



**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA  
CAMPUS VIII - ARARUNA  
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE -CCTS  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**PHILLIPY JOHNY LINDOLFO DA SILVA**

**UM PANORAMA SOBRE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM  
GEOSSINTÉTICOS**

**ARARUNA  
2016**

**PHILLIPY JOHNY LINDOLFO DA SILVA**

**UM PANORAMA SOBRE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM  
GEOSINTÉTICOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, em cumprimento a exigência, como requisito à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Área de concentração:** Geotecnia.

**Orientador:** Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra.

**ARARUNA  
2016**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

S586p Silva, Phillipy Johny Lindolfo Da  
Um Panorama Sobre Aterros Sobre Solos Moles Reforçados  
com Geossintéticos [manuscrito] / Phillipy Johny Lindolfo Da  
Silva. - 2016.  
80 p. : il.

Digitado.  
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em  
ENGENHARIA CIVIL) - Universidade Estadual da Paraíba,  
Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2016.  
"Orientação: Prof. Doutor. Raimundo Leidimar Bezerra,  
Departamento de Engenharia Civil".

1.Reforço. 2.Geossintéticos. 3.Estabilidade. I. Título.

21. ed. CDD 624.151 36

**PHILLIPY JOHNY LINDOLFO DA SILVA**

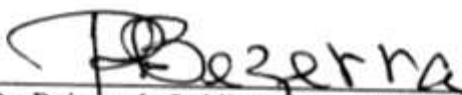
**UM PANORAMA SOBRE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM  
GEOSSINTÉTICOS**

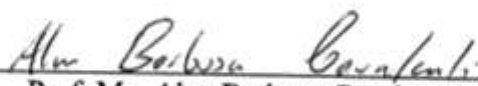
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual da Paraíba, em cumprimento a exigência, como requisito à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

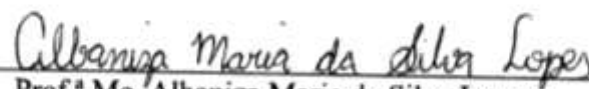
Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 04 /11 /2016.

**BANCA EXAMINADORA**

  
Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

  
Prof. Me. Alan Barbosa Cavalcanti  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

  
Prof.ª Me. Albaniza Maria da Silva Lopes  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Aos meus pais e meus irmãos, fonte de minha força e dedicação, inspiração de meus sonhos e sinônimo de segurança nesta longa caminhada. DEDICO.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao meu bom Deus que foi minha força e minha esperança durante esta caminhada, me concedendo saúde e coragem para lutar por meus sonhos e superar cada etapa.

Agradeço a toda minha família, em especial a minha mãe Ângela Maria, pela sua paciência, seus conselhos e seu amor. Ao meu pai, José Lindolfo por todo seu empenho em me proporcionar as melhores condições nesta caminhada e aos meus irmãos, Júnior e Nathália pela paciência e orgulho mesmo nos meus momentos de fraqueza, espero ter sido exemplo a vocês. Aos meus avós maternos, Alaci e Severino, e paternos, João e Eliza, aos meus tios e tias, primos e primas e a minha madrinha Hélia, que foi como uma segunda mãe.

A todos os meus amigos que se alegram com esta conquista, em especial meus amigos desde infância, Engº Thiago Araújo, Leonardo Victor, Igor Moraes, Gildázio Moraes e Laércio Sousa.

A todos os colegas de curso, em especial alguns que tornaram-se mais que apenas colegas, foram amigos, Pedro Leitão, Engº Luan Moraes, Engº Douglas Cavalcanti, Italo Andrade, Yuri Tomaz, Jhones Remos, Rosbon Alves, Raul Maurício, Otávio Fernandes, Marcossuel, Jacilândio Adriano e a todos que fizeram a turma 2016.1.

Ao professor Dr. Raimundo Leidimar pela sua paciência e seus valiosos ensinamentos não só nesta orientação, mas durante todo o curso. Ao professor Dr. Laércio Leal pela oportunidade a mim concedida durante o curso no desenvolvimento de pesquisas. Ao professor Dr. Fagner França que mesmo não sendo meu professor, me aconselhou e me ajudou de diversas formas. A todos os professores e funcionários do Campus VIII, em especial Joaline que sempre se mostrou ativa e fez bem o seu papel. Ao professor Me. Alan Barbosa e também a professora Me. Albaniza Maria por me concederem esta honra em participar de minha banca examinadora e fazer parte desse momento especial.

Enfim, a todos aqueles que durante estes cinco anos de caminhada passaram por minha vida e me ajudaram de alguma forma, seja de qual forma tenha sido, seria impossível citar todos, portanto estendo meus agradecimentos. A vocês o meu muito obrigado.

“O dia está na minha frente esperando para ser o que eu quiser. E aqui estou eu, o escultor que pode dar forma. Tudo depende só de mim”.

CHARLES CHAPLIN

## RESUMO

A construção de aterros sobre solos moles tem-se tornado uma atividade bastante comum. Suas características peculiares fazem com que a engenharia geotécnica tenha todo um cuidado com o projeto e execução deste tipo de obra. A baixa capacidade de carga e a alta compressibilidade dos solos moles exigem que se tenha a necessidade de diversas soluções para cada situação. A adequada caracterização do solo por meio de ensaios tanto de campo quanto de laboratório é um fator primordial na abordagem do problema para a melhor tomada de decisão. No presente trabalho enfatizou-se a solução com a utilização de reforço geossintético, buscando identificar quais os principais requisitos necessários ao projeto e avaliação da estabilidade. Através da norma inglesa BS 8006 (2010) e de estudos de vários pesquisadores, pôde-se apresentar os principais conceitos de aterros reforçados, características de projeto e análises de estados limites último e de utilização. Por meio do estudo dos métodos de Low et al. (1990) e Jewell (1996) apresentou-se duas maneiras distintas de abordar o problema de estabilidade global de aterros sobre solos moles, propondo uma pequena comparação entre seus resultados quando aplicados a uma mesma situação. Realizada a análise a um aterro sobre uma camada de solo mole com resistência não drenada constante com a profundidade percebeu-se que o método de Jewell (1996) mostrou-se mais conservador ao apresentar maiores valores de tração requerida, indicando a utilização de geossintéticos diferentes do que os indicados pela avaliação do método de Low et al. (1990) que apresentou menores valores. O estudo se mostrou muito importante devido à relevância do tema e a necessidade de sempre está aprimorando o acervo de soluções para a abordagem deste problema.

**Palavras-Chave:** Reforço. Geossintéticos. Estabilidade.



## ABSTRACT

The construction of landfills on soft ground Has become a fairly common activity. Its peculiar characteristics make the geotechnical engineering has an extra care with the design and implementation of this type of work. The low load capacity and the high compressibility of soft ground demand a need for different solutions for each situation. The adequate soil characterization by means of testing at both field and laboratory is a main factor in the problem approach for better decision making. In the present paper was emphasized the solution by the use of geosynthetic reinforcement, seeking to identify which are the main requirements for the project and its stability evaluation. Through the British Standard BS 8006 (2010) and studies of several researchers, it was possible to present the main concepts of reinforced landfills, project features and analysis of borderline states and utilization. Via the study of the method Low et al (1990) and Jewell (1996) were presented two distinct ways of approaching the global stability problem of landfills on soft soil, proposing a small comparison between the results when applied to the same situation. After realized an analysis of a landfill on a layer of soft ground with resistance undrained constant with depth was achieved that the Jewell method (1996) was more conservative to present higher values of required traction, indicating the use of different geosynthetics than was indicated by the evaluation of Low et al method (1990), which shown lower values. The study proved to be quite important giving the topic relevance and the need for always be improving the collection of solutions for dealing with this problem.

**Keywords:** Reinforcement. Geosynthetics. Stability.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Métodos construtivos de aterros sobre solos moles .....	17
Figura 2 – Construção de aterros por etapas .....	20
Figura 3 – Aterro sobre geodrenos .....	21
Figura 4 – Aterro sobre estacas .....	22
Figura 5 – Etapas de sondagem a percussão .....	25
Figura 6 – Equipamento do ensaio de palheta .....	27
Figura 7 – Fator de correção no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade ..	29
Figura 8 – Detalhe de sonda de piezecone .....	30
Figura 9 – Ábaco de identificação do comportamento típico dos solos .....	32
Figura 10 - Câmara de ensaio de compressão oedométrica .....	35
Figura 11 - Exemplos das principais funções dos geossintéticos .....	39
Figura 12 - Principais tipos de geossintéticos .....	40
Figura 13 - Esquema de ensaio para a determinação de espessura nominal .....	42
Figura 14 - Esquema de ensaios de compressibilidade de geossintéticos .....	43
Figura 15 - Ensaios à resistência à tração .....	44
Figura 16 - Ensaios de puncionamento .....	45
Figura 17 - Ensaio de fluência .....	46
Figura 18 - Ruptura por fluência: curva de referência .....	47
Figura 19 - Esquema de ensaios de arrancamento e cisalhamento direto.....	48
Figura 20 - Efeito do reforço em um elemento de solo .....	51
Figura 21 - Variação do fator de segurança ao longo do tempo .....	52
Figura 22 - Influência da restrição lateral no mecanismo de ruptura .....	53
Figura 23 - Resistência passiva em geogrelhas .....	54
Figura 24 - Verificação de estados limites últimos .....	58
Figura 25 - Verificação de estados limites de utilização .....	58
Figura 26 - Análise de estabilidade da extrusão da fundação .....	61
Figura 27 - Análise de estabilidade do aterro reforçado por Low et al. (1990) .....	66
Figura 28 - Valor de $I_r$ para aterro reforçado .....	67
Figura 29 - Número de estabilidade de Low (1989) para aterros sem reforço .....	68
Figura 30 - Determinação de $S_{euq}$ para variação bi-linear de resistência não drenada com a profundidade .....	68
Figura 31 - Geometria do problema do método de Jewell (1996) .....	70
Figura 32 - Exemplo de aterro sobre solo mole .....	72

## **LISTA DE TABELAS**

Tabela 1 – Fator tempo em função da porcentagem de dissipação da poropressão .....	34
Tabela 2 – Cálculo pelo método de Low et al. (1990) .....	72

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classificação de solos por tipo de comportamento .....	32
Quadro 2 - Critério de qualidade das amostras por Lunne et al. (1997) .....	36
Quadro 3 - Critério de qualidade de amostras para argilas brasileiras .....	37
Quadro 4 - Fatores parciais usados pela BS 8006 para projetos de aterros sobre solo moles	55
Quadro 5 - Resultados das análises de deslizamento lateral e extrusão da fundação .....	74

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnica
BS	British Standard
CBR	Índice de suporte Califórnia
CPT	Cone Penetration Test
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
EPS	Poliestireno Expandido
GC	Geocomposto
GG	Geogrelha
GM	Geomenbrana
GN	Georrede
GT	Geotêxtil
IGSBR	International Geosyntetics Society - Associação Brasileira de Geossintéticos
ISO	Intenational Organization for Standardization
NA	Normalmente Adensado
NBR	Norma Brasileira
OCR	Razão de Sobreadensamento
PA	Poliamida
PE	Polietileno
PET	Poliéster
PP	Polipropileno

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	13
<b>2</b>	<b>OBJETIVOS</b> .....	14
2.1	OBJETIVOS GERAIS .....	14
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	14
<b>3</b>	<b>ATERROS SOBRE SOLOS MOLES</b> .....	15
3.1	DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS .....	15
3.2	CARACTERÍSTICAS DE PROJETO .....	16
<b>4</b>	<b>MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES</b> ..	17
4.1	SUBSTITUIÇÃO DE SOLO MOLE .....	17
4.2	ATERROS LEVES .....	18
4.3	ATERROS COM SOBRECARGA TEMPORÁRIA E ATERROS COM BERMAS DE EQUILÍBRIO .....	19
4.4	ATERROS CONSTRUÍDOS EM ETAPAS .....	19
4.5	ATERROS COM DRENOS VERTICAIS .....	21
4.6	ATERROS SOBRE ESTACAS .....	22
4.7	ATERROS REFORÇADOS .....	23
<b>5</b>	<b>INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS</b> .....	24
5.1	SONDAGENS À PERCUSSÃO .....	24
5.2	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO .....	25
5.2.1	Umidade Natural .....	25
5.2.2	Limites de Atterberg .....	26
5.3	ENSAIO DE PALHETA .....	26
5.3.1	Procedimentos .....	26
5.3.2	Resistência Não Drenada .....	27
5.3.3	Razão de Sobreadensamento – OCR .....	28
5.3.4	Correção do Ensaio .....	28
5.4	ENSAIO DE PIEZECONE .....	29
5.4.1	Procedimentos .....	29
5.4.2	Correção da Resistência Não Drenada .....	30
5.4.3	Classificação do Solo .....	31
5.4.4	Resistência Não Drenada .....	33
5.4.5	Coefficiente de Adensamento do Solo .....	33
5.5	ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL .....	35
5.6	QUALIDADE DAS AMOSTRAS .....	36
<b>6</b>	<b>GEOSSINTÉTICOS</b> .....	37
6.1	DEFINIÇÃO .....	37
6.2	FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS .....	38
6.3	CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS .....	39

6.4	PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS .....	40
6.4.1	Propriedades Físicas .....	41
6.4.1.1	<i>Massa por Unidade de Área ou Gramatura (<math>\mu_A</math>)</i> .....	41
6.4.1.2	<i>Espessura Nominal (<math>\tau_{GT}</math>)</i> .....	41
6.4.1.3	<i>Porosidade (<math>\eta_{GT}</math>)</i> .....	42
6.4.2	Propriedades Mecânicas .....	42
6.4.2.1	<i>Compressibilidade</i> .....	43
6.4.2.2	<i>Resistência à Tração</i> .....	43
6.4.2.3	<i>Resistência ao Puncionamento</i> .....	44
6.4.2.4	<i>Fluência</i> .....	45
6.4.3	Ensaio de Desempenho .....	47
6.4.3.1	<i>Ensaio de Arrancamento</i> .....	48
6.4.3.2	<i>Cisalhamento Direto</i> .....	48
6.4.4	Resistência a Danos de Instalação .....	49
<b>7</b>	<b>ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS</b> .....	49
7.1	CARACTERÍSTICAS E MECANISMO DE FUNCIONAMENTO .....	50
7.2	INTERAÇÃO SOLO – REFORÇO .....	53
7.3	FATORES DE REDUÇÃO .....	55
7.4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE .....	57
7.4.1	Verificação de Estabilidade .....	57
7.4.2	Estabilidade Interna .....	59
7.4.3	Movimento Lateral do Aterro .....	59
7.4.4	Extrusão de Solo Mole .....	60
7.4.5	Estabilidade Global .....	63
7.4.6	Deformação e Rigidez .....	63
<b>8</b>	<b>ANÁLISES DE ESTABILIDADE GLOBAL</b> .....	64
8.1	MÉTODOS QUE EMPREGAM FATIAS E QUE NÃO EMPREGAM FATIAS .....	64
8.2	MÉTODO DE LOW ET AL. (1990) .....	65
8.3	MÉTODO DE JEWELL (1996) .....	69
<b>9</b>	<b>VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE – EXEMPLO</b> .....	71
9.1	VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DE LOW ET AL. (1990) .....	72
9.2	VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DE JEWELL (1996) .....	73
9.3	OUTRAS VERIFICAÇÕES .....	74
9.4	ESPECIFICAÇÃO DO GEOSSINTÉTICO E COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS .....	74
<b>10</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	75
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	77

## 1 INTRODUÇÃO

A construção de aterros sobre solos moles sempre constituiu verdadeiros desafios à engenharia geotécnica, que resultaram em sucesso e em memoráveis rupturas, (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Este tipo de obra teve-se um aumento considerável nos últimos anos devido principalmente à expansão urbana que proporcionou uma maior demanda das obras de terra, havendo a necessidade de construir aterros sobre áreas consideradas inadequadas, por apresentar grandes espessuras de solo mole. (AMPUERO, 2012).

Solos moles são solos sedimentares de origem aluvionar de baixíssima capacidade de carga e alta compressibilidade, o que acarreta diversos problemas atrelados a obras sobre este tipo de solo. Na busca de solucionar tais problemas, ao longo dos anos desenvolveram-se diversos métodos construtivos como construção por etapas, aterros leves, aterros com drenos verticais, aterros estaqueados, aterros reforçados, entre outros. Todos métodos aplicados de forma a combater problemas de estabilidade, de recalques ou de ambos simultaneamente.

Aterros reforçados consistem em um sistema formado pelo solo de fundação, o reforço e o aterro propriamente dito. O objetivo é incorporar ao solo materiais que proporcionem a melhoria das características mecânicas em geral, principalmente esforços de tração. A adequada utilização de reforços promove melhor distribuição de tensões, aumento de estabilidade, menores deformações, melhor desempenho, além de proporcionar maiores fatores de segurança e permitir a execução de taludes, mais íngremes (PALMEIRA; ORTIGÃO, 2004).

O presente trabalho teve como objetivo fazer uma revisão da literatura de aterros sobre solos moles enfatizando a utilização de reforço com geossintéticos, analisar quais as principais características desse tipo de obra geotécnica e os requisitos para o desenvolvimento de um bom projeto, bem como adequada execução por meio da aplicação de métodos disponíveis na literatura de análise de estabilidade de aterros sobre solos moles.

Através da norma inglesa BS 8006 (2010) buscou-se apresentar os principais requisitos a um projeto de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos, indicando os fatores de redução para garantir maior segurança e as verificações de estabilidade e deformações necessárias. Propôs-se o estudo de dois métodos de análise de estabilidade global com o intuito de apresentar um exemplo prático de projeto e fazer um comparativo entre estes. O método gráfico de Low et al. (1990) se mostrou mais específico visto que sua análise consiste na avaliação da tração requerida em diferentes profundidades enquanto o método analítico de Jewell (1996) se mostrou mais conservador, apresentando maiores valores, incidindo na determinação de reforço diferentes por exemplo.



Por fim, a pesquisa se mostrou bastante proveitosa diante da importância do tema. O estudo de métodos de análise de estabilidade e a comparação de seus resultados entre si é muito importante devido a particularidade de cada método e a particularidade de cada caso de obra.

## **2 OBJETIVOS**

### **2.1 OBJETIVOS GERAIS**

Realizar uma revisão da bibliografia disponível de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos, em busca de analisar e traçar um panorama das principais características desse tipo de obra geotécnica e os requisitos para o desenvolvimento de um bom projeto, bem como adequada execução por meio da aplicação de métodos disponíveis na literatura de análise de estabilidade de aterros sobre solos moles.

### **2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Fazer um estudo aprofundado sobre obras de aterros sobre solos moles de um modo geral, apresentando métodos construtivos e ensaios atrelados a um bom projeto e execução;
- Enfatizar a pesquisa no estudo de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos identificando as principais características do material de reforço e as vantagens de sua aplicação;
- Promover a análise da estabilidade de aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos através da aplicação de métodos de equilíbrio limites em um exemplo prático;
- Realizar um comparativo entre os métodos gráfico de Low et al. (1990) e o analítico de Jewell (1996) utilizados nas análises de estabilidade, em busca de identificar as diferenças na determinação da tração máxima requerida no reforço bem como a rigidez exigida para o adequado funcionamento da estrutura reforçada.

### 3 ATERRO SOBRE SOLOS MOLES

Todas as obras de Engenharia Civil encontram-se sobre o solo, sendo indispensável o conhecimento das características e do comportamento do mesmo em cada obra. Cada situação verificada é caracterizada por uma forma única de análise e solução. Uma situação bastante peculiar é a construção de aterros sobre solos moles que constitui um dos grandes desafios da Engenharia Geotécnica, principalmente nas últimas décadas devido ao crescimento econômico.

Segundo Ampuero (2012), a consequência da expansão urbana trouxe consigo um aumento na demanda das obras de terra, havendo a necessidade de construir aterros sobre áreas consideradas inadequadas, por apresentar grandes espessuras de solo mole.

#### 3.1 DEFINIÇÃO E CARACTERÍSTICAS

Define-se como solo mole aquele no qual a resistência não drenada da argila é inferior a 25 kPa (TERZAGHI, 1943 *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2014). Pode-se definir também por meio de ensaio de sondagens à percussão, onde solos muito moles são os solos ensaiados que apresentam resultados (Nspt) menores que dois e moles quando apresentam valores entre três e cinco (NBR 7250, 1982).

Os solos moles são solos sedimentares, geralmente solos aluvionares, resultado de processo de deposição tanto fluvial quanto marinho, se distinguem exatamente pelo meio de deposição que por sua vez depende da sedimentação que é afetada pela velocidade das águas, quantidade de partículas e presença de matéria orgânica (MASSAD, 2010).

São geralmente argilas moles ou areias argilosas fofas de deposição recente, durante o quaternário, em que a fração argila imprime as características de solo coesivo e compressível (MASSAD, 2010). São caracterizados principalmente por apresentarem baixa permeabilidade e baixa resistência ao cisalhamento, alta compressibilidade e elevados tempos de adensamento, consequência da dificuldade de percolação.

No Brasil, este tema é de grande importância, visto que ao longo de toda costa brasileira e em várzeas dos rios, existem abundantes depósitos de solos compressíveis, em geral de origem fluviomarina, impondo grandes desafios à engenharia como recalques excessivos e ruptura do aterro (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

### 3.2 CARACTERÍSTICAS DE PROJETO

As argilas diferem-se das areias devido a sua baixa permeabilidade, razão pela qual é importante o conhecimento de sua resistência, tanto em termos de carregamento drenado, como não drenado (PINTO, 2006). Característica bastante relevante, visto que segundo Bello (2004) em um projeto de aterro sobre solo mole deve-se realizar uma análise não drenada de deslocamento e verificações de estabilidade durante o período construtivo, bem como uma análise drenada da estabilidade a longo prazo, avaliando-se recalques em consequência do adensamento. Dessa forma a construção de aterros sobre solos moles deve buscar apresentar deslocamentos compatíveis ao tipo de obra tanto durante quanto após o período construtivo e proporcionar segurança adequada quanto à possibilidade de ruptura do solo (DOMINONI, 2011).

Carlos de Sousa Pinto ao escrever a apresentação do livro de Almeida e Marques (2014) disse:

O projeto de aterros sobre solos moles é um dos mais bonitos e interessantes tópicos da Engenharia Geotécnica. Nele, o projetista pode aplicar as teorias desenvolvidas na ciência Mecânica dos Solos, ajustando-se às numerosas observações de comportamento de aterros reais, seja pelas medidas de deformações, seja pela observação de rupturas, provocadas ou não, estudadas e relatadas em depoimentos publicados. É um tipo de projeto em que os benefícios de uma investigação aprimorada, com ensaios de laboratório em complementação a programas de ensaio no campo, justificam plenamente os investimentos feitos. (ALMEIDA; MARQUES, 2014. p.14).

Visto que as principais preocupações nos projetos e construções de aterros sobre solos moles são as avaliações de estabilidade e recalques, trata-se de um problema temporal. De acordo com Moraes (2002), deve-se atentar para o baixo fator de segurança durante e logo após a construção do aterro, visto que nessas fases, devido ao excesso de poropressão gerado, o carregamento é máximo e a resistência do solo de fundação é mínima. Devido ao adensamento que continua ao fim da construção, tem-se ganho de resistência e conseqüentemente de estabilidade.

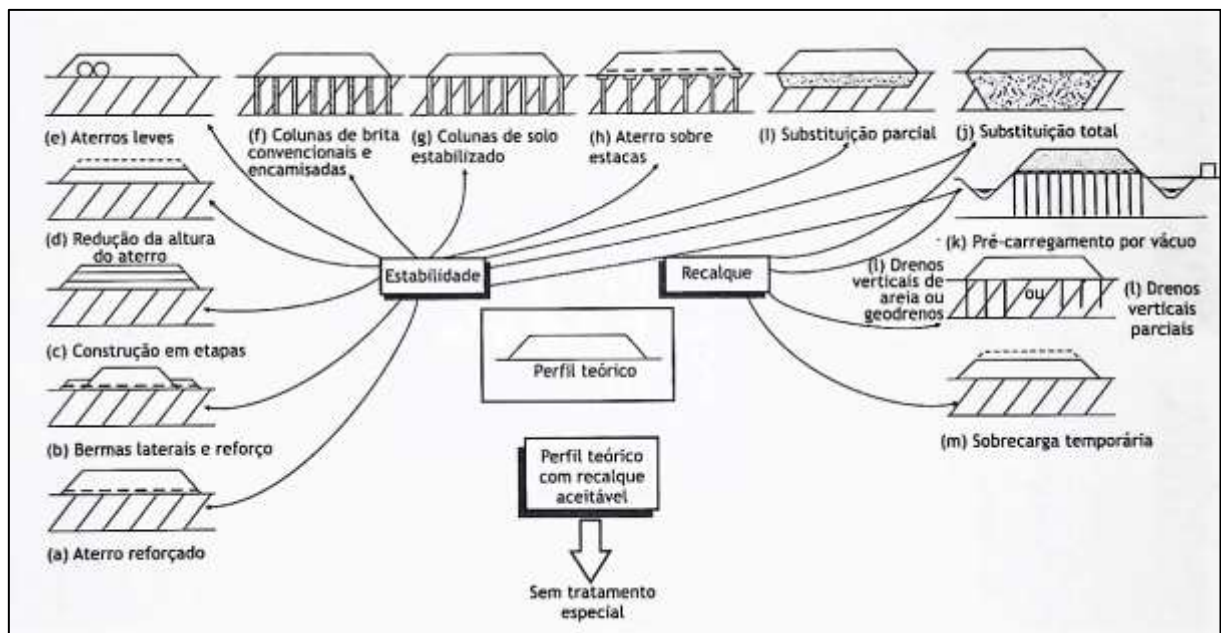
Diante de tais características, este tipo de obra proporciona a implementação de diversos tipos de métodos construtivos, como será visto no decorrer deste trabalho, soluções criadas com base em estudos de casos reais de aterros que atingiram a ruptura e também que foram forçados a este estado limite. Dependendo das situações observadas, têm-se soluções usadas em conjunto. Bem como a necessidade de monitoramento com o principal objetivo de garantir a segurança necessária, além de servir como base de informação a outras obras.

## 4 MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

Devido às características dos solos moles, há grandes dificuldades associadas a construção sobre esses depósitos, havendo a necessidade de técnicas construtivas alternativas aplicadas conforme cada caso verificado. Segundo Almeida e Marques (2014), a escolha adequada do método a ser utilizado depende principalmente da utilização da área, das características geotécnicas dos depósitos, e dos custos e prazos relacionados à construção.

Os métodos de maneira geral buscam fazer o controle de recalques e/ou estabilidade. Em casos que se têm camadas de solo muito mole, faz-se o uso de reforço geossintético associado a outros métodos (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Os principais métodos utilizados são descritos na sequência e estão dispostos na Figura 1.

Figura 1. Métodos construtivos de aterros sobre solos moles.



Fonte: Adaptado de LEROUÉIL (1997 *apud* FUTAI, 2010).

### 4.1 SUBSTITUIÇÃO DO SOLO MOLE

Consiste na substituição da camada de solo mole por um material com condições adequadas ao empreendimento. A escolha por este método depende da disposição de locais que sirvam de bota fora e também da espessura da camada que deve ser substituída. Segundo Almeida e Marques (2014), o procedimento de substituição é adequado para depósitos de solos compressíveis de até quatro metros de espessura, caso contrário, o procedimento se tornaria

oneroso. Almeida e Marques (2014) afirmam ainda que a grande vantagem da substituição é o aumento do fator de segurança quanto à ruptura e a diminuição ou até eliminação dos recalques, mas que se tem a desvantagem de bastante dificuldade no controle de qualidade.

O procedimento consiste primeiramente na execução de um aterro de conquista seguida pela escavação e remoção do solo em si, realizando o preenchimento e compactação do material de substituição. De acordo com Silva, A. (1996) a técnica utilizada deve ser bastante eficaz, a fim de que não haja material remanescente da camada de solo mole, que poderão ser a causa de sérios recalques diferenciais. Devido a isto Almeida e Marques (2014) sugerem que após a finalização do preenchimento seja feita a verificação das espessuras das argilas remanescentes por meio de sondagens.

#### 4.2 ATERROS LEVES

Esta técnica consiste na utilização de materiais leves na composição do aterro, baseando-se no princípio de que os recalques são menores quanto menor o carregamento vertical aplicado. De acordo com Almeida e Marques (2014), este método apresenta como vantagem adicional aos aterros, a melhoria das condições de estabilidade, rapidez na implantação e na diminuição dos recalques diferenciais.

Os materiais utilizados devem possuir baixo peso específico, baixa compressibilidade, pouca variabilidade das características ao longo do tempo, boa resistência mecânica e química e não ser poluente (BORGES, 1995). Entre os mais utilizados atualmente, tem-se o poliestireno expandido (EPS) que apresenta baixa compressibilidade e peso específico, além de ter boa resistência.

Segundo Almeida e Marques (2014), além do aterro, pode-se executar uma camada protetora de concreto com espessura geralmente entre 7 e 10 cm, basicamente uma laje, com o objetivo de ter-se uma melhor distribuição das tensões no material leve e evitar o puncionamento.

Esta solução tem a desvantagem de sua implantação ser bastante onerosa, principalmente devido ao grande uso do EPS que apresenta custos elevados e também com transportes de material. Segundo Borges (1995), deve-se atentar também para as propriedades e comportamento dos materiais ao longo do tempo.

### 4.3 ATERROS COM SOBRECARGA TEMPORÁRIA E ATERROS COM BERMAS DE EQUILÍBRIO

O método de aterros com sobrecarga temporária é utilizado com o objetivo de acelerar o processo de estabilização dos recalques, consistindo na aplicação de sobrecarga temporária, geralmente através de construção de aterro com altura superior à necessária, de modo que com o acréscimo de carga possa se atingir o comportamento final previsto do aterro rapidamente.

Segundo Almeida e Marques (2014), a principal função é aumentar a velocidade dos recalques primários e compensar total ou parcialmente os recalques secundários causados por fenômenos não relacionados com a dissipação das poropressões. Este método usado em conjunto com drenos verticais, explora ao máximo o benefício do adensamento acelerado.

Após a estabilização dos recalques o material adicional utilizado para a construção do aterro acima da cota de projeto é retirado, de modo que carregamentos posteriores não influenciem tanto a estabilidade. A desvantagem do método é o elevado tempo para a estabilização dos recalques e a grande quantidade de material a ser transportado, tanto empréstimo quanto de bota-fora.

A solução por meio da utilização de bermas de equilíbrio não aumenta a resistência do solo mole. Segundo Silva, A. (1996), as bermas criam momentos capazes de combater os momentos criados pelo corpo central do aterro, impedindo a ruptura do solo de fundação; dessa forma, elas aumentam a estabilidade da construção.

O dimensionamento do comprimento e altura das bermas depende das condições do problema (SILVA, A., 1996). De acordo com Almeida e Marques (2014), quando, devido às condições do local da obra, houver restrição do comprimento das bermas, podem ser instalados reforços, geralmente geossintéticos.

Na utilização deste método, deve-se atentar aos custos relacionados a transportes de material adicional, maior área de ocupação da obra e a problemas de recalque, pois de acordo com Silva, A. (1996) o emprego das bermas de equilíbrio proporciona melhoria apenas na eliminação do problema de ruptura, podendo até agravar problemas de recalques.

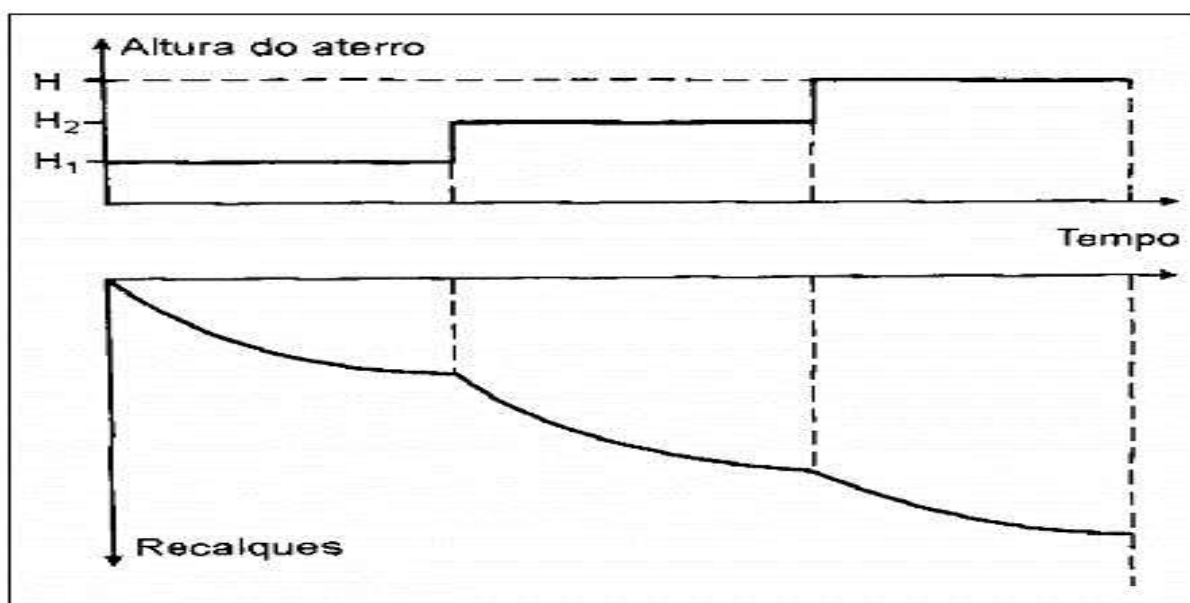
### 4.4 ATERROS CONSTRUÍDOS EM ETAPAS

Quando não há possibilidade de construir o aterro devido a problemas de estabilidade, pode-se analisar a opção de se construir um aterro de menor altura, porém, geralmente essa redução não é viável devido necessidades de projeto. Dessa forma a construção em etapas passa

a ser uma boa opção. Esta técnica pode ser definida como o ato de carregar o solo com uma carga inferior a carga final que deve ser aplicada, a fim de que a capacidade de suporte do solo não seja ultrapassada. (SILVA, A., 1996).

Segundo Massad (2010) o processo consiste em se construir um aterro por partes, quando a altura solicitada de projeto excede a altura crítica. Massad (2010) ainda afirma que se deve deixar o solo mole adensar sob o peso de um aterro de altura  $H_1$  (conforme indicado na Figura 2), para que o solo enrijeça e possa suportar acréscimos de carga, o que acontece na segunda etapa, com o incremento de solo até a altura  $H_2$ ; esse processo é repetido até atingir-se a cota final de projeto  $H$ .

Figura 2. Construção de aterros por etapas.



Fonte: MASSAD (2010).

O ganho de resistência não drenada durante o processo deve ser estimado em projeto e verificado durante o processo, por meio de ensaios de palheta, realizados antes do início de cada etapa (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Segundo Silva, U. (2008) ao fim de cada etapa de carregamento deve-se realizar uma nova verificação de estabilidade que servirá de pré-requisito para a execução da próxima.

A desvantagem do método é o tempo necessário para a construção não ser compatível com o prazo estabelecido para a obra, podendo-se associar a outros métodos, visando reduzir o período construtivo.

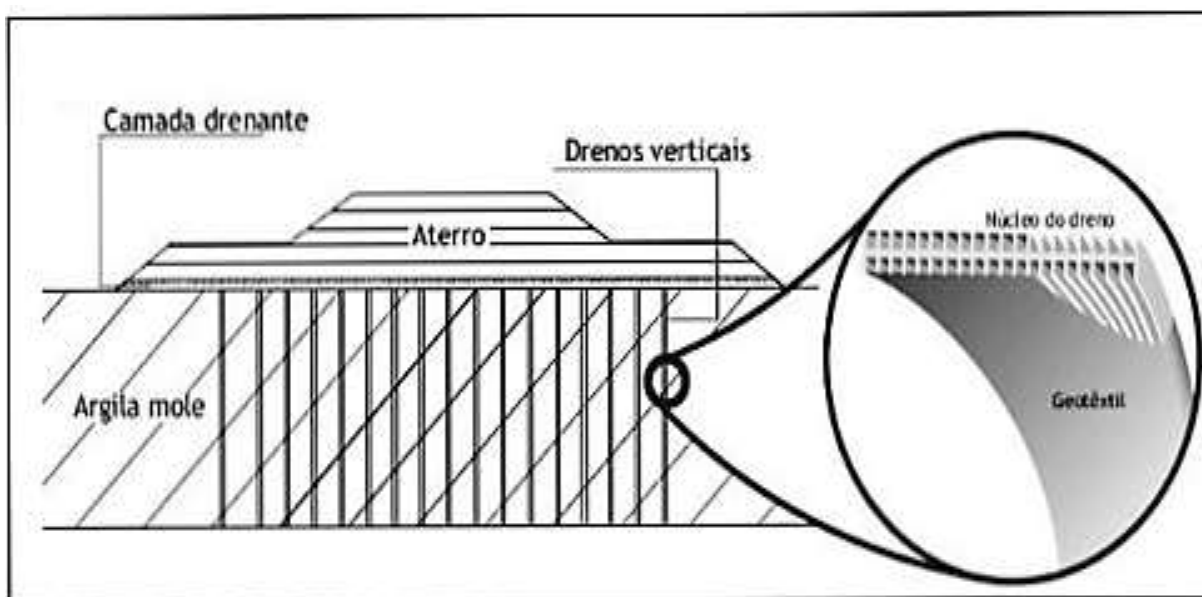
#### 4.5 ATERROS COM DRENOS VERTICAIS

A execução de aterros sobre drenos verticais tem por objetivo proporcionar melhores condições de saída de água durante o adensamento. Segundo Almeida e Marques (2014), sua utilização acelera os recalques, pois diminui o caminho de drenagem para cerca da metade da distância horizontal entre os drenos.

As primeiras utilizações de drenos verticais consistiam de drenos de areia, mas estes são bastante susceptíveis a danos de execução, além de que em solos muito moles pode haver cisalhamento dos drenos (SILVA, U., 2008). Atualmente, faz-se muito uso de drenos pré-fabricados, mais conhecidos como geodrenos, que consistem em um núcleo de plástico, envolto em um filtro de geossintético não tecido, com elevada resistência mecânica; são bastante utilizados, devido principalmente a rapidez de execução (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

O processo construtivo consiste inicialmente na execução de uma camada drenante seguida pela cravação dos drenos e construção do aterro, método este, geralmente usado com a associação do método de sobrecarga temporária (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Um exemplo de aterro sobre drenos verticais é apresentado na Figura 3.

Figura 3. Aterro sobre geodrenos.



Fonte: Adaptado de ALMEIDA; MARQUES (2014).

As principais desvantagens associadas ao método, de acordo com Borges (1995), são a redução da eficácia em solos com grandes deformações à fluência, visto que o sistema de



drenagem é exclusivamente a aceleração da consolidação primária e também o elevado custo de instalação.

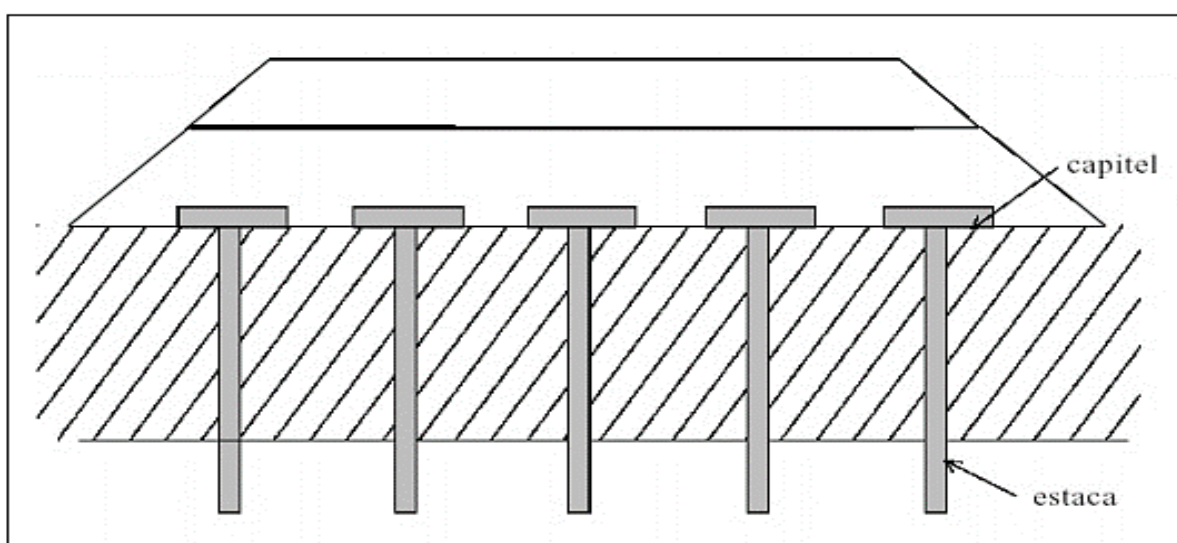
#### 4.6 ATERROS SOBRE ESTACAS

São aterros nos quais parte ou a totalidade do carregamento é transmitido para o solo de fundação, mais competente, subjacente a camada de solo mole, por meio de estacas ou colunas de diversos materiais, como areia e brita (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

O estaqueamento permite que os aterros sejam construídos de forma mais rápida e sem limitação de altura. Segundo Almeida e Marques (2014), a distribuição de tensões do aterro para as estacas ou colunas dar-se-á por meio de uma plataforma com capitéis ou geogrelhas, melhorando a estabilidade e minimizando os recalques, em algumas situações eliminando-os.

As estacas vêm associadas aos capitéis, que são pequenas lajes de concreto armado colocadas na cabeça das estacas, conforme indicado na Figura 4. Durante o processo construtivo uma camada de aterro granular é lançada sobre os capitéis, visando uma melhoria na distribuição das cargas; em seguida executa-se o aterro compactado do modo convencional (SILVA, U., 2008).

Figura 4. Aterro sobre estacas.



Fonte: DNER-PRO (381/98 *apud* SILVA, U., 2008).

Segundo Silva, U. (2008), do ponto de vista ambiental a escolha por colunas diminui os custos e impactos ambientais, principalmente devido ao menor volume de material de aterro. Almeida e Marques (2014) afirmam que:

O tratamento do solo mole por colunas granulares, além de produzir menores deslocamentos horizontais e verticais do aterro em comparação com um aterro convencional ou sobre drenos, também promove dissipação de poropressões por drenagem radial, acelerando os recalques e aumentando a resistência ao cisalhamento da massa de solo de fundação (ALMEIDA; MARQUES, 2014, p.41).

#### 4.7 ATERROS REFORÇADOS

Aterros reforçados são aqueles que utilizam técnicas que têm por objetivo o aumento da capacidade de resistir esforços externos e diminuir a deformabilidade por meio de inserção de elementos resistentes devidamente orientados (BORGES, 1995). “Os reforços nos aterros sobre solos moles melhoram o desempenho da obra, porque reduzem as forças que causam ruptura e também aumentam as forças resistentes.” (FUTAI, 2010, p.103).

Borges (1995) atenta para o fato de que a introdução dos reforços não conduz um melhoramento das características do solo, mas a uma melhoria no comportamento global, sendo o efeito da introdução de reforços unicamente estrutural.

De acordo com Futai (2010), o reforço pode ser utilizado tanto para evitar rupturas como para reduzir recalques diferenciais; em relação aos recalques totais, estes são inevitáveis. Futai (2010) ainda diz que a melhor forma de compreender como o reforço pode aumentar o fator de segurança em aterros sobre solos moles é por meio da análise apresentada por Jewell (1988) que afirma haver uma tensão cisalhante entre o aterro e a camada de solo mole que surge devido o aterro não se encontrar confinado e, dessa forma, não ser capaz de suportar tensões de tração lateral, sofrendo, portanto, deslocamentos laterais. Dessa forma o reforço é introduzido na base do aterro com o objetivo de restringir este deslocamento lateral, além de elevar a capacidade de carga.

Segundo Borges (1995), as técnicas construtivas consistem na introdução de elementos resistentes no solo de fundação, com o objetivo de suportar esforços de compressão ou corte, exemplo das colunas de brita ou na introdução de elementos de reforço no próprio aterro, como é o exemplo dos geossintéticos e reforços metálicos.

### 5 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

A primeira fase de qualquer obra geotécnica deveria consistir no processo de investigação geotécnica, o que infelizmente, na prática, em muitos casos não ocorre. É a fase na qual o projetista tem acesso a informações importantíssimas para o adequado dimensionamento e escolha do processo construtivo.

Os aterros sobre solos moles requerem uma boa investigação diante da frequência com que se depara com problemas não previstos, mesmo nos casos mais simples. De acordo com Almeida e Marques (2014), o processo de investigação deve iniciar com o reconhecimento do depósito de solo mole, visando principalmente a determinação de sua espessura, seguida por levantamento de dados de áreas vizinhas, determinação da estratigrafia da área de estudo e uma investigação complementar por meio de ensaios de laboratório e de campo com o objetivo de definir os parâmetros geotécnicos e cálculos de recalques. Os principais métodos de investigação utilizados para o projeto e concepção de aterros sobre solos moles são descritos a seguir.

### 5.1 SONDAGENS À PERCUSSÃO

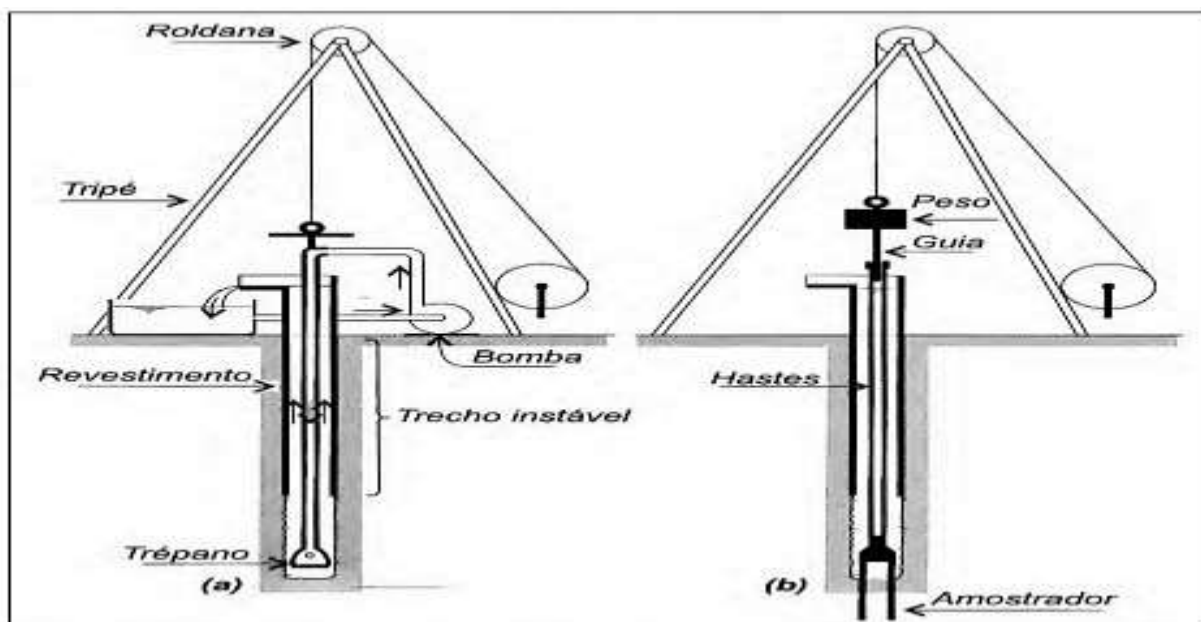
As sondagens à percussão têm seus processos normatizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) por meio da NBR 6484 (2001). Segundo Velloso e Lopes (2010, p.37) “as sondagens são perfurações capazes de ultrapassar o nível d’água e atravessar solos relativamente compactos ou duros”.

As sondagens à percussão consistem nos processos de perfuração e amostragem. De acordo com a NBR 6484 (2001), a sondagem deve ser iniciada realizando-se perfurações manuais até um metro de profundidade com o emprego de trado concha ou cavadeira. Nas perfurações seguintes, intercaladas ao processo de amostragem, deve-se fazer uso de trado helicoidal até atingir-se o nível d’água, registrando-se a cota. A norma ainda prescreve que se a perfuração com o trado helicoidal for menor que 50 mm após 10 minutos, ou em caso de solo não aderente ao trado, deverá empregar o método de perfuração por circulação de água. “A perfuração avança na medida em que o solo, desagregado com o auxílio de um trépano, é removido por circulação de água (*lavagem*)”. (VELLOSO; LOPES, 2010, p.37, grifo do autor). Pode-se ver o equipamento de sondagem na Figura 5.

A amostragem deve ser coletada do solo colhido na primeira perfuração de até um metro de profundidade e a partir daí deve-se recolher a cada metro, por meio do amostrador padrão (Figura 5) com execução do SPT.

O ensaio de penetração dinâmica (SPT) consiste na cravação de um amostrador padrão por meio de golpes efetuados por um martelo com 65 kgf, caindo de uma altura de 75 cm. Durante o processo registra-se o número de golpes necessários para a cravação dos primeiros 45 cm do amostrador, divididos em três parcelas de golpes, cada um a cada 15 cm. O resultado é o número de golpes necessário para cravar-se os últimos 30 cm (VELLOSO; LOPES, 2010).

Figura 5. Etapas na execução de sondagem à percussão: (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).



Fonte: VELLOSO; LOPES (2010).

Segundo Almeida e Marques (2014), a principal informação que deve ser obtida são as espessuras das camadas de argila mole, do aterro superficial e das camadas intermediárias com outras características e do solo subjacente; devido a isso, a sondagem deve ser executada dentro da massa de solo subjacente a fim de determinar se esta é drenante ou não, ou até atingir uma camada impenetrável quando se tratar de aterros sobre estacas.

## 5.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Consiste na determinação de características importantes na definição do perfil de solo, por meio da realização de ensaios com as amostras retiradas durante o SPT. Geralmente faz-se a determinação da umidade natural, importante na realização de correlações, e os limites de Atterberg a fim de definir a consistência do solo.

### 5.2.1 Umidade Natural

É obtida através da amostra coletada na parte inferior do amostrador SPT. O método de ensaio é normatizado pelo Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, através da DNER 213 (1994). De acordo com Almeida e Marques (2014), deve-se ter bastante cuidado para que a amostra não seja influenciada, principalmente devido à perfuração com lavagem, devendo,

portanto, ser coletada e colocada imediatamente em saco plástico e armazenada em uma caixa de isopor.

### 5.2.2 Limites de Atterberg

“Quando existe presença de materiais argilosos em um solo granular fino, esse pode ser remoldado na presença de alguma umidade”. (DAS, 2013, p.63). Portanto os limites de Atterberg são parâmetros que indicam o comportamento do solo nos limites de transição entre momentos em que apresentam características distintas devido variação no teor de umidade. Estes limites indicam quanto finos argilosos influenciam no comportamento do solo.

Tem-se o limite de liquidez e o limite de plasticidade, com processos de ensaio normatizados respectivamente pela NBR 6459 (1984) e NBR 7180 (1984).

O limite de liquidez é a umidade de transição entre os estados líquido e plástico, sua determinação é dada pelo teor de umidade necessário para que uma amostra de solo com ranhura de 12,7 mm, colocada numa concha padronizada seja fechada com a aplicação de 25 golpes (DAS, 2013). O limite de plasticidade é a umidade em que o solo está no limite de deixar de ser plástico, tornando-se quebradiço, sua determinação é dada pelo teor de umidade no qual consegue-se moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, apenas rolando-se o solo com a palma da mão em uma superfície lisa. De posse desses valores pode-se calcular o índice de plasticidade que é simplesmente a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, sendo de grande importância para caracterização de solos granulares finos.

## 5.3 ENSAIOS DE PALHETA

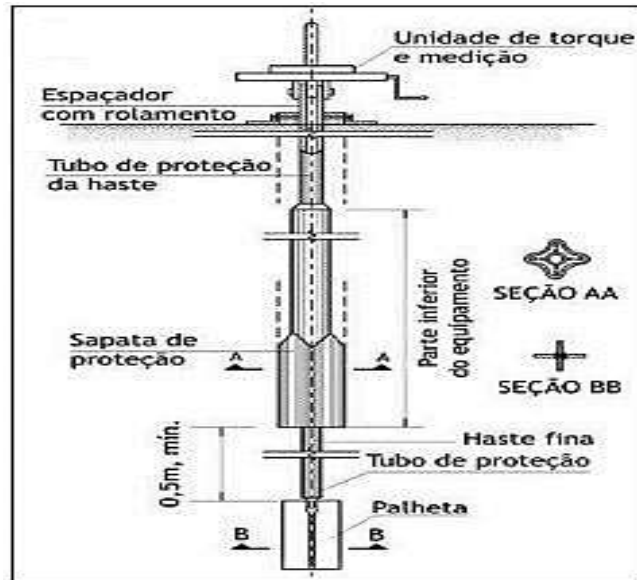
O ensaio de palheta, também conhecido como *vane test*, é um ensaio *in situ*, normatizado pela ABNT, através da NBR 10905 (1989). É o mais utilizado na determinação da resistência não drenada de solos moles e apresenta como principais vantagens o baixo custo com equipamento e a facilidade de execução.

### 5.3.1 Procedimentos

A resistência não drenada é determinada através de uma palheta de seção cruciforme que é inserida no solo a uma profundidade pré-definida e submetida a um torque capaz de

cisalhar o solo por rotação. (NBR 10905, 1989). O equipamento utilizado no ensaio é apresentado na Figura 6.

Figura 6. Equipamento do ensaio de palheta.



Fonte: Adaptado de ALMEIDA; MARQUES (2014).

De acordo com a NBR 10905 (1989), quando for atingida a profundidade desejada, crava-se a palheta no solo e aplica-se o torque registrando-se o torque máximo. A norma indica ainda que, logo após a determinação do torque máximo, deve-se realizar 10 revoluções completas para amolgar o solo e então determinar a resistência amolgada. O intervalo entre os dois procedimentos não pode ser maior que cinco minutos.

### 5.3.2 Resistência Não Drenada

A medida do torque versus o ensaio de palheta permite a determinação dos valores de resistência não drenada por meio da expressão indicada pela NBR 10905 (1989).

$$S_u = 0,86 \frac{T}{\pi D^3} \quad \text{Equação (1)}$$

Onde:

- T: torque máximo (kN.m);
- D: diâmetro da palheta (m).

### 5.3.3 Razão de Sobreadensamento – OCR

É a razão entre a tensão de sobreadensamento,  $\sigma'_{vm}$ , que é a maior tensão ao qual o solo foi submetido em sua história e a tensão vertical efetiva atual,  $\sigma'_{vo}$ . A expressão é apresentada a seguir:

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Equação (2)}$$

Segundo Almeida e Marques (2014), diante da dificuldade de obter-se amostragens de boa qualidade em solos moles, os ensaios de laboratório geralmente utilizados para a determinação das tensões geram valores não muito confiáveis. Sendo comum a utilização de ensaios de campo.

O ensaio de palheta pode ser usado para estimar o valor de OCR, através do uso da equação proposta por Mayne e Mitchell (1988 *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2014).

$$OCR = \alpha \frac{S_u}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Equação (3)}$$

Onde o valor de  $\alpha$  é determinado por correlação com o índice de plasticidade (IP). Segue a expressão para o cálculo.

$$\alpha = 22 \cdot (IP)^{-0,48} \quad \text{Equação (4)}$$

### 5.3.4 Correção do Ensaio

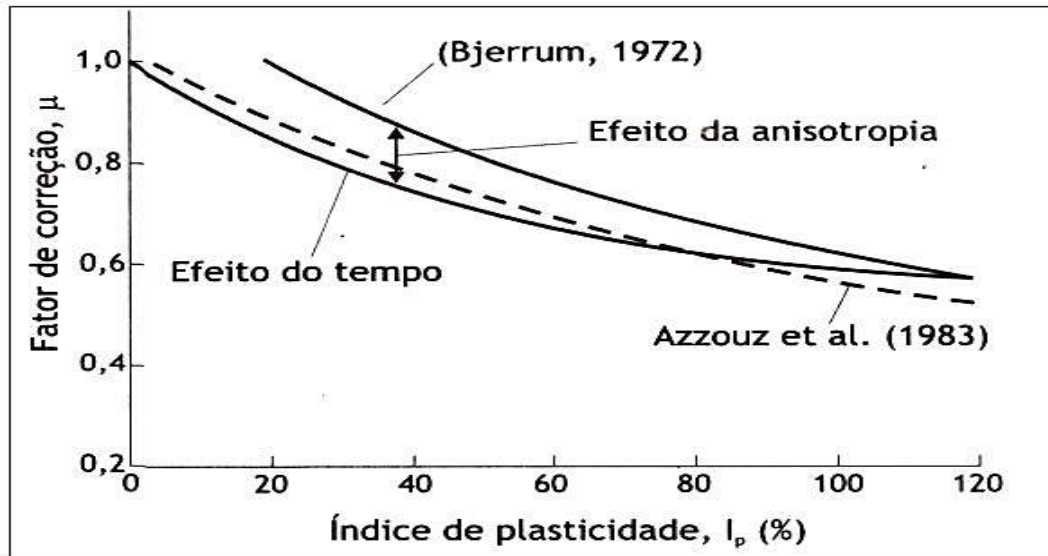
Devido limitações do ensaio tanto em relação ao processo executivo quanto às simplificações no cálculo da resistência não drenada, Bjerrum (1972 *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2014, p.61) indica que “a resistência não drenada  $S_u$  medida no ensaio de palheta deve ser corrigida por um fator de correção, de forma a se obter a resistência de projeto”.

O fator de correção leva em consideração a anisotropia da argila e a diferença entre as velocidades de carregamento da obra no campo e a do ensaio de palheta; essa relação é apresentada na Figura 7.

Portanto, a resistência de projeto é dada pela multiplicação do fator de correção com o valor da resistência obtida no ensaio de palheta. Tem-se a seguinte expressão:

$$S_u(\text{projeto}) = \mu \cdot S_u(\text{palheta}) \quad \text{Equação (5)}$$

Figura 7. Fator de correção  $S_u$  medido no ensaio de palheta em função do índice de plasticidade.



Fonte: BJERRUM (1972 *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2014).

#### 5.4 ENSAIO DE PIEZECONE

O ensaio piezecone também conhecido como CPTu tem seus procedimentos de ensaio padronizados pela MB 3409 (1991). Consiste na cravação no solo, principalmente argiloso, de forma contínua ou incremental, à velocidade constante de uma haste com ponta cônica e na medição dos valores de resistência de ponta e lateral, e da poropressão. “Este ensaio possibilita, da mesma forma que o ensaio SPT, a determinação da estratigrafia dos solos”. (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012 *apud* BOHRER, 2014, p.43).

##### 5.4.1 Procedimentos

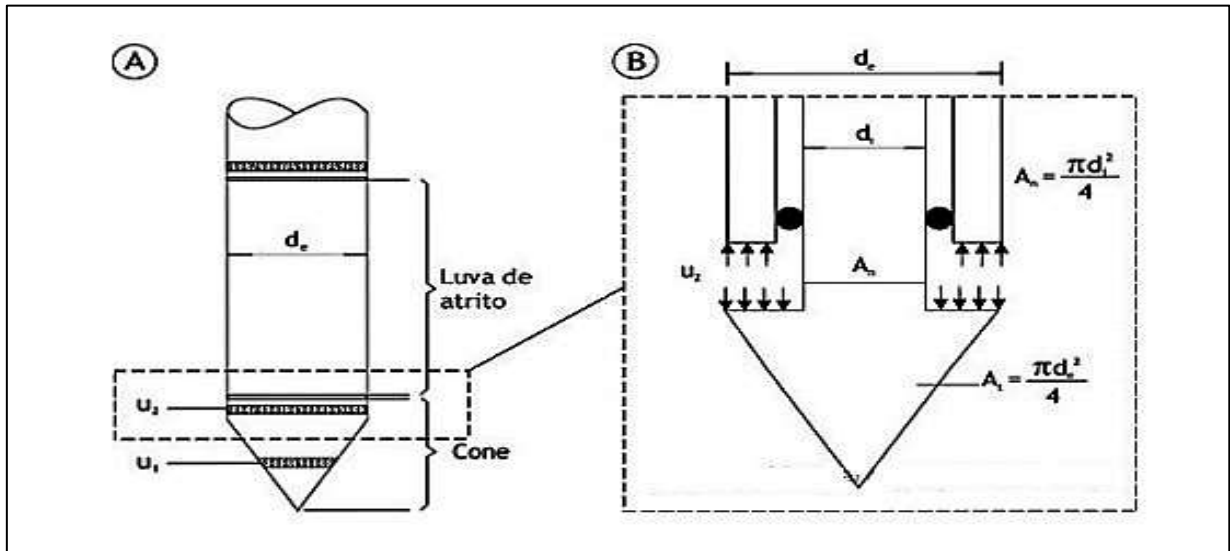
“O equipamento de cravação de CPTu em solos muito moles deve ser bastante leve de forma a facilitar a sua acessibilidade, sobretudo em áreas de baixa capacidade de carga”. (ALMEIDA; MARQUES, 2014, p. 63).

Conforme Baroni (2010), a sonda de ensaio de CPTu utilizadas em solos moles tem geralmente área de 10 cm<sup>2</sup>, mas também utilizam-se sondas menores, objetivando-se acelerar o ensaio de dissipação de poropressão. Sendo um dos principais objetivos do ensaio a medição da poropressão, Almeida e Marques (2014) afirmam que o ideal seria a medição em dois pontos, uma realizada na face ( $u_1$ ) e outra na base do cone ( $u_2$ ); os equipamentos geralmente só



possibilitam a determinação de  $u_2$ , usada na correção da resistência de ponta, como será visto mais adiante. Um exemplo de sonda é apresentado na Figura 8 a seguir.

Figura 8. Detalhe da sonda de piezecone. (A) medida da poropressão em dois pontos; (B) detalhe da poropressão atuando na ponta.



Fonte: ALMEIDA; MARQUES (2014).

#### 5.4.2 Correção da Resistência de Ponta

Na execução do ensaio CPTu geralmente determina-se a profundidade de ponta do cone, a resistência de ponta ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e a poropressão na base do cone ( $u_2$ ), esta de grande importância, devido sua utilização para correção dos valores de  $q_c$ , definindo a resistência de ponta real mobilizada ( $q_t$ ) (BOHRER, 2014).

Segundo Almeida e Marques (2014), a resistência geralmente utilizada na maioria das correlações do CPTu é a denominada resistência corrigida, pois a poropressão atua de forma desigual na geometria da ponta (Fig.8B). Portanto, a resistência  $q_c$  é corrigida utilizando-se a seguinte expressão:

$$q_t = q_c + (1 - a)u_2 \quad \text{Equação (6)}$$

Onde:

- $q_t$  : resistência de ponta corrigida;
- $q_c$  : resistência de ponta medida;
- $u_2$  : poropressão na base do cone;
- $a$  : relação das áreas  $A_n/A_t$  indicadas na Figura 8B.

### 5.4.3 Classificação do Solo

Com base nos resultados de ensaio de piezecone, várias propostas de classificação do solo são sugeridas (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Um dos métodos mais utilizados é o do ábaco normatizado proposto por Robertson e Cabal (2012). No ábaco os raios e os círculos concêntricos representam as fronteiras entre as zonas de classificação do solo, dados por linhas (BOHRER, 2014).

De acordo com Bohrer (2014), o índice do tipo de comportamento do solo pode ser obtido pela seguinte expressão:

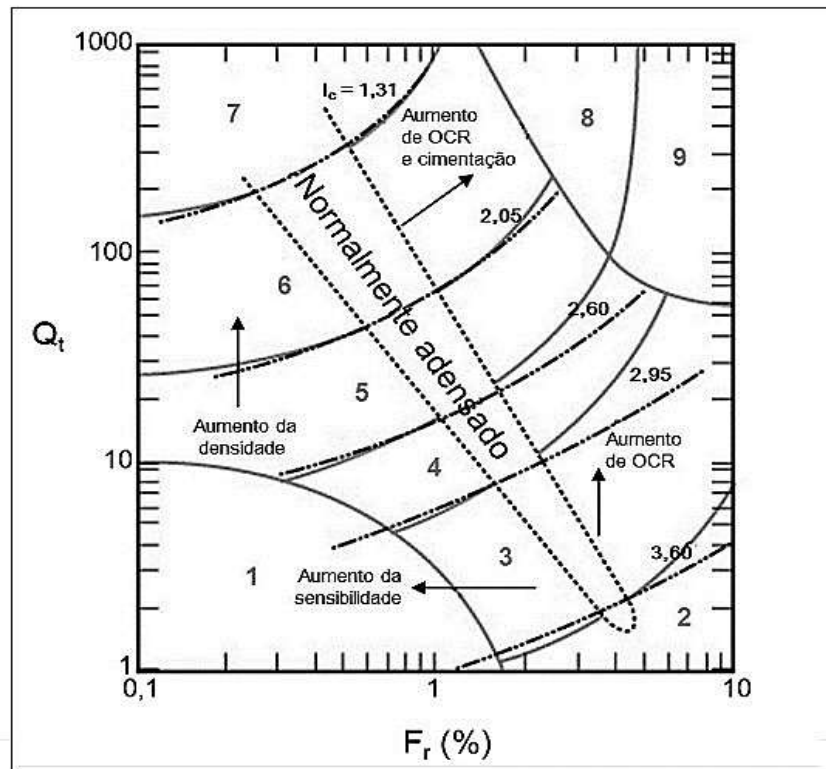
$$I_c = \sqrt{[3,47 - \log(Q_t)]^2 + [\log(F_r) + 1,22]^2} \quad \text{Equação (7)}$$

Onde:

- $I_c$ : índice do tipo de comportamento do solo (adimensional);
- $Q_t$ : resistência de penetração do cone normatizado (adimensional);
- $F_r$ : razão de atrito normatizado (%).

O ábaco proposto por Robertson e Cabal (2012) é apresentado na Figura 9 a seguir.

Figura 9. Ábaco de identificação do comportamento típico dos solos.



Fonte: ROBERTSON; CABAL (2012).

Os valores das grandezas normalizadas que compõem a Equação 7 para a determinação do  $I_c$  podem ser calculados pelas Equações 8 e 9, conforme apresentado:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \quad \text{Equação (8)}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{vo}} \cdot 100 \quad \text{Equação (9)}$$

Onde:

- $Q_t$ : resistência de penetração do cone normalizado (adimensional);
- $\sigma_{vo}$ : tensão vertical (kPa);
- $\sigma'_{vo}$ : tensão vertical efetiva (kPa);
- $q_t$ : resistência de ponta corrigida (kPa);
- $F_r$ : razão de atrito normalizado (%);
- $f_s$ : atrito lateral (kPa).

Com os parâmetros apresentados no ábaco (Fig. 9) é possível obter-se a estratigrafia para cada profundidade de leitura, em geral a cada dois metros (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Na Quadro 1 é possível a identificação do tipo do solo feita através da identificação no ábaco da zona e do intervalo em que o valor do  $I_c$  estiver enquadrado.

Quadro 1. Classificação de solos por tipo de comportamento.

ZONA	TIPOS DE SOLOS	$I_c$
1	Solo fino sensível	N/A
2	Solo orgânico – argila	> 3,6
3	Argilas – argila siltosa e argila	2,95 – 3,6
4	Misturas de silte – silte argiloso a argila siltosa	2,60 – 2,95
5	Misturas de areia – areia siltosa a silte arenoso	2,05 – 2,60
6	Areias – areia limpa e areia siltosa	1,31 – 2,05
7	Areia com pedregulhos a areia densa	< 1,31
8	Areia rígida a areia orgânica (altamente pré-adensada)	N/A
9	Areia fina rígida (altamente pré-adensada)	N/A

Fonte: ROBERTSON; CABAL (2012).

#### 5.4.4 Resistência Não Drenada

A resistência não drenada determinada através do ensaio CPTu pode ser estimada por meio de várias equações, mas as mais utilizadas relacionam a resistência corrigida com o fator de cone  $N_{kt}$  (Eq. 10) ou em função da poropressão e do fator de cone de poropressão  $N_{\Delta u}$  (Eq. 11). (ALMEIDA; MARQUES, 2014). Ambas equações são apresentadas a seguir:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad \text{Equação (10)}$$

$$S_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \cdot 100 \quad \text{Equação (11)}$$

O valor de  $N_{kt}$  deve ser obtido através da correlação de ensaios CPTu e resistência não drenada. De acordo com Almeida e Marques (2014) os valores de  $N_{kt}$  devem ser obtidos para cada depósito e camadas de características diferentes do mesmo depósito. Dessa forma são obtidos valores de  $N_{kt}$  para cada profundidade e utiliza-se um valor médio para obtenção de um perfil estimado de resistência não drenada, mas devido a heterogeneidade do solo, até o valor médio pode se apresentar de maneira bastante variável.

Na prática o  $N_{kt}$  pode ser definido por meio da comparação do  $q_t$  com o  $S_{u(\text{corrigido})}$  do ensaio de palheta (ALMEIDA; MARQUES e BARONI, 2010). Portanto:

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{S_{u(\text{corrigido})}} \quad \text{Equação (12)}$$

Segundo Almeida e Marques (2014), através do CPTu pode-se ainda obter a variação de OCR com a profundidade usando a expressão:

$$OCR = k \cdot Q_t \quad \text{Equação (13)}$$

Os valores de  $k$  conforme indica Schnaid (2009), apresentam valores na faixa de 0,15 a 0,50, recomendando-se a adoção do valor médio da ordem de 0,30.

#### 5.4.5 Coeficiente de Adensamento do Solo

Os ensaios de dissipação do excesso de poropressão gerados durante a cravação do piezocône no solo podem ser interpretados de modo a obter-se o coeficiente de adensamento

horizontal e, através deste, determinar o coeficiente de adensamento vertical (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

O ensaio consiste em interromper a cravação em profundidades preestabelecidas até atingir 50% de dissipação do excesso de poropressão utilizando o método de estimativa do coeficiente de adensamento horizontal de Houlsby e Teh (1988 *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2014). Faz-se a determinação do fator tempo utilizando a seguinte expressão:

$$T^* = \frac{c_h \cdot t_{50}}{R^2 \cdot \sqrt{I_R}} \quad \text{Equação (14)}$$

Onde:

- $T^*$  : fator tempo (adimensional);
- $c_h$  : coeficiente de adensamento horizontal (m<sup>2</sup>/s);
- $t_{50}$  : tempo para dissipação de 50% do excesso de poropressão (s);
- $R$  : raio do piezecone (m);
- $I_R$  : índice de rigidez (adimensional).

Na Tabela 1 apresentam-se valores do fator tempo em função da dissipação da poropressão de acordo com Houlsby e Teh (1988 *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2014). A solução é dada em função da posição do elemento poroso do cone.

Tabela 1. Fator tempo em função da porcentagem de dissipação da poropressão.

U (%)	Fator tempo em função da posição do transdutor de poropressão	
	Face do cone ( $u_1$ )	Base do cone ( $u_2$ )
<b>20</b>	0,014	0,038
<b>30</b>	0,032	0,078
<b>40</b>	0,063	0,142
<b>50</b>	0,118	0,245
<b>60</b>	0,226	0,439
<b>70</b>	0,463	0,804
<b>80</b>	1,040	1,600

Fonte: HOULSBY e TEH (1988 *apud* ALMEIDA; MARQUES (2014).

## 5.5 ENSAIO DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

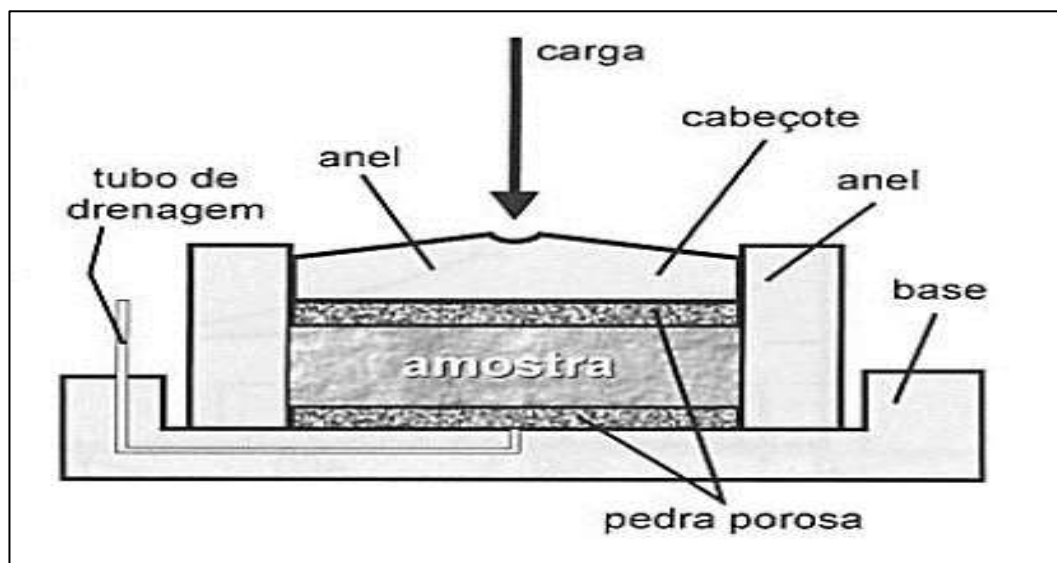
O ensaio de adensamento unidimensional, também conhecido por ensaio de compressão oedométrica é normatizado pela ABNT através da NBR 12007 (1990) que descreve o método para obtenção das propriedades de adensamento do solo quando este sofre compressão com restrição de deformações laterais.

As propriedades do adensamento são caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações (NBR 12007, 1990), sendo de fundamental importância no acompanhamento dos recalques com o tempo.

O ensaio simula o comportamento do solo quando este é comprimido devido ação de novas camadas depositadas quando se constrói um aterro em grandes áreas provocando no solo deformações só de compressão sem haver deformações laterais. (PINTO, 2006).

O procedimento de ensaio consiste na aplicação de carga em um corpo de prova colocado num anel (Fig.10) que apresenta diâmetro de cerca de três vezes sua altura. A carga é aplicada no corpo de prova por meio de um braço de alavanca e a medição da compressão é realizada por meio de um extensômetro. O processo de carregamento é feito de forma incremental em diversos intervalos de tempo até que as deformações apresentadas tenham praticamente sido cessadas (PINTO, 2006; DAS, 2013).

Figura 10. Câmara de ensaio de compressão oedométrica.



Fonte: PINTO (2006).

A tensão máxima vertical que deve ser aplicada deve ser escolhida em função do histórico de tensões do depósito e da altura do aterro que deverá ser executado (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

### 5.5.1 Qualidade das Amostras

A qualidade dos parâmetros determinados no ensaio de adensamento depende da qualidade das amostras coletadas visto que o amolgamento afeta a forma da curva de compressão dos ensaios oedométricos, além do fato de que a utilização de amostras de baixa qualidade nos ensaios pode provocar a obtenção de resultados equivocados (BARONI, 2010).

Lunne et al. (1997, *apud* BARONI, 2010) propuseram um critério para a avaliação do grau de amolgamento das amostras que se baseia na diferença entre o índice de vazios inicial ( $e_0$ ) e o índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical em campo ( $e_1$ ). Através deste estudo os autores classificaram as amostras conforme apresentado no Quadro 2 a seguir.

Quadro 2. Critério de qualidade das amostras por Lunne et al. (1997).

Razão de pré-adensamento (OCR)	$\Delta e/e_0$			
	Excelente a Muito Bom	Boa a Aceitável	Ruim	Muito Ruim
1 – 2	< 0,04	0,04 – 0,07	0,07 – 0,14	> 0,14
2 - 4	< 0,03	0,05 – 0,05	0,05 – 0,10	> 0,10

Fonte: LUNNE et al. (1997 *apud* BARONI, 2010).

Onde:

- $e_0$  : índice de vazios inicial;
- $e_1$  : índice de vazios correspondente ao nível de tensão efetiva vertical de campo;
- $\Delta e = e_0 - e_1$ .

Considerando que a proposta de Lunne et al. (1997) seja muito rigorosa para as argilas plásticas brasileiras, Oliveira (2002) e Coutinho (1998, 2007) baseados na experiência local, propuseram modificações nos valores limites das faixas de variação de qualidade das amostras, conforme apresentado no Quadro 3.

Quadro 3. Critério de qualidade de amostras para argilas brasileiras.

Autor	Classificação	$\Delta e/e_0$
Lunne et al, 1997	Muito boa a Excelente	< 0,04
	Boa a Regular	0,04 – 0,07
	Ruim	0,07 – 0,14
	Muito Ruim	> 0,14
Coutinho et al, 1998	Muito boa a Excelente	< 0,04
	Boa	0,04 – 0,055
	Regular	0,055 – 0,07
	Transição regular/ruim	0,07 – 0,10
	Ruim	0,10 – 0,14
Oliveira, 2002 Coutinho, 2007	Muito boa a Excelente	< 0,05
	Boa a Regular	0,05 – 0,08
	Ruim	0,08 – 0,14
	Muito Ruim	> 0,14

Fonte: BARONI (2010).

## 6 GEOSINTÉTICOS

A utilização de materiais naturais com a finalidade de melhorar as características do solo é praticada desde 3000 a.c. (AGUIAR; VERTEMATTI, 2004). Materiais como juncos, bambu, madeira, peles de animais, entre outros, são exemplos de materiais utilizados com esta finalidade.

Nas últimas décadas, devido principalmente o comportamento imprevisível dos solos, faz-se necessário cada vez mais a análise conjunta de realizações práticas e teóricas e em muitos casos a inovação, por meio de criação de novas técnicas, métodos ou materiais, em busca da obtenção de melhorar a condição das obras geotécnicas. (BORGES, 1995).

É através dessa inovação baseada em experiência e análises teóricas que surgem os novos materiais, dentre estes, destacam-se os geossintéticos que ganharam bastante espaço nos últimos anos e que serão apresentados a seguir.

### 6.1 DEFINIÇÃO

Segundo a NBR 12553 (2003), geossintéticos são a denominação genérica de produtos poliméricos, industrializados, desenvolvidos para a utilização em obras geotécnicas. As



propriedades dos geossintéticos promovem a melhoria das obras geotécnicas desempenhando uma ou mais funções, sendo as principais as funções de filtração, reforço, drenagem, separação, proteção e controle de erosão superficial.

Os geossintéticos são constituídos por polímeros e por aditivos, estes em menor escala. Os aditivos promovem melhorias nos processos de fabricação ou modificam aspectos do comportamento do polímero básico (BUENO, 2004).

Produtos poliméricos apresentam grande durabilidade o que provoca cada vez mais sua utilização em obras de proteção ambiental e também devido as suas variadas funções, permitindo que sejam aplicados em diversas situações. Além de que utilização adequada dos geossintéticos permite a redução de prazos e custos, facilitando os procedimentos e aumentando a confiabilidade. (VIDAL; PALMEIRA, 2001).

Os principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos são o polietileno (PE), poliéster (PET), polipropileno (PP) e a poliamida (PA). Importantíssimos na especificação do geossintético a ser utilizado em determinada situação, visto que as propriedades dos geossintéticos dependem da composição química e estrutura do polímero base. (BUENO, 2004).

Por exemplo, o poliéster apresenta baixa deformabilidade sob carga constante, enquanto nas mesmas condições de carregamento o polipropileno e o polietileno apresentam deformabilidade elevada, evidenciando, assim, a necessidade de conhecimento do polímero base para a correta especificação do geossintético ideal.

## 6.2 FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS

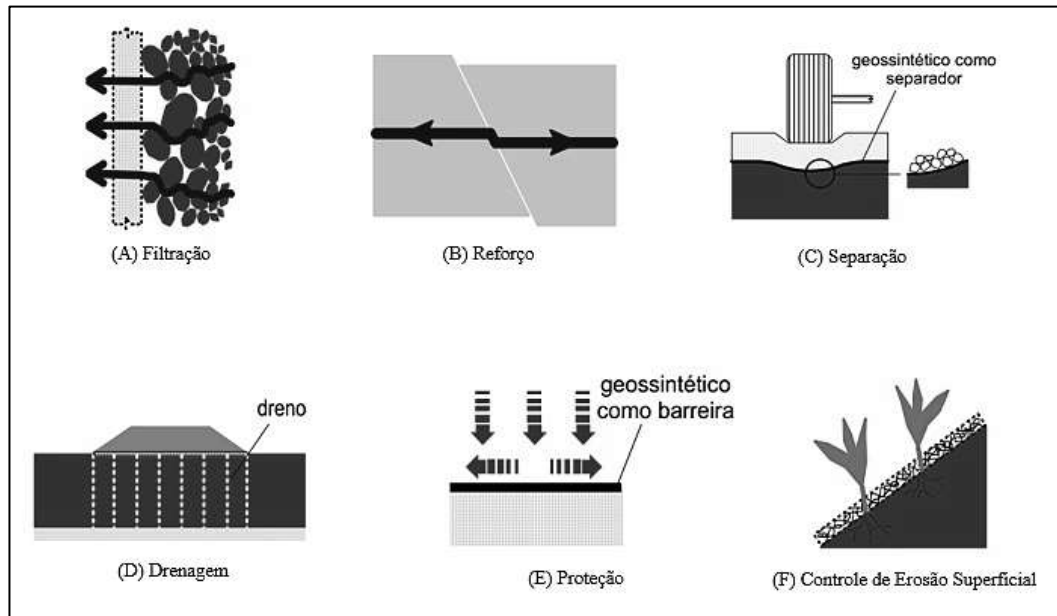
Os geossintéticos podem ser utilizados de forma a desempenhar uma ou mais funções. As principais funções dos geossintéticos, de acordo com a NBR 12553 – Geossintéticos – Terminologia (2003), são:

- Filtração: retenção do solo ou de outras partículas, permitindo a passagem livre do fluido em movimento;
- Reforço: utilização das propriedades mecânicas de um geossintético para a melhoria do comportamento mecânico de uma estrutura geotécnica;
- Separação: ação de impedir a mistura ou interação de materiais adjacentes;
- Drenagem: coleta e condução de um fluido pelo corpo de um geossintético;
- Proteção: limitação ou prevenção de danos a elementos de obras geotécnicas;

- Controle de erosão superficial: prevenção da erosão superficial de partículas de solo devido ao escoamento superficial do fluido.

Exemplos das funções citadas estão dispostas na Figura 11 a seguir.

Figura 11. Exemplo das principais funções dos geossintéticos.



Fonte: Adaptado de IGS Brasil (2015).

### 6.3 CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos podem ser classificados em categorias de acordo com o processo de fabricação, havendo assim, muitos tipos de geossintéticos. Por questão de prioridade, serão apresentados apenas os principais geossintéticos, definidos de acordo com a NBR 12553 (2003).

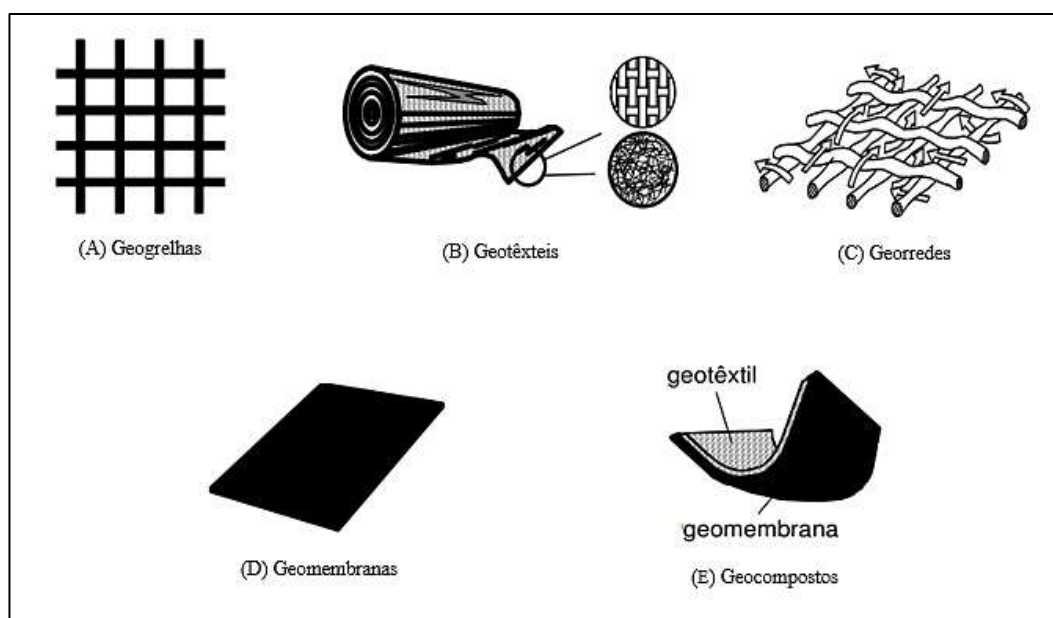
- Geogrelha (GG): Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo considerado unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas;
- Geotêxteis (GT): Produto têxtil bidimensional permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando

estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica, como por exemplo, proteção, separação, filtração, drenagem e reforço;

- Georredes (GN): Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de drenagem;
- Geomembranas (GM): Produto bidimensional, de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação;
- Geocompostos (GC): Produto industrializado formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica.

Todos os tipos de geossintéticos definidos são apresentados na Figura 12.

Figura 12. Principais tipos de geossintéticos.



Fonte: Adaptado de IGS Brasil (2015).

## 6.4 PROPRIEDADES DOS GEOSSINTÉTICOS

As propriedades dos geossintéticos são estudadas a partir de dois tipos de ensaios: os ensaios de caracterização que são realizados com o objetivo de determinar as características básicas dos produtos sem levar em consideração a interação do produto com o meio ambiente; e os ensaios de comportamento que consideram as solicitações impostas pela obra como, por

exemplo, condições de instalação, intensidade e tempo das solicitações e interação com os meios adjacentes (VIDAL; PALMEIRA 2001).

De acordo com Vidal e Palmeira (2001), as propriedades de um geossintético estão diretamente ligadas às propriedades dos polímeros que o compõem. Uma escolha adequada de um geossintético é feita por meio de análise dos aspectos tanto em relação às suas características principais quanto em relação à instalação, de modo a garantir que as condições de projeto sejam satisfeitas. A seguir são apresentados os principais ensaios realizados nos geossintéticos para a obtenção de suas propriedades.

#### 6.4.1 Propriedades Físicas

As propriedades físicas são determinadas por ensaios de caracterização, servindo para a rápida identificação do produto e das principais atribuições necessárias à utilização adequada em obras geotécnicas. As de maior interesse são a massa por unidade de área ou gramatura, espessura nominal e porosidade, cujo os métodos de ensaio são apresentados a seguir.

##### 6.4.1.1 *Massa por unidade de área ou gramatura ( $\mu_A$ )*

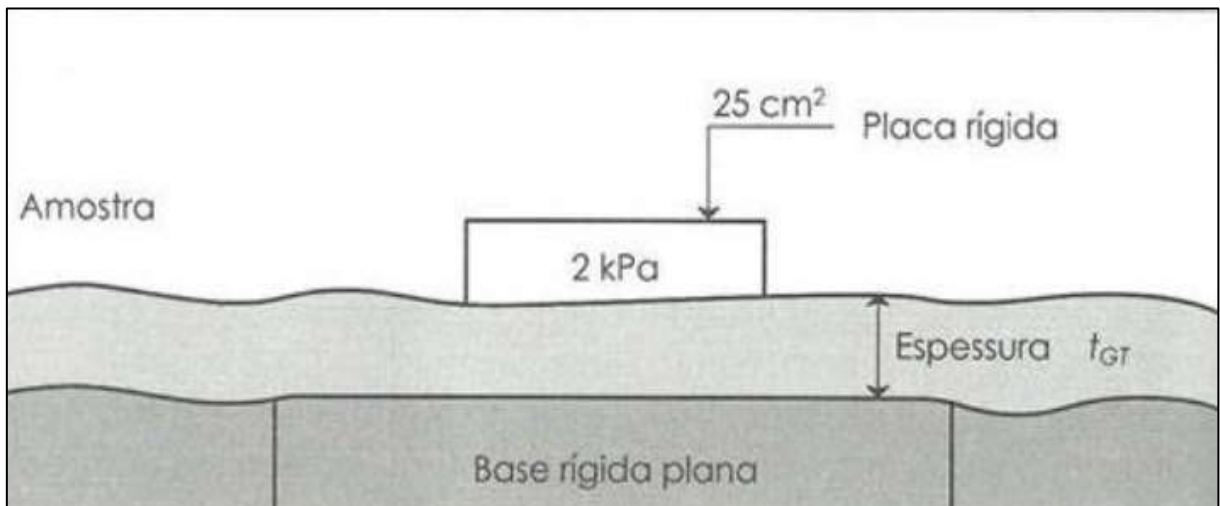
O método para a determinação de gramatura é descrito pela NBR 12568 (1992), definida como sendo a relação entre a massa e a área de um corpo de prova de geometria regular (100x100mm). Expresso em g/m<sup>2</sup>, determina-se o valor médio de dez determinações.

Segundo Bueno e Vilar (2004), a gramatura está associada ao custo do produto e a sua resistência mecânica, mas que deve ser considerada como um índice apenas de caracterização e utilizada unicamente como fator de comparação entre membros de uma mesma família, com mesmos processos de fabricação e que utilizam as mesmas matérias primas.

##### 6.4.1.2 *Espessura Nominal ( $t_{GT}$ )*

O ensaio é normatizado pela NBR 12569 (1992), a espessura nominal é a espessura do geotêxtil submetido a uma pressão confinante de 2 kPa, aplicada numa área de 2500 mm<sup>2</sup> por placas rígidas paralelas, determinada registrando-se a distância interna entre as duas placas, conforme a Figura 13 a seguir.

Figura 13. Esquema de ensaio para determinação de espessura nominal.



Fonte: BUENO; VILAR (2004).

#### 6.4.1.3 Porosidade ( $n_{GT}$ )

Porosidade é a relação entre o volume dos poros e o volume total de uma amostra. É dada em função da gramatura, da espessura nominal e também da densidade da fibra ou do filamento que o compõe. Determinada pela seguinte expressão:

$$n_{GT} = \left( 1 - \frac{\mu_A}{t_{GT} \cdot \rho_f \cdot \rho_w} \right) \cdot 100 \quad \text{Equação (15)}$$

Onde:

- $\mu_A$  : gramatura ( $\text{g/m}^2$ );
- $t_{GT}$  : espessura nominal
- $\rho_f$  : massa específica da fibra/filamento que constitui o geotêxtil;
- $\rho_w$  : massa específica da água.

#### 6.4.2 Propriedades Mecânicas

As propriedades mecânicas, em princípio, são utilizadas em métodos de dimensionamento expressando relações entre carregamento e deformações. Praticamente todas as aplicações de geossintéticos estão sujeitas às solicitações mecânicas, seja na fase de instalação ou durante a vida útil da obra. (BUENO; VILAR, 2004).

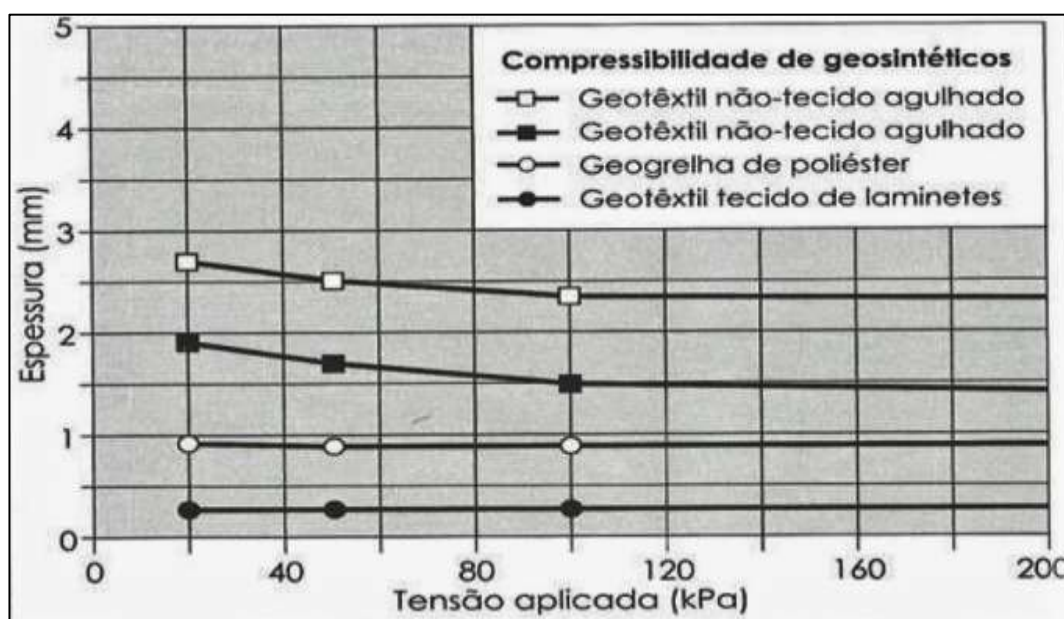
A seguir são apresentadas as principais propriedades mecânicas dos geossintéticos, bem como os métodos de ensaios utilizados nas suas determinações.

#### 6.4.2.1 Compressibilidade

Pode ser determinada registrando-se a espessura de um geotêxtil submetido à diferentes níveis de carregamento. Tem o mesmo princípio do utilizado na determinação da espessura nominal e obedece aos níveis de carregamento apresentados na ISO 9863 (2013). Geralmente são empregadas tensões de 10, 20, 50, 100 e 200 kPa. (BUENO; VILAR, 2004).

O resultado do ensaio é expresso em um gráfico como o apresentado na Figura 14.

Figura 14. Resultados de ensaios de compressibilidade de geossintéticos.



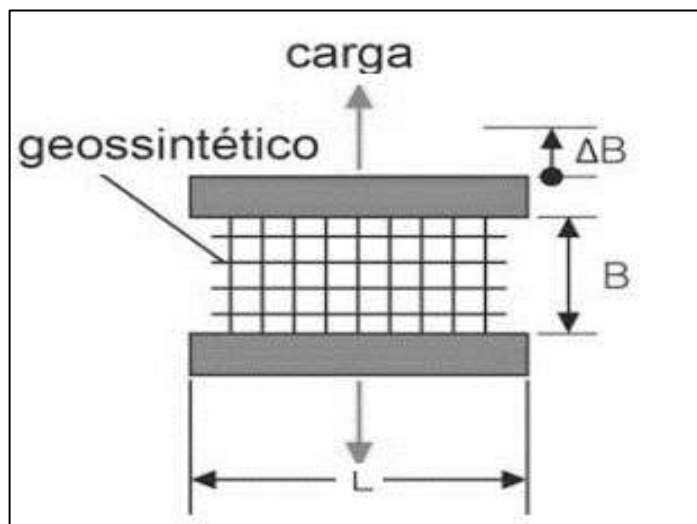
Fonte: BUENO; VILAR (2004).

#### 6.4.2.2 Resistência à Tração

O método de ensaio é normatizado pela ISO 10319 (2013) e consiste em prender com um par de garras metálicas as extremidades de corpos de prova com 200 mm de largura e 100 mm de altura e submetê-los a carregamentos crescentes de tração numa velocidade de 200 mm/min, registrando-se as deformações correspondentes até que ocorra a ruptura. (BUENO; VILAR, 2004).

Esse tipo de ensaio é chamado ensaio em faixa larga, que geralmente são os mais utilizados em laboratório nas determinações. Com esse tipo de ensaio é possível obter-se valores mais aproximados às condições verificadas em campo. Apresenta-se uma noção de como ocorre o ensaio na Figura 15.

Figura 15. Ensaio de resistência à tração.



Fonte: PALMEIRA (2000).

#### 6.4.2.3 Resistência ao Puncionamento

Na utilização de geossintéticos em obras geotécnicas há situações em que surgem esforços de compressão localizados que podem provocar discontinuidades no produto. Exemplo disso ocorre através do lançamento de material granular graúdo, situações frequentes em obras de drenagem e separação (BUENO; VILAR, 2004).

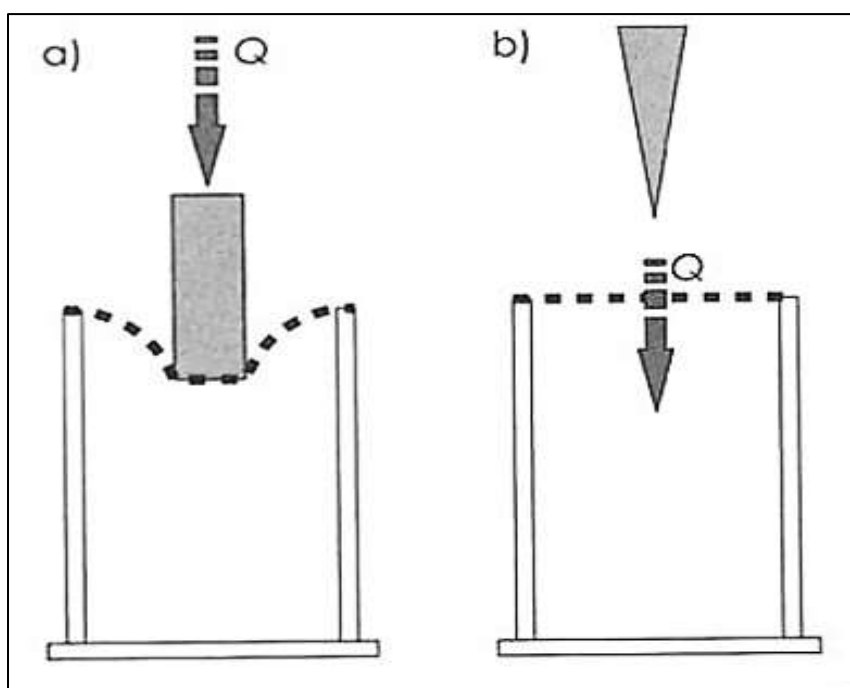
A determinação da resistência ao puncionamento pode ser determinada em duas condições distintas, uma submetendo-se à força estática e outra à força dinâmica, ensaios normatizados respectivamente pelas normas ISO 12236 (2013) e ISO 13433 (2006). A resistência ao puncionamento é definida com base na medição da vulnerabilidade que os geossintéticos apresentam quando submetidos à compressão ou choque devido às quedas de materiais (SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013).

De acordo com a ISO 12236 (2013), a resistência à penetração por puncionamento estático é determinada utilizando-se a punção tipo ensaio CBR. O ensaio consiste na aplicação de uma força vertical crescente na superfície do corpo de prova através de uma haste cilíndrica

(Fig.16A). Determina-se o valor, registrando-se a força máxima para a perfuração do corpo de prova e o deslocamento correspondente.

A determinação da resistência ao puncionamento dinâmico segue os procedimentos indicados na ISO 13433 (2006). Segundo a norma, deve-se promover a queda de um cone padrão com massa de 500 g de uma altura de 500 mm com a intenção de causar a perfuração no corpo de prova (Fig.16B). Após a perfuração deve-se registrar o valor do diâmetro da perfuração feita através de um cone com marcas de referência.

Figura 16. Ensaio de puncionamento: (A) Estático; (B) Dinâmico.



Fonte: BUENO; VILAR (2004).

#### 6.4.2.4 Fluência

Fluência é a capacidade que um material tem de sofrer deformação quando submetido a carregamento constante durante um longo período de tempo. Este tipo de situação é bastante comum na utilização de geossintéticos como material de reforço, quando este é submetido à tração durante toda sua vida útil, sendo assim importantíssimo a determinação adequada das características de fluência do material (SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013).

Segundo Bueno e Vilar (2004), a fluência é tanto maior quanto maior a magnitude do carregamento aplicado e da temperatura do ambiente ao qual o geossintético se encontra, além de que depende diretamente das características do polímero base, podendo ser mais ou menos

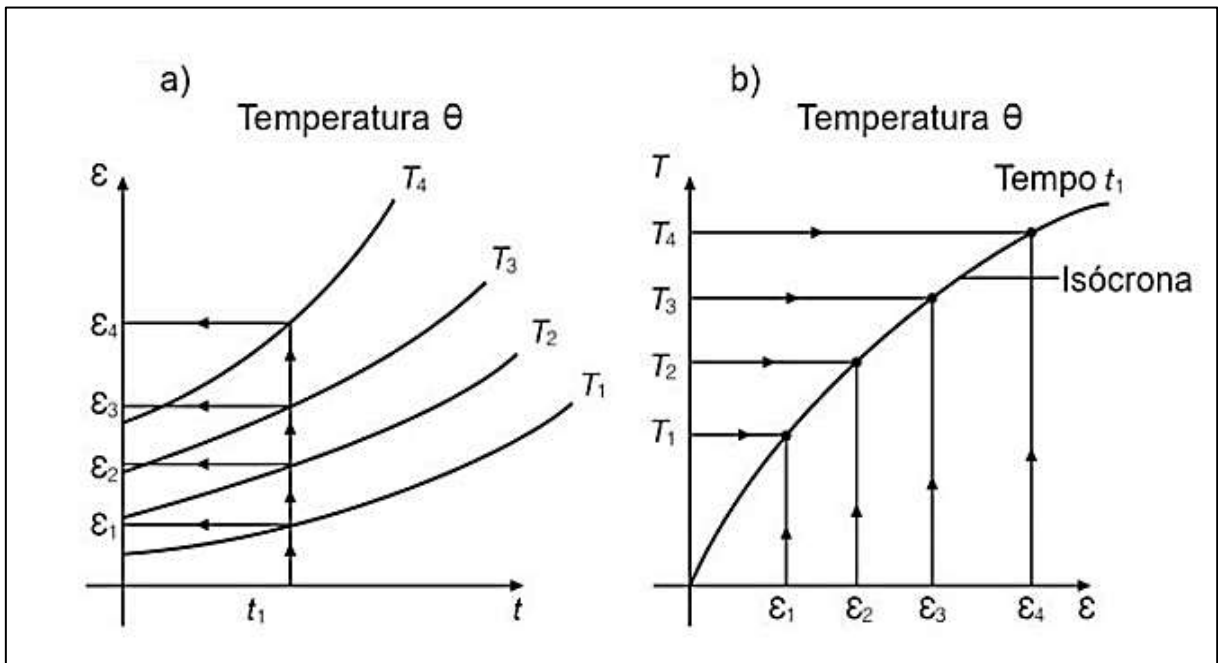


susceptível. Por exemplo, o polipropileno e o polietileno têm maior susceptibilidade que o poliéster e a poliamida.

Bueno e Vilar (2004) ainda afirmam que, para a utilização em reforço, os geossintéticos devem ser caracterizados quanto à fluência, devendo-se apresentar os resultados em forma de isócronas de tensão versus deformação e também pela curva de ruptura por fluência, estabelecendo tempos para vários níveis de carregamento.

O ensaio é normatizado pela ISO 13431 (1998) que propõe para a análise do comportamento em deformação a aplicação de quatro níveis de carga, um para cada corpo de prova, escolhendo-se cargas entre 10 e 60% da resistência máxima verificada no ensaio de resistência à tração, registrando-se as deformações ocorridas durante 1000 h, podendo-se elaborar isócronas como as apresentadas na Figura 17.

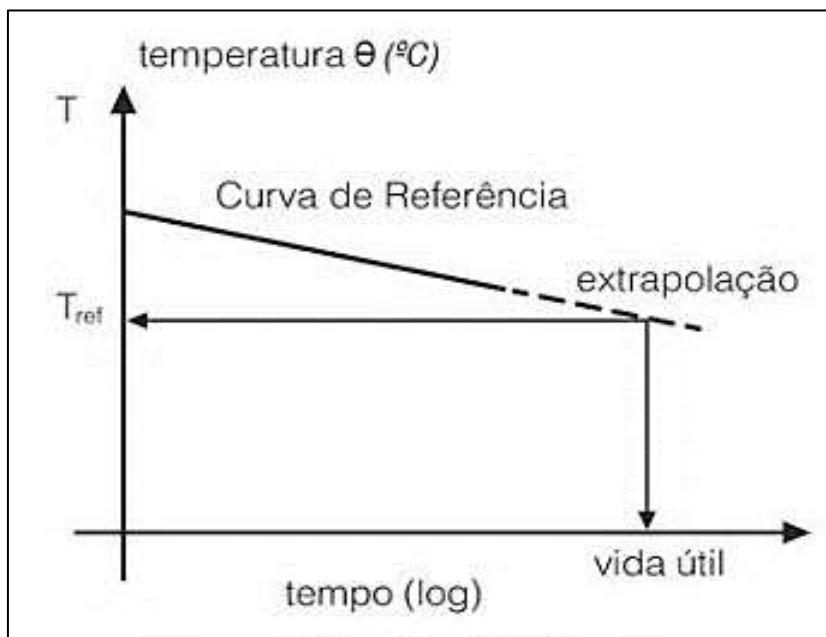
Figura 17. Ensaio de fluência: (A) curvas deformação x tempo; (B) isócrona gerada através de cada vertical traçada.



Fonte: VERTEMATTI (2004).

Para a elaboração da curva de ruptura por fluência a norma estabelece que se deve aplicar quatro níveis de carga selecionadas entre 60 e 90% da carga de tração, utilizando-se três corpos de prova para cada nível, registrando os tempos para ruptura. Através desse ensaio é possível obter a curva de referência de propriedades do material como indicado na Figura 18 apresentada a seguir.

Figura 18. Ruptura por fluência: curva de referência.



Fonte: PALMEIRA (2000).

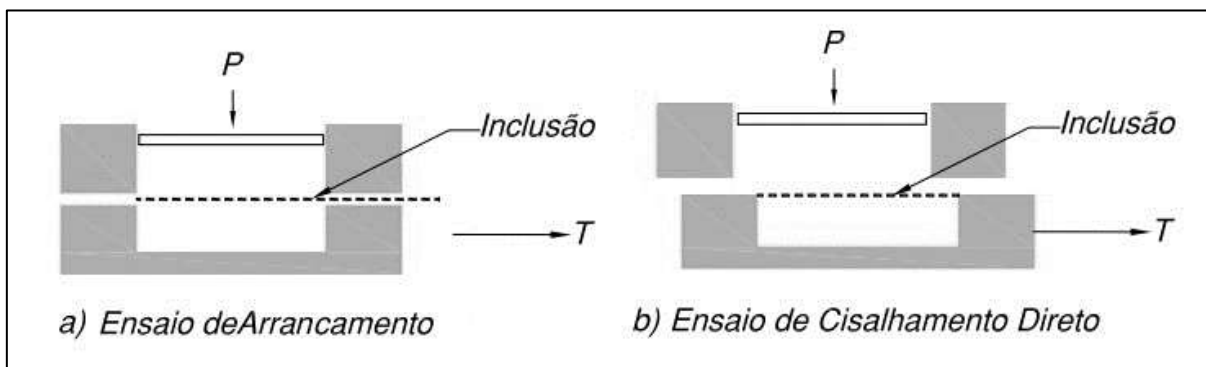
“A fluência de um material é tanto mais importante quanto maior for a relação entre a sollicitação que este recebe e o valor da máxima sollicitação que ela suportaria em ensaio rápido”. (VIDAL; PALMEIRA, 2001).

#### 6.4.3 Ensaio de Desempenho

Os ensaios de desempenho são realizados com o objetivo de verificar as características dos geossintéticos quando estiverem em seu pleno funcionamento, ou seja, quando estiverem interagindo com o ambiente ao qual foi inserido. As propriedades mecânicas de interação entre o solo e o elemento de reforço são fatores importantes para o projeto de estruturas em solo reforçado. Os ensaios mais utilizados para determinação da resistência de interface são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto (SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013).

De acordo com Collios et al. (1980 apud SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013), a escolha entre os ensaios de arrancamento (Fig.19a) e cisalhamento direto (Fig.19b) pode ser realizada através da comparação dos deslocamentos relativos entre solo e inclusão. A seguir serão apresentados os procedimentos de análise de desempenho feita por esses ensaios.

Figura 19. Esquema dos ensaios: (A) Arrancamento; (B) Cisalhamento direto.



Fonte: TEIXEIRA (2003, *apud* GEOSOLUÇÕES, 2015).

#### 6.4.3.1 Ensaio de Arrancamento

Esse tipo de ensaio é geralmente utilizado nas avaliações da resistência e comportamento de materiais rígidos como geogrelhas, embutidos no solo, quando estes são solicitados por força de tração capaz de provocar perda de aderência. (SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013).

O ensaio consiste na extração de uma amostra de geossintético de uma massa de solo através da utilização de garra colocada na extremidade da inclusão, tracionando à velocidade constante. Registra-se as medições do esforço de arrancamento, os deslocamentos do geossintético em vários pontos ao longo do seu comprimento e a tensão normal aplicada na superfície. (BUENO; VILAR, 2004).

De acordo com autores como Sayão; Sieira e Santos, (2013) e Bueno e Vilar (2004), o ensaio permite a obtenção de curvas de deslocamentos versus força de arrancamento, devendo ser feito no mínimo, para três valores diferentes de confinamento vertical, com o objetivo de se obter uma envoltória de resistência que permita a determinação de parâmetros como adesão e ângulo de atrito.

#### 6.4.3.2 Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto convencional consiste na colocação da inclusão entre duas metades de caixas de cisalhamento ou meia caixa, substituindo a parte inferior por um bloco rígido, que geralmente apresenta dimensões maiores que a meia caixa superior (BUENO; VILAR, 2004).

Quando o ensaio é feito com geotêxteis, estes são colocados ou ancorados a um suporte rígido plano colocado na metade inferior da caixa. Este mecanismo tem o objetivo de representar o mecanismo de interação por atrito que ocorre na interface solo-geotêxtil; já para ensaios com geogrelhas, utiliza-se solo na metade inferior da caixa, com o objetivo de avaliar como ocorre o atrito ao longo da superfície da grelha e do atrito solo-solo ao longo das aberturas da geogrelha. (SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013).

Para a determinação da resistência, mede-se a força horizontal que é capaz de deslocar a parte superior da caixa de cisalhamento sob força normal constante e considera-se que o valor da tensão cisalhante na ruptura é dado pela razão entre a força cisalhante e a área de contato. (SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013). Assim como no ensaio de arrancamento, repete-se o procedimento para diferentes tensões normais com o objetivo de obter uma envoltória de resistência e, conseqüentemente, a obtenção de mais parâmetros.

Este ensaio pode ser feito com o posicionamento do reforço apresentando uma certa inclinação em relação às caixas: é o ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado. Esse posicionamento permite que a superfície de cisalhamento intercepte o geossintético. Essa configuração simula situações em que camadas horizontais de reforço são solicitadas ao cisalhamento por uma superfície de ruptura de um talude (SAYÃO; SIEIRA e SANTOS, 2013).

#### 6.4.4 Resistência a Danos de Instalação

Danos de instalação são todos os danos que ocorram durante a fase de instalação, comprometendo o perfeito funcionamento da obra, principalmente, perda de resistência. Devido a isto que os danos de instalação, causados por processos de lançamento e compactação do material de aterro, por exemplo, devem ser considerados na fase de projeto por meio da utilização de fatores de redução associados.

A determinação do efeito da instalação pode ser realizada colocando-se uma amostra de geossintético em uma caixa metálica recoberta com solo e comprimida com tensões entre 5 e 900 kPa por meio de uma placa. Após duzentos ciclos, retira-se a amostra e verifica-se seu comportamento mecânico e hidráulico. (BUENO; VILAR, 2004).

## 7 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Aterros reforçados consistem em um sistema formado pelo solo de fundação, o reforço e o aterro propriamente dito. O objetivo é incorporar ao solo materiais que proporcionem a melhoria das características mecânicas em geral, principalmente esforços de tração.

A seguir são apresentadas as principais características da estrutura de solo reforçado com geossintéticos, bem como comportamento e parâmetros de projeto essenciais para um projeto adequado.

## 7.1 CARACTERÍSTICAS E MECANISMO DE FUNCIONAMENTO

Os principais geossintéticos utilizados como reforço em aterros sobre solos moles são as geogrelhas e os geotêxteis. Sua adequada utilização permite que haja melhor distribuição de tensões no solo mole, aumento de estabilidade e do fator de segurança, além de proporcionar redução do período construtivo e execução de taludes mais íngremes (PALMEIRA; ORTIGÃO, 2004).

O mecanismo de um solo reforçado é similar ao de concreto armado, onde se tem um material composto com propriedades melhoradas. O objetivo do solo reforçado é combinar a resistência à compressão do solo com a resistência à tração do geossintético, obtendo-se uma estrutura capaz de suportar elevadas cargas, sem sofrer deformação excessiva, assim como acontece com o concreto e o aço. (FUTAI; NETO 2016).

“Os reforços nos aterros sobre solos moles melhoram o desempenho da obra, porque reduzem as forças que causam ruptura e também aumentam as forças resistentes”. (FUTAI, 2010, p.103).

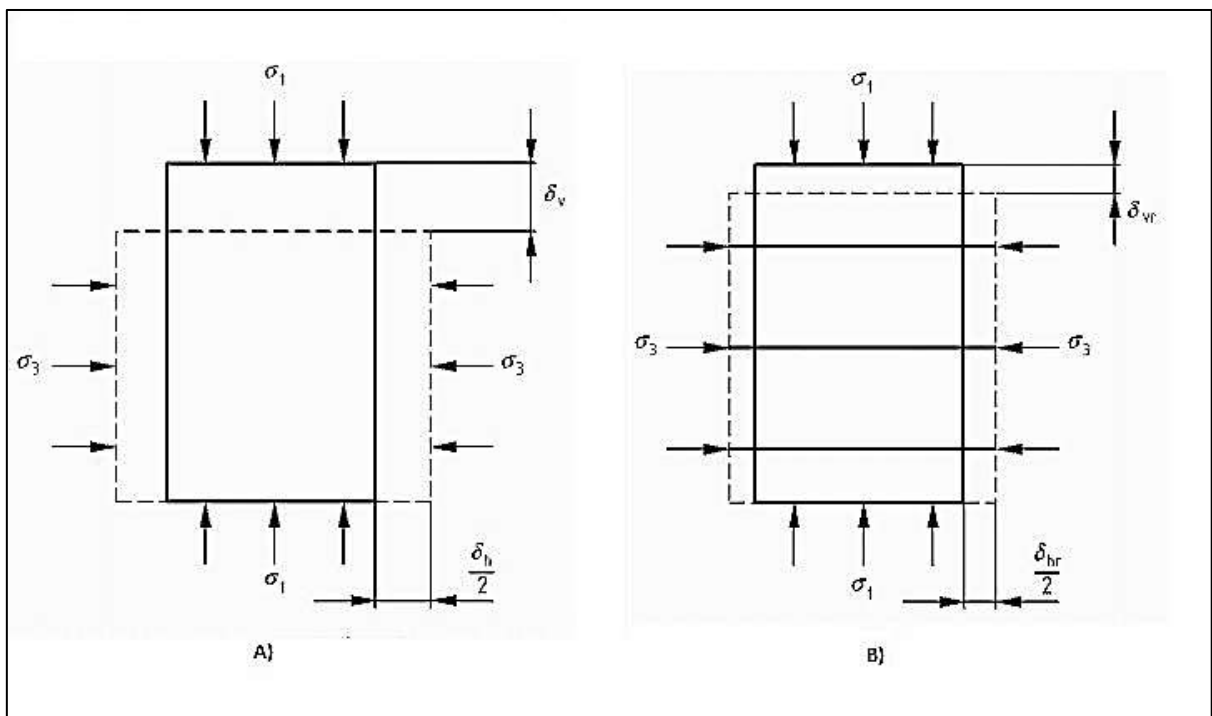
O reforço pode ser incorporado em toda extensão da interface de contato entre aterros e fundação, podendo ser distribuído em uma única camada ou em camadas múltiplas compreendendo toda a altura ou sendo colocada junto à base do aterro (AMPUERO, 2012).

Ainda segundo Ampuero (2012), aterros sobre solos moles têm a tendência de espalhar-se lateralmente devido às tensões horizontais que atuam no corpo do aterro que, por sua vez, geram tensões cisalhantes na base do aterro, devendo ser resistidas pela fundação, que se não for capaz de suportar tais esforços, poderá sofrer ruptura. Por isso a instalação na maioria das vezes é feita na base do aterro, pois, de acordo com Futai (2010), o reforço na base tem justamente o objetivo de evitar a ruptura decorrente de tensões de cisalhamento no aterro ou no solo de fundação, promovendo também a redução dos recalques diferenciais, mas não evitando os totais.

A norma inglesa BS 8006 (2010) apresenta os principais requisitos e análises sobre projetos com reforço de solo e explica o mecanismo de um solo reforçado através de um exemplo apresentado na Figura 20, onde uma amostra de solo é confinada por uma tensão de compressão externa  $\sigma_3$  e submetida a uma tensão de compressão na vertical  $\sigma_1$ , com  $\sigma_1 > \sigma_3$ .

Quando se aplica essas cargas numa amostra de solo não reforçado (Fig.20A) esta sofrerá compressão axial  $\delta_v$  e expansão lateral  $\frac{1}{2}\delta_h$ . Submetendo-se uma amostra reforçada (Fig.20B) ao mesmo processo, a amostra apresentará deformações  $\sigma_3$  e  $\frac{1}{2}\delta_{hr}$ , onde  $\delta_v > \delta_{vr}$  e  $\frac{1}{2}\delta_h > \frac{1}{2}\delta_{hr}$ . A redução verificada nos valores das deformações é resultado de uma tensão confinante adicional  $\Delta\sigma_3$  gerada pela interação solo/reforço; esta é adicionada a qualquer tensão externa de confinamento aplicada a  $\sigma_3$ . O efeito desta interação é a redução de ambas as deformações axial e lateral, em comparação ao solo não reforçado.

Figura 20. Efeito do reforço em um elemento de solo: A) Solo não reforçado; B) Solo reforçado.



Fonte: BS 8006 (2010).

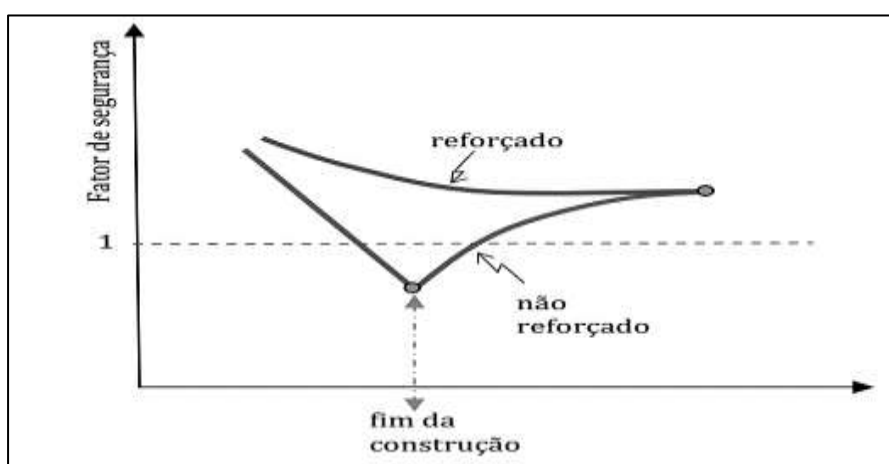
Em trabalhos como Futai (2010) e Futai e Neto (2016), encontram-se a ideia de que se o reforço apresentar uma rigidez axial à tração maior que a do solo, o movimento lateral do solo somente ocorrerá se o solo se movimentar em relação ao reforço. Eles ainda afirmam que se a superfície do reforço for rugosa o suficiente, este movimento do solo em relação ao reforço provocará tensões de cisalhamento no contato entre solo e reforço, de modo que estas tensões cisalhantes provocam esforços de tração no reforço que são redistribuídos no solo na forma de tensão de confinamento interno  $\Delta\sigma_3$ , apresentada no exemplo da BS 8006.

Sabe-se que em aterros sobre solo mole a condição mais crítica quanto à estabilidade é a ruptura devido carregamento rápido, ou seja, na condição não drenada sendo, dessa forma,

durante o período construtivo a fase mais delicada, pois o solo recebe carregamento, mas ainda não adensou e não teve ganho de resistência (FUTAI, 2010).

De acordo com Jewell (1988 *apud* FUTAI, 2010), ao comparar a variação do fator de segurança ao longo do tempo de aterros reforçados e não reforçados, foi possível verificar que o reforço proporciona inicialmente um aumento no fator de segurança e conforme o adensamento ocorre ele ganha resistência. Ao longo do tempo o adensamento continua e, conseqüentemente, o ganho de resistência, até que o aumento da resistência do solo seja suficiente, garantindo a estabilidade do aterro sem a necessidade da presença do reforço. A Figura 21 apresenta a variação do fator de segurança ao longo do tempo.

Figura 21. Variação do fator de segurança ao longo do tempo.



Fonte: JEWELL (1988 *apud* FUTAI, 2010).

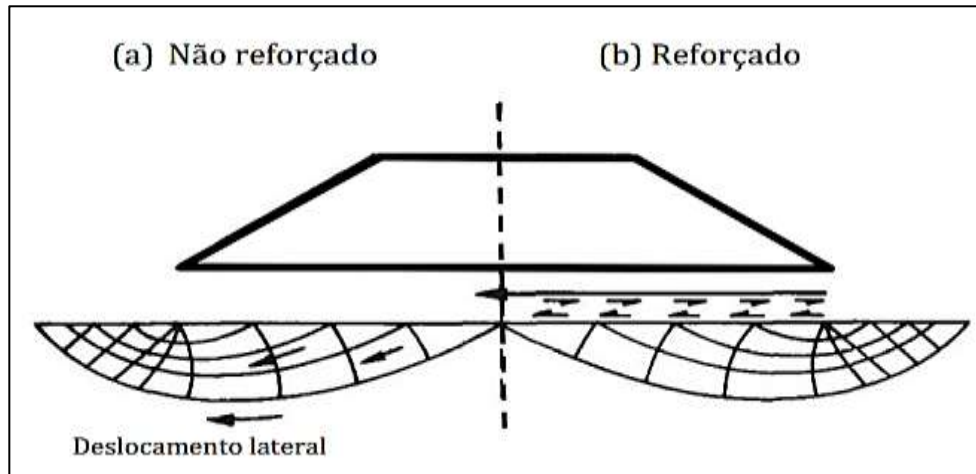
A principal causa de instabilização em um aterro não reforçado é o carregamento vertical, mas o empuxo de terra que se desenvolve dentro de um aterro causa tensões cisalhantes para fora do aterro na interface de contato deste com o solo mole, comportamento parecido com o de uma sapata lisa (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Essas tensões cisalhantes surgem porque o aterro não está confinado e, por não suportar esforços de tração lateral, permitem que ocorra o deslocamento lateral, reduzindo a capacidade de carga da fundação. Este tipo de tensão cisalhante é uma parcela da resistência não drenada do solo (FUTAI, 2010).

O reforço na base do aterro deve resistir ao empuxo de terra que se desenvolve dentro do aterro e resistir à deformação lateral mudando a direção da tensão cisalhante, apresentando comportamento similar à de uma sapata rugosa, promovendo aumento da capacidade de carga (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

Segundo Jewell (1988 *apud* FUTAI, 2010), a diferença entre os mecanismos de colapso de aterro não reforçado e reforçado, de acordo com a influência da restrição lateral proporcionada pela inserção do reforço, é exemplificada pela Figura 22 a seguir.

Figura 22. Influência da restrição lateral no mecanismo de ruptura.



Fonte: JEWELL (1988 *apud* FUTAI, 2010).

## 7.2 INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

A interação entre o solo e o reforço depende das características tanto do solo quanto do reforço e de como estes são afetados pelo meio ambiente, interno e externo, ao qual foram submetidos. (MORAES, 2002). Quanto maior for essa interação, maior será a eficiência do geossintético utilizado como elemento de reforço, devido a maior mobilização de sua resistência à tração. (VERTEMATTI, 2004).

Ainda conforme Moraes (2002), se considerar a hipótese que haja aderência perfeita entre solo e reforço, as deformações de ambos seriam as mesmas na interface. Dessa forma, sob deformação nula, o solo se encontrará no estado de repouso e o reforço descarregado.

A transferência das tensões para o solo e o reforço é feita a través do atrito e da resistência passiva. Juntos determinam a resistência de adesão que controla a máxima taxa de variação da força axial ao longo do seu comprimento. (GEOSOLUÇÕES, 2015).

Basicamente existem dois tipos de interação solo-reforço que são diferenciadas pelo geossintético utilizado como elemento de reforço. A interação contínua formada por geotêxteis tecidos e não tecidos e a descontínua, representada pela as geogrelhas.



Vertematti (2004) apresenta de forma bastante simples como é o comportamento desses dois tipos de interação. A interação dos geossintéticos contínuos se dá por meio de adesão e do atrito, sendo expressa por:

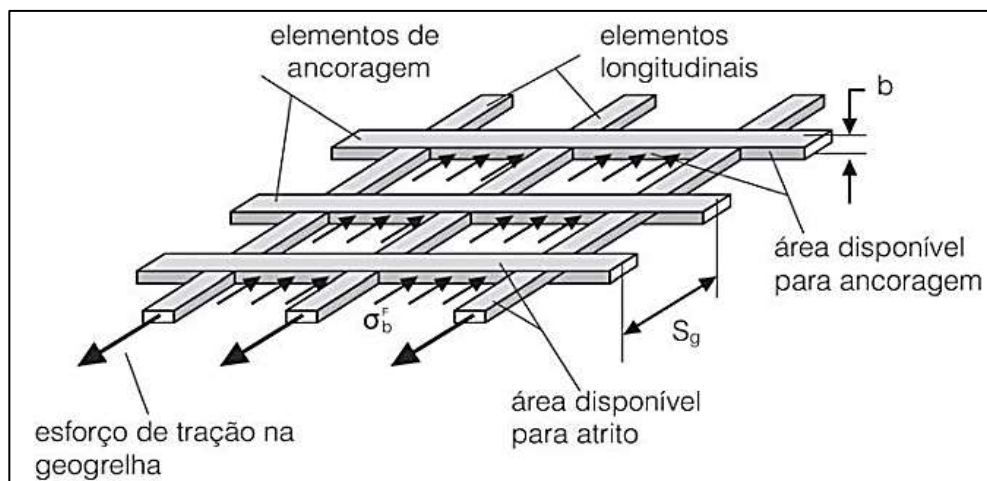
$$\tau_{sr} = a_{sr} + \sigma \cdot \tan \delta_{sr} \quad \text{Equação (16)}$$

Onde:

- $\tau_{sr}$ : tensão de aderência em ter solo e reforço;
- $a_{sr}$ : adesão entre solo e reforço;
- $\delta_{sr}$ : ângulo de atrito entre o solo e o reforço;
- $\sigma$ : tensão normal no plano do reforço.

Nos geossintéticos descontínuos há uma resistência passiva desenvolvida pelos elementos transversais  $\sigma'_b$  que atua em conjunto com a aderência por adesão e por atrito nas superfícies superior e inferior da geogrelha, uma vez que o solo traspassa as malhas do geossintético, conforme a Figura 23.

Figura 23. Resistência passiva em geogrelhas.



Fonte: PALMEIRA et al. (1998).

Através de ensaios de cisalhamento direto e arrancamento pode-se determinar o coeficiente de deslizamento  $C_d$  e o coeficiente de interação  $C_i$ . O  $C_d$  corresponde à relação entre a resistência ao cisalhamento da interface solo-geossintético com a resistência do solo. Enquanto o  $C_i$  corresponde a relação entre a tensão cisalhante de arrancamento de uma das faces do geossintético e a resistência ao cisalhamento do solo. Portanto, tem-se:

$$C_d = \frac{\tau_{sr}}{\tau_s} = \frac{\tan\delta_{sr}}{\tan\phi} \quad \text{Equação (17)}$$

$$C_i = \frac{\tau_a}{\tau_s} = \frac{T_a}{2L\sigma\tan\phi} \quad \text{Equação (18)}$$

### 7.3 FATORES DE REDUÇÃO

De acordo com a Associação Brasileira de Geossintéticos (IGSBR, 2015), o fator de redução indica a relação entre propriedade índice e funcional do geossintético sob uma condição específica de utilização. A propriedade índice não depende da utilização ou meio ao qual o geossintético está inserido, ela apenas indica as características básica do produto, obtidas através de ensaios normatizados em laboratório. Já a propriedade funcional está relacionada às condições de utilização, levando em conta tempo e tipo de solicitações durante a vida útil.

Devido, geralmente, às incertezas associadas aos parâmetros de ensaios de caracterização e métodos de cálculos para a avaliação realizada através do método do estado limite, faz-se necessária a utilização de fatores de ponderação das resistências e majoração das ações através de um fator de segurança, obtendo-se a solicitação mínima requerida do geossintético a ser utilizado (VERTEMATTI, 2004).

Visto que a BS 8006 (2010) é uma norma que utiliza o método dos estados limite, esta apresenta os valores dos fatores de redução parciais utilizados em projetos com aterros sobre solos moles na Quadro 4 a seguir.

Quadro 4. Fatores parciais usados pela BS 8006 para projetos de aterros sobre solos moles.

Fatores Parciais		Estado Limite Último	Estado Limite de Utilização
Fator de carga	Peso específico do solo Carregamento externa permanente Carregamento externo móvel	$f_{fs} = 1,3$ $f_f = 1,2$ $f_q = 1,3$	$f_{fs} = 1,0$ $f_f = 1,0$ $f_q = 1,0$
Fator do material do solo	$\phi'_{cv}$ $c'$ $S_u$	$f_{ms} = 1,0$ $f_{ms} = 1,6$ $f_{ms} = 1,0$	$f_{ms} = 1,0$ $f_{ms} = 1,0$ $f_{ms} = 1,0$
Fator do material do reforço	Aplicado sobre a resistência do reforço	Depende do tipo de reforço	
Fator de interação solo/reforço	Deslizamento Arrancamento	$f_s = 1,3$ $f_p = 1,3$	$f_s = 1,0$ $f_p = 1,0$

Fonte: FUTAI (2010, Traduzido pelo autor).

O fator parcial para o material do solo, que leva em consideração a resistência do reforço a longo prazo, é especificado pela BS 8006, através da associação de vários fatores parciais, é o chamado, fator de redução total, dado pela expressão:

$$f_m = f_{m11} \cdot f_{m12} \cdot f_{m21} \cdot f_{m22} \quad \text{Equação (19)}$$

Onde:

- $f_{m11}$ : fator parcial do material relativo à consistência de fabricação do reforço;
- $f_{m12}$ : fator parcial do material relativo à extrapolação dos ensaios procedendo com a resistência da base;
- $f_{m21}$ : fator parcial do material relativo à susceptibilidade do reforço a danos de instalação;
- $f_{m22}$ : fator parcial do material relativo ao ambiente no qual o reforço é instalado.

De acordo com Vertematti (2004), em geral, para reforços de solo, o projeto consiste na obtenção da resistência à tração requerida ( $T_{req}$ ) do geossintético, mas na prática costuma-se reduzir a sua resistência à tração máxima indicada pelo fabricante ( $T_{m\acute{a}x}$ ). Essa redução dá através da aplicação do fator de redução, determinando a tração disponível:

$$T_a = \frac{T_{m\acute{a}x}}{f_m} \quad \text{Equação (20)}$$

Dessa forma, para o geossintético adotado no projeto, deverá verificar a condição:

$$T_a \geq T_{req} \quad \text{Equação (21)}$$

Deve-se portanto, determinar o menor valor de  $T_{m\acute{a}x}$  que atende às Equações 20 e 21. Portanto:

$$T_{m\acute{a}x} \geq f_m \cdot T_{req} \quad \text{Equação (22)}$$

O ideal durante a fase de projeto executivo seria utilizar os valores indicados pelos fabricantes e, dessa forma obter, um fator de redução mais realista, de acordo com o geossintético escolhido como elemento de reforço.

## 7.4 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

A análise das condições de estabilidade de aterros reforçados, na maioria dos casos são realizadas com base em estados limites que consideram o reforço como uma força estabilizadora adicional na superfície potencial de ruptura (BLANCO, SCHMIDT, e CAPPADORO, 2011).

Os estados limites são divididos em estado limites últimos que estão ligados à ruptura de fato da estrutura e estados limites de utilização que estão relacionados com as verificações das deformações e das condições de funcionalidade.

A seguir apresentam-se as verificações necessárias quanto a estabilidade de aterros sobre solos moles que devem ser realizadas para um adequado projeto.

### 7.4.1 Verificações de Estabilidade

A norma BS 8006 (2010) determina que é necessário a verificação dos seguintes estados limites últimos:

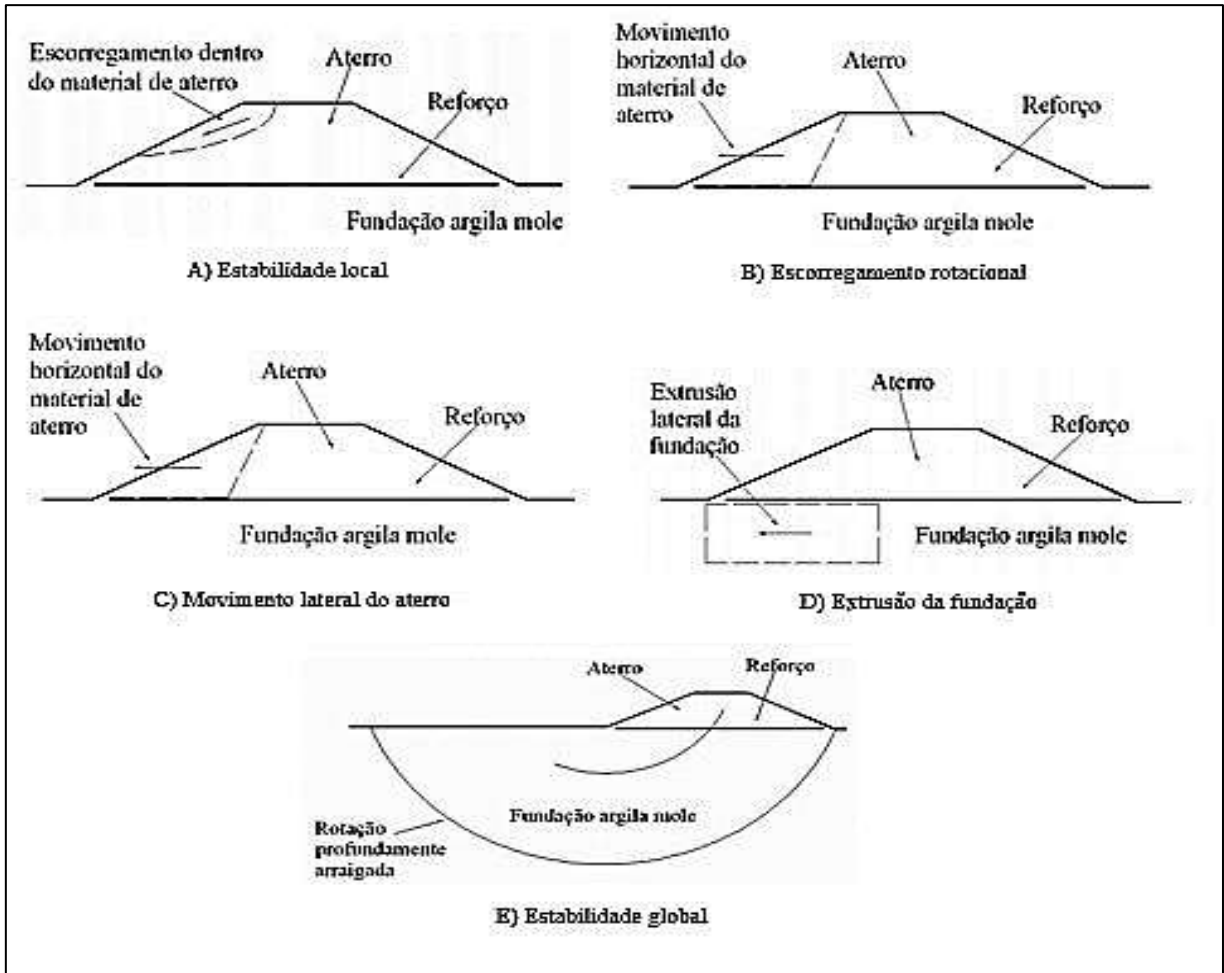
- Estabilidade local;
- Escorregamento rotacional;
- Movimento lateral do aterro;
- Extrusão da fundação;
- Estabilidade global.

Em relação ao estado limite de utilização, aquele em que o aterro não rompeu, mas apresenta comportamento inadequado em comparação ao esperado no projeto, prejudicando no funcionamento da obra. Para a análise de estado limite de utilização a BS 8006 (2010) indica as seguintes verificações:

- Deformação excessiva do reforço;
- Recalque da fundação.

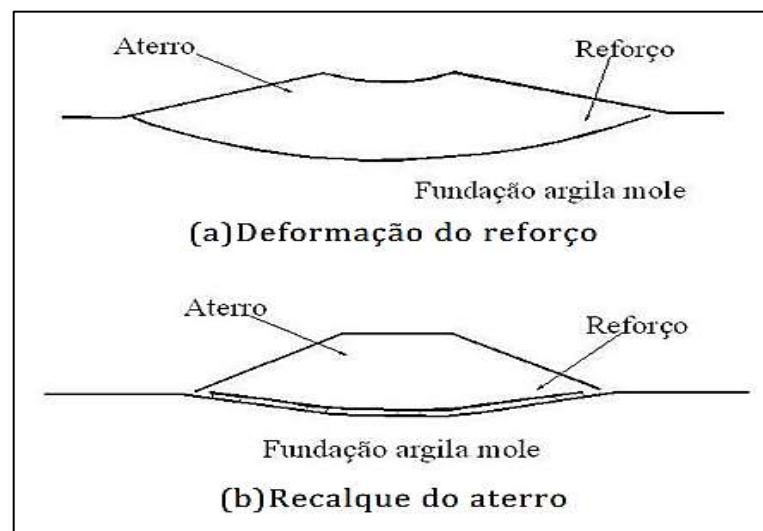
Nas Figuras 24 e 25 estão dispostos exemplos do comportamento que deve ser evitado em cada verificação citada pela norma.

Figura 24. Verificações de estado limite último: A) Estabilidade local; B) Escorregamento lateral; C) Movimento lateral do aterro; D) Extrusão da fundação; E) Estabilidade global.



Fonte: Adaptado da BS 8006 (2010).

Figura 25. Verificações de estado limite de utilização: A) Deformação excessiva do reforço; B) Recalque da fundação.



Fonte: Adaptado da BS 8006 (2010).

#### 7.4.2 Estabilidade Interna

Mesmo sendo um caso muito raro de ocorrer, o empuxo ativo lateral gerado pelo reforço pode provocar o deslizamento horizontal acima da fundação (Fig.24A) e, portanto, deve-se verificar a resistência à tração do reforço para garantir que não ocorra ruptura por tração, nem arrancamento dos reforços na zona resistente no interior da massa de solo. (SILVA, A., 1996).

Esse comportamento envolve apenas o material de aterro e ocorre quando a força de cisalhamento na interface entre reforço e aterro não é suficiente para suportar o empuxo ativo do aterro. Para impedir a ruptura interna do aterro as tensões horizontais do aterro devem ser equilibradas pelas tensões cisalhantes (MORAES, 2002).

Conforme indicado na BS 8006 (2010) a estabilidade local do talude do aterro pode ser verificada pela seguinte expressão:

$$\frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan\phi'_{cv}}{f_{ms}} \quad \text{Equação (23)}$$

Onde:

- $H$ : altura do aterro;
- $L_s$ : comprimento horizontal do talude do aterro;
- $\phi'_{cv}$ : ângulo de atrito do solo do aterro sob condições de tensão efetiva, relativo à deformação;
- $f_{ms}$ : fator parcial do material aplicado a  $\tan\phi'_{cv}$ .

#### 7.4.3 Movimento Lateral do Aterro

A estabilidade contra o deslizamento lateral do aterro deve levar em consideração qualquer superfície preferencial de deslizamento entre o aterro e a superfície do reforço base. O reforço na base deve resistir a força horizontal devido ao deslizamento lateral do aterro (Fig.24C). Este é necessário para a resistência ao empuxo horizontal externo do material de aterro. (MACCAFERRI DO BRASIL, 2009). A força de tração no reforço necessária para resistir ao empuxo ativo do aterro é dada pela Equação 24 apresentada a seguir.

$$T_{ds} = 0,5K_a(f_{fs} \cdot \gamma \cdot H + 2 \cdot f_q \cdot w_s)H \quad \text{Equação (24)}$$

Em que:

- $K_a$ : coeficiente de empuxo ativo;
- $f_{fs}$ : fator parcial para o peso específico do solo;
- $\gamma$ : peso específico do material de aterro;
- $H$ : altura máxima do aterro;
- $f_q$ : fator parcial de carga para carga externa aplicada;
- $w_s$ : sobrecarga no topo do aterro.

Para gerar a força de tração  $T_{ds}$  apresentada acima, o material do aterro não pode deslizar para fora sobre o reforço. Para que isso não ocorra, deve-se garantir o máximo comprimento de ancoragem do reforço,  $L_e$ , obtido pela seguinte expressão.

$$L_e \geq \frac{0,5K_a \cdot H(f_{fs} \cdot H + 2 \cdot f_q \cdot w_s) f_s f_n}{\gamma h \frac{\alpha' \cdot \tan \phi'_{cv}}{f_{ms}}} \quad \text{Equação (25)}$$

Onde:

- $f_s$ : fator parcial para a resistência ao deslizamento do reforço;
- $f_n$ : fator parcial que governa as consequências de ruptura do aterro sobre solo mole;
- $h$ : altura média do aterro acima do comprimento de reforço  $L_e$ ;
- $\alpha'$ : coeficiente de interação que relaciona o ângulo de atrito da interface solo-reforço com  $\tan \phi'_{cv}$ .

#### 7.4.4 Extrusão do Solo de Fundação

Existem casos em que mesmo que o reforço utilizado possua resistência suficiente para evitar a ruptura do aterro, este não é capaz de evitar a plastificação do solo de fundação devido ao peso do aterro; dessa forma, percebe-se que se trata de um problema de capacidade de carga (SILVA, U., 2008).

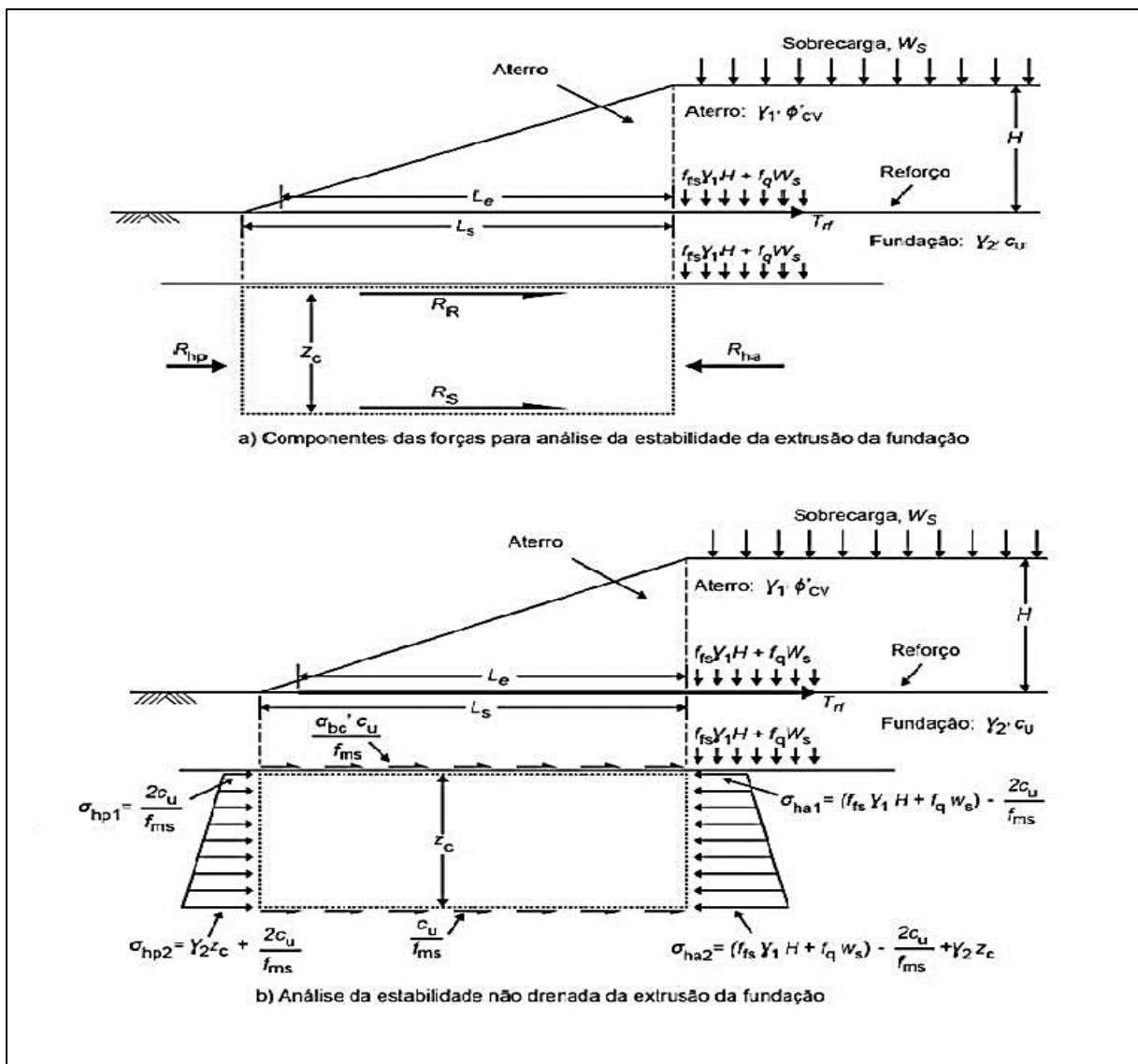
A geometria do aterro induz tensões cisalhantes externas dentro da camada de solo mole, onde o solo da fundação por ser muito mole e de profundidade limitada o que pode levar à extrusão da fundação (MACCAFERRI DO BRASIL, 2009).

A extrusão da fundação pode ser evitada com a introdução de uma camada de reforço na base, desde que este tenha rugosidade, rigidez e resistência à tração suficientes para que as tensões horizontais cisalhantes sejam transferidas para o reforço. (FUTAI, 2010). O problema

origina-se abaixo do aterro, portanto é necessário limitar o movimento externo da fundação promovendo um confinamento lateral evitando a saída de solo mole (MACCAFERRI DO BRASIL, 2009).

A BS 8006 (2010) apresenta a sequência adequada para combater a extrusão de solo mole. Conforme a norma, primeiro, limita-se o desenvolvimento de deformação na base do aterro, induzindo confinamento lateral já citado. Segundo, as tensões cisalhantes que seriam transmitidas diretamente no solo, deverão ser interceptadas pelo reforço basal, proporcionando a redução da possibilidade de extrusão e a manutenção da capacidade de carga do solo de fundação que seria reduzida pela transmissão das tensões cisalhantes. Um exemplo da análise pode ser observado na Figura 26.

Figura 26. Análise de estabilidade da extrusão da fundação.





De acordo com Futai (2010), para conseguir esse confinamento parte da resistência ao cisalhamento abaixo do esforço deverá ser capaz de resistir aos carregamentos laterais do solo, bem como apresentar resistência à tração que seja suficiente para resistir os carregamentos de tração induzidos pelo cisalhamento que são transferidos pela fundação.

Para evitar a extrusão da fundação deve-se aplicar a seguinte expressão:

$$R_{ha} \leq R_{hp} + R_S + R_R \quad \text{Equação (26)}$$

Onde:

- $R_{ha}$ : força horizontal que provoca a extrusão da fundação;
- $R_{hp}$ : força horizontal devido à resistência passiva da fundação;
- $R_S$ : força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação na profundidade  $z_c$ ;
- $R_R$ : força horizontal devido à resistência ao cisalhamento do solo de fundação sob o reforço.

Sendo o solo mole da fundação de profundidade limitada e com resistência não drenada constante com a profundidade, o comprimento mínimo do talude do aterro  $L_s$  pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$L_s \geq \frac{\left( f_{fs} \cdot \gamma_1 \cdot H + f_q \cdot w_s - \frac{4C_u}{f_{ms}} \right) z_c}{\frac{(1 + \alpha'_{bc}) C_u}{f_{ms}}} \quad \text{Equação (27)}$$

Em que:

- $f_{fs}$ : fator parcial para o peso específico do solo;
- $\gamma_1$ : peso específico do material de aterro;
- $H$ : altura máxima do aterro;
- $f_q$ : fator parcial de carga para carga externa aplicada;
- $w_s$ : sobrecarga no topo do aterro;
- $C_u$ : resistência cisalhante não drenada da camada de solo de fundação;
- $f_{ms}$ : fator parcial do solo aplicado a  $C_u$ ;
- $z_c$ : profundidade da camada de solo mole quando a fundação possui profundidade limitada com resistência não drenada constante com a profundidade;

- $\alpha'_{bc}$ : coeficiente de interação relativa à aderência entre solo e reforço.

A tensão gerada no reforço inserido na base do aterro por metro devido a tensão cisalhante atuando na fundação é dado por:

$$T_{rf} = \frac{\alpha'_{bc} C_{uo} L_s}{f_{ms}} \quad \text{Equação (28)}$$

Onde:

- $C_{uo}$ : resistência cisalhante não drenada do solo de fundação na face inferior do reforço.

#### 7.4.5 Estabilidade Global

Consiste na ruptura do aterro e da fundação com superfície de ruptura envolvendo o conjunto (Fig. 24 E). O mecanismo envolve necessariamente, ou a ruptura dos reforços ou o arrancamento dos reforços da zona de embutimento no aterro (MORAES, 2002).

Na prática de projetos de aterros sobre solos moles, o método mais utilizado na análise de estabilidade é o método de equilíbrio limite (OLIVEIRA, 2006). Porém, pode-se fazer uso de ábacos para estudos preliminares, programas de estabilidade de taludes ou até mesmo o método das fatias, mas este último não garante que se determinará o menor fator de segurança. (ALMEIDA; MARQUES, 2014).

A análise baseada no método de equilíbrio limite admite o comportamento rígido plástico para os materiais, de modo que a análise de estabilidade é realizada considerando possíveis mecanismos de colapso, calculando o equilíbrio estático dos blocos que compõem o mecanismo e determinando a superfície que oferece o menor fator de segurança (SILVA. U., 2008).

Existem diversos métodos que se distinguem pela hipótese adotada relativa às forças entre fatias e ao equilíbrio considerado, se de forças, momentos ou ambos simultaneamente. (SILVA. U., 2008). Os principais métodos serão discutidos mais adiante.

#### 7.4.6 Deformação e Rigidez

Para a definição das características do reforço é preciso realizar uma análise de estabilidade e definir a força do reforço necessária. Definindo em seguida as propriedades do reforço com base na deformação de compatibilidade admissível do reforço (FUTAI, 2015).

Rowe e Soderman (1985) propuseram um método para a avaliação da força de tração mobilizada no reforço a partir do conceito de deformação compatível admissível ( $\varepsilon_a$ ), definida como a máxima deformação desenvolvida no reforço de rigidez desprezível antes do colapso do aterro, sendo aplicável em fundações com resistência constante e profundidade limitada e para aterros sem a utilização de bermas de equilíbrio. (OLIVEIRA, 2006).

A deformabilidade máxima deve ser capaz de atingir deformações de compatibilização sem que ocorra sua ruptura. (FUTAI; NETO, 2016). Vários valores são indicados por diferentes pesquisadores, sempre dentro do intervalo de 2 à 13%, destacando-se a indicação da BS 8006 (2010) de valores entre 3 a 10%.

A rigidez do reforço a ser utilizado vem a ser importante na deformação, devido ao fato de que se o reforço não for capaz de absorver os carregamentos previstos, ocorrerá deformação excessiva na fundação até ruptura. (FUTAI; NETO, 2016).

Conforme Futai (2010; 2015), o aumento da rigidez reduz os recalques imediatos e os deslocamentos horizontais. Quanto mais rígido for o reforço, maior será a força mobilizada, conseqüentemente, menor a deformação. Futai afirma ainda que quanto mais espessa é a camada de solo mole, maior será a força mobilizada, promovendo assim, também, menores valores de deformação.

A rigidez é dada pela razão entre a força e a deformação do reforço, apresentada na expressão a seguir.

$$J = \frac{T}{\varepsilon_a} \quad \text{Equação (29)}$$

## 8. ANÁLISES DE ESTABILIDADE GLOBAL

Segundo Oliveira (2006), pode-se dividir os métodos de análises de estabilidade de aterros reforçados em dois tipos: os métodos que consideram as deformações e os que não consideram as deformações, este último geralmente é o mais empregado e pode-se subdividi-lo nas análises que empregam fatias, e os que não empregam fatias. A seguir se apresentará de que se trata cada método e suas características.

### 8.1 MÉTODOS QUE EMPREGAM FATIAS E QUE NÃO EMPREGAM FATIAS

Consistem na discretização da massa de solo envolvida por uma superfície de cisalhamento a qual se deseja verificar o fator de segurança, por meio de fatias verticais. A

determinação da superfície com menor fator de segurança é feita por tentativas, já que o seu cálculo exige conhecimento da geometria da superfície de cisalhamento (OLIVEIRA, 2006). Entre os métodos mais utilizados, os mais conhecidos são o de Janbu, Bishop simplificado e Spencer.

Ainda, segundo Oliveira (2006), os métodos que não empregam fatias consistem em determinar o valor de tração que age no reforço necessária para elevar o fator de segurança em relação a uma situação não reforçada, porém da mesma forma que os métodos que empregam fatias, sem haver a possibilidade de verificação de sua mobilização ou não.

Entre os métodos desenvolvidos que realizam a análise de estabilidade sem o emprego das fatias, pode-se dividir em dois grupos: os que utilizam análises gráficas, intituladas por Oliveira (2006) como os métodos que consideram círculos, como Milligan e Busbridge (1983), o método misto de Jewell (1987), Low et al. (1990), Kaniraj (1994); e as análises com base em soluções analíticas, como John (1987), Jewell (1996) e Ehrlich (2001).

A principal diferença entre estes dois grupos é que, diferentemente das análises gráficas, as soluções analíticas dispensam o uso de ábacos, pois são baseados em expressões matemáticas, geralmente simples, desta forma não fazendo uso do procedimento de tentativas e erros (OLIVEIRA, 2006).

A seguir serão apresentados dois métodos para um estudo mais aprofundado, o método de Low et al. (1990) para avaliação de análise gráfica e o método de Jewell (1996) representando os métodos analíticos, buscando-se em seguida realizar uma comparação entre eles.

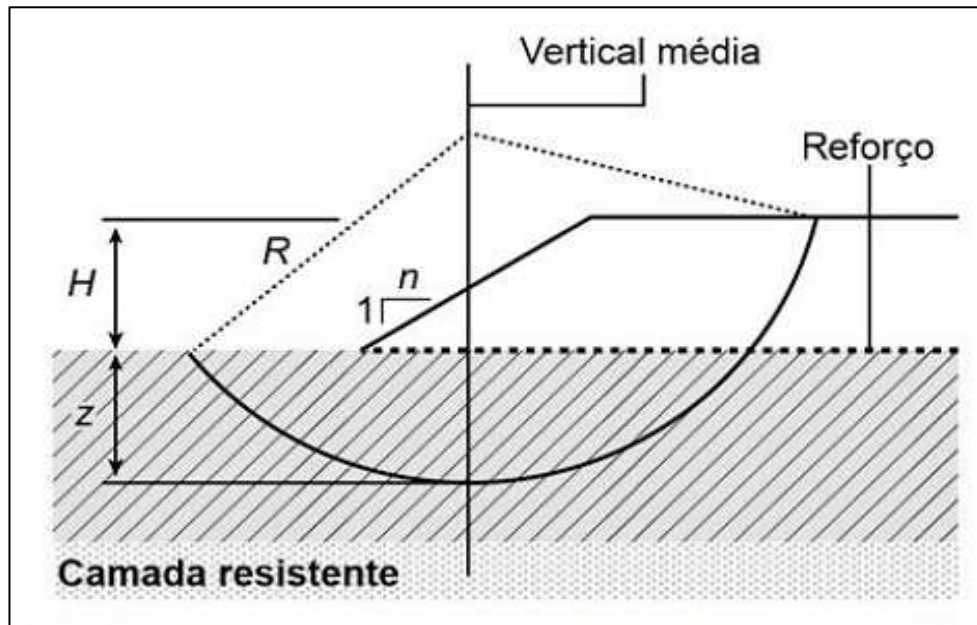
## 8.2 MÉTODO DE LOW ET AL (1990).

Esta análise é proposta para caso de superfícies circulares de ruptura e tangentes a uma dada horizontal, localizada a uma profundidade genérica. Este método é indicado para geometrias simples, que não há presença de bermas de equilíbrio e onde possa considerar que o aterro tenha comprimento infinito (PALMEIRA, 1992).

Os fatores de segurança mínimos para todas as superfícies tangentes a uma profundidade definida na situação não reforçada podem ser obtidos por meio de gráficos que relacionam: a profundidade investigada; a resistência não-drenada média da região abrangida pela superfície de ruptura; o peso específico do material do aterro; a altura do aterro; a coesão e ângulo de atrito do material do aterro; e a inclinação do talude do aterro (OLIVEIRA, 2006).

O método fornece o fator de segurança mínimo para as superfícies de ruptura com centros sobre a vertical passando pelo meio do talude (Figura 27) e tangentes a uma linha horizontal numa profundidade arbitrada (PALMEIRA; ORTIGÃO, 2004, p.74).

Figura 27. Análise de estabilidade do aterro reforçado por Low et al (1990) e Palmeira (1992).



Fonte: PALMEIRA; ORTIGÃO (2004).

Por meio da variação da profundidade de tangência, é possível determinar o fator de segurança mínimo através da equação abaixo.

$$F_r = \frac{F_0}{1 - \frac{TI_r}{H^2}} \quad \text{Equação (30)}$$

Em que:

- $F_r$ : fator de segurança mínimo para todas as superfícies tangentes à horizontal, na profundidade  $z$ , no caso reforçado;
- $F_0$ : fator de segurança mínimo para todas as superfícies tangentes à horizontal, na profundidade  $z$ , no caso sem reforço;
- $T$ : esforço de tração mobilizado no reforço;
- $I_r$ : coeficiente obtido a partir do gráfico dependente da geometria do aterro e da profundidade de tangência dos círculos;
- $H$ : altura do aterro.

De acordo com Palmeira e Ortigão (2004), do ponto de vista prático determina-se (T) para se garantir um fator de segurança pré-estabelecido para o aterro reforçado ( $F_r$ ). O valor do esforço de tração é dado pela expressão.

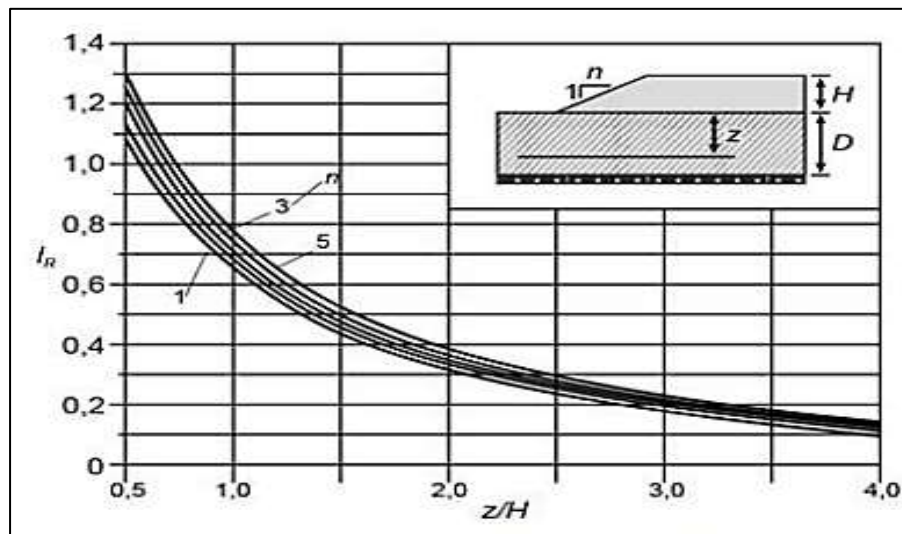
$$T = \left(1 - \frac{F_0}{F_r}\right) \frac{\gamma H^2}{I_r} \quad \text{Equação (31)}$$

Onde:

- $\gamma$ : peso específico do material de aterro.

O valor do coeficiente  $I_r$  pode ser obtido pelo gráfico apresentado na figura 28.

Figura 28. Valor de  $I_r$  para aterro reforçado.



Fonte: PALMEIRA; ORTIGÃO (2004).

O valor do fator de segurança para o caso sem reforço é obtido através da seguinte equação:

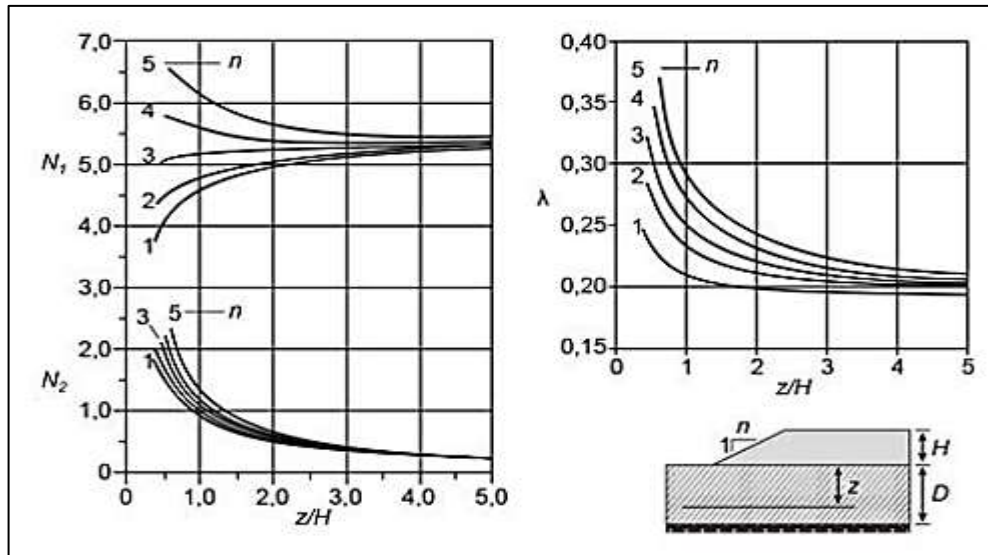
$$F_0 = N_1 \frac{S_{ueq}}{\gamma H} + N_2 \left( \frac{c}{\gamma H} + \lambda \tan \phi \right) \quad \text{Equação (32)}$$

Em que:

- $N_1$ ,  $N_2$ , e  $\lambda$ : números de estabilidade;
- $c$  e  $\phi$ : parâmetros de resistência do material de aterro.

Os números de estabilidade  $N_1$ ,  $N_2$ , e  $\lambda$  são obtidos através de gráficos (Figura 29) em função da inclinação ( $n$ ), da altura ( $H$ ) e da profundidade de tangência equivalente ( $z$ ).

Figura 29. Números de estabilidade de Low (1989) para aterros sem reforço.

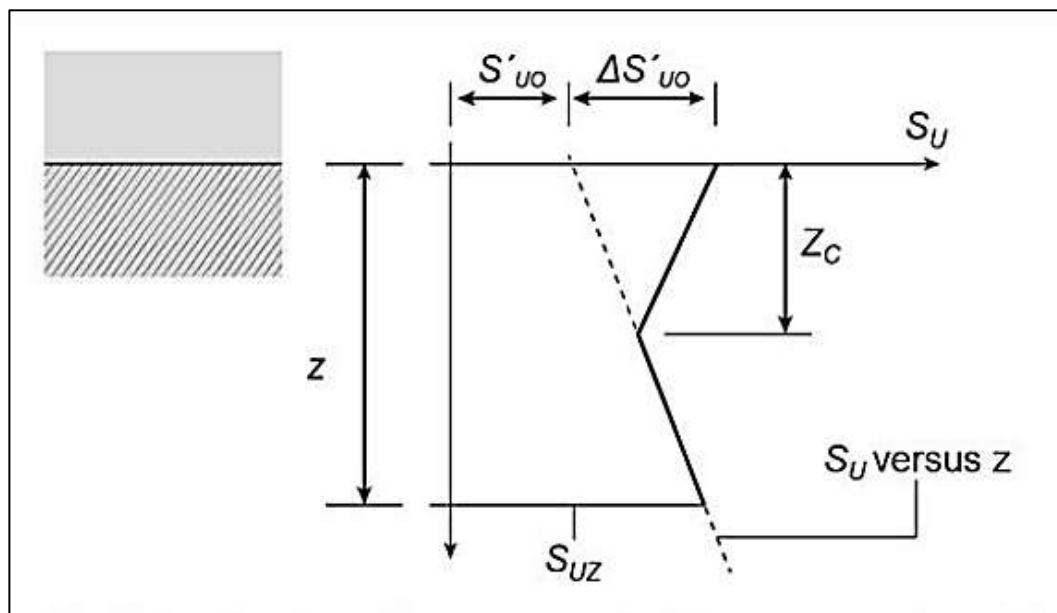


Fonte: PALMEIRA; ORTIGÃO (2004).

O valor da resistência não drenada equivalente ( $S_{ueq}$ ) dependerá de como a mesma se comporta com o aumento da profundidade, se esta varia com a profundidade ou se permanece constante. Caso permaneça constante a equivalente  $S_{ueq}$  será igual ao valor constante  $S_u$ , porém, se for variável, conforme a Figura 30, deverá ser determinada pela expressão a seguir.

$$S_{ueq} = 0,35S'_{u0} + 0,65S_{uz} + 0,35 \left(\frac{z_c}{z}\right)^{1,1} \Delta S'_{u0} \quad \text{Equação (33)}$$

Figura 30. Determinação da  $S_{ueq}$  para variação bi-linear de resistência não drenada com a profundidade



Fonte: PALMEIRA; ORTIGÃO (2004).

Os raios críticos tangente à horizontal na profundidade  $z$ , para o caso sem reforço ( $R_0$ ) e reforçado ( $R_r$ ) são obtidos pelas expressões:

$$R_0 = \left[ 0,1303 \frac{n^2 + 1}{\left(\frac{z}{H} + 0,5\right)} + 1,5638 \left(\frac{z}{H} + 0,5\right) \right] H \quad \text{Equação (34)}$$

$$R_r = \frac{3,128 \left( a - \frac{z}{H} \frac{T}{\gamma H^2} \right)}{\left( \frac{z}{H} + 0,5 - \frac{T}{\gamma H^2} \right)} H \quad \text{Equação (35)}$$

Onde:

$$a = \frac{1}{2} \left( \frac{z}{H} + 0,5 \right)^2 + \frac{(n^2 + 1)}{24} \quad \text{Equação (36)}$$

Com:

$$R_0 \text{ e } R_r \geq z + H$$

### 8.3 MÉTODO DE JEWELL (1996)

Este método consiste na avaliação do equilíbrio do bloco de solo da camada de fundação sob o talude do aterro. Admitindo duas situações: resistência não-drenada crescente com a profundidade e profundidade da camada de fundação ilimitada; e resistência constante com profundidade limitada. (OLIVEIRA, 2006).

Jewell (1996) apresenta uma solução analítica para a análise de estabilidade de aterros sobre solos moles baseada na teoria da plasticidade, de acordo com a geometria do problema definida na Figura 31.





Para solo mole com resistência não drenada crescendo com a profundidade:

- Aterro sem reforço ou aterro reforçado

$$F_0 \text{ ou } F_r = \frac{S_{u0}}{\gamma H} \left[ 4 + \frac{\rho nH}{S_{u0}} + 2 \sqrt{\frac{2(1 + \alpha)\rho nH}{S_{u0}}} \right] \quad \text{Equação (41)}$$

- Profundidade crítica

$$Z_{crit} = \sqrt{\frac{(1 + \alpha)S_{u0} nH}{2\rho}} \quad \text{Equação (42)}$$

- Força requerida no reforço

$$T = \gamma H^2 \left[ \frac{\alpha nS_{u0}}{F_r \gamma H} + \frac{k_a}{2} \right] \quad \text{Equação (43)}$$

Este método tem como condição a seguinte relação:

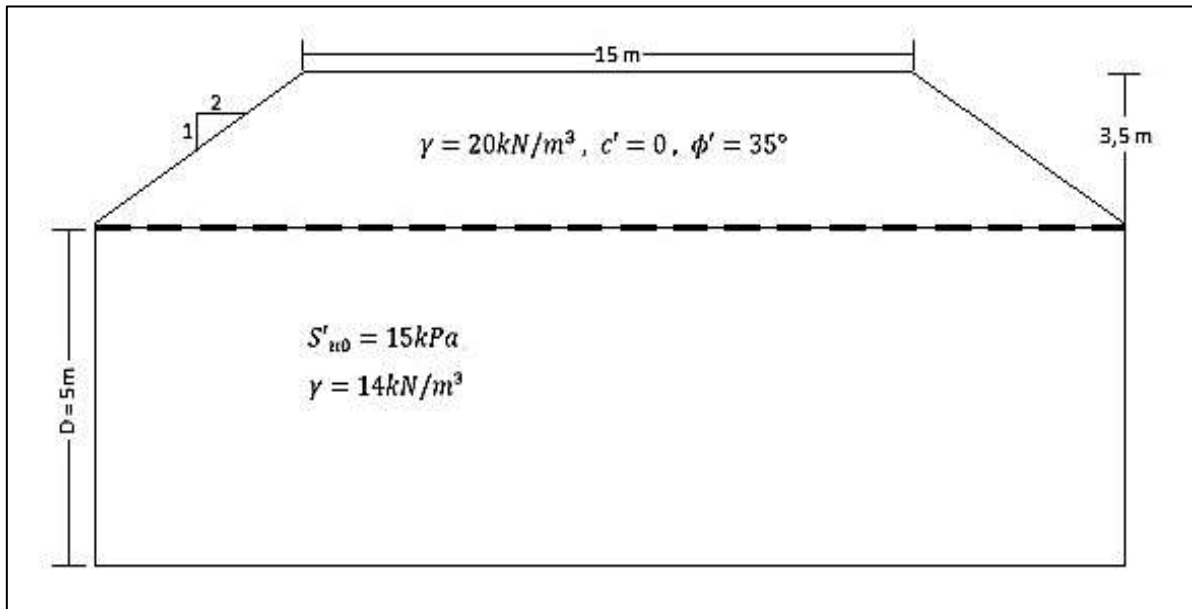
$$\frac{F_r \gamma H}{S_u} \geq 6 \quad \text{Equação (44)}$$

## 9 VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE – EXEMPLO

Para um melhor entendimento dos métodos apresentados, nesta seção será exposto um exemplo prático de dimensionamento de um reforço para a base de um aterro sobre solo mole, utilizando os dois métodos de análise de estabilidade global, de maneira que, se possa realizar um comparativo de seus resultados.

O exemplo retirado do livro: Manual Brasileiro de Geossintéticos é apresentado na Figura 32 e o objetivo é obter um fator de segurança igual a 1,4 para o caso reforçado, admitindo-se que o ângulo de atrito entre o material de aterro e o geossintético seja de 32° e admitindo uma deformação máxima de 8%, valor indicado pelo livro e que também está no intervalo indicado pela norma BS 8006 (2010). Considera-se que a resistência não drenada do solo de fundação seja constante.

Figura 32. Exemplo de aterro sobre solo mole.



Fonte: Adaptado de PALMEIRA; ORTIGÃO (2004).

### 9.1 VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DE LOW ET AL. (1990).

Inicialmente deve-se determinar o fator de segurança para o solo sem reforço para diferentes profundidades através da Equação 32. E com o valor obtido ser possível então a determinação da tensão máxima requerida.

Para ser mais eficiente nos cálculos, produziu-se uma planilha eletrônica que realiza todos os cálculos, sendo necessário apenas entrar com os valores dos números de estabilidade obtidos na Figura 29, do valor de  $I_R$  (Fig.28) e das camadas que se deseja avaliar. A planilha desenvolvida para este exemplo é apresentada na Tabela 2 a seguir.

Tabela 2. Cálculo pelo método de Low et al. (1990).

$Z$ (m)	$N_1$	$N_2$	$\lambda$	$S_{ueq}$ (kPa)	$F_0$	$I_R$	$T$ (kN/m)
2	4,60	1,60	0,260	15	1,277	1,05	20,5
3	4,80	1,20	0,240	15	1,232	0,70	42
4	4,90	0,95	0,225	15	1,20	0,55	63,63
5	5,00	0,75	0,220	15	1,185	0,42	89,58

Fonte: elaborado pelo autor (2016).

Analisando os resultados dos cálculos apresentados na Tabela 2 determina-se que para ter-se um fator de segurança de 1,4 o valor da resistência mínima que o reforço deve apresentar  $T_a$  é dada pelo o máximo esforço de tração mobilizado nas variadas profundidades verificadas, tem-se a máxima tensão requerida  $T_{req} = 89,58 \text{ kN/m}$  que deve ser associada aos fatores de redução indicados pela BS 8006 (2010). Tem-se, portanto, que:

$$T_{m\acute{a}x} \geq T_{req} \cdot f_m \quad \text{Equação (45)}$$

Onde o valor de  $f_m$  é obtido pela Equação 19. Determinando-se que:

$$T_{m\acute{a}x} \geq 151,4 \text{ kN/m}$$

Os valores indicados de deformação máxima de acordo com a BS 8006 (2010) ficam entre 3 e 10%. Admitiu-se um valor médio de deformação máxima de 8%. De acordo com a Equação 29 determina-se a rigidez à tração requerida.

$$J = \frac{151,4}{0,08} = 1892,5 \text{ kN/m}$$

## 9.2 VERIFICAÇÃO PELO MÉTODO DE JEWELL (1996)

Este método é mais prático, pois consiste apenas na aplicação das fórmulas determinadas por Jewell (1996). Inicialmente determinou-se o fator de segurança para o solo não reforçado através da Equação 38. Obtendo-se:

$$F_0 = 1,07$$

Fazendo uso das Equações 39 e 40, obteve-se os valores do fator de segurança para o solo reforçado e o valor da tração requerida respectivamente.

$$F_r = 1,46 \quad \text{e} \quad T_{req} = 105,10 \text{ kN/m}$$

Aplicando-se as Equação 45 e 29 tem-se que a tração máxima e a rigidez que o geossintético deve apresentar são respectivamente:

$$T_{m\acute{a}x} \geq 177,62 \text{ kN/m} \quad \text{e} \quad J = 2220,25 \text{ kN/m}$$

### 9.3 OUTRAS VERIFICAÇÕES

Como apresentado anteriormente, a análise de estabilidade consiste em diversas verificações de estados limites últimos e estados limites de utilização, referente ao exemplo apresentado as demais verificações de estabilidade foram realizadas e são apresentadas na Quadro 5 a seguir.

Quadro 5. Resultados das análises de deslizamento lateral e extrusão da fundação.

Deslizamento Lateral		Extrusão da Fundação	
$T_{ds} = 43,16 \text{ kN/m}$	$L_e \geq 1,57m$	$L_s \geq 6,8m$	$T_{rf} = 51,07 \text{ kN/m}$

Fonte: elaborado pelo autor (2016).

Em relação à estabilidade interna, verificou-se que:

$$\frac{H}{L_s} \leq \frac{\tan\phi'_{cv}}{f_{ms}} \rightarrow \frac{3,5}{6,8} \leq \tan(35^\circ) \rightarrow 0,50 \leq 0,70$$

Considerando estas verificações a resistência à tração requerida pelo projeto seria dada por:

$$T_{req} = T_{ds} + T_{rf} \quad \text{Equação (46)}$$

Portanto:

$$T_{req} = 94,23 \text{ kN/m} \quad ; \quad T_{m\acute{a}x} \geq 159,25 \text{ kN/m} \quad ; \quad J = 1177,88 \text{ kN/m}$$

### 9.4 ESPECIFICAÇÃO DO GEOSSINTÉTICO E COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS

Os principais parâmetros que devem ser especificados para uma adequada determinação do material a ser usado como reforço são a resistência útil a longo prazo e o módulo de rigidez. (SILVA; MONTEZ, 2003).

Comparando-se os métodos aplicados na verificação de estabilidade global percebe-se que o método de Low et al. (1990) busca ser mais específico visto que analisa a tensão requerida em várias profundidades diferentes, buscando-se determinar a situação mais crítica e a partir desta definir a tensão requerida. Diferentemente, o método analítico de Jewell (1996) é um pouco mais conservador e prático e por isso apresenta maiores valores, ou seja, opta-se por geossintéticos com maiores resistências e rigidez.

Em relação à determinação do material a ser utilizado, geralmente utiliza-se geogrelhas ou geotêxteis. Se tratando de reforço de solo, ao analisar alguns catálogos e comparar as resistências de geogrelha e geotêxteis, percebeu-se que as geogrelhas são preferíveis, pois são mais rígidas e devido suas aberturas, apresentando um contato solo/solo proporcionando melhores condições de estabilização. Além de que as geogrelhas são mais resistentes, como por exemplo, geogrelhas como a StrataGrid da Geossoluções e a Fortrac da Huesker podem atingir valores de resistência à tração de até 400 kN/m, enquanto o geotêxtil RT-31 da BIDIM atinge resistência à tração na ruptura de apenas 38kN/m.

## **10 CONCLUSÕES**

Ao final desta revisão ficou bastante clara a importância da realização de pesquisas relacionadas a construção de aterros sobre solos moles e suas avaliações de estabilidade e monitoramento ao longo do tempo, visto o grande aumento desse tipo de obra nos últimos anos e as particularidades atreladas a estes.

Foi possível identificar diversas formas construtivas de abordar o problema, sendo essencial um conhecimento amplo do assunto para a escolha do melhor método, visto que cada método dependerá de características bastante específicas. Além da necessidade de uma caracterização do depósito de solo de alto nível, buscando através de ensaios de laboratórios e de campo obter a maior quantidade de informações do solo.

Percebeu-se também a importância da adequada identificação das características dos elementos de reforço utilizados, principalmente da interação solo/reforço, de modo a optar-se sempre pela opção mais segura e econômica, bem como a associação de fatores de redução durante as etapas de projeto, sendo de suma importância para a garantia de fatores de segurança adequados a cada situação.

Através da BS 8006 (2010) e de métodos de análise de estabilidade de aterros sobre solos moles pôde-se demonstrar a necessidade da realização de diversas verificações, divididas em estados limites últimos e estados limites de utilização, mesmo que algumas configurações

de instabilização sejam raríssimas, uma avaliação adequada torna-se essencial na elaboração dos projetos.

Ao comparar-se dois métodos distintos de avaliação a um problema em comum, pôde-se identificar uma pequena diferença quanto aos requisitos de projeto, resultando conseqüentemente em determinações de diferentes tipos de geossintéticos. O método de Jewell (1996) mostrou-se mais conservador que o de Low et al. (1990) visto que exige tensões e rigidez maiores para mesmas condições de solo e carregamento. O método de Jewell (1996), por ser mais conservador, promove a escolha de geossintéticos com maiores valores de tensão e rigidez, dando uma maior segurança, mas também, aumentando os custos. O inverso ocorre com o método de Low et al. (1990), que por determinar menores valores tanto de tensão, quanto de rigidez, fará com que se opte por materiais mais econômicos. Cabe ao projetista adequar os métodos a cada situação verificada e tomar a melhor decisão.

Portanto, é bastante importante a continua pesquisa e avaliações de situações reais de ruptura de aterros sobre solos moles, sejam essas rupturas naturais ou forçadas, para que possa cada vez mais aprimorar os variados métodos existentes.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6484: **Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT**. ABNT, Rio de Janeiro. 2001.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7250: **Identificação e Descrição de amostras de solos obtidos em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Procedimento**. ABNT, Rio de Janeiro. 1982.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 10905 (MB 3122): **Solo – ensaios de palheta in situ**. ABNT, Rio de Janeiro. 1989.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12007 (MB 3336): **Solo – ensaio de adensamento unidimensional**. ABNT, Rio de Janeiro. 1990.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 9863: **Geossintéticos – Determinação da espessura a pressões especificadas**. ABNT, Rio de Janeiro. 2013.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 9864: **Geossintéticos – Determinação da massa para unidade de área**. ABNT, Rio de Janeiro. 2013.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 10318: **Geossintéticos – Terminologia**. ABNT, Rio de Janeiro. 2013.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 10319: **Geossintéticos – Ensaios de tração a faixa larga**. ABNT, Rio de Janeiro. 2013.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 12236: **Geossintéticos – Ensaio de puncionamento estático (CBR)**. ABNT, Rio de Janeiro. 2013.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR ISO 13433: **Geossintéticos – Ensaio de perfuração dinâmica (ensaio de queda de cone)**. ABNT, Rio de Janeiro. 2013.

AGUIAR, P. R.; VERTEMATTI, J. C. Introdução. In VERTEMATTI, J. C. (Ed). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. Edgard Blücher. São Paulo. 2004.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S. **Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho**. Oficina de Textos, 2ed. São Paulo. 2014.

ALMEIDA, M. S. S.; MARQUES, M. E. S.; BARONI, M. **Geotechnical parameters of very soft clays from CPTu**. In: International Symposium on cone penetration testing, 2nd. Huntington Beach. 2010.



AMPUERO, M. V. F.; **Análise Numérica e Analítica de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles com um Camada Superficial de Areia**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2012.

BARONI, M. **Investigação Geotécnica em Argilas Orgânicas Muito Compressíveis em Depósitos na Barra da Tijuca**. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro. 2010.

BELLO, M. I. M. C. V. **Estudo de Ruptura em Aterros Sobre Solos Moles – Aterros do Galpão Localizado na BR 101-PE**. Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. Recife. 2004.

BLANCO, E. F. R.; SCHMIDT, C. F.; CAPPADORO, A. P. **Projeto de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles: Determinação da Deformação de Compatibilidade Admissível no Reforço**. Anais do VII Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental e VI Simpósio Brasileiro de Geossintéticos. Belo Horizonte. 2011.

BOHRER, L. S. **Análise de Estabilidade e Deformabilidade de um Aterro Sobre Solos Moles: Projeto de um Seção na BR-101/SC**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2014.

BORGES, J. M. L. **Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos – Análise e Dimensionamento**. Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia. Porto. 1995.

BUENO, B. S. Matérias Primas. In. VERTEMATTI, J. C. (Ed) **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. Edgard Blücher. São Paulo. 2004.

BUENO, B. S.; VILAR, O. M. Propriedade, Ensaio e Normas. In. VERTEMATTI, J. C. (Ed). **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. Edgard Blücher. São Paulo. 2004.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Cengage Learning. São Paulo. 2013.

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Solos – Determinação do Teor de Umidade: Método de Ensaio**. 1994.

DOMINONI, C. M. B. **Análise de Estabilidade e Compressibilidade de um Aterro Sobre Solo Mole no Porto Suape Região Metropolitana do Recife**. Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro. 2011.

FUTAI, M. M. **Consideração Sobre Influência do Adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros Sobre Solos Moles**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2010.

FUTAI, M. M. **Definição da Força Mobilizada no Reforço Devido à Compatibilização de Deformações em Aterros Reforçados Sobre Solos Moles e em Condição Não Drenada.** Anais do VII Congresso Brasileiro de Geossintéticos. Brasília-DF. 2015.

FUTAI, M. M.; NETO J. O. A. **Aspectos Gerais do Uso de Geossintéticos em Reforço de Aterros Sobre Solos Moles.** Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica do Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG. Belo Horizonte. 2016.

GEOSOLUÇÕES. **Uso de Geogrelhas em Reforço de Solo – Manual para Muros e Taludes Reforçados, Aterros Sobre Solos Moles e Reforço de Fundações.** Geosoluções, Geogruppo: Engenharia Geotecnia Ambiental LTDA. São Paulo. 2015.

ISG - International Geosyntetics Society. Publicações: **Folhetos IGS.** Disponível em: <http://igsbrasil.org.br/biblioteca-virtual/page/2>. Acesso em: 16/09/2016.

ISO – International Organization for Standardization. ISO 13431: **Geotextiles and geotextile-related products – Determination of tensile creep and creep rupture behaviour.** 1999.

MACCAFERRI DO BRASIL. **Manual Técnico: Critérios Gerais para Projeto, Especificação e Aplicação de Geossintéticos.** São Paulo. 2009.

MASSAD, F. **Obras de Terra – Curso Básico de Geotcnia** – Oficina de Textos, 2ed. São Paulo. 2010.

MORAES, C. M. **Aterros Reforçados Sobre Solos Moles – Análise Numérica e Analítica.** Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro. 2002.

OLIVEIRA, H. M. **Comportamento de Aterros Reforço Sobre Solos Moles Levados à Ruptura.** Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ. Rio de Janeiro. 2006.

PALMEIRA, E. M.; Curso de Estabilização e Reforço de Solos: Introdução à Utilização de Geossintéticos. Publicação no GAP001A/2000. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília-DF. 2000.

PALMEIRA, E. M. **Estabilização e Reforço de Aterros Sobre Solos Moles Utilizando Geotêxteis.** Publicação no GRE 022/92. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade de Brasília. Brasília-DF. 1992.

PALMEIRA, E. M.; ORTIGÃO, J. A. R. Aplicações em reforço – Aterros Sobre Solos Moles. In: VERTEMATTI, J. C. (Ed) **Manual Brasileiro de Geossintéticos.** Edgard Blücher. São Paulo. 2004.

PALMEIRA, E. M.; PEREIRA, J. H. F.; DA SILVA, A. R. **Backanalyses of Geosynthetic Reinforced Embankments on Soft Soils, Geotextiles and Geomembranes.** Grã-Bretanha. 1998.

PERBONI, J. P. **Análises de Estabilidade e de Compressibilidade de Aterros Sobre Solos Moles – Caso de Aterros de Encontro da Ponte Sobre o Rio dos Peixes (BR 381)**. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2003.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. Oficina de Textos, 3ed. São Paulo. 2006.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering**. 2012.

SAYÃO, A.; SIEIRA, A. C.; SANTOS, P. **Reforço de Solos – Manual Técnico**. Maccaferri do Brasil LTDA. 2013.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics 1ed**. Oxon: Taylor & Francis v.1. 2009.

SILVA, A. E. F.; MONTEZ, F. T. **Aterros Reforçados: Parâmetros de Projeto Relevantes da Geogrelha**. HUESKER LTDA. São Paulo. 2003.

SILVA, A. R. L. **Estabilidade de Aterros Sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos**. Universidade de Brasília. Brasília-DF. 1996.

SILVA, U. R. **Análise do Comportamento de Aterros Reforçados Sobre Solos Moles: Um Estudo de Caso da Rodovia BA-685, Santa Cruz Cabrália, BA**. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2008.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais e Fundações Profundas**. Oficina de Textos: Volume Completo. São Paulo. 2010.

VERTEMATTI, J. C. Aplicações em Reforço de Solos. **Manual Brasileiros de Geossintéticos**. Edgard Blücher. São Paulo. 2004.

VIDAL, D. M.; PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos na Engenharia Civil – Curso Básico**. IGS BRASIL. Recife. 2001.