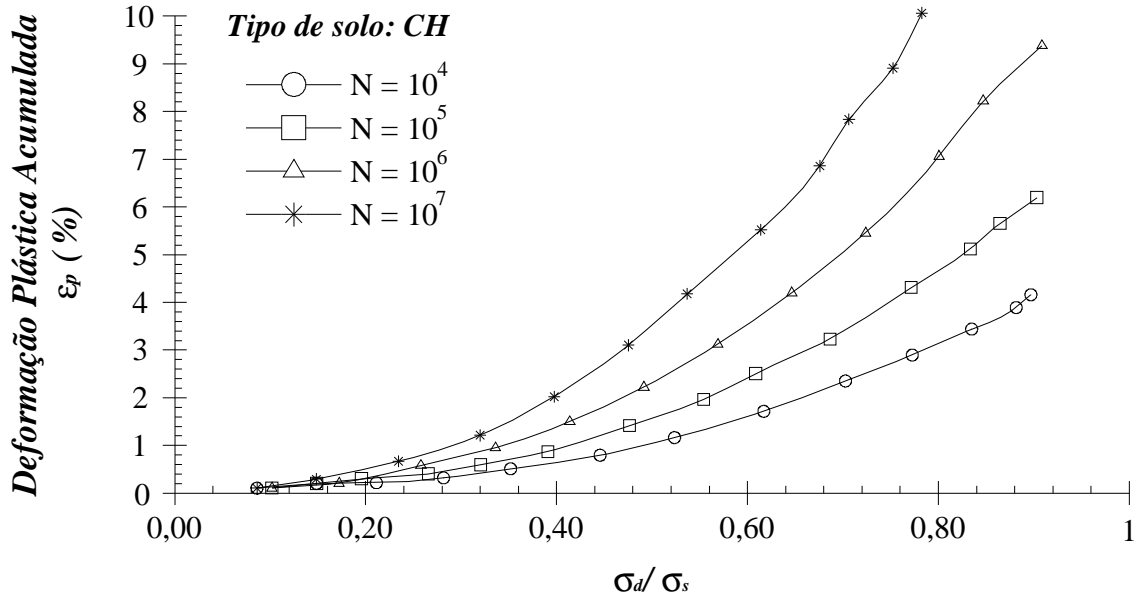


Figura 2.17 – Determinação da tensão desviadora admissível (Li & Selig, 1998a).

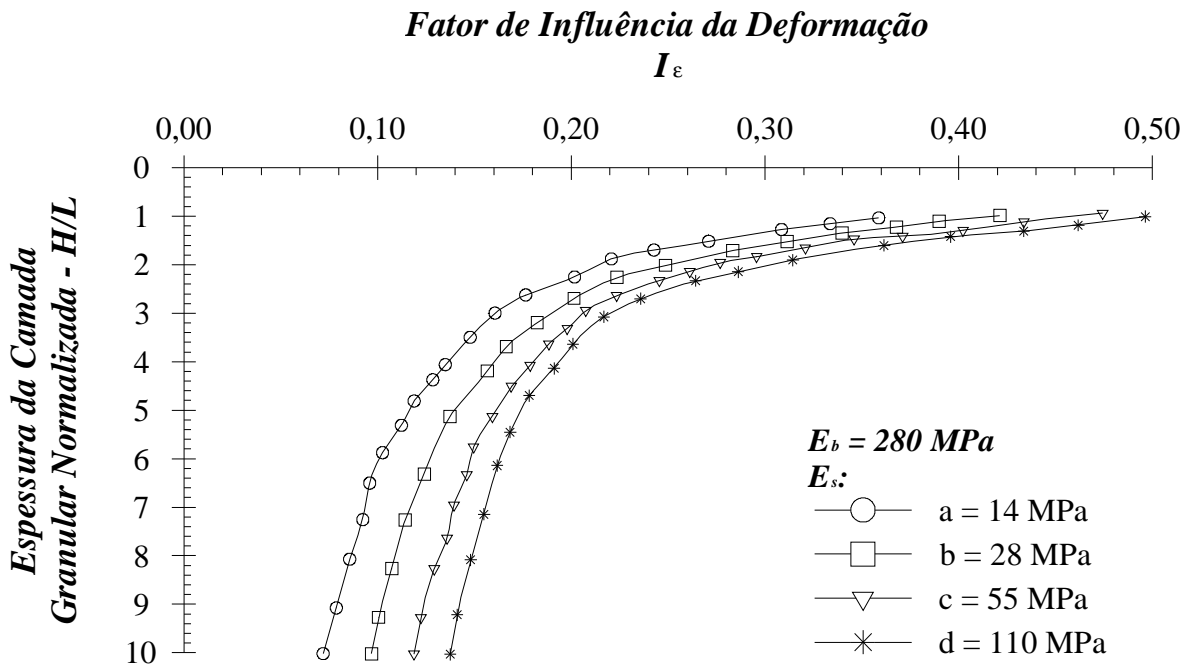


Figura 2.18 – Ábaco para a determinação da espessura da camada granular (critério 01) (Li & Selig, 1998b).

**Critério de projeto 02**

A Figura 2.19 apresenta o fluxograma para a determinação da espessura da camada granular baseada na limitação da deformação plástica total da camada de subleito. O procedimento de projeto consiste em três etapas:

1. Prepare a informação requerida para o projeto. Além das informações requeridas no critério de projeto 01, deve-se conhecer a espessura da camada deformável de subleito (T). A deformação plástica acumulada admissível na superfície do subleito, para o critério de projeto 01, é substituída pela deformação plástica total admissível no subleito, para o critério de projeto 02 ( $\rho_a$ ).
2. Calcule o fator de influência de deformação ( $I_p$ ) utilizando a seguinte equação:

$$I_r = \frac{\frac{r_a}{L}}{a \left( \frac{P_d}{\sigma_s A} \right)^m N^b} \times 100 \quad (2.49)$$

Onde:  $\rho_a$  = deformação plástica total admissível no subleito para o período de projeto; N = número total equivalente de repetições de carga;  $P_d$  = carga de roda dinâmica de projeto,  $\sigma_s$  = resistência à compressão do solo; a, m, b = parâmetros do material (Tabela 2.5), A e L = fatores de área e comprimento, respectivamente, definidos anteriormente.

3. Selecione a espessura requerida da camada granular para evitar deformação plástica excessiva da seguinte maneira:
  - § Selecione o ábaco de projeto, como o da Figura 2.20, que melhor corresponda ao tipo de solo e aos módulos de resiliência,  $E_b$  e  $E_s$ ;
  - § Calcule o valor de T/L e localize o ponto na Figura 2.20 correspondente ao valor de  $I_p$  e T/L;
  - § Obtenha o valor de H/L para aquele ponto e multiplique pelo fator de comprimento L. Obtenha a espessura da camada granular H.

Tabela 2.5 – Valores dos parâmetros do solo a, b e m para vários tipos de solos  
(Li & Selig, 1998a).

Tipo de solo	a	b	m
CH	1,2	0,18	2,4
CL	1,1	0,16	2,0
MH	0,84	0,13	2,0
ML	0,64	0,10	1,7

CH = argila de alta compressibilidade, CL = argila de baixa compressibilidade, MH = silte de alta compressibilidade, ML = silte de baixa compressibilidade

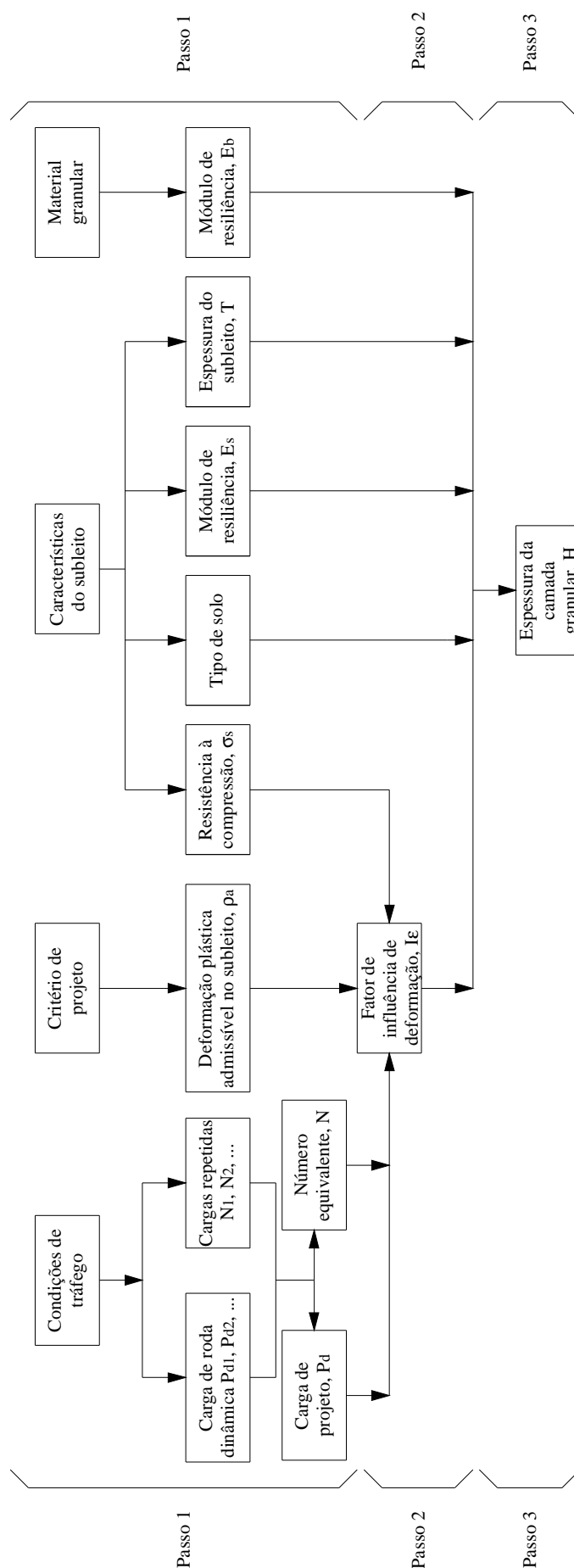


Figura 2.19 – Fluxograma de projeto para o critério 02 (Li & Selig, 1998b).

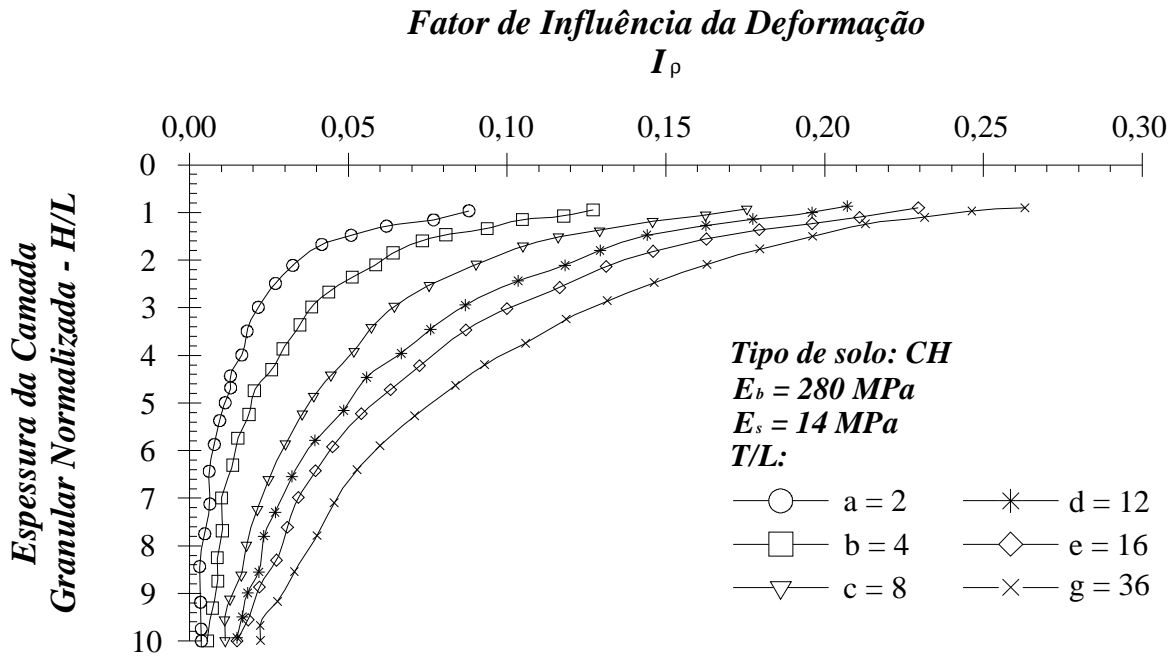


Figura 2.20 – Ábaco para a determinação da espessura da camada granular (critério 02)  
(Li & Selig, 1998b).

### 2.3.4. GEOSSINTÉTICOS EM FERROVIAS

Geotêxteis e geogrelhas aplicadas nas camadas de lastro, sublastro ou na interface sublastro-subleito podem proporcionar alguns benefícios à estrutura ferroviária como materiais de reforço do solo. Dentre os benefícios que vêm sendo investigados nos últimos anos, destacam-se os seguintes:

- § Redução dos recalques na camada de lastro associados ao espalhamento lateral dessa camada;
- § Redução da taxa de deformações permanentes geradas devido ao carregamento repetitivo;
- § Aumento da capacidade de carga do sistema.

No caso de ferrovias, não são permitidas grandes deformações. Portanto, os mecanismos de atuação do reforço somente poderão ser baseados na absorção de tensões cisalhantes e no intertravamento entre o geossintético e o agregado (no caso da geogrelha) e conseqüente restrição à movimentação lateral do aterro granular.

### 2.3.5. PESQUISAS DESENVOLVIDAS

Diversas pesquisas vêm sendo desenvolvidas para o estudo do comportamento das camadas de lastro, sublastro e subleito submetidas ao carregamento estático e repetitivo, sem e com a

utilização de geossintéticos como elementos de reforço do solo. Alguns desses estudos serão brevemente descritos a seguir.

### **2.3.5.1. Ensaios de Modelos no Laboratório**

Ismail & Raymond (1995), Walters (1998), James (2002) entre outros realizaram ensaios em modelo reduzido que simula 1/10 do tamanho real de uma ferrovia. O tanque utilizado para os ensaios possuía dimensões correspondentes a 900 mm (comprimento) x 200 mm (largura) x 325 mm (profundidade). As placas utilizadas para a aplicação do carregamento no material granular, que representa o lastro de uma ferrovia, se estenderam sobre toda a largura do tanque para aproximar condições de deformação plana.

Na maior parte dos ensaios, aplicou-se carregamento monotônico, porém, alguns dos pesquisadores aplicaram também carregamento repetitivo. Os ensaios tinham como objetivo estudar o efeito da utilização de geogrelhas no aumento da capacidade de carga do material granular e no recalque superficial dessa camada, quando da aplicação de um carregamento sobre uma placa rígida. Além disso, investigou-se uma profundidade ótima para a colocação do material de reforço, que proporcionasse o melhor benefício ao sistema. Mais detalhes sobre esses ensaios e os resultados obtidos serão apresentados neste trabalho.

Bathurst *et al.* (1986) e Bathurst & Raymond (1987) apresentaram resultados de ensaios em um modelo em grande escala que corresponde a um sistema dormente/lastro sobre um suporte artificial (sublastro-subleito) de compressibilidade variável. Os ensaios tiveram como objetivo comparar o desempenho do sistema reforçado com geogrelha com um sistema sem reforço em relação à taxa de deformação gerada na camada de lastro durante o carregamento repetitivo. Investigou-se também a melhor profundidade para a colocação da geogrelha na camada de lastro e os resultados de laboratório foram relacionados aos resultados de campo. Foi examinado, nos ensaios, o efeito da compressibilidade do suporte na deformação permanente e na recuperação elástica para os casos sem e com reforço.

Nos ensaios realizados, uma camada de 450 mm de espessura de material granular foi confinada dentro de uma caixa de 3 m de comprimento por 1,5 m de largura. A placa de aplicação do carregamento modelou metade da área carregada num dormente típico, que correspondia à área de influência da carga sobre o trilho no dormente. As dimensões da placa de aço são 900 mm (comprimento) x 250 mm (largura) x 150 mm (altura) e foi enterrada na camada de lastro a uma profundidade igual a 150 mm.

Uma camada de geogrelha foi disposta em várias profundidades  $D_r$  iguais a 50, 100, 150 e 200 mm abaixo da base da placa. Uma carga de 85 kN, correspondente a uma pressão de 370 kPa, foi aplicada repetidamente por 20.000.000 de ciclos. Observou-se a influência da geogrelha na redução da taxa de deformação permanente para suporte flexível, sendo o efeito mais pronunciado quanto maior a compressibilidade do suporte. Nenhum benefício do reforço foi observado para suporte rígido. A compressibilidade do suporte abaixo da camada de lastro foi o fator que teve a maior influência nas deformações permanentes no lastro.

Os resultados obtidos indicaram também que a relação profundidade do reforço pela largura do dormente ( $D_r/B$ ) que propiciou a maior redução nas deformações permanentes variou de 0,2 a 0,4 sobre suporte compressível. Nesse caso, com o reforço disposto numa profundidade  $D_r$  de 150 a 200 mm abaixo da base do dormente, o número de repetições de carga requeridas para alcançar um recalque de 50 mm é de uma ordem de magnitude maior do que para o caso sem reforço. Para seções reforçadas sobre subleitos muito compressíveis, a deformação permanente, após 100.000 aplicações de carga, foi igual a 51% da deformação para seções sem reforço.

### **2.3.5.2. Trecho Experimental no Campo**

Walls & Galbreath (1987) apresentaram um caso de estudo onde se utilizou geossintéticos para estabilizar e reforçar a camada de lastro de uma ferrovia. O trecho de ferrovia estudado possuía 2.000 m de extensão e apresentava vários problemas devido a recalques causados pelo elevado nível d'água e pela baixa capacidade de suporte do solo. Devido a isso, os serviços de manutenção, realinhamento da ferrovia e regularização da superfície do lastro tinham que ser realizados a cada 2 ou 4 semanas e, para o trecho que apresentava problemas, a velocidade de operação foi restrita a 8 km/h.

Várias soluções foram propostas para resolver esse problema. A alternativa escolhida consistia em remover e substituir a camada de lastro existente por um novo material limpo, instalar geotêxtil ( $380 \text{ g/m}^2$ ) no topo do sublastro existente, e colocar geogrelha sobre o geotêxtil antes de colocar a camada de lastro. A função do geotêxtil foi a de separar e prevenir a entrada de finos na camada de lastro. A função da geogrelha foi a de fornecer resistência à tração para a camada de lastro e minimizar a movimentação lateral e vertical dessa camada, quando submetida ao carregamento repetitivo. O efeito da utilização da combinação de

geotêxtil e geogrelha consistiu no aumento do intervalo de manutenção (acima de 3 anos) e na velocidade de operação, que passou de 8 km/h para 56 km/h.

### **2.3.5.3. Simulação Numérica**

Gardiner (1985) realizou análises numéricas pelo método dos elementos finitos de um sistema constituído pelo lastro de uma ferrovia submetido ao carregamento vertical proveniente do dormente. Três subleitos com características de compressibilidades diferentes foram utilizados, sendo denominados rígido, flexível e muito flexível. O efeito da utilização de uma camada de geogrelha como material de reforço foi também estudado.

Como principais conclusões, Gardiner (1985) destaca um comportamento mais próximo das condições de campo quando o reforço é simulado considerando-se anisotropia. A geogrelha apresentou melhor desempenho nas análises onde o material de lastro foi modelado como elástico linear e quando posicionada 100 mm abaixo da superfície do lastro. O modelo elasto-plástico apresentou resultados mais acurados para o comportamento do solo, porém, os resultados das simulações com o material de reforço foram contrários aos obtidos nos ensaios de modelos no laboratório, com o aumento dos recalques para a situação reforçada.

## **2.4. CARREGAMENTO CÍCLICO**

As camadas de solo e agregados que constituem estradas e ferrovias estão sujeitas ao carregamento repetitivo devido ao tráfego. Em cada ciclo de carregamento, o comportamento do solo é essencialmente elástico, contudo, com a repetição dos ciclos de carga, deformações plásticas são acumuladas (Li & Selig, 1994).

Uma amostra de material retirada do lastro de uma ferrovia e preparada numa célula triaxial, onde é submetida à tensão confinante e à aplicação repetida da tensão desviadora ( $\sigma_d$ ), se comporta elasticamente após certo número de repetições de carga, conforme apresenta a Figura 2.21.

O módulo de resiliência, definido anteriormente como a tensão desviadora dividida pelas deformações recuperáveis, não é alterado significativamente após um grande número de ciclos.



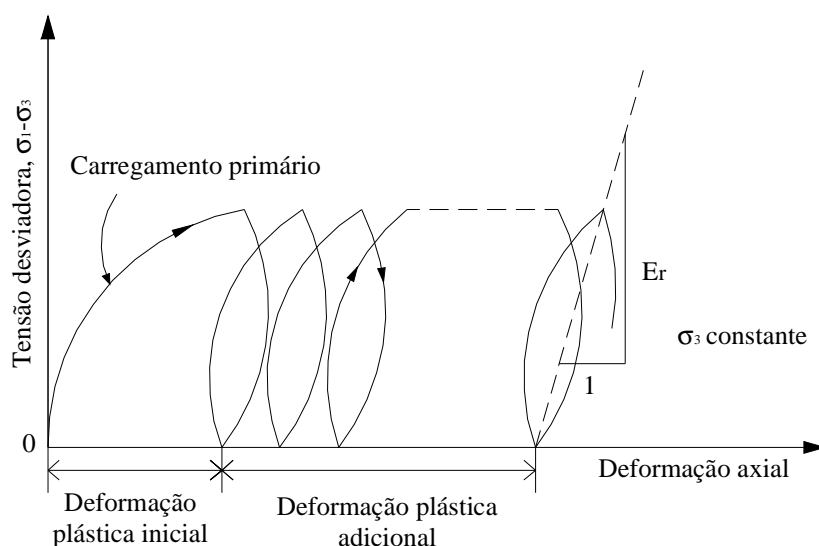


Figura 2.21 – Curva tensão-deformação num ensaio triaxial cíclico (Chang *et al.*, 1980).

### **2.4.1. DEFORMAÇÕES DEVIDAS AO CARREGAMENTO CÍCLICO**

O carregamento cíclico pode gerar deformações elásticas e deformações plásticas. As primeiras ganharam importância depois que estudos do módulo de resiliência de diversos tipos de agregados e solos mostraram que a ruptura do pavimento de uma estrada poderia resultar não apenas da deformação permanente acumulada excessiva do subleito submetido ao carregamento cíclico, mas também pela ruptura por fadiga da superfície de concreto asfáltico, causada pela repetição da deformação resiliente (elástica) (Li & Selig, 1994).

Segundo Li & Selig (1994), após a publicação do novo guia de projeto de pavimentos da AASHTO, em 1986, onde o módulo de resiliência foi utilizado para caracterizar as propriedades dos materiais, tornou-se essencial entender e quantificar as características deste parâmetro em cada camada do pavimento. Da mesma maneira, tem se tornado cada vez mais importante caracterizar a resposta resiliente dos materiais que constituem as camadas de lastro, sublastro e subleito de uma ferrovia, não apenas para se analisar o seu desempenho, mas também para se tomar decisões relativas às futuras manutenções na linha ferroviária.

O conhecimento da deformação plástica acumulada e dos mecanismos de ruptura no solo é essencial no projeto e manutenção de estradas e ferrovias. Alguns modelos vêm sendo desenvolvidos para a previsão de deformação plástica acumulada no solo submetido a carregamento repetitivo. O modelo mais comumente utilizado para solos granulares finos é o seguinte (Li & Selig, 1996):

$$e_p = AN^b \quad (2.50)$$

Onde:

$\epsilon_p$  = deformação acumulada plástica;

N = número de aplicações de carga;

A e b = parâmetros que dependem do tipo e propriedades do solo e estado de tensões.

Linearizando a Equação 2.50, aplicando-se o logaritmo em ambos os lados da equação, pode-se determinar, por regressão linear, os valores de A e b. O expoente b, para o mesmo tipo de solo, pode ser considerado independente da tensão desviadora, assim como, do estado físico do solo (teor de umidade, peso específico seco). De acordo com a Equação 2.50, o coeficiente A pode ser escrito da seguinte maneira:

$$A = e_p (N = 1) \quad (2.51)$$

O coeficiente A corresponde, portanto, à deformação plástica do solo depois do primeiro ciclo de carregamento, dependendo não apenas do tipo de solo, mas também, do estado físico e da tensão desviadora. Li & Selig (1996) apresentaram a seguinte relação entre o coeficiente A e a tensão desviadora ( $\sigma_d$ ).

$$A = a \left( \frac{\sigma_d}{\sigma_s} \right)^m \quad (2.52)$$

Onde:

a e m = parâmetros do material;

$\sigma_s$  = resistência do solo à compressão estática.

Dispondo-se de resultados de deformação plástica após o primeiro ciclo de carregamento, ou seja, do coeficiente A, para diferentes valores de  $\sigma_s$  e  $\sigma_d$ , pode-se retroanalisar os valores de a e m. Para isso, plotam-se em escala logarítmica todos os valores de A disponíveis em função de N e determina-se os coeficientes a e m como sendo o ponto onde a reta intercepta o eixo vertical e a inclinação da reta, respectivamente.

Quando não há dados de ensaios triaxiais cíclicos, os parâmetros a, m e b podem ser estimados, para diferentes tipos de solo, conforme apresentado na Tabela 2.5. Todos os três parâmetros aumentam com o teor de argila e com a plasticidade do solo. Isso pode ser explicado, pois altos valores desses parâmetros estão relacionados com valores elevados de

deformação plástica acumulada, o que coincide com o fato de que um solo mais coesivo é mais suscetível ao acúmulo de deformação plástica acumulada.

O coeficiente  $a$  pode ser considerado, conceitualmente, como a deformação plástica produzida quando o solo é carregado até a ruptura, sob carregamento monotônico, ou seja, quando  $\sigma_d/\sigma_s = 1$ ,  $N = 1$ ,  $\varepsilon_p = a$ . Como a deformação na ruptura nem sempre é bem definida, recomenda-se não calcular o coeficiente  $a$  usando-se a deformação estática na ruptura.

O expoente  $b$  pode ser considerado uma constante que reflete a taxa em que as deformações plásticas são acumuladas. O fato de que o expoente  $m$  é maior do que 1 (um), para solos granulares finos, indica o fenômeno de amolecimento da tensão desviadora do solo. O grau de amolecimento aumenta com o aumento do teor de argila e da plasticidade do solo. Para alguns solos granulares, pode-se ter o valor de  $m$  igual a 1.

Fernandes (2005) apresentou equações para a previsão de deformação permanente acumulada em materiais constituintes de lastros de ferrovias, desenvolvidas por diversos autores, dos quais são destacadas as seguintes:

(1) Shenton (1975)

$$e_N = e_1(1 + 0,2 \log N) \quad (2.53)$$

(2) Indraratna *et al.* (2002)

$$e_N = a + b \log N \quad (2.54)$$

(3) Chrismer & Selig (1993)

$$e_N = e_1 N^b \quad (2.55)$$

Onde:

$e_N$  = deformação correspondente ao ciclo  $N$  de cargas;

$e_1$  = deformação do ciclo de carga inicial (1º ciclo de cargas);

$N$  = número de repetições de cargas;

$a, b$  = constantes empíricas.

Raymond *et al.* (1976) realizaram ensaios em modelos reduzidos, onde se aplicaram cargas estáticas e cíclicas sobre placas de diferentes dimensões (75 e 228 mm) apoiadas numa camada de areia de Ottawa. A carga retornava a zero no fim de cada ciclo para simular a

passagem da roda do trem sobre o dormente. Os ensaios foram feitos num tanque de dimensões iguais a 900 mm (comprimento) x 300 mm (altura) x 200 mm (largura).

A carga foi aplicada sob condição de deformação plana. A partir de um determinado número de ciclos (10.000 para cargas cíclicas correspondentes a 13,5 e 27 % da carga de ruptura estática) a relação entre o recalque vertical permanente,  $S$ , e o número de ciclos,  $N$ , passou a ser não-linear. Raymond *et al.* (1976) aproximaram essa relação pela seguinte equação hiperbólica:

$$\log N = \frac{S}{a + bS} \quad (2.56)$$

Reescrevendo a Equação 2.56, tem-se:

$$\frac{S}{\log N} = a + bS \quad (2.57)$$

Os parâmetros  $a$  e  $b$  são determinados plotando-se o recalque vertical permanente,  $S$ , pela razão entre  $S$  e o log do número de ciclos,  $N$ , conforme apresenta a Figura 2.22.

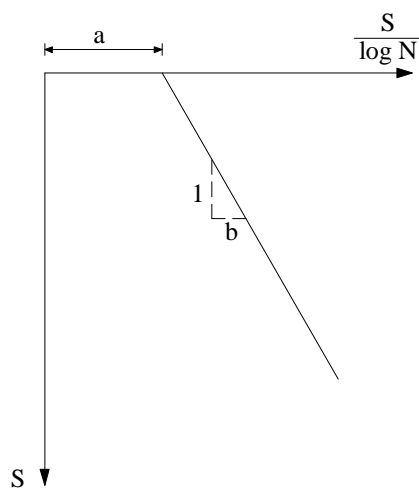


Figura 2.22 – Técnica de ajuste da curva hiperbólica (Raymond *et al.*, 1976).

## 2.4.2. COMPORTAMENTO DO SOLO REFORÇADO SUBMETIDO AO CARREGAMENTO CÍCLICO

Diversas estruturas em solo reforçado são submetidas ao carregamento cíclico. Ensaios triaxiais cíclicos em amostras de solo reforçado, ensaios em modelos reduzidos ou em escala real no laboratório, com a aplicação da carga cíclica, além de trechos experimentais de

estradas ou ferrovias são meios para a investigação do mecanismo de atuação da estrutura reforçada quando submetida ao carregamento cíclico.

Ashmawy *et al.* (1999) apresentam resultados de ensaios triaxiais cíclicos em amostras de silte parcialmente saturado, reforçadas com discos horizontais de geotêxtil. Segundo esses autores, o mecanismo de atuação do reforço equivale a um *pseudo*-confinamento, devido à restrição lateral na resposta do solo ao carregamento cíclico. O modelo é ilustrado na Figura 2.23. As tensões cisalhantes  $\tau_m$  são mobilizadas ao longo da interface solo-geotêxtil, devido à tendência do solo de se espalhar lateralmente sob a ação da tensão vertical  $\sigma_1$ . Essas tensões cisalhantes são equivalentes a um aumento na tensão confinante ( $\Delta\sigma_3$ ) distribuída ao longo do espaço entre as camadas de reforço.

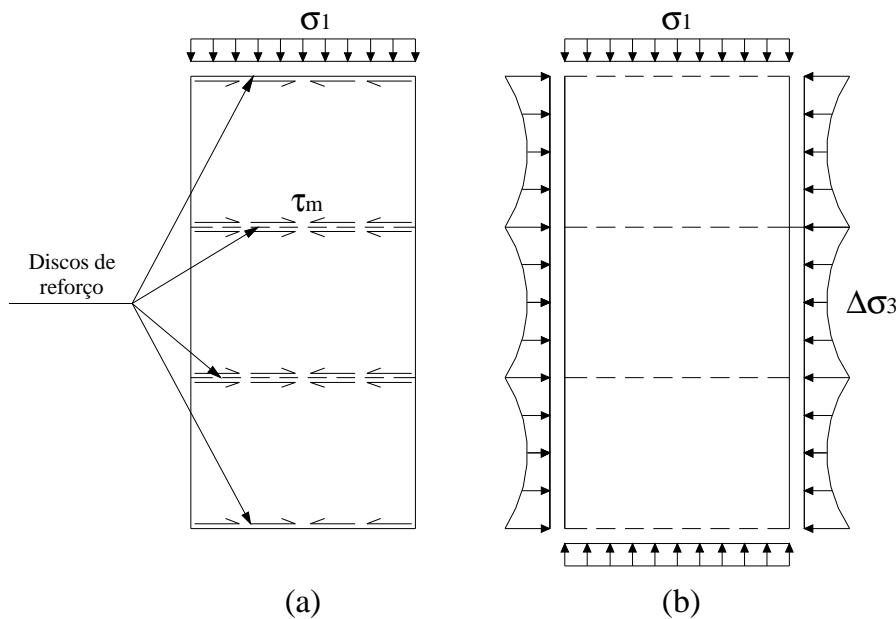


Figura 2.23 – Conceito de confinamento numa massa de solo reforçado: (a) tensões cisalhantes mobilizadas como resultado da carga normal ( $\sigma_1$ ); (b) distribuição conceitual da tensão confinante resultante (Ashmawy *et al.*, 1999).

Baseado em estudos de Madani *et al.* (1979), citado por Ashmawy *et al.* (1999), três tipos de comportamento do solo reforçado submetido a ensaios triaxiais cíclicos foram identificados, dependendo do nível de carregamento e espaçamento do reforço:

§ Para um nível relativamente baixo de carregamento e pequeno espaçamento do reforço, as deformações plásticas acumuladas alcançam um nível estável assintótico e praticamente param de crescer depois de um pequeno número de ciclos;

- § Para um nível intermediário de carregamento, as deformações plásticas acumuladas aumentam lentamente como uma função do número de ciclos;
- § Para níveis altos de tensão, a amostra acumula altos valores de deformações plásticas e sofrem ruptura para um pequeno número de ciclos.

Os resultados obtidos por Ashmawy *et al.* (1999) mostram que as deformações acumuladas alcançam um valor máximo ou uma deformação permanente em aproximadamente 2.000 ciclos. Para um número maior de ciclos, o comportamento do material (sem e com reforço) é resiliente (elástico). A influência do espaçamento entre os discos de geotêxtil foi mais importante do que o tipo de reforço analisado.

## **2.5. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO**

Este capítulo apresentou os principais aspectos teóricos utilizados no desenvolvimento deste trabalho e que serviram como referência para a análise dos resultados da pesquisa.

Foi apresentada uma breve revisão de algumas das principais pesquisas realizadas para o estudo da utilização de geossintéticos em estradas não-pavimentadas e ferrovias e que foram desenvolvidas por meio de ensaios de modelos no laboratório, trechos experimentais no campo e simulações numéricas.

Os métodos analíticos mais utilizados no dimensionamento de estradas não-pavimentadas reforçadas com geossintéticos foram descritos de forma a possibilitar uma compreensão da aplicação de cada método, bem como de suas vantagens e limitações em termos das hipóteses adotadas e dos resultados obtidos.

Quanto às ferrovias, foram apresentadas equações empíricas e analíticas utilizadas na determinação da espessura da camada de material granular. Além disso, foi descrito o método de dimensionamento de Li & Selig (1998a) que determina a espessura da camada granular, lastro e sublastro, requerida para prevenir e remediar rupturas no subleito devidas ao carregamento repetitivo. Esse método tem como base a metodologia desenvolvida por esses mesmos autores para a previsão da deformação plástica acumulada na superfície do subleito. Essa metodologia foi utilizada e ampliada nesta tese nas análises de um modelo em grande escala de uma ferrovia.

# *Aspectos Gerais das Análises Numéricas*

Este capítulo tem como objetivos apresentar diversos tópicos sobre as análises numéricas realizadas nesta pesquisa, tais como, métodos numéricos, modelos constitutivos, características dos programas utilizados, modelagem de materiais, entre outros.

## **3.1. ANÁLISES NUMÉRICAS**

Os métodos dos elementos finitos e das diferenças finitas estão entre os métodos numéricos mais utilizados em Engenharia Geotécnica. Neste trabalho, foram utilizados nas análises numéricas programas comerciais que são baseados em um desses métodos, quais sejam, Plaxis 2D e 3D (elementos finitos), FLAC 2D e 3D (diferenças finitas).

A seguir, serão apresentados os principais aspectos relacionados às análises numéricas realizadas, tais como, uma breve descrição dos métodos dos elementos finitos e das diferenças finitas, dos modelos constitutivos e programas comerciais utilizados e da modelagem do elemento de reforço e da interface solo-reforço.

### **3.1.1. ELEMENTOS FINITOS**

O método dos elementos finitos envolve seis passos básicos: discretização; seleção de funções aproximadas; derivação de equações; reunião das propriedades dos elementos para formar equações globais; cálculo de quantidades primárias e secundárias (Desai & Christian, 1977).

A discretização consiste na divisão de um meio contínuo em um sistema equivalente de pequenos elementos contínuos, denominados elementos finitos. Cada elemento é analisado e tratado individualmente. Para cada elemento, atribuem-se as suas propriedades físicas ou constitutivas e formulam-se as suas equações de rigidez. Em seguida, reúnem-se os elementos e obtêm-se equações para a estrutura como um todo. Existem diferentes tipos de elementos a serem utilizados, de acordo com o problema estudado. Para problemas unidimensionais,

utilizam-se elementos de barra; para problemas bidimensionais, podem-se utilizar triângulos e quadriláteros; e para problemas tridimensionais são comumente utilizados tetraedros e hexaedros (Desai & Christian, 1977).

Na seleção de funções de aproximação, assume-se um padrão de solução para a variável desconhecida que pode ser, por exemplo, o deslocamento nodal. O padrão de solução é expresso na forma de polinômios, em termos dos deslocamentos dos nós do elemento. A adoção de polinômios de alta ordem ajuda a aproximar o padrão de deslocamentos à solução exata. O uso de funções de interpolação ou funções de forma facilita esse procedimento. As funções de interpolação são funções que assumem um valor unitário num nó particular e zero nos demais nós do elemento. Alguns procedimentos estão disponíveis para a derivação de equações para cada elemento, podendo-se citar o método variacional e o método residual. O uso de qualquer procedimento resulta em equações expressas na forma matricial, tal como (Desai & Christian, 1977):

$$[k]\{q\} = \{Q\} \quad (3.1)$$

Onde:

$[k]$  = matriz de rigidez local;

$\{q\}$  = vetor de deslocamentos nodais locais;

$\{Q\}$  = vetor que contém forças nodais locais na formulação para deslocamentos.

A Equação 3.1 é obtida para cada elemento da estrutura. Adicionando essa equação para cada elemento, obtém-se uma relação de rigidez para todo o sistema. Esse procedimento, chamado de método direto da rigidez, deve satisfazer o princípio básico de que a estrutura permaneça contínua, ou seja, deve-se satisfazer a compatibilidade de deslocamentos nos pontos nodais em todos os elementos adjacentes. A relação de rigidez global é expressa por (Desai & Christian, 1977):

$$[K]\{r\} = \{R\} \quad (3.2)$$

Onde:

$[K]$  = matriz de rigidez global;

$\{r\}$  = vetor de deslocamentos globais;

$\{R\}$  = vetor que contém forças nodais globais.

Antes da resolução da Equação 3.2, as condições geométricas de contorno prescritas são introduzidas no sistema. Na formulação para deslocamentos, são computados usando-se a



Equação 3.2, os deslocamentos nodais como quantidades primárias. Tensões e deformações correspondem a quantidades secundárias computadas a partir dos deslocamentos nodais (Desai & Christian, 1977).

### 3.1.2. DIFERENÇAS FINITAS

No método das diferenças finitas, o processo de discretização é baseado na substituição de derivadas contínuas de equações que governam o problema físico por expressões algébricas escritas em termos de variáveis de campo, como por exemplo, tensão e deformação, em pontos discretos no espaço (Itasca, 2005). A primeira derivada num dado ponto de uma curva é expressa por:

$$\frac{du}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta u}{\Delta x} \approx \frac{\Delta u}{\Delta x} \quad (3.3)$$

Como resultado dessas substituições, uma equação diferencial é transformada numa equação algébrica. Os procedimentos utilizados para a determinação das equações algébricas podem ser: série de Taylor e interpolação polinomial. Desai & Christian (1977) apresentam aproximações para derivadas de primeira, segunda, terceira e quarta ordens. Para a derivada de primeira ordem têm-se as seguintes aproximações:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{u_{i+1,j} - u_{i,j}}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (3.4)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{u_{i,j} - u_{i-1,j}}{\Delta x} + O(\Delta x) \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{u_{i+1,j} - u_{i-1,j}}{2\Delta x} + O[(\Delta x)^2] \quad (3.6)$$

As aproximações apresentadas nas Equações 3.4, 3.5 e 3.6 são chamadas, respectivamente, de avançada, atrasada e diferença-central. O termo  $O(\Delta x)$  denota um erro de ordem  $(\Delta x)$  e representa o erro resultante da aproximação de uma derivada por uma equação algébrica. A Figura 3.1 apresenta esquematicamente a aproximação realizada pelo método das diferenças finitas.

A seqüência de cálculo utilizada no método das diferenças finitas pode ser exemplificada pela Figura 3.2, que apresenta o procedimento usado no programa FLAC (“*Fast Lagrangian*

Analysis of Continua”) e que corresponde ao esquema explícito para a solução das equações algébricas.

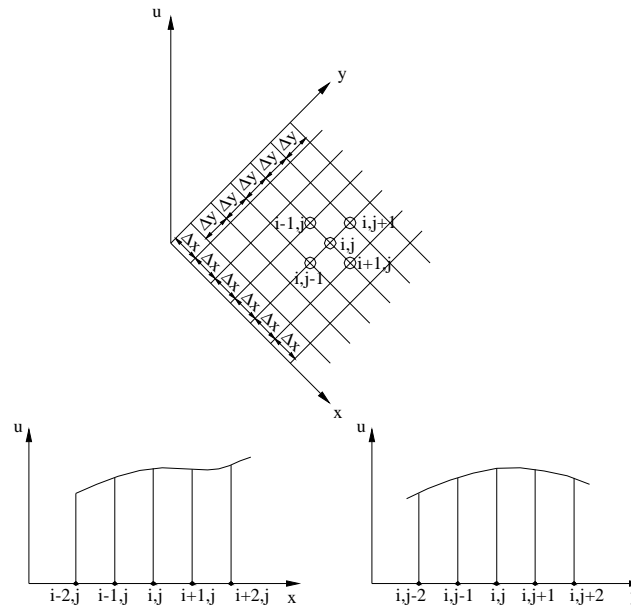


Figura 3.1 - Aproximação pelo método das diferenças finitas ao longo dos eixos x e y (Desai & Christian, 1977).

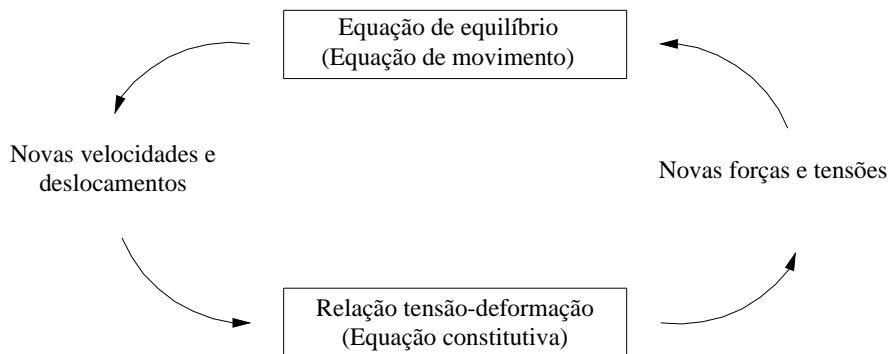


Figura 3.2 - Ciclo de cálculo de um esquema explícito (Itasca, 2005).

Segundo esse procedimento, utilizam-se equações de movimento para derivar novas velocidades e deslocamentos a partir de tensões e forças. Em seguida, taxas de deformação são derivadas das velocidades e novas tensões são derivadas das taxas de deformação. Leva-se um “*timestep*” para cada ciclo descrito acima e representado na Figura 3.2 (Itasca, 2005).

Deve-se observar que todas as variáveis da malha de diferenças finitas são atualizadas a partir de valores conhecidos, que permanecem fixos enquanto se está realizando a ação descrita em cada caixa da Figura 3.2. Desta forma, se a ação descrita na caixa inferior está sendo realizada,

um conjunto de velocidades (previamente calculadas) será utilizado para derivar novas tensões. Assume-se que as velocidades permanecem congeladas para a operação descrita na caixa, o que corresponde a dizer que as novas tensões calculadas não afetam as velocidades. Esse procedimento pode ser justificado, pois o “*timestep*” escolhido é tão pequeno que as informações não podem ser transmitidas de um elemento para outro naquele intervalo. Isso irá ocorrer após vários ciclos (Itasca, 2005).

Uma vantagem desse procedimento é que nenhum processo de iteração é necessário no cálculo das tensões a partir de deformações num elemento, mesmo se o modelo constitutivo for não-linear. Uma desvantagem desse procedimento é que o “*timestep*” é pequeno, o que significa um maior número de “*steps*” (passos de carga) para a solução do problema. Por outro lado, nenhuma matriz é formada, o que garante que a memória requerida do computador, para a solução do problema, seja mínima e que não seja necessário um esforço computacional adicional quando se consideram grandes deformações (Itasca, 2005).

No programa FLAC, para atualizar as coordenadas da malha em cada “*timestep*”, considerando grandes deformações, os deslocamentos incrementais são acrescentados às coordenadas das malhas, de tal forma que a malha move e deforma com o material que ela representa. Tal formulação é denominada Lagrangiana e se diferencia da formulação Euleriana, no qual o material move e deforma relativo a uma malha fixa. A formulação constitutiva, em cada passo de carga, corresponde a pequenas deformações, mas após vários passos de carga é equivalente a grandes deformações (Itasca, 2005).

### 3.1.3. MODELOS CONSTITUTIVOS

Em linhas gerais, a solução de um problema de mecânica dos sólidos em cada instante do tempo deve satisfazer as seguintes condições (Chen & Saleeb, 1982):

- § Equações de equilíbrio ou de movimento;
- § Condições geométricas ou compatibilidade de deformações e deslocamentos;
- § Leis constitutivas dos materiais ou relações tensão-deformação.

As características que diferenciam o comportamento de cada material são levadas em consideração nas leis constitutivas deste material. Essas leis fornecem a relação entre componentes de tensão ( $\sigma_{ij}$ ) e de deformação ( $\epsilon_{ij}$ ) em qualquer ponto de um corpo. A modelagem matemática do comportamento real de materiais, para a solução de um dado problema, faz uso de idealizações e simplificações. O comportamento de um material pode ser

idealizado como independente do tempo, tais como em modelos elásticos ou plásticos, ou pode-se idealizá-lo como dependente do tempo, como em modelos visco-elásticos ou visco-plásticos. Assim, na solução de problemas práticos, deve-se determinar o intervalo e condições sob as quais um dado material pode apresentar as características dominantes de um tipo de modelo idealizado. Os resultados obtidos devem ser interpretados de forma a considerar as limitações de cada modelo (Chen & Saleeb, 1982). A seguir, serão descritos brevemente os modelos constitutivos utilizados neste trabalho.

### **3.1.3.1. Modelo Elástico Linear**

Um corpo é deformado quando sujeito à aplicação de solicitações. Se após a liberação das solicitações, o corpo recupera a sua forma e tamanho originais, ele é dito elástico. O modelo elástico linear corresponde à representação mais simples do comportamento de um material. Caracteriza-se por apresentar deformações reversíveis após descarregamento. A relação tensão-deformação é linear e independente do caminho de tensões, de forma que o estado atual de tensões depende unicamente do estado atual de deformações ou vice-versa (Chen & Saleeb, 1982).

### **3.1.3.2. Modelo Elástico Perfeitamente Plástico**

A plasticidade está associada ao desenvolvimento de deformações irreversíveis. É necessário definir o início da plastificação ou o ponto para o qual as relações elásticas não são mais válidas. Para ensaios simples como tração, compressão e cisalhamento, o início da plastificação pode ser considerado como o ponto de escoamento obtido da curva tensão-deformação; para ensaios combinados sob condições biaxiais de tensão, estabelece-se uma curva de escoamento; e no caso de ensaios tridimensionais, podem-se construir superfícies de escoamento. Essas superfícies e curvas são apresentadas matematicamente pelo critério de escoamento (Chen & Mizuno, 1990).

O critério de escoamento define as condições de tensão sob as quais ocorrem as deformações plásticas. Além disso, esse critério separa as zonas de comportamento elástico das zonas de comportamento elasto-plástico. Isso significa que, quando os caminhos de tensão ocorrem dentro da superfície de escoamento, são produzidas apenas deformações recuperáveis. Se os caminhos de tensão interceptam a superfície de escoamento são produzidas deformações recuperáveis e permanentes (deformações plásticas). O critério de escoamento pode ser descrito pela seguinte expressão (Chen & Mizuno, 1990):

$$f(\sigma_{i,j}) = f_c \quad (3.7)$$

Num modelo perfeitamente plástico,  $f_c$  é um valor constante, ou seja, a superfície de escoamento é fixa e, portanto, deformações plásticas ocorrem apenas quando o caminho de tensões se move na superfície de escoamento, conforme apresenta a Figura 3.3. Por outro lado, o comportamento elástico ocorre se, após o incremento de tensão, o novo estado de tensões está dentro do domínio elástico. A Figura 3.4 apresenta a idéia básica de um modelo elástico perfeitamente plástico (Chen & Mizuno, 1990).

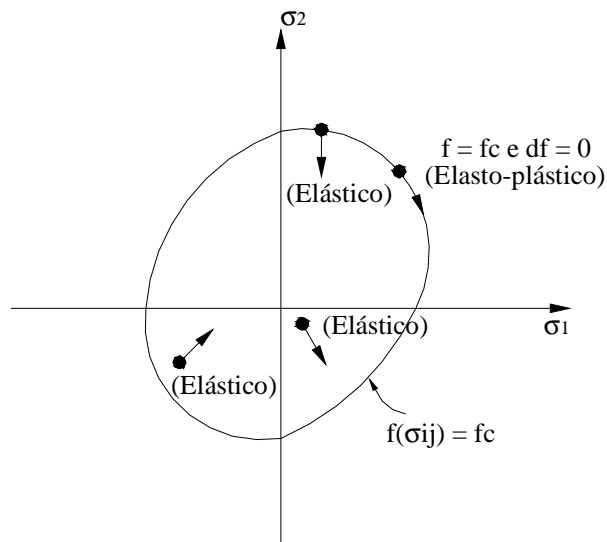


Figura 3.3 -- Superfície de escoamento para um material perfeitamente plástico (Chen & Mizuno, 1990).

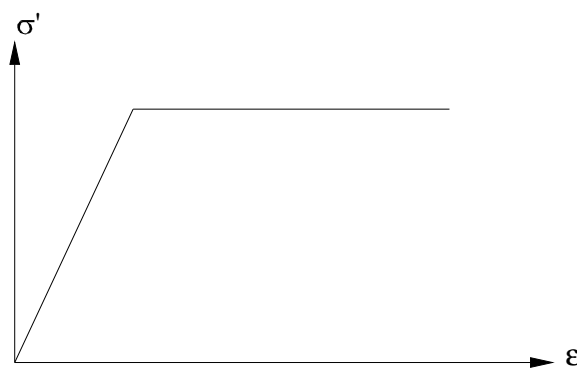


Figura 3.4 - Modelo elástico perfeitamente plástico.

No modelo elasto-plástico, uma função potencial plástica ( $g$ ) é também introduzida. Na teoria da plasticidade, a direção do incremento de deformação plástica é definida pela função potencial plástica, a partir da seguinte expressão (Chen & Mizuno, 1990):

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.8)$$

Onde:

$d\varepsilon_{ij}^p$  = incremento de deformação plástica;

$d\lambda$  = coeficiente escalar de proporcionalidade dependente do estado de tensões e da história de carregamento;

$\sigma_{ij}$  = estado de tensões atual.

A Equação 3.8 corresponde à lei de fluxo, que define o relacionamento entre o novo incremento de deformação plástica ( $d\varepsilon_{ij}^p$ ) e o estado de tensões atual ( $\sigma_{ij}$ ) de um elemento que está plastificado e sujeito a uma nova parcela de carregamento. Se as superfícies potencial e de escoamento coincidem,  $f = g$ , a lei de fluxo é chamada associada, caso contrário é chamada não-associada. Da Equação 3.8 tem-se que o vetor de incremento de deformação plástica é perpendicular à superfície potencial plástica ( $g$ ) no atual estado de tensão ( $\sigma_{ij}$ ) (Chen & Mizuno, 1990).

O critério de ruptura do modelo de Mohr-Coulomb declara que a ruptura ocorre quando a tensão cisalhante ( $\tau$ ) e a tensão normal ( $\sigma$ ), agindo em qualquer elemento de um material, satisfazem a seguinte relação linear (Chen & Mizuno, 1990):

$$|\tau| + \sigma \tan \phi - c = 0 \quad (3.9)$$

Onde:

$\tau$  = tensão cisalhante;

$\sigma$  = tensão normal;

$\phi$  = ângulo de atrito do solo;

$c$  = coesão do solo.

São necessários cinco parâmetros para a utilização do modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb:  $E$  (módulo de elasticidade),  $\nu$  (coeficiente de Poisson),  $c$  (coesão),  $\phi$  (ângulo de atrito) e  $\psi$  (dilatância).

### **3.1.3.3. Modelo Hiperbólico**

Kondner (1963) mostrou que se poderiam aproximar as curvas tensão-deformação de diferentes tipos de solos por hipérbolas, tal como apresenta a Figura 3.5. Esta hipérbole pode ser representada pela seguinte equação (Duncan, 1980):

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3.10)$$

Onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)$  = diferença de tensões principais;

$\varepsilon$  = deformação;

$E_i$  = módulo tangente inicial ou inclinação inicial da curva tensão-deformação;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  = valor assintótico da diferença de tensões principais, que está intimamente relacionado com a resistência do solo.

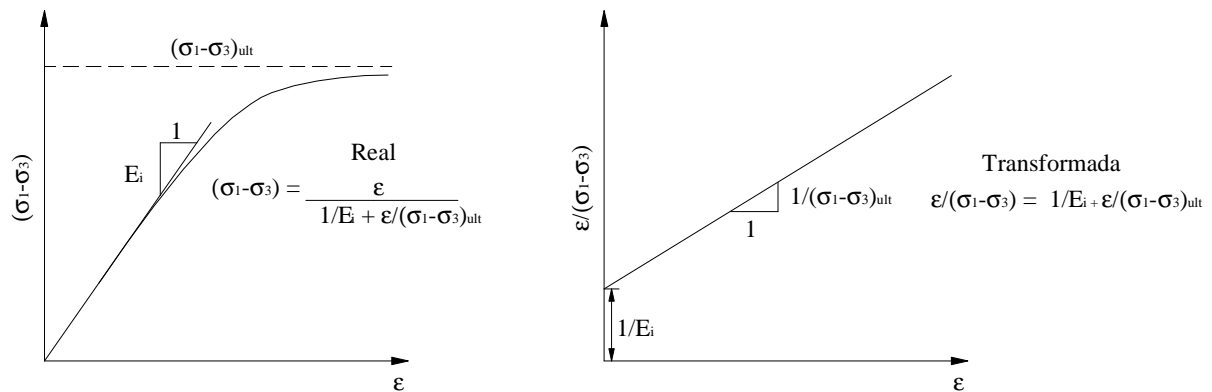


Figura 3.5 - Representação hiperbólica da curva tensão-deformação (Duncan, 1980).

Os valores de  $E_i$  e  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  podem ser determinados a partir da transformação da Equação 3.10 em uma relação linear entre  $\varepsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$  e  $\varepsilon$  (Figura 3.5). Janbu (1963), citado por Duncan (1980), sugeriu a seguinte equação para representar a variação de  $E_i$  com a tensão confinante:

$$E_i = K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.11)$$

Onde:

$K$  = módulo para carregamento primário;

$n$  = expoente;

$\sigma_3$  = tensão confinante;

$p_a$  = pressão atmosférica.

O valor de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  pode ser relacionado com a diferença de tensões na ruptura,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ , de acordo com a seguinte expressão (Duncan, 1980):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \quad (3.12)$$

Onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  = diferença de tensões principais na ruptura;

$R_f$  = razão de ruptura.

A variação de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  com  $\sigma_3$  é representada pela relação de resistência de Mohr-Coulomb (Duncan, 1980):

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.13)$$

Onde:

$\phi$  = ângulo de atrito do solo;

$c$  = coesão do solo.

Neste modelo, a resistência é associada a  $c$ ,  $\phi$  e  $\sigma_3$ . Porém, o modelo hiperbólico não incorpora qualquer plastificação (Woods, 1994). O módulo tangencial ( $E_t$ ) para um dado nível de tensão, pode ser calculado a partir da seguinte expressão (Duncan, 1980):

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.14)$$

Onde:

$E_t$  = módulo de elasticidade tangencial.

Se um corpo de prova é descarregado em algum estágio de um ensaio triaxial, a rigidez da curva tensão-deformação durante o descarregamento será maior do que durante o carregamento primário. Se o corpo de prova é recarregado posteriormente, a inclinação da curva de recarregamento é bastante similar ao da curva de descarregamento. Pode-se considerar que o comportamento do solo durante descarregamento e recarregamento é elástico linear e assume-se o mesmo módulo  $E_{ur}$ , definido pela seguinte expressão (Duncan, 1980):

$$E_{ur} = K_{ur} p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.15)$$

Onde:

$E_{ur}$  = módulo de elasticidade para descarregamento-recarregamento;

$K_{ur}$  = módulo de descarregamento e recarregamento.



A utilização dos módulos  $E_t$  ou  $E_{ur}$  depende do nível de tensão. Se o nível de tensão atual é maior ou igual ao máximo nível de tensão que o solo tenha experimentado no passado,  $E_t$  deve ser usado; senão,  $E_{ur}$  deve ser utilizado, pois neste caso o solo é assumido estar carregando ou descarregando. O nível de tensão ( $S_L$ ) é definido pela seguinte expressão (Wong & Broms, 1994):

$$S_L = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (3.16)$$

Onde:

$S_L$  = nível de tensão;

$(\sigma_1 - \sigma_3)$  = diferença de tensões principais;

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  = diferença de tensões principais na ruptura.

No modelo hiperbólico, assume-se que o módulo de deformação volumétrica do solo (“*tangent bulk modulus*”) ( $B$ ) varia com a tensão confinante e essa variação pode ser aproximada pela seguinte expressão (Duncan, 1980):

$$B = K_b p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (3.17)$$

Onde:

$B$  = módulo de deformação volumétrica do solo;

$K_b$ : módulo;

$m$  = expoente.

Um resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico é apresentado na Tabela 3.1. Estes parâmetros apresentam significado físico e podem ser obtidos por meio dos resultados de ensaios de compressão triaxial.

Tabela 3.1 - Resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico (Duncan, 1980).

<i>Parâmetro</i>	<i>Descrição</i>	<i>Função</i>
$K, K_{ur}$	Módulos	Relaciona $E_t$ e $E_{ur}$ com $\sigma_3$
$n$	Expoente	
$c$	Coesão do solo	Relaciona $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ com $\sigma_3$
$\phi$	Ângulo de atrito	
$R_f$	Razão de ruptura	Relaciona $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ com $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
$K_b$	Módulo	Relaciona $B$ com $\sigma_3$
$m$	Expoente	

O modelo hiperbólico é adequado para a maioria dos caminhos de tensões até a ruptura e resultados razoáveis são obtidos para a maioria dos problemas práticos onde o escoamento é limitado e as deformações são pequenas (Wong & Broms, 1994).

### **3.1.3.4. Modelo *Hardening Soil***

Ao contrário de um modelo elástico perfeitamente plástico, a superfície de escoamento no modelo “*Hardening soil*” não é fixa no espaço de tensões principais, podendo expandir devido à deformação plástica. A versão deste modelo no programa de elementos finitos Plaxis considera dois tipos de endurecimento: cisalhante e de compressão. O endurecimento cisalhante é usado para modelar deformações plásticas irreversíveis devidas ao carregamento desviador primário. O endurecimento de compressão é usado para modelar deformações plásticas irreversíveis devido à compressão primária num carregamento oedométrico ou isotrópico (Plaxis, 1998). A lei de endurecimento é usada para definir o movimento da superfície de escoamento durante o carregamento plástico (Chen & Mizuno, 1990).

O modelo “*Hardening soil*” pode ser utilizado para diferentes tipos de solos, sejam moles ou rígidos. Além disso, ele incorpora o comportamento não linear do solo, aproximando a curva tensão-deformação a uma hipérbole. Porém, esse modelo apresenta algumas vantagens em relação ao modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970), pois usa a teoria da plasticidade ao invés da teoria da elasticidade, inclui a dilatância dos solos e leva em consideração a deformação volumétrica plástica medida na compressão isotrópica. As principais características e parâmetros do modelo “*Hardening soil*” são descritas abaixo (Plaxis, 1998):

- § Rigidez dependente da tensão: parâmetro  $m$ ;
- § Deformação plástica devida ao carregamento desviador primário: parâmetro  $E_{50}^{ref}$ ;
- § Deformação plástica devida à compressão primária: parâmetro  $E_{oed}^{ref}$ ;
- § Descarregamento e recarregamento elástico: parâmetros  $E_{ur}^{ref}$  (valor *default* =  $3E_{50}^{ref}$ ),  $n_{ur}$  (valor *default* = 0,2);
- § Ruptura de acordo com o critério de Mohr-Coulomb: parâmetros  $c$ ,  $f$ ,  $y$ .

A Figura 3.6 e a Figura 3.7 apresentam a definição dos módulos  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ , e  $E_{oed}^{ref}$ . Além da utilização de uma curva tensão-deformação hiperbólica, ao invés de uma bilinear, outra vantagem do modelo “*Hardenig soil*” é que, ao contrário de modelos lineares, não é necessário selecionar um valor fixo para o módulo de Young. Um módulo  $E_{50}^{ref}$  é definido

para uma tensão principal menor de referência ( $\sigma_3 = p_{ref}$ ). A partir desse valor, o próprio modelo ajusta a rigidez do solo de acordo com o nível de tensões existente.

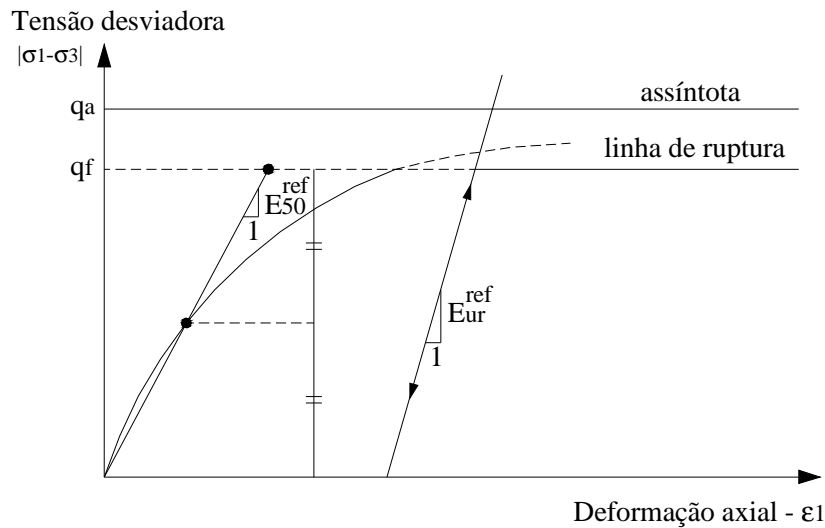


Figura 3.6 - Relação tensão-deformação hiperbólica correspondente ao carregamento primário para um ensaio triaxial drenado (Plaxis, 1998).

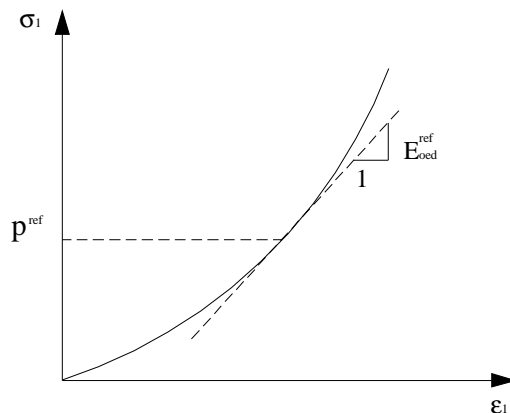


Figura 3.7 – Definição do  $E_{oed}^{ref}$  em resultados de ensaios oedométricos (Plaxis, 1998).

### 3.1.4. PROGRAMAS NUMÉRICOS UTILIZADOS NA PESQUISA

Nesta pesquisa, foram utilizados nas análises numéricas programas comerciais de elementos finitos: Plaxis 2D versão 7.2, Plaxis 3D versão 1.2, FLAC 2D versão 4.0 e FLAC 3D versão 2.1. Uma breve descrição sobre esses programas será apresentada a seguir.

#### 3.1.4.1. PLAXIS

O Plaxis é um programa de elementos finitos para análise de equilíbrio em projetos de Engenharia Geotécnica. As principais características desse programa são as seguintes:

- § Módulos do programa: *input*, *calculations*, *output* e *curves*.
- § Elementos triangulares de 6 (apenas no Plaxis 2D) e 15 nós (Plaxis 2D e 3D);
- § Modelos constitutivos: elástico linear, elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, “*hardening soil*”, “*soft soil*”, “*soft soil creep*”.

No módulo *input*, a geometria a ser analisada é definida pelo usuário, bem como as condições de contorno, as propriedades dos materiais e o carregamento. A malha de elementos finitos é gerada automaticamente, podendo-se refiná-la de acordo com o interesse do usuário e as características do problema a ser analisado. O estado inicial de tensões é também gerado nesta etapa.

No módulo *calculations* define-se o tipo de cálculo a ser realizado, sendo este plástico, adensamento ou análise do fator de segurança. Além disso, é nessa etapa em que são definidas as etapas de cálculo e os valores a serem aplicados nas cargas, deslocamentos prescritos, tempo de adensamento, entre outros multiplicadores, conforme o tipo de cálculo escolhido.

O módulo *output* apresenta a malha de elementos finitos deformada, deslocamentos, deformações, tensões efetivas, totais, cisalhantes, pontos de plastificação, entre outros resultados. O módulo *curves* permite que sejam geradas curvas tensão-deformação, carga-deslocamento, poropressão-tempo, entre outros tipos de curvas de pontos nodais e pontos de tensão (pontos de *Gauss*) pré-selecionados na etapa de cálculo.

#### **3.1.4.2. FLAC**

O FLAC é um programa de diferenças finitas designado primariamente para Engenharia Geotécnica. Possui 10 modelos constitutivos entre modelos elásticos (isotrópico e transversalmente isotrópico) e plásticos, além de permitir que o usuário introduza e utilize o seu próprio modelo. Pode-se também simular interfaces entre dois ou mais pontos da malha.

As condições de contorno são definidas com a aplicação de velocidades (deslocamentos) ou tensões (forças). A modelagem neste programa consiste também das etapas de construção da geometria a ser analisada, geração da malha de diferenças finitas, aplicação das condições de contorno e do carregamento, atribuição das propriedades dos materiais, cálculo, verificação dos resultados e geração de curvas.

Deslocamentos não podem ser controlados diretamente no programa FLAC. Para aplicar um determinado deslocamento, é necessário aplicar uma velocidade prescrita em um dado número de “steps” (passos de carga). Assim, se o deslocamento desejado é  $D$ , uma velocidade  $V$  deve ser aplicada em  $N$  “steps” ( $D = NV$ ).

O FLAC possui uma linguagem de programação, denominada FISH, que permite ao usuário definir novas variáveis e funções, implementar geradores de malhas especiais, especificar novos modelos constitutivos, entre outras funções.

Tendo em vista a melhoria das análises numéricas realizadas durante a pesquisa, foi implementado o modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) e Duncan (1980) no programa de diferenças finitas FLAC 3D. O objetivo dessa implementação foi o de utilizar um modelo elástico não-linear nas análises que vinham sendo realizadas nesse programa.

As equações e a rotina utilizadas na implementação do modelo hiperbólico tiveram por base a versão FISH desse modelo, apresentada em Itasca (2005). Porém, algumas alterações foram necessárias, como por exemplo, a adaptação do modelo 2D para um modelo 3D e a colocação da rotina na linguagem de programação C++, já que não existe no FLAC 3D a estrutura da linguagem FISH para a implementação de novos modelos constitutivos, como ocorre no FLAC 2D. A rotina e os procedimentos utilizados são apresentados no Apêndice A. A seguir, são mostrados os resultados de simulações de alguns exemplos que serviram para validar o modelo constitutivo implementado.

### **Ensaio Triaxial**

Um ensaio triaxial, onde foram realizados vários estágios de descarregamento e recarregamento, foi simulado nos programas FLAC 2D e FLAC 3D. O modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) e Duncan (1980) foi utilizado e as propriedades do solo são apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Modelo hiperbólico de Duncan: propriedades do solo.

Material	$P_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K$	$n$	$R_f$	$K_u$	$K_b$	$m$	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f$ (°)	$g$ (kN/m <sup>3</sup> )
Solo	105,84	700	0,37	0,8	1.820	280	0,19	31,0	33	20,1

Na análise no FLAC 2D, considerou-se a condição de axissimetria para a aplicação do carregamento. No FLAC 3D, um quarto da geometria foi considerado, conforme apresenta a Figura 3.8. A malha consistiu de 100 zonas no FLAC 2D e 1.000 zonas no FLAC 3D, como apresenta a Figura 3.9. Os deslocamentos verticais foram restringidos no topo e na base da malha e deslocamentos horizontais foram restringidos nos planos (linhas) de simetria, ou seja, em  $x = 0$  no FLAC 2D e nos planos  $x = 0$  e  $y = 0$ , no FLAC 3D.

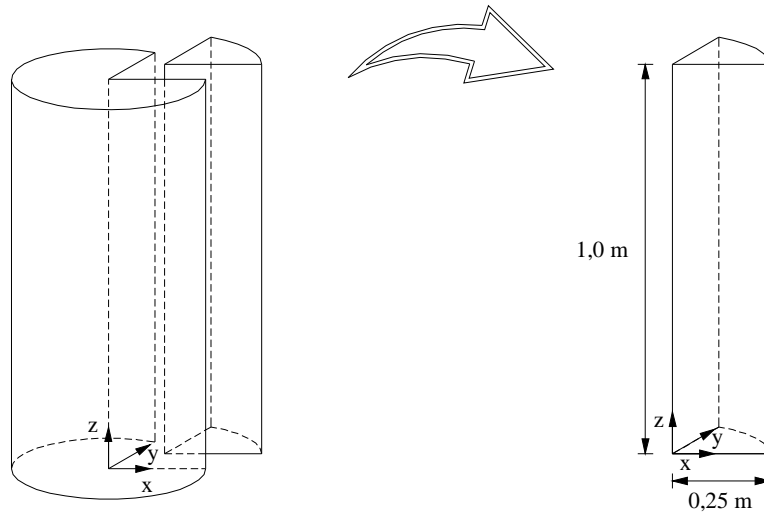


Figura 3.8 – Geometria usada nas análises numéricas.

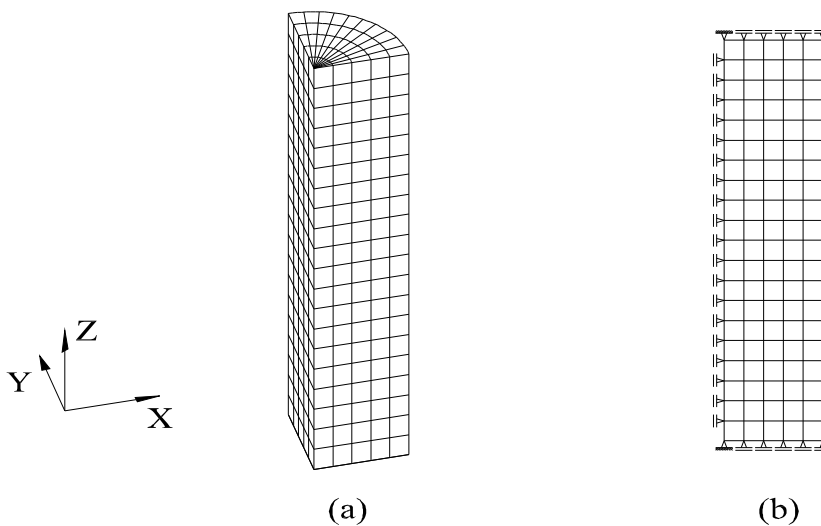


Figura 3.9 - Malha (a) FLAC 3D (b) FLAC 2D.

Aplicou-se uma velocidade inicial no topo e na base do modelo correspondente a  $-0,5 \times 10^{-6}$  m/step. Em seguida, essa velocidade foi multiplicada por um fator de -0,5 e -1,0 para simular os estágios de descarregamento e recarregamento. A pressão confinante foi

aplicada na linha de contorno da direita, no FLAC 2D, e no contorno circular no FLAC 3D e correspondeu a  $200 \text{ kN/m}^2$ , permanecendo constante durante todo o ensaio.

A Figura 3.10a apresenta os resultados obtidos após a aplicação de 12.400 *steps*, onde foram realizados três estágios de carregamento. Verifica-se que o resultado do FLAC 3D é ligeiramente superior ao do FLAC 2D. A Figura 3.10b apresenta os resultados após a aplicação de 162.400 *steps*. Verifica-se que os resultados do FLAC 2D e 3D se estabilizaram num valor pouco abaixo da tensão vertical última ( $\text{ulti\_sv} = 940 \text{ kPa}$ ).

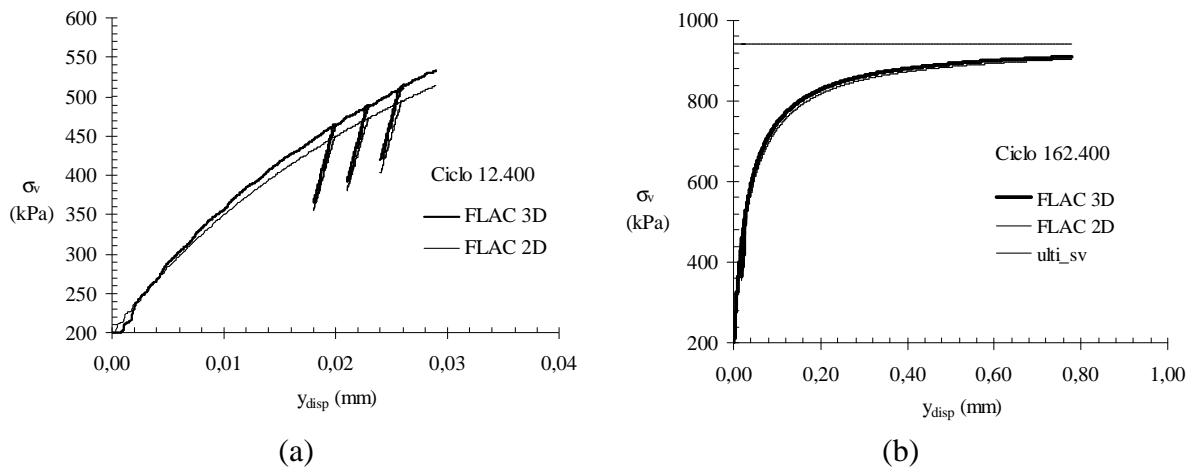


Figura 3.10 - Tensão vertical ( $\sigma_v$ ) versus deslocamento vertical ( $y_{\text{disp}}$ ):

(a)  $N = 12.400 \text{ steps}$  e (b)  $N = 162.400 \text{ steps}$ .

Considerando-se uma malha composta por apenas uma zona (Figura 3.11), foi feita a simulação de um ensaio triaxial. Os deslocamentos foram restritos na direção  $z$  e tensões confinantes foram aplicadas nos planos de contorno  $x$  e  $y$ . As tensões confinantes corresponderam aos valores utilizados nos ensaios triaxiais realizados no laboratório, ou seja, 10, 20, 40 e 68 kPa. O solo ensaiado corresponde a um agregado artificial e caracteriza-se por ser de forma arredondada (Ismail, 1994).

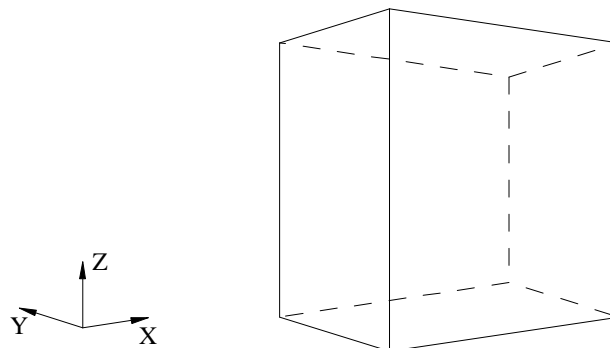


Figura 3.11 - Malha composta por uma zona.

As propriedades do material utilizadas nas análises são apresentadas na Tabela 3.3. A Figura 3.12 apresenta os resultados do programa FLAC 3D e a comparação com os resultados experimentais.

Tabela 3.3 - Modelo hiperbólico de Duncan: propriedades do agregado.

Material	$P_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	K	n	R <sub>f</sub>	K <sub>u</sub>	K <sub>b</sub>	m	c <sup>c</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	f (°)	g <sup>g</sup> (kN/m <sup>3</sup> )
Agregado	102	300	0,44	0,85	900	70	0,24	0,0	33	15

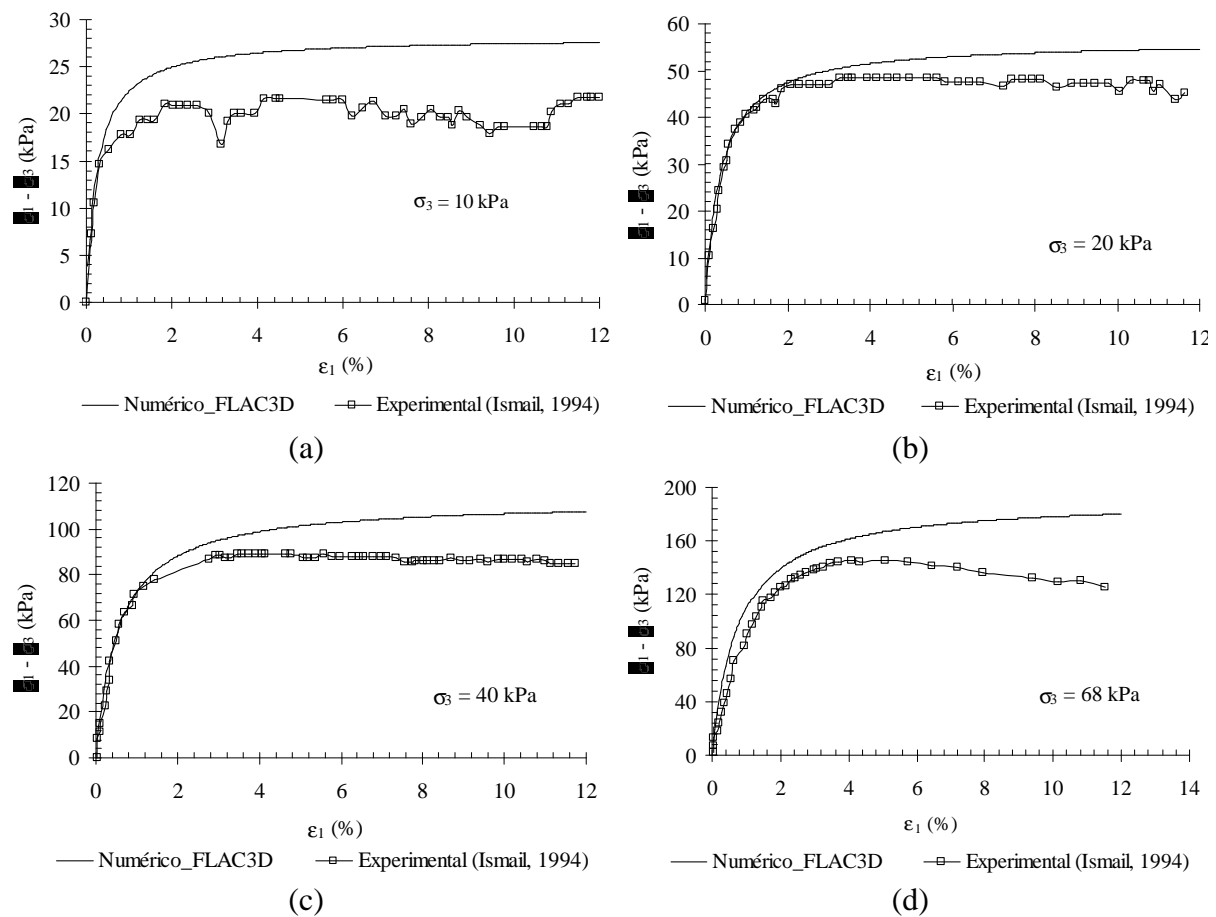


Figura 3.12 - Ensaio triaxial: (a)  $\sigma_3 = 10$  kPa, (b)  $\sigma_3 = 20$  kPa, (c)  $\sigma_3 = 40$  kPa, (d)  $\sigma_3 = 68$  kPa.

Da Figura 3.12, pode-se observar que os valores de tensão desviadora máxima foram superiores nas análises numéricas, principalmente para  $\sigma_3 = 10$  kPa. Deve-se ressaltar que o resultado numérico é também função dos dados experimentais utilizados. Assim, utilizando-se um valor de ângulo de atrito do solo inferior a 33°, os resultados numéricos poderiam ter se ajustado melhor aos experimentais sem perda da qualidade das análises, já que o solo apresenta variabilidade natural de suas propriedades.



Verifica-se também, da Figura 3.12, que os resultados experimentais apresentam uma perda de resistência após a ruptura. Esse comportamento, assim como o efeito da dilatância, não pode ser simulado pelo modelo hiperbólico implementado no FLAC 3D.

### Placa Rígida sobre Solo Coesivo

Além dos ensaios triaxiais, foi simulada, no FLAC 2D e 3D, a aplicação de uma placa rígida retangular sobre um solo puramente argiloso. O carregamento foi aplicado sob condições de deformação plana. Devido à simetria, analisou-se apenas a metade da geometria correspondente. A Figura 3.13 apresenta as dimensões da geometria estudada.

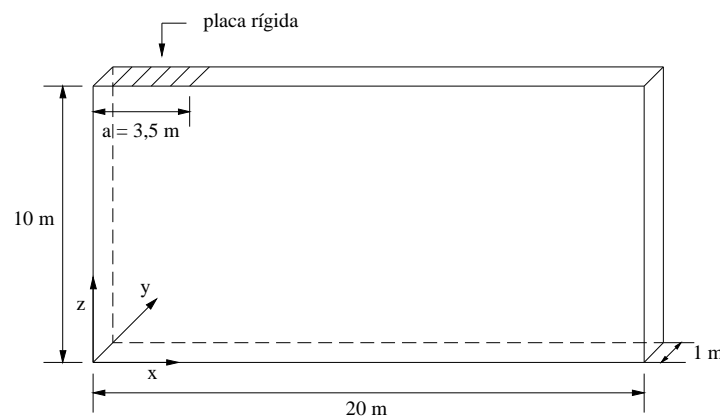


Figura 3.13 - Geometria usada na análise numérica.

A malha consistiu de 200 zonas, como apresenta a Figura 3.14. As condições de contorno aplicadas ao domínio são apresentadas na Figura 3.15. A Tabela 3.4 apresenta as propriedades do material utilizado, que corresponde a um solo puramente coesivo.

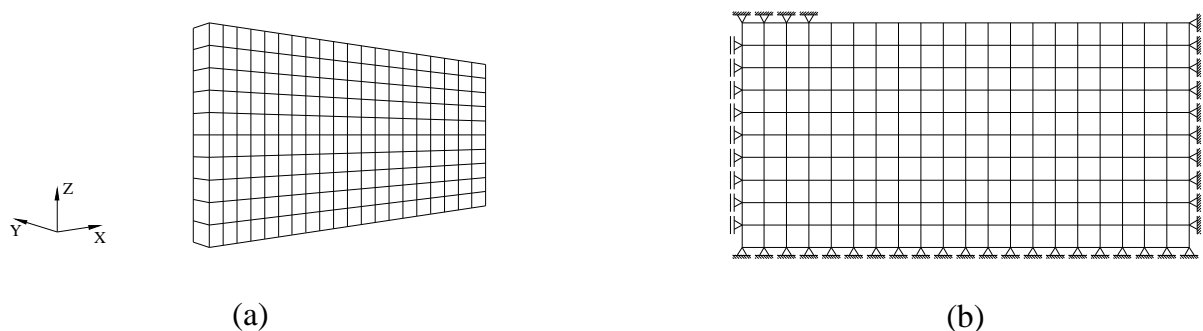


Figura 3.14 - Malha: (a) FLAC 3D (b) FLAC 2D.

A capacidade de carga de um solo puramente coesivo, submetido ao carregamento de uma placa rígida, é obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$q = (2 + \pi)c \quad (3.18)$$

Onde:

q: valor médio da pressão da placa na ruptura;

c: coesão do material.

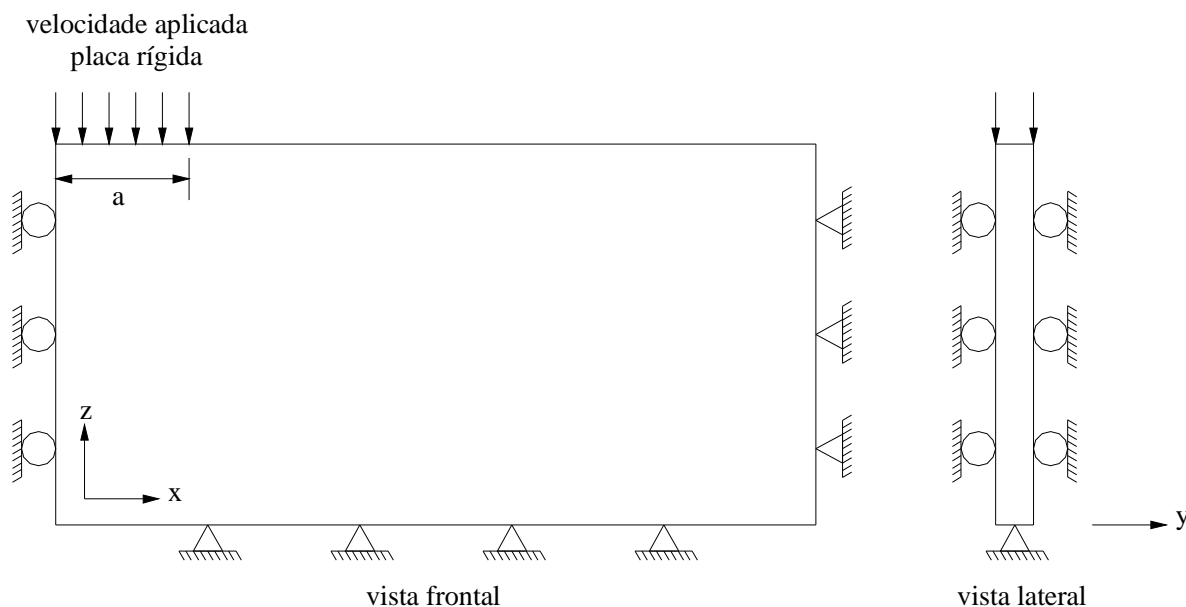


Figura 3.15 - Condições de contorno (Itasca, 2005).

Tabela 3.4 - Modelo hiperbólico de Duncan: propriedades da argila.

Material	$P_a$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$K$	$n$	$R_f$	$K_u$	$K_b$	$m$	$c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$f$ ( $^\circ$ )	$g$ ( $\text{kN/m}^3$ )
Argila	102	165	0,0	0,6	495	80	0,0	30	0,0	15

A condição de contorno utilizada para simular a aplicação do carregamento por uma placa rígida rugosa consistiu da restrição de deslocamentos em todas as direções nos pontos localizados na região de aplicação da carga. Apenas os pontos na extremidade direita da região tiveram o deslocamento horizontal liberado, para permitir uma distribuição mais uniforme do carregamento sob a placa.

Uma velocidade de magnitude igual a  $-2,5 \times 10^{-5} \text{ m/step}$  foi aplicada na direção vertical negativa sobre a região correspondente à placa de carregamento. O número máximo de *steps* aplicados nas simulações foi de 6.000. A placa de carregamento tem uma largura equivalente a 3,5 m. A pressão aplicada pela placa,  $p_{load}$ , foi normalizada pela coesão do solo,  $c$ . A Figura 3.16 apresenta o resultado obtido após a aplicação de 6.000 *steps*, o que equivale a um recalque médio igual a 15 cm.

Verifica-se, da Figura 3.16, que os resultados obtidos pelo FLAC 3D são bastante próximos dos obtidos pelo FLAC 2D, para recalques inferiores a 5 cm. A partir daí, existe uma diferença maior nos resultados fornecidos pelos dois programas. Observa-se também que, tanto no FLAC 2D como no FLAC 3D, a curva carga-recalque não se estabilizou para o valor teórico da capacidade de carga do solo ( $q/c = 2+\pi$ ).

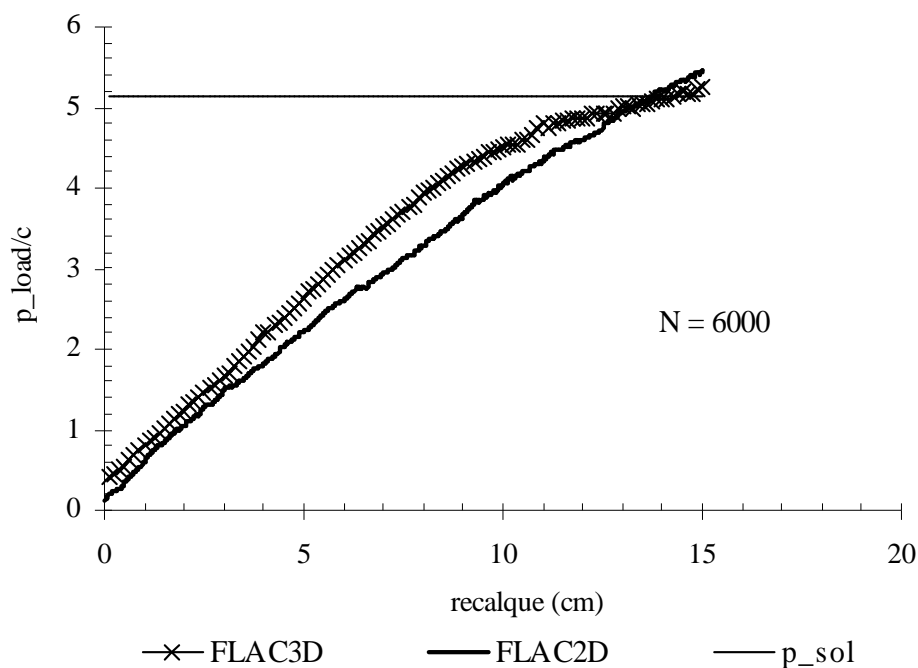


Figura 3.16 - N = 6.000 steps: p\_load/c versus recalque.

A Figura 3.17 e a Figura 3.18 apresentam o campo de deslocamentos após 1.000 e 5.000 steps, respectivamente. A Figura 3.17 mostra que, apesar da ruptura local de alguns elementos, o modelo hiperbólico fornece resultados confiáveis. Porém, quando a ruptura torna-se generalizada, o que ocorre após a aplicação de 5.000 steps, algumas instabilidades começam a surgir, fazendo com que os resultados fornecidos pelo modelo não sejam mais confiáveis, conforme apresenta a Figura 3.18, onde se verifica o aparecimento de um vetor deslocamento de elevada magnitude, localizado numa região onde não se espera tal deslocamento.

Esses resultados mostram que o modelo hiperbólico pode ser utilizado para um nível de tensões em que o solo apresenta apenas alguns elementos que sofreram ruptura. Porém, quando o nível de tensões aumenta, e a ruptura passa a ser generalizada, como no exemplo apresentado, esse modelo deve ser utilizado com cautela, com a observação dos resultados e a comparação com resultados esperados. As rotinas utilizadas para as análises numéricas do ensaio triaxial e da placa rígida são apresentadas no Apêndice B.

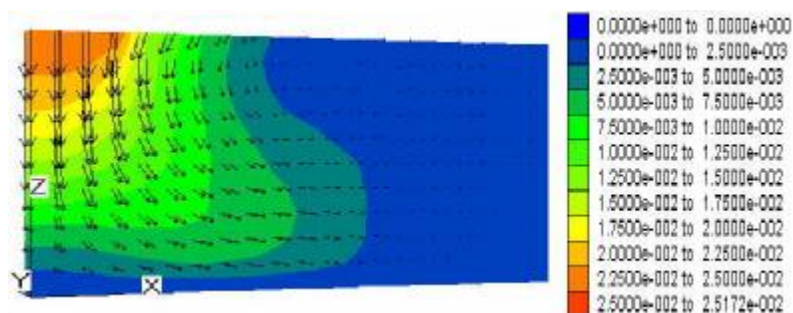


Figura 3.17 - Campo de deslocamentos: N = 1000 steps – recalque = 2,5 cm.

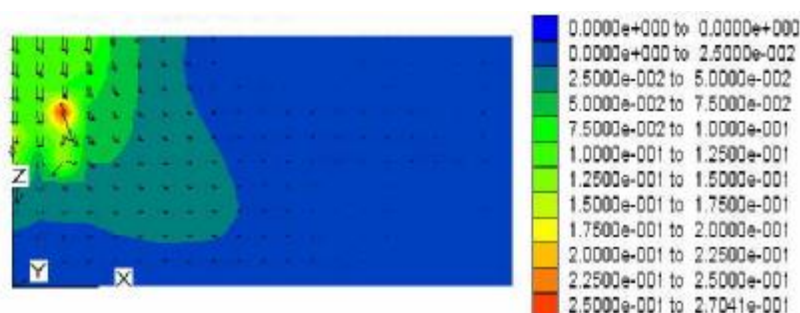


Figura 3.18 - Campo de deslocamentos - N = 5000 steps – recalque = 12,5 cm.

### 3.1.5. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE GEOSSINTÉTICOS COMO ELEMENTOS DE REFORÇO DO SOLO

O material de reforço do solo foi modelado com a utilização de elementos já disponíveis nos programas utilizados. Tais elementos serão descritos brevemente a seguir, bem como aspectos considerando a interface solo-reforço utilizada nas análises numéricas.

#### 3.1.5.1. Elemento de Reforço no Programa Plaxis

No programa Plaxis 2D, o geossintético corresponde a um elemento linear com dois graus de liberdade em cada nó ( $u_x$ ,  $u_y$ ). Pode-se ter o elemento de reforço com três ou cinco nós, dependendo se o tipo de elemento de solo a ser utilizado seja de 6 ou 15 nós, respectivamente. No programa Plaxis 3D, o geossintético corresponde a um elemento bidimensional de 8 nós, com três graus de liberdade em cada nó ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ). Deve-se destacar que, na versão dos programas utilizados neste trabalho (Plaxis 2D versão 7.2 e Plaxis 3D versão 1.2), o comportamento do elemento de reforço é elástico linear.

Algumas características referentes aos materiais de reforço são incorporadas nesses elementos, tais como: apresenta apenas rigidez normal e não possui rigidez à flexão, sustenta apenas

forças de tração e não de compressão. O parâmetro a ser fornecido corresponde à rigidez normal (axial) do reforço, EA, onde A corresponde à área da seção transversal do reforço e E, ao módulo de elasticidade.

A modelagem da interação solo-reforço é feita utilizando-se elementos de interface, cujo comportamento é descrito por um modelo elasto-plástico. O critério de Coulomb é utilizado para distinguir o comportamento elástico, onde pequenas deformações podem ocorrer do comportamento plástico, onde se pode ter escorregamento permanente. Para que a interface permaneça elástica, a tensão cisalhante,  $\tau$ , é dada por:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad (3.19)$$

Onde:  $\tau$  = tensão cisalhante;  $\sigma_n$  = tensão normal;  $\phi_i$  = ângulo de atrito do solo;  $c_i$  = coesão do solo.

E para o comportamento plástico, tem-se:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \phi_i + c_i \quad (3.20)$$

As propriedades de resistência da interface são relacionadas às propriedades de resistência da camada de solo. O conjunto de dados de cada material tem um fator de redução da resistência ( $R_{inter}$ ), que é utilizado para calcular as propriedades da interface a partir das propriedades do solo, de acordo com as seguintes expressões:

$$c_i = R_{inter} c_{solo} \quad (3.21)$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad (3.22)$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ para } (R_{inter} < 1), \text{ or } \psi_i = \psi_{solo} \quad (3.23)$$

Onde:

$R_{inter}$  = fator de redução da resistência;

$\psi_i$  = ângulo de dilatância da interface;

$\psi_{solo}$  = ângulo de dilatância do solo;

Pode-se optar por definir a interface de forma que esta não influencie a resistência do solo ao redor, o que corresponde a  $R_{inter} = 1.0$ . Como resultado, as propriedades da interface, incluindo o ângulo de dilatância ( $\psi_i$ ) terão os mesmos valores das propriedades do solo,

excetuando-se o coeficiente de poisson ( $\nu_i$ ). O valor de  $R_{inter}$  pode ser definido manualmente, dependendo da interação entre o reforço e o solo. Na versão do Plaxis 2D 7.2, permite-se definir a permeabilidade da interface como neutra, impermeável ou drenante.

### 3.1.5.2. Elemento de Reforço no Programa FLAC

A modelagem do geossintético no programa FLAC 2D pode ser feita com a utilização do elemento de cabo. Uma representação esquemática desse elemento, para o caso de tirante, pode ser vista na Figura 3.19. Seguindo com o exemplo do tirante, a resistência ao cisalhamento é considerada ao longo de todo o comprimento do elemento, sendo fornecida pela ligação (“*bond*”) entre a calda de cimento que foi injetada, “*grout*”, e o cabo e entre a calda de cimento e o solo.

O elemento de cabo pode ser dividido em um número de segmentos de comprimento  $L$ , com pontos nodais localizados no fim de cada segmento. A massa de cada segmento é concentrada nos pontos nodais.

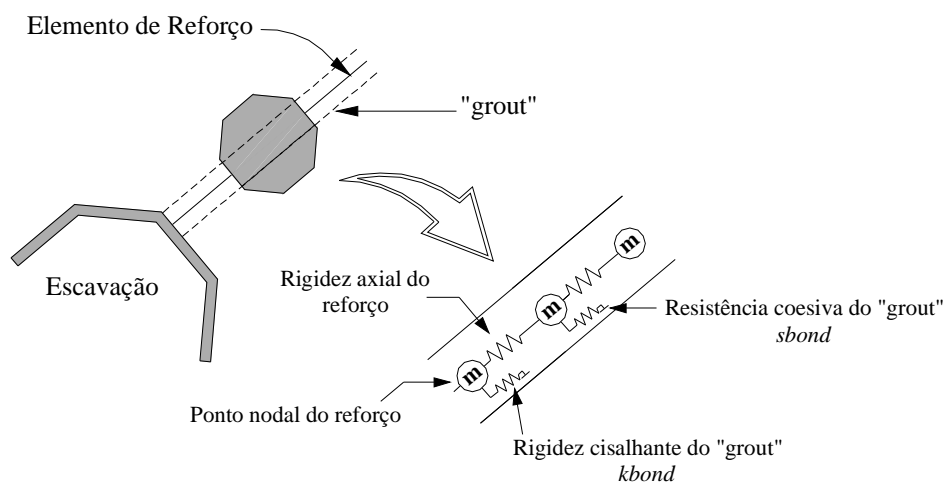


Figura 3.19 – Representação do mecanismo de interação entre o elemento de reforço e o meio circundante (Itasca, 2005).

Por apresentar uma espessura muito fina, o elemento de reforço oferece pouca resistência à flexão e é tratado como uma estrutura unidimensional com capacidade para resistir esforço uniaxial de tração. O comportamento axial do elemento de reforço é descrito por dois parâmetros, a área da seção transversal do reforço,  $A$ , e o módulo de elasticidade,  $E$ . Pode-se definir uma força de tração limite (*yield*) ou uma força de compressão limite (*ycomp*). O elemento de cabo não poderá desenvolver forças com valores acima dos especificados. Caso

não seja especificado nenhum valor para uma ou ambas as forças limite, o elemento de cabo não terá resistência de carregamento à tração e/ou à compressão.

Como mostra a Figura 3.19, o comportamento cisalhante do “grout” durante deslocamento relativo entre o elemento de reforço e o “grout” ou entre o “grout” e o solo, é representado por um sistema mola-escorregador, localizado nos pontos nodais, sendo descrito numericamente pelo parâmetro  $kbond$ , correspondente à rigidez ao cisalhamento do “grout”. Para esta tese, o “grout” foi utilizado para simular o comportamento da interface solo-geossintético.

A força cisalhante máxima que pode ser desenvolvida no “grout”, por comprimento do elemento, é função da resistência coesiva e da resistência ao atrito do “grout” que, por sua vez, depende do nível de tensão. A seguinte relação é usada para determinar a força cisalhante máxima:

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = S_{\text{bond}} + \sigma'_c \times \tan(S_{\text{friction}}) \times \text{perimeter} \quad (3.24)$$

Onde:

$F_s^{\max}$  = força cisalhante máxima;

$S_{\text{bond}}$ : resistência cisalhante intrínseca ou coesão ( $sbond$ );

$\sigma'_c$  = tensão efetiva confinante principal, normal ao elemento;

$S_{\text{friction}}$  = ângulo de atrito ( $sfriction$ );

perimeter: perímetro exposto do elemento.

O comportamento do “grout” está representado na Figura 3.20. Deve-se destacar que o elemento de cabo obedece ao movimento da malha na direção normal ao do cabo.

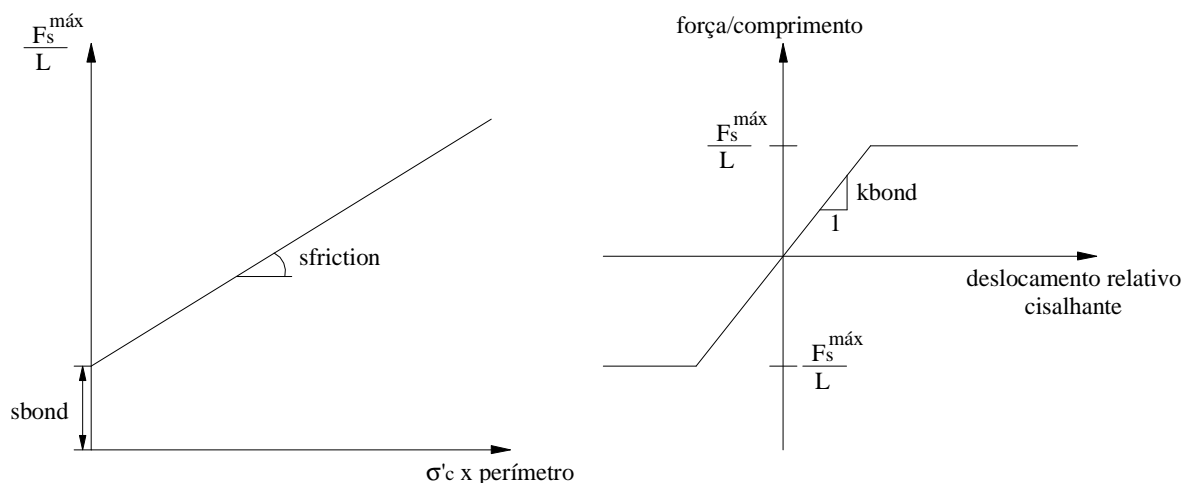


Figura 3.20 - Comportamento do “grout” para elementos de cabo.

Em resumo, os parâmetros de entrada do elemento de cabo, no FLAC 2D, e que foram utilizados neste trabalho, são os seguintes: (1) área da seção transversal do cabo,  $A$ ; (2) módulo de elasticidade do cabo,  $E$ ; (3) resistência à tração (*yield*) e à compressão do cabo (*ycomp*); (4) perímetro exposto do cabo (*perimeter*); (5) rigidez ao cisalhamento do “grout” (*kbond*); (6) coesão (*sbond*) e ângulo de atrito (*sfraction*) do “grout”.

Geotêxteis e geogrelhas podem ser modelados no FLAC 3D usando-se elementos estruturais denominados *geogridSELS*, que correspondem a elementos planos de três nós que resistem a esforços de tração, mas não resistem à flexão. Um conjunto de *geogridSELS* forma uma membrana. Esses elementos se comportam como materiais elásticos lineares sem valor limite de ruptura, isotrópicos ou ortotrópicos. Na direção normal, os elementos *geogridSELS* obedecem ao movimento da malha. No plano tangente à superfície da membrana, existe uma interação entre o elemento e a malha de diferenças finitas baseada na resistência cisalhante. O elemento *geogridSEL* é o equivalente bidimensional do elemento de cabo do FLAC2D.

O comportamento cisalhante da interface solo-elemento de reforço é baseado na coesão e no atrito, sendo controlada pelas propriedades de um sistema de molas: (1) rigidez por unidade de área ( $k$ ); (2) resistência coesiva ( $c$ ); (3) ângulo de atrito ( $\phi$ ); (4) tensão confinante ( $\sigma_m$ ).

A tensão confinante  $\sigma_m$  age perpendicularmente à superfície do elemento de reforço, sendo computada em cada nó do elemento baseada na tensão que age numa única zona ligada a esse nó.

Os parâmetros de entrada do elemento geossintético no FLAC 3D, e que foram utilizados neste trabalho, estão apresentados na Tabela .

Tabela 3.5 – Propriedades do elemento geossintético no FLAC 3D.

	<b>Propriedades</b>	<b>Descrição</b>
Geossintético	E	módulo de elasticidade
	$\nu$	coeficiente de Poisson
	t	espessura
Interface solo-geossintético	cs_scoh	coesão
	cs_sfric	ângulo de atrito
	cs_sk	rigidez por unidade de área



Para ilustrar a simulação do geossintético no programa FLAC 3D, será apresentado, a seguir, um ensaio de arrancamento. Esse exemplo foi retirado do manual do FLAC 3D (Itasca, 2003), sendo alteradas algumas características. O ensaio consiste em colocar uma manta de geossintético numa caixa contendo solo e, em seguida, arrancá-la do solo. A força de arrancamento e os deslocamentos são monitorados e o ensaio é realizado para várias tensões confinantes. A configuração do ensaio é apresentada na Figura 3.21.

As propriedades dos materiais são as seguintes:

§ Solo:  $E = 15 \text{ MPa}$ ;  $\nu = 0,3$ ;  $\rho = 1950 \text{ kg/m}^3$ ;

§ Geogrelha:  $E = 100 \text{ MPa}$ ;  $\nu = 0,33$ ;  $t = 2 \text{ mm}$ .

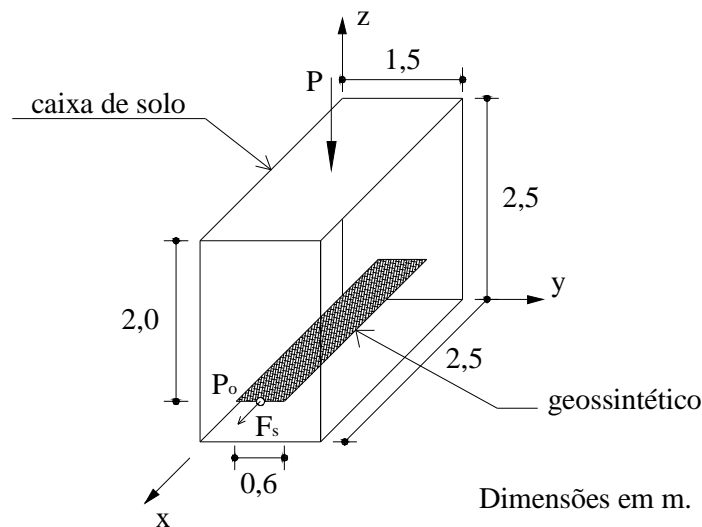


Figura 3.21 – Configuração do ensaio de arrancamento (Itasca, 2003).

Neste exemplo, assume-se que o solo e a geogrelha apresentam comportamento elástico e que a ruptura ocorre apenas na interface geogrelha-solo. De um ensaio de arrancamento, realizado para várias tensões confinantes, estima-se o valor da propriedade  $k$  como sendo a inclinação da tensão de arrancamento pelo deslocamento resultante, conforme Figura 3.20. A tensão de arrancamento corresponde à força de arrancamento,  $F_s$ , dividida pela área da geogrelha que está dentro do solo ( $A_{\text{geogrelha}}$ ). Neste caso,  $A_{\text{geogrelha}} = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}^2$ .

Calculando-se o peso de solo acima da geogrelha, tem-se uma tensão confinante de 39 kPa ( $2 \text{ m} \times 19,50 \text{ kN/m}^3$ ). Para essa tensão confinante, obtém-se dos resultados do ensaio, o deslocamento resultante para uma dada força de arrancamento. Considerando-se que a força de arrancamento foi de 12,75 kN e o deslocamento resultante tenha sido igual a 5 mm, obtém-se o valor de  $k$  da seguinte maneira:

$$k = \frac{12750}{2,5 \times 0,6} \times \frac{1}{0,005} = 1,7 \times 10^6 \text{ N/m}^3 \quad (3.25)$$

Os valores de  $\phi$  e  $c$  são obtidos de um gráfico da força de arrancamento pela tensão confinante, conforme apresentado na Figura 3.20. Para este exemplo, obtiveram-se  $c = 3,6 \text{ kN/m}^2$  e  $\phi = 27,5^\circ$ . O modelo no FLAC 3D é apresentado na Figura 3.22 e consiste de 60 *geogridSELS* e 250 zonas.

As condições de contorno correspondem a deslocamentos impedidos nas laterais e no fundo da caixa. Inicialmente, o estado de tensões inicial é gerado. Nenhuma pressão será aplicada no topo da caixa. A tensão confinante sobre a geogrelha é, portanto, de 39 kPa, equivalente ao peso do solo. O ensaio de arrancamento é realizado aplicando-se uma velocidade horizontal constante aos nós da geogrelha que estão na frente da caixa. A força total é monitorada, assim como o deslocamento. Além disso, a tensão cisalhante e o deslocamento total cisalhante foram monitorados em seis pontos na linha central da geogrelha, espaçados de 0,5 m, conforme apresentado na Figura 3.21.

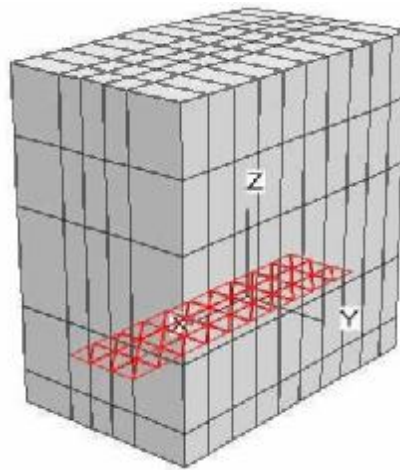


Figura 3.22 – Modelo no FLAC 3D do ensaio de arrancamento.

Aplicou-se uma velocidade de  $1,0 \times 10^{-7} \text{ m/step}$ , num total de 500.000 *steps*, obtendo-se um deslocamento da geogrelha, na parte frontal da caixa, de 5 mm. A Figura 3.23 apresenta a distribuição dos deslocamentos ao longo da geogrelha.

A tensão cisalhante na interface geogrelha-solo é apresentada na Figura 3.24. Os pontos onde ocorreu escoamento (plastificação) na interface geogrelha-solo são apresentados na Figura 3.25.

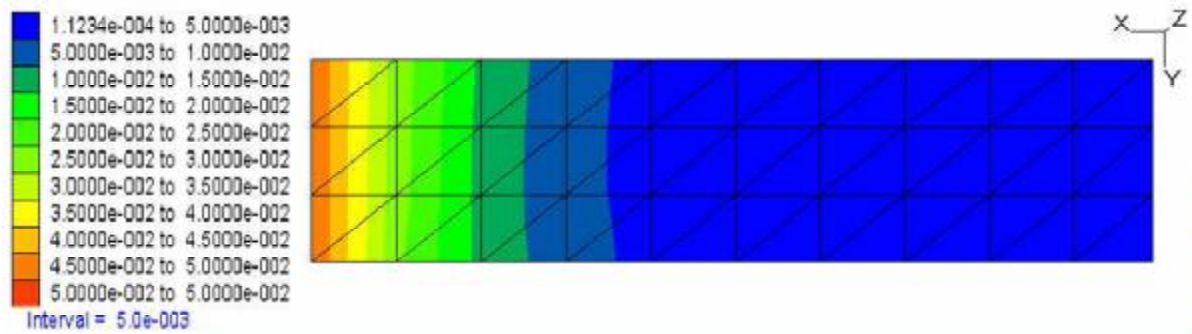


Figura 3.23 – Deslocamentos na direção x ao longo da geogrelha.

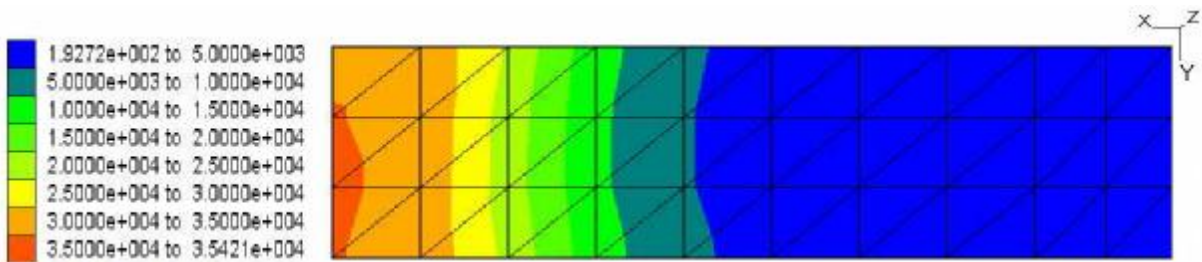


Figura 3.24 – Tensão cisalhante na interface geogrelha-solo.

Dois tipos de mecanismos de ruptura podem ocorrer: ruptura por cisalhamento ou ruptura por tração. As tensões em uma determinada zona (elemento) podem estar na superfície de escoamento (a zona está em ruptura ativa “agora”) ou pode ter ocorrido ruptura naquela zona em um momento anterior durante a simulação, mas agora as tensões estão abaixo da superfície de escoamento (a zona sofreu ruptura no “passado”). O escoamento plástico pode ocorrer no início da simulação, mas uma redistribuição subsequente de tensões pode ocorrer, descarregando os elementos que estavam na superfície de escoamento e fazendo com que as tensões naqueles elementos não satisfaçam mais ao critério de escoamento. No caso da Figura 3.25, são apresentados como círculos azuis, os pontos onde as tensões estão na superfície de escoamento (escoamento agora).

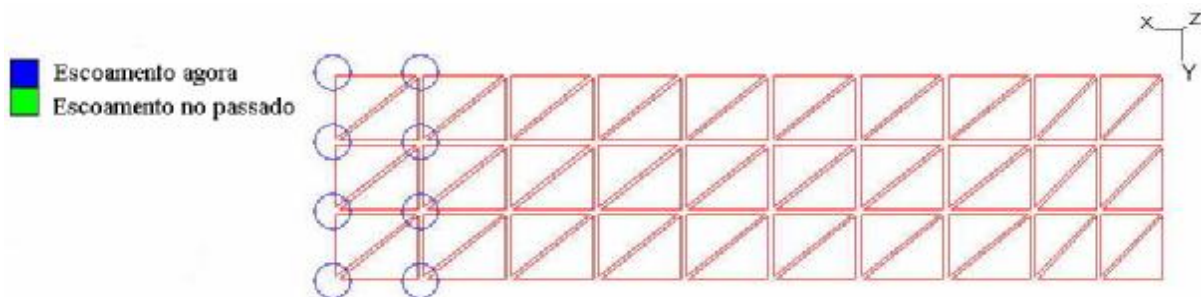


Figura 3.25 – Pontos onde ocorreu escoamento na interface geogrelha-solo.

O gráfico da tensão de arrancamento em função do deslocamento no nó da geogrelha, situado na parte frontal da caixa, onde a velocidade horizontal foi aplicada, é apresentado na Figura 3.26.

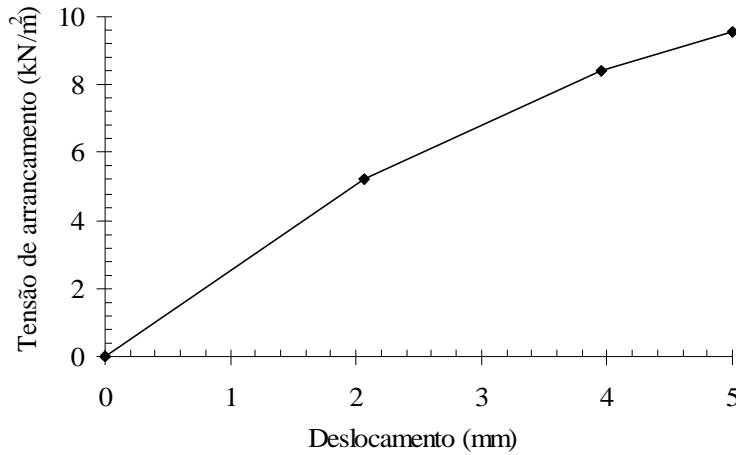


Figura 3.26 – Tensão de arrancamento em função do deslocamento no nó da geogrelha.

O comportamento da curva tensão-deslocamento obtida é função das propriedades da interface adotadas. A rotina utilizada para a simulação do ensaio de arrancamento é apresentada no Apêndice B.

### **3.1.6. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO CARREGAMENTO CÍCLICO**

A simulação do comportamento do material submetido ao carregamento cíclico exige que o modelo constitutivo adotado permita o acúmulo de deformações plásticas com o aumento do número de ciclos de carga.

O modelo elástico é incapaz de apresentar deformações permanentes das camadas que constituem uma estrada ou ferrovia quando da remoção das cargas dos veículos. Segundo Perkins (2001), esses modelos são utilizados para avaliar deformação de tração na superfície inferior da camada de concreto asfáltico e deformação vertical de compressão no topo do subleito, quando a carga de tráfego é aplicada. Expressões empíricas são utilizadas para relacionar a deformação de tração na camada de concreto asfáltico com fadiga e a deformação vertical de compressão no subleito com deformação superficial permanente.

Modelos constitutivos que incorporam plasticidade com lei de endurecimento isotrópico podem ser utilizados para prever deformações permanentes sob a aplicação de apenas um ciclo de carga. A Figura 3.27a ilustra a resposta típica desses modelos, submetidos a

condições uniformes de tensão e deformação, como num ensaio triaxial, por exemplo. Nessa figura, verifica-se uma resposta elasto-plástica durante a aplicação do carregamento e uma resposta puramente elástica é vista durante descarregamento. A aplicação de um novo carregamento, atingindo o mesmo nível de tensão do primeiro ciclo de carga, resultará num comportamento puramente elástico sem acúmulo de deformação permanente (Perkins, 2001).

O comportamento real do material submetido ao carregamento cíclico corresponde ao apresentado na Figura 3.27b. Neste caso, devem-se utilizar modelos constitutivos que incorporem plasticidade com endurecimento cinemático. A lei de endurecimento isotrópico permite a expansão uniforme da superfície de carregamento, enquanto a lei de endurecimento cinemático permite que a superfície de carregamento se mova como um corpo rígido no espaço de tensões (Perkins, 2001).

Modelos constitutivos, apresentando o comportamento ilustrado na Figura 3.27a, poderiam permitir o acúmulo de deformação permanente se, por exemplo, no caso de um pavimento de concreto asfáltico, essa camada sofresse um decréscimo de espessura devido ao carregamento. Isso permitiria que a tensão transmitida para a camada de base e subleito fosse maior durante o próximo ciclo de carga, o que desenvolveria deformações plásticas adicionais (Perkins, 2001).

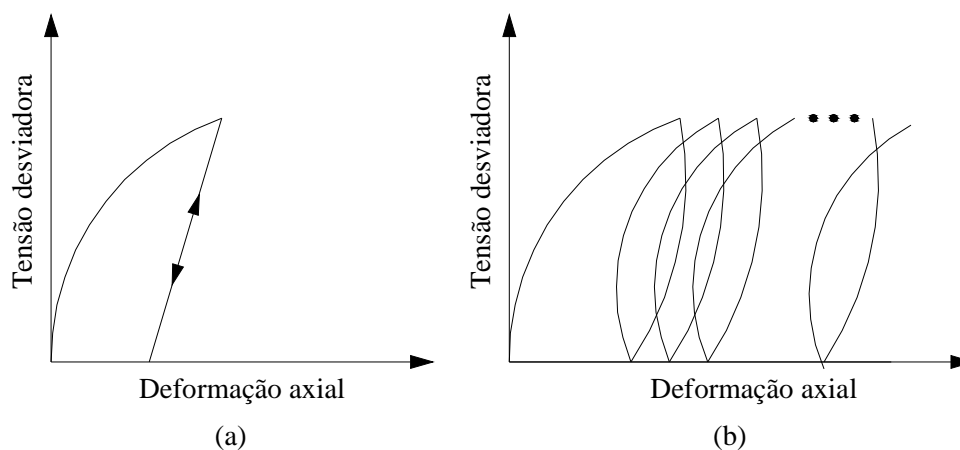


Figura 3.27 – Comportamento cíclico da camada de agregado (a) modelo convencional que incorpora plasticidade (b) modelo com endurecimento cinemático (Perkins, 2001).

Neste trabalho, foram utilizados programas numéricos comerciais. Tais programas possuem já incorporados alguns modelos constitutivos, para que seja simulado o comportamento tensão-deformação dos materiais analisados. Contudo, nenhum dos modelos constitutivos existentes nesses programas incorpora plasticidade com lei de endurecimento cinemático, tornando

inviável a simulação do comportamento dos materiais sob carregamento cíclico. Procurou-se reverter essa limitação pela utilização de carregamento estático equivalente, expressões empíricas para previsão de deformações acumuladas e o conhecimento teórico existente sobre o comportamento do solo sob carregamento cíclico.

### **3.2. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO**

Este capítulo apresentou os principais aspectos considerados nas análises numéricas realizadas nesta pesquisa. Foi apresentada uma breve revisão sobre o método das diferenças finitas e dos elementos finitos; os modelos constitutivos utilizados para simular o comportamento dos materiais, as características dos programas Plaxis e FLAC e, finalmente, a uma descrição do processo de implementação do modelo hiperbólico no FLAC3D e os exemplos utilizados para a validação do modelo implementado. Deve-se ressaltar que a qualidade dos resultados das simulações depende principalmente das propriedades dos materiais, do modelo constitutivo adotado, da geometria simulada e do carregamento aplicado.

## *Modelos Reduzidos*

Neste capítulo, são apresentadas análises numéricas de ensaios em modelos reduzidos realizados em laboratório para o estudo do mecanismo de reforço em estradas não-pavimentadas e ferrovias reforçadas com geossintéticos.

### **4.1. INTRODUÇÃO**

A complexidade em analisar as estradas não-pavimentadas e ferrovias numa escala real estimulou a realização de inúmeros ensaios de laboratório utilizando-se modelos físicos. Com isso, procurou-se aproximar ao máximo as condições encontradas no campo e reproduzi-las de maneira simplificada no laboratório. A seguir, serão apresentados resultados de análises numéricas de alguns modelos físicos construídos para o estudo do efeito e mecanismos de atuação do geossintético em estradas não-pavimentadas e ferrovias.

### **4.2. MODELAGEM FÍSICA**

Ensaio em modelos reduzidos devem ser realizados de forma tal que as dimensões geométricas de cada componente, como por exemplo, a área de contato do pneu com o solo, as dimensões do dormente, a altura do aterro ou da camada de lastro, sejam reduzidas por um fator de escala. O tamanho das partículas do material deve também ser apropriadamente reduzido por meio da combinação de materiais diferentes (areia e pedregulho, por exemplo) ou pela produção de agregados artificiais (Love, 1984).

No caso da utilização de geossintéticos, como as geogrelhas, por exemplo, a versão a ser utilizada no modelo reduzido deve levar em conta o tipo de polímero utilizado na fabricação do produto e as dimensões do tamanho de abertura da geogrelha, para que o efeito de intertravamento entre a partícula e a grelha seja corretamente considerado (Love, 1984).

Porém, além da redução das dimensões geométricas de uma determinada estrutura, deve-se reduzir convenientemente as propriedades dos materiais no sistema, tais como, parâmetros relacionados à resistência e à rigidez. Para que isso seja alcançado, faz-se a análise

dimensional considerando-se todos os parâmetros relevantes ao problema em estudo. Para o caso de estradas não-pavimentadas, por exemplo, essa análise pode ser feita em termos da capacidade de carga do sistema ( $q$ ) que dependerá das seguintes propriedades (Love, 1984):

$$q = f_1(d, B, H, s_u, J, G_1, G_2, g_1, g_2, f') \quad (4.1)$$

Onde:

$q$  = capacidade de carga do sistema;

$\delta$  = penetração da placa;

$B$  = largura da placa;

$H$  = profundidade do aterro;

$s_u$  = resistência não-drenada do material do subleito;

$J$  = rigidez da geogrelha por unidade de comprimento;

$G_1$  e  $G_2$  = módulos elásticos cisalhantes do material de aterro e do subleito, respectivamente;

$\gamma_1$  e  $\gamma_2$  = pesos específicos do material de aterro e do subleito, respectivamente;

$\phi'$  = ângulo de atrito interno do material do aterro.

Organizando os parâmetros da Equação 4.1 na forma adimensional, tem-se (Love, 1984):

$$\frac{q}{s_u} = f_2\left(\frac{d}{B}, \frac{H}{B}, \frac{g_1 B}{s_u}, \frac{J}{s_u B}, \frac{G_2}{s_u}, \frac{G_1}{G_2}, \frac{g_1}{g_2}, f'\right) \quad (4.2)$$

A rigidez do geossintético ( $J$ ) corresponde ao módulo secante a uma determinada deformação, obtido de uma curva da carga de tração por unidade de largura em função da deformação.

Tem-se também a seguinte expressão para a definição de  $J$ :

$$J = E' t \quad (4.3)$$

Onde:

$J$  = rigidez do geossintético;

$E'$  = módulo de elasticidade do geossintético;

$t$  = espessura do geossintético.

Love (1984) sugere que, se a geometria é reduzida por um fator de escala ( $w$ ), tem-se:

§  $\gamma_1$  e  $\gamma_2$  não podem ser reduzidos sem uma centrífuga;

§  $s_u$ ,  $G_1$  e  $G_2$  devem ser reduzidos pelo fator de escala;

§ O módulo de elasticidade do geossintético,  $E'$ , deve ser reduzido pelo fator de escala, o que pode ser alcançado pela utilização de um tipo diferente de polímero na produção do



geossintético, pela redução da taxa de deformação imposta ou pelo aumento da temperatura. A rigidez do reforço ( $J$ ) deve ser reduzida pelo fator de escala ao quadrado.

Levando-se em consideração o que foi exposto acima, nem sempre é possível ajustar todas as propriedades dos materiais à escala do modelo físico, principalmente no que diz respeito às propriedades do material de reforço. Nas análises numéricas apresentadas neste trabalho, foram utilizadas as propriedades fornecidas pelos autores dos ensaios ou estimadas de acordo com os materiais utilizados pelos mesmos. As eventuais implicações nos resultados numéricos obtidos serão avaliadas para cada ensaio simulado.

### 4.3. CAPACIDADE DE CARGA

A capacidade de carga última ( $q_f$ ) é definida como a pressão que causaria ruptura por cisalhamento do solo imediatamente abaixo e adjacente à região de aplicação da carga. Três modos de ruptura foram identificados, conforme apresenta a Figura 4.1. Para isso, considera-se a aplicação de um carregamento em faixa (Craig, 1997).

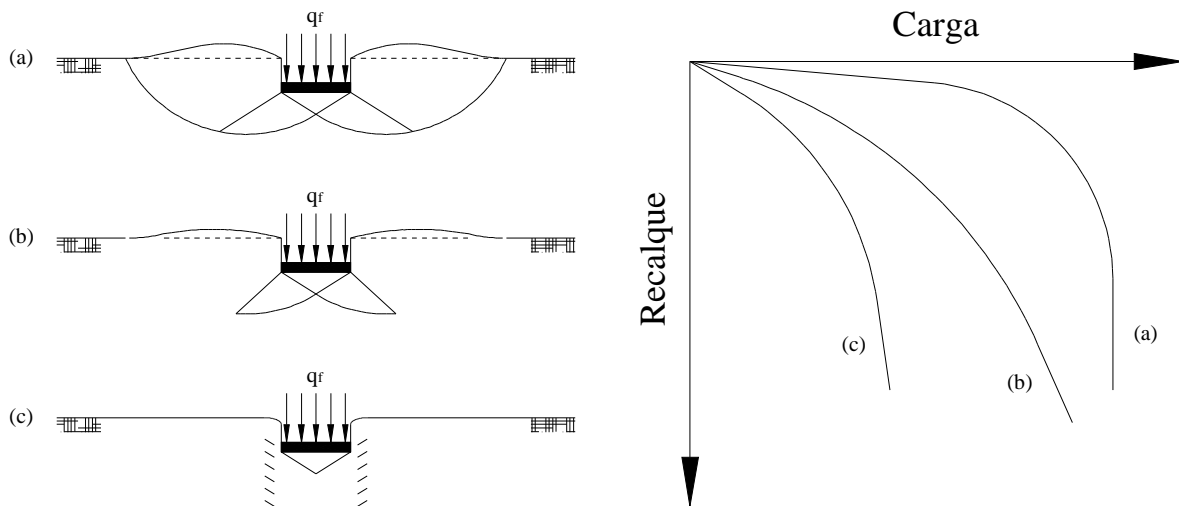


Figura 4.1 – Modos de ruptura por cisalhamento: (a) geral (b) local, (c) punção (Craig, 1997).

A ruptura por cisalhamento geral caracteriza-se pelo desenvolvimento de superfícies de ruptura contínuas entre os cantos da placa de carregamento e a superfície do solo, conforme apresenta a Figura 4.1a. Quando a pressão é aumentada até o valor de  $q_f$ , o estado de equilíbrio plástico é alcançado, inicialmente no solo ao redor das extremidades da placa de carregamento, depois gradualmente se espalha para baixo e para as laterais da área carregada, até atingir toda região acima das superfícies de ruptura. O levantamento da superfície do solo

ocorre em ambos os lados da placa. Esse mecanismo de ruptura é comum em solos de baixa compressibilidade (solos densos ou rígidos) e a curva pressão-deslocamento tem a forma geral apresentada na Figura 4.1, onde a capacidade de carga última é bem definida (Craig, 1997).

O modo de ruptura local (Figura 4.1b) caracteriza-se pela compressão significativa do solo abaixo da placa. Nesse caso, o estado de equilíbrio plástico é parcialmente alcançado. As superfícies de ruptura não alcançam a superfície do solo e apenas um discreto levantamento ocorre. O modo de ruptura local ocorre em solos de alta compressibilidade e, como apresentado na Figura 4.1, é caracterizado pela ocorrência de grandes deslocamentos em que a capacidade de carga última não é claramente definida. A ruptura por punção (Figura 4.1c) ocorre quando há relativamente alta compressibilidade do solo sob a placa, acompanhada por cisalhamento na direção vertical próximo às extremidades da placa. Esse tipo de ruptura também ocorre num solo de baixa compressibilidade se a fundação se localiza a uma profundidade considerável (Craig, 1997).

Considerando a aplicação do carregamento em faixa sobre solo coesivo, perfeitamente plástico e com resistência constante com a profundidade, tem-se que a capacidade de carga do solo não é afetada pela rigidez da base da placa. Porém, as deformações podem variar bastante, conforme apresenta a Figura 4.2 (Love *et al.*, 1987).

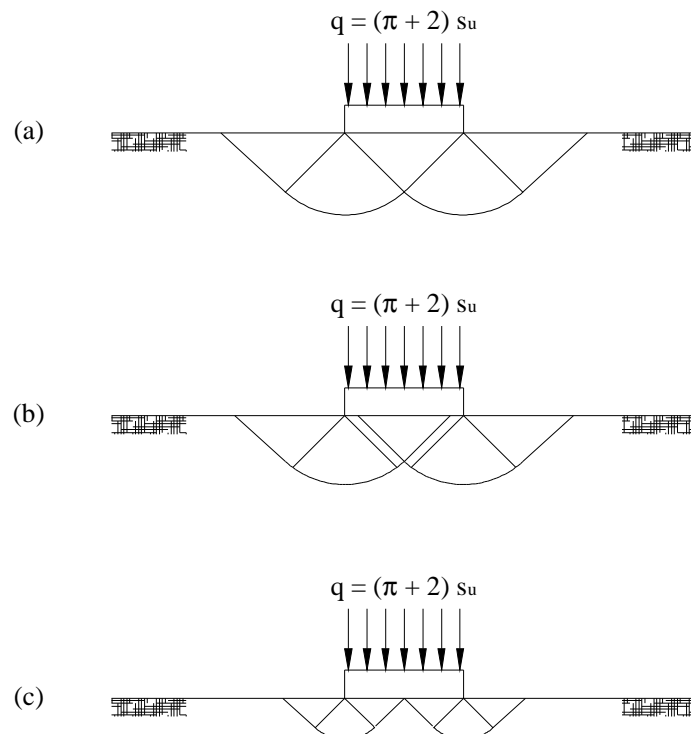


Figura 4.2 – Mecanismo de ruptura para placas rígidas – solos coesivos (Love *et al.*, 1987).

Uma placa rígida é limitada ao mecanismo da Figura 4.2a, enquanto uma placa flexível pode desenvolver qualquer um dos mecanismos apresentados. Os materiais que apresentam crescimento da resistência com a profundidade tendem a desenvolver um mecanismo como o da Figura 4.2c (Love *et al.*, 1987).

#### 4.4. MODELO FÍSICO DE FERREIRA JR. (1995)

Como mencionado no Capítulo 1 desta tese, Ferreira Jr. (1995) apresentou resultados de ensaios em modelos físicos (fator de escala igual a 1/10 do protótipo) para o estudo de estradas não-pavimentadas sobre solos moles, com e sem a presença de geotêxtil. Segundo Ferreira Jr. (1995), o modelo físico tentava representar o sistema veículo-aterro-subleito de estradas não-pavimentadas, onde o carregamento aplicado ao aterro por uma placa rígida correspondia à simulação de um par de rodas conjugadas do eixo traseiro de um veículo tipo.

A seguir, serão apresentados os resultados das análises numéricas realizadas por meio do programa Plaxis 2D, para o estudo desses ensaios. Simulou-se somente a aplicação do primeiro estágio de carregamento, ou seja, não foi considerado o efeito de manutenção da estrada e a aplicação de outros estágios de carregamento realizados por Ferreira Jr. (1995).

##### 4.4.1. DESCRIÇÃO DO ENSAIO

A Figura 4.3 apresenta a caixa rígida utilizada nos ensaios, com dimensões de 800 mm (comprimento) x 220 mm (largura) x 300 mm (profundidade). A placa metálica de carregamento, que simulou a solicitação do par de pneus do veículo sobre o aterro, possuía dimensões de 50 mm de largura (B) por 220 mm de comprimento se estendendo, portanto, sobre toda a largura da caixa. A aplicação do carregamento tentou aproximar, então, a condição de deformação plana.

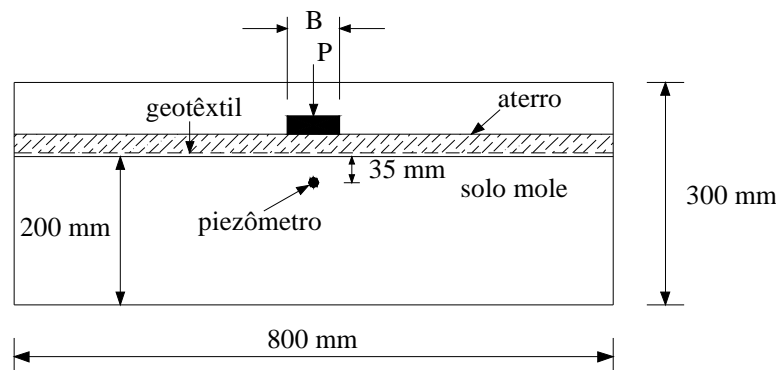


Figura 4.3 – Seção transversal do ensaio realizado por Ferreira Jr. (1995).

#### 4.4.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Ferreira Jr. (1995) utilizou os seguintes materiais: caulim dolomítico (silte), para representar o solo mole de fundação; três tipos de materiais de aterro (A, B e D) com granulometrias reduzidas na escala do modelo (1/10) e que representavam materiais de boa, intermediária e má qualidade, respectivamente, sob o ponto de vista da distribuição granulométrica; e uma manta de geotêxtil não-tecido, como material de reforço.

##### 4.4.2.1. Subleito

O caulim dolomítico utilizado para representar o solo mole do subleito foi caracterizado granulometricamente como silte. A Tabela 4.1 apresenta as principais propriedades desse material e a Tabela 4.2 apresenta as propriedades da camada de solo mole do subleito, cujo perfil de resistência não-drenada ( $s_u$ ) é apresentado na Figura 4.4.

Tabela 4.1- Propriedades do caulim dolomítico (Ferreira Jr.,1995).

Densidade real dos grãos	2,87
Permeabilidade (m/s)	$10^{-8}$ a $10^{-9}$
Coefficiente de compressibilidade ( $m^2/kN$ )	0,075
Módulo edométrico ( $kN/m^2$ )	800
Ângulo de atrito caulim-geotêxtil ( $^\circ$ )	32,2

Tabela 4.2 - Propriedades da camada de solo mole do subleito (Ferreira Jr.,1995).

Peso específico seco ( $kN/m^3$ )	17,5
Grau de saturação (%)	100
Índice de vazios	0,64
Teor de umidade médio (%)	23
Resistência não-drenada média a 50 mm de profundidade ( $kN/m^2$ )	2,5

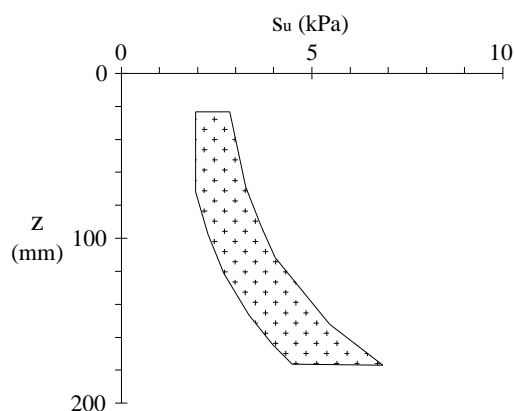


Figura 4.4 – Envoltória da resistência não-drenada do subleito (Palmeira & Ferreira Jr., 1994).

#### 4.4.2.2. Aterro

Nas simulações numéricas realizadas neste trabalho, utilizaram-se somente as propriedades relativas ao material de aterro A, classificado como de boa qualidade quanto à distribuição granulométrica. A Tabela 4.3 apresenta as principais propriedades desse material.

Tabela 4.3 – Propriedades do material de aterro (Ferreira Jr.,1995).

Densidade real dos grãos	2,72
Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	18
Índice de vazios	0,51
Teor de umidade médio (%)	17
Grau de saturação (%)	90
Permeabilidade (m/s)	10 <sup>-5</sup>
Ângulo de atrito (°)	38
Ângulo de atrito aterro-geotêxtil (°)	37,5

#### 4.4.2.3. Reforço

O material de reforço utilizado nos ensaios de Ferreira Jr. (1995) foi um geotêxtil do tipo não-tecido de poliéster agulhado. As principais características são apresentadas na Tabela 4.4. Segundo Ferreira Jr. (1995), a espessura do geotêxtil não foi reduzida na escala do modelo para preservar as características de drenagem do reforço.

Tabela 4.4 – Propriedades do geotêxtil (Ferreira Jr., 1995).

Resistência à tração na ruptura (kN/m)	3,30
Deformação na ruptura (%)	70
Módulo de rigidez médio (kN/m)	5,40
Gramatura (g/m <sup>2</sup> )	70
Espessura a 2 kPa de pressão (mm)	0,60

### 4.4.3. DESCRIÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA

#### 4.4.3.1. Condições de Contorno e Discretização da Geometria

As simulações numéricas foram realizadas no programa de elementos finitos Plaxis 2D. O carregamento resultou da aplicação de deslocamento vertical prescrito sob condição de deformação plana. Devido à simetria do problema, apenas metade da caixa foi simulada. As condições de contorno foram: deslocamentos horizontais impedidos no eixo de simetria e na lateral direita da caixa e deslocamentos horizontais e verticais impedidos no fundo da caixa. A

malha de elementos finitos consistiu de 934 elementos triangulares de seis nós, conforme mostra a Figura 4.5. O reforço foi disposto na interface aterro-subleito. Utilizou-se elemento de interface acima e abaixo do reforço.

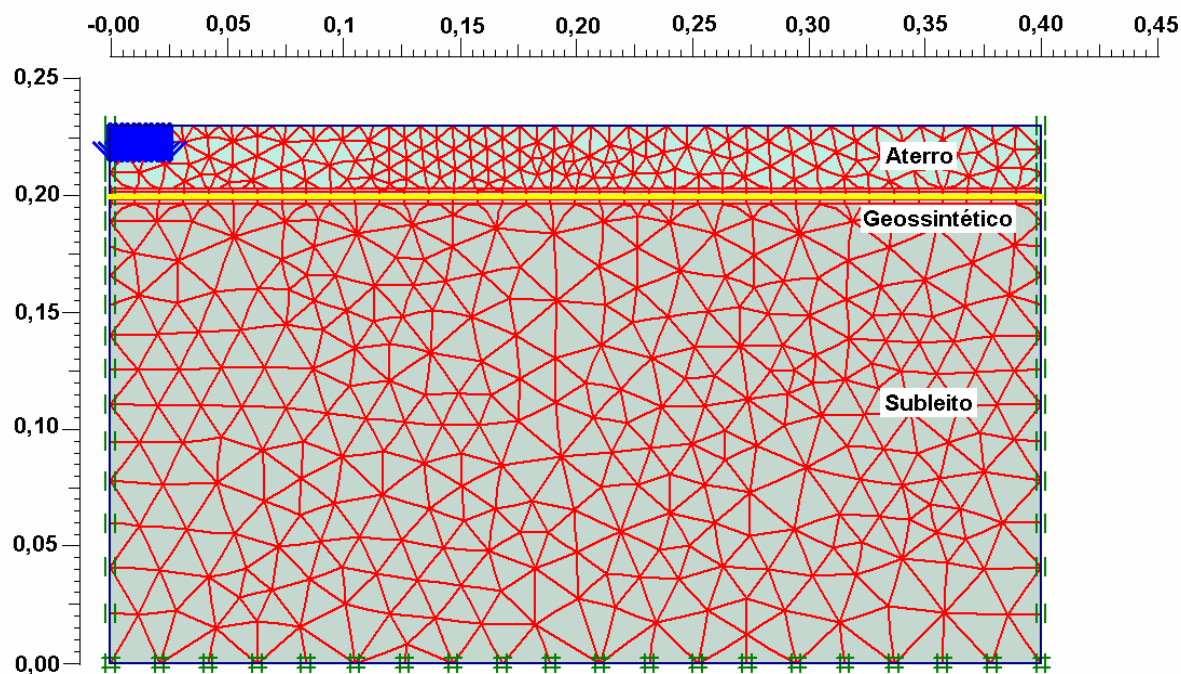


Figura 4.5 - Malha de elementos finitos no Plaxis 2D.

#### 4.4.3.2. Modelagem dos Materiais

A Tabela 4.5 apresenta as propriedades dos solos utilizadas nas análises numéricas. Para o caso sem reforço, determinaram-se os valores dos módulos de elasticidade ( $E$ ) da argila e areia que melhor aproximassem os resultados numéricos dos experimentais. Segundo Ferreira Jr. (1995), o solo mole do subleito apresentava comportamento não-drenado e permeabilidade baixa. Nas análises numéricas, utilizou-se um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,49 e ângulo de atrito ( $\phi_{total}$ ) igual a zero para o material do subleito, com o objetivo de aproximar a condição de incompressibilidade imposta pelo comportamento não-drenado.

Tabela 4.5 - Propriedades dos solos utilizadas nas análises numéricas.

Solo	$g$ ( $kN/m^3$ )	$E$ ( $kPa$ )	$\nu$	$c$ ou $s_u$ ( $kPa$ )	$f$ ( $^\circ$ )
Argila (subleito)	17,5	200	0,49	3,0	0,0
Areia (aterro)	18,0	5.000	0,3	0,7	38

Obs.:  $\gamma$  = peso específico,  $E$  = módulo de elasticidade,  $\nu$  = coeficiente de Poisson,  $c$  = coesão,  $s_u$  = resistência não-drenada do solo mole,  $\phi$  = ângulo de atrito.

Em função da envoltória de resistência não-drenada do subleito, apresentada na Figura 4.4, a variação de  $s_u$  foi simulada numericamente considerando-se um acréscimo de  $16 \text{ kN/m}^2/\text{m}$  com a profundidade, a partir de uma posição de referência igual a  $0,20 \text{ m}$  (interface aterro-subleito), onde o valor da resistência não-drenada foi definido igual a  $3 \text{ kN/m}^2$ , para ajustar melhor a curva numérica com a experimental. Assim, a resistência não-drenada variou de  $3 \text{ kN/m}^2$  (interface aterro-subleito) a  $6,2 \text{ kN/m}^2$  (fundo da caixa). Contudo, tendo em vista a comparação dos resultados numéricos com os experimentais, nas curvas carregamento aplicado *versus* deslocamento vertical, normalizou-se a carga aplicada pela resistência não-drenada média a  $50 \text{ mm}$  de profundidade, definida experimentalmente como sendo  $2,5 \text{ kPa}$ .

A rigidez do geotêxtil, obtida em ensaio de tração de faixa larga, resultou em um valor igual a  $5,4 \text{ kN/m}$ . O ângulo de atrito da interface aterro-geotêxtil foi mantido igual ao ângulo de atrito do solo, pois conforme apresentado na Tabela 4.3, o ângulo de atrito de interface aterro-geotêxtil é igual a  $37,5^\circ$ , ou seja, bastante próximo do ângulo de atrito do material de aterro. No caso do subleito, como o comportamento do solo foi adotado como não-drenado e se utilizou ângulo de atrito ( $\phi_{\text{total}}$ ) igual a  $0$ , foram mantidas as propriedades do solo mole para a interface geotêxtil-subleito.

Cunha (1991) utilizou dados obtidos por Serrato (1990) em ensaios de placa realizados diretamente sobre a camada mole de fundação e obteve uma relação entre o módulo de deformação cisalhante ( $G$ ), a  $50 \%$  da deformação de ruptura, e a resistência não-drenada ( $s_u$ ), de aproximadamente  $27$ . Segundo Cunha (1991), esse valor se aproxima bem dos resultados encontrados por Burd (1986), em que a relação  $G/s_u$  encontrada foi igual a  $31$ , a partir de resultados dos ensaios realizados por Love (1984).

Utilizando-se o valor da resistência não-drenada média a  $50 \text{ mm}$  de profundidade, fornecida por Ferreira Jr. (1995),  $s_u = 2,5 \text{ kN/m}^2$  obtém-se, pela relação  $G/s_u = 27$ , o valor de  $G = 67,5 \text{ kN/m}^2$ . O valor do módulo de elasticidade ( $E$ ) da camada de subleito pode ser calculado pela seguinte relação:

$$E = 2G(1+n) \quad (4.4)$$

Para  $\nu = 0,49$ , obtém-se da Equação 4.4, o valor de  $E$  aproximadamente igual a  $201,2 \text{ kN/m}^2$ . Esse valor se aproxima bem do módulo de elasticidade retroanalisado para ajustar a curva experimental com a curva numérica, ou seja, de  $E = 200 \text{ kN/m}^2$  (Tabela 4.5).

#### 4.4.3.3. Curva de Calibração

Como mencionado anteriormente, o ajuste dos resultados numéricos com os experimentais foi realizado para o caso sem reforço. Tal ajuste se fez necessário pela ausência de dados relativos aos parâmetros de rigidez do solo, ou seja, os módulos de elasticidade do aterro e do subleito.

A Figura 4.6 apresenta a carga aplicada ( $p$ ) normalizada pela resistência não-drenada média do subleito a 50 mm de profundidade,  $s_u = 2,5$  kPa, *versus* o deslocamento vertical máximo na superfície do aterro ( $\delta$ ), normalizado pela largura da placa ( $B = 50$  mm), para o caso sem reforço. A profundidade da rodeira máxima ( $r$ ) foi igual a 25 mm e a altura do aterro ( $h$ ) foi igual a 30 mm.

O valor da capacidade de carga última ( $q_u$ ) normalizado pela resistência não-drenada ( $s_u$ ) é definido, neste trabalho, como o valor máximo da curva  $p/s_u$  *versus*  $\delta/B$  para o qual se atinge um patamar estabilizado, ou seja, onde se tem um aumento dos deslocamentos para uma pressão aproximadamente constante. Verifica-se na Figura 4.6 que a curva numérica teve um ótimo ajuste com a curva experimental. O valor da capacidade de carga última normalizado pela resistência não-drenada ( $q_u/s_u$ ) foi igual a  $8,27$  kN/m<sup>2</sup>, para a curva numérica, e de  $8,90$  kN/m<sup>2</sup>, para a curva experimental.

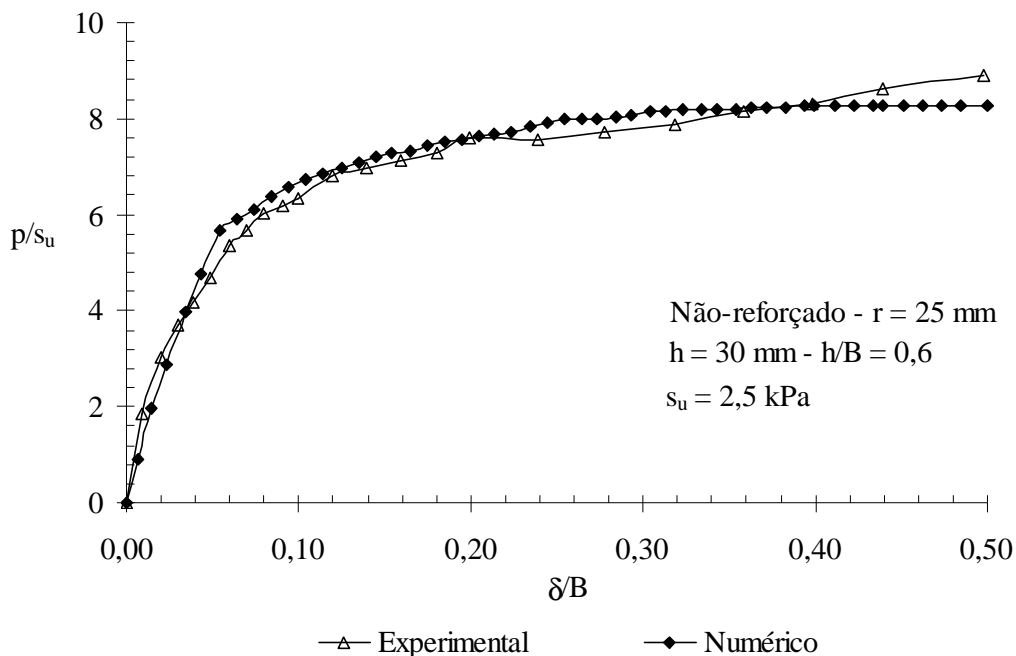


Figura 4.6 - Caso não-reforçado: carregamento aplicado  $p/s_u$  *versus* deslocamento vertical  $\delta/B$ .



#### 4.4.4. RESULTADOS

##### 4.4.4.1. Efeito do Reforço

Após a calibração da curva numérica com a experimental, fez-se nova análise em que o material de reforço foi disposto na interface aterro-subleito. O resultado numérico e a comparação com o resultado experimental são apresentados na Figura 4.7.

Como pode ser observado na Figura 4.7, a curva experimental se apresentou mais rígida a pequenas deformações do que a curva numérica, ou seja, a análise numérica não conseguiu captar o aumento da rigidez do sistema quando da utilização de geossintético, como ocorreu no ensaio no laboratório. Outra diferença observada corresponde ao fato de que a curva numérica se estabilizou num valor bem definido de  $p/s_u$  igual a  $10,25 \text{ kN/m}^2$ , enquanto a curva experimental, embora apresente uma tendência de estabilização a partir da relação  $\delta/B$  igual a  $0,16$ , mantém uma taxa de crescimento contínuo com o deslocamento vertical da placa na superfície do aterro.

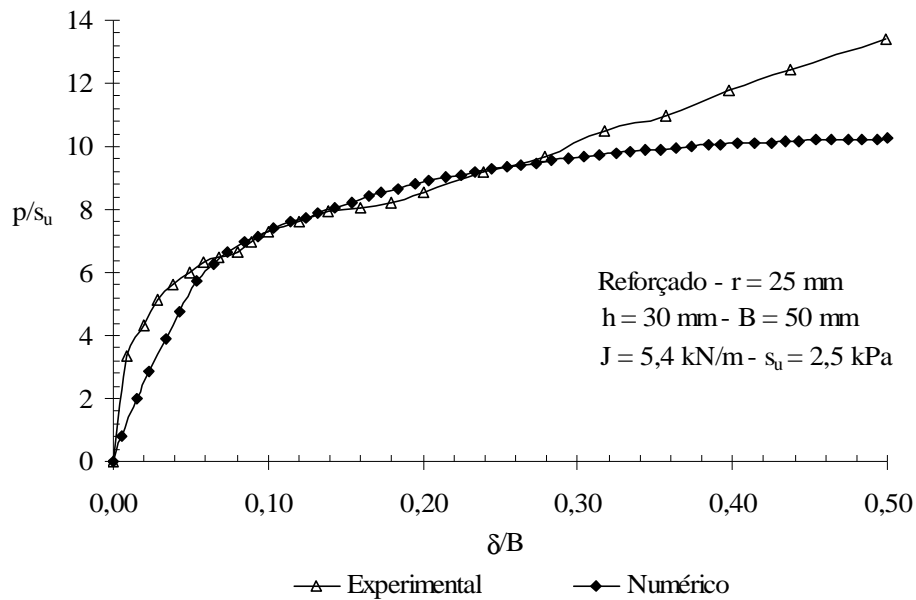


Figura 4.7 - Caso reforçado: carregamento aplicado  $p/s_u$  versus deslocamento vertical  $\delta/B$ .

Apesar dessas diferenças, considerou-se que os resultados numéricos foram satisfatórios, tendo em vista as limitações quanto à simulação do elemento de reforço e sua interação com o solo envolvente, além de outras condições do ensaio de laboratório que não puderam ser fielmente reproduzidas na análise numérica. A Figura 4.8 apresenta o efeito do reforço obtido na simulação numérica.

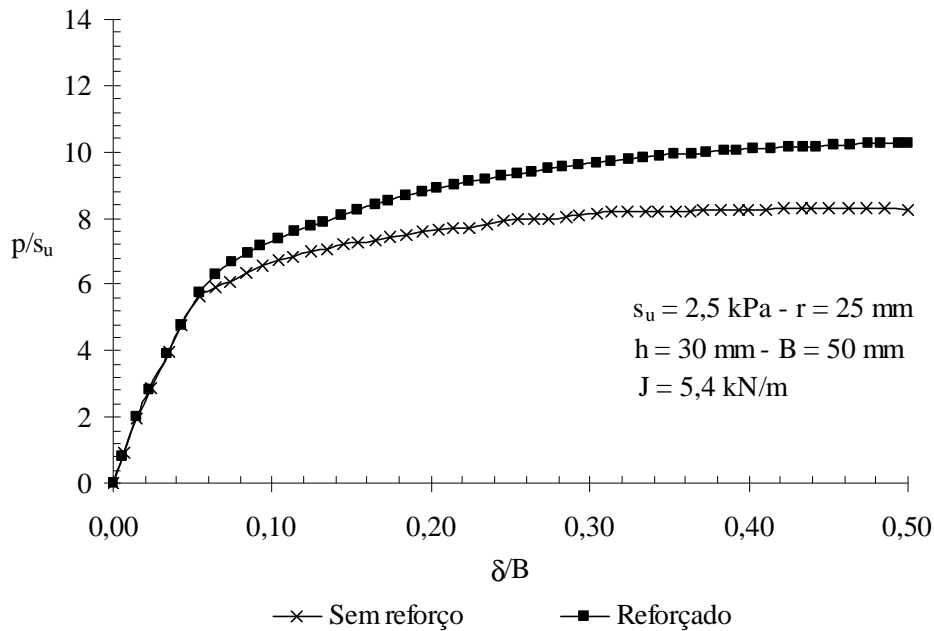


Figura 4.8 – Efeito do reforço: carregamento aplicado  $p/s_u$  versus deslocamento vertical  $\delta/B$ .

Verifica-se na Figura 4.8 que a curva carga-recalque, para pequenos valores de  $\delta/B$ , é a mesma para os sistemas sem e com reforço. Contudo, a partir da relação  $\delta/B = 0,06$ , as duas curvas se diferenciam. O sistema reforçado apresentou um ganho significativo em termos de capacidade de carga em relação ao sistema sem reforço. Na prática, esse resultado pode se refletir na aplicação de uma carga maior sobre a superfície do aterro reforçado, ou na redução da altura de aterro necessária, dentro de certos limites, para que o reforço trabalhe convenientemente. Deve-se ressaltar que, comparando-se com a profundidade da rodeira geralmente formada em estradas não-pavimentadas após um número elevado de passadas dos veículos (cerca de 20 a 30 cm), o valor  $\delta/B = 0,06$ , a partir do qual o reforço começa a atuar, se encontra dentro de limites aceitáveis quanto à funcionalidade da estrada.

O efeito da variação da rigidez do reforço ( $J$ ) foi também analisado. A Figura 4.9 apresenta os resultados. Observa-se que existem diferenças nas curvas obtidas para os diversos valores de  $J$  analisados. Tais diferenças se deram a partir da relação  $\delta/B = 0,06$ , ponto onde o reforço passou a atuar mais significativamente, como já apresentado na Figura 4.8.

O efeito da posição do reforço foi também estudado. Assim, foram feitas análises do geossintético disposto a uma profundidade abaixo da superfície do aterro ( $D_r$ ) igual a 10 mm ( $D_r/B = 0,2$ ), 20 mm ( $D_r/B = 0,4$ ) e 30 mm ( $D_r/B = 0,6$  – interface aterro-subleito). Os resultados são apresentados na Figura 4.10.

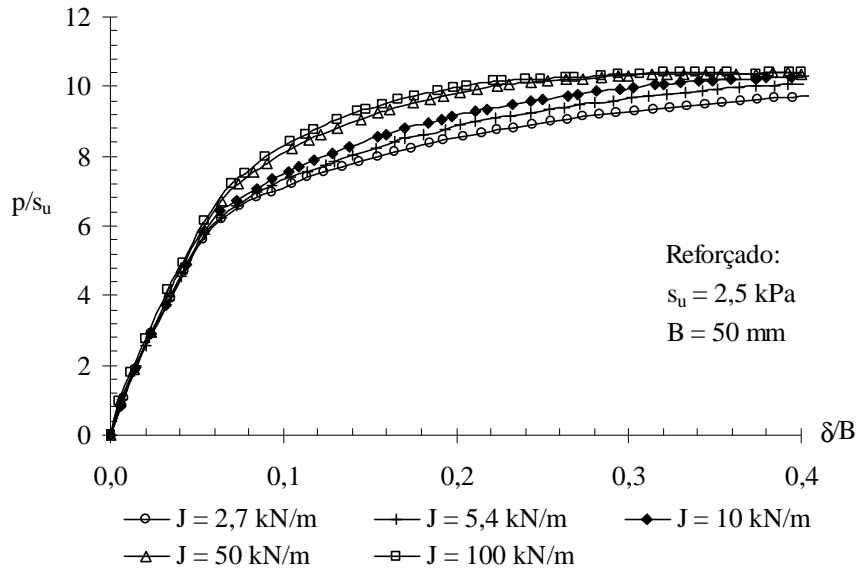


Figura 4.9 - Efeito da rigidez do reforço ( $J$ ) na capacidade de carga do sistema.

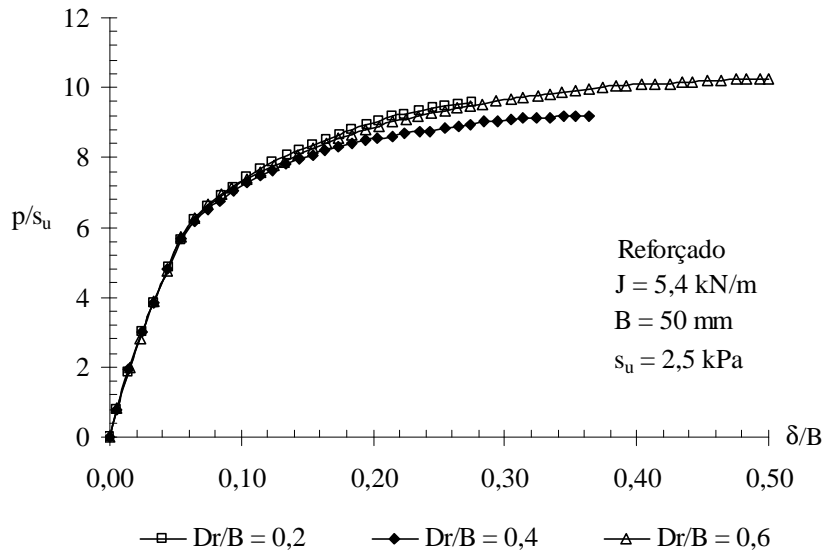


Figura 4.10 – Efeito da posição do geossintético disposto a uma profundidade abaixo da superfície do aterro ( $D_r$ ) na capacidade de carga do sistema.

Observa-se que, apenas para a relação  $Dr/B = 0,6$ , pode-se aplicar o deslocamento prescrito total correspondente a 25 mm ( $\delta/B = 0,5$ ). Para as demais relações, o programa numérico interrompeu os cálculos, permitindo que fosse aplicado um deslocamento de apenas 13,5 mm ( $\delta/B = 0,27$ ), para o geossintético disposto a uma profundidade  $Dr/B = 0,2$  e de 18 mm ( $\delta/B = 0,36$ ), para o geossintético disposto a uma profundidade  $Dr/B = 0,4$ . Conclui-se que um melhor desempenho do reforço, para este caso de estudo, ocorreu quando o geossintético foi disposto na interface aterro-subleito. Tal disposição do geossintético vem sendo estudada para sistemas de duas camadas constituído de aterro granular e fundação argilosa por vários

autores (Love 1984, Love *et al.* 1987) e vem demonstrando bom desempenho no que diz respeito ao benefício proporcionado pela utilização do reforço.

#### 4.4.4.2. Campo de Deslocamentos

A Figura 4.11 e a Figura 4.12 apresentam os vetores de incrementos de deslocamentos totais para os casos sem e com reforço, respectivamente. A altura do aterro é igual a 30 mm e o deslocamento prescrito máximo aplicado foi de 25 mm ( $\delta/B = 0,5$ ).

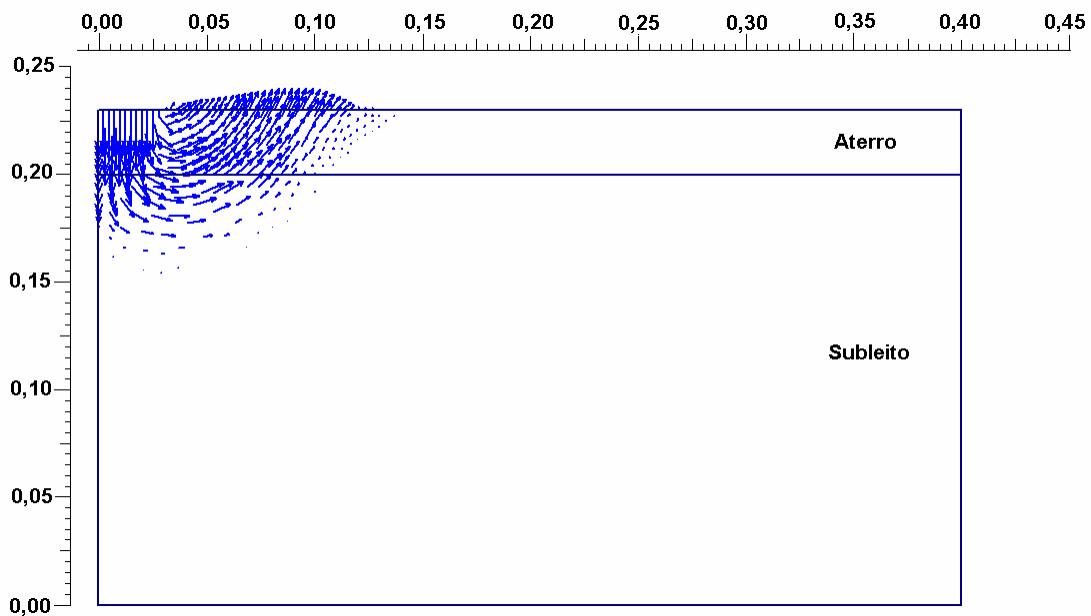


Figura 4.11– Caso sem reforço: vetores de incrementos de deslocamentos totais.

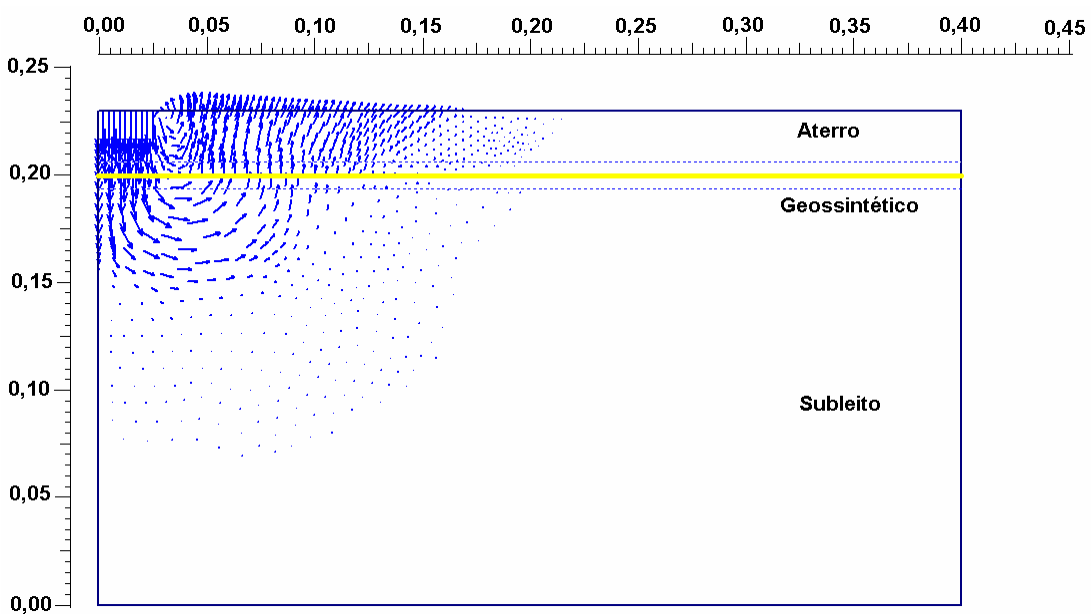


Figura 4.12 - Caso reforçado: vetores de incrementos de deslocamentos totais.

Pode-se observar que, no caso reforçado, os vetores de incrementos de deslocamentos totais atingem uma profundidade dentro do subleito superior à observada para o caso não-reforçado. Para fins de comparação, esses vetores atingiram uma profundidade aproximadamente igual a  $0,7 B$  abaixo da superfície do subleito, para o caso sem reforço, e de  $1,2 B$ , para o caso reforçado. Além disso, o levantamento do solo ao lado da placa de aplicação do carregamento ocorre de uma maneira mais acentuada, com vetores de incrementos de deslocamento de maiores magnitudes, quando não se utiliza reforço e de forma mais suave, se estendendo em uma largura maior, para o caso com geossintético. O detalhamento do mecanismo de ruptura desenvolvido para o sistema reforçado será apresentado mais adiante neste trabalho.

Love *et al.* (1987) constataram que o mecanismo de deslocamentos para os casos sem e com reforço é bastante diferenciado. Nos sistemas reforçados, foi observado que grandes deformações ocorrem numa zona relativamente profunda abaixo do carregamento, mas são muito pequenas próximas à superfície da argila em ambos os lados do carregamento. Tais observações são confirmadas pelos resultados da Figura 4.11 e da Figura 4.12.

#### 4.4.4.3. Tensões Principais

A Figura 4.13 apresenta a distribuição das tensões principais após a aplicação de deslocamento prescrito igual a 25 mm ( $\delta/B = 0,50$ ) em um aterro com 30 mm de altura. O comprimento de cada linha, nessa figura, representa a magnitude das tensões principais, e a direção de cada linha indica a direção das tensões principais. A tensão principal maior corresponde a  $\sigma_1$  e a tensão principal menor a  $\sigma_3$ .

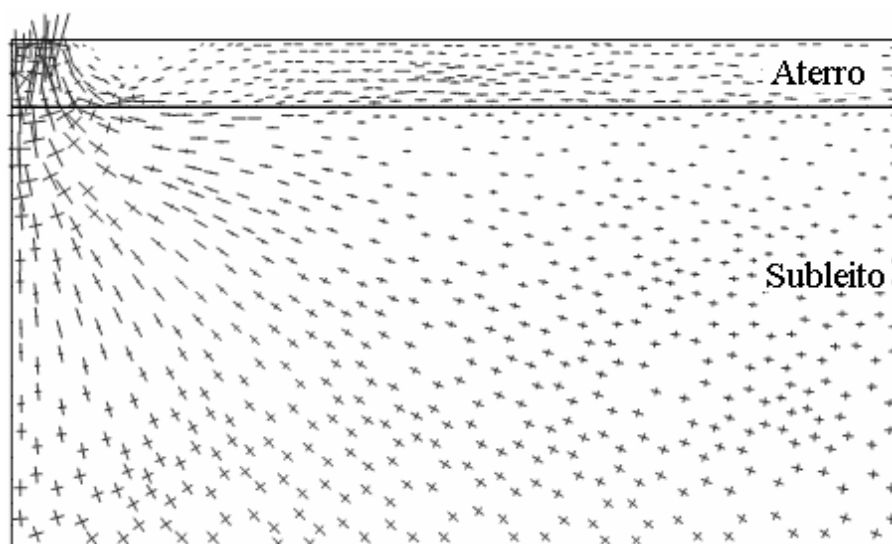


Figura 4.13 – Distribuição das tensões principais.

Observa-se a influência do carregamento na distribuição das tensões principais. Deve-se destacar que as dimensões adotadas para a caixa de ensaio permitiram a dissipação da maior parte do carregamento aplicado dentro da região de contorno do problema. Todavia, pode-se observar que, no fundo da caixa as tensões principais não retornaram para a sua posição original, se apresentando ainda rotacionadas, o que indica que existe certa influência, ainda que pequena, do carregamento na região de contorno.

#### **4.4.4.4. Região de Plastificação**

Outro aspecto importante, que indica se o solo está próximo da condição de ruptura, é apresentado na Figura 4.14 e na Figura 4.15. A tensão cisalhante relativa ( $\tau_{rel}$ ) indica a proximidade do ponto de tensão à envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb, sendo definida pela seguinte expressão:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau}{\tau_{max}} \quad (4.5)$$

Onde:

$\tau_{rel}$  = tensão cisalhante relativa;

$\tau$  = valor máximo da tensão cisalhante (raio do círculo de Mohr);

$\tau_{max}$  = valor máximo da tensão cisalhante no caso onde o círculo de Mohr é expandido para interceptar a envoltória de ruptura de Coulomb, mantendo a tensão principal intermediária constante.

Verifica-se da Figura 4.14 e da Figura 4.15 que, em praticamente toda a região do aterro e no subleito abaixo do carregamento, a tensão relativa ( $\tau_{rel}$ ) é igual ou próxima de 1, indicando que, nessas regiões, o solo está em regime plástico, ou seja, os pontos de tensão tocam a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. A região de plastificação fornece uma boa indicação de que as dimensões da caixa de ensaio foram suficientes para que o carregamento aplicado tivesse a maior parte do seu efeito dissipado dentro da região de contorno do problema. Desta forma, para as condições de ensaio onde se tiveram as relações  $h/B = 0,6$  ( $h = 30$  mm,  $B = 50$  mm),  $\phi = 38^\circ$  e  $s_u/\gamma h = 4,6$  ( $s_u = 2,5$  kPa;  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>), a zona plástica não se limitou ao aterro, ocorrendo também até uma profundidade significativa da camada de argila.

Burd & Fridman (1997) apresentaram o efeito do aumento da resistência da camada de argila no formato e no tamanho da zona plástica, para o caso em que  $\phi = 40^\circ$  e  $h/B = 2,0$ . Foram analisados três valores para a relação  $s_u/\gamma h$  (4; 2 e 0,67). Verificou-se que a zona plástica é

confinada inteiramente dentro do aterro, quando  $s_u/\gamma h = 4$  e, para os demais valores ( $s_u/\gamma h = 2$  e  $0,67$ ), a zona plástica se estende para dentro da camada de argila.

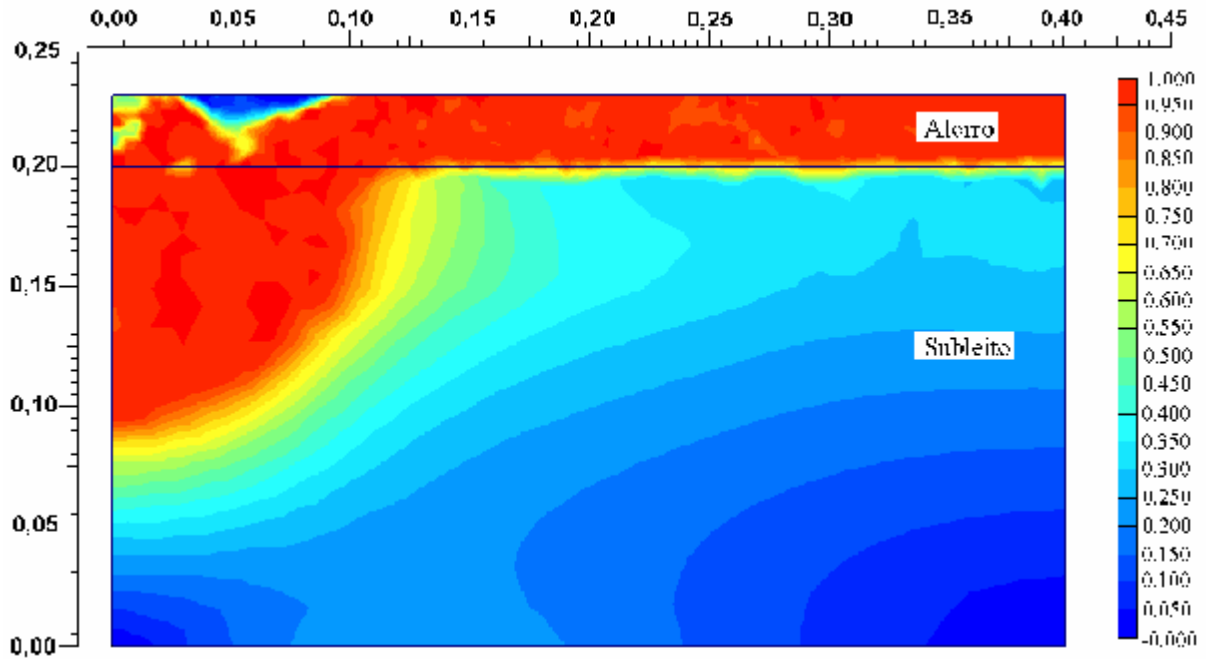


Figura 4.14 – Sem reforço: região de plastificação.

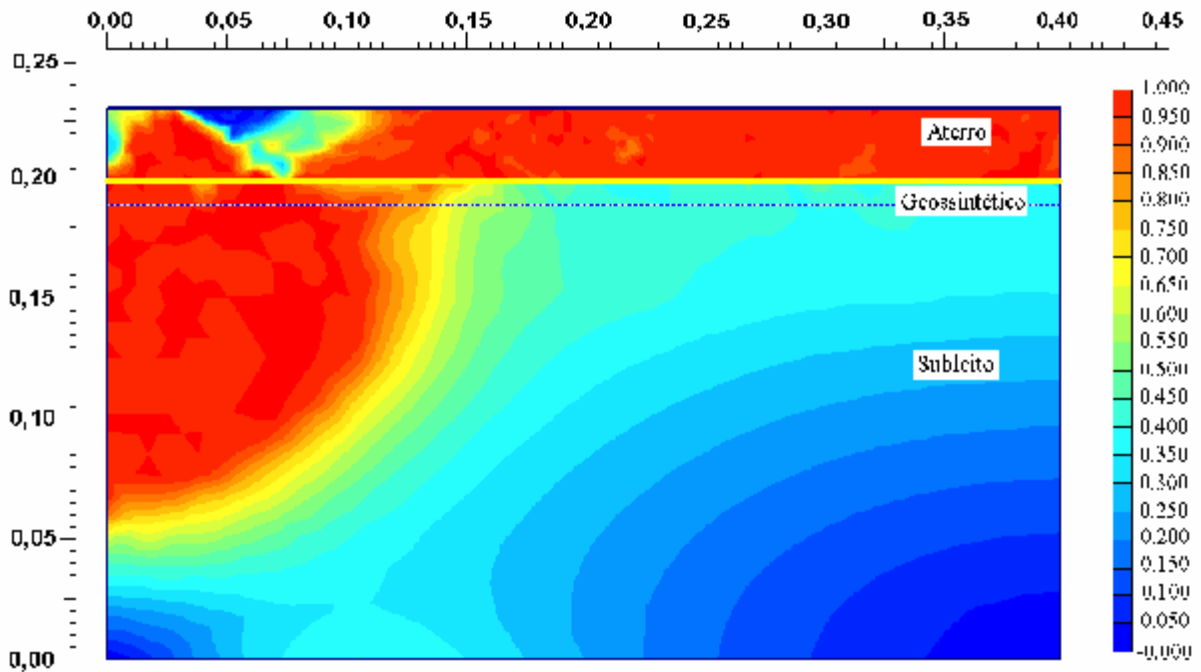


Figura 4.15 – Reforçado: região de plastificação.

Comparando-se a extensão da região de plastificação dos sistemas sem e com reforço, Figura 4.14 e Figura 4.15, respectivamente, tem-se que, no primeiro caso, atingiu-se uma

profundidade aproximadamente igual a  $2,1B$  abaixo da superfície do subleito enquanto que, no segundo caso, esse valor foi de  $2,7B$ . Esse resultado se deve ao efeito da presença do reforço, que como será mostrado posteriormente atua aprofundando a superfície de ruptura dentro da camada de argila.

#### 4.4.4.5. Efeito da Altura do Aterro

A altura do aterro é um dos parâmetros de maior influência na capacidade de carga do sistema. A Figura 4.16 e a Figura 4.17 apresentam curvas da carga aplicada ( $p$ ) normalizada pela resistência não-drenada média,  $s_u = 2,5$  kPa, a 50 mm abaixo da superfície do subleito, em função do deslocamento da placa ( $\delta$ ) normalizado pela largura  $B = 50$  mm, para os casos sem e com reforço, respectivamente. O deslocamento vertical prescrito máximo foi de 20 mm.

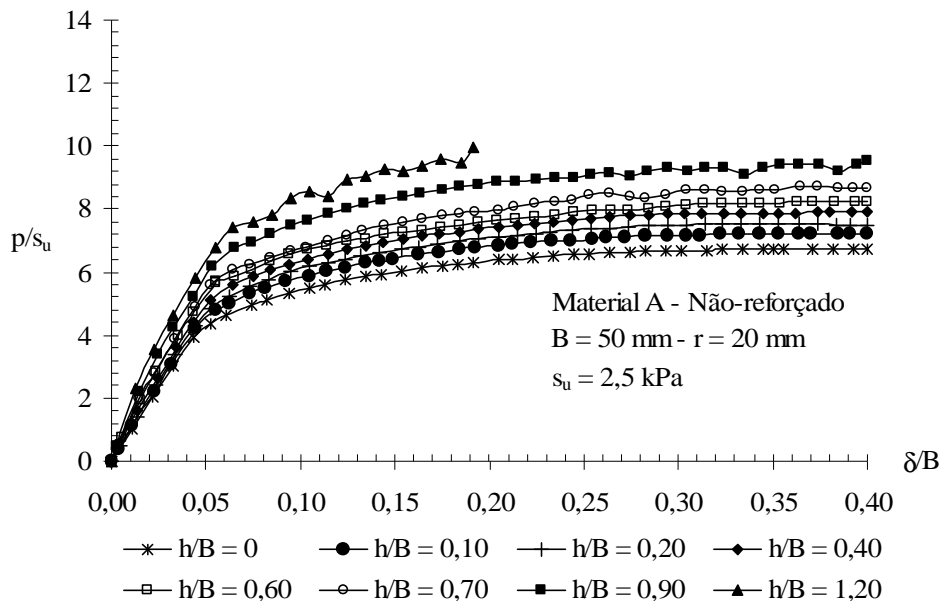


Figura 4.16 – Sem reforço: efeito da altura do aterro na capacidade de carga do sistema.

Da Figura 4.16, observa-se que, para  $h/B = 0$  (apenas camada de solo mole), a capacidade de carga última normalizada pela resistência não-drenada ( $q_u/s_u$ ) foi igual a 6,73, um pouco superior ao valor teórico esperado para a capacidade de carga de uma camada de argila com resistência não-drenada constante, ou seja, 5,14. Tal resultado condiz com o esperado, já que, conforme apresenta a Figura 4.4 e as simulações numéricas realizadas, a resistência não-drenada aumenta com a profundidade. Verifica-se também que a capacidade de carga aumenta com o aumento da altura do aterro, porém, para a relação  $h/B$  igual 1,20, não foi possível aplicar o deslocamento prescrito de 20 mm e atingiu-se apenas o deslocamento  $\delta/B = 0,19$  ( $\delta = 9,5$  mm).



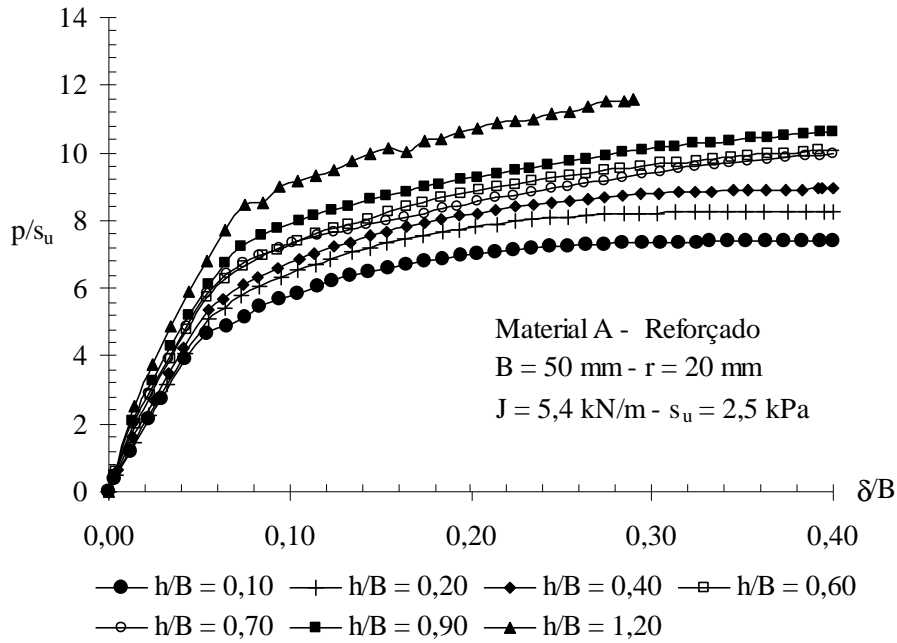


Figura 4.17 – Reforçado: efeito da altura do aterro na capacidade de carga do sistema.

Da Figura 4.17 verifica-se que, para  $h/B = 1,20$ , a presença do material de reforço possibilitou um aumento no nível de pressão aplicado e que se atingisse um deslocamento maior ( $\delta/B = 0,29$ ), quando comparado ao caso sem reforço.

A Figura 4.18 mostra o ganho em termos de capacidade de carga última devido à presença do geossintético, para diversos valores da altura do aterro. Observa-se que, a partir de uma determinada altura crítica, houve uma redução no valor da capacidade de carga última, porém, essa redução foi muito mais suave do que a que ocorreu com o sistema sem reforço.

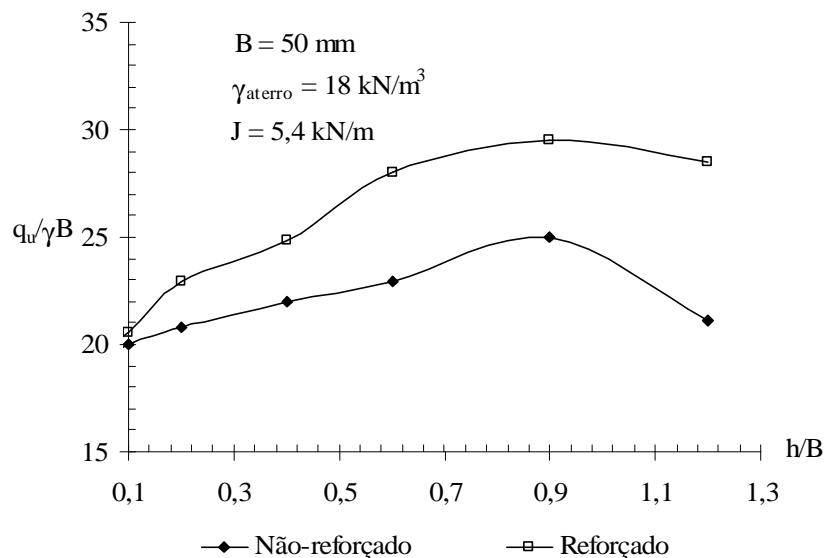
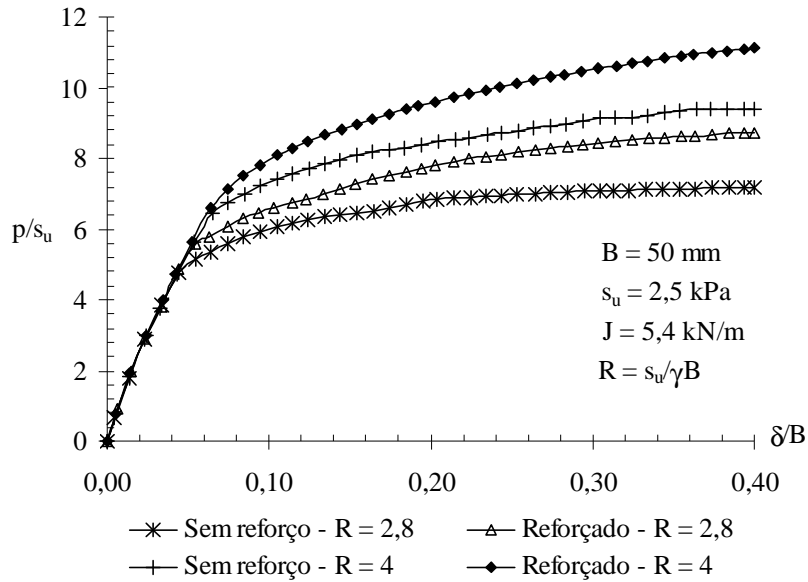


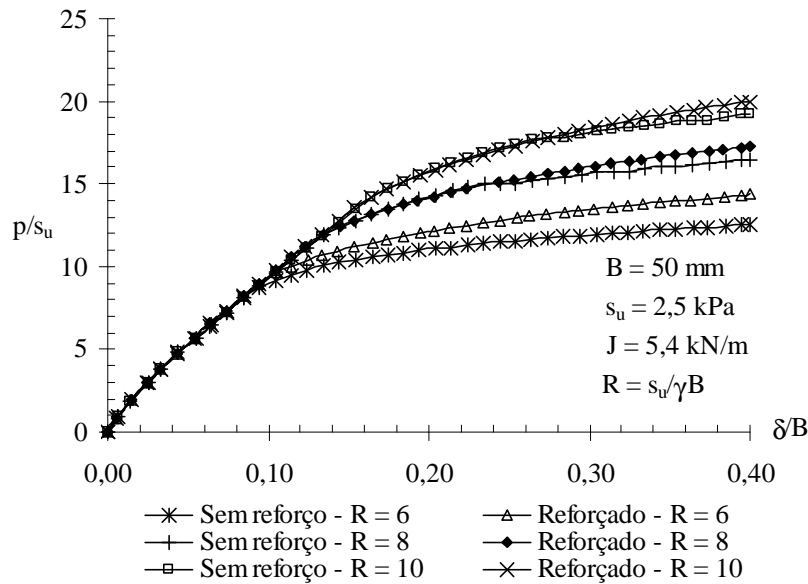
Figura 4.18 – Capacidade de carga última para diversos valores da altura do aterro.

#### 4.4.4.6. Efeito da Resistência Não-drenada da Camada de Solo Mole

A resistência não-drenada do subleito ( $s_u$ ) normalizada pelo produto do peso específico ( $\gamma$ ) pela largura da placa ( $B$ ) foi variada de 2,8 (usada no ensaio de laboratório) até 10. A Figura 4.19 apresenta os resultados numéricos obtidos, onde  $R$  é igual a  $s_u/\gamma B$ .



(a)



(b)

Figura 4.19 - Efeito da resistência não-drenada ( $s_u$ ) na capacidade de carga do sistema.

Observa-se que a resistência não-drenada do solo mole do subleito também influencia significativamente na capacidade de carga do sistema aterro-subleito. Além disso, verifica-se que, para valores de  $s_u/\gamma B$  inferiores a 6 (Figura 4.19a), o reforço atuou de forma mais efetiva

na melhoria da capacidade de carga do sistema. Para valores de  $s_u/\gamma B$  iguais ou superiores a 6 (Figura 4.19b), essa diferença diminuiu, até os desempenhos das seções sem e com reforço serem praticamente iguais.

#### 4.4.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

##### 4.4.5.1. Mecanismo de Ruptura

O mecanismo de ruptura para o sistema reforçado pode ser considerado conforme apresenta a Figura 4.20. Nesse mecanismo, assume-se que o carregamento de largura  $B$  se distribui através do aterro e resulta numa largura maior  $B'$  sobre a superfície da camada de argila. O ângulo de espraio da carga é freqüentemente assumido estar contido no intervalo de  $25 - 30^\circ$ . Love *et al.* (1987) determinaram o comprimento de  $B'$  diretamente, definindo os pontos  $D$  e  $E$ , na Figura 4.20, como os pontos estacionários onde, entre eles, os vetores deslocamento se movem para baixo e, fora deles, esses vetores se movem para cima. Os valores de  $B'$  foram determinados da mesma maneira neste trabalho.

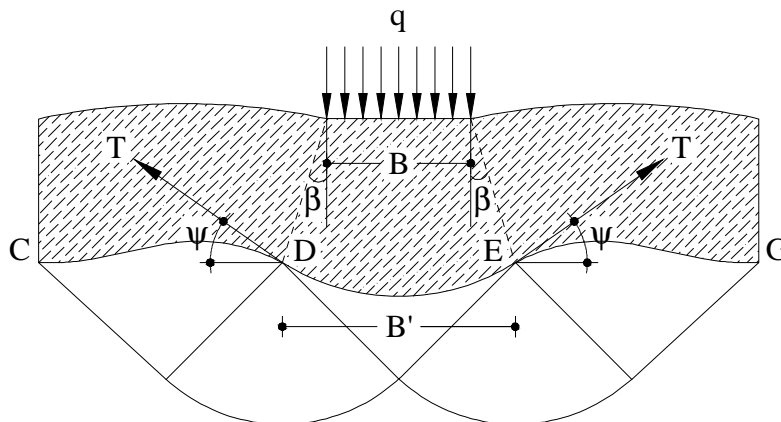


Figura 4.20 – Mecanismo de ruptura para o sistema reforçado (Love *et al.*, 1987).

A Tabela 4.6 apresenta uma comparação dos valores de  $B'$  e  $\beta$ , para os sistemas sem e com reforço, onde se variaram a altura do aterro e a resistência não-drenada do subleito. Verifica-se que houve um aumento no valor de  $B'$  e, conseqüentemente de  $\beta$  (ângulo de espraio da carga), simultaneamente ao aumento da altura do aterro e da resistência não-drenada. O elemento de reforço atuou de forma a aumentar a largura sobre a qual a carga foi aplicada na camada de subleito, ou seja, no aumento do ângulo  $\beta$ . Para alturas de aterro superiores a 30 mm, observou-se que os resultados apresentaram instabilidades numéricas. Dessa forma, apenas os resultados para alturas de aterro iguais a 20 e 30 mm serão apresentados.

Tabela 4.6 – Valores de  $B'$  e  $\beta$  para os sistemas sem e com reforço.

		$B'$ (m)		$b$ (graus)	
		Sem reforço	Reforçado	Sem reforço	Reforçado
$h$ (mm)	20	0,072	0,076	28,8	33,0
	30	0,074	0,082	21,8	28,1
$s_u$ (kPa)	2,5	0,082	0,088	28,1	32,3
	3,6	0,082	0,104	28,1	42,0
$(h = 30 \text{ mm})$	5,4	0,104	0,124	42,0	51,0

A Figura 4.21 apresenta, para o caso reforçado,  $h/B = 0,6$  e  $s_u/\gamma B = 3,3$ , a curva carga-recalque e o mecanismo de ruptura desenvolvido no subleito. Além disso, apresentam-se os vetores de deslocamentos totais obtidos na análise numérica.

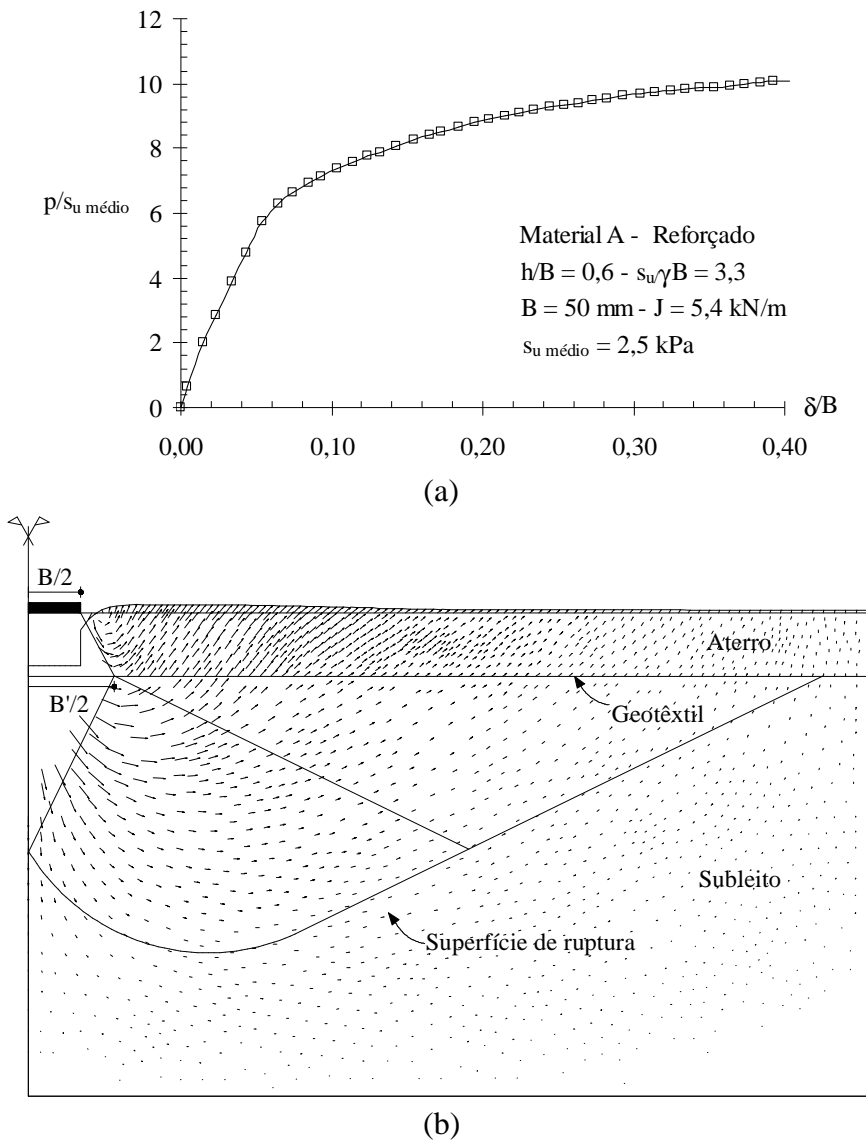


Figura 4.21 – (a) Curva carga-recalque (b) superfície de ruptura e vetores de deslocamentos totais:  $h/B = 0,6 - s_u/\gamma B = 3,3$ .

Observa-se da Figura 4.21 que o mecanismo de ruptura se desenvolveu totalmente dentro do subleito, não sofrendo influência do fundo da caixa.

Segundo Love *et al.* (1987), a capacidade de carga da placa sobre a camada de argila, pode ser calculada como a pressão de suporte –  $(\pi + 2)s_u$  – sobre a largura  $B'$  mais a ação do efeito membrana do elemento de reforço. Assim, obtém-se a seguinte expressão:

$$q = (\pi + 2)s_u \frac{B'}{B} + \frac{3T \sin \psi}{B} \quad (4.6)$$

Onde:

$q$  = capacidade de carga da placa sobre a camada de argila;

$s_u$  = resistência não-drenada do subleito;

$B$  e  $B'$  = largura de aplicação do carregamento na superfície do aterro e no subleito, respectivamente (Figura 4.20);

$T$  = esforço de tração no geossintético nos pontos D e E (Figura 4.20);

$\psi$  = ângulo formado pela tangente nos pontos D e E (Figura 4.20) com a horizontal.

A Tabela 4.7 apresenta os valores de  $T$  e  $\psi$  determinados, a partir das análises numéricas, para diversas alturas de aterro e resistências não-drenadas do subleito.

Tabela 4.7 – Valores de  $T$  e  $\psi$  obtidos numericamente para diversas alturas de aterro e resistências não-drenadas do subleito.

		<b>T (kN/m)</b>	<b>y (graus)</b>
<b>h (mm)</b> <b>(<math>s_u = 3</math> kPa)</b>	20	0,14	28
	30	0,16	31
<b><math>s_u</math> (kPa)</b> <b>(h = 30 mm)</b>	2,5	0,16	31
	3,6	0,11	18,4
	5,4	0,059	9,4

A Tabela 4.8 apresenta, para o caso reforçado, os valores de capacidade de carga ( $q$ ) calculados a partir de  $B'$  (Tabela 4.6),  $T$  e  $\psi$  (Tabela 4.7), utilizando-se a Equação 4.6. A comparação com o resultado experimental foi feita apenas para  $s_u$  crescente com a profundidade ( $s_u = 3$  kPa na interface aterro-subleito) e  $h = 30$  mm, e para  $s_u$  constante ( $s_u = 2,5$  kPa) e  $h = 30$  mm. A coluna (4), da Tabela 4.8, apresenta a contribuição do solo mole para o valor de capacidade de carga, a coluna (5) apresenta a contribuição do geotêxtil e a coluna (6) corresponde à soma das parcelas das colunas (4) e (5).

Observa-se, da Tabela 4.8, as parcelas de contribuição do solo mole e do geotêxtil para o valor total da capacidade de carga. O valor previsto foi superior ao obtido experimentalmente,

podendo-se atribuir isto às limitações e subjetividade na determinação de  $B'$  e do ângulo  $\psi$ . Observa-se que o valor de  $q$  aumenta com o aumento da altura do aterro. Observa-se também, da Tabela 4.8, que a contribuição do geotêxtil aumenta com a diminuição dos valores de  $s_u$ , o que coincide com os resultados apresentados por Love *et al.* (1987).

Tabela 4.8 – Reforçado: capacidade de carga  $q$  previsto para diferentes valores de  $h$  e  $s_u$ .

$s_u$ (kPa)	$h$ (mm)	$d$ (mm)	Capacidade de carga (kPa)			
			Previsto		Medido	
			Solo mole	Geotêxtil	Total	Experimental
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
3,0	20	20	23,45	7,89	31,33	-
3,0	30	20	25,30	9,89	35,19	29,45
2,5	30	20	22,62	9,89	32,51	29,45
3,6	30	20	38,50	4,17	42,67	-
5,4	30	20	68,86	1,16	70,01	-

Para o sistema sem reforço, o movimento do aterro (interface aterro-subleito) não está restrito lateralmente, como ocorre para o caso reforçado. Assim, as tensões horizontais resultantes no aterro abaixo da placa de carregamento fazem com que este se mova lateralmente, induzindo tensões cisalhantes que agem na superfície do subleito e são direcionadas para fora da área carregada. Como mencionado anteriormente, tais tensões cisalhantes reduzem a capacidade de carga da camada de solo mole do subleito. Love *et al.* (1987) apresentaram a distribuição de tensões e o mecanismo de ruptura associado para o caso não-reforçado (Figura 4.22) e forneceram a seguinte expressão para o cálculo da capacidade de carga ( $q$ ):

$$q = s_u \frac{a(p/2 + 2b + 1 + \text{sen } 2b) + b(p + 2)}{a + b} \quad (4.7)$$

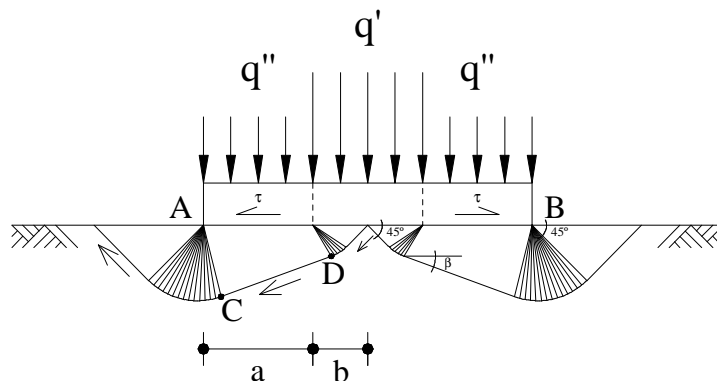


Figura 4.22 – Tensões na superfície do subleito argiloso para o caso sem reforço e mecanismo de ruptura associado.

Segundo Love (1984), a porção central do carregamento (largura igual a  $2b$ ), observado na Figura 4.22, não experimenta tensões cisalhantes e, portanto, apresenta capacidade de carga igual a  $(\pi + 2)s_u$ . As porções laterais (largura  $a$ ) experimentam uma tensão cisalhante uniforme ( $\tau$ ) e apresentam uma capacidade de carga dada por  $(\pi/2 + 2\beta + 1 + \text{sen}2\beta)s_u$ . Pela dificuldade em medir os valores de  $a$  e  $b$  a partir dos vetores de deslocamentos totais, Love (1984) assume que, apenas para argilas mais resistentes, a relação  $a/b$  é tal que a projeção da linha CD, na Figura 4.22, atinja o ponto B. Contudo, Love (1984) verificou, a partir de ensaios realizados em argilas pouco resistentes, que o mecanismo de ruptura se aproxima do apresentado na Figura 4.2b. Dessa forma, calculou-se neste trabalho, a capacidade de carga sobre a camada de argila mole utilizando-se a mesma formulação para o caso reforçado, Equação 4.6, anulando-se apenas a contribuição do geossintético ( $T = 0$ ). A Tabela 4.9 apresenta, para o caso sem reforço, os valores de  $q$ , onde se verifica uma boa aproximação entre o resultado numérico e o experimental.

Tabela 4.9 - Sem reforço: capacidade de carga ( $q$ ) previsto para diferentes valores de  $h$  e  $s_u$ .

$s_u$ (kPa)	$h$ (mm)	$d$ (mm)	Capacidade de carga (kPa)	
			Previsto	Medido
(1)	(2)	(3)	Solo mole (4)	Experimental (5)
3,0	20	20	22,21	
3,0	30	20	22,83	22,25
2,5	30	20	21,08	22,25
3,6	30	20	30,36	-
5,4	30	20	38,50	-

#### 4.4.5.2. Tensões no Reforço

O elemento de reforço, conforme mostrado anteriormente, atuou no aumento da capacidade de carga do sistema aterro-subleito. O mecanismo de atuação do reforço foi também apresentado e verificou-se que, tanto os vetores de deslocamentos totais, quanto a região de plastificação, atingem uma profundidade superior dentro da camada de argila, quando comparado ao caso sem reforço. Verificou-se também que houve um aumento do ângulo de espraiamento da carga quando da utilização do geotêxtil. A atuação do reforço pode ser também verificada pela força de tração axial desenvolvida e pelas tensões normais e cisalhantes distribuídas acima e abaixo desse material.

A Figura 4.23 apresenta a distribuição da força axial no geotêxtil, prevista numericamente, para altura de aterro ( $h$ ) igual a 30 mm e  $s_u$  crescente com a profundidade ( $s_u = 3\text{kPa}$  na interface aterro-subleito). Dessa figura, tem-se que o elemento de reforço é tracionado até um comprimento equivalente a  $2B$ . Além desse valor, o geotêxtil teoricamente não desempenha qualquer função. Enfim, o valor máximo da força axial ocorreu na posição igual a  $0,3B$  do eixo de simetria do aterro.

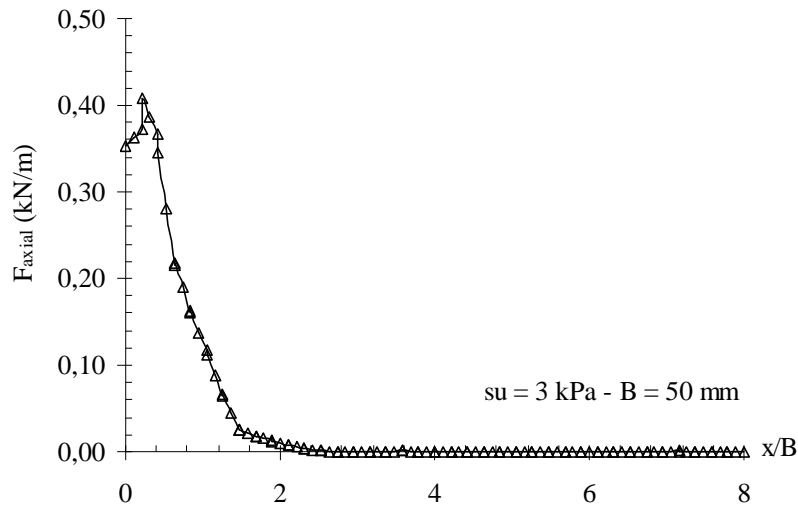


Figura 4.23 – Força axial no geotêxtil para  $h = 30$  mm e  $s_u = 3$  kPa.

A Figura 4.24 apresenta a distribuição da tensão efetiva normal ( $\sigma_n$ ) ao geotêxtil. Essa distribuição foi a mesma acima e abaixo do reforço. Verifica-se que o valor máximo de  $\sigma_n$  ocorreu na posição igual a  $0,3B$  do eixo de simetria do aterro. A partir de  $x = 2B$ ,  $\sigma_n$  se aproxima de zero, o que condiz com o resultado apresentado na Figura 4.23.

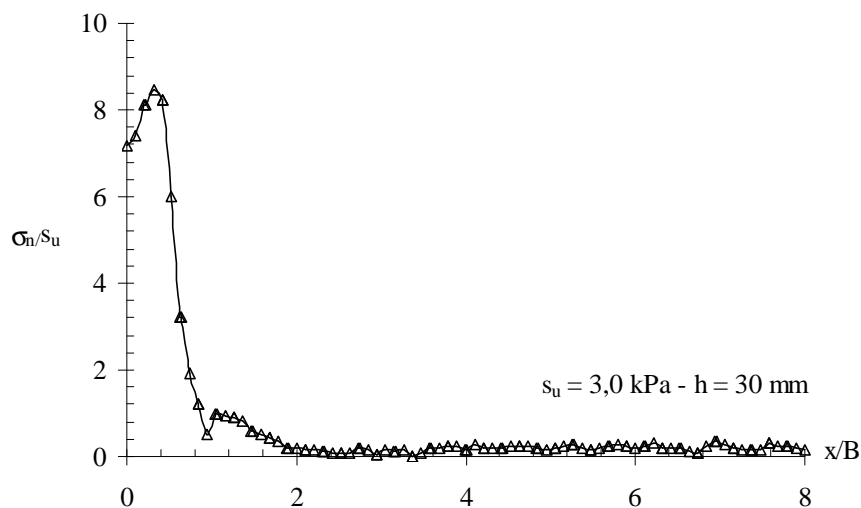


Figura 4.24 – Distribuição da tensão normal efetiva no geotêxtil.



A Figura 4.25 apresenta a distribuição da tensão cisalhante na interface geotêxtil-solo acima e abaixo do reforço. Verifica-se que o valor máximo da tensão cisalhante ( $\tau = 6,7s_u$ ) ocorre a uma distância  $x$  igual a  $0,4B$  e corresponde a tensões cisalhantes direcionadas para fora da área carregada (Figura 4.25a). Essas tensões, que reduzem a capacidade de carga do subleito, foram reduzidas com a presença do geotêxtil para um valor correspondente a  $\tau = 1,15 s_u$ , abaixo do reforço (Figura 4.25b). Ainda abaixo do reforço, existe uma região onde tensões cisalhantes, aproximadamente iguais a  $s_u$ , agem para dentro da área carregada, o que contribui para o aumento da capacidade de carga do sistema reforçado.

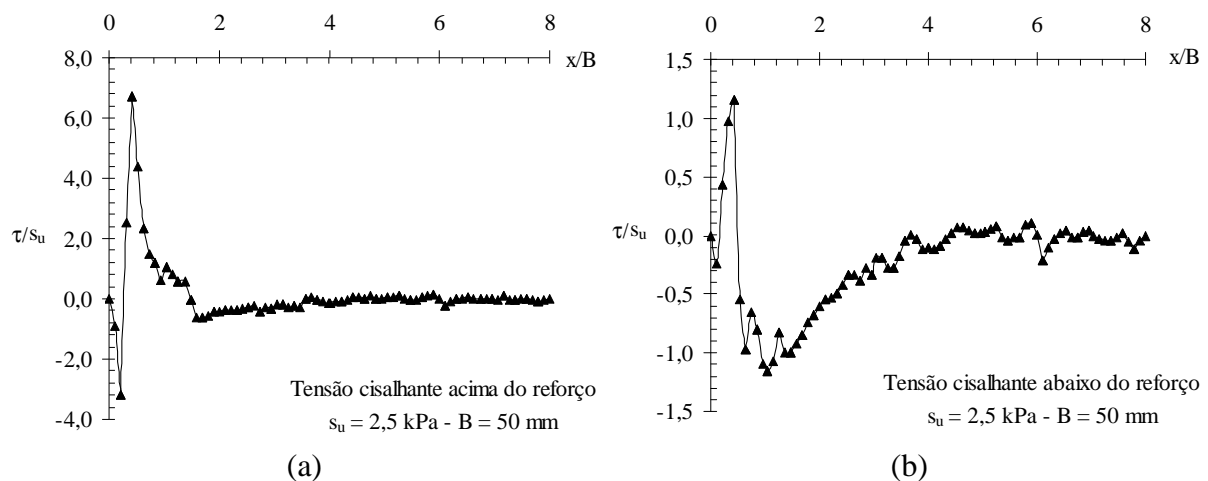


Figura 4.25 – Distribuição da tensão cisalhante no reforço: (a) acima (b) abaixo do reforço.

#### 4.5. MODELO FÍSICO DE JAMES (2002)

Conforme mencionado no Capítulo 2 desta tese, James (2002) e outros pesquisadores realizaram ensaios em modelos reduzidos que representam 1/10 da configuração de uma ferrovia. Nesses ensaios, foram estudados os efeitos da utilização de diferentes tipos de geogrelhas na capacidade de carga da camada granular (lastro da ferrovia) e no recalque superficial dessa camada, quando da aplicação de um carregamento sobre uma placa rígida. Além disso, estudou-se a profundidade ótima para a disposição da geogrelha dentro da camada granular.

Nos ensaios em modelo reduzido semelhante, Ismail & Raymond (1995) consideraram que os dormentes, cujo comprimento real era de 2000 mm, e o lastro entre os dormentes interagem para formar uma placa rígida contínua de largura igual ao comprimento do dormente. Essa mesma consideração foi adotada nas análises numéricas apresentadas neste item, que estuda

os ensaios realizados por James (2002). As análises foram realizadas por meio dos programas de diferenças finitas, FLAC 2D e 3D, e de elementos finitos, Plaxis 2D.

#### **4.5.1. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO**

O tanque utilizado para os ensaios possuía dimensões correspondentes a 900 mm (comprimento) x 200 mm (largura) x 325 mm (altura). As paredes frontal e traseira eram feitas de vidro temperado com espessura de 13 mm e as paredes laterais eram feitas de chapa de alumínio com 25 mm de espessura. Três placas rígidas (200, 300 e 400 mm), feitas de chapa de alumínio com 19 mm de espessura, foram utilizadas por James (2002) para aplicação do carregamento no material granular e se estenderam sobre toda a largura do tanque provocando, portanto, condições de deformação plana. A configuração geral do ensaio é apresentada na Figura 4.26, onde se aplicou carregamento monotônico sobre a placa rígida

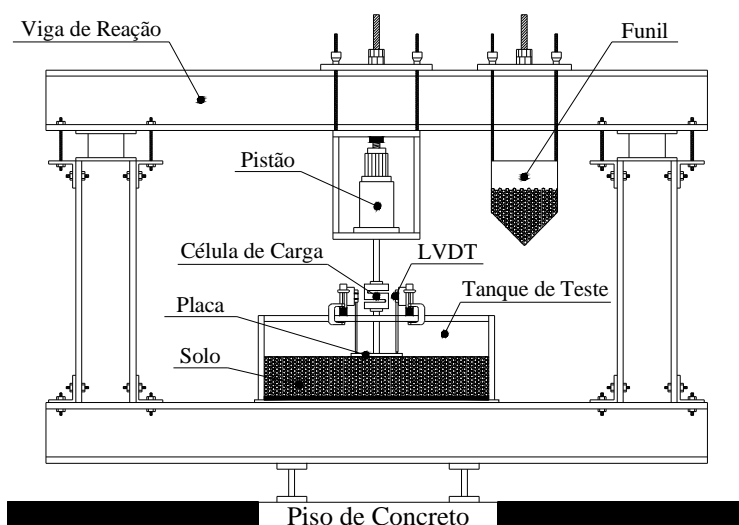


Figura 4.26 - Configuração geral do ensaio realizado (Ismail & Raymond, 1995).

#### **4.5.2. MATERIAIS**

James (2002) utilizou um material granular produzido artificialmente, para representar o lastro de uma ferrovia, e cinco tipos de geogrelhas como material de reforço.

##### **4.5.2.1. Agregado**

O agregado utilizado nos ensaios foi produzido artificialmente e apresenta um diâmetro médio de 3 mm, equivalente a 1/10 do tamanho médio de um agregado típico de uma seção ferroviária (Figura 4.27). A densidade real dos grãos e o peso específico desse material foram

iguais a 2,4 e 15 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente, correspondendo a uma densidade relativa de 90%. Segundo Ismail (1994), o ângulo de atrito do agregado obtido em ensaios triaxiais foi de 33 graus.

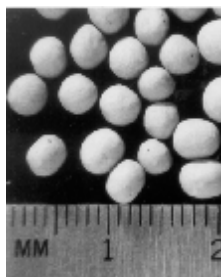


Figura 4.27 - Agregado usado nos ensaios de James (2002).

#### 4.5.2.2. Subleito

A base de alumínio do tanque foi utilizada como subleito por James (2002) em todos os ensaios. Neste caso, a base do tanque representa a condição de subleito rígido com um Índice de Suporte Califórnia (CBR) infinito.

#### 4.5.2.3. Geogrelha

James (2002) usou cinco tipos de materiais de reforço, conforme apresenta a Figura 4.28 e a Tabela 4.10.

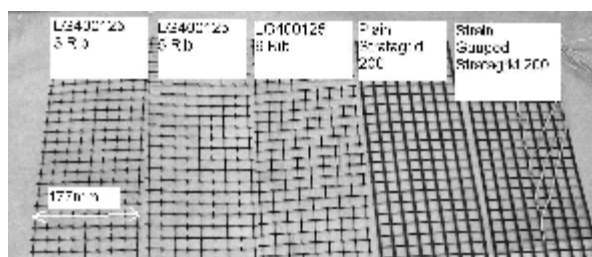


Figura 4.28 - Geogrelhas ensaiadas por James (2002).

Tabela 4.10 - Descrição das geogrelhas ensaiadas por James (2002).

Nomenclatura	Produto	Membros
GG1	LG400125	3
GG2	LG400125	5
GG3	LG400125	9
GG4	Stratagrid 200	9
GG5	Stratagrid 200*	9

\* Com extensômetros elétricos colados.

A geogrelha Stratagrid 200 (GG4 e GG5) é feita de poliéster com uma camada de PVC e produzida pela Strata Systems Inc. O tamanho da abertura corresponde a 17,3 mm na direção da máquina e 16,5 mm na direção transversal à máquina. O tamanho de cada membro é de 5 mm por 1 mm de espessura, na direção da máquina, e de 2,35 mm por 1 mm, na direção transversal à máquina.

A geogrelha LG400125 (GG1, GG2 e GG3) é feita de polipropileno e produzida pela Tensar Corporation. A abertura nominal é de 15 mm x 15 mm e a espessura de cada membro é de 0,8 mm. Os materiais GG4 e GG5 são mais resistentes do que os materiais GG1, GG2 e GG3.

A geogrelha Stratagrid 200 foi o único componente do modelo ensaiado na escala real, ou seja, as propriedades e a geometria da geogrelha não foram reduzidas segundo determina a análise dimensional. A opção de James (2002) de não usar geogrelhas com propriedades reduzidas foi devido a observações realizadas por Walters (1998) de que microgrelhas na escala de 1/10 sofreram rupturas durante alguns dos ensaios, e naqueles onde não houve ruptura, apresentaram resultados semelhantes aos da Stratagrid 200. Nas análises numéricas, foram utilizadas as propriedades fornecidas por James (2002), respeitando-se as características das geogrelhas utilizadas. Apenas as geogrelhas GG1, GG3 e GG4 foram simuladas numericamente.

### **4.5.3. DESCRIÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA**

#### **4.5.3.1. Geometria e Condições de Contorno**

As dimensões do tanque de ensaio são apresentadas na Figura 4.29, onde P corresponde à carga aplicada, B à largura da placa rígida e  $D_r$  à profundidade de colocação da geogrelha abaixo da superfície da camada. Tendo em vista a simplicidade nas análises, optou-se por não simular a base e as paredes laterais do tanque num primeiro momento, pois, considerou-se que isso não interferiria na verificação do efeito do reforço ou na posição ótima de disposição do mesmo. Assim, utilizaram-se apenas as condições de contorno apresentadas na Figura 4.30.

Como será descrito adiante, a carga foi aplicada por meio de deslocamento prescrito na superfície da camada granular. Esse deslocamento, por sua vez, é resultante da multiplicação da velocidade de aplicação do carregamento (em *m/step*) pelo número de *steps* definidos na análise. No plano XZ, as condições de contorno foram deslocamentos horizontais restritos na linha de simetria (linha vertical esquerda) e na lateral direita do modelo e deslocamentos

horizontais e verticais restritos na base do modelo. No plano YZ, as condições de contorno foram deslocamentos horizontais restritos na superfície frontal e traseira do modelo e deslocamentos horizontais e verticais restritos na base do modelo. Para as análises no FLAC 2D e Plaxis 2D, as condições de contorno aplicadas foram as mesmas apresentadas no plano XZ da Figura 4.30.

Observou-se que, para esse caso de estudo, liberar totalmente os deslocamentos horizontais no fundo do tanque, não representaria a condição ocorrida no ensaio, onde o atrito entre o material granular e o fundo tanque restringia os movimentos laterais nessa região. Assim, a influência do contato entre a camada granular e o tanque foi também estudada, com o objetivo de verificar os efeitos das condições de contorno do ensaio. Devido à simetria do problema, apenas metade da geometria foi considerada. O Apêndice C apresenta a rotina utilizada no FLAC 2D e 3D para a simulação do modelo reduzido de James (2002).

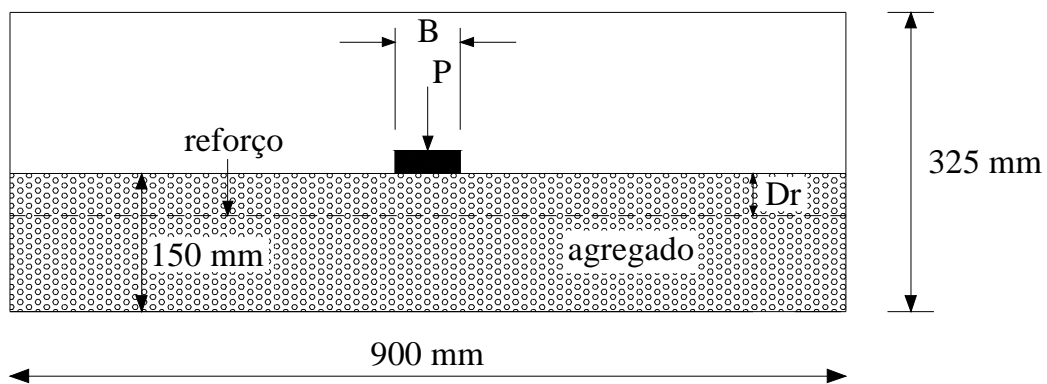


Figura 4.29 - Dimensões do tanque de ensaio.

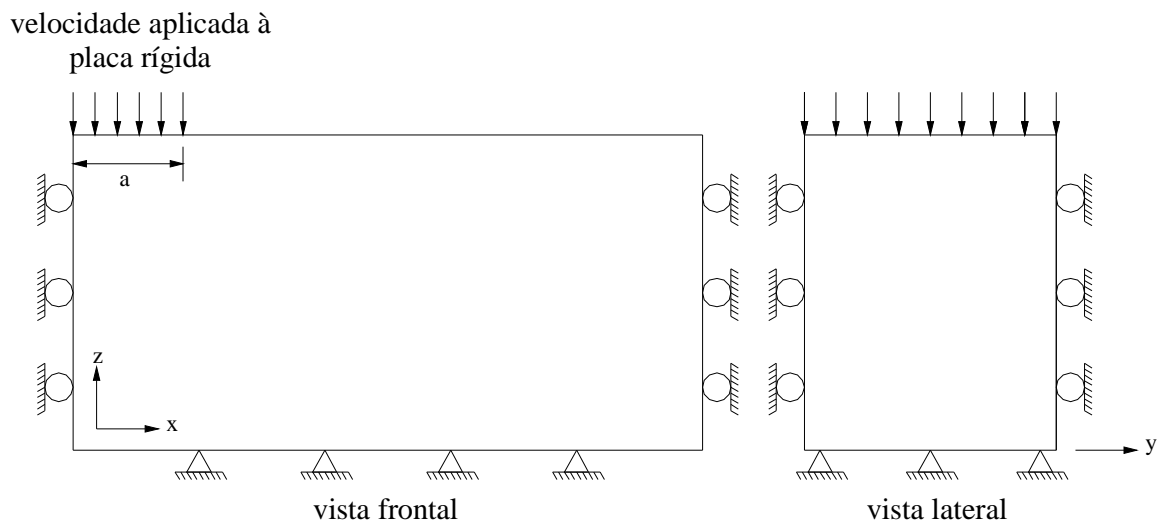


Figura 4.30 - Condições de contorno para as análises no FLAC 3D.

#### 4.5.3.2. Discretização da Geometria

A Figura 4.31 apresenta as malhas de diferenças finitas utilizadas nas análises numéricas no FLAC 2D e 3D. A malha de diferenças finitas 2D consistiu de 33x12 zonas (396 zonas) nas direções x e y, respectivamente. A malha 3D consistiu de 33x12x16 zonas (6336 zonas) nas direções x, y e z, respectivamente. O elemento de reforço foi disposto nas profundidades equivalentes a  $Dr/B = 0,0625$  ( $Dr = 12,5$  mm),  $Dr/B = 0,12$  ( $Dr = 24$  mm),  $Dr/B = 0,19$  ( $Dr = 38$  mm) e  $Dr/B = 0,25$  ( $Dr = 50$  mm), onde  $Dr$  é a profundidade abaixo da superfície da camada de agregado e  $B$  é a largura da placa rígida. Neste caso, igual a 200 mm.

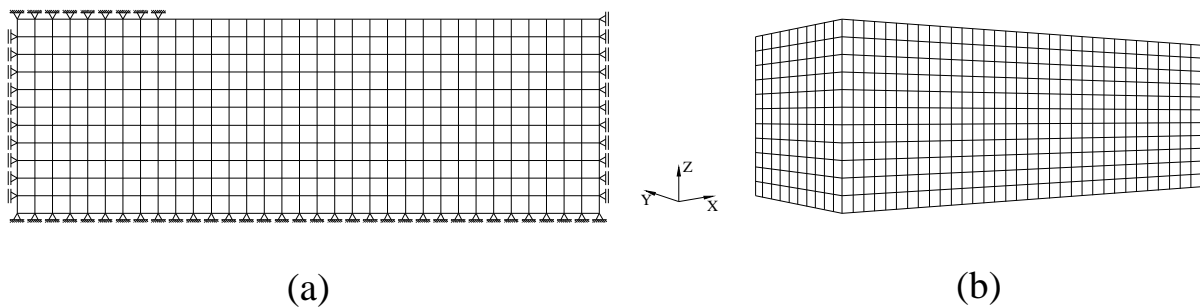


Figura 4.31 - Malha de diferenças finitas: (a)FLAC 2D e (b)FLAC 3D.

#### 4.5.3.3. Aplicação do Carregamento

Uma velocidade de magnitude igual a  $6,0 \times 10^{-7}$  m/step foi aplicada na direção vertical negativa, para simular o carregamento da placa rígida (Figura 4.30). O número de *steps* aplicado nas simulações foi igual a 10.000. O deslocamento total correspondeu a 6 mm, equivalente à velocidade multiplicada pelo número de *steps*. Para simular uma placa rígida, os deslocamentos dos nós na região de aplicação do carregamento foram restritos nas direções x e y (Figura 4.30), com exceção da extremidade direita da região, que teve os deslocamentos livres na direção horizontal, para permitir um deslocamento mais uniforme sob a placa.

Foi assumido, para obter a pressão aplicada pela placa, que a velocidade varia do valor no último nó, localizado na extremidade direita da região de aplicação da carga, para zero, no nó vizinho. A metade da largura da placa (a) foi calculada pela seguinte expressão (Itasca, 2005):

$$a = A(x_l + x_{l+1}) \quad (4.8)$$

Onde:

$x_l$  = coordenada x do ultimo nó onde foi aplicada a velocidade;

$x_{l+1}$  = coordenada x do ponto adjacente a  $x_l$ ;

A = fator que leva em conta a variação, nesse caso, assumindo variação linear,  $A = 1/2$ . Para esse problema calculou-se  $a = 0.10625$  m.

#### 4.5.3.4. Modelos Constitutivos

Foi utilizado o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para as análises apresentadas neste item.

#### 4.5.3.5. Propriedades dos Materiais

A Tabela 4.11 apresenta as propriedades do agregado utilizadas nas análises numéricas. Hatami & Raymond (2003) retroanalisaram o módulo de elasticidade do agregado (E) utilizado nos ensaios de James (2002) e determinaram um valor igual a 8.000 kPa, para os ensaios com placa rígida de largura igual a 200 mm. Considera-se que tal valor de E esteja reduzido pelo fator de escala de 1/10. Resultados de ensaios triaxiais realizados por Ismail (1994), com esse agregado artificial, foram simulados no Capítulo 3 desta tese, Item 3.1.4.2. Os valores de módulos tangentes iniciais obtidos nesses ensaios variaram de 3.750 a 15.000 kPa, enquanto os módulos secantes a 50% da ruptura variaram de 5.470 a 10.420 kPa. Portanto, o valor de E utilizado nas análises numéricas está dentro do intervalo de valores obtidos nos ensaios triaxiais com o agregado artificial.

Tabela 4.11 - Propriedades do agregado utilizadas nas análises numéricas.

Módulo de elasticidade ( $\text{kN/m}^2$ )	8.000
Coefficiente de Poisson	0,33
Módulo cisalhante ( $\text{kN/m}^2$ )	3.010
Módulo de deformação volumétrica ( $\text{kN/m}^2$ )	7.840
Ângulo de atrito de pico (graus)	33
Ângulo de atrito a volume constante (graus)	31
Ângulo de dilatação (graus)	17
Peso específico ( $\text{kN/m}^3$ )	15
Coesão ( $\text{kN/m}^2$ )	1,0

A Tabela 4.12 apresenta as propriedades das geogrelhas utilizadas nas análises numéricas. O geossintético foi simulado no programa FLAC 2D como um elemento de cabo de comprimento L dividido em 34 segmentos. Esse elemento permite a modelagem da resistência ao cisalhamento (ligação – “*bond*”) entre o geossintético e a interface (“*grout*”) e entre a

interface e o solo (Itasca, 2005). A Tabela 4.13 apresenta as propriedades das geogrelhas utilizadas no FLAC 2D e a Tabela 4.14 as propriedades utilizadas no FLAC 3D.

O valor de *kbond* (Tabela 4.13) foi assumido ser suficientemente elevado, para simular uma ligação rígida entre o geossintético e o solo. Assumiu-se o valor de *sfriktion* igual ao ângulo de atrito do agregado. O valor do parâmetro *yield* foi assumido ser igual ao máximo valor que poderia ser alcançado para mobilizar toda a resistência do geossintético.

Tabela 4.12 - Propriedades das geogrelhas utilizadas nas análises numéricas.

<b>Propriedades</b>	<b>GG1</b>	<b>GG3</b>	<b>GG4 - Stratagrid 200</b>
J (kN/m)	21,3	51,1	281,0
Espessura (mm)	1,0	1,0	1,0
E (kN/m <sup>2</sup> )	21.300	51.100	281.000

Obs.: J = módulo de rigidez das geogrelhas determinado a partir de ensaios de arrancamento sem confinamento.

Tabela 4.13 - Propriedades das geogrelhas utilizadas no FLAC 2D.

<b>Propriedades</b>	<b>GG1</b>	<b>GG3</b>	<b>GG4</b>
<i>kbond</i> (N/m/m)	6x10 <sup>8</sup>	6x10 <sup>8</sup>	6x10 <sup>8</sup>
<i>perímetro</i> (m)	4,25	4,25	4,25
<i>sbond</i> (N/m)	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-6</sup>
<i>sfriktion</i> (graus)	33	33	33
<i>yield</i> (N)	700	1.550	7.300
<i>ycomp</i> (N)	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-6</sup>

Obs.: *kbond* = resistência cisalhante do “grout”. *perímetro* = perímetro exposto do elemento. *sbond* = resistência cisalhante intrínseca ou coesão. *sfriktion* = ângulo de atrito entre a geogrelha e o agregado. *yield* = força de tração de escoamento. *ycomp* = força de compressão de escoamento.

Tabela 4.14 - Propriedades das geogrelhas utilizadas no FLAC 3D.

<b>Propriedades</b>	<b>GG1</b>	<b>GG3</b>	<b>GG4</b>
E (kN/m <sup>2</sup> )	21.300	51.100	281.000
v (coeficiente de Poisson)	0,33	0,33	0,33
Espessura (mm)	1,0	1,0	1,0
<i>cs_scoh</i> (N/m <sup>2</sup> )	0,0	0,0	0,0
<i>cs_sfric</i> (graus)	33	33	33
<i>cs_sk</i> (N/m <sup>3</sup> )	6x10 <sup>8</sup>	6x10 <sup>8</sup>	6x10 <sup>8</sup>

Obs.: *cs\_scoh* = coesão. *cs\_sfric* = ângulo de atrito. *cs\_sk* = rigidez por unidade de área.



## 4.5.4. RESULTADOS

### 4.5.4.1. Campo de Deslocamentos

A Figura 4.32 e a Figura 4.33 apresentam os vetores de deslocamentos totais para os casos sem e com reforço, respectivamente. No caso reforçado, a geogrelha GG1 foi disposta numa profundidade igual a  $D_r/B = 0,0625$ , onde  $D_r$  é a profundidade abaixo da superfície da camada de agregado e  $B$  é a largura da placa rígida, nesse caso, igual a 200 mm.

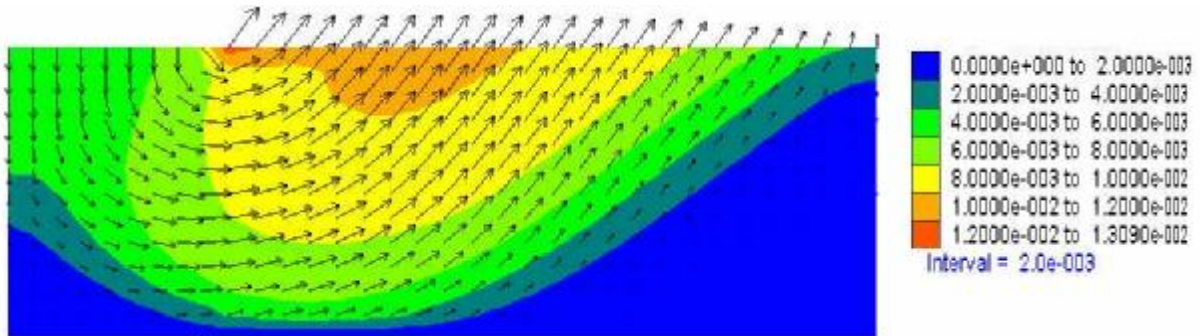


Figura 4.32 – Caso sem reforço: vetores de deslocamentos totais.

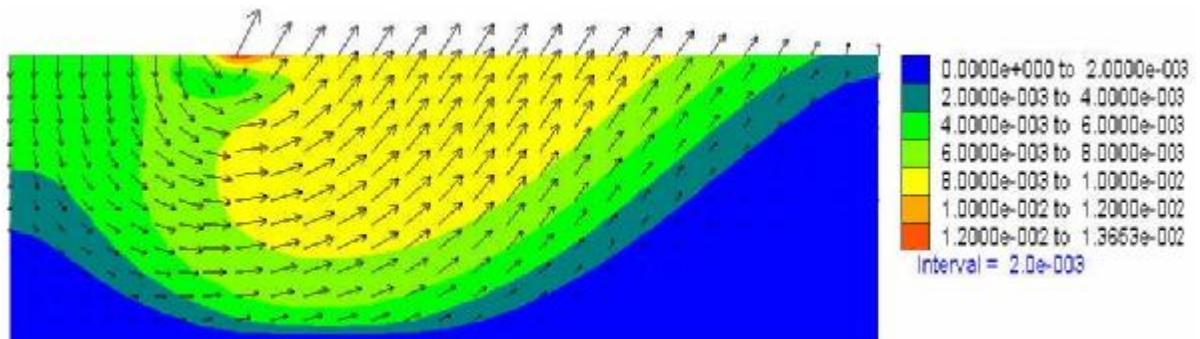


Figura 4.33 – Caso reforçado GG1 –  $D_r/B = 0,0625$ : vetores de deslocamentos totais.

Observa-se que, tanto para o caso sem reforço, quanto para o caso reforçado, os vetores de deslocamento totais atingem o fundo do tanque e parecem ser influenciados por ele, na medida em que a reduzida altura da camada de agregado não permite o desenvolvimento adequado desses vetores dentro dos contornos do tanque utilizado.

Embora se perceba alguma alteração nos vetores de deslocamentos totais, devido à presença do reforço, o mecanismo de ruptura formado não sofreu mudanças significativas, quando se compara a Figura 4.32 e a Figura 4.33, o mesmo ocorrendo quando se observa o levantamento da superfície da camada granular ao lado da área carregada.

#### 4.5.4.2. Calibração das Curvas Carga-Recalque

Alguns parâmetros da camada granular foram estimados de forma que o resultado numérico se aproximasse do resultado experimental, para as condições de contorno adotadas na Figura 4.30. Assim, a calibração foi feita para o caso sem reforço no programa FLAC 3D e utilizou-se os mesmos dados no programa FLAC 2D, para fins de comparação dos resultados obtidos. Basicamente, os parâmetros que foram estimados para a obtenção da curva de ajuste foram o módulo de elasticidade e o ângulo de dilatância da camada granular.

A Figura 4.34 apresenta uma comparação entre os resultados obtidos no FLAC 3D e FLAC 2D. A diferença entre essas duas análises é que, no FLAC 3D, as dimensões reais do tanque e o carregamento foram iguais às do ensaio experimental, ou seja, provocando a condição de deformação plana pela aplicação do carregamento em faixa em toda a largura do tanque e, no FLAC 2D, assumiu-se diretamente a condição de deformação plana.

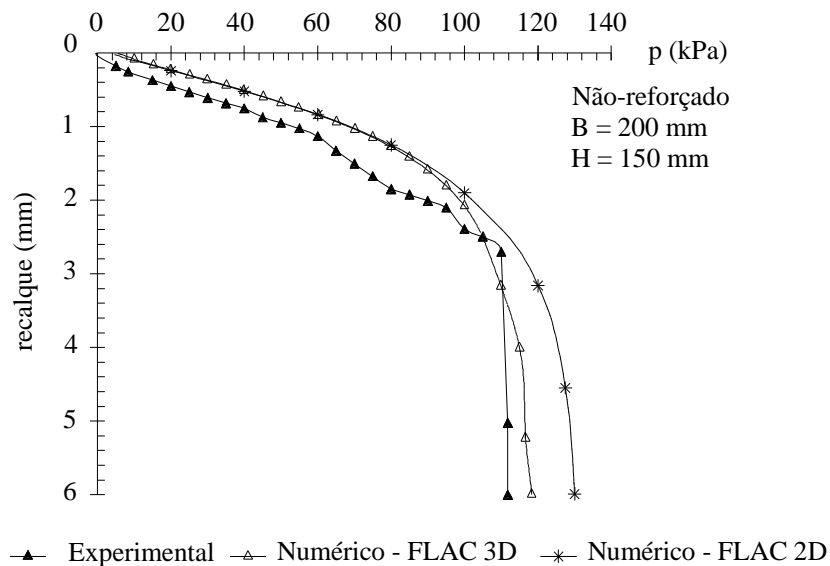


Figura 4.34 – Curva carga-recalque – caso sem reforço.

Observa-se que o resultado numérico obtido com o FLAC 3D teve um bom ajuste com a curva experimental, apesar de que, ao atingir a pressão última, a curva obtida experimentalmente apresentou uma ruptura brusca, com o aumento dos deslocamentos para uma pressão constante. A curva numérica apresentou um valor estabilizado da pressão de ruptura um pouco superior ao resultado experimental.

A capacidade de carga última foi maior para a análise realizada no FLA2D comparada ao resultado do FLAC 3D. Esperava-se que o resultado fosse o mesmo para as duas análises,

contudo, deve-se ter em mente que, no FLAC 2D, a condição de deformação plana foi perfeita, enquanto que no FLAC 3D, esta foi aproximada pelas condições de carregamento aplicado. Nas duas análises realizadas, a rigidez da curva numérica foi levemente maior do que a experimental.

Apesar das diferenças entre os resultados numéricos e experimentais, as demais análises foram realizadas para os dados e as condições de contorno estabelecidas anteriormente e observou-se, a partir de outras análises, onde foram variadas algumas das propriedades dos materiais e as condições de contorno, que os resultados obtidos, quanto à influência do reforço no sistema, não foram prejudicados por essas limitações.

#### 4.5.4.3. Efeito do Reforço

Após o ajuste da curva numérica com a experimental, verificou-se o efeito da colocação do elemento de reforço na capacidade de carga do solo. Assim, as geogrelhas foram dispostas a diferentes profundidades,  $D_r/B$ , com o objetivo de determinar uma profundidade ótima para a qual se teria o melhor desempenho do sistema. A Figura 4.35 apresenta os resultados numéricos comparados aos experimentais, para a geogrelha GG1.

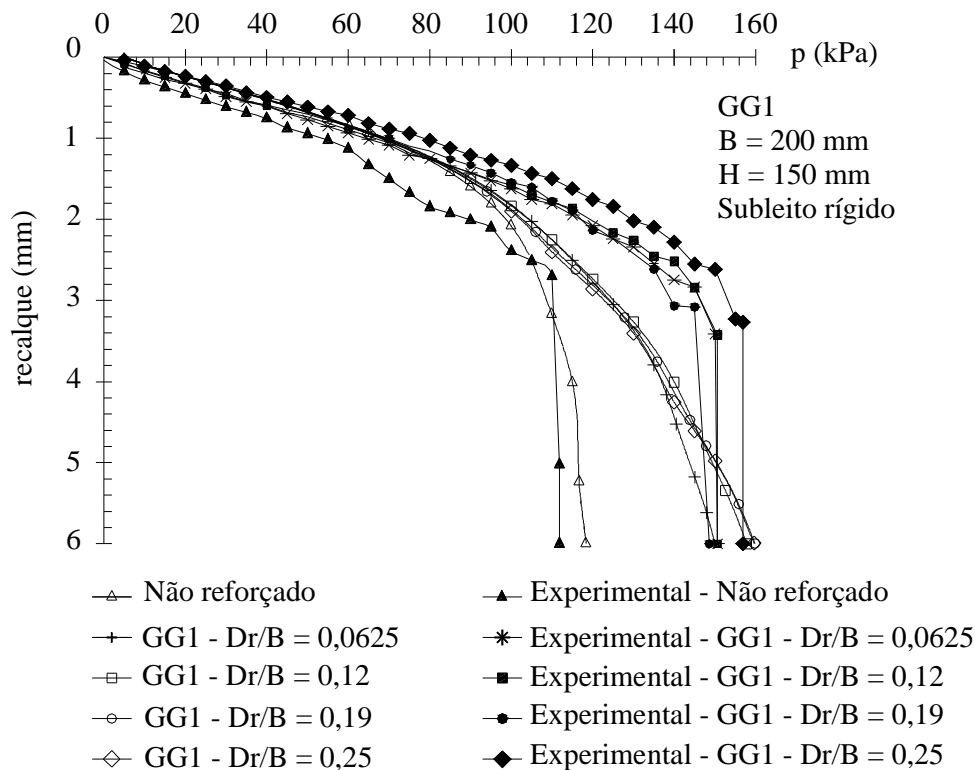


Figura 4.35 – FLAC 3D: curva carga-recalque da geogrelha tipo GG1.

Pode-se observar, da Figura 4.35, que o reforço atuou no aumento da capacidade de carga do solo de maneira significativa, o que é demonstrado tanto no resultado numérico quanto no experimental. Contudo, a comparação com as curvas experimentais não foi totalmente satisfatória, pois não se obteve numericamente a mesma rigidez no sistema até o momento em que ocorreu a ruptura abrupta observada na curva experimental. O resultado experimental indica que a profundidade ótima para a colocação do reforço corresponde à relação  $Dr/B = 0,25$ , seguida por 0,0625; 0,12 e 0,19, onde não se percebe uma grande diferenciação nas curvas obtidas. De acordo com os resultados numéricos, para as relações  $Dr/B$  iguais a 0,12; 0,19 e 0,25, as curvas são praticamente iguais e proporcionaram um melhor desempenho do sistema quando comparado à relação  $Dr/B = 0,0625$ .

A Figura 4.36 apresenta as curvas carga-recalque numéricas e experimentais para a geogrelha GG3. Para esse caso, os resultados experimentais indicam um melhor desempenho quando da colocação da geogrelha numa profundidade  $Dr/B = 0,0625$ . O segundo melhor desempenho, nos ensaios de laboratório, foi para a relação  $Dr/B = 0,12$ , o terceiro para  $Dr/B = 0,19$  e, por último,  $Dr/B = 0,25$ . Tal resultado sugere que, quanto mais próximo da superfície da camada granular, melhor o desempenho da geogrelha.

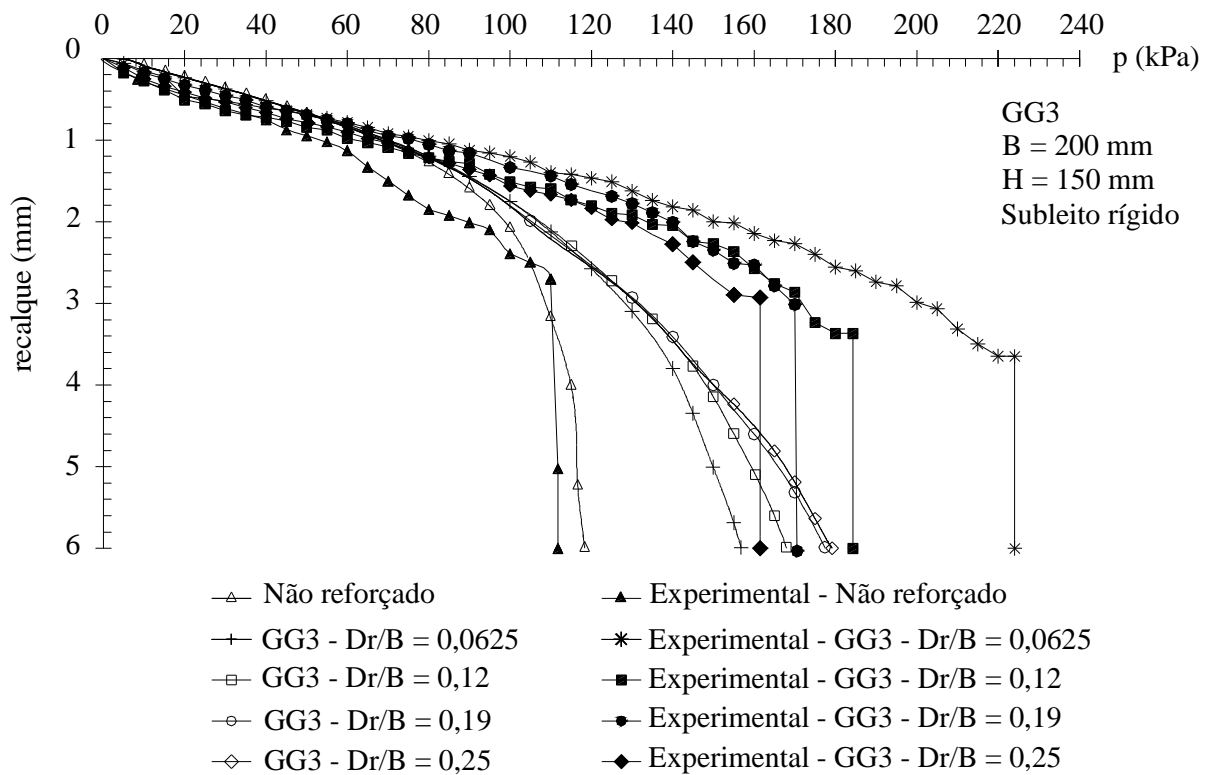


Figura 4.36 – FLAC 3D: curva carga-recalque da geogrelha tipo GG3.

Apesar do elemento de reforço GG3, utilizado nas análises numéricas, ter contribuído para uma melhoria da capacidade de carga da camada granular, o melhor desempenho, nos resultados numéricos, ocorreu para as relações  $D_r/B$  iguais a 0,19 e 0,25, seguido por  $D_r/B = 0,12$  e, por último,  $D_r/B = 0,0625$ . Tal resultado pode ser uma limitação da análise numérica que, devido à maior rigidez do reforço GG3, não conseguiu simular convenientemente a atuação da geogrelha posicionada a pequenas profundidades.

Gardiner (1985) realizou análises numéricas de um lastro de ferrovia reforçado com geogrelha, onde o comportamento anisotrópico foi introduzido para modelar o reforço. As propriedades da geogrelha na vertical foram assumidas iguais as do solo, enquanto na horizontal o módulo de rigidez do reforço foi utilizado. Segundo Gardiner (1985), a dificuldade em se utilizar o reforço com comportamento isotrópico é que este pode agir como uma viga rígida, limitando as deformações axiais devido a sua elevada rigidez. Como consequência, o reforço não “absorve” as tensões de tração.

A Figura 4.37 apresenta as curvas carga-recalque numéricas e experimentais para a geogrelha GG4. Da mesma maneira como ocorreu nas análises numéricas que utilizaram as propriedades da geogrelha GG3, o melhor benefício ao sistema ocorreu quando o reforço foi disposto a maiores profundidades. Porém, o desempenho do elemento de reforço utilizado numericamente foi bastante inferior ao observado experimentalmente, para todas as profundidades analisadas.

A elevada capacidade de carga observada experimentalmente, quando da utilização da geogrelha Stratagrid 200, pode decorrer do fato de que essa geogrelha não teve as propriedades e geometria reduzidas de acordo com a análise dimensional apresentada no Item 4.2. Assim, pode-se ter um efeito do reforço muito superior ao que seria esperado, caso fosse utilizada uma geogrelha compatível com o modelo ensaiado.

Diversos autores determinaram, a partir de ensaios em laboratório, a profundidade ótima para a qual o reforço fornece o melhor benefício. Parte deles concorda que isso ocorre para uma relação  $D_r/B = 0,0625$  (Abdel-Baki & Raymond 1994; Ismail & Raymond 1995). Porém, Walters (1998) verificou que a posição ótima do reforço é função da condição do subleito. Em seus ensaios, verificou-se que, para os subleitos rígidos e flexíveis, o valor máximo da capacidade de carga última ocorreu para  $D_r/B = 0,0625$  enquanto que, para subleito muito flexível, esse valor foi igual a 0,125.

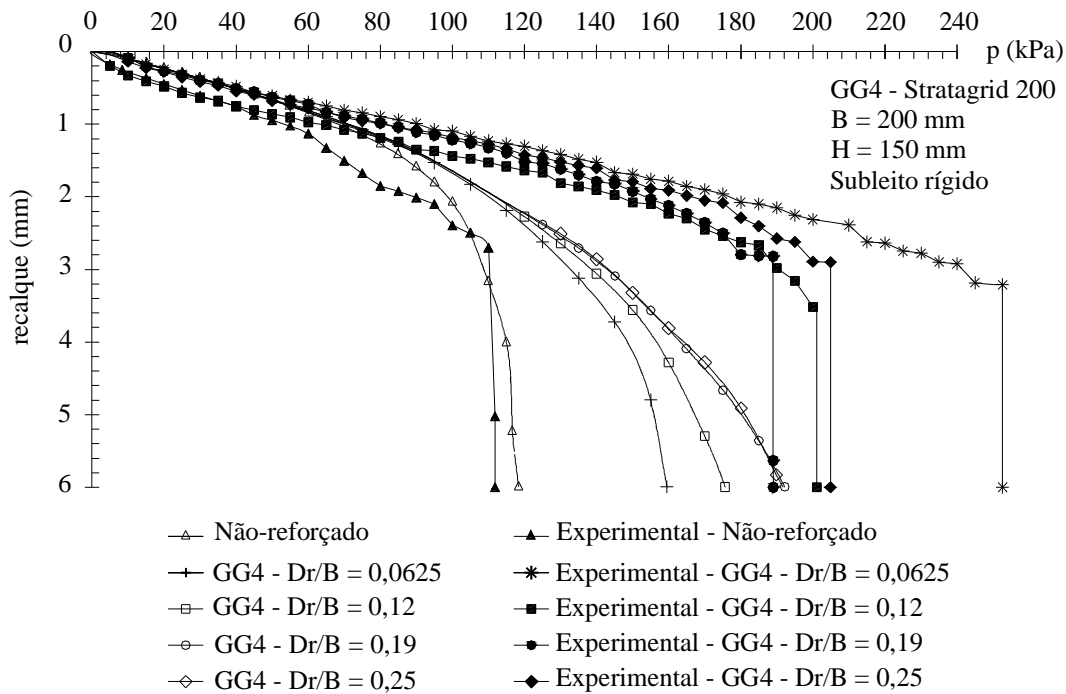


Figura 4.37 – FLAC 3D: curva carga-recalque da geogrelha do tipo GG4.

#### 4.5.4.4. Região de Plastificação

A Figura 4.38 apresenta a região da camada granular onde ocorreu a plastificação do solo, ou seja, onde os pontos de tensão atingiram a envoltória de ruptura de Mohr, para os casos sem e com reforço (geogrelha GG1) disposto a diferentes profundidades  $Dr/B$ . Nessa figura, a ruptura por cisalhamento é indicada pelas regiões mais claras. Nas regiões mais escuras, o material granular está no regime elástico. Pode-se observar, da Figura 4.38, a atuação do reforço pelo aumento da região onde o comportamento é elástico na camada granular.

Tal resultado onde praticamente toda a massa de solo se apresenta plastificada e regiões elásticas aparecem nas extremidades inferiores da caixa pode demonstrar a influência da região de contorno, que não permitiu a dissipação do carregamento dentro da camada granular.

A partir de simulações com o programa FLAC 2D, onde a profundidade  $H$  e o comprimento total do tanque  $L$  foram aumentados do valor correspondente a  $H/B = 0,75$  (utilizado no ensaio) para  $H/B = 4$  e  $L/B = 4,5$  (utilizado no ensaio) para  $L/B = 10$ , obteve-se o resultado apresentado na Figura 4.39, onde tem-se metade da geometria do tanque. Observa-se que, com o aumento da região de contorno do problema, tem-se a formação bem definida da região de plastificação, indicada na Figura 4.39 como escoamento cisalhante ou volumétrico, bem como o aparecimento de regiões de comportamento elástico.

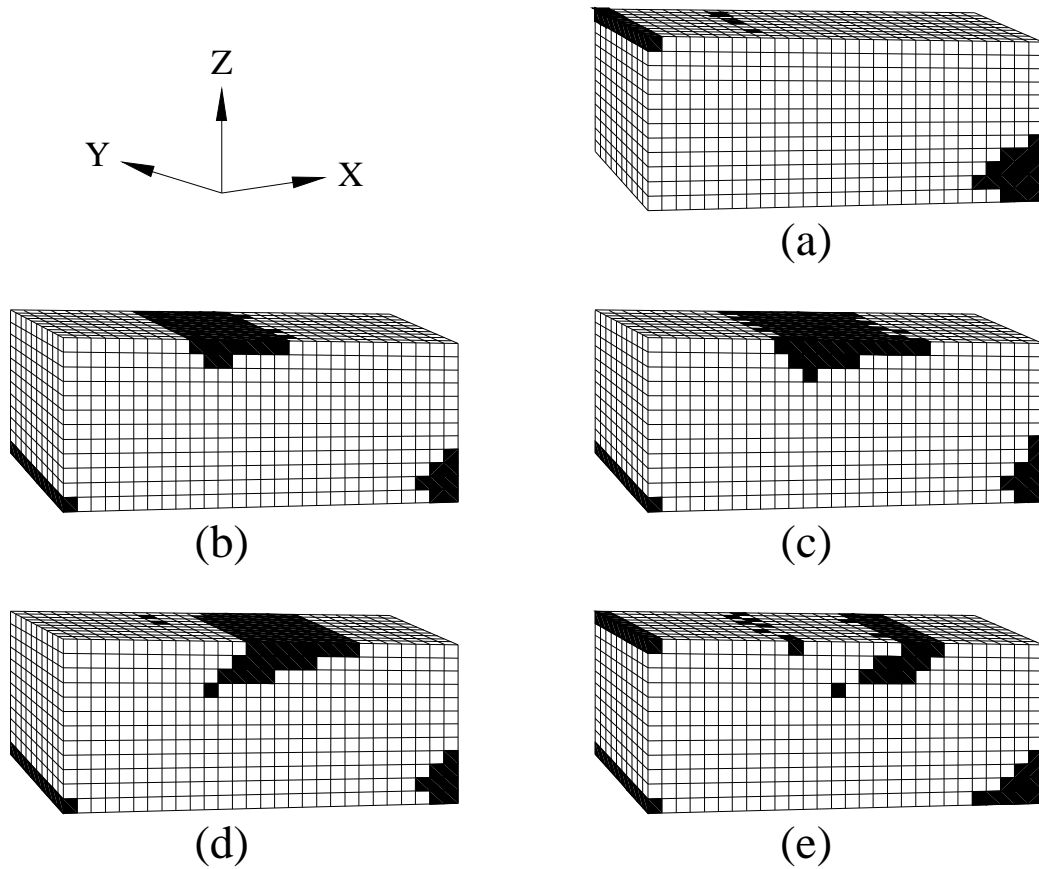


Figura 4.38. Região de ruptura (zonas claras) e de comportamento elástico (zonas escuras): (a) Sem reforço; (b)  $Dr/B = 0,0625$ ; (c)  $Dr/B = 0,12$ ; (d)  $Dr/B = 0,19$ ; (e)  $Dr/B = 0,25$ .

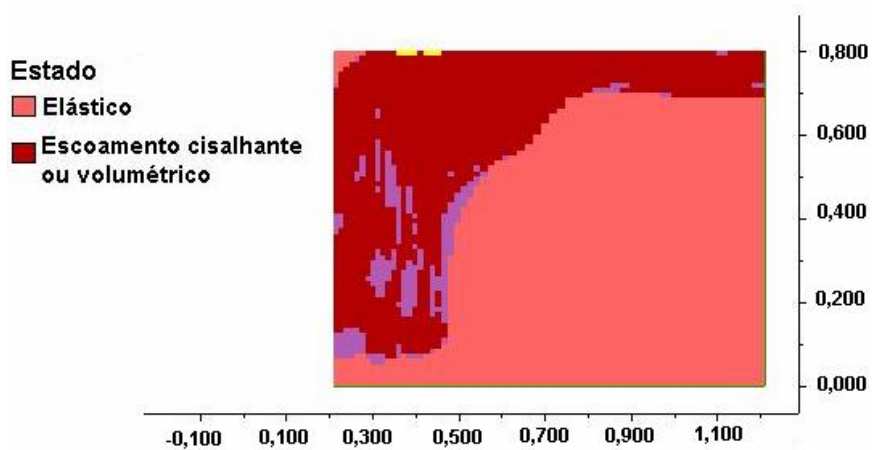


Figura 4.39 - Regiões de comportamento elástico e de comportamento plástico obtidas no FLAC 2D para uma relação  $H/B = 4$  e  $L/B = 10$ , para o caso sem reforço.

A distribuição da força axial no geossintético, obtida no programa Plaxis 2D e apresentada na Figura 4.40, reforça a idéia de um melhor desempenho desse material, nas análises numéricas, a maiores profundidades.

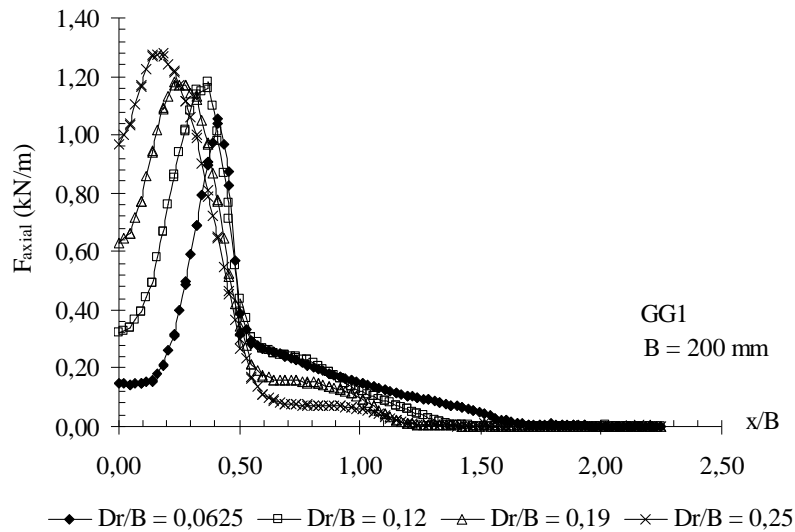


Figura 4.40 – Plaxis 2D: força axial na geogrelha para diferentes valores de  $Dr/B$ .

#### 4.5.4.5. Influência das Paredes e Fundo do Tanque

Algumas análises foram realizadas no programa FLAC 3D para a verificação da influência nos resultados devido à modelagem do fundo e das paredes laterais do tanque. A Figura 4.41 apresenta a malha de diferenças finitas definida para as análises. Devido às condições de simetria, apenas metade da geometria foi simulada.

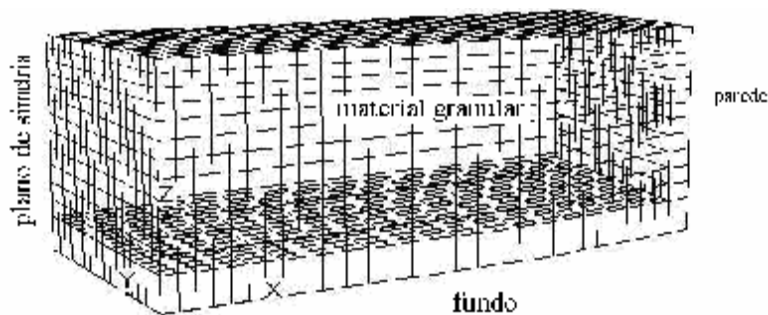


Figura 4.41 – Malha de diferenças finitas definida para a modelagem do fundo e parede do tanque no FLAC 3D.

Interfaces foram introduzidas entre o fundo e a parede do tanque, para permitir o deslocamento relativo com o material granular. O ângulo de atrito entre o fundo do tanque e o material granular foi retroanalisado por Hatamy & Raymond (2003), onde se determinou um valor de  $16^\circ$ . Porém, deve-se salientar que o mesmo tanque foi utilizado em diversos ensaios, o que provavelmente ocasionou o aumento da rugosidade da sua base, conforme mencionado por James (2002). Assim, também foram feitas análises para um ângulo de interface maior,



nesse caso, igual a  $25^\circ$ . O ângulo de atrito entre a parede lateral do tanque e o solo foi determinado por Hatamy & Raymond (2003) e correspondeu a  $10^\circ$ .

Neste estudo, a superfície exterior do fundo do tanque teve os movimentos restritos em todas as direções enquanto que, na parede lateral, apenas os deslocamentos horizontais foram impedidos. A curva carga-recalque obtida com essas análises é apresentada na Figura 4.42, onde se observa que os resultados se alteraram significativamente, resultando numa ruptura brusca, tal como ocorreu nas análises experimentais.

Para as simulações onde o tanque não foi modelado, se assumiu que os deslocamentos horizontais foram completamente restringidos na interface agregado-fundo do tanque. Nesse caso, essa consideração forneceu maior resistência para a massa de solo. Quando o tanque foi modelado, os deslocamentos horizontais na interface solo-tanque foram permitidos, mas havia alguma restrição devido ao atrito nessa interface. Isso resultou num comportamento mais próximo do real, nas análises numéricas. Apesar disso, os resultados apresentados até o momento foram obtidos para as mesmas condições nos sistemas sem e com reforço e, portanto, as conclusões já obtidas não serão alteradas significativamente com a modelagem do tanque.

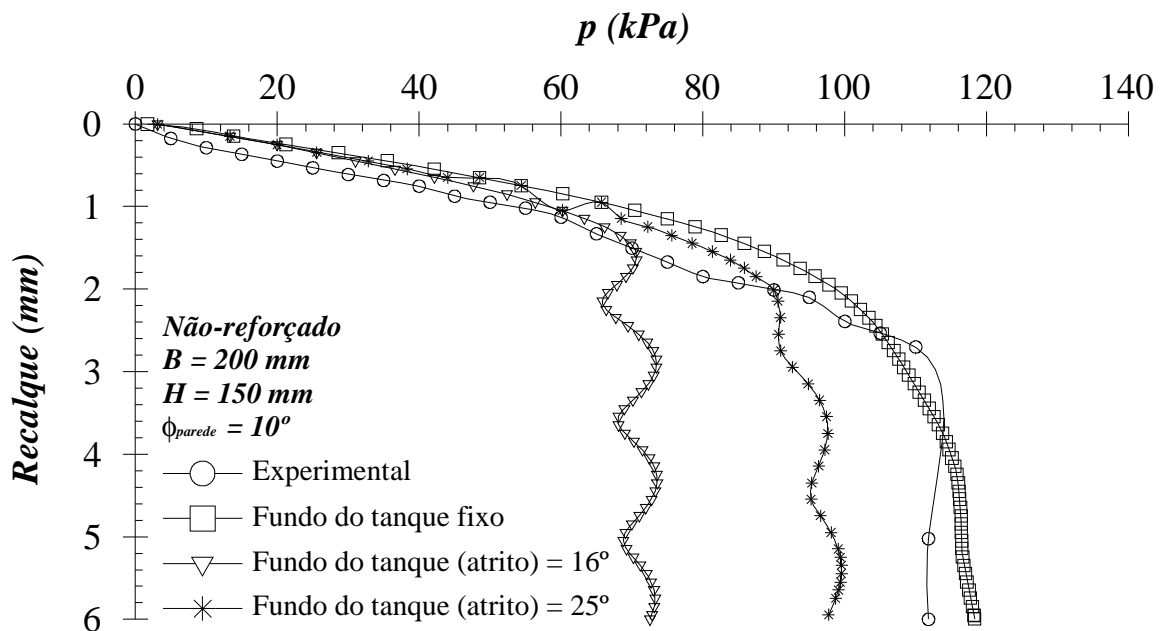


Figura 4.42 – Curva carga-recalque obtida com a modelagem do fundo e da parede do tanque.

#### 4.5.4.6. Efeitos das Dimensões do Tanque

Nas análises numéricas, observou-se que as dimensões do tanque onde os ensaios foram realizados influenciaram significativamente nos resultados obtidos. A altura da camada de

agregado corresponde a  $0,75B$ , onde  $B$  é a largura da placa. A base de alumínio do tanque foi utilizada como subleito rígido. Isso pode ter acrescido uma resistência maior ao sistema do que realmente ele teria, caso fosse utilizada uma camada de solo rígido, com espessura adequada, para permitir a dissipação da carga aplicada dentro do contorno do modelo. Os resultados são apresentados na Figura 4.43, onde  $L$  corresponde ao comprimento total do tanque.

O aumento da altura da camada granular teve como objetivo verificar qual seria o efeito na capacidade de carga do sistema se, abaixo do material granular de 150 mm de profundidade, houvesse uma camada de solo com as mesmas características do material granular. Observa-se, como já mencionado, a grande influência da condição de contorno na curva carga-recalque, principalmente no que diz respeito à profundidade do tanque de ensaio.

Diversos autores determinaram valores da relação  $H/B$  ( $H$  = espessura da camada granular e  $B$  = largura da placa) para a qual a base rígida não influencia a capacidade de carga última do solo. Serão destacadas aqui as conclusões de apenas alguns desses autores obtidas em Walters (1998):

- § Meyerhof (1974):  $H/B > 2$ ;
- § Abdel-Baki & Raymond (1994):  $H/B > 1$ ;
- § Hubble (1979) e El-Hakin (1983):  $H/B > 4$ .

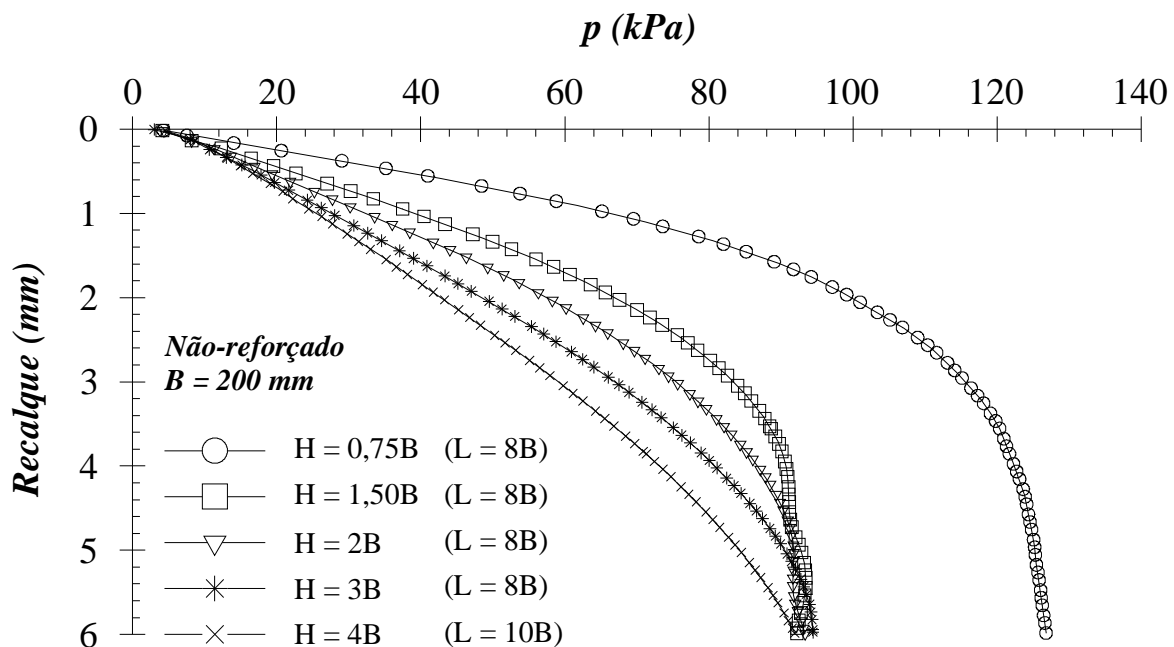


Figura 4.43 – Influência das dimensões da caixa na capacidade de carga do sistema obtida nos resultados do FLAC 2D.

Da Figura 4.43, verifica-se que, até um valor  $H/B = 4$ , a curva carga-recalque sofreu influência da rigidez da base do tanque, para esse caso de estudo.

#### 4.5.4.7. Efeito da Largura da Placa de Carregamento

A influência da largura da placa foi estudada com a utilização do programa FLAC 2D. Os resultados são apresentados na Figura 4.44.

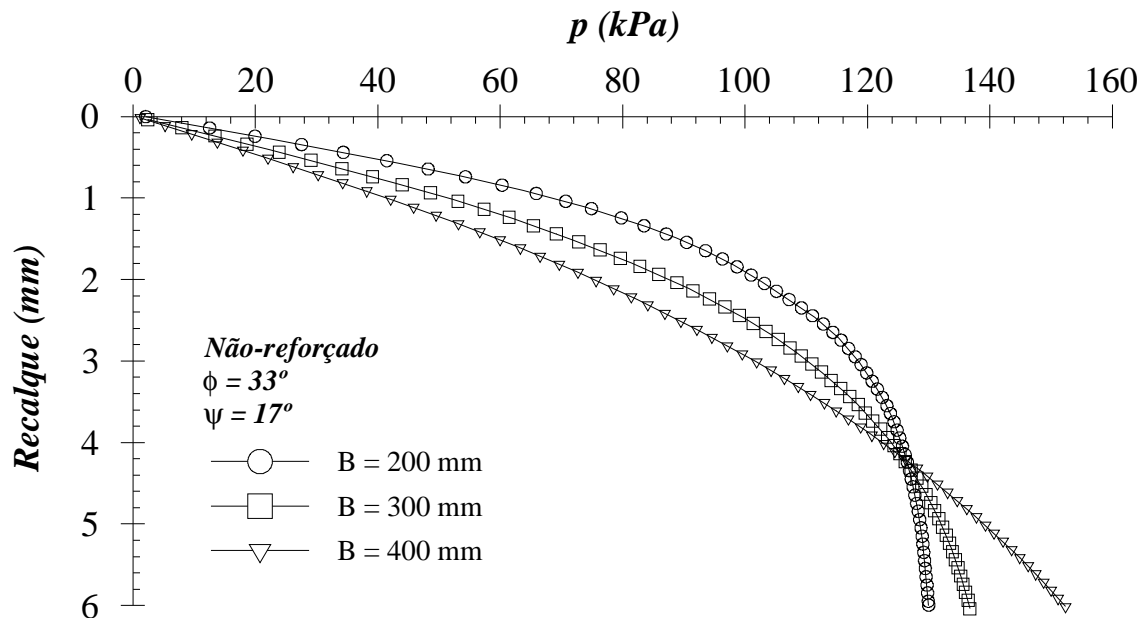


Figura 4.44 – Influência da largura da placa obtida nos resultados do FLAC 2D.

Observa-se que, não apenas a rigidez do sistema, mas também a capacidade de carga do mesmo é afetada pelo aumento na largura da placa de carregamento. Esse resultado também foi encontrado por James (2002), contudo, nos seus experimentos, para as placas de largura igual a  $B = 300$  mm e  $B = 400$  mm, a capacidade de carga última, para um recalque de 6 mm, foram muito superiores aos resultados numéricos obtidos.

#### 4.5.4.8. Efeito do Modelo Constitutivo Utilizado

No capítulo 3, foram apresentados alguns exemplos para a validação da implementação do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) e Duncan (1980) no programa FLAC 3D. O exemplo “Placa Rígida sobre Solo Coesivo” apresentou algumas restrições quanto à utilização do modelo implementado para problemas como o do ensaio em modelo reduzido de James (2002), onde se deseja atingir a pressão limite de ruptura.

Como já comentado anteriormente, o modelo hiperbólico, tal como implementado no FLAC 3D, pode apresentar instabilidades quando o sistema está próximo da ruptura

generalizada. No caso da simulação do modelo reduzido de James (2002), não se conseguiu nem mesmo aplicar o carregamento, pois o programa interrompia os cálculos após um pequeno número de “steps”. Dessa forma, esse modelo não foi utilizado nas análises numéricas realizadas para o estudo dos modelos reduzidos. Todavia, algumas simulações foram realizadas utilizando-se o modelo constitutivo “Hardening Soil”, no programa Plaxis 2D. Como foi explicado no Capítulo 3 desta tese, esse modelo apresenta características adicionais que tornam a sua utilização mais vantajosa do que a do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970), pois utiliza a teoria da plasticidade e inclui o efeito da dilatância dos solos.

Por ser hiperbólico, o modelo “Hardening Soil” considera a variação do módulo de elasticidade com a tensão confinante. As propriedades utilizadas nas análises são apresentadas na Tabela 4.15 e foram obtidas de ensaios triaxiais realizados por Ismail (1994), simulados no Capítulo 3, Item 3.1.4.2.

Tabela 4.15 - Propriedades do agregado utilizadas no modelo “Hardening soil”.

<b>Propriedades</b>	<b>Tensão confinante - <math>s_3</math> (kPa)</b>			
	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>40</b>	<b>68</b>
$E_{50}^{ref}$ (kPa)	5.470	7.170	8.770	10.420
$E_{oed}^{ref}$ (kPa)	5.470	7.170	8.770	10.420
m	0,5	0,5	0,5	0,5
$E_{ur}^{ref}$ (kPa)	16.410	21.510	26.310	31.260
$\nu_{ur}$	0,2	0,2	0,2	0,2
$p^{ref}$ (kPa)	10	20	40	68
$K_n^{nc}$	0,455	0,455	0,455	0,455
$R_f$	0,9	0,9	0,9	0,9

Obs.:  $E_{50}^{ref}$ ,  $E_{oed}^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$  = módulo de elasticidade secante a 50 % da ruptura, módulo de elasticidade tangente para carregamento primário oedométrico e módulo de elasticidade para descarregamento e recarregamento, respectivamente. m = fator de dependência da rigidez com a tensão confinante (*default* m = 0,5).  $\nu_{ur}$  = coeficiente de Poisson para descarregamento e recarregamento (*default*  $\nu$  = 0,2).  $p^{ref}$  = pressão confinante de referência para módulos de elasticidade.  $K_n^{nc}$  = módulo para adensamento (*default*  $K_n^{nc} = 1 - \text{sen}\phi$ ).,  $R_f$  = razão de ruptura (*default* R = 0,9).

A coesão (c), ângulo de atrito ( $\phi$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ) foram os mesmos adotados nas análises anteriores, ou seja, c = 1 kPa,  $\phi = 33^\circ$  e  $\psi = 17^\circ$ . A Figura 4.45 apresenta curvas carga-recalque, para várias tensões confinantes ( $\sigma_3$ ).

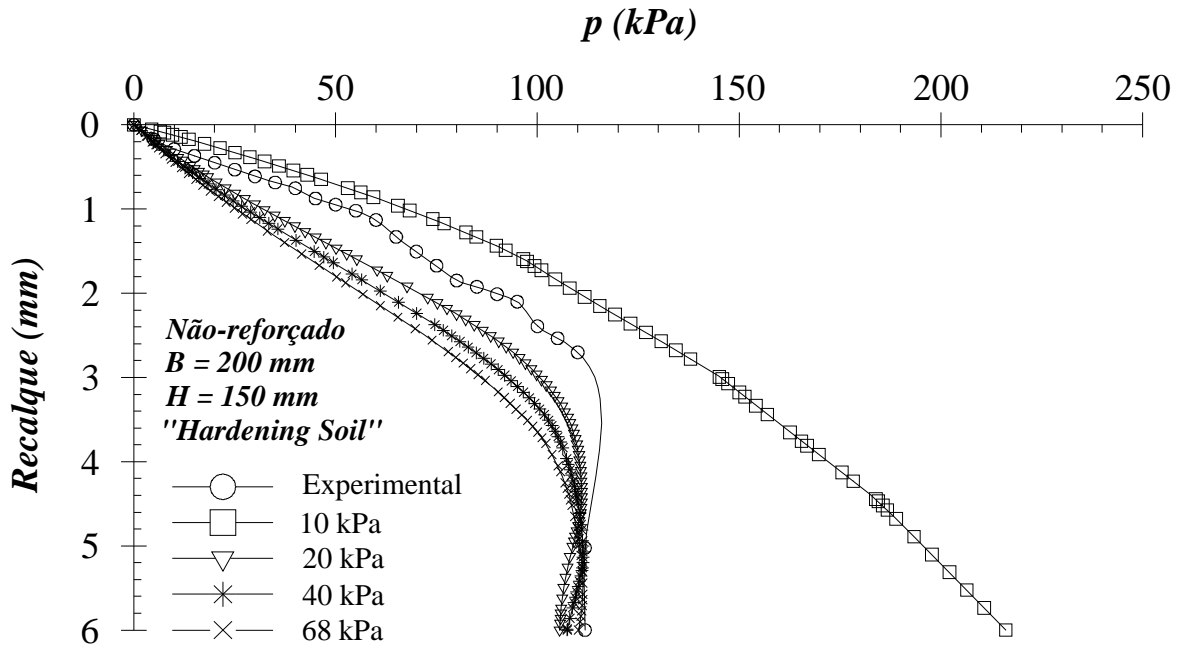


Figura 4.45 – Curva carga-recalque para o caso sem reforço para vários níveis de tensão confinante com a utilização do modelo “Hardening soil”.

Observa-se da Figura 4.45 que, para a tensão confinante de 10 kPa, obtiveram-se os maiores deslocamentos, e não se alcançou a pressão limite de ruptura. Para os demais valores de  $\sigma_3$ , as curvas obtidas são similares e pode-se definir claramente uma pressão limite, a partir da qual se verifica uma queda de resistência do solo. A Figura 4.46 apresenta uma comparação entre as curvas carga-recalque obtidas quando da utilização do modelo “Hardening soil” (tensão confinante de 20 kPa) e do modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Verifica-se da Figura 4.46 que, para esse caso de estudo, as respostas fornecidas pelos dois modelos são bastante distintas, principalmente quando se observam dois aspectos da curva carga-recalque: a rigidez da curva e a perda de resistência após a ruptura, observada quando da utilização do modelo “Hardening soil”.

Comparado ao modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a vantagem de utilização do modelo “Hardening soil” está no fato de que não é necessário estimar um valor constante para o módulo de elasticidade. Assim, pode-se ter uma simulação mais próxima da situação real, onde o módulo de elasticidade varia com a tensão confinante. Porém, para esse caso de estudo, as análises realizadas com o modelo “Hardening soil”, para o caso reforçado com geossintético foi simulado, apresentaram instabilidades numéricas que, em alguns casos, impediram a aplicação de todo o carregamento.

A Figura 4.47 mostra a curva carga-recalque obtida quando da simulação do reforço GG4, posicionado a uma profundidade  $D_r/B = 0,12$ , onde  $B = 200$  mm.

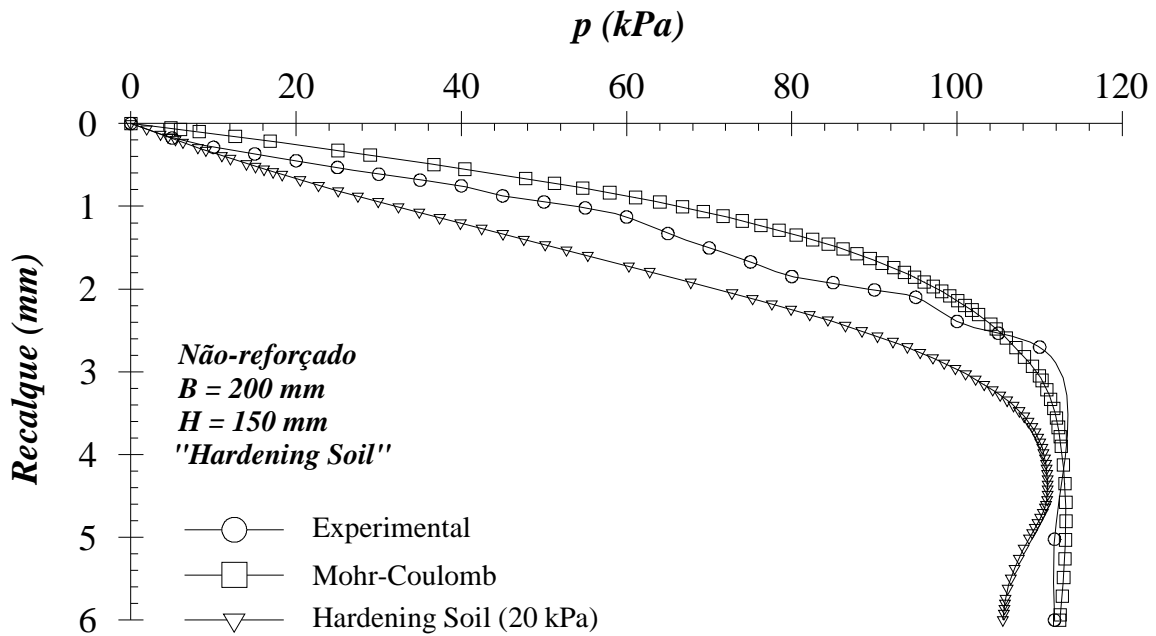


Figura 4.46 – Comparação entre os resultados obtidos pelo modelo “Hardening-soil” e pelo modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

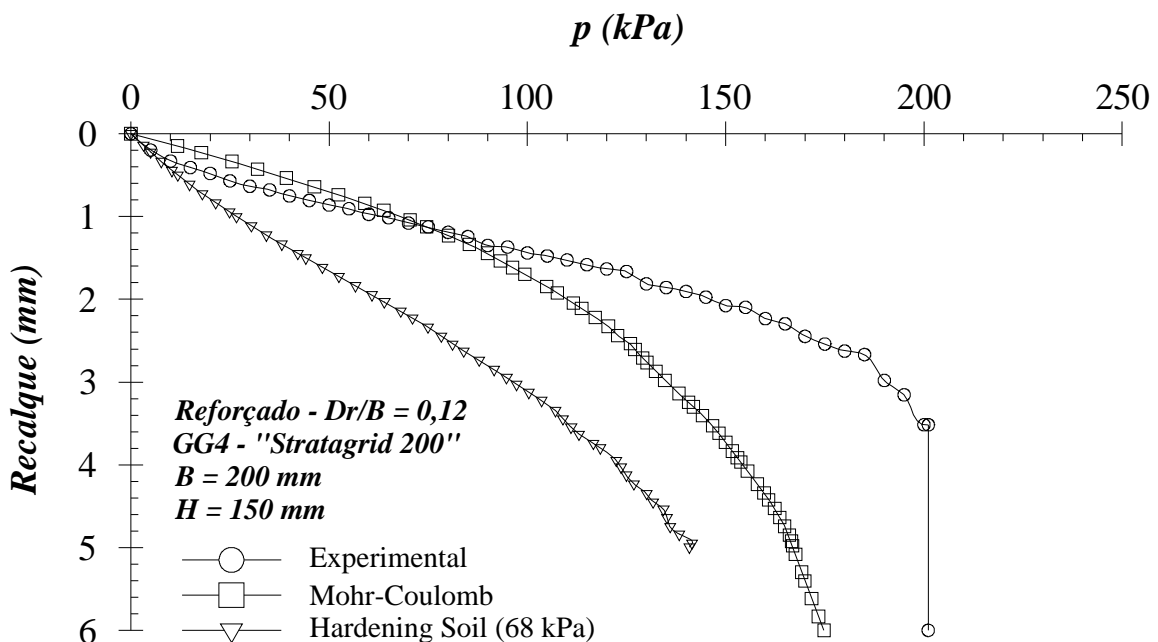


Figura 4.47 – Caso reforçado simulado com a geogrelha do tipo GG4 –  $D_r/B = 0,12$ .

A curva carga-recalque obtida com o modelo “Hardening soil” (Figura 4.47) não alcançou o equilíbrio, apresentando instabilidades à medida que o carregamento foi aplicado. O programa

interrompeu os cálculos para um deslocamento prescrito de 5 mm. Já para o material simulado como elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, observa-se que se atinge uma pressão limite e o deslocamento prescrito de 6 mm pode ser aplicado. Em virtude disso, embora os resultados obtidos com o modelo “Hardening Soil”, para o caso sem reforço, tenham sido satisfatórios, foram apresentados apenas os resultados numéricos das análises realizadas com o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

A Figura 4.48 apresenta os vetores de deslocamentos totais, para a camada granular sem reforço. Verifica-se, como comentado anteriormente, que os vetores sofrem influência do fundo do tanque, o que pode ter influência direta nos resultados obtidos.

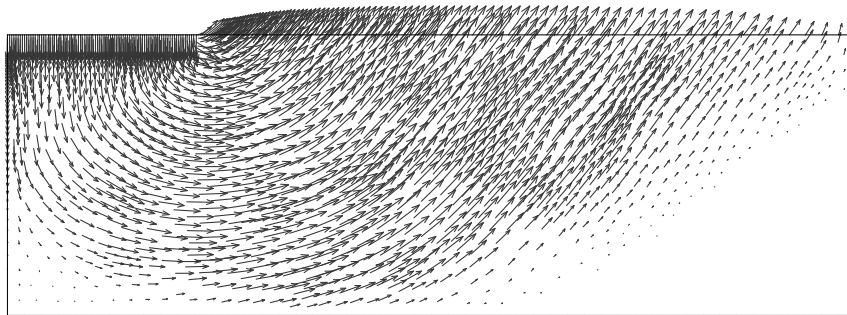


Figura 4.48 – Vetores de deslocamentos totais para a camada granular sem reforço.

A Figura 4.49 e a Figura 4.50 apresentam as deformações totais de tração, para os casos sem e com reforço, respectivamente. Pode-se observar que as superfícies de ruptura formadas não conseguem se desenvolver plenamente dentro da região de contorno do problema. Além disso, observa-se o aparecimento de deformações de tração nas proximidades do geossintético, o que pode indicar a sua atuação nessa região.

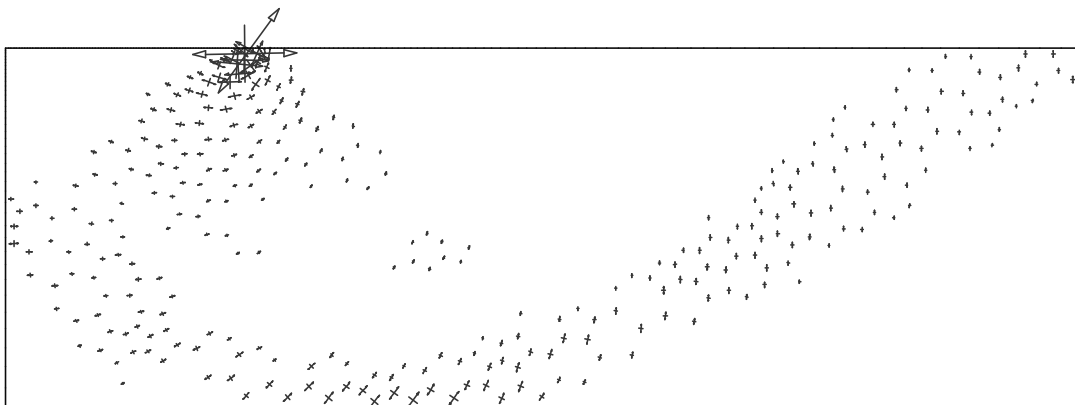


Figura 4.49 – Deformações totais de tração para o caso sem reforço.

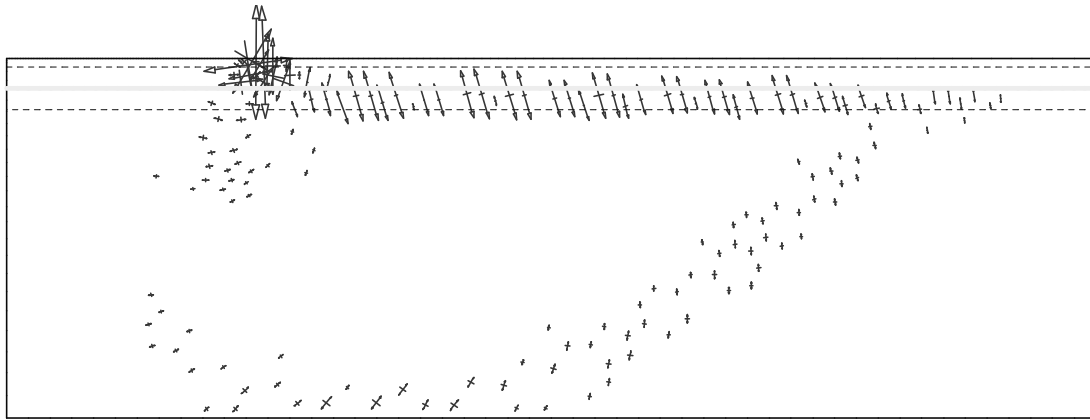


Figura 4.50 – Deformações totais de tração para o caso reforçado.

## 4.5.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.5.5.1. Mecanismo de Ruptura

Segundo James (2002), a ruptura do solo foi caracterizada pelo movimento da placa para baixo de maneira uniforme, ou seja, a mesma permaneceu na horizontal, e pelo levantamento do solo em ambos os lados da placa, conforme apresenta esquematicamente a Figura 4.51.

A Figura 4.51 mostra que a superfície de ruptura não se desenvolve totalmente dentro da camada granular utilizada nos ensaios, como já havia sido observado anteriormente, a partir dos resultados das análises numéricas.

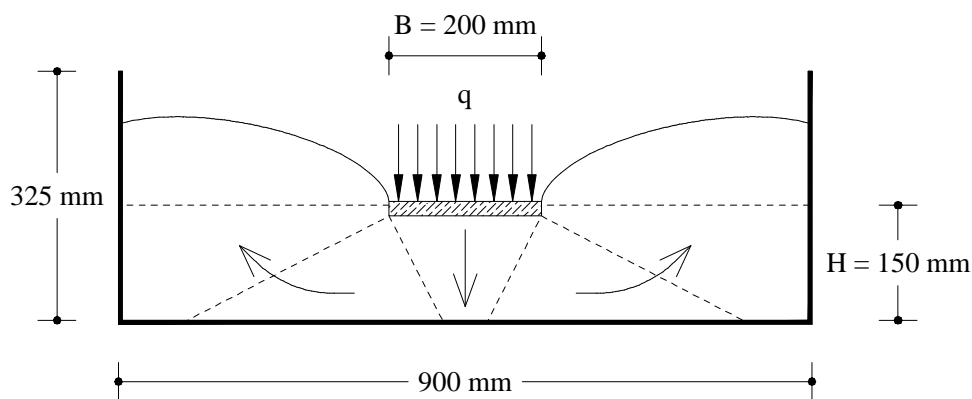


Figura 4.51 – Superfície de ruptura – B = 200 mm (James, 2002).

### 4.5.5.2. Capacidade de Carga

Binquet & Lee (1975) definiram o termo razão de capacidade de carga (“*bearing capacity ratio*” – BCR) de acordo com a seguinte equação:



$$BCR = \frac{q}{q_0} \quad (4.9)$$

Onde:

BCR = razão de capacidade de carga (“*bearing capacity ratio*”);

q = pressão média de contato da placa no solo reforçado;

q<sub>0</sub> = pressão média de contato da placa no solo sem reforço.

Tanto q<sub>0</sub> quanto q devem ser medidos para o mesmo recalque. A razão BCR pode ser usada para expressar o efeito do reforço para qualquer condição de recalque desejado, incluindo a capacidade de carga última. Os resultados de 65 ensaios realizados por Binquet & Lee (1975), para determinação de capacidade de carga, considerando carregamento em faixa, mostraram que, em condições ótimas de disposição do reforço, os valores de BCR variaram de 1,5 a 4,0. A Tabela 4.16 apresenta os valores numéricos e experimentais de BCR, para recalque igual a 6 mm, quando da utilização da geogrelha GG1.

Observa-se, da Tabela 4.16, que a utilização do elemento de reforço proporcionou benefício quanto ao aumento da capacidade de carga, quando comparado ao sistema sem reforço. Os valores de BCR obtidos numericamente para um recalque de 6 mm são bastante próximos dos valores experimentais.

Tabela 4.16 – Valores da razão de capacidade de carga (BCR) para a geogrelha do tipo GG1.

		q <sub>0</sub> (kPa)		q (kPa)		BCR	
		Sem Reforço		Reforçado			
		Exp	Num	Exp	Num	Exp	Num
		111,8	118,3	-	-	-	-
Dr/B	0,0625	-	-	150,6	148,6	1,4	1,3
	0,12	-	-	150,6	156,9	1,4	1,3
	0,19	-	-	148,6	159,6	1,3	1,4
	0,25	-	-	156,9	159,6	1,4	1,4

Exp – Experimental. Num – Numérico.

## 4.6. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Este capítulo apresentou resultados de análises numéricas de modelos físicos que representam 1/10 da configuração de uma estrada não-pavimentada e de uma ferrovia. Verificou-se, para os dois tipos de modelos, a influência da utilização de uma camada de reforço colocada na interface aterro-subleito, no caso das estradas não-pavimentadas, e dentro do material granular, no caso de ferrovias. Essa influência foi verificada em termos do ganho na capacidade de

carga do sistema reforçado, comparado ao sistema sem reforço; do mecanismo de ruptura desenvolvido sem e com reforço e da região de plastificação resultante. As principais conclusões desse capítulo serão apresentadas de maneira geral e em seguida de forma específica para as estradas não-pavimentadas e as ferrovias.

Em termos gerais, as análises numéricas simularam a maioria das características dos ensaios experimentais. A grande dificuldade encontrada foi a de simular o comportamento do geossintético convenientemente, principalmente quando este é disposto em pequenas profundidades abaixo da superfície de aplicação do carregamento.

Verificou-se que o geossintético atuou de forma significativa no aumento da capacidade de carga do sistema, aumentando a resistência do solo. Esse resultado foi observado nas análises numéricas e nos ensaios experimentais, mas outras análises devem ser feitas para avaliar se o desempenho do reforço seria o mesmo num modelo em grande escala ou numa situação real.

No que diz respeito apenas às análises realizadas para o estudo das estradas não-pavimentadas tem-se:

- § O sistema aterro-solo mole foi pouco sensível à rigidez do material de reforço;
- § A profundidade ideal do reforço, para proporcionar o maior benefício em termos do aumento da capacidade de carga do solo, foi na interface aterro-subleito;
- § Os vetores de deslocamentos totais de maior magnitude atingiram uma profundidade aproximadamente igual a  $0,8B$  abaixo da superfície do subleito, para o caso sem reforço, e de  $1,8B$ , para o caso reforçado;
- § O levantamento do solo ao lado da placa de aplicação do carregamento ocorre de uma maneira mais acentuada em uma região próxima da placa de carregamento, quando não se utiliza reforço, e de forma mais suave, se estendendo em uma largura maior, para o caso com geossintético;
- § No caso sem reforço, a região de plastificação se estendeu a uma profundidade aproximadamente igual a  $2,1B$  abaixo da superfície do subleito, enquanto que, com a presença do reforço, esse valor foi de  $2,7B$ , o que sugere que o geossintético atua no aprofundamento da superfície de ruptura dentro da camada de argila;
- § Existe um valor crítico para o qual o aumento da altura do aterro melhora a capacidade de carga última do sistema. Para esse caso de estudo, esse valor corresponde à relação  $h_{\text{crítico}}/B$  que se encontra no intervalo de 0,6 a 1,2;

§ Para valores de  $s_u/\gamma B$  superiores a 6, a diferença entre as curvas carga-recalque para as seções sem e com reforço diminui até os desempenhos serem praticamente iguais.

No que diz respeito apenas às análises realizadas para o estudo das ferrovias tem-se:

§ As dimensões do tanque, principalmente a profundidade, influenciaram nos resultados obtidos, tanto nos ensaios de laboratório quanto nas análises numéricas, pois não permitiram a dissipação do carregamento aplicado dentro da camada granular, além de fornecer um valor de capacidade de carga muito superior ao que seria encontrado caso não houvesse a influência, principalmente, do fundo do tanque;

§ O elemento de reforço atuou na modificação geométrica da região de plastificação dentro da camada granular, aumentando as áreas com comportamento elástico;

§ Nas análises numéricas realizadas, verificou-se que até um valor  $H/B = 4$ , a curva carga-recalque sofreu influência da rigidez da base do tanque, para esse caso de estudo;

§ O aumento da largura da placa de carregamento influencia não apenas a rigidez do sistema, mas também no aumento da capacidade de carga da camada granular;

§ O modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970), implementado no programa FLAC 3D, não permitiu a simulação do modelo reduzido de James (2002). Isso se deve ao fato de que, nesse ensaio, ocorreu a ruptura generalizada do solo, condição essa que provoca instabilidades numéricas quando da utilização do modelo hiperbólico, tal como implementado nesta tese no FLAC 3D;

§ Quanto ao modelo constitutivo utilizado, o modelo “Hardening soil” apresenta vantagens, pois fornece uma resposta mais próxima do comportamento do solo, já que considera o efeito da variação do módulo com a tensão confinante. Contudo, o modelo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb foi bastante satisfatório, para este caso de estudo, na obtenção de curvas carga-recalque estáveis numericamente, tanto para o caso sem reforço, quanto para o caso reforçado.

## *Estradas Não-pavimentadas*

O enfoque deste capítulo será dado às estradas não-pavimentadas sem e com a presença de geossintéticos como elementos de reforço. Para isso, são apresentados resultados obtidos a partir de análises numéricas e métodos analíticos de dimensionamento de estradas não-pavimentadas.

### **5.1. INTRODUÇÃO**

A variabilidade natural das propriedades dos solos é um fator que deve ser considerado quando se analisa o comportamento de diversas estruturas geotécnicas, dentre elas, as estradas não-pavimentadas. Desta forma, as análises realizadas neste capítulo foram divididas em duas partes: análises probabilísticas e análises determinísticas. As análises probabilísticas levam em consideração a variabilidade natural das propriedades dos materiais, enquanto, as análises determinísticas utilizam apenas os dados médios.

As análises probabilísticas e determinísticas foram feitas para o estudo de um ensaio de campo realizado por Palmeira (1981), onde uma estrada não-pavimentada, correspondente a um aterro rodoviário de baixa altura, foi instrumentada para a análise do desempenho de seções sem e com reforço.

### **5.2. DESCRIÇÃO DO ENSAIO DE CAMPO DE PALMEIRA (1981)**

#### **5.2.1. SEÇÕES TESTE**

Palmeira (1981) estudou a utilização de geotêxtil como reforço em um aterro rodoviário de baixa altura sobre solos moles. As seções reforçadas apresentavam diferentes condições de ancoragem do reforço, conforme mostra a Figura 5.1.

Na seção S-1, o geotêxtil Bidim OP-30 foi simplesmente colocado sob a projeção da plataforma da estrada. A seção S-2 não continha geotêxtil e serviu de referência para comparações. A seção S-3, também sem geotêxtil, apresentou rupturas que impediram a sua

utilização nos ensaios de campo. Na seção S-4, o geotêxtil Bidim OP-40 foi simplesmente colocado na base do aterro. Na seção S-5 o geotêxtil Bidim OP-40 foi ancorado internamente, enquanto, na seção S-6, essa ancoragem se deu externamente ao aterro. Por fim, a Tabela 5.1 apresenta as alturas finais das seções do aterro, após 400 passadas de caminhões, medidas por Palmeira (1981).

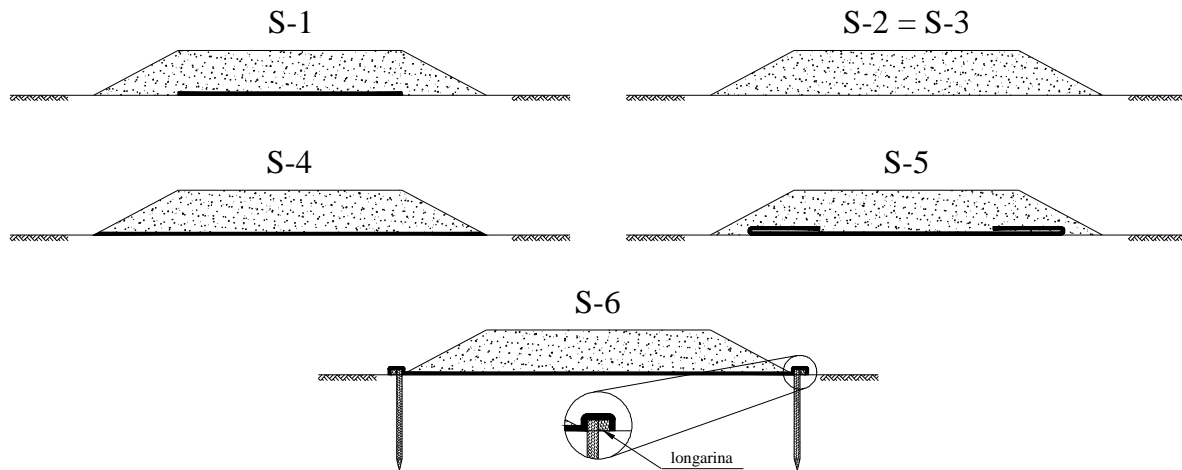


Figura 5.1 – Seções instrumentadas com diferentes condições de ancoragem do reforço (Palmeira, 1981).

Tabela 5.1 – Altura média final do aterro nas seções instrumentadas após 400 passadas (Palmeira, 1981).

<b>Seção</b>	<b>Altura Média (m)</b>	<b>Desvio Padrão (m)</b>
S1	1,04	0,10
S2	1,15	0,09
S4	0,97	0,04
S5	0,94	0,05
S6	0,89	0,06

Obs.: S1 e S4: reforçadas com comprimento do geotêxtil igual ao da plataforma e da base do aterro, respectivamente. S2: sem reforço. S5 e S6: reforçadas com geotêxtil ancorado internamente e externamente, respectivamente.

Palmeira (1981) concluiu que a influência do geotêxtil na redução da altura do aterro é mais eficiente quanto melhor for a sua condição de ancoragem. A redução percentual na altura de aterro foi definida pela seguinte expressão:

$$RP_H = \frac{\overline{H_s} - \overline{H_c}}{\overline{H_s}} \times 100 (\%) \quad (5.1)$$

Onde:

$RP_H$  = redução percentual na altura de aterro (%);

$\overline{H}_s$  = altura de aterro média na seção sem geotêxtil;

$\overline{H}_c$  = altura de aterro média na seção com geotêxtil.

Palmeira (1981) obteve por meio da Equação 5.1 os seguintes valores para cada seção instrumentada:

§ Seção S-1:  $RP_H = 9,6\%$

§ Seção S-4:  $RP_H = 15,7\%$

§ Seção S-5:  $RP_H = 18,3\%$

§ Seção S-6:  $RP_H = 22,6\%$ .

Observa-se que a seção S-6 apresentou o melhor desempenho para a redução da altura de aterro. Palmeira (1981) concluiu que a influência do geotêxtil na estrada de acesso foi a evitar a ocorrência ou progressão de rupturas localizadas na superfície da fundação. No item a seguir, apresentam-se as propriedades geotécnicas dos solos que constituem a estrada de acesso e a fundação.

### 5.2.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Palmeira (1981) realizou os ensaios no aterro da estrada de acesso para a construção do Aterro II do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), situado no km 116,5 da Rodovia Washington Luiz, margeando o rio Sarapuí, Rio de Janeiro. A Figura 5.2 mostra a localização das seções instrumentadas.

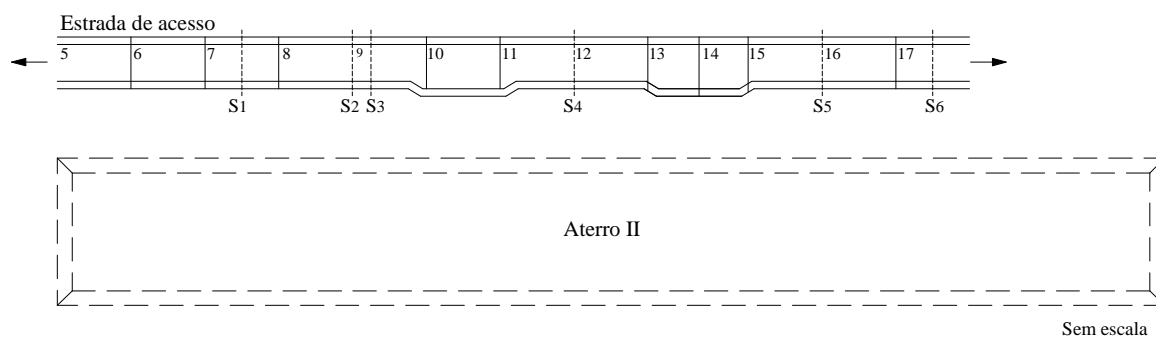


Figura 5.2 – Localização das seções instrumentadas (modificado - Palmeira, 1981).

A Figura 5.3 apresenta o perfil geotécnico do local, composto por uma camada de cerca de 10 m de profundidade de uma argila mole de coloração cinza escura, subjacente a camadas

de areia fina argilosa. O nível freático do lençol d'água aflora à superfície do terreno. A camada argilosa possui uma crosta superficial, de até 2,5 m de profundidade, com grande quantidade de matéria orgânica. Observou-se que tanto o pré-adensamento quanto à resistência não-drenada são maiores nessa camada (Palmeira, 1981).

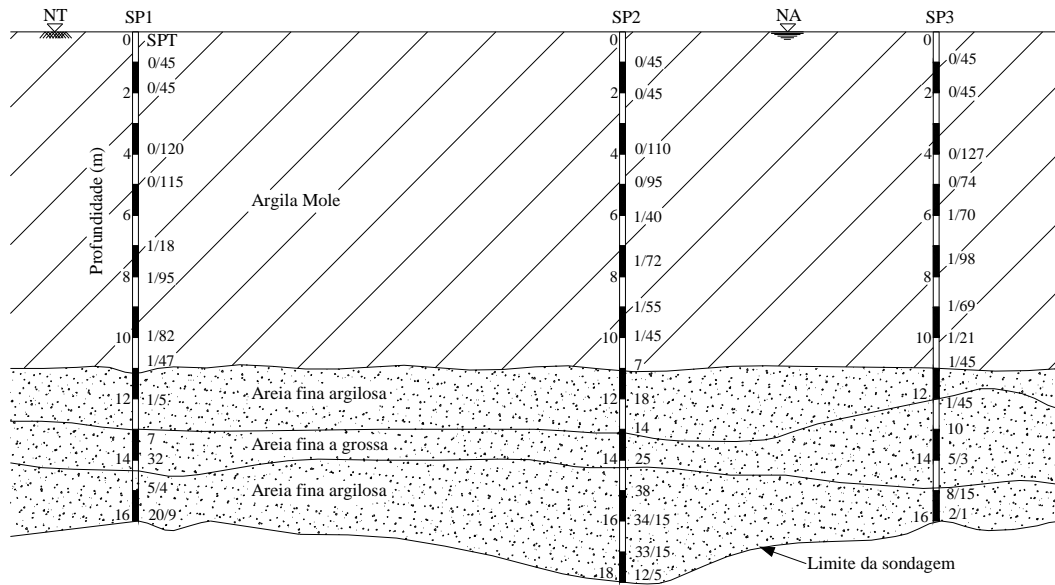


Figura 5.3 – Perfil geotécnico da fundação da estrada de acesso (Palmeira, 1981).

### 5.2.2.1. Aterro

O material do aterro é constituído por partes iguais de argila e areia e complementado por menor quantidade de silte. O valor médio da densidade dos grãos (G) foi de 2,54. Os ensaios de limite de Atterberg forneceram os seguintes valores: Limite de Liquidez = 49%; Limite de Plasticidade = 31% e Índice de Plasticidade = 18% (Palmeira, 1981).

O peso específico médio obtido ao longo da estrada pelo processo do frasco de areia foi de 20,5 kN/m<sup>3</sup>. Ensaios de compactação Proctor Normal forneceram para este material o valor de umidade ótima ( $w_{ot}$ ) igual a 18,8% e peso específico seco máximo ( $\gamma_s$ ) de 16,4 kN/m<sup>3</sup>. O grau de compactação do trecho da estrada sob as rodas do caminhão foi de 106%. A Figura 5.4 apresenta os resultados obtidos em ensaios de compressão simples executados no material do aterro nas condições de umidade ótima (Palmeira, 1981).

Ensaio de cisalhamento direto, realizados na condição de umidade ótima e peso específico seco máximo, forneceram a envoltória de ruptura de Mohr, onde se obtiveram o ângulo de atrito efetivo do solo aproximadamente igual a 34° e a coesão efetiva igual a 35 kPa (Palmeira, 1981).

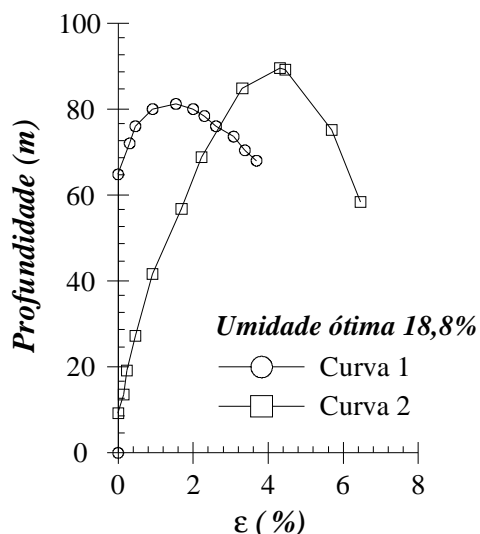


Figura 5.4 – Ensaio de compressão simples no material do aterro na condição de umidade ótima (modificado - Palmeira, 1981).

### 5.2.2.2. Subleito

O subleito é composto por uma crosta argilosa de aproximadamente 2,5 m de profundidade sobrejacente a uma camada de argila mole de coloração cinza escura. A Figura 5.5a apresenta a variação do peso específico total com a profundidade. A Figura 5.5b apresenta os resultados de ensaios de palheta de campo, onde se tem a variação da resistência não-drenada ( $s_u$ ) em função da profundidade. A Figura 5.5c apresenta a variação da razão de pré-adensamento com a profundidade. Pode-se verificar que a relação de pré-adensamento é máxima na zona superficial (crosta) e diminui com a profundidade (Palmeira, 1981).

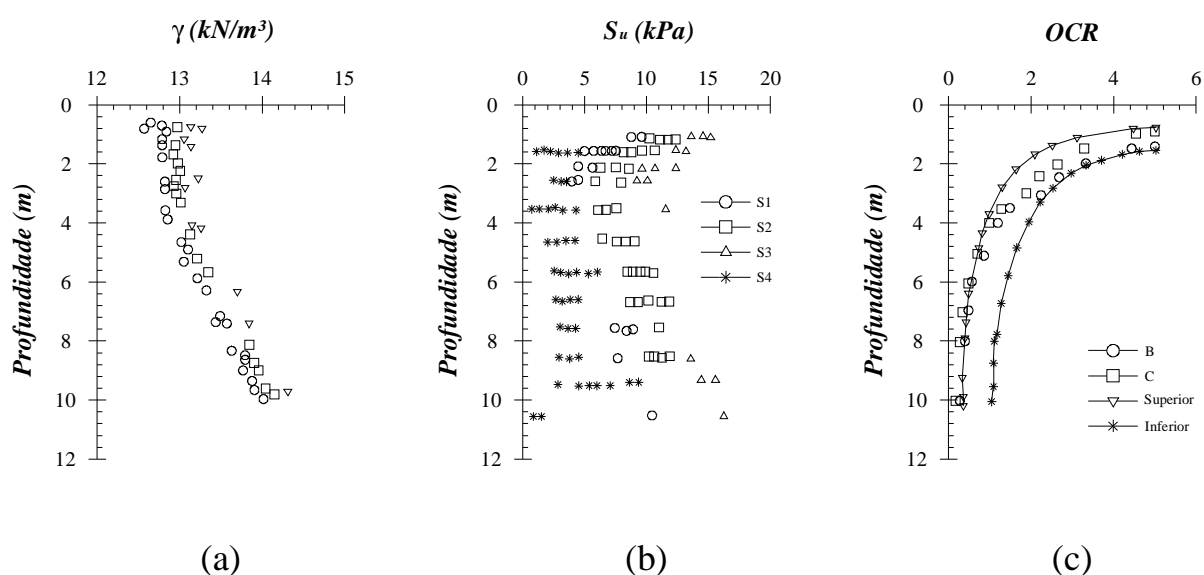


Figura 5.5 – Propriedades geotécnicas da argila cinza do Rio de Janeiro (modificado -Palmeira, 1981).



A Tabela 5.2 resume os valores médios e os desvios padrão do peso específico e da resistência não-drenada para a crosta argilosa e para a camada de argila mole subjacente.

Tabela 5.2 – Valores médios e desvios padrão de  $\gamma$  e  $s_u$  para o solo de fundação.

Camada	Profundidade (m)	g (kN/m <sup>3</sup> )		s <sub>u</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	
		g <sub>médio</sub>	Desvio Padrão	s <sub>u_médio</sub>	Desvio Padrão
Crosta argilosa 01	0,0 a 1,5	12,9	0,21	11,6	2,0
Crosta argilosa 02	1,5 a 2,5	13,0	0,14	7,7	2,5
Argila mole	2,5 a 10,0	13,4	0,44	9,2	2,6

Almeida *et al.* (2005) apresentaram valores de condutividade hidráulica ( $k_v$ ) para a camada argilosa abaixo da crosta ressecada. Segundo resultados de Coutinho (1976), no meio do depósito argiloso,  $k_v$  varia de 2,0 a 5,0 x 10<sup>-9</sup> m/s. A condutividade hidráulica da crosta argilosa é muito menor do que a da camada de argila subjacente, de acordo com Gerscovich *et al.* (1986). Um resumo de resultados de ensaios triaxiais realizados em amostras do depósito argiloso localizado abaixo da crosta ressecada (Figura 5.6) e em amostras da crosta ressecada (Figura 5.7) foi apresentado por Almeida *et al.* (2005).

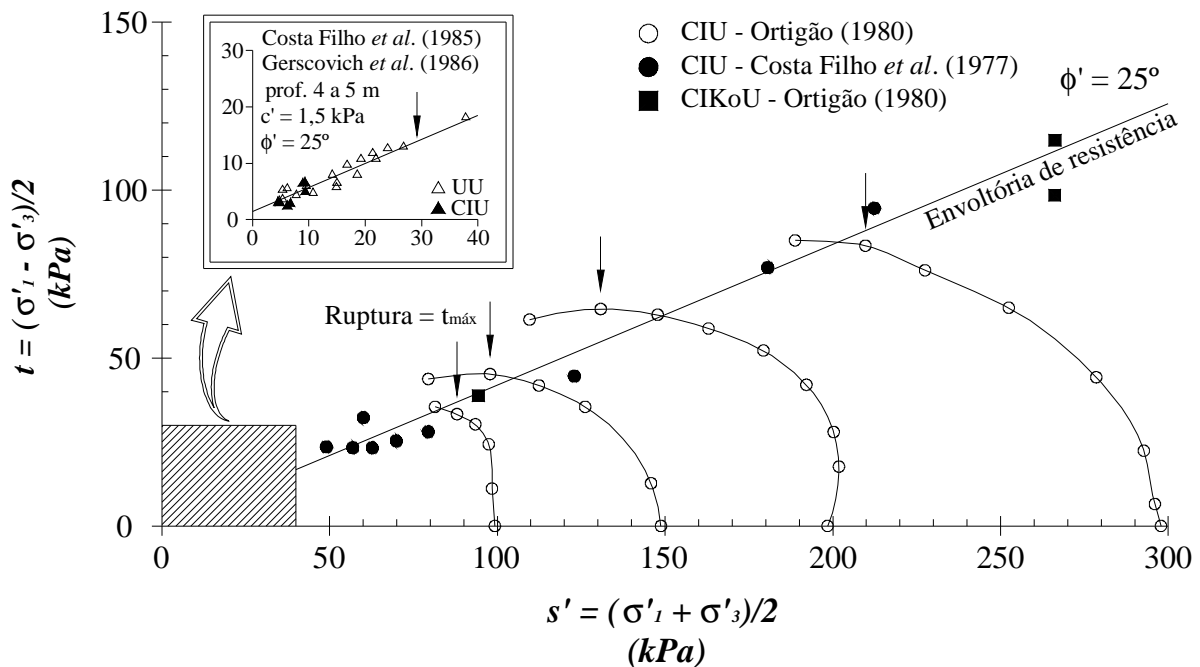


Figura 5.6 – Envolvórias de ruptura do depósito da argila de Sarapuí, abaixo da crosta ressecada (Almeida *et al.*, 2005).

De acordo com a Figura 5.6, o ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) da argila de Sarapuí está entre 25 e 30° e a coesão efetiva ( $c'$ ) é igual a zero. Nos resultados obtidos por Costa filho *et al.* (1985) e

Gerscovich *et al.* (1986), para amostras situadas entre 4 e 5 m de profundidade e a baixos níveis de tensão, tem-se  $c' = 1,5$  e  $\phi' = 30^\circ$ . De acordo com a Figura 5.7, em amostras da crosta ressecada tem-se, para baixos níveis de tensão,  $c' = 1,5$  e  $\phi' = 30$  e, para altos níveis de tensão,  $c' = 0$  e  $\phi' = 31$  (Almeida *et al.*, 2005).

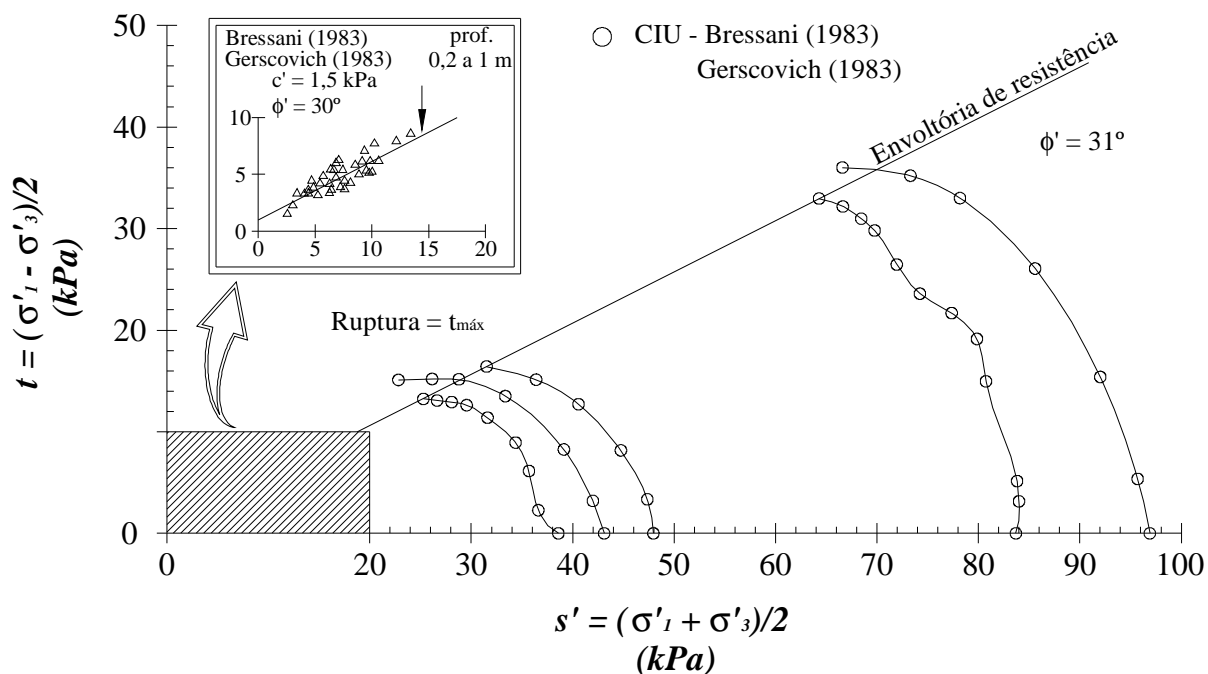


Figura 5.7 – Envoltórias de ruptura da crosta ressecada da argila de Sarapuí (Almeida *et al.*, 2005).

Palmeira (1981) apresentou dados sobre o módulo de elasticidade do solo do subleito obtidos em ensaios de laboratório e por meio de retroanálises dos recalques de um aterro experimental próximo à estrada de acesso. Tais valores são apresentados na Figura 5.8.

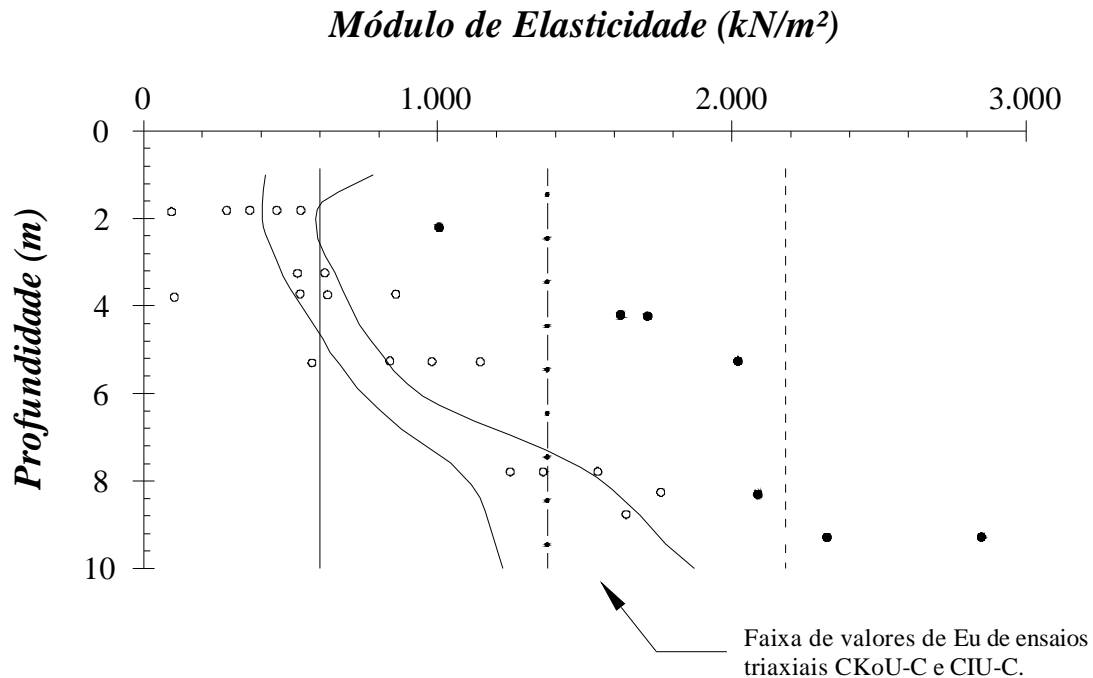
### 5.2.2.3. Geotêxtil

O geotêxtil utilizado nas seções teste foi do tipo não-tecido com fios de poliéster agulhados da marca Bidim. Foram utilizados dois tipos de manta, Bidim OP-30 e Bidim OP-40. Segundo o catálogo do fabricante, o módulo de elasticidade desses dois tipos de manta corresponde a 55 e 72,5 kN/m, respectivamente.

### 5.2.3. OUTROS ASPECTOS

A estrada de acesso instrumentada por Palmeira (1981) é bastante complexa de ser analisada numericamente devido a alguns fatores, tais como:

§ O processo construtivo do aterro correspondia à colocação do material seguida de compactação. À medida que os caminhões começavam a atolar ou era percebida alguma ruptura localizada, preenchia-se a rodeira formada com o material de aterro. Esse processo continuou até que fosse atingida a altura final do aterro, sendo registradas para isso 400 passadas do caminhão;



<b><i>Simbologia</i></b>	<b><i>Módulo de Elasticidade</i></b>
—	Obtido por retroanálise dos recalques empregando-se a teoria da elasticidade e correção de Dappolonia <i>et al.</i> (1971) e adotando-se $\nu = 0,5$ .
— • —	IDEM, com $\nu = 0,4$ .
- - - -	IDEM, com $\nu = 0,3$ .
○	Ensaio UU $\varnothing$ 38 mm (Apud Costa F <sup>o</sup> <i>et al.</i> , 1977).
●	Ensaio UU $\varnothing$ 100 mm.

Obs.: E dos ensaios correspondente a um nível de tensões de 50 %.

Figura 5.8 – Dados sobre o módulo de elasticidade da fundação (Palmeira, 1981).

§ Não foi feita a medição das alturas do aterro para as diversas etapas de construção, tendo-se apenas o valor médio da altura final, após 400 passadas de caminhão, para cada seção instrumentada;

§ O comportamento da fundação em argila mole é bastante complexo e tal condição se complica mais pela existência de uma crosta argilosa de aproximadamente 2,5 m de profundidade na superfície da fundação;

§ Os recalques medidos experimentalmente na superfície do subleito apresentam uma variabilidade muito grande, principalmente para a seção sem reforço (S-2), que apresentou uma ruptura localizada logo nas primeiras passadas do caminhão.

§ Não foram feitos ensaios para a determinação de parâmetros de resistência do solo de aterro e fundação das seções instrumentadas após a passagem dos caminhões.

As análises numéricas realizadas procuraram aproximar ao máximo as condições de campo, porém, sabe-se que as mesmas apresentam algumas limitações. A partir de análises iniciais, verificou-se que três fatores contribuem para o recalque final na superfície do subleito: o processo de construção do aterro, o adensamento da camada de fundação e o carregamento devido à passagem dos caminhões.

Com a finalidade de identificar, para esse caso de estudo, quais fatores e propriedades dos materiais teriam uma contribuição mais relevante no valor do recalque final na superfície do subleito, empregou-se o método probabilístico FOSM. Em seguida, determinou-se para a seção sem reforço (S-2), por meio do Método dos Pontos de Estimativa (Método de Rosenblueth), o valor médio do recalque máximo na superfície do subleito e o desvio padrão. Posteriormente, análises numéricas adicionais foram realizadas para a compreensão dos resultados obtidos nas análises de confiabilidade.

### 5.3. ANÁLISES DE CONFIABILIDADE

A relação entre as cargas que atuam num sistema ( $Q$ ) e a capacidade de suportar essas cargas ( $R$ ) é considerada nas análises de confiabilidade. A confiabilidade é expressa pelo *índice de confiabilidade* ( $\beta$ ) que pode estar relacionado a uma *probabilidade de ruptura* ( $p_r$ ). A ruptura corresponde não apenas à ruptura catastrófica, mas também a qualquer diferença inaceitável entre o desempenho esperado e o observado (Baecher & Christian, 2003).

Os valores de  $Q$  e  $R$  são incertos, logo apresentam valores médios ( $\mu_Q$  e  $\mu_R$ , respectivamente), variâncias ( $\sigma_Q^2$  e  $\sigma_R^2$ , respectivamente) e covariâncias. A margem de segurança ( $M$ ) é a diferença entre a resistência e a carga (Baecher & Christian, 2003):

$$M = R - Q \quad (5.2)$$

O valor médio de  $M$  ( $\mu_M$ ) é dado por:

$$m_M = m_R - m_Q \quad (5.3)$$

E a variância de M ( $\sigma_M^2$ ) é dada por:

$$s_M^2 = s_R^2 + s_Q^2 - 2r_{RQ}s_Rs_Q \quad (5.4)$$

Onde:

$\rho_{RQ}$  = coeficiente de correlação entre R e Q.

O índice de confiabilidade ( $\beta$ ) expressa a distância entre o valor médio da margem de segurança do seu valor crítico ( $M = 0$ ) em unidades de desvio padrão. É dado pela seguinte expressão (Baecher & Christian, 2003):

$$b = \frac{m_M}{s_M} = \frac{m_R - m_Q}{\sqrt{s_R^2 + s_Q^2 - 2r_{RQ}s_Rs_Q}} \quad (5.5)$$

A probabilidade de ruptura ( $p_r$ ) corresponde à probabilidade de M ser menor do que zero, tal como apresenta a Figura 5.9 pela área sombreada. Os passos para a realização da análise de confiabilidade são os seguintes (Baecher & Christian, 2003):

- § Estabelecer um modelo analítico: significa estabelecer uma maneira de calcular a margem de segurança, o fator de segurança ou qualquer outra medida de desempenho. Esse modelo pode apresentar algum tipo de erro, incerteza ou resultados tendenciosos que podem ser levados em conta na análise de confiabilidade;
- § Estimar descrições estatísticas dos parâmetros: os parâmetros incluem as propriedades dos materiais geotécnicos, como também as cargas e a geometria, e são geralmente descritos pelos seus valores médios, desvio padrão e covariância;
- § Calcular os momentos estatísticos das funções de desempenho: significa calcular a média e a variância da função de desempenho;
- § Calcular o índice de confiabilidade e a probabilidade de ruptura.

A maioria dos métodos de análise de confiabilidade envolve aproximações que poderão fornecer diferentes respostas. Neste trabalho, serão apresentados os resultados obtidos a partir da utilização do método FOSM e do Método dos Pontos de Estimativa.

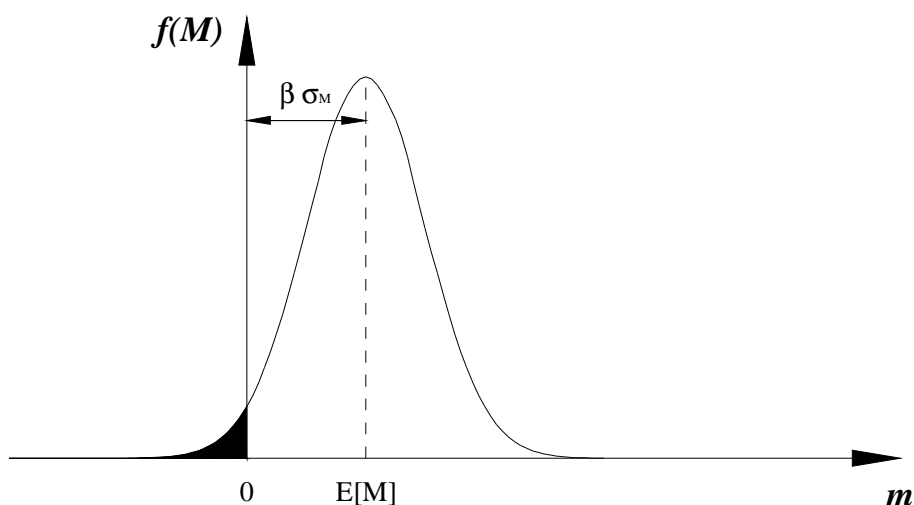


Figura 5.9 – Distribuição de probabilidade para a margem de segurança (M) e definição da sua probabilidade de ruptura (Baecher & Christian, 2003).

### 5.3.1. FOSM

O método FOSM (“First-Order, Second Moment”) usa os primeiros termos de uma série de Taylor de uma função de desempenho para estimar o valor esperado (valor médio) e a sua variância. O termo “Segundo Momento” se deve ao fato de que a variância é uma forma do segundo momento e é a mais alta ordem do resultado estatístico usado na análise. Se o número de variáveis é  $n$ , o método requer que sejam feitas análises numéricas utilizando-se  $2n + 1$  pontos (Baecher & Christian, 2003).

O primeiro passo para a realização de estudos probabilísticos é a aplicação do método FOSM, para a identificação de todas as variáveis que possam afetar o problema em questão. No caso de estudo apresentado neste capítulo, as variáveis escolhidas para as análises correspondem a altura do aterro, a carga de roda e as propriedades geotécnicas das camadas de aterro, crosta argilosa e de argila mole, conforme apresenta a Tabela 5.3, na coluna (1).

O segundo passo consiste na determinação dos valores médios ( $X_i$ ) e dos desvios padrão de cada variável aleatória envolvida no estudo, conforme apresenta a Tabela 5.3 nas colunas (2) e (3), respectivamente. Em seguida, deve-se definir a taxa de variação ( $\delta X_i$ ) para cada variável (coluna (4)). Neste caso, conforme sugerido na literatura técnica, adotou-se uma variação de 10% do valor médio de cada variável aleatória, como apresenta a equação a seguir:

$$dX_i = 0,10X_i \quad (5.6)$$

Com exceção da variável *altura*, cujo valor do desvio padrão foi fornecido por Palmeira (1981) para a seção sem reforço S-2 (Tabela 5.1), os valores dos desvios padrão apresentados na Tabela 5.3 foram obtidos a partir da seguinte expressão (Levine *et al.*, 1998):

$$CV = \left( \frac{S}{\bar{X}} \right) \times 100\% \quad (5.7)$$

Onde:

CV = coeficiente de variação;

$\sigma$  = desvio padrão amostral;

$\bar{X}$  = média aritmética.

Tabela 5.3 – Avaliação das variáveis envolvidas no caso de estudo pelo método FOSM.

	<b>Variável</b>	<b>X<sub>i</sub></b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>dX<sub>i</sub></b>	<b>Total</b>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	Carga (kPa)	560	56	56	616
	Altura (m)	0,60	0,0935	0,060	0,660
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,50	0,62	2,05	22,55
<b>Aterro</b>	k (m/dia)	0,010	0,03	0,001	0,011
	E (kPa)	20.000	6.000	2.000	22.000
	c (kPa)	35,0	14,0	3,5	38,5
	$\phi$ °	34,0	3,4	3,4	37,4
	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,00	0,39	1,30	14,30
	k (m/dia)	0,0010	0,0030	0,0001	0,0011
<b>Perfil Crosta-argila</b>	E (kPa)	1.000	300	100	1.100
	c (kPa)	2,0	1,0	0,25	2,75
	$\phi$ °	30,0	3,0	3,0	33,0
	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,40	0,40	1,34	14,74
	k (m/dia)	0,0001	0,0003	0,00001	0,00011
<b>Argila mole</b>	E (kPa)	1.200	360	120	1.320
	c (kPa)	2,0	0,8	0,2	2,2
	$\phi$ °	30,0	3,0	3,0	33,0
	dias	180	9	18	198

Obs.: carga = pressão de contato do pneu com o solo; altura = altura da camada de aterro;  $\gamma_d$  e  $\gamma_{sat}$  = peso específico seco e saturado do solo, respectivamente; k = coeficiente de permeabilidade do solo; E = módulo de elasticidade do solo; c = coesão do solo;  $\phi$  = ângulo de atrito do solo; dias = período em dias para o adensamento do solo.

Os valores típicos de coeficientes de variação adotados nas análises estão apresentados na Tabela 5.4. Com exceção dos coeficientes de variação relativos às variáveis *carga* e *dias* (período de adensamento), os demais valores são típicos e foram extraídos de Baecher & Christian (2003).

Considerando a estrada de acesso instrumentada por Palmeira (1981), os caminhões utilizados na obra da estrada tinham capacidade de 6 m<sup>3</sup> e o peso dos caminhões descarregados era de 16 kN. A maneira correta de avaliar o peso real dos veículos, segundo Palmeira (1981), seria obter a média de uma amostragem de peso total de caminhões carregados. Como não havia condições técnicas para isso no controle do número de passadas do caminhão, consideraram-se apenas as passagens de caminhões carregados, visto que a solicitação imposta pelo peso próprio do caminhão não era significativa. Assim, neste trabalho, assumiu-se que a carga transportada pelos caminhões não sofreu grandes variações. Contudo, para não subestimar a influência da carga no recalque final na superfície do subleito, adotou-se um valor de 10% para o coeficiente de variação (Tabela 5.4). Porém, sugere-se que outras análises sejam realizadas considerando-se outros valores para o coeficiente de variação da variável *carga*

Tabela 5.4 – Valores típicos do coeficiente de variação (Baecher & Christian, 2003).

Variável	CV (%)
k	300
$\gamma_w$	03
c	40
$\phi$	10
E	30
carga *	10
dias *	05

\* Valores não extraídos de Baecher & Christian (2003).

Quanto à variável *dias* (período de adensamento), considerou-se também que esta não apresentou grande variabilidade para o caso de estudo em questão. Assim, adotou-se um valor igual a 5% para o coeficiente de variação. Sugere-se também que outros valores de CV sejam utilizados na verificação da relevância dessa variável.

A medida de desempenho adotada, para esse caso de estudo, foi o *recalque máximo* na superfície do subleito, simbolizada por RM. A determinação desse valor foi feita a partir da simulação numérica, no programa de elementos finitos Plaxis 2D e da aplicação da carga de



uma roda sobre a superfície do aterro. A seção transversal analisada está apresentada na Figura 5.10. Os valores médios das propriedades dos solos foram definidos a partir dos dados apresentados anteriormente para o aterro e para o material de fundação da estrada de acesso estudada por Palmeira (1981) (Item 5.2.2.). Os estudos foram realizados para uma altura média de aterro igual a 0,60 m, para que se pudesse avaliar a influência dessa variável considerando-se um valor intermediário, correspondente à altura do aterro nas primeiras passadas do caminhão.

O carregamento foi aplicado sob condição axissimétrica. Aplicou-se uma pressão de 560 kPa (pressão de contato do pneu com a superfície do aterro) numa área circular de raio igual a 0,11 m. Todas as análises foram feitas para o aterro não reforçado. A Figura 5.11 apresenta a malha de elementos finitos utilizada onde, devido às condições de simetria, foi considerada somente metade da geometria.

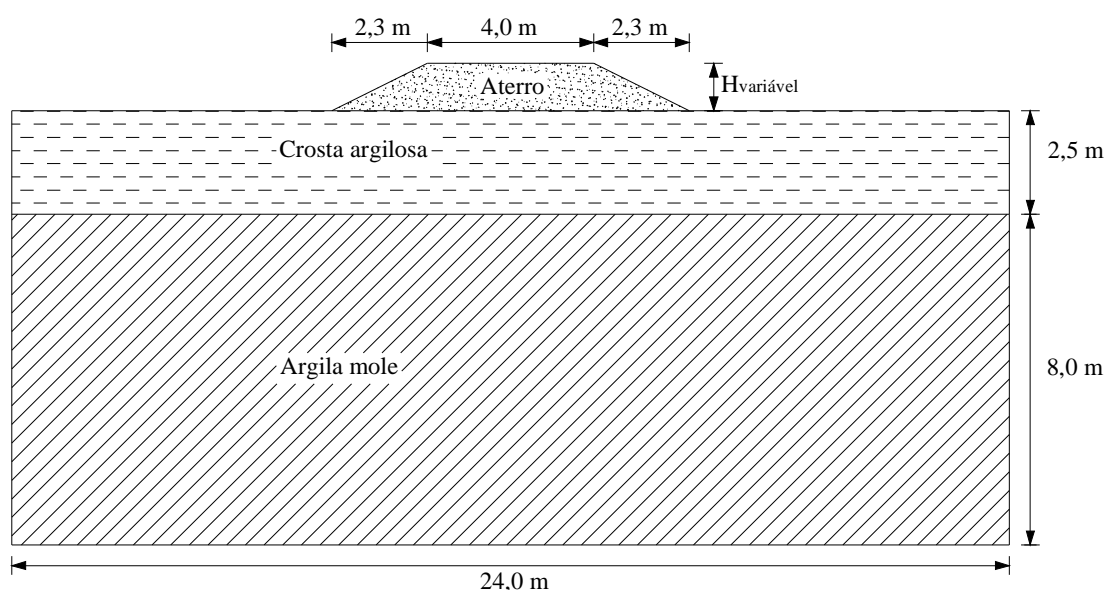


Figura 5.10 - Seção transversal da estrada de acesso analisada numericamente.

Baseado na metodologia de trabalho do método FOSM, a primeira análise numérica foi realizada para os valores médios de todas as variáveis. As outras análises foram feitas utilizando-se o valor total ( $X_i + dX_i$ ) (Tabela 5.3 - coluna (5)) onde, para uma dada variável, era aplicada a variação de 10% em seu valor e, simultaneamente, valores médios para as demais variáveis. Para cada análise, obteve-se um valor para o recalque máximo na superfície do subleito, sendo que, na primeira análise numérica, realizada com os dados médios para todas as variáveis, um valor igual a 0,05039 m foi obtido para o recalque máximo.

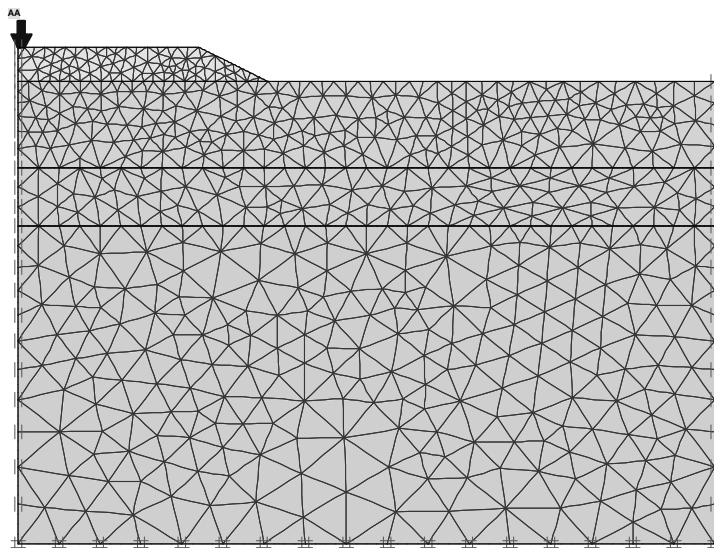


Figura 5.11 – Malha de elementos finitos utilizada nos estudos do método FOSM.

A análise numérica foi dividida nas seguintes etapas:

- § Construção do aterro;
- § Adensamento da camada de fundação;
- § Aplicação da pressão do pneu na superfície do aterro.

O recalque máximo corresponde ao maior valor de recalque obtido na superfície do subleito para a última etapa da análise. Calcula-se então a variação de RM (recalque máximo) que é obtida quando é variado  $dX_i$ , para cada uma das variáveis aleatórias, a partir da seguinte equação:

$$dRM_i = RM(\bar{X} + dX_i) - RM(\bar{X}) \quad (5.8)$$

Calcula-se, então, a derivada parcial de RM a partir da seguinte equação:

$$\frac{dRM_i}{dX_i} \quad (5.9)$$

A variância total do RM é calculada a partir das variâncias parciais de cada variável aleatória, de acordo com a seguinte equação:

$$V[RM] = \sum_{i=1}^n \left\{ \left( \frac{dRM_i}{dX_i} \right)^2 \times V[X_i] \right\} \quad (5.10)$$

A contribuição relativa, em percentagem, para as diferentes variáveis aleatórias envolvidas no estudo é calculada pela expressão:

$$\frac{V[X_i]}{V[RM]} \times 100 \quad (5.11)$$

A Tabela 5.5 apresenta o cálculo da variância do RM ( $V[RM]$ ), conforme procedimento apresentado acima. A Figura 5.12 mostra um diagrama de barras com a percentagem de relevância de cada variável sobre o cálculo da variância total do RM.

Tabela 5.5 – Cálculo da  $V[RM]$  da estrada de acesso.

	$X_i$	$d X_i$	$dRM_i$	$dRM_i/d X_i$	$V[X_i]$	Equação 5.10	
	Carga	56	$-1,0 \times 10^{-03}$	$-1,8 \times 10^{-05}$	3.136	$1,0 \times 10^{-06}$	(0,7%)
	Altura	0,060	$-3,7 \times 10^{-03}$	$-6,2 \times 10^{-02}$	0,009	$3,3 \times 10^{-05}$	(21,4%)
<i>Aterro</i>	$\gamma_d$	2,05	$-5,0 \times 10^{-03}$	$-2,4 \times 10^{-03}$	0,378	$2,2 \times 10^{-06}$	(1,4%)
	k	0,001	$-1,5 \times 10^{-06}$	$-1,5 \times 10^{-03}$	0,001	$2,0 \times 10^{-09}$	(0,0%)
	$E_a$	2.000	$3,2 \times 10^{-04}$	$1,6 \times 10^{-07}$	$3,6 \times 10^7$	$9,0 \times 10^{-07}$	(0,6%)
	c	3,5	$6,2 \times 10^{-05}$	$1,8 \times 10^{-05}$	196,0	$6,1 \times 10^{-08}$	(0,0%)
	$\phi$	3,4	$6,0 \times 10^{-05}$	$1,8 \times 10^{-05}$	11,56	$3,6 \times 10^{-09}$	(0,0%)
	<i>Perfil</i>	$\gamma_{sat}$	1,30	$-4,3 \times 10^{-03}$	$-3,3 \times 10^{-03}$	0,152	$1,6 \times 10^{-06}$
k		0,0001	$-6,7 \times 10^{-05}$	$-6,7 \times 10^{-01}$	0,00	$4,0 \times 10^{-06}$	(2,6%)
$E_{cr}$		100	$2,7 \times 10^{-03}$	$2,7 \times 10^{-05}$	90.000	$6,6 \times 10^{-05}$	(42,4%)
c		0,25	$5,2 \times 10^{-05}$	$2,1 \times 10^{-04}$	1,0	$4,3 \times 10^{-08}$	(0,0%)
$\phi$		3,0	$-2,2 \times 10^{-06}$	$-7,3 \times 10^{-07}$	9,0	$4,8 \times 10^{-12}$	(0,0%)
<i>Argila mole</i>	$\gamma_{sat}$	1,34	$-4,2 \times 10^{-03}$	$-3,2 \times 10^{-03}$	0,162	$1,6 \times 10^{-06}$	(1,0%)
	k	0,00001	$-8,5 \times 10^{-05}$	-8,5	0,00	$6,4 \times 10^{-06}$	(4,1%)
	$E_{am}$	120	$1,3 \times 10^{-03}$	$1,1 \times 10^{-05}$	129.600	$1,5 \times 10^{-05}$	(9,9%)
	c	0,2	$6,6 \times 10^{-05}$	$3,3 \times 10^{-04}$	0,64	$7,1 \times 10^{-08}$	(0,0%)
	$\phi$	3,0	$-4,3 \times 10^{-03}$	$-1,4 \times 10^{-03}$	9,0	$1,8 \times 10^{-05}$	(11,7%)
	dias	18	$-4,4 \times 10^{-03}$	$-2,4 \times 10^{-04}$	81	$4,8 \times 10^{-06}$	(3,1%)
<b>Total =</b>					<b><math>V[RM]</math></b>	<b><math>1,6 \times 10^{-4}</math></b>	<b>(100%)</b>

Pode-se observar que o módulo de elasticidade da camada crosta-argila é a variável que detém a maior relevância no cálculo do valor de  $V[RM]$ , com 42,4%, seguido pela altura do aterro (21,4%); ângulo de atrito da camada de argila mole (11,7%); módulo de elasticidade da camada de argila mole (9,9%), coeficiente de permeabilidade da camada de argila mole

(4,1%) e período de adensamento em dias (3,1%). A contribuição da carga no valor de  $V[RM]$  foi de apenas 0,7%.

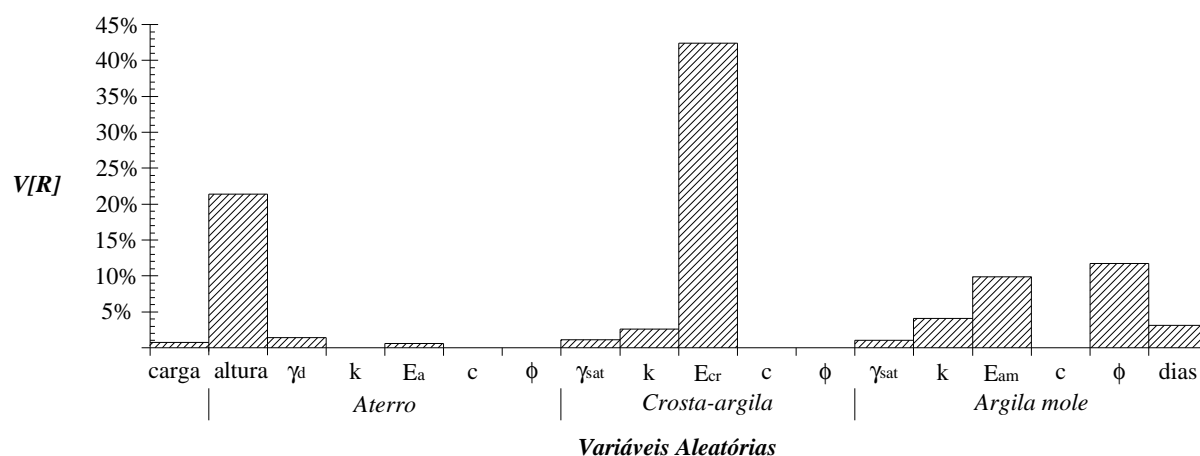


Figura 5.12 – Diagrama de influência dos parâmetros na  $V[RM]$  da estrada de acesso.

A partir dos resultados apresentados na Figura 5.12 observa-se que, para esse caso de estudo, os parâmetros de deformabilidade ( $E$ ) e resistência do solo de fundação ( $\phi$ ), a altura do aterro e alguns parâmetros relacionados ao processo de adensamento da fundação (coeficiente de permeabilidade do solo e período de adensamento) apresentaram relevância significativa na composição da variância do RM, ou seja, na variância do valor do recalque máximo obtido na base da camada de aterro. Por outro lado, como comentado anteriormente, a contribuição da carga no valor de  $V[RM]$  foi de apenas 0,7%. Desses resultados, pode-se concluir que o valor do recalque máximo na superfície do subleito é mais sensível à variação nos parâmetros de deformabilidade e resistência do solo e a alguns parâmetros relacionados ao processo de adensamento do que à variação da carga de roda.

Desta forma, a análise numérica realizada com a aplicação de uma carga estática sobre a superfície do aterro, embora não esteja fielmente reproduzindo a situação de campo, pode ser considerada satisfatória para esse caso de estudo, visto que considera a parcela de contribuição desse carregamento e que uma variação desse valor não influencia significativamente na variação do recalque máximo na superfície do subleito.

### 5.3.2. MÉTODO DOS PONTOS DE ESTIMATIVA

O Método dos Pontos de Estimativa ou Método de Rosenblueth consiste em estimar os momentos (média, desvio padrão, etc.) da variável dependente em função das variáveis aleatórias independentes. Deve-se conhecer dois momentos, a média e o desvio padrão (ou

pelo menos suas estimativas), não sendo necessário conhecer as distribuições completas das variáveis dependentes e independentes (Assis *et al.*, 2001). Segundo Rosenblueth (1975), a distribuição de uma variável aleatória  $X_i$  é concentrada em dois pontos particulares localizados por:

$$X_{i+} = \bar{X}_i + \sigma_i \quad (5.12)$$

$$X_{i-} = \bar{X}_i - \sigma_i \quad (5.13)$$

Onde:

$\bar{X}_i$  = média aritmética;

$\sigma_i$  = desvio padrão amostral.

As probabilidades associadas para esses pontos são  $P_+$  e  $P_-$ . Para  $n$  variáveis correlacionadas, o método de Rosenblueth necessita de  $2^n$  valores estimados para cada combinação de valores  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$ . A partir das análises realizadas anteriormente, utilizando-se o método FOSM, definiram-se as variáveis que possuem as maiores relevâncias sobre o cálculo do recalque máximo na superfície do subleito. Foram escolhidas, portanto, 5 variáveis para a realização das análises de confiabilidade pelo Método dos Pontos de Estimativa, conforme apresenta a Tabela 5.6. Nessa tabela, apresentam-se também os valores  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$ , para cada variável. Utilizou-se o valor médio da altura do aterro sem reforço (seção S-2) após 400 passadas do caminhão.

Tabela 5.6 – Determinação dos pontos  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$  para as variáveis aleatórias escolhidas.

	Variáveis	$\bar{X}_i$	$\sigma_i$	$X_{i+}$	$X_{i-}$
<b>Aterro</b>	altura (m)	1,15	0,0935	1,244	1,056
<b>Crosta-argila</b>	$E_{cr}$ (kPa)	1.000	300	1.300	700
<b>Perfil</b>	$\phi$ (graus)	30,0	3,0	33,0	27,0
<b>Argila mole</b>	$E_{am}$ (kPa)	1.200	360	1.560	840
	$k$ (m/dia)	0,0001	0,0003	$4,0 \times 10^{-4}$	$1,0 \times 10^{-12}$

Obs.: o valor  $1,0E-12$  na coluna de  $X_{i-}$  foi designado para evitar valores negativos.

A Tabela 5.7 apresenta a combinação dos pontos particulares  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$ . Para cada combinação, realizou-se uma análise numérica com o programa Plaxis 2D, utilizando-se a mesma geometria e as mesmas condições de carregamento explicadas no Item 5.3.1. O valor indicado pelo sinal “+” representa o valor médio da variável ( $\bar{X}_i$ ) somado ao desvio padrão amostral

( $\sigma_i$ ), conforme a Equação 5.12. O valor indicado pelo sinal “-” representa o valor médio da variável ( $\bar{X}_i$ ) subtraído pelo desvio padrão amostral ( $\sigma_i$ ), conforme a Equação 5.13.

Tabela 5.7 – Combinação dos pontos particulares  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$  e recalque máximo.

Análises	Aterro		Crosta-argila			Argila mole			Aterro		Crosta-argila			Argila mole			Recalque máximo
	Altura	$E_{cr}$	$\phi$	$E_{am}$	$k$	Altura	$E_{cr}$	$\phi$	$E_{am}$	$k$	Altura	$E_{cr}$	$\phi$	$E_{am}$	$k$	(m)	
1	+	+	+	+	+	1,244	1.300	33	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0786						
2	+	+	+	+	-	1,244	1.300	33	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0739						
3	+	+	+	-	+	1,244	1.300	33	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0727*						
4	+	+	+	-	-	1,244	1.300	33	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0727*						
5	+	+	-	+	+	1,244	1.300	27	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0789						
6	+	+	-	+	-	1,244	1.300	27	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0742						
7	+	+	-	-	+	1,244	1.300	27	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0730*						
8	+	+	-	-	-	1,244	1.300	27	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0728*						
9	+	-	+	+	+	1,244	700	33	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,1172						
10	+	-	+	+	-	1,244	700	33	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,1131						
11	+	-	+	-	+	1,244	700	33	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,1400						
12	+	-	+	-	-	1,244	700	33	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,1344						
13	+	-	-	+	+	1,244	700	27	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,1176						
14	+	-	-	+	-	1,244	700	27	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,1134						
15	+	-	-	-	+	1,244	700	27	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,1404						
16	+	-	-	-	-	1,244	700	27	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,1347						
17	-	+	+	+	+	1,056	1.300	33	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0647						
18	-	+	+	+	-	1,056	1.300	33	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0606						
19	-	+	+	-	+	1,056	1.300	33	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0808						
20	-	+	+	-	-	1,056	1.300	33	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0751						
21	-	+	-	+	+	1,056	1.300	27	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0648						
22	-	+	-	+	-	1,056	1.300	27	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0607						
23	-	+	-	-	+	1,056	1.300	27	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0809						
24	-	+	-	-	-	1,056	1.300	27	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0752						
25	-	-	+	+	+	1,056	700	33	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0965						
26	-	-	+	+	-	1,056	700	33	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0928						
27	-	-	+	-	+	1,056	700	33	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,1126						
28	-	-	+	-	-	1,056	700	33	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,1075						
29	-	-	-	+	+	1,056	700	27	1.560	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,0967						
30	-	-	-	+	-	1,056	700	27	1.560	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,0930						
31	-	-	-	-	+	1,056	700	27	840	4 x 10 <sup>-04</sup>	0,1127						
32	-	-	-	-	-	1,056	700	27	840	1 x 10 <sup>-12</sup>	0,1077						

E [recalque] 0,0934

$\sigma$  [recalque] 0,0244

Obs.: o sinal “+” representa o valor médio da variável ( $\bar{X}_i$ ) somado ao desvio padrão amostral ( $\sigma_i$ ), conforme a Equação 5.12. O sinal “-” representa o valor médio da variável ( $\bar{X}_i$ ) subtraído pelo desvio padrão amostral ( $\sigma_i$ ), conforme a Equação 5.13.

\* Rompeu na primeira etapa de construção do aterro.

Na análise de número 1, por exemplo, apresentada na Tabela 5.7, todas as variáveis tiveram os seus valores médios somados ao desvio padrão amostral, resultando nos valores de  $X_{i+}$  apresentados na Tabela 5.6. Na análise de número 2, apenas o valor médio da variável  $k$  foi subtraído pelo desvio padrão amostral, resultando no valor de  $X_{i-}$  apresentado na Tabela 5.6. As demais variáveis da análise de número 2 tiveram os seus valores médios somados ao desvio padrão amostral, resultando nos valores de  $X_{i+}$  apresentados na Tabela 5.6. Na análise de número 32, todas as variáveis tiveram os seus valores médios subtraídos pelo desvio padrão amostral, resultando nos valores de  $X_{i-}$  apresentados na Tabela 5.6. Assim, 32 combinações de valores  $X_{i+}$  e  $X_{i-}$  foram formadas. Ao final de cada análise, foi obtido o valor do recalque máximo na superfície do subleito e, considerando-se as 32 análises, foram obtidos o valor médio do recalque máximo ( $E[\text{recalque}]$ ) e o desvio padrão ( $\sigma[\text{recalque}]$ ).

O teste de hipótese de Kolmogorov-Smirnov (teste K-S) foi utilizado para o ajuste dos resultados de recalques máximos (Tabela 5.7) à distribuição estatística que melhor representasse o seu comportamento. Para isso, foram testadas as seguintes distribuições: normal, lognormal, exponencial, gama, e beta.

A distribuição que melhor se ajustou aos resultados foi a lognormal, sendo esta utilizada para o cálculo da probabilidade de acerto ( $1 - \alpha$ ) e do nível de confiabilidade ( $\alpha$ ) para o valor médio do recalque ( $E[\text{recalque}] = 0,0934$ ) obtido pelo Método dos Pontos de Estimativa, conforme mostra a Tabela 5.8. O valor de referência (142,3 mm) para o recalque máximo na superfície do subleito sem reforço (seção S-2) corresponde à profundidade da rodeira situada à esquerda do eixo de simetria após 400 passadas do veículo, conforme apresentado por Palmeira (1981). Esse valor foi escolhido, pois a seção S-2 sofreu rupturas localizadas na meia seção à direita do eixo de simetria.

De acordo com a Tabela 5.8, o valor médio do recalque obtido a partir das análises desenvolvidas pelo Método dos Pontos de Estimativa apresenta uma probabilidade de 96,1% de estar correto, comparando-se com o valor de referência. O valor final obtido para o recalque máximo na superfície do subleito pode variar dentro das incertezas da análise numérica, como também do ensaio experimental, no que diz respeito principalmente à variabilidade natural das propriedades dos materiais geotécnicos e à altura do aterro ao final das 400 passadas do caminhão.

Tabela 5.8 – Probabilidade de acerto e nível de confiabilidade.

Seção S-2	Rosenblueth	Rodeira Esquerda
Recalque máximo (mm)	93,4	142,3*
Probabilidade de acerto (distribuição lognormal)	96,1%	-
$\alpha$ [nível de confiabilidade]	3,9%	-

\* Valor de referência obtido por Palmeira (1981)

## 5.4. ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

A análise determinística é o tipo de análise mais utilizado na engenharia e será apresentada neste trabalho visando ilustrar as conclusões e o conhecimento adquirido com as análises probabilísticas apresentadas no item anterior.

### 5.4.1. MÉTODOS NUMÉRICOS

As análises numéricas apresentadas neste item foram realizadas nos programas de elementos finitos Plaxis 2D e Plaxis 3D. No primeiro, simulou-se o processo de adensamento do solo de fundação e no segundo, o processo de construção do aterro e aplicação da carga de roda. Isso se deve ao fato de que o programa Plaxis 3D não permite a simulação do processo de adensamento, mas apresenta a vantagem de simular o efeito da roda dupla do caminhão de uma maneira mais próxima da situação real. A geometria utilizada nas análises corresponde à apresentada na Figura 5.13. O aterro foi construído em etapas e o valor da altura final corresponde ao valor médio determinado por Palmeira (1981) após 400 passadas do veículo.

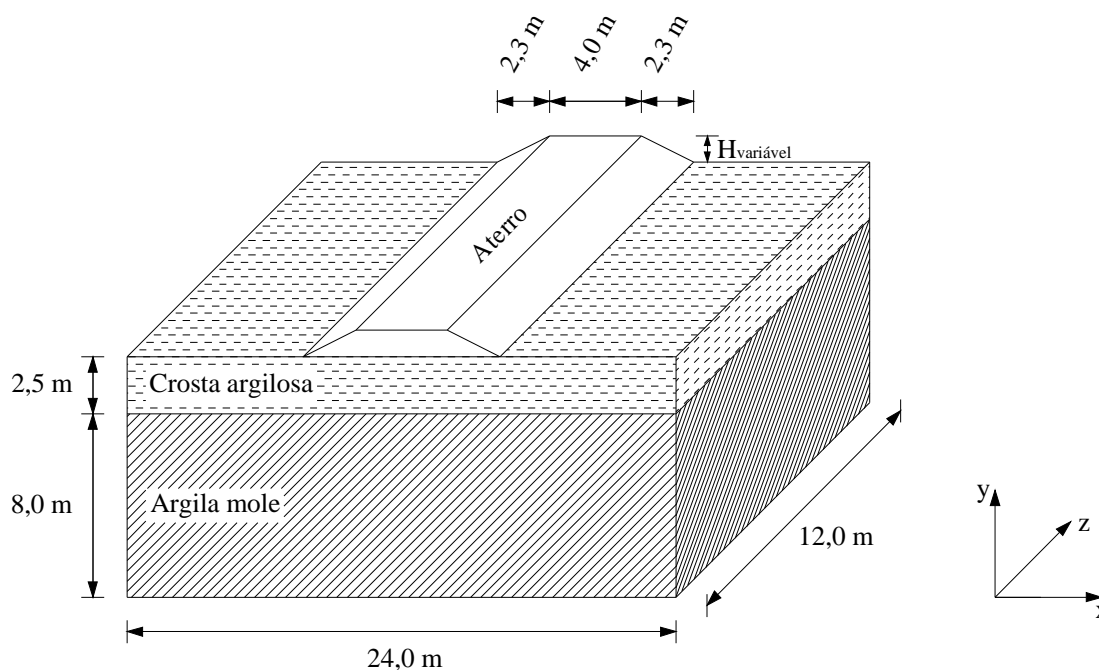


Figura 5.13 – Geometria utilizada nas análises numéricas.



Os objetivos finais das análises numéricas apresentadas neste item correspondem a:

- § Verificar o efeito do processo de construção do aterro, do adensamento e da carga de roda no recalque máximo final obtido após 25, 50, 100, 150, 200 e 400 passadas do veículo;
- § Estudar o efeito do geotêxtil, disposto na interface aterro-subleito, como elemento de reforço do solo.

#### **5.4.1.1. Descrição das Análises**

Uma das limitações da análise numérica realizada corresponde à aplicação de uma carga estática ao invés de carregamento cíclico. De forma a tentar simular o efeito da repetição da carga nas camadas de solo optou-se, em grande parte das análises, por calcular uma carga equivalente ao número de passadas do veículo. Para isso, utilizou-se a seguinte expressão sugerida por De Groot *et al.* (1986):

$$F_e = F_s N^{0,16} \quad (5.14)$$

Onde:

$F_e$  = carga axial equivalente;

$F_s$  = carga axial real;

$N$  = número de passadas do veículo.

A Equação 5.14 foi utilizada pelo fato de que não se tem, para esse caso de estudo, dados suficientes para a alteração das propriedades dos materiais após a construção do aterro, adensamento da fundação e passagem dos caminhões. A aplicação de uma carga equivalente tenta representar o efeito produzido pela passagem dos veículos em termos dos recalques acumulados e do nível de tensões atingido. As vantagens e limitações dessa aproximação serão apresentadas adiante com a comparação entre os resultados numéricos e experimentais. Outros métodos de previsão de recalques devidos ao carregamento cíclico também serão utilizados neste trabalho.

A Figura 5.14 apresenta a malha de elementos finitos utilizada nas análises no Plaxis 3D. A carga axial do caminhão de rodas duplas, utilizada na estrada de acesso estudada por Palmeira (1981), é igual a 72 kN e a pressão de contato entre o pneu e a superfície do aterro é de 660 kPa. A área de contato circular de cada pneu do caminhão, cujo raio corresponde a 0,0932 m, para esse caso de estudo, foi substituída por uma área retangular equivalente de dimensões 18 x 15 cm. As áreas retangulares foram separadas por uma distância igual a 0,14

m e a distância de centro a centro das rodas duplas foi considerada igual a 1,80 m. Devido às condições de simetria, apenas 1/4 da geometria foi analisada.

A Tabela 5.9, construída a partir de dados fornecidos por Palmeira (1981), apresenta, para a seção sem reforço (S-2), a altura estimada do aterro (H); o período de adensamento (t); a carga axial equivalente ( $F_e$ ) e a pressão de contato equivalente ( $p_e$ ) para vários números de passadas do veículo (N).

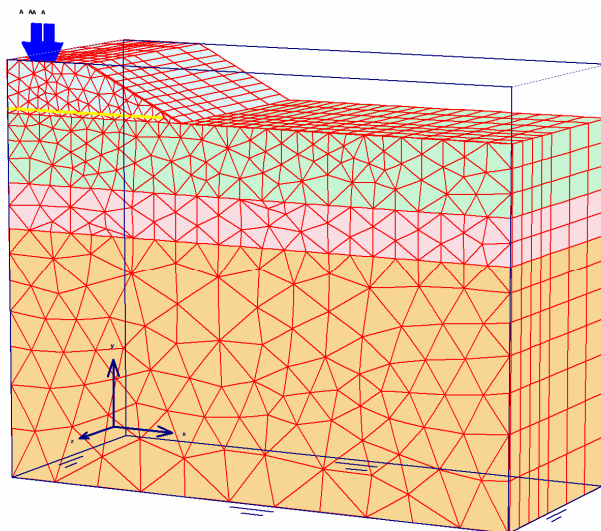


Figura 5.14 – Malha de elementos finitos utilizada nas análises no Plaxis 3D.

Tabela 5.9 – Altura de aterro, período de adensamento, força axial equivalente e pressão equivalente correspondentes a um determinado número de passadas N, para a seção S-2.

<b>N</b>	<b>H (m)</b>	<b>t (dias)</b>	<b><math>F_e</math> (kN)</b>	<b><math>p_e</math> (kPa)</b>
25	0,60	07	120,50	1.115,74
50	0,67	04	134,64	1.246,67
75	0,69	03	143,66	1.330,18
100	0,74	04	150,43	1.392,87
125	0,77	02	155,90	1.443,52
150	0,81	04	160,50	1.486,11
175	0,85	06	164,52	1.523,33
200	0,875	08	168,07	1.556,20
250	0,94	22	174,18	1.612,78
300	0,99	80	179,34	1.660,55
350	1,07	30	183,82	1.702,04
400	1,15	10	187,78	1.738,70

Segundo Palmeira (1981), a seção S-6 teve a menor altura inicial (0,60 m) comparada às demais seções. Como não se tem um registro dessas alturas para cada seção, adotou-se que o carregamento estático equivalente ao número de passadas (N) igual a 25, para o qual se tem os primeiros perfis de recalques experimentais, seria aplicado sobre uma altura de aterro igual a 0,60 m, para todas as seções analisadas neste trabalho.

A pressão de contato equivalente ( $p_e$ ) foi calculada para cada valor de carga axial equivalente ( $F_e$ ) utilizando-se a seguinte expressão:

$$p_e = \frac{F_e}{4A_c} \quad (5.15)$$

Onde:

$p_e$  = pressão de contato equivalente;

$F_e$  = carga axial equivalente;

$A_c$  = área de contato entre o pneu do caminhão e a superfície do aterro.

As análises foram realizadas de forma a comparar os resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais apresentados por Palmeira (1981). Desta forma, consideraram-se os perfis de recalques obtidos para N igual a 25, 50, 100, 150, 200, 400 passadas do caminhão, reunidos no Apêndice D.

#### **5.4.1.2. Propriedades dos Materiais**

As propriedades dos materiais utilizadas nas análises numéricas foram obtidas de dados encontrados na literatura (Almeida *et al.* 2005, Palmeira 1981) e apresentados inicialmente neste trabalho. A Tabela 5.10 e a Tabela 5.11 mostram um resumo dos valores definidos para cada propriedade. A Tabela 5.10 foi utilizada nas análises de adensamento realizadas no Plaxis 2D e a Tabela 5.11 nas análises realizadas no Plaxis 3D.

A razão da utilização de dois conjuntos de propriedades se deve ao fato de que as análises de adensamento, realizadas no Plaxis 2D, só permitem a utilização dos valores efetivos das propriedades dos materiais. Além disso, não foi possível a aplicação das pressões de contato equivalente, apresentadas na Tabela 5.9, quando da utilização de parâmetros efetivos no Plaxis 3D, daí a utilização de parâmetros totais nas análises tridimensionais. A equivalência entre esses dois conjuntos de propriedades foi feita em termos dos módulos de elasticidade. Para isso, utiliza-se a seguinte expressão (Plaxis, 1998):

$$E = \frac{(1+n)E'}{(1+n')} \quad (5.16)$$

Onde:

E e E' = módulos de elasticidade para as análises em termos de tensões totais e efetivas, respectivamente;

v e v' = coeficientes de Poisson para as análises em termos de tensões totais e efetivas, respectivamente, onde v = 0,495.

Tabela 5.10 – Propriedades dos materiais utilizadas nas análises de adensamento no Plaxis 2D.

	<b>Aterro</b>	<b>Crosta (2,50 m)</b>	<b>Solo mole</b>
Material	Argila-arenosa	Argila	Argila
Modelo	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico
Critério de ruptura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Comportamento	Drenado	Não-drenado	Não-drenado
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,5	5,0	5,4
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	24,0	13,0	13,4
v'	0,3	0,3	0,3
E' (kPa)	20.000	1.000	1.200
c' (kPa)	35,0	2,5	2,0
$\phi'$ (°)	34,0	30,0	30,0
$k_x = k_y$ (cm/s)	1,0E-05	1,0E-08	1,0E-08

A razão da utilização de dois conjuntos de propriedades se deve ao fato de que as análises de adensamento, realizadas no Plaxis 2D, só permitem a utilização dos valores efetivos das propriedades dos materiais. Além disso, não foi possível a aplicação das pressões de contato equivalente, apresentadas na Tabela 5.9, quando da utilização de parâmetros efetivos no Plaxis 3D, daí a utilização de parâmetros totais nas análises tridimensionais. A equivalência entre esses dois conjuntos de propriedades foi feita em termos dos módulos de elasticidade. Para isso, utiliza-se a seguinte expressão (Plaxis, 1998)

$$E = \frac{(1+n)E'}{(1+n')} \quad (5.17)$$

Onde:

E e E' = módulos de elasticidade para as análises em termos de tensões totais e efetivas, respectivamente;

v e v' = coeficientes de Poisson para as análises em termos de tensões totais e efetivas, respectivamente, onde v = 0,495.

A obtenção da Equação 5.17 se dá igualando-se as seguintes expressões utilizadas em termos de tensões totais ou efetivas, respectivamente:

Tabela 5.11 – Propriedades dos materiais nas análises numéricas no Plaxis 3D.

	<b>Aterro</b>	<b>Crosta (2,50 m)</b>	<b>Solo mole</b>
Material	Argila arenosa	Argila	Argila
Modelo	Elasto-plástico	Elasto-plástico	Elasto-plástico
Critério de ruptura	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Comportamento	Drenado	Não-drenado	Não-drenado
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,5	5,0	5,4
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	24,0	13,0	13,4
$\nu$	0,30	0,49	0,49
E (kPa)	20.000	1.150	1.375
$s_u$ ou $c$ (kPa)	35,0	11,6	9,6
$\phi$ (graus)	34,0	0,0	0,0

#### **5.4.1.3. Seções Sem Reforço**

Análises numéricas foram realizadas no programa Plaxis 2D para a consideração dos recalques por adensamento do solo de fundação. A Figura 5.15 apresenta os resultados obtidos, onde os trechos verticais do gráfico correspondem aos recalques devidos à construção do aterro. Os períodos de adensamento e alturas das camadas de aterro foram definidos a partir de dados fornecidos por Palmeira (1981) e apresentados na Tabela 5.9.

A Figura 5.16 mostra, para a seção S-2 (sem reforço), o recalque na superfície do subleito decorrente da passagem dos caminhões, da construção do aterro e do adensamento do solo de fundação. Os resultados das análises numéricas, apresentadas na Figura 5.16, foram obtidos a partir de dois tipos de simulação. No primeiro tipo, utilizou-se somente o Plaxis 2D para a simulação da construção do aterro, adensamento do solo de fundação e aplicação da carga de roda simples do caminhão. No segundo tipo, utilizou-se o Plaxis 2D para simular o adensamento do solo de fundação e o Plaxis 3D para a construção do aterro e a aplicação da carga de roda dupla do caminhão. Para cada perfil experimental correspondente a um determinado número de passadas (N), considerou-se o recalque na posição em que se formaram as trilhas de roda na superfície do aterro e que resultaram no afundamento da superfície do subleito. Contudo, apresentam-se apenas os valores obtidos experimentalmente para a meia seção à esquerda do eixo de simetria, já que a seção S-2 sofreu rupturas localizadas na meia seção à direita do eixo de simetria.

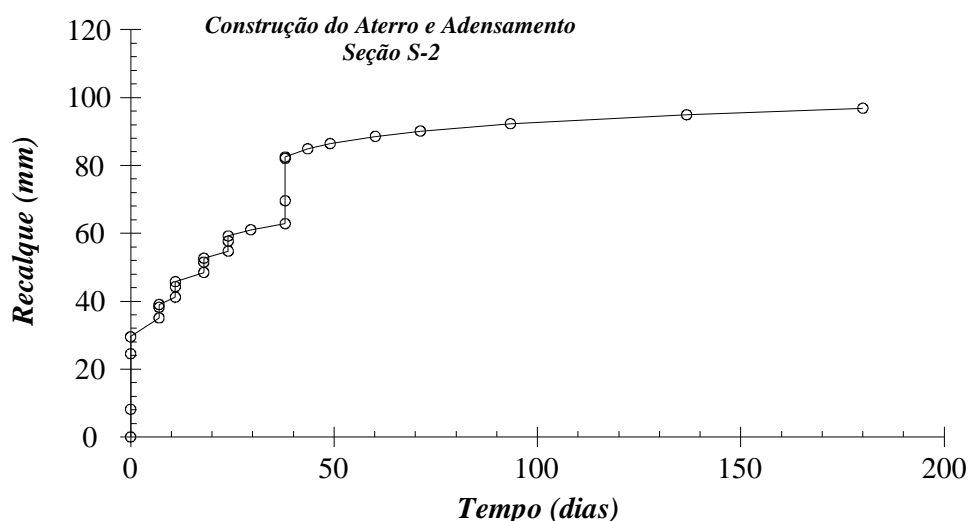


Figura 5.15 – Recalques máximos, obtidos numericamente, devidos à construção do aterro e adensamento do solo de fundação - Seção S-2.

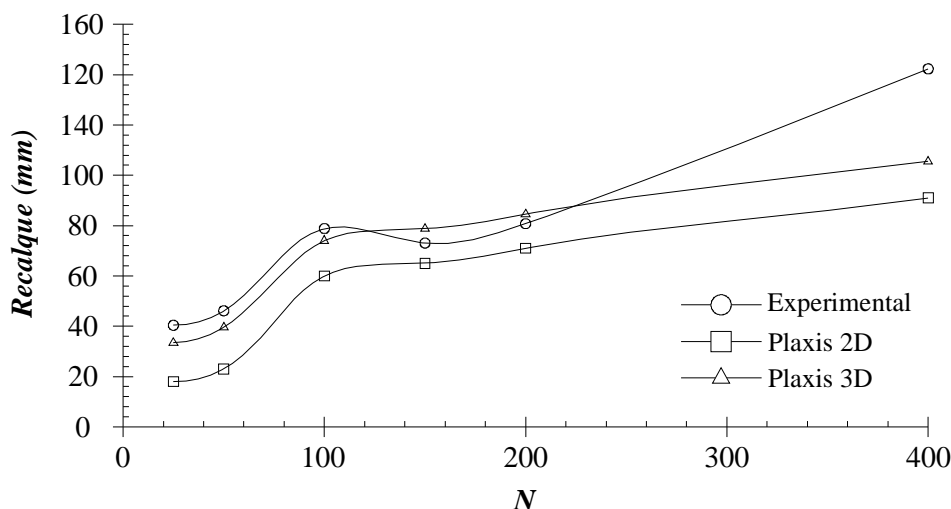


Figura 5.16 –Recalques na superfície do subleito decorrentes da passagem dos caminhões, da construção do aterro e do adensamento do solo de fundação - Seção S-2.

Deve-se ressaltar que o recalque resultante da construção da primeira etapa do aterro, correspondente a uma camada de 0,60 m, foi considerado apenas para valores de N iguais ou superiores a 100 passadas. Assim, para  $N = 25$ , considerou-se apenas o recalque resultante da carga de roda e para  $N = 50$ , considerou-se o recalque devido à camada de aterro construída no intervalo entre  $N = 25$  e  $N = 50$  e à carga de roda.

Verifica-se da Figura 5.16 que os resultados obtidos numericamente pelo Plaxis 2D e 3D apresentam diferenças que podem ser atribuídas principalmente ao efeito da carga de roda dupla do caminhão. Os resultados obtidos pelo Plaxis 3D ficaram bastante próximos do

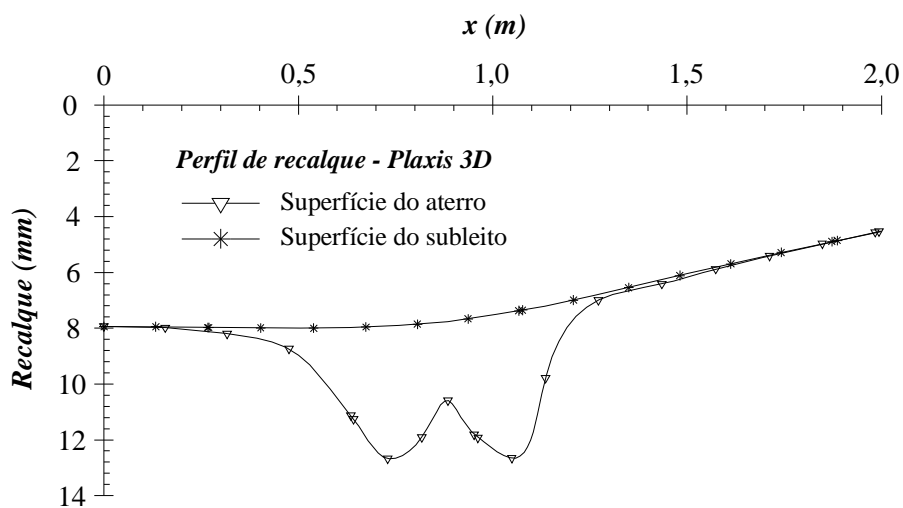
resultado experimental, com exceção do recalque correspondente a  $N = 400$ , cujo valor experimental foi muito maior que o numérico. A ruptura ocorrida na seção S-2, agravada com a passagem dos caminhões, pode ter influenciado nos recalques da meia seção à esquerda do eixo de simetria, resultando em valores muito elevados e difíceis de serem simulados numericamente. Contudo, os resultados numéricos podem ser considerados satisfatórios, tendo em vista as dificuldades de simulação do caso de estudo e a variabilidade das propriedades dos materiais e dos resultados experimentais.

Para verificar a influência apenas da carga de roda, aplicou-se sobre a superfície do aterro uma pressão de contato igual a 660 kPa e raio da roda simples igual a 0,0932 m, no Plaxis 2D, enquanto no Plaxis 3D, aplicou-se essa mesma pressão em duas áreas retangulares de 0,18 x 0,15 m. A Figura 5.17 apresenta uma comparação entre os perfis de recalque obtidos. Como a aplicação do carregamento no Plaxis 2D foi axissimétrica, os recalques máximos ocorrem na linha de simetria que passa pelo centro da área carregada.

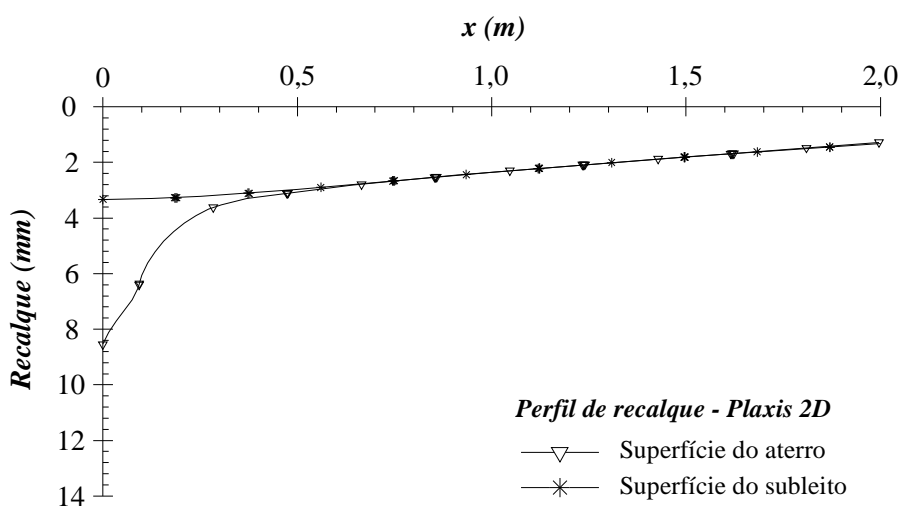
Verifica-se da Figura 5.17 que o recalque máximo na superfície do aterro obtido para a roda dupla é de aproximadamente 1,5 vezes o recalque obtido para a roda simples enquanto que, para a superfície do subleito, esse valor é de aproximadamente 2,3 vezes.

As análises numéricas feitas para a seção sem reforço (S-2) resultaram da composição de recalques devidos à construção do aterro, ao adensamento do solo de fundação e à aplicação da carga de roda. A Figura 5.18 apresenta a parcela de participação de cada uma dessas etapas no valor do recalque máximo na superfície do subleito para a pressão equivalente a 400 passadas do caminhão.

Verifica-se, para esse caso, que a maior parcela do recalque se deve ao processo construtivo, seguido pelo adensamento e pela carga aplicada na superfície do aterro. Tal como apresentado anteriormente nas análises realizadas com o método FOSM, o recalque devido ao aumento da altura do aterro durante o processo construtivo, somado ao recalque resultante do adensamento do solo de fundação, constitui uma parcela considerável do recalque total máximo na superfície do subleito. A carga aplicada na superfície do aterro também influencia consideravelmente no valor do recalque. Contudo, a variação dessa carga, que se deu com o aumento da pressão equivalente na superfície do aterro, não resultou num aumento considerável dos recalques, como ocorreu quando da variação da altura do aterro durante o processo construtivo, por exemplo.



(a)



(b)

Figura 5.17 – Efeito da carga de roda: (a) roda dupla - Plaxis 3D (b) roda simples - Plaxis 2D.

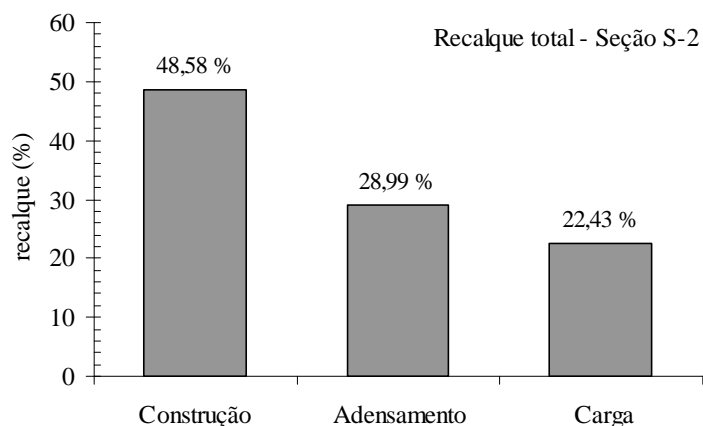


Figura 5.18 – Participação das etapas de construção do aterro, adensamento e carga de roda no recalque máximo na superfície do subleito para carga equivalente a 400 passadas do caminhão.



Segundo Leng & Gabr (2005), a degradação de seções teste de estradas não-pavimentadas se manifesta pelo aumento do nível de tensões transferido para o subleito com o aumento do número de ciclos de carregamento. O deslocamento lateral do aterro e a contaminação do agregado pelo solo de fundação são os principais motivos da degradação dessa estrutura. Segundo esses autores, as seções reforçadas com geogrelha têm um grau menor de degradação devido ao confinamento lateral e à separação parcial entre o agregado e o solo de fundação proporcionada pela geogrelha.

Como a habilidade de distribuição da carga está relacionada à espessura do aterro e à razão entre os módulos de elasticidade do aterro e do subleito, a degradação da estrada não-pavimentada sob carregamento cíclico pode ser aproximada numa análise estática, segundo Leng & Gabr (2005), pela diminuição da razão dos módulos elásticos.

Numa tentativa de simular o efeito de degradação da estrada de acesso com o número de passadas do caminhão, o valor da razão entre o módulo de elasticidade do aterro e do subleito foi reduzido de 17 para 9. O módulo de elasticidade do solo do subleito foi mantido constante e reduziu-se apenas o módulo de elasticidade da camada de aterro. Um novo procedimento de análise foi também testado.

A análise numérica realizada no programa Plaxis 3D aplicou, sobre cada altura de aterro correspondente a um determinado valor de  $N$  (Tabela 5.9), a carga de roda dupla do caminhão com uma pressão de contato de 660 kPa. A cada vez que a altura do aterro era aumentada, essa pressão era retirada e aplicava-se no mesmo local 100 kPa, para repor eventuais levantamentos na superfície do aterro. Colocava-se, então, uma nova camada de aterro e sobre ela se aplicava novamente a pressão de 660 kPa. Esse processo se repetiu até a altura final da seção S-2 igual a 1,15 m.

Assim, os recalques na superfície do subleito resultaram do processo de colocação das camadas de solo, carregamento e descarregamento da carga de roda. Somou-se a esses valores, o recalque resultante do adensamento do solo de fundação. A Figura 5.19 apresenta os resultados e a comparação dessa metodologia com os resultados experimentais. Com o objetivo de verificar o efeito da redução na razão entre os módulos elásticos, analisou-se também um caso em que esse valor permaneceu constante.

Observa-se que, para esse caso de estudo, não se obtiveram resultados satisfatórios com a redução da razão dos módulos de elasticidade do aterro e do subleito, pois a redução do

módulo elástico do aterro não apresentou um efeito considerável nos valores dos recalques máximos na superfície do subleito (Figura 5.19).

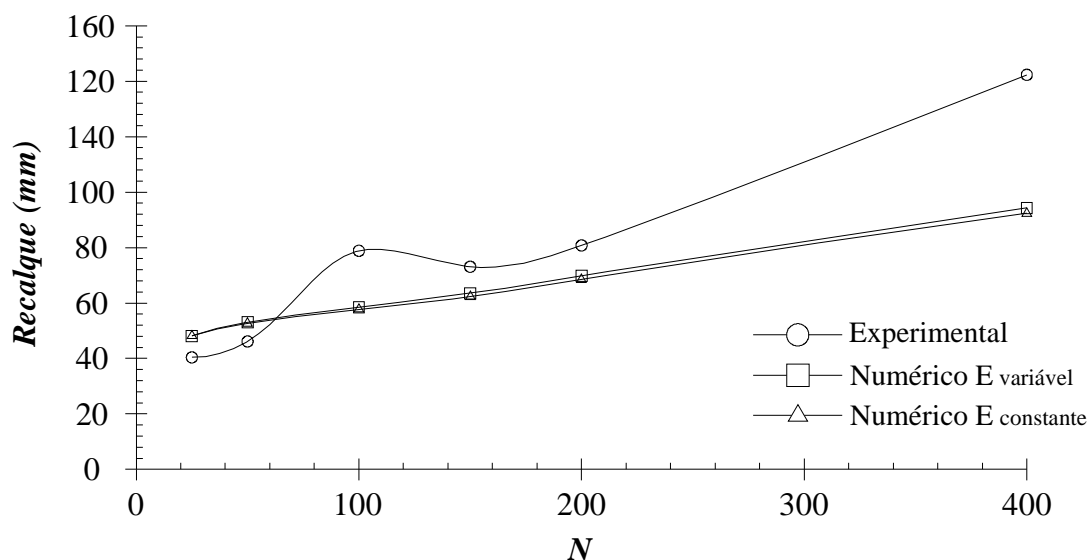


Figura 5.19 – Degradação da estrada de acesso pela redução da razão entre módulos elásticos do aterro e do subleito.

#### 5.4.1.4. Seções Reforçadas

Palmeira (1981) considera que, nas seções onde o geotêxtil foi simplesmente apoiado na base do aterro (seções S-1 e S-4), não houve uma redução significativa dos recalques, quando comparado com a seção S-2 (sem reforço). Apenas para as seções que foram ancoradas (seções S-5 e S-6) percebem-se diferenças mais significativas. Devido a isso, serão simuladas numericamente apenas as seções S-4, S-5 e S-6.

Apesar da rigidez do geotêxtil utilizado na estrada de acesso variar entre 55 e 72,5 kN/m, segundo o fabricante, utilizou-se um valor maior nas análises numéricas para levar em consideração o efeito do confinamento. Desta forma, definiu-se um valor de 300 kN/m para a rigidez do reforço utilizado nas seções experimentais. Tal valor foi adotado apenas para a verificação do efeito do elemento de reforço nas análises numéricas. Contudo, como se verá adiante, não se obteve um efeito expressivo desse material em termos da redução dos recalques na superfície do subleito, nas análises numéricas. A Tabela 5.12 apresenta, para as seções S-4, S-5 e S-6, os períodos de adensamento e as alturas de aterro estimadas para cada número de passadas (N).

Análises numéricas foram realizadas no programa Plaxis 2D para a consideração do recalques por adensamento do solo de fundação. A Figura 5.20 apresenta os resultados para as seções analisadas. Nesta figura, têm-se os recalques devidos à construção do aterro (trechos verticais no gráfico) e devidos ao adensamento do solo de fundação, em função do tempo.

Tabela 5.12 – Alturas de aterro (H) e períodos de adensamento (t) correspondentes a um determinado número de passadas (N), para as seções S-4, S-5 e S-6.

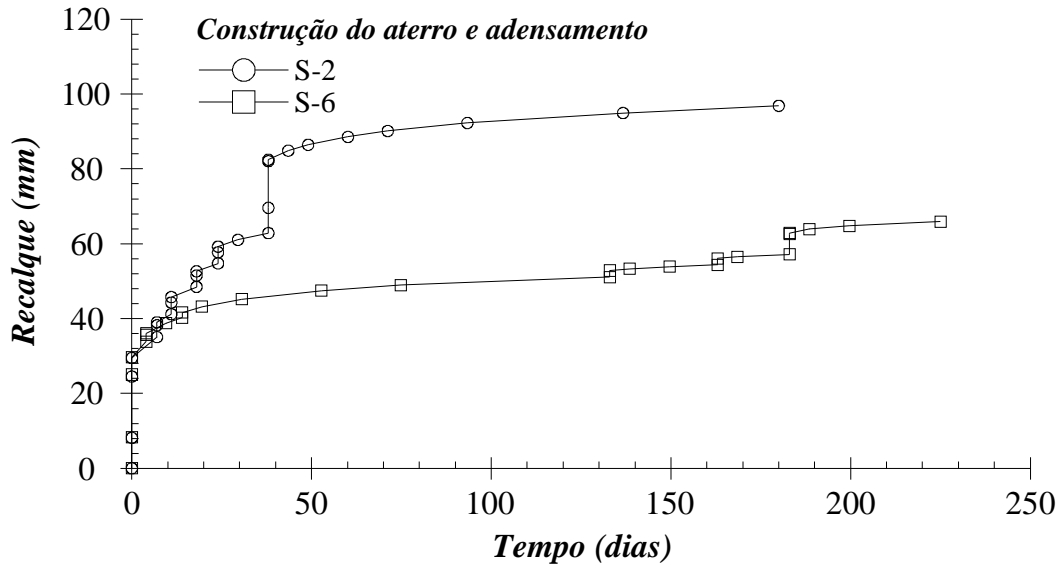
N	S-4		S-5		S-6	
	H (m)	t (dias)	H (m)	t (dias)	H (m)	t (dias)
25	0,60	06	0,60	04	0,60	04
50	0,65	06	0,64	06	0,64	10
75	0,67	04	0,66	10	0,65	42
100	0,69	08	0,69	42	0,67	77
125	0,71	10	0,71	76	0,69	22
150	0,74	28	0,73	08	0,71	08
175	0,76	50	0,75	06	0,73	10
200	0,78	50	0,77	08	0,75	10
250	0,83	08	0,81	08	0,78	10
300	0,87	08	0,85	12	0,81	16
350	0,92	10	0,89	12	0,85	08
400	0,97	06	0,94	12	0,89	08

Os períodos de adensamento e alturas das camadas de aterro foram definidos a partir de dados fornecidos por Palmeira (1981) e apresentados na Tabela 5.12. Observa-se que as seções foram construídas seguindo uma programação diferente em termos dos períodos para a construção das camadas de aterro e isso terá influência no valor do recalque final obtido numericamente em função do número de passadas do caminhão, como será mostrado adiante.

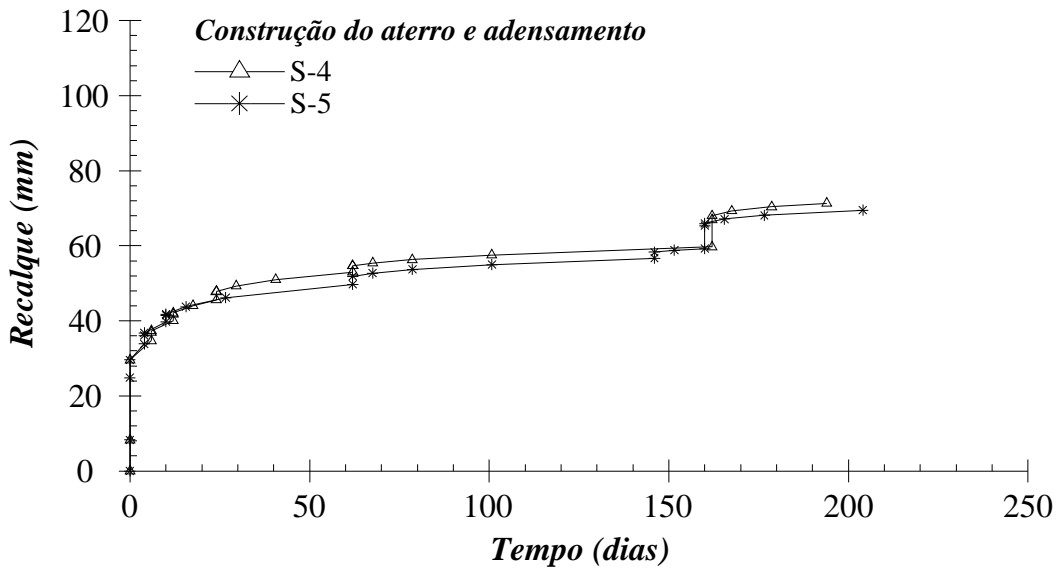
A seção S-4 (geotêxtil apoiado na base do aterro) foi simulada numericamente sem e com o elemento geossintético, para identificar o possível efeito do reforço. Inicialmente, verificou-se que a pressão máxima de contato aplicada na superfície da seção reforçada foi de 1.711 kPa, para a altura final de aterro (0,97 m) enquanto que, para a seção sem reforço, o valor máximo aplicado foi de aproximadamente 1.646 kPa.

A Figura 5.21 apresenta uma comparação em termos de curva tensão-deformação, onde  $p'$  corresponde à tensão efetiva média para a seção S-4. Verifica-se que o reforço permite, para o

mesmo nível de deformação, que seja atingido um nível de tensão levemente superior ao valor atingido para a seção não-reforçada, diferença que pode ser desprezada.



(a)



(b)

Figura 5.20 – Recalques máximos devidos à construção do aterro e adensamento:

(a) Seções S-2 e S-6 (b) Seções S-4 e S-5.

A Figura 5.22 apresenta, para a seção S-4, os recalques máximos na superfície do subleito para vários números de passadas (N). Os recalques numéricos foram comparados aos recalques experimentais, determinados numa posição da superfície do subleito de provável

influência da trilha de roda devido à passagem dos caminhões. Os resultados numéricos apresentados levam em conta o efeito da construção do aterro, adensamento da fundação e aplicação da carga de roda na superfície do aterro. No caso da seção S-4, Palmeira (1981) apresentou os resultados até 150 passadas do caminhão.

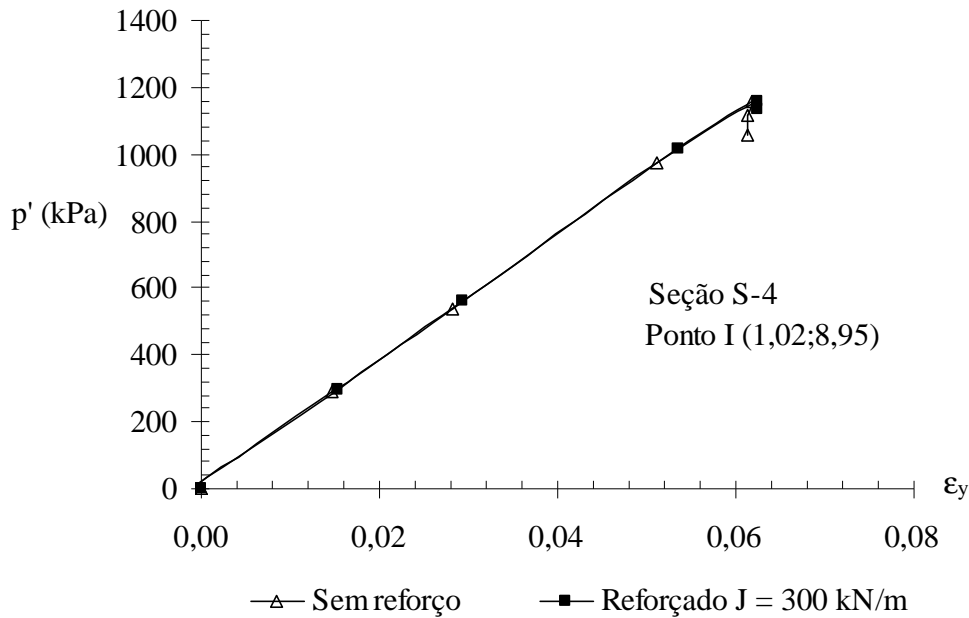
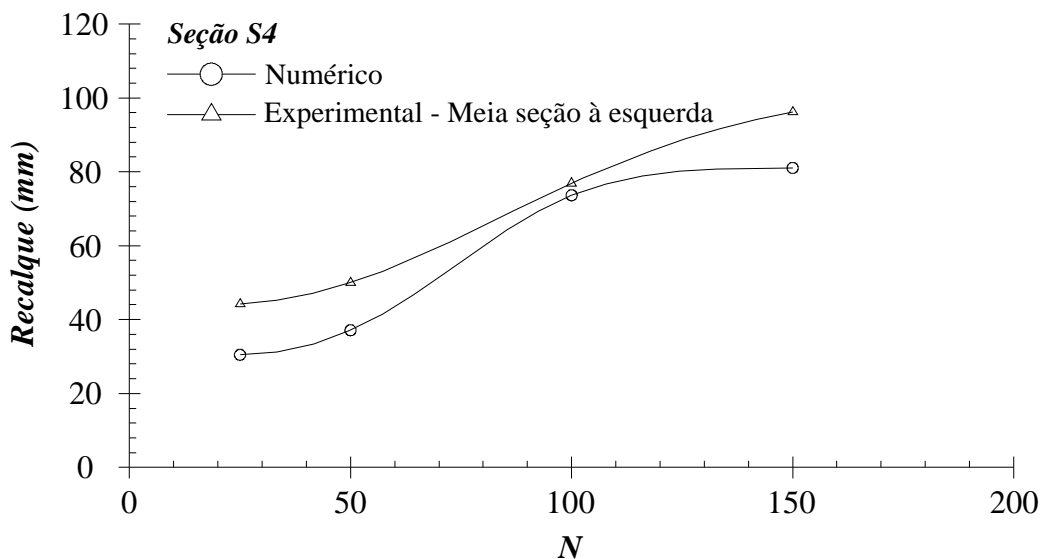


Figura 5.21 – Seção S-4: curva tensão-deformação para os casos sem e com reforço.

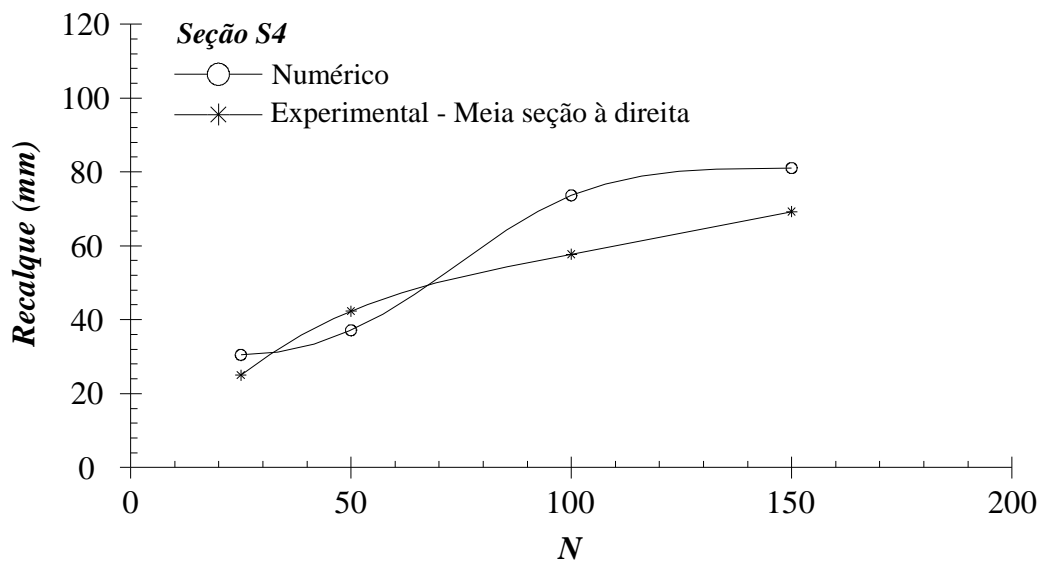
Verifica-se da Figura 5.22 que os resultados numéricos tiveram uma boa aproximação com os resultados experimentais, embora os primeiros sejam função, principalmente, dos recalques devidos à construção do aterro, ao adensamento da fundação e à carga aplicada, do que devido ao efeito do reforço.

A seção S-5 (geotêxtil ancorado internamente) foi simulada numericamente com a fixação da extremidade direita do reforço a uma placa rígida no interior do aterro. A pressão máxima de contato aplicada sobre a superfície do aterro reforçado foi igual a 1.860 kPa enquanto que, para a seção sem reforço, esse valor foi de 1.731 kPa.

A Figura 5.23 apresenta, para a seção S-5, a comparação entre os recalques máximos numéricos e experimentais. O efeito da construção da primeira camada de aterro, 0,60 m, foi considerado para valores de N iguais ou superiores a 100. Verifica-se que a análise numérica não conseguiu reproduzir o efeito da repetição do carregamento e de outros fatores que contribuíram para o aumento progressivo dos recalques ocorridos na seção S-5.



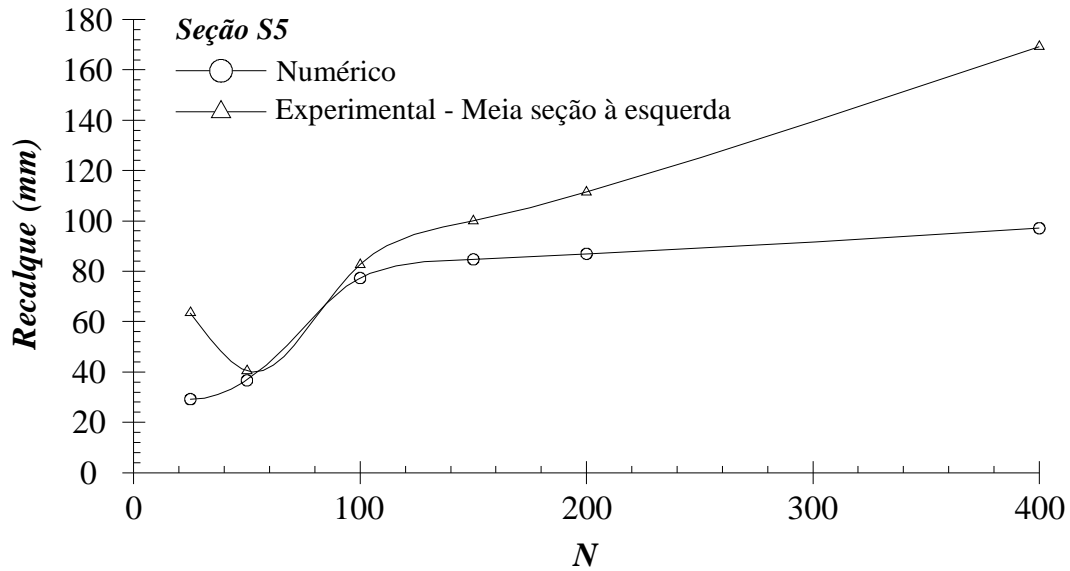
(a)



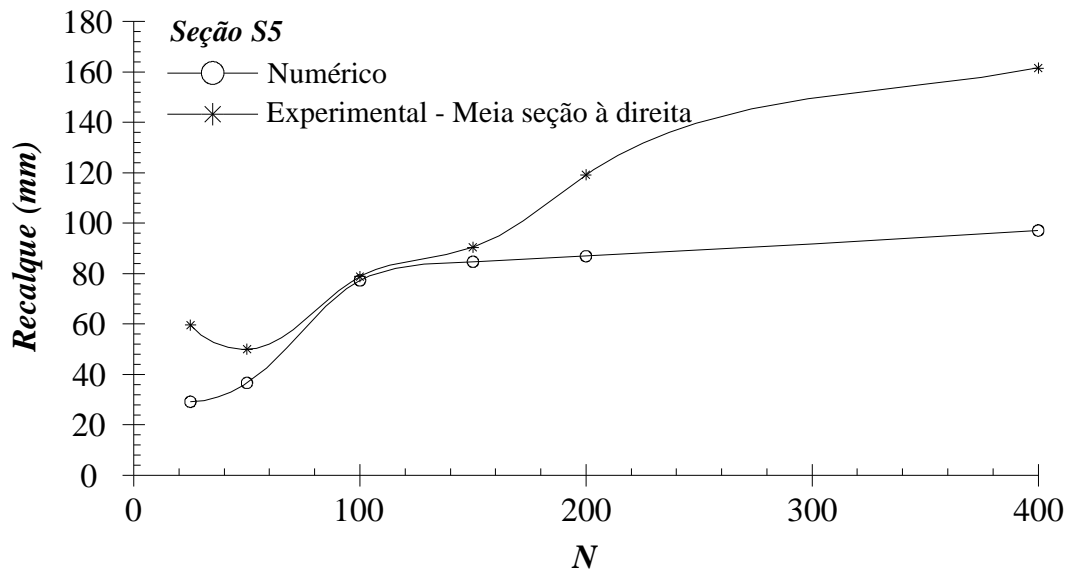
(b)

Figura 5.22 - Seção S-4 - Recalque máximo total *versus* número de passadas: (a) meia seção à esquerda do eixo de simetria (b) meia seção à direita.

A ancoragem externa da seção S-6 foi simulada ligando-se o elemento geotêxtil a uma placa rígida de 1 m de largura e 5 cm de espessura, localizada no pé do aterro. A Figura 5.24 apresenta, para uma carga de roda equivalente a 25 passadas do caminhão, o efeito do geotêxtil ancorado externamente. Verifica-se novamente que, em termos de redução de recalques, a atuação do geotêxtil é pouco significativa nas análises numéricas realizadas.



(a)



(b)

Figura 5.23 - Seção S-5 - Recalque máximo total *versus* número de passadas: (a) meia seção à esquerda do eixo de simetria (b) meia seção à direita.

Utilizando-se os dados da Tabela 5.12 e as pressões equivalentes da Tabela 5.9, foram realizadas análises numéricas considerando o efeito da construção do aterro, adensamento e pressão de contato do pneu. Para  $N = 400$  passadas, aplicou-se uma pressão equivalente igual ao valor máximo permitido para a altura final da seção S-6, neste caso,  $p_{eq} = 1.860$  kPa. Para a mesma seção, sem reforço, o valor máximo atingido foi de 1.659 kPa. A Figura 5.25 apresenta uma comparação entre os resultados numéricos e experimentais da seção S-6. O

efeito da construção da primeira camada de aterro, 0,60 m, foi considerado para valores de  $N$  iguais ou superiores a 100.

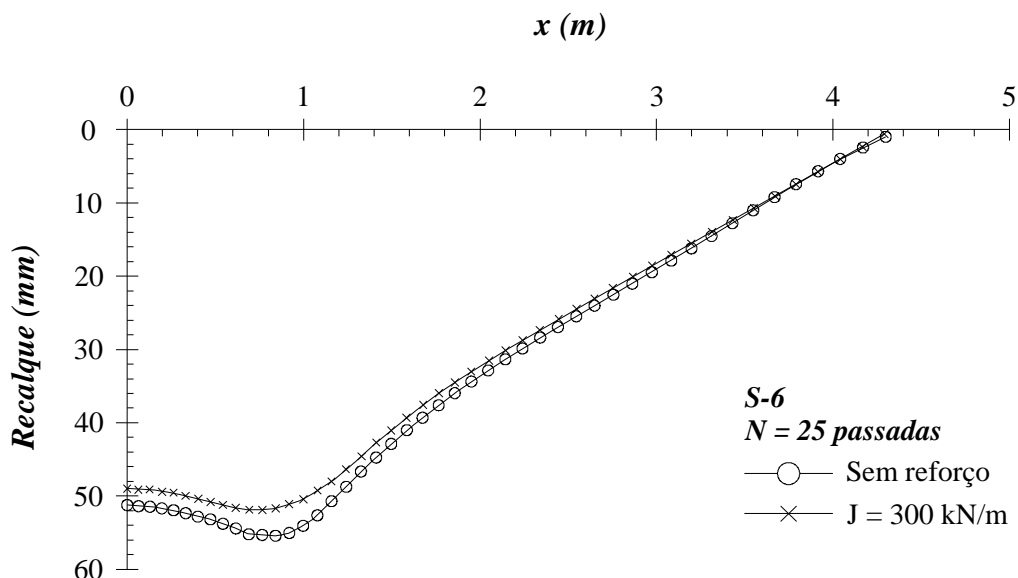
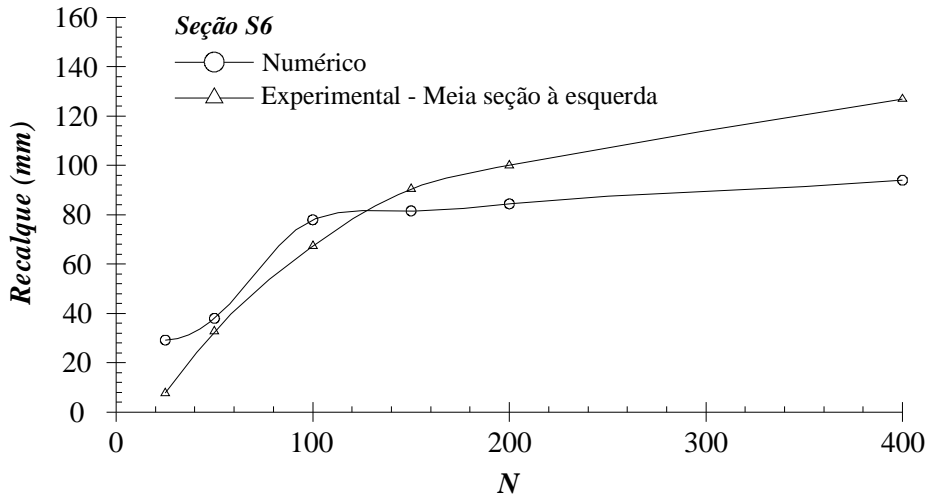


Figura 5.24 – Seção S-6 - Perfil de recalques devido à pressão de contato do pneu para os casos sem e com reforço ( $J = 300$  kN/m), para uma carga de roda equivalente a 25 passadas.

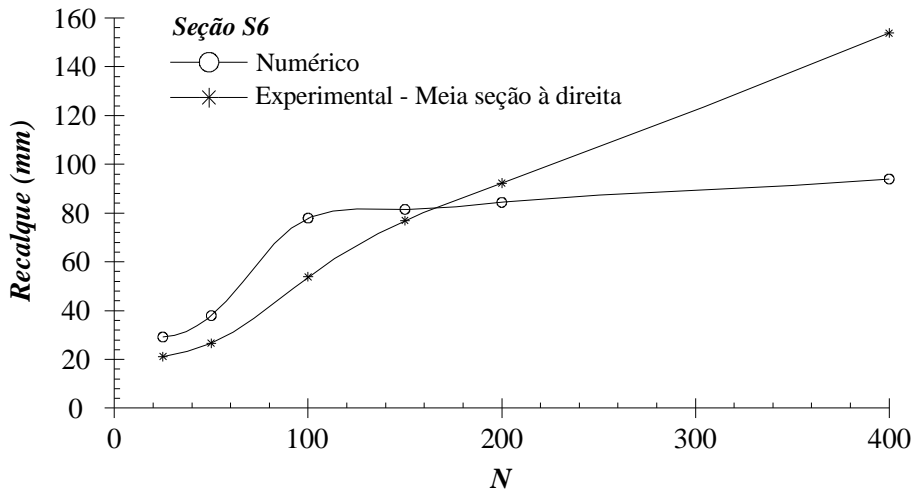
Os resultados apresentados na Figura 5.25 se devem muito mais às parcelas devidas à construção do aterro, ao adensamento e à carga de roda do que a qualquer contribuição do reforço. Os resultados experimentais mostram um aumento acentuado dos recalques com o número de passadas. A análise numérica não simulou esse aumento devido, em parte, às limitações quanto à forma de aplicação da carga, onde o efeito da repetição do carregamento foi substituído por uma carga equivalente. Além disso, o adensamento do solo de fundação considerado numericamente, para a seção S-6, ocorreu principalmente no intervalo entre 50 e 100 passadas, o que propiciou um aumento nos recalques nesse intervalo, que se reduziu para o número de passadas maior que 100.

A Figura 5.26 mostra a distribuição da força axial de tração no geotêxtil, nas seções S-4, S-5 e S-6. São apresentados dois tipos de força axial,  $N1$  e  $N2$ . A força  $N1$  é a força axial na maior direção da placa, podendo estar na direção  $x$  ou  $y$  (ver Figura 5.13), conforme definido pelo usuário do programa. Neste caso,  $N1$  corresponde à força axial na direção  $x$  (Figura 5.26a). A força  $N2$  é a força axial na direção  $z$  (Figura 5.26b) (ver Figura 5.13 com a definição das direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ ). As diferenças nos resultados apresentados para as seções S-4, S-5 e S-6 mostram que o geotêxtil trabalhou de forma distinta em cada seção reforçada, o que pode ser atribuído às condições de ancoragem utilizadas.





(a)



(b)

Figura 5.25 - Seção S-6 - Recalque total *versus* número de passadas: (a) meia seção esquerda (b) meia seção direita.

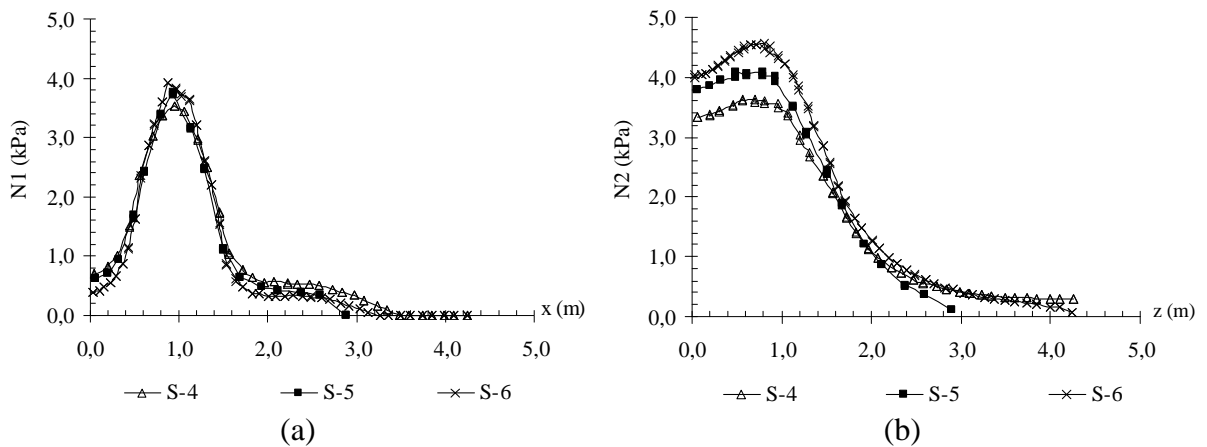


Figura 5.26 – Forças axiais no geotêxtil: (a) N1 (b) N2.

As regiões onde ocorreu uma maior proximidade dos pontos de tensão à envoltória de ruptura são indicadas na Figura 5.27 pelo parâmetro *tensão cisalhante relativa*, definido pela seguinte expressão:

$$t_{rel} = \frac{t}{t_{max}} \quad (5.18)$$

Onde:

$t_{rel}$  = tensão cisalhante relativa;

$t$  = máximo valor da tensão cisalhante (raio do círculo de Mohr);

$t_{máx}$  = máximo valor da tensão cisalhante para o caso em que o círculo de Mohr é expandido até tocar a envoltória de ruptura de Coulomb, mantendo a tensão principal intermediária constante.

Quanto mais próximo de 1 está o valor de  $t_{rel}$ , mais próximo um determinado ponto de tensão está da ruptura. Neste caso, conforme mostra a Figura 5.27, tal situação ocorreu no aterro nas proximidades dos pontos de aplicação da carga, porém, verifica-se que existem regiões na crosta argilosa e na camada de argila abaixo da crosta, onde o valor de  $t_{rel}$  ficou igual ou próximo de 1.

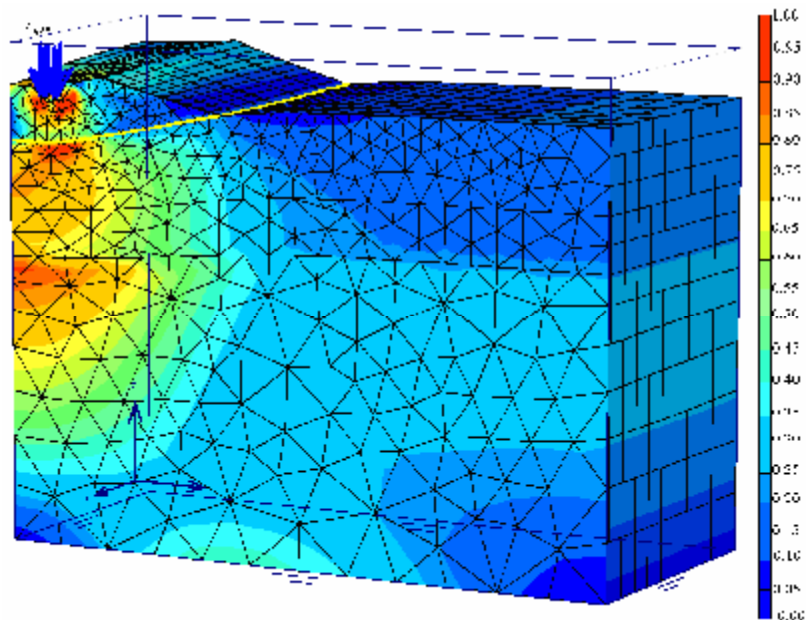


Figura 5.27 – Seção S-4: tensão cisalhante relativa.

## 5.4.2. MÉTODOS ANALÍTICOS

A base teórica dos métodos analíticos de projeto de estradas não-pavimentadas foi apresentada no Capítulo 2. Neste item, esses métodos serão utilizados para previsão de

parâmetros de projeto e do efeito da utilização de geossintéticos, tendo em vista a comparação com os resultados experimentais de Palmeira (1981). Os métodos de projeto utilizados para esse caso de estudo correspondem aos métodos de Hammit (1970), Giroud & Noiray (1981), Houlsby *et al.* (1989), Houlsby & Jewell (1990) e Jewell (1996).

#### 5.4.2.1. Dados de Entrada

A Tabela 5.13 apresenta os dados de entrada utilizados na análise do estudo de Palmeira (1981).

Tabela 5.13 – Propriedades dos solos (Palmeira, 1981).

<i>Propriedades</i>	<i>Aterro</i>	<i>Subleito</i>	<i>Carregamento</i>
$\phi$ (graus)	34,0	-	-
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,5	-	-
$s_u$ (kPa)	-	10	-
$P_{axial}$ (kN)	-	-	72
$p_{pneu}$ (kPa)	-	-	660
$\beta$ (graus)	-	-	30,0

Obs.:  $P_{axial}$  = carga axial,  $p_{pneu}$  = pressão de enchimento do pneu e  $\beta$  = ângulo de espraiamento da carga.

A rigidez do geotêxtil utilizado na estrada de acesso variou entre 55 e 72,5 kN/m, de acordo com o fabricante. Para levar em consideração o efeito do confinamento, será utilizado um valor maior no estudo dos métodos analíticos. Definiu-se então um valor de 200 kN/m para a rigidez do reforço.

#### 5.4.2.2. Método de Hammit (1970)

Hammit (1970) mediu a pressão do pneu ( $p_{pneu}$ ) e a pressão média de contato do pneu com o solo ( $p$ ), para vários tamanhos e tipos de rodas simples, e concluiu que a relação  $p/p_{pneu}$  se encontrava no intervalo,  $1 \geq p/p_{pneu} \geq 0,8$ . Para uma análise conservativa, pode-se utilizar  $p/p_{pneu} = 1$ . Assim, para um eixo simples de rodas duplas, o raio equivalente ( $R$ ) da área do solo carregada, abaixo de cada pneu, pode ser calculado pela seguinte expressão (Jewell, 1996):

$$R = \sqrt{\frac{P_{axial}}{2p p}} \quad (5.19)$$

Onde:

$R$  = raio equivalente da área do solo carregada;

$P_{axial}$  = carga axial;

$p$  = pressão média de contato do pneu com o solo.

No caso de veículos pesados, a configuração de duas rodas é largamente utilizada e cada par de rodas pode ser considerado como fornecendo uma carga única na estrada não-pavimentada. Giroud & Noiray (1981) sugeriram que a pressão de contato equivalente exercida pela configuração de rodas duplas é  $p = p_{pneu} / \sqrt{2}$ , para considerar a área de solo entre as duas rodas. O raio equivalente ( $R$ ) da área carregada para cada par de rodas, num eixo de rodas duplas (total de quatro rodas) é então (Jewell, 1996):

$$R = \sqrt{\frac{P_{axial}}{2p}} = \sqrt{\frac{P_{axial}}{\sqrt{2}p p_{pneu}}} \quad (5.20)$$

Desta forma, o raio equivalente ( $R$ ) calculado a partir dos dados da Tabela 5.13 e da Equação 5.20 foi aproximadamente igual a 0,16 m. A pressão de contato ( $p$ ) foi calculada pela seguinte expressão:

$$p = \frac{P_{axial}}{2pR^2} \quad (5.21)$$

Assim, calculou-se um valor de  $p$  aproximadamente igual a 467 kPa. Esse valor coincide com o que foi sugerido por Giroud & Noiray (1981), ou seja,  $p = p_{pneu} / \sqrt{2}$ . Com os valores de  $R$  e  $p$ , calculados acima, utilizou-se as Equações 2.1 e 2.2 para a determinação da altura  $h$  de aterro necessária, em uma estrada não-pavimentada sem reforço, considerando diversos números de passadas,  $N$ . A Figura 5.28 apresenta os resultados obtidos por esse procedimento. Além disso, tem-se nessa figura, a altura média final do aterro para a seção S-2 ( $h_{S-2}$ ), após 400 passadas do caminhão, obtida por Palmeira (1981), cujo valor é de 1,15 m.

O método de Hammit (1970) determina, para esse número de passadas, que seria suficiente um aterro não-reforçado de altura igual a 0,80 m. Comparando-se com os ensaios de Palmeira (1981), onde as condições da fundação argilosa e do aterro são bastante complexas, o método de Hammit subestima a altura necessária para o aterro sem reforço. Essa diferença pode ser devida ao fato de que esse método é empírico, baseado em uma condição específica de ensaio, que não leva em conta as propriedades de resistência do aterro.

Aplicando-se esse método para diferentes valores de resistência não-drenada ( $s_u$ ) e variando-se o número de passadas (N) obtêm-se as curvas apresentadas na Figura 5.29. Observa-se dessa figura que, segundo o método de Hammit (1970), para as condições de campo ( $s_u = 10$  kPa) a altura do aterro para  $N = 100.000$  passadas deve ser de no mínimo 1,40 m. Tal valor é reduzido com o aumento da resistência não-drenada ( $s_u$ ) alcançando uma altura de 0,60 m para  $s_u = 50$  kPa.

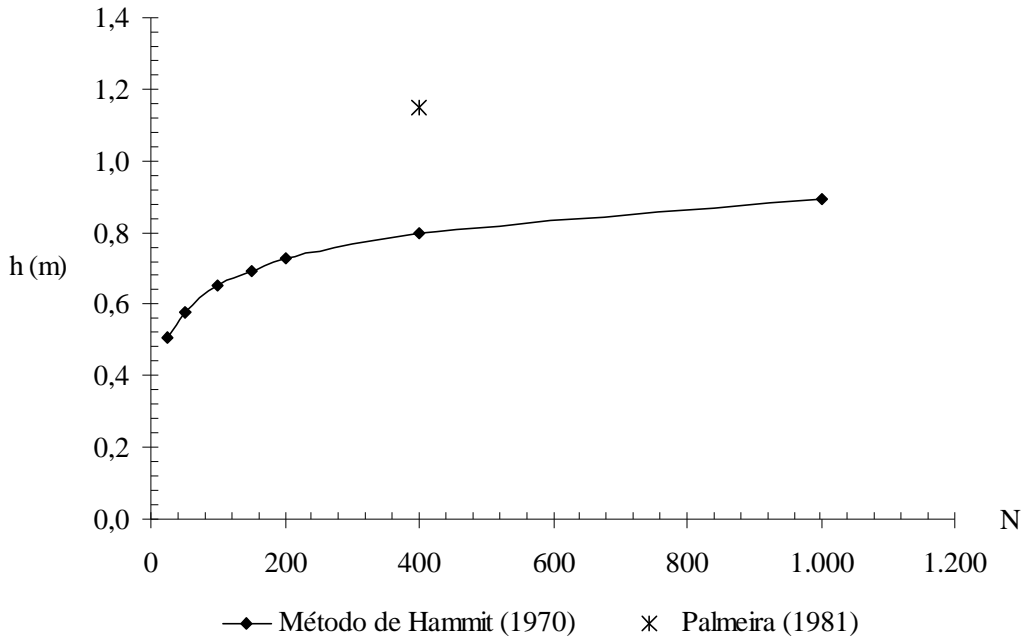


Figura 5.28 – Variação da altura do aterro (h) com o número de passadas (N).

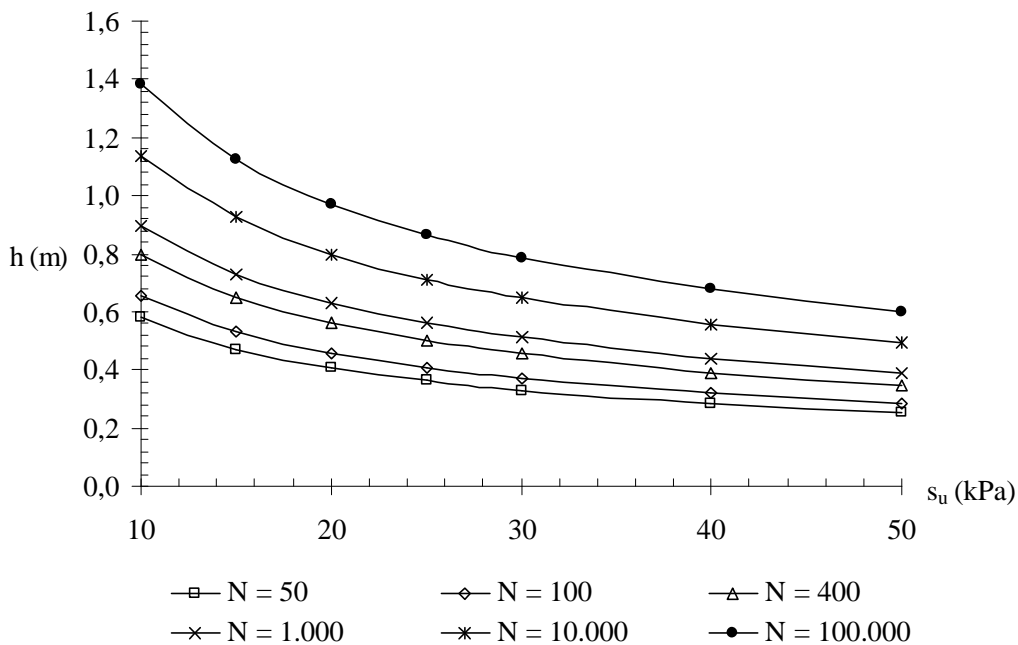


Figura 5.29 – Variação da altura do aterro (h) com a resistência não-drenada da argila ( $s_u$ ).

Apesar do método de Hammit subestimar o valor da altura do aterro sem reforço (seção S-2), deve-se ter em mente que o mesmo indica qualitativamente o efeito da fadiga devido à passagem dos veículos. Pode-se, a partir desses resultados, verificar o aumento relativo da altura do aterro em função do número de passadas e fazer projeções para o ensaio de campo de Palmeira (1981), para um número de passadas maior que 400.

Assim, para  $s_u = 10$  kPa, da Figura 5.29, tem-se que a altura do aterro teve um aumento de aproximadamente 72,5%, comparando-se os valores para 400 e 100.000 passadas. Projetando-se esse aumento para a condição de campo, seria necessário um aterro sem reforço de aproximadamente 2 m para  $N = 100.000$  passadas.

### 5.4.2.3. Método de Giroud & Noiray (1981)

No método de Giroud & Noiray (1981), a carga do veículo é substituída por uma carga de eixo simples de rodas duplas equivalente. Considerando que a análise é bidimensional, a largura da área de contato do pneu ( $B$ ) é calculada pela seguinte expressão:

$$B = \sqrt{\frac{P_{axial}}{p_{pneu}}} \quad (5.22)$$

Onde:

$B$  = largura da área de contato do pneu;

$P_{axial}$  = carga axial;

$p_{pneu}$  = pressão do pneu.

A partir da Equação 5.22 e dos dados da Tabela 5.13, tem-se  $B = 0,33$  m. A Figura 5.30 apresenta a altura do aterro ( $h$ ) *versus* o número de passadas ( $N$ ), para os casos sem e com reforço e diferentes profundidades de rodeira ( $r$ ). A altura mínima do aterro foi limitada em 0,20 m para as profundidades de rodeiras ( $r$ ) iguais a 0,10, 0,15 e 0,20 m e também limitada em 0,30 m, para a profundidade de rodeira igual a 0,30 m. Neste método, para valores de  $r$  iguais ou inferiores a 0,10 m, a rigidez do geossintético não é levada em consideração.

Da Figura 5.30, extraiu-se os dados apresentados na Tabela 5.14, para  $N = 400$ . Nessa tabela, tem-se a rodeira formada caso o aterro tivesse a altura respectiva, para os casos sem e com reforço. Assim, uma rodeira  $r = 0,10$  m seria formada caso, a altura do aterro fosse igual a 0,87 m, para o aterro sem reforço, e 0,66 m, para o aterro reforçado.

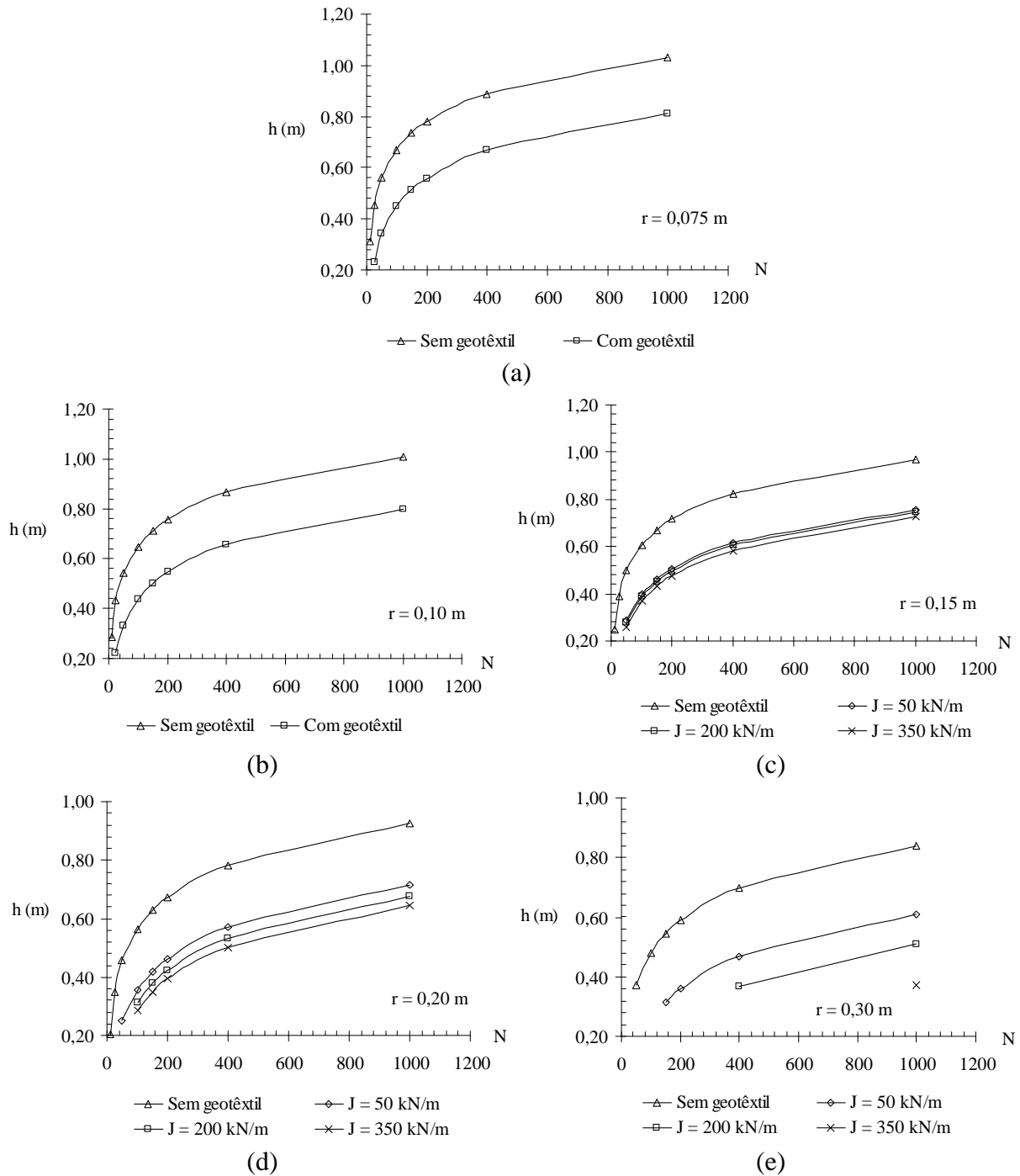


Figura 5.30 – Método de Giroud & Noiray (1981) - Variação da altura do aterro com número de passadas: (a)  $r = 0,075$  m, (b)  $r = 0,1$  m, (c)  $r = 0,15$  m, (d)  $r = 0,2$  m, (e)  $r = 0,3$  m.

A Tabela 5.15 apresenta as rodeiras formadas na superfície do subleito após um determinado número de passadas dos veículos nas seções teste de Palmeira (1981). Têm-se os valores das rodeiras à esquerda ( $r_{\text{esquerda}}$ ) e à direita ( $r_{\text{direita}}$ ) do eixo de simetria.

A partir da Tabela 5.14 e da Tabela 5.15, verifica-se que, para  $N = 400$ , nenhuma das seções teste teve o desempenho esperado pelo método analítico de Giroud & Noiray (1981),

apresentado na Figura 5.30 e na Tabela 5.14. A seção sem reforço, S-2, cuja altura final média foi igual a 1,15 m deveria, segundo a Tabela 5.14, apresentar, a princípio, uma rodeira igual ou inferior a 75 mm, após 400 passadas dos veículos.

Contudo, conforme mostra a Tabela 5.15, as rodeiras formadas na seção S-2 tiveram valores muito superiores ao estimado pelo método analítico. A seção reforçada de melhor desempenho, seção S-6, cuja altura final média foi igual a 0,89 m deveria, segundo a Tabela 5.14, apresentar, a princípio, uma rodeira também inferior a 75 mm. Porém, as rodeiras formadas na seção S-6, após N = 400 passadas do caminhão, foram também muito superiores às estimadas pelo método.

Tabela 5.14 – Alturas do aterro (h) para formar a rodeira (r) para número de passadas (N) igual a 400.

r (mm)	h* (m)	
	Sem geotêxtil	Com geotêxtil (J = 200 kN/m)
75	0,89	0,67
100	0,87	0,66
150	0,82	0,60
200	0,78	0,53
300	0,70	0,37

\* N = 400 passadas do caminhão.

Tabela 5.15 – Rodeiras formadas à esquerda e à direita do eixo de simetria para as seções teste de Palmeira (1981)

N	S-1 (h <sub>S-1</sub> * = 1,01 m)		S-2 (h <sub>S-2</sub> * = 1,15 m)		S-4 (h <sub>S-4</sub> * = 0,97 m)		S-5 (h <sub>S-5</sub> * = 0,94 m)		S-6 (h <sub>S-6</sub> * = 0,89 m)	
	r <sub>esquerda</sub> (mm)	r <sub>direita</sub> (mm)	r <sub>esquerda</sub> (mm)	r <sub>direita</sub> (mm)	r <sub>esquerda</sub> (mm)	r <sub>direita</sub> (mm)	r <sub>esquerda</sub> (mm)	r <sub>direita</sub> (mm)	r <sub>esquerda</sub> (mm)	r <sub>direita</sub> (mm)
25	-	-	40,38	71,15	44,23	25,00	63,46	59,61	7,69	21,15
50	67,30	50,00	46,15	90,38	50,00	42,31	40,38	50,00	32,69	26,62
100	132,69	128,85	78,85	167,31	76,92	57,69	82,69	78,85	67,31	53,85
150	123,08	150,00	73,08	194,23	96,15	69,23	100,00	90,38	90,38	76,92
200	130,77	169,23	80,77	219,23	-	-	111,54	119,23	100,00	92,31
400	198,08	211,54	142,31	250,00	-	-	169,23	161,54	126,92	153,85

\* Após 400 passadas do caminhão.

Portanto, os resultados obtidos pelo método de Giroud & Noiray (1981) atribuíram aos aterros sem e com reforço um desempenho muito superior ao observado nos ensaios de campo. Tal fato pode resultar das simplificações do método analítico frente à complexidade do



comportamento do aterro e do subleito, nos ensaios de campo. Além disso, o método analítico de Giroud & Noiray (1981) atribui uma grande importância ao efeito membrana, o que pode não ter ocorrido nas seções teste reforçadas.

#### 5.4.2.4. Método de Houlsby *et al.* (1989)

Este método considera que o carregamento é aplicado numa faixa do aterro com largura B, sob condição de deformação plana. O valor de B foi calculado conforme a Equação 5.22 e corresponde a 0,33 m, para este caso de estudo.

A Figura 5.31a apresenta o diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes disponíveis e requeridas, obtido pelo método de Houlsby *et al.* (1989). Observa-se que, para valores de altura de aterro maiores ou iguais a 0,80 m, as curvas de tensões requeridas não interceptam a curva de tensões admissíveis. Nesse caso, as tensões cisalhantes que atuam na superfície do subleito para fora da área carregada, diminuindo a capacidade de carga do mesmo, não são mobilizadas, ou seja, o subleito tem preservada toda a sua capacidade de carga para suportar as tensões normais aplicadas. Além disso, esse resultado demonstra também que o geossintético não seria necessário para alturas de aterro acima de 0,80 m, neste caso de estudo, pois teria o mesmo desempenho da seção sem reforço. A Figura 5.31b apresenta a pressão superficial limite obtida para os casos sem e com reforço. Observa-se que, segundo o método de Houlsby *et al.* (1989), a atuação do reforço é pouco expressiva, para este caso de estudo sendo que, como mencionado acima, a partir de 0,80 m ( $h/B = 2,73$ ), o aterro reforçado teria o mesmo desempenho do aterro sem reforço.

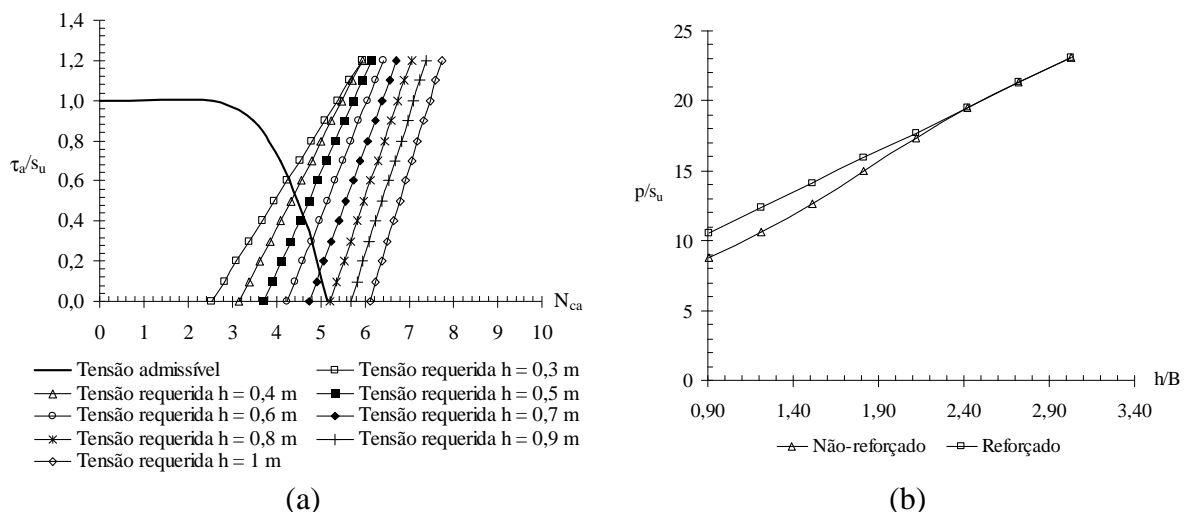


Figura 5.31 – Método de Houlsby *et al.* (1989): (a) Diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes disponíveis e requeridas (b) Pressão superficial limite.

Os resultados obtidos por esse método podem refletir a atuação do reforço quando da aplicação do carregamento estático, ou seja, pode-se afirmar que, até uma altura de aterro limite (nesse caso, 0,80 m), o reforço atua na melhoria da capacidade de carga do sistema. O efeito do carregamento repetitivo não é considerado, desta forma, não se pode mensurar o benefício do reforço, caso exista, com o aumento do número de passadas dos veículos.

#### 5.4.2.5. Método de Houlsby & Jewell (1990)

O método de Houlsby & Jewell (1990) considera a aplicação de um carregamento axissimétrico de raio R. Assumindo uma área circular de contato para cada par de rodas, o raio (R) da área carregada é dado pela Equação 5.20. Neste caso, tem-se  $R = 0,16$  m. A Figura 5.32 apresenta o diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes disponíveis e requeridas, obtido pelo método de Houlsby & Jewell (1990).

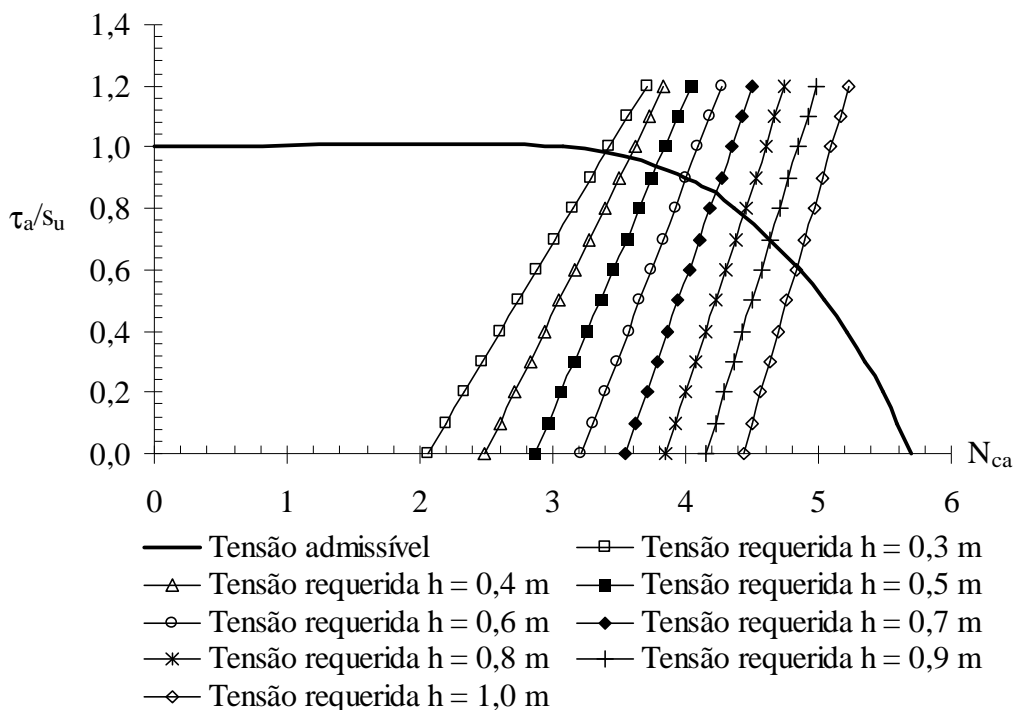


Figura 5.32 – Diagrama de interação das tensões normais e cisalhantes obtido pelo método de Houlsby & Jewell (1990).

Verifica-se que, para todas as alturas de aterro consideradas, o gráfico de tensões requeridas intercepta o gráfico de tensões admissíveis. Neste caso, as tensões cisalhantes que atuam na superfície do subleito para fora da área carregada são mobilizadas, ou seja, a capacidade de carga do subleito é reduzida. A Tabela 5.16 apresenta um resumo dos resultados obtidos da Figura 5.32.

Tabela 5.16 – Determinação da pressão limite para os casos sem e com reforço,  $p^u$  e  $p^r$ , respectivamente.

<b>h</b> <b>(m)</b>	<b>R'</b> <b>(m)</b>	<b>N<sub>c</sub><sup>u</sup></b>	<b>P<sub>u</sub></b> <b>(kPa)</b>	<b>FS<sup>u</sup></b>	<b>P<sub>r</sub></b> <b>(kPa)</b>	<b>FS<sup>r</sup></b>	<b>Reforço</b>	<b>Atuação do reforço</b>
0,3	0,33	3,44	152,32	0,33	252,21	0,54	Sim	Insatisfatório
0,4	0,39	3,60	220,53	0,47	348,21	0,75	Sim	Insatisfatório
0,5	0,45	3,81	308,08	0,66	459,66	0,98	Sim	Insatisfatório
0,6	0,50	4,04	416,03	0,89	586,56	1,26	Sim	Satisfatório
0,7	0,56	4,25	544,99	1,17	728,90	1,56	Não	Satisfatório
0,8	0,62	4,49	699,32	1,50	886,70	1,90	Não	Satisfatório
0,9	0,68	4,69	874,20	1,87	1059,95	2,27	Não	Satisfatório
1,0	0,73	4,89	1073,12	2,30	1248,64	2,68	Não	Satisfatório

Obs.: h = altura do aterro. R' = raio da área carregada na base do aterro. N<sub>c</sub><sup>u</sup> = fator de capacidade de carga limite para o caso sem reforço. p<sub>u</sub> e p<sub>r</sub> = carga limite para o caso sem e com reforço, respectivamente. FS<sup>u</sup> e FS<sup>r</sup> são os fatores de segurança para os casos sem e com reforço, respectivamente, obtidos a partir da divisão entre a pressão limite e a pressão aplicada na superfície do aterro, neste caso igual a 467 kPa.

De acordo com a Tabela 5.16, para alturas de aterro menores ou iguais a 0,50 m, os aterros sem e com reforço não apresentam resistência suficiente para suportar o carregamento aplicado. Para h igual a 0,60 m, a utilização do elemento de reforço é necessária e o mesmo atua satisfatoriamente. Para alturas de aterro iguais ou superiores a 0,70 m, o aterro sem reforço possui resistência suficiente para suportar o carregamento, porém, o reforço aumenta a capacidade de carga do sistema aterro-subleito.

A Figura 5.33 apresenta a carga limite (p) normalizada pela resistência não-drenada do subleito ( $s_u = 10$  kPa), para os aterros sem e com reforço, calculada a partir dos resultados da Figura 5.32 e da Tabela 5.16. Verifica-se que, para este método, a relação entre a pressão limite aplicada e a altura do aterro é não-linear, sendo que os valores da pressão limite crescem praticamente na mesma proporção para os casos sem e com reforço. Apresenta-se também nessa figura a pressão aplicada na superfície do aterro. Esse resultado ilustra o que foi apresentado na Tabela 5.16 e comentado no parágrafo anterior.

O método de Houlby & Jewell (1990) também considera apenas a aplicação de carregamento estático. Contudo, pode-se verificar para qual altura de aterro o reforço seria realmente necessário, neste caso,  $h = 0,60$  m ( $h/R = 3,75$ ). Esse método sugere que a utilização do reforço, para alturas de aterro iguais ou superiores a 0,60 m, apresenta benefícios em termos de aumento da capacidade de carga do sistema, quando comparado ao caso sem reforço.

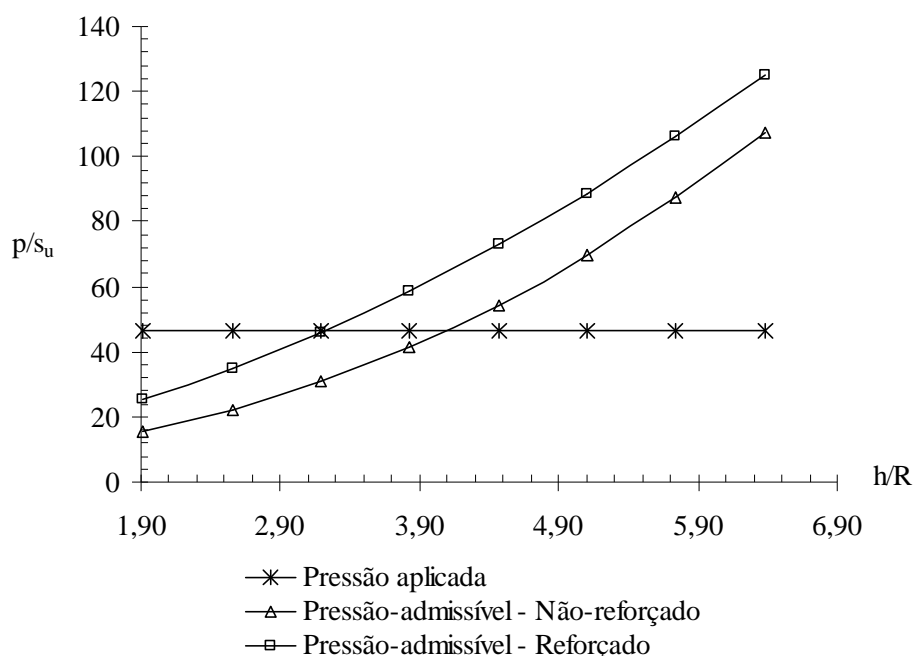


Figura 5.33 – Carga limite ( $p$ ) versus altura do aterro ( $h$ ).

#### 5.4.2.6. Método de Jewell (1996)

A Figura 5.34 apresenta a carga estática equivalente para o aterro sem e com reforço, obtida de acordo com a Equação 2.23. Segundo esse método, a taxa de degradação devido à repetição da carga é maior no aterro sem reforço do que no aterro reforçado. Assim, para simular o efeito da repetição da carga, Jewell sugere que seja aplicada uma carga equivalente ao número de repetições. No caso sem reforço, segundo esse método, essa carga será maior do que no caso reforçado, para levar em conta o efeito de degradação.

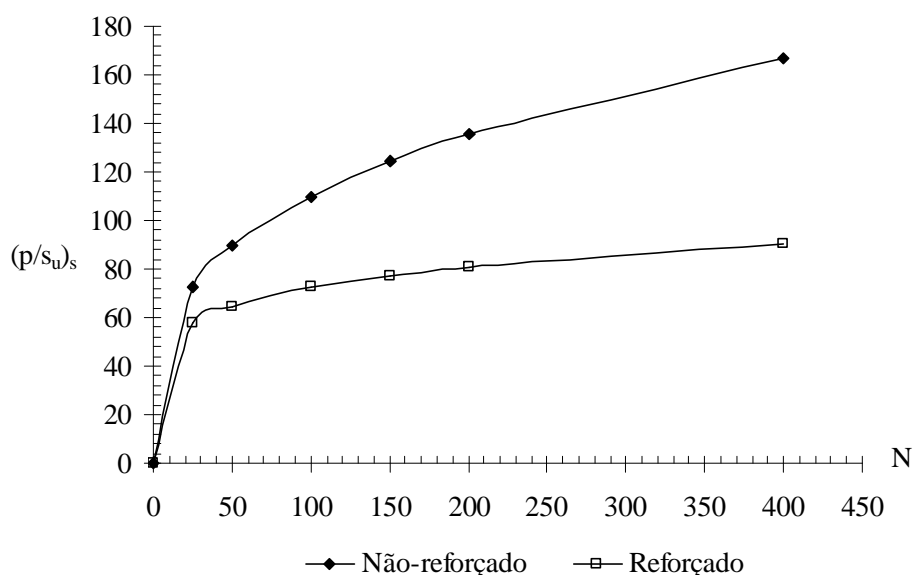


Figura 5.34 – Carga estática equivalente a  $N$  repetições.

Outra forma de considerar o efeito de degradação, devido à repetição da carga, corresponde a reduzir o valor da resistência não-drenada do subleito ( $s_u$ ) conforme apresenta a Figura 5.35, para o aterro sem e com reforço. Conforme comentado anteriormente, segundo o método de Jewell, o efeito da degradação é maior para o aterro sem reforço.

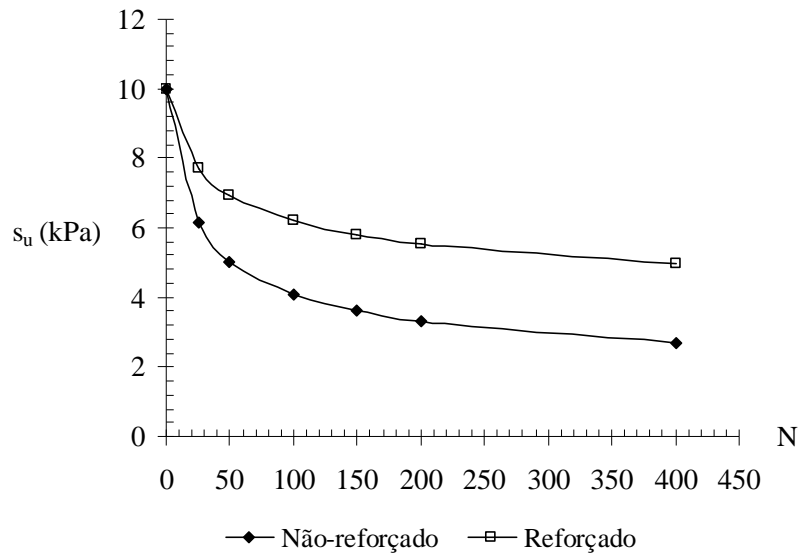


Figura 5.35 – Efeito da degradação na resistência não-drenada do subleito.

Aplicando-se o efeito de degradação da resistência não-drenada do subleito,  $s_u$ , na formulação do método de Houlsby & Jewell (1990), obteve-se o gráfico apresentado na Figura 5.36. Nessa figura, tem-se a altura mínima requerida ( $h_{mín}$ ), para um aterro não-reforçado em função do número de repetições de carga (N). Para este caso de estudo e segundo esse método, o geossintético não atuou satisfatoriamente abaixo do valor de  $h_{mín}$  e, acima desse valor, o reforço não apresentou benefícios em termos de elevação da pressão limite a ser aplicada no aterro.

Os resultados obtidos, segundo o método de Jewell (1996), indicam o efeito da degradação do aterro devido à repetição da carga. Dentre os métodos apresentados, esse tenta se aproximar da situação de campo de uma maneira mais realista. Contudo, considerando-se o efeito da degradação do subleito e aplicando-se o método de Houlsby & Jewell (1990), observou-se que, como a resistência não-drenada do subleito já era muito baixa, a utilização do geossintético não proporcionou qualquer benefício. Esse resultado se aproxima do que ocorreu na seção teste S-1 que teve um desempenho similar ao da seção sem reforço (S-2). Já para as seções S-4, S-5 e S-6, onde o efeito da ancoragem do reforço foi maior, não se pode

fazer uma comparação direta da atuação do mesmo, já que este método não se apóia no efeito da ancoragem do geossintético.

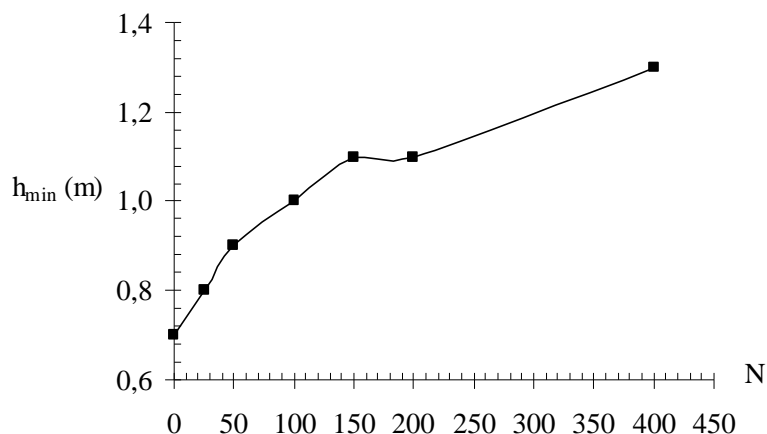


Figura 5.36 – Altura mínima do aterro ( $h_{\min}$ ) versus número de repetições da carga (N) em um aterro não-reforçado.

## 5.5. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO

Este capítulo foi dedicado ao estudo de uma estrada de acesso sobre solo mole, instrumentada por Palmeira (1981), onde foram obtidos resultados de recalques na superfície do subleito, para vários números de passadas de caminhões, em seções teste sem e com geotêxtil.

Análises probabilísticas foram realizadas de forma a verificar quais fatores detinham maior relevância sobre os recalques máximos na superfície do subleito da estrada de acesso. Para isso, utilizou-se o método probabilístico FOSM. Determinou-se também o valor médio do recalque máximo na superfície do subleito e a probabilidade de acerto desse valor, utilizando-se o Método dos Pontos de Estimativa. Desse estudo, têm-se as seguintes conclusões:

- § Os parâmetros que apresentaram grande relevância na variância dos recalques máximos na superfície do subleito da estrada de acesso, para o caso de estudo em questão, foram: o módulo de elasticidade da camada crosta-argila (42,6%); a altura do aterro (21,5%); o ângulo de atrito da camada de argila mole (11,7%); o módulo de elasticidade da camada de argila mole (10%), o coeficiente de permeabilidade da camada de argila mole (4,1%) e o período de adensamento em dias (3,1%). A relevância das demais variáveis, para esse caso de estudo, pode ser desprezada.
- § Analisando-se as variáveis acima apresentadas, pode-se concluir que essas estão relacionadas ao processo de construção do aterro e ao adensamento do solo de fundação. A

variação no valor da pressão aplicada na superfície do aterro não provoca uma variação significativa no valor dos recalques máximos na superfície do subleito, o que indica que possíveis erros na definição desse valor podem ser admitidos devido ao pequeno impacto da variação do mesmo no resultado final;

§ A diferença entre o recalque médio obtido por meio do Método dos Pontos de Estimativa e o recalque experimental se deve às incertezas das propriedades utilizadas para os materiais, às simplificações decorrentes das análises numéricas realizadas e a própria variabilidade natural dos resultados experimentais.

As análises determinísticas foram realizadas com os dados médios das propriedades dos materiais onde se simularam as etapas de construção do aterro, adensamento e aplicação da carga de roda na superfície do aterro. Dessas análises têm-se as seguintes conclusões:

§ O recalque máximo na superfície do subleito é influenciado pelos seguintes fatores, nessa ordem: construção do aterro, adensamento da camada de fundação e carga de roda;

§ A metodologia empregada com o uso de uma carga equivalente forneceu resultados que se ajustaram satisfatoriamente para as seções S-2 e S-4. Contudo, para um número de passadas igual a 400, o valor numérico do recalque máximo ficou muito abaixo do resultado experimental, para todas as seções analisadas. Isso pode resultar das limitações numéricas que não conseguiram reproduzir todos os fatores que contribuíram para os recalques nas seções experimentais;

§ A degradação da estrada não-pavimentada foi simulada na seção S-2 pela redução da razão dos módulos elásticos do aterro e do subleito. Esse procedimento se justifica, pois essa é uma maneira de levar em conta o aumento no nível de tensões no subleito, devido ao carregamento cíclico numa análise estática. Para esse caso de estudo, não se obtiveram resultados satisfatórios com essa metodologia em virtude do fato de que a redução da razão dos módulos de elasticidade, pela redução do módulo elástico do aterro, não apresenta um efeito considerável nos valores dos recalques máximos na superfície do subleito. Isso foi comprovado pelas análises probabilísticas apresentadas anteriormente, onde a contribuição da variação do módulo de elasticidade do aterro na variação do recalque máximo é de apenas 0,6 %.

§ O efeito do reforço foi analisado na simulação das seções S-4, S-5 e S-6, porém, ao menos numericamente, não se obteve uma contribuição expressiva do geossintético no que diz respeito à redução dos recalques na superfície do subleito. Por outro lado, verificou-se que

a contribuição maior pode estar relacionada ao aumento da capacidade de carga do solo de fundação, tendo em vista o aumento do nível da pressão de contato aplicada à superfície do aterro, quando da utilização do reforço. O efeito da ancoragem pode ser percebido nas análises numéricas, já que as seções S-5 e S-6 tiveram um desempenho levemente superior ao da seção S-4. Enquanto pode-se aplicar uma pressão de contato de 1.860 kPa nas seções S-5 e S-6, cujas alturas de aterro foram de 0,94 e 0,89 m, respectivamente, na seção S-4 (altura final de 0,97 m), foi possível a aplicação de uma pressão de contato de 1.711 kPa.

As seções teste instrumentadas por Palmeira (1981) foram também estudadas por meio de métodos analíticos de projeto. Desse estudo têm-se as seguintes conclusões:

- § O método de Hammit (1970) determinou para a altura do aterro sem reforço, após 400 passadas de caminhão, um valor de altura menor do que a altura real do aterro no campo. Por ser um método empírico, o mesmo deve ser utilizado com cautela, já que foi desenvolvido para algumas condições específicas. Contudo, esse método fornece uma indicação importante no que diz respeito ao efeito da fadiga na altura do aterro sem reforço;
- § O método de Giroud & Noiray (1981) forneceu, para várias profundidades de rodeiras e para vários números de passadas de caminhão, as alturas de aterros para os casos sem e com reforço. Esse método também subestima os valores de altura de aterro quando comparado com os resultados de campo apresentados por Palmeira (1981). Além disso, a mobilização do efeito membrana, princípio no qual o método está apoiado, depende de uma forte ancoragem do reforço e grandes deformações, o que nem sempre é possível e desejável, respectivamente, numa obra real. No caso estudado por Palmeira (1981), as seções ancoradas apresentaram os melhores desempenhos, contudo, os valores das alturas do aterro para essas seções foram significativamente maiores do que os calculados pelo método de Giroud & Noiray (1981), para o mesmo número de passadas;
- § O método de Houlsby *et al.* (1989) definiu uma altura limite, a partir da qual o efeito do reforço não é mais perceptível, quando comparado à seção não-reforçada. Esse método pode ser usado para uma análise preliminar, pois leva em consideração apenas o efeito da carga estática;
- § O método de Houlsby & Jewell (1990) previu a necessidade de uma altura mínima para os aterros sem e com reforço, como também, previu a altura para a qual a utilização do reforço não apresentaria qualquer benefício. Tais valores podem servir como uma estimativa a ser usada num pré-dimensionamento da estrada não-pavimentada;



§ O método de Jewell (1996) incorpora o efeito de fadiga no dimensionamento de estradas não-pavimentadas. Esse método previu, para o aterro sem reforço, a necessidade de uma altura um pouco maior do que a observada no campo, após 400 passadas do caminhão. Além disso, definiu para os casos sem e com reforço o valor da carga estática equivalente que deve ser aplicada para levar em consideração o efeito da fadiga no dimensionamento da estrada ou, por outro lado, a deterioração da resistência não-drenada do subleito com o número de passadas do veículo. Entretanto, o método de Jewell (1996) não previu qualquer benefício da utilização de reforço para esse caso de estudo.

## *Ferrovias*

Neste capítulo, o efeito do geossintético como elemento de reforço será estudado por meio de análises numéricas de ensaios de laboratório em grande escala. Pretende-se com isso verificar se a contribuição dada pelo reforço, no que diz respeito ao benefício da utilização de geossintéticos observado nos modelos reduzidos, se mantém para uma situação próxima da real. Além disso, uma metodologia existente para a previsão de deformações plásticas em ferrovias sem reforço será testada e ampliada para o caso reforçado.

### **6.1. LASTRO REFORÇADO COM GEOGRELHA**

Como apresentado no Capítulo 2 desta tese, Gardiner (1985) realizou análises numéricas, pelo método dos elementos finitos, de um sistema constituído pelo lastro de uma ferrovia submetido ao carregamento vertical proveniente do dormente.

O exemplo analisado por Gardiner (1985) foi estudado também nesta pesquisa. O objetivo aqui não é o de comparar os resultados obtidos com os de Gardiner e sim verificar, para as ferramentas numéricas disponíveis nesta pesquisa, se o efeito do reforço será reproduzido para uma situação em escala real.

#### **6.1.1. DESCRIÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA**

##### **6.1.1.1. Geometria**

A Figura 6.1 apresenta a geometria do modelo estudado, que corresponde a uma camada de lastro de 30 cm de espessura apoiada sobre um subleito rígido. A força aplicada foi de 85 kN que, segundo Gardiner (1985), representava a carga máxima provável numa ferrovia do Canadá. Essa carga é transmitida ao lastro através dos dormentes.

O carregamento assumido por Gardiner (1985) corresponde a uma pressão de 366 kPa aplicada numa largura aproximadamente igual 0,24 m. As condições para as quais as análises serão desenvolvidas correspondem à deformação plana e foi assumido, da mesma maneira

como ocorreu nas análises dos modelos reduzidos, que o lastro entre os dormentes interagem para formar uma placa rígida contínua.

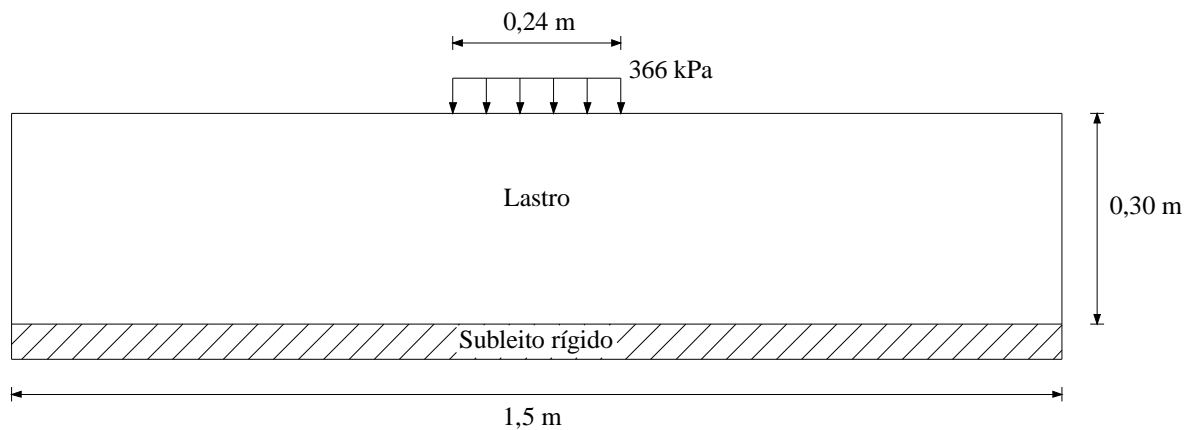


Figura 6.1 – Geometria do modelo estudado.

### 6.1.1.2. Condições de Contorno e Discretização da Geometria

As análises numéricas para o estudo desse modelo foram realizadas no programa de elementos finitos Plaxis 2D. O carregamento consistiu da aplicação de uma pressão igual a 366 kPa sob condição de deformação plana. Devido à simetria do problema, apenas metade da geometria foi simulada. As condições de contorno apresentadas na Figura 6.2 são: deslocamentos horizontais impedidos no eixo de simetria e na lateral direita da caixa e deslocamentos verticais impedidos no fundo da caixa.

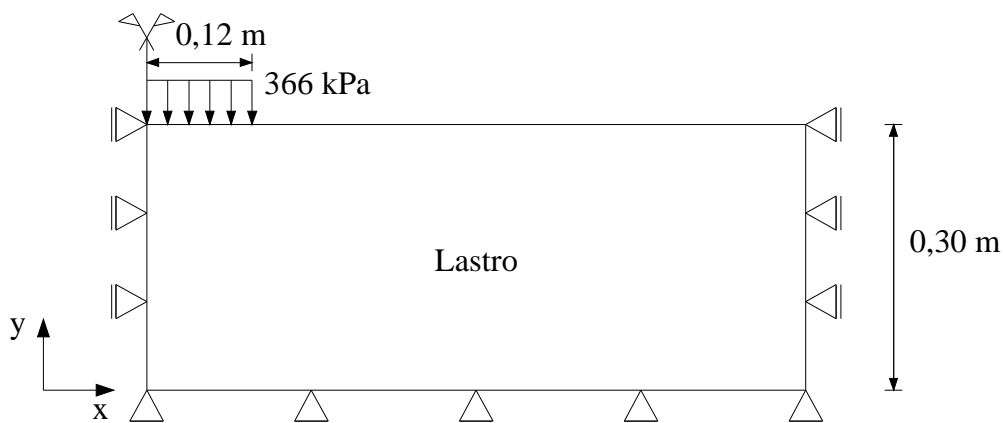


Figura 6.2 – Condições de contorno do modelo estudado.

A malha de elementos finitos, para o caso sem reforço, consistiu de 728 elementos triangulares de 15 nós enquanto, para o caso reforçado, têm-se 877 elementos triangulares de 15 nós. Porém, mantiveram-se em ambos os casos discretização semelhante. O elemento de

reforço representado na Figura 6.3 foi disposto a uma profundidade  $D_r = 50$  mm, abaixo da superfície da camada de lastro.

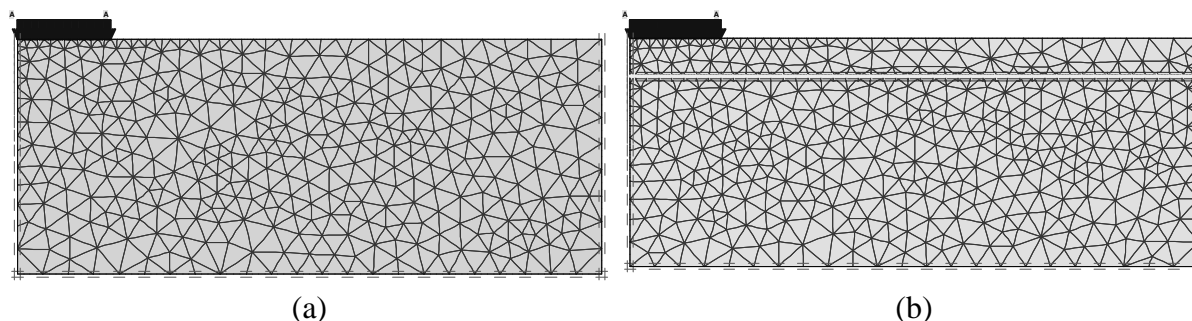


Figura 6.3 - Malha de elementos finitos: (a) sem reforço (b) reforçado.

### 6.1.1.3. Modelagem dos Materiais

A camada de lastro dos ensaios modelados por Gardiner (1985) apresentava partículas variando de 1,9 a 2,9 cm e, por meio de análises numéricas, considerando o lastro como material elástico-linear com coeficiente de Poisson igual a 0,45, Gardiner obteve um valor para o módulo de elasticidade, que forneceu o mesmo deslocamento máximo na superfície da camada de lastro durante os ensaios. Assim, foi determinado um módulo de 222 MPa para um deslocamento de 0,32 mm. A Tabela 6.1 apresenta as propriedades da camada de lastro utilizadas nas análises numéricas.

Tabela 6.1 - Propriedades da camada de lastro utilizadas nas análises numéricas.

Propriedades	$g$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MPa)	$n$	$c$ (kPa)	$f$ (°)
Lastro	17	222	0,45	150,0	40,4

Obs.:  $\gamma$  = peso específico,  $E$  = módulo de elasticidade,  $\nu$  = coeficiente de Poisson,  $c$  = coesão,  $\phi$  = ângulo de atrito.

O valor definido por Gardiner (1985) para a coesão se deu na tentativa de evitar o desenvolvimento de tensões de tração na camada de lastro. Esse valor foi mantido nas análises apresentadas nesta tese para permitir a aplicação do carregamento antes que o programa interrompesse os cálculos, devido à ruptura por tração da massa de solo.

A geogrelha utilizada nos ensaios modelados por Gardiner (1985) foi produzida pela Tensar Corporation, possuindo aberturas quadradas de 4,5 x 4,5 mm e espessura dos membros igual a 2,5 mm. Gardiner definiu, nas suas análises, que o módulo de elasticidade da geogrelha seria a mesma do solo na direção vertical ( $E = 222$  MPa) e que na direção horizontal se teria o valor real do módulo desse material ( $E = 3.450$  MPa). A geogrelha foi disposta a diversas

profundidades ( $D_r$ ) de forma a verificar a posição ótima do reforço que propiciasse o melhor benefício. Assim, Gardiner apresentou resultados para a geogrelha nas profundidades ( $D_r$ ) iguais a 50, 75, 100, 125, 150 e 175 mm.

As análises numéricas apresentadas nesta tese utilizaram o elemento de reforço definido no programa Plaxis 2D. Diversos valores da rigidez,  $J$ , do geossintético foram utilizados para verificar a resposta do sistema a essa variação.

## 6.1.2. RESULTADOS

### 6.1.2.1. Campo de Deslocamentos

O campo de deslocamentos do lastro sem reforço não sofreu alterações significativas quando da colocação do geossintético. A Figura 6.4 apresenta os deslocamentos totais obtidos para o caso sem reforço. O valor máximo de deslocamento vertical foi de 13,85 mm, para o caso sem reforço e de 13,29 mm para o caso reforçado, onde  $J = 900$  kN/m.

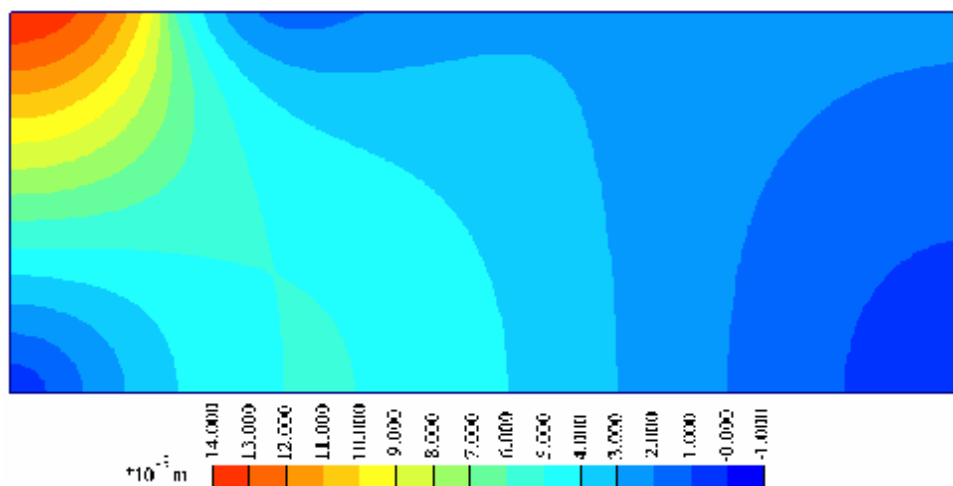


Figura 6.4 – Sem reforço: deslocamentos totais.

### 6.1.2.2. Tensões Efetivas

A Figura 6.5 apresenta a distribuição das tensões principais efetivas para o caso sem reforço. Verifica-se que a distribuição da pressão, dentro da camada de lastro, se dá de uma maneira gradual, com a diminuição da intensidade com a profundidade, o que sugere que a maior parte do carregamento tenha se dissipado dentro dos contornos da geometria estudada. A inserção do elemento de reforço de rigidez  $J = 900$  kN/m, disposto a uma profundidade  $D_r = 100$  mm, altera a configuração da distribuição de tensões principais, na região próxima ao geossintético,

conforme apresenta a Figura 6.6. Deve-se ressaltar que, no programa Plaxis, tensões de compressão são negativas.

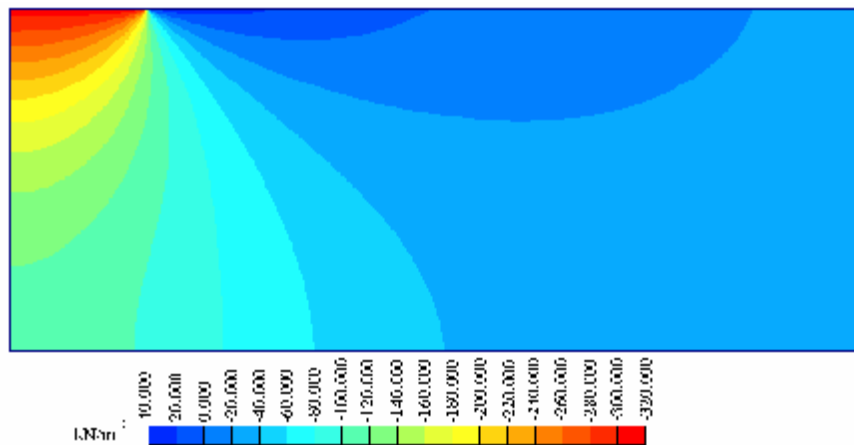


Figura 6.5 – Caso sem reforço: distribuição de tensões principais efetivas.

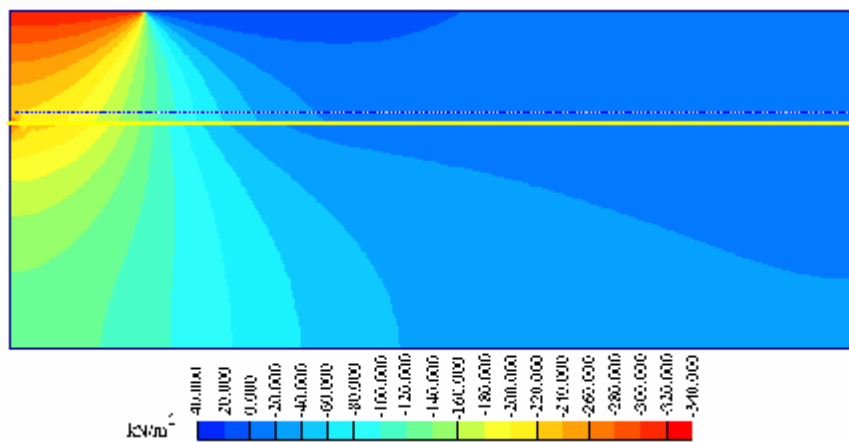


Figura 6.6 - Caso reforçado ( $J = 900 \text{ kN/m}$ ) com elemento de reforço na posição  $D_r = 100 \text{ mm}$ : distribuição de tensões principais efetivas.

### 6.1.2.3. Efeito do Geossintético

O geossintético foi solicitado durante a aplicação do carregamento. Isso pode ser demonstrado na Figura 6.7, que apresenta a força axial de tração nesse elemento. Verifica-se, dessa figura que, a partir de uma distância do centro da geometria igual a  $1,25B$ , o material de reforço deixa de ser solicitado, para esse caso de estudo. Comparando-se com os resultados apresentados na Figura 4.40, para as análises numéricas do modelo de James (2002), verifica-se que a distância para a qual o geossintético deixa de ser solicitado varia com a profundidade de disposição do reforço. Esses valores variaram de  $1,29B$  até  $1,79B$ , nessas análises.

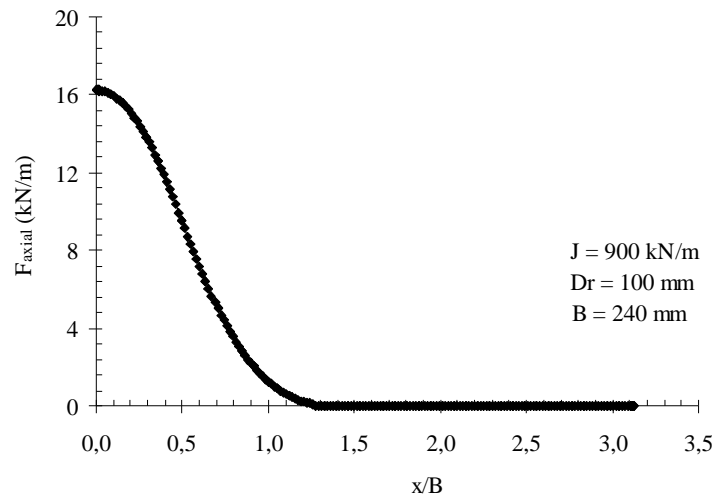


Figura 6.7 – Força axial de tração no geossintético:  $J = 900$  kN/m –  $Dr = 100$  mm.

A distribuição da tensão efetiva normal ao geotêxtil ( $\sigma_n$ ), na interface geotêxtil-material granular, é apresentada na Figura 6.8. Essa distribuição foi a mesma acima e abaixo do reforço. Verifica-se que o valor máximo de  $\sigma_n$  ( $309,4$  kN/m<sup>2</sup>) ocorreu a uma distância igual a  $0,089B$  do eixo de simetria do aterro. Para  $x = 1,5B$ ,  $\sigma_n$  é igual a zero, valor próximo à distância para a qual o geotêxtil deixa de ser utilizado, conforme apresentado na Figura 6.7.

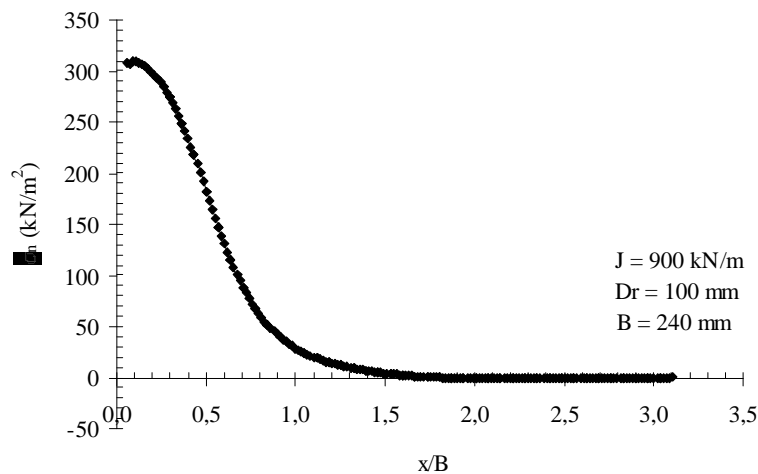


Figura 6.8 – Tensão normal no reforço:  $J = 900$  kN/m –  $Dr = 100$  mm.

A Figura 6.9 apresenta a distribuição da tensão cisalhante na interface geotêxtil-solo, acima e abaixo do reforço. Verifica-se que, acima do geossintético, o valor máximo da tensão cisalhante ocorre a uma distância  $x$  igual a  $0,5B$  e corresponde a  $111,9$  kPa, bem como, abaixo do geossintético, esse valor é reduzido para  $13,5$  kPa ( $x = 0,43B$ ). Pode-se atribuir essa redução ao efeito do geossintético na absorção das tensões cisalhantes que agem diminuindo a capacidade de carga do subleito.

Para estudar a influência da rigidez do geossintético ( $J$ ), essa propriedade foi variada de 0 (condição sem reforço) até 2.400 kN/m. A Figura 6.10 apresenta a deformação vertical máxima na superfície da camada de lastro (Figura 6.2:  $x = 0$ ,  $y = 0,30$ ), obtida em função de  $J$ . Pode-se observar a redução da deformação vertical com o aumento de  $J$ . Além disso, verifica-se que essa redução ocorreu a uma taxa maior para valores menores da rigidez.

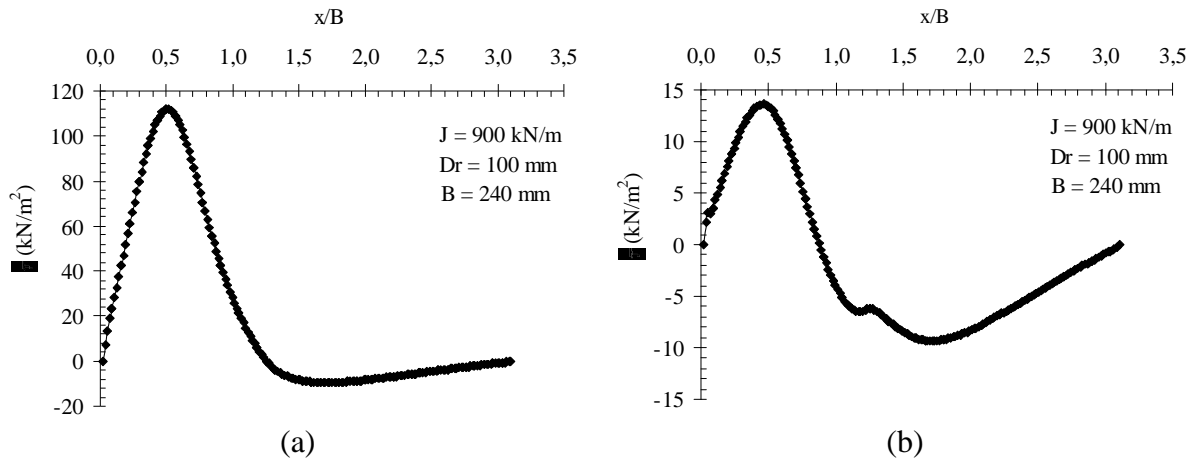


Figura 6.9 – Distribuição da tensão cisalhante: (a) acima do reforço (b) abaixo do reforço.

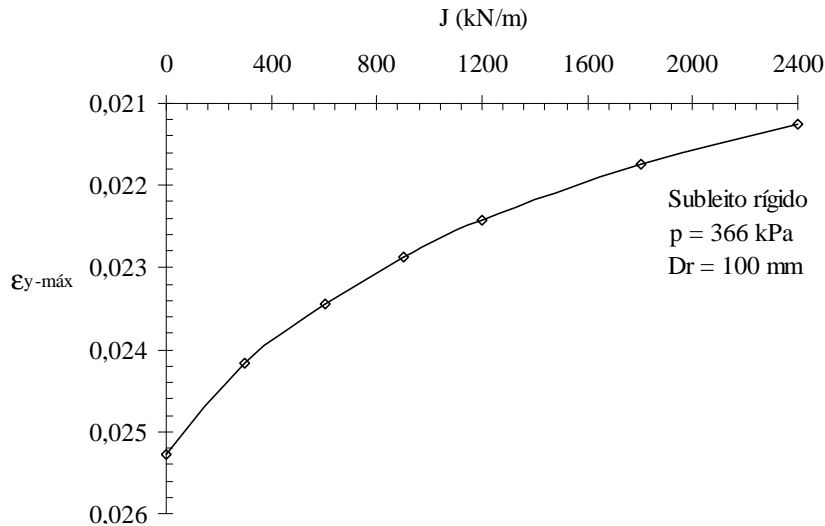


Figura 6.10 – Deformação cisalhante para diversos valores de rigidez  $J$ .

O efeito da profundidade de posicionamento do reforço foi também estudado. O geossintético foi disposto nas profundidades  $D_r = 50, 75, 100, 150$  e  $175 \text{ mm}$  abaixo da superfície do lastro. A Figura 6.11 apresenta a deformação vertical máxima na superfície da camada de lastro (Figura 6.2:  $x = 0$ ,  $y = 0,30$ ) em função de  $D_r$ , para  $J = 900 \text{ kN/m}$ . Verifica-se que o melhor benefício da utilização do geossintético ocorreu para uma profundidade igual a 50 mm ( $D_r/B = 0,20$ ), seguido de  $D_r = 75$  ( $D_r/B = 0,3125$ ) e 100 mm ( $D_r/B = 0,42$ ). Para



$Dr = 150$  mm ( $Dr/B = 0,625$ ) e  $175$  mm ( $Dr/B = 0,73$ ), os resultados foram iguais aos obtidos sem a utilização do reforço, o que sugere que, para esse caso de estudo, quando disposto a essas profundidades o reforço não teria mais eficiência.

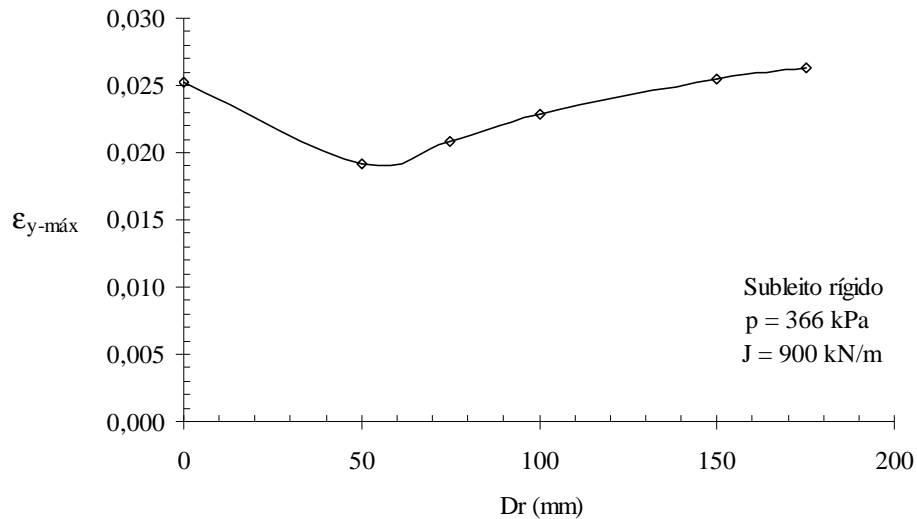


Figura 6.11 – Efeito da profundidade de posicionamento do reforço.

Os resultados obtidos pelas análises acima apresentadas mostram que, para uma situação em escala real, o reforço atua na diminuição das deformações verticais na superfície do lastro. Observou-se tanto a sensibilidade do resultado à variação da rigidez do geossintético quanto à profundidade de disposição do mesmo.

## **6.2. ENSAIO EM GRANDE ESCALA DE BATHURST (1978)**

Bathurst (1978) realizou ensaios em um modelo em grande escala de uma ferrovia constituída por segmentos de trilho; placas de apoio dos trilhos no dormente; dormente de madeira; lastro; sublastro e subleito. Foram aplicados 2 (dois) milhões de ciclos de carga, que variaram de 0 a 356 kN, numa frequência de 1 Hz.

Este item apresenta análises numéricas realizadas para o estudo desse modelo e para a previsão de deformações plásticas acumuladas. Para isso, será utilizada uma metodologia de previsão desenvolvida por Li & Selig (1996) para solos finos do subleito, que será expandida, neste trabalho, para as camadas de lastro e sublastro. Os resultados obtidos serão comparados com os resultados experimentais, e a validade da metodologia será investigada para cada camada da estrutura. Como os ensaios de Bathurst (1978) foram realizados apenas para o caso sem reforço, o efeito da utilização do geossintético não poderá ser comparado com resultados

experimentais. Apesar disso, deve-se ressaltar a importância da verificação do efeito do reforço e da validade da metodologia quando da utilização do geossintético.

### 6.2.1. DESCRIÇÃO DO ENSAIO

A seção transversal do modelo de Bathurst (1978) é apresentada na Figura 6.12. O modelo foi construído dentro de uma caixa de madeira de 6 x 6 m, que teve os movimentos laterais impedidos. O aterro foi construído até uma altura de 1,2 m, consistindo de 0,3 m de lastro, 0,3 m de sublastro e 0,6 m de subleito arenoso. Uma camada de gesso de 20 mm foi colocada sobre o piso de concreto para fornecer uma condição de contorno rígida para o subleito. Deve-se destacar que o dormente não foi enterrado no lastro para a realização dos ensaios.

Uma carga “quasi-estática” igual a 356 kN foi aplicada ao dormente, numa frequência de 1 Hz, por 2 milhões de ciclos. A instrumentação empregada examinou recalques no dormente, deformações plásticas e a redistribuição das tensões nas camadas de lastro, sublastro e subleito e na interface dormente-lastro, como resultado do carregamento repetitivo.

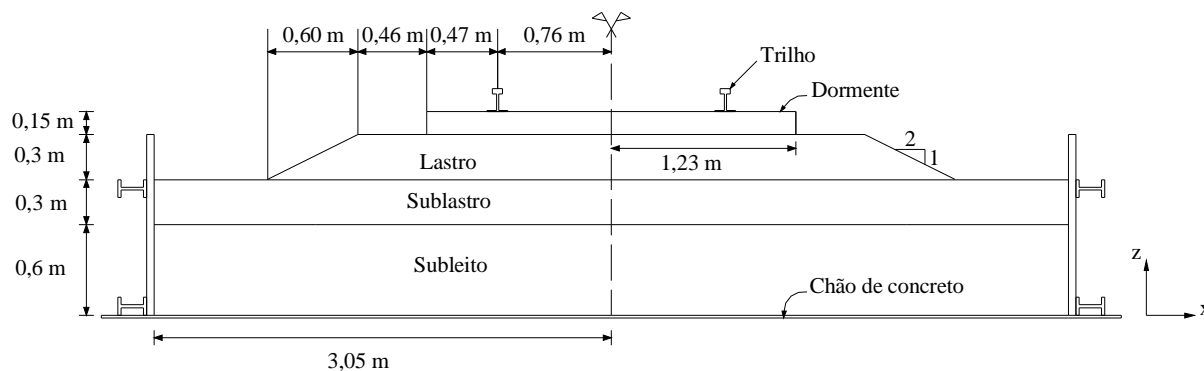


Figura 6.12 – Seção transversal do modelo em grande escala de uma ferrovia (Bathurst, 1978).

### 6.2.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados nas camadas de lastro, sublastro e subleito são os seguintes:

§ Lastro: dolomita originária na cidade de Coteau, Quebec, Canadá;

§ Sublastro: calcário originário na cidade de Kingston, Ontário, Canadá;

§ Subleito: areia.

A seguir, é apresentada uma breve descrição das propriedades desses materiais.

### 6.2.2.1. Lastro

A dolomita utilizada na camada de lastro, nos ensaios de Bathurst (1978), teve o seu comportamento estudado a partir de ensaios triaxiais com carregamento estático e repetitivo. Além disso, esse mesmo material foi utilizado na camada de lastro em outros ensaios com modelos em grande escala de ferrovias. Os resultados desses ensaios encontram-se reportados em Raymond *et al.* (1976), Raymond (1977) e Raymond (1978a). A Figura 6.13 apresenta resultados de ensaios triaxiais de compressão realizados com a dolomita, cujo peso específico corresponde ao mesmo do ensaio realizado por Bathurst (1978), ou seja,  $17 \text{ kN/m}^3$ .

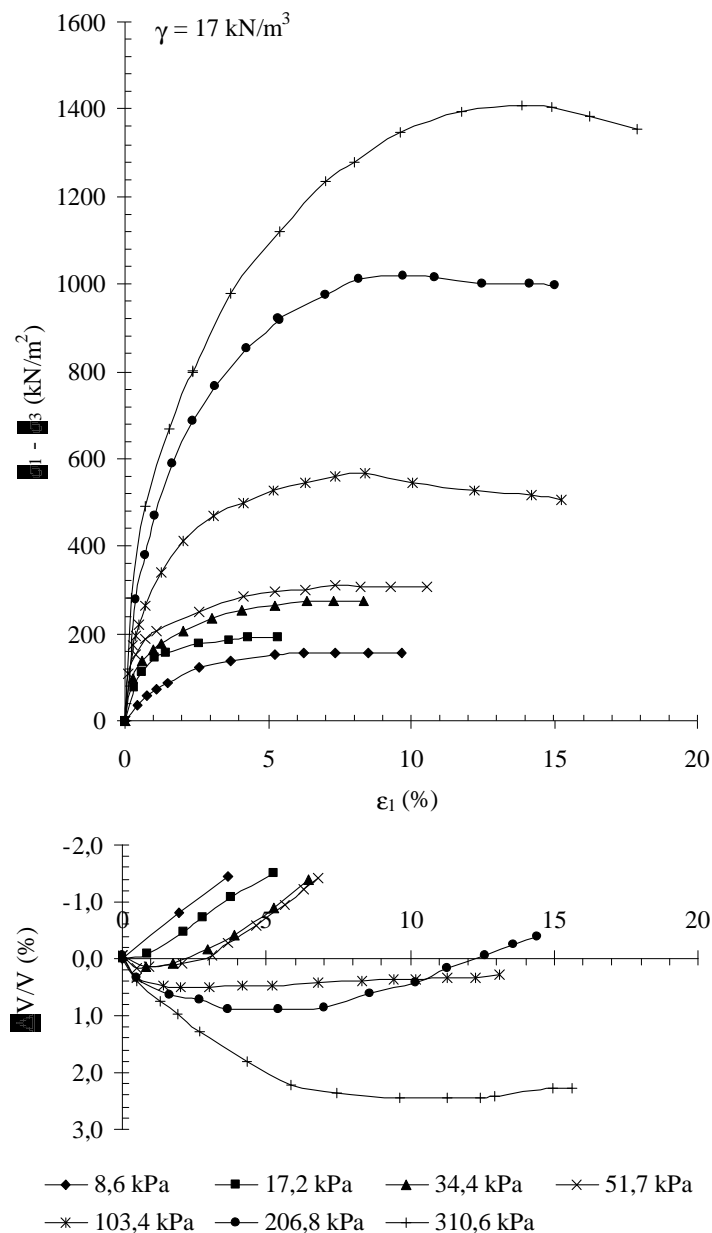


Figura 6.13 – Ensaio triaxial do lastro: curva tensão-deformação para vários níveis de tensão confinante (Raymond *et al.*, 1976).

O ângulo de atrito, para esse material, foi obtido a partir da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb e corresponde a  $42^\circ$ . A Figura 6.14 apresenta a deformação axial permanente ( $\epsilon_1$ ) *versus* o logaritmo do número de ciclos de tensão (N), obtida num ensaio triaxial de cargas repetidas realizado com a dolomita ( $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ ).

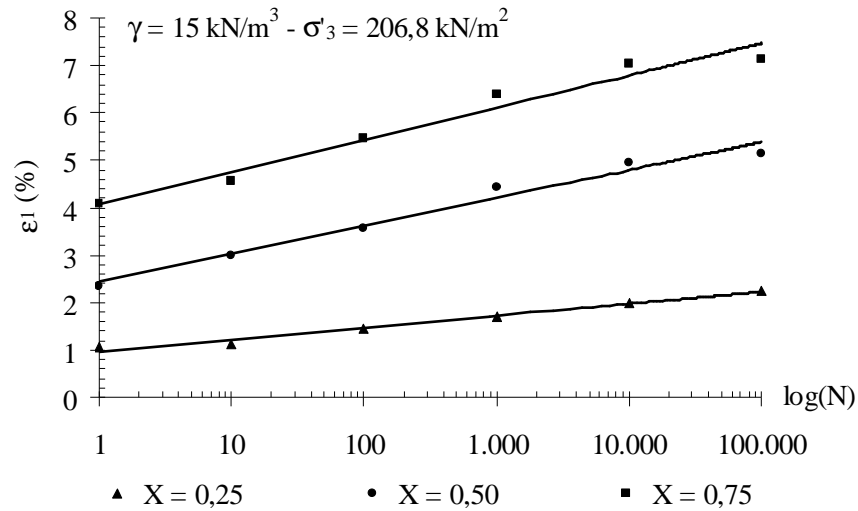


Figura 6.14 – Deformação axial permanente *versus* número de ciclos de tensão (Raymond *et al.*, 1976).

O valor X, na Figura 6.14, indica a magnitude da carga repetida e corresponde à razão entre a tensão desviadora aplicada no ensaio triaxial cíclico e a tensão desviadora de ruptura, obtida no ensaio triaxial estático. A partir da Figura 6.14, determinaram-se as seguintes equações, para relacionar a deformação axial permanente ( $\epsilon_1$ ) com o número de ciclos de carga (N):

$$e_1 = 0,30\text{Log}(N) + 0,9743 \quad (X = 0,25; R^2 = 0,98) \quad (6.1)$$

$$e_1 = 0,70\text{Log}(N) + 2,4357 \quad (X = 0,50; R^2 = 0,98) \quad (6.2)$$

$$e_1 = 0,80\text{Log}(N) + 4,0862 \quad (X = 0,75; R^2 = 0,97) \quad (6.3)$$

### 6.2.2.2. Sublastro

O material utilizado no sublastro, calcário da cidade de Kingston, apresenta o peso específico e a granulometria próximas do material utilizado na camada de lastro. Devido à falta de dados

resultantes de ensaios triaxiais do calcário de Kingston, o sublastro e o lastro são considerados, neste trabalho, como duas camadas constituídas pelo mesmo material (dolomita).

### 6.2.2.3. Subleito

A areia utilizada como material de subleito, nos ensaios de Bathurst (1978), foi estudada por Lau (1975), que realizou uma série de ensaios triaxiais drenados com carregamento estático e repetitivo. A Figura 6.15 apresenta resultados de ensaios triaxiais de compressão realizados com a areia, cujo peso específico corresponde ao mesmo do ensaio realizado por Bathurst (1978), ou seja,  $17 \text{ kN/m}^3$ .

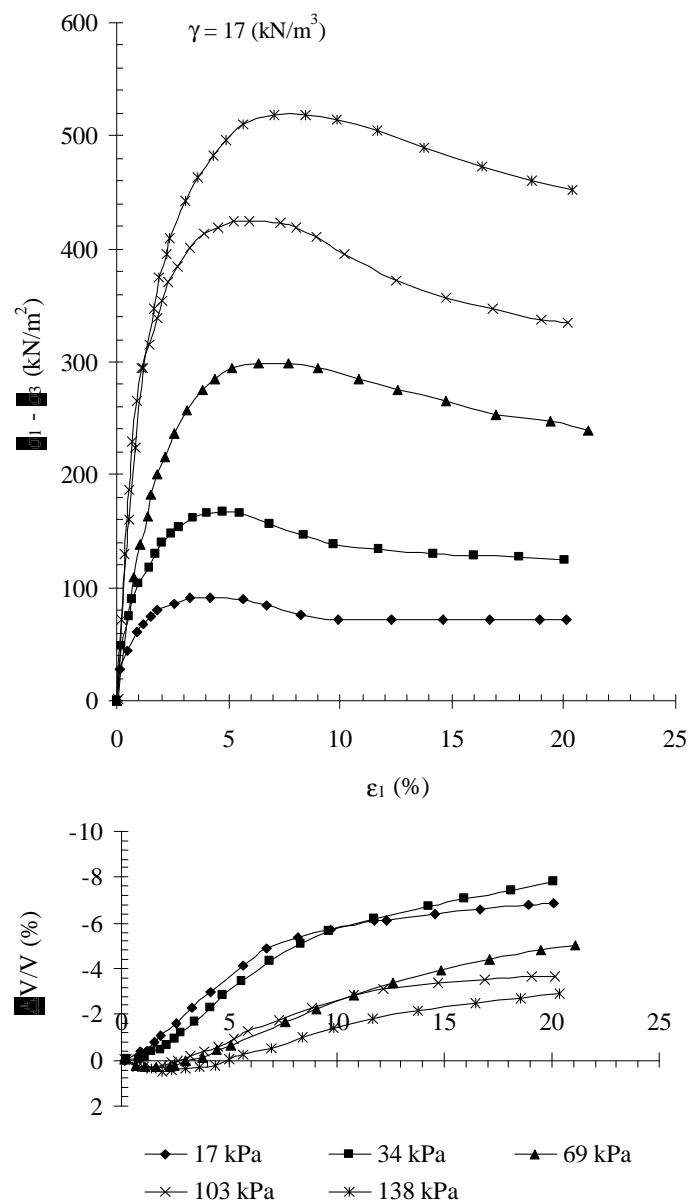


Figura 6.15 - Ensaio triaxial do subleito: curva tensão-deformação para vários níveis de tensão confinante (Lau, 1975).

O ângulo de atrito, para esse material, foi obtido a partir da envoltória de ruptura de Mohr Coulomb e corresponde a 43°. A Figura 6.16 apresenta curvas de deformação axial permanente *versus* número de ciclos de tensão, obtidas em um dos ensaios triaxiais de cargas repetidas realizados com a areia do subleito. O valor X indica a magnitude da carga repetida e corresponde à razão entre a tensão desviadora aplicada no ensaio triaxial cíclico e a tensão desviadora de ruptura obtida no ensaio triaxial estático.

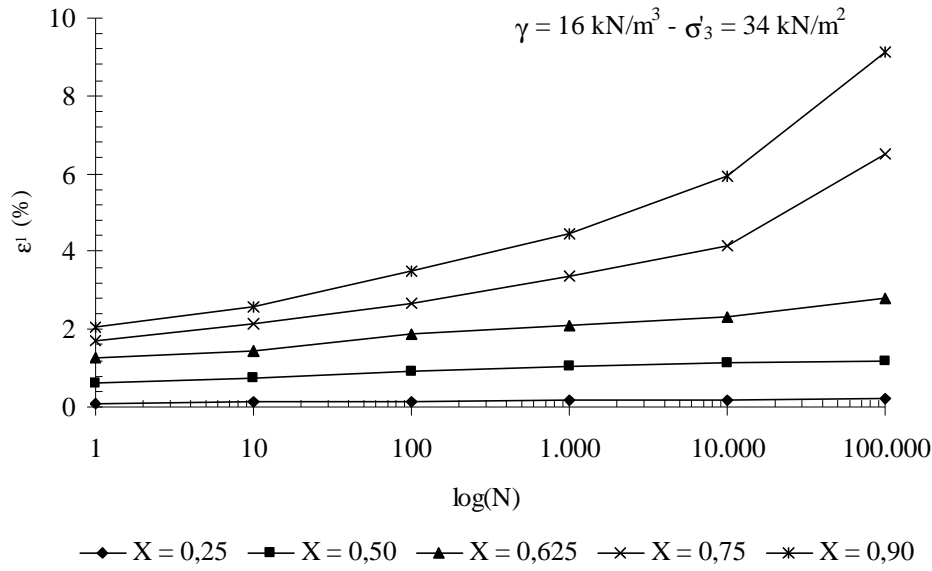


Figura 6.16 – Deformação axial permanente *versus* número de ciclos de tensão (Lau, 1975).

Conforme apresentado no Capítulo 2 desta tese, Li & Selig (1996) desenvolveram a seguinte expressão para a determinação da deformação plástica acumulada em solos finos do subleito:

$$e_p = a \left( \frac{S_d}{S_s} \right)^m N^b \quad (6.4)$$

Onde:

$e_p$  = deformação plástica acumulada;

$S_d$  = tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ );

$S_s$  = resistência à compressão do solo ( $\sigma_1$ );

N = número de aplicações de carga;

a, b e m = parâmetros que dependem do tipo e propriedades do solo e estado de tensões.

A obtenção dos coeficientes a, b e m foi explicada no Capítulo 2 desta tese. A mesma metodologia foi empregada na determinação desses coeficientes para o material do subleito. Assim, obteve-se a partir das curvas da Figura 6.16, os valores a = 1,02, b = 0,0969 e m = 2,32, resultando na equação a seguir:

$$e_p = 1,02 \left( \frac{S_d}{S_{d \text{ ruptura}}} \right)^{2,32} N^{0,0969} \quad (6.5)$$

Onde:

$\sigma_{d \text{ ruptura}}$  = tensão desviadora na ruptura, determinado no ensaio triaxial de compressão.

Foi feita uma alteração no valor  $\sigma_s$  da Equação 6.4, que passou a ser a tensão desviadora na ruptura ( $\sigma_{d \text{ ruptura}}$ ) na Equação 6.5. Tal alteração se deu pela facilidade em se trabalhar com o valor X que, conforme explicado anteriormente, corresponde à razão entre a tensão desviadora aplicada no ensaio triaxial cíclico e a tensão desviadora de ruptura, obtida no ensaio triaxial estático.

### 6.2.3. DESCRIÇÃO DA ANÁLISE NUMÉRICA

As análises realizadas para o estudo desse modelo utilizaram como ferramenta numérica o programa Plaxis 3D. A seguir, são apresentados mais detalhes sobre essas análises.

#### 6.2.3.1. Geometria

A geometria modelada numericamente correspondeu a 1/4 da configuração do ensaio realizado por Bathurst (1978), conforme apresenta a Figura 6.17. Consideraram-se dois planos de simetria: plano de simetria longitudinal (plano YZ), na linha central da ferrovia, e plano de simetria transversal (plano XZ) na linha central do dormente.

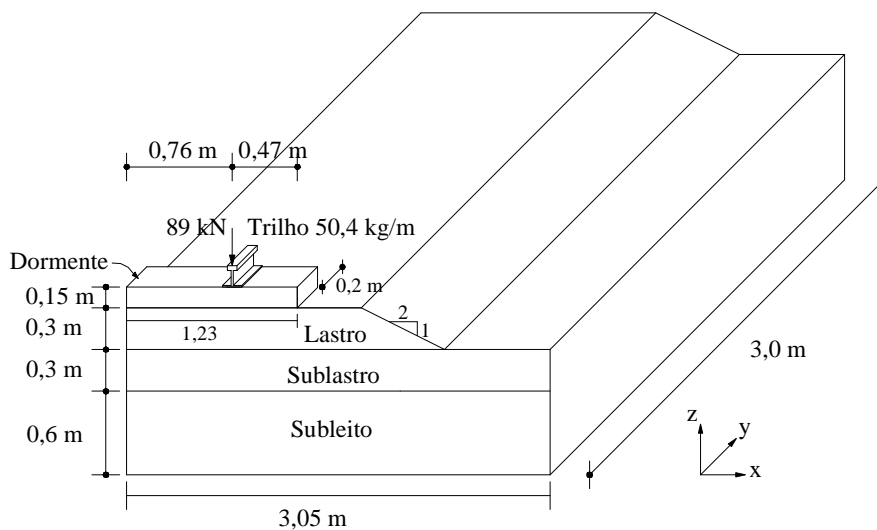


Figura 6.17 – Geometria modelada numericamente, correspondente a 1/4 da configuração do ensaio realizado por Bathurst (1978).

### 6.2.3.2. Condições de Contorno e Discretização da Geometria

As condições de contorno assumidas nas análises numéricas são apresentadas na Figura 6.18. No plano XZ, os deslocamentos horizontais são impedidos na lateral direita e esquerda e, na base do modelo, foram impedidos os deslocamentos verticais e horizontais. No plano YZ, foram definidas as mesmas condições de contorno apresentadas para o plano XZ.

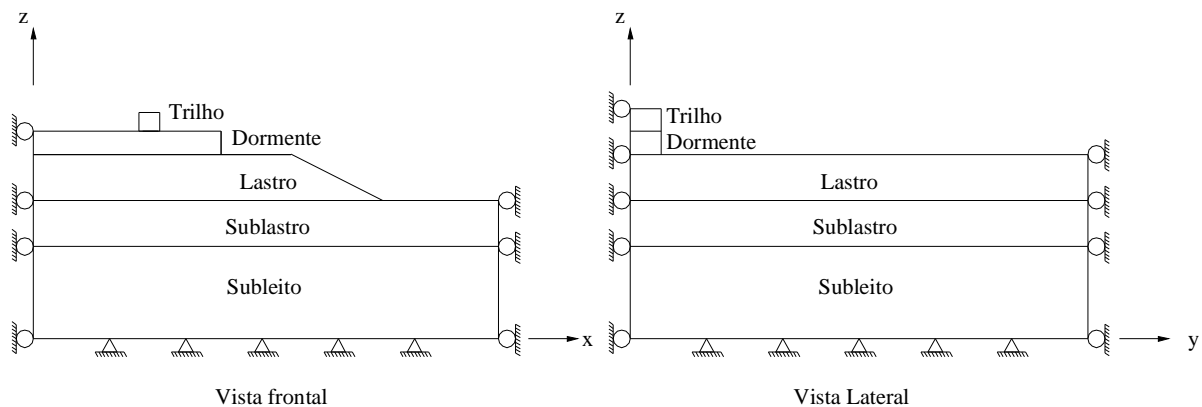


Figura 6.18 – Condições de contorno.

A Figura 6.19 apresenta a malha de elementos finitos, para o modelo de Bathurst (1978), com 5.205 elementos em cunha de 15 nós. A carga aplicada corresponde a 1/4 da carga total, ou seja, 89 kN, distribuída numa área correspondente a 1/2 da base do trilho (13,65 x 20 cm), o que equivale a uma pressão de 3.260 kPa. Os elementos modelados são o segmento de trilho, o dormente, as camadas de lastro, sublastro e subleito.

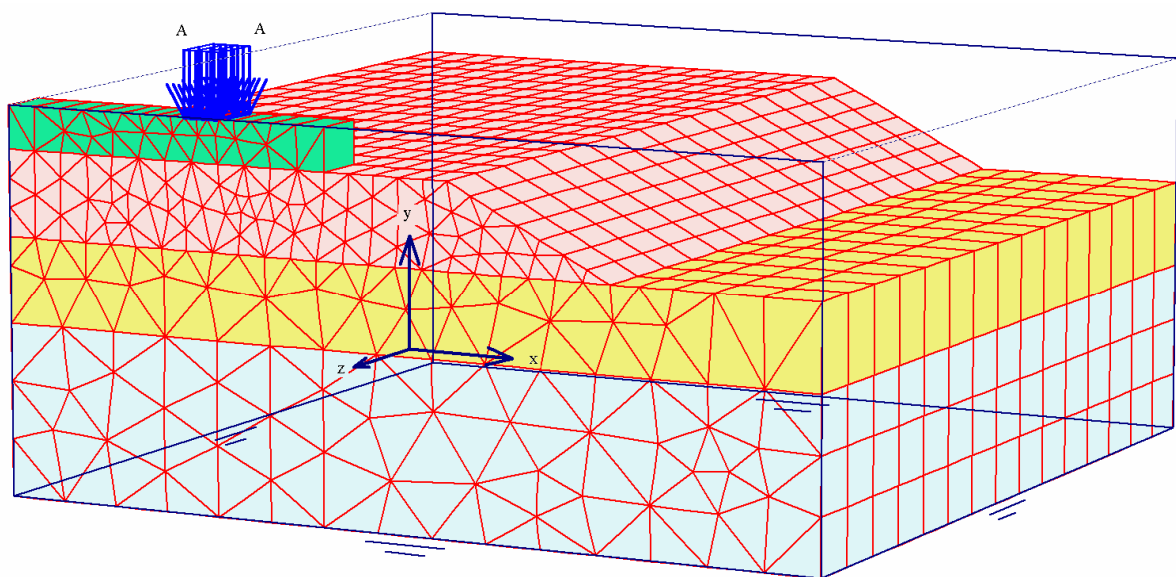


Figura 6.19 – Malha de Elementos Finitos.



### 6.2.3.3. Modelagem dos Materiais

O segmento de trilho foi modelado pelo elemento de placa do programa Plaxis 3D. Calculou-se uma seção equivalente que mantivesse a mesma base de contato do trilho com o dormente e a mesma rigidez transversal. As características da seção transversal equivalente do trilho são apresentadas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Características da seção transversal equivalente do trilho modelado.

<b>Descrição</b>	<b>Valor</b>
Largura (cm)	13,65
Altura (cm)	12,15
A (cm <sup>2</sup> )	165,84
w (kg/m/m)	50,4
EA (kN/m)	3.431.203,15
EI (kNm <sup>2</sup> /m)	4220,70
$\nu$	0,3

Obs.: A = área equivalente; E = módulo de elasticidade; I = momento de inércia; w = peso do trilho por unidade de comprimento;  $\nu$  = coeficiente de Poisson.

O dormente de madeira foi modelado como um elemento sólido elástico linear. As dimensões totais do dormente correspondem a 150 mm (altura) x 400 mm (largura) x 2460 mm (comprimento). Deve-se observar que, na Figura 6.19, dois planos de simetria passam pelo dormente, na linha central da ferrovia e na linha central do dormente. Desta forma, as dimensões do dormente no modelo numérico são aquelas mostradas na Figura 6.17. As propriedades do dormente utilizadas nas análises são apresentadas na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Características do dormente de madeira.

<b>Descrição</b>	<b>Valor</b>
Altura (mm)	150
Largura (mm)	400
Comprimento (mm)	2.460
E (kN/m <sup>2</sup> )	9,65x10 <sup>6</sup>
$\nu$	0,3
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	7,0

Obs.: E = módulo de elasticidade;  $\nu$  = coeficiente de Poisson,  $\gamma$  = peso específico

As camadas de lastro, sublastro e subleito foram modeladas como elementos sólidos (cunhas de 15 nós), com comportamento elástico perfeitamente plástico e critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A Tabela 6.4 apresenta as propriedades dessas camadas. Os valores dos

módulos de elasticidade definidos nessa tabela foram ajustados de forma a que se obtivessem recalques, na superfície da camada de lastro, compatíveis com os primeiros ciclos de carga de carregamento dos ensaios de Bathurst (1978), ou seja, em torno de 5 mm.

Tabela 6.4 – Propriedades das camadas de lastro, sublastro e subleito.

Propriedades	Lastro	Sublastro	Subleito
Módulo de elasticidade, (kN/m <sup>2</sup> )	170.000	160.000	100.000
Coefficiente de Poisson	0,3	0,3	0,3
Ângulo de atrito (graus)	42°	42°	43°
Peso específico, (kN/m <sup>3</sup> ).	17	17	17
Coesão, (kN/m <sup>2</sup> )	1,0	1,0	1,0

## 6.2.4. RESULTADOS

### 6.2.4.1. Região de Plastificação

A etapa de cálculo, no programa Plaxis 3D, foi dividida em duas fases. A primeira consistiu na geração das tensões iniciais e a segunda consistiu na aplicação do carregamento sobre o elemento de placa, que simulou o segmento de trilho. A distribuição da tensão cisalhante relativa ( $\tau_{rel}$ ), que indica a proximidade do ponto de tensão à envoltória de ruptura, é apresentada para as duas fases na Figura 6.20 e na Figura 6.21.

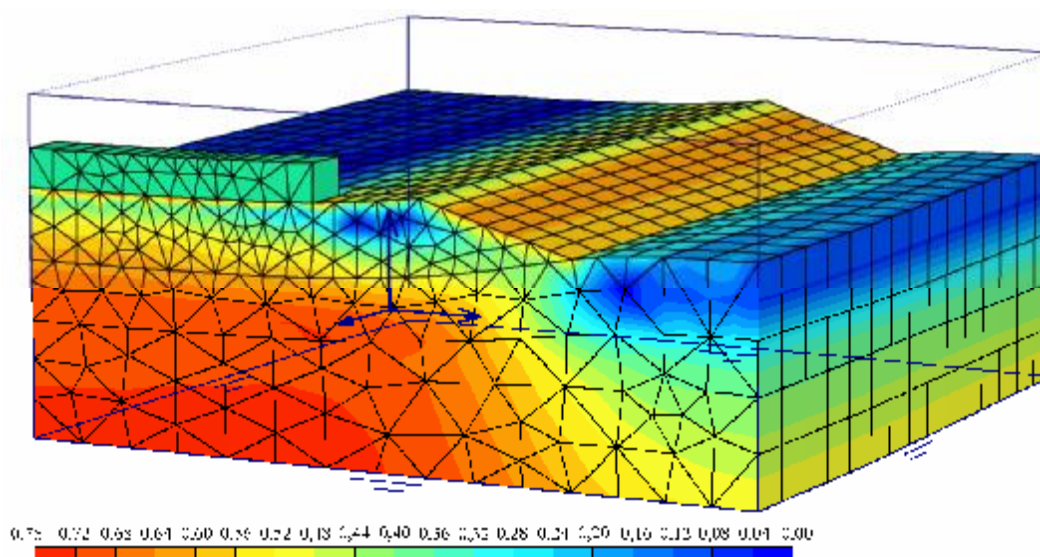


Figura 6.20 – Distribuição da tensão cisalhante relativa: estado inicial de tensões.

Verifica-se que o valor máximo da tensão relativa ( $\tau_{rel}$ ), na Figura 6.20, foi igual a 0,76, não ocorrendo, portanto, a plastificação do solo para o estado inicial de tensões. A aplicação da

pressão sobre o trilho provoca uma redistribuição de tensões, resultando numa nova representação de  $\tau_{rel}$  (Figura 6.21). Comparando-se as duas figuras, pode-se observar o efeito da pressão aplicada no surgimento de regiões onde ocorreu a plastificação do solo, ou seja, onde a tensão relativa ( $\tau_{rel}$ ) é igual ou próxima de 1. A região de plastificação atingiu as camadas de lastro, sublastro e subleito abaixo da área do dormente, algumas seções atrás da área carregada e a região do sublastro ao lado do talude da camada de lastro

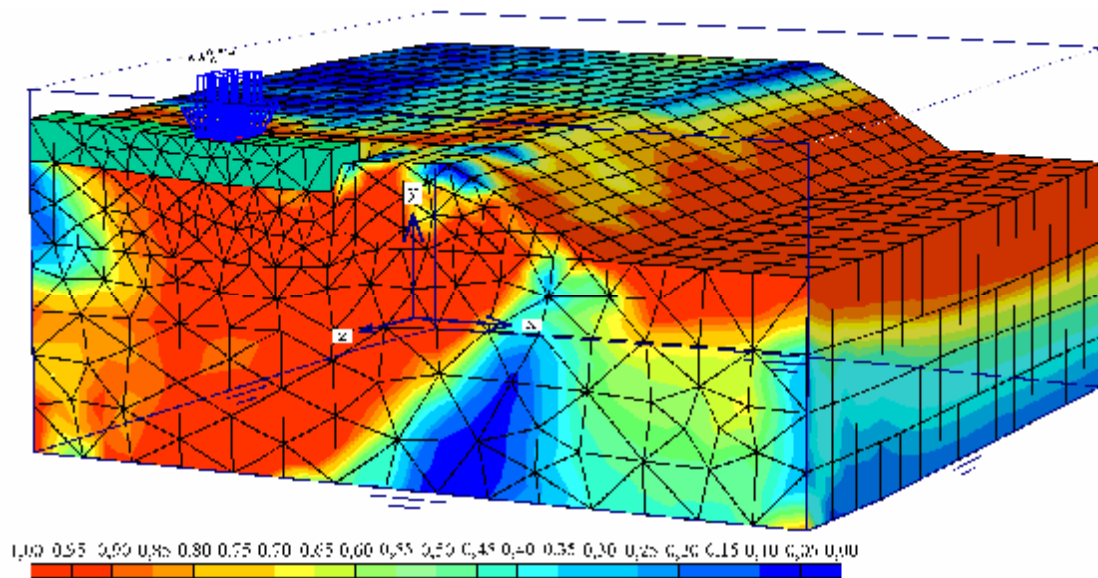


Figura 6.21 – Distribuição da tensão cisalhante relativa: aplicação da pressão sobre o trilho.

#### 6.2.4.2. Campo de Deslocamentos

A Figura 6.22 apresenta os deslocamentos resultantes da aplicação da pressão sobre o trilho.

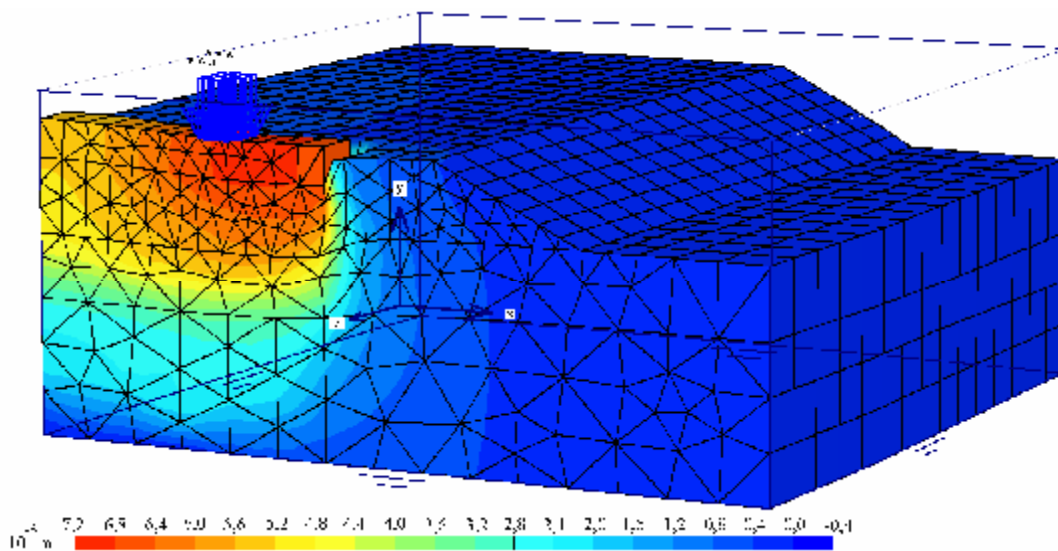


Figura 6.22 – Deslocamentos totais resultantes da aplicação de pressão sobre o trilho.

Verifica-se que os maiores deslocamentos se deram na região próxima à área de aplicação do carregamento, na extremidade direita do dormente, sendo que o deslocamento máximo foi da ordem de 7 mm, na superfície do dormente. Nos ensaios de Bathurst (1978), o deslocamento vertical máximo na superfície da camada de lastro foi em torno de 5 mm, para os primeiros ciclos de carga, enquanto nas análises numéricas, esse valor foi igual a 6,9 mm. Observa-se também que os deslocamentos de maiores magnitudes ocorreram nas camadas de lastro e sublastro.

#### **6.2.4.3. Análise de Relevância**

O método FOSM (“First-Order, Second-Moment”) foi também utilizado no estudo desse modelo para verificar quais são os parâmetros mais relevantes nos resultados dos recalques na superfície das camadas de lastro, sublastro e subleito. Foram identificadas as principais variáveis que podem afetar os valores dos recalques, quando da aplicação do carregamento. No caso de estudo apresentado neste trabalho, têm-se a carga aplicada, a altura do lastro, e as propriedades geotécnicas das camadas de lastro, sublastro e subleito, conforme apresenta a coluna (1) da Tabela 6.5.

A coluna (2) da Tabela 6.5 apresenta os valores médios adotados para cada variável e a coluna (3), o desvio padrão. Esse valor foi obtido a partir do coeficiente de variação (CV), tal como apresentado no Capítulo 5 desta tese. Os valores do coeficiente de variação adotados nas análises são apresentados na Tabela 6.6.

Observa-se que o coeficiente de variação adotado para a variável *Carga* foi igual ao utilizado nas análises de confiabilidade da estrada de acesso, apresentadas no Capítulo 5 desta tese. Isso se justifica, pois, da mesma maneira como ocorreu na estrada de acesso apresentada no Capítulo 5, não houve uma variação muito grande do valor da carga durante os ensaios de Bathurst (1978). Assim, a relevância dessa variável foi testada para uma configuração diferente da estudada na estrada de acesso e pode-se verificar a sua importância relativa nos dois casos de estudo, ou seja, na estrada de acesso de Palmeira (1981) e nos ensaios de Bathurst (1978). Porém, sugere-se que outras análises sejam realizadas considerando-se outros valores para o coeficiente de variação da variável *Carga*. O valor de 10% foi também adotado para o coeficiente de variação da *altura* da camada de lastro, seguindo o mesmo critério adotado para a variável *Carga*.

A coluna (4) da Tabela 6.5 corresponde à taxa de variação para cada variável. Neste caso, conforme sugerido na literatura, se escolheu uma variação de 10% do valor médio de cada variável aleatória. A coluna (5) corresponde à soma dos valores das colunas (2) e (4).

Para cada variável, foi feita uma análise numérica com o valor da coluna (5), mantendo-se as demais variáveis com os dados médios da coluna (2). Assim, conforme requisitado pelo método FOSM, foram feitas 12 análises, sendo que em uma delas, utilizaram-se apenas os dados médios da coluna (2), para todas as variáveis.

A medida de desempenho adotada, para esse caso de estudo, foi o *recalque* na superfície das camadas de lastro, (0,77; 0; 1,20), sublastro, (0,75; 0; 0,90) e subleito, (0,71; 0; 0,60). Esses pontos foram escolhidos por estarem praticamente no mesmo perfil vertical do ponto central de aplicação do carregamento (ver Figura 6.17).

As análises numéricas foram realizadas no programa Plaxis 3D, para a mesma geometria, carregamento, condições de contorno e malha de elementos finitos definidos nos itens anteriores deste capítulo.

Tabela 6.5 – Avaliação das variáveis envolvidas no caso de estudo pelo método FOSM.

		<b>Variável</b>	<b>X<sub>i</sub></b>	<b>Desvio padrão</b>	<b>dX<sub>i</sub></b>	<b>Total</b>
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
		Carga (kPa)	3.260	326	326	3.586
<b>Perfil</b>	<b>Lastro</b>	Altura (m)	0,30	0,03	0,03	0,33
		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	0,51	1,70	18,70
		E (kPa)	85.000	25.500	8.500	93.500
		$\phi$ °	42,0	4,2	4,2	46,2
	<b>Sublastro</b>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	0,51	1,70	18,70
		E (kPa)	75.000	22.500	7.500	82.500
		$\phi$ °	42,0	4,2	4,2	46,2
	<b>Subleito</b>	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,0	0,51	1,70	18,70
		E (kPa)	30.000	9.000	3.000	33.000
		$\phi$ °	43,0	4,3	4,3	47,3

Obs.: carga = pressão aplicada; altura = altura da camada de lastro;  $\gamma$  = peso específico do solo; E = módulo de elasticidade do solo;  $\phi$  = ângulo de atrito do solo.

Tabela 6.6 – Valores típicos do coeficiente de variação (Baecher & Christian, 2003).

Variável	CV (%)
Carga *	10
Altura *	10
$\gamma$	03
$\phi$	10
E	30

\* Valores não extraídos de Baecher & Christian (2003).

A Tabela 6.7 apresenta o cálculo da variância do R (recalque),  $V[R]$ , para o ponto (0,77; 0; 1,20), localizado na superfície da camada de lastro. A Figura 6.23 mostra um diagrama de barras com a porcentagem de influência de cada variável sobre a variância total do R, para esse mesmo ponto, como também para os pontos (0,75; 0; 0,90) e (0,71; 0; 0,60).

Tabela 6.7 – Cálculo da  $V[R]$  do modelo de Bathurst (1978) para o ponto D (0,77; 0; 1,20).

	$X_i$	$d X_i$	$dR_i$	$dR_i/d X_i$	$V[X_i]$	$[dR_i/d X_i]^2 \times V[X_i]$		
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	
	Carga	326	$-4,2 \times 10^{-3}$	$-1,3 \times 10^{-5}$	106.276	$1,8 \times 10^{-5}$	(53,5%)	
Perfil	Lastro	Altura	$0,03$	$2,0 \times 10^{-4}$	$6,8 \times 10^{-3}$	0,001	$4,1 \times 10^{-8}$	(0,1%)
		$\gamma$	0,70	$1,9 \times 10^{-4}$	$1,1 \times 10^{-4}$	0,260	$3,1 \times 10^{-9}$	(0,0%)
		E	8.500	$1,8 \times 10^{-4}$	$2,1 \times 10^{-8}$	650.250.000	$2,8 \times 10^{-7}$	(0,8%)
		$\phi$	4,2	$2,0 \times 10^{-3}$	$4,7 \times 10^{-4}$	17,64	$3,9 \times 10^{-6}$	(11,8%)
		Sublastro	$\gamma$	0,70	$4,1 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-4}$	0,260	$1,5 \times 10^{-8}$
	E		7.500	$-1,2 \times 10^{-4}$	$-1,6 \times 10^{-8}$	506.250.000	$1,2 \times 10^{-7}$	(0,4%)
	$\phi$		4,2	$2,8 \times 10^{-3}$	$6,6 \times 10^{-4}$	17,6	$7,6 \times 10^{-6}$	(22,9%)
	Subleito	$\gamma$	0,70	$4,1 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-4}$	0,260	$1,5 \times 10^{-8}$	(0,0%)
		E	3.000	$-1,2 \times 10^{-4}$	$-3,9 \times 10^{-8}$	81.000.000	$1,2 \times 10^{-7}$	(0,4%)
		$\phi$	4,3	$1,8 \times 10^{-3}$	$4,2 \times 10^{-4}$	18,5	$3,3 \times 10^{-6}$	(10,0%)
<b>Total =</b>					<b>V[R]</b>	$3,3 \times 10^{-5}$	(100%)	

Verifica-se da Tabela 6.7 e da Figura 6.23a que, para o ponto (0,77; 0; 1,20), localizado na superfície do lastro, o parâmetro com maior relevância para a variância do recalque corresponde à carga aplicada, seguida pelos ângulos de atrito do sublastro, lastro e subleito. Para o ponto (0,75; 0; 0,90), Figura 6.23b essa ordem foi alterada para carga aplicada, ângulos de atrito do sublastro, subleito e lastro. Para o ponto (0,71; 0; 0,60), a ordem foi mantida,

porém os ângulos de atrito do sublastro e do subleito apresentam praticamente a mesma relevância no valor final do recalque.

Para os três pontos considerados, existe o consenso da importância da carga aplicada e do parâmetro de resistência do solo, nesse caso, representado pelo ângulo de atrito no valor da variância do recalque nos pontos considerados. A variação do parâmetro de deformabilidade do solo, representado pelo módulo de elasticidade (E) não teve influência significativa no valor da variância do recalque final, para esse caso de estudo.

Os resultados apresentados na Tabela 6.7 e na Figura 6.23 indicam que, para esse caso de estudo, uma variação da carga aplicada provoca uma variação mais significativa nos recalques nos pontos considerados do que uma variação nos módulos de elasticidade das diferentes camadas.

Comparando-se com os resultados das análises de confiabilidade realizadas para a estrada de acesso (Capítulo 5), verifica-se que a variação da carga aplicada tem uma relevância maior nos recalques na superfície do subleito do modelo de Bathurst do que na superfície do subleito da estrada de acesso. Esse resultado mostra que a análise de confiabilidade pode apresentar resultados distintos para cada caso, pois a relevância de uma determinada variável na medida de desempenho adotada depende das propriedades dos materiais, da geometria, da forma de aplicação do carregamento e de outros aspectos característicos de cada caso de estudo.

Esses resultados sugerem que, na modelagem numérica do ensaio de Bathurst (1978), os efeitos da carga aplicada, intensidade e número de ciclos de carregamento, como também, a degradação dos parâmetros de resistência sofrida devido ao carregamento aplicado, influenciam significativamente nos recalques nas diferentes camadas do modelo. Como, nesta pesquisa, as ferramentas numéricas utilizadas não possuem modelos constitutivos que permitam o acúmulo das deformações plásticas acumuladas e, no caso do programa Plaxis 3D, não permite a aplicação do carregamento cíclico; o efeito da repetição das cargas e da degradação das propriedades dos materiais não pode ser simulado. Assim, as análises com carga estática servirão como uma etapa do procedimento para previsão das deformações plásticas acumuladas, que será feita a partir de equações empíricas, baseadas em ensaios triaxiais cíclicos.

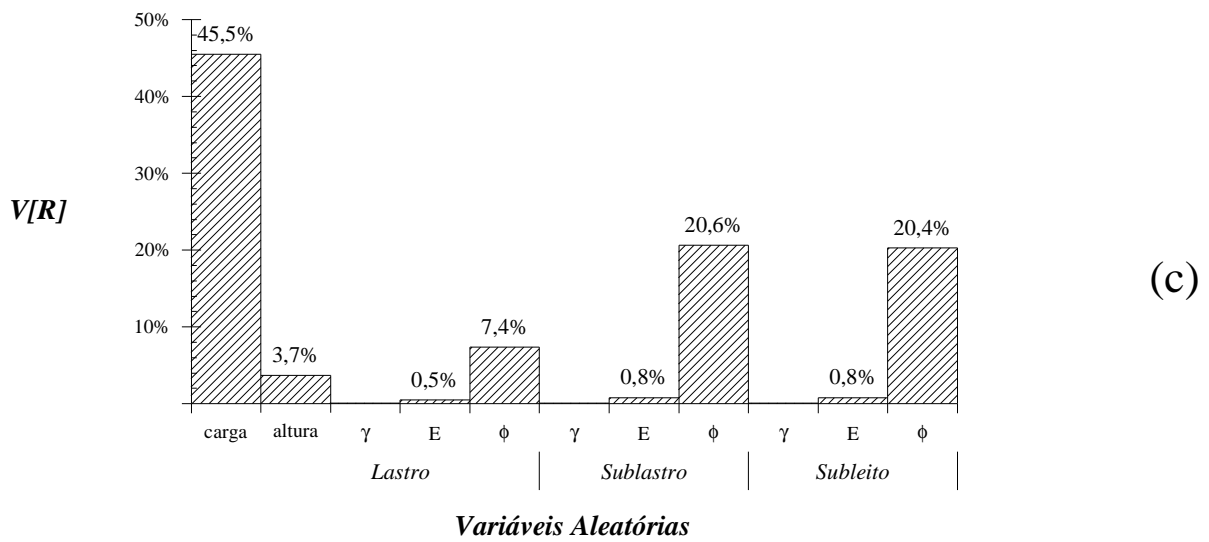
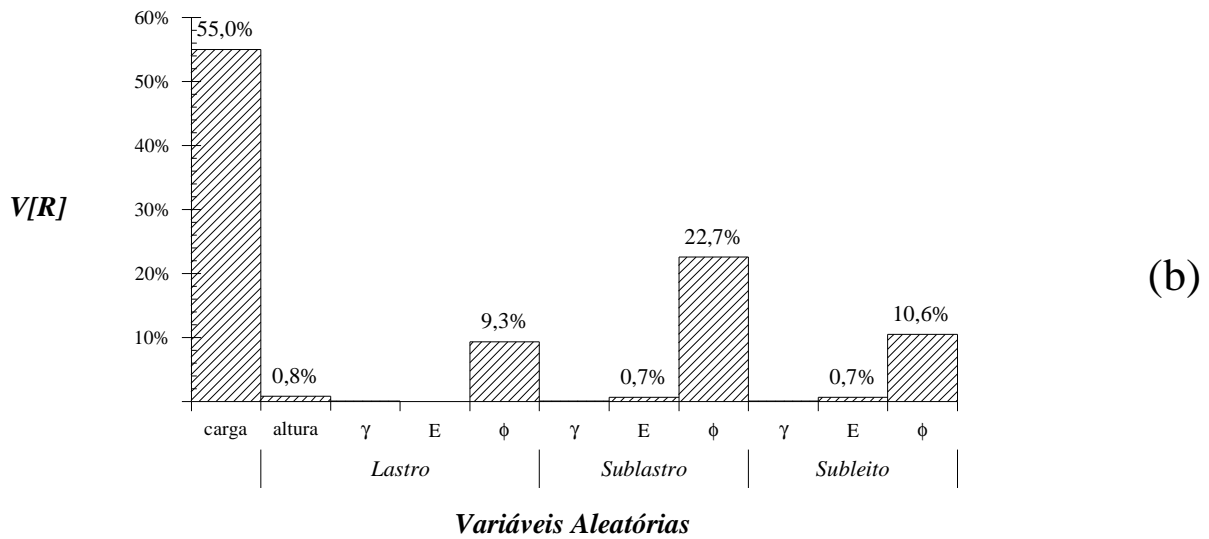
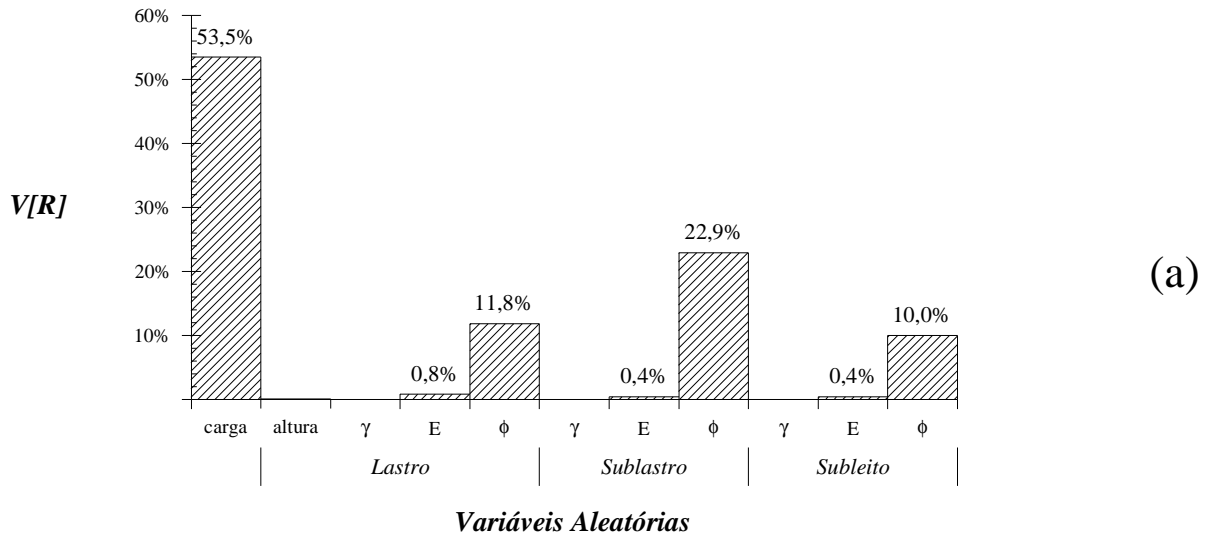


Figura 6.23 – Diagrama de influência dos parâmetros na  $V[R]$ : (a) (0,77; 0; 1,20);  
 (b) (0,75; 0; 0,90) (c) (0,71; 0; 0,60).



#### 6.2.4.4. Previsão da Deformação Plástica Acumulada

A metodologia desenvolvida por Li & Selig (1996), para previsão da deformação plástica acumulada de subleitos constituídos por solos finos, consta das seguintes etapas:

- § Determinação da resistência à compressão do solo ( $\sigma_s$ ) que constitui a camada de subleito, por meio de um ensaio triaxial de compressão;
- § Determinação da relação entre a deformação plástica acumulada e o número de ciclos de carga, a partir de ensaios triaxiais cíclicos realizados com o material do subleito;
- § Criação do modelo numérico de uma ferrovia, de forma que se possa obter o estado de tensões, representado pela tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) em qualquer ponto de interesse.

Neste trabalho, utilizou-se a tensão desviadora na ruptura ( $\sigma_{d \text{ ruptura}}$ ), obtida no ensaio triaxial de compressão estática, ao invés da resistência à compressão do solo. A metodologia de Li & Selig (1996) foi ampliada de forma que a previsão dos recalques fosse realizada também para as camadas de lastro e sublastro, além da camada de subleito.

O modelo numérico da ferrovia foi criado no programa de elementos finitos Plaxis 3D, conforme apresentado no Item 6.2.3 desta tese. A Figura 6.24 apresenta a disposição dos extensômetros magnéticos utilizados por Bathurst (1978), na linha central longitudinal do dormente, para a medição dos deslocamentos verticais na estrutura.

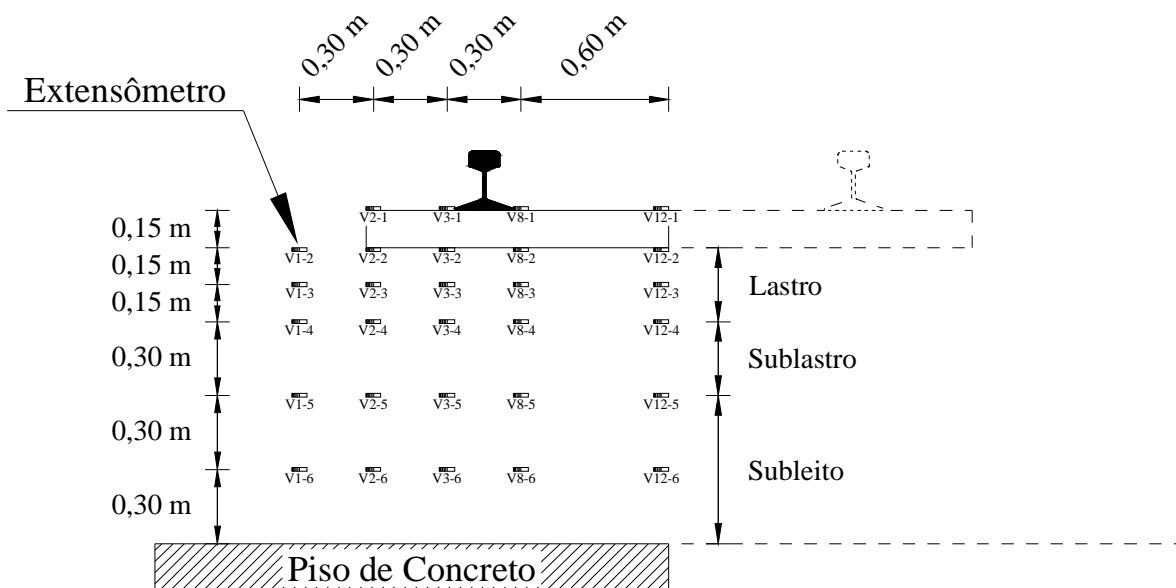


Figura 6.24 – Extensômetros magnéticos localizados na linha central longitudinal do dormente (Bathurst, 1978).

Da Figura 6.24 foram escolhidos, para a comparação entre os recalques previstos e os recalques obtidos experimentalmente, os seguintes pontos: perfil V2 (V2-2, V2-4 e V2-5), perfil V3 (V3-2, V3-4 e V3-5), perfil V8 (V8-2, V8-4 e V8-5) e perfil V-12 (V12-2, V12-4 e V12-5). As camadas de lastro, sublastro e subleito foram divididas em cinco sub-camadas cada e, no centro de cada sub-camada, foi obtido o valor da tensão desviadora nas posições de interesse. A Tabela 6.8 apresenta, para esses pontos, os valores da tensão desviadora ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) obtidos no modelo numérico criado no Plaxis 3D.

Tabela 6.8 – Tensões desviadoras obtidas para diversos pontos no modelo numérico criado no Plaxis 3D.

		$q' = s'_1 - s'_3$				
		Cota (m)	V12-2 (0;1,2)	V8-2 (0,692; 1,2)	V3-2 (0,828; 1,2)	V2-2 (1,23;1,2)
Lastro		1,17	114,07	514,47	493,87	334,04
		1,11	181,20	606,73	603,45	243,12
		1,05	223,84	561,23	568,98	86,71
		0,99	251,74	536,72	557,87	171,67
		0,93	207,51	452,65	469,78	145,12
		$q' = s'_1 - s'_3$				
		Cota (m)	V12-4 (0;0,9)	V8-4 (0,692; 0,9)	V3-4 (0,828; 0,9)	V2-4 (1,23; 0,9)
Sublastro		0,87	184,11	419,96	405,90	158,08
		0,81	136,77	314,71	302,97	140,54
		0,75	156,41	284,54	276,98	239,36
		0,69	153,27	218,52	216,94	102,76
		0,63	150,05	202,37	167,52	86,40
		$q' = s'_1 - s'_3$				
		Cota (m)	V12-5 (0;0,6)	V8-5 (0,692; 0,6)	V3-5 (0,828; 0,6)	V2-5 (1,23; 0,6)
Subleito		0,54	131,66	188,06	159,10	122,67
		0,42	175,37	190,10	160,63	95,58
		0,30	189,68	199,13	179,29	120,58
		0,18	272,13	156,98	173,35	126,87
		0,06	301,65	84,80	71,71	95,49

A relação entre a deformação plástica acumulada e o número de ciclos foi obtida por meio de resultados de ensaios triaxiais cíclicos realizados com o material de lastro. Assim, para as camadas de lastro e sublastro, utilizaram-se as seguintes expressões baseadas nas Equações 6.1, 6.2 e 6.3:

$$X \leq 0,375 \quad e_1 = X \log N + 1,0 \quad (6.6)$$

$$0,375 < X \leq 0,625 \quad e_1 = X \log N + 2,4 \quad 6.7$$

$$X > 0,625 \quad e_1 = X \log N + 4,0 \quad 6.8$$

Onde X indica a magnitude da carga repetida e corresponde à razão entre a tensão desviadora aplicada no ensaio triaxial cíclico e a tensão desviadora de ruptura obtida no ensaio triaxial estático.

Tais expressões foram adaptadas das Equações 6.1, 6.2 e 6.3, pois se observou que, nessas equações, o índice que acompanha o termo logN estava bastante próximo do valor de X. Assim, para tirar proveito dos diferentes níveis de tensão a que estão submetidas as camadas de lastro, sublastro e subleito, decidiu-se criar intervalos que contemplassem essas diferenças. Para o material de subleito, utilizou-se a Equação 6.5, que permite também considerar o nível de tensões a que esta camada está submetida.

Os valores de  $\sigma_{d \text{ ruptura}}$ , para as camadas de lastro, sublastro e subleito, foram obtidos a partir dos gráficos da Figura 6.13 e da Figura 6.15. A curva adotada levou em consideração o valor máximo da tensão confinante que, neste caso, coincide com a tensão horizontal ( $\sigma_x$ ), no ponto médio dessas camadas. Para as camadas de lastro e subleito, escolheram-se valores de  $\sigma_3$  que se aproximassem de  $\sigma_x$  e, para a camada de sublastro, escolheu-se um valor intermediário. Assim, a Tabela 6.9 apresenta os valores de  $\sigma_x$  e  $\sigma_3$  e o valor  $\sigma_{d \text{ ruptura}}$  para as camadas de lastro, sublastro e subleito.

Tabela 6.9 –Valor da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e da tensão desviadora de ruptura  $\sigma_{d \text{ ruptura}}$ .

<b>Camada</b>	<b>Cota (m)</b>	<b><math>\sigma_x</math> (kPa)</b>	<b><math>\sigma_3</math> (kPa)</b>	<b><math>\sigma_{d \text{ ruptura}}</math> (kPa)</b>
Lastro	1,05	307,9	310,6	1.400
Sublastro	0,75	106,9	206,8	1.000
Subleito	0,3	76,4	103,0	420

A Tabela 6.10 apresenta o cálculo para a previsão da deformação plástica acumulada. Nessa tabela, tem-se a previsão apenas para o perfil V-8 e número de ciclos (N) igual a 100. Para os demais perfis e diferentes números de ciclos, os cálculos são apresentados no Apêndice E desta tese.

A coluna (1) da Tabela 6.10 apresenta a tensão desviadora de ruptura ( $\sigma_{d \text{ ruptura}}$ ) obtida em ensaio triaxial de compressão, para uma tensão confinante de referência ( $\sigma_{3\text{ref}}$ ). A coluna (2) apresenta a cota do centro de cada subcamada, onde foram obtidos os valores das tensões desviadoras ( $\sigma_d$ ). A coluna (4) corresponde à relação entre as colunas (3) e (1), ou seja,  $X = \sigma_d / \sigma_{d \text{ ruptura}}$ . A coluna (5) corresponde à deformação plástica acumulada, para cada subcamada, e a coluna (6) é o recalque na superfície de cada subcamada, obtido da multiplicação do valor da coluna (5) pela espessura de cada subcamada. O recalque acumulado na superfície da crosta argilosa,  $\rho$ , foi calculado a partir da seguinte expressão:

$$r = \sum_{i=1}^n e_p^i h_i \quad (6.9)$$

Onde:

$\rho$  = recalque acumulado na superfície da crosta argilosa;

$\epsilon_i$  = deformação plástica acumulada em cada subcamada  $i$ .

$h_i$  = espessura de cada subcamada  $i$ .

Tabela 6.10 –Previsão da deformação plástica acumulada do modelo de Bathurst (1978) para o perfil V-8 e número de ciclos igual a 100.

	$S_d \text{ ruptura}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	Cota(m)	$S_d$ ( $\text{kN/m}^2$ )	X	$e_p$ (%)	r (mm)
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
Lastro $\sigma_{3\text{ref}} = 310,6 \text{ kN/m}^2$ Espessura = 6 mm	1.400	1,17	514,47	0,37	1,73	1,04
	1.400	1,11	606,73	0,43	3,27	1,96
	1.400	1,05	561,23	0,40	3,20	1,92
	1.400	0,99	536,72	0,38	3,17	1,90
	1.400	0,93	452,65	0,32	1,65	0,99
<b>Subtotal 1</b>						<b>7,81</b>
SubLastro $\sigma_{3 \text{ ref}} = 206,8 \text{ kN/m}^2$ Espessura = 6 mm	1.000	0,87	419,96	0,42	3,24	1,94
	1.000	0,81	314,71	0,31	1,63	0,98
	1.000	0,75	284,54	0,28	1,57	0,94
	1.000	0,69	218,52	0,22	1,44	0,86
	1.000	0,63	202,37	0,20	1,40	0,84
<b>Subtotal 2</b>						<b>5,57</b>
Subleito $\sigma_{3 \text{ ref}} = 103 \text{ kN/m}^2$ Espessura = 12mm	420	0,54	188,06	0,45	0,25	0,30
	420	0,42	190,10	0,45	0,25	0,30
	420	0,30	199,13	0,47	0,28	0,34
	420	0,18	156,98	0,37	0,16	0,19
	420	0,06	84,80	0,20	0,04	0,05
<b>Subtotal 3</b>						<b>1,18</b>

Da Tabela 6.10 e de acordo com a Equação 6.9, os recalques nos pontos V8-2 (superfície do lastro), V8-4 (superfície do sublastro) e V8-5 (superfície do subleito), para  $N = 100$  são calculados da seguinte maneira:

§ V8-2 (superfície do lastro) recalque =  $7,81 + 5,57 + 1,18 = 14,56$  mm;

§ V8-4 (superfície do sublastro) recalque =  $5,57 + 1,18 = 6,75$  mm;

§ V8-5 (superfície do subleito) recalque = 1,18 mm.

As Figuras 6.25 a 6.28 apresentam os resultados obtidos para os perfis V-2, V-3, V-8 e V-12, respectivamente. O número de ciclos ( $N$ ) variou de 2 a 2.000.000. Para o perfil V2A, verifica-se da Figura 6.25, que os recalques previstos no nível da superfície do subleito (V2-5) e do sublastro (V2-4) se aproximaram bastante dos resultados experimentais, para todos os ciclos de carga ( $N$ ) considerados. Porém, no nível da superfície do lastro (V2-2), os recalques numéricos foram superiores aos experimentais, para os primeiros ciclos de carga, e inferiores para valores de  $N$  acima de 100.

Para o perfil V3 (Figura 6.26) os recalques numéricos e experimentais ficaram próximos na superfície do subleito (V3-5) e sublastro (V3-4), porém, na superfície do lastro (V3-2), o recalque numérico foi bastante superior ao experimental. Contudo, a taxa de aumento dos recalques experimentais foi maior do que a dos recalques numéricos, o que aproximou os dois resultados com o aumento do número de ciclos. O mesmo resultado ocorreu para o perfil V8 (Figura 6.27).

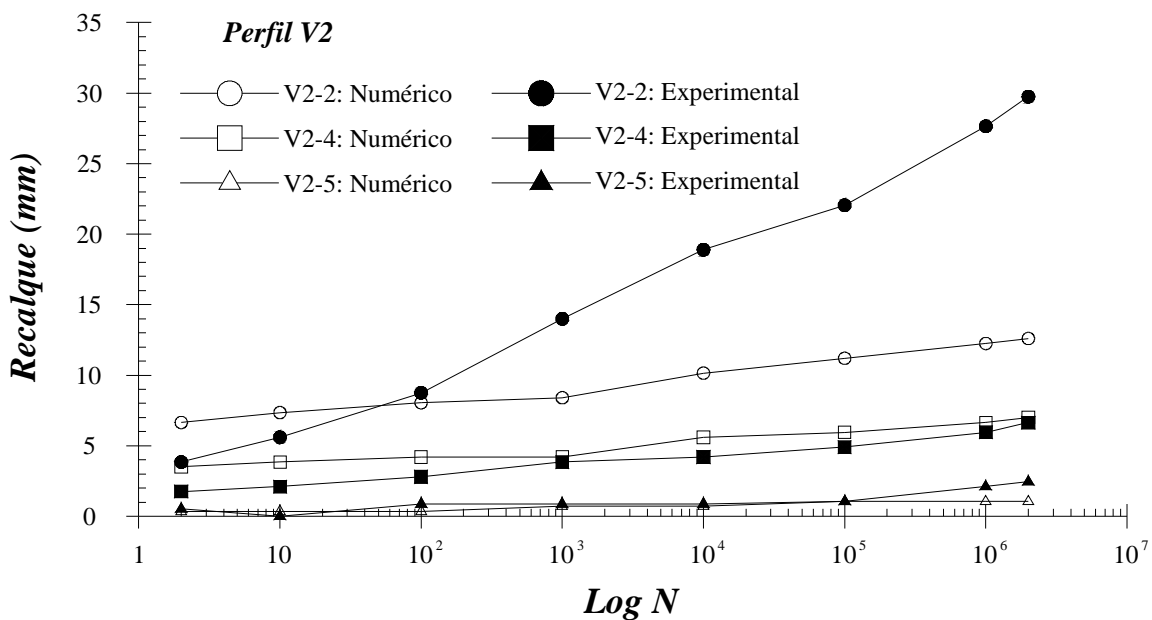


Figura 6.25 – Perfil V2: recalque *versus* número de ciclos de carga.

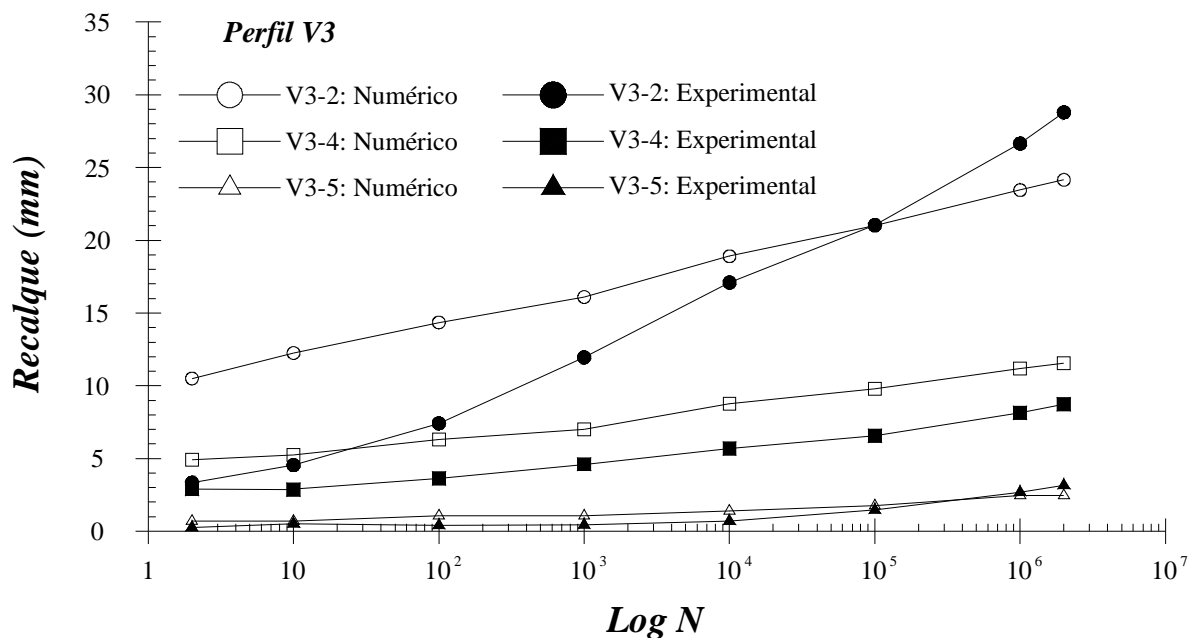


Figura 6.26 – Perfil V3: recalque *versus* número de ciclos de carga.

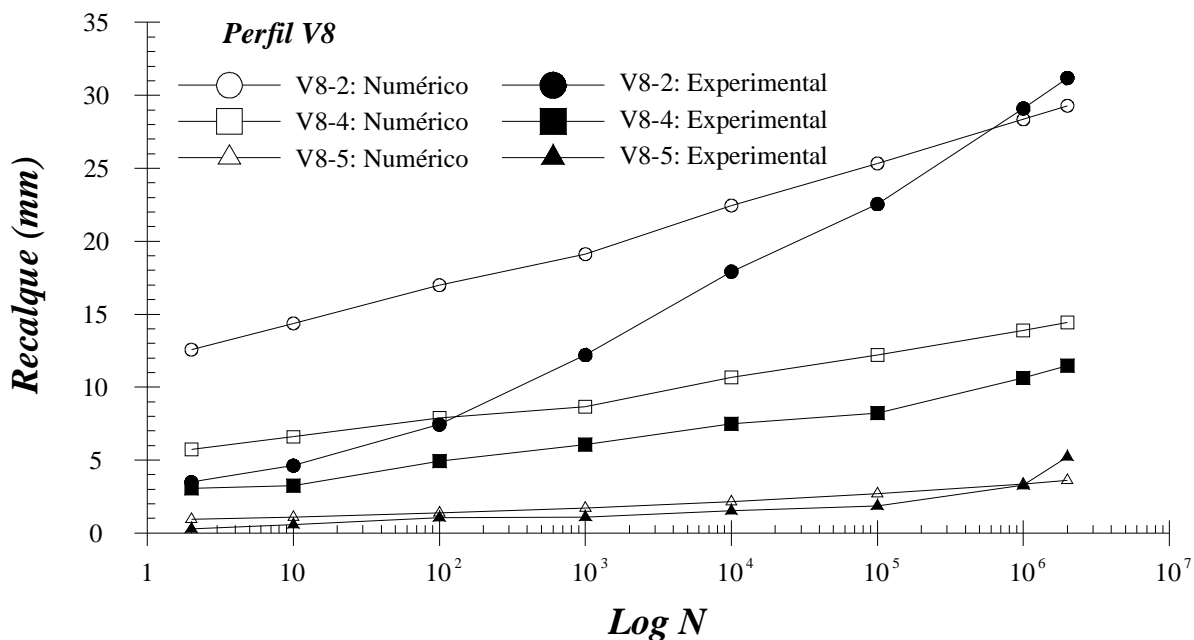


Figura 6.27 – Perfil V8: recalque *versus* número de ciclos de carga.

A Figura 6.28 apresenta os resultados obtidos para o perfil V12. Verifica-se que a melhor aproximação entre os resultados numéricos e experimentais ocorreu para o ponto V12-5 (superfície do subleito) e V12-4 (superfície do sublastro). Novamente, para a superfície do lastro (V12-2), a taxa de aumento dos recalques com o número de ciclos foi maior experimentalmente do que numericamente.

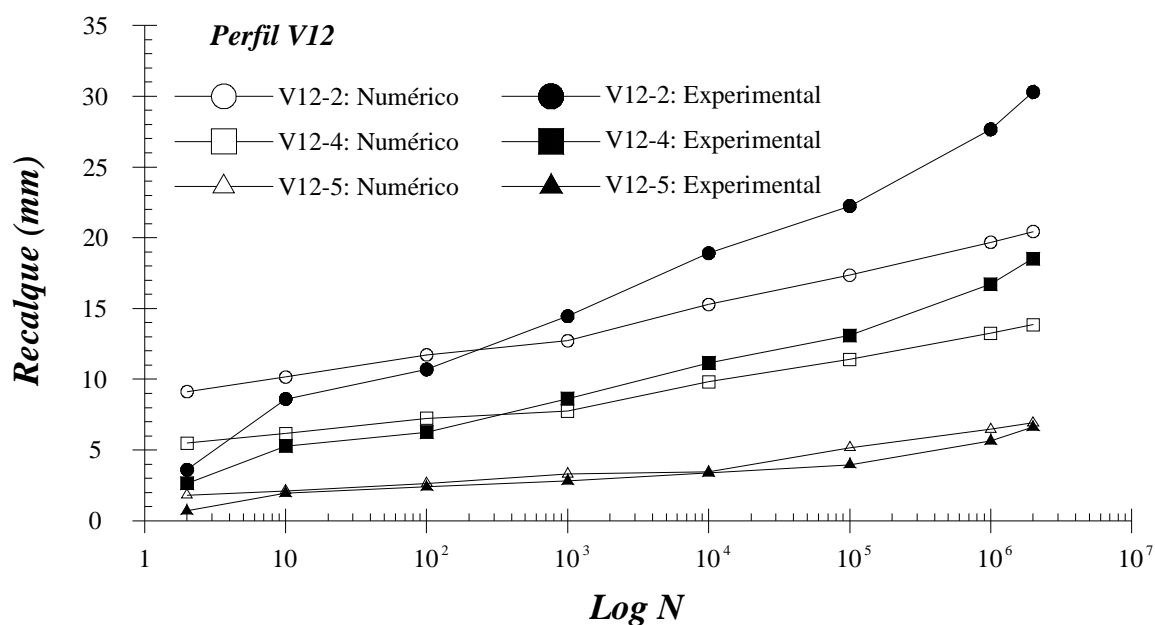


Figura 6.28 -- Perfil V12: recalque *versus* número de ciclos de carga.

Dos resultados previstos e de sua comparação com os resultados experimentais, pode-se concluir que, a metodologia foi bastante satisfatória para a previsão das deformações e recalques acumulados com o número de ciclos de carga, nas superfícies do subleito e sublastro. Contudo, para a superfície do lastro, os recalques previstos ficaram bastante distantes dos experimentais, para a maior parte dos valores de  $N$ , assim superestimando ou subestimando os resultados esperados.

As diferenças nos resultados previstos e experimentais, para a camada de lastro, podem ser conseqüência das seguintes limitações:

§ Os ensaios triaxiais cíclicos de onde foram obtidas as relações entre a deformação plástica acumulada e o número de ciclos de carga (Equações 6.1, 6.2 e 6.3), para o material de lastro, foram realizados com um material de peso específico inferior ao do modelo de Bathurst (1978) e ao do modelo numérico. Nos ensaios triaxiais cíclicos, os dados disponíveis são para um material de peso específico igual a  $15 \text{ kN/m}^3$  e, nos ensaios de Bathurst (1978), esse valor foi de  $17 \text{ kN/m}^3$ . Dessa forma, podem ter sido utilizadas equações empíricas que não representaram o comportamento do material de lastro submetido ao carregamento cíclico dos ensaios de Bathurst (1978). Para o material de subleito, essa diferença foi menor, ou seja, o ensaio triaxial cíclico foi realizado para um material de peso específico igual a  $16 \text{ kN/m}^3$ , enquanto no modelo de Bathurst (1978), esse valor foi de  $17 \text{ kN/m}^3$ ;

- § A obtenção dos valores de tensão desviadora, no modelo numérico, é de certa forma limitada pela própria disposição dos pontos de tensão (pontos de Gauss) existentes nos elementos da malha definida. Caso não haja a limitação da memória do computador, exigida pelo programa Plaxis 3D, sugere-se que seja feita uma malha mais refinada, onde seja possível coletar os valores de  $\sigma_d$  o mais próximo possível das posições para as quais estejam sendo feitas as comparações com os resultados experimentais;
- § Por ser um procedimento de previsão de recalques, a variabilidade natural das propriedades dos materiais e do carregamento aplicado contribuem para que não exista uma solução exata, mas sim uma aproximação, que deve ser interpretada levando-se em consideração o conhecimento técnico disponível e o bom senso. Além disso, deve-se destacar que os ensaios experimentais também apresentam variabilidade nos resultados, como também limitações.

O emprego do procedimento de previsão de recalques acumulados, utilizado para o caso sem reforço, será testado a seguir para o caso reforçado. Para que se tenha alguma influência do elemento de reforço nos recalques obtidos assume-se, a princípio, que a presença deste altere a distribuição da tensão desviadora ( $\sigma_d$ ) nos pontos considerados.

Segundo as análises numéricas apresentadas no início deste capítulo, dentre as profundidades de posicionamento do reforço, a que apresentou o melhor benefício foi a de 50 mm abaixo da superfície da camada de lastro. Desta forma, escolheu-se essa posição para a colocação do reforço. Utilizou-se, inicialmente, um geossintético com rigidez igual a 1200 kN/m. A Tabela 6.11 apresenta os valores de  $\sigma_d$  obtidos nas análises com o material de reforço. As Figuras 6.29 a 6.32 apresentam os recalques previstos para diversos números de ciclos de carga (N), considerando os casos sem e com reforço.

Observa-se, da Figura 6.29, que o efeito do reforço pode ser observado apenas na superfície do lastro, ponto V2-2, localizado na extremidade do dormente. Esse efeito foi mais pronunciado com o aumento do número de ciclos (N). Para os pontos localizados na superfície do sublastro e subleito, não houve diferenças nos resultados obtidos sem e com a utilização do reforço. Para os perfis V-3, V-8 e V12 (Figuras 6.30, 6.31 e 6.32, respectivamente), não houve praticamente diferenças nos resultados obtidos para os casos sem e com reforço.



Tabela 6.11 – Tensões desviadoras obtidas para diversos pontos no modelo numérico criado no Plaxis 3D, para o caso reforçado.

		$q' = s'_1 - s'_3$				
		Cota (m)	V12-2 (0;1,2)	V8-2 (0,692; 1,2)	V3-2 (0,828; 1,2)	V2-2 (1,23;1,2)
Lastró		1,17	114,90	484,48	504,15	15,13
		1,11	162,90	522,12	570,26	5,43
		1,05	199,82	525,32	550,48	113,71
		0,99	232,02	488,07	512,93	127,01
		0,93	190,48	432,10	419,43	151,82

		$q' = s'_1 - s'_3$				
		Cota (m)	V12-4 (0;0,9)	V8-4 (0,692; 0,9)	V3-4 (0,828; 0,9)	V2-4 (1,23; 0,9)
Sublastró		0,87	172,49	378,59	376,27	148,83
		0,81	133,56	280,92	267,33	145,24
		0,75	155,29	252,90	239,20	201,36
		0,69	160,20	205,67	203,42	92,88
		0,63	165,09	198,23	172,90	69,11

		$q' = s'_1 - s'_3$				
		Cota (m)	V12-5 (0;0,6)	V8-5 (0,692; 0,6)	V3-5 (0,828; 0,6)	V2-5 (1,23; 0,6)
Subleito		0,54	149,02	194,12	188,56	109,37
		0,42	187,94	202,50	175,03	100,42
		0,30	194,73	218,93	180,30	111,73
		0,18	270,64	158,56	167,58	116,56
		0,06	297,67	79,99	70,68	88,82

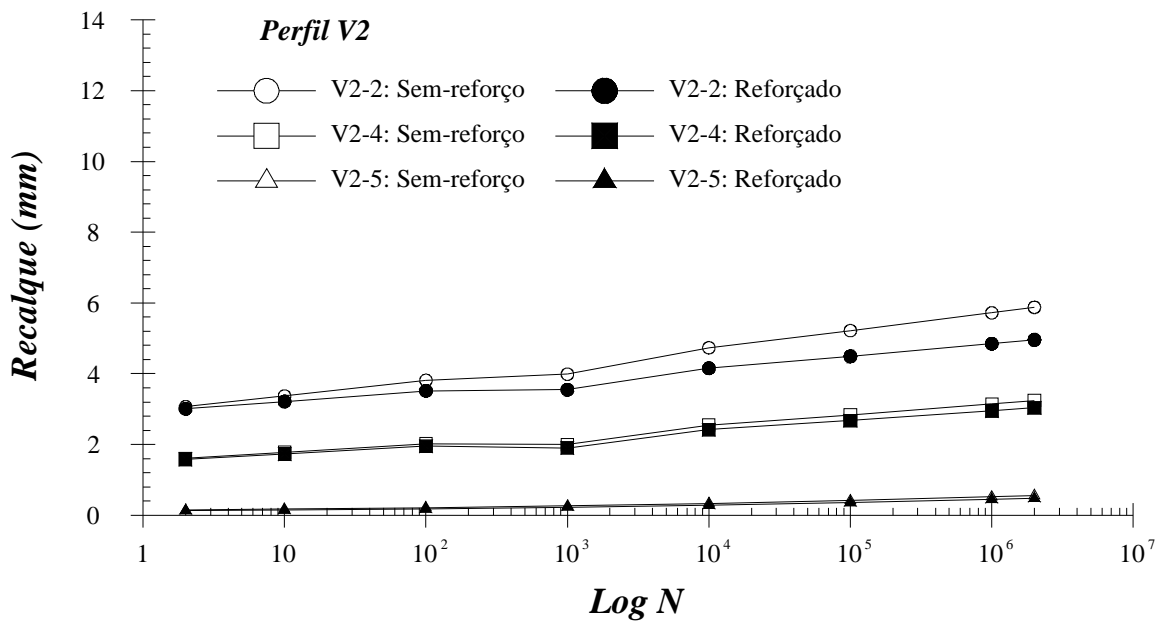


Figura 6.29 – Perfil V2: recalque previsto versus número de ciclos de carga.

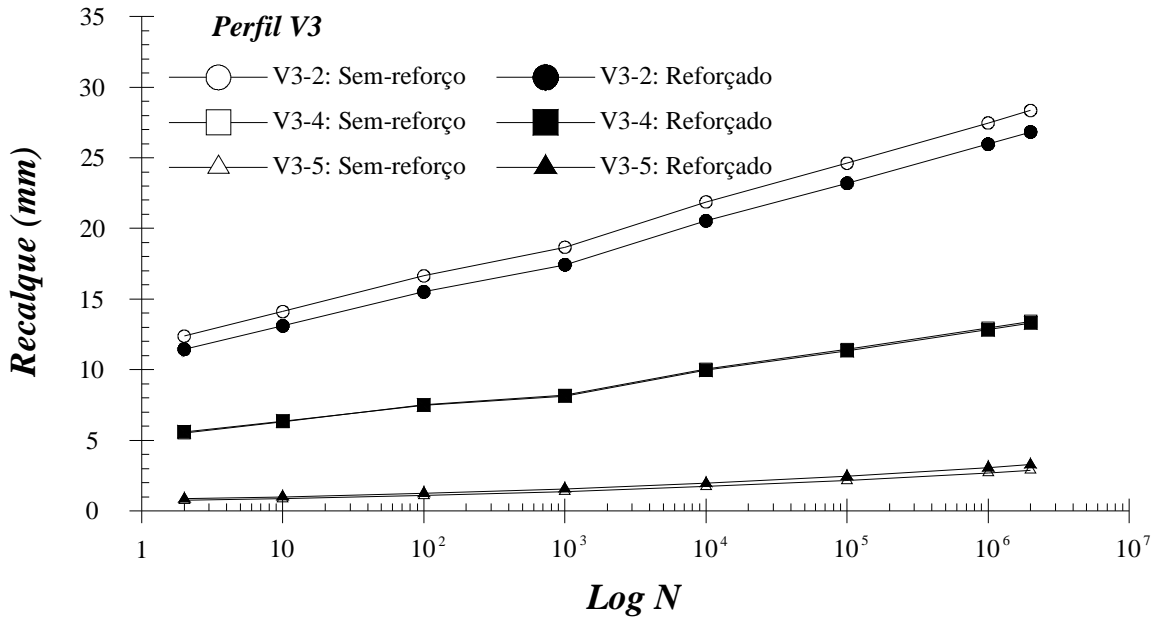


Figura 6.30 – Perfil V3: recalque previsto *versus* número de ciclos de carga.

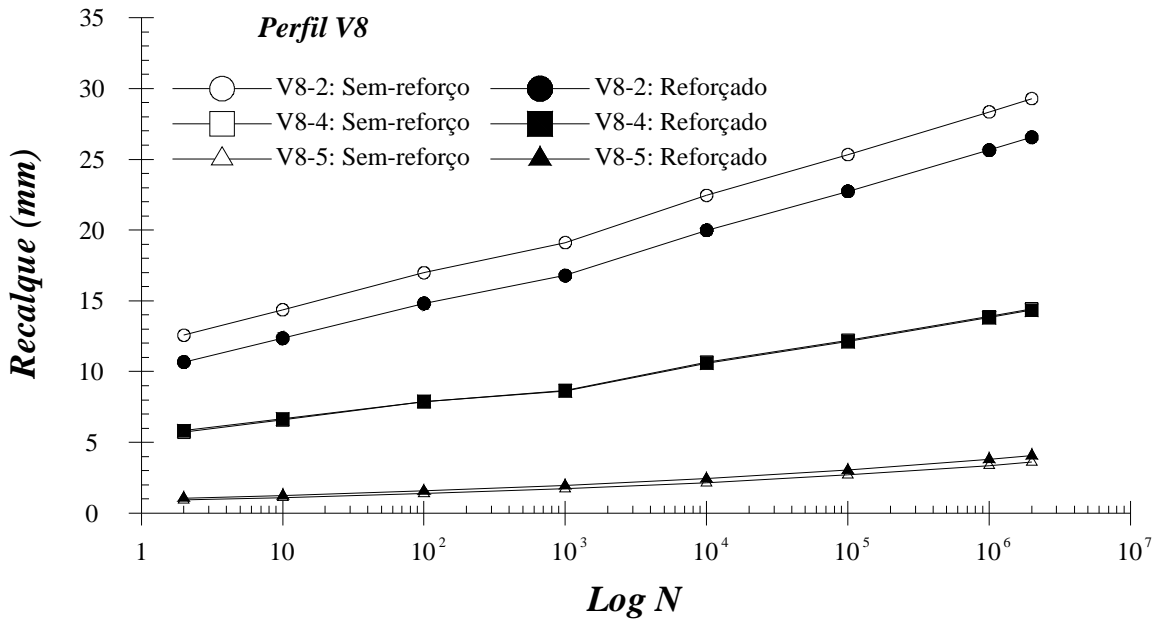


Figura 6.31 – Perfil V8: recalque previsto *versus* número de ciclos de carga.

O efeito do geossintético, observado para os pontos V2-2, V3-2 e V8-2, pode ser explicado pela distribuição da força axial de tração no elemento de reforço (Figura 6.33). Verifica-se que ocorreu solicitação no reforço num intervalo  $x = 0,48$  m até  $x = 1,67$  m, ou seja, na região de localização dos pontos V2-2 ( $x = 1,23$ ;  $y = 1,2$ ;  $z = 0$ ), V3-2 ( $x = 0,828$ ;  $y = 1,2$ ;  $z = 0$ ) e V8-2 ( $x = 0,692$ ;  $y = 1,2$ ;  $z = 0$ ). O valor máximo dessa força, que corresponde ao ponto onde houve a maior solicitação, ocorreu para uma distância  $x = 1,21$  m do eixo de simetria do modelo, ou seja, próximo da extremidade do dormente, onde o ponto V2-2 está localizado.

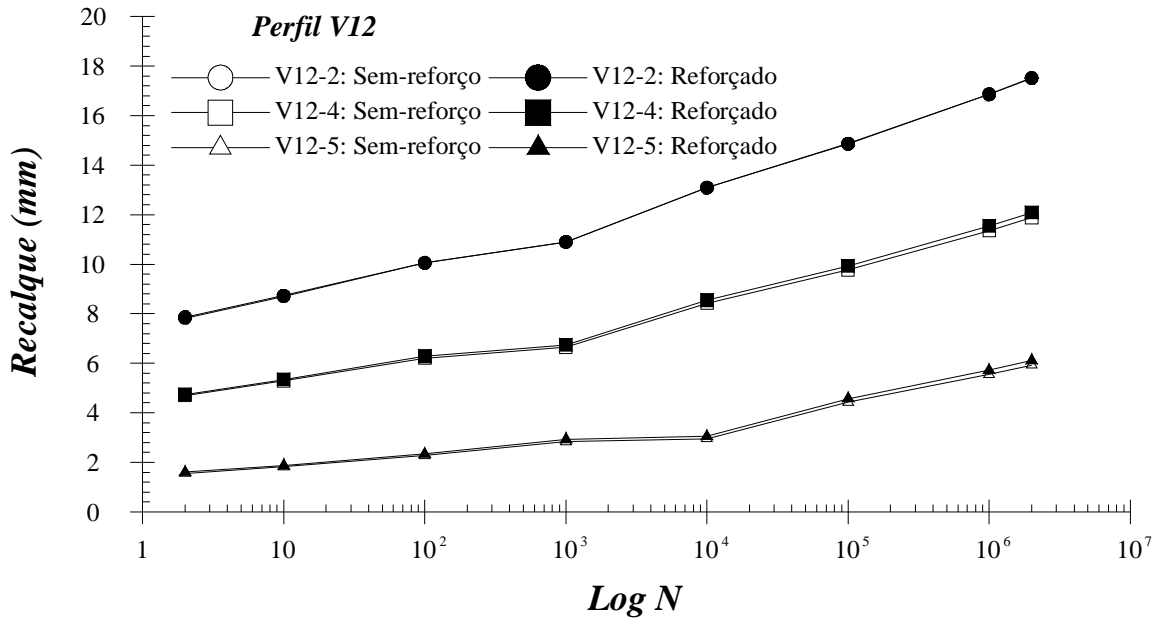


Figura 6.32 – Perfil V12: recalque previsto *versus* número de ciclos de carga.

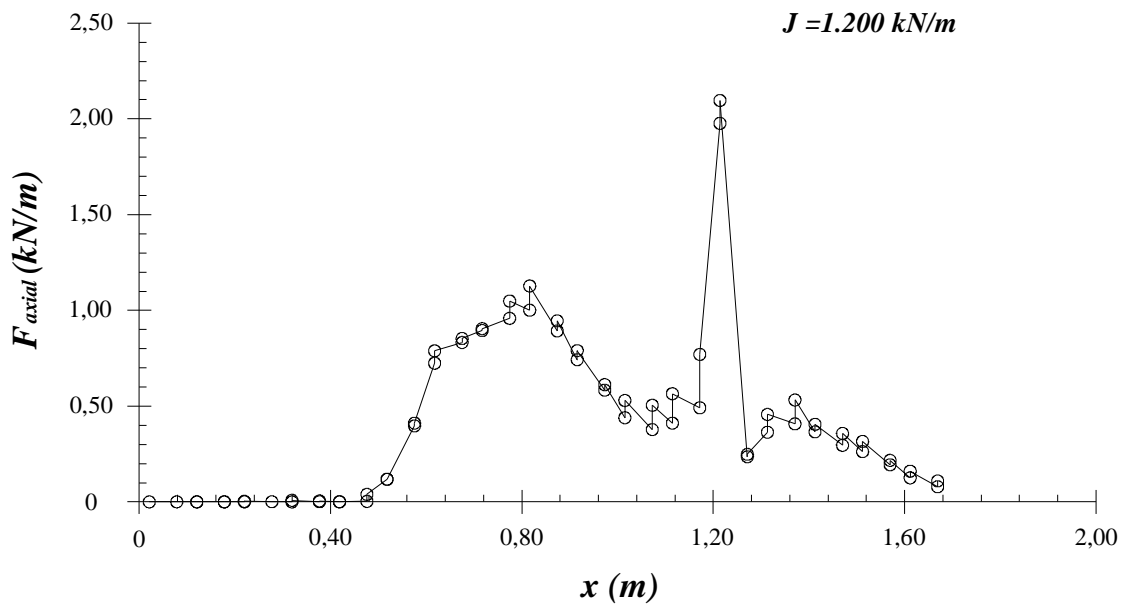


Figura 6.33 – Distribuição da força axial no geossintético – J = 1.200 kN/m.

Em relação ao ponto V12-2 ( $x = 0$ ;  $y = 1,2$ ;  $z = 0$ ), localizado no eixo de simetria, não houve qualquer efeito do geossintético, o que pode ser também explicado pela Figura 6.33, onde no intervalo de  $x = 0$  até  $x = 0,48$  m, não houve qualquer solicitação no elemento de reforço. Para os pontos localizados na superfície do sublastro e subleito, os resultados apresentados na Figuras 6.29 a 6.32 sugerem que os mesmos estão fora da região de atuação do reforço. Desta forma, praticamente não houve diferença entre os recalques acumulados para os casos sem e com geossintético. Aumentando-se a rigidez do geossintético para  $J = 4.000$  kN/m (Figura

6.34), observou-se que, para os perfis V2, V3 e V12, praticamente não houve diferenças nos resultados, quando comparado ao geossintético de rigidez  $J = 1200 \text{ kN/m}$ .

As diferenças mais significativas se deram para o ponto V8-2 ( $x = 0,692$ ;  $y = 1,2$ ;  $z = 0$ ), onde houve uma redução nos recalques acumulados. A Figura 6.35 apresenta a distribuição da força axial mobilizada no geossintético, onde se observa, comparando-se com a Figura 6.33, que houve um deslocamento do ponto de máximo valor da força axial de  $x = 1,21 \text{ m}$  do eixo de simetria do modelo para  $x = 0,816 \text{ m}$ , o que explica o melhor desempenho do reforço no ponto V8-2, ao invés do ponto V2-2, como ocorreu para  $J = 1.200 \text{ kN/m}$ .

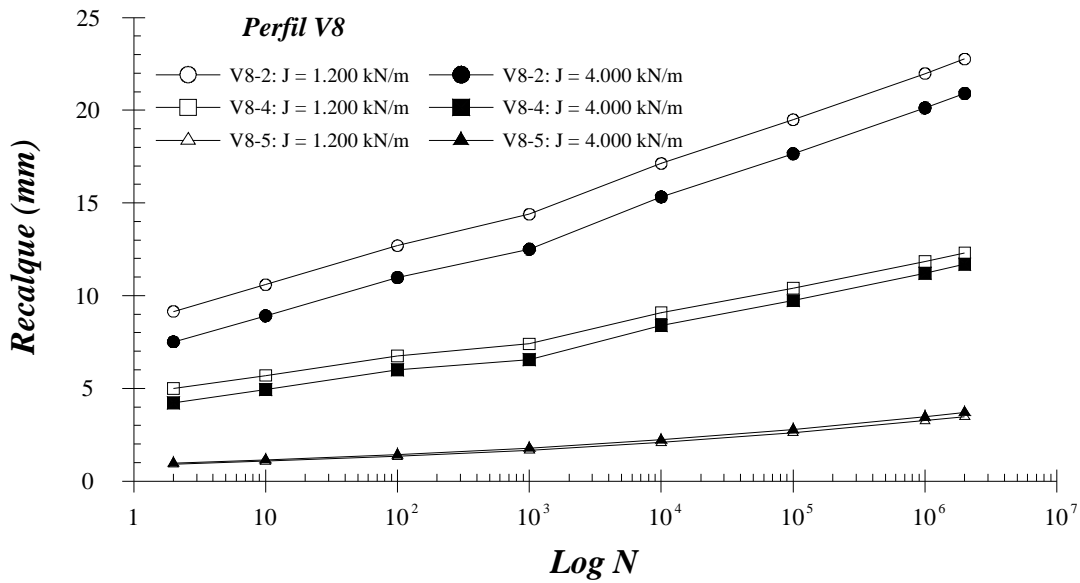


Figura 6.34 – Efeito da rigidez do reforço – Perfil V8.

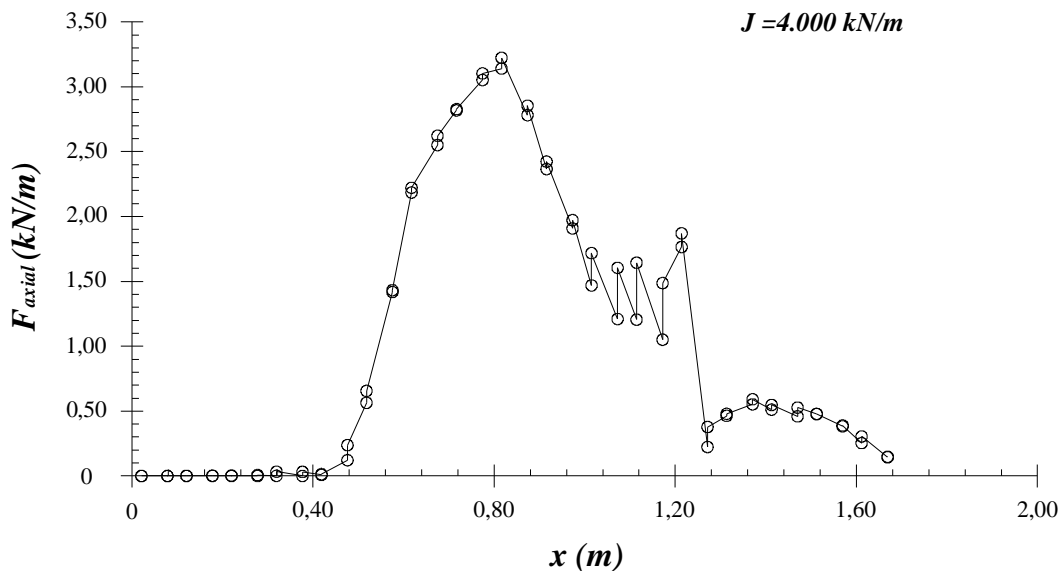


Figura 6.35 – Distribuição da força axial no geossintético –  $J = 4000 \text{ kN/m}$ .

### **6.3. EFEITO DO REFORÇO SUBMETIDO AO CARREGAMENTO CÍCLICO – RESULTADOS DA LITERATURA TÉCNICA**

Este item apresenta alguns dos resultados encontrados na literatura técnica sobre o efeito dos geossintéticos quando utilizado como material de reforço em ferrovias.

#### **6.3.1. BATHURST & RAYMOND (1987)**

No Capítulo 2 desta tese, o Item 2.3.5.1 apresentou uma breve descrição da pesquisa realizada por Bathurst & Raymond (1987). As principais conclusões que podem ser aplicadas ao projeto de ferrovias são as seguintes:

- § A capacidade das seções reforçadas com geogrelha de reduzir as deformações permanentes sob carregamento repetitivo melhorou com o aumento da compressibilidade do conjunto sublastro-subleito. Para um subleito rígido, a diferença de desempenho das seções sem e com reforço foi considerada desprezível; já para um subleito flexível ( $CBR = 39$ ), os recalques na base do dormente foram reduzidos quando a geogrelha foi disposta a profundidades  $D_r$  iguais a 50, 100 e 150 mm abaixo do dormente. Para subleito muito flexível ( $CBR = 1$ ), a redução dos recalques foi ainda maior, ou seja, em torno de 50% quando a geogrelha foi disposta na posição  $D_r = 100$  mm;
- § Para os ensaios sem e com geossintético, a relação entre a magnitude dos recalques na base do dormente e o logaritmo do número de ciclos de carga se torna mais linear à medida que o conjunto sublastro-subleito se torna mais rígido ( $CBR \rightarrow \infty$ ). Para subleitos muito flexíveis, essa relação é não-linear;
- § A recuperação elástica, diferença entre as deformações recuperáveis e não recuperáveis, associada a cada repetição do carregamento sofre influência significativa da compressibilidade do subleito, sendo insensível à presença e à profundidade da geogrelha;
- § Embora o melhor desempenho da geogrelha nos ensaios tenha sido quando colocado nas profundidades entre 50 e 100 mm, essa disposição é insatisfatória, pois o reforço pode ser danificado durante o processo de manutenção. Assim, a profundidade de disposição do reforço recomendada pelos autores é igual a 200 mm;
- § O efeito da colocação do reforço numa posição efetiva dentro do lastro para um conjunto sublastro-subleito flexível ( $CBR = 39$ ) e considerando-se recalques na base do dormente de 20 a 30 mm, correspondeu a uma economia de 1 ano de operação de uma linha típica de

ferrovia canadense (CNR – “*Canadian National Railway*”) ou, alternativamente, a uma redução na taxa de deformação de 20 a 50%, após 2 milhões de ciclos de carga;

§ Os autores alertam que, mesmo que o uso do reforço seja viável no aumento dos intervalos de manutenção, apenas com uma simples melhoria na qualidade do conjunto sublastro-subleito, o desempenho do sistema sem reforço pode ser igualmente efetivo. A escolha entre as duas alternativas dependerá do tipo de obra. Para uma nova construção, a utilização do geossintético pode ser a alternativa mais econômica, contudo, para manutenção e reabilitação da camada de lastro, a melhoria do conjunto sublastro-subleito pode ser mais viável economicamente.

### 6.3.2. WALTERS (1998)

Walters (1998) realizou ensaios em modelos reduzidos, conforme apresentado no Capítulo 2 desta tese (Item 2.3.5.1). A pressão aplicada ciclicamente ( $\sigma_c$ ) foi de aproximadamente 50% da capacidade de carga última, determinada a partir de ensaios realizados no mesmo modelo com carregamento monotônico, para a configuração sem reforço. Assim, definiu-se um valor igual a 40 kPa. Esse carregamento foi aplicado num total de 10.000 ciclos, pois se considerou que, a partir desse valor, para ensaios em modelos reduzidos, tinha-se o equilíbrio das deformações permanentes e resilientes.

Walters (1998) considerou três espessuras (H) diferentes para a camada granular, 150, 100 e 75 mm. Para cada um dos casos, uma camada de geogrelha Stratagrid 200 (poliéster) foi disposta a diferentes profundidades ( $D_r$ ) abaixo da superfície da camada de material granular e variou-se a condição do subleito entre rígido, flexível e muito flexível. As principais conclusões desse estudo foram as seguintes:

- § A inclusão da geogrelha teve grande influência na redução de deformações plásticas no material granular, quando sujeito ao carregamento repetitivo;
- § A redução mínima encontrada nos recalques superficiais foi de aproximadamente 40%, quando a geogrelha foi disposta na posição ótima ( $D_r$ ) definida nos ensaios com carregamento monotônico;
- § Para subleito muito flexível e  $0,375 \leq H/B \leq 0,5$  ( $B$  = largura da placa de aplicação do carregamento), a colocação do reforço numa posição muito próxima da superfície da camada de material granular ( $D_r/B = 0,0625$ ) resultou no arrancamento da geogrelha;

- § A compressibilidade do subleito afeta significativamente o valor da recuperação elástica e as deformações plásticas da camada granular;
- § O valor da capacidade de carga última também sofreu a influência do carregamento cíclico. Para uma relação  $H/B = 0,75$  e subleito rígido, para o caso sem reforço, a relação entre a capacidade de carga última obtida após 10.000 ciclos de carga e a capacidade de carga última obtida após carregamento monotônico foi de 1,31, enquanto que, para o caso reforçado ( $D_r/B = 0,0625$ ), esse valor foi de 1,45. Esse aumento na capacidade de carga última, após a aplicação do carregamento repetitivo, foi atribuído pelo autor ao aumento da resistência ao cisalhamento devido à compactação da camada granular. No caso reforçado, tem-se ainda o intertravamento do material granular com as aberturas da geogrelha como uma parcela adicional no aumento da resistência do sistema.

### **6.3.3. FERNANDES (2005)**

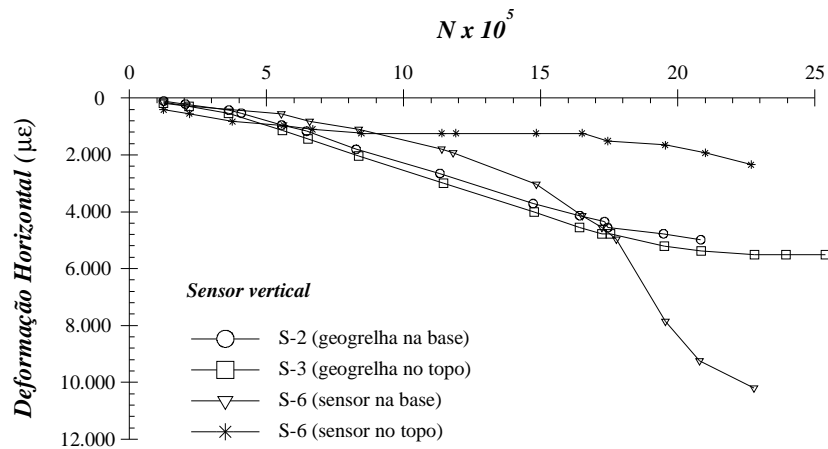
No Capítulo 1 desta tese, o Item 1.3 apresentou uma breve descrição da pesquisa realizada por Fernandes (2005). Neste item, serão dadas mais informações a respeito do estudo desenvolvido por Fernandes (2005) quanto ao desempenho de seções ferroviárias reforçadas frente às seções ferroviárias sem reforço.

O tráfego ferroviário no trecho monitorado por Fernandes (2005) foi da ordem de 75,9 milhões de toneladas brutas de carga, com magnitudes variando de 36 a 300 kN por eixo, compreendendo vagões vazios até vagões com carregamento máximo. A extensão do trecho estudado é de 250 m, com bitola de 1,0 m. A seção transversal do trecho ferroviário apresenta as seguintes características: subleito com dimensões de 5,50 x 0,20 m (espessura), lastro de 2,30 x 0,45 m (espessura), dormentes de aço de 2,20 m (comprimento) x 0,30 m (largura) x 0,02 m (espessura), espaçados a uma distância de 0,60 m, e trilhos de 0,08 x 0,18 x 0,15 m de fixação flexível.

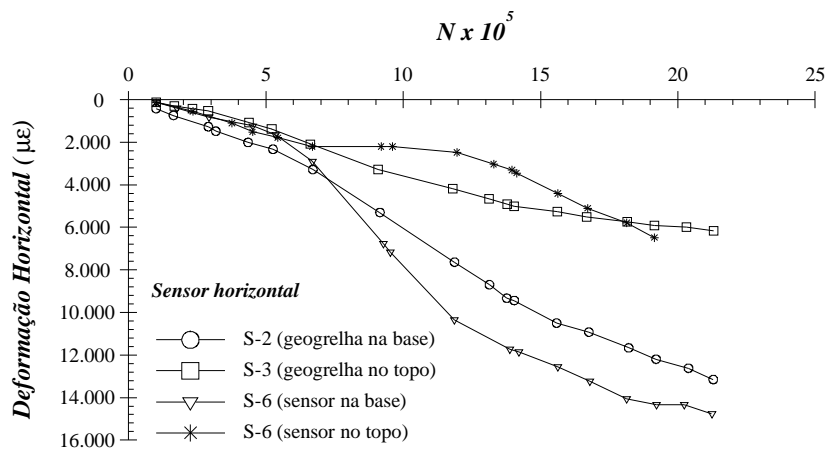
A seção de referência dos ensaios (S-1) era composta por escória de aciaria como material de lastro e cascalho laterítico (EL), como material de sublastro. A seção S-2 utilizou como material de sublastro uma mistura de resíduos de pista (MP) com a incorporação de uma camada de geogrelha posicionada entre a camada de sublastro e subleito (“base do sublastro”). A seção S-3 foi executada conforme seção S-2, porém com a geogrelha posicionada entre a camada de lastro e sublastro (“topo do sublastro”). As seções S-4 e S-5 utilizaram como material de sublastro a mistura de resíduos de pista, com a inclusão de uma camada de

geotêxtil posicionado entre a camada de lastro e sublastro (“topo”) e entre a camada de sublastro e subleito (“base”), respectivamente. A seção S-6 utilizou apenas a mistura de pista sem geossintético como material de sublastro e a seção S-7 utilizou a mistura de pista como material de sublastro e solo granular (SG) como subleito.

A Figura 6.36 apresenta curvas das deformações residuais acumuladas em função dos ciclos de carregamento  $N$  (expressos em número de eixos), medidas com sensores localizados no topo e na base da camada de sublastro. São apresentados resultados para as seções S-2 e S-3, reforçadas com geogrelhas e monitoradas por sensores instalados no topo e na base da camada de sublastro, respectivamente, bem como, para a seção S-6, cujos sensores foram dispostos no topo e na base da camada de sublastro. A Figura 6.36a apresenta as deformações horizontais, enquanto a Figura 6.36b mostra as deformações verticais.



(a)

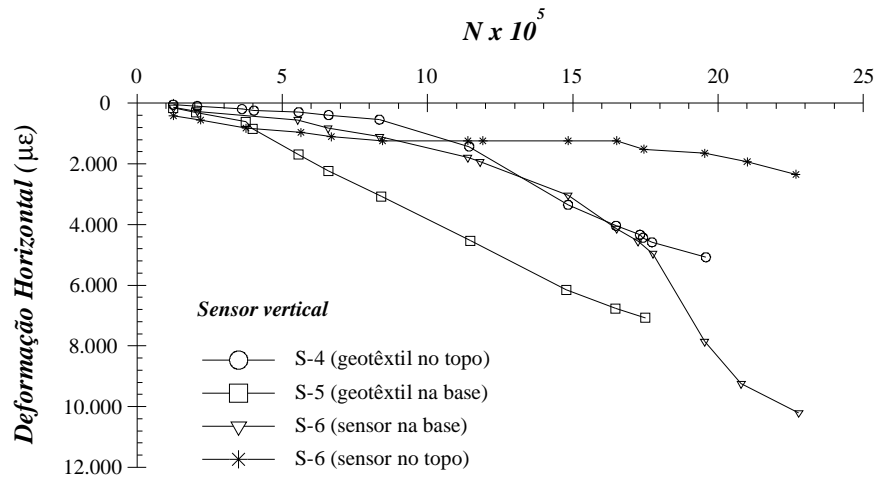


(b)

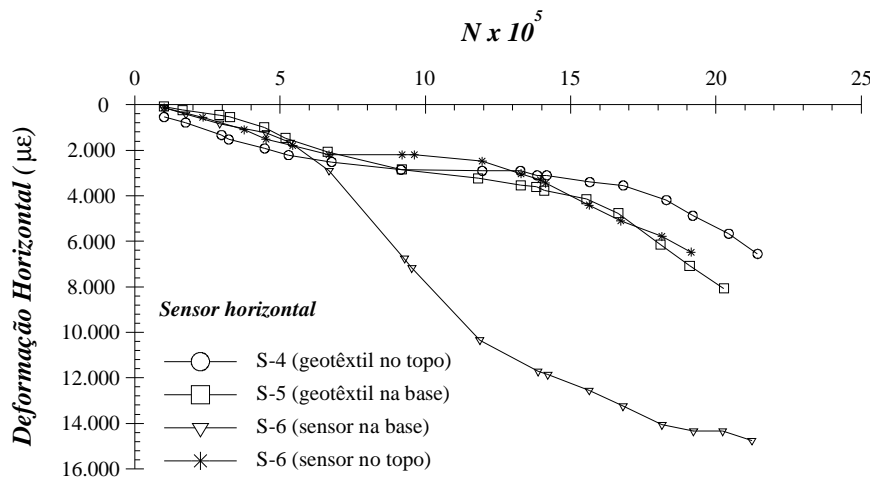
Figura 6.36 – Seções S-2, S-3 e S-6: deformação permanente acumulada *versus*  $N$ : (a) deformação vertical, (b) deformação horizontal (modificado - Fernandes, 2005).



A Figura 6.37 apresenta as deformações horizontais e verticais acumuladas para as seções S-4 e S-5, reforçadas com geotêxtil e monitoradas por sensores localizados no topo e na base, respectivamente, bem como, para a seção S-6, cujos sensores foram também dispostos no topo e na base da camada de sublastro.



(a)



(b)

Figura 6.37 – Seções S-4, S-5 e S-6: deformação permanente acumulada *versus* N: (a) deformação vertical, (b) deformação horizontal (modificado - Fernandes, 2005).

A partir da Figura 6.36 e da Figura 6.37, Fernandes (2005) concluiu que a geogrelha proporcionou maior benefício na redução das deformações permanentes horizontais quando disposta no topo da camada de sublastro (seção S-3), comparando-se às deformações na base da seção sem reforço S-6 (somente mistura de pista). A mesma conclusão foi feita para as seções reforçadas com geotêxtil (seção S-4).

As principais conclusões da pesquisa realizada por Fernandes (2005), em termos do efeito da utilização de geossintéticos, são as seguintes:

- § O posicionamento do material de reforço na base ou no topo do sublastro influencia no seu desempenho;
- § Comparando-se o desempenho da geogrelha e do geotêxtil, verificou-se que o benefício da utilização dos dois materiais como reforço do solo foi semelhante. Porém, a variação da deformação com o tempo é mais brusca quando se utiliza geotêxtil;
- § A geogrelha e o geotêxtil, quando colocados na interface subleito-sublastro, tiveram um desempenho melhor, no que diz respeito às deformações elásticas;
- § A inclusão de geossintéticos proporcionou, a curto e longo prazo, uma redução das deformações da mistura de resíduos de minério de ferro utilizada na camada de sublastro e isso se refletiu num desempenho estrutural da mistura de pista superior ao do cascalho laterítico adotado na seção de projeto da via.

#### **6.4. RESUMO E CONCLUSÕES DO CAPÍTULO**

Este capítulo apresentou resultados do estudo de um modelo numérico que corresponde a um sistema constituído pelo lastro de uma ferrovia, submetido ao carregamento vertical proveniente do dormente. A motivação para esse estudo foi verificar o efeito da utilização de geossintético num modelo em escala real. Além disso, neste capítulo, aplicou-se um procedimento para previsão da deformação plástica acumulada e dos recalques nas superfícies do lastro, sublastro e subleito de um ensaio em grande escala de uma ferrovia. Para isso, foi feito o modelo numérico do ensaio, no programa Plaxis 3D, e utilizaram-se equações empíricas, determinadas a partir de ensaios triaxiais cíclicos, realizados com os materiais usados no modelo em grande escala.

As principais conclusões obtidas do estudo do modelo numérico do lastro de uma ferrovia, criado no Plaxis 2D, são as seguintes:

- § Para uma situação em escala real, o reforço atuou na diminuição das deformações verticais na superfície do lastro, quando disposto numa profundidade ótima;
- § O melhor benefício da utilização de geossintético ocorreu para uma profundidade igual a 50 mm ( $D_r/B = 0,20$ ), seguido de  $D_r = 75$  mm ( $D_r/B = 0,3125$ ) e 100 mm ( $D_r/B = 0,42$ ).

Por outro lado, para  $D_r = 150$  mm ( $D_r/B = 0,625$ ) e  $175$  mm ( $D_r/B = 0,73$ ) não se observou qualquer benefício do reforço;

§ Observou-se uma redução da deformação vertical com o aumento da rigidez do geossintético ( $J$ ). Essa redução ocorreu a uma taxa maior para pequenos valores de  $J$ .

As principais conclusões obtidas do estudo do modelo numérico em grande escala de uma ferrovia, criado no Plaxis 3D, são as seguintes:

§ O parâmetro que mais influenciou na variância do recalque nas superfícies das camadas de lastro, sublastro e subleito foi a carga aplicada, seguida pelo parâmetro de resistência dos materiais, representado pelo ângulo de atrito das camadas de sublastro, lastro e subleito.

§ A metodologia empregada para o cálculo da deformação plástica acumulada ( $\epsilon_p$ ) e dos recalques acumulados ( $\rho$ ) com o número de ciclos de carga, nas superfícies das camadas de lastro, sublastro e subleito, se apresentou satisfatória, principalmente, para as camadas de sublastro e subleito. Para a camada de lastro, identificaram-se alguns problemas que podem ser decorrentes principalmente da equação empírica empregada na determinação de  $\epsilon_p$ .

§ A metodologia empregada para o sistema reforçado possibilitou a verificação do efeito do reforço onde o mesmo foi mais solicitado, ou seja, para  $J = 1.200$  kN/m, isso ocorreu na superfície do lastro próximo à extremidade do dormente. Nesse ponto, verificaram-se as maiores diferenças entre os resultados para os casos sem e com reforço. O aumento da rigidez do geossintético para  $J = 4.000$  kN/m deslocou o ponto onde se deu a máxima mobilização da força axial do reforço de  $x = 1,21$  m para  $x = 0,816$  m, reduzindo os recalques apenas nas proximidades desse ponto (ponto V8-2).

## *Conclusões*

Este trabalho apresentou estudos para a avaliação do comportamento de estradas não-pavimentadas e ferrovias sem e com a utilização de geossintéticos como elementos de reforço do solo. Foram realizadas análises numéricas de ensaios em modelos reduzidos de estradas não-pavimentadas e ferrovias. Análises probabilísticas, análises numéricas e métodos analíticos de dimensionamento foram aplicados no estudo de seções experimentais instrumentadas de um aterro rodoviário construído sobre solo mole e análises numéricas associadas a equações empíricas foram utilizadas para o estudo de um ensaio em grande escala de uma ferrovia. Este capítulo apresenta as principais conclusões desta pesquisa e sugestões para pesquisas futuras.

### **7.1. CONCLUSÕES**

As conclusões apresentadas neste item correspondem a um resumo das conclusões apresentadas nos capítulos anteriores e serão divididas em conclusões gerais da pesquisa e conclusões específicas para estradas não-pavimentadas e ferrovias. Além disso, sugere-se um procedimento para o dimensionamento de estradas não-pavimentadas e ferrovias.

#### **7.1.1. CONCLUSÕES GERAIS**

As análises numéricas apresentadas nesta tese tentaram aproximar as condições encontradas na estrutura real a ser modelada, seja essa um modelo reduzido, um modelo em grande escala ou um ensaio de campo. Os principais aspectos positivos dessas análises foram os seguintes:

- § As principais características dos ensaios experimentais foram representadas, ou seja, a geometria, as propriedades dos materiais e o carregamento, para os ensaios onde foi aplicado carregamento estático;
- § Observou-se o efeito da utilização do material de reforço. Contudo, esse efeito foi mais evidente para as simulações dos modelos reduzidos. Para as simulações do modelo em grande escala e do ensaio de campo, não se obteve um benefício expressivo do elemento de reforço.

§ As análises numéricas associadas aos métodos analíticos de dimensionamento e às equações empíricas podem ser utilizadas como ferramentas de dimensionamento das estradas não-pavimentadas e ferrovias, tal como será apresentado adiante na sugestão de procedimento para dimensionamento dessas duas estruturas;

Como aspectos negativos das análises numéricas realizadas destacam-se:

§ Algumas características importantes encontradas nos ensaios experimentais (modelos reduzidos, modelos em grande escala e ensaio de campo) não foram convenientemente simuladas, como a interação do geossintético com o solo. Isso ocorreu principalmente pela limitação do programa numérico;

§ O carregamento cíclico foi aproximado nas análises numéricas pela aplicação de carga equivalente, pela degradação das propriedades dos materiais ou pela previsão da deformação plástica acumulada. Por ser apenas uma aproximação, não foi possível considerar todos os efeitos do carregamento cíclico, bem como a atuação do geossintético sob esse tipo de carregamento.

### **7.1.2. CONCLUSÕES ESPECÍFICAS**

Para o estudo de estradas não-pavimentadas, destacam-se as seguintes conclusões:

§ Verificou-se que a camada de reforço colocada na interface aterro-subleito influencia no aumento da capacidade de carga do sistema;

§ As análises numéricas realizadas nos modelos reduzidos mostraram que o efeito do geossintético pode ser percebido pelo aprofundamento da região de plastificação para dentro da camada de argila do subleito e por um levantamento mais suave do solo ao lado da região de aplicação da carga, se estendendo em uma largura maior, quando comparada ao caso sem reforço;

§ As análises realizadas para o estudo das seções instrumentadas do aterro rodoviário mostraram a importância da etapa de construção do aterro e do adensamento do solo de fundação no recalque final da superfície do subleito. A aplicação do carregamento de roda também contribui para o recalque final, porém, nesse caso de estudo, a sua variação não provoca o mesmo impacto nos valores dos recalques na superfície do subleito quanto a variação de outras propriedades, como o módulo de elasticidade da camada crosta-argila, a altura do aterro, o ângulo de atrito, o módulo de elasticidade, o coeficiente de permeabilidade e o período de adensamento da camada de argila mole;

§ Os métodos analíticos de projeto forneceram resultados que podem ser utilizados numa fase de pré-dimensionamento da estrada não-pavimentada, já que os mesmos não levam em consideração toda a complexidade de uma situação real, como foi apresentado nas análises das seções experimentais de Palmeira (1981).

Para o estudo das ferrovias, destacam-se as seguintes conclusões:

§ Verificou-se, a partir das simulações dos modelos reduzidos, que existe um efeito significativo da profundidade de colocação do geossintético na camada de lastro. Nos ensaios experimentais, o benefício da utilização do reforço, em termos do aumento da capacidade de carga do sistema, foi maior quando este foi disposto a pequenas profundidades. Esse resultado não foi confirmado pelas análises numéricas realizadas com os modelos reduzidos, porém, nas análises numéricas realizadas com um modelo em grande escala (análise do lastro reforçado com geogrelha no Item 6.1) verificou-se uma redução da deformação vertical máxima na superfície da camada de lastro quando o geossintético foi disposto a pequenas profundidades.

§ Verificou-se, para o ensaio em grande escala de uma ferrovia, que a carga aplicada é o parâmetro que mais influencia na variância dos recalques obtidos nas superfícies do lastro, sublastro e subleito, seguido pelo ângulo de atrito dessas camadas, ou seja, uma variação na carga aplicada causa uma variação significativa no valor desses recalques;

§ O cálculo da deformação plástica acumulada,  $\epsilon_p$ , e dos recalques acumulados,  $\rho$ , com o número de ciclos de carga, nas superfícies das camadas de lastro, sublastro e subleito, foi realizado pelo emprego de uma metodologia que associou análises numéricas e equações empíricas. Os resultados obtidos foram satisfatórios, principalmente, para as camadas de sublastro e subleito.

§ O efeito do geossintético para o ensaio em grande escala de uma ferrovia foi estudado pela alteração do estado de tensões próximo da região de colocação do elemento de reforço. Essa alteração se deu na camada de lastro próximo à extremidade do dormente.

A partir dos estudos realizados e apresentados nos capítulos anteriores, pode-se sugerir um procedimento de dimensionamento de estradas não-pavimentadas e ferrovias reforçadas e não-reforçadas com geossintéticos. Esse procedimento será descrito a seguir.

### **7.1.3. PROCEDIMENTO PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRADAS NÃO-PAVIMENTADAS**

O procedimento para o dimensionamento de estradas não-pavimentadas, sugerido neste trabalho, consiste de quatro etapas principais:

- § Levantamento de dados;
- § Pré-dimensionamento;
- § Modelagem numérica;
- § Estimativa da deformação plástica acumulada e/ou dos recalques máximos

#### **7.1.3.1 Levantamento dos Dados**

A construção de novas estradas ou a manutenção de estradas existentes requer o bom conhecimento das propriedades dos materiais que constituem o aterro e o subleito. Recomenda-se que seja realizada uma campanha de ensaios a partir da qual se obtenha os índices físicos, a granulometria, os parâmetros de resistência e de deformabilidade e a permeabilidade dos diferentes tipos de solo que constituirão a estrada. A Tabela 7.1 apresenta os principais ensaios a serem realizados para o levantamento das propriedades dos materiais. A partir desses ensaios, tem-se um conjunto de informações que será utilizado nas etapas de pré-dimensionamento e modelagem numérica da estrada não-pavimentada.

Dentre os ensaios mostrados na Tabela 7.1, apresentam-se como essenciais a sondagem, para a retirada das amostras; os ensaios de caracterização do solo (teor de umidade, granulometria, ensaios de consistência e peso específico dos grãos) e o ensaio de compressão triaxial. O ensaio triaxial cíclico, embora seja um ensaio mais especializado, também seria importante, pois daria informações sobre o comportamento do solo submetido ao carregamento repetitivo, permitindo a previsão do comportamento desse solo na estrutura real. Esse grupo de ensaios forneceria, então, diversas propriedades dos materiais que poderiam ser usadas tanto nos métodos analíticos de dimensionamento quanto nas análises numéricas. Os demais ensaios, apesar da sua importância para a completa caracterização dos materiais envolvidos nas análises, teriam uma função complementar para esse tipo de procedimento que está sendo proposto.

Tabela 7.1 – Ensaaios geotécnicos para o levantamento das propriedades dos materiais a serem usadas nas etapas de projeto.

<b>Tipo</b>	<b>Camada</b>	<b>Finalidade</b>	<b>Parâmetros Obtidos</b>
Sondagem	Subleito	Escolha das jazidas, perfil das camadas de solo do subleito.	Resistência à penetração.
Teor de umidade	Aterro/subleito	Umidade do solo.	w
Granulometria (Peneiramento e sedimentação)	Aterro/subleito	Porcentagem das partículas constituintes do solo em função de suas dimensões.	Curva granulométrica.
Ensaio de consistência	Subleito	Determinar a influência da fração fina do solo e das suas propriedades plásticas.	LL, LP, LC
Peso específico dos grãos	Aterro/subleito	Determinar o peso específico real dos grãos do solo.	$\gamma_s$
Permeabilidade	Aterro/subleito	Permeabilidade do solo.	k
Adensamento	Aterro/subleito	Previsão de recalque parcial ou total, tempo para ocorrência de um determinado recalque.	$a_v$ , $C_c$ , $\sigma_{vm}$ , $c_v$
Compactação	Aterro	Determinação da curva de compactação, controle da compactação no campo.	Peso específico seco máximo e umidade ótima.
Cisalhamento direto	Aterro/subleito	Determinação de parâmetros de resistência do solo.	c, $\phi$
Ensaio de compressão triaxial	Aterro/subleito	Determinação de parâmetros de resistência e deformabilidade do solo.	c, $\phi$ , E, v
Ensaio triaxial de cargas repetidas	Aterro	Determinação do módulo de resiliência do solo.	$M_r$
Ensaio de CBR	Aterro	Avaliar o comportamento do solo como componente das camadas de um pavimento.	CBR
Ensaio de palheta	Subleito	Determinação da resistência da argila “ <i>in situ</i> ”.	$S_u$

LL, LP e LC = limites de liquidez, plasticidade e contração, respectivamente,  $a_v$  = coeficiente de compressibilidade,  $C_c$  = índice de compressão,  $\sigma_{vm}$  = tensão de pré-adensamento,  $c_v$  = coeficiente de adensamento.



### 7.1.3.2 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento da estrada não-pavimentada pode ser realizado a partir dos métodos analíticos de projeto já consagrados e que foram apresentados anteriormente. Pode-se dividi-los em dois grupos, quais sejam, métodos que consideram a aplicação de carregamento estático e métodos que consideram o efeito da carga repetitiva. Esses métodos e as suas principais características são apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 – Métodos analíticos de dimensionamento de estradas não-pavimentadas.

Método	Condição de carregamento	Tipo de carga	Características	Efeito do reforço	Resultados
Houlsby <i>et al.</i> (1990)	Deformação plana	Estática	Pequenas deformações	Absorção de $\tau$ .	$p_u$ , $p_r$ , T, $h_0$ e h.
Houlsby & Jewell (1990)	Axissimétrica	Estática	Pequenas deformações	Absorção de $\tau$ .	$p_u$ , $p_r$ , T, $h_0$ e h.
Palmeira & Cunha (1993)	Deformação plana	Estática	Grandes deformações	Efeito membrana	$h_{0min}$ , S, $\sigma_b$ , $p_{manutenção}$ .
Hammit (1970)	Axissimétrica	Repetitiva	Efeito de fadiga	-	$h_0$
Giroud & Noiray (1981)	Deformação plana	Carregamento <i>quasi</i> -estático e repetitivo	Grandes deformações	Efeito membrana	r
Jewell (1996)	Axissimétrica	Repetitiva	Pequenas deformações e efeito de degradação do subleito	Absorção de $\tau$ .	$p_u$ , $p_r$ , $h_0$ e h

$\tau$  = tensão cisalhante,  $p_u$  e  $p_r$  = carga limite para o caso não-reforçado e reforçado, respectivamente; T = carga de tração requerida no reforço, h e  $h_0$  = altura do aterro reforçado e sem reforço, respectivamente;  $h_{0min}$  = altura mínima do aterro sob o trator durante compactação; S = máximo recalque na superfície do subleito,  $\sigma_b$  = tensão vertical na base da rodeira;  $p_{manutenção}$  = capacidade de carga após reparo, r = rodeiras formadas para alturas de aterro sem e com reforço

A partir da utilização dos métodos analíticos da Tabela 7.2, tem-se a definição da altura de aterro sem e com geossintético, a rigidez do geossintético para uma dada deformação axial, a capacidade de carga do aterro sem e com reforço, além de outras informações úteis para a próxima etapa de trabalho.

### 7.1.3.3 Modelagem Numérica

Para qualquer um dos procedimentos de dimensionamento sugeridos neste trabalho, será necessária a realização da modelagem numérica, com a utilização de um programa de elementos finitos ou de diferenças finitas. Os principais aspectos a serem considerados nesta etapa são os seguintes: geometria a ser modelada; discretização do meio; propriedades dos

materiais, modelo constitutivo, condição e tipo de carregamento e definição das etapas de cálculo.

A geometria a ser modelada deve levar em consideração as principais características da estrada, devendo-se desprezar detalhes que possam deixar o modelo rebuscado, sem acrescentar benefícios à modelagem. Deve-se atentar, portanto, às características mais relevantes e à simplicidade.

A discretização do meio é uma etapa muito importante da modelagem, pois ela influencia na qualidade dos resultados a serem obtidos e no tempo de processamento das análises numéricas. Malhas muito refinadas podem exigir um tempo de processamento muito elevado e/ou uma capacidade da memória do computador maior do que a disponível. Portanto, deve-se refinar a malha até o momento em que não se tem mais influência significativa do grau de refinamento nas respostas obtidas e/ou até o momento em que o computador consiga realizar as análises satisfatoriamente, levando-se em conta o tempo de processamento e a capacidade do computador.

Deve-se obter o máximo de propriedades possível a partir dos ensaios geotécnicos realizados com os materiais constituintes da estrada. Na falta de algumas propriedades, essas podem ser obtidas na literatura técnica disponível, estimadas ou retroanalisadas. Neste caso, deve ter em mente que a qualidade dos resultados numéricos obtidos dependerá dos dados utilizados na modelagem.

O modelo constitutivo adotado nas análises numéricas define qual o comportamento tensão-deformação do material que está sendo simulado, tendo uma importância crucial na qualidade dos resultados obtidos. Assim, pode-se optar por um modelo elástico linear, elástico não linear, elástico perfeitamente plástico, entre outros. A escolha de um determinado modelo depende das propriedades dos materiais disponíveis para as análises, da simplicidade do modelo em relação às respostas que se deseja obter e da qualidade dos resultados esperados.

As condições de carregamento geralmente adotadas para a simulação de estradas não-pavimentadas são deformação plana, axissimétrica ou 3D. A condição de deformação plana considera a formação de tráfego canalizado, o que nem sempre corresponde à situação real. Apesar disso, fornece bons resultados quanto à verificação do efeito da utilização do material de reforço, sendo inúmeros os exemplos de métodos analíticos, ensaios em laboratório e

análises numéricas que consideraram essa condição para o estudo de estradas não-pavimentadas reforçadas ou não com geossintéticos.

A condição axissimétrica corresponde a uma aproximação mais realista do contato do pneu com o solo, porém pode-se considerar somente um dos pneus. Apesar disso, existem métodos analíticos de dimensionamento de estradas não-pavimentadas que consideram essa condição de carregamento por meio da aproximação da área de contato da roda dupla do caminhão por uma área de raio equivalente. A condição 3D é a melhor alternativa, pois simula a área de contato dos dois pneus da roda dupla com o solo sem a necessidade de simplificações. Apresenta como desvantagem o fato de ainda ser bastante inacessível, mesmo no ambiente acadêmico.

A escolha da aplicação de carga estática ou carga cíclica depende inicialmente da existência de modelos constitutivos, no programa numérico utilizado, que consigam acumular as deformações plásticas resultantes do carregamento. Caso esses modelos não existam dentro do programa numérico adotado, deve-se verificar a possibilidade de implementá-los, o que requer experiência do projetista e tempo disponível para essa atividade. De qualquer maneira, é necessária uma modelagem inicial com a utilização da carga estática, para o conhecimento do comportamento da estrutura sob esse tipo de carregamento e para comparações futuras com os resultados obtidos após a aplicação de carregamento cíclico. Com a aplicação do carregamento estático, pode-se verificar o efeito da utilização do reforço e indicar, para uma determinada altura do aterro, possíveis deslocamentos, deformações, regiões de plastificação, entre outros.

Alguns métodos de dimensionamento levam o efeito da repetição da carga em consideração pela aplicação de uma carga estática equivalente ao número de passadas do veículo. A redução da resistência não-drenada do solo do subleito seria uma maneira de contemplar o efeito de degradação das propriedades do solo com o carregamento repetitivo. Porém, antes de optar por uma dessas abordagens, deve-se verificar antes se os parâmetros que serão alterados apresentam influência significativa nos resultados que se deseja obter, como por exemplo, no recalque na superfície do subleito.

As etapas de cálculo devem ser definidas levando-se em consideração a importância de cada fase da estrada, desde a sua construção até a sua operação. Neste trabalho foram consideradas três etapas, construção, adensamento do solo e aplicação do carregamento.

#### **7.1.3.4 Estimativa da Deformação Acumulada ou dos Recalques Máximos**

Nesta tese, o comportamento da estrada não-pavimentada foi estudado de diversas maneiras. As alternativas de análise serão reunidas em dois grupos, o primeiro corresponde à utilização de métodos probabilísticos e o segundo corresponde às análises determinísticas, onde se utilizaram cargas equivalentes e redução de propriedades, para simular o efeito da degradação da estrada.

O primeiro grupo consiste das análises onde se utilizou o método probabilístico FOSM para a determinação dos parâmetros mais relevantes na análise de uma estrada não-pavimentada, considerando-se as etapas de construção do aterro, adensamento do solo de fundação e aplicação da carga de roda. A partir do levantamento das propriedades mais relevantes, utilizou-se o método dos pontos de estimativa, para a determinação do valor médio do recalque máximo na superfície do aterro e do grau de confiabilidade desse resultado.

A importância de se conhecer previamente os parâmetros mais relevantes ao estudo e, conseqüentemente, ao resultado que se deseja obter, está em se poder simplificar outras análises e evitar o desperdício de tempo com a variação de parâmetros que não terão influência significativa para o resultado em questão. Assim, para a estrada não-pavimentada utilizada neste trabalho, verificou-se que o recalque máximo na superfície do subleito sofre uma influência maior quando se varia o módulo de elasticidade da camada de subleito, a altura do aterro e os parâmetros relacionados ao processo de adensamento, como permeabilidade e período de adensamento. Portanto, utilizar carga estática equivalente ao número de passadas do caminhão, para esse caso de estudo, não foi a melhor alternativa, já que a variação dessa carga não provoca variações significativas nos recalques na base do subleito. A estimativa do recalque máximo pelo método dos pontos de estimativa também foi bastante satisfatória, apesar de ter sido realizada no programa Plaxis 2D e de ter simulado apenas um pneu do caminhão. Uma análise mais realista pode ser realizada uma ferramenta numérica tridimensional.

O segundo grupo consiste das análises determinísticas, onde se utilizou carga estática equivalente ao número de passadas do caminhão ou a redução de propriedades dos materiais, para simular o efeito da degradação da estrada. Como comentado anteriormente, a variação desses parâmetros pode não provocar variações significativas nos valores de recalques máximos obtidos na superfície do subleito.

Uma alternativa de análise que não foi utilizada nesta tese, para as estradas não-pavimentadas, consiste em, a partir de equações empíricas que relacionam a deformação plástica acumulada e o número de ciclos de carga e da modelagem numérica, fazer previsões da deformação plástica acumulada e dos recalques na superfície do subleito, para vários números de passadas do caminhão. Esse tipo de análise depende muito da existência de resultados de ensaios triaxiais cíclicos onde se possa obter, para os diferentes tipos de solo da estrada, uma relação do tipo  $\epsilon = f(N)$ , onde  $\epsilon$  corresponde à deformação plástica acumulada e  $N$  corresponde ao número de ciclos de carga.

Considerando os resultados obtidos nesta tese, observou-se que as análises do grupo 2 não foram satisfatórias para o estudo realizado, pois a variação da carga aplicada não teve efeito significativo na resposta final, em termos de recalques máximos. Além disso, deve-se ressaltar que a carga equivalente ou a redução de propriedades é feita utilizando-se equações empíricas desenvolvidas para outras situações de campo ou é feita de forma subjetiva, adotando-se um determinado critério para alterar as propriedades dos materiais.

#### **7.1.3.5 Resumo da Metodologia**

A Figura 7.1 apresenta esquematicamente as etapas do procedimento de dimensionamento de estradas não-pavimentadas apresentado anteriormente.

#### **7.1.4. PROCEDIMENTO PARA O DIMENSIONAMENTO DE FERROVIAS**

O procedimento para o dimensionamento de ferrovias sugerido neste trabalho consiste de quatro etapas principais:

- § Levantamento de dados;
- § Pré-dimensionamento;
- § Modelagem numérica;
- § Estimativa da deformação plástica acumulada e/ou dos recalques máximos.

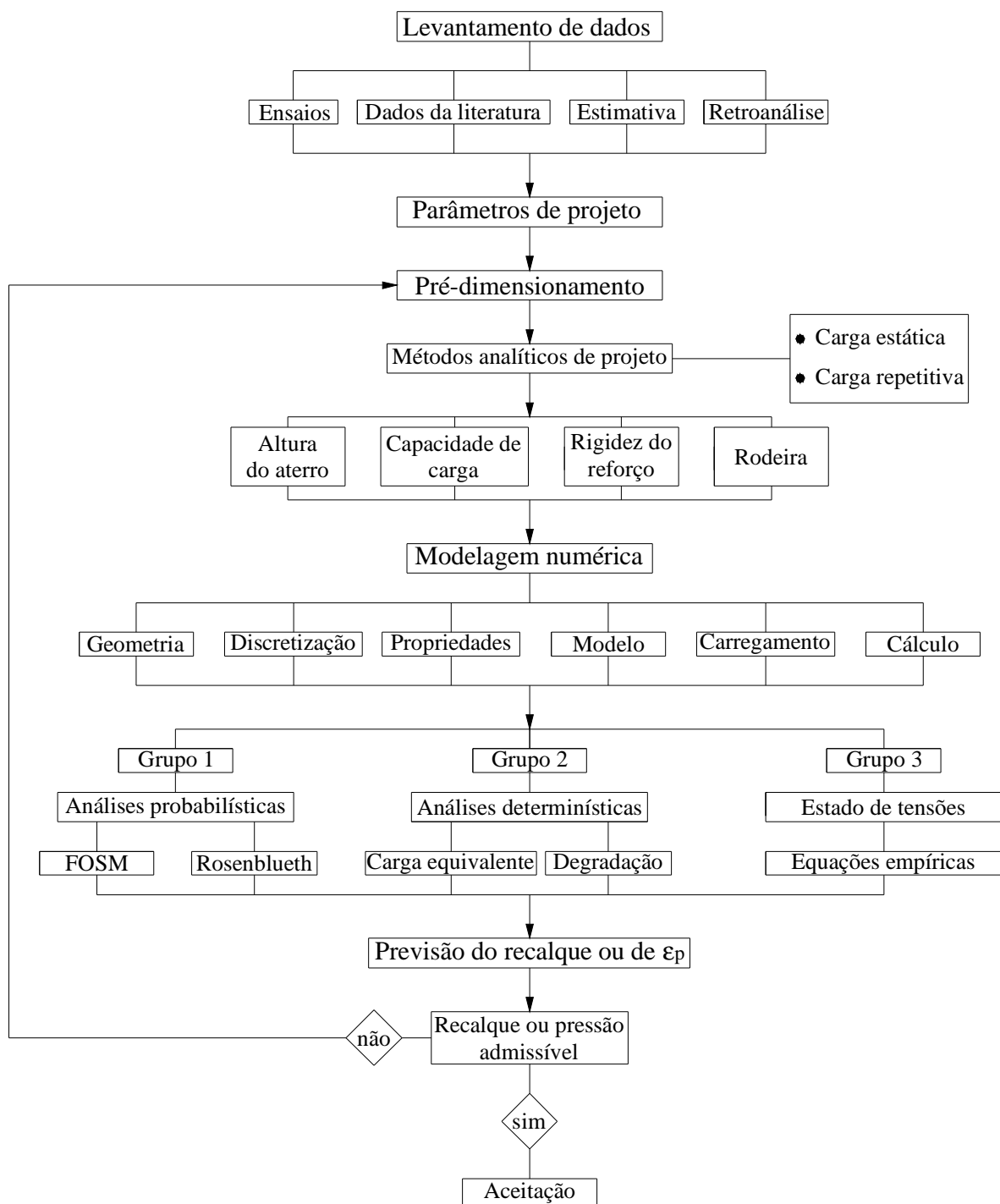


Figura 7.1 – Procedimento de dimensionamento de estradas não-pavimentadas.

### 7.1.4.1 Levantamento dos Dados

A campanha de ensaios requeridos para o levantamento das propriedades dos materiais de lastro, sublastro e subleito é a mesma apresentada na Tabela 7.1. Com essas propriedades, podem ser realizados o pré-dimensionamento das camadas da estrada de ferro e a modelagem

numérica. Os ensaios considerados como essenciais correspondem também à sondagem, aos ensaios de caracterização do solo (teor de umidade, granulometria, ensaios de consistência e peso específico dos grãos), ao ensaio de compressão triaxial e ao ensaio triaxial cíclico. Deve-se ressaltar que, assim como ocorre para as estradas não-pavimentadas, o ensaio triaxial cíclico é de fundamental importância para a caracterização do comportamento dos materiais granulares submetidos ao carregamento repetitivo.

#### **7.1.4.2 Pré-dimensionamento**

A altura da camada de lastro e sublastro podem ser definidas a partir das recomendações da AREA (*“American Railway Engineering Association”*), apresentadas no Capítulo 2 desta tese, ou podem ser especificadas a partir da experiência das próprias empresas que projetam e/ou constroem ferrovias.

#### **7.1.4.3 Modelagem Numérica**

A modelagem numérica deve seguir as mesmas recomendações apresentadas anteriormente para as estradas não-pavimentadas. Neste trabalho, simulou-se apenas um dormente sobre a camada de lastro. Contudo, recomenda-se que sejam incluídos mais dormentes, no modelo numérico, e que seja aplicado o carregamento sobre mais de um dormente, conforme sugerido no método de dimensionamento de Raymond (1978b).

Recomenda-se também que, se possível, seja feita uma discretização mais refinada da geometria, comparando-se com a discretização utilizada nas análises no Plaxis 3D do ensaio em grande escala. O objetivo desse refinamento é o de aproximar os pontos de tensão dos elementos da malha, da posição onde se deseja obter os valores de tensão desviadora, para um dado carregamento. A tensão desviadora num determinado ponto teve uma importância fundamental na metodologia empregada nesta tese para a previsão da deformação acumulada na superfície de cada camada da ferrovia.

#### **7.1.4.4 Estimativa da Deformação Acumulada ou dos Recalques Máximos**

A estimativa da deformação acumulada, apresentada neste trabalho, seguiu a metodologia desenvolvida por Li & Selig (1996) e que foi ampliada para contemplar a situação de estudo apresentada nesta tese. A metodologia empregada nesta tese foi dividida nas seguintes etapas:

- § Determinou-se, a partir de ensaios triaxiais cíclicos existentes com os materiais constituintes das camadas de lastro, sublastro e subleito, a relação entre a deformação plástica acumulada e o número de ciclos de carga, em função do estado de tensões desenvolvido nas camadas de solo devido à carga aplicada;
- § Obteve-se, no modelo numérico desenvolvido no Plaxis 3D, o estado de tensões devido à aplicação de uma carga estática. Para isso, dividiram-se as diferentes camadas em subcamadas. Neste trabalho, obtiveram-se as tensões desviadoras ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) no centro de cada subcamada;
- § Utilizaram-se as tensões desviadoras, obtidas na etapa anterior, diretamente nas equações empíricas, para a determinação da deformação plástica acumulada em diversos pontos da superfície das camadas de lastro, sublastro e subleito e dos recalques acumulados;
- § A partir dos valores de deformação acumulada e de recalques, fez-se uma avaliação se tais valores eram aceitáveis ou não. No caso de não serem aceitáveis, pode-se alterar a espessura das camadas ou utilizar materiais com propriedades diferentes. O estado de tensões é, então, alterado, obtendo-se, portanto, valores diferentes de deformações acumuladas.

#### **7.1.4.5 Resumo da Metodologia**

A Figura 7.2 apresenta esquematicamente as etapas do procedimento de dimensionamento de ferrovias apresentado anteriormente.

## **7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Como sugestões para pesquisas futuras destacam-se as seguintes:

- § Implementar, nos programas numéricos usualmente utilizados, modelos constitutivos que permitam o acúmulo das deformações plásticas devido à aplicação de carregamento cíclico;
- § Realizar ensaios triaxiais cíclicos com amostras reforçadas (discos horizontais de geossintético) para a verificação do comportamento do solo reforçado sob comportamento cíclico;
- § Realizar ensaios em modelos reduzidos, modelos em grande escala e ensaios de campo de forma a verificar as propriedades de resistência e deformabilidade antes e após o carregamento cíclico e efeito de escala;



- § Analisar outros métodos analíticos de estradas não-pavimentadas, além dos apresentados neste trabalho, e aplicá-los a situações de obras reais, que contemplem outras condições do subleito;
- § Aplicar o procedimento de previsão da deformação plástica acumulada, utilizado nesta tese no ensaio em grande escala da ferrovia, numa situação real de campo.
- § Fazer avaliação de custo x benefício da utilização do elemento de reforço para as aplicações estudadas neste trabalho.

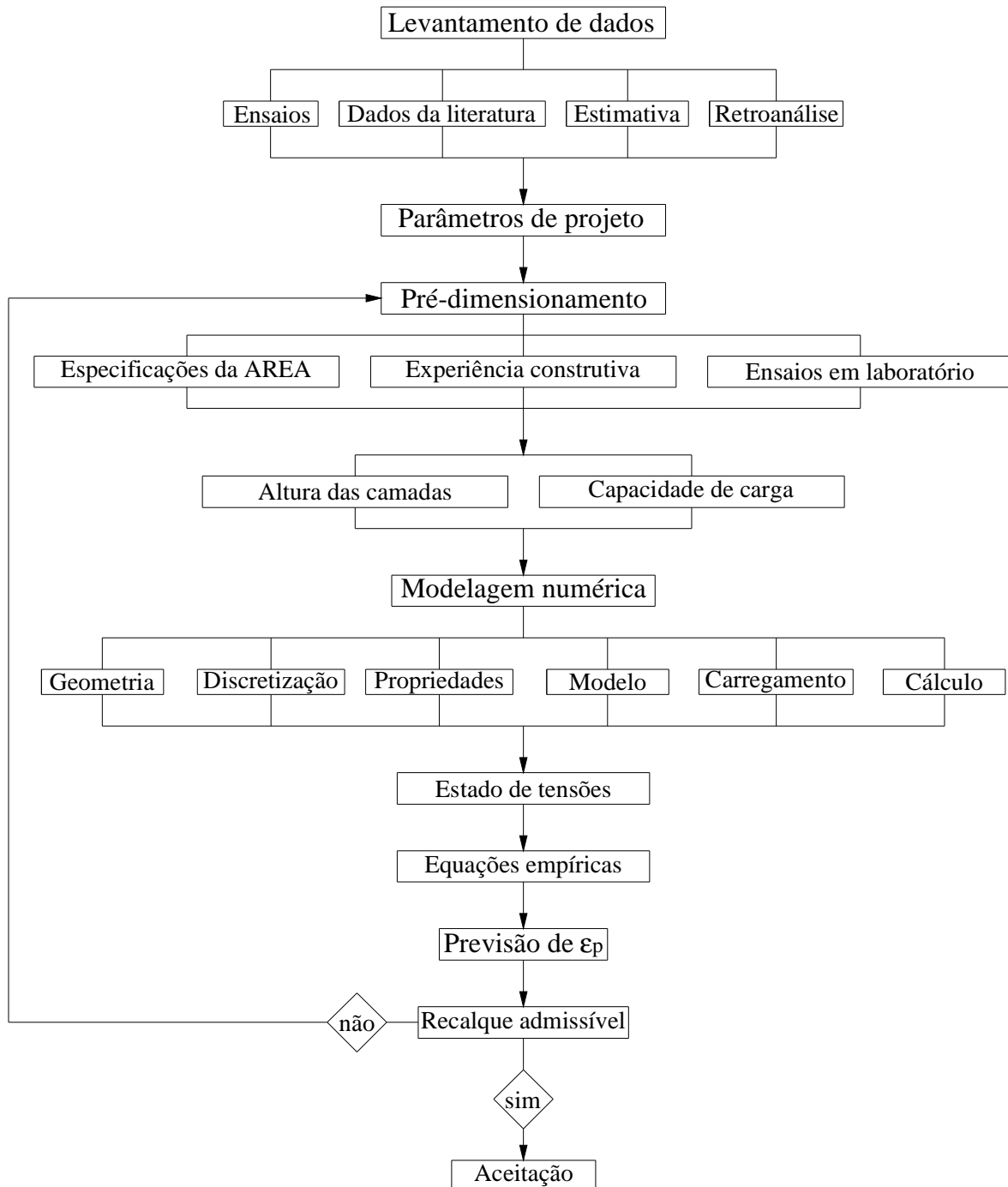


Figura 7.2 – Procedimentos para o dimensionamento de ferrovias.

# *Referências Bibliográficas*

- ALMEIDA, M.S.S., MARQUES, M.E.S., LACERDA, W.A., FUTAI, M.M. (2005). Investigações de Campo e Laboratório na Argila de Sarapuí. *Solos e Rochas*, 28(1): 3–20.
- ASHMAWY, A.K., BOURDEAU, P.L., DRNEVICH, V.P. & DYSLI, M. (1999). Cyclic Response of Geotextile-Reinforced Soil. *Soils and Foundations*, 39(1): 43–52.
- ASSIS, A.P., ESPÓSITO, T.J., GARDONI, M.G. & SILVA, P.D.E.A. (2001). Métodos Estatísticos Aplicados a Geotecnia. Publicação G.AP-002/01, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p.
- ABDEL-BAKI, M.S. & RAYMOND, G.P. (1994). Reduction of Settlements Using Soil Reinforcement. Vertical and Horizontal Deformation of Foundations and Embankments, A.T. Yeung & G.Y. Félio (eds.), ASCE – Geotechnical Special Publication, 40(1): 525–537.
- BAECHER, G.B. & CHRISTIAN, J.T. (2003). Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley and Sons Ltd, England, 605 p.
- BAESSO, D.P. & GONÇALVES, F.L.R. (2003). Estradas Rurais – Técnicas Adequadas de Manutenção, DER, Florianópolis, SC, Brasil, 204 p.
- 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.
- BATHURST, R.J., RAYMOND, G.P. & JARRET, P.M. (1986). Performance of Geogrid-Reinforced Ballast Railroad Track Support. Third International Conference on Geotextiles, Viena, Austria, 43–48.
- BATHURST, R.J. & RAYMOND, G.P. (1987). Geogrid Reinforcement of Ballasted Track. *Transport Research Record* 1153: 8–14.
- BINQUET, J. & LEE, K.L. (1975). Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, GT12: 1241–1255.
- BOURDEAU, P.L., MISKIN, K.K. & FULLER, J.M. (1990). Behaviour of Geotextile-Reinforced Soil Under Cyclic Loading. Proceedings 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. The Hague, ed. G. den Hoedt. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1: 251.
- BRINA, H.L. (1979). Estradas de Ferro – Via Permanente. Livros Técnicos e Científicos Editora, Rio de Janeiro, Vol. 1, 258 p.
- BURD, H.J. (1986). A Large Displacement Finite Element Analysis of Reinforced Unpaved Road. D.Phil Thesis, University of Oxford.

- BURD, H.J. (1995). Analysis of Membrane Action in Reinforced Unpaved Roads. *Canadian Geotechnical Journal*, 32: 946–956.
- BURD, H.J. & BROCKLEHURST, C.J. (1990). Finite Element Studies of the Mechanics of Reinforced Unpaved Roads. *Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Den Hoedt (ed.), Balkema, Rotterdam, 217–221.
- BURD, H.J. & FRYDMAN, S. (1997). Bearing Capacity of Plane-strain Footings on Layered Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 34: 241–253.
- CHANG, C.S., ADEGOKE, C.W. & SELIG, E.T. (1980). GEOTRACK Model for Railroad Track Performance. *Journal of the Geotechnical Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 106(GT11): 1201–1218.
- CHEN, W.F. & SALEEB, A.F. (1982). *Constitutive Equations for Engineering Materials – Volume 1: Elasticity and Modeling*. John Wiley and Sons, USA.
- CHEN, W.F. & MIZUNO, E. (1990). *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics – Theory and Implementation*. *Developments in Geotechnical Engineering* 53, Elsevier.
- COSTA FILHO, L.M.; GERSCOVICH, D.M.; BRESSANI, L.A. & THOMAZ, J.E. (1985). Discussion on *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111(2): 259–262.
- COUTINHO, R.Q. (1976). *Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 206 p.
- CRAIG, R.F. (1997). *Soil Mechanics*. Editora Spon Press, London, UK, 6ª Edição, 440 p.
- CUNHA, M.G. (1991). *Estudo do Comportamento de Estradas Vicinais Reforçadas com Geotêxtil Através de Modelos Físicos*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, DF, 130 p.
- DE GROOT, M., JANSE, E., MAAGDENBERG, T.A.C. & VAN DEN BERG, C. (1986). Design Method and Guidelines for Geotextile Application in Road Construction. *Proceedings 3<sup>rd</sup> International Conference On Geotextiles*, Viena, 3: 741–746.
- DESAI, C.S. & CHRISTIAN, J.T. (1977). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. McGraw Hill Education, 783 p.
- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y. (1970). Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, SM5, 1629–1653.
- DUNCAN, J.M. (1980). Hyperbolic Stress-Strain Relationships. *Proceedings of the Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-Strain in Soil in Geotechnical Engineering, ASCE*, 628–648.
- FAMIYESIN, O.O.R., DAVIES, T.G. & CHAN, A.H.C. (1998). Numerical Modelling of Cyclic Loading on Reinforced Unbound Pavements. *Computers and Structures*, 68: 231–249.

- FANNIN, R.J. (1986). Geogrid Reinforcement of Granular Layers on Soft Clay – A Study at Model and Full Scale. D.Phil Thesis, University of Oxford.
- FERNANDES, G. (2005). Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários Com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-027A/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253 p.
- FERREIRA Jr., L.G.F. (1995). Estudo da Influência do Reforço (Geotêxtil) nos Mecanismos de Deformação e Ruptura de Estradas Não-pavimentadas Através de Modelos Físicos. Dissertação de Mestrado, Publicação No.: G.DM-021A/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, DF, 181 p.
- GARDINER, J.M.(1985). Finite Element Analysis of a Geogrid Reinforced Ballast Bed. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada
- GERSCOVICH, D.M.; COSTA FILHO, L.M. & BRESSANI, L.A. (1986). Propriedades da Camada Ressecada de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Porto Alegre, v. 2, p. 289-300.
- GIROUD, J. P. & NOIRAY, L. (1981). Geotextile-Reinforced Unpaved Road Design. Proceedings ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 107(GT9): 1233–1254.
- GIROUD, J.P., AH-LINE, C. & BONAPARTE, R. (1984). Design of Unpaved Roads and Trafficked Areas with Geogrids. Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering. Paper N° 4.1, 12 p.
- HAMMITT, G.M. (1970). Thickness Requirements for Unsurfaced Roads and Airfields, Bare Base Support. US Army Waterways Research station. Vicksburg, TR2-70-5
- HAMMOND, M. (1997). Reinforcement of Shallow Granular Layers Overlying Bases of Different Compressibilities. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- HATAMI, K. & RAYMOND, G.P. (2003). Numerical Simulation of Foundation Response to Footing Pressure. Proceedings of 12<sup>th</sup> Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Boston, MA, 1785–1792.
- 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, 22(3): 25–29.
- HOULSBY, G.T. & JEWELL, R.A. (1990). Design of Reinforced Unpaved Roads for Small Rut Depths. Proceedings 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. The Hague, ed. G. den Hoedt. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1: 171–176.
- ISMAIL, I. (1994). Geosynthetic Reinforcement of Granular Layered Soils. PhD thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.

- ISMAIL, I. & RAYMOND, G.P. (1995). Influence of Geosynthetic Reinforcement on Granular Soils. *Transportation Research Record* 1474, 96–101.
- ITASCA Consulting Group (2003). *FLAC 3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua*. ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minn.
- ITASCA Consulting Group (2005). *FLAC 2D – Fast Lagrangian Analysis of Continua*. ITASCA Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minn.
- JAMES, R.L. (2002). Strain and Stress on Geogrid Reinforcement of Aggregates Below Shallow Footings. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- JEWELL, R.A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. CIRIA Special Publication 123, Thomas Telford, UK, 332 p.
- KONDNER, R.L. (1963). Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. *Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 89(SM1): 115–143.
- LAU, J.S.O. (1975). Repeated Loading Triaxial Tests on Sand. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- LENG, J. & GABR, M.A. (2005). Numerical Analysis of Stress Deformation Response in Reinforced Unpaved Road Sections. *Geosynthetics International*, 12(2): 111–119.
- LEVINE, D.M.; BERENSON, M.L. & STEPHAN, D. (1998). *Estatística: Teoria e Aplicações*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ, 811 p.
- LI, D. & SELIG, E.T. (1994). Resilient Modulus for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(6): 939–957.
- LI, D. & SELIG, E.T. (1996). Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(12): 1006–1013.
- LI, D. & SELIG, E.T. (1998a). Method for Railroad Track Foundation Design. I: Development. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(04): 316–322.
- LI, D. & SELIG, E.T. (1998b). Method for Railroad Track Foundation Design. II: Applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(04): 323–329.
- LOVE, J.P. (1984). Model Testing of Geogrid in Unpaved Roads. D.Phil Thesis, University of Oxford.
- LOVE, J.P., BURD, H.J., MILLIGAN, G.W.E. & HOULSBY, G.T. (1987). Analytical and Model Studies of Reinforcement of a Layer of Granular Fill on a Soft Clay Subgrade. *Canadian Geotechnical Journal*, 24: 611–622.
- MEYERHOF, G.G. (1974). Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(2): 223–229.

- MILLIGAN, G.W.E., JEWELL, R.A., HOULSBY, G.T. & BURD, H.J. (1989). A New Approach to the Design of Unpaved Roads – Part II. Ground Engineering, 22(8): 37–42.
- PALMEIRA, E.M. (1981). Utilização de Geotêxteis como Reforço de Aterros Sobre Solos Moles. Dissertação de Mestrado, Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 282 p.
- PALMEIRA, E.M. (1998). Geosynthetic Reinforced Unpaved Roads on Very Soft Soils: Construction and Maintenance Effects. Sixth International Conference on Geosynthetics, 2: 885–890.
- PALMEIRA, E.M. & CUNHA, M.G. (1993). A Study of the Mechanics of Unpaved Roads with Reference to the Effects of Surface Maintenance. Geotextiles & Geomembranes, Elsevier Science Publishers Ltd, England, 12: 109–131.
- PALMEIRA, E.M. & FERREIRA Jr. (1994). The Behaviour of Unpaved Roads under Large Rutting Conditions. Proceedings 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, 1: 135–138.
- PERKINS, S.W. (2001). Numerical Modeling of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements. The State of Montana Department Transportation, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Report No. FHWA/MT-01-003/99160-2, USA, 97 p.
- PLAXIS (1998). PLAXIS program v. 7.2. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses. A.A. Balkema, Netherlands.
- RAYMOND, G.P., LAKE, R.W. & BOON, C.J. (1976). Stresses and Deformations in Railway Track. Canadian Institute of Guided Ground Transport - CIGGT Report No. 76-11, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- RAYMOND, G.P. (1977). Stresses and Deformations in Railway Track. Canadian Institute of Guided Ground Transport - CIGGT Report No. 77-15, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- RAYMOND, G.P. (1978a). Stresses and Deformations in Railway Track. Canadian Institute of Guided Ground Transport - CIGGT Report No. 78-16, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- RAYMOND, G.P. (1978b). Design for Railroad Ballast and Subgrade Support. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(GT1): 45–60.
- ROSENBLUETH, E. (1975). Point Estimates for Probability Moments. Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, USA, 72(10): 3812–3814
- SERRATO, E. (1990). Utilização de Modelos Físicos no Estudo da Influência de Reforço Geotêxtil em Estradas Não-Pavimentadas Construídas sobre Solo Mole. Projeto final de Estágio Supervisionado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília-DF, 33 p.
- SIGURDSSON, O. (1993). Geosynthetic Stabilization of Unpaved Roads on Soft Ground: a Field Evaluation. MSc. Thesis, University of British Columbia, Canada, 149 p.

- WALLS, J.C. & GALBREATH, L.L. (1987). Railroad Ballast Reinforcement Using Geogrids. Geosynthetic '87 Conference, New Orleans, USA, pp. 38–45.
- WALTERS, D.L. (1998). Geogrid Reinforcement of Finite-Depth Granular Material Subjected to Monotonic and Repetitive Loading. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- WONG, K.S. & BROMS, B.B. (1994). Analysis of Retaining Walls Using the Hyperbolic Model. Soil Structure Interaction: Numerical Analysis and Modelling, J.W. Bull (ed.), E&FN SPON, 605–645.
- WOODS, R. I. (1994). Reinforced Slopes and Embankments. Soil Structure Interaction: Numerical Analysis and Modelling. J.W. Bull (ed.), E&FN SPON, 261–314.

## *Modelo Hiperbólico no FLAC 3D*

No programa FLAC 3D, a linguagem FISH não pode ser usada para a implementação de um modelo constitutivo do usuário. O modelo deve ser escrito em linguagem C++ e compilado como um arquivo DLL (biblioteca de link dinâmico – “*dynamic link library*”), que poderá ser carregado sempre que necessário.

Inicialmente, deve-se criar um espaço de trabalho que irá conter projetos que são uma coleção de arquivos do C++ (arquivos de origem, “*source*”, e diretores, “*header*”). O FLAC3D já fornece um espaço de trabalho preparado para a criação do arquivo DLL. Esse espaço se chama “UDM.DSW” (UDM.zip na pasta \Itasca\shared\Models\UDM). Um projeto chamado “UDM.DSP” contém arquivos de origem e diretores chamados “USERSOFT.CPP” e “USERSOFT.H”. Para criar o arquivo DLL, usando o espaço de trabalho “UDM.DSW”, deve-se modificar esses arquivos ou deletá-los e acrescentar novos arquivos com o modelo constitutivo que se deseja implementar.

O modelo definido pelo usuário depende dos seguintes arquivos:

- § AXES.H – especifica um sistema particular de eixos;
- § CONMODEL.H – estrutura utilitária usada para transferir informação do e para o modelo constitutivo;
- § CONTABLE.H – define a interface TABLE para modelos constitutivos;
- § STENSOR.H – armazena tensores simétricos.

No arquivo CONMODEL.H apresenta-se a classe base *ConstitutiveModel* que fornece a estrutura para a implementação de novos modelos constitutivos (classes derivadas da classe base). Algumas funções existentes na classe base serão definidas na classe derivada, e outras permanecerão as mesmas.

Três estruturas/classes são fornecidas pelo FLAC para a comunicação com novos modelos constitutivos, quais sejam, STensor, Axes e ConTableList, disponíveis nos arquivos STENSOR.H, AXES.H e CONTABLE.H, respectivamente. Os únicos componentes essenciais são apresentados na estrutura Stensor e correspondem a d11, d22, d33, d12, d13 e d23, ou seja, três componentes de tensão e deformação normal e três componentes de tensão e



deformação cisalhante. Além disso, a estrutura Stensor contém funções que calculam tensões principais e que transformam tensões de um sistema de eixos global para um sistema de eixos principais.

Antes de rodar o programa FLAC 3D com o modelo constitutivo do usuário deve-se configurar o programa para aceitar o novo modelo. Isso pode ser feito aplicando-se o comando **CONFIG cppudm**. Para carregar o modelo constitutivo de Duncan-Chang, que está sendo implementado neste trabalho, dentro do programa FLAC 3D deve-se usar o comando **Model load userduncan.dll**. A partir daí, o FLAC reconhece o novo modelo e as suas propriedades. Para restaurar um arquivo já salvo que foi rodado utilizando-se o novo modelo constitutivo deve-se fornecer os dois comandos acima mencionados: **CONFIG cppudm** e **Model load userduncan.dll**. A restauração só é possível se o arquivo userduncan.dll estiver dentro da pasta de arquivos do FLAC 3D juntamente com os demais arquivos dll correspondentes aos modelos constitutivos já existentes.

A seguir, apresenta-se a classe base *ConstitutiveModel* e a classe derivada *UserDuncanChangModel* utilizada para a implementação do modelo constitutivo de Duncan & Chang. Além disso, apresenta-se o projeto para a implementação do modelo.

#### **A.1. DEFINIÇÃO PARCIAL DA CLASSE BASE *CONSTITUTIVEMODEL***

```
class ConstitutiveModel {
public:
    // Creators – Cria e registra o modelo constitutivo
    EXPORT ConstitutiveModel(unsigned uTypeIn, bool bRegister=false);
    // Se bRegister é “verdadeiro”, o modelo constitutivo é registrado globalmente.
    // uTypeIn é o número do modelo constitutivo, esse número deve ser único para
    cada modelo constitutivo diferente registrado e recomenda-se que seja superior a 100.
    EXPORT virtual ~ConstitutiveModel(void);
    // Rotinas que devem ser especificadas pela classe derivada correspondente ao
    novo modelo constitutivo.
    // “Accessors”
    virtual const char *Keyword(void) const=0;
    // “Keyword” é usada para carregar o modelo dentro do FLAC3D.
    virtual const char *Name(void) const=0;
    // Nome completo do modelo para ser impresso.
    virtual const char **Properties(void) const=0;
    // “Array” representando as propriedades que podem ser definidas e recuperadas.
    virtual const char **States(void) const=0;
```

**// “Array” com “bits” que correspondem ao estado elástico, escoamento e tração no estágio atual e num estágio passado.**

virtual double GetProperty(unsigned ul) const=0;

**// Recupera os parâmetros correspondentes às propriedades previamente definidas.**

virtual ConstitutiveModel \*Clone(void) const=0;

**// Faz uma cópia do modelo constitutivo atual.**

virtual double ConfinedModulus(void) const = 0;

virtual double ShearModulus(void) const = 0;

virtual double BulkModulus(void) const = 0;

virtual double SafetyFactor(void) const = 0;

virtual unsigned Version(void) const = 0;

**// Número da versão do modelo.**

**// “Manipulators”**

virtual void SetProperty(unsigned ul,const double &d)=0;

**// Define o valor da propriedade com o índice ul a partir da ordem definida em Properties().**

EXPORT virtual const char \*Copy(const ConstitutiveModel \*cm)=0;

**// Copia todas as definições do modelo constitutivo.**

virtual const char \*Initialize(unsigned uDim,State \*pst)=0;

**// Essa função é chamada antes do início dos cálculos do FLAC e a cada atualização quando se consideram de grandes deformações.**

**// Calcula valores que são constantes e derivados de outros.**

**virtual const char \*Run(unsigned uDim,State \*pst)=0;**

**// Calcula novo estado de tensão dado um incremento de deformação.**

**// Chamado uma vez para cada quarto que constitui uma zona.**

EXPORT virtual const char \*SaveRestore(ModelSaveObject \*mso) = 0;

**// Salva e restaura informação necessária dentro de “mso”.**

private:

**// Todos os parâmetros do modelo constitutivo e parâmetros de controle devem ser apresentados aqui nessa seção.**

unsigned uType;

};

## A.2. DEFINIÇÃO DA CLASSE BASE: USERDUNCANCHANGMODEL

User\_DuncanChang.h

# pragma once

#include "Conmodel.h"

class UserDuncanChangModel : public ConstitutiveModel {

public:

enum ModelNum { mnUserDuncanChangModel= 240 };

**// “Creators”**

```
EXPORT UserDuncanChangModel(bool bRegister=false);
virtual const char *Keyword(void) const;
virtual const char *Name(void) const;
virtual const char **Properties(void) const;
virtual const char **States(void) const;
virtual double GetProperty(unsigned ul) const;
virtual ConstitutiveModel *Clone(void) const { return(new UserDuncanChangModel()); }
virtual double ConfinedModulus(void) const { return(dBulk + d4d3*dShear); }
virtual double ShearModulus(void) const { return(dShear); }
virtual double BulkModulus(void) const { return(dBulk); }
virtual double SafetyFactor(void) const { return(10.0); }
virtual unsigned Version(void) const { return(1); }
// “Manipulators”
virtual void SetProperty(unsigned ul,const double &dVal);
virtual const char *Copy(const ConstitutiveModel *cm);
//Inicializa e roda o programa
virtual const char *Initialize(unsigned uDim,State *ps);
virtual const char *Run(unsigned uDim,State *pst);
//Salva e restaura
virtual const char *SaveRestore(ModelSaveObject *mso);
private:
//Propriedades
    double dk, dku, dkb, dn, dm, drf, dpa;
    double dCohesion, dFriction, dPoisson;
    double dBulk, dShear, d_kmax, d_gmax, d_ssmax;
    double dnphi, dcsnp, dcotp;
    double elas, bulk, dif, dia, ms3, ms1, dE1, dE2, dG2;
    double sphi, nphi, sl, ss, aux;
    double cm_max, sm_max;
};
// EOF
```

Com essa rotina, uma classe derivada com o nome *UserDuncanChangModel* é criada e um novo modelo constitutivo é registrado com o número 240. Todas as funções que estão dentro da seção “public” devem ser especificadas. Todos os parâmetros a serem utilizados no modelo constitutivo, como também parâmetros de controle, devem ser definidos dentro da seção “private” e devem ter no mínimo 2 caracteres. Além disso, deve-se evitar nomes que coincidam com nomes de parâmetros já existentes nos modelos constitutivos do programa.

### A.3. DEFINIÇÃO DO PROJETO E ROTINA DO MODELO CONSTITUTIVO

A seguir, apresenta-se o projeto criado na linguagem C++ para a especificação das funções contidas dentro da seção “public” do arquivo User\_DuncanChang.h, bem como a seqüência de cálculo do modelo de Duncan & Chang para a implementação no FLAC3D.

```
User_DuncanChang.cpp
#include "User_DuncanChang.h"
#include <math.h>

//Variáveis usadas por todos os objetos do modelo.
static const double d1d3 = 1.0 / 3.0;
static const double d2d3 = 2.0 / 3.0;
static const double dPi = 3.141592653589793238462643383279502884197169399;
static const double dDegRad = dPi/180.0;

// Registro interno do modelo no FLAC 3D.
static UserDuncanChangModel userDuncanChangModel(true);
UserDuncanChangModel::UserDuncanChangModel(bool bRegister)
    :ConstitutiveModel(mnUserDuncanChangModel,bRegister),
      dk(0.0), dku(0.0), dkb(0.0), dn(0.0), dm(0.0), drf(0.0), dpa(0.0),
      dCohesion(0.0),dFriction(0.0), dPoisson(0.0),
      dBulk(0.0),dShear(0.0), d_kmax(0.0), d_gmax(0.0), d_ssmax(0.0),
      dnphi(0.0), dcsnp(0.0), dcoctp(0.0), elas(0.0), bulk(0.0), dif(0.0),
      dia(0.0), ms3(0.0), ms1(0.0), dE1(0.0), dE2(0.0), dG2(0.0), sphi(0.0),
      nphi(0.0),
      sl(0.0), ss(0.0), aux(0.0), cm_max(0.0), sm_max(0.0)
    { }

const char *UserDuncanChangModel::Keyword(void) const { return("userduncan"); }
const char *UserDuncanChangModel::Name(void) const { return("UserDuncan_Chang"); }
const char **UserDuncanChangModel::Properties(void) const {
static const char *strKey[] = {
    "dk", "ku", "kb", "dn", "dm", "rf", "pa", "cohesion", "friction", "poisson", "dbulk",
    "d_gmax", "d_kmax", "shear", "d_ssmax", "cm_max", "sm_max", 0
};
return(strKey);
}

const char **UserDuncanChangModel::States(void) const {
static const char *strKey[] = {0};
return(strKey);
}

/* * Nota: Mantém ordem das propriedades de entrada e saída.
*/
```

```
double UserDuncanChangModel::GetProperty(unsigned ul) const {
    switch (ul) {
        case 1: return(dk);
        case 2: return(dku);
        case 3: return(dkb);
        case 4: return(dn);
        case 5: return(dm);
        case 6: return(drf);
        case 7: return(dpa);
        case 8: return(dCohesion);
        case 9: return(dFriction);
        case 10: return(dPoisson);
        case 11: return(dBulk);
        case 12: return(d_gmax);
        case 13: return(d_kmax);
        case 14: return(dShear);
        case 15: return(d_ssmax);
        case 16: return(cm_max);
        case 17: return(sm_max);
    }
    return(0.0);
}

void UserDuncanChangModel::SetProperty(unsigned ul,const double &dVal) {
    switch (ul) {
        case 1: dk = dVal; break;
        case 2: dku = dVal; break;
        case 3: dkb = dVal; break;
        case 4: dn = dVal; break;
        case 5: dm = dVal; break;
        case 6: drf = dVal; break;
        case 7: dpa = dVal; break;
        case 8: dCohesion = dVal; break;
        case 9: dFriction = dVal; break;
        case 10: { // POISSON
            if ((dVal==0.5)||(dVal==-1.0)) return;
            dPoisson = dVal;
            break;
        }
        case 11: dBulk = dVal; break;
        case 12: d_gmax = dVal; break;
        case 13: d_kmax = dVal; break;
    }
}
```

```

    case 14: dShear = dVal; break;
    case 15: d_ssmax = dVal; break;
    case 16: cm_max = dVal; break;
    case 17: sm_max = dVal; break;
    }
}

const char *UserDuncanChangModel::Copy(const ConstitutiveModel *m) {
    //Detecta erros e retorna a literal “erro”, senão retorna 0.
    const char *str = ConstitutiveModel::Copy(m);
    if (str) return(str);

UserDuncanChangModel *em = (UserDuncanChangModel *)m;
    dk      = em->dk;
    dku     = em->dku;
    dkb     = em->dkb;
    dn      = em->dn;
    dm      = em->dm;
    drf     = em->drf;
    dpa     = em->dpa;
    dCohesion = em->dCohesion;
    dFriction = em->dFriction;
    dPoisson = em->dPoisson;
    dBulk   = em->dBulk;
    d_gmax  = em->d_gmax;
    d_kmax  = em->d_kmax;
    dShear  = em->dShear;
    d_ssmax = em->d_ssmax;
    cm_max  = em->cm_max;
    d_ssmax = em->d_ssmax;
    cm_max  = em->cm_max;
    sm_max  = em->sm_max ;
    return(0);
}

const char *UserDuncanChangModel::Initialize(unsigned,State *) {
    sph = sin(dFriction * dDegRad);
    nphi = (1.0 + sph) / (1.0 - sph);
    dcsnp = 2.0 * dCohesion * sqrt(nphi);
    dnphi = nphi - 1.0;
    if (dFriction != 0.0)
        {

```

```
        dcotp = dCohesion/tan(dFriction * dDegRad);
    }
else
    {
        dcotp = 0.0;
    }
return(0);
}

// Function Declaration
double max(double a, double b);
    // Calcula o valor máximo entre a e b.
double min (double a, double b);
    // Calcula o valor mínimo entre a e b.

const char *UserDuncanChangModel::Run(unsigned ulDim,State *ps)
{
    if ((ulDim!=2)&&(ulDim!=3)) return("Illegal dimension in UserDuncanChangModel");
    static double as11, as22, as33, as12, as13, as23;
    dE1 = dBulk + 4.0 * dShear / 3.0;
    dE2 = dBulk - 2.0 * dShear / 3.0;
    dG2 = 2.0*dShear;

// Inicializa “stacks” para acumular tensões para a zona
    if(!ps->bySubZone) {
        as11 = 0.0;
        as22 = 0.0;
        as33 = 0.0;
        as12 = 0.0;
        as13 = 0.0;
        as23 = 0.0;
    }

// Incrementos de deformações
    double stnEd11 = ps->stnE.d11;
    double stnEd22 = ps->stnE.d22;
    double stnEd33 = ps->stnE.d33;
    double stnEd12 = ps->stnE.d12;
    double stnEd13 = ps->stnE.d13;
    double stnEd23 = ps->stnE.d23;

// Novas tensões – Forma incremental da lei de Hooke
    ps->stnS.d11 += (stnEd22 + stnEd33) * dE2 + stnEd11 * dE1;
    ps->stnS.d22 += (stnEd11 + stnEd33) * dE2 + stnEd22 * dE1;
```

```

ps->stnS.d33 += (stnEd11 + stnEd22) * dE2 + stnEd33 * dE1;
ps->stnS.d12 += stnEd12 * dG2;
ps->stnS.d13 += stnEd13 * dG2;
ps->stnS.d23 += stnEd23 * dG2;

```

**// Acumula tensões para a zona**

```

double dVol = ps->dSubZoneVolume;
as11 += ps->stnS.d11*dVol;
as22 += ps->stnS.d22*dVol;
as33 += ps->stnS.d33*dVol;
as12 += ps->stnS.d12*dVol;
as13 += ps->stnS.d13*dVol;
as23 += ps->stnS.d23*dVol;

```

**// A ultima zona foi processada. Atualiza parâmetros**

```

if (ps->bySubZone==ps->byTotSubZones-1){
    dVol = 1.0/ps->dZoneVolume;
    if(ps->byOverlay==2) dVol *=0.5;
    as11 = as11*dVol;
    as22 = as22*dVol;
    as33 = as33*dVol;
    as12 = as12*dVol;
    as13 = as13*dVol;
    as23 = as23*dVol;
    // Tensão compressiva menor
    dif = as11 - as22;
    dia = sqrt (dif*dif + 4.0*as12*as12);
    ms3 = min(-(as11 + as22 + dia) * 0.5,-as33);
    ms3 = max(ms3,0.0);
    // Tensão compressiva maior
    ms1 = max(-(as11 + as22 - dia) * 0.5,-as33);
    ms1 = max(ms1,0.0);
    // Novo módulo
    aux = ms3 * dnphi + dcsnp;
    if (aux != 0.0)
    {
        sl = max(ms1 - ms3,0.0)/aux; // stress level
        ss = sl * pow(((ms3 + dcofp)/dpa),0.25); // stress state
        // Carregamento primário é assumido ocorrer quando o valor atual do estado de tensão (ss) é maior que o máximo valor alcançado naquele local no passado (d_ssmax). Caso contrário, assume-se condições de descarregamento/re carregamento.
        if (ss >= d_ssmax * 0.999)

```



```
        {
            elas = pow((1.0 - drf * sl),2.0) * dk * dpa * pow((ms3/dpa),dn);
        }
        else
        {
            elas = dku * dpa * pow((ms3/dpa),dn);
        }
    }
else
{
    sl = 0.0;
    ss = 0.0;
    elas = 0.0;
}
if (dkb == 0.0)
{
    // Coefficiente de Poisson é constante
    dBulk = elas / (3.0 * (1.0 - 2.0 * dPoisson));
    dShear = elas / (2.0 * (1.0 + dPoisson));
}
else
{
    // Coefficiente de Poisson entre 0 e 0.49
    bulk = dkb * dpa * pow((ms3/dpa),dm);
    bulk = min(bulk, 17.0 * elas);
    bulk = max(bulk, elas/3.0);
    dBulk = bulk;
    dShear = 3.0 * elas * bulk / (9.0 * bulk - elas);
}
d_ssmax = max(d_ssmax, ss);
// Retorna maior valor do módulo
cm_max = d_kmax + 4.0 * d_gmax / 3.0;
sm_max = d_gmax;
}
return(0);
}

/** Salva todas as propriedades para o modelo
const char *UserDuncanChangModel::SaveRestore(ModelSaveObject *mso) {
    // Verifica erros e retorna literal, senão retorna 0.
    const char *str = ConstitutiveModel::SaveRestore(mso);
    if (str) return(str);
}
```

**// 17 representa 17 propriedades que são do tipo “double” e 0 representa propriedades do tipo inteiro.**

```
mso->Initialize(17,0);
mso->Save(0,dk);
mso->Save(1,dku);
mso->Save(2,dkb);
mso->Save(3,dn);
mso->Save(4,dm);
mso->Save(5,drf);
mso->Save(6,dpa);
mso->Save(7,dCohesion);
mso->Save(8,dFriction);
mso->Save(9,dPoisson);
mso->Save(10,dBulk);
mso->Save(11,d_gmax);
mso->Save(12,d_kmax);
mso->Save(13,dShear);
mso->Save(14,d_ssmax);
mso->Save(15,cm_max);
mso->Save(16,sm_max);
return(0);
}
```

**// Function max – determina valor máximo entre dois valores**

double max (double a, double b)

```
{
    if (a > b)
        return a;
    else
        return b;
}
```

**// Function min - determina valor mínimo entre dois valores**

double min (double a, double b)

```
{
    if (a < b)
        return a;
    else
        return b;
}
```

**// EOF**

Com essa rotina, o modelo constitutivo de nome *userduncan* poderá ser utilizado dentro do programa FLAC 3D para representar o comportamento de materiais a serem analisados. Deve-se utilizar a seguinte rotina na linguagem FISH para inicializar os valores dos módulos cisalhante e de bulk, e da função de estado de tensões *ssmax*. A rotina é apresentada a seguir e se chama *iniduncan*.

; -----  
; Função FISH para inicializar automaticamente os valores dos módulos tangente e de bulk e a função de estado de tensão *ssmax*, baseado no estado de tensão inicial. O módulo de Young inicial é então calculado usando a fórmula para descarregamento-recarregamento. São inicializados também os valores máximos dos módulos de bulk e cisalhante por uma função inicial baseada nos valores da variável *d\_ms3*. Essa variável pode ser definida como uma estimativa do máximo valor alcançado pela tensão principal menor *-s3* durante a simulação.

; -----  
def duncan\_initial  
    pnt = zone\_head  
    ;zone\_head é o endereço da primeira zona na lista de zonas  
    loop while pnt # null  
    ;executa o loop até que o endereço pnt se iguale a zero – essa condição identifica a última zona na lista.  
        if z\_model(pnt) = 'userduncan'  
            ; - constantes relacionadas ao ângulo de atrito -  
            sphi = sin (z\_prop(pnt,'friction')\*pi/180.0)  
            nphi = (1.0 + sphi)/(1.0 - sphi)  
            csnp = 2.0 \* (z\_prop(pnt,'cohesion')\* sqrt(nphi))  
            nphi = nphi - 1.0  
            if z\_prop(pnt,'friction') # 0.0 then  
                cotp = z\_prop(pnt,'cohesion') /tan(z\_prop(pnt,'friction')\*pi/180.0)  
            else  
                cotp = 0.0  
            end\_if  
            ;- tensão compressiva menor -  
            dif = z\_sxx(pnt) - z\_syy(pnt)  
            dia = sqrt (dif\*dif + 4.0 \* z\_sxy(pnt) \* z\_sxy(pnt))  
            ms3 = min(-(z\_sxx(pnt) + z\_syy(pnt) + dia) \* 0.5,-z\_szz(pnt))  
            ms3 = max(ms3,0.0)  
            ms1 = max(-(z\_sxx(pnt) + z\_syy(pnt) - dia) \* 0.5,-z\_szz(pnt))  
            ms1 = max(ms1,0.0)

```

;- ss – estado de tensão
sl = max(ms1 - ms3,0.0) / (ms3 * nphi + csnp)
z_prop(pnt,'d_ssmax') = sl * ((ms3 + cotp) / z_prop(pnt,'pa'))^0.25
; Inicializa o modulo de Young para descarregamento-recarregamento -
ei=z_prop(pnt,'ku')*z_prop(pnt,'pa')*(ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_prop(pnt,'dn')
elas = ei * (1.0 - z_prop(pnt,'rf')) * sl^2.0
;- Valor inicial dos módulos de bulk e cisalhante a partir do módulo de Young inicial -
if z_prop(pnt,'kb') = 0.0 then
    ;- Coeficiente de Poisson é constante -
    z_prop(pnt,'dbulk') = elas / (3.0 * (1.0 - 2.0 * z_prop(pnt,'poisson')))
    z_prop(pnt,'shear') = elas / (2.0 * (1.0 + z_prop(pnt,'poisson')))
else
    ;- Coeficiente de Poisson entre 0 e 0.49 -
    $bulk=z_prop(pnt,'kb')*z_prop(pnt,'pa')*(ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_prop
p(pnt,'dm')
    $bulk = min($bulk, 17.0 * elas)
    $bulk = max($bulk, elas / 3.0)
    z_prop(pnt,'dbulk') = $bulk
    z_prop(pnt,'shear') = 3.0 * elas * $bulk / (9.0 * $bulk - elas)
end_if
;- máximo valor dos módulos de bulk e cisalhante a partir de max s3 para proporcionar estabilidade, calculados a partir de máximo s3 -
elas=z_prop(pnt,'ku')*z_prop(pnt,'pa')*(d_ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_prop(pnt
,'dn')
if z_prop(pnt,'kb') = 0.0 then
    ;- Coeficiente de Poisson é constante -
    z_prop(pnt,'d_kmax') = elas / (3.0 * (1.0 - 2.0 * z_prop(pnt,'poisson')))
    z_prop(pnt,'d_gmax') = elas / (2.0 * (1.0 + z_prop(pnt,'poisson')))
else
    $bulk=z_prop(pnt,'kb')*z_prop(pnt,'pa')*(d_ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_p
rop(pnt,'dm')
    $bulk = min($bulk, 17.0 * elas)
    $bulk = max($bulk, elas / 3.0)
    z_prop(pnt,'d_kmax') = $bulk
    z_prop(pnt,'d_gmax') = 3.0 * elas * $bulk / (9.0 * $bulk - elas)
end_if
end_if
pnt = z_next(pnt)
end_loop
end
duncan_initial

```

## *Exemplos de Verificação*

Este apêndice apresenta as rotinas utilizadas nesta tese para a verificação do modelo hiperbólico implementado no FLAC 3D e como exemplo ilustrativo da simulação do geossintético num ensaio de arrancamento.

### **B.1. ENSAIO TRIAXIAL**

#### *Ensaio Triaxial - Cilindro*

- **; Triaxial Test - userduncan model**
- New
  - config cppudm
  - generate zone cylinder P0 0. 0. 0. P1 0. 0.25 0. P2 0. 0. 1.0 &
  - P3 0.25 0. 0. P4 0. 0.25 1. P5 0.25 0. 1.0 size 5 20 10
  - **; Carregando o novo modelo constitutivo definido pelo usuário**
  - model load userduncan.dll
  - model userduncan
  - **; --- Propriedades ---**
  - property dens = 0.00202
  - property pa = 1.0584 dk = 700.0 dn = 0.37 rf = 0.8 ku = 1820.0
  - property kb = 280.0 dm = 0.19
  - property cohesion 0.31 friction 33.0
  - **; --- Inicialização ---**
  - ini sxx -2 syy -2 szz -2
  - **; --- Condições de contorno ---**
  - fix x range x -0.001 0.001
  - fix y range y -0.001 0.001
  - macro bottom 'range sphere cen 0 0 0 rad 0.25 z -0.01 0.01'
  - fix z bottom
  - macro top 'range sphere cen 0 0 1 rad 0.25 z 0.9 1.1'
  - fix z top
  - ini zvel -0.5e-6 top
  - ini zvel 0.5e-6 bottom
  - range name outer cylinder end1 0. 0. -0.1 end2 0. 0. 1.1 radius 0.25

- apply nstress = -2 range outer
- def variable
- d\_ms3 = 2
- end
- variable

; -----  
; Função FISH para inicializar automaticamente os valores dos módulos tangente e de bulk e a função de estado de tensão ssmax, baseado no estado de tensão inicial. O modulo de Young inicial é então calculado usando a fórmula para descarregamento-recarregamento. São inicializados também os valores máximos dos módulos volumétrico e cisalhante por uma função inicial baseada nos valores da variável d\_ms3. Essa variável pode ser definida como uma estimativa do máximo valor alcançado pela tensão principal menor -s3 durante a simulação.

; -----  
def duncan\_initial  
    pnt = zone\_head ; **zone\_head é o endereço da primeira zona na lista de zonas**  
    loop while pnt # null ; **executa o “loop” até que o endereço pnt seja igual a zero – essa condição identifica a última zona na lista**  
        if z\_model(pnt) = 'userduncan'  
            ; - **constantes relacionadas ao atrito -**  
            sphi = sin (z\_prop(pnt,'friction')\*pi/180.0)  
            nphi = (1.0 + sphi)/(1.0 - sphi)  
            csnp = 2.0 \* (z\_prop(pnt,'cohesion')\* sqrt(nphi))  
            nphi = nphi - 1.0  
            if z\_prop(pnt,'friction') # 0.0 then  
                cotp=z\_prop(pnt,'cohesion') /tan(z\_prop(pnt,'friction')\*pi/180.0)  
            else  
                cotp = 0.0  
            end\_if  
        ; - **Tensões principais -**  
        dif = z\_sxx(pnt) - z\_syy(pnt)  
        dia = sqrt (dif\*dif + 4.0 \* z\_sxy(pnt) \* z\_sxy(pnt))  
        ms3 = min(-(z\_sxx(pnt) + z\_syy(pnt) + dia) \* 0.5,-z\_szz(pnt))  
        ms3 = max(ms3,0.0)  
        ms1 = max(-(z\_sxx(pnt) + z\_syy(pnt) - dia) \* 0.5,-z\_szz(pnt))  
        ms1 = max(ms1,0.0)  
        ; - **ss – Estado de tensões -**  
        sl = max(ms1 - ms3,0.0)/(ms3 \* nphi + csnp)

```

z_prop(pnt,'d_ssmax') = sl * ((ms3 + cotp) / z_prop(pnt,'pa'))^0.25
; - Inicializa o módulo de Young para o modulo de
descarregamento/recarregamento -
ei=z_prop(pnt,'ku')*z_prop(pnt,'pa')*(ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_prop(pnt,'dn')
elas = ei * (1.0 - z_prop(pnt,'rf')* sl)^2.0
;- Módulo volumétrico e cisalhante inicial calculado do módulo de Young inicial -
if z_prop(pnt,'kb') = 0.0 then
    ;- Coeficiente de Poisson é constante -
    z_prop(pnt,'dbulk') = elas / (3.0 * (1.0 - 2.0 * z_prop(pnt,'poisson')))
    z_prop(pnt,'shear') = elas / (2.0 * (1.0 + z_prop(pnt,'poisson')))
else
    ;- Coeficiente de Poisson entre 0 e 0.49 -
    $bulk=z_prop(pnt,'kb')*z_prop(pnt,'pa')*(ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_prop(pnt,'dm')
    $bulk = min($bulk, 17.0 * elas)
    $bulk = max($bulk, elas / 3.0)
    z_prop(pnt,'dbulk') = $bulk
    z_prop(pnt,'shear') = 3.0 * elas * $bulk / (9.0 * $bulk - elas)
end_if
; - Módulos volumétricos e cisalhantes máximos para estabilidade, obtidos de
max s3 -
elas=z_prop(pnt,'ku')*z_prop(pnt,'pa')*(d_ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_prop(pnt,'dn')
if z_prop(pnt,'kb') = 0.0 then
    ; - Coeficiente de Poisson é constante -
    z_prop(pnt,'d_kmax') = elas / (3.0 * (1.0 - 2.0 * z_prop(pnt,'poisson')))
    z_prop(pnt,'d_gmax') = elas / (2.0 * (1.0 + z_prop(pnt,'poisson')))
else
    $bulk=z_prop(pnt,'kb')*z_prop(pnt,'pa')*(d_ms3/z_prop(pnt,'pa'))^z_prop(pnt,'dm')
    $bulk = min($bulk, 17.0 * elas)
    $bulk = max($bulk, elas / 3.0)
    z_prop(pnt,'d_kmax') = $bulk
    z_prop(pnt,'d_gmax') = 3.0 * elas * $bulk / (9.0 * $bulk - elas)
end_if
end_if
pnt = z_next(pnt)
end_loop
end
duncan_initial
    o ; --- histories ---
    o hist unbal
    o hist gp zdis 0,0,1
    o hist gp zdis 0,0,0

```

- hist zone szz 0.0,0.0,1.0
- hist zone szz 0.15,0.0,0.95
- hist zone szz 0.0,0.0,0.5
- hist zone szz 0.1,0.0,0.45
- hist zone szz 0.0,0.0,0.0
- hist zone szz 0.25,0.0,0.5
- **; --- Ensaio ---**
- step 4000
- save dun0\_3D.sav
- ini zvel mul -0.5
- step 800
- save dun1\_3D.sav
- ini zvel mul -1
- step 2000
- save dun2\_3D.sav
- ini zvel mul -1
- step 800
- save dun3\_3D.sav
- ini zvel mul -1
- step 2000
- save dun4\_3D.sav
- ini zvel mul -1
- step 800
- save dun5\_3D.sav
- ini zvel mul -1
- step 2000
- save dun6\_3D.sav
- ini zvel mul 2.
- step 150000
- save duna\_3D.sav

***Ensaio Triaxial – Uma zona***

- **; Triaxial Test - one zone - userduncan model**
- New
  - config cppudm
  - generate zone brick P0 0. 0. 0. P1 1. 0. 0. P2 0. 1. 0. P3 0. 0. 1. size 1 1 1
  - **; Carregando o novo modelo constitutivo definido pelo usuário**
  - model load userduncan.dll
  - model userduncan
  - **; --- Propriedades ---**



- property dens = 1500
- property pa = 102000 dk = 300.0 dn = 0.44 rf = 0.85 ku = 900.0
- property kb = 70.0 dm = 0.24
- property cohesion 0.0 friction 33.0
- **; --- Inicialização ---**
- ini sxx -20000 syy -20000 szz -20000
- **; --- Condições de contorno ---**
- fix z
- apply sxx -20000.0 range x -0.1 0.1
- apply sxx -20000.0 range x 0.9 1.1
- apply syy -20000.0 range y -0.1 0.1
- apply syy -20000.0 range y 0.9 1.1
- def variable
- d\_ms3 = 20000.0
- end
- variable
- **; Colocar aqui a mesma rotina apresentada no exemplo *Ensaio Triaxial – Cilindro* para a definição de duncan\_initial**
- duncan\_initial ; **corresponde à mesma rotina apresentada no exemplo anterior do ensaio triaxial**
- **; --- Condição de contorno - velocidade ---**
- ini zvel -0.5e-6 range z 0.9 1.1
- **; --- Resultados ---**
- hist nstep 800
- hist unbal
- hist gp zdis 0,0,1
- hist zone szz 0.0,0.0,1.0
- hist zone szz 0.15,0.0,0.95
- hist zone szz 0.0,0.0,0.5
- hist zone szz 0.1,0.0,0.45
- hist zone szz 0.0,0.0,0.0
- hist zone szz 0.25,0.0,0.5
- **; --- test ---**
- step 240000
- hist write 2 3 vs 1 file round20\_zone\_his.his
- save round20\_zone.sav

## B.2. PLACA RÍGIDA SOBRE SOLO COESIVO

- New
  - config cppudm
  - title

- Placa Rígida sobre Solo Coesivo
- **;Define a geometria**
- gen zone brick size 20 1 10 ;(height = 10 m)
- **; Define o modelo constitutivo e as propriedades do solo**
- model load userduncan.dll
- model userduncan
- **;Propriedades - argila**
- property pa = 102000.0 dk = 165.0 dn = 0.0 rf = 0.6 ku = 495.0
- property kb = 80.0 dm = 0.0
- property cohesion 30000.0 friction 0.0
- **;Define as condições de contorno**
- fix x range x -0.1 0.1
- fix x y z range x 19.9 20.1
- fix x y z range z -0.1 0.1
- fix y **;impede movimento for a do plano – condição de deformação plana**
- fix x y z range x -0.1 3.1 z 9.9 10.1 **; carregamento da placa rígida**
- free x range x 2.9 3.1 z 9.9 10.1 **; o nó na extremidade direita da placa pode se movimentar na direção x**
- set grav 0 0 -10
- ini dens 1500
- ini szz -1.5e5 grad 0 0 1.5e4
- ini sxx -0.75e5 grad 0 0 0.75e4
- ini syy -0.75e5 grad 0 0 0.75e4
- **; A variável d\_ms3 deve ser definida como uma estimativa do valor máximo de -s3 alcançado durante a simulação**
- def variable
- d\_ms3 = 1.5e5
- end
- variable
- **; Colocar aqui a mesma rotina apresentada no exemplo *Ensaio Triaxial – Cilindro* para a definição de duncan\_initial**
- duncan\_initial
- solve
- save Strip1\_D\_ini.sav
- **;Anula os deslocamentos**
- initial xdisp=0 ydisp=0 zdisp=0
- **;Aplica a velocidade**
- ini zvel -2.5e-5 range x -0.1 3.1 z 9.9 10.1 **; O deslocamento final será D = V\*N (V = velocidade, N = número de steps)**
- **; D = 2.5e-5 m/step \* 5,000 = 0.125 m = 125 mm.**
- **;Armazena os dados para calcular a curva carga versus deslocamento**
- def p\_cons

- array LoadPoints(50) ; **Esse valor deve aumentar se o número de zonas na malha aumentar**
- pdis1 = gp\_near(0.0,0.0,10.0) ; **endereço do nó mais próximo a (0.0,0.0,10.0).**
- pdis2 = gp\_near(0.0,1.0,10.0)
- p\_sol = (2.0 + pi)
- setCohes = z\_prop(zone\_head,'cohesion') ; **zone-head: aponta para o topo da lista de zonas.**
- pnt = gp\_head ; **aponta para o topo da lista de nós**
- n = 0
- xnext = 20.0
- loop while pnt # null
- if gp\_zpos(pnt) > 9.9 ; **coordenada z do nó**
- if gp\_xpos(pnt) < 3.1 ; **coordenada x do nó**
- n = n + 1
- LoadPoints(n) = pnt ; **salva os endereços dos nós**
- endif
- if gp\_xpos(pnt) > 3.1 ; **Obtém o primeiro nó fora da placa**
- xnext = min(xnext, gp\_xpos(pnt))
- endif
- endif
- pnt = gp\_next(pnt) ; **aponta para o próximo nó na lista de nós**
- endLoop
- nLoads = n
- EffectiveWidth = (3.0 + xnext)/2.0 ; **a = A(xi + xi+1) - xi: é a coordenada x do último nó onde foi aplicada a velocidade**
- ; **xi+1: é a coordenada x do nó adjacente a xi. A: Se a variação de a é linear A = 0.5.**
- end
- p\_cons
- ; **p\_load: pressão media na placa/c (c = coesão)**
- ; **c\_disp: deslocamento vertical no centro da placa/a**
- def p\_load
- pload = 0.0
- loop n (1,nLoads)
- pnt = Loadpoints(n)
- pload = pload + gp\_zfunbal (pnt) ; **gp\_zfunbal (pnt): forças não-balanceadas**
- endLoop
- actLoad = pload/(EffectiveWidth \* setCohes)
- c\_disp = -(gp\_zdisp(pdis1) + gp\_zdisp(pdis2))/2.0
- p\_load = actLoad

- end
- def p\_err
- $p\_err = 100.0 * (actLoad - p\_sol)/p\_sol$
- end
- hist n 50
- hist p\_load
- hist p\_sol
- hist c\_disp
- hist unbal
- cycle 1000
- print p\_err
- save Strip1\_D\_solu.sav
- hist write 1 2 3 vs 4 file Strip1\_D\_solu.his

### **B.3. ENSAIO DE ARRANCAMENTO**

#### **§ New**

- title
- Ensaio de Arrancamento da Geogrelha
- gen zone brick size 10,5,5 &
- p0 0,0,0 p1 2.5,0,0 p2 0 1.5 0 p3 0 0 2.5
- init y add 0.15 range y 0.29 0.31 ; **ajusta o gradiente da malha na direção y**
- init y add -0.15 range y 1.19 1.21
- init y add 0.05 range y 0.59 0.61
- init y add -0.05 range y 0.89 0.91
- init z add -0.25 range z 0.49 0.51 ; **ajusta o gradiente da malha na direção z**
- init z add -0.25 range z 0.99 1.01
- model elastic
- prop bulk=12.5e6 shear=5.77e6 dens=1950 ; **E=15 MPa, nu=0.3**
- fix x range x -0.1 0.1 any x 2.4 2.6 any ; **laterais da caixa: faces x**
- fix y range y -0.1 0.1 any y 1.4 1.6 any ; **laterais da caixa: facesy**
- fix z range z -0.1 0.1 ; fundo da caixa
- sel geogrid range z 2.49 2.51 y 0.44 1.06 ; **cria a geogrelha no topo da superfície**
- sel node init zpos add -2.0 ; **move a geogrelha para a sua posição final**
- sel geogrid prop iso=(1e8, 0.33) thick=2e-3 &
- cs\_sk=1.7e6 cs\_scoh=3.6e3 cs\_sfric=27.5
- set grav 0 0 -10
- plot create the\_geometry
- plo set rot 20 0 230
- plot add sketch black
- plot add axes white

- plot add disp blue
- plot add sel geom scale=0.01
- solve
- apply szz -20e3 range z 2.49 2.51 ; **Aplica pressão no topo da superfície**
- solve
- save pull\_out1ini.sav
- ; -----
- def po\_stress
- ; **Calcula a tensão de arrancamento pela soma das forças não-balanceadas,**
- ; **agindo na parede frontal, dividida pela área da geogrelha enterrada.**
- \_sum = 0.0
- np = nd\_head
- loop while np # null
- if nd\_pos(np,2,1) > 2.49 then
- \_sum = \_sum - nd\_rfob(np,1,1)
- end\_if
- np = nd\_next(np)
- end\_loop
- po\_stress = \_sum / 1.5 ; **a area enterrada da geogrelha é 0.6\*2.5 = 1.5**
- end
- ; -----
- sel node fix x y range x 2.49 2.51 ; **fixa velocidade no plano da geogrelha**
- ; **(nós locais – eixos xy)**
- sel node init xvel=1e-7 range x 2.49 2.51
- sel node init xdisp=0.0 ydisp=0.0 zdisp=0.0 & ; **anula deslocamentos nodais.**
- xrdisp=0.0 yrdisp=0.0 zrdisp=0.0
- history id=10 sel node xdisp id=21 ; **point P0**
- history id=11 sel node xdisp id=17 ; **point P1**
- history id=12 sel node xdisp id=13 ; **point P2**
- history id=13 sel node xdisp id=9 ; **point P3**
- history id=14 sel node xdisp id=5 ; **point P4**
- history id=15 sel node xdisp id=2 ; **point P5**
- history id=20 sel geogrid coupling stress nd3 cid=40 ; **point P0**
- history id=21 sel geogrid coupling stress nd3 cid=36 ; **point P1**
- history id=22 sel geogrid coupling stress nd3 cid=32 ; **point P2**
- history id=23 sel geogrid coupling stress nd3 cid=28 ; **point P3**
- history id=24 sel geogrid coupling stress nd3 cid=24 ; **point P4**
- history id=25 sel geogrid coupling stress nd2 cid=22 ; **point P5**
- history id=201 sel geogrid coupling disp nd3 cid=36 ; **point P1**
- history id=100 po\_stress
- plot add his 100 v 10 xmin 0.0 xmax 12e-3 ymin 0.0

- sel set damp combined
- cycle 500000
- save pull\_out1solu.sav
- return

## *Simulação do Modelo Reduzido*

Este apêndice apresenta a rotina padrão utilizada nesta tese para a análise do modelo reduzido de James (2002) no FLAC 2D e no FLAC 3D. .

### C.1. FLAC 2D

- [new]
- [J\_RG1D1MC\_ini.sav]
  - config
  - **;Dados de James (2002)**
  - **;B = 200 mm, H = 150 mm**
  - **;Define a geometria**
  - grid 33 12
  - generate 0.0 0.0 0.0 0.15 0.1 0.15 0.1 0.0 i 1 9 j 1 13
  - generate 0.1 0.0 0.1 0.15 0.45 0.15 0.45 0.0 i 9 34 j 1 13
  - **;Define o modelo e propriedades do solo para condições iniciais**
  - model elastic
  - prop shear 3.01e6 bulk 7.84e6 d 1500; Young modulus E = 8000 kPa,Poisson's ratio = 0.33 den = 1500 kg/m<sup>3</sup>
  - **;Define a gravidade**
  - set grav=10
  - **;Define as condições de contorno**
  - fix x i=1
  - fix x i=34
  - fix x y j=1
  - hist unbal
  - solve
- [J\_RG1D1MC\_solu.sav]
  - **;Anula deslocamentos**
  - initial xdisp=0 ydisp=0
  - **;Define o reforço e suas propriedades**
  - struct cable begin 0,0.1375 end 0.425,0.1375 seg 10
  - struct prop 1 e=2.13e7 a=1e-3 yield=220 kbond=6e8 sbond=1e-6
  - struct prop 1 sfric 33 peri 0.425 ycomp 1e-6
  - **;Define o modelo constitutivo e as propriedades do solo**
  - model mohr
  - prop s=3.01e6 b=7.84e6 coh 1e3 d 1500 fric 33 dil 17 ; Young modulus E = 8000 kPa, Poisson's ratio = 0.33
  - **;Aplica condição de carregamento de uma placa rígida**
  - fix x y i=1,9 j=13
  - **;Aplica a velocidade**

- ini yv -6.0e-7 i=1,9 j=13 ; total displacement equal 6 mm (D = N x V)
- **; --- Comparação com solução analítica ---**
- def load
- sum =0.0
- loop i (1,9)
- sum =sum + yforce(i,13)
- end\_loop
- load = 2.0\*sum/(x(9,13)+x(10,13))
- disp = -ydisp(1,13)
- end
- hist load
- hist disp
- hist unbal
- step 10000 ; **define o número de “steps” N**
- [J\_RG1D1MC\_his.sav]
  - set hisfile J\_RG1D1MC\_load
  - history write 2 vs 3
  - set hisfile J\_RG1D1MC\_his

history write 1 2 3 4

## C.2. FLAC 3D

- new
  - title
  - **Carregamento de uma placa rígida – Subleito rígido - Reforçado**  
**Dr/B = 0,0625 - Dr = 12,5 mm**
  - **;Dados de James (2002) – Espessura da geogrelha = 1 mm - GG1**
  - **;Define a geometria**
  - gen zone brick size 8,10,12 &
  - p0 0,0,0 p1 0.1,0,0 p2 0,0.2,0 p3 0,0,0.15
  - gen zone brick size 20,10,12 &
  - p0 0.1,0,0 p1 0.45,0,0 p2 0.1,0.2,0 p3 0.1,0,0.15
  - **;Define o modelo e as propriedades do solo para condições iniciais**
  - model elastic
  - prop shear 3.01e6 bulk 7.84e6 ; **Módulo de elasticidade E = 8000 kPa,**  
**Coefficiente de Poisson = 0.33**
  - initial dens 1500 ; kg/m3
  - **;Define o reforço**
  - sel geogrid range z 0.149 0.151 x -0.001 0.426 y -0.001 0.176 ; **cria a geogrelha no topo da camada granular**
  - sel node init zpos add -0.0125 range z 0.149 0.151 ; **move a geogrelha para a posição final Dr = 12,5 mm - Dr/B = 0,0625**
  - sel geogrid prop iso = (2.13e7 , 0.33) thick = 1e-3 &
  - cs\_sk= 6e8 cs\_scoh=0.0 cs\_sfrc=33 ; **cs\_sk (rigidez por unidade de área) – valor alto para prevenir o arrancamento do reforço**



- **;Define a gravidade**
- set grav 0 0 -10
- **;Define as condições de contorno**
- fix x range x -0.001 0.001
- fix x range x 0.449 0.451
- fix x y z range z -0.001 0.001
- fix y range y -0.001 0.001
- fix y range y 0.199 0.201
- hist id=1 unbal
- solve
- save J\_RG1MCD1\_ini.sav
- **;anula os deslocamentos**
- initial xdisp=0 ydisp=0 zdisp=0
- **;Define o modelo constitutivo e as propriedades do solo**
- model mohr
- prop shear 3.01e6 bulk 7.84e6 cohesion 1e3 &
- friction 33 dilation 17 ; **Módulo de elasticidade E = 8000 kPa, Coeficiente de Poisson = 0.33**
- initial dens 1500 ; **em kg/m<sup>3</sup>**
- **; Aplica a condição de carregamento de uma placa rígida**
- fix x y z range x -0.001 0.101 z 0.149 0.151
- free x range x 0.099 0.101 z 0.149 0.151 ; **o “gridpoint” na extremidade direita da placa deve ter os deslocamentos livres na direção x**
- **;Aplica a velocidade**
- ini zvel -6.0e-7 range x -0.001 0.101 z 0.149 0.151 ; **deslocamento total igual a 6 mm (D = N x V)**
- **;Armazena os dados para calcular a curva carga versus recalque**
- def p\_cons
- array LoadPoints(200) ; **Este valor deve ser alterado de acordo com a malha**
- pdis1 = gp\_near(0.0,0.0,0.15)
- pdis2 = gp\_near(0.0,0.2,0.15)
- pnt = gp\_head
- n = 0
- xnext = 0.45
- loop while pnt # null
- if gp\_zpos(pnt) > 0.149
- if gp\_xpos(pnt) < 0.101
- n = n + 1
- LoadPoints(n) = pnt ; **salva o endereço**
- endif
- endif

- if gp\_xpos(pnt) > 0.101 ; **obtem o 1° “gridpoint” fora da área da placa**
- xnext = min(xnext, gp\_xpos(pnt))
- endif
- endif
- pnt = gp\_next(pnt)
- endLoop
- nLoads = n
- EffectiveArea = (0.1 + xnext)\*0.2/2.0
- end
- p\_cons
- **;p\_load: pressão media na placa**
- **;c\_disp: deslocamento vertical no centro da placa**
- def p\_load
- pload=0
- loop n (1,nLoads)
- pnt = LoadPoints(n)
- pload = pload + gp\_zfunbal(pnt)
- endLoop
- act\_Load = pload/EffectiveArea
- c\_disp = -(gp\_zdisp(pdis1) + gp\_zdisp(pdis2))/2.0
- p\_load = act\_Load
- end
- hist id=2 p\_load
- hist id=3 c\_disp
- hist id=4 unbal
- cycle 10000 ; **define o número de “steps” N**
- hist write 2 3 4 vs 1 file J\_RG1MCD1\_his.his
- save J\_RG1MCD1\_solu.sav

## Perfil de Recalques

Este apêndice apresenta, nas Figuras D.1 até D.6, os perfis de recalques na base do aterro, para números de passadas,  $N$ , dos caminhões iguais a 25, 50, 100, 150, 200 e 400 em função da distância  $x$  ao longo da base do aterro, conforme apresentados em Palmeira (1981).

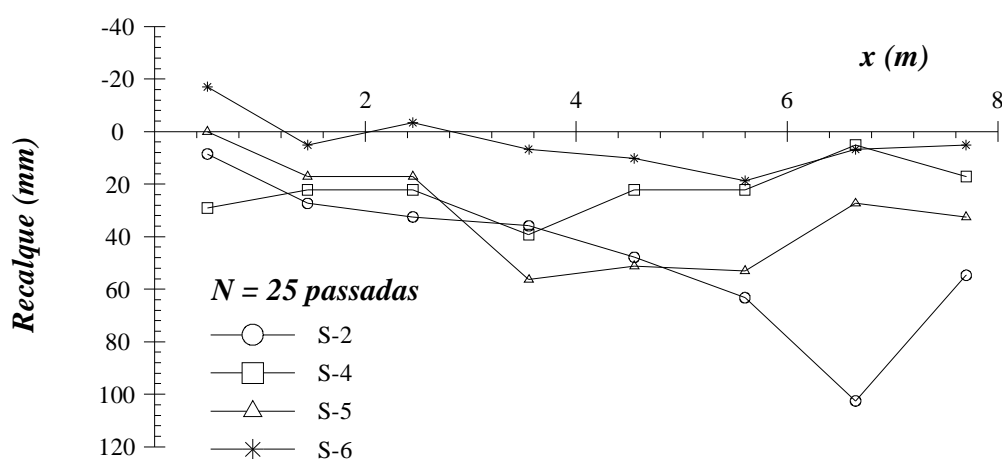


Figura D.1 –  $N = 25$  passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981).

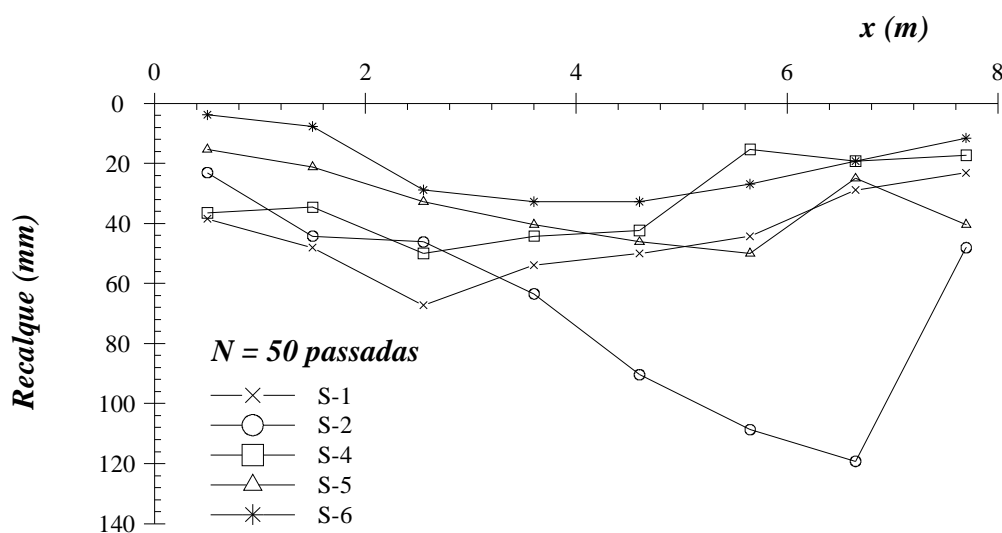


Figura D.2 –  $N = 50$  passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981).

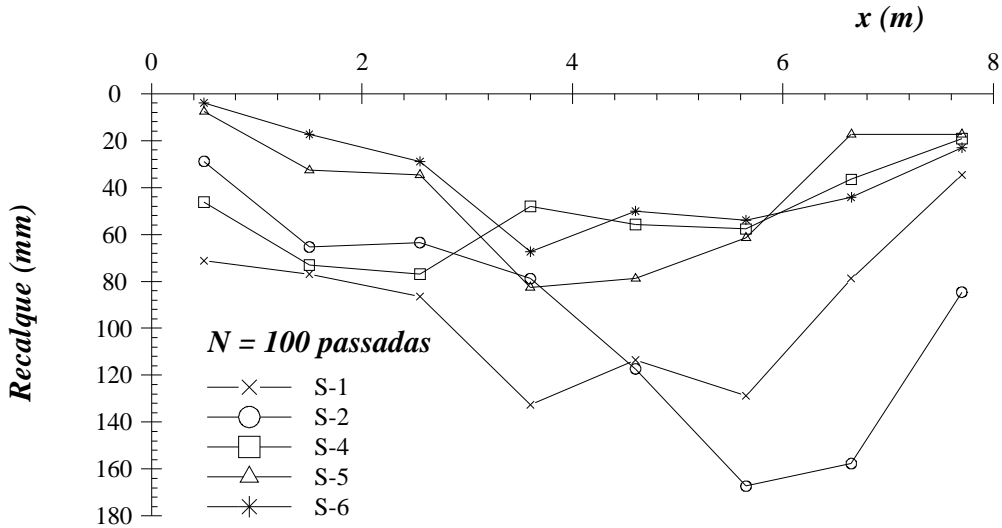


Figura D.3 – N = 100 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981).

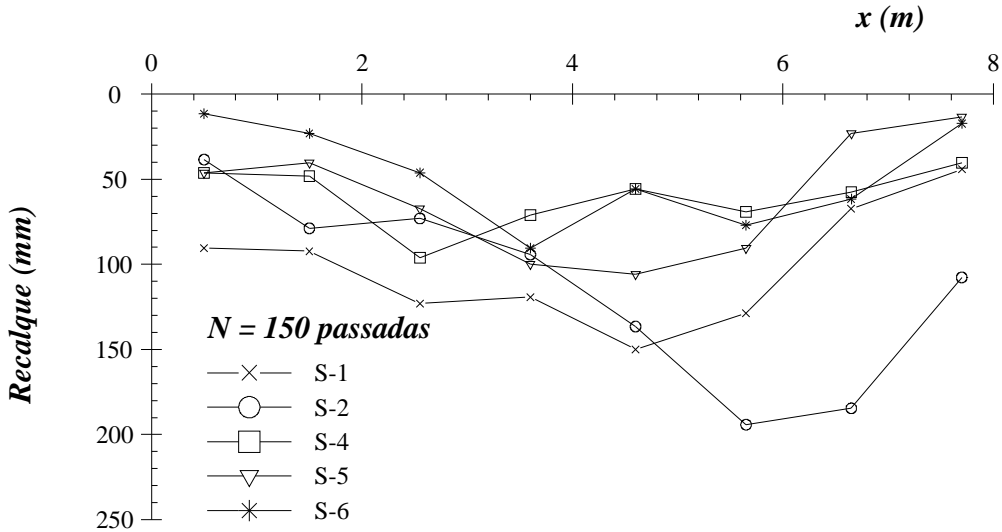


Figura D.4 – N = 150 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981).

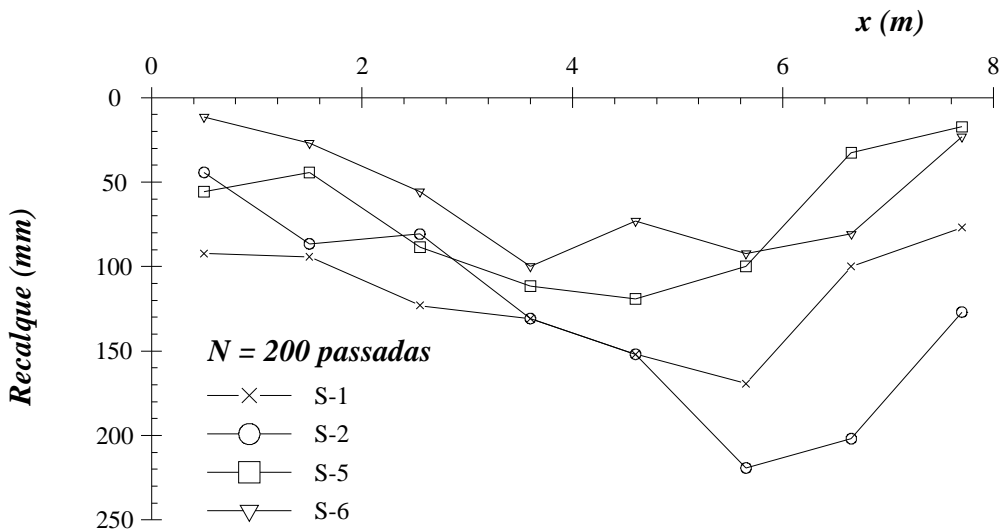


Figura D.5 – N = 200 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981).

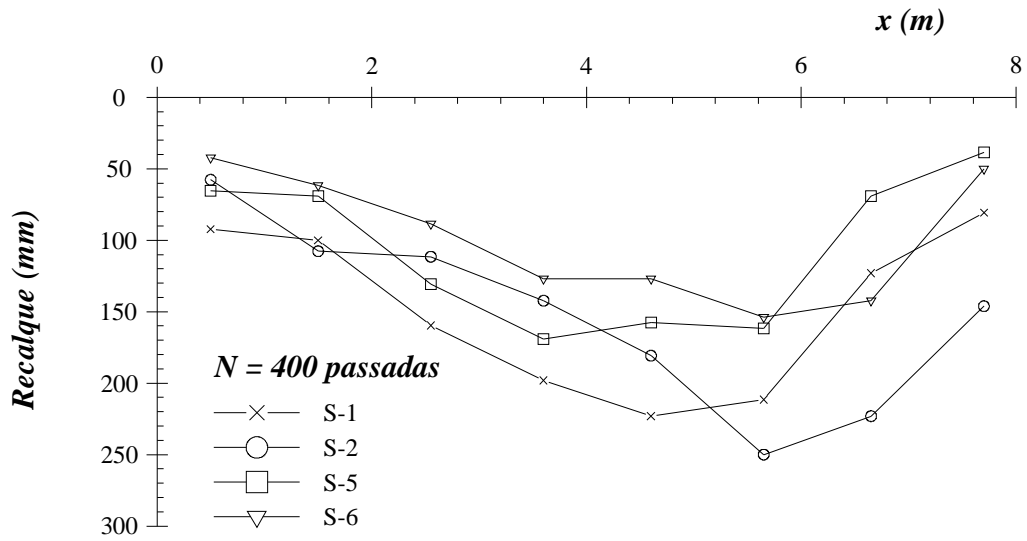


Figura D.6 – N = 400 passadas: perfil de recalques na base do aterro (Palmeira, 1981).

## *Previsão de $e_p$*

Este apêndice apresenta, nas Tabelas E.1 a E.4, os cálculos para a previsão da deformação plástica acumulada,  $\epsilon_p$ , com o número de ciclos, N, realizados para diversos pontos do modelo de Bathurst (1978). Os recalques acumulados são calculados para cada camada, pela seguinte expressão:

$$r = \sum_{i=1}^5 e_p^i h_i \quad (\text{E.1})$$

Onde:  $\rho$  = recalque acumulado,  $\epsilon_p^i$  = deformação plástica no ponto médio de cada subcamada  $i$ ;  $h_i$  = espessura de cada subcamada: lastro (0,06 m); sublastro (0,06) e subleito (0,12 m).

Tabela E.1 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-2.

			$e_p$ (%)									
$S_d$ ruptura (kN/m <sup>2</sup> )	Cota (m)	$S_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	X	02	10	100	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	2x10 <sup>6</sup>	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	
<b>Lastro</b>	1.400	1,17	334,04	0,24	1,07	1,24	1,48	1,72	1,95	2,19	2,43	2,50
	1.400	1,11	243,12	0,17	1,05	1,17	1,35	1,52	1,69	1,87	2,04	2,09
	1.400	1,05	86,71	0,06	1,02	1,06	1,12	1,19	1,25	1,31	1,37	1,39
	1.400	0,99	171,67	0,12	1,04	1,12	1,25	1,37	1,49	1,61	1,74	1,77
	1.400	0,93	145,12	0,10	1,03	1,10	1,21	1,31	1,41	1,52	1,62	1,65
<b>SubLastro</b>	1.000	0,87	158,08	0,16	1,05	1,16	1,32	1,27	1,63	1,79	1,95	2,00
	1.000	0,81	140,54	0,14	1,04	1,14	1,28	1,22	1,56	1,70	1,84	1,89
	1.000	0,75	239,36	0,24	1,07	1,24	1,48	1,52	1,96	2,20	2,44	2,51
	1.000	0,69	102,76	0,10	1,03	1,10	1,21	1,11	1,41	1,51	1,62	1,65
	1.000	0,63	86,40	0,09	1,03	1,09	1,17	1,06	1,35	1,43	1,52	1,54
<b>Subleito</b>	420	0,54	122,67	0,29	0,06	0,07	0,09	0,11	0,14	0,18	0,22	0,24
	420	0,42	95,58	0,23	0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,13	0,13
	420	0,30	120,58	0,29	0,06	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,22	0,23
	420	0,18	126,87	0,30	0,07	0,08	0,10	0,12	0,15	0,19	0,24	0,26
	420	0,06	95,49	0,23	0,04	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,13	0,13

Tabela E.2 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-3.

				e <sub>p</sub> (%)								
	S <sub>d</sub> ruptura (kN/m <sup>2</sup> )	Cota (m)	S <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	X	02	10	100	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	2x10 <sup>6</sup>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
<b>Lastro</b>	1.400	1,17	493,87	0,35	1,11	1,35	1,71	2,06	2,41	2,76	3,12	3,22
	1.400	1,11	603,45	0,43	2,53	2,83	3,26	3,69	4,12	4,56	4,99	5,12
	1.400	1,05	568,98	0,41	2,52	2,81	3,21	3,62	4,03	4,43	4,84	4,96
	1.400	0,99	557,87	0,40	2,52	2,80	3,20	3,60	3,99	4,39	4,79	4,91
	1.400	0,93	469,78	0,34	1,10	1,34	1,67	2,01	2,34	2,68	3,01	3,11
<b>SubLastro</b>	1.000	0,87	405,90	0,41	2,52	2,81	3,21	3,62	4,02	4,43	4,84	4,96
	1.000	0,81	302,97	0,30	1,09	1,30	1,61	1,71	2,21	2,51	2,82	2,91
	1.000	0,75	276,98	0,28	1,08	1,28	1,55	1,63	2,11	2,38	2,66	2,75
	1.000	0,69	216,94	0,22	1,07	1,22	1,43	1,45	1,87	2,08	2,30	2,37
	1.000	0,63	167,52	0,17	1,05	1,17	1,34	1,30	1,67	1,84	2,01	2,06
<b>Subleito</b>	420	0,54	159,10	0,38	0,11	0,13	0,17	0,21	0,26	0,33	0,41	0,44
	420	0,42	160,63	0,38	0,12	0,14	0,17	0,21	0,27	0,33	0,42	0,45
	420	0,30	179,29	0,43	0,15	0,18	0,22	0,28	0,35	0,43	0,54	0,58
	420	0,18	173,35	0,41	0,14	0,16	0,20	0,26	0,32	0,40	0,50	0,53
	420	0,06	71,71	0,17	0,02	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07

Tabela E.3 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-8.

				e <sub>p</sub> (%)								
	S <sub>d</sub> ruptura (kN/m <sup>2</sup> )	Cota (m)	S <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	X	02	10	100	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	2x10 <sup>6</sup>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
<b>Lastro</b>	1.400	1,17	514,47	0,37	1,11	1,37	1,73	2,10	2,47	2,84	3,20	3,32
	1.400	1,11	606,73	0,43	2,53	2,83	3,27	3,70	4,13	4,57	5,00	5,13
	1.400	1,05	561,23	0,40	2,52	2,80	3,20	3,60	4,00	4,40	4,81	4,93
	1.400	0,99	536,72	0,38	2,52	2,78	3,17	3,55	3,93	4,32	4,70	4,82
	1.400	0,93	452,65	0,32	1,10	1,32	1,65	1,97	2,29	2,62	2,94	3,04
<b>SubLastro</b>	1.000	0,87	419,96	0,42	2,53	2,82	3,24	3,66	4,08	4,50	4,92	5,05
	1.000	0,81	314,71	0,31	1,09	1,31	1,63	1,74	2,26	2,57	2,89	2,98
	1.000	0,75	284,54	0,28	1,09	1,28	1,57	1,65	2,14	2,42	2,71	2,79
	1.000	0,69	218,52	0,22	1,07	1,22	1,44	1,46	1,87	2,09	2,31	2,38
	1.000	0,63	202,37	0,20	1,06	1,20	1,40	1,41	1,81	2,01	2,21	2,28
<b>Subleito</b>	420	0,54	188,06	0,45	0,17	0,20	0,25	0,31	0,39	0,48	0,60	0,65
	420	0,42	190,10	0,45	0,17	0,20	0,25	0,32	0,40	0,49	0,62	0,66
	420	0,30	199,13	0,47	0,19	0,23	0,28	0,35	0,44	0,55	0,69	0,74
	420	0,18	156,98	0,37	0,11	0,13	0,16	0,20	0,25	0,32	0,40	0,42
	420	0,06	84,80	0,20	0,03	0,03	0,04	0,05	0,06	0,08	0,10	0,10

Tabela E.4 – Previsão da deformação plástica acumulada: Perfil V-12.

				$e_p$ (%)								
	$S_d$ ruptura (kN/m <sup>2</sup> )	Cota (m)	$S_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	X	02	10	100	10 <sup>3</sup>	10 <sup>4</sup>	10 <sup>5</sup>	10 <sup>6</sup>	2x10 <sup>6</sup>
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
<b>Lastro</b>	1.400	1,17	114,07	0,08	1,02	1,08	1,16	1,24	1,33	1,41	1,49	1,51
	1.400	1,11	181,20	0,13	1,04	1,13	1,26	1,39	1,52	1,65	1,78	1,82
	1.400	1,05	223,84	0,16	1,05	1,16	1,32	1,48	1,64	1,80	1,96	2,01
	1.400	0,99	251,74	0,18	1,05	1,18	1,36	1,54	1,72	1,90	2,08	2,13
	1.400	0,93	207,51	0,15	1,04	1,15	1,30	1,44	1,59	1,74	1,89	1,93
<b>SubLastro</b>	1.000	0,87	184,11	0,18	1,06	1,18	1,37	1,35	1,74	1,92	2,10	2,16
	1.000	0,81	136,77	0,14	1,04	1,14	1,27	1,21	1,55	1,68	1,82	1,86
	1.000	0,75	156,41	0,16	1,05	1,16	1,31	1,27	1,63	1,78	1,94	1,99
	1.000	0,69	153,27	0,15	1,05	1,15	1,31	1,26	1,61	1,77	1,92	1,97
	1.000	0,63	150,05	0,15	1,05	1,15	1,30	1,25	1,60	1,75	1,90	1,95
<b>Subleito</b>	420	0,54	131,66	0,31	0,07	0,09	0,11	0,14	0,17	0,21	0,26	0,28
	420	0,42	175,37	0,42	0,14	0,17	0,21	0,26	0,33	0,41	0,51	0,55
	420	0,30	189,68	0,45	0,17	0,20	0,25	0,32	0,39	0,49	0,62	0,66
	420	0,18	272,13	0,65	0,40	0,47	0,58	0,73	0,91	1,14	1,42	1,52
	420	0,06	301,65	0,72	0,51	0,59	0,74	0,92	1,16	1,44	1,81	1,93