

Considerações sobre a Influência do Adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles

Tese de Livre Docência apresentada ao
Departamento de Estruturas e Geotécnica da
Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo

Marcos Massao Futai

São Paulo

2010

Futai, Marcos Massao

Considerações sobre a influência do adensamento secundário e do uso de reforços em aterros sobre solos moles / M.M. Futai. -- São Paulo, 2010.

197 p.

Livre Docência - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Aterros 2. Argilas 3. Geossintéticos 4. Geotecnia I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t.

Prefácio

A decisão sobre o tema dessa tese foi difícil, pois minhas linhas de pesquisa, até o momento, abrangeram solos colapsíveis, solos tropicais, solos não saturados e estabilidade de taludes. Entretanto, comportamento de solos e aterros sobre solos moles sempre foram assuntos pelos quais sempre me interessei.

Atualmente, tenho realizado atividades de extensão em solos moles o que me permitiu realizar um estudo sobre o comportamento de solos moles com viés mais acadêmico e mais que isso, realizar pesquisa aplicada.

Essa tese deve ser considerada apenas uma introdução a uma nova linha de pesquisa que estou implementando, menos focada no comportamento do solo e mais no desempenho das obras.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por todas as graças que tenho recebido ao longo da minha vida e principalmente, pela recuperação do meu filho, Yudi.

Há um número muito grande de pessoas que eu precisaria agradecer e que contribuíram para minha formação. Por isso, vou me restringir aos agradecimentos específicos desta tese.

Ao departamento que nesses anos os vários chefes de departamento sempre me apoiaram. Apresento meus agradecimentos ao prof. Miguel Buelta, como representante dos chefes (ou ex-chefes) do Departamento.

Agradeço aos colegas da Geotecnia do PEF com quem tenho desenvolvido atividades conjuntas de pesquisa ou consultoria: Carlos Pinto, Cláudio Wolle, Faiçal, Gerson de Castro, Jaime Marzziona, Maria Eugênia, Paulo Neme e Milton Kanji. E também aos vários colegas de outras áreas e departamentos que sempre me apoiaram: Túlio Bittencourt, Vanderley John, Liedi Bernucci e Rafael Pileggi.

Aos meus alunos: Lauro, Willian, Estela, Brenno, Marlísio, Ilço, Izabel, Danielle, Adriana Paiva, Flávio Franch, Erika, Nelson e em especial à Milagros que contribuiu para gerar dados que foram usadas nessa tese.

Agradeço ao Flávio Montez, por ter me incentivado a pesquisar sobre geossintéticos.

Aos órgãos de fomento que têm financiado minhas pesquisas: CAPES, CNPq e FAPESP.

Dedicatória

Dedico essa tese à Silvia e ao Yudi, que nasceu esse ano para alegrar nossas vidas.

RESUMO

Esta tese apresenta dois tópicos sobre o comportamento de aterros sobre solos moles: a consideração do adensamento secundário na previsão de recalques ao longo do tempo, incluindo a drenagem radial e; o uso de reforços para melhorar o desempenho dos aterros sobre solos moles.

Chegou-se a propostas para normalizar as curvas de compressão edométrica e a partir dela foi possível, calcular recalques por adensamento primário, e verificar a qualidade das amostras. Definiu-se a posição da curva de compressão no final do adensamento secundário e também como calcular os recalques. A curva tempo-recalque devido ao adensamento vertical e radial combinado, associado com a fluência, foi prevista por meio de um modelo reológico.

O estudo dos aterros reforçados foi focado na compatibilização da deformação do reforço e do solo. Mostrou-se que devido à interação solo-reforço, a ruptura do aterro não está associada com a ruptura estrutural do reforço. Conseguiu-se definir uma metodologia para calcular a deformação de compatibilidade do reforço no momento da ruptura do aterro. Estudou-se a influência de uma camada superficial de areia que altera o mecanismo de colapso e, concluiu-se que as deformações de compatibilidade do reforço reduzem devido à presença da areia. A revisão feita sobre os efeitos da drenagem do solo mole durante a construção do aterro indicou que a deformação real do reforço pode ser maior que no caso não drenado, caso a dissipação de pressão neutra seja considerada. Chamou-se atenção para o efeito das deformações do reforço a longo prazo, pois algumas análises por elementos finitos indicam que a deformação pode aumentar com o tempo. Nos casos limite poderia haver ruptura estrutural do reforço pós-construção.

ABSTRACT

This thesis presents two topics on the behavior embankments on soft soils: a consideration of secondary compression in the prediction of settlements over time including the radial drainage and the use of reinforcements to improve the performance of embankments on soft soils.

It was even proposed to normalize compression curves assay and from it was possible to calculate settlements for primary consolidation, and check the quality of the samples. It was defined the position of the compression curve at the end of secondary consolidation and also how to calculate the settlement. The time-settlement curve due to combined vertical and radial consolidation was predicted by means of a rheological model.

The study of reinforced embankments was focused on reconciling the deformation of the reinforcement and soil. It was shown that due to soil-reinforcement interaction, rupture of the landfill is not associated with the reinforced failure. It was managed to define a methodology to determine the deformation compatibility of the reinforcement at the time of rupture of the landfill. It was studied the influence of a surface layer of sand changes the collapse mechanism and conclude that compatibility deformation reduce due to sand layer. A review on effects of soft soil drainage during construction of the landfill indicated that the actual deformation of reinforcement may be greater than in the undrained case, if the dissipation of pore pressure is considered. It was called attention to the effect of reinforced deformation the long term, because some finite element analysis indicates that the deformation may increase with time. In extreme cases there could be structural rupture post-construction.

ÍNDICE

| | | |
|-------|---|----|
| 1. | INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 2 | COMPRESSIBILIDADE E RECALQUE DOS SOLOS MOLES..... | 3 |
| 2.1 | Amostragem..... | 3 |
| 2.2 | Compressibilidade Intrínseca do Solo..... | 5 |
| 2.3 | Uma Proposta para uma Curva de Compressão Normalizada..... | 9 |
| 2.4 | Aplicação da Curva de Compressão Normalizada para Avaliação da Qualidade da Amostra..... | 13 |
| 3 | ADENSAMENTO SECUNDÁRIO..... | 17 |
| 3.1 | Conceitos Fundamentais..... | 17 |
| 3.2 | Modelos Reológicos..... | 21 |
| 3.3 | Modelo Reológico de Taylor & Merchant (1940)..... | 22 |
| 3.4 | Modelo Reológico de ZARETSKY (1967)..... | 27 |
| 3.5 | Adensamento Primário Radial e Vertical Combinado com Adensamento Secundário..... | 31 |
| 3.6 | Estimativa dos Recalques Devido ao Adensamento Secundário em Argilas Normalmente Adensadas..... | 34 |
| 3.7 | Linha de Compressão Secundária – Abordagem I..... | 34 |
| 3.8 | Linha de Compressão Secundária – Abordagem II..... | 36 |
| 3.9 | Linha de Compressão Secundária – Abordagem III..... | 41 |
| 3.10 | Comentários Sobre a Curva de Compressão Final..... | 47 |
| 3.11 | Cálculo do Recalque Final..... | 49 |
| 3.12 | Cálculo do Recalque Final Partindo da Linha de Compressão Primária..... | 51 |
| 3.13 | História de Tensões Decorrentes do Adensamento Secundário..... | 54 |
| 4. | PREVISÃO DE RECALQUES DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES..... | 57 |
| 4.1 | Aterro Experimental de Sarapuí II..... | 58 |
| 4.1.1 | Aterro Experimental de Sarapui II – Seção A..... | 62 |
| 4.1.2 | Aterro Experimental de Sarapui II – Seções B, C e D..... | 72 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.1.3 | Aterro Experimental de Sarapui II – Seção E | 77 |
| 4.2 | Aterro Experimental do SENAC..... | 83 |
| 4.3 | Aterros Experimentais de Lilla Mellösa e de Ska-Edeby | 91 |
| 4.4 | Uso de PVD e Sobrecarga para Acelerar e Reduzir os Recalques por Adensamento (Primário + Secundário)..... | 97 |
| 5. | ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES..... | 102 |
| 5.1 | Aterros Reforçados Sobre Solos Moles..... | 103 |
| 5.1.1 | Extrusão da Fundação | 107 |
| 5.1.2 | Análise de Estabilidade para Escorregamento Rotacional..... | 110 |
| 5.2 | Mecanismos de Funcionamento dos Aterros Reforçados..... | 110 |
| 5.3 | Teoria da Plasticidade | 113 |
| 5.4 | Análise de Tensão-Deformação | 116 |
| 5.5 | Interação Solo-Reforço | 119 |
| 5.6 | Um Método para Definir a Deformação de Compatibilidade do Reforço | 127 |
| 5.7 | Definição do Reforço para Uso na Base de Aterros Sobre Solos Moles | 133 |
| 5.8 | Aterros Reforçados sobre Solos Moles com uma Camada Superficial de Areia..... | 134 |
| 5.9 | Uso de Bermas em Aterros Reforçados..... | 153 |
| 5.10 | Associação de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles com Drenos Verticais..... | 158 |
| | CONCLUSÕES..... | 165 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 167 |
| | ANEXO – FATORES DE PARCIAIS DA SUGERIDOS PELA NORMA INGLESA..... | 175 |
| | Fator Parcial dos Materiais – Reforço | 175 |
| | Fator Parcial para o Solo | 176 |
| | Fator Parcial de Material para Solo | 177 |
| | Fator Parcial de Carregamento..... | 177 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2. 1 – Trajetória de tensões durante o processo de amostragem (LADD & LAMBE, 1963)... | 4 |
| Figura 2. 2 – Relação entre índice de vazios, profundidade e limite de liquidez (SKEMPTON, 1969). | 6 |
| Figura 2. 3 - Curva de compressibilidade intrínseca: (a) e: σ'_v | 8 |
| Figura 2. 4 – Curva de Compressão Normalizada..... | 11 |
| Figura 2. 5 – Curva de compressão normalizada para $ID < 1$ | 12 |
| Figura 2. 6 – Curvas de compressão normalizadas para as argilas de Sarapuú e Recife..... | 14 |
| Figura 2. 7 – Curvas de compressão normalizadas de curvas de boa e má qualidade..... | 15 |
| Figura 3. 1 - Variação do coeficiente de compressão secundária com a história de tensões (VIEIRA, 1988)..... | 19 |
| Figura 3. 2 – Efeito do adensamento secundário na história de tensões (BJERRUM, 1972). | 20 |
| Figura 3. 3 – Curva de compressão de campo para 3.000 anos (BJERRUM, 1967). | 20 |
| Figura 3. 4 – Analogia mecânica dos modelos constitutivos reológicos de (a) GIBSON & LO (1961) e BARDEN (1968). | 21 |
| Figura 3. 5 – Representação da variação do índice de vazios com a tensão efetiva..... | 22 |
| Figura 3. 6 – Curvas T:U para diferentes valores de F e explicitando a influência de r | 25 |
| Figura 3. 7 – Curvas T:U para diferentes valores de r e explicitando a influência de F | 26 |
| Figura 3. 8 – Gráfico para determinação do coeficiente de atenuação da fluência. | 28 |
| Figura 3. 9 – Exemplo da composição curva $U_T:T$ | 29 |
| Figura 3. 10 – Curvas $U_T:T$ com variação de (a) δ/δ_1 e (b) δ_1 | 30 |
| Figura 3. 11 – Curvas $U_T:T$ com variação do (a) coeficiente de adensamento, C_v e (b) espessura da camada de argila, H | 31 |
| Figura 3. 12 – Comparação entre a evolução dos recalques com o tempo com e sem drenos verticais..... | 32 |
| Figura 3. 13 – Idealização do acoplamento entre adensamento primário com drenagem vertical e radial combinada e adensamento secundário. | 32 |
| Figura 3. 14 – Relação entre Limite de liquidez e a tensão efetiva em campo (SKEMPTON, 1969). | 35 |
| Figura 3. 15 – Análise dos dados de SKEMPTON (1969) da relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva de campo. | 37 |

| | |
|---|----|
| Figura 3. 16 - Relação entre o “índice de compressão” da curva de compressão de milhares de anos e a tensão vertical efetiva de campo para os dados de SKEMPTON (1969)..... | 38 |
| Figura 3. 17 - Relação entre o “índice de compressão” da curva de compressão de milhares de anos e o limite de liquidez para os solos (a) do Rio de Janeiro e (b) de São Paulo..... | 39 |
| Figura 3. 18 - Relação entre o “índice de compressão” da curva de compressão de milhares de anos e umidade para os solos do Rio de Janeiro e de São Paulo..... | 41 |
| Figura 3. 19 - Normalização da curva de compressão no final do adensamento secundário..... | 42 |
| Figura 3. 20 - Curva de compressão de campo, dados de BJERRUM (1967)..... | 44 |
| Figura 3. 21 - Curva de compressão de campo da argila de Sarapui..... | 46 |
| Figura 3. 22 - Curva de compressão final normalizada..... | 47 |
| Figura 3. 23 - Comparação da curva que relaciona razão de sobreadensamento com o índice de plasticidade proposto por BJERRUM (1972) e dados experimentais..... | 49 |
| Figura 3. 24 - Ensaios de longa duração realizada por BJERRUM (1969)..... | 50 |
| Figura 3. 25 - Curva de compressão (a) proposta por Bjerrum e (b) idealizada..... | 51 |
| Figura 3. 26 - Idealização dos recalques por adensamento secundário..... | 53 |
| Figura 3. 27 - Esquema para determinação da história de tensões do solo..... | 55 |
| Figura 4.1 - Perfil de caracterização e compressibilidade da argila de Sarapui-RJ, dados de ORTIGÃO (1980)..... | 59 |
| Figura 4.2 - Geometria do Aterro Experimental de Sarapui II (TERRA, 1988)..... | 60 |
| Figura 4.3 - Variações de C_v e C_h com a tensão vertical efetiva obtida em laboratório (COUTINHO, 1976)..... | 61 |
| Figura 4.4 - Previsões dos recalques para a Seção A do Aterro Experimental de Sarapuí II..... | 65 |
| Figura 4.5 - Ajuste dos valores de C_v para a Seção A do Aterro Experimental de Sarapuí II..... | 66 |
| Figura 4.6 - Comparação da Teoria de Terzaghi com o modelos reológico de TAYLOR & MERCHANT para a seção A do Aterro Experimental de Sarapui II..... | 67 |
| Figura 4.7 - Determinação do coeficiente de proporcionalidade δ_1 para o Aterro experimental de Sarapui II - secção A..... | 69 |
| Figura 4.8 - Comparação dos modelos reológico de TAYLOR & MERCHANT (1940) e ZARETSKY (1967) para seção A do Aterro Experimental de Sarapui II..... | 71 |
| Figura 4.9 - Recalques de prédios de Santos (TEIXEIRA, 1994)..... | 72 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.10 – Previsão das curvas tempo-recalque para as seções B, C e D com drenos de areia do Aterro Experimental de Sarapui II com valores de C_v e C_h de laboratório..... | 75 |
| Figura 4.11 – Ajuste das curvas tempo-recalque teóricas e experimentais do Aterro Experimental de Sarapui II com drenos de areia (seções B, C e D)..... | 76 |
| Figura 4.12 – Ajuste das curvas tempo-recalque teóricas e experimentais do Aterro Experimental de Sarapui II com drenos fibroquímicos (seções E)..... | 78 |
| Figura 4.13 – Influência do uso de drenos verticais na antecipação dos recalques primários..... | 79 |
| Figura 4.14 - Curvas Tempo-recalque de aterros sobre solos moles do Napa River apresentadas por CASAGRANDE & POULOS (1969)..... | 81 |
| Figura 4.15 - Curvas Tempo-recalque de aterros sobre solos moles da Loughheed Highway, apresentadas por CASAGRANDE & POULOS (1969)..... | 82 |
| Figura 4.16 – Perfil da razão de sobreadensamento e de $C_c/(1+e_0)$ para argila do SENAC (ALMEIDA ET AL, 2000)..... | 84 |
| Figura 4.17 – Seção do Aterro Experimental do SENAC (ALMEIDA ET AL, 2000)..... | 85 |
| Figura 4.18 – Precisão da curva tempo-recalque do Aterro do SENAC..... | 87 |
| Figura 4.19 – Extrapolação da curva tempo-recalque teórica para o Aterro do SENAC..... | 88 |
| Figura 4.20 – Curvas tempo-recalque teóricas do Aterro do SENAC..... | 90 |
| Figura 4.21 - Perfil geotécnico da argila de Lilla Mellösa (LARSSON & MATTSSON, 2003)..... | 92 |
| Figura 4.22 - Perfil geotécnico da argila de Ska-Edeby (LARSSON & MATTSSON, 2003)..... | 92 |
| Figura 4.23 – Ajuste da curva tempo-recalque para o aterro de Lilla Mellösa..... | 94 |
| Figura 4.24 – Ajuste da curva tempo-recalque para o aterro de Ska-Edelby..... | 95 |
| Figura 4.25 - Análises dos graus de adensamento médio dos aterros de (a) Lilla Mellösa e (b) Ska-Edeby..... | 96 |
| Figura 4.26 – Interpretação da técnica tradicional do uso de sobrecarga e drenos verticais para aceleração dos recalques..... | 98 |
| Figura 4.27 – Curva tempo-variação de índice de vazios após o descarregamento ao final do primário (FEIJÓ, 1993)..... | 99 |
| Figura 4.28 - Reinterpretação do uso de sobrecarga associado (com ou sem drenos verticais) para acelerar recalques primários e reduzir recalques secundários..... | 100 |
| Figura 5. 1 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (LEROUEIL, 1997)..... | 102 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5. 2 – Estados limites últimos para aterros reforçados sobre solos moles..... | 105 |
| Figura 5. 3 – Estados limites de utilização de aterros reforçados. | 106 |
| Figura 5. 4 – Análise de aterros reforçados sobre solo mole submetido à extrusão..... | 108 |
| Figura 5. 5 – Variação do fator de segurança de aterros com o tempo (JEWELL, 1988)..... | 111 |
| Figura 5. 6 – Distribuição das tensões cisalhantes na base de aterros não-reforçados e reforçados (JEWELL, 1988)..... | 112 |
| Figura 5. 7 – Influência da restrição lateral no mecanismo de ruptura (JEWELL, 1988)..... | 112 |
| Figura 5. 8 – Capacidade de carga para solos com resistência não drenada constante com a profundidade (JEWELL, 1996)..... | 114 |
| Figura 5. 9 - Capacidade de carga para solos com resistência não drenada crescente com a profundidade (DAVIS & BROOKER, 1973)..... | 114 |
| Figura 5. 10 – Capacidade de carga para solos com resistência não drenada crescente com a profundidade (ROWE & SODERMAN, 1987) | 115 |
| Figura 5. 11 – Profundidade da região plastificada pela fundação (MATAR & SELEÇON, 1977). 116 | |
| Figura 5. 14 – Variação da deformação de compatibilidade do reforço com o parâmetro adimensional Ω (ROWE & SODERMAN,1985)..... | 119 |
| Figura 5. 15 – Definição de altura líquida e deformação de compatibilidade. | 121 |
| Figura 5. 16 – Geometria genérica usada por HINEHBERGER & ROWE (2003)..... | 121 |
| Figura 5. 17 – Influência da rigidez do reforço à tração usando MEF e análise de estabilidade HINEHBERGER & ROWE (2003)..... | 122 |
| Figura 5. 18 – Efeitos do S_{uo} na deformação de compatibilidade (HINCHBERGER & ROWE, 2003). | 123 |
| Figura 5. 19 - Efeitos do ρ na deformação de compatibilidade (HINCHBERGER & ROWE, 2003). | 124 |
| Figura 5. 20 – Ábaco para determinação da deformação de compatibilidade admissível..... | 125 |
| Figura 5. 21 – Variação da resistência não-drenada até a profundidade de plastificação..... | 127 |
| Figura 5. 22 – Análise dos HINCHBERGER & ROWE (2003). | 129 |
| Figura 5. 24 – Correlação entre N e a rigidez do reforço à tração (dados da Figura 22)..... | 131 |
| Figura 5. 25 – Comparação entre as deformações de compatibilidade do reforço medidas e calculadas..... | 133 |
| Figura 5. 26 - Geometria do aterro e estratigrafia da fundação..... | 135 |
| Figura 5. 27 - Vetores deslocamento no momento da ruptura com $J = 600 \text{ kN/m}$ (FUERTES ET AL, 2010) | 137 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5. 28 – Resultados das análises MEF para aterro reforçado sobre solo mole (FUERTES ET AL, 2010)..... | 138 |
| Figura 5. 29 – Resultados das análises MEF para aterro reforçado sobre solo mole com uma camada superior de areia com 2m de espessura (FUERTES ET AL, 2010)..... | 139 |
| Figura 5. 30 – Resultados das análises MEF para aterro reforçado sobre solo mole com uma camada superior de areia com 4m de espessura (FUERTES ET AL, 2010)..... | 140 |
| Figura 5. 31 – Ganho de altura em função da rigidez à tração do reforço..... | 141 |
| Figura 5. 32..... | 143 |
| Figura 5. 33 - Deslocamentos horizontais no pé do aterro reforçado sobre solo mole (FUERTES& FUTAI, 2010)..... | 144 |
| Figura 5. 34 - Deslocamentos horizontais no pé do aterro reforçado com uma camada de 2 m de areia entre o aterro e o solo mole (FUERTES & FUTAI, 2010)..... | 145 |
| Figura 5. 35 - Deslocamentos horizontais no pé do aterro reforçado com uma camada de 4 m de areia entre o aterro e o solo mole (FUERTES & FUTAI, 2010)..... | 145 |
| Figura 5. 36 – Variação das deformações de compatibilidade com a espessura da camada superficial de areia..... | 146 |
| Figura 5. 37 - Fator de correção devido à presença da camada de areia α_a | 147 |
| Figura 5. 38 – Geometria do Aterro Experimental com reforço sobre solo mole (OLIVEIRA ET AL, 2010)..... | 148 |
| Figura 5. 40 – Fotos das rupturas dos Aterros AE2 e AE3 (OLIVEIRA, 2006)..... | 150 |
| Figura 5. 41 – Valores da força máxima do reforço medida para o aterro AE1 (OLIVEIRA, 2006)..... | 150 |
| Figura 5. 42 – Valores da força máxima do reforço medida para o aterro AE2 (OLIVEIRA, 2006)..... | 151 |
| Figura 5. 43 – Espessuras de aterro na ruptura e deformação de compatibilidade de aterros reforçados com bermas..... | 155 |
| Figura 5. 45 – Ganho de altura em relação ao aterro não reforçado com bermas e um camada superficial de areia..... | 157 |
| Figura 5. 46 – Influência da condição de drenagem durante a construção do aterro (ROWE & LI, 2005)..... | 159 |
| Figura 5. 47 – Ganho de alturas em função da condição de drenagem e da rigidez do reforço.... | 160 |
| Figura 5. 48 – Variação da altura líquida em função da espessura do aterro considerando o adensamento no período construtivo (ROWE & LI, 2005)..... | 161 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5. 49 - Isolinhas de ganho de resistência não drenada devido ao adensamento para dois aterros com espessura de aterro ao final da construção de (a) 4,41 m e (b) 6.48 m (ROWE & LI, 2005) | 163 |
| Figura 5. 50 - Evolução das deformações do reforço ao longo do tempo para dois aterros construídos com velocidade de 10m/ mês e com $J=2.000\text{kN/m}$ (ROWE & LI, 2002)..... | 164 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 2. 1 – Avaliação da qualidade das amostras..... | 16 |
| Tabela 3. 1 – Resumo dos métodos de obtenção dos parâmetros N_s e λ_s para calcular o volume específico final..... | 48 |
| Tabela 4. 1 – Tabela com informações sobre o Aterro Experimental de Sarapui II..... | 60 |
| Tabela 4. 2 – Parâmetros para cálculo dos recalques finais..... | 62 |
| Tabela 4. 3 - Resultados dos recalques finais e primários..... | 63 |
| Tabela 4. 4 - Resumo de valores de c_h (ALMEIDA ET AL (2000))..... | 85 |
| Tabela 4. 5 – Parâmetros para cálculo e recalques para o Aterro do Senac..... | 86 |
| Tabela 5.1 – Fatores de correção do reforço (HINCHBERGER & ROWE, 2003)..... | 126 |
| Tabela 5.2 - Expressões propostas para deformações de compatibilidade..... | 130 |
| Tabela 5.3 – Dados de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura com medida da deformação do reforço na ruptura do aterro..... | 132 |
| Tabela 5.4 - Altura líquida estimada para diferentes camadas de areia intermediárias na fundação do aterro (FUERTES ET AL, 2010)..... | 141 |
| Tabela 5.5 – Resumo dos dados do solo e dos aterros experimentais AE1 e AE2 (dados obtidos de OLIVEIRA, 2006) | 149 |
| Tabela 5.6 – Comparação entre os valores de deformação de compatibilidade medidos e calculados..... | 152 |

LISTA DE SÍMBOLOS

L_e – é o comprimento do reforço

f_q – é o fator parcial de carga externa

f_{js} – é o fator parcial para o peso específico do solo (Tabela I.2 do anexo)

f_{ms} – fator parcial do material aplicado sobre S_{uo}

$a_{bc'}$ – coeficiente de interação solo/reforço relacionado com a adesão para S_u .

γ_1 – peso específico do aterro

a'_v – coeficiente de compressão primária

C_c - índice de compressibilidade

C_c^* - índice de compressibilidade intríneco

C_h – coeficiente de adensamento horizontal

C_v – coeficiente de adensamento vertical

$C_{\alpha e}$ – coeficiente de compressão secundário para variação do índice de vazios

$C_{\alpha e}$ - coeficiente de compressão secundário para variação da deformação

e^*_{100} - índice de vazios para tensão vertical efetiva de 100 kpa

e^*_{1000} - índice de vazios para tensão vertical efetiva de 1000 kpa

e_o – índice de vazios inicial

E_u – módulo de deformação não drenado

e_y – índice de vazios no escoamento

f_n – fator de ponderação

G – densidade real dos grãos

H_c - altura de ruptura do aterro não reforçado

H_d – altura de drenagem

H_u - altura de um aterro perfeitamente reforçado, cujo valor é obtido pela solução da teoria da plasticidade

ID – índice de desestruturação

ID_o – ID para condição de campo

I_L – índice de liquidez

I_p – índice de plasticidade

I_q – fator de influência

I_v - índice de vazios normalizado

J – rigidez à tração do reforço
 k – coeficiente de permeabilidade
 K_o – coeficiente de empuxo no repouso
 m''_v – coeficiente de variação volumétrica secundário
 m'_v – coeficiente de variação volumétrica primário
 m_v – coeficiente de variação volumétrica
 n é a relação entre o diâmetro efetivo do cilindro a ser drenado, d_e , e o diâmetro equivalente do dreno, d_w
 N_c – fator de capacidade de carga
 N_{IL} – valor de I_L para tensão efetiva igual a 1kPa
 N_s – valor do volume específico no final do adensamento secundário para tensão efetiva igual a 1kPa
OCR – razão de sobreadensamento
 q_u – capacidade de carga não drenada
 R – relação entre os recalques primário e total
 R_{ha} – é a parte da força horizontal que causa a extrusão;
 R_{hp} – é a parte da força horizontal devido à resistência passiva da fundação
 R_R – é a parcela da força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação abaixo do reforço.
 R_s – é a parcela da força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação na profundidade z_c
 S_u – resistência não drenada
 Su – resistência não-drenada
 S_{uo} – é a resistência não-drenada do solo abaixo do reforço
 S_{uo} – resistência não drenada no topo do solo mole com resistência crescente com a profundidade
 T – fator tempo da teoria de adensamento
 T_D – resistência de projeto do reforço
 U – grau de adensamento médio
 U_{hp} – grau de adensamento médio primário radial
 U_{prim} ou U_p – percentagem do recalque primário
 U_{sec} – percentagem do recalque secundário
 U_T ou U_t – percentagem do recalque total
 U_{vp} – grau de adensamento médio primário vertical

v – volume específico
 w_L – limite de liquidez
 w_P – limite de plasticidade
 w_s – sobrecarga
 z_c – profundidade da camada de solo moles com espessura limitada e resistência não drenada constante.
 ΔS_{uc} – ganho de resistência não drenada decorrente do adensamento
 ΔS_{uf} – ganho de resistência não drenada decorrente do adensamento abaixo do talude
 Ω – parâmetro adimensional de Rowe e Soderman (1985)
 α_{a12000} – fator de correção devido à presença da camada de areia para $J=12000$ kN/m
 α_{a0} – fator de correção devido à presença da camada de areia para $J=0$
 χ - coeficiente angular da reta de compressão normalizada para $ID < 1$
 δ – coeficiente de fluência da Teoria de Zaretsky (1967)
 δ_1 – coeficiente de atenuação da Teoria de Zaretsky (1967)
 ϵ_a – deformação de compatibilidade do reforço
 $\epsilon_{a(J12000)}$ – deformação de compatibilidade do reforço para $J=12000$ kN/m
 $\epsilon_{a(J0)}$ – deformação de compatibilidade do reforço para $J=0$ ($J < J_{crit}$)
 ϵ_{vmax} - deformação volumétrica máxima teórica
 ϵ_{vN} - deformação volumétrica normalizada
 γ_{nat} – peso específico natural
 γ_w – peso específico da água
 η - porosidade
 κ – a inclinação da curva de descarregamento e recarregamento ($k=\Delta v/\Delta \ln \sigma'_v$)
 λ_{IL} – inclinação da linha I_L versus $\ln(\sigma'_v)$
 λ_s – inclinação da linha de compressão no final do adensamento secundário
 μ - coeficiente de compressão secundária da Teoria de Taylor e Merchant (1940)
 ρ – recalque ou ganho de resistência não drenada com a profundidade
 σ'_v - tensão vertical efetiva
 σ'_{vm} - tensão de pré-adensamento
 σ'_{vo} - tensão vertical efetiva de campo
 σ'_{vy} - tensão de escoamento vertical
 ξ_c – inclinação compressão normalizada para $ID > 1$

1 INTRODUÇÃO

As argilas moles ou solos moles são aqueles que possuem resistência não drenada inferiores a 25 kPa ou, índice de consistência menor que 0,5 ou ainda N_{SPT} menor que 2. Porém, é comum se deparar com depósitos de solo muito moles com N_{SPT} zero ou onde o amostrador desce com o peso próprio da composição. Nesses casos, é difícil definir algum parâmetro do solo com uma sondagem de simples reconhecimento e, muitas vezes a denominação de argilas moles ou solos moles é utilizada de forma genérica e sem se atentar para as características geotécnicas do solo.

Os solos moles são caracterizados por baixa resistência mecânica e elevada compressibilidade. A baixa permeabilidade do solo influencia na sua resistência, pois o carregamento rápido gera uma pressão neutra e por isso, a resistência é dita não-drenada.

O estudo do comportamento de solos moles é um tema tratado desde o início da Mecânica dos Solos. O Princípio das Tensões Efetivas e a Teoria do Adensamento foram fundamentais para a existência da Mecânica dos Solos, e ainda são básicos para quem estuda ou projeta obras em solos moles.

Os estudos empíricos e as correlações são utilizados, ainda hoje, para definir parâmetros de projeto. Na década de 60, surgiu na Universidade de Cambridge, a Teoria de Estados Críticos. Os estudos de WROTH, ROSCOE e SCHOFIELD geraram uma nova forma de se entender o comportamento das argilas. Na Teoria de Estados Críticos há uma vinculação da compressibilidade, tensão-deformação e escoamento de forma acoplada. Os estudos iniciais foram realizados com argilas reconstituídas, mas os estudos que se sucederam foram realizados em argilas naturais. A partir da década de 80 a Teoria dos Estados Críticos já era conhecida e usada em todo mundo. Nesta tese será discutido o comportamento de algumas argilas brasileiras usando os conceitos tradicionais e também alguns conceitos básicos da Teoria de Estados Críticos.

Esta tese não tem objetivo de fazer um estudo detalhado da geologia sedimentar como os estudos de SUGUIO & MARTIN (1978) e nem incorporar essas informações as

propriedades geotécnicas tal qual o estudo de MASSAD (1985), pois esses pesquisadores já fizeram extensos estudos sobre os respectivos temas. Entretanto, recomenda-se que se entendam bem os estudos realizados por esses autores, sobretudo para quem irá projetar ou executar alguma obra sobre os solos da Baixada Santista.

Depósitos de solos moles ocorrem em todo o Brasil, sendo mais comum na área litorânea, mas também ocorrem em ambientes lacustres, não marinhos. As argilas do Rio de Janeiro e da Baixada Santista foram muito estudadas devido à ocupação mais antiga e extensa, porém, também há estudos nas regiões Sul, Centro Oeste e Nordeste do país.

Em mais de oito décadas de Mecânica dos Solos, muito se estudou sobre o comportamento de argilas moles. Não se fará uma exposição dos conceitos e teorias que já estão consolidados, tais como resistência não drenada, compressibilidade, adensamento, etc. Essa tese se propõe ser bastante simples e focada em dois temas principais:

- previsão de recalques de aterros sobre solos moles considerando o adensamento e a fluência da argila (ou adensamento secundário) e
- uso de reforço na base de aterros sobre solos moles.

Esses dois temas serão desenvolvidos nos capítulos que se seguem.

2 COMPRESSIBILIDADE E RECALQUE DOS SOLOS MOLES

A Mecânica dos Solos se desenvolveu muito devido às pesquisas sobre o comportamento das argilas moles saturadas. Estudos antigos, como o Princípio das Tensões Efetivas e a Teoria do Adensamento são alguns exemplos. Discussões importantes ocorreram na década de 60, principalmente na “Conference on Shear Strength of Cohesive Soils”, especificamente sobre a resistência e na “Pore Pressure and Suction in Soils”, onde se discutiu a importância e métodos de medição da pressão neutra. Nesta fase, diversos pesquisadores tiveram destaque, como: TERZAGHI, TAYLOR, CASAGRANDE, seguidos de BISHOP, HVORSLEV, HENKEL, DUNCAN, LADD, LAMBE, FOOT, PARRY. Com bases conceituais e experimentais ROSCOE, auxiliado por WROTH, SCHOFIELD e BURLAND desenvolveram modelagens matemáticas para representar o comportamento de argilas reconstituídas e que ainda hoje são utilizadas, existindo diversas ramificações. Este trabalho não pretende revisar ou referenciar estes autores ou seus trabalhos, visto que são assuntos conhecidos e corriqueiros no meio geotécnico. Serão apresentadas breves discussões sobre conceitos que irão auxiliar nos desenvolvimentos dos temas principais dessa tese.

2.1 Amostragem

Para se estudar o comportamento de qualquer solo por meio de ensaios de laboratório, principalmente no caso de solos moles, é fundamental se conhecer a qualidade das amostras.

LADD & LAMBE (1963) apresentaram uma idealização da trajetória de tensões durante a amostragem perfeita de uma argila normalmente adensada. A Figura 2.1 apresenta: o estado de tensões de campo (anisotrópico, sendo a tensão vertical efetiva, σ'_{vo} e radial $K_0\sigma'_{vo}$); a cravação do amostrador e a extrusão da amostra, até atingir o estado de tensões isotrópico residual. LADD & LAMBE (1963) concluíram que, para obter resultados de ensaios mais realísticos, seriam necessários adensar os corpos de prova anisotropicamente (K_0) até um estado de tensões superior ao de campo, para então, promover o cisalhamento do corpo de prova.

A solução, muitas vezes, adotada para eliminar o efeito da amostragem, é aplicar o método sugerido por LADD & FOOT (1974): SHANSEP (“Stress History And Normalized Soil Engineering Properties”), no qual o solo é adensado, descarregado induzindo determinado valor de OCR. Os parâmetros normalizados em função de OCR são utilizados para reconstituir o perfil de

parâmetros do solo. Recentemente, o Método SHANSEP tem sido criticado devido à alteração da estrutura do solo durante o processo de carregamento e descarregamento.

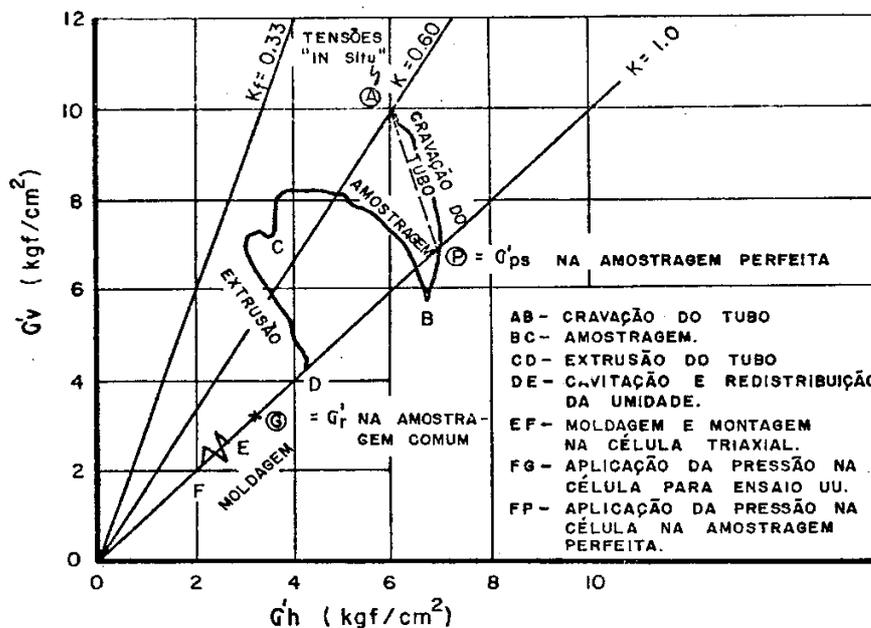


Figura 2. 1 - Trajetória de tensões durante o processo de amostragem (LADD & LAMBE, 1963).

A qualidade da amostra influencia diretamente nos resultados dos ensaios mecânicos, a partir dos quais são obtidos os parâmetros de projeto. HIGHT ET AL. (1992) compararam resultados de ensaios triaxiais executados em corpos de prova da argila de Bothkennar, moldados de amostras obtidas por três tipos de amostradores: pistão, Laval e Sherbooke. Os estudos compararam o comportamento tensão-deformação e a superfície de escoamento inicial. O melhor amostrador para a argila de Bothkennar foi o Sherbooke, o Laval apresentou valores diferentes, porém próximo ao do Sherbooke e ambos foram melhores que o pistão.

Utilizando o amostrador tipo pistão com diferentes diâmetros, ORTIGÃO (1980) realizou ensaios UU e registrou a variação do S_u com o diâmetro do amostrador. Este efeito foi estudado teoricamente por BALIGH (1985), quando introduziu o conceito de trajetória de deformações. BALIGH (1985) mostrou que o amolgamento aumenta quando a relação entre a espessura do tubo e o diâmetro também aumenta. As amostragens com tubos podem causar escoamentos por compressão e por cisalhamento, pois estão sujeitos aos ciclos de compressão-extensão-

compressão. Caso a amostragem promova escoamento, ocorrerá desestruturação do solo. Estes efeitos e a previsão teórica de BALIGH (1985) foram confirmados experimentalmente por LA ROCHELLE & LEFEBRE (1971), ORTIGÃO (1980), TAVENAS & LEROUEIL (1990) e HIGHT ET AL. (1992).

A qualidade da amostra também influencia diretamente no ensaio de compressão edométrica. MARTINS (1983) analisou os ensaios de COUTINHO (1976) e FERREIRA (1982) e, enumerou os seguintes efeitos do amolgamento na curva de compressibilidade edométrica:

- independente da tensão vertical efetiva o índice de vazios é menor na amostra amolgada;
- a tensão de pré adensamento é mascarada;
- diminuição da tensão de pré-adensamento;
- aumento da compressibilidade na região de recompressão;
- decréscimo da compressibilidade no trecho virgem.

COUTINHO (1976) apresentou a não-linearidade da curva ($e : \log \sigma'_v$) como um indicativo de boas amostras e constatou que o amolgamento provoca queda no coeficiente de adensamento e na permeabilidade, sendo mais marcante no trecho de recompressão. COUTINHO (1976) também estudou o efeito do amolgamento no adensamento secundário, observando o decréscimo do coeficiente com a diminuição da qualidade das amostras.

Atualmente, a qualidade das amostras é um dos principais problemas para se obter parâmetros de projeto a partir de ensaios de laboratório.

Na literatura há duas propostas para avaliar a qualidade das amostras, a de LUNNE ET AL (1997) e de COUTINHO ET AL (1998). Após o estudo da compressibilidade dos solos moles também será apresentada uma sugestão para avaliar a qualidade das amostras.

2.2 Compressibilidade Intrínseca do Solo

Antes de se estudar os recalques, no capítulo seguinte, é preciso entender a compressibilidade dos solos moles. A forma tradicional de se calcular os recalques é um tópico básico da engenharia geotécnica. Porém, nem sempre há ensaios para se definir os parâmetros de compressibilidade. Na maioria dos casos, se recorre a banco de dados e correlações. Pretende-se propor, nesta tese, uma curva de compressão normalizada que permita calcular recalques de forma simplificada e sem necessidade de correlações.

O comportamento do solo sujeito a um carregamento vertical sob condição edométrica é aproximado por uma função exponencial, resultando em uma reta no plano $e : \log \sigma'_v$, como

propõe Terzaghi. Entretanto, BUTERFIELD (1979) sugeriu que esta linearidade somente seria possível quando desenhados em um gráfico bi-logarítmico.

SKEMPTON (1969) analisou a compressibilidade através das relações entre índice de vazios “in situ” submetidos a uma mesma tensão vertical σ'_{vo} (normalmente adensada) para mais de 20 argilas de diferentes litologias. Este gráfico está mostrado na Figura 2.2. Observou-se que o índice de vazios pode ser correlacionado com: limites de liquidez, plasticidade e profundidade. Algumas conclusões apresentadas por SKEMPTON (1969) foram:

- a relação entre e_o e $\log \sigma'_{vo}$ é essencialmente linear;
- para um dado valor de (σ'_{vo}, e_o) normalmente adensado depende fundamentalmente da natureza e mineralogia das argilas, podendo ser representada pelo limite de liquidez;
- as curvas de compressibilidade tendem a convergir;
- a utilização do índice de liquidez diminui a dispersão.

As curvas de compressão proposta por SKEMPTON (1969) foram submetidas ao carregamento pelo peso próprio ao longo do tempo geológico. Mais a frente, esses dados serão reinterpretados para definir uma curva de compressão final.

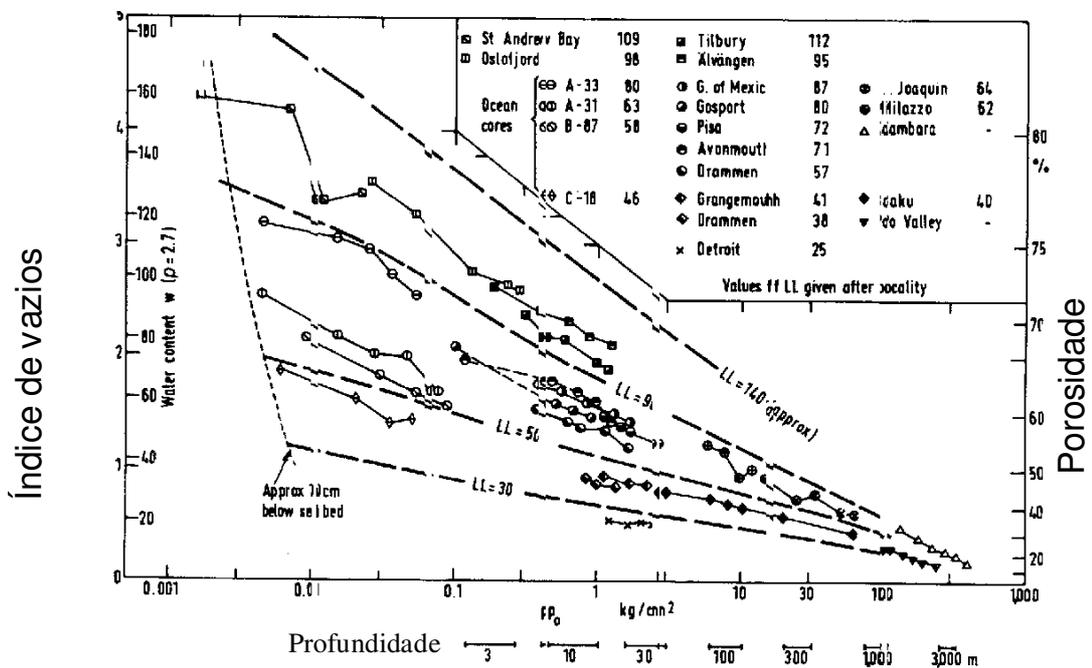


Figura 2.2 - Relação entre índice de vazios, profundidade e limite de liquidez (SKEMPTON, 1969).

BURLAND (1990) lançou mão da propriedade intrínseca das argilas (argilas reconstituídas com umidade entre w_L e $1,5w_L$) para explicar alguns fenômenos dependentes da estrutura. As propriedades intrínsecas das argilas são obtidas das condições reconstituídas, sendo assim, independentes da estrutura natural da argila.

Comparando a curva de compressão de uma argila natural e a linha de compressão intrínseca, pode-se mensurar a influência da estrutura e cimentação. MESRI ET AL (1977) e LOCAT & LEFEBVRE (1982) realizaram ensaios nessas duas condições e, confirmaram que o solo natural estava estruturado, a partir da comparação dos resultados.

O envelhecimento causado pelo adensamento secundário também provoca estruturação da argila, fazendo que ocorra um aumento da tensão de pré-adensamento e variação no coeficiente de compressibilidade. Evidências experimentais de tal fato foram apresentadas por LEONARDS & RAMIACH (1959), LEROUEIL ET AL (1977) e LEROUEIL (1997).

As argilas naturais são estruturadas e isto se reflete diretamente na forma da curva de compressibilidade da argila. MITCHELL & COUTINHO ET AL. (1991) sugeriram que a estruturação da argila orgânica depende: do tempo, do grau de decomposição da matéria orgânica e das propriedades físico-químicas da água.

BURLAND (1990) introduziu o conceito de compressão intrínseca para avaliar o estado de estruturação das argilas naturais. As propriedades intrínsecas são obtidas de ensaios realizados em argilas reconstituídas.

Os parâmetros obtidos dos ensaios realizados na argila remoldada, foram definidos como propriedades intrínsecas (independentes da estrutura, anisotropia ou história de tensões). Os valores dos índices de vazios para tensões verticais efetivas de 100 kPa e 1.000 kPa foram denominados de e^*_{100} e e^*_{1000} , respectivamente. O índice de compressibilidade intrínseco, Cc^* , é dado pela diferença $e^*_{100} - e^*_{1000}$. A transformação da curva de compressão intrínseca proposta por BURLAND (1990) está esquematizada na Figura 2.3.

BURLAND (1990) sugeriu a normalização dos parâmetros, definindo assim, o índice de vazios normalizado, I_v , tal como:

$$I_v = \frac{e - e^*_{100}}{e^*_{100} - e^*_{1000}} = \frac{e - e^*_{100}}{Cc^*} \quad (2.1)$$

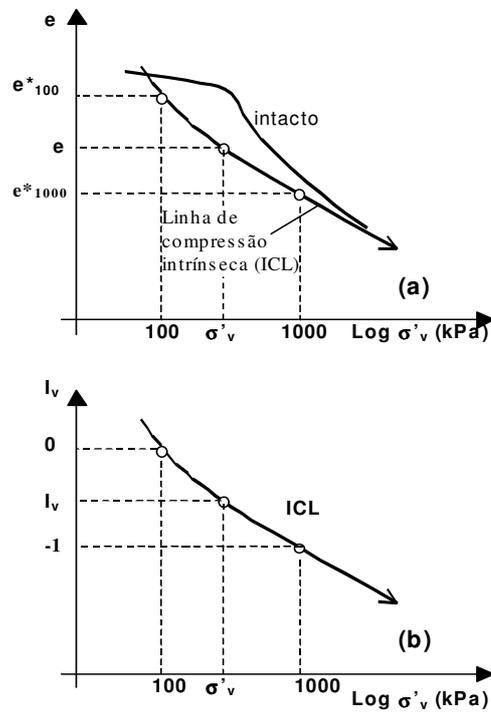


Figura 2. 3 - Curva de compressibilidade intrínseca: (a) e : σ'_v e (b) I_v : σ'_v (BURLAND , 1990).

Os valores de I_v para tensões verticais de 100 kPa e 1.000 kPa ficam previamente fixados em 0 e -1, respectivamente. Os solos mais estruturados se posicionaram acima da linha intrínseca. Esta metodologia foi aplicada por FUTAI (1999) para algumas argilas brasileiras e confirmou os resultados de BURLAND (1990).

No item seguinte pretende-se apresentar uma alternativa à proposta de BURLAND (1990) baseada em um banco de dados composto, principalmente, por solos brasileiros.

2.3 Uma Proposta para uma Curva de Compressão Normalizada

Este item apresenta o resultado de um estudo realizado para normalizar as curvas de compressão dos solos estudados, com objetivo de utilizá-los em cálculos de recalque e também para verificar a qualidade da amostra.

Propõe-se neste estudo a aplicação de um índice ID (FUTAI, 1999 e FUTAI, 2002), a razão entre a tensão atuante (σ'_v) e a tensão de escoamento (σ'_{vy}) para representar a desestruturação ou reestruturação do solo, definido por:

$$ID = \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vy}} \quad (2.2)$$

Assim, um solo com $ID > 1$, significa que o solo foi submetido a um valor de tensão vertical σ'_v superior à tensão de escoamento (σ'_{vy}). Quando $ID < 1$, o solo está sobreadensado em relação à história de tensões de campo (no caso de solos sedimentares). Um solo sobreadensado submetido a tensões inferiores a sua tensão de escoamento terá uma resposta fortemente dependente da sua estrutura. À medida que se impõe aumento do nível de tensões solicitantes, o solo sofre quebra de eventuais cimentações (rupturas locais), rearranjo das partículas, variação da distribuição e tamanho dos poros.

Propõe-se que o parâmetro $\Delta e/e_o$ seja utilizado para representar a deformação do solo, que em essência é a deformação volumétrica normalizada. Ou seja, é a razão entre a deformação volumétrica $\Delta e/(1+e_o)$ e a deformação volumétrica máxima teórica ε_{vmax} , admitindo-se, de forma idealizada que todos os vazios possam ser expulsos por compressão. A deformação volumétrica máxima que o solo pode ter por compressão é:

$$\varepsilon_{vmax} = \frac{e_o}{1 + e_o} = n \quad (2.3)$$

Essa relação (eq. 2.3) é a própria definição de porosidade do solo, portanto, a porosidade inicial seria o valor teórico da máxima deformação volumétrica possível. A partir dessa relação, pode-se obter a deformação volumétrica normalizada, definida como sendo a relação entre a deformação volumétrica e a deformação volumétrica máxima.

$$\varepsilon_{vN} = \frac{\frac{\Delta e}{1+e_o}}{\frac{e_o}{1+e_o}} = \frac{\varepsilon_v}{n} = \frac{\Delta e}{e_o} \quad (2.4)$$

A variação de $\Delta e/e_o$ é limitada entre 0 e 1, caso se utilize a deformação volumétrica, o valor teórico máximo varia em função do índice de vazios inicial. Por exemplo, um solo com e_o de 1.0 teria ε_{vmax} (eq. 2.4) igual a 50%, ao passo que outro solo com $e_o = 4$ teria ε_{vmax} igual a 80%, porém ambos teriam eliminado todos os vazios. Utilizando o conceito apresentado, ambos estariam com $\Delta e/e_o$ igual a 1 nessa condição hipotética. Entretanto, como a tensão vertical está sendo normalizada pela tensão de escoamento, é preciso também tomar como referencial o índice de vazios no escoamento, e_y . Assim, a equação (2.4) deve ser reescrita como:

$$\varepsilon_{vN} = \frac{e_y - e}{e_y} \quad (2.5)$$

A partir de ensaios coletados na literatura aplicou-se a normalização proposta e o resultado está apresentado na Figura 2.4. Nessa figura foram incluídas curvas de compressão edométrica de argilas de diferentes localidades brasileiras e também de alguns dados da literatura internacional. Para $ID > 1$ (normalmente adensada) há uma faixa bem definida, na qual se enquadram todos os solos testados. Para valores de ID , menores que 1, a normalização não é tão clara.

A curva de compressão normalizada, para $ID > 1$, pode ser representada por uma função logarítmica e que representa todos os solos analisados:

$$\frac{e_y - e}{e_y} = \xi_c \ln(ID) \quad (2.6)$$

sendo ξ_c o parâmetro de ajuste, e a partir dele é possível calcular o índice de vazios:

$$e = e_y [1 - \xi_c \ln(ID)] \quad (2.7)$$

Como a equação (2.7) calcula o índice de vazios, não é necessário considerar o trecho com $ID < 1$, basta conhecer o índice de vazios inicial para calcular o recalque primário, quando $ID > 1$ (tensão vertical final maior que a tensão de escoamento). Assim, o recalque pode ser calculado por:

$$\rho = \frac{\Delta e}{1+e_o} H = \frac{e_o - e_y [1 - \xi_c \ln(ID)]}{1+e_o} H \quad (2.8)$$

Para os solos analisados ξ_c vale 0,23, assim o índice de vazios é dado por:

$$e = e_y [1 - 0,23 \ln(ID)] \quad (2.9)$$

E o recalque é dado por:

$$\rho = \frac{e_o - e_y [1 - 0,23 \ln(ID)]}{1+e_o} H \quad (2.10)$$

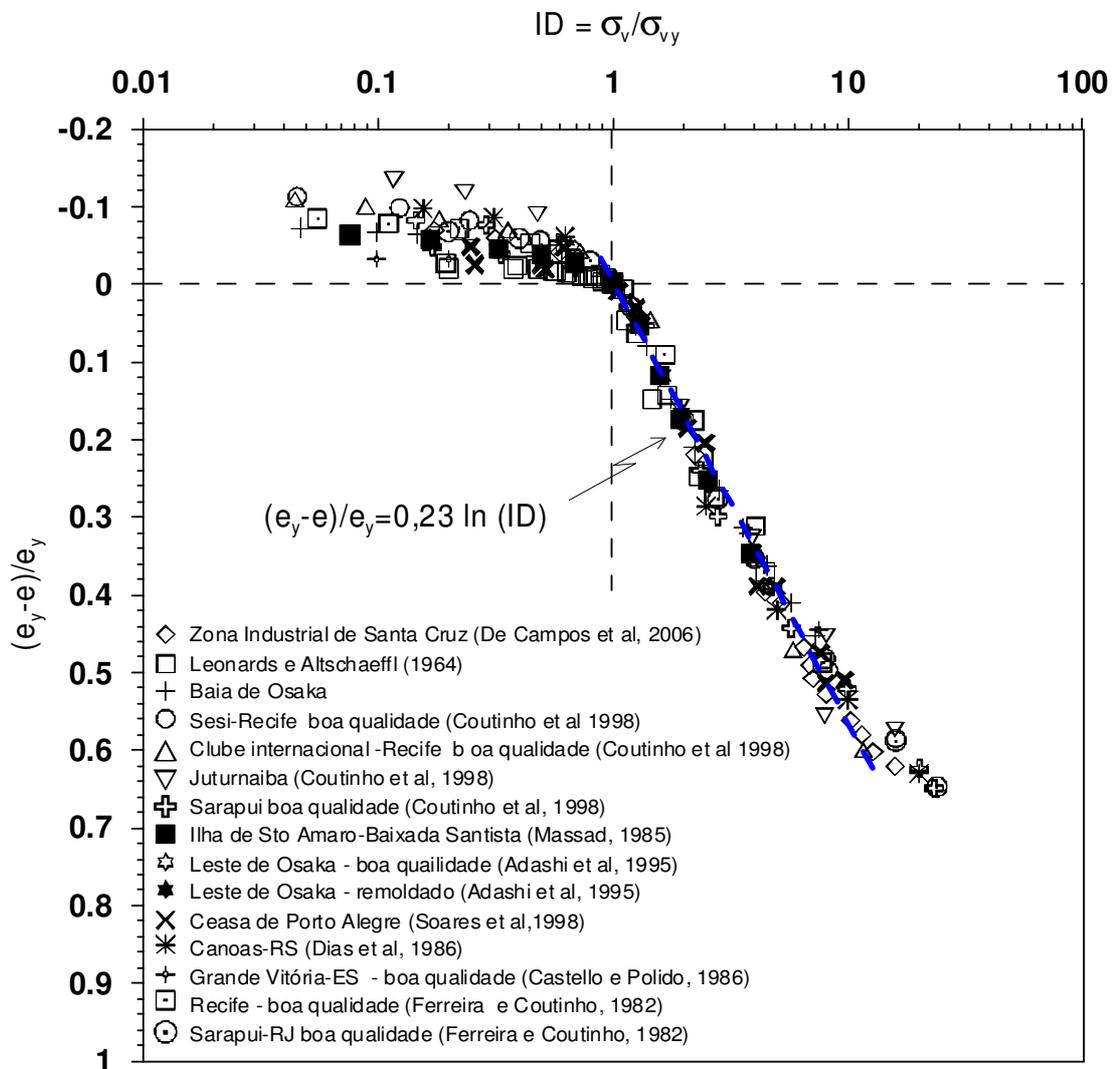


Figura 2. 4 - Curva de Compressão Normalizada.

A estimativa de e_y pode ser realizada a partir da própria curva de compressão normalizada. Os dados apresentados na Figura 2.5 foram limitados para valores de $ID < 1$.

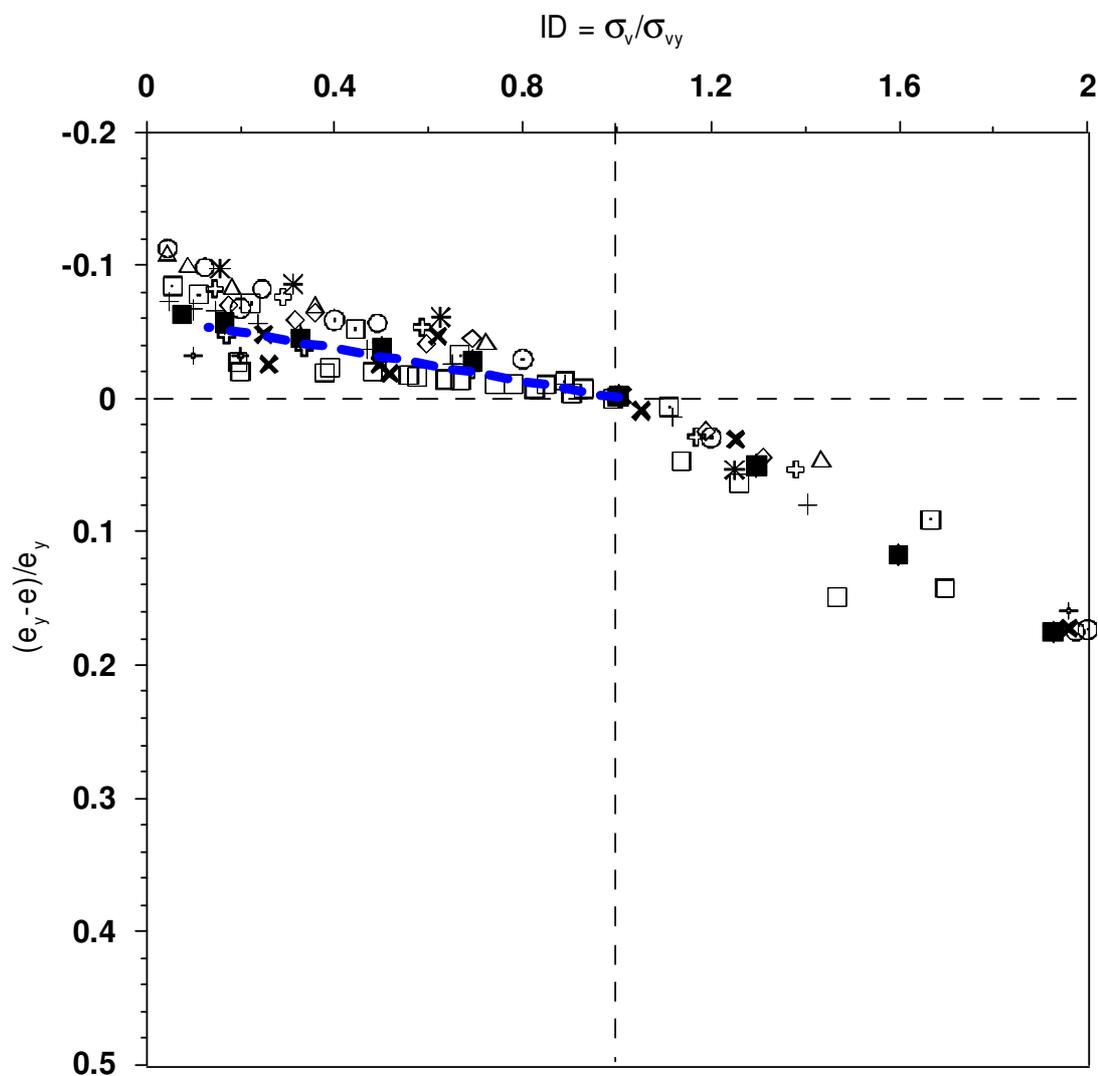


Figura 2. 5 - Curva de compressão normalizada para $ID < 1$.

Nesse trecho, a relação é linear:

$$\frac{e_y - e}{e_y} = \chi (ID - 1) \quad (2.11)$$

Sendo χ o coeficiente angular da reta e para os solos analisados vale 0,06. Usando o índice de vazios de campo como referência chega-se a:

$$\frac{e_y - e_o}{e_y} = 0,06 (ID_o - 1) \quad (2.12)$$

E assim é possível calcular o índice de vazios referente ao escoamento:

$$e_y = \frac{e_o}{1,06 - (0,06 ID_o)} \quad (2.13)$$

$$\text{Sendo } ID_o = \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vy}}$$

O recalque, quando a tensão vertical final é menor que a tensão de escoamento ($ID < 1$), é calculado por:

$$\rho = \frac{H e_o}{1 + e_o} \left[1 - \frac{(1 - 0,23 \ln(ID))}{1,06 - 0,06 ID_o} \right] \quad (2.14)$$

As equações para estimar recalques (eq. 2.10 ou 2.14) não necessitam dos valores de C_c ou $C_c/(1+e_o)$ e nem de correlações. É preciso apenas conhecer o índice de vazios inicial, a história de tensões e o carregamento. Por isso, acredita-se que é uma forma mais racional de calcular recalques.

Antes de aplicar o cálculo de recalques proposto é preciso verificar se a curva de compressão normalizada do solo se enquadra à faixa mostrada na Figura 2.4.

2.4 Aplicação da Curva de Compressão Normalizada para Avaliação da Qualidade da Amostra

FERREIRA & COUTINHO (1982) apresentaram resultados de compressão edométrica das argilas moles de Recife e de Sarapuí para três condições da amostra: boa, má e totalmente remoldada. Essas curvas estão apresentadas na Figura 2.6-a. Fica claro que as argilas são bem distintas. Utilizando a deformação vertical específica (Figura 2.6-b) fica mais fácil comparar o efeito do amolgamento em cada solo, porém, não se pode generalizar o comportamento. Na Figura 2.6-c foi realizada a normalização proposta. As duas curvas de boa qualidade se superpõem e as curvas dos solos de má qualidade ou amolgados se posicionam acima da curva das amostras de boa qualidade. A tendência é que a curva se posicione mais acima quanto pior for a qualidade da amostra.

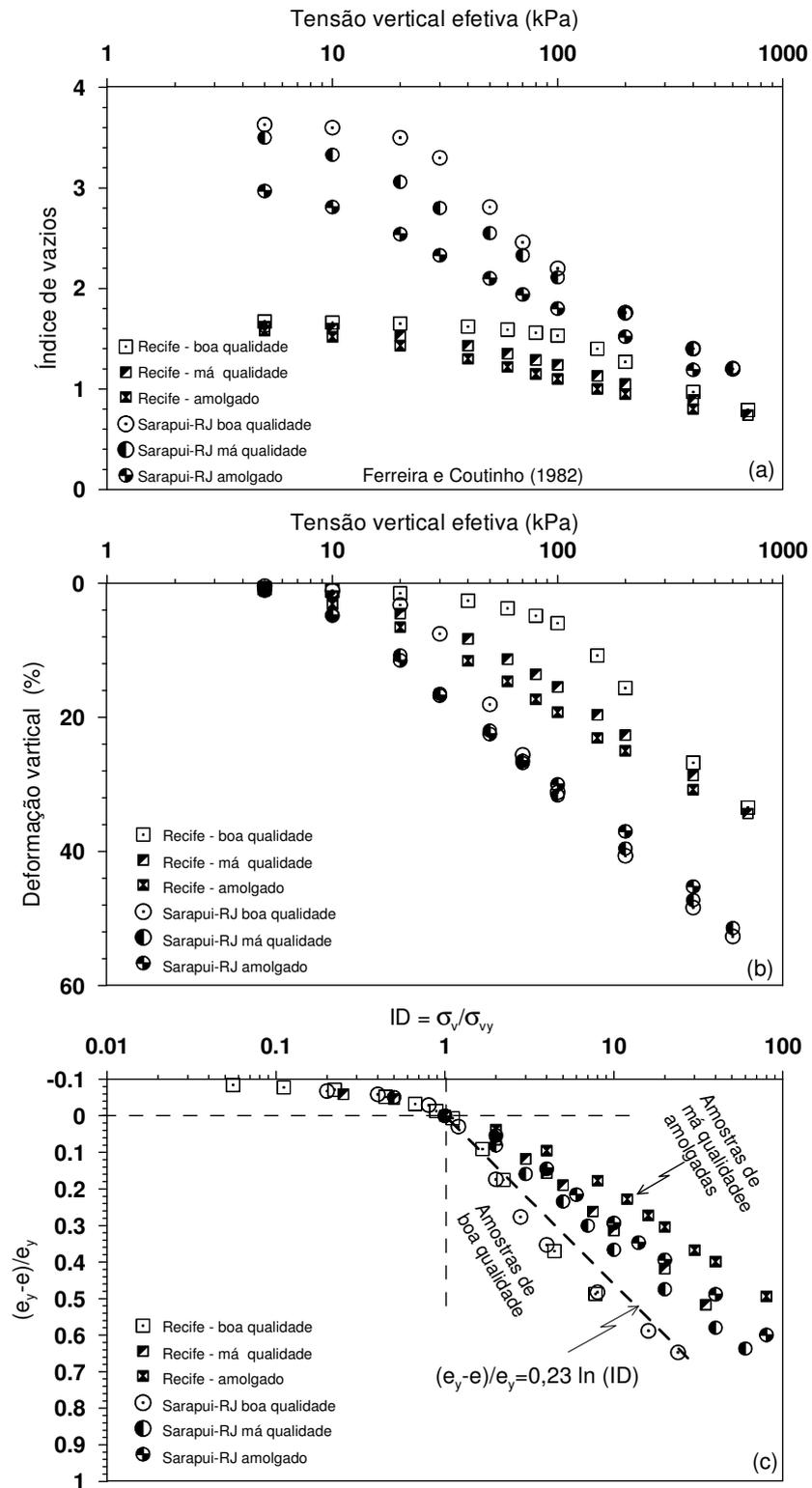


Figura 2. 6 - Curvas de compressão normalizadas para as argilas de Sarapuí e Recife.

Os dados apresentados na Figura 2.6-c foram comparados com os da Figura 2.5 e podem ser vistas na Figura 2.7. A partir dessa figura é possível identificar a qualidade da amostra. Para ser considerada de boa qualidade a curva normalizada deve cair dentro da faixa indicada na Figura 2.7 e se adequam à eq. (2.7).

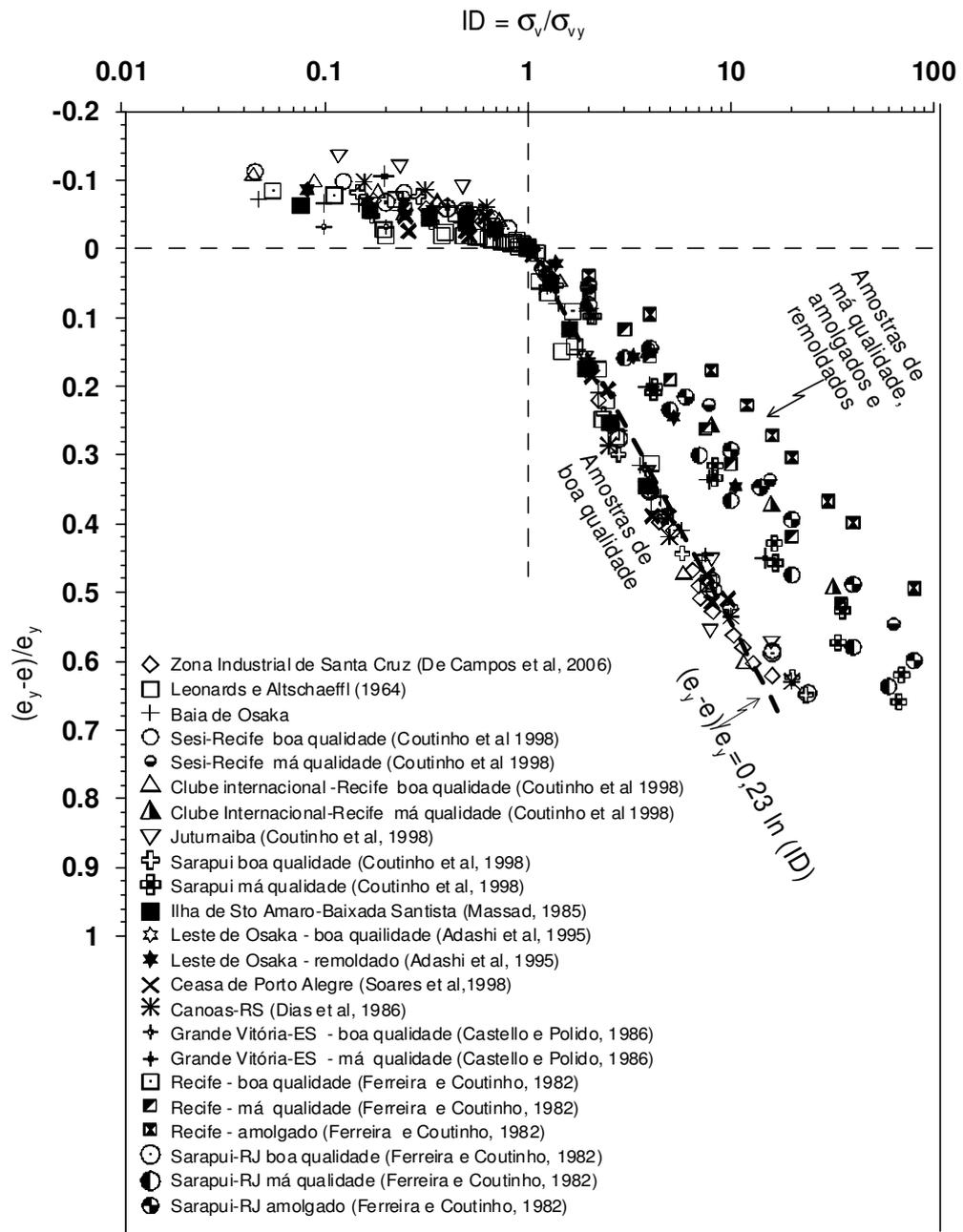


Figura 2. 7 – Curvas de compressão normalizadas de curvas de boa e má qualidade.

A normalização das curvas de compressão permite verificar a qualidade das amostras de uma forma mais direta que as propostas de LUNNE (1997) e COUTINHO ET AL (1998). A posição da curva de compressão normalizada para $ID > 1$ consegue distinguir bem as amostras de boa ou má qualidade, remoldada ou amolgada. Assim, é possível usar a Figura 2.7 ou a equação 2.7 e comparar com os resultados de um ensaio de adensamento para avaliar a qualidade da amostra ou adotar valores de ID, como por exemplo 3 e 10:

Para ID = 3 as amostra de boa qualidade devem apresentar:

$$0,22 < \frac{e_y - e}{e_y} < 0,32 \quad (2.15)$$

Para ID = 10 as amostra de boa qualidade devem apresentar:

$$0,48 < \frac{e_y - e}{e_y} < 0,58 \quad (2.16)$$

Estão apresentados na Tabela 2.1 os valores de $\frac{e_y - e}{e_y}$ para as argilas de Recife e Sarapuú para diferentes condições de amostras. Observa-se que as amostras de boa qualidade se enquadraram dentro da faixa de valores recomendadas (eqs. 2.15 e 2.16).

Tabela 2. 1 - Avaliação da qualidade das amostras.

| Local e referência | qualidade | $\frac{e_y - e}{e_y}$ para ID=3 | $\frac{e_y - e}{e_y}$ para ID=10 |
|--|------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| Recife (FERREIRA & COUTINHO, 1982) | completamente amolgada | 0,07 | 0,20 |
| | Má qualidade | 0,12 | 0,31 |
| | Boa qualidade | 0,25 | - |
| Rio de Janeiro (FERREIRA & COUTINHO, 1982) | completamente amolgada | 0,10 | 0,30 |
| | Má qualidade | 0,16 | 0,37 |
| | Boa qualidade | 0,25 | 0,50 |

3 ADENSAMENTO SECUNDÁRIO

3.1 Conceitos Fundamentais

A teoria do adensamento unidimensional tem uma base conceitual e teórica muito bem fundamentada. A Teoria do Adensamento de TERZAGHI & FRÖLICH está presente em todos os livros de Mecânica dos Solos e é conhecido por todos os engenheiros civis. A equação diferencial que rege o fenômeno e sua solução matemática é muito complexa, entretanto, sua aplicação é simples. Por isso, foi amplamente difundida e usada na prática da engenharia. A previsão dos recalques em solos moles sempre é feito com base nessa teoria, entretanto, é comum ignorar os valores calculados e interpretar o desempenho da obra por meio dos dados de instrumentação.

Existem várias hipóteses que podem afastar o comportamento da obra da previsão realizada pela teoria do adensamento unidimensional, dentre elas: efeitos tridimensionais, heterogeneidade do solo, lentes de areia, fluxo lateral e dentre outros, o adensamento secundário.

Se a definição de adensamento secundário é algo de menor importância ou “de segunda ordem”, não é um termo adequado para o fenômeno de deformação a longo prazo que ocorre nos solos, pois algumas vezes, o adensamento secundário pode ser tão ou mais importante que o adensamento primário.

O adensamento primário é um fenômeno regido pelo princípio das tensões efetivas e, o adensamento secundário não pode ser explicado pelo excesso de pressão neutra remanescente.

O fenômeno do adensamento secundário tem sido muito estudado, porém, ainda não há consenso sobre o fenômeno e nem a forma de se prever recalques ao longo do tempo. Há duas linhas principais de pensamento: uma mais prática, baseada em empirismo e outra mais teórica, embasada em modelos reológicos. Ambas têm suas vantagens e na opinião do autor, nenhuma delas permite uma boa aplicabilidade, quer seja pela deficiência conceitual, quer seja pela dificuldade de se utilizar o método. Nessa tese, serão abordadas as duas linhas de pensamento e pretende-se chegar a uma proposta racional de se prever recalques ao longo do tempo, incluindo o fenômeno da fluência do solo.

Para os engenheiros geotécnicos, prever recalques decorrentes do adensamento primário é simples, porém o cálculo de recalque devido à compressão secundária sempre gera dúvidas.

Entretanto, a Mecânica dos Materiais conhece há muito tempo o fenômeno de fluência ou “creep”. Não seria o adensamento secundário um fenômeno semelhante? Ou o mesmo? O autor entende que o grande diferencial do solo dos demais materiais é o adensamento primário e que já é um fenômeno bem entendido.

A curva de recalque ao longo do tempo é dividida em dois trechos para considerar o adensamento primário e secundário. O tempo t_p é utilizado para dividir o primeiro trecho (primário) do seguinte (secundário). Essa idealização tem como base as observações de laboratório, que aceleram muito o adensamento primário e conseguem distinguir os dois fenômenos. Essa observação empírica levou LADD (1973) e MESRI & GODLEWSKI (1977) proporem um coeficiente de compressão secundária, C_{α} :

$$C_{\alpha e} = \frac{-\Delta e}{\Delta \log t} \quad (3.1)$$

ou

$$C_{\alpha \varepsilon} = \frac{-\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} \quad (3.2)$$

LADD (1973) assumiu que o coeficiente de compressão secundário é constante ao longo do tempo, independente da espessura da camada e do incremento de tensão ou do nível de tensão. MESRI & GODLEWSKI (1977) acrescentaram, à proposta de LADD (1970), a idealização de que C_{α}/C_c é constante. Entretanto, o próprio MESRI (1973) havia mostrado que o coeficiente de adensamento secundário diminui com a tensão vertical efetiva.

Outros trabalhos como de JOHNSON (1970), VIEIRA (1988) e FEIJÓ (1993) verificaram a influência do sobreadensamento na compressão secundária. JOHNSON (1970) realizou ensaios de adensamento com carregamento seguido de descarregamento com diferentes níveis de tensão e, observou em alguns ensaios, o reaparecimento de recalques decorrentes do adensamento secundário. Nesses ensaios, JOHNSON (1970), observou que quando aumentava a razão de sobreadensamento, ocorria um retardamento maior do tempo para o aparecimento do adensamento secundário e, além disso, o coeficiente de compressão secundário reduzia. VIEIRA (1988) e FEIJÓ (1993) realizaram ensaios semelhantes aos de JOHNSON (1970) nas argilas de Sarapuí e adicionalmente, conseguiram definir uma razão de sobreadensamento a partir do qual não há compressão secundária, cujo valor é 2 para a argila de Sarapui (fim do adensamento primário) ou 1,5 (para curva de compressão de 24h).

VIEIRA (1988) representou o efeito do sobreadensamento de forma bastante didática conforme está ilustrado na Figura 3.1. Nesta figura estão compilados vários valores de C_{α} de diferentes solos, obtidos para níveis de tensões abaixo e acima da

tensão de pré-adensamento, onde fica evidente que C_α é menor para solos mais sobreadensados.

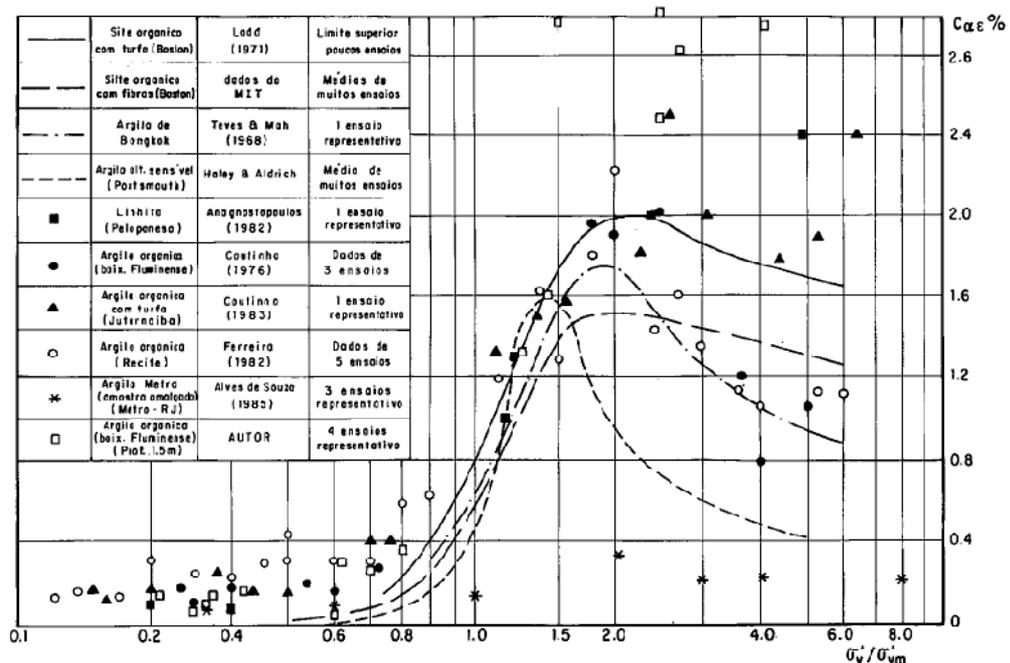


Figura 3.1 - Variação do coeficiente de compressão secundária com a história de tensões (VIEIRA, 1988).

As pesquisas desenvolvidas por BJERRUM (1972) merecem especial destaque. A Figura 3.2 é muito conhecida e citada nos artigos que tratam de adensamento secundário. Através dessa figura, BJERRUM (1972) explicou o efeito do adensamento secundário no sobreadensamento das argilas envelhecidas submetidas exclusivamente ao carregamento devido ao peso próprio. Ao longo do tempo o índice de vazios reduz sob peso próprio. Ao se realizar ensaios de adensamento nessa amostra, seria observada uma tensão de pré-adensamento maior que a tensão geostática. Esse conceito já faz parte do conhecimento básico da Mecânica dos Solos, como por exemplo, pode-se citar o livro texto de graduação do prof. Carlos Pinto que apresenta esse conceito.

BJERRUM (1972) apresentou uma sugestão para calcular recalques totais que incluem tanto os efeitos de adensamento primário, como os do secundário. Mas as pesquisas de Bjerrum são muito mais que isso, na sua Rankine Lecture, BJERRUM (1967), apresentou dados de obras instrumentadas por décadas. Também estimou os recalques finais com base em uma curva de compressão de 3.000 anos obtida de forma simples. Com base em dados geológicos, BJERRUM (1967) concluiu que a argila de Drammen (Noruega) somente esteve submetida a carregamento

sob peso próprio. Assim, construiu um gráfico (Figura 3.3) com os dados de índice de vazios e as tensões verticais efetivas de campo.

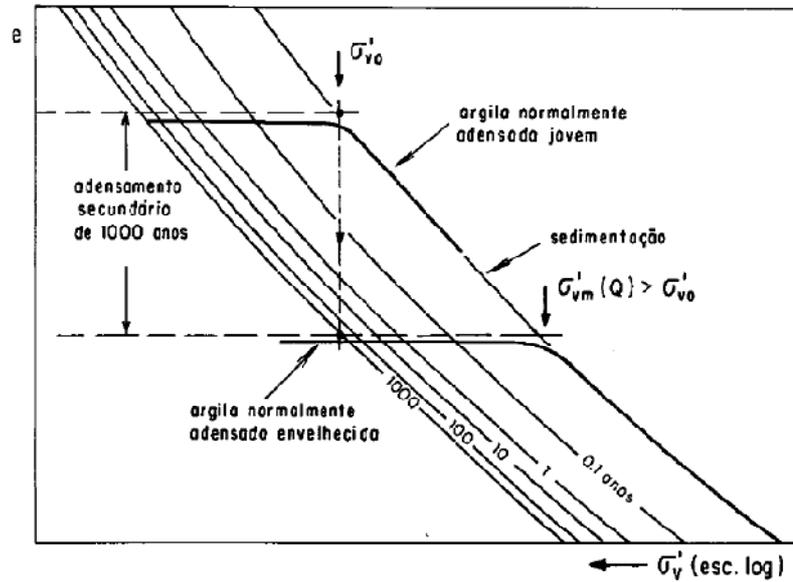


Figura 3. 2 - Efeito do adensamento secundário na história de tensões (BJERRUM, 1972).

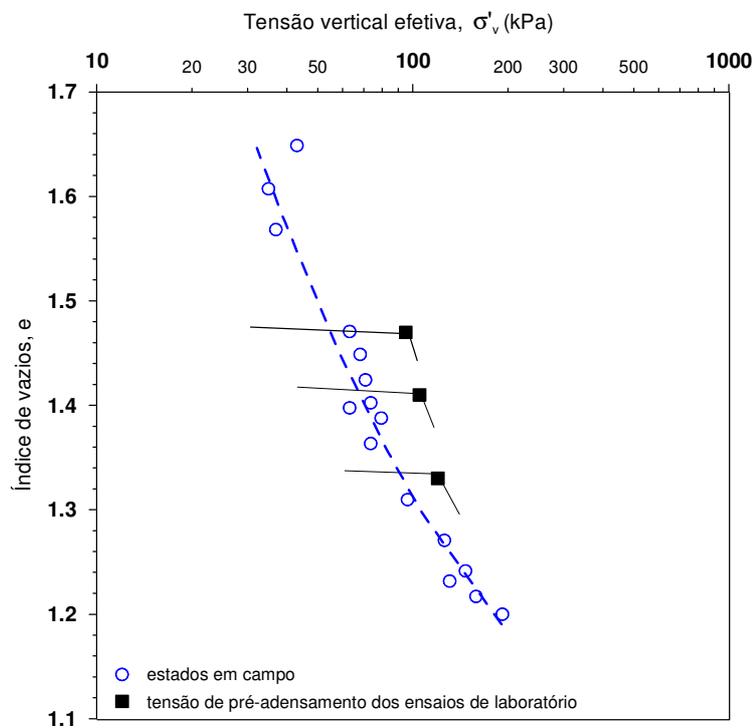


Figura 3. 3 - Curva de compressão de campo para 3.000 anos (BJERRUM, 1967).

3.2 Modelos Reológicos

O processo de cálculo de recalque proposto por LADD (1971) ou MESRI & GODLEWSKI (1977) é muito conhecido e não será tratado nessa tese. A previsão de recalques por adensamento secundário usando C_α é muito simples, porém, conforme demonstrado no item anterior pode conduzir a erros. Atualmente é o único método empregado em projetos, pois os demais modelos são bastante complexos.

Nesse item serão apresentados alguns modelos reológicos a partir dos quais é possível considerar os fenômenos do adensamento primário e secundário de forma concomitante. Existem vários modelos reológicos, alguns dois mais conhecidos são os de GIBSON & LO (1961) e BARDEN (1968). As analogias mecânicas desses dois modelos estão apresentadas na Figura 3.4.

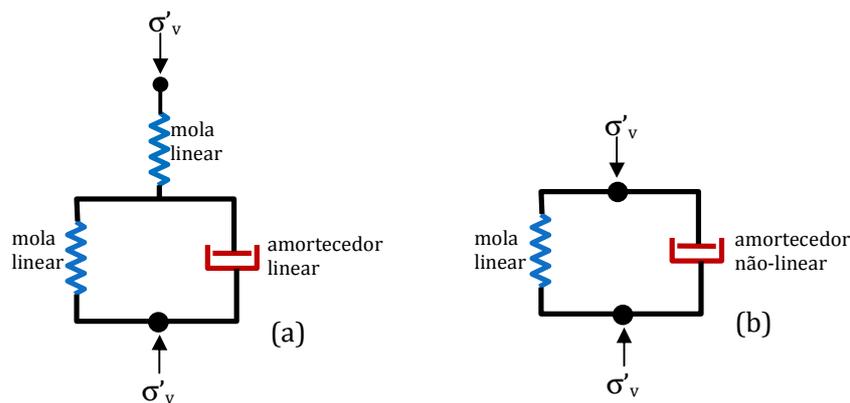


Figura 3. 4 - Analogia mecânica dos modelos constitutivos reológicos de (a) GIBSON & LO (1961) e BARDEN (1968).

Tanto o modelo de GIBSON & LO (1961) como o de BARDEN (1968) não tem solução analítica para a equação diferencial que rege o fenômeno. Assim, são pouco utilizados, pois exige uma solução numérica. O modelo de GIBSON & LO (1961) conduz a mesma solução de TAYLOR & MERCHANT (1940) e ambos apresentam o mesmo problema, que é a linearidade da função de fluência. BARDEN (1968) introduziu a não linearidade do amortecedor através de uma lei de potência entre a resistência viscosa e a velocidade de deformação. É um avanço teórico, porém, é de difícil aplicabilidade.

CHRISTIE (1964) e MARTINS (2008) estudaram o modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940) e têm defendido sua aplicação para previsão de recalques decorrentes de adensamento primário e secundário simultaneamente. Nesta tese, será dado destaque ao modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940) porque apresenta uma solução analítica. O autor dessa tese tem procurado outro modelo reológico que seja mais eficiente e mais simples que os modelos até então citados. Há alguns anos conseguiu uma bibliografia russa, traduzida, a qual foi extensamente estudada para ser escolhida como modelo reológico a ser usado nessa tese e será apresentado mais a frente.

3.3 Modelo Reológico de Taylor & Merchant (1940)

TAYLOR & MERCHANT (1940) partiram da própria equação diferencial de Terzaghi, porém, explicitando a variação do índice de vazios:

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.3)$$

Terzaghi considerou a variação linear entre o índice de vazios e a tensão efetiva e que está representada na Figura 3.5 pelo trecho \overline{ab} . TAYLOR & MERCHANT (1940) consideraram que o índice de vazios reduz com o aumento da tensão efetiva ao longo da curva formada entre os pontos a-c da Figura 3.5.

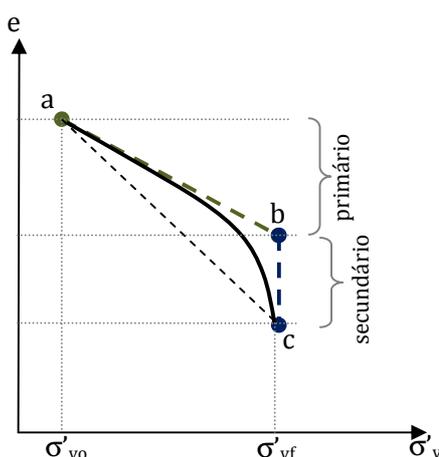


Figura 3. 5 – Representação da variação do índice de vazios com a tensão efetiva (TAYLOR & MERCHANT, 1940)

A função linear para $\frac{\partial e}{\partial t}$ depende dos coeficientes de compressão primária (a'_v) e secundária

(μ) e é dada por:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a'_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu [a_v (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)] \quad (3.4)$$

Assim, a equação diferencial que rege o fenômeno seria dada por:

$$\frac{k(1+e)}{\gamma_w} \frac{\partial^2 \sigma'_v}{\partial z^2} = a'_v \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \mu [a_v (\sigma'_v - \sigma'_{v0}) - (e_0 - e)] \quad (3.5)$$

Cuja solução é:

$$\bar{U}_{TM} = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{FM^2} [(\Phi_1 - \Phi_2)(\Phi_3 - 1)e^{(\Phi_1 + \Phi_2)T} - (\Phi_1 + \Phi_2)(\Phi_3 + 1)e^{(\Phi_1 - \Phi_2)T}] \quad (3.6)$$

Sendo:

$$M = (2m+1) \frac{\pi}{2}, m = 0, 1, 2, \dots \quad (3.7)$$

$$T = \frac{k(1+e)}{a'_v \gamma_w} \frac{t}{H_d^2} = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (3.8)$$

$$F = \frac{\mu t}{rT} = \frac{\mu H_d^2}{r c_v} \quad (3.9)$$

$$r = \frac{a'_v}{a_v} \leq 1 \quad (3.10)$$

$$\Phi_1 = -\frac{1}{2}(F + M^2) \quad (3.11)$$

$$\Phi_2 = \frac{1}{2} \sqrt{(F + M^2)^2 - 4rFM^2} \quad (3.12)$$

$$\Phi_3 = \frac{\psi_1 + M^2}{\psi_2} \quad (3.13)$$

O parâmetro r é a relação entre o recalque devido ao adensamento primário e , o recalque total devido ao adensamento primário mais secundário. O coeficiente de compressão secundária μ é usado para calcular o fator F . Diferentemente da Teoria de Terzaghi, esta teoria não fornece uma única curva $\bar{U}:T$. Nas Figuras 3.6 e 3.7 estão apresentadas algumas curvas com diferentes valores de r e F .

Para baixos valores de F ($<0,1$), ou seja, distância de drenagem pequena, fica visível a contribuição do adensamento primário e secundário. Em laboratório, por exemplo, o fator F é da ordem de 10^{-3} a 10^{-5} , dependendo do valor do produto entre r e C_v , cuja ordem de grandeza está próximo do resultado mostrado na Figura 3.6-b. Em campo, o fator F aumenta com o quadrado da altura de drenagem, portanto, pode ser até 10.000 vezes (ou mais) maior que o valor medido em laboratório e que pode ser representada pela Figura 3.6-f.

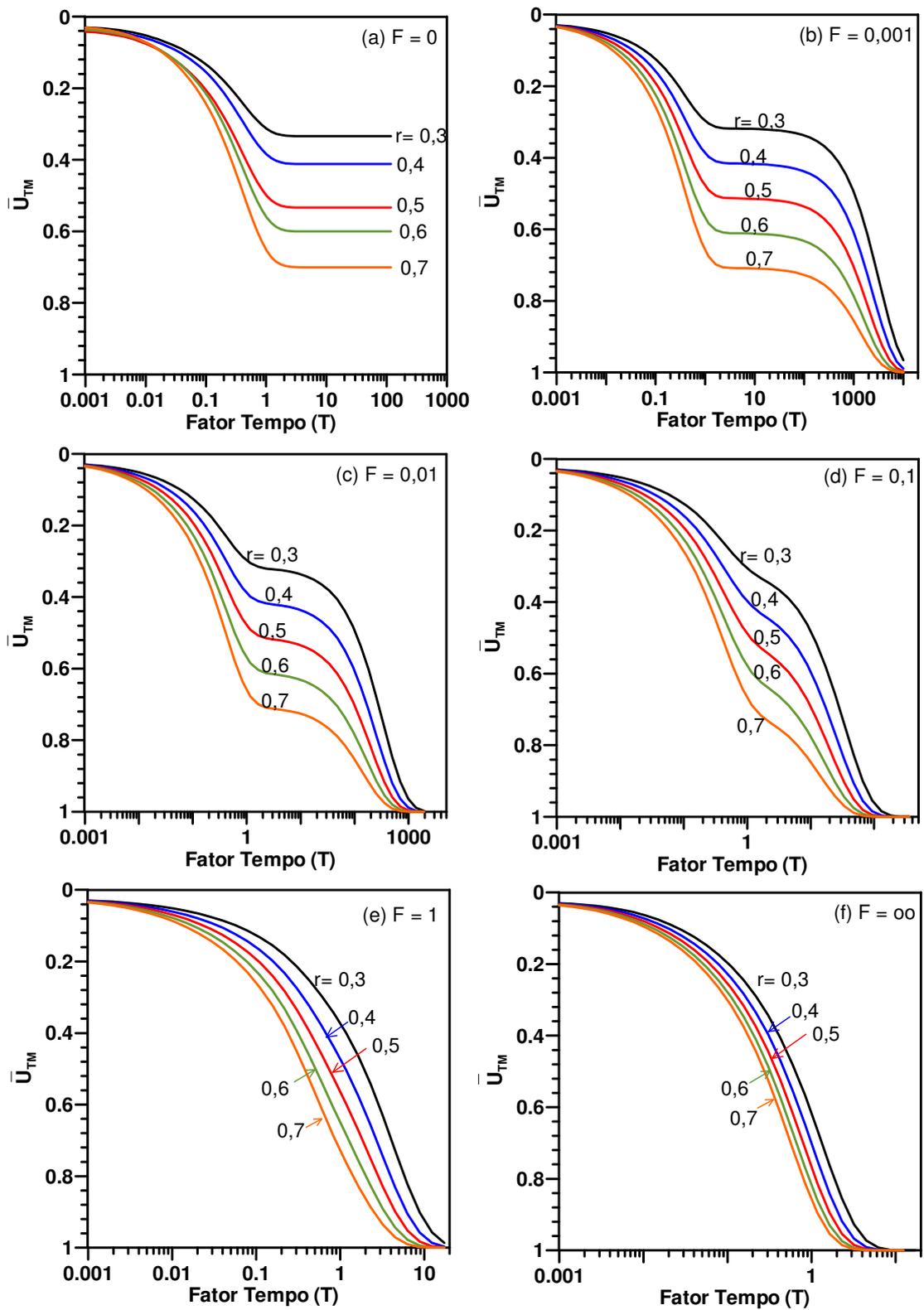


Figura 3. 6 - Curvas T:U para diferentes valores de F e explicitando a influência de r.

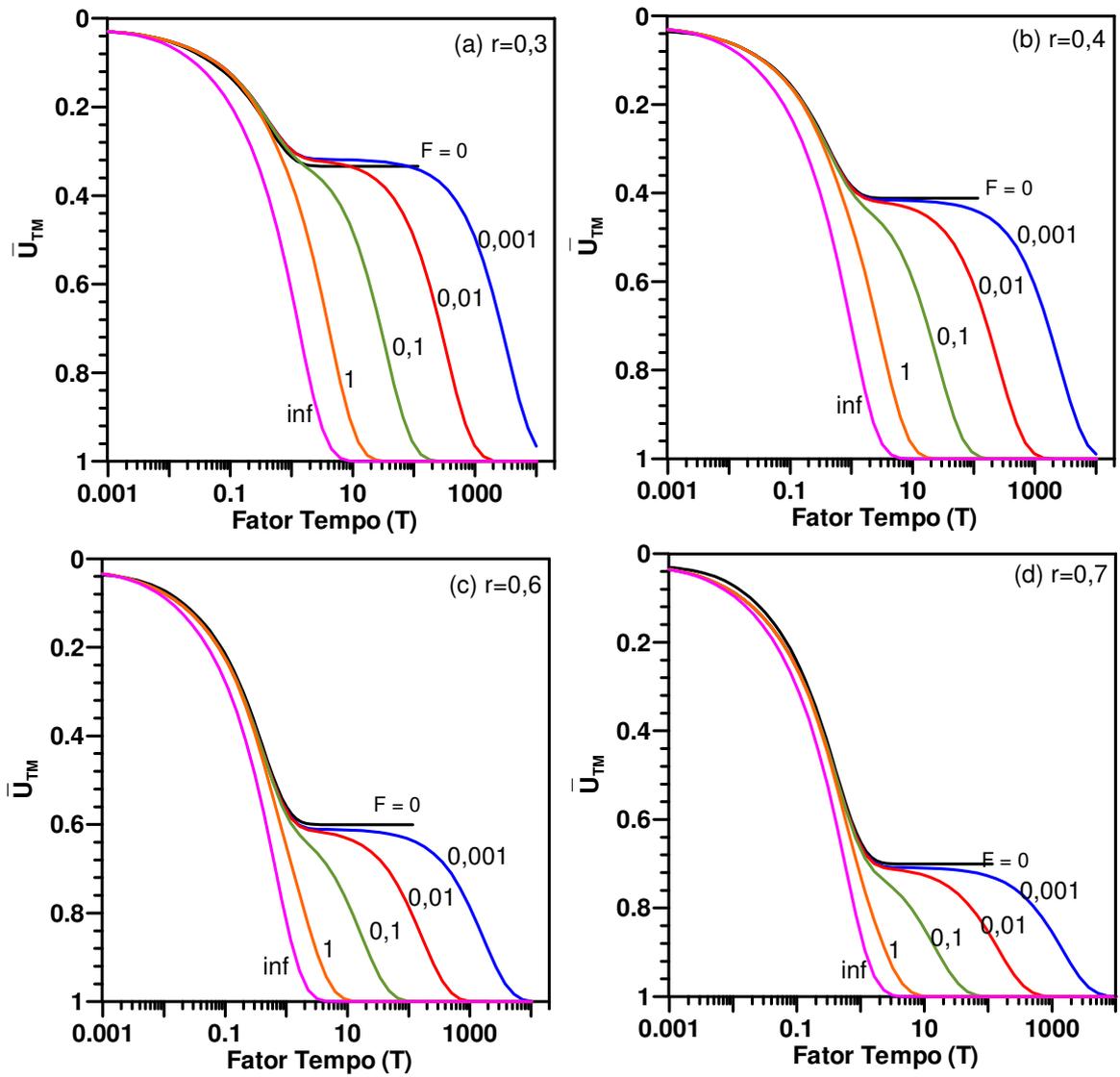


Figura 3. 7 - Curvas T:U para diferentes valores de r e explicitando a influência de F.

A Teoria de TAYLOR & MERCHANT (1940) consegue mensurar a influência do nível de carregamento através do parâmetro r . Por adotar uma função viscosa linear, o modelo não é flexível suficiente para ajustar bem aos ensaios de laboratório, conforme mostrado por FEIJÓ (1993).

3.4 Modelo Reológico de ZARETSKY (1967)

ZARETSKY apresentou, em 1967, uma teoria que acopla os fenômenos de adensamento e fluência, similar a teoria proposta por TAYLOR & MERCHANT (1940). Infelizmente, o artigo original foi escrito em russo, por isso, a teoria não se tornou muito conhecida. A Teoria de ZARETSKY foi reproduzida por TSYTOVICH (1972) e que felizmente foi traduzido para inglês. Esse modelo parte dos fundamentos básicos da viscoplasticidade dos materiais. O adensamento secundário é tratado como a fluência dos materiais, cuja função de deformação em relação ao tempo é dada por:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma(t)}{E_{inst}} + \bar{K}(t - t_o) \sigma(t_o) \Delta t_o \quad (3.14)$$

E com carregamento contínuo é dado por:

$$\varepsilon(t) = \frac{1}{E_{inst}} \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t - t_o) \sigma(t_o) dt_o \right] \quad (3.15)$$

Onde $K(t - t_o) = \bar{K}(t - t_o) E_{inst}$ é a parcela que comanda a fluência e que, conforme TSYTOVICH (1972), por meio de ajustes experimentais para argilas, chegou a:

$$\bar{K}(t - t_o) = \delta e^{-\delta_1(t-t_o)} \quad (3.16)$$

δ e δ_1 são parâmetros de fluência e segundo TSYTOVICH (1972) podem ser determinados experimentalmente. Para isso, é preciso definir outros parâmetros que serão necessários:

Coeficiente de variação volumétrica final m_v^f :

$$m_v^f = \frac{\rho_r}{\sigma H} \quad (3.17)$$

Sendo:

ρ_r - recalque estabilizado no tempo (final do adensamento secundário) no estágio analisado;

σ - tensão total no estágio analisado;

H - espessura da camada compressível.

O coeficiente de variação volumétrica inicial ou no momento de aplicação do carregamento, m'_v , pode ser calculado com grau de adensamento médio de 20% ou 30% e pela expressão tradicional do adensamento primário:

$$m'_v = \frac{k}{\gamma_w c_v} \quad (3.18)$$

O coeficiente de fluência, δ , é dado por:

$$\delta = \delta_1 \frac{m''_v}{m'_v} \quad (3.19)$$

Estimando o tempo de estabilização dos recalques, t_f , é possível obter o coeficiente de variação volumétrica secundário:

$$m''_v = \frac{m_v^f - m'_v}{1 - e^{-\delta_1 t_f}} \quad (3.20)$$

O coeficiente de atenuação, δ_i , pode ser obtido por um gráfico de $\ln(\dot{\rho}(t)/\sigma H)$, sendo $\dot{\rho}(t)$ a velocidade de recalque, em relação ao tempo, conforme está ilustrado na Figura 3.8.

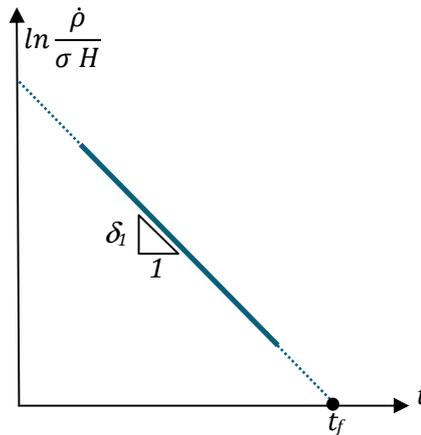


Figura 3. 8 - Gráfico para determinação do coeficiente de atenuação da fluência.

Até esse momento, as deduções do modelo, somente trataram da fluência do solo, a partir de agora será incorporada a parcela de adensamento e assim, tornará o modelo reológico um sistema composto por duas fases.

ZARETSKY (1967) usou a solução estrutural tradicional de integração no tempo para obtenção da função de recalque:

$$\rho = H m'_v \Delta \sigma \left[1 + \int_0^t K(t - t_o) dt_o - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} \bar{\psi}(t) \right] \quad (3.21)$$

Sendo a função de fluência dada pela seguinte expressão:

$$\bar{\psi}(t) = e^{-\left(\frac{\pi m}{2H}\right)^2 c_v t} + \frac{\delta}{\delta_1} \frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2H}\right)^2 c_v t} - e^{-\delta_1 t}}{1 - e^{-\left(\frac{\pi m}{2H}\right)^2 \frac{c_v}{\delta_1} t}} \quad (3.22)$$

Assim, o recalque pode ser calculado pela soma das contribuições das duas fases de adensamento do solo:

$$\rho = H \Delta \sigma [m'_v U_{prim} + m''_v U_{sec}] \quad (3.23)$$

O grau de adensamento primário médio pode ser calculado pela própria teoria de TERZAGHI E FRÖLICH. O grau de adensamento decorrente do adensamento secundário, proposto por ZARETSKY (1967) é dado por:

$$U_{sec} = 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^2} \left[\frac{e^{-\left(\frac{\pi m}{2H}\right)^2 C_v t} - e^{-\delta_1 t}}{1 - e^{-\left(\frac{\pi m}{2H}\right)^2 \frac{C_v}{\delta_1}}} \right] \quad (3.24)$$

É fácil fazer as contas e verificar que apenas o primeiro termo do somatório é significativo, o que simplifica a expressão para:

$$U_{sec} \cong 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{e^{-\left(\frac{\pi}{2H}\right)^2 C_v t} - e^{-\delta_1 t}}{1 - e^{-\left(\frac{\pi}{2H}\right)^2 \frac{C_v}{\delta_1}}} \right] \quad (3.25)$$

E o grau de adensamento que incorpora tanto os efeitos do adensamento primário, quanto secundário é dado por:

$$U_T = \frac{U_{prim} + \frac{\delta}{\delta_1} U_{sec}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \quad (3.26)$$

Como exemplos foram traçadas as curvas que representam o adensamento primário, de fluência e a combinação delas (UT), dada pela eq. 3.26, o resultado pode ser visto na Figura 3.9.

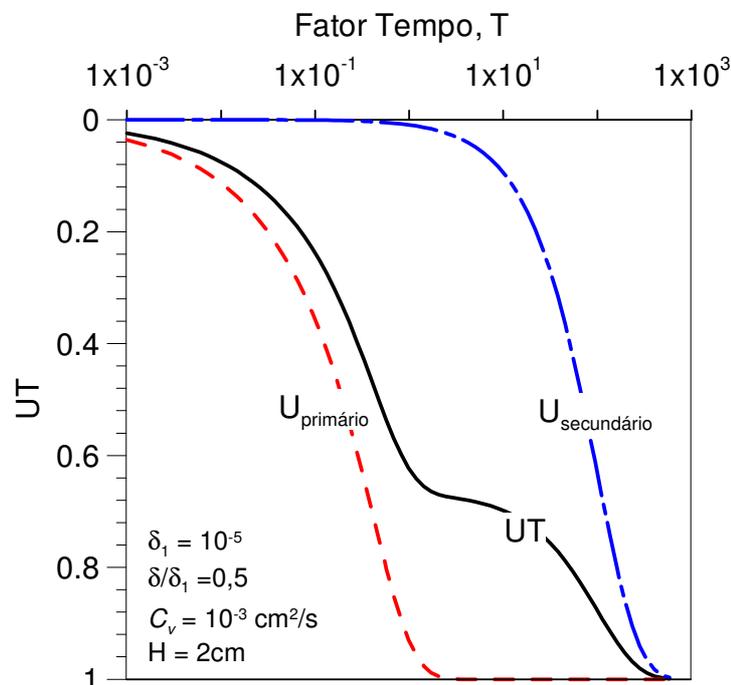


Figura 3. 9 - Exemplo da composição curva $U_T:T$.

O modelo reológico de ZARETSKY (1967) é muito mais simples que os demais modelos, além disso, calcula separadamente as contribuições do adensamento primário e secundário, mesmo considerando que os dois fenômenos ocorrem simultaneamente. TSYTOVICH (1972) apresentou apenas a formulação matemática do modelo de ZARETSKY, não apresentou gráficos da influência dos parâmetros e nem suas aplicações. Por isso, foram geradas algumas curvas para poder explorar melhor o modelo.

A maioria dos ensaios de adensamento edométrico é realizada com corpos de prova de 2 cm de altura. Na Figura 3.10 estão apresentadas algumas curvas para visualizar a influência dos parâmetros δ/δ_1 (Figura 3.10-a) e δ_1 (Figura 3.10-b). Observa-se que as formas das curvas são bastante similares às de TAYLOR & MERCHANT (1940). O modelo reológico de ZARETSKY (1967) consegue representar a mesma curva de TAYLOR & MERCHANT (1940), porém o inverso não é verdadeiro, conforme será discutido a seguir.

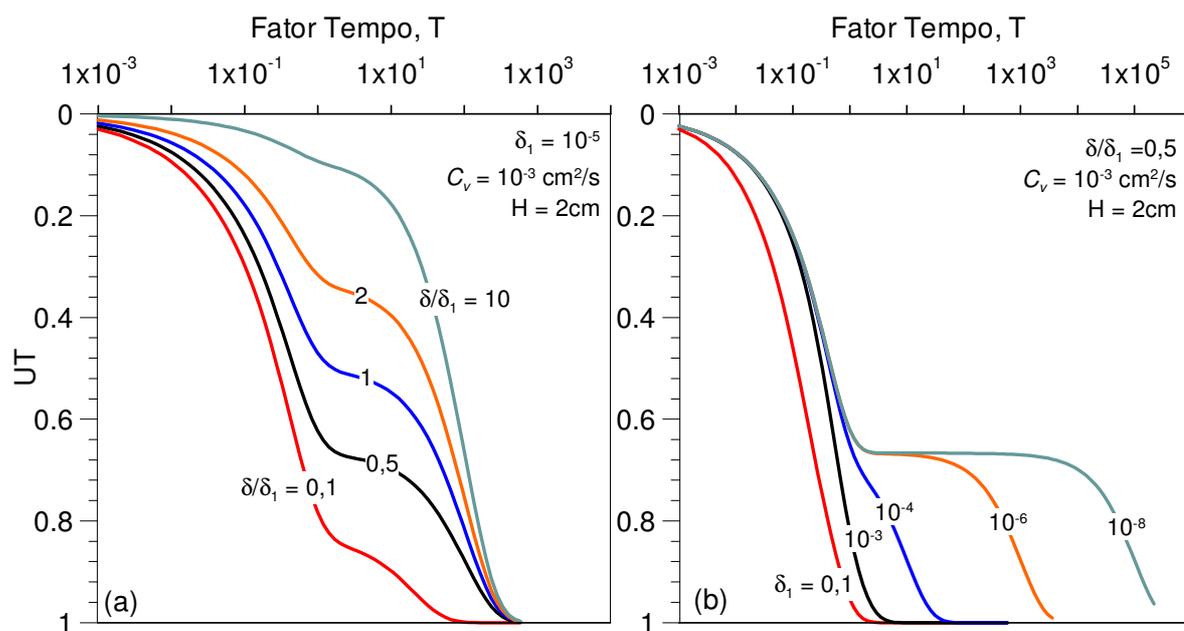


Figura 3. 10 - Curvas $U_T:T$ com variação de (a) δ/δ_1 e (b) δ_1 .

O modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940) depende de dois parâmetros: r e F , sendo que o parâmetro F incorpora o coeficiente de compressão secundária, C_v e a distância de drenagem. No modelo de ZARETSKY (1967) a função de fluência ou o grau de adensamento secundário médio depende: do coeficiente de atenuação δ_1 , do coeficiente de adensamento C_v e da espessura da camada de argila, H . Para ilustrar esses comentários foram geradas algumas curvas para inferir a

influência do coeficiente de adensamento (Figura 3.11-a) e da espessura da camada (Figura 3.11-b).

Essas variações não são totalmente independentes, pois como se mostrou anteriormente o δ_1 depende dentre outras coisas da velocidade de deformação, ou seja, do recalque no tempo e também da espessura da camada. Esses conceitos serão mais explorados na aplicação a casos de aterros sobre solos moles.

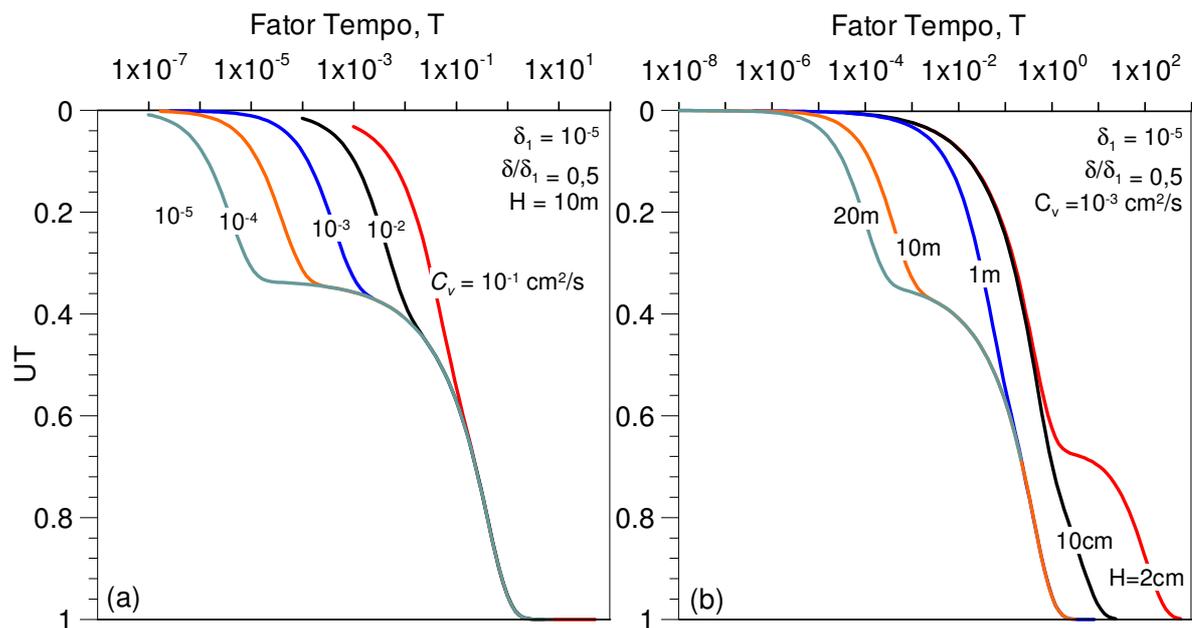


Figura 3. 11 - Curvas $U_T:T$ com variação do (a) coeficiente de adensamento, C_v e (b) espessura da camada de argila, H .

3.5 Adensamento Primário Radial e Vertical Combinado com Adensamento Secundário

Neste item serão desenvolvidas duas metodologias para determinação dos recalques ao longo do tempo decorrentes do adensamento primário (radial e vertical) e, ainda incluir o adensamento secundário. Uma das metodologias será desenvolvida para usar o modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940) e a outra o modelo de ZARETSKY (1967).

Os efeitos do adensamento radial são bastante conhecidos, tanto em relação às formulações teóricas, quanto às suas aplicações. A aceleração dos recalques primários pelo uso de drenos verticais está ilustrada na Figura 3.12.

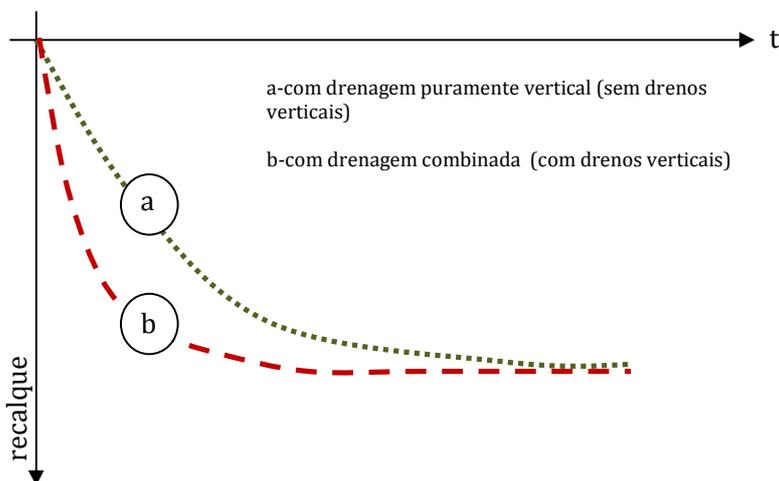


Figura 3. 12 – Comparação entre a evolução dos recalques com o tempo com e sem drenos verticais.

Os drenos devem acelerar exclusivamente o adensamento primário. Na Figura 3.13 estão idealizadas as curvas tempo recalque incluindo também, o adensamento secundário. As curvas a (Figura 3.13-a) e b (Figura 3.13-b) são as mesmas mostradas anteriormente na Figura 3.12. Os recalques secundários são dados pela diferença entre as curvas a e c. Estas diferenças se mantêm nas curvas b e d para um mesmo tempo t .

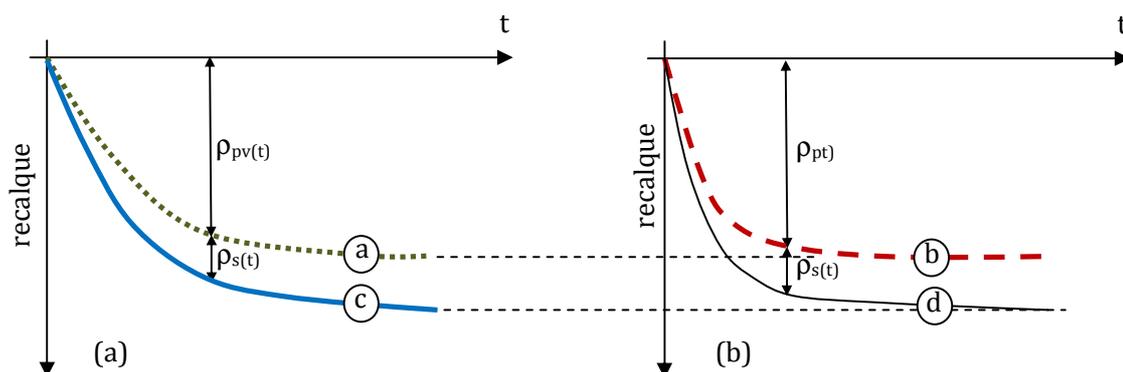


Figura 3. 13 – Idealização do acoplamento entre adensamento primário com (a) drenagem vertical e (b) drenagem combinada. Ambas considerando o adensamento secundário.

CARRILLO (1942) propôs que o cálculo do grau de adensamento combinado (primário) pode ser calculado pela expressão:

$$(1 - U_p) = (1 - U_{vp})(1 - U_{hp}) \quad (3.27)$$

A partir dessa expressão, será desenvolvida uma forma para se calcular o recalque total, considerando a contribuição dos adensamentos primário e secundário, sob condição de drenagem vertical e radial.

O recalque decorrente do adensamento primário combinado pode ser calculado por:

$$\rho_{p(t)} = U_{p(t)} \rho_{p(t=\infty)} \quad (3.28)$$

O recalque total, para condição de drenagem puramente vertical, pode ser calculado conforme mostrado no item anterior e, assim, é possível isolar o recalque decorrente do adensamento secundário:

$$\rho_{s(t)} = U_{T(t)} \rho_{T(t=\infty)} - U_{v(t)} \rho_{p(t=\infty)} \quad (3.29)$$

Dessa forma, o recalque total, que inclui os efeitos combinados do adensamento vertical, radial e também devido ao adensamento secundário, pode ser escrito como:

$$\rho_{(t)} = U_{p(t)} \rho_{p(t=\infty)} + U_{T(t)} \rho_{T(t=\infty)} - U_{v(t)} \rho_{p(t=\infty)} \quad (3.30)$$

Como:

$$r = \frac{\rho_p}{\rho_T} \quad (3.31)$$

Chega-se a:

$$\rho_{(t)} = r \rho_{f(t=\infty)} (U_{p(t)} - U_{v(t)}) + U_{T(t)} \rho_{T(t=\infty)} \quad (3.32)$$

Substituindo $U_{p(t)}$ pela equação de CARRILLO (1942), o cálculo do recalque fica simplificado para:

$$\rho_{(t)} = \rho_{f(t=\infty)} (r U_{h(t)} (1 - U_{v(t)}) + U_{T(t)}) \quad (3.33)$$

Ou, pode-se resumir que o grau de adensamento médio do modelo reológico de TAYLOR & MERCHANT (1940) modificado para considerar a drenagem radial, é dado por:

$$U_{(t)} = r U_{h(t)} (1 - U_{v(t)}) + U_{T(t)} \quad (3.34)$$

Como ZARETSKY (1967) considerou que seu modelo reológico é composto de duas fases (adensamento mais fluência) e que, os recalques são calculados de forma independente e depois são somados. Desse modo, fica relativamente simples, considerar a combinação das contribuições dos adensamentos primários (vertical e horizontal) e secundário. Basta substituir a expressão do grau de adensamento médio primário combinado (CARRILLO, 1942) na proposta de ZARETSKY (1967), cujo resultado é:

$$U_t = \frac{1 - (1 - U_{v\text{primário}})(1 - U_{h\text{primário}}) + \frac{\delta}{\delta_1} U_{\text{sec}}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \quad (3.35)$$

3.6 Estimativa dos Recalques Devido ao Adensamento Secundário em Argilas Normalmente Adensadas

Uma vez definido como o recalque se desenvolve ao longo do tempo, é fundamental conhecer o valor do recalque final (ao final do adensamento secundário) e a relação entre o recalque primário e o secundário. Alguns ensaios de laboratório de longa duração têm sido realizados para estudar o adensamento secundário. Esses estudos são importantes para entender o comportamento, entretanto, inviáveis para fins de projeto corriqueiros. Não seria possível esperar meses ou anos para se obter parâmetros de adensamento secundário para execução de uma obra convencional.

Serão propostas três metodologias para definir a linha de compressão referente ao fim do adensamento secundário. Através dessa linha será possível obter o índice de vazios no fim do adensamento secundário e, conseqüentemente, também definir o recalque total decorrente do adensamento primário mais secundário. Duas metodologias foram desenvolvidas com base no conhecimento da formação geológica dos solos sedimentares e a terceira linha de raciocínio foi elaborada com base na normalização da curva de compressão ao final do adensamento secundário.

3.7 Linha de Compressão Secundária – Abordagem I

O índice de liquidez, I_L , foi muito utilizado por SKEMPTON (1944 e 1969) para interpretar o comportamento de argilas depositadas sobre peso próprio. Entretanto, esses dados são pouco

utilizados na engenharia geotécnica. Os limites de consistências têm sido usados exclusivamente para caracterizar ou classificar os solos. Esse item tem como objetivo resgatar algumas idéias propostas por SKEMPTON (1944) e fazer uma aplicação que não foi prevista pelo próprio SKEMPTON.

SKEMPTON (1969) mostrou que há uma relação entre o índice de vazios e o nível de tensão em campo, cuja posição das curvas depende também das características do solo, conforme já citado. Outro gráfico pouco citado e até esquecido é a relação entre o índice de liquidez e a tensão efetiva de campo, que está apresentado na Figura 3.14.

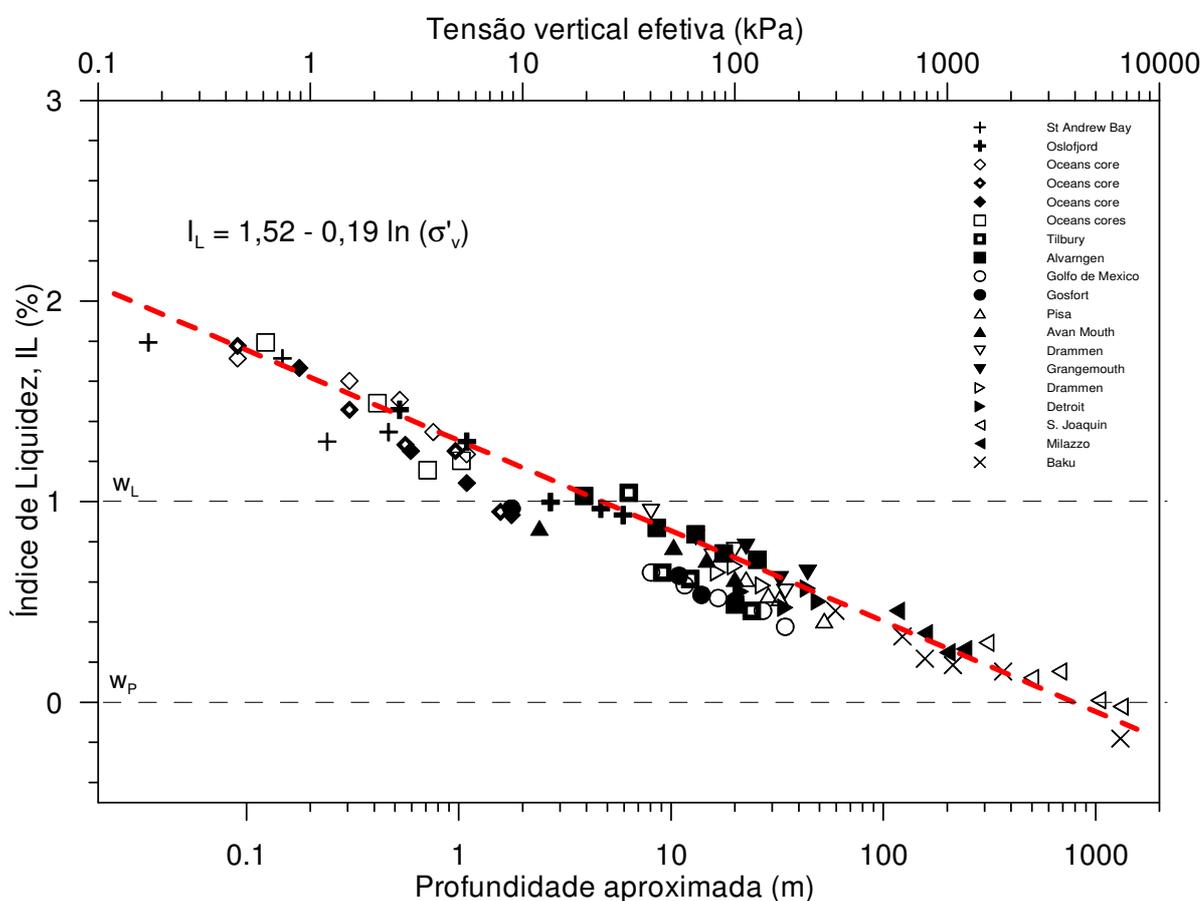


Figura 3. 14 - Relação entre Índice de liquidez e a tensão efetiva em campo (SKEMPTON, 1969).

O índice de liquidez é um conceito simples:

$$I_L = \frac{w-w_p}{I_p} \quad (3.36)$$

Se o solo estiver saturado ($S e = w G$), é possível determinar o índice de vazios:

$$e = G (I_L I_p + w_p) \quad (3.37)$$

Fazendo a relação entre I_L e a tensão vertical efetiva de campo e , ajustando uma função logarítmica, similar a equação da linha de compressão normal utilizada na Teoria de Estados Críticos, chega-se a:

$$I_L = N_{IL} - \lambda_{IL} \ln(\sigma'_v) \quad (3.38)$$

Sendo:

N_{IL} - o valor de I_L para tensão efetiva vertical igual a 1 kPa;

λ_{IL} - a inclinação da linha de I_L versus $\ln(\sigma'_v)$

Substituindo a eq. 3.38 em 3.37:

$$e = G [w_p + I_p (N_{IL} - \lambda_{IL} \ln(\sigma'_v))] \quad \text{ou} \quad (3.39)$$

$$v = 1 + G (w_p + N_{IL} I_p) - \lambda_{IL} G \ln(\sigma'_v) \quad (3.40)$$

Chamando:

$$N_s = 1 + G (w_p + N_{IL} I_p) \quad (3.41)$$

$$\lambda_s = \lambda_{IL} G \quad (3.42)$$

Chega-se a:

$$v = N_s - \lambda_s \ln(\sigma'_v) \quad (3.43)$$

Admitindo que os solos usados por SKEMPTON (1969) têm seus recalques estabilizados, a eq. 3.43 representa a linha de compressão final (fim do adensamento secundário).

3.8 Linha de Compressão Secundária - Abordagem II

Os dados de índice de vazios, reunidos por SKEMPTON (1969), foram determinados até elevadas profundidades (até 3.000m), por isso, permitiram gerar curvas muito bem definidas de índice de vazios em relação à tensão vertical efetiva. Segundo SKEMPTON (1969), todos os solos que ele analisou não sofreram nenhum tipo de sobreadensamento. A tendência é que os solos com maiores valores de limite de liquidez se posicionem mais acima (Figura 3.15).

Observando os dados de SKEMPTON (1969) com mais detalhe, percebe-se que há uma clara tendência de convergência das curvas para tensões muito elevadas. Na Figura 3.15 foi realizada uma extrapolação para uma das curvas formadas pelos índices de vazios de solos com mesmo

valor de limite de liquidez. Pode-se considerar que há um ponto, em que todas as curvas se encontrariam, no qual o índice de vazios é nulo e a tensão vertical efetiva correspondente é igual a 100 MPa. Claro que esse valor é apenas uma extrapolação para fins de modelagem, pois a curva deve deixar de ser linear em escala logarítmica. Porém, para fins práticos ela é plenamente aplicável, pois cobre os níveis de tensão empregados na engenharia geotécnica.

Conhecendo-se o índice de vazios e a respectiva tensão vertical efetiva, pode-se calcular o índice de compressibilidade da linha de compressão final, λ_s :

$$\lambda_s = \frac{e_0}{\ln\left(\frac{100.000\text{kPa}}{\sigma'_{vo}}\right)} \quad (3.44)$$

Mais uma vez, usando o conhecimento gerado por SKEMPTON (1969), sabe-se que, essa inclinação depende do limite de liquidez. Correlacionando esses dois parâmetros (Figura 3.16) com dados de SKEMPTON (1969), obtém-se:

$$\frac{e_0}{\ln\left(\frac{100.000\text{kPa}}{\sigma'_{vo}}\right)} = 0,31 w_L \quad (3.45)$$

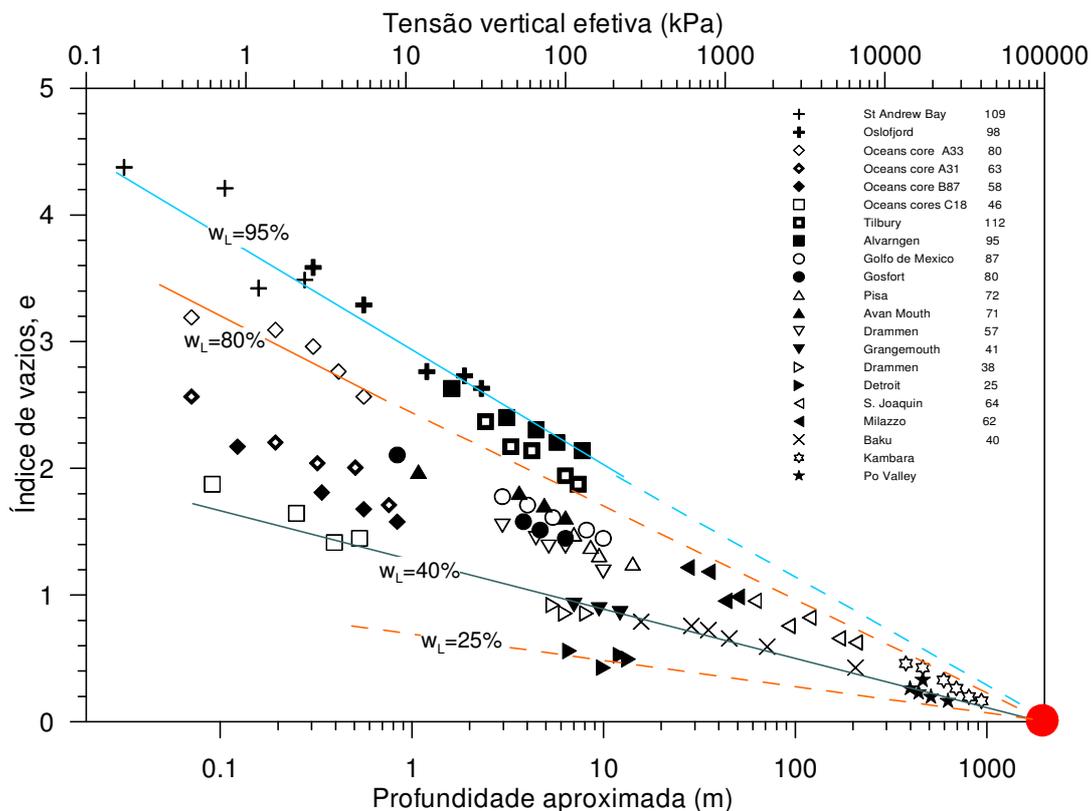


Figura 3. 15 - Análise dos dados de SKEMPTON (1969) da relação entre índice de vazios e tensão vertical efetiva de campo.

Os dados de SKEMPTON (1944) incorporam solos de várias partes do mundo, entretanto, não contemplam solos brasileiros, que podem ser mais plásticos. Para inferir esses resultados, foi utilizado o banco de dados das argilas do Rio de Janeiro (FUTAI, 1999), da Baixada Santista (MASSAD, 1985) e outros dados para inferir a proposta apresentada. Essas análises estão apresentadas na Figura 3.17.

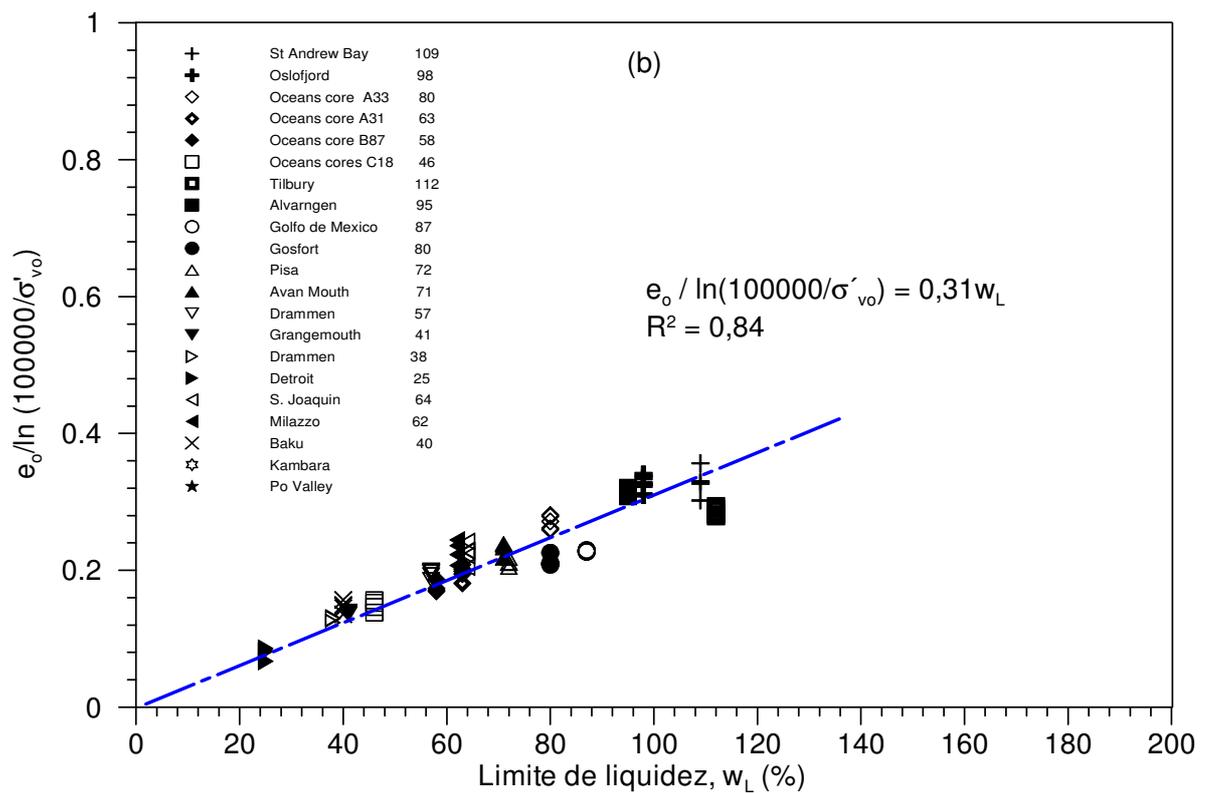


Figura 3. 16 - Relação entre o “índice de compressão” da curva de compressão de milhares de anos e a tensão vertical efetiva de campo para os dados de SKEMPTON (1969).

As análises realizadas para os solos moles do Rio de Janeiro (Figura 3.17-a) e de São Paulo (Figura 3.17-b), forneceram exatamente a mesma correlação das argilas analisadas para os dados de SKEMPTON (1969). Este resultado permite utilizar a mesma correlação para as argilas brasileiras.

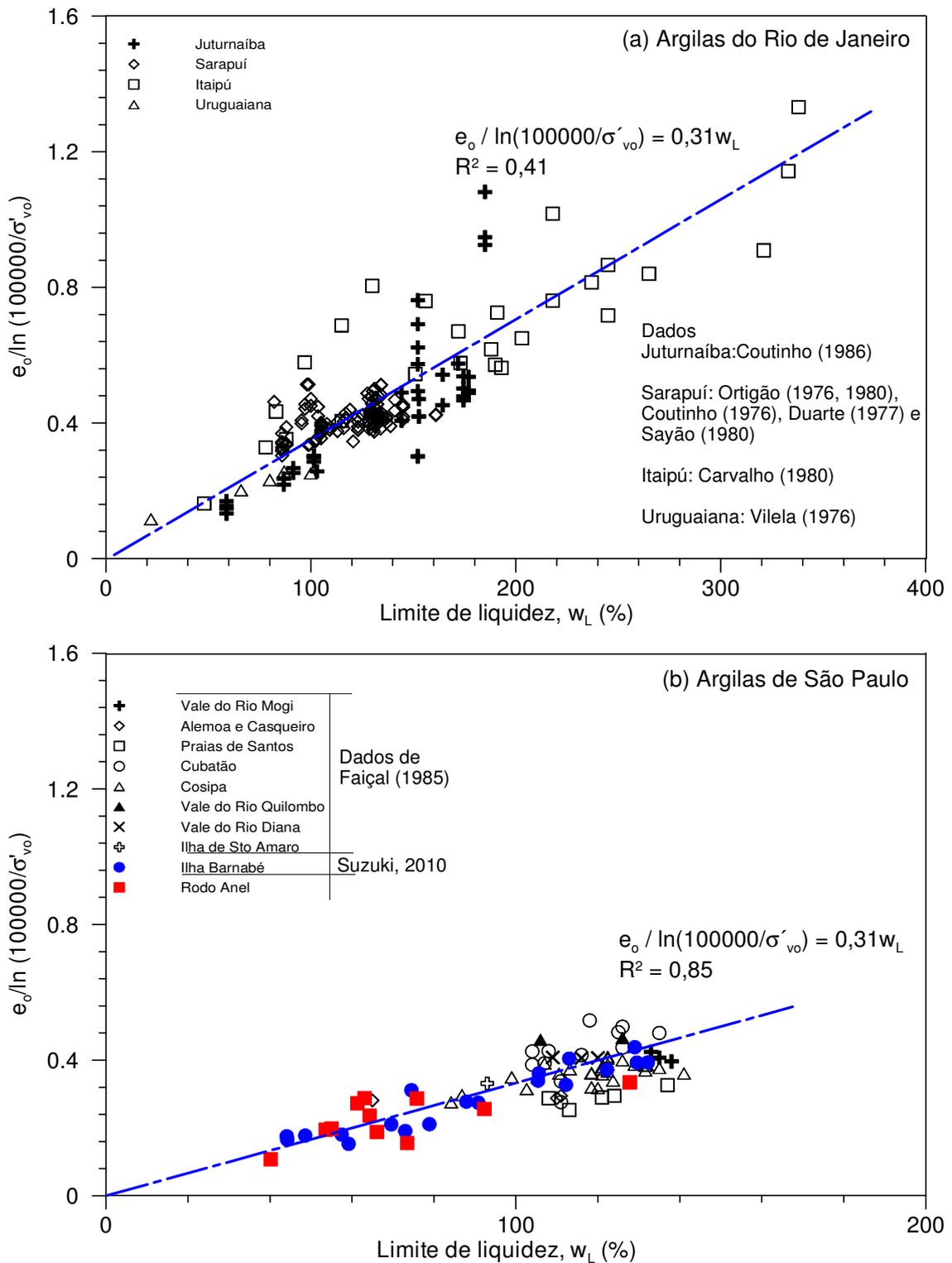


Figura 3. 17 - Relação entre o “índice de compressão” da curva de compressão de milhares de anos e o limite de liquidez para os solos (a) do Rio de Janeiro e (b) de São Paulo.

Como se sabe que o estado de adensamento e fluência do solo ocorreu em milhares de anos, é possível admitir que hoje as deformações estão estabilizadas, portanto, é possível calcular o índice de vazios ao final do adensamento secundário da seguinte forma:

$$e = 0,31 w_L \left(\ln \frac{100000}{\sigma'_v} \right) \quad (3.46)$$

Como esses dados de SKEMPTON (1944) podem ser considerados como uma curva de adensamento em campo (com tempo de adensamento muito longo), o índice de vazios no final do adensamento secundário pode ser calculado por:

$$e = 0,31 w_L (11,51 - \ln \sigma'_v) \quad (3.47)$$

ou o volume específico é dado por:

$$v = 4,57 w_L - 0,31 w_L \ln \sigma'_v \quad (3.48)$$

Sendo:

$$N_s = 4,57 w_L \quad (3.49)$$

$$\lambda_s = 0,31 w_L \quad (3.50)$$

A mesma metodologia pode ser aplicada para fazer correlações com outros parâmetros básicos, como a umidade, por exemplo. Esta correlação também foi realizada e está apresentada na Figura 3.18. A correlação também é boa e gera a seguinte expressão:

$$e = 0,29 w \left(\ln \frac{100000}{\sigma'_v} \right) \quad (3.51)$$

ou

$$v = 4,34 w - 0,29 w \ln \sigma'_v \quad (3.52)$$

Sendo:

$$N_s = 4,34 w \quad (3.53)$$

$$\lambda_s = 0,29 w \quad (3.54)$$

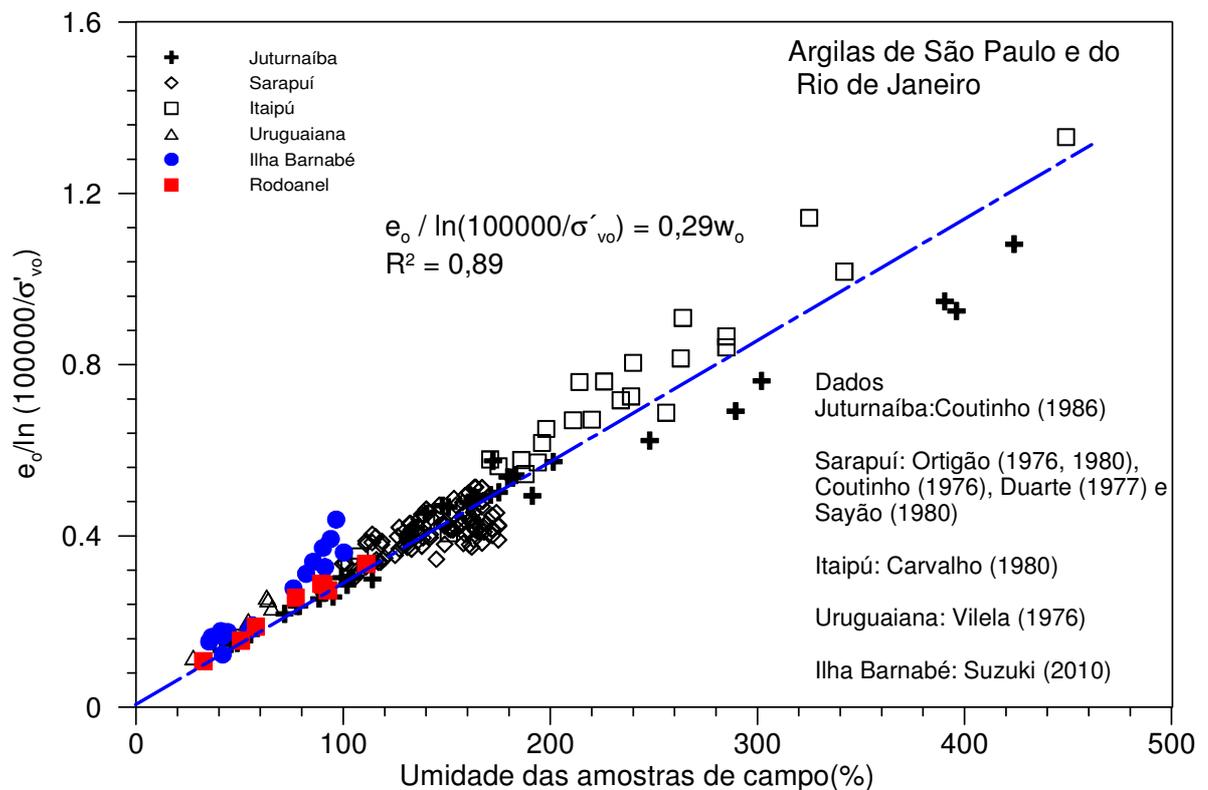


Figura 3. 18 - Relação entre o “índice de compressão” da curva de compressão de milhares de anos e umidade para os solos do Rio de Janeiro e de São Paulo.

3.9 Linha de Compressão Secundária – Abordagem III

O adensamento secundário é caracterizado pela longa duração das deformações ao longo do tempo. Essa característica dificulta a definição do índice de vazios ao final do adensamento secundário. A abordagem empírica usando C_α não prevê que os recalques estabilizam com o tempo. Essa não será a abordagem empregada nesse trabalho. Será admitido que os recalques estabilizam a longo prazo e, que o adensamento primário e secundário ocorrem ao mesmo tempo.

MARTINS ET AL (1997) apresentaram resultados de três ensaios de adensamento edométricos, de longa duração, de uma amostra de solo artificial (90% de caulinita e 10% de bentonita). Ao final de dois anos MARTINS ET AL (1997) observaram que as deformações se

estabilizaram. Ensaios realizados por VIEIRA (1988) e FEIJÓ (1993) conseguiram definir alguns pontos do final do adensamento para a argila de Sarapuí. Pesquisas semelhantes foram feitas para o solo mole da Ilha Barnabé na Baixada Santista (AGUIAR, 2008). Quando esses resultados experimentais são realizados, o cálculo do recalque decorrente do adensamento secundário se torna relativamente simples. A maior dificuldade é realizar ensaios de longa duração ou não convencionais para se obter essas informações.

Nesse item será replicada a proposta de normalização usada para as curvas de compressão primária (item 2.3), também para a linha de compressão secundária. A hipótese inicial é também apresentar uma curva normalizada que consiga representar vários solos de mesmo comportamento. A idéia é relacionar os índices de vazios do final da estabilização dos recalques com o índice de vazios referente à tensão de escoamento para normalizar a curva de compressão edométrica, conforme já foi descrito. Esta metodologia está apresentada, esquematicamente, na Figura 3.19.

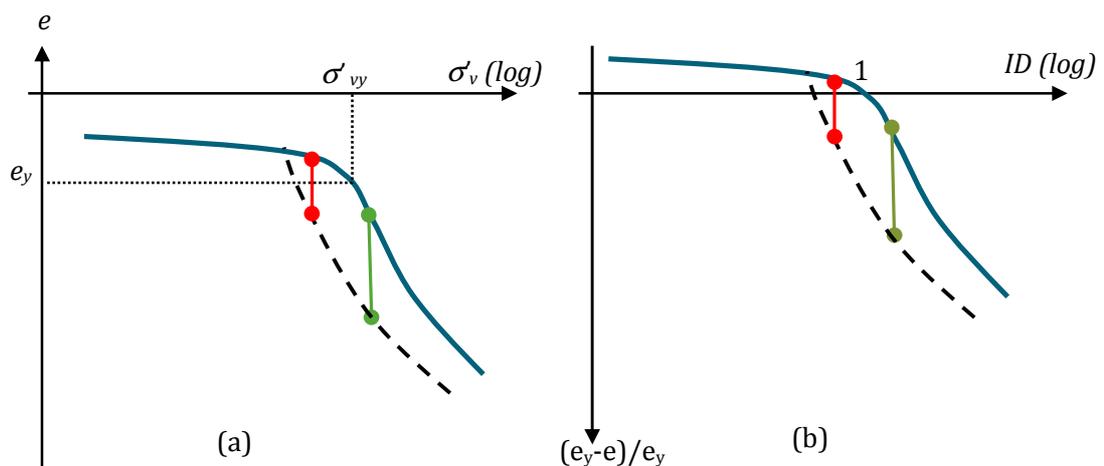


Figura 3. 19 - Normalização da curva de compressão no final do adensamento secundário.

Para se aplicar esse conceito é preciso conhecer a linha de compressão do final do adensamento secundário e de alguns solos, porém, existem poucos dados experimentais. Nesse trabalho se conseguiu reunir alguns dados de campo e outros de laboratório.

A primeira constatação da relação entre o índice de vazios de campo e a tensão vertical efetiva de campo e usá-la como uma curva de compressão de milhares de anos, foi feita por BJERRUM (1967), conforme se mostrou na Figura 3.3. Analisando esses dados foi aplicada a metodologia de normalização da curva de compressão no fim do adensamento secundário. Foi utilizado um dos três pontos de escoamento apresentados como parâmetros de normalização (e_y e σ'_{vy}), conforme indicados na Figura 3.20-a. O resultado dessa normalização está apresentado na Figura 3.20-b.

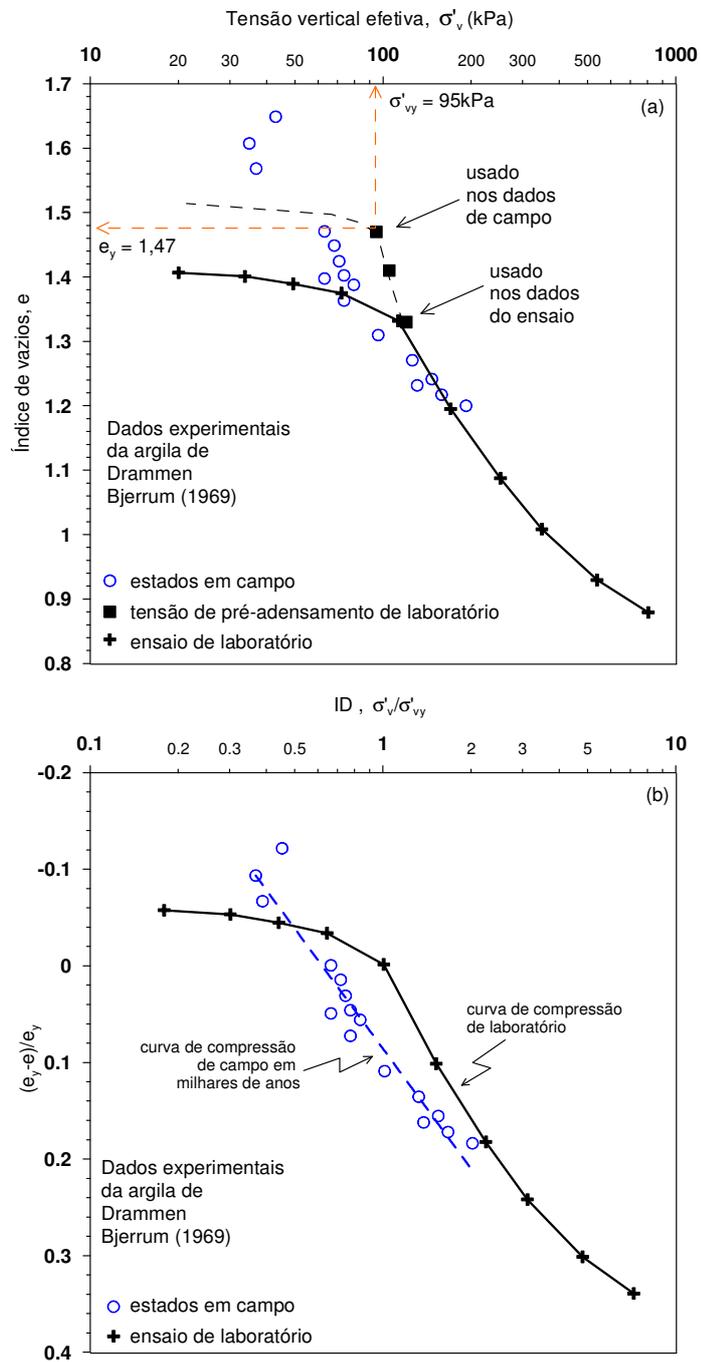


Figura 3. 20 – Curva de compressão de campo, dados de BJERRUM (1967).

Décadas depois, MARTINS (2008) apresentou uma construção semelhante à de BJERUM (1967) para a argila de Sarapuí. Esses dados estão apresentados na Figura 3.21-a. A primeira camada é ressecada e sobreadensada e por isso, esses dados não são válidos para a normalização, por isso, esses dados foram desprezados. Na Figura 3.21-b está apresentada a normalização da curva.

A argila de Sarapuí tem espessura pequena (cerca de 10 m) em consequência à tensão efetiva é pequena e dessa forma, os valores de ID também são pequenos. A pesquisa desenvolvida pelo grupo de reologia coordenada pelo prof. Ian Martins da COPPE têm realizado ensaios de longa duração e também ensaios de relaxação e chegaram ao final do adensamento. Esses dados serão utilizados para desenvolver a curva de normalização. Os dados experimentais são valiosos, pois servem para entender o comportamento dos solos submetidos a ensaios de longa duração. Entretanto, para fins práticos, em obras convencionais, é inviável realizar ensaios dessa natureza. Por isso, a normalização realizada tem objetivo de extrapolar os dados disponíveis para outros solos de características semelhantes.

O princípio dessa normalização é que há uma relação entre a tensão de escoamento e o respectivo índice de vazios que caracteriza o solo. Há uma correlação entre o limite de liquidez e o índice de vazios de campo, conforme mostrou SKEMPTON (1944 e 1969), por isso, a proposta apresentada nesse índice tem alguma relação com a correlação feita anteriormente.

Os dados de campo e de laboratório para construção da curva de compressão normalizada estão reunidos na Figura 3.22. Conseguiu-se traçar uma linha que representa bem a normalização pretendida. Chegou-se a seguinte expressão:

$$\frac{e_y - e}{e_y} = 0,10 + 0,22 \ln(ID) \quad (3.55)$$

ou

$$e = e_y [0,90 - 0,22 \ln(ID)] \quad (3.56)$$

E é possível explicitar os parâmetros:

$$N_s = 1 + e_y [0,90 + 0,22 \ln(\sigma'_{vy})] \quad (3.57)$$

$$\lambda_s = 0,22 e_y \quad (3.58)$$

Lembrando que:

$$e_y = \frac{e_o}{1,06 - (0,06 ID_o)} \quad (3.59)$$

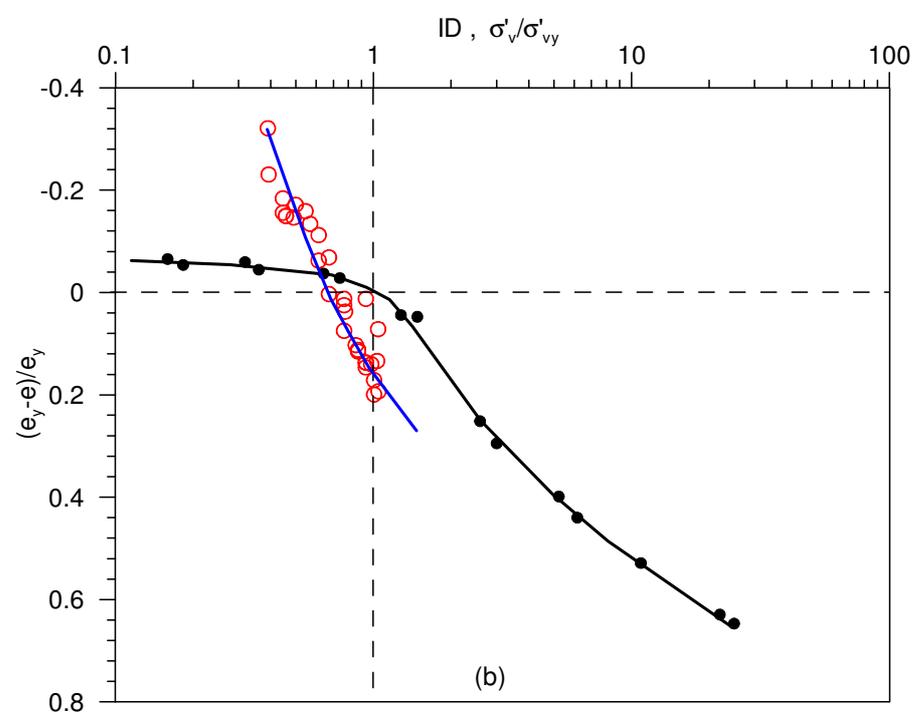
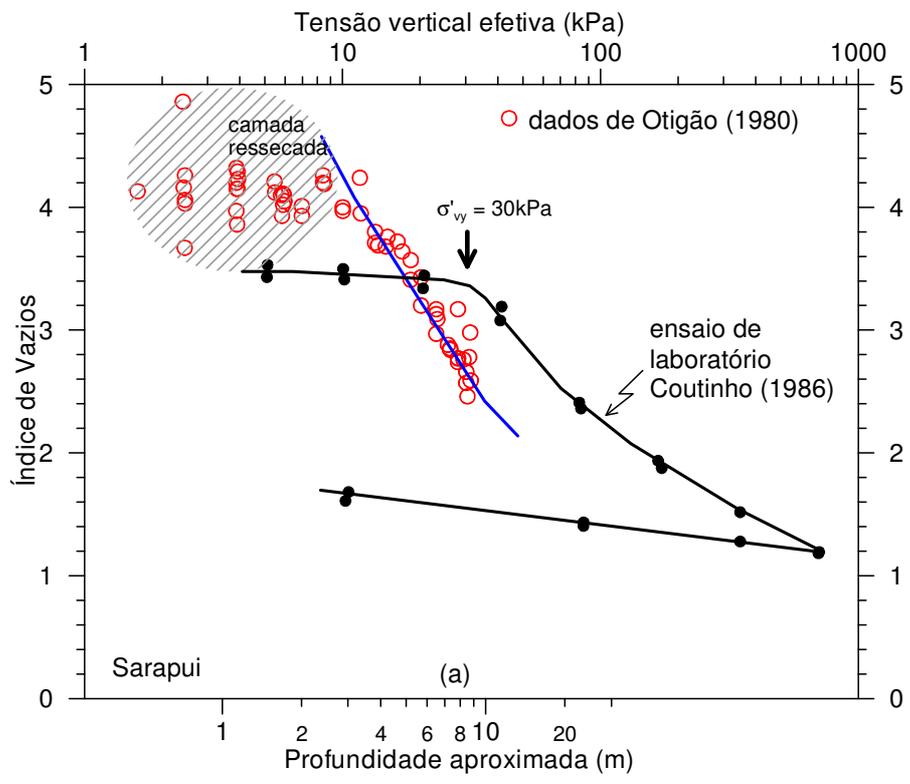


Figura 3. 21 - Curva de compressão de campo da argila de Sarapui.

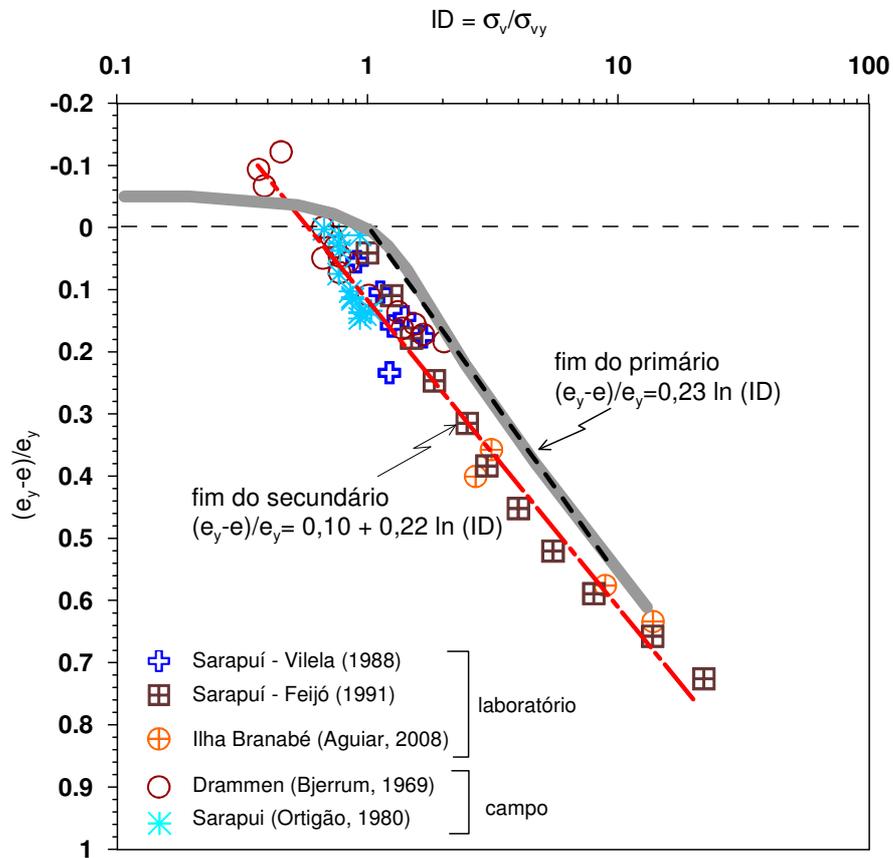


Figura 3. 22 - Curva de compressão final normalizada.

3.10 Comentários Sobre a Curva de Compressão Final

É possível realizar ensaios de longa duração ou relaxação de tensões para determinar a linha de compressão final. Essa forma direta de determinação da curva fornece subsídios para calcular o recalque total final com maior precisão. Entretanto, a prática da engenharia nem sempre consegue absorver exigências tão grandes. Nessa tese, propõem-se três métodos para calcular o índice de vazios final decorrente de um carregamento. O resumo dessas propostas está apresentado na Tabela 3.1.

A abordagem na qual se estabelece a normalização com o índice de liquidez, indicou que o “índice de compressão final” só depende da densidade relativa do solo. Se considerar que a

densidade relativa varia pouco, a linha de compressão final variaria mais com o parâmetro N_s . Conforme o próprio SKEMPTON (1969) concluiu, a relação entre a tensão vertical efetiva, índice de vazios e limite de liquidez representa melhor a curva de compressão do solo em campo por sedimentação de longo tempo.

A abordagem II toma como base também a curva de compressão de SKEMPTON (1969), que concluiu que a curva de compressão representa melhor a compressibilidade do solo “in situ” e chamou-a de curva de compressão de sedimentação de solos argilosos normalmente adensados. SKEMPTON não relacionou essa informação com o fim do adensamento secundário e essa proposição foi apresentada nessa tese. Isso porque, se considerou que os solos depositados a milhares de anos já sofreram todo recalque e já estão estáveis. SKEMPTON usou dados da argila de Drammen, muito estudada por BJERRUM. Por sua vez, SKEMPTON não vislumbrou que o estudo de BJERRUM era uma extrapolação da sua interpretação para outras 20 argilas. Nessa tese admite-se que uma argila saturada, submetida a um acréscimo de tensão, chegará, no final do adensamento secundário, na curva de compressão final. A correlação realizada com o limite de liquidez ou umidade permite determinar os parâmetros que definem o fim do adensamento secundário de forma bastante simples. As correlações foram realizadas para os solos estudados por SKEMPTON (1969), as argilas da Baixada Santista, de São Paulo e do Rio de Janeiro.

Por fim, foi idealizada a abordagem III, que usa a normalização da curva de compressão e assume-se que ela é única. Nessa abordagem a tensão de escoamento e o respectivo índice de vazios são utilizados para normalização. Para aplicar essa proposta é necessário conhecer, previamente, a história de tensões do solo, além do índice de vazios.

Tabela 3. 1 - Resumo dos métodos de obtenção dos parâmetros N_s e λ_s para calcular o volume específico final.

| Descrição | N_s | λ_s | Complementos |
|--|---|--|--|
| Abordagem I: Relação $I_L:\sigma'_v$ de campo | $N_s = 1 + G (w_p + N_{IL} I_p)$ | $\lambda_s = \lambda_{IL} G$ | $N_{IL} = 1,59$ $I_{IL} = 0,19$ |
| Abordagem I: Relação $e:\sigma'_v$ de campo | $N_s = 4,57 w_L$ $N_s = 4,34 w$ | $\lambda_s = 0,31 w_L$ $\lambda_s = 0,29 w$ | |
| Abordagem II: Relação normalizada | $N_s = 1 + e_y(0,90 + 0,22 \ln \sigma'_{vy})$ | $\lambda_s = 0,22 e_y$ | $e_y = \frac{e_o}{1,06 - (0,06 ID_o)}$ $ID_o = \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vy}}$ |

Obs.: As abordagens II e III são melhores, porque a abordagem I depende de vários parâmetros-índices que podem acumular erros de correlação e experimentais.

3.11 Cálculo do Recalque Final

Uma vez definida a posição da curva de compressão final, é fácil calcular o recalque final. O próprio BJERRUM (1972) propôs uma metodologia para calcular o recalque final. Ele idealizou que a curva de compressão final é paralela a curva de compressão virgem. E apresentou uma curva que relaciona a razão de sobreadensamento com o índice de plasticidade. Incluindo dados de algumas argilas de São Paulo e do Rio de Janeiro (Figura 3.23), verifica-se que essa correlação não se enquadra, perfeitamente, aos dados.

BJERRUM (1972), assim como MARTINS ET AL (1997), defenderam que as curvas de compressão primária e final são paralelas e que a razão de sobreadensamento é constante com a profundidade, no caso de solos normalmente adensados. MASSAD (1985) por outro lado, tem demonstrado que a diferença entre a tensão de pré-adensamento e a tensão efetiva de campo é constante. É importante ressaltar que no caso das argilas da Baixada Santista há indícios de sobreadensamento decorrentes de possíveis sobrecargas ou rebaixamento no nível do mar.

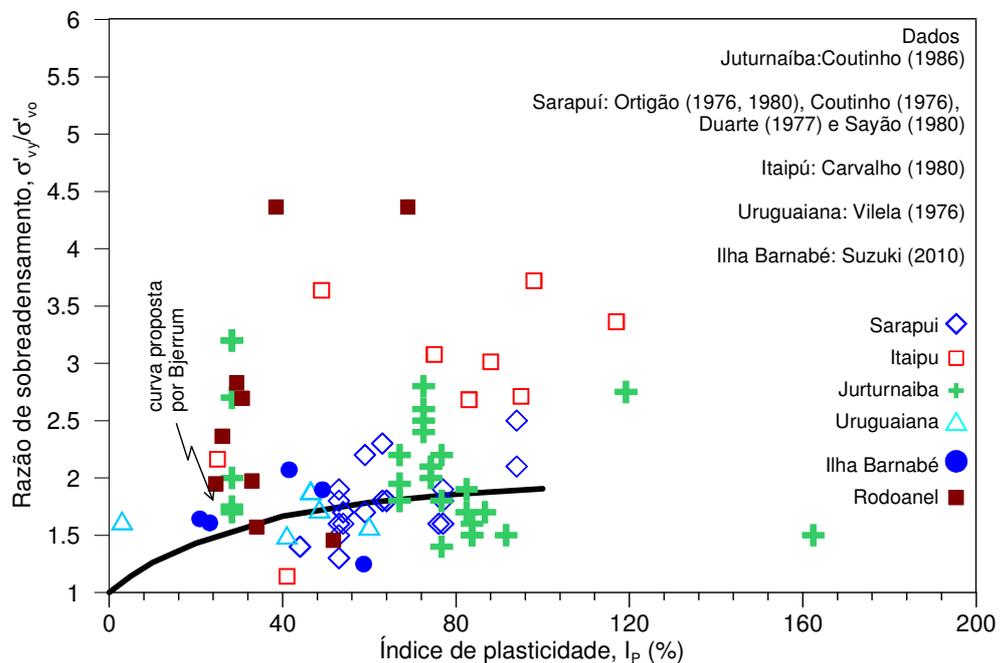


Figura 3. 23 – Comparação da curva que relaciona razão de sobreadensamento com o índice de plasticidade proposto por BJERRUM (1972) e dados experimentais.

As linhas de compressão primária e final não devem ser totalmente paralelas, conforme mostrou o próprio BJERRUM (1967) em ensaios de longa duração (Figura 3.24). O mesmo efeito pode ser notado pela curva de compressão final obtida com dados de campo e laboratório (Figura 3.3). Ensaios similares realizados por CRAWFORD (1964) demonstraram comportamento similar. Além dessas evidências experimentais, também é fácil entender que essas curvas não podem ser paralelas: considere um carregamento muito grande (hipotético) no qual todo índice de vazios seria reduzido por compressão primária, como poderia ocorrer o adensamento secundário sob condição edométrica?

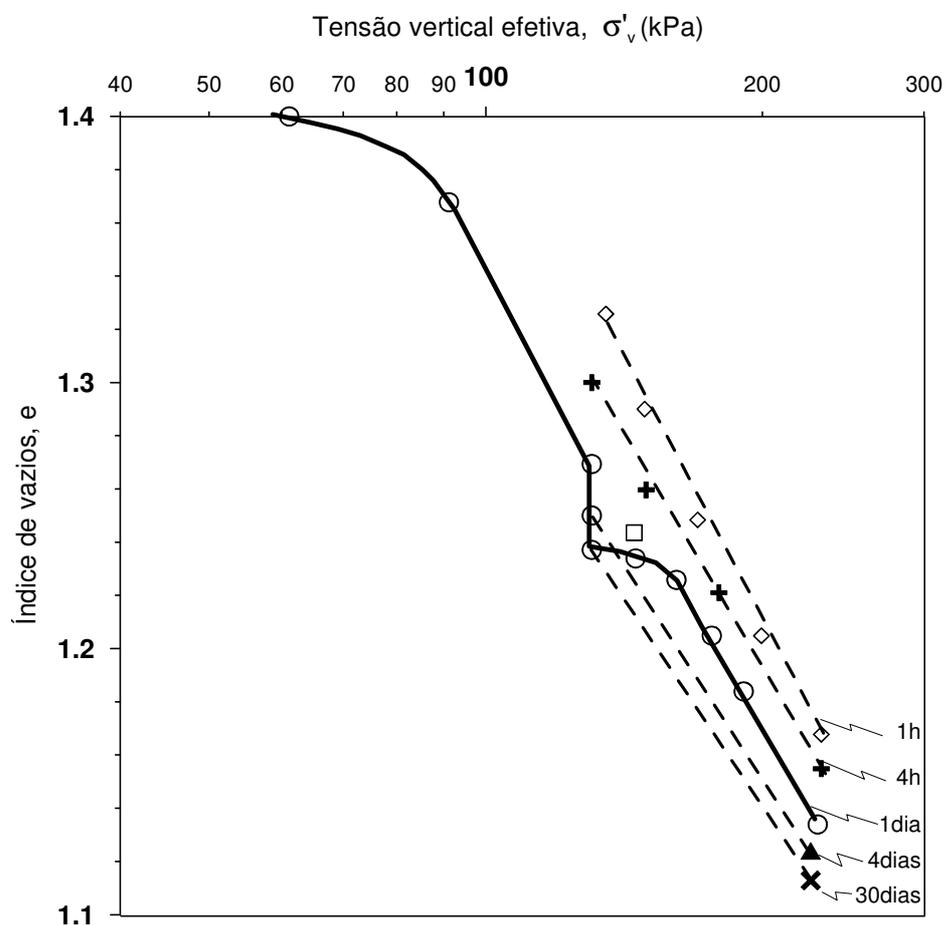


Figura 3. 24 - Ensaios de longa duração realizada por BJERRUM (1969).

3.12 Cálculo do Recalque Final Partindo da Linha de Compressão Primária

O cálculo do recalque final a partir da linha de compressão primária segue a mesma idéia proposta por BJERRUM (1969), porém, no estudo realizado nessa tese, as linhas de compressão primária e final podem ser consideradas paralelas ou não.

Na Figura 3.25-a está mostrado o modelo de comportamento de BJERRUM e ao lado (Figura 3.25-b) está indicada a idealização, para fins de cálculo de recalque, usando os conceitos semelhantes aos de BJERRUM. A metodologia apresentada por BJERRUM pode ser usada para recalque final como a soma do recalque por adensamento primário mais secundário e é dado por:

$$\rho_T = \frac{H}{1 + e_0} c_c \log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vo}}\right) \quad (3.60)$$

Essa proposta só vale para argilas normalmente adensadas envelhecidas, ou seja, para aquelas em que a razão de sobreadensamento é maior que um e decorrente, exclusivamente, do efeito do adensamento secundário. Em resumo, a linha de compressão final é paralela a linha de compressão primária. O estado inicial está sobre essa linha (ponto A da Figura 3.25-b) e ao final do adensamento secundário retorna para essa mesma linha (ponto C da Figura 3.25-b).

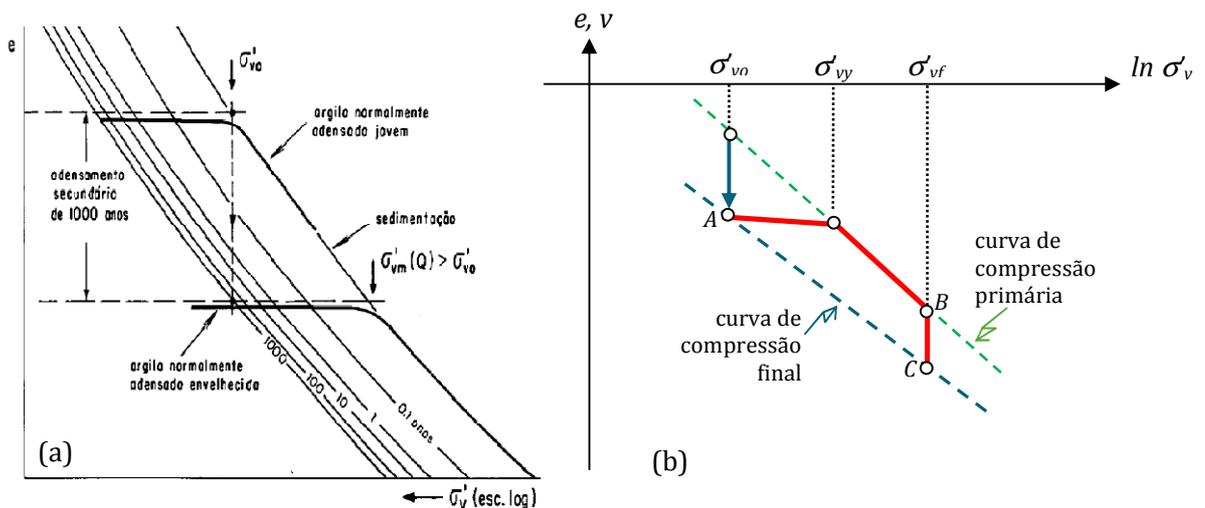


Figura 3. 25 - Curva de compressão (a) proposta por Bjerrum e (b) idealizada.

Reinterpretando os conceitos apresentados por BJERRUM, é possível apresentar outro cenário um pouco mais elaborado. O modelo de BJERRUM permite somente estimar recalques de solos que não sofreram sobreadensamento por acréscimo de tensão efetiva. Porém, nessa tese foram apresentadas três metodologias para se definir a posição da curva de compressão final e por isso, foi possível também entender o efeito do adensamento secundário em solos sobreadensados.

Na Figura 3.26 estão apresentadas algumas condições possíveis de sobreadensamento do solo e as conseqüências nos recalques finais. A Figura 3.26-a inclui as curvas de adensamento secundário em diferentes tempos proposto por BJERRUM com destaque para a linha de compressão final. Foram incluídos três pontos (i, ii e iii), que indicam os possíveis estados do solo em campo. O ponto i (Figura 3.26-a) representa um solo sobreadensado, pois se encontra a esquerda da linha de compressão final, o ponto ii é de um solo normalmente adensado envelhecido e que não está mais sujeito a deformações ao longo do tempo e o terceiro ponto, iii, representa um solo que está em processo de deformação por adensamento secundário.

O modelo de BJERRUM, apresentado na Figura 3.26 está reinterpretado na Figura 3.26-b. Um solo normalmente adensado e envelhecido apresenta uma tensão de pré-adensamento maior que a tensão vertical efetiva de campo. Ao submeter o solo a um acréscimo de tensão, este recalcará e ao final do processo estabilizará no ponto C. O acréscimo de tensão pode não ultrapassar a tensão de pré-adensamento e, ainda assim, ocorrerá recalque por adensamento secundário.

Se o solo estiver sobreadensando, ou seja, a esquerda da linha de compressão final (ponto A da Figura 3.26-c), mas se a tensão final estiver à direita dessa mesma linha, haverá recalque por adensamento secundário até estabilizar-se no ponto C (Figura 3.26-c).

No caso se solos muito sobreadensados ou submetidos a pequenos carregamentos, no qual o estado de tensão após o acréscimo de tensão ainda permaneça à esquerda da linha de compressão final, não deverá ocorrer recalques por adensamento secundário (Figura 3.26-d). Nesses casos haverá apenas recalques elásticos. De certa forma, os projetos de fundações rasas tomam partido desse caso, haja vista que, são assentados em solos de baixa compressibilidade e limitam pequenos recalques, não sendo válido como exemplo os prédios de Santos.

Como nessa tese se usa uma equação para a curva de compressão final, é possível identificar e calcular o recalque em qualquer uma das situações apresentadas na Figura 3.26, como será demonstrado a seguir.

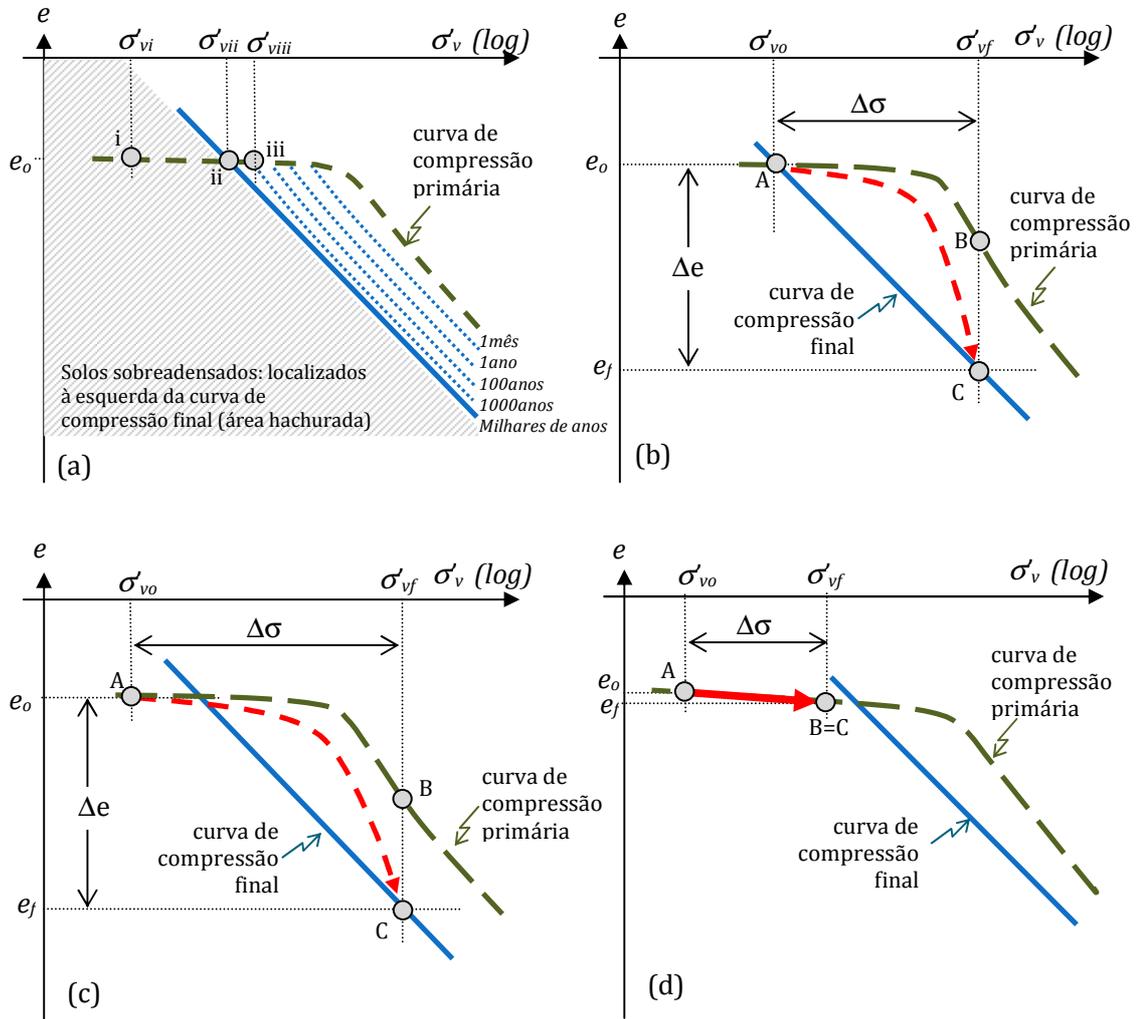


Figura 3. 26 - Idealização dos recalques por adensamento secundário.

O recalque final (primário mais secundário), nada mais é do que:

$$\rho_s = \frac{\Delta v}{v_o} H \quad (3.61)$$

Sendo:

$$v_o - \text{o volume específico in situ } (v_o = 1 + e_o) \quad (3.62)$$

Δv - a variação do volume específico, dado pela diferença entre o volume específico inicial e volume específico final (ao fim do adensamento secundário):

$$\Delta v = v_o - v_f \quad (3.63)$$

Como se sabe calcular o volume específico final:

$$v_f = N_s - \lambda_s \ln(\sigma'_v) \quad (3.64)$$

E assim, calcular o recalque final, que é dado por:

$$\rho = \frac{H}{1+e_o} (1 + e_o - N_s + \lambda_s \ln \sigma'_v) \quad (3.65)$$

Sendo que os parâmetros N_s e λ_s foram definidos e as possibilidades de determiná-los foram resumidas na Tabela 3.1.

É importante que antes de calcular o recalque final se conheça qual das situações indicadas na Figura 3.26 representa melhor o caso. Como a curva de compressão final é empírica, é importante calcular também os recalques primários (eq. 2.10). Os recalques finais devem ser maiores que os primários para que haja coerência conceitual.

3.13 História de Tensões Decorrentes do Adensamento Secundário

Uma vez conhecidas as linhas de compressão virgem e final, bem como o estado de tensões do solo, é possível também estimar a história de tensões do solo decorrente do envelhecimento (ou adensamento secundário). É importante se destacar que a melhor forma para se definir a tensão de pré-adensamento é através de ensaios de laboratório com amostras de qualidade (eq. 2.15 e 2.16 definem o que é uma amostra de boa qualidade). Existem muitos depósitos de solos moles que foram bastante estudados, cuja estimativa da razão de sobreadensamento pode ser realizada com base em correlações ou banco de dados, como por exemplo: os solos da Baixada Santista (MASSAD, 1985) e do Rio de Janeiro (FUTAI, 1999).

O esquema que será usado para determinação da tensão de pré-adensamento está mostrado na Figura 3.27. É o processo inverso ao apresentado anteriormente, porém, explicitando a tensão de pré-adensamento.

O volume específico no ponto B pode ser obtido pela linha II e III (indicados na Figura 3.27):

Pela linha II:

$$v_B = v_k - k \ln(\sigma'_{v0}) \quad (3.66)$$

Sendo

v_B o volume específico no ponto B;

k - a inclinação da curva de descarregamento e recarregamento ($k = \Delta v / \Delta \ln \sigma'_v$);

v_k - volume específico para $\sigma'_v = 1$ kPa na curva de descarregamento e recarregamento, que passa pelo ponto B;

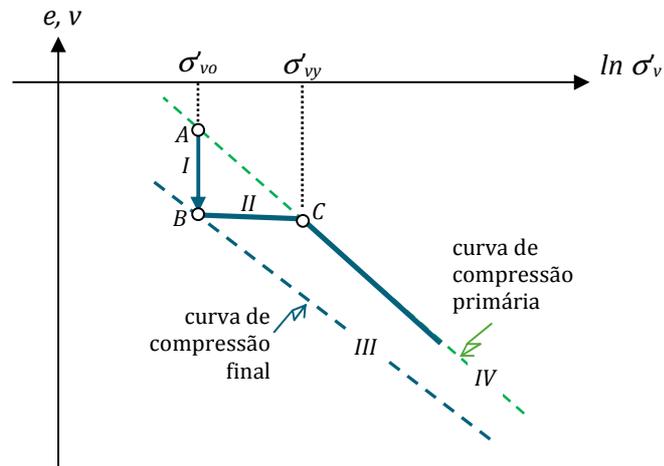


Figura 3. 27 - Esquema para determinação da história de tensões do solo.

Pela linha III:

$$v_B = N_s - \lambda_s \ln(\sigma'_{vo}) \quad (3.67)$$

Sendo:

N_s - o volume específico para $\sigma'_v = 1$ kPa da curva de compressão final;

λ_s - inclinação da curva de compressão final ($\lambda_s = \Delta v / \Delta \ln \sigma'_v$);

Igualando as eq. 3.66 e 3.67:

$$v_k = N_s - (\lambda_s - \kappa) \ln(\sigma'_{vo}) \quad (3.68)$$

É possível determinar o volume específico no ponto C por duas curvas (II e IV):

Pela linha II:

$$v_C = v_k - k \ln(\sigma'_{vm}) \quad (3.69)$$

Substituindo o valor de v_k na eq 3.68:

$$v_C = N_s - (\lambda_s - \kappa) \ln(\sigma'_{vo}) - k \ln(\sigma'_{vm}) \quad (3.70)$$

Pela linha IV:

$$v_C = N - \lambda \ln(\sigma'_{vm}) \quad (3.71)$$

Igualando as eq. 3.70 e 3.71:

$$\sigma'_{vm} = \exp\left(\frac{N - N_s + (\lambda_s - \kappa) \ln(\sigma'_{vo})}{\lambda - \kappa}\right) \quad (3.72)$$

Se for admitido que $\lambda_s = \lambda$, conforme propôs BJERRUM (1967), a expressão anterior se resume a:

$$\sigma'_{vm} = \sigma'_{vo} \exp\left(\frac{N - N_s}{\lambda - \kappa}\right) \quad (3.73)$$

ou

$$OCR = \exp\left(\frac{N - N_s}{\lambda - \kappa}\right) \quad (3.74)$$

N , λ e κ são parâmetros convencionais da linha de compressão normal da Teoria de Estados Críticos (porém, para condição edométrica) e N_s foi definido anteriormente.

4. PREVISÃO DE RECALQUES DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

O objetivo desse capítulo é aplicar as propostas apresentadas para cálculo de recalque primário, final e também a evolução dos recalques ao longo do tempo incluindo o fenômeno do adensamento secundário. Existem poucos dados de aterros instrumentados de longa duração. Para validar a proposta foram selecionados alguns aterros com dados de instrumentação que conseguiram mensurar os efeitos do adensamento secundário.

Nesse capítulo não serão apresentados detalhes sobre o comportamento desse solo. Serão compiladas apenas às propriedades necessárias para se aplicar a metodologia de cálculo de recalque final e ao longo do tempo, conforme foi descrito no capítulo anterior.

O estudo foi realizado, considerando-se o adensamento secundário em aterros sobre solos moles com e sem drenos verticais. Para validar a metodologia proposta, é preciso se dispor de dados de instrumentação de longo prazo, o que não é muito comum. Existem prédios em Santos com medições de recalques há várias décadas, porém não foram analisados porque o estudo será limitado a aterros sobre solos moles.

A utilização de drenos de areia é bastante antiga. Um dos primeiros estudos brasileiros publicados foi de PACHECO SILVA (1953), no qual ele analisou os recalques do tanque da Alemoa. Porém, esse caso não será analisado, porque o aterro foi alteado em estágios, e o tempo monitorado em cada estágio não foi suficiente para se observar os efeitos do adensamento secundário.

Outro estudo muito importante que comparou valores de C_v de campo e laboratório foi realizado por PINTO & MASSAD (1978) nos aterros executados na Rodovia dos Imigrantes, sem e com drenos de areia. Infelizmente, o processo executivo dos drenos prejudicou a análise dos resultados.

Foram selecionados alguns casos de aterros instrumentados com, pelo menos, mais de três anos, para realizar as análises e que será apresentado a seguir.

4.1 Aterro Experimental de Sarapuí II

A área experimental de Sarapuí na Baixada Fluminense foi um local muito estudado na década de 70 e 80. Foram executados vários aterros experimentais, alguns com objetivo de verificar a estabilidade de aterro sobre solo mole (ORTIGÃO, 1980) e outros de estudar os recalques (TERRA, 1988 e SMITH, 1992). Muitos estudos foram realizados para estudar o comportamento desse solo e um resumo desses dados foi apresentado por FUTAI (1999) no banco de dados das argilas do Rio de Janeiro.

Algumas propriedades da argila de Sarapuí estão apresentadas na Figura 4.1. A espessura média da camada de solo mole é de 10 m. Há uma tendência dos limites de consistência reduzir com a profundidade, cujos valores médios de limite de liquidez são de 120% e do índice de plasticidade de 70% (Figura 4.1-a). A umidade natural sempre fica um pouco acima do limite de liquidez (Figura 4.1-a). Até cerca de 3 m de profundidade o índice de vazios é constante (em torno de 4) e depois reduz com a profundidade (Figura 4.1-b). O índice de compressibilidade médio é de 1,9 (Figura 4.1-c) ou $C_c/(1+e_o)$ médio é de 0,40. Quanto à história de tensões pode-se interpretá-la de duas formas:

- admitir, conforme defendido por MASSAD (1985) que a tensão de pré-adensamento é paralela à tensão efetiva de campo e conforme está mostrado na Figura 4.1-d, se adéqua perfeitamente;

- admitir que a razão de sobreadensamento é constante, conforme defendeu BJERRUM (1972) e mais recentemente também por MARTINS ET AL (1997). Na Figura 4.1-e está apresentada a variação de OCR com a profundidade e se for desprezada a camada ressecada há como traçar uma linha média que se adéqua bem aos dados experimentais. Porém, um ajuste mais refinado indicaria que a razão de sobreadensamento tem tendência de reduzir com a profundidade.

MASSAD (1985) estudou a evolução geológica da Baixada Santista para defender efeitos de sobreadensamento decorrentes do aumento de tensão efetiva e assim defendeu que as retas de variação de tensão efetiva de campo e da tensão de pré-adensamento são paralelas. Por outro lado MARTINS ET AL (1997) segue o mesmo raciocínio de BJERRUM para defender a razão de sobreadensamento maior que um para argilas envelhecidas.

Nessa tese não se entrará no mérito de investigar as causas do sobreadensamento, porém, pretende-se apresentar uma metodologia através da qual se consiga calcular os recalques finais para fins de engenharia, independente da causa do sobreadensamento da argila.

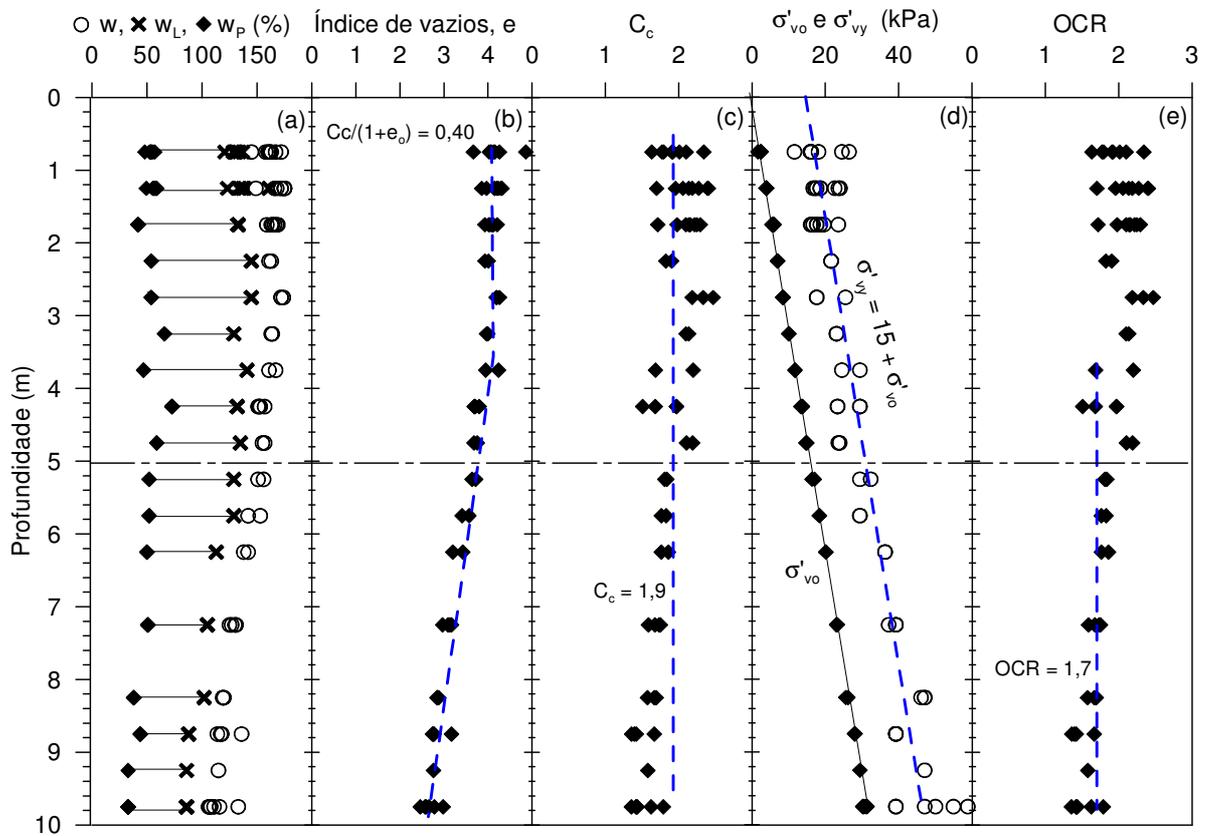


Figura 4.1 - Perfil de caracterização e compressibilidade da argila de Sarapuí-RJ, dados de ORTIGÃO (1980).

Os aterros que serão analisados fazem parte da Fase II do Aterro Experimental de Sarapuí, onde foram investigados os recalques ao longo do tempo e a influência de drenos verticais na aceleração dos recalques. Ao longo de um aterro com 350 m de extensão e 40m de largura foram instrumentadas sete seções numeradas de A até G, cujos detalhes estão mostrados na Figura 4.2 e na Tabela 4.1. Duas dessas seções não têm drenos (A e G) e nas demais foram executados drenos de areia (com ponta aberta, fechada e jato de água), drenos fibroquímicos e fita de geotextil não tecido.

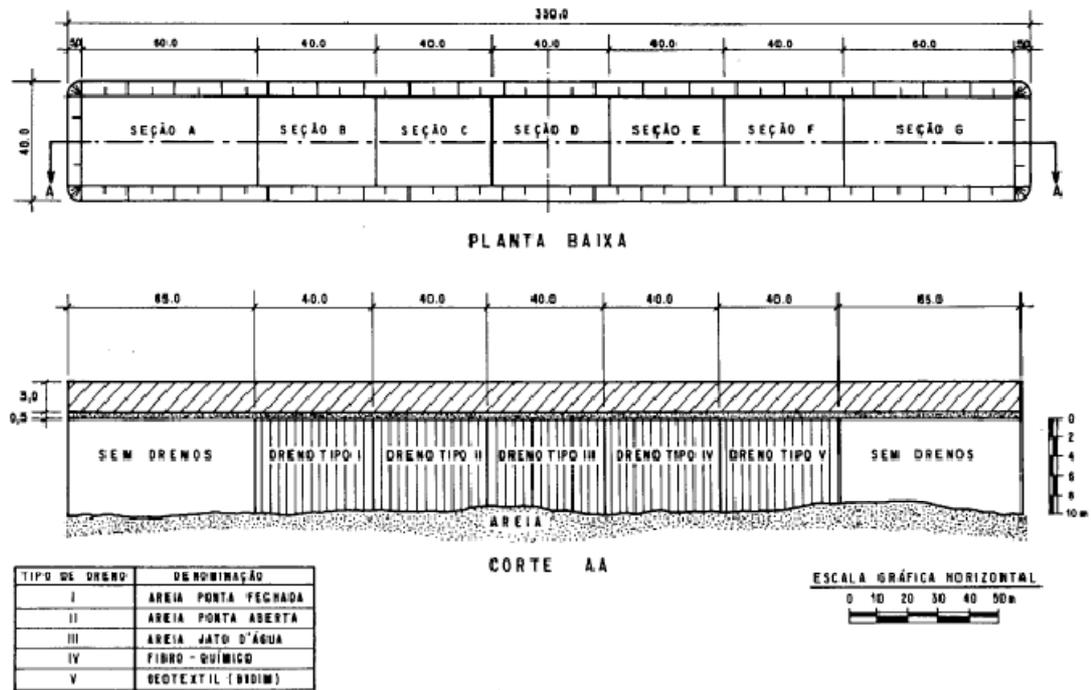


Figura 4.2 - Geometria do Aterro Experimental de Sarapui II (TERRA, 1988).

Tabela 4. 1 - Tabela com informações sobre o Aterro Experimental de Sarapui II.

| SEÇÃO | TIPO DE COLCHÃO DRENANTE | ESPESSURA DO COLCHÃO (m) | TIPO DE DRENO | DIÂMETRO EFETIVO DO DRENO DE AREIA OU DIÂMETRO EQUIVALENTE DO DRENO PRÉ-FABRICADO (m) | ESPAÇAMENTO ENTRE DRENOS (m) | TIPO DE MALHA | NÚMERO DE DRENOS |
|-------|-------------------------------|--------------------------|---------------------------------------|---|------------------------------|---------------|------------------|
| A | Manta Geotextil (Bidim OP-60) | $4,5 \times 10^{-3}$ | - | - | - | - | - |
| B | Areia | 0,41 | Areia Ponta-Fechada | 0,40 | 2,50 | QUADRADA | 216 |
| C | Areia | 0,32 | Areia Ponta-Aberta | 0,40 | 2,50 | QUADRADA | 168 |
| D | Areia | 0,31 | Areia Jato d'água | 0,40 | 2,50 | QUADRADA | 168 |
| E | Areia | 0,43 | Pré-fabricado Fibro-Químico | $5,0 \times 10^{-2}$ | 1,70 | QUADRADA | 320 |
| F | Areia | 0,39 | Pré-fabricado Geotextil (Bidim OP-60) | $10,0 \times 10^{-2}$ | 2,00 | QUADRADA | 322 |
| G | Areia | 0,34 | - | - | - | - | - |

Para realizar as previsões, também serão necessários os valores dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal, cujos valores foram determinados em laboratório por COUTINHO (1976) e estão mostrados na Figura 4.3.

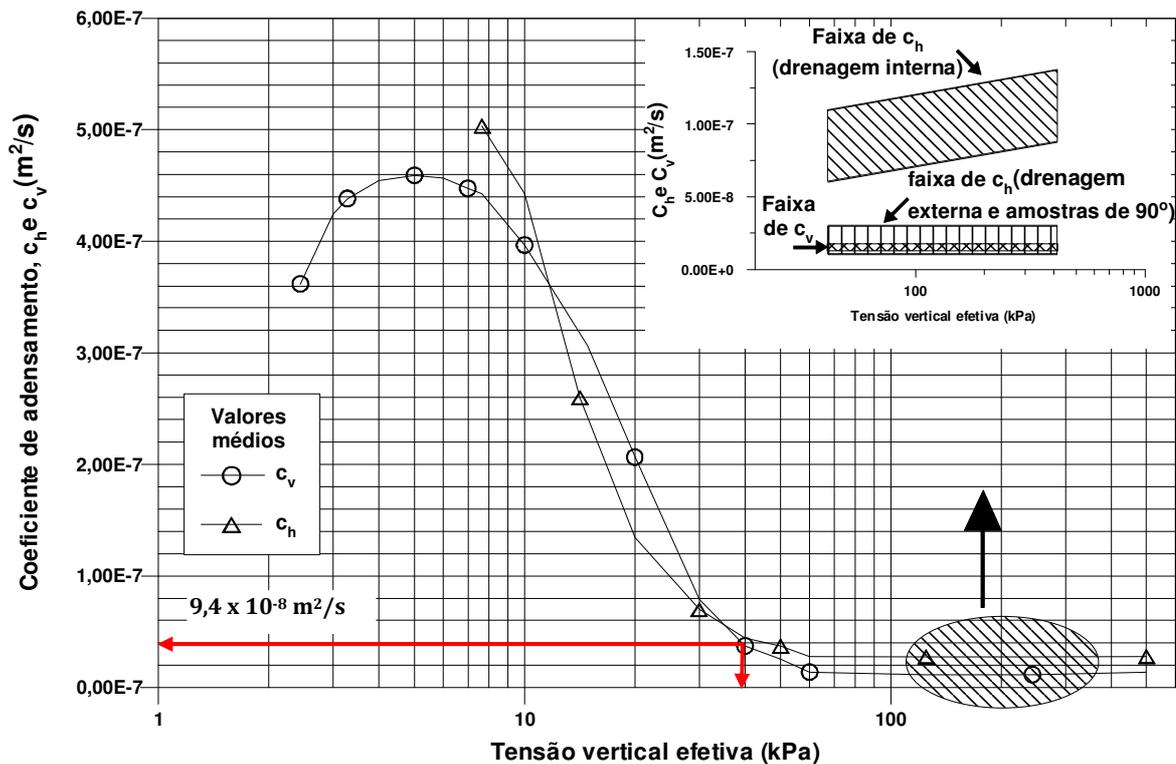


Figura 4.3 - Variações de C_v e C_h com a tensão vertical efetiva obtida em laboratório (COUTINHO, 1976)

4.1.1 Aterro Experimental de Sarapui II –Seção A

A Seção A do Aterro Experimental de Sarapui II foi executada sem drenos, trata-se, portanto, de um aterro convencional. Para o cálculo de recalques são necessários os seguintes dados:

$$G = 2,5$$

$$e_o = 3,5$$

$$w_P = 50\%$$

$$w_L = 120\%$$

$$I_P = 70\%$$

$$\sigma'_{vy} \text{ à } 5,25\text{m de profundidade: } \sigma'_{vy} = 3,2 \times 5,25 + 15 = 31,8\text{kPa (no meio da camada)}$$

Altura do aterro 1,8m

Peso específico do aterro 19,3kN/m³

$$\sigma'_{vf} = 51,54 \text{ kPa (sem considerar a submersão)}$$

Tabela 4. 2 - Parâmetros para cálculo dos recalques finais.

| Descrição | N_s | λ_s | Complementos |
|---|--|---|---|
| Abordagem II: Relação $e:\sigma'_v$ de campo | $N_s = 4,57 w_L$ $N_s = 4,57 \times 1,2$ $N_s = 5,49$ | $\lambda_s = 0,31 w_L$ $\lambda_s = 0,31 \times 1,2$ $\lambda_s = 0,37$ | |
| Abordagem III: Relação normalizada | $N_s = 1 + e_y(0,90 + 0,22 \ln \sigma'_{vy})$ $N_s = 1 + 3,7(0,90 + 0,22 \ln 31,8)$ $N_s = 6,65$ | $\lambda_s = 0,22 e_y$ $\lambda_s = 0,22 \times 3,4$ $\lambda_s = 0,75$ | $e_y = \frac{e_o}{1,06 - (0,06 ID_o)} = 3,4$ $ID_o = \frac{\sigma'_{vo}}{\sigma'_{vy}} = 0,53$ |

Relembrando, o recalque total é dado por:

$$\rho = \frac{H}{1+e_o} (1 + e_o - N_s + \lambda_s \ln \sigma'_v) \quad (4.1)$$

É preciso também considerar a submersão:

$$\rho_f = \frac{H}{1+e_o} (1 + e_o - N_s + \lambda_s (\ln \sigma'_{vf} - \rho_f \gamma_w)) \quad (4.2)$$

O recalque primário é calculado por:

$$\rho_{prim} = \frac{H e_o}{1+e_o} \left[1 - \frac{1 - 0,23 \ln \left(\frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma_o - \rho_f \gamma_w}{\sigma'_{vy}} \right)}{1,06 - 0,06 ID_o} \right] \quad (4.3)$$

o recalque primário será usado somente será usada para calcular o parâmetro r, que é a relação entre o recalque primário e o final.

Tabela 4. 3 - Resultados dos recalques finais e primários.

| Descrição | Recalque final (m) | | Recalque primário (m) | $r = \frac{\rho_f}{\rho_{prim.}}$ |
|---------------|--------------------|---------------|-----------------------|-----------------------------------|
| | Sem submersão | Com submersão | | |
| Abordagem II | 1,68m | 1,42m | 0,57 | 0,40 |
| Abordagem III | 1,89m | 1,35m | 0,55 | 0,41 |

Os recalques primários são pequenos, isso porque, a submersão decorrente do recalque final (primário mais secundário) reduz a tensão efetiva final. Curiosamente, o recalque por adensamento primário, desprezando o recalque secundário, vale 0,80 m com submersão e 1,10 m sem submersão. Isso explica porque o uso do método de Asaoka consegue ajustar a curva de recalque no tempo aumentando o recalque previsto e alterando o valor de C_v medido em laboratório. Esse procedimento faz com que o valor de C_v se torne um parâmetro de ajuste e é válido para montar um banco de dados e utilizar em outras obras. Entretanto, a estimativa dos recalques a longo prazo não é possível, caso esteja ocorrendo adensamento secundário.

Para fazer a previsão dos recalques ao longo do tempo é preciso definir o valor do coeficiente de adensamento vertical. Porém, conforme tem sido mostrado por PINTO & MASSAD (1978) e MASSAD (1985), os valores de C_v de campo são muito menores que os medidos em laboratório e pode chegar até a 100 vezes menor. PINTO (1994) atribuiu existência de lentes de areia e adensamento secundário.

É comum se obter os valores de C_v de aterros instrumentados a partir do método de Asaoka. Essa metodologia determina um recalque de estabilização, normalmente maior que o calculado, além de C_v também, normalmente, maior que o obtido por meio de ensaios de laboratório. PINTO (2001) demonstrou as incoerências que podem ocorrer decorrente da aplicação do método de Asaoka. Mesmo sendo realizados cálculos de recalques e evolução dos recalques ao longo do tempo por meio de teorias consagradas, dificilmente se conseguem fazer boas previsões iniciais. Nesta tese serão usados os valores de C_v medidos em laboratório, pois eles foram determinados sob condições de contorno bem definidas. Pretende-se demonstrar que se consegue fazer boas previsões quando se utiliza uma teoria que incorpora os efeitos do adensamento secundário.

Ao final do processo ocorrerá um recalque de 1,40 m e a tensão efetiva final será de 38 kPa, nessa condição o valores de C_v vale $9,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ (Figura 4.3). Como os modelos utilizados não consideram a variação do coeficiente de permeabilidade com o aumento da tensão efetiva, o valor de C_v utilizado será o valor médio.

Para usar a Teoria de TAYLOR & MERCHANT (1940) é preciso do parâmetro r , já apresentado na Tabela 4.3, e também de F que depende do coeficiente de compressão secundária, do quadrado da altura de drenagem, de r e de C_v :

$$F = \frac{\mu t}{rT} = \frac{\mu H_d^2}{r C_v} \quad (4.4)$$

Ensaio de longa duração permitem determinar o coeficiente de compressão secundária, μ , e assim calcular o valor de F . Porém, como H_d da obra é muitas vezes maior que de laboratório e C_v é um valor pequeno, gerando um valor de F grande o suficiente para usar um valor infinito. A partir de F igual 100, a teoria fornece as mesmas curvas de grau de adensamento médio em função do fator tempo, dependendo apenas de r (Figura 3.6-f).

O aterro analisado nesse item foi construído em etapas até atingir a altura de 1,8 m em 334 dias de construção, conforme está indicada na Figura 4.4. As placas de recalques forma monitoradas por 2.400 dias.

Para realizar as previsões de recalques foi considerado um carregamento crescente até os 334 dias, desprezando os estágios intermediários. Também foi considerada submersão do aterro e é fundamental que seja considerado, pois a magnitude dos recalques é considerável.

O resultado, da previsão realizada, está mostrado na Figura 4.4. Não foi feito nenhum ajuste entre os valores medidos e as previsões. A abordagem III apresentou bom resultado, como pode ser visto na Figura 4.4-a, a abordagem II apresentou recalques maiores que pode ser explicada pelo valor do recalque final ou de C_v inadequado. A extrapolação dos dados pela teoria adotada está mostrada na Figura 4.4-b. Se o modelo reológico for adequado, após 2.400 dias de carregamento apenas 70% do recalque total teria ocorrido e o restante da deformação ocorreria nas próximas décadas.

É possível fazer um ajuste com pequena alteração do C_v , cujo resultado está mostrado na Figura 4.5. O C_v medido por COUTINHO (1976) foi de $9,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ os valores que forneceram melhor ajuste foram de $12,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ e $11 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, para as abordagens II e III, respectivamente. É possível que essa pequena diferença seja explicada pela variação das propriedades do solo com a profundidade. A utilização do modelo acoplado com adensamento primário e secundário pode realizar previsões com dados medidos em laboratório.

A teoria de previsão de recalques ao longo do tempo mais usada é a Teoria de Terzaghi e por isso, foi usada para comparar com o modelo reológico estudado.

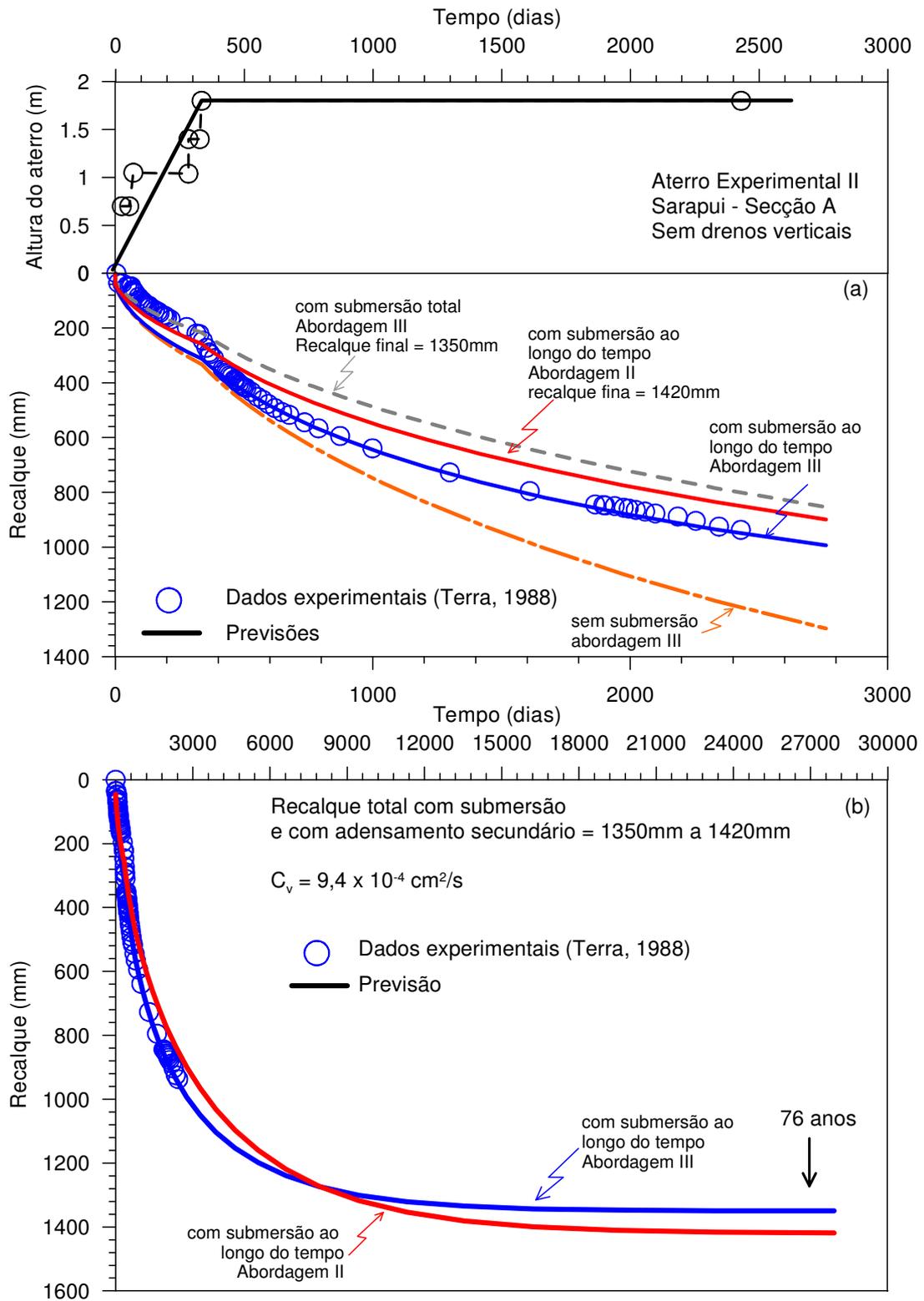


Figura 4.4 - Previsões dos recalques para a Seção A do Aterro Experimental de Sarapui II.

TERRA (1988) realizou o procedimento convencional de aplicar o método de Asaoka e retroanalisar os valores de recalque total e C_v e obteve um recalque de 1 m e coeficiente de adensamento de $14 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Na Figura 4.6 foram incluídas as curvas de recalque ao longo do tempo usando a Teoria de Terzaghi (com os parâmetros de laboratório e obtidos por Asaoka) e também a Teoria de TAYLOR & MERCHANT (1940).

Os recalques calculados pela Teoria de Terzaghi com os parâmetros de laboratório são sempre inferiores aos valores medidos. Ao se utilizar a mesma teoria com os parâmetros alterados pelo método de Asaoka fornece valores muito próximos aos valores medidos como se pode ver na Figura 4.6-a. Da mesma forma o modelo com adensamento primário e secundário acoplado também fornece bons resultados.

Por outro lado, se for necessário realizar previsões além da última data de monitoramento o resultado é bastante diferente. As extrapolações das curvas teóricas podem ser vistas na Figura 4.6-b. Após 2.400 dias de carregamento a velocidade de recalque medida ainda é de 0,18mm/dia, o que indica que ainda não está próxima da estabilização.

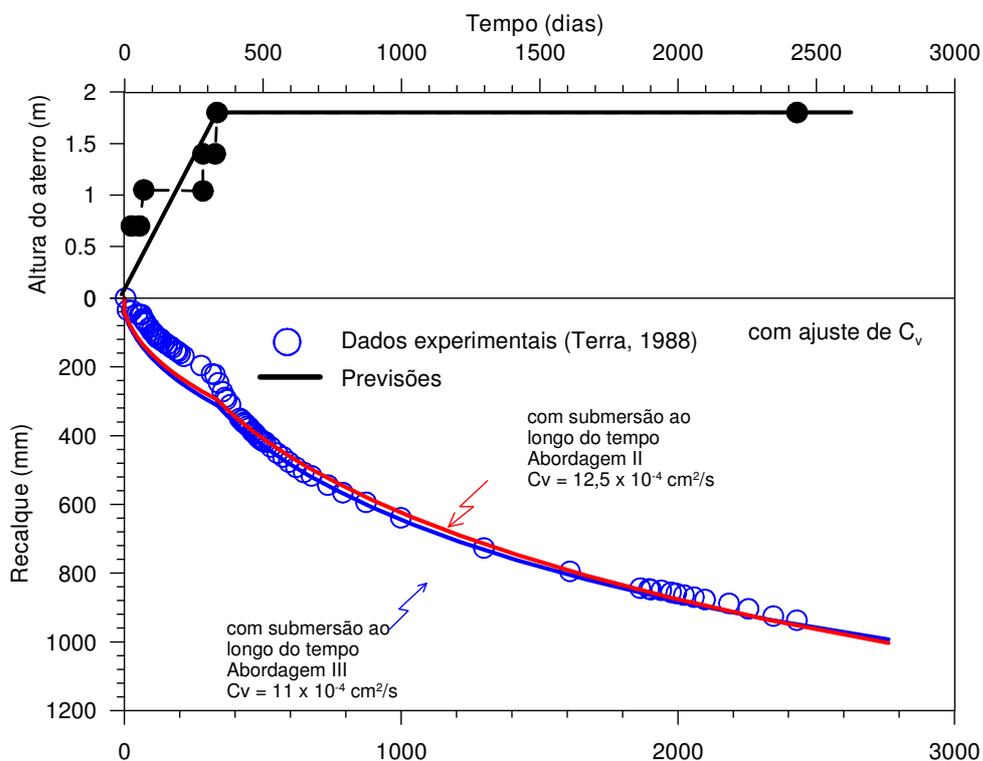


Figura 4.5 – Ajuste dos valores de C_v para a Seção A do Aterro Experimental de Sarapui II.

A utilização da Teoria de Terzaghi, com C_v obtido em laboratório e o recalque final calculado com parâmetros de laboratório, conduz a resultados cada vez mais discrepantes com o tempo. A curva construída com parâmetros retroanalizados por Asaoka indica a estabilização dos recalques pouco tempo após a última leitura da instrumentação. Essa característica é típica da metodologia usada, pois o método de Asaoka se baseia na teoria de Mikasa que fornece exatamente a mesma solução de Terzaghi e por isso, não consegue incorporar o fenômeno de fluência do solo.

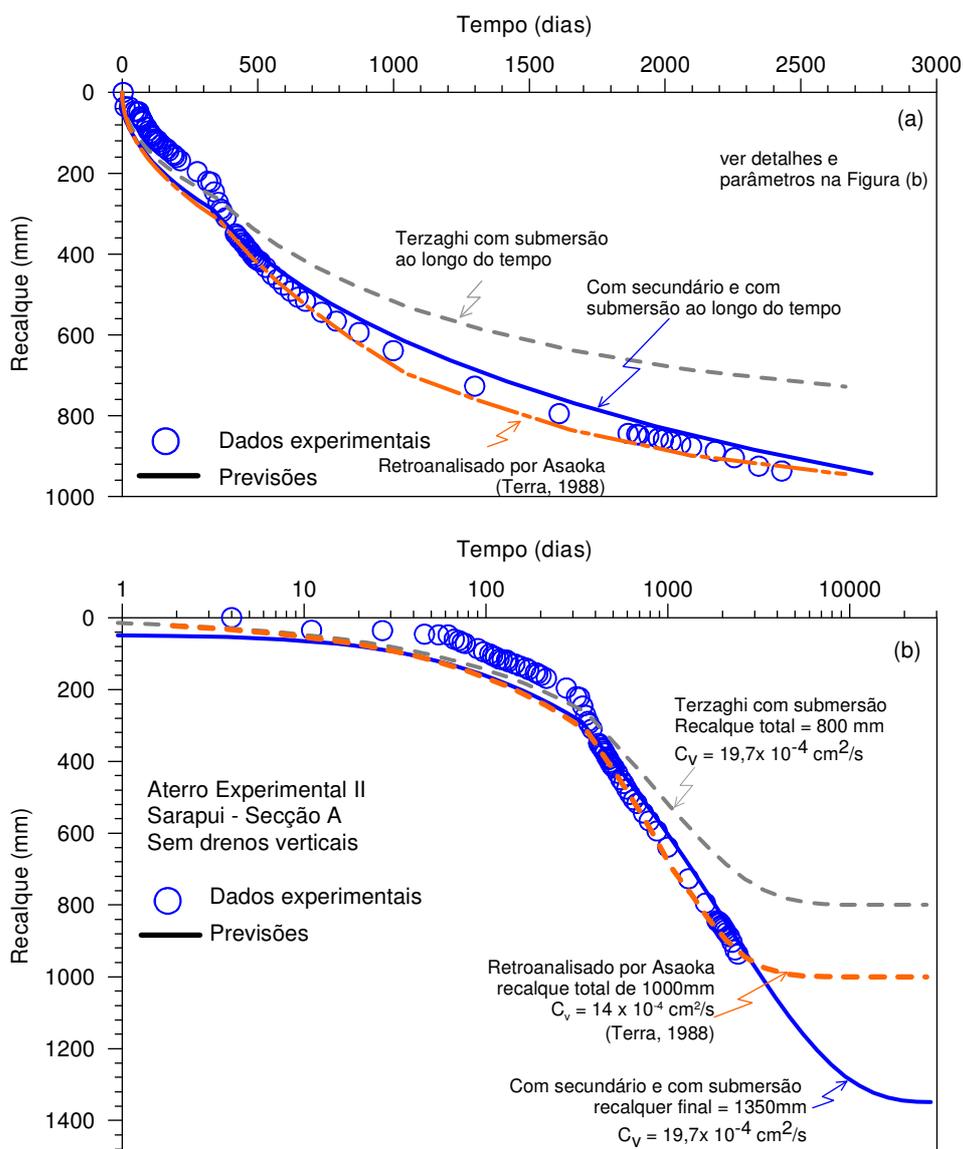


Figura 4.6 - Comparação da Teoria de Terzaghi com o modelos reológico de TAYLOR & MERCHANT para a seção A do Aterro Experimental de Sarapui II.

Não se pode afirmar o que ocorreria a longo prazo. Entretanto, intuitivamente a curva extrapolada pelo método de TAYLOR & MERCHANT (1940) parece ser mais consistente, pois as velocidades de recalques reduzem gradativamente e a longo prazo, tal como observado por MACHADO (1961) e TEIXEIRA (1994). O modelo usado chega a velocidades de 1 cm/ano após 22 anos de construção. O modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940) tem sido usado por MARTINS (2008) em dados de laboratório e também no aterro da Embraport, localizado na Ilha Barnabé (REMY ET AL, 2010). Apesar de o modelo apresentar uma boa concordância, o modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940), nesta tese, não é considerado o mais adequado. Os estudos realizados no capítulo anterior demonstrou que o modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940) não é muito flexível. Para condição de campo em que o valor da espessura da camada é muito maior que de laboratório, as curvas de grau de adensamento médio em relação ao fator tempo só dependem do parâmetro r (Figura 3.6-f).

O modelo que se considerou mais adequado é o modelo Reológico de ZARETSKY (1967). E que será explorado e aplicado ao caso. TSYTOVICH (1972) se limitou em apresentar o modelo reológico russo sem nenhum exemplo numérico, comprovação experimental em laboratório e não foi feito nenhum comentário de como se poderia utilizar o modelo para previsão de recalques. Nessa tese pretende-se apresentar subsídios para que ele realizar previsões de recalques de aterros sobre solos moles, considerando o adensamento secundário com o modelo de ZARETSKY (1967).

Os parâmetros necessários para plicar o modelo ZARETSKY (1967) são os mesmos, sendo necessário mais um parâmetro, o coeficiente de atenuação δ_1 . Conforme ilustrado na Figura 3.7, o parâmetro δ_1 pode ser obtido a partir de dois pontos estimados: um próximo ao começo e outro ao final do processo.

Admitindo que no começo do processo (20% de deformação) o tempo pode ser calculado pela teoria de Terzaghi:

$$t_{20\%} = \frac{T C_v}{H_d^2} = \frac{0,031 \times (9,4 \times 10^{-4})}{525^2} = 9,18 \times 10^6 \text{segundos} \quad (4.5)$$

E que o tempo final ocorre em 5000 anos, próximo a idade de deposição dos sedimentos quaternários:

$$t_f = 5000 \text{anos} = 1,58 \times 10^{11} \text{segundos} \quad (4.6)$$

É possível calcular a calcular o logaritmo da relação entre velocidade de defomação e tensão:

$$\text{Para } U_{20\%} : \quad \ln\left(\frac{\dot{\rho}}{\sigma_H}\right) = \ln\left(\frac{\frac{135 \times 0,2}{9,18 \times 10^6}}{38 \times 1050}\right) = - 23,33 \quad (4.7)$$

$$\text{Para o tempo final:} \quad \ln\left(\frac{\dot{\rho}}{\sigma_H}\right) = \ln\left(\frac{\frac{135}{1,58 \times 10^{11}}}{38 \times 1050}\right) = - 31,48 \quad (4.8)$$

O coeficiente de atenuação δ_1 é a inclinação da reta formada por estes dois pontos, como está mostrado na Figura 4.7.

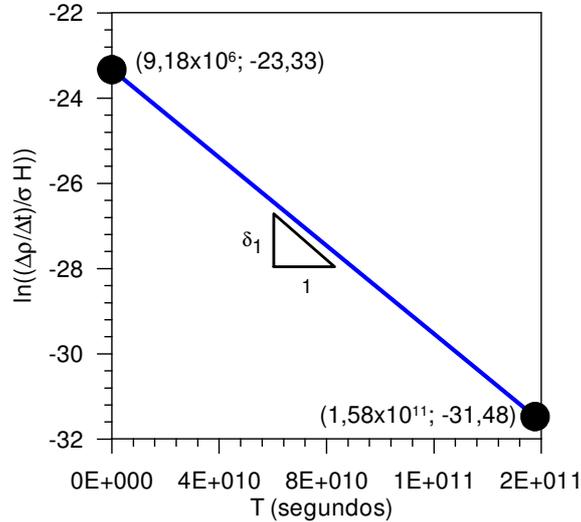


Figura 4.7 - Determinação do coeficiente de proporcionalidade δ_1 para o Aterro experimental de Sarapui II - secção A.

E o resultado obtido é o seguinte:

$$\delta_1 = \frac{-23,33+31,48}{1,58 \times 10^{11}-9,18 \times 10^6} = 5,2 \times 10^{-11} \quad (4.9)$$

É importante observar que esse coeficiente não é uma característica do solo, como o C_v , pois depende da velocidade de recalque, da espessura da camada e também do nível de tensão.

O valor do recalque final calculado pela metodologia proposta é o mesmo. Foi realizado o melhor ajuste do modelo aos dados experimentais por meio exclusivamente do valor de C_v . E o grau de adensamento médio decorrente da parcela de fluência é dado por:

$$U_{sec} \cong 1 - e^{-\delta_1 t} - \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{e^{-\left(\frac{\pi}{2 \times 1H}\right)^2 C_v t} e^{-\delta_1 t}}{1 - e^{-\left(\frac{\pi}{2H}\right)^2 \frac{C_v}{\delta_1}}} \right] =$$

$$1 - e^{-5,2 \times 10^{-11} t} - \frac{8}{\pi^2} \left[\frac{e^{-\left(\frac{\pi}{2 \times 1050}\right)^2 1,97 \times 10^{-4} t} e^{-1,97 \times 10^{-11} t}}{1 - e^{-\left(\frac{\pi}{2 \times 1050}\right)^2 \frac{1,97 \times 10^{-4}}{5,2 \times 10^{-11}}}} \right] \quad (4.10)$$

O valor da relação δ/δ_1 tem a mesma definição de r , por isso vale 0,4 (Tabela 4.3), portanto a porcentagem de recalque vale:

$$U_f = \frac{U_{prim} + \frac{\delta}{\delta_1} U_{sec}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} = \frac{U_{prim} + 0,4 U_{sec}}{1,4} \quad (4.11)$$

O grau de adensamento médio primário é dado pela teoria de Terzaghi e o recalque ao longo do tempo é calculado por:

$$\rho_{(t)} = \rho_f U_f \quad (4.12)$$

Com os parâmetros obtidos por meio dos ensaios de laboratório e sem nenhuma manipulação, conseguiu-se que o modelo se ajustasse muito bem aos recalques medidos por TERRA (1988) da mesma forma que o modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940), esta comparação pode ser vista na Figura 4.8-a. Na Figura 4.8-b foram realizadas extrapolações das curvas tempo-recalque para os dois modelos reológicos. Embora os dois modelos considerem o adensamento primário e secundário concomitantemente, o resultado a muito longo prazo é diferente. O modelo de TAYLOR & MERCHANT tende a estabilizar os recalques em 76 anos e o modelo de ZARETSKY (1967) indica que os recalques podem ser desenvolver nos próximos 3.000 anos. Embora seja praticamente impossível inferir qual dos modelos é mais coerente, nessa tese, se dá preferência ao modelo de ZARETSKY (1967), diferentemente o que defende MARTINS (2008). O modelo de ZARETSKY (1967) permite que o cálculo do valor do coeficiente de atenuação e este parâmetro rege a forma de evolução dos recalques a longo prazo. Ao contrário o parâmetro F do modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940) é tão grande para toda situação de campo que gera curvas únicas para cada valor de r (Figura 3.6-f).

Como informação adicional, lembra-se que TEIXEIRA (1994) mostrou resultados de recalques de alguns prédios de Santos assentes sobre sapatas, com 35 anos de monitoramento, que estão mostrados Figura 4.9 e tem forma semelhante ao modelo de ZARETSKY (1967).

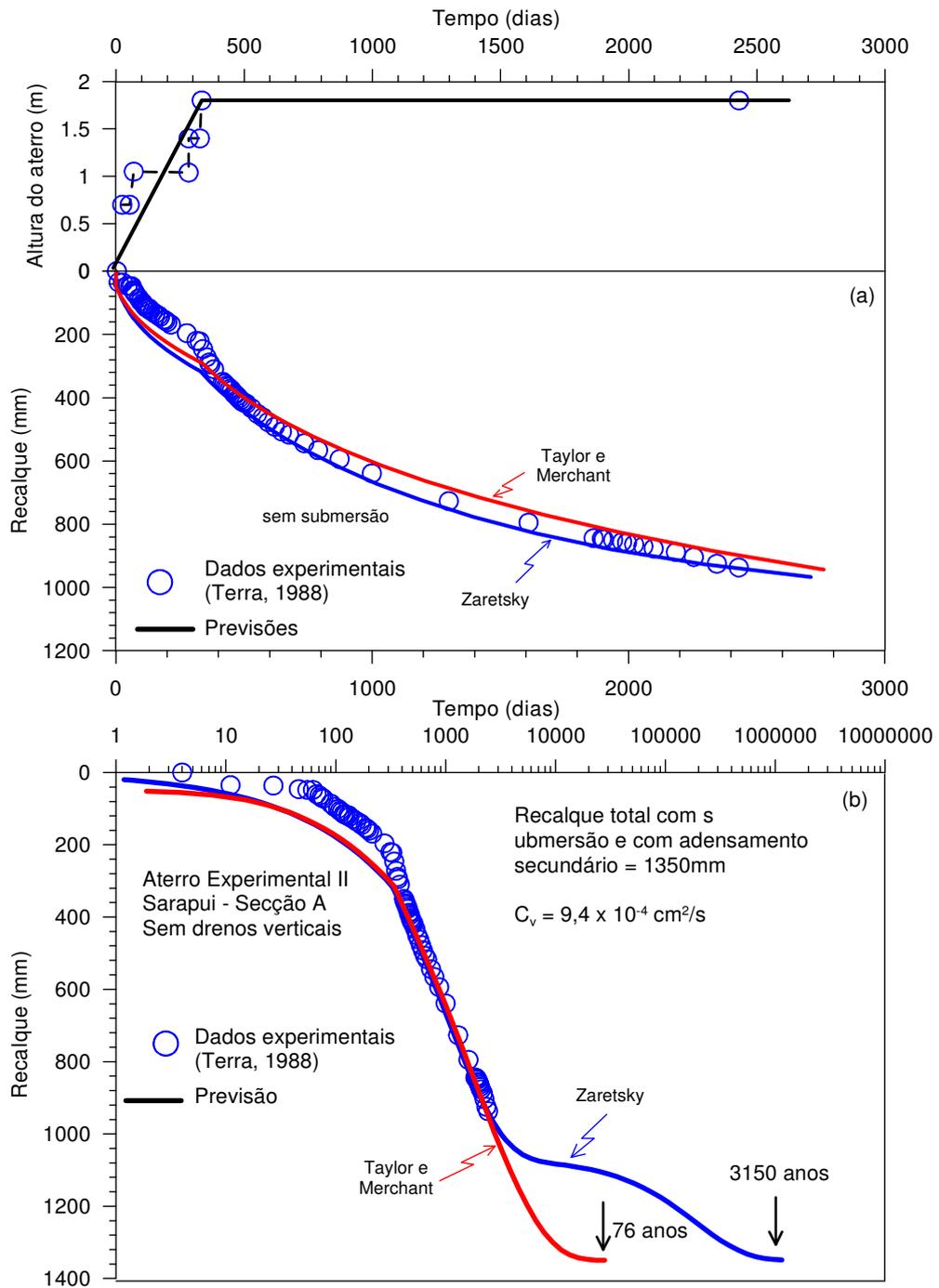


Figura 4.8 - Comparação dos modelos reológico de TAYLOR & MERCHANT (1940) e ZARETSKY (1967) para seção A do Aterro Experimental de Sarapui II.

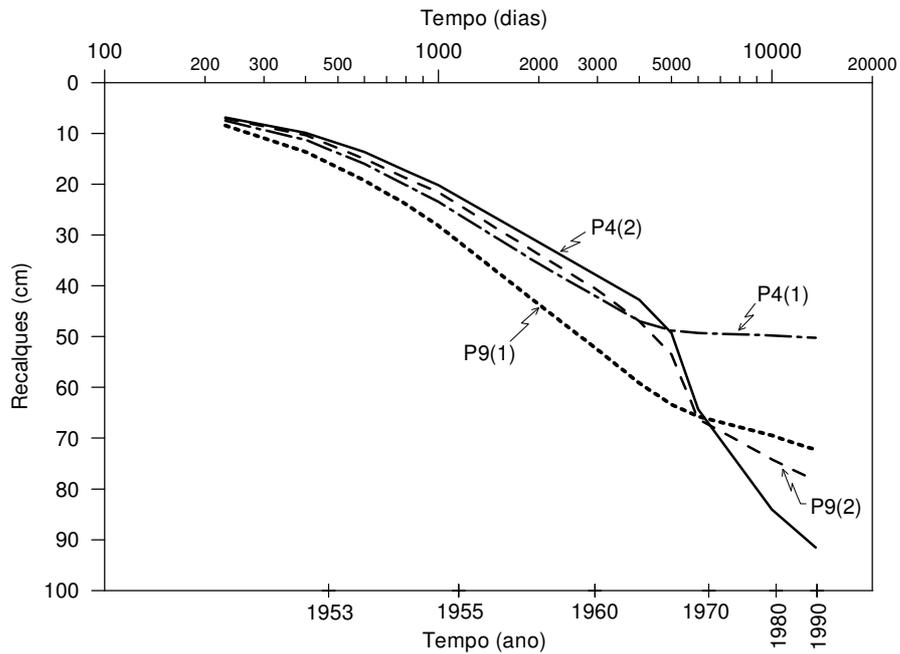


Figura 4.9 – Recalques de prédios de Santos (TEIXEIRA, 1994).

4.1.2 Aterro Experimental de Sarapui II – Seções B, C e D

As seções B, C e D do Aterro Experimental de Sarapui II foram realizadas com drenos de areia executados com ponta fechada (B), ponta aberta (C) e com jato de água (D), todas com diâmetro de 40 cm, malha quadrada e espaçamento de 2,5m.

Os recalques por adensamento radial foram calculados considerando a solução de iguais deformações de BARRON (1948):

$$U_h = 1 - e^{\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right]} \quad (4.13)$$

Sendo o fator tempo horizontal dado por:

$$T_h = \frac{c_h t}{d_e^2} \quad (4.14)$$

e $F(n)$:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (4.15)$$

n é a relação entre o diâmetro efetivo do cilindro a ser drenado, d_e , e o diâmetro equivalente do dreno, d_w :

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (4.16)$$

E para caso estudado, cuja malha é quadrada, o diâmetro efetivo vale 1,13 vezes o espaçamento entre os drenos.

Existem várias pesquisas que desenvolveram teorias para incluir o efeito do amolgamento na drenagem radial e uma das mais conhecidas é de RICHARD (1959). Para considerar o efeito do amolgamento é preciso conhecer as características do solo amolgado, o que torna difícil a aplicação prática. O trabalho de CASAGRANDE & POULOS (1969) analisaram vários casos da influência dos drenos de areia para aceleração dos recalques e concluíram que os custos adicionais não trazem grandes benefícios. A maior crítica são dos efeitos do amolgamento introduzidos no processo de execução dos drenos. Devido às dificuldades executivas e baixa eficiência, esses drenos deixaram de ser executados. Atualmente é bastante comum usar drenos pré-fabricados nas obras executadas sobre solos moles. Como o dreno pré-fabricado é esbelto, e por isso, imagina-se que o efeito do amolgamento é menor. Entretanto, a cravação do dreno pelo mandril não pode ser desprezada, além disso, para ter uma mesma relação de n dos drenos de areia é preciso reduzir o espaçamento entre os drenos. Seria necessário, que um estudo equivalente ao de CASAGRANDE & POULOS (1969), fosse realizado para os drenos pré-fabricados.

BERGADO ET AL (1993) verificaram que mesmo utilizando um mandril pequeno, a relação entre as permeabilidades horizontais intacta e amolgada deveria ser de 20 vezes para que as previsões fossem satisfatórias.

Apesar de ser um tema interessante, essa tese não tem objetivo de estudar os efeitos de amolgamento na eficiência dos drenos verticais, deixando esse assunto para as próximas pesquisas.

O foco principal dessa etapa será considerar o efeito do adensamento secundário em aterros construídos sobre solos moles. Assim, uma vez incorporado o adensamento secundário no cálculo dos recalques ao longo do tempo, também será possível avaliar indiretamente o efeito do amolgamento.

A metodologia usada para calcular o grau de adensamento médio foi àquela desenvolvida anteriormente. Sendo que para TAYLOR & MERCHANT (1940) é dada por:

$$U_{(t)} = r U_{h(t)} (1 - U_{v(t)}) + U_{T(t)} \quad (4.17)$$

E para ZARETSKY:

$$U_{(t)} = \frac{1 - (1 - U_{v \text{ prim.}})(1 - U_{h \text{ prim.}}) + \frac{\delta}{\delta_1} U_{\text{sec}}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}} \quad (4.18)$$

Considerando que os valores medidos de C_h estão na mesma ordem de grandeza de C_v (COUTINHO, 1976), adotou-se inicialmente:

$$C_v = C_h = 9,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s} \quad (\text{Figura 4.3})$$

Precisando também de:

$$d_e = 250 \times 1,13 = 282,5 \text{ cm e}$$

$$d_w = 40 \text{ cm}$$

Como as seções B, C e D têm as mesmas características geométricas, a previsão é a mesma e o resultado está indicado na Figura 4.10. As previsões são muito diferentes dos valores medidos. Os dados experimentais demonstraram que o aterro recalca bem mais lentamente que as previsões geradas pelos dois modelos.

TERRA (1988) aplicou o método de Asaoka nesses mesmos dados e obteve valores de C_h maiores que de C_v (cerca de 10 vezes), oposto aos valores medidos em laboratório, e justificou que essa diferença foi gerada pelo amolgamento do solo. Partindo dessa mesma hipótese foram realizados ajustes das curvas tempo-recalque modificando os valores de C_v e C_h (sendo mantido $C_v = C_h$). O resultado do ajuste realizado pode ser visto na Figura 4.11.

O modelo reológico de ZARETSKY (1967) conseguiu gerar uma curva tempo-recalque que se adequou bem aos dados experimentais, ao passo que a teoria de TAYLOR & MERCHANT (1940) forneceu recalques menores que os medidos após 1.000 dias. É importante destacar que somente foram modificados os valores dos coeficientes de adensamento e por isso, a forma da curva é definida pelas características de cada modelo. As deficiências do modelo de TAYLOR & MERCHANT (1940), citadas anteriormente, ficam mais evidentes quando se usa drenos verticais, pois o adensamento primário é acelerado e a forma da curva depende mais da parcela de fluência do solo.

Chegou-se $4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ para os coeficientes de adensamento horizontal e vertical para o método de TAYLOR & MERCHANT (1940) e $2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ para o modelo de ZARETSKY (1967). O que corresponde a 2,3 a 4,7 vezes menores do que o C_v usado no caso do aterro sem dreno. Esse resultado só confirma as conclusões de CASAGRANDE & POULOS (1969) de que os drenos de areia podem amolgar o solo.

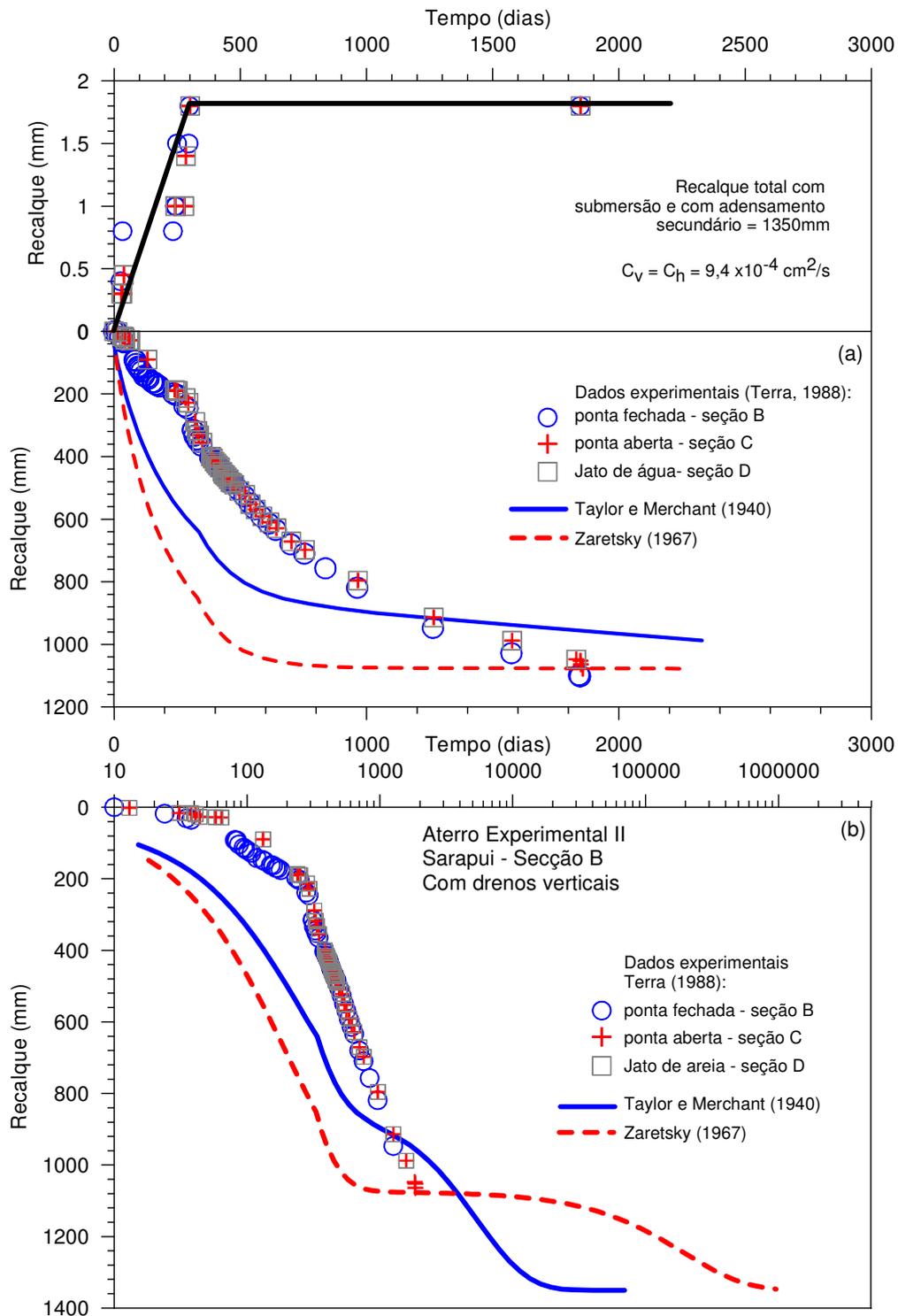


Figura 4.10 – Previsão das curvas tempo-recalque para as seções B, C e D com drenos de areia do Aterro Experimental de Sarapui II com valores de C_v e C_h de laboratório.

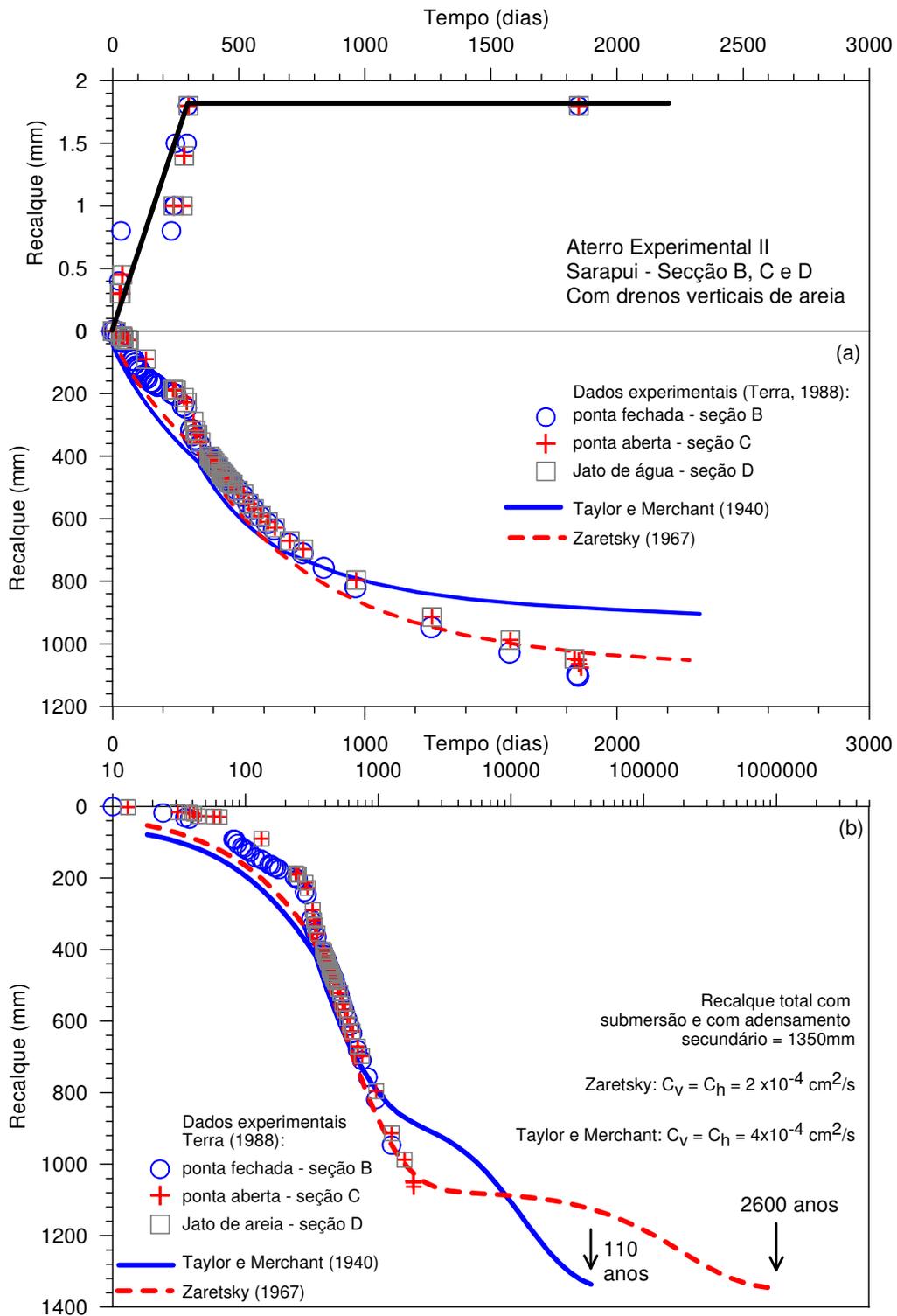


Figura 4.11 - Ajuste das curvas tempo-recalque teóricas e experimentais do Aterro Experimental de Sarapui II com drenos de areia (seções B, C e D).

4.1.3 Aterro Experimental de Sarapui II – Seção E

A mesma metodologia foi usada para realizar as previsões com os drenos pré-fabricados, os quais foram utilizados na seção E do aterro experimental. A malha usada também foi quadrada com espaçamento de 1,7m e diâmetro equivalente dos drenos de 5 cm. Nessa seção a argila mole tem espessura um pouco menor (10,2m) e o aterro foi elevado até 1,9m de altura. Os procedimentos de cálculo de recalques são os mesmos, por isso não serão detalhados, porém os valores são praticamente os mesmos.

Curiosamente, o coeficiente de adensamento que melhor forneceu melhor resultado foi de $2 \times 10^4 \text{ cm}^2/\text{s}$ (C_v e C_h), igual ao dos casos dos drenos de areia. Na Figura 4.12 estão mostradas as curvas tempo-recalque teóricas e os pontos experimentais para o caso estudado. Mais uma vez o modelo de ZARETSKY (1967) se mostra mais adequado pelos mesmos motivos citados.

Os drenos verticais são empregados para aceleração dos recalques. E a utilização da drenagem combinada com teorias de adensamento primário (Terzaghi com Barron, por exemplo) permite provar que os recalques podem ser acelerados com uso dos drenos. Nessa tese, além desse efeito combinado, há interesse em conhecer também a influência do adensamento secundário. Para comparar a associação do efeito combinado do adensamento primário vertical e horizontal com o adensamento secundário foram geradas três curvas tempo-recalque (Figura 4.13). Utilizou-se um carregamento instantâneo do aterro com 1,8 m de altura inicial, as mesmas geometrias e recalques calculados para a seção A e as seguintes variáveis:

- sem drenos de areia e $C_v = 9,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$;
- com drenos verticais e $C_v = C_h = 9,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$;
- com drenos verticais e $C_v = C_h = 2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$.

Os drenos de areia com malha quadrada, 2,5 m de espaçamento e diâmetro de 40 cm de diâmetro geram a mesma curva dos PVD com malha quadrada, 1,7 m de espaçamento e diâmetro equivalente de 5 cm. Sendo estes os dados usados para calcular o fator n .

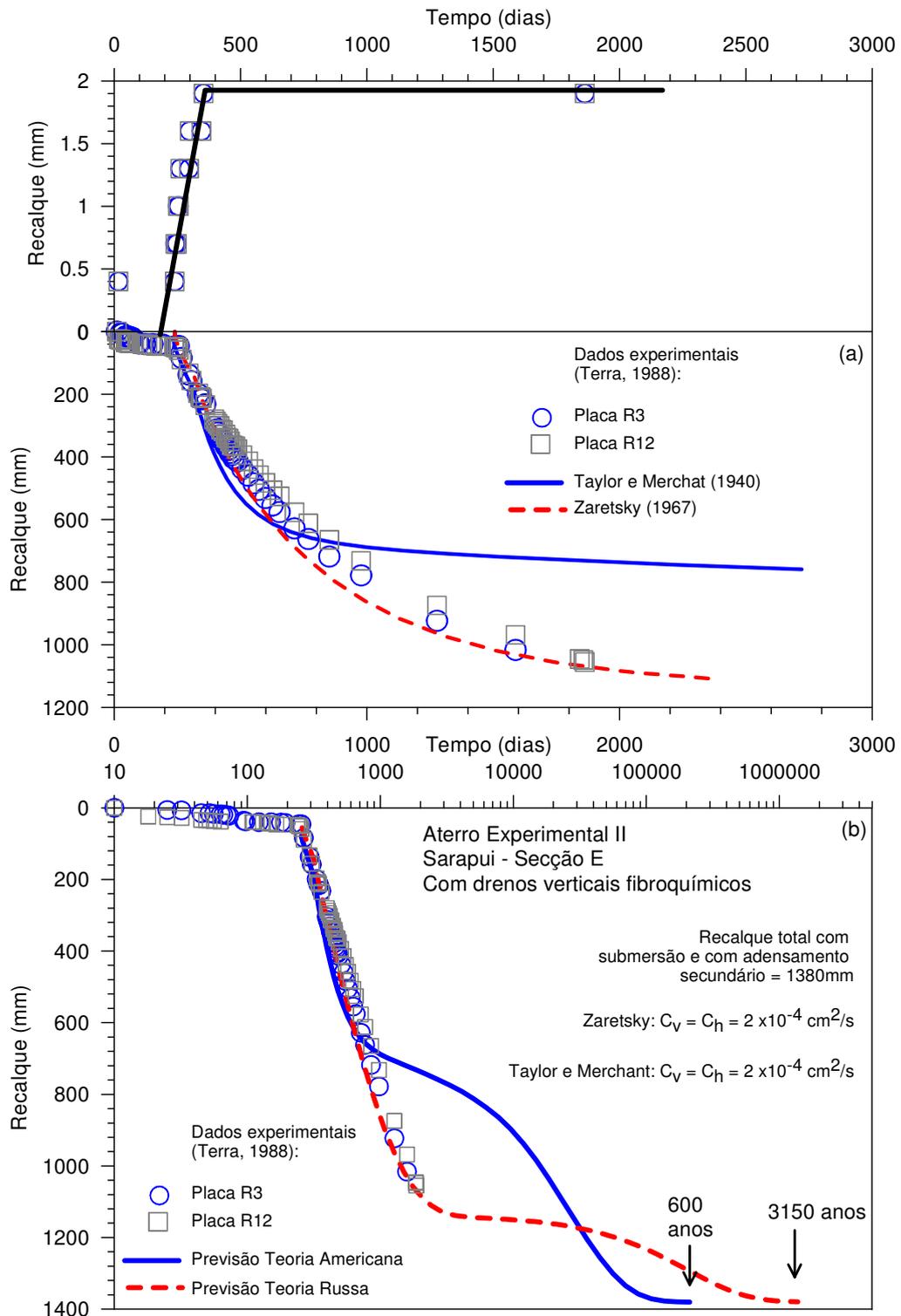


Figura 4.12 - Ajuste das curvas tempo-recalque teóricas e experimentais do Aterro Experimental de Sarapui II com drenos fibroquímicos (seções E).

Os valores dos coeficientes de adensamento adotados correspondem ao medidos por meio de ensaios de laboratório ($9,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$) e retroanalisado para os casos com drenos ($2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$). As curvas teóricas foram geradas com o modelos de ZARETSKY (1967) e estão desenhadas na Figura 4.13. Limitando o tempo até 5.000 dias, conforme se fez na Figura 4.13-a, parece que se obtêm curvas tradicionais em que os recalques finais são antecipados. Se não forem utilizados drenos, o recalque de 1 m seria atingido em 3.000 dias e o uso de drenos reduziria o tempo para 300 dias e, caso houvesse amolgamento e redução do coeficiente de adensamento, seriam necessários 1.400 dias.

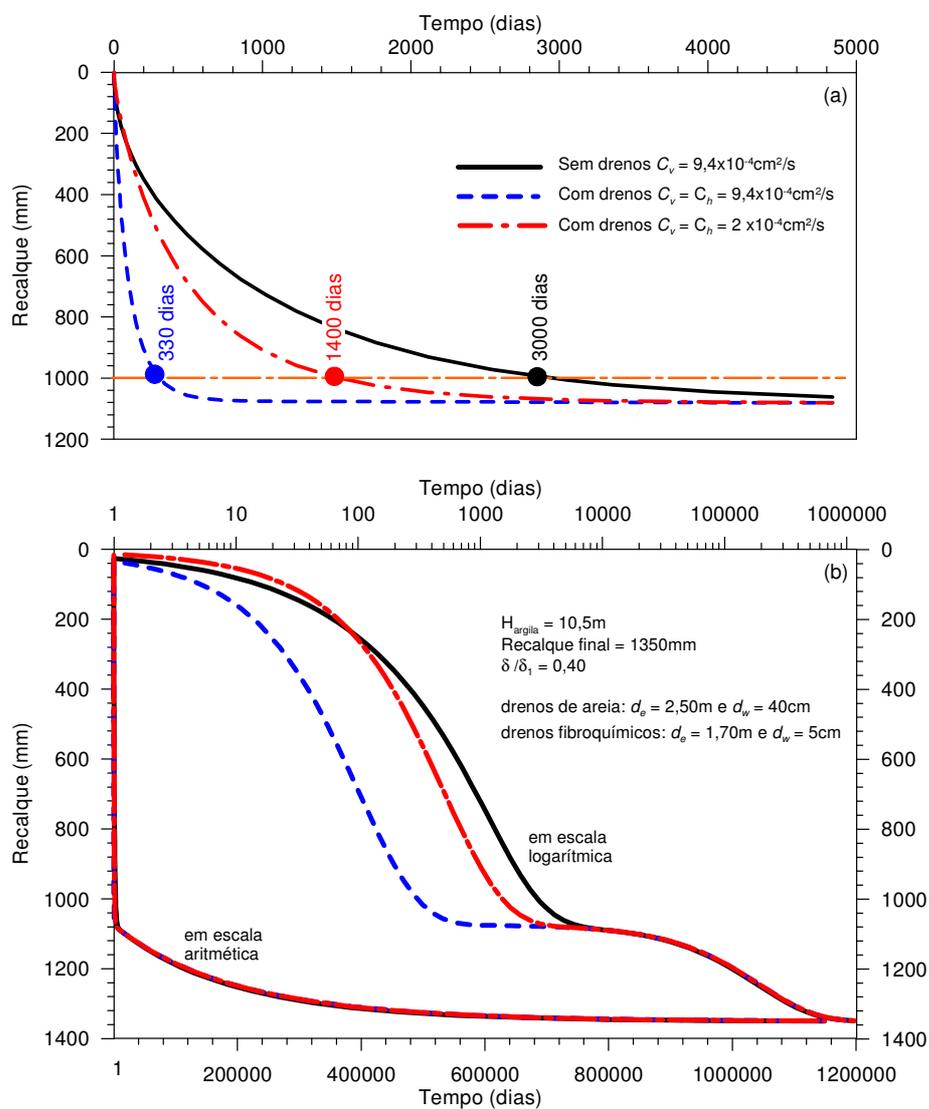


Figura 4.13 - Influência do uso de drenos verticais na antecipação dos recalques primários.

Por outro lado, se estender o tempo, conforme foi feito na Figura 4.13-b, pode-se tirar outras conclusões. Nessa figura foram usadas tanto escala logarítmica quanto aritmética, pois cada uma delas permite visualizar detalhes diferentes. Ao atingir 1.080mm de recalque, a contribuição do adensamento primário termina e os recalques são governados, predominantemente, pela fluência do solo e, por isso, as curvas convergem e tomam a mesma posição na curva tempo-recalque. É importante destacar que esse ponto não divide o adensamento primário do secundário. No modelo reológico adotado o adensamento secundário ocorre desde o início, porém torna-se mais evidente nesse instante.

A escala logarítmica induz uma falsa impressão que a velocidade de recalque aumenta a partir de 100.000 dias, porém, é uma característica da escala, pois se a mesma curva for vista em escala aritmética, fica claro que as velocidades decrescem com o tempo, o que está de acordo com as observações de TEIXEIRA (1994) e MASSAD (2009). Caso o modelo reológico usado represente o real comportamento do solo, há um recalque final e um tempo correspondente. Uma vez aceitando essas hipóteses fica invalidada a proposta de LADD (1970) e MESRI & GODLEWSKI (1977) de calcular os recalques secundários com C_{α} .

O uso dos drenos verticais antecipa apenas o adensamento primário, porém o efeito do amolgamento reduz a eficiência e pode invalidar a sua utilização. As comparações mostradas na Figura 4.13 consideraram que as três curvas têm o mesmo recalque final, mas se poderia especular que os recalques de solos amolgados são maiores que solos intactos e, por outro lado, também as colunas de areia poderiam ser consideradas uma espécie de substituição parcial (sem com isso considerar que as colunas absorveriam nenhuma carga), pois parte do volume do subsolo (areia) é menos compressível.

Os estudos realizados para aterro experimental de Sarapui mostraram que o modelo reológico adaptado nessa tese consegue prever ou se ajustar aos dados experimentais. Entretanto, as conclusões de longo prazo ficam prejudicadas por falta de dados experimentais.

Obviamente que a extrapolação realizada para milhares de anos não tem aplicação prática, porém ajuda a entender o comportamento. Por isso, o autor dessa tese se sente confortável em fazê-la, porque não viverá o suficiente para saber quanto errou ao final de milhares de anos. CASAGRANDE & POULOS (1969) estudaram vários casos de aterros com uso de drenos verticais com dados de instrumentação por algumas décadas, dois deles estão apresentados nas Figuras 4.14 (Aterro do Napa River) e 4.15 (aterro da Loughheed Highway). Os casos relatados por CASAGRANDE & POULOS (1969) apresentaram curvas tempo-recalque com formas muito parecidas com as geradas pelo modelo. Porém, não há detalhes suficientes para realizar as

provisões. Se as curvas apresentadas na Figura 4.13-b fossem limitadas há 10.000 dias, o resultado seria ainda mais parecido, mantidas às devidas proporções referentes a diferenças de cada obra.

Analisando as curvas tempo-recalque apresentadas na Figura 4.14, pode-se perceber a influência da relação entre os recalques primário e total. A curva (a) tem o recalque comandado pelo adensamento primário e a contribuição do adensamento secundário aumenta nos casos (b) e (c). Essa proporção depende das características do solo e também da obra (carregamento principalmente).

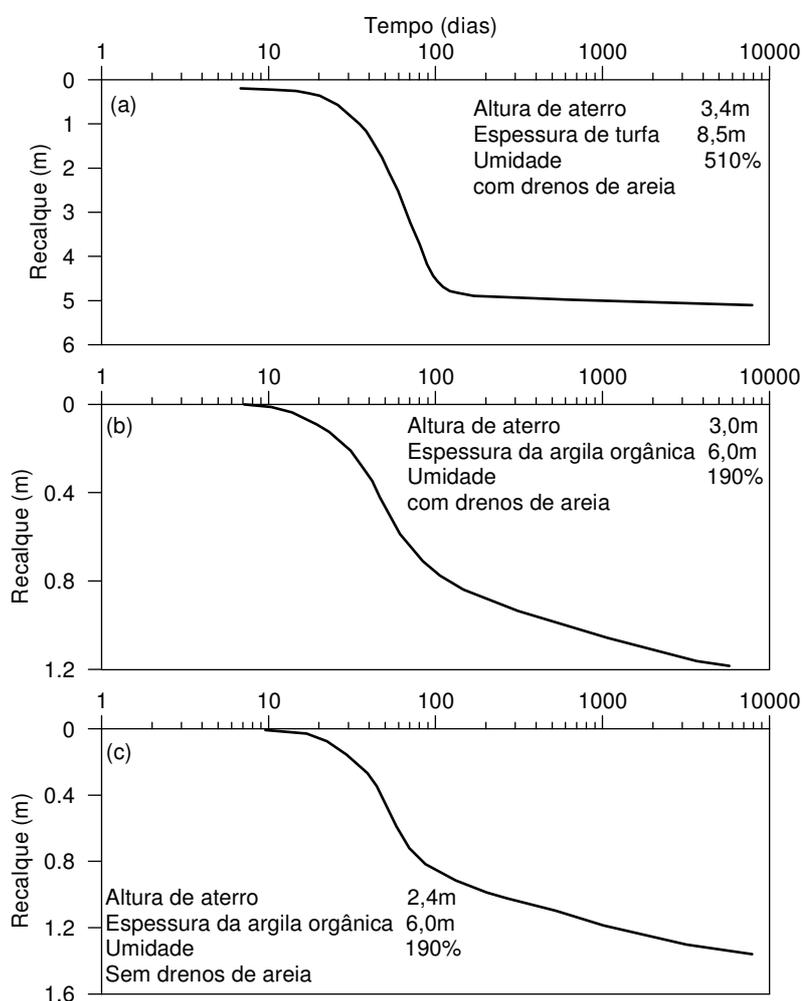


Figura 4.14 - Curvas Tempo-recalque de aterros sobre solos moles do Napa River apresentadas por CASAGRANDE & POULOS (1969).

Na Figura 4.15 estão mostradas curvas tempo-recalque de dois aterros, um com drenos de areia e outro sem. Pode-se observar uma pequena redução inicial do tempo de adensamento para

mesmo valor de recalque, mas depois as curvas são praticamente coincidentes. Por exemplo, para um recalque de 75 cm o aterro sem drenos precisou de 250 dias e a utilização de drenos reduziu esse tempo para 150 dias. A partir de 1.000 dias as curvas praticamente são coincidentes. Essa constatação de CASAGRANDE & POULOS (1969) pode ser explicada e prevista pela teoria apresentada.

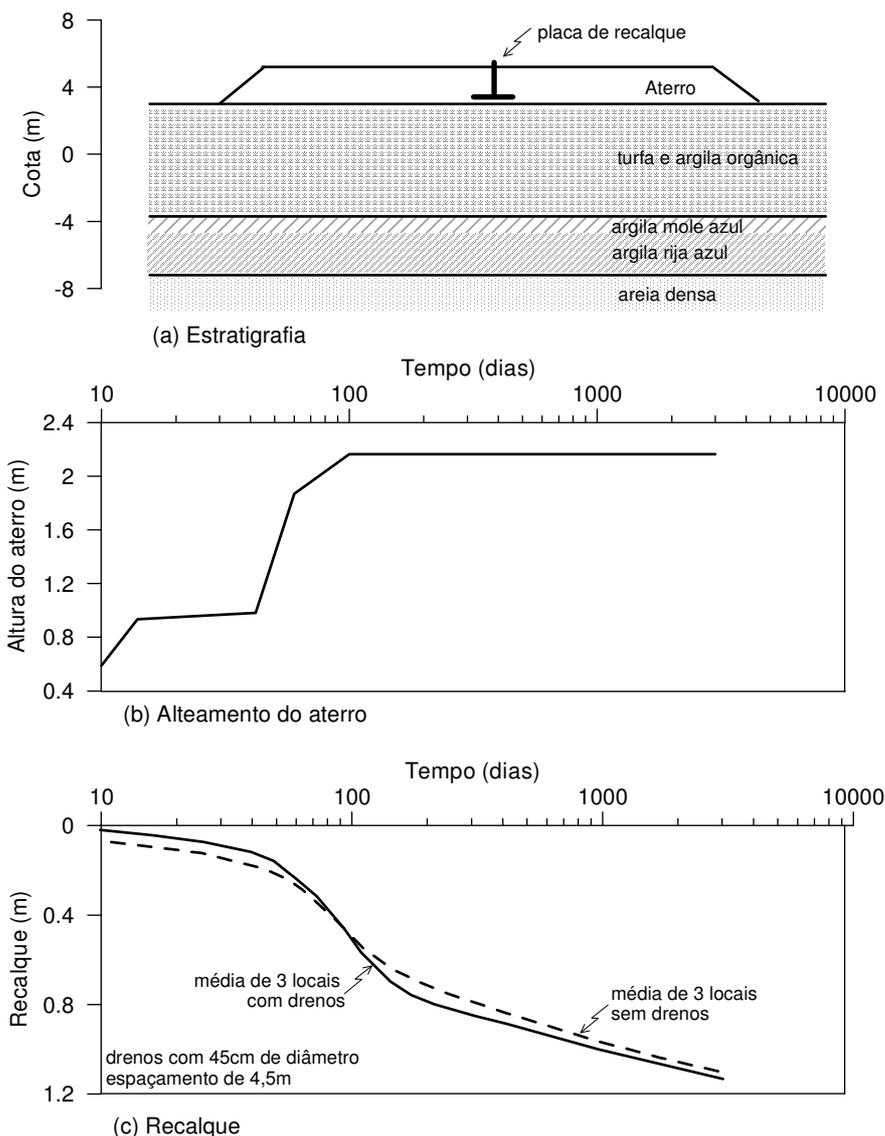


Figura 4.15 - Curvas Tempo-recalque de aterros sobre solos moles da Lougheed Highway, apresentadas por CASAGRANDE & POULOS (1969).

O estudo apresentado teve foco maior em aterros com drenos de areia, pois foram os dados encontrados na literatura. Existem vários outros aterros instrumentados, alguns muito

conhecidos, como a caso de Alemoa (PACHECO SILVA, 1953) e dos aterros da Rodovia dos Imigrantes (PINTO & MASSAD, 1978), que também apresentaram curvas tempo-recalque e drenos de areia, porém, o tempo de monitoramento se limitou a menos de um ano, o que é suficiente para a verificação do desempenho das obras, porém não permite observar os efeitos da fluência.

4.2 Aterro Experimental do SENAC

Há alguns anos o uso de drenos pré-fabricados ou simplesmente PVD (drenos verticais pré-fabricados) é prática comum em obras em solos moles. Os PVD são relativamente rápidos para serem instalados, quando a camada de solo mole não é excessivamente profunda e não há camadas de areia resistente na superfície ou lentes de areia.

Conforme foi descrito no item anterior, a eficiência dos drenos de areia cai muito devido à redução do coeficiente de permeabilidade do solo decorrente do amolgamento. No artigo de CASAGRANDE & POULOS (19869) fica subentendido que os autores sugerem que não é uma boa solução de engenharia. Da mesma forma os dados de TERRA (1988) mostraram a mesma situação para um caso no Rio de Janeiro.

ALMEIDA ET AL (2000) realizaram um Aterro Experimental com PVD na Barra da Tijuca-RJ e que será designada por Aterro do SENAC. Quando essa obra foi executada, a utilização dos PVD já estava bem consolidada no mercado, por isso, o processo executivo deve ter minimizado os efeitos do amolgamento. O aterro do SENAC foi monitorado por 1.400 dias. A pensar de não ser um tempo tão longo, não se encontrou outra obra com dados de instrumentação de longa duração. Também não há estudo similar ao de CASAGRANDE & POULOS (1969) para aterros com PDV e seria importante para a prática da engenharia.

A argila da Barra da Tijuca tem características muito diferentes dos demais solos da cidade do Rio de Janeiro, pois se trata de uma argila ultra mole, podendo apresentar índices de vazios maiores que 10 ou umidades maiores que 500%.

A espessura da camada de argila do SENAC tem cerca de 12m e o perfil geotécnico pode ser dividido em três camadas distintas. Conforme pode se observar na Figura 4.16, onde se pode verificar a variação da umidade e dos limites de Atterberg com a profundidade. A camada superior pode tem umidades muito elevadas (entre 200% e 500%), a camada intermediária tem umidade entre 150% e 250% e na camada inferior o valor médio cai para 100%. A razão de sobreadensamento na camada superior é maior (entre 2 e 3) e tende a 1,5 com a profundidade

(Figura 4.17). Entretanto, a razão de sobreadensamento em um solo de tensões efetiva tão baixa não é muito precisa. O valor de $C_c/(1+e_0)$ médio vale 0,52 (Figura 4.17) e é maior que a média das argilas do Rio de Janeiro.

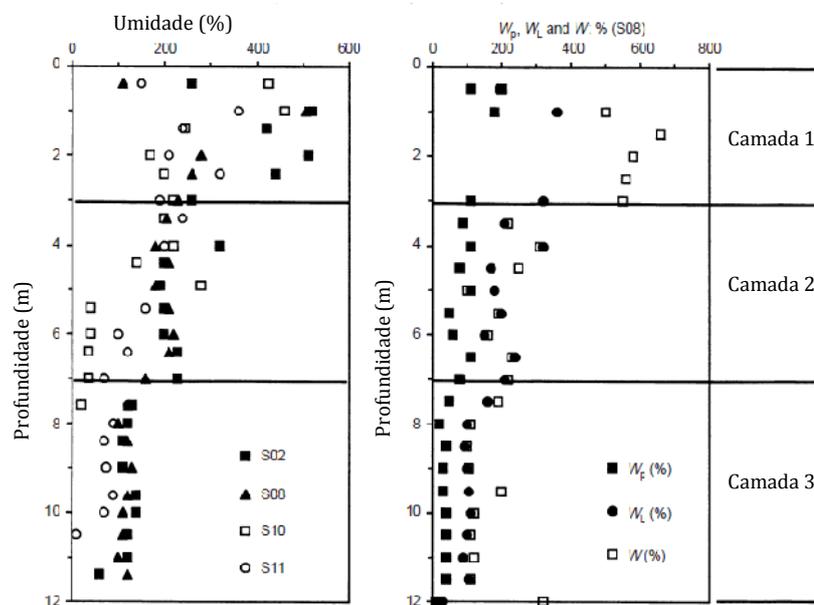


Figura 4.16 – Perfil de umidade e limites de consistência do solo do SENAC (ALMEIDA ET AL, 2000).

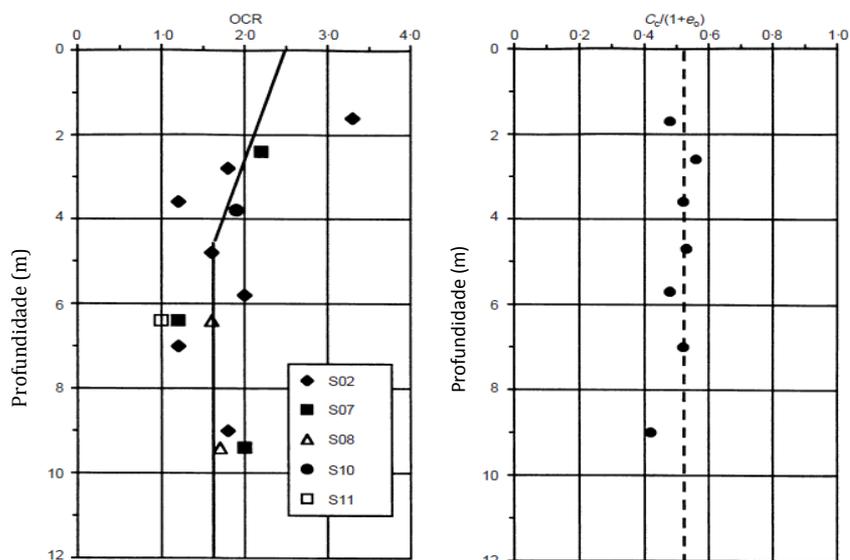


Figura 4.17 – Perfil da razão de sobreadensamento e de $C_c/(1+e_0)$ para argila do SENAC (ALMEIDA ET AL, 2000).

Um extenso estudo sobre o coeficiente de adensamento horizontal, para essa argila, foi feito por ALMEIDA ET AL (2000) e que envolveu ensaios de laboratório, dissipação do CPTU e retro-análise do aterro instrumentado pelo método de Asaoka, cujos resultados estão resumidos na Tabela 4.4.

Tabela 4. 4 - Resumo de valores de c_h (ALMEIDA ET AL (2000)).

| Métodos | Faixa de variação de C_h ($10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$) | c_h médio ($\times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$) |
|--|---|---|
| Asaoka: recalques de toda a camada | 3,7 a 10,5 | 6,8 |
| Piezocone | 2,4 a 20,9 | 8,2 |
| Adensamento edométrico especial (Coelho, 1997) e $\sigma'_v = 57 \text{ kPa}$ para $z = 9.0\text{m}$ | 3,6 a 10,2 | 5,0 |

O Aterro foi construído em com 90 cm de camada drenante e alteado até 2,8 m de altura e com a geometria mostrada na Figura 4.18. Os PVD foram instalados com malha triangular com espaçamento de 1,70m. Os dados necessários para prever o adensamento radial são:

$$d_e = 178,5 \text{ cm}$$

$$d_w = 6,6\text{cm}$$

$$F(n) = 0,94$$

Adotou-se $C_v = C_h = 5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$, referente ao valor médio obtido em laboratório.

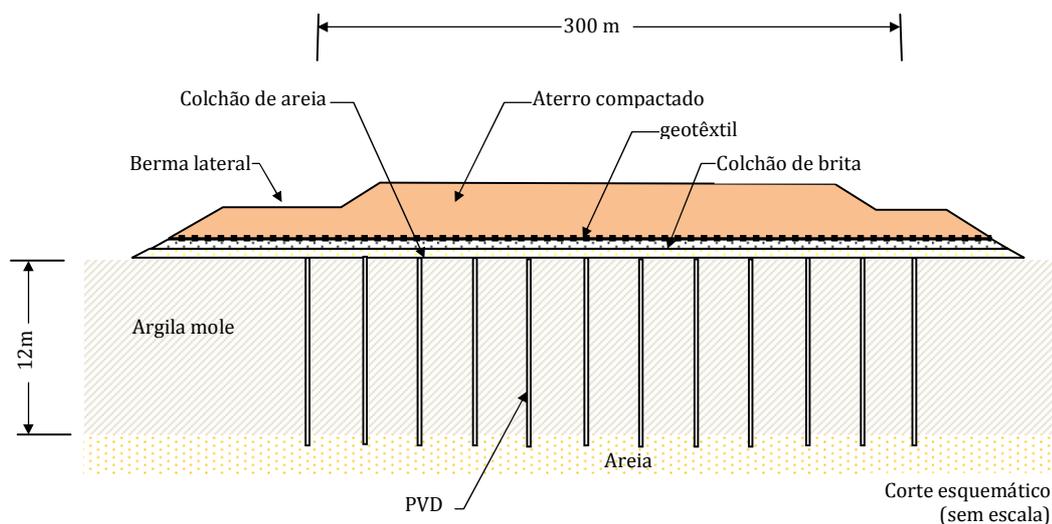


Figura 4.18 - Seção do Aterro Experimental do SENAC (ALMEIDA ET AL, 2000).

As argilas ultra moles não foram utilizadas nas correlações que determina a curva de compressão final, por isso, o valor do limite de liquidez está limitado até 150%. Dessa forma, não devem ser aplicados nesse caso. Alguns testes realizados indicam que esses solos não seguem a idealização proposta por SKEMPTON (1944 e 1969), provavelmente, deve estar relacionado com a história geológica e fatores físico-químicos. Uma complementação do banco de dados está sendo feita para reajustar as correlações para esse tipo de solo. Dessa forma, os cálculos do recalque final serão feitos exclusivamente pela curva normalizada, cujo procedimento de cálculo foi detalhado no item anterior. Foi considerado que o carregamento é crescente com o tempo na fase de construção e que ocorre submersão do aterro ao longo do tempo. Os recalques foram obtidos pela soma dos recalques parciais das três camadas distintas. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4. 5 - Parâmetros para cálculo e recalques para o Aterro do SENAC.

| Camadas | e_o | σ'_{vo} (kPa) | σ'_{vy} (kPa) | N_s | λ_s | Recalque (m) | | |
|---------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------|---------------|---------------|----------|
| | | | | | | Sem submersão | Com submersão | Primário |
| 0-3 | 7 | 4 | 8 | 10,2 | 1,50 | 1,44 | 1,35 | 1,07 |
| 3-7 | 4,5 | 13 | 20 | 7,9 | 0,97 | 1,20 | 1,15 | 0,80 |
| 7-12 | 2 | 24 | 36 | 4,3 | 0,43 | 0,73 | 0,70 | 0,44 |
| Soma | | | | | | 3,40 | 3,10 | 2,30 |

Obs.: as argilas ultra moles com umidades acima de 200% não foram incluídas no banco de dados nas abordagens I e II, por isso, não devem ser usadas nesse caso. O banco de dados está sendo atualizado para incorporar essas argilas.

O recalque sem submersão será 3,40 m e com submersão de 3,1 m e δ/δ_1 igual a 0,74 (2,3/3,1). Inesperadamente, o valor do recalque final calculado é maior que a altura do aterro. Se a metodologia usada estiver correta, em longo prazo, o aterro ira submergir completamente.

O modelo de ZARETSKY (1967) foi aplicado ao caso, com as modificações propostas, para incluir o adensamento radial. O parâmetro δ_l adotado foi de 5×10^{-9} . Como o carregamento na fase de construção não foi regular, adotaram-se duas rampas distintas, que estão indicadas na Figura 4.19-a, uma em linha cheia e outra tracejada.

A previsão da curva tempo-recalque no período monitorado está apresentada na Figura 4.19-b. Os dois carregamentos utilizados fornecem praticamente o mesmo resultado após o final da construção do aterro e a curva teórica se ajustou muito bem aos dados experimentais.

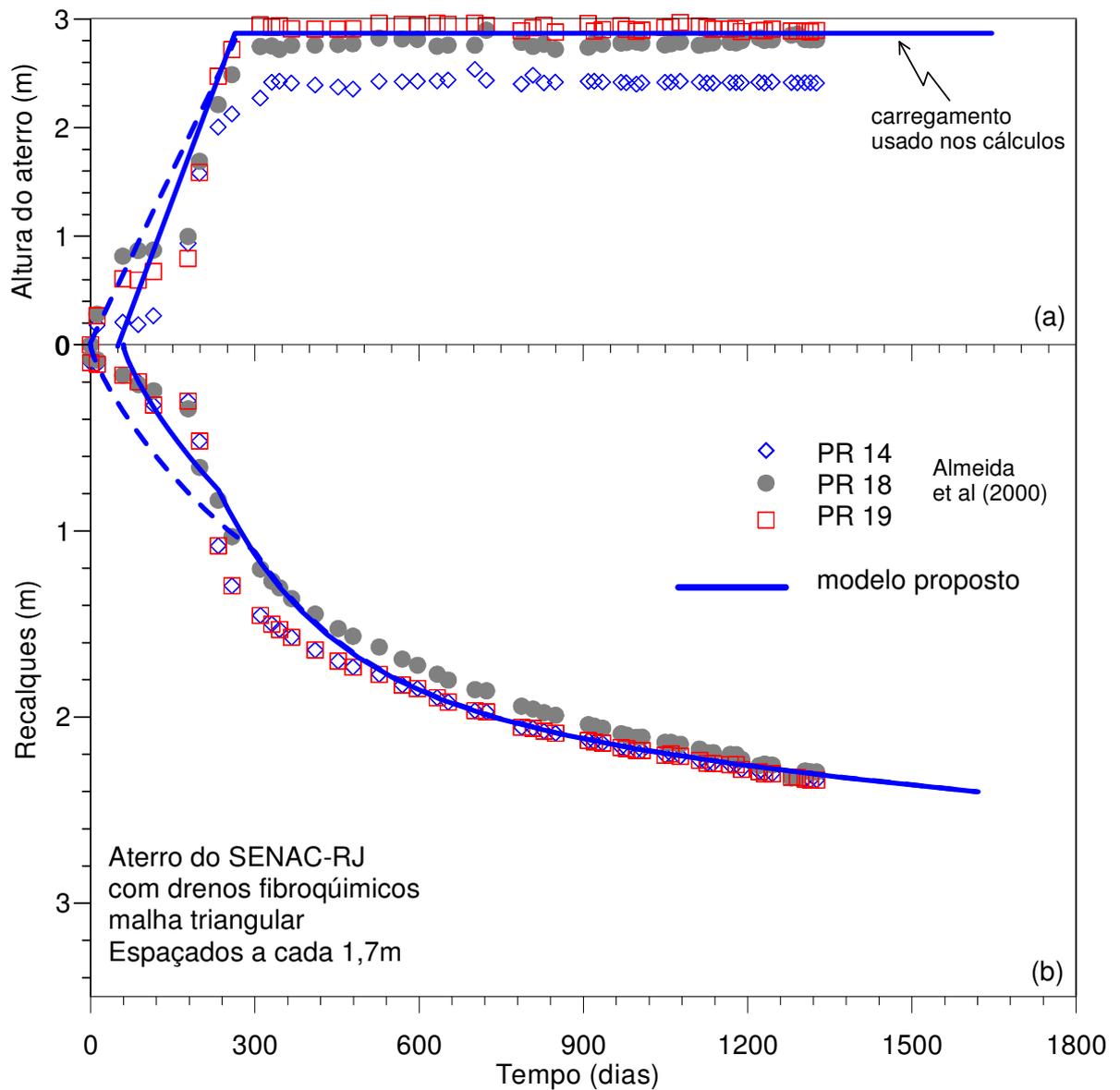


Figura 4.19 - Precisão da curva tempo-recalque do Aterro do SENAC.

Apesar do monitoramento ter sido realizado por quase quatro anos ainda não se pode afirmar qual será o tempo de estabilização. A velocidade média era de 13 cm/ano nas últimas leituras. O modelo prevê que 90% do adensamento primário teriam ocorrido com 450 dias e que na última leitura (1.440 dias) o adensamento primário já teria terminado. Entretanto, o modelo usado indica que o solo continua se deformando por fluência e isto pode ser constatado na Figura 4.20.

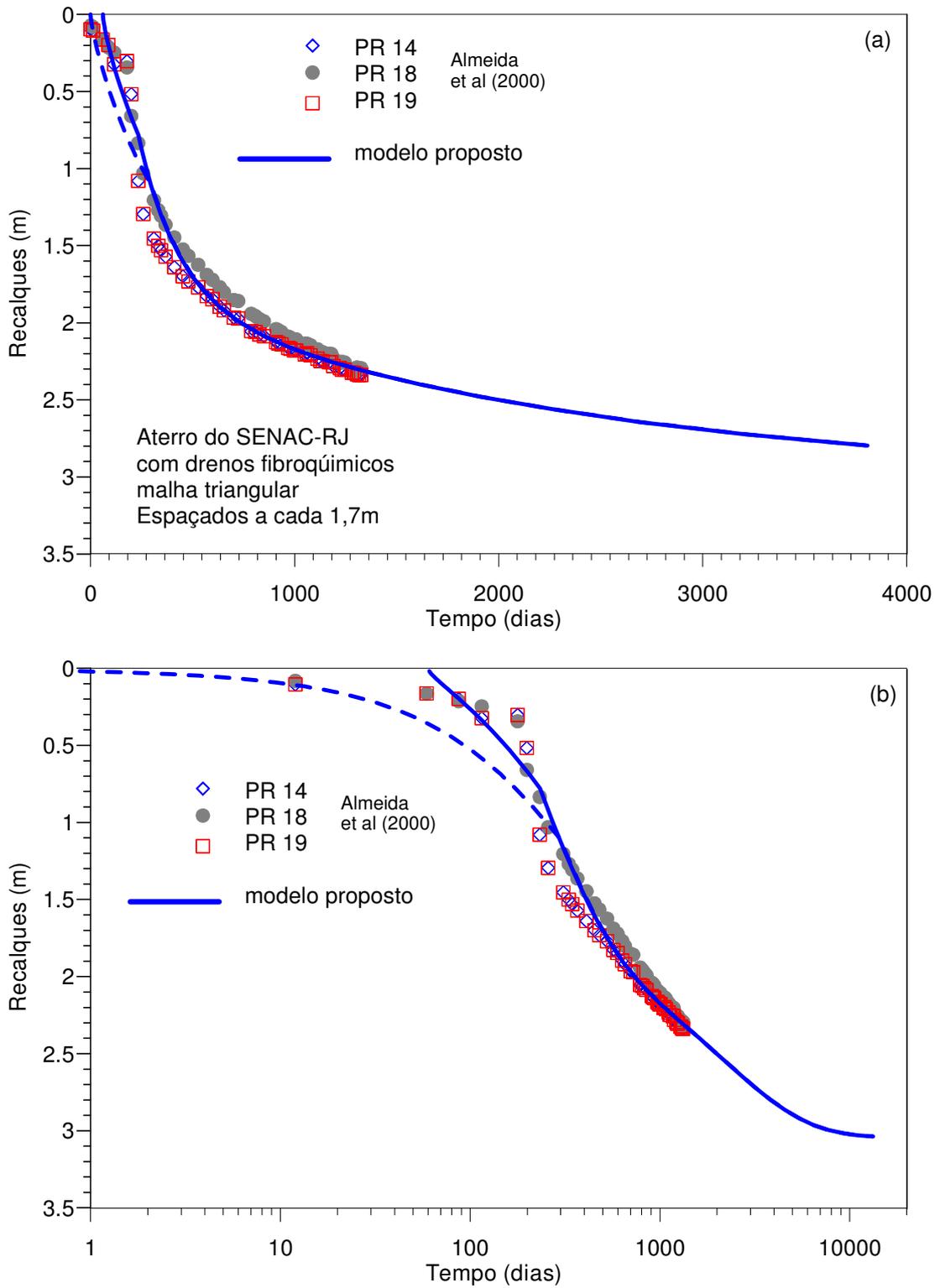


Figura 4.20 - Extrapolação da curva tempo-recalque teórica para o Aterro do SENAC.

A curva tempo-recalque foi extrapolada até 4.000 dias na Figura 4.20-a e se percebe que a pensar da velocidade ser decrescente, o aterro continua recalando de forma considerável. Fazendo uma extrapolação ainda maior e mudando a escala do tempo para logarítmica, o modelo indica que os recalques só começam a estabilizar após 25 anos.

Como o modelo adotado incorpora três contribuições: adensamento primário devido à drenagem vertical e horizontal mais o adensamento secundário, a análise do resultado não permite que se tenha sensibilidade da influência de cada parcela no processo. Por isso, foram geradas curvas teóricas, para o caso analisado para quatro condições:

- (a) drenagem vertical e somente adensamento primário;
- (b) drenagem vertical e horizontal combinada e somente adensamento primário;
- (c) drenagem vertical e com secundário;
- (d) drenagem vertical e horizontal combinada e com secundário.

O resultado está apresentado na Figura 4.21. Na Figura 4.21-a mostra as curvas dentro da faixa de tempo no qual o aterro foi monitorado. É visível a aceleração dos recalques promovida pelos PVD e outra constatação interessante é que as curvas de adensamento primário e secundário não são muito diferentes. Estendendo as curvas até um tempo, no qual as deformações se estabilizariam (Figura 4.21-b), fica mais clara a influência da compressão secundária. Caso não se tivesse usados os PVDs, a diferença entre as curvas com e sem adensamento secundário se diferenciariam logo após o fim da construção do aterro. Quando se utiliza os PVDs grande parte do recalque ocorre até o período construtivo e isso foi medido (Figura 4.19) em campo. A aceleração dos recalques primários faz com que grande parte das curvas tempo-recalque, considerando ou não o adensamento secundário, fiquem próximas. Porém, após 1.000 dias a diferença fica bem clara.

É importante destacar que nesse caso o valor do coeficiente de adensamento utilizado foi medido em laboratório e que as previsões foram boas sem necessidades de ajustes. Esse resultado indica que é possível realizar boas previsões com de tempo-recalque se: (a) não há amolgamento do solo, (b) o subsolo é homogêneo, ou seja, sem lentes de areia e (c) for usado um modelo que considera o adensamento secundário concomitante ao primário.

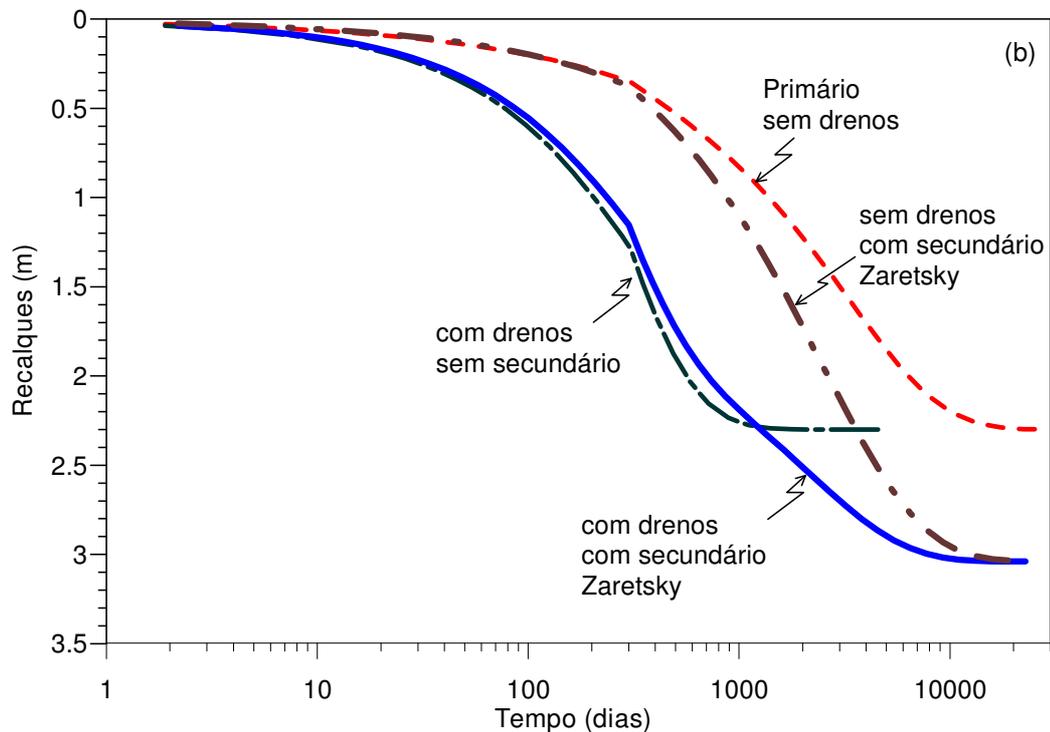
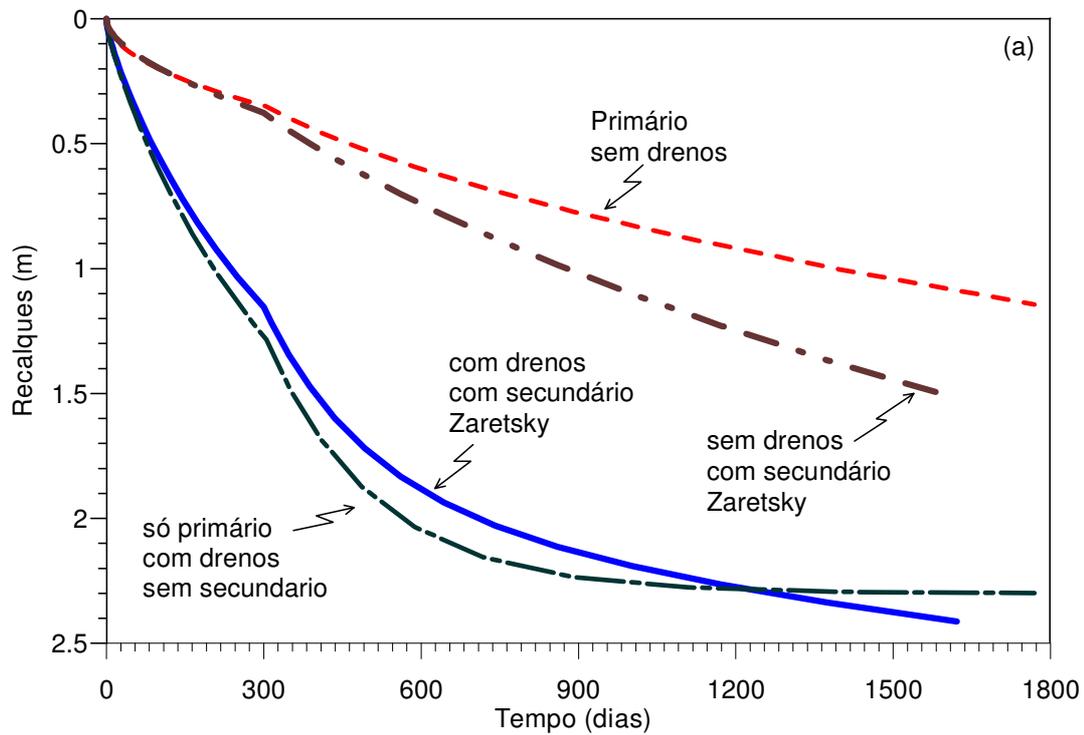


Figura 4.21 - Curvas tempo-recalque teóricas do Aterro do SENAC.

4.3 Aterros Experimentais de Lilla Mellösa e de Ska-Edeby

Os casos dos aterros de Sarapui e do SENAC são interessantes porque se pôde explorar o adensamento combinado. Porém, para validar o modelo usado é preciso dados de aterros instrumentados com tempo maior.

O Instituto Sueco de Geotecnia (SGI) mantém aterros experimentais construídos sobre solos moles e monitorados por décadas. Eles estão localizados em Lilla Mellösa e Ska-Edelby e os aterros serão designados pelas suas localizações. O relatório técnico do SGI, apresentado por LARSSON & MATTSSON (2003), reúne as informações que serão utilizadas nesse estudo. Os dois solos são semelhantes, sendo que em Lilla Mellösa a espessura de solo mole é de 14m, enquanto Ska-Edelby é de 12m. Nas Figuras 4.22 e 4.23 estão apresentados os perfis de umidade, limites de Atterberg e da história de tensões para as argilas de Lilla Mellösa e Ska-Edeby, respectivamente.

Os dois locais têm a umidade natural muito próxima do limite de liquidez e dois parâmetros reduzem com a profundidade. A tensão de pré-adensamento é bem maior que a tensão vertical efetiva na crosta superficial e depois essa diferença reduz com a profundidade. Em Lilla Mellösa a razão de sobreadensamento tende a ser constante com a profundidade e igual a 1,2 e em Ska-Edeby o solo é, praticamente, normalmente adensado. A argila de Ska-Edeby é bastante conhecida no meio geotécnico, porque foi muito estudada por HANSBO desde a década de 60.

O aterro de Lilla Mellösa foi construído com altura de 2,5m, com remoção dos 30 cm da camada natural orgânica. A aterro tem área quadrada de 30 m de lado, o taludes tem inclinação 1:1,5, foi construído em 25 dias e o com peso específico igual a 17kN/m³. Os instrumentos usados foram placas de recalques e piezômetros. LARSSON & MATTSSON (2003) apresentaram dados de 57anos de monitoramento.

Em Ska-Edeby, o aterro foi construído em 1957 com forma circular (35 m de diâmetro) e altura menor, 1,5 m, a inclinação do talude também foi de 1:1,5 e o peso específico é igual a 17,9 kN/m³. As instrumentações usadas também foram placas de recalque e piezômetros. Nos dois casos a drenagem é dupla e não foram instalados drenos verticais.

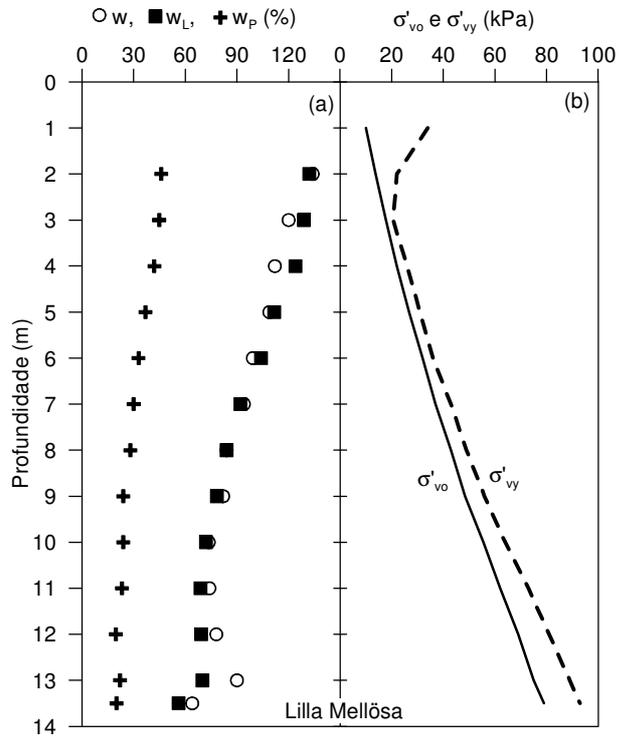


Figura 4.22 - Perfil geotécnico da argila de Lilla Mellösa (LARSSON & MATTSSON, 2003).

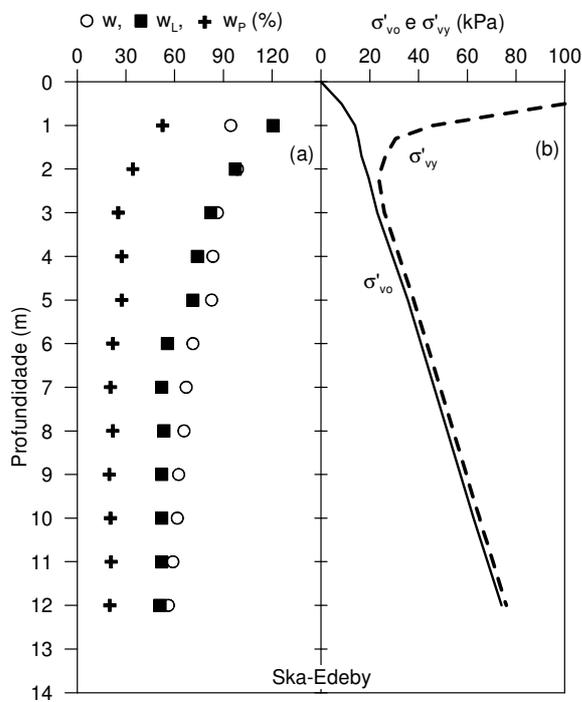


Figura 4.23 - Perfil geotécnico da argila de Ska-Edeby (LARSSON & MATTSSON, 2003).

As características necessárias e os recalques calculados estão listados na Tabela 4.6. Foram utilizados parâmetros médios e os recalques finais foram calculados pela abordagem III (curva normalizada).

Tabela 4. 6 - Propriedades e Recalques das Argilas de Lilla Mellösa e de Ska-Edeby

| Aterro | Espessura da argila (m) | e_o | σ'_{vo} (kPa) | σ'_{vy} (kPa) | N_s | λ_s | Recalque (m) | | | δ/δ_1 |
|---------------|-------------------------|-------|----------------------|----------------------|-------|-------------|---------------|---------------|----------|-------------------|
| | | | | | | | secundário | | Primário | |
| | | | | | | | Sem submersão | Com submersão | | |
| Lilla Mellösa | 14 | 2,45 | 32 | 36 | 5,0 | 0,52 | 2,97 | 2,23 | 0,91 | 0,41 |
| Ska-Edeby | 12 | 2,00 | 40 | 42 | 4,43 | 0,44 | 1,68 | 1,30 | 0,48 | 0,37 |

Será usado o modelo de ZARETSKY (1967) para estimar as curvas tempo-recalque desses aterros. Os valores de C_v não foram informados por LARSSON & MATTSSON (2003). Por isso, foi realizado ajuste de C_v e δ_1 para que houvesse melhor concordância das curvas tempo-recalque medidas e teóricas. Os resultados dos ajustes para os aterros de Lilla Mellösa e Ska-Edeby estão mostrados nas Figuras 4.24 e 4.25, respectivamente. Nos dois casos o ajuste foi excelente e os parâmetros que forneceram esses resultados são os listados na Tabela 4.7.

Tabela 4. 7 - Valores de C_v e δ_1 usados nos ajustes das curvas tempo-recalque dos aterros de Lilla Mellösa e Ska-Edeby.

| Aterro | C_v ($\times 10^{-4}$ cm ² /s) | δ_1 ($\times 10^{-10}$) |
|---------------|--|----------------------------------|
| Lilla Mellösa | 3 | 5 |
| Ska-Edeby | 2,5 | 3 |

As últimas leituras realizadas por LARSSON & MATTSSON (2003) registram velocidades de 2,1mm/ano e 8,3mm/ano para os aterros de Lilla Mellösa e Ska-Edeby, respectivamente. Ou seja, os recalques não estavam estabilizados. O modelo reológico de ZARETSKY (1967) conseguiu fazer bons ajustes para aterros monitorados e caso as hipóteses utilizadas estejam bem formuladas, seria até possível fazer previsões do desempenho dos aterros, conforme foram feitas

nas Figuras 4.24-b e 4.25-b. Nessa figuras foram indicados os recalques referentes a 100 e 200 nos.

Como a altura do aterro de Ska-Edeby (1,5 m) é bem menor que de Lilla Mellösa (2,5 m), a contribuição referente à parcela do adensamento secundário é maior e isso se reflete do tempo necessário para estabilizar os recalques. Na Figura 4.25-b pode se ver que o aterro de Ska-Edby ainda continua recalcando após 200 anos da sua execução.

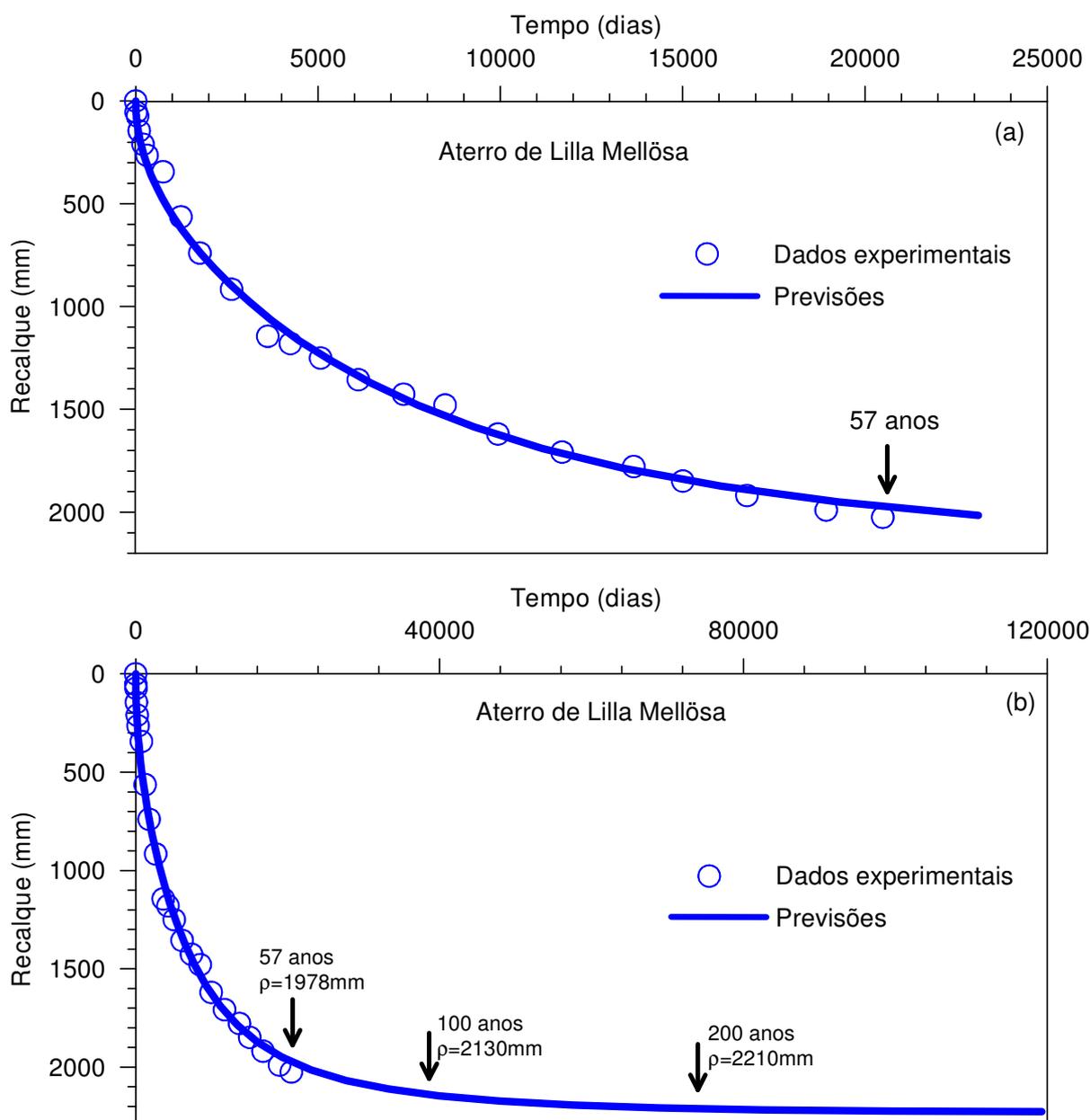


Figura 4.24 - Ajuste da curva tempo-recalque para o aterro de Lilla Mellösa.

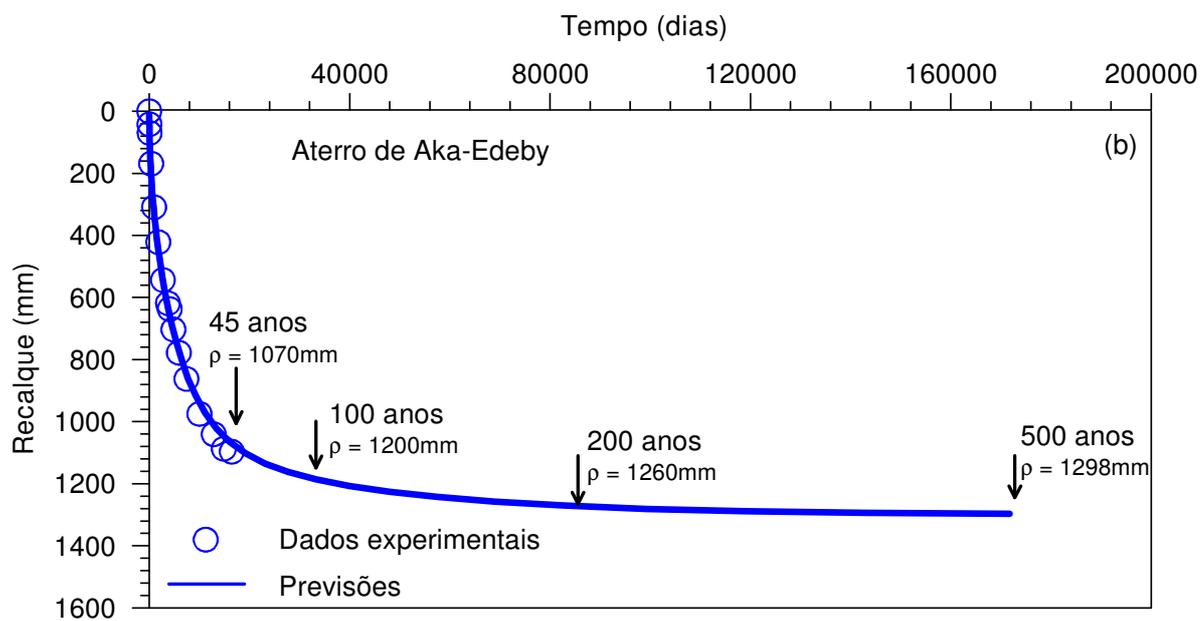
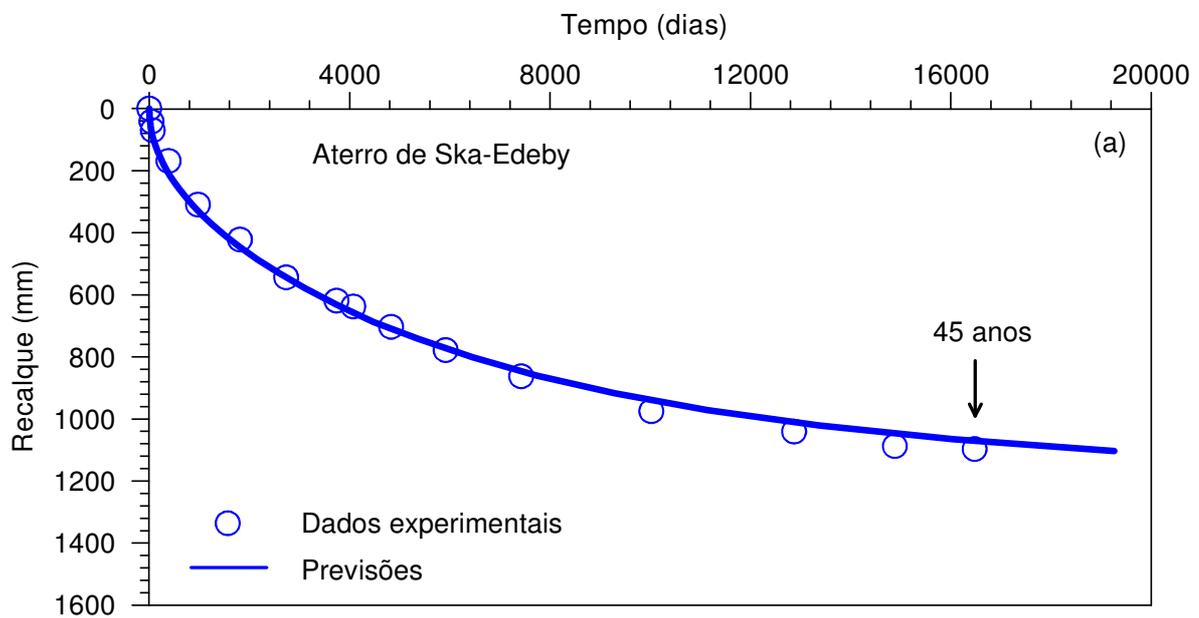


Figura 4.25 - Ajuste da curva tempo-recalque para o aterro de Ska-Edelby.

Para entender como ocorre a contribuição do adensamento primário e secundário, foram geradas curvas de grau de adensamento médio em função do tempo para os aterros de Lilla Mellösa (Figura 4.26-a) e Ska-Edeby (Figura 4.26-b).

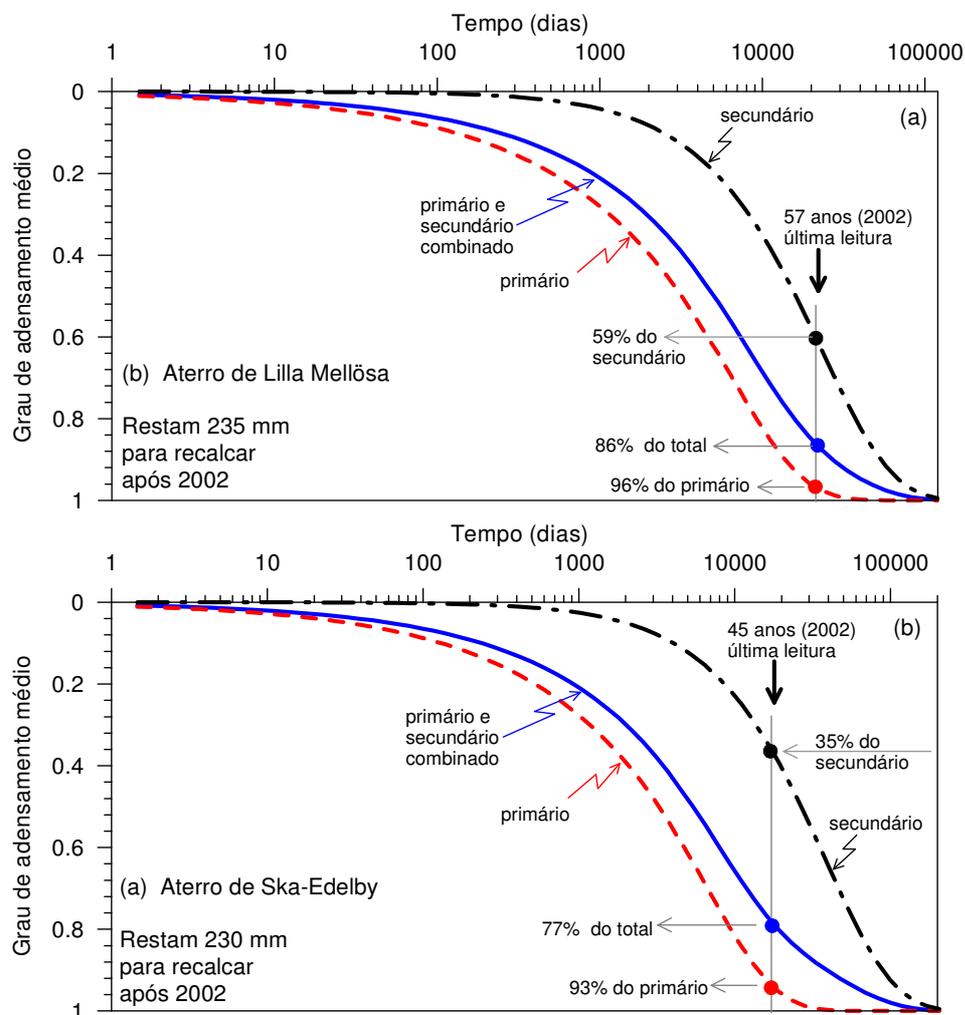


Figura 4.26 - Análises dos graus de adensamento médio dos aterros de (a) Lilla Mellösa e (b) Ska-Edeby.

A única curva no qual é possível associar o grau de adensamento com os recalques é a que resulta da combinação da curva primária com a secundária, mas é possível utilizar os demais para entender o comportamento dos aterros. O adensamento primário se desenvolve muito lentamente e, mesmo após 57 anos (para o aterro de Lilla Mellösa) e 45 anos (para o de Ska-Edlby), ainda há contribuição da parcela primária nos recalques. Na Figura 4.26 estão indicadas as datas das últimas leituras e os valores correspondentes dos graus de adensamento médio para

cada um dos aterros. Em ambos o grau de adensamento médio referente ao adensamento primário já ultrapassa 90%, porém, no aterro de Ska-Edebu, a parcela de fluência restante é maior que em Lilla Mellösa.

4.4 Uso de PVD e Sobrecarga para Acelerar e Reduzir os Recalques por Adensamento (Primário + Secundário)

O conceito de utilizar sobrecarga ou sobrecarga com PVD tem objetivo de acelerar os recalques. Conforme mostrado anteriormente, o uso de drenos verticais realmente antecipam os recalques primários, porém, o solo pode continuar recalando em função dos recalques secundários.

Após realizar os estudos dos modelos reológicos e aplicá-los em alguns casos práticos é possível reinterpretar o conceito do uso de drenos associados à sobrecarga para acelerar recalques. Apresenta-se na Figura 4.28 um exemplo idealizado de aceleração dos recalques da forma tradicional, cujo objetivo é antecipar o valor absoluto do recalque primário. Para isso, é utilizado sobrecarga (ou sobrecarga com PVD). A curva tempo-recalque (II), sem aceleração, é gerada pela teoria de Terzaghi e estabilizaria em tempo t_{ii} . A técnica consiste em aplicar uma sobrecarga (associada ou não com PDV), tal que o tempo para que o recalque previsto para a curva (II) ocorra num tempo menor (t_i). Se os recalques ocorressem exclusivamente por adensamento primário, ao retirar a sobrecarga no tempo t_i , ocorreria a estabilização dos recalques, inclusive com uma pequena expansão.

Utilizando os conceitos e os resultados que o modelo reológico usado nessa tese é possível reavaliar esse comportamento incluindo o efeito do adensamento secundário. Caso não fosse utilizado sobrecarga, a curva (II) não deve se estabilizar no tempo t_{ii} , mas sim continuar recalando pela curva (III). E no caso da curva com aceleração dos recalques (I), nem mesmo o adensamento primário estaria, necessariamente, finalizado quando a sobrecarga for removida no tempo t_i . A consequência desse procedimento pode ser a continuidade dos recalques principalmente pelo adensamento secundário, conforme está indicado pela curva (III) da Figura 4.27-a. A magnitude dos recalques remanescentes depende da relação entre os recalques primário e final, quanto menor essa relação maior será a contribuição da parcela de fluência e, conseqüentemente, dos recalques pós-construção.

É possível visualizar essa mesma situação na forma de curvas de compressão, segundo proposta de BJERRUM (1972), e para o caso em questão, foi adaptada na Figura 4.27-b. A forma

da curva (III) após a retirada da sobrecarga depende do valor da própria sobrecarga (ou $\Delta\sigma/\sigma_{vf}$), das características do solo e do tempo em que a sobrecarga foi mantida. Pode haver uma espécie de patamar com retardo dos recalques secundários ou não.

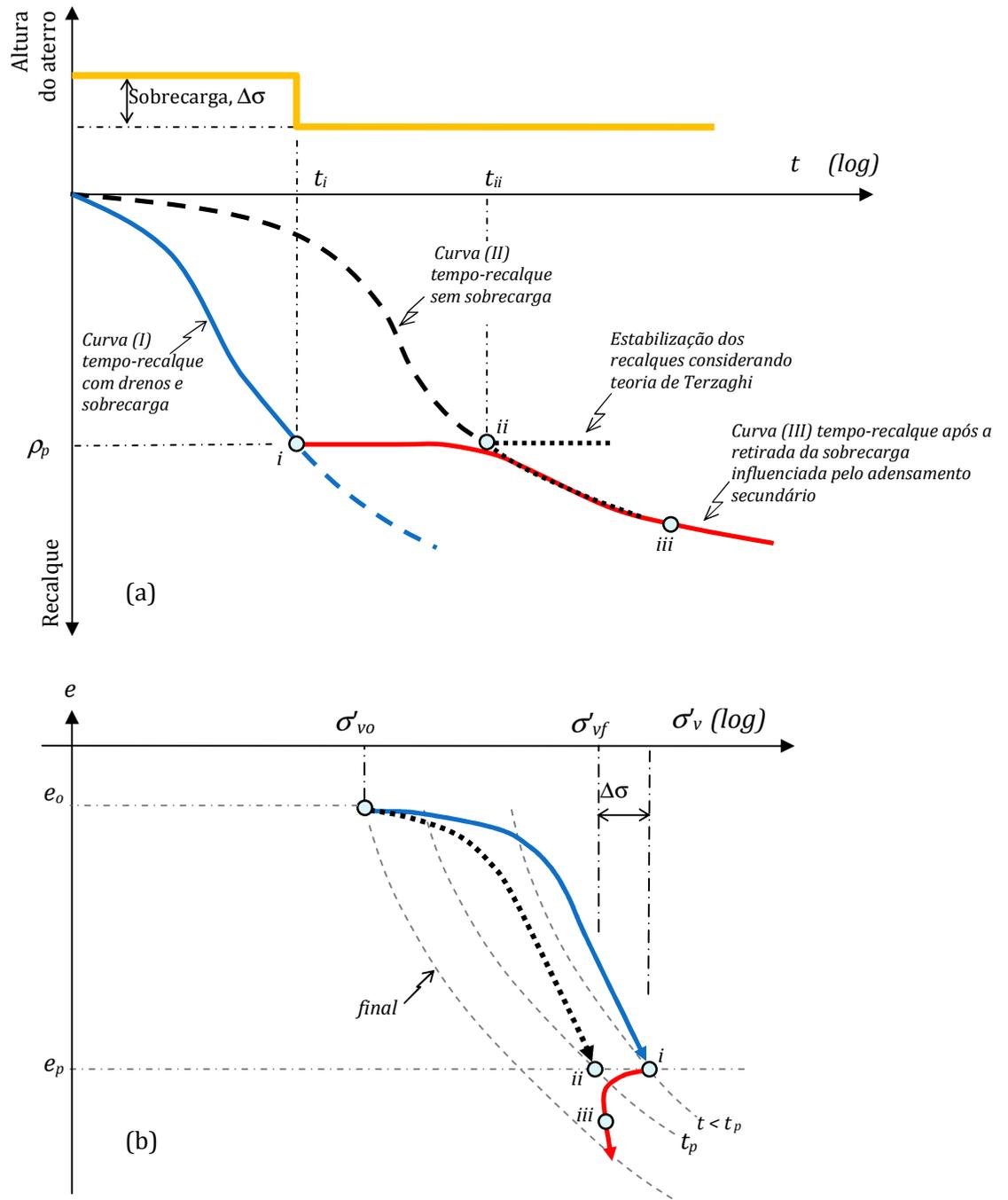


Figura 4.27 - Interpretação da técnica tradicional do uso de sobrecarga e drenos verticais para aceleração dos recalques.

Não se pode generalizar o uso de sobrecarga ou sobrecarga mais PVD não eliminam deformações futuras, porém, há possibilidade teórica e que foi confirmada em laboratório por FEIJÓ (1993). Em equipamento convencional de adensamento edométrico, FEIJÓ (1993) realizou vários ensaios na argila de Sarapui com longa duração. Os corpos de prova eram carregados (pela curva de compressão primária) até certo nível de tensão e descarregado sempre para 100 kPa, gerando diferentes valores de OCR, em seguida se monitorou as deformações. As amostras com valores muito elevados de OCR somente expandiram. Porém, com OCR de 2 o solo expandiu até 1 hora e depois voltou a comprimir após 1 dia, mas não chegou a causar recalques significativos conforme pode-se ver na Figura 4.28. Com OCR de 1,5 o corpo de prova volta a recalcar após 1 dia de ensaio e pós duas semanas os recalques voltam a ser significativos (variação de índice de vazios negativo). O resultado do ensaio de laboratório não pode ser extrapolado diretamente para obras, mas registra a possibilidade de que o mesmo fenômeno ocorra em campo.

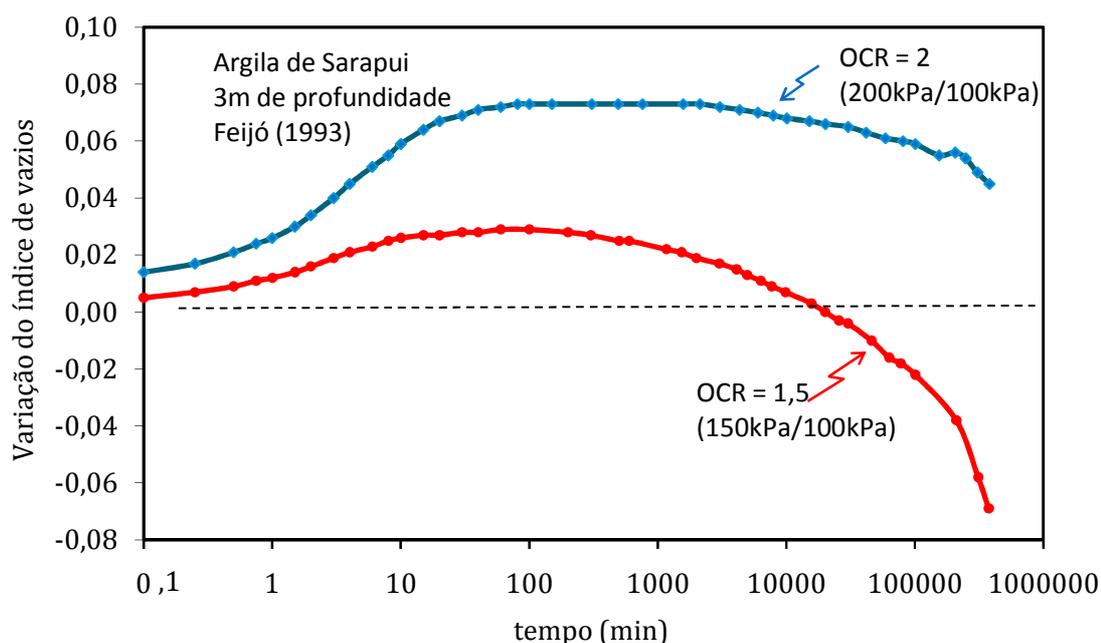


Figura 4.28 - Curva tempo-variação de índice de vazios após o descarregamento ao final do primário (FEIJÓ, 1993).

O modelo reológico de ZARETSKY (1967), com as modificações propostas para se definir o recalque final e incorporar o adensamento radial, pode ser usado também para planejar como se

pode usar sobrecarga com PVD para acelerar recalques e minimizar os recalques secundários. O uso de sobrecarga sem levar em conta a fluência, pode apresentar recalques futuros indesejáveis.

Propõe-se que o planejamento do uso de sobrecarga associada com PVD seja feita com base na condição de utilização da obra. Isso pode ser feito de duas formas: (a) impondo que todo recalque secundário seja eliminado, e (b) limitando o recalque ou o tempo de manifestação do recalque secundário para um tempo de vida útil da obra (t_{vu}). A idealização dessa proposta está apresentada na Figura 4.29. A opção (a) é a mais efetiva, porém não é necessário reduzir recalques que se desenvolveram em centenas a milhares de anos. Se essa for a opção basta definir uma sobrecarga que forneça o recalque final no tempo desejado, ou seja, o procedimento é idêntico ao do caso convencional, exceto pelo cálculo do recalque final.

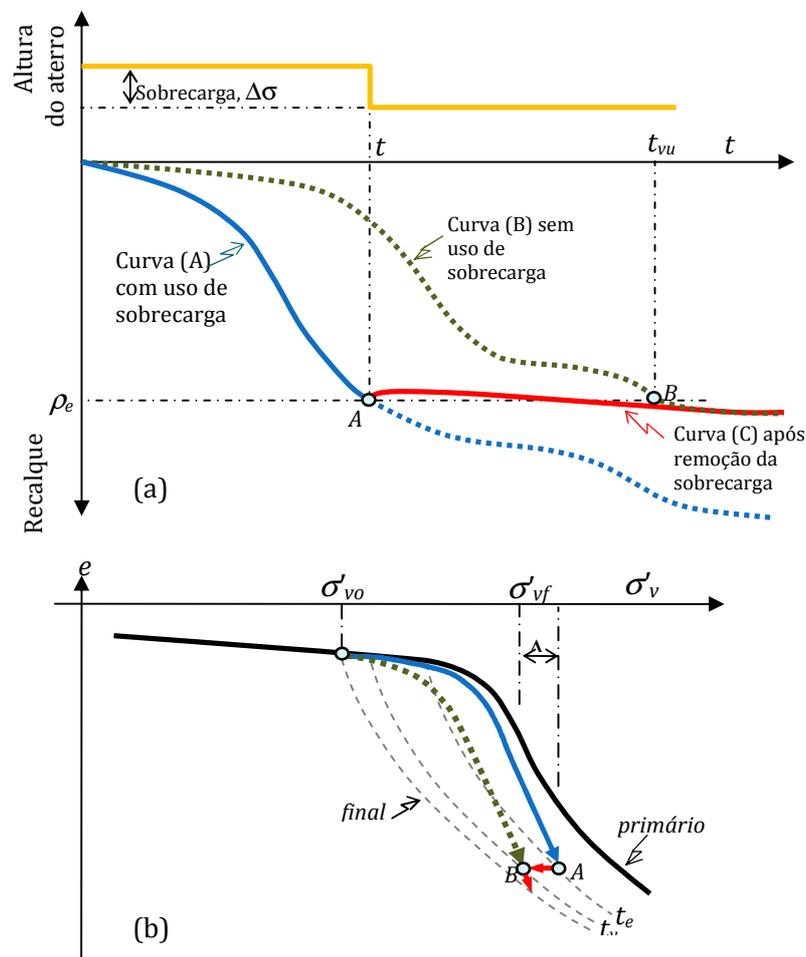


Figura 4.29 - Reinterpretação do uso de sobrecarga associado (com ou sem drenos verticais) para acelerar recalques primários e reduzir recalques secundários.

Se a opção é definir um tempo de vida útil (ou recalque remanescente admissível), é preciso utilizar um modelo reológico que contemple adensamento e fluência, como o modelo de ZARETSKY (1967), usado nessa tese. Dessa forma, será possível prever qual será o recalque (ρ_e) referente ao tempo de vida útil (t_{vu}) da obra (ponto B da Figura 4.29-a). Basta agora definir qual o tempo t_e e a sobrecarga que promova o recalque de estabilização, ρ_e .

Esse comportamento pode ser interpretado através das curvas de compressão para diferentes tempos, como propôs BJERRUM (1972) e esse cenário está ilustrado na Figura 4.29-b. O uso da sobrecarga promove uma redução do índice de vazios (ponto A da Figura 4.29-b), indicado na curva de compressão correspondente a um tempo menor t_e , quando a sobrecarga é removida a curva de compressão passa a ser do tempo de vida útil, t_{vu} . O recalque remanescente deve ser compatível com o estado limite de utilização da obra.

A pesar de pouco usual esse procedimento é fundamental na maioria das obras de engenharia, pois não ninguém espera conviver com recalques significativos pós-contrução.

5. ATERROS REFORÇADOS SOBRE SOLOS MOLES

A ocupação das regiões de baixada, mangue ou depósitos de solos moles em geral, exige a construção de aterro para regularização do terreno e elevação da cota. Aterro sobre solo mole é um tema clássico de obras de terra e muito se sabe sobre o assunto. Grande parte do conhecimento atual foi obtido por meio de aterros experimentais, alguns deles foram levados à ruptura e outros foram monitorados para estudar a evolução dos recalques.

O estágio de conhecimento da Mecânica dos Solos permite definir bem os parâmetros de resistência e compressibilidade dos solos. Assim, a definição da altura máxima do aterro é tarefa simples, porém, não se pode dizer o mesmo sobre os recalques, conforme já discutido anteriormente.

Existem várias técnicas de se construir obras sobre solos moles, alguns deles foram organizados por LEROUÉIL (1997) e estão compilados na Figura 5.1.

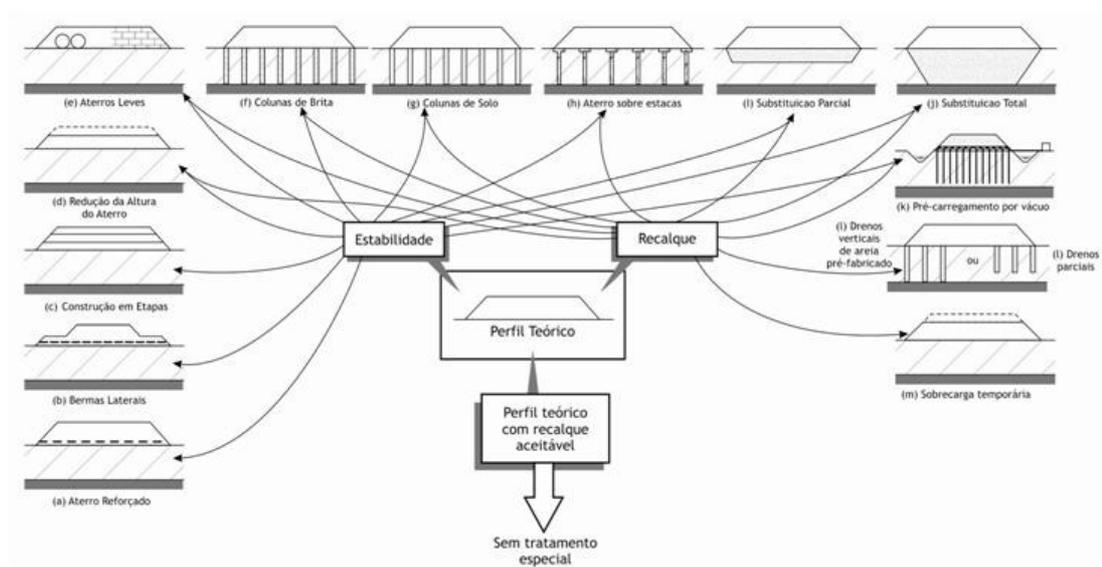


Figura 5.1 - Métodos construtivos de aterros sobre solos moles (LEROUÉIL, 1997).

Nesta tese não tem intenção de descrever, discutir ou comparar resultados com diferentes técnicas de tratamento de solo mole. O estudo desse capítulo será focado na estabilidade de aterros sobre solos moles com uso de reforço de geossintético na base.

Na década de 60 e 70 foram realizados vários estudos em todo mundo com enfoque no estudo de estabilidade de aterros sobre solos moles. Vários resultados internacionais foram divulgados no “Performance of Earth and Earth-Supported Structures” da ASCE em 1972. Alguns anos depois, foram construídos alguns aterros experimentais no Brasil e levados à ruptura, tais como de Sarapuí (ORTIGÃO, 1980) e Juturnaíba COUTINHO (1986). Outros aterros de obras bem instrumentadas e que romperam foram incorporados ao conhecimento sobre a estabilidade dos solos moles, tais como de Gramacho-RJ (PINTO, 1992), da Baixada Santista (MASSAD, 1999), de Recife (COUTINHO E BELLO (2010). Esses estudos confirmaram a necessidade de se aplicar a correção de BJERRUM sobre a resistência não-drenada para os solos moles brasileiros. A forma de se analisar estabilidade de aterros sobre solos moles também está consolidada e se pode fazê-la de forma bastante simples com uso de programas de computador. Por isso, nessa tese não será dado enfoque aos estudos sobre resistência não drenada e estabilidade de aterros sobre solos moles.

A necessidade de acelerar a execução das obras ou aplicação de cargas maiores sobre solos moles se depara com o limite imposto pela ruptura devido à baixa resistência não drenada dos solos moles. Por isso, tem sido comum incorporar reforços na base do aterro. Para se projetar os aterros reforçados sobre solos moles, tem se buscado as mesmas soluções de análise de estabilidade utilizadas em aterros convencionais. O método de LOW ET AL (1990) é um dos mais conhecidos e se trata de um método de equilíbrio limite com incorporação da força do reforço no momento resistente. A maioria dos programas comerciais permite que seja introduzida uma força adicional na base do reforço e assim definir o fator de segurança do aterro reforçado.

No Brasil, a tese de mestrado de PALMEIRA (1981) é o primeiro texto organizado e que trata de uso de geossintéticos como reforço de aterros sobre solos moles.

5.1 Aterros Reforçados Sobre Solos Moles

Os reforços nos aterros sobre solos moles melhoram o desempenho da obra, porque reduzem as forças que causam a ruptura e também aumentam as forças resistentes. A análise de aterro reforçado precisa ser realizada com base nos estados limites, pouco usual nas demais obras geotécnicas, mais muito importante no caso de solos reforçados. Existem dois estados limites: o estado limite último e o estado limite de utilização. Estado limite último está relacionado com a

ruptura propriamente dita e o Estado limite de utilização é um limite imposto às deformações para a boa funcionalidade da obra.

Para se calcular a estabilidade de aterros reforçados por meio de método de equilíbrio limite é preciso aplicar os fatores de ponderação das resistências e majoração das ações. Não há norma brasileira para aterros reforçados. Uma das melhores referências sobre o tema é a norma Inglesa (BS 8006, 1995) sobre solos reforçados.

O reforço pode ser utilizado para evitar as rupturas do aterro decorrente do carregamento rápido (condição não drenada da argila), o que seria a condição mais crítica de estabilidade. Outra aplicação seria aterro reforçado sobre estacas e, nesse caso, além da estabilidade também haveria controle de recalques. Nesta tese não será estudado aterros estaqueados, apenas aterros reforçados.

O uso de reforço na base do aterro tem objetivo de evitar a ruptura decorrente das tensões de cisalhamento desenvolvidas no aterro ou no solo de fundação. Também pode reduzir recalques diferenciais, mas não evita os recalques totais.

A fase mais crítica de estabilidade de aterro sobre solo mole ocorre durante a construção, pois o solo mole ainda não adensou e não teve ganhado de resistência. E por isso, a atuação do reforço nessa fase é mais importante. O reforço na base do aterro deve evitar o espraçamento lateral do aterro, a extrusão da fundação e escorregamento rotacional. A força no reforço é gerada pela tensão cisalhante pelo aterro e pelo solo de fundação no contato com o reforço.

É preciso verificar várias possibilidades de estado limite último (BS 8006, 1995), tais como:

- estabilidade local (Figura 5.2-a);
- escorregamento rotacional (Figura 5.2-b);
- movimento lateral do aterro (Figura 5.2-c);
- extrusão da fundação (Figura 5.2-d);
- estabilidade global (Figura 5.2-e).

Apesar de normalmente se listar, como mecanismo de falha, o escorregamento exclusivamente do aterro (Figura 5.2-a), este dificilmente ocorre. O escorregamento rotacional convencional em aterros sobre solos moles que inclui o aterro e o solo mole é, normalmente, a única verificação utilizada nos projetos, porque é um tratamento similar ao que se faz para aterros convencionais. O movimento lateral do aterro é pouco comum de ocorrer, mas se for necessário fazer a verificação, existem formulações bastante simples na literatura e inclusive na norma inglesa (BS 8006, 1995). A restrição ao deslocamento lateral do aterro é uma característica de aterro reforçado, pois este se opõe aos empuxos do aterro.

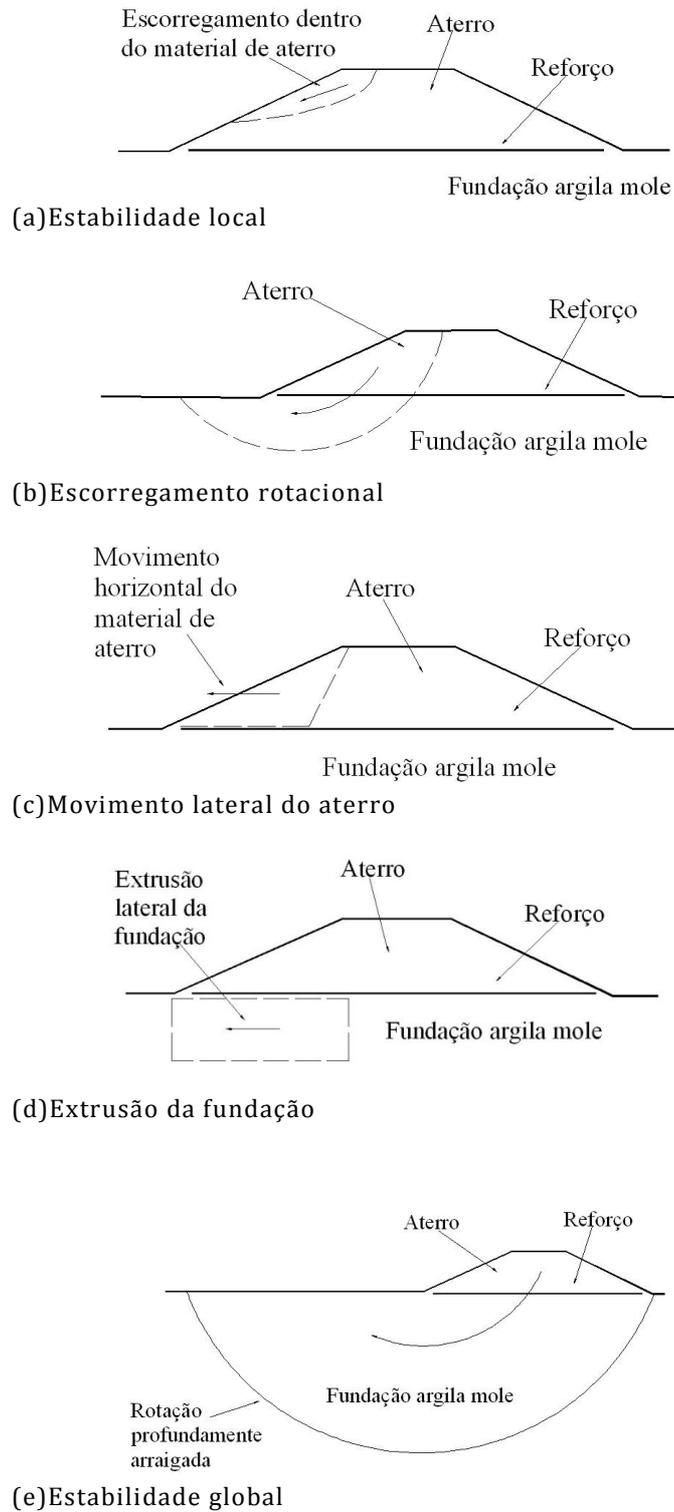


Figura 5. 2 - Estados limites últimos para aterros reforçados sobre solos moles (BS 8006, 1995).

A extrusão do aterro deve ser verificada no caso em que a espessura de solo mole é pequena em relação à dimensão do aterro. Outra característica do uso do reforço é promover a redução dos deslocamentos horizontais e, conseqüentemente, redução do risco de extrusão do solo mole. Em aterro em que o efeito tridimensional é importante, pode haver ruptura global, tal como a de capacidade de carga, nesse caso, o uso de reforços mais rígidos ou mais resistentes não trás ganhos significativos.

Para o estado limite de utilização deve se considerar (BS 8006, 1995):

- Deformação excessiva do reforço (Figura 5.3-a)
- Recalque da fundação (Figura 5.3-b).

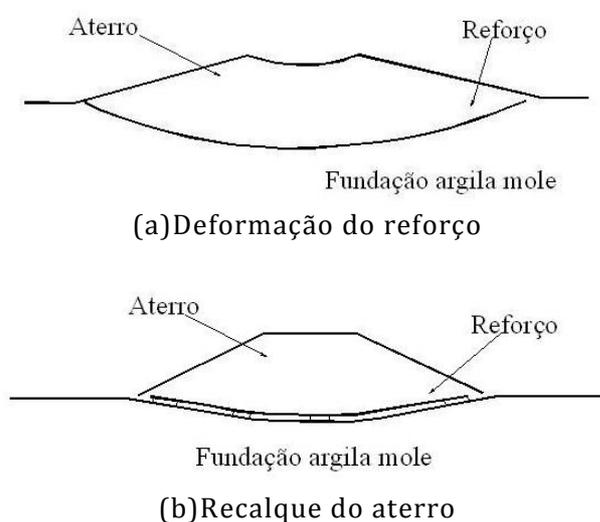


Figura 5. 3 - Estados limites de utilização de aterros reforçados (BS 8006, 1995).

A deformação do reforço será estudada com destaque nesta tese, entretanto a deformação excessiva do reforço quase sempre não é um problema, ou pelo menos não é para os valores de rigidez do reforço à tração que se dispõe no mercado. Porém, como o mercado de geossintético é muito dinâmico é possível que essa verificação se torne importante no futuro.

A força de tração máxima em estado limite requerida ao reforço deve ser maior que:

- a máxima força de tração necessária para resistir o estado limite do escorregamento rotacional;
- a soma da força de tração máxima necessária para resistir ao deslizamento lateral e a força de tração máxima para resistir a extrusão do solo da fundação.

Para assegurar o estado limite último que governa a ruptura do reforço não é preciso que o reforço tenha a mesma vida útil da obra. A comparação para garantir a estabilidade é simples, basta que a resistência de projeto minorada pelos fatores de minoração seja maior que a força necessária para evitar o escorregamento do aterro, ou seja:

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_r \quad (5.1)$$

Onde:

T_D - é a resistência de projeto do reforço

f_n - é o fator parcial.

Como os solos utilizados para construção de aterros devem ser selecionados, compactados e controlados, dificilmente se terá problemas de instabilidade envolvendo o aterro, tais como escorregamento exclusivamente do talude do aterro ou de deslocamento lateral do aterro. As duas condições possíveis de instabilizar um aterro reforçado é por escorregamento passando pelo aterro, reforço e o solo de fundação e por extrusão (ou expulsão) do solo mole.

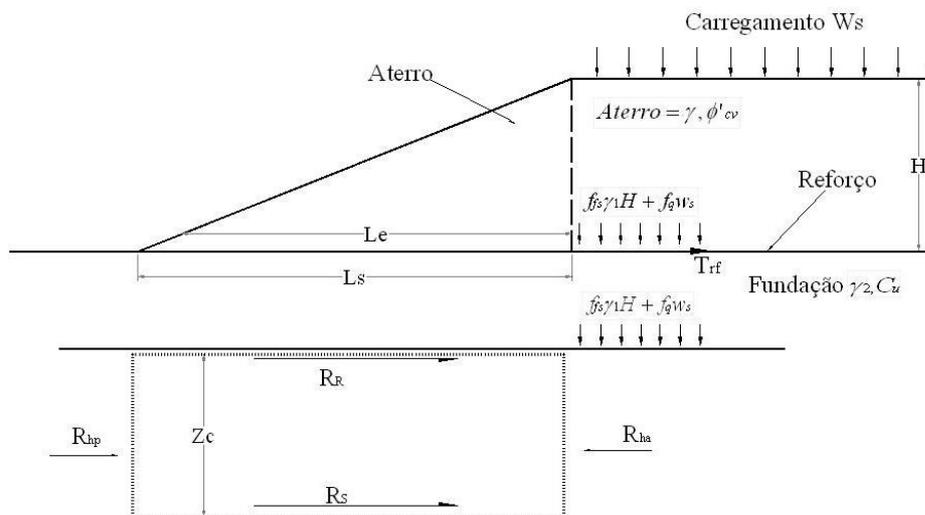
5.1.1 Extrusão da Fundação

A melhor forma de abordar a extrusão do solo mole sob aterro reforçado está apresentada na norma inglesa (BS 8006, 1995) e será descrita nesse item. Quando o solo mole tem espessura limitada em relação à dimensão do aterro, as tensões cisalhantes geradas pelo aterro podem induzir a extrusão do solo de fundação (Figura 5.2-d).

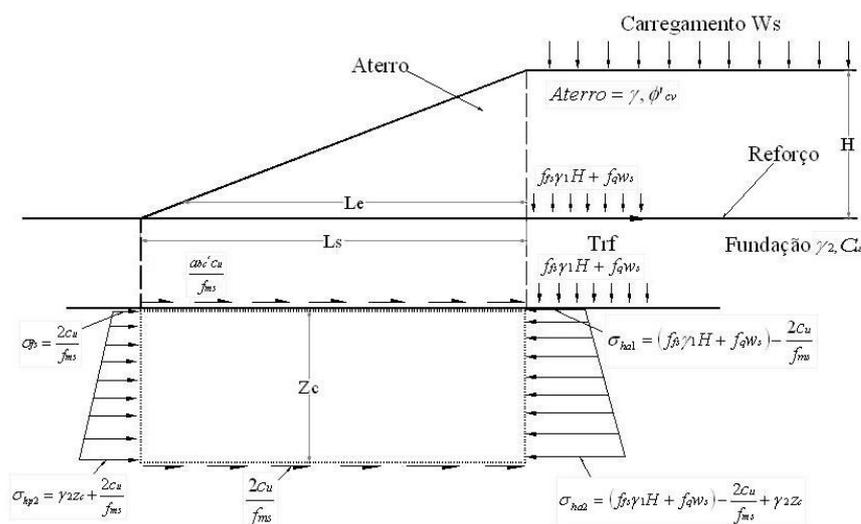
Na Figura 5.4 estão indicados, esquematicamente, as componentes das forças requeridas para o cálculo de estabilidade de aterros reforçados envolvidos no fenômeno de expulsão do solo mole. Para prevenir que ocorra a extrusão, o comprimento horizontal do talude do aterro, L_s , deve ser suficiente para evitar a mobilização de tensões cisalhantes que causariam a extrusão.

Para prevenir que este estado limite ocorra é preciso promover um confinamento lateral para limitar a saída do solo mole. Para isso, é preciso que duas condições sejam satisfeitas:

- parte da resistência ao cisalhamento abaixo do esforço deve resistir aos carregamentos laterais no solo de fundação e
- reforço deve ter resistência à tração suficiente para resistir aos carregamentos de tração induzidos pelo cisalhamento que são transmitidos pela fundação.



(a) Componentes das forças para análise de estabilidade decorrente da extrusão



(b) Análise de estabilidade não drenada decorrente da extrusão

Figura 5. 4 - Análise de aterros reforçados sobre solo mole submetido à extrusão (BS 8006, 1995).

Para prevenir a extrusão da fundação deve-se aplicar à seguinte condição:

$$R_{ha} \leq R_{hp} + R_s + R_R \quad (5.2)$$

Onde:

R_{ha} – é a parte da força horizontal que causa a extrusão;

R_{hp} – é a parte da força horizontal devido à resistência passiva da fundação;

R_s – é a parcela da força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação na profundidade z_c ;

R_R – é a parcela da força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação abaixo do reforço.

É preciso fazer uma análise de sensibilidade com diferentes valores de z_c para determinar o valor mínimo de L_s para evitar a extrusão.

Para solos moles com profundidades limitadas, com resistência não-drenada constante com a profundidade, é possível usar a relação indicada na Figura 5.3-b e obter o valor mínimo de L_s :

$$L_s \geq \frac{\left(f_{fs} \gamma_1 H + f_q w_s - \frac{4Su}{f_{ms}} \right) z_c}{\frac{(1 + a_{bc}') Su}{f_{ms}}} \quad (5.3)$$

Onde:

f_{fs} – é o fator parcial para o peso específico do solo (Tabela I.2 do anexo);

f_q – é o fator parcial de carga externa;

γ_1 – peso específico do aterro;

w_s – sobrecarga ;

Su – resistência não-drenada;

z_c – profundidade da camada de solo moles com espessura limitada e resistência não drenada constante;

a_{bc}' – coeficiente de interação solo/reforço relacionado com a adesão.

A carga de tração no reforço T_{rf} devido à tensão cisalhante mobilizada pela fundação é:

$$T_{rf} = \frac{a_{bc}' S_{uo} L_e}{f_{ms}} \quad (5.4)$$

Onde:

L_e – é o comprimento do reforço (Figura 5.3);

S_{uo} – é a resistência não-drenada do solo abaixo do reforço;

f_{ms} – fator parcial do material aplicado sobre S_{uo} .

É preciso tomar alguns cuidados com a_{bc}' (coeficiente de aderência solo/reforço), porque não depende somente das características do reforço, mas também da deformação do reforço em relação à deformação do solo. A aderência máxima é obtida a partir da compatibilização das deformações entre o reforço e do solo de fundação.

5.1.2 Análise de Estabilidade para Escorregamento Rotacional

A análise de estabilidade é a mais discutida na literatura técnica e também a mais usada nos projetos. A verificação da estabilidade de um aterro sobre solo mole pode ser feita por equilíbrio limite, teoria da plasticidade ou métodos numéricos (MEF, por exemplo).

Existem várias propostas e estudos realizados com o método de equilíbrio limite usando análise de tensões totais, alguns deles são: JEWELL (1982), MILLIGAN & LA ROCHELLE (1984), ROWE & SÖDERMAN (1985), BERGADO ET AL (1994), PALMEIRA ET AL (1998), dentre outros. Essa é a análise mais comum usada para verificar a estabilidade de solo reforçado. Nela, o reforço contribui para aumentar o momento resistente e conseqüentemente também melhora a estabilidade global.

Dentre os métodos de equilíbrio limite se destacam dois, o de MILLIGAN & BUSBRIDGE (1983) e de LOW ET AL (1990), que após algumas simplificações, os autores chegaram a ábacos para cálculo de estabilidade de aterros reforçados. Esses métodos são bastante usados no Brasil e recomendados em várias publicações que são utilizadas pelos projetistas (ALMEIDA, 1996; ABRAMENTO, 2002 e PALMEIRA & ORTIGÃO, 2004).

Não serão apresentados detalhes dos métodos que podem ser resumidos em alguns ábacos ou adaptação dos métodos tradicionais. Um exemplo de um método tradicional adaptado é o de Bishop simplificado, que pode considerar uma força localizada, referente à força mobilizada no reforço. Normalmente, a força usada é considerada constante ao longo do reforço e essa força pode se aplicada na direção horizontal, na tangencial ao círculo ou na bissetriz formada pelos dois ângulos anteriores. Essa direção influencia no braço de alavanca que gera o momento resistente e por isso, a direção horizontal é a mais conservadora e normalmente adotada nos cálculos.

As análises de estabilidade por equilíbrio limite fornecem bons resultados, desde que se conheça a força mobilizada no reforço.

5.2 Mecanismos de Funcionamento dos Aterros Reforçados

Sabidamente, aterros sobre solos moles é um dos poucos casos de obra de engenharia em que a estabilidade no final do período construtivo é mais importante que ao longo da sua vida

útil. No caso de aterros reforçados sobre solos moles deveria ocorrer a mesma situação. Porém, estudos recentes indicam que, isso nem sempre ocorre. Esse tema será discutido no final desse capítulo.

A utilização do reforço na base do aterro é usada quando a altura do aterro que se pretende construir supera a altura de colapso sem reforço. JEWELL (1988) apresentou um esquema de variação do fator de segurança ao longo do tempo (Figura 5.5).

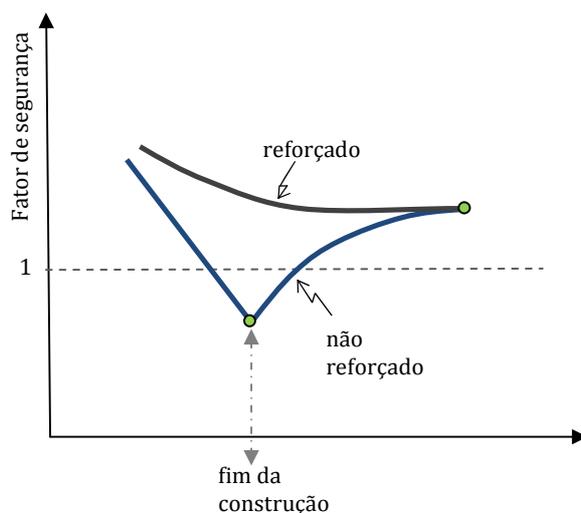


Figura 5. 5 - Variação do fator de segurança com o tempo (JEWELL, 1988).

O reforço promove um aumento inicial do fator de segurança e ao longo do tempo o solo adensa e ganha resistência (Figura 5.5). Dessa forma, a longo prazo, o reforço não seria mais necessário, pois o aumento de resistência do solo garantiria a estabilidade do aterro. Outros estudos (ROWE & LI, 2005) mostraram que o fenômeno de adensamento associado com o uso de reforço é bem mais complexo e será discutida a parte.

A melhor forma de se entender como o reforço age para aumentar o fator de segurança em aterros sobre solos moles foi apresentado por JEWELL (1988) (Figura 5.6). Inicialmente, é preciso entender o mecanismo de instabilização de um aterro não reforçado. O carregamento vertical é a principal causa de instabilização, porém, JEWELL (1988) lista mais outra, que é a tensão cisalhante no contato entre o aterro e o solo mole. Essa tensão cisalhante surge, porque o aterro não está confinado e como não suporta as forças de tração lateral, permite que ocorra deslocamento lateral. A capacidade de carga é reduzida pela influencia dessa tensão cisalhante (em comparação com uma placa lisa). A tensão cisalhante instabilizante é uma parcela da resistência não-drenada do solo.

O uso do reforço na base do aterro sobre solo mole restringe o deslocamento lateral e promove aumento da capacidade de carga. A diferença entre os mecanismos de colapso de aterro não reforçado e reforçado, foram idealizados por JEWELL (1988) e estão mostrados na Figura 5.7.

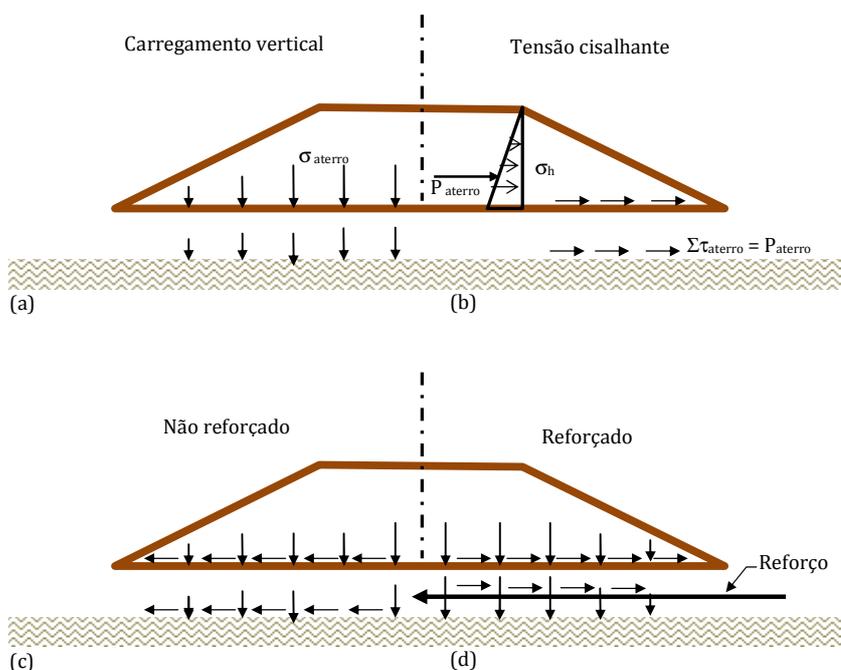


Figura 5. 6 - Distribuição das tensões cisalhantes na base de aterros não-reforçados e reforçados (JEWELL, 1988).

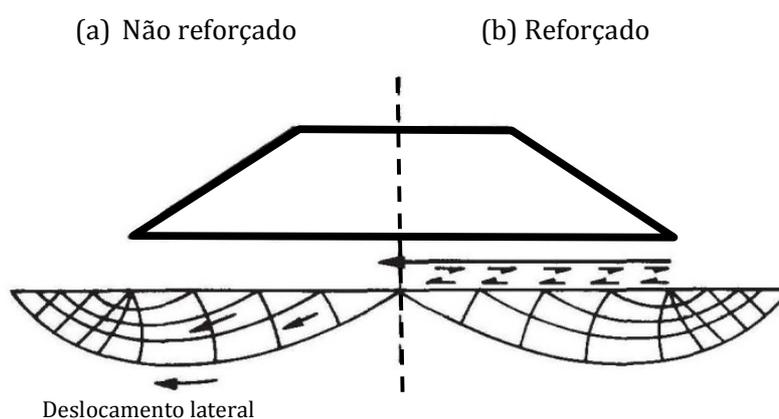


Figura 5. 7 - Influência da restrição lateral no mecanismo de ruptura (JEWELL, 1988).

5.3 Teoria da Plasticidade

A utilização da Teoria da Plasticidade são para definir a capacidade de carga de fundações está bem fundamentada, tal como propôs Terzaghi. O fator de capacidade de carga N é usado para definir a carga de ruptura e que para um solo homogêneo vale 5,14. Para resistência não drenada crescente com a profundidade há uma importante contribuição brasileira (PINTO, 1966). É preciso de soluções semelhantes e que incorporem as particularidades dos aterros reforçados para poder utilizar essa teoria.

O efeito do reforço nos aterros sobre solos moles é considerado através da forma de contato (ou transmissão das tensões) entre o aterro e a fundação. A restrição lateral do aterro reforçado pode ser representada por uma fundação rugosa. Essa é a condição do limite superior para os aterros reforçados, por isso, será chamada de aterro perfeitamente reforçado. Existem diferentes soluções para diversos casos, alguns deles foram defendidos por JEWELL (1996) e outro por ROWE & LI (2005). Curiosamente, os casos são complementares, mas um não citou a solução do outro. Podem-se resumir os casos da seguinte forma: quando a resistência não-drenada é constante ou crescente com a profundidade e quando há ou não há limitação da profundidade de plastificação do solo. Quando a resistência não-drenada é constante com a profundidade, JEWELL (1996) recomenda a utilização da solução de MANDEL & SALENÇON (1969). Nessa solução a altura crítica é obtida pelo ábaco mostrado na Figura 5.8, que relaciona $\gamma H_c/S_u$ com a relação X/D , sendo X a distancia do pé até a crista do talude. JEWELL (1988) fez alguns ajustes e propôs uma equação simplificada para a solução de MANDEL & SALENÇON (1969) dada por:

$$N_c = 4 + (1 + \alpha)X/D \quad (5.5)$$

Esse valor não pode ser inferior a 5,14 para fundação lisa ($\alpha = 0$) e 5,71 para fundação rugosa ($\alpha = 1$).

Quando o solo plastificado não é limitado pela profundidade, o fator de capacidade de carga passa de 5,14 (fundação lisa) para 5,71. O aumento de N_c com a limitação da profundidade em aterro perfeitamente reforçado aumenta é bem maior em comparação com uma fundação lisa.

Foram selecionadas duas soluções, disponíveis na literatura, quando os solos moles apresentam resistência não-drenada crescente com a profundidade:

- DAVIS & BROOKER (1973) sugerida por JEWELL (1996) e,
- ROWE & SODERMAN (1987).

As duas soluções são semelhantes, pois relacionam $\rho B/S_u$ com o fator de capacidade de carga para solos cuja resistência não-drenada é dada por:

$$S_u = S_{u_0} + \rho z \quad (5.6)$$

A diferença entre as duas propostas é que na solução de ROWE & SODERMAN (1987) está incluído o efeito da limitação da profundidade, conforme pode ser comparada nas Figuras 5.9 e 5.10.

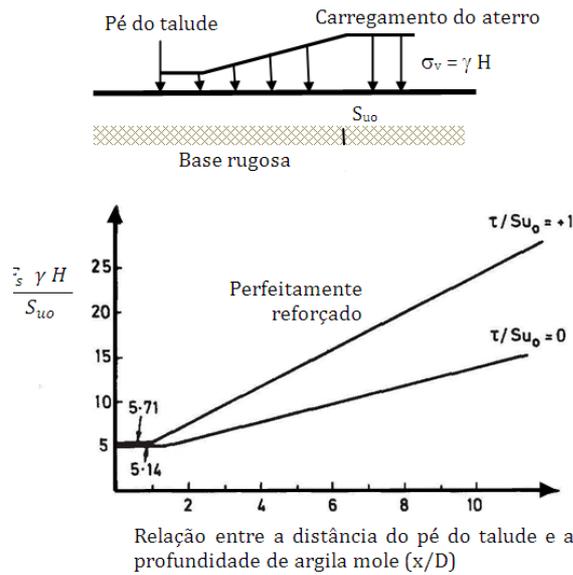


Figura 5. 8 - Capacidade de carga para solos com resistência não drenada constante com a profundidade (JEWELL, 1996).

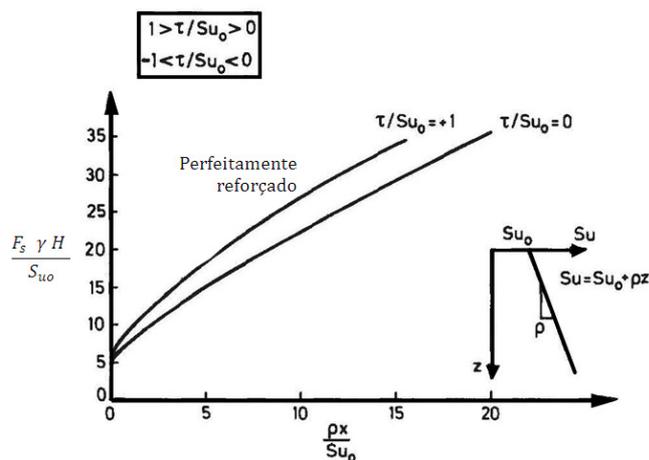


Figura 5. 9 - Capacidade de carga para solos com resistência não drenada crescente com a profundidade (DAVIS & BROOKER, 1973).

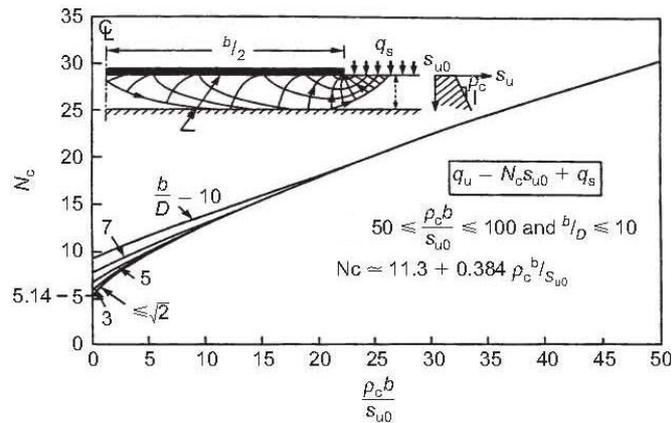


Figura 5. 10 - Capacidade de carga para solos com resistência não drenada crescente com a profundidade (ROWE & SODERMAN, 1987)

Para resistência crescente com a profundidade JEWELL (1988) chegou à seguinte expressão analítica:

$$N_c = 4 + \frac{(1 + \alpha) X}{D} \quad (5.7)$$

A solução de ROWE & SODERMAN (1987) é destinada a um carregamento retangular e para considerar o carregamento trapezoidal eles sugeriram um aumento na capacidade de carga $q_u = N_c S_u + q_s$.

Sendo:

$$FS = \frac{s_{u0}}{\gamma H} \left(4 + \frac{\rho X}{s_{u0}} + 2 \sqrt{\frac{2(1+\alpha)XH}{s_{u0}}} \right) \quad (5.8)$$

$$q_s = \frac{n \gamma (h^*)^2}{\alpha X} \quad \text{para } X > nh^* \quad (5.9)$$

$$q_s = \frac{(2 n h^* - X) \gamma h^*}{2 n h^*} \quad \text{para } X < nh^* \quad (5.10)$$

Onde:

$$h^* = \frac{2 + \pi s_{u0}}{\gamma} \quad (5.11)$$

A carga média do aterro é dada por:

$$q_a = \frac{\gamma}{b} [B H + (H^2 - h^{*2})] \quad (5.12)$$

A profundidade na qual se desenvolverá o mecanismo de ruptura pode ser determinada pelo gráfico de MATAR & SELEÇON (1977), que está apresentado na Figura 5.11.

A Teoria da Plasticidade permitem que seja definida a carga máxima que o solo de fundação suporta na condição de aterro perfeitamente reforçado. Essa solução deve ser usada como padrão de comparação, por exemplo:

a) Para definir a necessidade do uso de reforço, quando a altura necessária é maior que a altura de colapso com superfície lisa;

b) Para conhecer a altura máxima possível de construir com reforço (aterro perfeitamente reforçado).

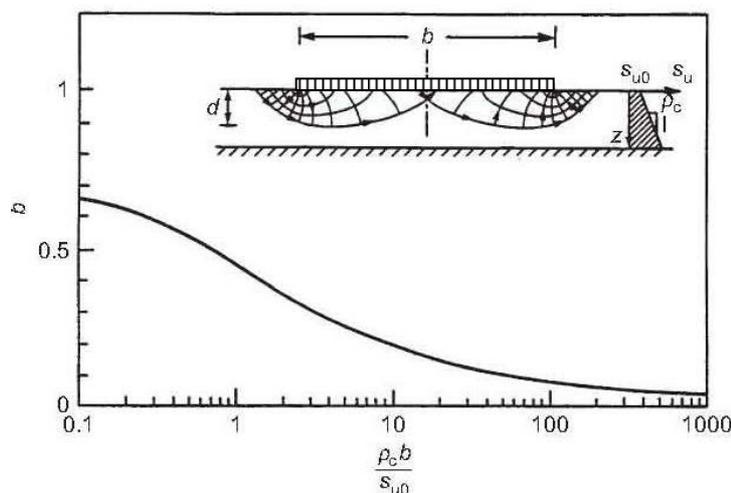


Figura 5. 11 - Profundidade da região plastificada pela fundação (MATAR & SELEÇON, 1977).

Apesar da Teoria da Plasticidade ser útil, ela não pode ser usada para projetar, porque não define a força de tração, ou a rigidez do reforço. Mesmo se o método de equilíbrio limite for utilizado em conjunto com a Teoria da Plasticidade ainda haveria dúvidas. Conseguir-se-ia limitar a altura máxima, que não se pode calcular por meio de equilíbrio limite. Porém, não se define nem a força e nem a rigidez ou a deformação limite.

É preciso entender a interação entre o aterro, o reforço e o solo mole, para definir a carga no reforço. A única forma de se conseguir fazer essa interação é através de ferramentas numéricas.

5.4 Análise de Tensão-Deformação

O método dos elementos finitos tem sido utilizado para avaliar o desempenho dos aterros reforçados. Os primeiros trabalhos são da década de 90 (ROWE & MYLLEVILLE, 1989) e HIRD & KWOK (1990). Estudando um caso específico de aterro reforçado, HIRD & KWOK (1990)

mostraram como a rigidez do reforço influencia no comportamento neste tipo de obra. O aumento da rigidez reduz os recalques imediatos e os deslocamentos horizontais. A força de tração do reforço aumenta, porém, a deformação do reforço diminui com o aumento da rigidez do reforço à tração, conforme está mostrado na Figura 5.12.

No mesmo artigo, HIRD & KWOK (1990) também apresentaram uma análise da influência da profundidade do solo mole e da rigidez do reforço no comportamento do aterro reforçado estudado, cujo resultado está apresentado na Figura 5.13.

Os deslocamentos (verticais e horizontais) aumentam com a espessura do solo mole nos aterros convencionais e o mesmo ocorre nos aterros reforçados. Destaca-se que, os deslocamentos horizontais, diminuem bastante nas camadas menos espessas em decorrência do uso do reforço. Quanto mais rígido é o reforço maior será a força mobilizada no reforço e menor será sua deformação. E, quanto mais espessa é a camada de solo mole, maior será a força mobilizada e também maior será a deformação do reforço.

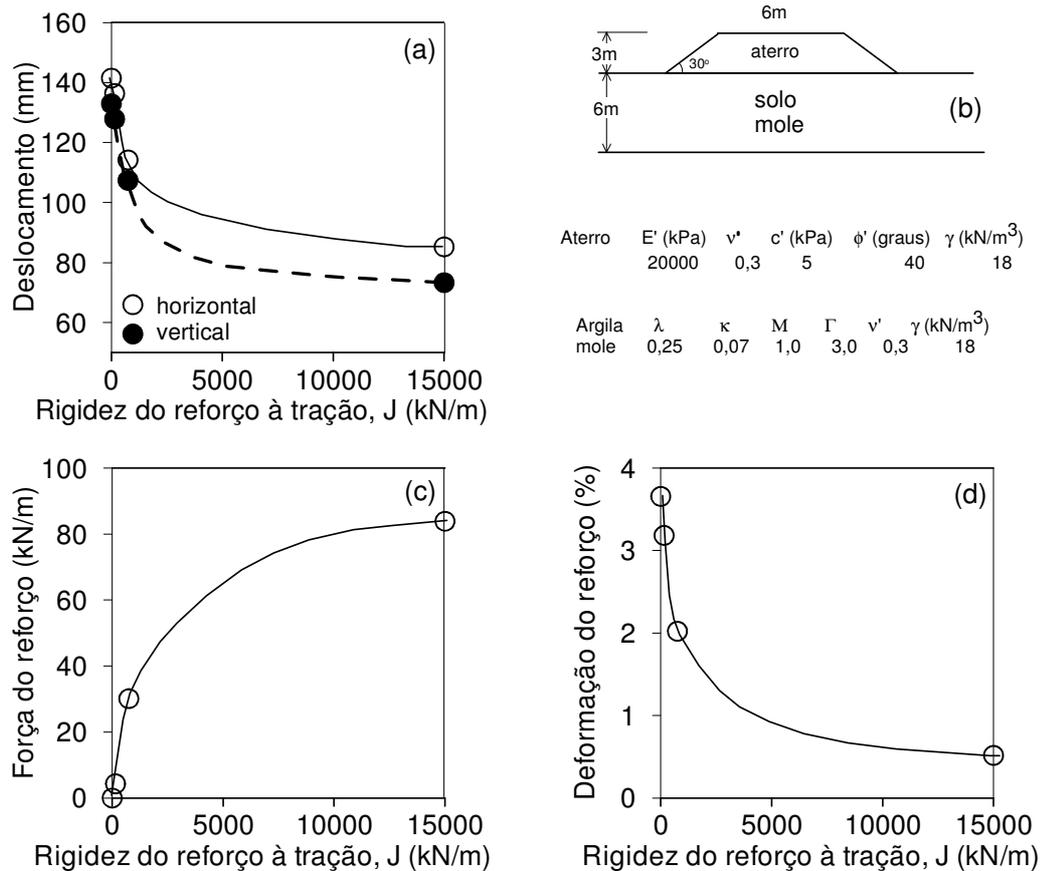


Figura 5. 12 - Influência da rigidez à tração do reforço nos máximos valores de deslocamento do aterro, força e deformação no reforço (HIRD & KWOK, 1990).

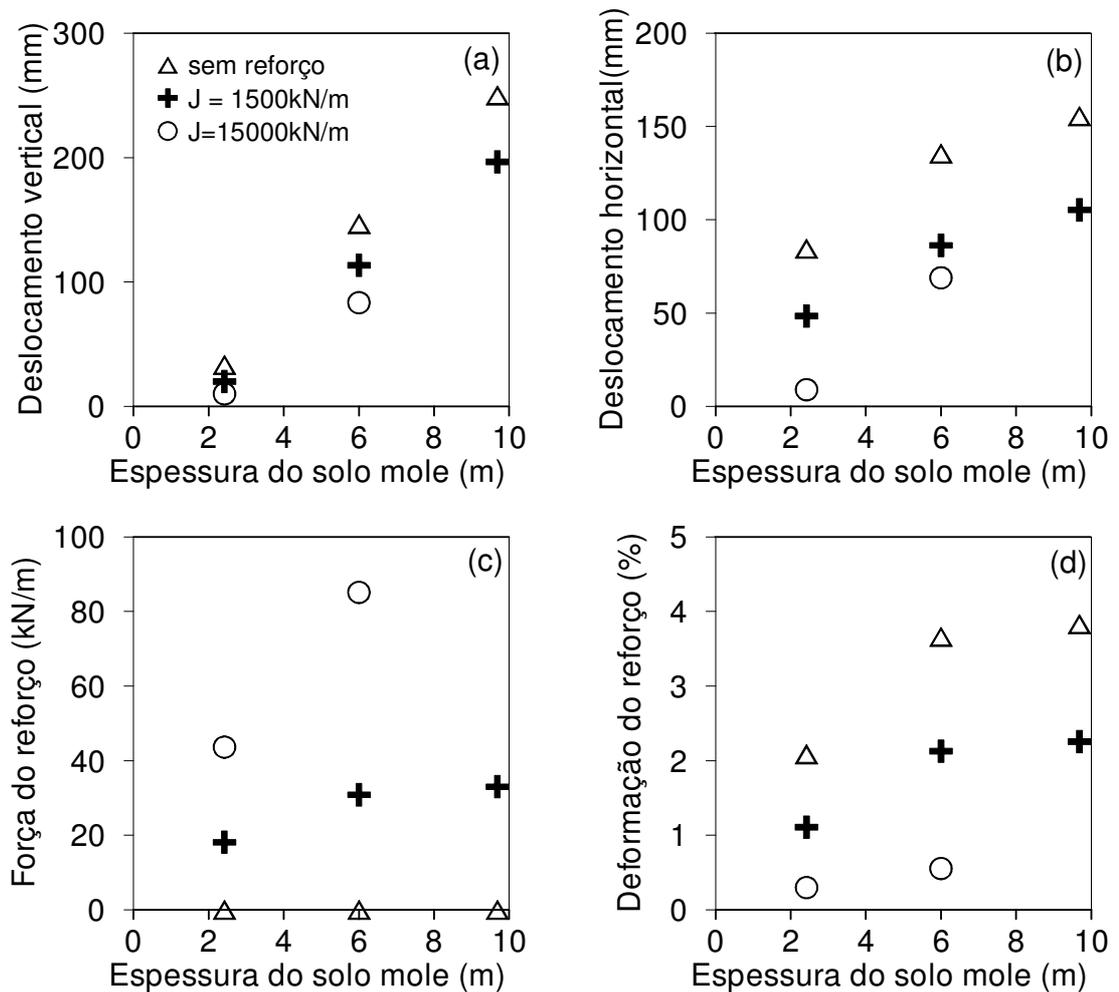


Figura 5. 13 - Influência da espessura da camada de solo mole nos máximos valores de deslocamento do aterro, força e deformação no reforço (HIRD & KWOK, 1990).

O estudo pioneiro de HIRD & KWOK (1990) apresentou todas essas análises para um caso de serviço, ou seja, foi usado MEF para entender o desempenho de um aterro reforçado sobre solo mole. Esse estudo contribuiu para entender a influência do reforço, principalmente da rigidez, porém, não permitiu que essas análises possam ser extrapoladas. Por isso, no caso geral é possível se ter um entendimento qualitativo, mas para isso seria preciso fazer uma análise de tensão-deformação para cada caso ou cada obra.

5.5 Interação Solo-Reforço

Os primeiros trabalhos sobre aterro reforçado consideravam apenas as características do reforço para definir a magnitude da força estabilizadora introduzida no reforço. E, isso se mantém ainda hoje nos projetos e inclusive nas normas.

Como se apresentou no item anterior é possível conhecer o desempenho da obra através de análises de tensão-deformação. Porém, é fundamental conhecer a interação entre os elementos que compõem o aterro reforçado: aterro-reforço-solo mole.

Este item é dedicado a uma linha de pesquisa implementada por ROWE. Baseado no método dos elementos finitos, ROWE tem apresentado vários trabalhos que permitem utilizar resultados de análises paramétricas para definir as características do reforço. Esses resultados incorporam tanto as características do solo, do reforço e a compatibilidade de deformações entre eles.

Através de uma série de análises pelo MEF de aterros hipotéticos levados a ruptura, ROWE & SODERMAN (1985) verificaram que o parâmetro do reforço que deve ser compatibilizado é a sua deformação e não a força. Para representar as características do solo propuseram um parâmetro adimensional Ω , dado por:

$$\Omega = \left(\frac{\gamma H_c}{s_u} \right) \left(\frac{s_u}{E_u} \right) \left(\frac{D}{B} \right)_e^2 \quad (5.13)$$

Esta relação desse parâmetro com a deformação de compatibilidade do reforço está mostrada na Figura 5.14.

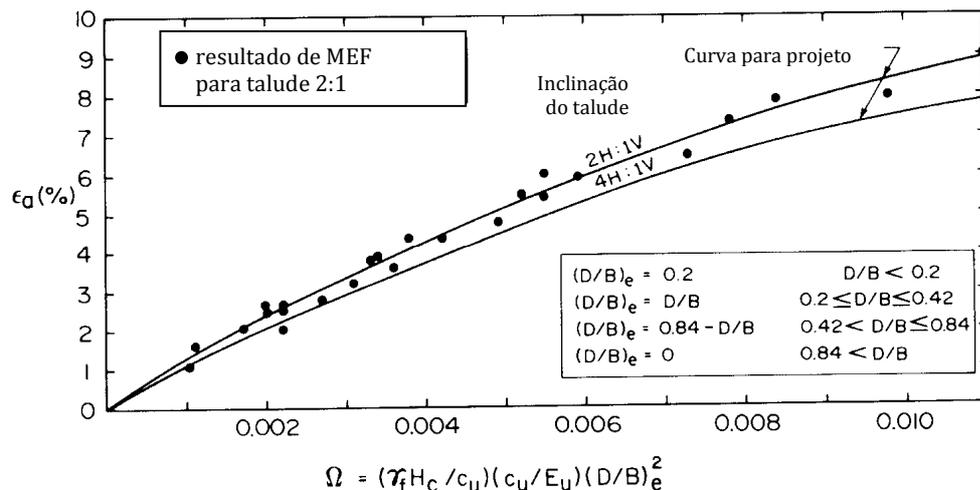


Figura 5. 14 – Variação da deformação de compatibilidade do reforço com o parâmetro adimensional Ω (ROWE & SODERMAN,1985).

A deformação de compatibilidade do reforço é definida como a deformação do reforço no instante do colapso do conjunto aterro reforçado. Essa solução foi desenvolvida para solos com resistência constante com a profundidade.

Para se aplicar o método de ROWE & SODERMAN (1985) para fins de projeto é preciso associar o resultado apresentado na Figura 5.14 com análise de estabilidade. A força necessária é definida pela análise de estabilidade, que multiplicada pela deformação de compatibilidade define a rigidez necessária.

Nesta tese será usada a deformação do reforço como parâmetro de compatibilização da interação solo-reforço, da mesma forma que propôs de ROWE & SODERMAN (1985).

A ruptura de um aterro reforçado sobre o solo mole pode ocorrer pela plastificação excessiva do solo ou pelo escoamento do reforço. A condição ideal, ou de maior eficiência, ocorreria no caso em que a máxima mobilização do solo e do reforço ocorresse concomitantemente.

A resistência não-drenada pode variar com a profundidade de diferentes formas, as mais comuns são valores crescentes com a profundidade, existência de uma crosta mais resistente, eventualmente constante e também pode ser errática em função da heterogeneidade do perfil geotécnico.

HINEHBERGER & ROWE (2003) apresentaram um artigo bastante completo para casos em que a resistência não-drenada cresce com a profundidade. Esse trabalho servirá como base para desenvolver os estudos apresentados nesse capítulo. Ao contrário das pesquisas que usam MEF para verificar o desempenho das obras, HINEHBERGER & ROWE (2003) analisaram os aterros na ruptura. Para definir a altura de ruptura, ROWE & SODERMAN (1987) introduziram o conceito de altura líquida admissível e deformação de compatibilidade do reforço.

As análises de tensão-deformação condição não-drenada, devem ser realizadas em estágios de carregamento. A altura líquida em cada estágio é a altura do aterro no estágio menos o recalque imediato. Com esse par se constrói um gráfico, conforme ilustrado na Figura 5.15.

A ruptura é definida pela altura líquida máxima, ou seja, quando o aumento da espessura não eleva mais a cota do aterro. A deformação de compatibilidade do reforço é a deformação referente à altura líquida máxima.

HINEHBERGER & ROWE (2003) analisaram um aterro com espessura de solo mole maior que profundidade de solo plastificado. Dessa forma, evitaram eventuais problemas de extrusão ou de influência da espessura da camada de solo mole. A geometria esquemática desse aterro está mostrada na Figura 5.16.

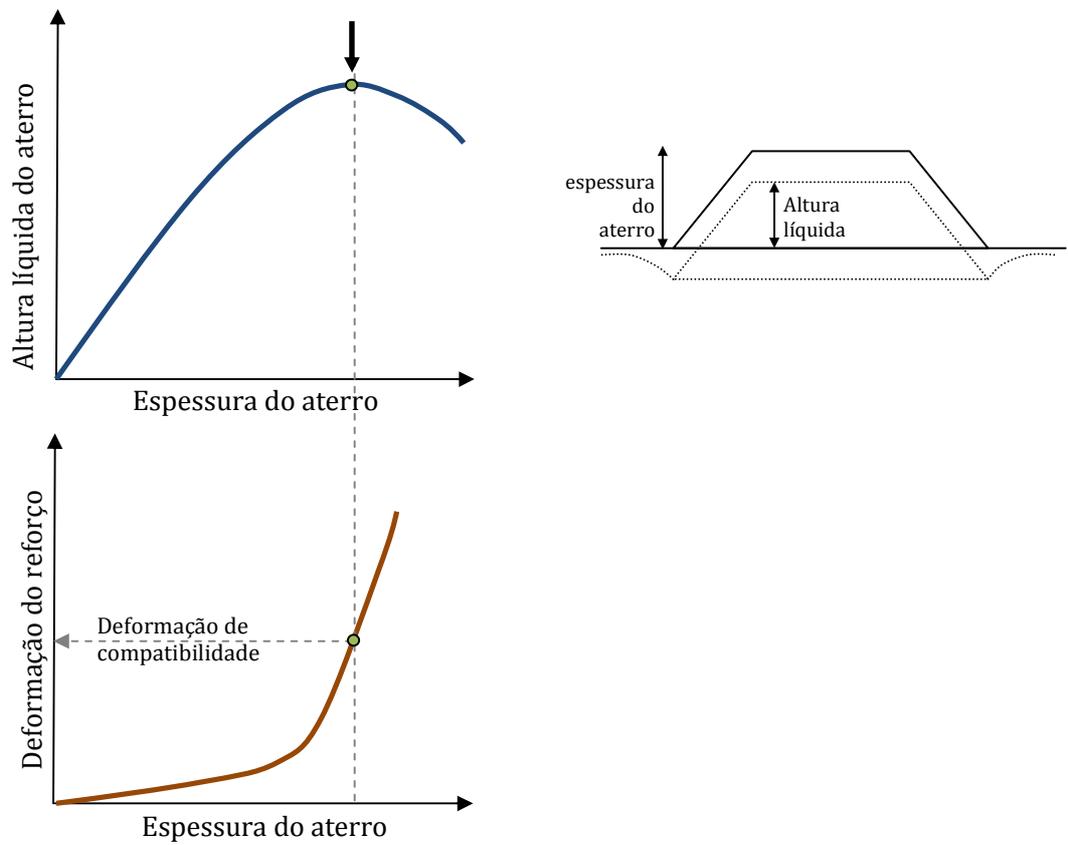


Figura 5. 15 - Definição de altura líquida e deformação de compatibilidade.

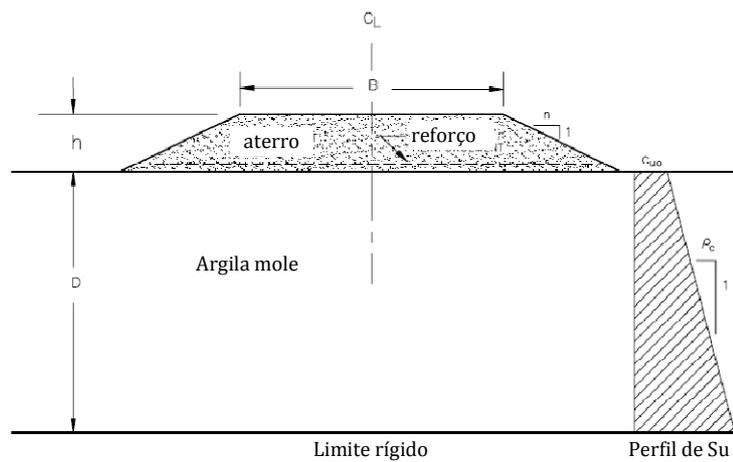


Figura 5. 16 - Geometria genérica usada por HINEHBERGER & ROWE (2003).

A deformação de compatibilidade depende das características do solo e do reforço. A rigidez do reforço influencia diretamente na deformação de compatibilidade. Para demonstrar isso, HINEHBERGER & ROWE (2003) fizeram várias análises com variação da rigidez para um solo mole com $S_{u0} = 11,5$ kPa com ganho de resistência com a profundidade de $\rho = 1,5$ kPa/m. O resultado está mostrado na Figura 5.17.

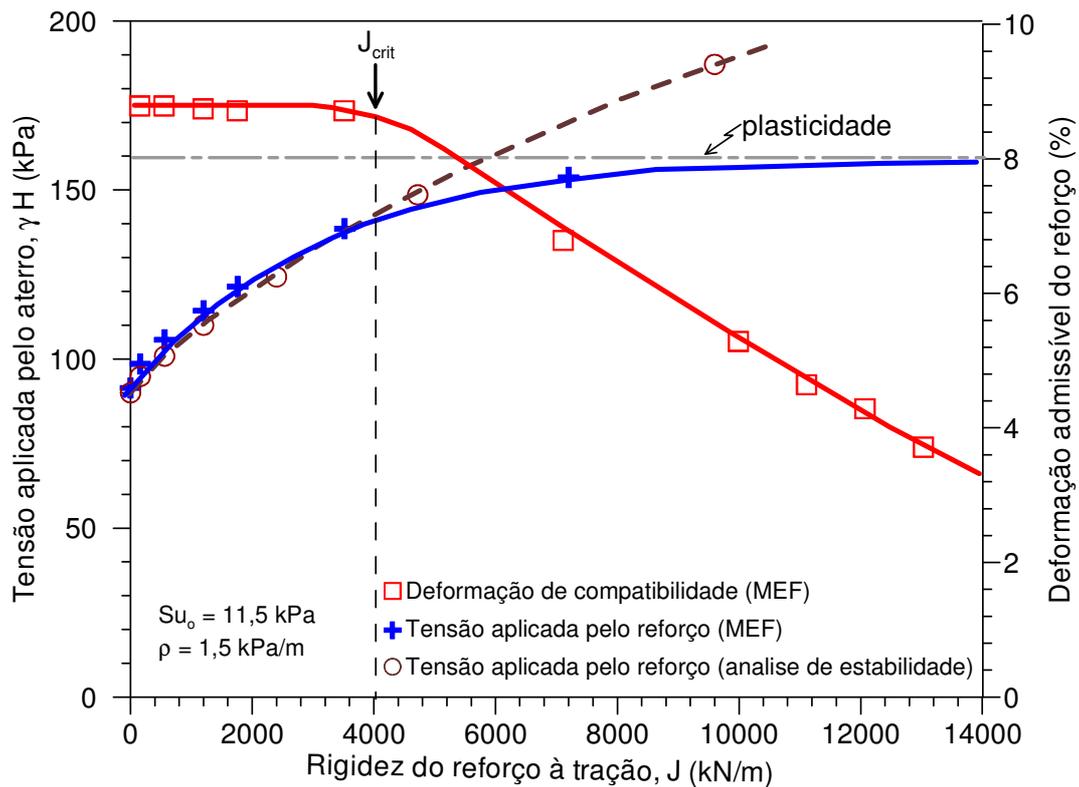


Figura 5. 17 - Influência da rigidez do reforço à tração usando MEF e análise de estabilidade HINEHBERGER & ROWE (2003).

Na Figura 5.17 estão incluídas as tensões induzidas pelo aterro na ruptura e as deformações de compatibilidade correspondentes. A altura do aterro aumenta com a rigidez até um limite, que é imposto pela solução da plasticidade, conforme já descrito. A deformação de compatibilidade tem uma forma diferenciada. Para baixos valores de rigidez, a deformação de compatibilidade é constante (denominada de deformação crítica) até um valor de rigidez chamado de J_{crit} , a partir de então a deformação reduz com o aumento da rigidez.

Abaixo do J_{crit} o reforço contribui pouco antes da plastificação do solo de fundação e em seguida ocorre plastificação contínua e nesse momento a tensão correspondente a altura excedente é suportada pelo reforço. Nessa condição ($J < J_{crit}$), HINEHBERGER & ROWE (2003) definiram como condição sub-reforçada.

Nos casos em que rigidez à tração do reforço supera J_{crit} há influencia na cinemática da ruptura. HINEHBERGER & ROWE (2003) simplificaram as análises usando a deformação crítica e assumida constante e com base nesse valor ($\epsilon_o = 8,8\%$) calcularam a força ao reforço e a respectiva altura através do cálculo de estabilidade por equilíbrio limite, cujo resultado foi incluído na Figura 5.17. O resultado é compatível com a análise por elementos finitos até o limite estabelecido pela solução da Teoria da Plasticidade.

Nos solos em que a resistência cresce com a profundidade ($S_u = S_{uo} + \rho z$), os dois parâmetros S_{uo} e ρ contribuem para a deformação de compatibilidade, além da própria rigidez à tração do reforço. Para entender a influencia da resistência na interação solo-reforço, HINCHBERGER & ROWE (2003) fizeram análises paramétricas variando S_{uo} e ρ .

Na Figura 5.18 estão apresentados os resultados do efeito de S_{uo} para $\rho = 1,5 \text{ kPa/m}$.

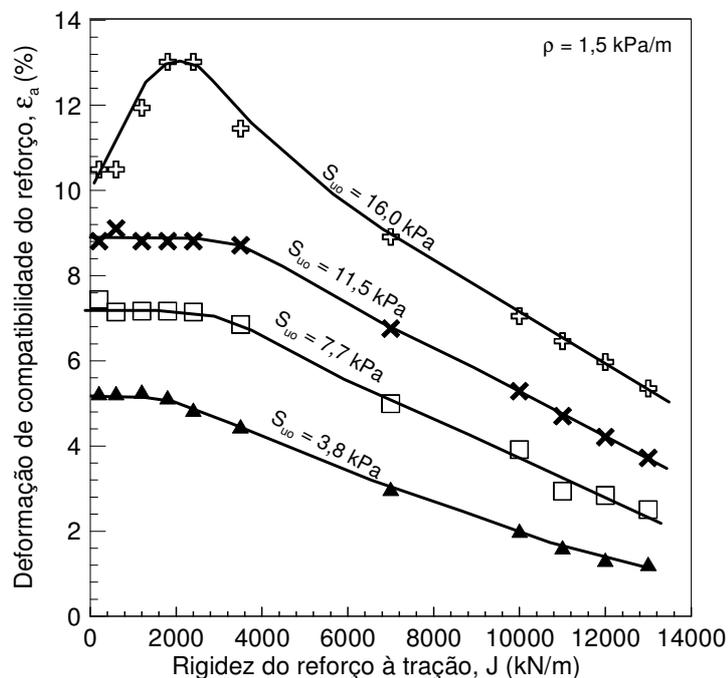


Figura 5. 18 - Efeitos do S_{uo} na deformação de compatibilidade (HINCHBERGER & ROWE, 2003).

O aumento de S_{uo} (ou da resistência não-drenada) também aumenta a deformação crítica. As curvas com S_{uo} de 3,8 kPa; 7,7 kPa e 11,5 kPa tem formas semelhantes, porém, com $S_{uo} = 16$ kPa houve uma anomalia, que dificulta a definição da deformação crítica. HINEHBERGER & ROWE (2003) explicaram esse fenômeno ocorre devido ao arqueamento do aterro, porque o aumento da altura permite que isso aconteça nessa condição. Entretanto, essa anomalia não é tão importante, pois a deformação fica acima dos limites normais do reforço.

Em outra análise, HINEHBERGER & ROWE (2003) fixaram S_{uo} em 10 kPa e variaram ρ entre 0,5 kPa/m a 2 kPa/m, cujo resultado está mostrado na Figura 5.19.

O efeito do aumento de ρ (Figura 5.19) é similar ao aumento de S_{uo} (Figura 5.18), portanto, permite dizer que o aumento da resistência promove aumento da deformação crítica. Também se pode identificar valores de J_{crit} para cada curva. No caso de $\rho=2$ kPa/m, também houve influência do arqueamento do aterro.

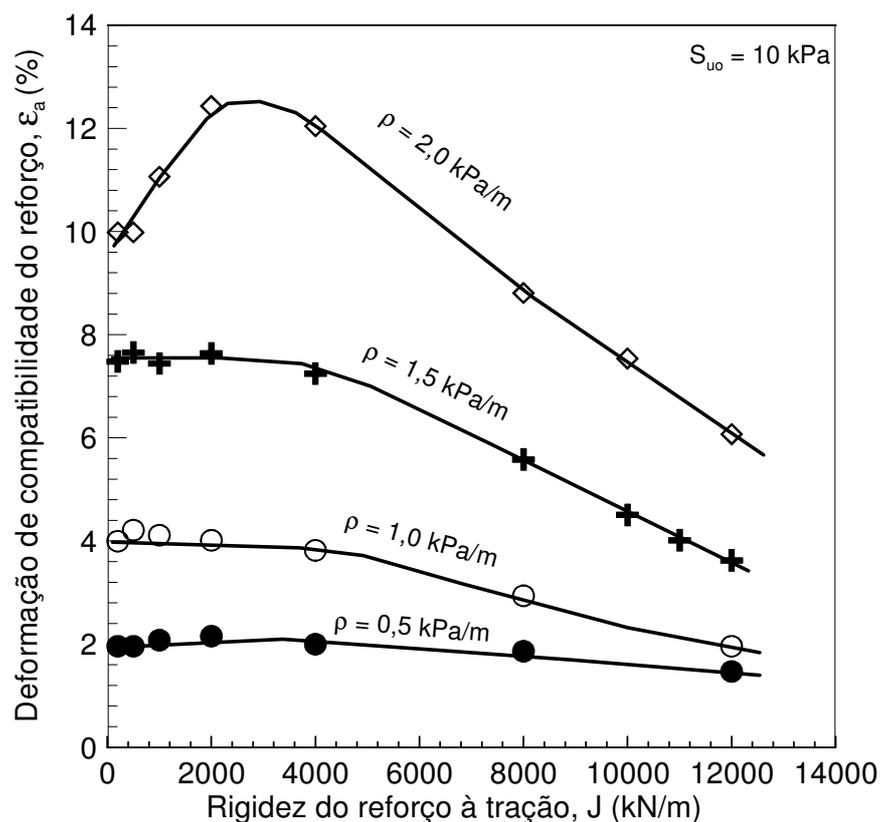


Figura 5. 19 - Efeitos do ρ na deformação de compatibilidade (HINCHBERGER & ROWE, 2003).

Curiosamente, as análises demonstraram que o módulo de deformação não-drenada do solo não influencia significativamente no resultado. Isto ocorre porque o módulo de deformação não-drenada contribui no cálculo das tensões até o escoamento e depois disso, as deformações plásticas predominam sobre as elásticas.

Após todo esse estudo, HINCHBERGER & ROWE (2003) simplificaram muito as análises e apresentaram uma proposta para definir a força no reforço pela compatibilidade de deformação. Além dos resultados mostrados no artigo (Figuras 5.18 e 5.19), HINCHBERGER & ROWE (2003) realizaram varias outras análises paramétricas. Quando havia influência de arqueamento, o valor da compatibilidade de deformação admissível usado foi o obtido para baixos valores de J . Priorizaram nas análises a condição sub-reforçada, ou seja, quando $J < J_{crit}$. A correlação para definir a deformação de compatibilidade admissível foi feita com base na altura de ruptura de aterros não reforçados (H_c) sob condição não-drenada, que de certa forma incorpora o valor de S_{uo} . HINCHBERGER & ROWE (2003) justificaram a escolha da altura de ruptura de aterros não reforçados porque é um valor que deve ser conhecido a priori e também porque essa é a altura a partir do qual o reforço começa a ser mobilizado na condição de sub-reforço. O ábaco resultante dessa análise está apresentado na Figura 5.20.

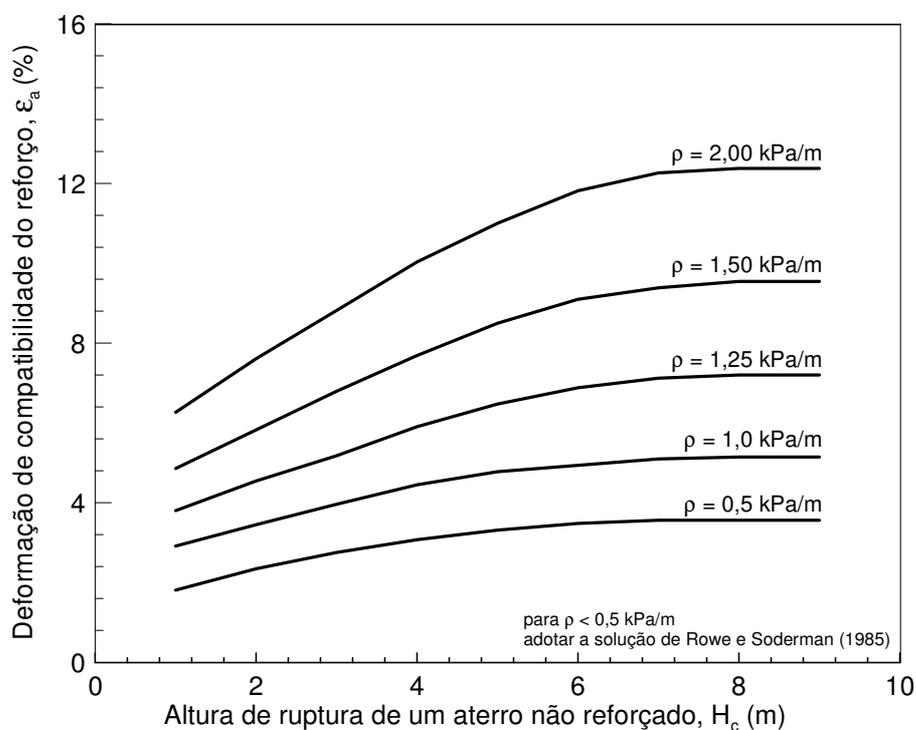


Figura 5. 20 – Ábaco para determinação da deformação de compatibilidade admissível (HINCHBERGER & ROWE, 2003).

Para definir a característica do reforço é preciso realizar uma análise de estabilidade (usando um método computacional de escorregamento circular que inclua a força do reforço ou algum método simplificado, como de LOW ET AL 1990, por exemplo), e definir a força do reforço necessária. Em seguida se define as propriedades do reforço com base na deformação de compatibilidade admissível do reforço (Figura 5.20). A rigidez é dada pelo produto entre a força e a deformação do reforço. Entretanto, conforme mostrado anteriormente, a deformação cai após o J_{crit} e como a Figura 5.20 somente serve para aterros sub-reforçados, os valores serão superestimados. Para corrigir essa situação, HINCHBERGER & ROWE (2003), propuseram um fator α_T que aumenta o valor da rigidez, quando necessário:

$$J = \frac{\alpha_T T_r}{\varepsilon_a} \quad (5.14)$$

O valor de α_T corrige os valores obtidos pela análise por equilíbrio limite que ficam acima do valor obtido pela teoria da plasticidade, como se pode ver na Figura 5.11. Na Tabela 5.1 estão compilados os valores de α_T indicados por HINCHBERGER & ROWE (2003).

Tabela 5.1 - Fatores de correção do reforço (HINCHBERGER & ROWE, 2003)

| $(h - H_c)/(H_u - H_c)$ | Fator de correção, α_T |
|-------------------------|-------------------------------|
| $\leq 0,7$ | 1,00 |
| 0,8 | 1,15 |
| 0,9 | 1,40 |
| 1,0 | 2,00 |

Sendo:

- H - altura do aterro reforçado;
- H_c - altura de ruptura do aterro não reforçado;
- H_u - altura de um aterro perfeitamente reforçado, cujo valor é obtido pela solução da teoria da plasticidade.

5.6 Um Método para Definir a Deformação de Compatibilidade do Reforço

As análises realizadas por HINCHBERGER & ROWE (2003) tem uma das poucas alternativas para se definir a rigidez do reforço com base em compatibilização das deformações. Entretanto, simplificaram as análises e por isso, o método proposto (Figura 5.20) é destinado para aterros sub-reforçados, ou seja, para baixos valores de rigidez à tração do reforço. Há uma proposta de correção, mas seria possível realizar uma correlação direta, uma vez que eles apresentaram curvas completas da variação da deformação de compatibilidade com a rigidez do reforço, para diferentes pares de resistência (S_{uo} e ρ).

Nesse item buscou-se estabelecer uma correlação entre a deformação admissível em função da resistência não-drenada na superfície, S_{uo} , o aumento da resistência com a profundidade, ρ , e a rigidez do reforço, J . Tentou-se usar a mesma correlação usada para definir o fator de capacidade de carga ($\rho B/S_{uo}$), porém, os resultados foram muito erráticos, isso porque a deformação admissível não está relacionada exclusivamente com a capacidade de carga. Por exemplo, o aumento de J reduz a deformação, porém, a altura aumenta. Observando as Figuras 5.18 e 5.19, percebe-se que aumentando isoladamente S_{uo} e ρ , a deformação admissível aumenta, portanto, as duas devem ser diretamente proporcionais à deformação de compatibilidade.

Após várias tentativas chegou-se à conclusão que uma resistência média do volume de solo solicitado no mecanismo de colapso seria o parâmetro ideal. Para correlação foi usado uma variável proporcional à resistência não drenada média, conforme está ilustrado na Figura 5.21:

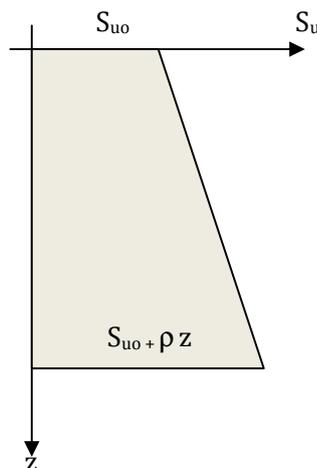


Figura 5. 21 – Variação da resistência não-drenada até a profundidade de plastificação.

Integrando a variação da resistência até a profundidade desejada, tem-se:

$$S_{u(m\u00e9dio)} = S_{uo} z + \rho \frac{z^2}{2} \quad (5.15)$$

Por simplificação adotou-se uma profundidade pudesse representar a média dos aterros, assim, se evita conhecer previamente o mecanismo de plastificação envolvido. Essa profundidade adotada foi de 15m:

$$S_{u(m\u00e9dio)} = 15 (S_{uo} + 7,5\rho) \quad (5.16)$$

Como 15 é constante, será usado como variável $(S_{uo} + 7,5\rho)$. É importante destacar que esse valor passa a ser um simples parâmetro de correlação, independentemente das demais condições envolvidas.

Para fazer as correlações, foram usados apenas os resultados de MEF para se ter todas as informações necessárias e sob condições controladas. A principal fonte de dados foi obtida do próprio artigo de HINCHBERGER & ROWE (2003) e também se utilizaram dados de FUERTES (2010), FUERTES ET AL (2010) e se fez algumas análises complementares para complementar as curvas.

Interpretando os dados de HINCHBERGER & ROWE (2003), definiu-se um único J_{crit} igual a 3.000 kN/m para os solos, que está indicado na Figura 5.22. Os dados foram ajustados por duas retas, uma horizontal até $J_{crit} = 3.000$ kN/m e por uma reta com valores decrescentes para deformação de compatibilidade com o aumento da rigidez do reforço. O valor da deformação até $J_{crit} = 3000$ kN/m é a própria deformação de compatibilidade admissível definida por HINCHBERGER & ROWE (2003).

Definiu-se dois parâmetros para essa curva: a própria deformação admissível, chamada de $\varepsilon_{a(J_0)}$ e a deformação de compatibilidade para $J=12000$ kN/m, denominado de $\varepsilon_{a(J12000)}$. Esses dois parâmetros, que posicionam a curva de compatibilidade no gráfico $J-\varepsilon_a$, foram correlacionados com o parâmetro que representa a resistência do solo $(S_{uo} + 7,5\rho)$. Esse resultado está apresentado na Figura 5.23.

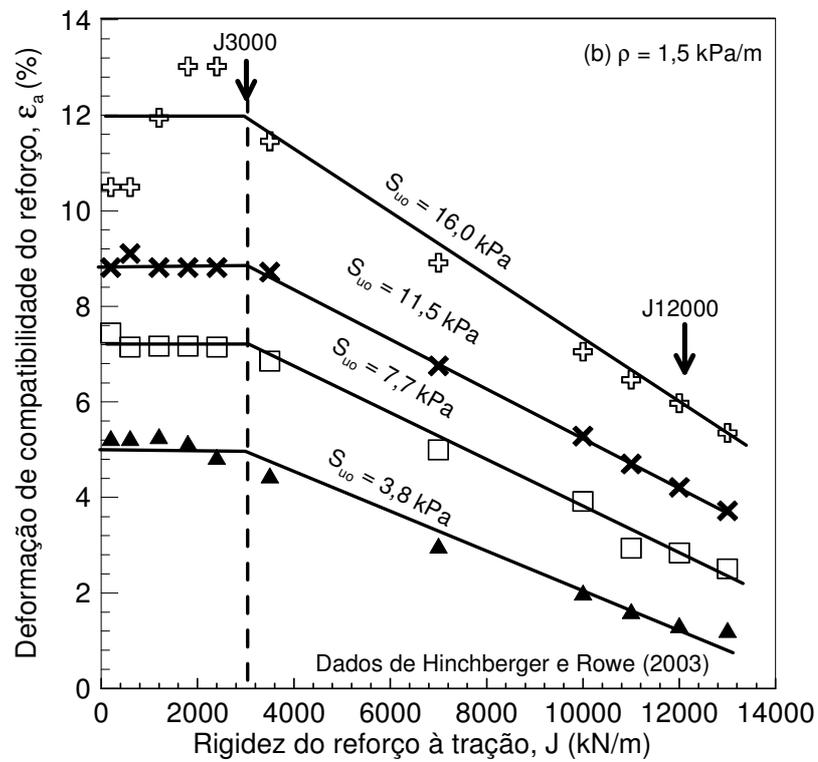
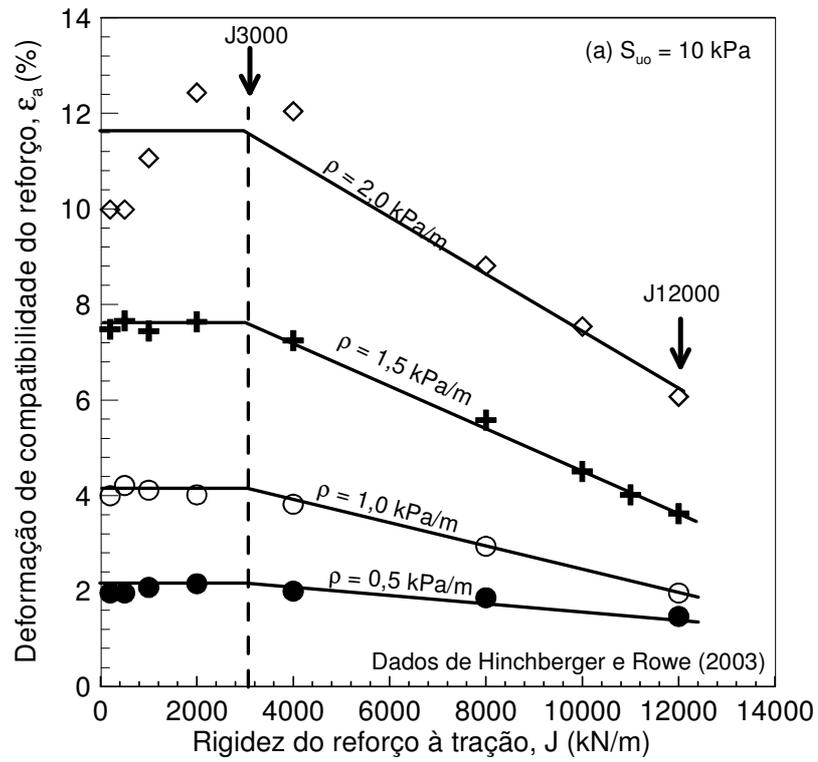


Figura 5. 22 - Análise dos HINCHBERGER & ROWE (2003).

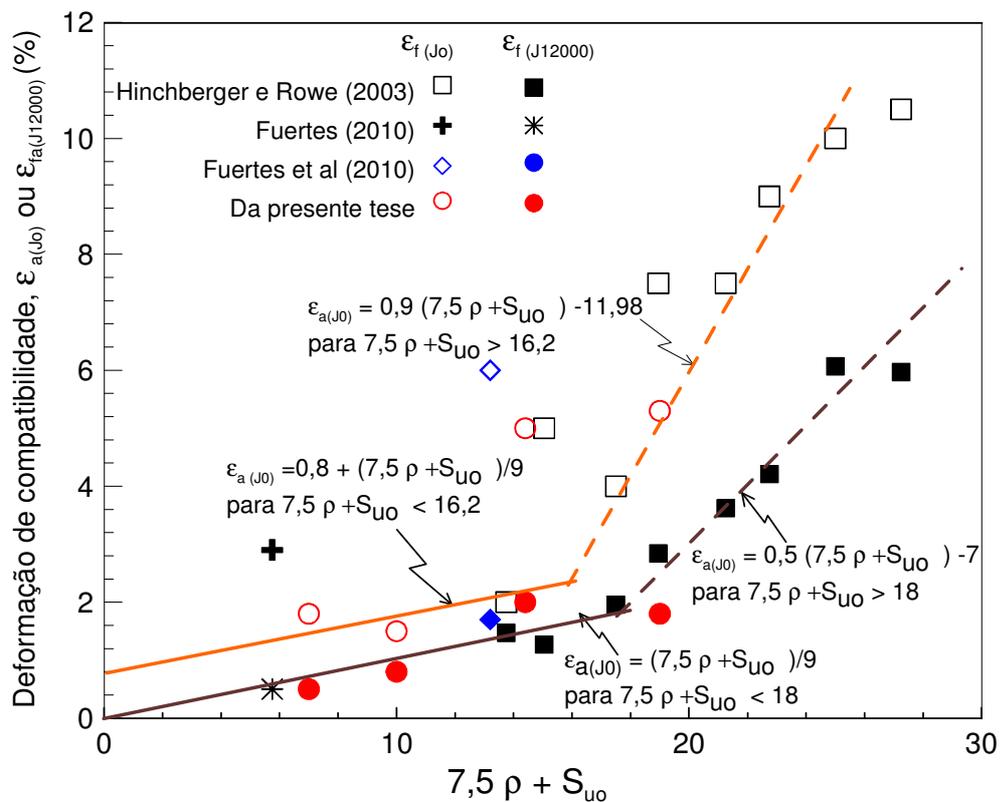


Figura 5. 23 - Deformação de compatibilidade do reforço admissível e para J = 12 MPa.

A variação das dos parâmetros $\epsilon_{a(j0)}$ e $\epsilon_{a(j12000)}$ com $(S_{uo} + 7,5\rho)$ foi dividida em dois trechos lineares, uma para solos menos resistentes e outro para solos mais resistentes, conforme está indicado na Figura 5.23. As expressões geradas por essa correlação estão listadas na Tabela 5.2.

Para se obter uma deformação de compatibilidade foi feita uma interpolação, que resultou na normalização da deformação de compatibilidade do aterro dada por:

$$N = \frac{\epsilon_{a(j0)} - \epsilon_a}{\epsilon_{a(j0)} - \epsilon_{a(j12000)}} \quad (5.17)$$

Tabela 5.2 - Expressões propostas para deformações de compatibilidade

| Trechos | $\epsilon_{a(j0)}$ | $\epsilon_{a(j12000)}$ |
|----------|--|---|
| Primeiro | $S_{uo} + 7,5\rho_c < 16,2 \text{ kPa}$ (5.18a) | $S_{uo} + 7,5\rho_c < 18 \text{ kPa}$ (5.18b) |
| | $\epsilon_{a(j0)} = 0,8 + (c_o + 7.5 \rho_c)/9$ (5.19a) | $\epsilon_{a(j0)} = (c_o + 7.5 \rho_c)/9$ (5.19b) |
| Segundo | $S_{uo} + 7,5\rho_c > 16,2 \text{ kPa}$ (5.20a) | $S_{uo} + 7,5\rho_c > 18 \text{ kPa}$ (5.20b) |
| | $\epsilon_{a(j0)} = 0,9(c_o + 7.5 \rho_c) - 11,98$ (5.21a) | $\epsilon_{a(j0)} = 0,5 (c_o + 7.5 \rho_c) - 7$ (5.21b) |

A Figura 5.24 mostra como os dados apresentados na Figura 5.22 são normalizáveis segundo a proposta apresentada. A aplicação deve ser feita para valores de J dentro do intervalo usado ($J < 1.200 \text{ kN/m}$), porque os dados foram interpolados.

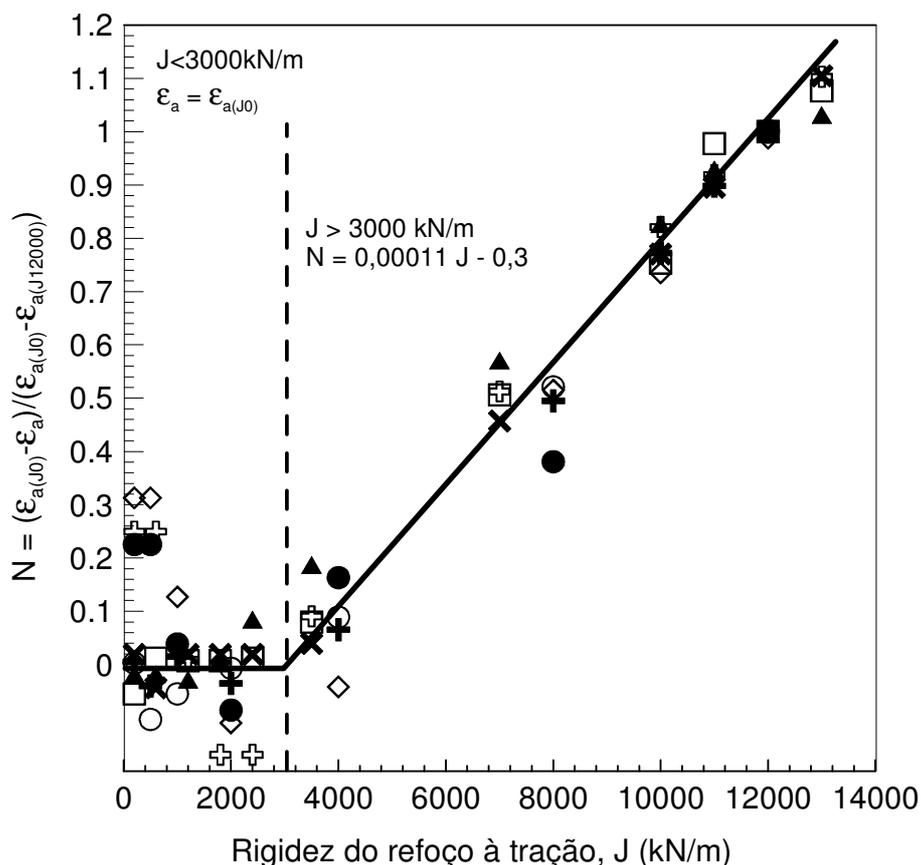


Figura 5. 24 - Correlação entre N e a rigidez do reforço à tração (dados da Figura 22).

Com base nos resultados fornecidos pela Figura 5.24 é possível calcular a deformação de compatibilidade do reforço para duas condições:

- a) Para $J < 3000 \text{ kN/m}$ a deformação de compatibilidade é a própria deformação de compatibilidade admissível e é equivalente a proposta de HINCHBERGER & ROWE (2003) (Figura 5.19):

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a(J)} \quad (5.18)$$

- b) Para $J > 3000 \text{ kN/m}$ a deformação de compatibilidade deve ser calculada pela expressão:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_{a(J0)} - (\varepsilon_{a(J0)} - \varepsilon_{a(J12000)}) (0,00011 J - 0,3) \quad (5.19)$$

Sendo que os valores de $\varepsilon_{a(j0)}$ e $\varepsilon_{a(j12000)}$ devem ser calculados pelas expressões apresentadas na Tabela 5.2.

Para inferir a proposta foram coletados alguns dados disponíveis na literatura de aterros reforçados sobre solos moles instrumentados e levados à ruptura. HUMPHREY & HOLTZ (1986) fizeram uma revisão de casos históricos, alguns inclusive com ruptura. Conseguiram-se somente nove aterros publicados, em sete artigos, com as informações necessárias para fazer a validação: ROWE (1984), ROWE & SODERMAN (1984), BOLTON & SARMA (1994), ROWE & HINCHBERGER (1998), CHAI ET AL (2002) e OLIVEIRA (2006). Os dados necessários foram compilados e estão apresentados na Tabela 5.3. A partir dos parâmetros dos solos e do reforço foram calculadas as deformações de compatibilidade com base na proposta apresentada e a comparação pode se vista na Figura 5.25.

Tabela 5.3 - Dados de aterros reforçados sobre solos moles levados à ruptura com medida da deformação do reforço na ruptura do aterro.

| Referência | S_{uo} (kPa) | ρ (kPa/m) | $(S_{uo}+7,5\rho)$ | ε (%) Medido | J (kN/m) | ε_a (%) calculado |
|-----------------------------|----------------|----------------|--------------------|--------------------------|----------|-------------------------------|
| CHAI, MIURA & SHEN (2002) | 4,25 | 1,7 | 17 | 2,25 | 1600 | 3,3 |
| | 4,25 | 1,7 | 17 | 2,5 | 800 | 3,3 |
| OLIVEIRA (2006) | 3,6 | 1,0 | 11,1 | 1,47 | 1700 | 2,0 |
| ROWE & HINCHBERGER (1998) | 17 | 1,36 | 27,2 | 13 | 1920 | 12,5 |
| BERGADO ET AL (1994) | 5 | 2,8 | 26 | 12 | 1700 | 11,4 |
| BOLTON & SHARMA (1994) JSS7 | 8 | 1 | 15,5 | 1,47 | 3800 | 2,4 |
| BOLTON & SHARMA(1994) JSS11 | 8 | 1 | 15,5 | 1,62 | 2720 | 2,5 |
| ROWE & SODERMAN (1984) | 8 | 0 | 8 | 4 | 2000 | 1,7 |
| ROWE (1984) | 18 | 0 | 18 | 3 | 634 | 4,2 |

Os valores calculados estão bem próximos dos valores medidos (Tabela 5.4 e Figura 5.25). O caso de ROWE & SODERMAN (1984) foi que apresentou mais diferença porque a resistência é constante com a profundidade. Porém, nesses casos há a solução de ROWE & SODERMAN (1985) que poderia ser usada (Figura 5.14). O aterro experimental executado por OLIVEIRA (2006) tem uma estratigrafia diferenciada e, por isso, será analisado separadamente mais adiante.

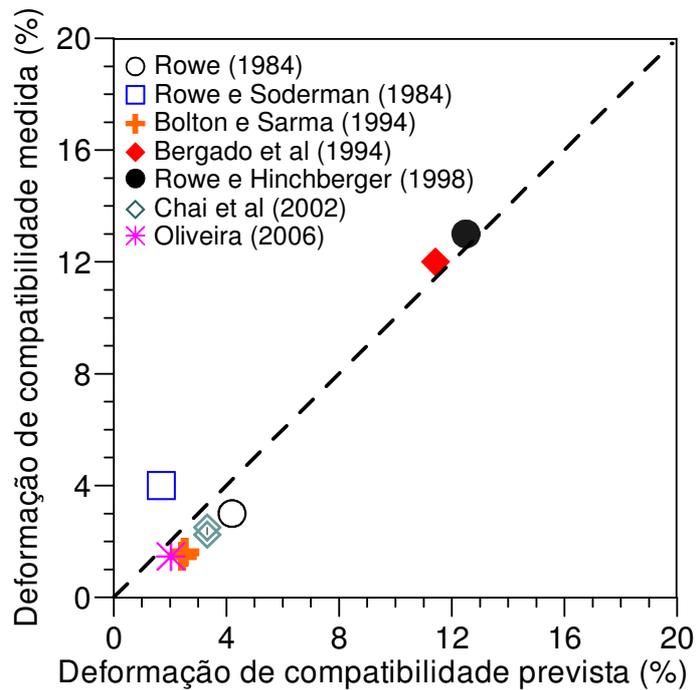


Figura 5. 25 – Comparação entre as deformações de compatibilidade do reforço medidas e calculadas.

5.7 Definição do Reforço para Uso na Base de Aterros Sobre Solos Moles

Normalmente a literatura apresenta três formas para se projetar aterros reforçados sobre solos moles: teoria da plasticidade, equilíbrio limite ou MEF. Nessa tese entende-se que é fundamental considerar a interação entre os solos (aterro e fundação) e o reforço. Se a opção for MEF essa interação será realizada integralmente.

Os estudos apresentados nesse item fornecem subsídios para a utilização do método de equilíbrio limite nos projetos de aterros reforçados sobre solos moles. Os passos que devem seguir para projetar um aterro reforçado sobre solo mole são:

- a) Calcular a altura de ruptura de um aterro não reforçado, H_c , (fundação lisa) – calculado pela teoria da plasticidade (5.7 ou 5.8);
- b) Definir a altura de ruptura de um aterro perfeitamente reforçado, H_w , (fundação rugosa) – calculado pela teoria da plasticidade (5.7, 5.8 ou 5.9);

c) Se a altura desejada ultrapassa H_c será necessário usar reforço, sendo que para aterros construídos rapidamente não podem ultrapassar o limite de H_u ;

d) Fazer análise de estabilidade e definir a força no reforço necessária para garantir a estabilidade desejada;

e) Definir a deformação de compatibilidade e a respectiva rigidez usando as informações contidas no item 5.6.

f) Também é preciso verificar a segurança do próprio reforço à ruptura estrutural do material.

As verificações sugeridas conseguem se adequar as mudanças tecnológicas, pois os geossintéticos têm evoluído muito. Os primeiros reforços não tecidos apresentavam rigidez extremamente baixa e por isso se deformava sem trazer grande contribuição para melhoria do aterro. Atualmente, já há geossintéticos mais rígidos e inclusive extremamente rígidos como os de aramida, que podem ter rigidez à tração de mais de 50.000 kN/m. É importante ter em mente os comportamentos típicos mostrados nessa tese: quando o solo são mais resistente o reforço deforma mais para que ocorra a ruptura do sistema solo-reforço e ao contrário solos menos resistentes precisam de reforços que se deformem menos para compatibilização. Por outro lado, há um ponto a partir do qual o aumento da rigidez não trás nenhum benefício, pois atinge o limite máximo de um aterro perfeitamente reforçado.

5.8 Aterros Reforçados sobre Solos Moles com uma Camada Superficial de Areia

Existem solos moles que são estratificados, podendo apresentar lentes de areia ou camadas superficiais de areia. Essa intrusão de material mais resistente e, que tem comportamento drenado durante a construção do aterro (reforçado), pode alterar, substancialmente, a interação solo-reforço.

Neste item será dado enfoque para o caso em que o subsolo é composto por duas camadas, uma superficial de areia sobreposta ao solo mole. Esse estudo foi desenvolvido por FUERTES ET AL (2010), FUERTES & FUTAI (2010) e é assunto da dissertação de mestrado de FUERTES.

O estudo foi realizado por MEF com o programa Phases2. Utilizou-se modelo elasto-perfeitamente plástico com critério de escoamento de Möhr-Coulomb. O aterro e a camada de

areia foram modelados com parâmetros drenados (tensões efetivas) e o solo mole com parâmetros totais. Para inferir o modelo e o programa usado, FUERTES ET AL (2010) reproduziram um dos exemplos de HINCHBERGER & ROWE (2003) demonstrando boa concordância entre os resultados.

A secção típica usada tem espessura da camada de argila $D = 20$ m, largura da crista $B = 18$ m, inclinação do talude $2H:1V$ e o desenho está apresentado na Figura 5.26. A altura final é variável, porque foram simulados alteamentos em camadas de 37,5cm e obtidos resultados para cada fase de alteamento. A altura final de construção simulada foi sempre superior a altura de ruptura para poder identificar a etapa no qual o aterro rompe.

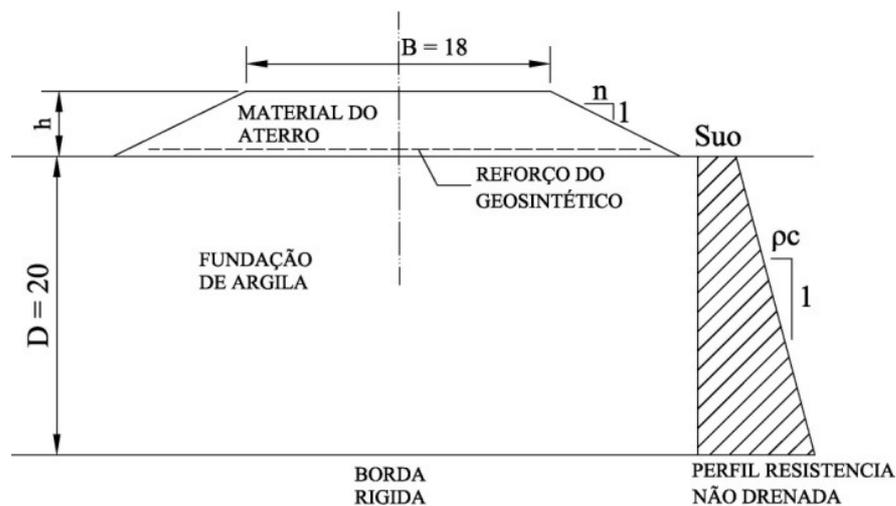


Figura 5. 26 - Geometria do aterro e estratigrafia da fundação.

Para a fundação, foi adotada resistência não-drenada típica dos solos brasileiros (por exemplo, solos da Baixada Santista com correção de Bjerrum), dada por:

$$S_u = 4,2 + 1,2 z \quad (5.20)$$

O solo mole foi modelado com coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$, a relação E_u/S_u igual a 400.

Os parâmetros usados para material de aterro foram: peso específico de 20 kN/m^3 , ângulo de atrito de 30° e o coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$, $E = 10.000 \text{ kPa}$. Para superficial de areia utilizou-se ângulo de atrito de 25° e coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$ e $E = 20.000 \text{ kPa}$. Foram utilizados quatro valores de rigidez do reforço: 600 kN/m , 2.000 kN/m , 4000 kN/m e 6.000 kN/m .

Os resultados obtidos foram organizados em gráficos, nos quais incluem dados de fundações com diferentes espessuras de camada de areia superficial e com diferentes valores de rigidez do reforço à tração.

Os vetores deslocamento (aumentados cinco vezes) em cada nó da malha, no momento da ruptura e para um $J = 600 \text{ kN/m}$, estão mostrados na Figura 5.27. Neles se podem observar o início do desenvolvimento do mecanismo da ruptura.

No caso do aterro construído sobre solo mole e sem camada de areia, os vetores indicaram que o mecanismo de ruptura começa a poucos metros do pé do aterro e se estendem até uma profundidade de 7m aproximadamente (Figura 5.27-a). Pode-se notar que os deslocamentos são maiores próximos à superfície e vão diminuindo com a profundidade.

Para o caso do aterro sobre uma um camada de areia de 2 m e rigidez do reforço de 600 kN/m (Figura 5.27-b), o mecanismo da ruptura foi deslocado para baixo da camada de areia e o mecanismo de colapso atinge 10m de profundidade, razão pela qual atinge uma altura maior. Com 4 m de areia e $J = 600 \text{ kN/m}$ a altura atingida é muito maior porque o mecanismo da ruptura se estende até o centro do aterro e atinge 14 m profundidade.

As demais análises realizadas com a mesma estratigrafia e com rigidez à tração do reforço de 2.000 kN/m, 4.000 kN/m e 6.000 kN/m apresentaram resultados similares. Sendo que os vetores deslocamento atingem uma profundidade maior quanto maior é a rigidez do reforço, até de 13,0 m com $J = 6.000$, o que explica o incremento na altura da ruptura.

Para definir a altura de ruptura dos aterros, bem como a respectiva deformação de compatibilidade, foi utilizado o método da altura líquida definida por HINCHBERGER & ROWE (2003).

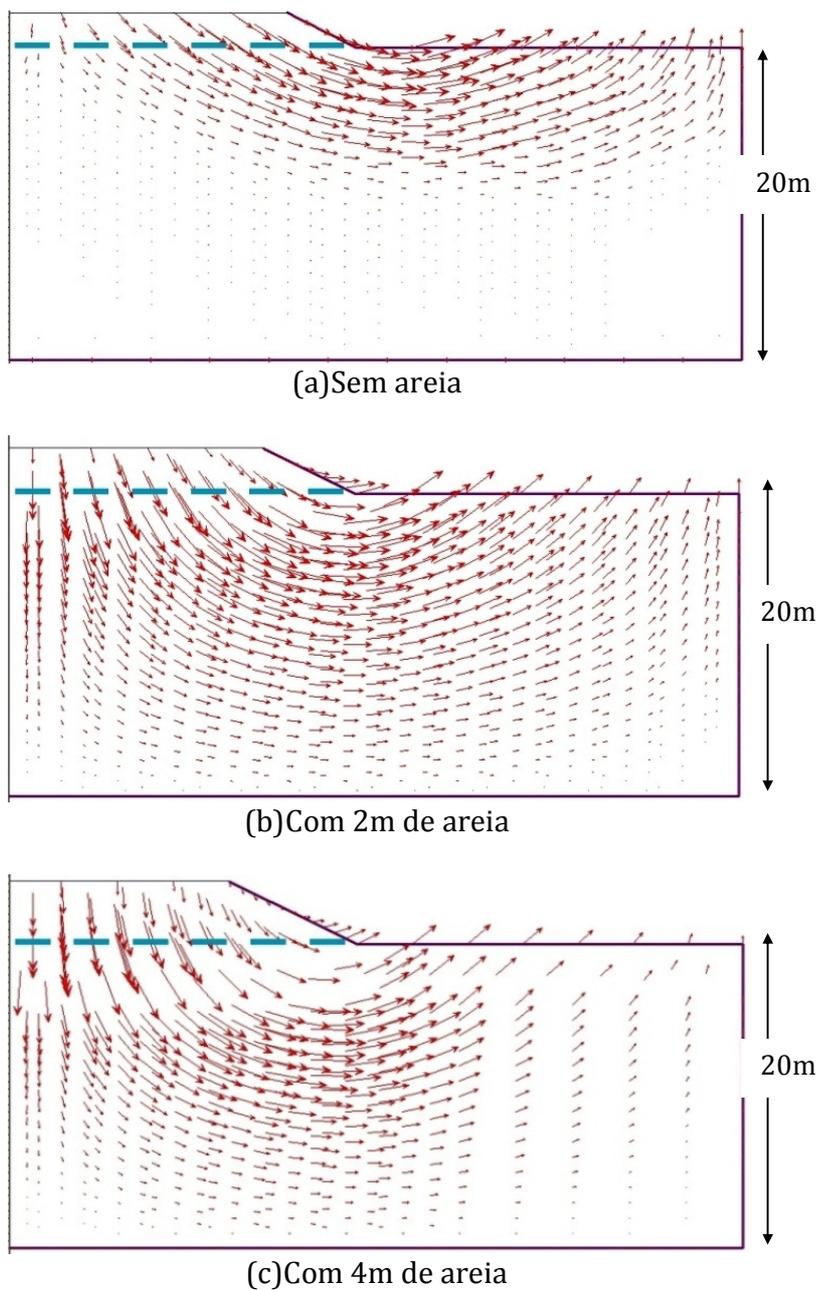
Nas Figuras 5.28, 5.29 e 5.30 são apresentadas as variações das alturas líquidas e as respectivas deformações do reforço, para os aterros construídos diretamente sobre a argila, sobre uma camada de areia de 2m e 4m, respectivamente. As análises forneceram a força mobilizada no reforço em cada estágio e a partir delas e da rigidez do reforço se calcularam as deformações ($\epsilon_a = T_a / J$).

O aterro reforçado apoiado diretamente sobre o solo mole (Figura 5.28) tem o mesmo comportamento observado por HINCHBERGER & ROWE (2003), na medida em que se utilizam reforços mais rígidos à altura de ruptura do aterro é maior (Figura 5.28-a), porém a deformação é menor (Figura 5.28-b).

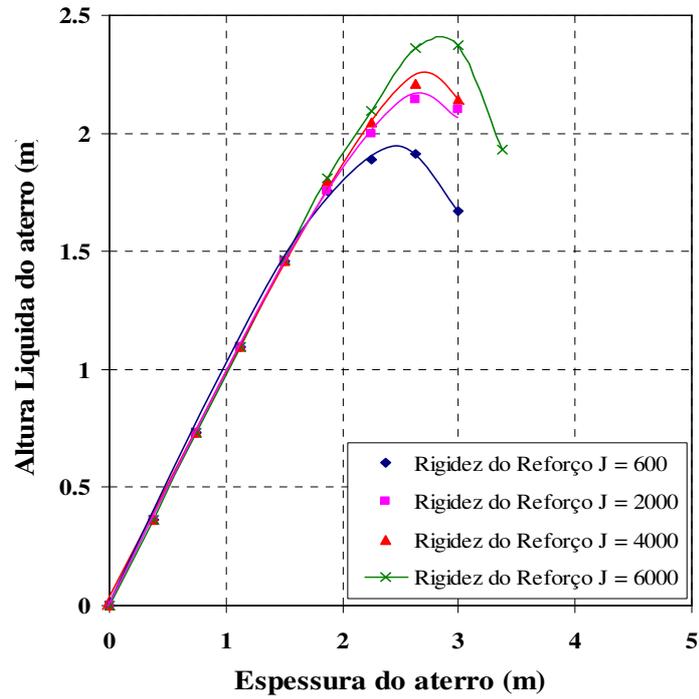
Ao simular a existência de uma camada de 2m de espessura entre o aterro e o solo mole (Figura 5.29), pode-se observar um comportamento similar ao do caso sem a camada de areia, porém, as alturas de ruptura são maiores (Figura 5.29-a) e com deformações de compatibilidade menores (Figura 5.29-b).

O mesmo procedimento foi utilizado para se obter os resultados de um aterro reforçado

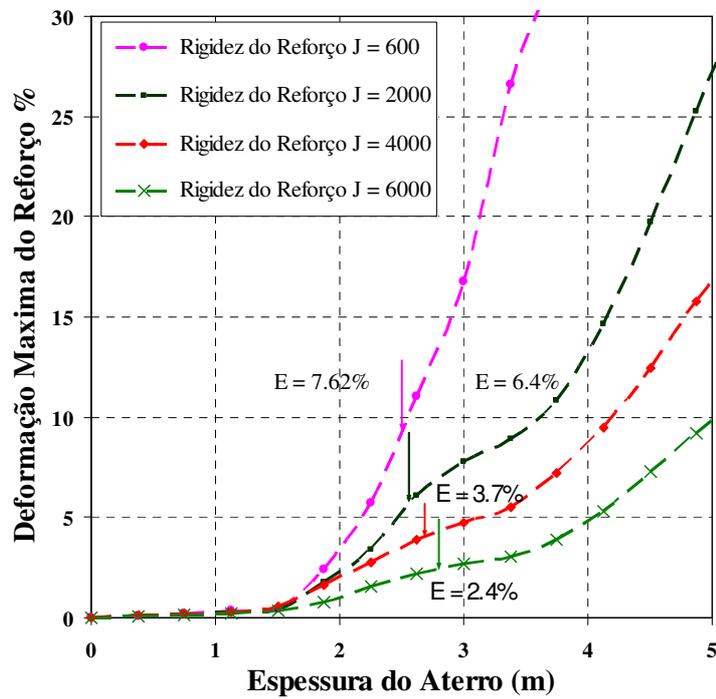
sobre uma camada de 4m de areia sobreposta à camada de solo mole. Nesse caso, praticamente, não houve ganho de altura em decorrência do uso do reforço (Figura 5.30-a) e, como consequência, a deformação de compatibilidade do reforço mobilizada foi muito pequena (entre 1,2% e 1,7%), como pode ser visto na Figura 5.30-b.



**Figura 5. 27 - Vetores deslocamento no momento da ruptura com $J = 600 \text{ kN/m}$
(FUERTES ET AL, 2010)**



(a) Altura líquida



(b) Deformação do reforço

Figura 5. 28 - Resultados das análises MEF para aterro reforçado sobre solo mole (FUERTES ET AL, 2010)

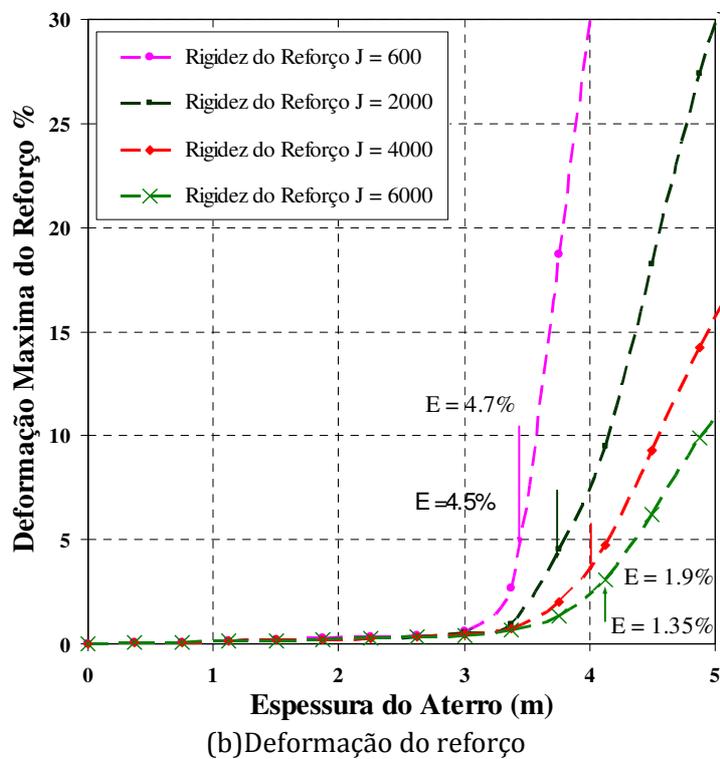
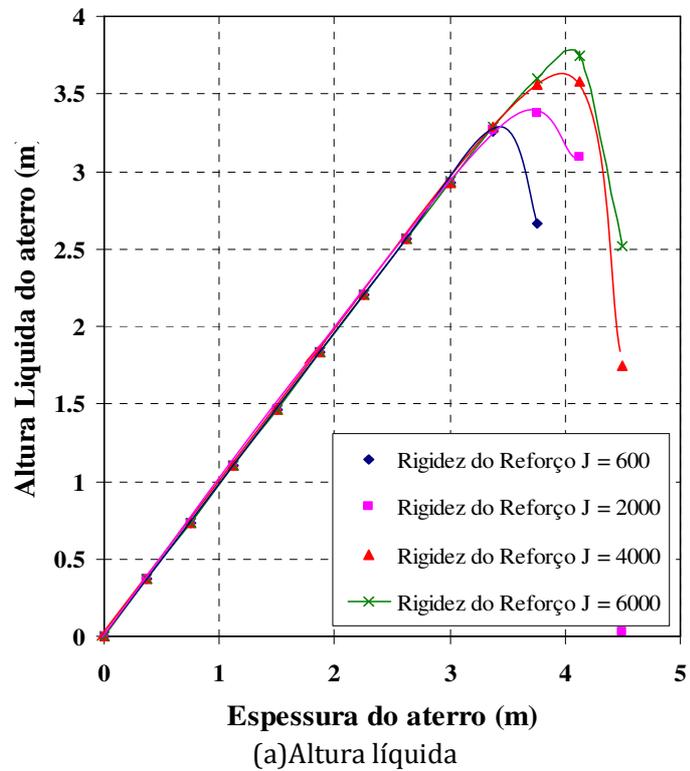
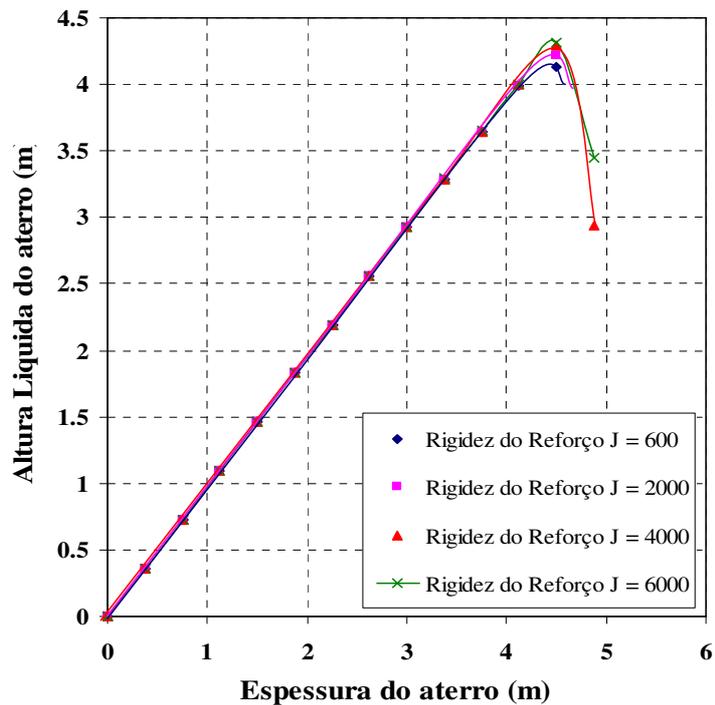
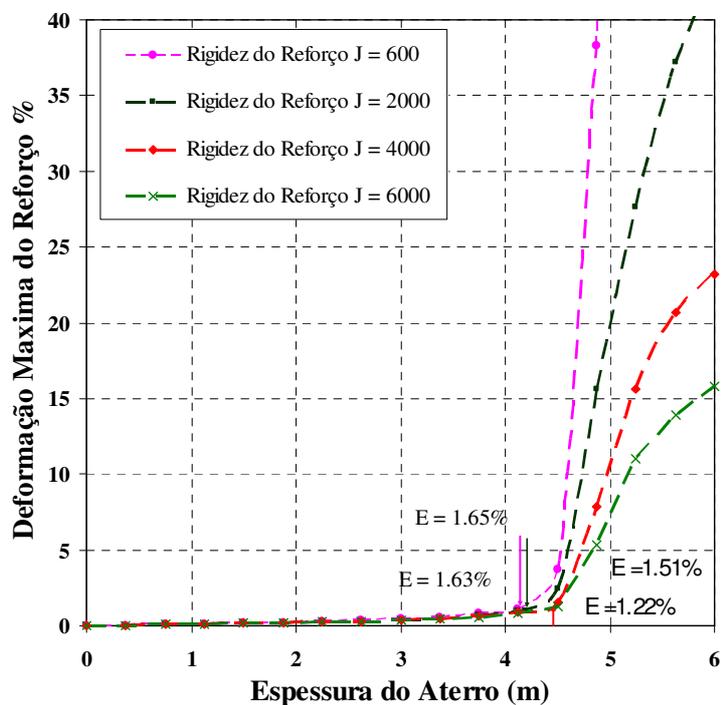


Figura 5. 29 - Resultados das análises MEF para aterro reforçado sobre solo mole com uma camada superior de areia com 2m de espessura (FUERTES ET AL, 2010)



(a) Atura líquida



(b) Deformação do reforço

Figura 5. 30 - Resultados das análises MEF para aterro reforçado sobre solo mole com uma camada superior de areia com 4m de espessura (FUERTES ET AL, 2010)

As alturas de ruptura dos resultados, mostrados nas Figuras 5.27-a, 5.28-a e 5.29-a, foram incluídas na Tabela 5.4, em função das espessuras das camadas de areia e das rigidezes dos reforços à tração. Em todos os casos houve ganho de altura pelo uso do reforço, porém, a eficiência é bem maior no caso dos solo sem a camada de areia.

Tabela 5.4 - Altura líquida estimada para diferentes camadas de areia intermediárias na fundação do aterro (FUERTES ET AL, 2010).

| Espessura da areia (m) | Sem Reforço | Reforço de Rigidez, J kN/m | | | |
|------------------------|-------------|----------------------------|-------|-------|-------|
| | | 600 | 2.000 | 4.000 | 6.000 |
| 0 | 1,9m | 2,50m | 2,70m | 2,80m | 2,85m |
| 2 | 3,3m | 3,50m | 3,75m | 4,00m | 4,20m |
| 4 | 4,15m | 4,20m | 4,30m | 4,50m | 4,50m |

Tomando como base os dados os dados da Tabela 5.4, calcularam-se os ganhos percentuais de altura em relação ao aterro não reforçado para as três situações analisadas (sem areia e com 2m ou 4m de areia no topo da camada de solo mole), cujo resultado está mostrado na Figura 5.31.

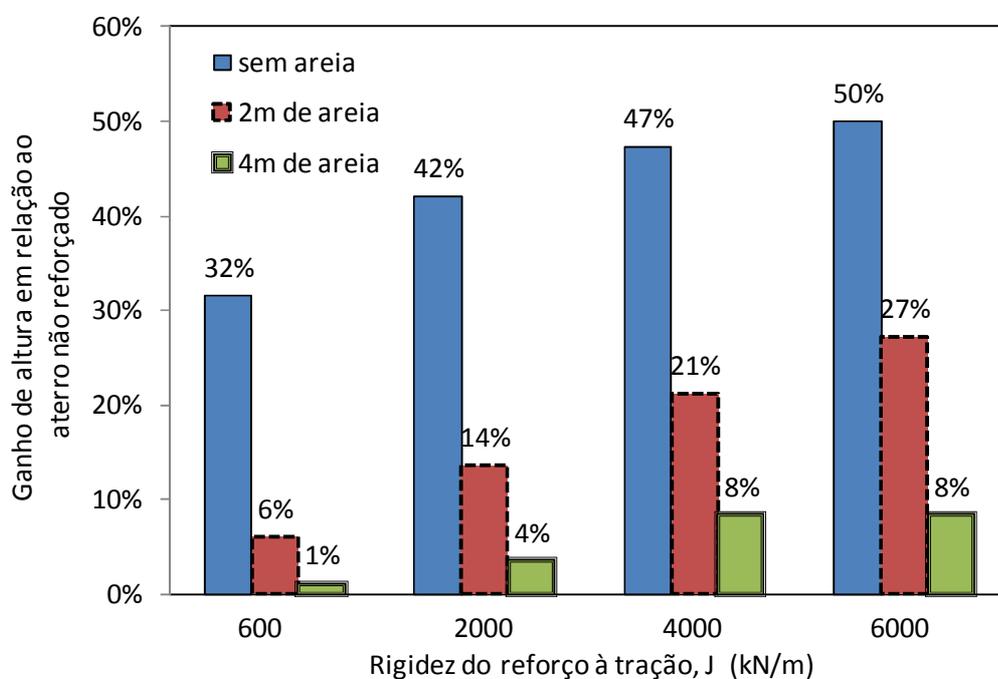


Figura 5. 31 - Ganho de altura em função da rigidez à tração do reforço.

O ganho é mais pronunciado no solo que não tem cobertura de areia podendo se altear até 50% além da altura máxima não-reforçada (para $J=6.000 \text{ kN/m}$). Também há boa eficiência quando há 2m de areia sobreposta ao solo mole chegando a um ganho de 27%, quando se usou um reforço com rigidez de 6.000 kN/m . Por outro lado, o uso de reforço com camadas de areia com 4m de espessura o ganho é muito pequeno e os custos não devem justificar o uso de reforços.

A variação da deformação de compatibilidade influenciada pela camada de areia e também pela rigidez do reforço está mostrada na Figura 5.32 para dois solos: um referente às Figuras 5.28-b, 5.29-b e 5.30-b (Figura 5.32-a) e o outro para um solo de baixíssima resistência (Figura 5.32-b). Os dados utilizados para elaborar a Figura 5.32 foram obtidos de FUERTES ET AL (2010), FUERTES (2010) e alguns dados complementares foram gerados nessa tese.

O comportamento da deformação de compatibilidade frente à presença de areia é muito nítido. A presença de areia inibe a deformação do reforço, porém, para valores muito elevados de rigidez (acima de 20.000 kN/m) as curvas convergem para valores de deformação muito baixos. A queda da mobilização do reforço é maior quando o solo mole tem resistência menor.

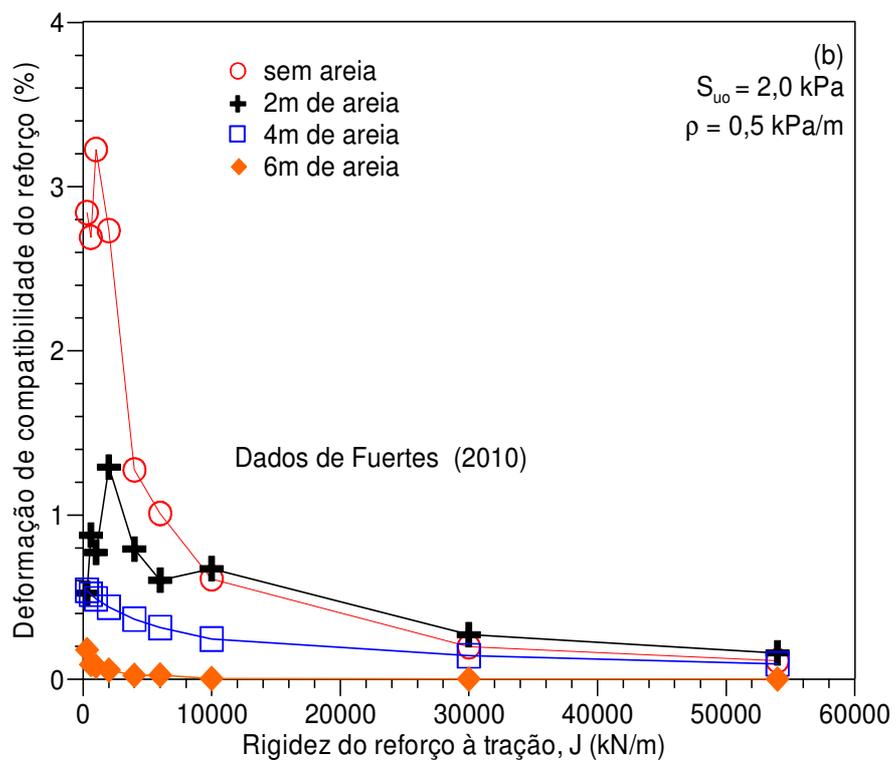
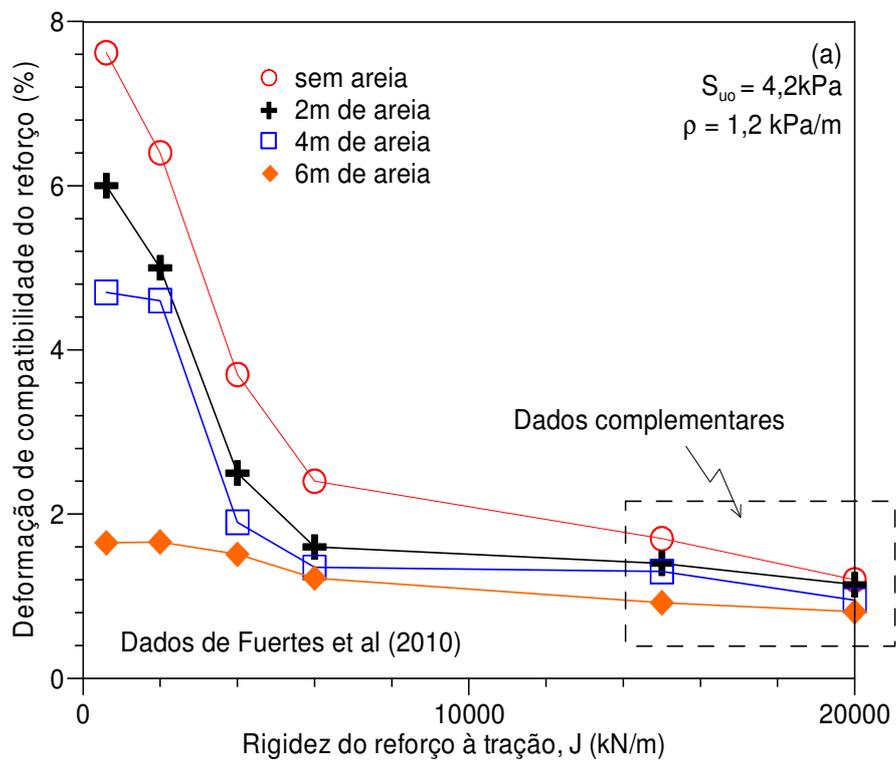


Figura 5. 32 - Variação da deformação de compatibilidade do reforço com a rigidez do reforço e com a espessura da camada de areia entre o aterro e o solo mole.

Para entender melhor a interação entre o aterro, a camada de areia, o reforço e o solo mole, FUERTES & FUTAI (2010) analisaram os deslocamentos horizontais dos casos referentes às Figuras 5.28, 5.29 e 5.30. Os resultados simulam os dados de um inclinômetro, cujos resultados para o perfil sem a camada de areia, com 2m de areia e 4m de areia sobreposta ao solo mole, estão apresentados nas Figuras 5.33, 5.34 e 5.35, respectivamente.

Os deslocamentos horizontais do solo mole sem areia é relativamente grande (Figura 5.33), chega a quase 1m na condição não-reforçada e os deslocamentos reduzem com a utilização de reforços e quanto mais rígido for o reforço. Esse comportamento já faz parte do conhecimento básico sobre aterros reforçados. Trata-se do efeito de confinamento, de redução das deformações laterais e da resistência ao cisalhamento geradas na interface entre o aterro e o solo mole.

A existência de uma camada superficial de areia de 2 m, naturalmente, já inibe os deslocamentos horizontais (Figura 5.34), quando comparado com o caso sem areia. Os reforços reduzem os deslocamentos horizontais em decorrência da mobilização do reforço, porém bem menos quando comparado com o caso sem areia.

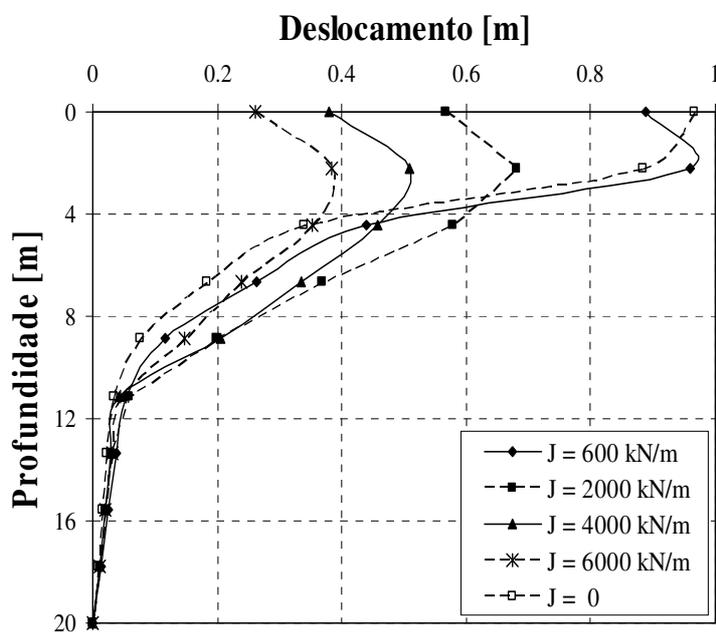


Figura 5. 33 - Deslocamentos horizontais no pé do aterro reforçado sobre solo mole (FUERTES& FUTAI, 2010).

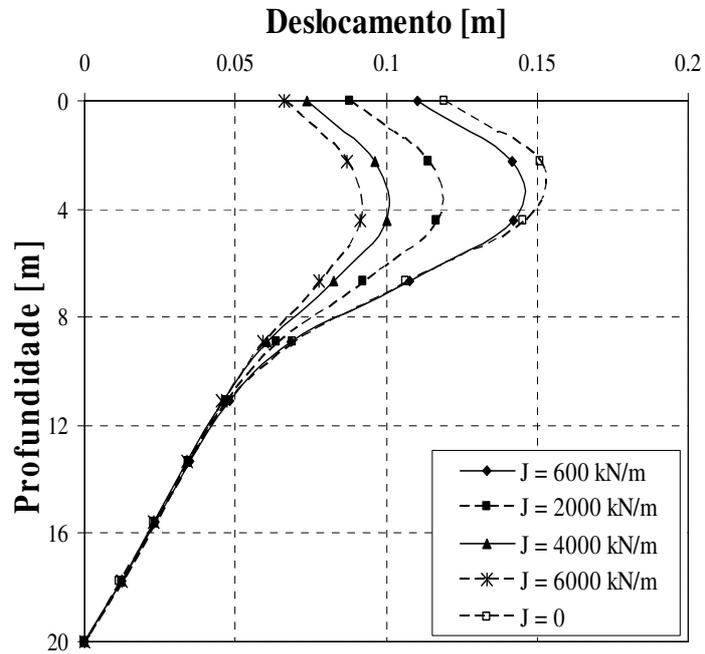


Figura 5. 34 - Deslocamentos horizontais no pé do aterro reforçado com uma camada de 2 m de areia entre o aterro e o solo mole (FUERTES & FUTAI, 2010).

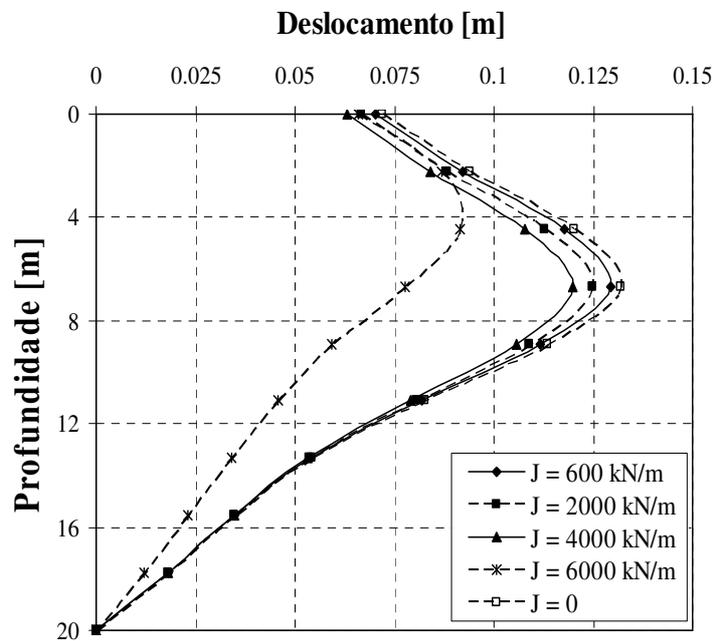


Figura 5. 35 - Deslocamentos horizontais no pé do aterro reforçado com uma camada de 4 m de areia entre o aterro e o solo mole (FUERTES & FUTAI, 2010).

No terceiro caso (Figura 5.35) em que há uma camada de 4m entre o aterro e o solo mole, os deslocamentos horizontais são pequenos e sua redução devido ao uso do reforço é quase insignificante. Esse resultado explica as baixas mobilizações dos reforços no momento da ruptura do aterro.

Esses resultados indicam que o uso da metodologia proposta nos itens 5.6 e 5.7 não podem ser aplicados diretamente nos casos em que o perfil geotécnico é composto por uma camada superior de areia sobreposta ao solo mole.

Para tentar corrigir o efeito da camada superficial de areia da deformação de compatibilidade foram obtidas, da Figura 5.32, as deformações:

- de compatibilidade admissível, $\epsilon_{a(j_0)}$ (para baixos valores de J) e
- de compatibilidade para $J=12000\text{kN/m}$, $\epsilon_{a(j12000)}$.

Esses dados foram comparados com a espessura da camada superficial de areia, como se pode ver na Figura 5.36. As deformações de compatibilidade $\epsilon_{a(j_0)}$ e $\epsilon_{a(j12000)}$ reduzem com o aumento da espessura da camada de areia e a tendência é as duas, praticamente, se anularem após 6m.

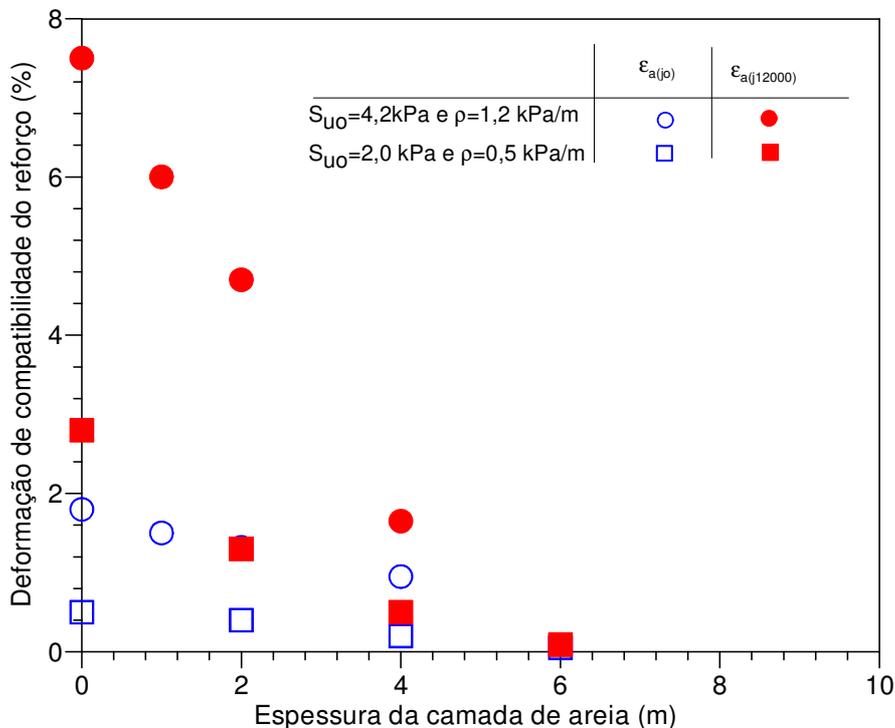


Figura 5. 36 - Variação das deformações de compatibilidade com a espessura da camada superficial de areia.

Para verificar qual proporção da redução da deformação, calculou-se a relação entre as deformações de compatibilidade com os aterros com e sem uma camada superficial de areia. Esse procedimento foi realizado para os dados apresentados na Figura 5.36. Conseguiu-se traçar duas retas, um representando os dados de $\epsilon_{a(j_0)}$ e o outro os de $\epsilon_{a(j_{12000})}$, conforme está mostrado na Figura 5.37. Essa relação será designada de Fator de correção devido à presença da camada de areia α_a , sendo $\alpha_{a(j_0)}$ e $\alpha_{a(j_{12000})}$ os fatores de correção devido à presença da camada de areia para $\epsilon_{a(j_0)}$ e $\epsilon_{a(j_{12000})}$, respectivamente.

Os fatores de correção podem ser calculados por:

$$\alpha_{a_0} = 1 - 0,19 A \quad (5.21)$$

$$\alpha_{a_{12000}} = 1 - 0,14 A \quad (5.22)$$

Sendo A a espessura da camada de areia. Essa correção só vale para espessuras de areia até 6m.

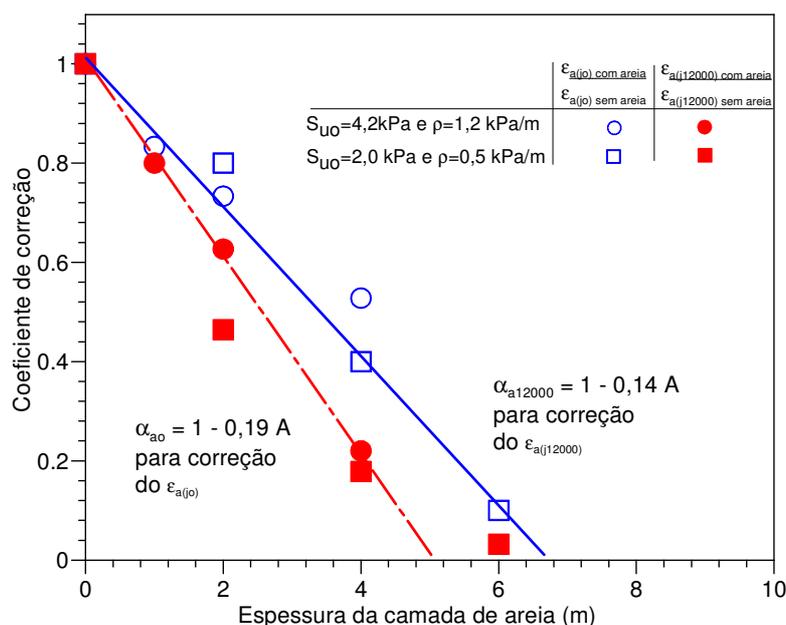


Figura 5. 37 - Fator de correção devido à presença da camada de areia α_a .

Para validar essa teoria encontrou-se um caso na literatura de aterro experimental reforçado sobre solo mole com uma camada superficial de areia e será descrito a seguir.

OLIVEIRA (2006), OLIVEIRA ET AL (2009) e OLIVEIRA ET AL (2010) realizaram três aterros reforçados experimentais sobre solos mole em Santa Catarina, sendo um com reforço de PVD (AE1), o segundo com reforço e sem dreno (AE2) e o terceiro um aterro convencional (AE3). O

caso está muito bem registrado na tese de doutorado de OLIVEIRA (2006), por isso, não serão apresentados detalhes da obra. O aterro AE3 é muito diferente dos outros dois porque tem uma espessura pequena de solo mole com uma lente no meio da camada. A geometria do Aterro AE1 está mostrada na Figura 5.38. Os três locais apresentam uma camada superficial de areia com 1,7 m, 1,8 m e 2,1 m para os aterros AE1, AE2 e AE3, respectivamente.

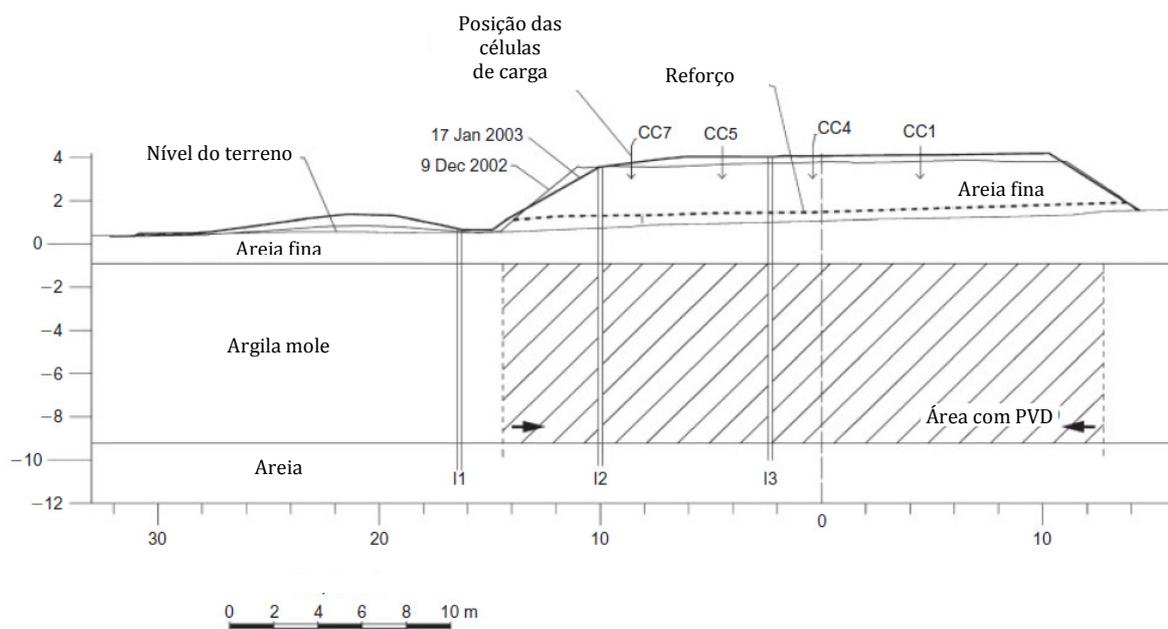


Figura 5. 38 – Geometria do Aterro Experimental com reforço sobre solo mole (OLIVEIRA ET AL, 2010).

O reforço usado é um tecido de poliéster (Stabilenka da Hüesker) com resistência 200 kN/m x 45 kN/m e com rigidez à tração de 1.700kN/m, à 5% de deformação.

Os perfis de resistência não drenada dos aterros AE1 e AE2 estão apresentados na Figura 5.39. Percebe-se que o subsolo é bem distinto e as equações que representam cada perfil quanto à resistência não-drenada estão na Tabela 5.5. Outros dados necessários para análise também foram compilados nessa mesma tabela. OLIVEIRA (2006) sugeriu que a plastificação dos aterros iniciou na 8ª camada do alteamento e que na 9ª camada havia sinais claros de ruptura. Outra característica do aterro reforçado, ensaiado por OLIVEIRA (2006), é que a ruptura não foi tão clara quanto no aterro não reforçado. Essa informação foi registrada por OLIVEIRA (2006) através dos dados de instrumentação (placas de recalque e inclinômetros) e também por meio de

fotos, tais como as mostradas na Figura 5.40. Os valores das alturas e os respectivos valores das forças do reforço medidos na 8ª e 9ª camada estão compilados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Resumo dos dados do solo e dos aterros experimentais AE1 e AE2 (dados obtidos de OLIVEIRA, 2006)

| Dados | Aterros experimentais | |
|-------------------------------------|-----------------------|---------------------|
| | AE1 | AE2 |
| Resistência | $S_u = 4,8 + 0,7 z$ | $S_u = 4,8 + 0,6 z$ |
| Espessura da areia superficial | 1,7 m | 1,8 m |
| Espessura do solo mole | 8,2 m | 5,6 m |
| Altura do aterro 8ª camada | 3,38 m | 3,07 m |
| Altura do aterro 9ª camada | 4,03 m | 3,71 m |
| Força de tração máxima na 8ª camada | 18,7 kN/m | 13,5 kN/m |
| Força de tração máxima na 9ª camada | 26 e 39,1 kN/m | 18,5 kN/m |

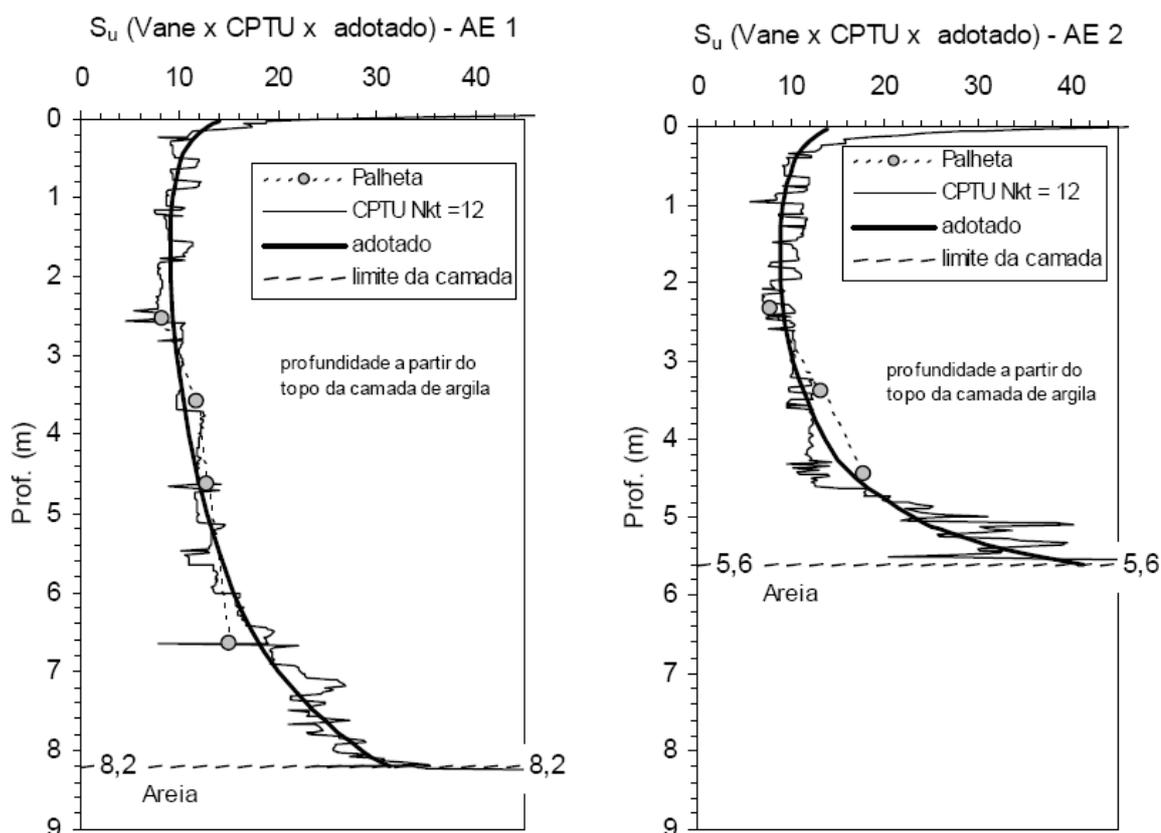


Figura 5. 39 - Resistências não drenadas das argilas estudadas por OLIVEIRA (2006).



(a) Aterro AE 2 – sem drenos e com reforço (b) Aterro AE3 – sem drenos e sem reforço
Figura 5. 40 – Fotos das rupturas dos Aterros AE2 e AE3 (OLIVEIRA, 2006).

A evolução das forças nos reforços ao longo do tempo (que corresponde a elevação gradual do aterro) está mostrada nas Figuras 5.41 e 5.42, para os aterros AE1 e AE2, respectivamente. Há um aumento da força do reforço e é diretamente proporcional ao aumento do deslocamento horizontal. Nessas figuras foram marcadas as datas referente à 9ª camada (primeiros sinais de ruptura) e a 10ª camada (aberturas de trinças).

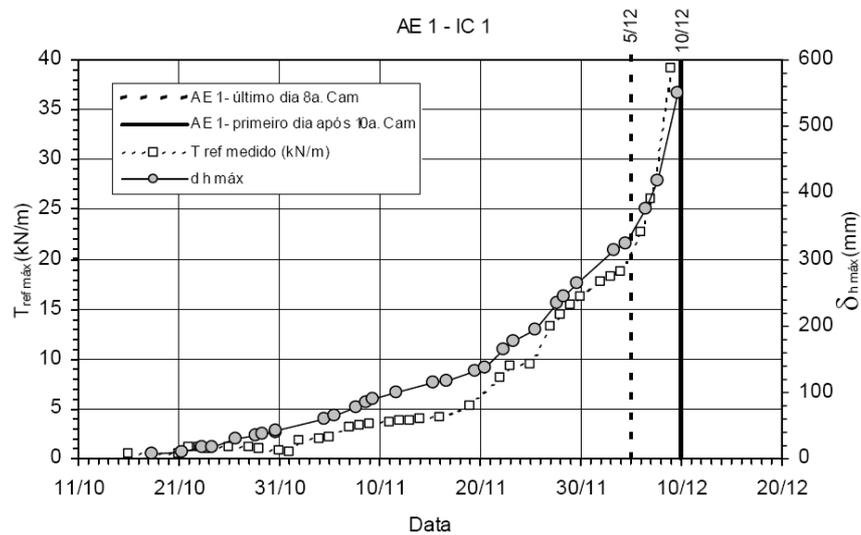


Figura 5. 41 – Valores da força máxima do reforço medida para o aterro AE1 (OLIVEIRA, 2006).

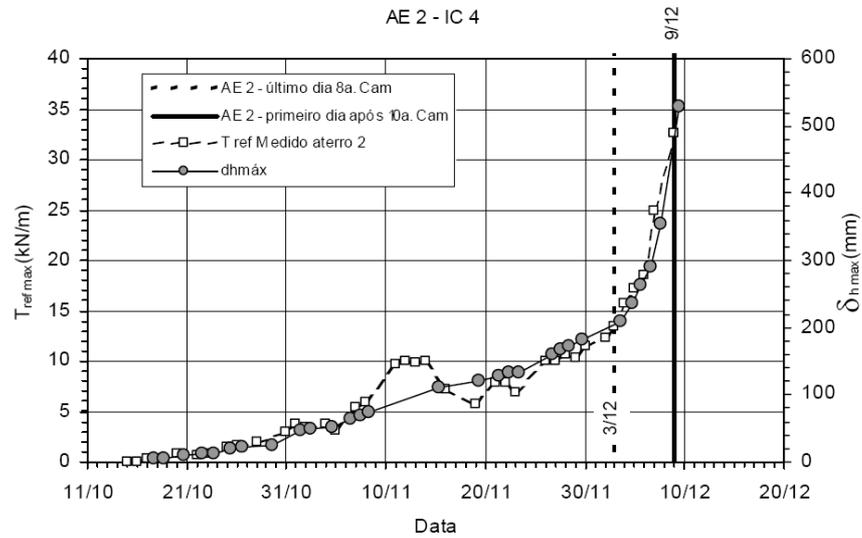


Figura 5. 42 – Valores da força máxima do reforço medida para o aterro AE2 (OLIVEIRA, 2006).

OLIVEIRA ET AL (2010) concluíram que o reforço não forneceu contribuição significativa à estabilidade do aterro atribuindo importância maior para a camada de areia. Entretanto, a camada de areia é uma condição natural do solo e o uso do reforço só deve ser feito quando a altura necessária excede a altura de ruptura não reforçada.

Conforme mostrado nesse item a camada de areia interfere na interação solo-reforço, pois passa a fazer parte da interação e a compatibilização das deformações.

A metodologia apresentada nesse item permite definir a deformação de compatibilidade do reforço para que possa haver ganho de altura. Os dados obtidos por OLIVEIRA (2006) possibilitam inferir o método proposto.

Para o Aterro AE1 o parâmetro de resistência vale:

$$S_{uo} + 7,5\rho_c = 10,05 < 16,2 \text{ kPa} \quad (5.23)$$

O Fator de correção para a deformação admissível é:

$$\alpha_{ao} = 1 - 0,19 A = 1 - 0,19 \times 1,7 = 0,68 \quad (5.24)$$

Como é inferior a 16,2 kPa (Tabela 5.2) e o reforço tem rigidez a tração $J=1.700 \text{ kN/m}$ que é menor que o J_{crit} de 3.000 kN/m (eq. 5.22), a deformação de compatibilidade é a própria deformação admissível corrigida e dada por:

$$\varepsilon_{a(J_0)} = \alpha_{ao}(0,8 + (c_o + 7.5 \rho_c)/9) = 0,68 \times 1,92 = 1,31\% \quad (5.25)$$

Para obter a deformação de compatibilidade do reforço para o aterro AE2 basta repetir as mesmas contas:

$$S_{uo} + 7,5\rho_c = 9,3 < 16,2\text{kPa} \quad (5.26)$$

$$\alpha_{ao} = 1 - 0,19 A = 1 - 0,19 \times 1,8 = 0,66 \quad (5.27)$$

$$\varepsilon_{a(J0)} = \alpha_{ao}(0,8 + (c_o + 7.5 \rho_c)/9) = 0,66 \times 2,17 = 1,21\% \quad (5.28)$$

Calculando as deformações através das forças apresentadas na Tabela 5.5 e $J=1.700 \text{ kN/m}$ obtiveram-se os dados mostrados na Tabela 5.6, na qual também foram incluídos as deformações de compatibilidade calculadas acima.

Observa-se que houve uma concordância muito boa entre os valores medidos e calculados pela proposta apresentada. Análises de estabilidade usando método de Bishop modificado para considerar o reforço foram realizadas por OLIVEIRA (2006) e mostraram-se perfeitas, desde que se conhecessem as forças no reforço. O uso exclusivo de fatores de segurança sobre a resistência do reforço conduziria a uma força de 120 kN/m , e que seria totalmente discrepante com os valores medidos (Tabela 5.5). Os valores de deformação de compatibilidade do reforço estão bem abaixo da deformação de ruptura estrutural do reforço, por isso, não foi observado um degrau de abatimento no momento da ruptura do aterro. Essa situação não pode ser generalizada, mas a metodologia apresentada permite definir as deformações do reforço e prever se o colapso será comandado pela plastificação do solo ou pela ruptura estrutural do reforço.

Tabela 5.6 - Comparação entre os valores de deformação de compatibilidade medidos e calculados.

| Aterro | Deformação de compatibilidade (%) | | |
|--------|-----------------------------------|------------|-----------|
| | Medido | | Calculado |
| | 8ª camada | 9ª camada | |
| AE1 | 1,06 | 1,53 a 2,3 | 1,31 |
| AE2 | 0,80 | 1,11 | 1,20 |

Assim, é possível fazer algumas sugestões para aplicar a metodologia apresentada para projetar aterros reforçados com uma camada de areia (menores que 6 m de espessura) entre o aterro e o solo mole:

- a) Calcular o fator de segurança para o aterro não reforçado, que pode ser feito pelo método de Bishop simplificado;
- b) Se o fator de segurança não satisfizer será necessário usar reforço;

c) Fazer análise de estabilidade e definir a força no reforço necessária para garantir a estabilidade desejada;

d) Definir o fator de correção, em seguida a deformação de compatibilidade e a respectiva rigidez;

e) Também é preciso verificar a segurança do próprio reforço à ruptura estrutural do material.

f) Lembrar que não há solução da teoria da plasticidade para um aterro perfeitamente reforçado para essa condição, por isso, deve se ter em mente que há um limite superior que limita a altura máximo dos aterros.

5.9 Uso de Bermas em Aterros Reforçados

O estudo desenvolvido para entender o efeito da camada superficial de areia gerou uma dúvida sobre a influência do uso de bermas em aterros reforçados sobre solos moles, porque uma berma, suficientemente grande, teria efeito similar ao de uma camada superficial de areia.

FUERTES (2010) fez análises em MEF com para com os mesmo parâmetros usados na Figura 5.28 ($S_u = 4,2 + 1,2z$) com aterros com bermas de 5 m e 10 de comprimento e altura de 1 m. Em todas as análises foi considerado que o reforço se estende sobre as bermas. Os resultados estão apresentados na Figura 5.43. O uso das bermas aumenta a altura do aterro não reforçado e o uso do reforço fornece um aumento adicional na altura. Em relação à deformação de compatibilidade ocorreu uma redução tanto maior quanto maior o comprimento da berma, conforme esperado.

Também foram realizadas outras análises MEF incluindo camadas de areia como no item anterior mais aterros com bermas. Foram usadas bermas de 5 m e 10 m e areias com 2 m e 4 m de espessura. Os resultados estão apresentados na Figura 5.44. A tendência é similar aos casos sem berma, a presença de areia aumenta a altura não reforçada e o reforço contribui para aumento da altura. Porém, o comportamento é bastante complexo, pois os deslocamentos horizontais são reduzidos pela camada de areia, mas as bermas auxiliam para transmitir a deformação horizontal ao reforço. Na Figura 5.45 foram calculados os ganhos percentuais em relação à altura de ruptura de aterros não reforçados para bermas com 5 m de comprimento (Figura 5.45-a) e com 10m (Figura 5.45-b). Deve haver, portanto, um comprimento ótimo no qual se consegue maximizar a eficiência do reforço. A eficiência da berma de 10 m quando há 4 m de areia na superfície do terreno é pequena, porém, com a berma de 5 m o desempenho é melhor.

Aparentemente, o uso de bermas sobre solos que tem uma camada superficial de areia não serve apenas para aumentar a altura do aterro não reforçado, mas no caso de aterros reforçados também contribui para aumentar a deformação de compatibilidade. A berma atua de duas formas na interação solo-reforço: (a) reduz as deformações horizontais e (b) transmite melhor a deformação ao reforço. Assim usar bermas muito grandes reduz a deformação de compatibilidade e será tanto menor quanto maior a berma. Por outro lado, bermas projetadas com base nessas informações, podem melhorar a compatibilidade de deformação e aumentar a solicitação do reforço. É importante destacar que essas conclusões somente são válidas quando o reforço se estende por toda berma. Assim, parte das deformações horizontais que ocorreriam no pé do aterro sem berma passa a “arrastar” a berma e esse mecanismo aumenta a deformação de compatibilidade do reforço. Essas conclusões foram baseadas em MEF, é necessário que dados experimentais confirmem essas hipóteses para utilizar esse novo conceito.

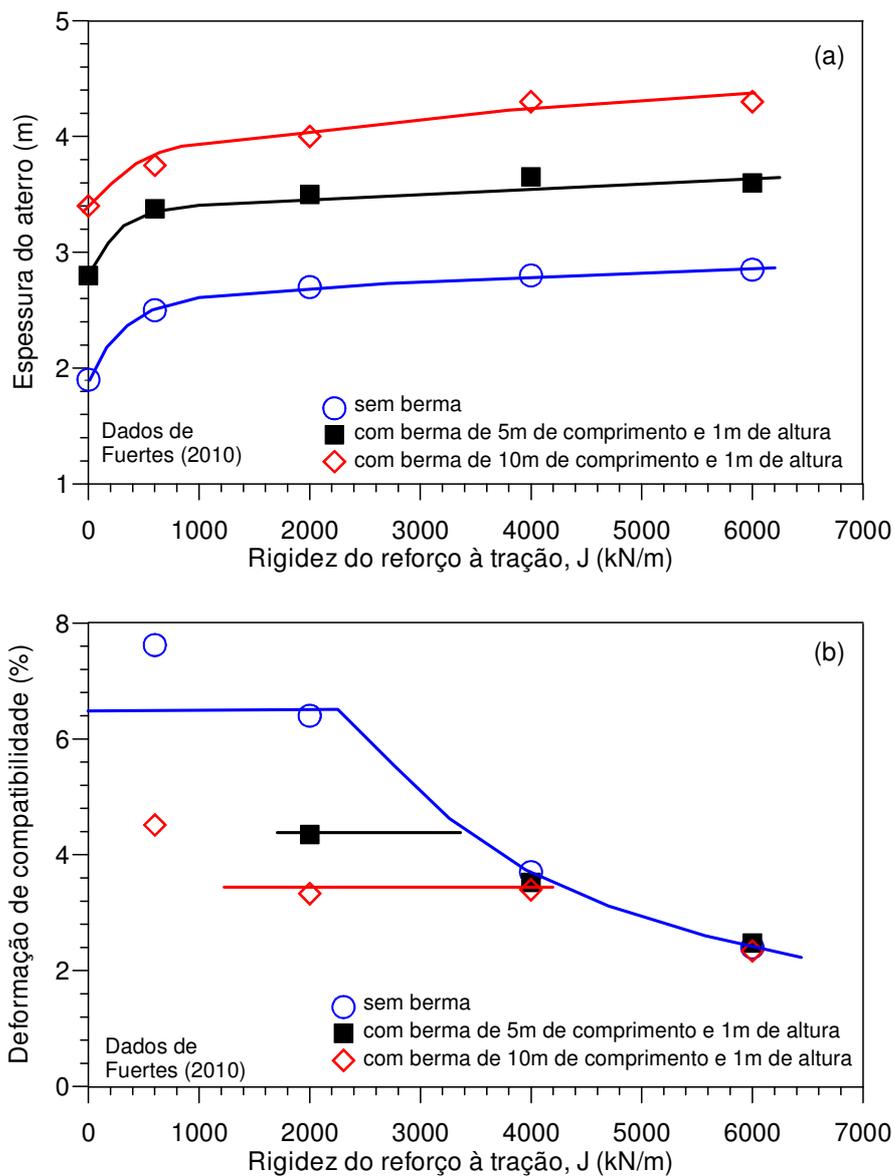


Figura 5. 43 - Espessuras de aterro na ruptura e deformação de compatibilidade de aterros reforçados com bermas.

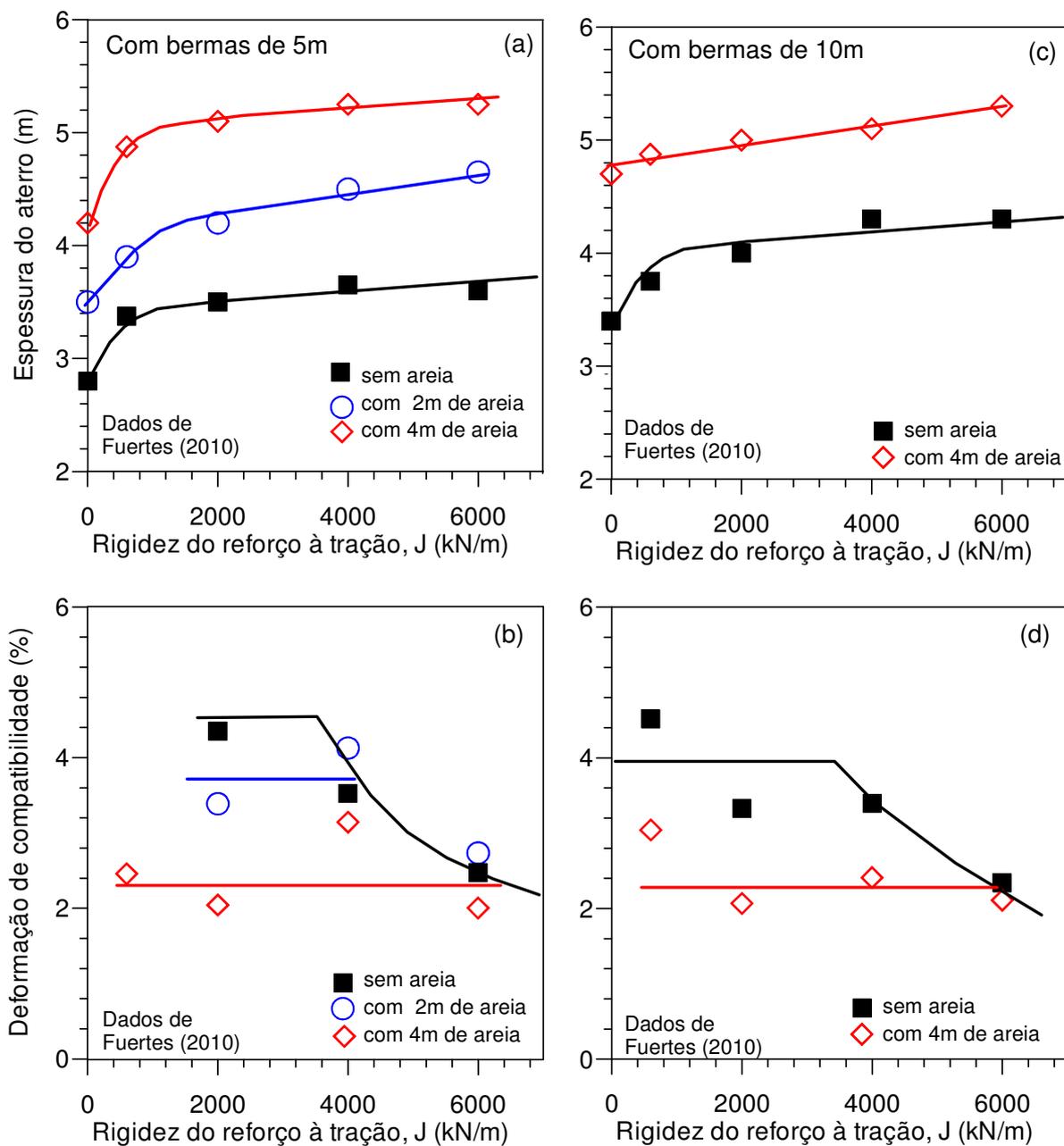


Figura 5. 44 - Resultados da influência de bermas e uma camada superficial de areia em aterro reforçados sobre solos moles.

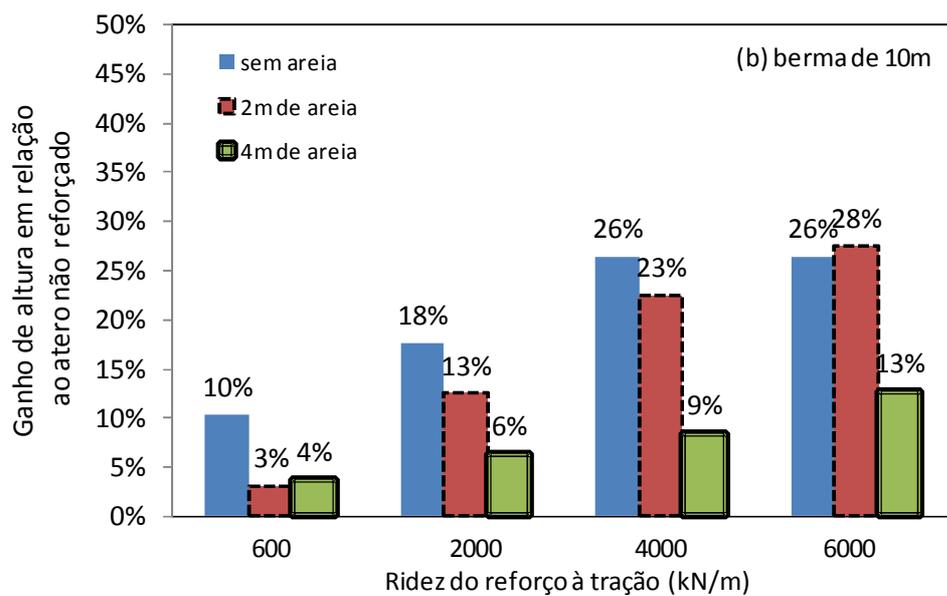
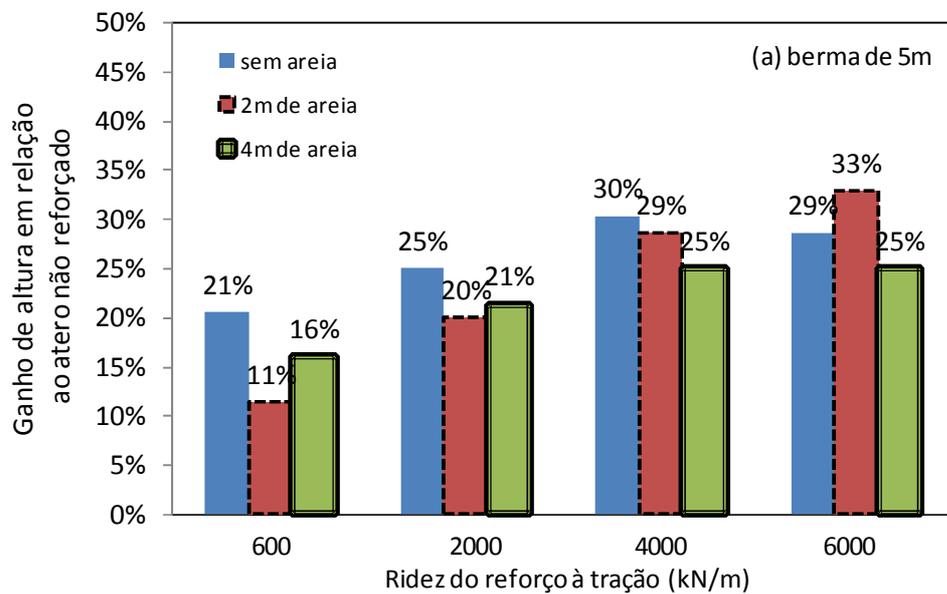


Figura 5. 45 - Ganho de altura em relação ao aterro não reforçado com bermas e um camada superficial de areia.

5.10 Associação de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles com Drenos Verticais

Foram discutidos nos Capítulos 3 e 4 como os recalques de aterros sobre solos moles se desenvolvem ao longo do tempo e como acelerá-los por meio de drenos verticais. É comum tratar a estabilidade e os recalques de forma independente. Entretanto, não é possível separá-los na obra. Os aterros precisam de um período de construção, que pode ser mais rápido ou mais lento, porém, sempre haverá um comportamento parcialmente drenado. Mesmos os aterros sem drenos podem ter uma pequena contribuição pelo adensamento durante o período construtivo. Claro que o tratamento apresentado anteriormente está a favor da segurança, porém, algumas vezes, pode ser muito conservativo. Existem vários casos na literatura que registraram o adensamento parcial durante a fase de construção ou o ganho de resistência do solo mole (LEROUEIL ET AL, 1978; CROOKS ET AL, 1984; VOLK ET AL, 1994; VARUSO ET AL, 1999; LAU & COWLAND, 2000).

Quando os aterros construídos em etapas são associados com uso de reforço podem trazer benefícios, como por exemplo, a redução do número de etapas, porque aumenta o limite de altura. Entretanto, o adensamento parcial é bastante complexo e é preciso considerar o efeito tridimensional que ocorre na região do talude do aterro.

Os efeitos da drenagem parcial na interação solo-reforço, durante o período construtivo, só pode ser feita para MEF. ROWE & LI (2005) fizeram uma simulação da construção de um aterro reforçado sobre um solo específico (Figura 5.46-a) sob duas condições: totalmente não-drenado e parcialmente drenado, como velocidade de alteamento de 1 m/mês. Essa simulação foi feita para diferentes valores de J . O resultado das alturas do aterro na ruptura e as respectivas deformações podem ser vistas nas Figuras 5.46 -b e -c, respectivamente.

O uso do reforço aumenta a altura, porém, ao se considerar a drenagem e o ganho de resistência associado, há um aumento muito maior.

A altura de ruptura do aterro não reforçado sob condição não-drenada é 2,1 m, mas se utilizar reforço com $J > 4.000$ kN/m essa altura pode chegar a 3,5 m, porém se considerar a drenagem parcial com $J > 6.000$ kN/m essa altura poderia chegar a 4,8 m (Figura 5.46-b). Esse ganho de altura esta relacionado com o aumento da força do reforço, que pode ser entendida observando a variação da diferença de compatibilidade entre a condição não-drenada e parcialmente drenada (Figura 5.46-c).

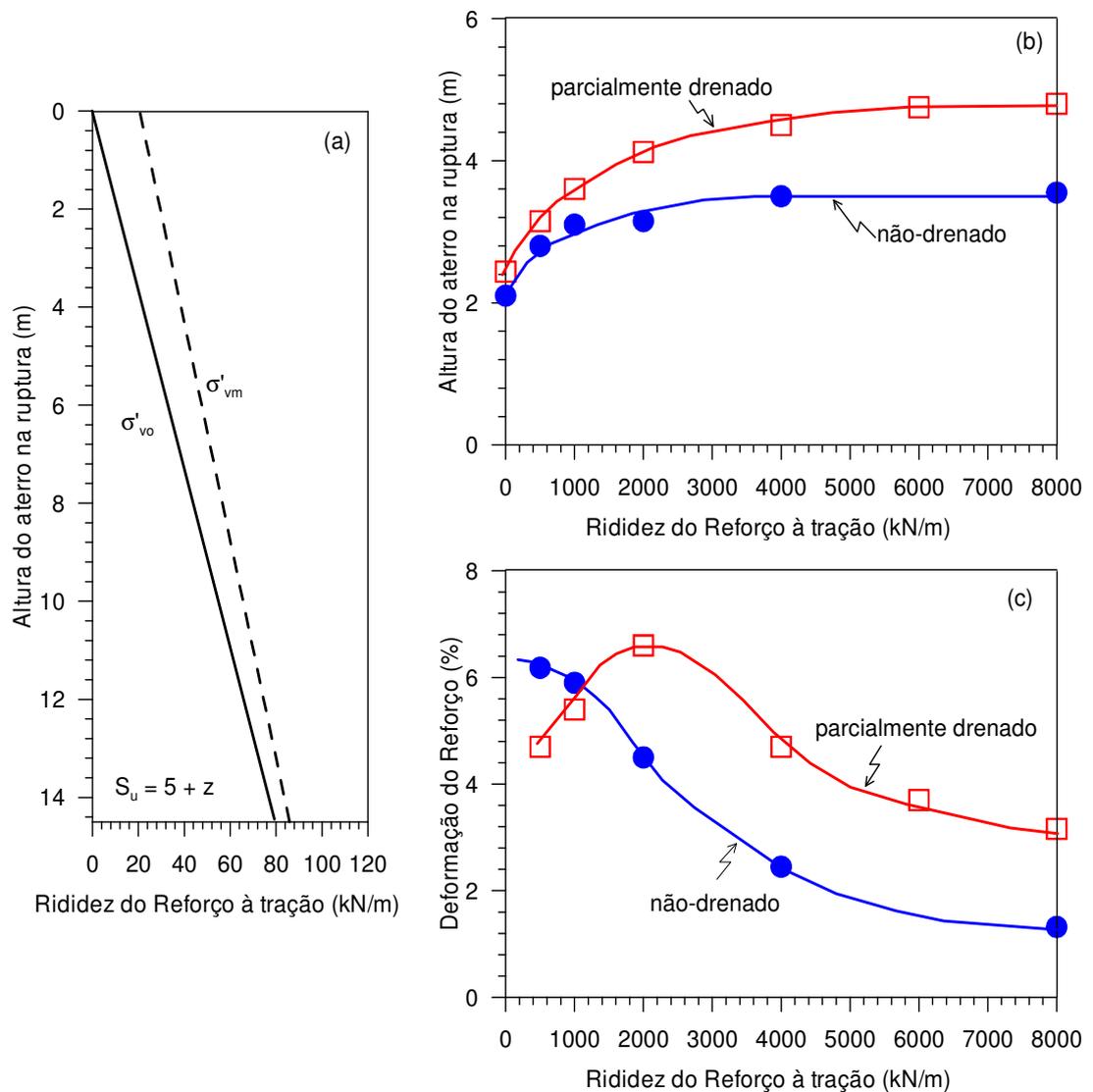


Figura 5. 46 - Influência da condição de drenagem durante a construção do aterro (ROWE & LI, 2005).

As deformações de compatibilidade na condição não-drenada (Figura 5.46-c) varia entre 6,1% ($J=500$ kN/m) até 1,3% ($J=8.000$ kN/m). Curiosamente, para $J > 1.000$ kN/m a deformação de compatibilidade quando o solo mole é considerado parcialmente drenado é maior que na condição não-drenada. ROWE & LI (2005) verificaram que a condição parcialmente drenada altera, substancialmente, o mecanismo de ruptura e como conseqüência também altera a compatibilização das deformações.

Os dados apresentados por ROWE & LI (2005) foram transformados em ganhos percentuais de altura através de três comparações:

- Alturas de rupturas na condição não drenada e com reforço comparadas com o a altura de ruptura do aterro na condição não-drenada e não-reforçada;

- Alturas de rupturas na condição drenada e com reforço comparadas com o a altura de ruptura do aterro na condição drenada e não-reforçada;

- Alturas de rupturas na condição drenada e com reforço comparadas com o a altura de ruptura do aterro na condição não-drenada e não-reforçada;

O resultado dessa comparação está mostrado na Figura 5.47. Os ganhos são consideráveis. Na condição não drenada os reforços podem aumentar até 70% a altura de ruptura. E se for comparada com a condição não reforçada e não drenada com a condição parcialmente drenada e $J > 6.000 \text{ kN/m}$, o ganho pode chegar a 130%.

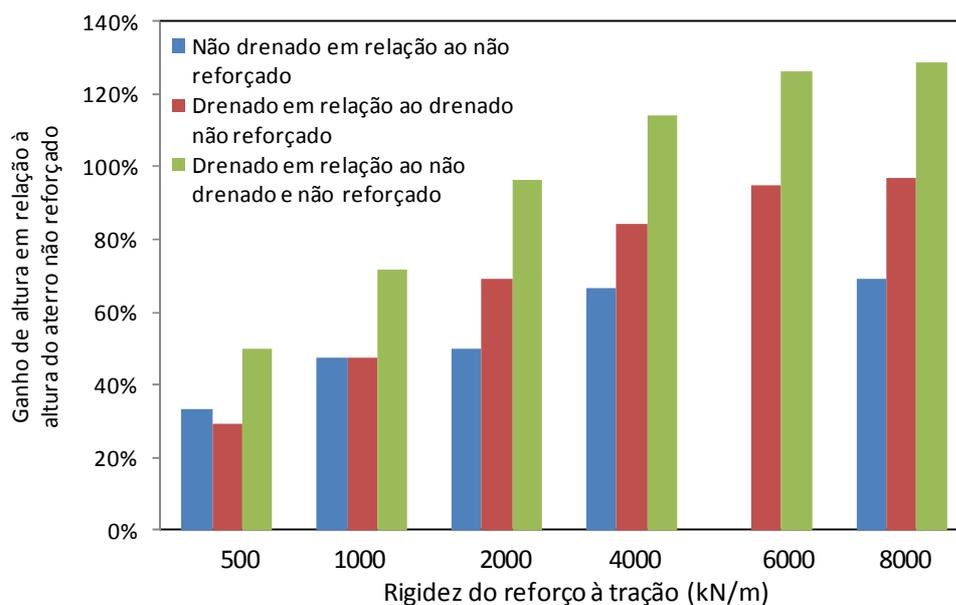


Figura 5. 47 - Ganho de alturas em função da condição de drenagem e da rigidez do reforço.

Esses resultados são muito importantes porque demonstram que não é apenas o ganho de resistência do solo pelo adensamento que contribui para aumentar a altura de ruptura, mas

também há uma grande melhoria no desempenho do reforço, podendo usar mais da sua capacidade.

Essa melhoria do desempenho do reforço devido ao adensamento do solo pode ser usada, por exemplo, para reduzir a rigidez necessária do reforço para construir um aterro com a mesma altura. LI & ROWE (1999) fizeram simulações da construção de um aterro reforçado em duas condições:

a) Com $J=4.000$ kN/m em condição não-drenada;

b) Com $J=2.000$ kN/m construídos em 4 etapas ao longo de 9 meses.

A altura final foi praticamente a mesma. Outra condição de construção interessante é construir o aterro em duas etapas, sendo que na primeira se espera até 95% do adensamento. ROWE & LI (2005) fizeram essa simulação com uso de reforços com diferentes rigidezes e conseguiram aumentar a altura em até 2,4 m ($J=8.000$ kN/m).

O uso de PVD associado com aterros reforçados é prática comum na engenharia geotécnica. No entanto, não há uma metodologia simples, que consiga incluir o efeito combinado do adensamento com a compatibilização das deformações entre o solo e o reforço.

ROWE & LI (2005) fizeram uma simulação de uso de PVD associado com reforço para o mesmo solo citado na Figura 5.46. Foi considerado PVD espaçado a cada 2 m e velocidade de construção de 2 m/mês. O resultado está mostrado na Figura 5.48.

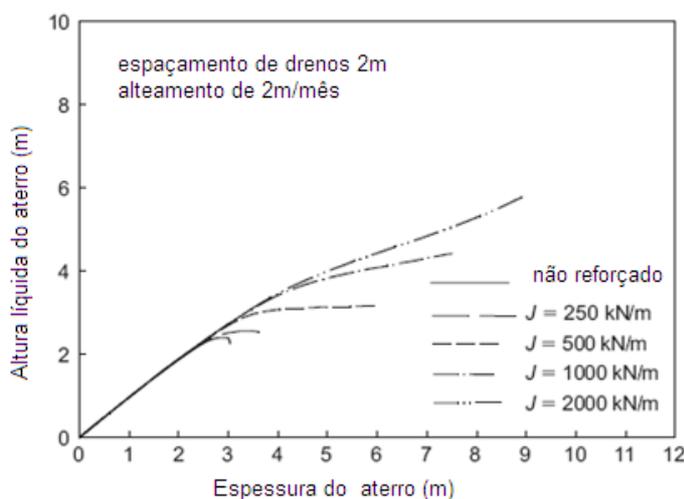


Figura 5. 48 - Variação da altura líquida em função da espessura do aterro considerando o adensamento no período construtivo (ROWE & LI, 2005).

O aterro não reforçado tem como altura limite 2,8 m e que aumenta para 3,4 m se utilizar um reforço com $J=250$ kN/m. Para reforços com rigidez maior que 500 kN/m a ruptura não se observou ruptura por capacidade de carga.

O aumento da deformação de compatibilidade e conseqüente aumento da altura de colapso estão relacionados ao ganho de resistência do solo e a alteração do mecanismo de plastificação do solo. ROWE & LI (2005) fizeram análises em MEF para dois aterro construídos com PVD espaçados de 2 m, com velocidade de alteamento de 2 m/mês, com reforço de $J=2000$ kN/m, duas alturas finais (4,40 m e 6,50 m) e obtiveram as isolinhas de ganho de resistência (Figura 5.49)

O uso de PVD fez com que o aumento médio da resistência não-drenada fosse quase uniforme ao longo da profundidade. O ganho no centro do aterro é uniforme, conforme esperado. Abaixo do talude o ganho varia proporcionalmente a sua posição.

O ganho de resistência pode ser considerado de forma simplificada com base no grau de adensamento médio, que nessa tese foi apresentada no Capítulo 3, assim, é possível, inclusive considerar os efeitos do adensamento secundário. ROWE & LI (2005) sugeriram o método SHANSEP para calcular analiticamente o ganho de resistência pela expressão:

$$\Delta S_{uc} = \alpha(\sigma'_{vo} + H \gamma_{aterro} \bar{U}) - S_{uo} \quad (5.29)$$

E para a região do talude LI & ROWE (2001) propuseram:

$$\Delta S_{uf} = \beta(\sigma'_{mi} + \gamma_{aterro} H I_q \bar{U}_f) - S_{uo} \quad (5.30)$$

Sendo:

σ'_{mi} – a tensão efetiva média inicial

I_q – fator de influencia para tensão total média, que pode ser calculada por ábacos da Teoria da Elasticidade

α e é uma constante de cada solo

$$\beta = \frac{3}{1+2K\sigma'} \alpha \quad (5.31)$$

U_f – grau de adensamento médio para posição analisada.

Além da proposta de ROWE & LI (2005) também há a proposta de SILVA (2003) que tratam a questão através do mesmo princípio.

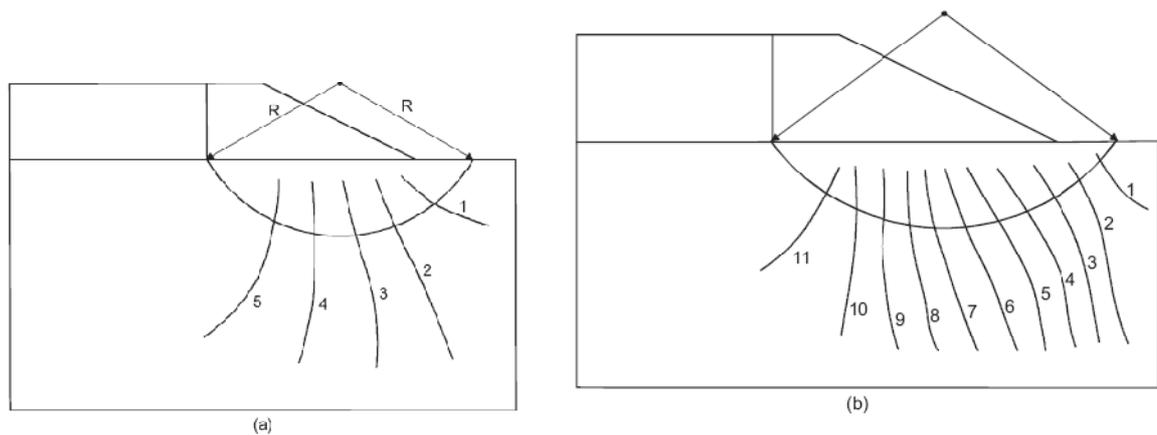


Figura 5. 49 – Isolinhas de ganho de resistência não drenada devido ao adensamento para dois aterros com espessura de aterro ao final da construção de (a) 4,41 m e (b) 6.48 m (ROWE & LI, 2005)

Após o período construtivo o aterro continua recalando, quer seja pelo adensamento primário ou por fluência da argila e também há deslocamento horizontal. Como consequência a interação solo-reforço também deve continuar ocorrendo ao longo do tempo. ROWE & LI (2005) fizeram análises através de MEF com o modelo elastoplástico CAP e com adensamento acoplado de aterros reforçados alteados com diferentes velocidades e também analisaram o desempenho do aterro ao longo do tempo. Selecionou-se apenas a Figura 5.50 para discutir nessa tese, pois os demais casos analisados por ROWE & LI (2005) têm basicamente o mesmo comportamento. Os resultados mostram a evolução das deformações do reforço ao longo do tempo para dois aterros, um com 6,75 m e o outro com 5,25 m de altura e reforço com rigidez $J=2.000 \text{ kN/m}$. Nessa figura estão indicadas as datas do final da construção (EOC), cujas deformações foram de 1,7% e 5,8% para os aterros com 5,25 m e o 6,75 m de altura, respectivamente. Dependendo das características do reforço as duas deformações podem ser aceitáveis. Ao contrário da Figura 5.5, clássica de JEWELL (1988), o reforço não necessariamente passa a ser coadjuvante após a construção e em longo prazo. As deformações do reforço continuam aumentando (Figura 5.50) após a construção do aterro e após 3 meses atingem 6% e 16% de deformação para os aterros com 5,25 m e o 6,75 m de altura, respectivamente. O valor de 6% pode até ser suportado por alguns tipos de reforços, porém, 16% de deformação é bem provável que excederia a deformação limite do reforço e como consequência ocorreria ruptura do reforço pós-construção.

Esse resultado merece muita atenção, pois revela que a maior solicitação do reforço não ocorre no final da construção e sim algum tempo depois. Os resultados não permitem que se faça nenhuma generalização, pois o tempo no qual a deformação é máxima depende das características de adensamento do solo e das condições de drenagem. ROWE & LI (2005) admitiram que as deformações pós-construção podem aumentar até 3 vezes. Portanto, sugere-se que se considere essa deformação no projeto.

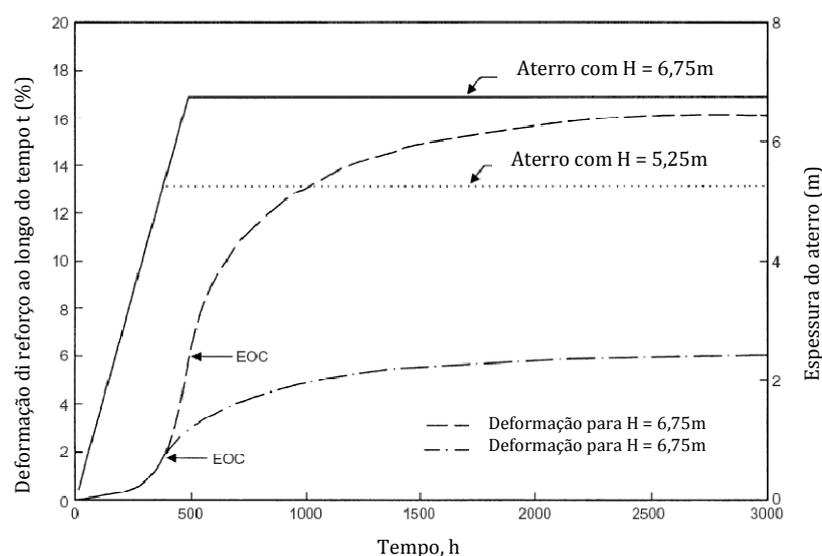


Figura 5. 50 - Evolução das deformações do reforço ao longo do tempo para dois aterros construídos com velocidade de 10m/ mês e com $J=2.000\text{kN/m}$ (ROWE & LI, 2002).

Ao final desse capítulo tentou-se associar os benefícios do uso de drenos e reforços em aterros sobre solos moles. Mesmo sendo temas muito estudados, ainda é necessário muito estudo para entender melhor a interação solo-reforço e considerar as várias interferências que podem ocorrer em função da estratigrafia do subsolo ou da condição de drenagem.

CONCLUSÕES

Esta tese apresentou alguns tópicos de aterros sobre solos moles com destaque para duas partes: influência do adensamento secundário e aterros reforçados.

A partir de vários resultados experimentais, disponíveis na literatura, foi feita uma normalização das curvas de compressão edométrica. Conseguiu-se chegar a uma curva normalizada única que representa todos os solos testados. Foi proposta uma equação que depende de dois parâmetros: do índice de vazios no escoamento e a tensão de escoamento do solo. Conhecendo-se esses dois parâmetros é possível inclusive calcular recalques sem necessidade dos parâmetros tradicionais da Mecânica dos Solos. Através da comparação entre as curvas de compressão normalizada, demonstrou que é possível identificar as amostras amolgadas ou de má qualidade. Foi proposto um novo índice que define a qualidade da amostra e os testes realizados mostraram bons resultados.

Foi feito um estudo de modelos reológicos e conseguiu encontrar na literatura russa um modelo (ZARETSKY, 1967) que se conseguiu representar bem o comportamento dos solos analisados. Foi proposta uma modificação do modelo para incorporar também a drenagem radial. Para definir a curva de compressão final, quando a velocidade de deformação é zero, recorreu-se aos estudos de SKEMPTON e BJERRUM e conseguiram-se algumas formas empíricas e outra a partir da curva de compressão normalizada.

Foram feitos algumas validações por meio de comparações de casos de obras com instrumentação e conseguiu-se modelar muito bem a curva tempo-recalque. Os resultados demonstraram que é possível realizar previsões com a metodologia proposta e utilizando coeficiente de adensamento de laboratório (quando não há lentes de areia e nem amolgamento). A modificação do modelo para incorporar a drenagem radial se mostrou muito eficiente. Foi feita uma proposta para se prever e reduzir recalques decorrentes do adensamento secundário baseados em aterro com sobrecarga e drenos verticais.

A prática comum da engenharia geotécnica é utilizar aterros reforçados conjuntamente com PVD, por isso, também foi feito um estudo sobre aterros reforçados. O estudo foi focado na interação solo-reforço. Tentou-se levantar alguns pontos que ainda geram dúvidas sobre o comportamento de solos reforçados. Para algumas condições específicas, conseguiu-se chegar a algumas propostas que poderiam ser aplicados em projetos.

Desvinculou-se a deformação do reforço quando ocorre a ruptura do aterro da ruptura estrutural do reforço. Para isso, foi usado o conceito de deformação de compatibilidade, que é a

deformação do reforço quando ocorre o colapso do sistema aterro reforçado, incluindo o aterro, o reforço e o solo de fundação. Nos casos mais gerais a ruptura do aterro é comandado pelo solo de fundação. Através de resultados de MEF foi proposta uma metodologia para definir a deformação de compatibilidade do reforço. Os testes realizados com casos reais indicam que a proposta funciona. Basicamente, o modelo considera a resistência do solo e a rigidez do reforço para calcular a deformação.

Foi apresentado um estudo sobre a influência de uma camada superficial de areia na interação solo-reforço. A camada de areia reduz, naturalmente, as deformações horizontais do solo, que é a principal causa da mobilização da força no reforço. Assim, foi demonstrado que é necessário aplicar um fator de redução sobre a deformação do reforço para garantir a compatibilidade. Nos casos em que a espessura de areia é pequena é possível ter ganhado de altura com uso de reforço, porém, para espessuras de areia superiores a 4m a eficiência reduz bastante a partir de 6m o reforço, praticamente, não é mobilizado (dentro da faixa d J utilizados). O uso de bermas associados com reforço quando a camada de areia é pouco espessa pode aumentar deformação de compatibilidade, porém, se a berma for muito grande o efeito pode ser inverso. É preciso projetar uma berma que acompanhe a deformação do pé do talude sem reduzir muito as deformações horizontais que ocorreria em um aterro sem bermas.

Por fim, foi apresada uma revisão da influência da drenagem ou do adensamento no comportamento de aterros reforçados. Em resumo a consideração da drenagem durante o período construtivo aumenta a deformação de compatibilidade, por isso, há dois fatores que contribuem para o aumento da estabilidade do aterro: (a) o ganho de resistência não-drenada do solo e (b) aumento da deformação do reforço e, conseqüentemente, da força no reforço.

Ainda não há um método simples para considerar os efeitos do adensamento na interação solo-reforço, além dos métodos tradicionais de se considerar o ganho de resistência e fazer análise de estabilidade. Ao fazer análises desse tipo sem considerar a influência do adensamento na compatibilidade das deformações pode gerar erros, pois o aumento da deformação do reforço pode ser crítica após a construção e se não forem consideradas no projeto podem ocorrer ruptura do reforço pós-construção.

Essa tese abre caminho para uma linha de pesquisa que o autor está implementando e por isso, muito ainda há para ser feito sobre o tema. O grupo de pesquisa liderada pelo autor está complementando o estudo da influência da camada superior de areia, do uso de bermas, de alteração no sistema construtivo, na consideração de PDV e se pretende dar continuidade com outros temas correlatos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M., 2002, Solos Reforçados com Geossintéticos, ABMS.
- ADASHI, T., OKA, F., HIRATA, T., HASHIMOTO, T., NAGATA, J., MIMURA, M. and PRADHAN, T.B., 1985, Stress-Strain Behaviour and Yielding Characteristics of Eastern Osaka Clay, *Soil and Foundations*, vol. 35(3), 1-13.
- AGUIAR, V. M., 2008, Características de Adensamento da Argila do Canal do Porto na Região da Ilha Barnabé, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, M. S. S., 1996, Aterros sobre Solos Moles, Editora UFRJ, Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, M. S. S., SANTA MARIA, P. E., MARTINS, I. S. M., SPOTTI, A. P., COELHO, L. B. M., 2000, Consolidation of a very soft Clay with vertical drains. *Geotechnique*, vol. 50, pp. 633-643.
- BALIGH, M. M., 1985, Strain Path Method. *J. Geotech. Engng. Div., ASCE*, vol. 111, GT9, 1108-1136.
- BARDEN, L., 1968, Primary and Secondary Consolidation of clay and peat, *Geotechnique*, vol. 18, pp. 1-24.
- BARRON, R. A., 1948, Consolidation of Fine-grained soils by drain wells. *Transaction ASCE*, 718-743.
- BERGADO, D. T., LONG, P. V., LEE, C. H., LOKE, K. H., WERNER, G., 1994, Performance of Reinforced embankment on soft Bangkok Clay with high-strength geotextile Reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes* 13, 403-420.
- BERGADO, D., ASAKAMI, H., ALFARA M. C., BALASUBRAMANIAN, A.S., 1993, Smear Effects of Vertical Drains on Soft Bangkok Clay, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol 117(10), 1509-1530.
- BJERRUM L., 1967, Engineering Geology of Norwegian normally-consolidated marine clay as related to settlements of buildings, 7 Rankine Lecture, vol 17(2), 81-118.
- BJERRUM L., 1972, Embankments on soft ground performance of earth and earth - supported structure, *ASCE*, vol II, 1-54.
- BOLTON, M. D., SHARMA, J, S, 1994, Embankments with base reinforced on soft clay. *Centrifuge*, 587-592.
- BRITISH STANDARD, BS 8006, 1995, Code Practice for Strengthened/ Reinforced Soils and Other Fills.
- BURLAND, J. B., 1990, On the Compressibility and Shear Strength of Natural Clays, *Géotechnique*, vol. 40 (3), 329-378.

- BUTERFIELD, R., 1979, A Natural Compression Law for Soils (na advance on $e - \log p'$), *Géotechnique*, vol. 27, 469-480.
- CARRILLO, N., 1942, Simple two and three dimensional cases in the Theory of Consolidation of soils. *Jour. Of Math. And Phys.*, vol. 21, 1-5.
- CARVALHO, J. (1980) *Estudo da compressão secundária em depósito de argila mole de Itaipu*, MSc Tese, PUC-Rio
- CASAGRANDE, L., POULOS, S., 1969, On the efectiveness of sand drains, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 6, 287-326.
- CASTELLO, R. R., POLIDO, U. F., 1986, Algumas Características de Adensamento das Argilas Marinhas de Vitória-ES, VIII COBRASMSEF, Porto Alegre, 149-159.
- CHAI, J C, MIURA, N, SHEN, S L, 2002, Performace of embankments with and whitout reinforcement an soft subsoil. *Can. Geoth. J.*, vol 39, 839-848.
- CHRISTIE, I. E., 1964, A re-appraisal of Merchant's contribution to the theory of consolidation, *Geotechnique*, 14, 309-320.
- COUTINHO, R. Q., BELLO, M.I.M.C., 2010, Analysis and Control of the Stability of Embankments on Soft Soil: Juturnaíba and other Experiences in Brazil. *New Techniques on Soft Soils*. Ed. Márcio Almeida. *Oficina de Textos*, 247-268.
- COUTINHO, R. Q., 1986, Aterro Experimental Instrumentado Levado à Ruptura sobre Solos Orgânicos – Argilas Moles da Barragem de Juturnaíba, Tese DSc, COPPE-UFRJ.
- COUTINHO, R. Q., 1976, *Características de Adensamento com Drenagem Radial de uma Argila Mole da Baixada Fluminense*, Tese MSc, COPPE-UFRJ.
- COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J. T. R., OLIVEIRA, A. T. J., 1998, Estudo Qualitativo da Qualidade de amostra das argilas brasileiras, Recife e Rio de Janeiro, X COBRAMSEG, vol. 2, 927-936.
- CRAWFORD, C. B., 1964, Interpretation of consolidated test. *ASCE*, 90, 87-102.
- CROOKS, J. H. A., BECKER, D. E., JEFFRIES, M. G., MCKENZIE, K., 1984, "Yield behaviour and consolidation. I: Pore pressure response." *Proc., ASCE Symposium on Sedimentation Consolidation Medels, Prediction and Validation*, San Francisco, 356-381.
- DAVIS, E. H., BOOKER, J. R., 1973, The effects of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Geotechnique*, vol. 2(4), 551-563.
- DE CAMPOS, A. C. S. L, DE CAMPOS, T.M.P., ANTUNES, F.S., SILVA NETO, A. J. S., 2006, Caracterização, Compressibilidade e Adensamento de uma Argila Mole da Zona Industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro, RJ. XIII COMRANSEG, Curitiba, vol. 1, 495-500.

- DIAS, R., GEHLING, W. Y., 1986, Resistência e Compressibilidade da Crosta de um Depósito de Argila (Gley Húmico), da Grande Porto Alegre, VIII COBRAMSEF, Porto Alegre, 107-120.
- DUARTE, A. E. R., 1977, Características de Compressão Confinada da Argila Mole do Rio Sarapuí, no Km 7,5 da Rodovia Rio-Petrópolis, Tese MSc, PUC-Rio.
- FEIJÓ, R. L., 1991, Relação entre a compressão secundária, razão de sobreadensamento e coeficiente de empuxo no repouso, Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ.
- FERREIRA, S. R. M., 1982, *Compressibilidade de uma Argila Orgânica do Recife*, Tese MSc, COPPE-UFRJ.
- FERREIRA, S. R. M., COUTINHO, R. Q., 1982, Quantificação do Efeito do Amolgamento nas Características de Compressibilidade de Argila Mole – Rio de Janeiro e Recife, Simpósio de Depósitos Quaternários.
- FUERTE, M. A., MONTEZ, F., FUTAI, M. M., 2010, Definição dos limites de aplicação da análise de equilíbrio limite e métodos numéricos em aterros reforçados com geossintéticos. COBRAMSEG, Gramado.
- FUERTE, M. A., FUTAI, M. M., 2010, Estudio numérico de terraplenes reforçados com geosintéticos sobre suelos blandos em uma capa de arena. Congresso Argentino de Mecânica dos Solos.
- FUERTE, M. A., 2010, Comunicação Pessoal.
- FUTAI, M. M., 1999, Utilização de conceitos teóricos e práticos na avaliação do comportamento de algumas argilas do Rio de Janeiro, Seminário, COPPE-UFRJ.
- FUTAI, M. M., 2002, Estudo teórico-experimental de solos tropicais não-saturados: aplicação ao mecanismo de voçorocamento, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ.
- GIBSON, R. E., LO, K. Y., 1961, A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression, NGI, 41.
- HIGHT, D.W., BÖESE, R., BUTCHER, A.P., CLAYTON, C.R.I. & SMITH, P.R., 1992, Disturbance of the Bothkennar Clay Prior of Laboratory Testing, *Géotechnique*, vol. 42 (2), 199-217.
- HINEHBERGER, S., ROWE, R. K., 2003, Geosynthetic reinforced embankments on soft clay foundations predicting reinforcement strain at failure, *Geotextiles and geomembranes*, vol. 21, 151-175.
- HIRD, C. C.; KWOK, C. M., 1990, Parametric studies of the behavior of a reinforced embankments. 4th Int. Conf. on Geotextiles, vol 1, 137-142.
- HUMPHREY, D. N., HOLTZ, R. D., 1987, Reinforced embankments: review of cases historical. *Geotextiles and geomembranes*, vol 6 (4), 129-144.

- JEWEL, R.A., 1982. A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations. Proceedings of Second International Conference on Geotextiles, Vol. 2, Las Vegas, Nevada, USA, pp. 671-676.
- JEWELL, R.A, 1988, The Mechanics of Reinforced Embankments on Soft Soils, Geotextile and Geomembranes, vol. 7(4), 237-273.
- JEWELL, R. A., 1996, Soil Reinforcement with geotextiles, CIRA.
- JOHNSON, S. J., 1970, Foundation pre compression with vertical sand drain, ASCE, vol. 96, 145-170.
- LA ROCHELLE, P., LEFEBRE, G., 1971, Sampling disturbance in Champlain Clay, Sampling of Soil and Rock. *ASTM, Spec. Tech. Pub. 483*, 143-163.
- LADD, C. C., LAMBE, T. W., 1963, The Strength of Undisturbed Clay Determined from Undrained Test, *ASTM, Symp. On Laboratory Shear Testing of Soils, SPT 361*, 342-371.
- LADD, C. C., FOOT, R., 1974, New Design Procedure for Stability of Soft Clays, *ASCE*, vol 100, 763-785.
- LADD, C. C., 1973, Settlement Analysis for Cohesive Soil, Research Report, Soils Publications, MIT, 1-76.
- LADD, C. C., 1971, Strength Parameters and Stress-Strain Behaviour of Saturated Clay, MIT Research Report, R17-23, Soils Publication 278.
- LARSSON, R., MATTSSON, H., 2003, Settlements and shear strength increase below embankments, SGI, report 63.
- LAU, K. W. K., COWLAND, J. W., 2000, Geosynthetically enhanced embankments for the Shenzhen River. Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics, Geotechnical Special Publication No. 103, ASCE, Virginia, pp. 140-161.
- LEONARD, G. A., RAMIACH, B. K., 1959, Time effects in the Consolidation of Clay, ASCE Special publication n. 254, 116-130.
- LEONARDS, G.A. E ALTSCHAFFL, A.G., 1964, Compressibility of Clay. ASCE. Vol 90(5), 133-155
- LEROUEIL, S., TAVENAS, F., BRUCY, F., ROCHELLE, P., ROY, M., 1977, Behaviour of Destructured Natural Clays, *Jnl. Geotech. Engng. Div.*, ASCE, 105 (6) 759-778.
- LEROUEIL, S., 1997, Critical State Soil Mechanics and Behavior of Real Soils, *Recent Development and Soil and Pavement Mechanics*, (ed. Almeida), Balkema
- LEROUEIL, S., TAVENAS, F., MIEUSSENS, C., PEIGNAUD, M., 1978, Construction pore pressures in clay foundations under embankments. Part II: generalized behaviour. *Canadian Geotechnical Journal*, 15, No. 1, 65-82.
- LI, A. L., ROWE, R. K., 1999, Reinforced embankments and the effect of consolidation on soft cohesive soil deposits. Proceedings Geosynthetics '99, Boston, 1, 477-490.

- LOCAT, J., LEFEBRE, G., 1982, The Compressibility and Sensitivity of an Artificial Sedimented Clay Soil: The Grande-Baleine Clay, Québec, II Canadian Conf. on Marine Geotechnical Engineering.
- LOW, B. K., WONG, K. S., LIN, C., BRONS, B. B., 1990, Circle analysis of reinforced embankment on soft ground geotextiles and geomembranes, 165-181.
- LUNNE, T., BERRE, T., STRANDVIK, S., 1997, Sample disturbance Effects in the Low Plastic Norwegian Clay, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Ed. Márcio Almeida, 81-102.
- LUNNE, T., BERRE, T., STRANDVIK, S., 1997, Sample disturbance effects in soft plastic Norwegian clay, Recent developments in soil and pavements mechanics, 81-102.
- MACHADO, J., 1961, Settlement of structures in the city of Santos, 5 ICSMFE, vol. 1, 719-725.
- MANDEL, J., SALEÇON, J., 1969, The bearing capacity of soils on a rigid foundation. &th ICSMFE, vol 2, 154-164.
- MARTINS, I.S.M., SANTA MARIA, P. E. L., LACERDA, W. A., 1997, A Brief Review the most Significant Result of COPPE Research in Rheological Behaviour of Saturated Clays Subjected to One dimension Strain, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Ed. Márcio Almeida, 255-264.
- MARTINS, I. S. M., 1983, *Sobre uma Nova Relação Índice de Vazios-Tensão Efetiva em Solos*, Tese MSc, COPPE-UFRJ.
- MARTINS, I. S. M., 2008, Palestra sobre adensamento secundário, ABMS.
- MASSAD, F., 1999, Baixada Santista: Implicações da História Geológica no Projeto de Fundações. Conferência Pacheco Silva, Solos e Rocha, vol22(1), 3-49.
- MASSAD, F., 1985, As argilas quaternárias da Baixada Santista, Tese de livre docência, EPUSP.
- MASSAD, F., 2009, Solos da Baixada Santista: Características e Propriedades Geotécnicas, Ed. Oficina de Textos, 247 p.
- MATAR, M., SALENCON, J., 1977, Capacité portante a` une semelle filante sur sol purement cohe´rent d'e´paisseur limite´e et de cohe´sion variable avec la profondeur. Annales de l'Institut Technique Du Ba^timent et des Travaux Publics, 352, Serie: Sols et Fondations, 143: 95-107.
- MERSRI, G., 1973, Coeficiente of Secondary Compression, JSMFD, ASCE, vol 99 (1), 123-137.
- MESRI, G., GODLEWSKI, P. M., 1977, Time and Stress Compressibility Interrelationship, *J. of Geoth. Emgrg. Civ, ASCE*, 103 (5), 417-430.
- MILLIGAN, V., LA ROCHELLE, P., 1984, Design methods for embankments over weak soils. Proceedings Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, Institution of Civil Engineers, London, pp. 95-102.

- MILLIGAN, V., BUSBRIDGE, J. R., 1983, Guidelines for the use of tensor in reinforcement of fill over weak foundation.
- MITCHELL, J. K., COUTINHO, R. Q. ET AL, 1991, Occurrence, Geotechnical Properties, And Special Problems Of Some Soils Of America. *Ix Pcsmf*, Chile.
- OLIVEIRA, H. M., 2006, Comportamento de aterros reforçados levados à ruptura. Tese de doutorado. COPPE-UFRJ.
- OLIVEIRA, H. M., ALMEIDA, M. S. S., EHRLICH, M., 2009, Behaviour of two reinforced test embankment on soft clay. *Geosynthetics International*, vol. 16(3), 127-138
- OLIVEIRA, H. M., EHRLICH, M., ALMEIDA, M. S. S., 2010, Embankments over soft Clay deposits: contribution of basal reinforcement and surface sand layer to stability. *ASCE*, 260-264.
- ORTIGÃO, J. A. R., 1980, *Aterro Experimental Levado à Ruptura sobre a Argila Cinza do Rio de Janeiro*, tese DSc, COPPE-UFRJ.
- ORTIGÃO, J. A. R., 1975, Contribuição ao Estudo de Propriedades Geotécnicas de um Depósito de Argila Mole da Baixada Fluminense, Tese MSc, COPPE-UFRJ.
- PACHECO SILVA, F., 1953, Shearing Strength of a Soft Clay Deposit Near Rio de Janeiro, *Géotechnique*, vol. 3, 300-305.
- PALMEIRA, E. M., ORTIGÃO, A., 2004, Aterros sobre solos moles, Manual brasileiro de geossintéticos, 72-88.
- PALMEIRA, E. M., PEREIRA, J. H. F., SILVA, A. R. L., 1998, Back analysis geosynthetics reinforced embankments on soft soils, geotextiles and geomembranes, 16, 273-292.
- PALMEIRA, E. M., 1981, Utilização de Geotêxteis como Reforço de Aterros Sobre Solos Moles. Tese de Mestrado. COPPE-UFRJ.
- PINTO, C. S., 2001, Considerações sobre o Método de Asaoka Solos e Rochas, São Paulo, 24, (1): 95-100,
- PINTO, C. S., 1966, Capacidade de carga de argila com coesão crescente com a profundidade. *Jornal de solos*, vol. 3(1), 21-44.
- PINTO, C. S., 1994, Aterros na Baixada, Solos do Litoral de São Paulo, *ABMS*, 235-264.
- PINTO, C. S., MASSAD, F, 1978, Coeficientes de adensamento em solos da Baixada Santista, VI *COBRAMSEG*, Rio de Janeiro, vol 4, 358-389.
- PINTO, C. S., 1992, Considerações sobre a Resistência Não drenada das Argilas. Conferência Pacheco Silva. Solos e Rocha, São Paulo, vol. 15(2), 49-87

- REMY, J. P. P., MARTINS, I. S. M., SANTA MARIA, P. E. L., AGUIAR, V. N., ANDRADE, M. E. S., 2010, The Embraport pilot embankment – primary and secondary consolidations of Santos clay with and without wick drains – part I and II, *New techniques on soft clay*, 289-330.
- RICHARD, F.E., 1959, Review of the theories of sand drains. *Transaction ACES*, vol 124, 709-739.
- ROWE, R. H., SODERMAN, K. L., 1984, Comparison of predicted and observed behavior of two test embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, vol 1 (2), 143-160.
- ROWE, R. H., SODERMAN, K. L., 1985, An approximate method for estimating the stability of geotextile reinforced embankments. *Can. Geoth. J.* vol. 22(3), 392-398.
- ROWE, R. H., SODERMAN, K. L., 1987, Reinforcement of embankments on soils whose strength increases with depth. *Geosynthetics*, 266-277.
- ROWE, R. H., 1984, Reinforced Embankments: analysis and design. *J. Geoth. Eng. ASCE*, vol 110 (12), 231-246
- ROWE, R. K., MYLLEVILLE, B. L. J., 1989, Consideration of Strain in the design of reinforced embankments. *Geosynthetics'89*, 124-135.
- ROWE, R. K., HINCHBERGER, S. D., 1998, The significance of rate effects in modeling the Skaville test embankment. *Can Geotech. J.*, vol 35, 500-516.
- ROWE, R. K., LI, A. L., 2005, Geosynthetics reinforced embankments over soft foundations. *Geosynthetics International*, vol 2(1), 50-85.
- SAYÃO, A. S. F. J., 1980, Ensaio de Laboratório na Argila Mole da Escavação experimental de Sarapuí, Tese MSc, PUC-Rio.
- SCHIMIDT, C. A.B., 1992, *Uma Análise de Recalques pelo Método de Asaoka Modificado com Enfoque Probabilístico*, Tese MSc, COPPE-UFRJ.
- SILVA, A. E. F., 2003, Análise de Estabilidade à Ruptura de Aterros sobre Solos Moles com Geossintéticos considerando o Efeito do Tempo. Dissertação de Mestrado. ITA
- SKEMPTON, A. W., 1944, The compressibility of clays. *Quarterly J. of th Geol. Soc.*, vol. 100, 119-135.
- SKEMPTON, A. W., 1969, The Consolidation of Clays by Gravitational Compaction. *Q. J. Geol. Soc.*, 125, 373-411.
- SOARES, J.M.D., SCNAID, F. e BICA, V.D., 1998, Geotecnia das Argilas Moles da Região de Porto Alegre. *CI COBRAMSEG, Brasília*, vol 2, 737-743.
- SUGUIO, K., MARTIN, L., 1978, Formações Quaternárias Marinhas do Litoral Paulistano e Sul Fluminense, *International Symposium on Coastal Evolution in the Quaternary*, São Paulo, 11-18.
- SUZUKI, S., 2010, Comunicação pessoal.

- TAVENAS, F., DES ROSSIERS, J. P., LEROUEIL, S., ROCHELLE, P. ROY, M., 1979, The Use of Strain Energy as a Yield and Creep Criterion for Lightly Overconsolidated Clays, *Géotechnique*, vol. 29 (3), 285-303.
- TAVENAS, F. B., LEROUEIL, S., 1990, Laboratory and in situ stress-strain-time behaviour of soft clays, state-of-the-art report paper, *Int. Symp. Geotech. Engng. Soft Soil*, Mexico, 2
- TAYLOR, MERCHANT, 1940, A theory of clay consolidation accounting for secondary compression. *J. of Math. And Physics*. Vol. 19, 167-185.
- TEIXEIRA, H. A., 1994, Fundações rasas na Baixada Santista. Solos do Litoral de São Paulo, ABMS, 137-154.
- TERRA, B. R. C. S. S. R., 1988, Análises de recalque do aterro experimental II sobre a argila mole de Sarapuú com elementos drenantes. Tese de Mestrado, COPPE-UFRJ.
- TSYTOVICH, N., 1972, Soil Mechanics. Mir Publisher Moscow, 238-263.
- VARUSO, R. J., GRIESHABER, J. B., NATARAJ, M. S., 1999, Design and analysis of a geosynthetic levee test section. *Proceedings Geosynthetics '99*, Boston, 451-464.
- VOLK, J. C., HUNT, R. E., LESHCHINSKY, D., DILORETO, R., COLLINS, T. G., 1994, Reinforced embankment over very soft soil: Grassy Sound highway embankment. *Proceedings 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore, 1, 41-48.
- VIERA, L. O. M., 1988, Contribuições ao estudo do adensamento secundário. Tese de Mestrado, COPPE UFRJ.
- VILELA, T. F., 1976, Determinação dos Parâmetros de Resistência, "Creep" e de Relaxação de Tensões de uma Argila Mole do Rio de Janeiro, Tese MSc, COPPE-UFRJ.
- ZARETSKY, Y. K. (in TSYTOVICH, 1972), 1967, *Teoriya Konsolidatsii gruntov*, Moscow, Nauka Publisher.

ANEXO – FATORES DE PARCIAIS DA SUGERIDOS PELA NORMA INGLESA

Tabela I.1 - Categoria da estrutura em função do tipo de ruptura

| Categoria | Fator Parcial (f_n) | Exemplo de Estruturas |
|-----------|-------------------------|--|
| 1 (baixo) | Não se aplica | Muros de contenção e taludes $c/H < 1,5$ m. onde a ruptura não causa grandes danos e baixo acesso. |
| 2 (médio) | 1,0 | Aterros, estrutura, onde uma ruptura causa moderado dano e interdição. |
| 3 (alto) | 1,1 | Estruturas de suporte de rodovias, construções não habilitadas, barragens, estruturas marítimas. |

Fator Parcial dos Materiais – Reforço

Os fatores parciais básicos de materiais usados para os reforços são f_{m1} e f_{m2} . O fator f_{m1} está diretamente relacionado com as propriedades dos materiais enquanto f_{m2} está relacionado com os efeitos decorrentes da construção e do ambiente (Tabela I.2).

Tabela I.2 – Definição dos fatores parciais dos materiais

| Fator Principal | Componente | Descrição |
|-----------------|------------|--|
| f_{m1} | f_{m11} | Fabricação possibilidade de redução capacidade do material em relação aos valores característicos. |
| | f_{m12} | Extrapolação dos dados de ensaios leva em conta a confiança. Depende da vida útil. |
| f_{m2} | f_{m21} | Suscetibilidade ao dano: considera o dano durante a construção. Pode ser obtido por meio de ensaio em campo. |
| | f_{m22} | Ambiente: consideram as diferentes velocidades de degradação devido às condições ambientais. |

O fator dos materiais, f_m é dado por:

$$f_m = f_{m1} \times f_{m2}$$

onde:

$$f_{m1} = f_{m11} \times f_{m12}$$

e

$$f_{m2} = f_{m21} \times f_{m22}$$

A resistência a tração de projeto de reforços devem seguir dois princípios básicos:

- durante a vida útil da obra o reforço não deve romper por tração;
- a deformação do reforço não deve exceder um valor definido em projeto no fim da vida útil da obra.

O valor de resistência básica do reforço deve ser tomado como o menor valor, TCR resistência de tração de pico considerando a ruptura por creep e a uma determinada temperatura ou TCS a resistência a tração média considerando um valor de deformação de fluência a uma temperatura apropriada.

A tensão de tração de projeto em reforço polimérico é dada por:

$$T_D = \frac{T_{CR}}{f_m} \text{ ou } \frac{T_{CS}}{f_m}$$

Fator Parcial para o Solo

Os parâmetros de projeto são dados por:

$$X_d = \frac{X_k}{f_m}$$

X_d : parâmetro

X_k : parâmetro característico do solo

f_m : fator principal para parâmetro do solo.

Fator Parcial de Material para Solo

Existem dois mecanismos possíveis para a integração solo/reforço:

Quando a superfície de ruptura ocorre na ligação solo/reforço cruzando a camada de reforço, ocorre por arrancamento.

Quando a superfície de ruptura coincide com a camada de reforço, cujo mecanismo é o deslizamento.

Os fatores parciais f_p e f_s descrevem os mecanismo de arrancamento e deslizamento, respectivamente.

Fator Parcial de Carregamento

Há três tipos de fator parcial de carregamento considerado nessa norma:

Fator parcial de carga devido ao peso próprio do solo, f_{js}

Fator parcial de carga externa permanente (morta) f_{js}

Fator parcial de carga externa acidental (viva), f_q

Aplica-se da seguinte forma:

$$F_d = f_i \chi F_d$$

Onde:

F_d : carga de projeto

F_k : carregamento

f_f : fator de carga

Normalmente, os fatores de cargas permanentes e acidentais são iguais e os valores dependem da aplicação. Porém o fator que descreve o peso próprio do solo pode ser diferente.

Os fatores parciais de carga são maiores que 1,0 no caso do estado limite ultimo e valor igual a unidade para o estado limite de utilização.

Carregamentos não usuais também podem ser incluídos no projeto. Quando a probabilidade de ocorrência desse carregamento é baixa, permite-se o uso de um fator de carga parcial. Sé a

ocorrência for bem conhecido (ex. um comboio), ele pode ser incluídos com um fator parcial de carga baixo.

A maioria dos projetos e análises de aterros reforçados usam equilíbrio limite e nesse caso o fator de segurança global, pode ser satisfatório. Os métodos baseados no equilíbrio no estado limite majoram as cargas decorrentes do aterro e cargas acidentais (vivas) por um fator parcial de carga e minoram as propriedades referentes à resistência do solo e do reforço por um fator parcial de material. Na Tabela II.2, estão sugeridos alguns desses fatores.

Tabela II.2 - Resumo dos fatores parciais para Aterros reforçados segundo a Norma Inglesa

| Fatores parciais | | Estado limite último | Estado limite de utilização |
|---------------------------------|---|--|--|
| Fator de carga | Peso específico do solo carregamento externo permanente carregamento externo vivo | $f_{fs} = 1,3$ $f_t = 1,2$ $f_q = 1,3$ | $f_{fs} = 1,0$ $f_f = 1,0$ $f_q = 1,0$ |
| Fator de material-solo | ϕ'_{cv} c' Su | $f_{ms} = 1,0$ $f_{ms} = 1,6$ $f_{ms} = 1,0$ | $f_{ms} = 1,0$ $f_{ms} = 1,0$ $f_{ms} = 1,0$ |
| Fator de material-reforço | Aplicado sobre a resistência do reforço | Depende do tipo de reforço (5.3.3) | |
| Fator de interação solo/reforço | deslizamento arrancamento | $f_s = 1,3$ $f_s = 1,3$ | $f_s = 1,0$ $f_s = 1,0$ |