

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA



Neli Alves Batista

Fundações Rasas Reforçadas com Geossintéticos

Trabalho de Graduação

Ano 2004

Infra-Estrutura

NELI ALVES BATISTA

FUNDAÇÕES RASAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS

Orientadora

Prof. Dra. Delma de Mattos Vidal (ITA)

Co-orientador

MSc. André Estevão Ferreira da Silva (HUESKER)

Divisão de Infra-Estrutura Aeronáutica

SÃO JOSÉ DOS CAMPOS

CENTRO TÉCNICO AEROESPACIAL

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA

2004

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Divisão Biblioteca Central do ITA/CTA

Batista, Neli Alves
Fundações Rasas Reforçadas com Geossintéticos / Neli Alves Batista,
São José dos Campos, 2004.
71f.

Trabalho de Graduação – Divisão de Infra-Estrutura Aeronáutica
Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2004. Orientadora: Prof. Dra. Delma de Mattos Vidal

1. Geossintéticos. 2. Fundações. 3. Dimensionamento
I. Centro Técnico Aeroespacial. Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Divisão de Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica. II. Fundações Rasas Reforçadas com Geossintéticos

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BATISTA, Neli Alves; **Fundações Rasas Reforçadas com Geossintéticos**.
2004. 71f. Trabalho de Conclusão de Curso. (Graduação) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Neli Alves Batista
TÍTULO DO TRABALHO Fundações Rasas Reforçadas com Geossintéticos
TIPO DO TRABALHO: Graduação / 2004.

É concedida ao Instituto Tecnológico de Aeronáutica permissão para reproduzir cópias deste trabalho de graduação e para emprestar ou vender cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de graduação pode ser reproduzida sem a autorização do autor.



Neli Alves Batista
Rua Benedito Ferreira Candelária,
114/12, Vila Paganini,
CEP 12.210-150
S.J.Campos - SP

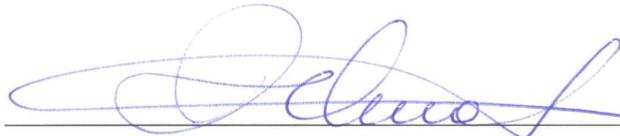
FUNDAÇÕES RASAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS

Essa publicação foi aceita como Relatório Final de Trabalho de Graduação



Neli Alves Batista

Autora



Prof. Dra. Delma de Mattos Vidal (ITA)

Orientadora



MSc. André Estevão Ferreira da Silva (HUESKER)

Co-orientador



Prof. Dr. Eliseu Lucena Neto

Coordenador do Curso Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica

São José dos Campos, 18 de novembro de 2004.

AGRADECIMENTOS

A Deus agradeço pela vida repleta de oportunidades, paz e alegrias.

Agradeço ao ITA pela oportunidade de crescimento oferecida ao longo dos últimos anos. Crescimento não apenas intelectual, mas também humano, no convívio com todos os demais alunos e professores.

Agradeço ao Flávio Montez, ao André Estevão, e a todos que a compõem a HUESKER, por terem me recebido de braços abertos e por acreditarem em meu potencial.

Um agradecimento especial a minha orientadora, a Prof. Dra. Delma de Mattos Vidal, pela dedicação, amizade e competência.

Aos meus pais, Dalva e Nelito, agradeço pelo estímulo, pelo exemplo, pela paciência e conforto. Sem vocês nada disso seria possível. Também ao meu irmão Nerinei agradeço pela amizade, e pelo simples fato de ser meu irmão.

Agradeço ao querido Roberto pela compreensão e carinho. Obrigada por me ajudar nesta caminhada, por sempre acreditar em mim e me apoiar.

Finalmente agradeço a toda minha família, pela intensa torcida, e a todos os amigos, por fazerem melhores os momentos mais difíceis.

RESUMO

O trabalho tem por objetivos alcançar o domínio da área de geossintéticos e reforço de fundações. Inicialmente foram abordados os diversos tipos de geossintéticos aplicados em reforço, terminologias, características físicas, suas propriedades mecânicas e durabilidade. Posteriormente foram tratados os métodos convencionais de dimensionamento de fundações.

Como existem na literatura diversos trabalhos publicados, mostrou-se interessante uma revisão bibliográfica. A partir desta foram estudados os diversos métodos de dimensionamento de fundações reforçadas encontrados, voltados para a determinação da capacidade de carga da fundação. Foi realizado um estudo sobre estas propostas, analisando os resultados obtidos por esses métodos.

Paralelamente a este trabalho foi desenvolvido um estudo sobre o software de Elementos Finitos Plaxis. Para domínio desta ferramenta foram analisados os conceitos do Método dos Elementos Finitos e o modelo de Mohr Coulomb, bem como os parâmetros envolvidos nas análises.

ABSTRACT

The purpose of this work is to explore the geosynthetics and foundation reinforcement fields. Initially, there have been studied different kinds of reinforcement geosynthetics, as well as its terminologies, physical characteristics, mechanical properties and durability. Afterwards, the conventional methods of foundation sizing were also analyzed.

There are a lot of published papers in literature, then a bibliographical revision had been made. Based on that, there have been studied different kinds of reinforcement foundation sizing, which were focused in determining the bearing capacity foundation. A study on those proposals had been made and the results of those were analyzed.

Together with this work, a study on finite element software “Plaxis” was made. In order do the best use of it, the concepts of Finit Element Methods and the Mohr Coulomb model were studied, as well as all the parameters involved in the analysis.

LISTA DE SÍMBOLOS

- B – largura da fundação
- B' – largura de atuação da carga após espraçamento
- c – coesão do solo argiloso
- c_a – coesão do solo granular
- d – distância entre a base da fundação e a primeira camada de reforço
- D – embutimento da sapata no solo
- d_c, d_q, d_γ – fatores de profundidade
- FS – fatores parciais de segurança
- h – espaçamento entre camadas de reforço
- H – espessura da camada de solo
- i_c, i_q, i_γ – fatores de inclinação
- J – rigidez do reforço a 5% de deformação
- k_A – coeficiente de empuxo ativo do solo
- k_P – coeficiente de empuxo passivo do solo
- k₀ – coeficiente de empuxo em repouso do solo
- L – comprimento da fundação
- N – número de camadas do reforço
- N_c, N_q, N_γ – fatores de capacidade de carga
- p – carga aplicada na superfície
- P_p – força passiva
- P_u – capacidade de carga
- q – carga atuando na fundação
- q_A – carga admissível no solo
- q_R – capacidade de carga do solo reforçado
- q_{ult} – capacidade de carga última do solo
- R_y – resistência à ruptura ou escoamento do reforço
- s_c, s_q, s_γ – fatores de forma
- s_u – resistência ao cisalhamento não drenado
- T – tensão no geossintético
- T_f – resistência ao arrancamento da camada de reforço
- u – distância entre a base da fundação e a primeira camada de reforço

z – profundidade da camada de reforço em relação à fundação

β – ângulo de espraio de tensões

δ – ângulo de inclinação da força passiva

ϕ – ângulo de atrito interno do solo

γ – peso específico do solo

ν – coeficiente de Poisson

σ – tensão

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Histórico.....	1
1.2. Motivação	2
1.3. Objetivos.....	2
2. GEOSSINTÉTICOS APLICADOS EM REFORÇO.....	4
2.1. Introdução	4
2.2. Produtos	4
2.2.1. <i>Geotêxteis</i>	4
2.2.2. <i>Geogrelhas</i>	5
2.3. Resistência à tração	6
2.3.1. <i>Ensaio não-confinado</i>	6
2.3.2. <i>Ensaio confinado</i>	7
2.4. Características de interface	8
2.4.1. <i>Ensaio de cisalhamento direto</i>	8
2.4.2. <i>Ensaio de arrancamento</i>	9
2.5. Fatores de redução.....	9
2.6. Degradação pelo meio ambiente (MA)	11
2.6.1. <i>Introdução</i>	11
2.6.2. <i>Materiais Poliméricos</i>	11
2.6.3. <i>Fatores de redução devido ao meio ambiente (MA)</i>	13
2.7. Fluência (FL).....	14
2.8. Danos de instalação (DI).....	15
2.9. Emendas (EM)	15
2.10. Sinergia entre fatores	15
2.10.1. <i>Introdução</i>	15
2.10.2. <i>Danos de instalação (DI)</i>	16
2.10.3. <i>Fatores de redução para Danos de Instalação.</i>	18
2.10.4. <i>Fluência (FL)</i>	19
2.10.5. <i>Análise da sinergia entre DI e FL</i>	20
3. DIMENSIONAMENTO CONVENCIONAL	22
3.1. Introdução	22

3.2.	Solos homogêneos.....	22
3.2.1.	<i>Introdução</i>	22
3.2.2.	<i>Equações de Terzaghi (1943)</i>	23
3.2.3.	<i>Equações de Meyerhof (1951, 1963)</i>	23
3.2.4.	<i>Equações de Hansen (1970)</i>	25
3.3.	Solos estratificados.....	27
3.3.1.	<i>Introdução</i>	27
3.3.2.	<i>Modelos de dissipação de carga</i>	28
3.3.3.	<i>Modelos de cisalhamento</i>	29
4.	DIMENSIONAMENTO COM REFORÇO	32
4.1.	<i>Introdução</i>	32
4.2.	Estudo de modelos e simulações numéricas.....	32
4.3.	Métodos de dimensionamento.....	35
4.3.1.	<i>Método de Binquet e Lee (1975b)</i>	35
4.3.2.	<i>Método de Dixit e Mandal (1993)</i>	38
4.3.3.	<i>Método de Das et al. (1996a)</i>	41
4.3.4.	<i>Método de Wayne et al (1998)</i>	43
4.3.5.	<i>“Recomendações para Reforço com Geossintéticos - EBGEO”</i>	45
5.	ANÁLISE COMPARATIVA	49
5.1.	<i>Introdução</i>	49
5.2.	Análise numérica (Fabrin, 1999).....	49
5.3.	Análise econômica	54
5.4.	Análise de comportamento	58
6.	CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS	65
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Ensaio de tração unidirecional confinado.	7
Figura 2.2 Ensaio de tração confinado ideal para solos finos.	8
Figura 2.3 Ensaio de tração confinado ideal para solos granulares grossos.	8
Figura 2.4 Ensaio de cisalhamento direto.	8
Figura 2.5 Ensaio de arrancamento.	9
Figura 2.6 Estrutura dos polímeros (Hachich et al. 1998).	12
Figura 2.7 Curvas médias força-extensão determinadas após ensaios de tração - GTX.	18
Figura 2.8 Curvas médias força-extensão determinadas após ensaios de tração - GGR.	18
Figura 2.9 Curvas de ruptura em fluência - GTX.	19
Figura 2.10 Curvas de ruptura em fluência - GGR.	20
Figura 3.1 Definição dos parâmetros de Hansen (Bowles 1984).	27
Figura 3.2 Sapata sobre solo em camadas.	28
Figura 3.3 Mecanismo de espalhamento de carga.	28
Figura 3.4 Modelo de cisalhamento por cisalhamento (Meyerhof, 1974).	30
Figura 4.1 Plano de ruptura adotado (Binquet e Lee, 1975b).	35
Figura 4.2 Ábaco para a determinação de J, I e M (Binquet e Lee., 1975b).	36
Figura 4.3 Posicionamento de τ_{max} (Binquet e Lee., 1975b).	37
Figura 4.4 Definição do problema (Dixit e Mandal., 1993).	39
Figura 4.5 Parâmetros geométricos do problema (Das et al., 1996a).	41
Figura 4.6 Ábaco para a obtenção de α_u (Das et al., 1996a).	42
Figura 4.7 Influência da espessura da camada granular no BCR (Fabrin. 1999).	44
Figura 4.8 Influência do embutimento da fundação no solo no BCR (Fabrin 1999).	44
Figura 4.9 Configuração dos reforços de fundações com geossintéticos (EBGEO).	45
Figura 4.10 Seção esquemática dos esforços e geometria do método (EBGEO).	47
Figura 5.1 Influência da rigidez do solo no conjunto solo reforço (Fabrin 1999).	50
Figura 5.2 Variação da tensão no reforço com a rigidez do solo (Fabrin. 1999).	50
Figura 5.3 Influência da rigidez do reforço na capacidade de carga de solo (Fabrin 1999).	51
Figura 5.4 Modelo usado no Plaxis para a análise sem reforço.	59
Figura 5.5 Malha de Elementos Finitos deformada após carregamento.	60
Figura 5.6 Pontos de plastificação para um carregamento de 33,3kPa.	60
Figura 5.7 Modelo usado no Plaxis para a análise com reforço.	61
Figura 5.8 Malha deformada após carregamento.	62

Figura 5.9 Pontos de plastificação para um carregamento de 46kPa.	63
Figura 5.10 Distribuição de deformações no modelo sem reforço.	64
Figura 5.11 Distribuição de deformações no modelo reforçado.	64

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 Características do corpo de prova para o ensaio de resistência à tração não-confinado (Vidal 2002).	6
Tabela 2.2 Propriedades de degradação dos principais polímeros (Hachich et al. 1998).	13
Tabela 2.3 Resultados dos ensaios de tração das amostras intactas e danificadas - GTX.	17
Tabela 2.4 Resultados dos ensaios de tração das amostras intactas e danificadas - GGR.	17
Tabela 2.5 Fatores de redução após DI (via ensaios de tração).	19
Tabela 2.6 Fatores de redução, abordagem tradicional e proposta.	21
Tabela 3.1 Valores a serem adotados para os parâmetros s_c e s_{\square} .	23
Tabela 3.2 Equações para cálculo dos parâmetros a serem usados no método de Meyerhof (1951, 1963).	24
Tabela 3.3 Equações para cálculo dos parâmetros a serem usados nas equações de Hansen (1970).	26
Tabela 5.1 Valores de tensão obtidos no reforço por Binquet e Lee (Fabrín 1999).	52
Tabela 5.2 Valores de capacidade de carga (Fabrín 1999).	53
Tabela 5.3 Valores de capacidade de carga do solo estratificado (Fabrín 1999).	54
Tabela 5.4 Características do solo de base para análise econômica (argila).	55
Tabela 5.5 Características do solo de aterro para análise econômica.	55
Tabela 5.6 Valores de custo pela proposta convencional – argila A.	55
Tabela 5.7 Valores de custo pela proposta convencional – argila B.	55
Tabela 5.8 Valores de custo para as geogrelhas usadas na análise econômica.	56
Tabela 5.9 Valores da espessura de solo granular pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila A.	56
Tabela 5.10 Valores da espessura de solo granular pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila B.	56
Tabela 5.11 Valores de custo pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila A.	57
Tabela 5.12 Valores de custo pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila B.	57
Tabela 5.13 Valores da espessura de solo granular pela proposta da EBGeo – argila A.	57
Tabela 5.14 Valores da espessura de solo granular pela proposta da EBGeo – argila B.	57
Tabela 5.15 Valores de custo pela proposta da EBGeo – argila A.	58
Tabela 5.16 Valores de custo pela proposta da EBGeo – argila B.	58

1. INTRODUÇÃO

1.1. Histórico

As fundações são estruturas com a função de suportar a carga que recebem das superestruturas transferindo para seu apoio natural uma parcela de carga que seja por este sustentável. Atualmente, a escassez de terrenos para construção e a necessidade de proteger o meio ambiente implicam em uma maior utilização de áreas problemáticas para fins de construção. Deste modo, surge em locais onde os solos não possuam boa capacidade de suporte a necessidade de realizar estruturas de fundações.

Um projeto de fundações deve considerar todas as variáveis envolvidas no problema e a partir delas determinar o tipo de elemento a transmitir as cargas da superestrutura para o solo. De acordo com esse tipo de elemento teremos as seguintes denominações: fundações rasas, profundas ou intermediárias.

As fundações rasas ou diretas são assim denominadas por se apoiarem sobre o solo a uma pequena profundidade em relação ao solo circundante. De acordo com essa definição, uma fundação direta para um prédio com dois subsolos será considerada rasa, mesmo se apoiando a 7 m abaixo do nível da rua. Podem ser dos seguintes tipos: sapatas (isoladas, contínuas ou associadas), blocos de fundação e radier.

As fundações profundas são aquelas constituídas de modo a transmitirem as cargas das colunas para substratos mais profundos, não atingíveis através de escavações a pequenas profundidades. São usuais em estruturas sobre subsolos muito compressíveis a grandes profundidades ou sobre a água. Podem ser estacas (de concreto, aço ou madeira) ou tubulões. Já as fundações mistas consistem de uma combinação dos tipos rasa e profunda.

As fundações profundas além de onerosas apresentam uma série de inconvenientes do ponto de vista construtivo, como maior tempo de execução e equipamentos mais sofisticados. Requerem maiores profundidades de escavação, o que dependendo do método usado aumenta o risco para os trabalhadores na obra.

Por todas as considerações acima, percebeu-se a importância de uma solução alternativa em que, elevando a capacidade de suporte do solo, fosse possível reduzir a estrutura da fundação. O desenvolvimento de materiais poliméricos neste século veio sanar estas dificuldades.

A inclusão de geossintéticos como reforço pode viabilizar a utilização de fundações rasas para cargas antes consideradas elevadas para um determinado solo, proporcionando assim, uma solução simples e econômica.

Geossintéticos são uma família de materiais sintéticos empregados em engenharia. Devido a sua versatilidade e ao crescente número de novos produtos, sua inserção em obras geotécnicas cresceu enormemente. Muitos estudos são atualmente desenvolvidos nesta área.

1.2. Motivação

Os geossintéticos oferecem soluções econômicas e tecnicamente avançadas em obras de terra e fundações. O uso de geossintéticos significa menor volume de transporte e melhor relação custo benefício. Isto ocorre por ser uma alternativa viável frente a soluções como substituição de camadas de solo mole ou espessas camadas de aterro. No caso de fundações rasas, ele trabalha melhorando o suporte do solo.

Entretanto, o problema envolve uma gama de variáveis, como a resistência do geossintético, o número de camadas a ser usado, seu posicionamento, recalques admissíveis, características do solo, comprimento de ancoragem, entre outras. Surge assim a dificuldade do problema, aliada à falta de experiência na área.

Não há um método de dimensionamento consagrado para aplicação de reforços em fundações. Por ser um assunto promissor e por não ser um tema totalmente dominado, faz-se necessário o aprofundamento teórico no assunto.

Além disso, o apoio ao desenvolvimento por uma empresa como a HUESKER, evidenciando o interesse prático, consolidou a motivação para o desenvolvimento do trabalho.

1.3. Objetivos

Esse trabalho tem por objetivo estudar os geossintéticos como elementos de reforço do solo associados a fundações rasas. Ao longo do trabalho visa-se alcançar o domínio da área de geossintéticos e do reforço de fundações.

Inicialmente serão abordados os diversos tipos de geossintéticos aplicados em reforço, terminologias, características físicas, suas propriedades mecânicas e durabilidade. No capítulo seguinte serão tratados os métodos convencionais de dimensionamento de fundações.

Como existem na literatura diversos trabalhos publicados, será feita uma revisão bibliográfica. Serão analisados os diversos métodos de dimensionamento de fundações reforçadas já existentes, voltados para a determinação da capacidade de carga da fundação.

Finalmente será realizado um estudo sobre estas propostas, analisando os resultados obtidos por esses métodos.

2. GEOSINTÉTICOS APLICADOS EM REFORÇO

2.1. Introdução

Geossintéticos são produtos industrializados poliméricos (sintéticos ou naturais), cujas propriedades contribuem para melhoria de obras geotécnicas, nas quais eles desempenham principalmente funções de: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, controle de fluxo (impermeabilização) e controle de erosão superficial – estando essa definição em concordância com a norma NBR 12553.

A grande versatilidade destes produtos, com propriedades específicas como, por exemplo, elevada rigidez, vem permitindo resolver problemas complexos, seja pelos altos custos de uma proposta convencional ou pela amplitude das solicitações ou das restrições impostas. Assim, sua presença tem se tornado indispensável em muitas obras geotécnicas da atualidade. Além disso, sua instalação é, na maioria das vezes, rápida e simples.

Os principais tipos de geossintéticos são: geotêxteis, geogrelhas, geomembranas, geocompostos, geocélulas, entre outros. Apesar das inúmeras aplicações dos diferentes tipos de geossintéticos, este trabalho se concentrará nos produtos voltados para o reforço, que são os geotêxteis e as geogrelhas.

Os geossintéticos usados em reforço estão sujeitos a solicitações mecânicas, seja na fase de instalação e construção, seja durante a vida útil da obra. Nessa função, a principal propriedade característica requerida é a resistência à tração. A resistência ao arrancamento e a resistência ao cisalhamento direto são as propriedades do sistema solo-reforço. O comportamento de longo prazo é estimado a partir do ensaio em fluência, danos de instalação e ataques químicos.

Os próximos itens apresentam uma visão geral sobre o assunto. Serão abordados os produtos, as propriedades mecânicas e principais fontes de degradação.

2.2. Produtos

2.2.1. Geotêxteis

Geotêxteis são produtos têxteis flexíveis, porosos e permeáveis. Eles podem ser utilizados nas mais diversas áreas, com as principais funções de filtração, proteção, reforço e separação.

As fibras dos geotêxteis são produzidas pela fusão dos polímeros e posterior extrusão,

conferindo-lhes a forma alongada característica. Os geotêxteis sintéticos são produzidos em geral com poliéster (PET) ou polipropileno (PP) (Vidal 2002).

Os geotêxteis classificam-se em tecidos e não-tecidos, em função do arranjo estrutural de suas fibras:

- Geotêxtil não-tecido [GTN]: Material composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos. De acordo com esses processos são classificados em: agulhados, termoligados ou resinados. Os geotêxteis agulhados têm as fibras interligadas mecanicamente por meio de agulhas dentadas. Os termoligados, por fusão parcial das fibras obtidas por aquecimento. Já os resinados tem as fibras unidas por produtos químicos.
- Geotêxtil tecido [GTW]: Material oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes, segundo direções preferenciais denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal). Os geotêxteis tricotados têm suas fibras interligadas por tricotamento dos fios e são utilizados basicamente para reforço.

Os geotêxteis podem ser reforçados através da introdução de elementos como costuras, fios de aço, fios sintéticos, entre outros, com a finalidade de melhorar suas propriedades mecânicas.

2.2.2. Geogrelhas

Geogrelhas são estruturas planas em forma de grelha, com a existência de grandes aberturas que promovem o entrelaçamento do solo. Foram desenvolvidas exclusivamente para reforço.

Em função do processo de fabricação as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas:

- Geogrelha extrudada [GGE]: Obtida através de processo de extrusão e posterior estiramento, podendo ser unidirecionais bidirecionais.
- Geogrelha soldada [GGB]: Composta por elementos de tração longitudinais e transversais produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, recobertos por um revestimento protetor e soldados nas juntas. Atualmente temos também geogrelhas soldadas a laser, com elementos extrudados.
- Geogrelha tecida [GGW]: Composta por elementos de tração longitudinais e transversais produzidos geralmente a partir de feixes de filamentos têxteis sintéticos, tricotados ou intertecidos nas juntas e recobertos por um revestimento.

Os polímeros geralmente empregados na produção de geogrelhas são o polipropileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP). Caracterizam-se pela baixa deformabilidade e elevada resistência à tração, sendo unidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração apenas em uma direção, e bidirecionais quando apresentam elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais).

Mais recentemente, filamentos de polímeros com características especiais como a poliaramida e o PVA, por exemplo, vem sendo usados em geogrelhas tecidas aplicadas em obras especiais.

2.3. Resistência à tração

2.3.1. Ensaio não-confinado

A resistência à tração unidirecional não confinada é determinada para geotêxteis e correlatos em ensaios normalizados que consistem em tracionar um corpo de prova do geossintético medindo as relações tensão-deformação até a ruptura do mesmo. Dependendo da norma, teremos variações nas dimensões do corpo de prova, como mostra a Tabela 2.1. No caso de geogrelhas devem-se ter dimensões com no mínimo cinco elementos de grelha em sua largura (Vidal 2002).

Tabela 2.1 Características do corpo de prova para o ensaio de resistência à tração não-confinado (Vidal 2002).

Norma	Largura (cm)	Comprimento na direção da carga (cm)	Velocidade do ensaio (mm/s)
ISO/EM	20	10	20
ABNT	20	10	20
ASTM	20	10	10
AFNOR	50	10	10

Os dados obtidos são plotados em gráficos de tensão-deformação, de onde é possível extrair as informações:

- Módulo de deformação tangente inicial – obtido traçando-se uma reta passando pela origem e tangenciando a curva;
- Módulo tangente deslocado ou máximo – máximo valor de módulo obtido pela tangente às curvas;
- Módulo de rigidez secante (para uma deformação específica como, por exemplo, 5%) – obtido traçando-se uma reta passando pela origem e interceptando a curva na

deformação desejada;

- Resistência máxima (na ruptura);

Os ensaios mais antigos em faixa estreita (5cm de largura), especificados para geotêxteis, são utilizados atualmente apenas em controle de qualidade ou estudos de durabilidade. O ensaio do tipo GRAB-TEST (normalizado para geotêxteis pela ASTM) ainda é bastante utilizado em alguns países por permitir utilizar equipamentos de ensaio convencionais, com garras de duas polegadas.

É importante notar que fatores como a temperatura e a velocidade de ensaio também afetam o comportamento dos geossintéticos em tração, devendo ser considerados na análise dos resultados dos ensaios. Estes efeitos estão intimamente ligados à temperatura de transição vítrea e à cristalinidade dos polímeros componentes (Vidal 2002).

2.3.2. Ensaio confinado

Os ensaios de resistência à tração confinada, apesar de não normalizados, são desenvolvidos principalmente em pesquisa. Sua importância reside no fato de que alguns geossintéticos possuem suas propriedades alteradas quando sob confinamento, e essa é normalmente a condição encontrada em campo. Os geotêxteis não tecidos são os principais afetados.

Neste tipo de ensaio, o geossintético é posicionado entre uma fina camada de solo submetida a uma tensão confinante, e posteriormente tracionada (Figura 2.1). Uma crítica que existe com relação ao procedimento do ensaio é a interferência das condições de superfície. Se as partículas não acompanharem livremente a deformação do geossintético, a resistência à tração, medida em função da deformação, será afetada pelo atrito entre partículas.

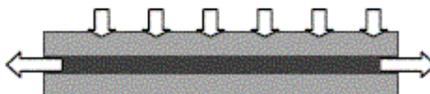


Figura 2.1 Ensaio de tração unidirecional confinado.

Para garantir que não ocorram interferências pelo atrito na interface, o ensaio deveria seguir o esquema representado nas Figuras 2.2 e 2.3. Assim, para solos finos (argilas, siltes,...), teríamos entre o geossintético e o solo, uma membrana totalmente lisa (listrada na Figura 2.2).

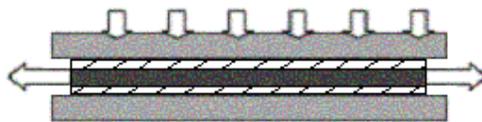


Figura 2.2 Ensaio de tração confinado ideal para solos finos.

Para solos granulares mais grossos, o ideal seria seguir o esquema indicado na Figura 2.3. Entre a membrana lisa e o geossintético, teríamos grãos do solo, para simular efeitos como a possível penetração dos grãos no reforço.

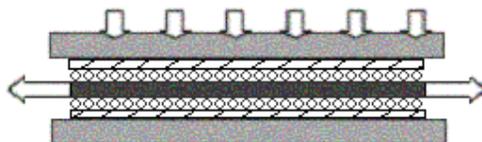


Figura 2.3 Ensaio de tração confinado ideal para solos granulares grossos.

2.4. Características de interface

2.4.1. Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto para geossintéticos, de forma semelhante ao realizado convencionalmente, consiste em aplicar-se uma força no sentido de cisalhar o corpo de prova na interface solo-geossintético (Figura 2.4). O ensaio é realizado para diferentes níveis de tensão confinante, e são plotados gráficos das tensões x leituras de deslocamento. Pelos gráficos obtidos do ensaio obtêm-se os valores do ângulo de atrito e da adesão. Gomes (1993,1993a) apresenta resultados de atrito de interface entre geotêxteis e diversos solos tomados como padrão.

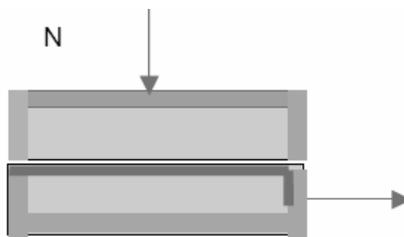


Figura 2.4 Ensaio de cisalhamento direto.

2.4.2. Ensaio de arrancamento

Como os geotêxteis são produtos contínuos, eles têm a resistência ao arrancamento função apenas da superfície de contato, podendo esse valor ser estimado a partir de ensaios de cisalhamento direto. Já para as geogrelhas, vem sendo usado o ensaio de arrancamento descrito a seguir, pois sua resistência ao arrancamento é função das condições de atrito das superfícies de contato e do cisalhamento do solo atrás dos nós (empuxo passivo).

O ensaio consiste na determinação da força necessária para a extração de um determinado comprimento do geossintético sob confinamento, obtendo-se a resistência ao arrancamento (Figura 2.5). Geralmente os resultados são expressos em termos de coeficientes de atrito obtidos a partir da análise dos valores de resistência observados para ensaios a diversos comprimentos e tensões confinantes.

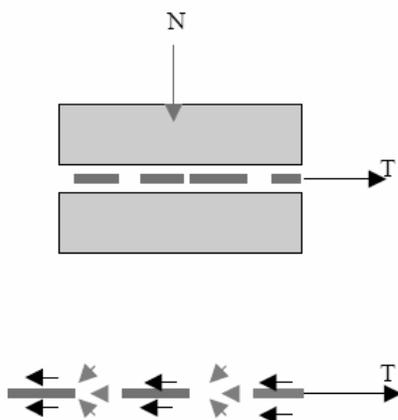


Figura 2.5 Ensaio de arrancamento.

2.5. Fatores de redução

Uma das principais questões relativas à utilização de geossintéticos em engenharia é a durabilidade. Os principais agentes responsáveis pela redução de resistência dos geossintéticos são: danos sofridos por efeito da construção e instalação em obra (DI), fluência (FL), degradação pelo meio ambiente (MA) e emendas (EM).

Ao longo dos anos, os estudos realizados sobre o assunto estabeleceram condições de estimar as propriedades destes produtos quando submetidos aos agentes de degradação. Trata-se do uso dos Fatores de Redução.

Os Fatores de Redução indicam a relação entre as propriedades características e as propriedades funcionais do geossintético nas condições específicas de projeto. As propriedades características são aquelas determinadas a partir dos ensaios rápidos estabelecidos em norma, e revelam as condições inerentes aos produtos, independentemente das condições de utilização.

As propriedades funcionais são aquelas que advêm dos ensaios de comportamento, nos quais são consideradas as solicitações impostas pela obra: condições de instalação; modo, tempo e intensidade das solicitações; condições ambientes e interação com o meio.

Assim, seguindo-se a prática corrente, teríamos, por exemplo para danos de instalação, a equação 2.1:

$$FR_{DI} = \frac{T_0}{T_{DA}} \quad (2.1)$$

Em que FR_{DI} é o fator de redução para DI, T_0 é a resistência à tração das amostras intactas e T_{DA} é a resistência à tração das amostras danificadas.

Para um geossintético trabalhando como reforço, teríamos na determinação da tração requerida a equação 2.2:

$$T_{funcional} = \frac{T_{característico}}{FR_{DI} \cdot FR_{FL} \cdot FR_{MA} \cdot FR_{EM} \cdot FS_p} \quad (2.2)$$

Em que $T_{funcional}$ é a resistência à tração funcional, $T_{característica}$ é a resistência à tração do produto determinada em ensaio rápido, FS_p o fator de segurança para variações no projeto e fabricação, extrapolação de dados e sinergia entre fatores, FR_{DI} é o fator de redução para danos de instalação, FR_{FL} é o fator de redução para fluência, FR_{MA} é o fator de redução devido ao meio ambiente e FR_{EM} é o fator de redução por emendas.

Os principais danos associados às solicitações mecânicas na fase de instalação seriam estudados a partir de ensaios de simulação de danos de instalação. O fator de redução por fluência, relativo a alterações nas propriedades durante a vida útil da obra, é estudado a partir de ensaios de comportamento em fluência.

Assim, a determinação dos fatores de redução deve, sempre que possível, trabalhar com valores obtidos em ensaios realizados com os produtos selecionados, ou basear-se em fatores de redução estabelecidos por laboratórios idôneos. Tema bastante discutido na

bibliografia especializada encontra-se detalhado em Koerner, R. (1998) e Vidal *et al.* (1999).

A seguir serão abordados os principais fatores de degradação do reforço e os ensaios funcionais para determinação dos fatores de redução.

2.6. Degradação pelo meio ambiente (MA)

2.6.1. Introdução

O meio ambiente pode degradar os geossintéticos durante sua vida útil. Como fatores intervenientes no processo de degradação podemos citar: o pH do meio, a presença de íons metálicos, de matéria orgânica, a pressão parcial de oxigênio, o teor de umidade e a temperatura do meio. Para entender um pouco mais sobre esse processo é preciso conhecer os materiais que constituem os geossintéticos.

2.6.2. Materiais Poliméricos

Segundo o livro *Fundações: Teoria e Prática* (Hachich *et al.* 1998), a grande maioria dos geossintéticos é produzida a partir de compostos de elevado peso molecular, denominados polímeros, obtidos pela combinação (por reações químicas) de moléculas de baixo peso molecular, denominadas monômeros. Os polímeros mais comuns utilizados na fabricação de geossintéticos são o propileno (PP), o polietileno (PE) e o poliéster (PET).

A Figura 2.6 mostra as estruturas dos monômeros que dão origem a esses polímeros. Nestas Figuras, “n” é chamado “grau de polimerização” e indica o número de vezes que o monômero se repete no polímero. O peso molecular do polímero, que muito influencia seu comportamento, corresponde ao produto do peso molecular do monômero pelo grau de polimerização.

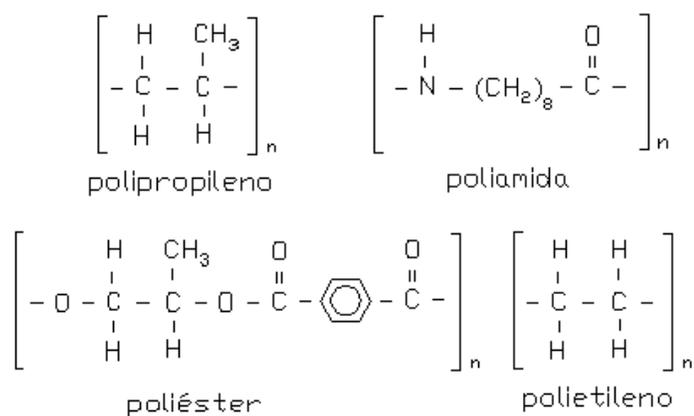


Figura 2.6 Estrutura dos polímeros (Hachich et al. 1998).

Conforme Hachich *et al.* (1998), outro aspecto importante dos polímeros relaciona-se ao seu grau de cristalinidade. As porções dos polímeros que se alinham em pequenas regiões são denominadas “cristalinas”, enquanto as regiões não alinhadas denominam-se “amorfas”. Os polímeros usados em geossintéticos possuem sempre parte de sua estrutura amorfa e parte cristalina e, por isso, são denominados de “semicristalinos”.

Existem basicamente dois mecanismos fundamentais de polimerização que determinam, entre outros fatores, o peso molecular do polímero:

- Polimerização por condensação (“step reaction”), em que as moléculas são unidas com eliminação simultânea de água, álcool ou outras substâncias simples (daí o termo “condensação”). O poliéster (politereftalato de etileno - PET) enquadra-se nesta categoria, sendo obtido a partir da esterificação entre etileno glicol e ácido tereftálico (PTA) ou dimetil tereftalato (DMT). Os polímeros formados por condensação possuem geralmente estruturas ligadas a átomos de nitrogênio ou oxigênio.
- Polimerização por adição (“chain reaction”), em que a cadeia polimérica forma-se pela adição de monômero às extremidades. As poliolefinas (propileno PP e polietileno PEAD) pertencem a essa categoria. A estrutura do polímero resultante possui exclusivamente átomos de carbono e hidrogênio.

O tipo de polímero acaba sendo responsável por diversas características de comportamento dos geossintéticos, principalmente aquelas de longo prazo. Dentre as propriedades que podem ser influenciadas pelo tipo de polímero destacam-se a resistência do geossintético à degradação por ação dos raios ultravioletas (ação do sol), resistência à temperatura, à hidrólise, à degradação química, bem como comportamentos mecânicos (por

exemplo, fluência).

É importante tomar os devidos cuidados com raios ultravioleta na estocagem e quando o produto ficar exposto em obra. Tais efeitos podem ser verificados através do *xenon-arc test* (ASTM D4355, 1992) que apresenta uma boa aproximação com valores medidos em campo (Baker 1997). Também no processo de hidrólise, que causa a perda de resistência por enfraquecimento das fibras (Salman *et al.* 1997).

Além destes, temos o processo de oxidação, que pode provocar a corrosão das fibras levando a ruptura (Langenhove 1990). A temperatura e a presença de certos íons metálicos (sendo o mais comum Fe^{+++}) são agentes catalisadores do processo de degradação (Vidal *et al.* 1999).

Basicamente, o PP e o PE são mais susceptíveis a oxidação e podem apresentar fluência maior, mas são mais resistentes ao ataque químico em ambientes agressivos devido aos elevados pesos moleculares e às ligações C-C presentes nas cadeias poliméricas. O PET, por outro lado, pode sofrer a ação de hidrólise em meio alcalino.

A Tabela 2.2 apresenta um resumo do comportamento de longo prazo dos geossintéticos em função do polímero utilizado.

Tabela 2.2 Propriedades de degradação dos principais polímeros (Hachich et al. 1998).

Propriedades	Polímero			
	PET	PP	PEAD	PA
Foto-degradação	3	3* a 1**	3* a 1**	2
Termo oxidação	3	1	1	2
Hidrólise	1	2	2	1
Degradação biológica	3	3	3	3
Degradação química a álcalis	1	2 a 3	3	2
Degradação química a ácidos	2	3	3	1
Fluência	3	2	2	2

* com tratamento (por exemplo, negro de fumo); ** sem tratamento

Legenda: (1) baixa resistência (2) média e (3) elevada

2.6.3. Fatores de redução devido ao meio ambiente (MA)

O Guia de Durabilidade de Geotêxteis e Produtos Correlatos, ISO/EN 13434 (1998), apresenta como condições normais de serviço: tempo de utilização menor que 25 anos, pH entre 4 e 9, temperatura do solo menor que 25°C, e solo natural sem contaminantes. Para condições de serviço diferentes destas, deverão ser utilizados os fatores de redução adequados.

A influência do meio ambiente e a determinação de fatores de redução são verificadas

em laboratório através de processos de degradação acelerados, por exemplo, pela imposição de altas temperaturas. A temperatura induz variações volumétricas que ao longo do tempo podem levar à fadiga das fibras, acelerando processos de degradação química e biológica.

2.7. Fluência (FL)

Os materiais poliméricos são sujeitos à fluência, devendo-se considerar este efeito sobre os valores de resistência à tração observados em ensaios de caracterização (rápidos). O nível de fluência que um material apresenta está diretamente ligado à porcentagem de carga máxima a que ele está submetido e à temperatura em que ele se encontra (Bush 1990, Greenwood 1990, Rochholz e Kirschner 1990).

Como citado em Vidal *et al.* (1999), o efeito da temperatura é relativamente pequeno para variações abaixo da temperatura de transição vítrea do polímero (cerca de: +75°C para o poliéster, -15°C para o polipropileno e -100°C para polietilenos de alta densidade), mas acentua-se em materiais trabalhando acima de sua temperatura de transição vítrea. Por exemplo, entre 0 e 30 °C, as propriedades mecânicas do PET pouco variam, sendo que o PP e o PE apresentam resistência decrescente com a temperatura.

O ensaio de fluência possui norma internacional (ISO 13431 1998), e sua determinação segue um consenso bem definido, permitindo estabelecer o fator mais indicado para cada situação específica. O ensaio normalizado na ISO para geotêxteis e correlatos submetidos à tração propõe métodos para determinação do comportamento em deformação e da ruptura por fluência, em tração não confinada.

Como o comportamento em fluência é função do tempo de aplicação da carga, do nível de carga e da temperatura, alguns grupos propõem que os valores característicos para a resistência à tração sejam obtidos diretamente deste ensaio, eliminando-se o fator de redução por fluência, que já estaria incorporado.

Para a análise do comportamento em deformação, a norma propõe aplicar 4 níveis de carga (um para cada corpo-de-prova) selecionados entre 5 e 60% da resistência máxima estabelecida em ensaio índice (ISO 10319 1993; NBR 12824 1993), medindo as deformações ao longo de 1000 h.

Na análise da ruptura por fluência a norma propõe aplicar 4 níveis de carga (utilizando-se 3 corpos-de-prova para cada nível) selecionados entre 50 e 90% da resistência máxima em ensaio índice, medindo o tempo necessário até a ruptura.

2.8. Danos de instalação (DI)

Durante o processo de instalação o geossintético pode vir a sofrer danos provocados pela compactação, tráfego de veículos, lançamento de agregados pontiagudos, rasgos, etc. Esses danos sofridos no processo de instalação podem reduzir as propriedades mecânicas do produto.

De forma geral o fator de redução por danos de instalação é função do tipo de material com o qual o geossintético encontra-se em contato, do tipo de obra e do processo de instalação adotado. Assim, devido a grande variabilidade dos parâmetros envolvidos, torna-se de determinação polêmica.

Por vários anos, a simulação em laboratório dos danos possíveis durante a instalação teve diferentes propostas de ensaio. Depois de submetido aos danos, leva-se o geossintético ao ensaio para determinação da propriedade que se quer avaliar, obtendo-se o índice de dano.

Este fator pode ser obtido para as condições da obra em questão, desde que a realização de ensaios especiais se mostre economicamente interessante. O profissional poderá também se valer de estudos realizados para solicitações mais próximas das suas, desde que suficientemente documentados para permitir uma correta avaliação (Vidal *et al.* 1999).

Koerner e Koerner (1990) realizaram estudos sobre danos de instalação. Uma série de tabelas apresentando uma análise mais detalhada dos diversos efeitos dos danos de instalação é apresentada por Azambuja (1994).

2.9. Emendas (EM)

As emendas em geossintéticos geram uma região menos resistente. As emendas são executadas basicamente por quatro processos: solda ou colagem, costura, travamento simples e superposição de camadas.

Os fatores de redução são obtidos através de ensaios de tração em emenda, tendo-se as normas NBR 13134 (1993) e ISO 10321 (1993), para ensaios em geotêxteis e correlatos.

2.10. Sinergia entre fatores

2.10.1. Introdução

Alguns trabalhos têm tratado da sinergia entre diferentes efeitos de agentes de degradação.

Isto significa dizer que o efeito conjunto de diferentes agentes atuando sobre um mesmo material é inferior a sobreposição dos efeitos causados por cada um dos agentes atuando individualmente.

O trabalho de Billing *et al.* (1990), compara resultados de ensaio de fluência em amostras danificadas na instalação, com ensaios em amostras íntegras, observando-se que, para os materiais de polipropileno analisados, praticamente não há sinergia entre os efeitos de fluência e danos de instalação. Viezee *et al.* (1990) chegaram à conclusão semelhante analisando amostras de estruturas de poliéster.

Em contrapartida, Lopes e Lopes (2004) chegaram a resultados distintos dos estudos acima citados. Esta divergência de resultados revela a necessidade de mais estudos sobre o tema. As etapas realizadas no estudo de Lopes e Lopes (2004) estão descritas nos próximos itens, subdividido em: danos de instalação, fatores de redução, fluência e sinergia.

2.10.2. Danos de instalação (DI)

Lopes e Lopes (2004), em seu estudo sobre sinergia, utilizaram nos ensaios um geotêxtil tecido (GTX) em polipropileno e uma geogrelha tecida (GGR) em poliéster, cada qual com resistência à tração nominais idênticos em ambas as direções, de 65kN/m e 55kN/m para o GTX e a GGR, respectivamente, conforme indicação dos fabricantes. Como apresentam função de reforço, optou-se por apresentar os resultados apenas na direção de fabricação.

Induziram-se os efeitos DI em laboratório, segundo a ISO/TR 10722-1, sendo possível encontrar uma descrição pormenorizada do equipamento usado em Lopes e Lopes (2003). Como seria importante ter amostras danificadas sob condições reais para posterior comparação, construíram aterros nos quais instalaram geossintéticos. Maiores detalhes em Lopes e Lopes (2001).

O agregado usado para contato com o geossintético em laboratório foi um material granular sintético. Já para o ensaio em campo, foram usados um material com partículas de dimensão média 15 mm (Material 1), e um solo residual granítico com partículas de dimensão média 0,35 mm (Material 2). Esses materiais estão descritos de forma mais detalhada em Lopes e Lopes (2001).

Para caracterizar o efeito da DI de geossintéticos no comportamento mecânico em curto prazo recorreu-se ao ensaio de tração – ISO 10319, enquanto para avaliar o comportamento mecânico em longo prazo recorreu-se a ensaios de fluência e de ruptura em fluência - ISO 13431.

Os resultados obtidos dos ensaios de tração são apresentados nos Tabelas 2.3 e 2.4. Estes resultados incluem o valor médio da resistência à tração (força máxima por unidade de largura) e a deformação registrada para valor máximo da força.

Tabela 2.3 Resultados dos ensaios de tração das amostras intactas e danificadas - GTX.

Tipo de amostra	Resistência à tração (kN/m)	Deformação (%)
Intacta	77,50	12,90
Danificada em laboratório	33,45	9,70
Danificada em campo (Material 1)	26,36	7,08
Danificada em campo (Material 2)	70,18	11,73

Tabela 2.4 Resultados dos ensaios de tração das amostras intactas e danificadas - GGR.

Tipo de amostra	Resistência à tração (kN/m)	Deformação (%)
Intacta	83,33	14,89
Danificada em laboratório	49,58	11,64
Danificada em campo (Material 1)	45,94	11,88
Danificada em campo (Material 2)	62,17	13,23

Por estes resultados concluiu-se que após DI, a resistência à tração dos dois tipos de geossintéticos sofreu redução independentemente do método e das condições usadas para induzir. Sendo que no GTX esta redução foi bastante significativa para o procedimento de laboratório e o Material 1. Cabe ressaltar que as autoras nada comentaram sobre os valores de resistência à tração medida em laboratório serem muito superiores que os valores nominais indicados pelos fabricantes, principalmente em relação a geogrelha.

Segundo Lopes e Lopes (2004), os efeitos dos danos induzidos em laboratório se aproximam mais daqueles obtidos nos aterros experimentais em que o Material 1 (mais agressivo) foi utilizado. A variação na agressividade se deve ao fato de o diâmetro médio das partículas do Material 1 ser de cerca de 15 mm, ao passo que para o Material 2 é apenas 0,35 mm.

Os geossintéticos danificados evidenciaram uma extensão para a força máxima menor do que quando intacto. Os resultados dos ensaios em termos das curvas tensão-deformação podem ser vistos nas Figuras 2.7 e 2.8.

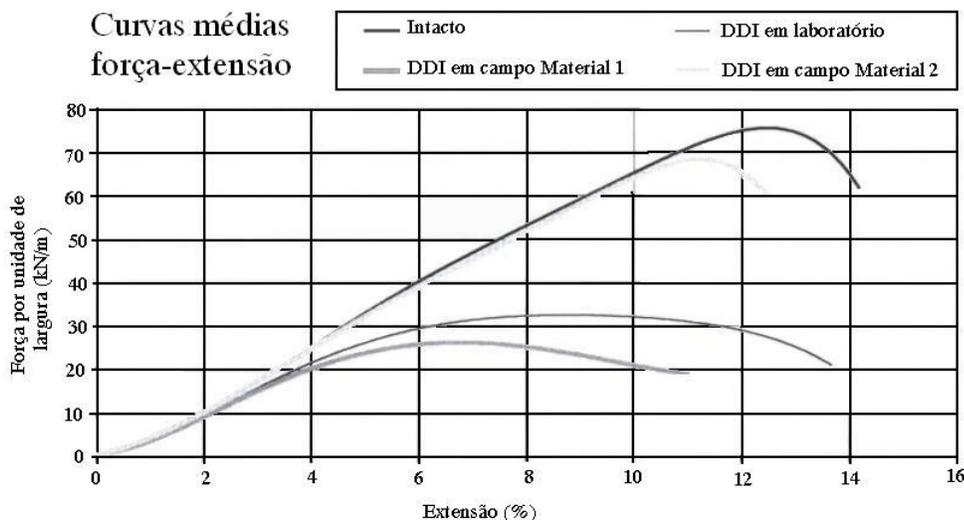


Figura 2.7 Curvas médias força-extensão determinadas após ensaios de tração - GTX.

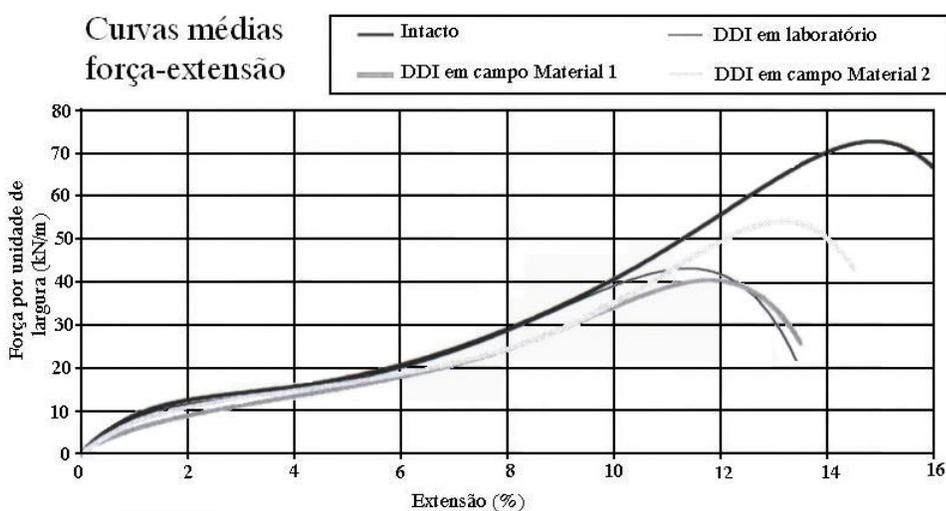


Figura 2.8 Curvas médias força-extensão determinadas após ensaios de tração - GGR.

2.10.3. Fatores de redução para Danos de Instalação.

Como discutido no item 2.5, podemos definir os fatores de redução para os ensaios acima descritos comparando o valor da resistência à tração do material não danificado com o valor correspondente após DI.

Os valores para fatores de redução determinados com base nas análises feitas no estudo anteriormente citado Lopes e Lopes (2004) são apresentados na Tabela 2.5.

É interessante notar que em determinadas situações os cálculos de fator de redução para DI obtidos por ensaios laboratoriais subestimariam os efeitos deste agente de degradação.

Tabela 2.5 Fatores de redução após DI (via ensaios de tração).

	GTX	GGR
DI em laboratório	2,32	1,68
DI em campo Material 1	2,94	1,81
DI em campo Material 2	1,10	1,34

2.10.4. Fluência (FL)

Para a avaliação do efeito da danificação durante a instalação no comportamento mecânico em longo prazo realizaram-se ensaios de ruptura em fluência. Os procedimentos usados foram aqueles descritos na ISO 13431. Os resultados apresentados referem-se até cerca de 100h. As Figuras 2.9 e 2.10 referem-se ao GTX e a GGR, respectivamente.

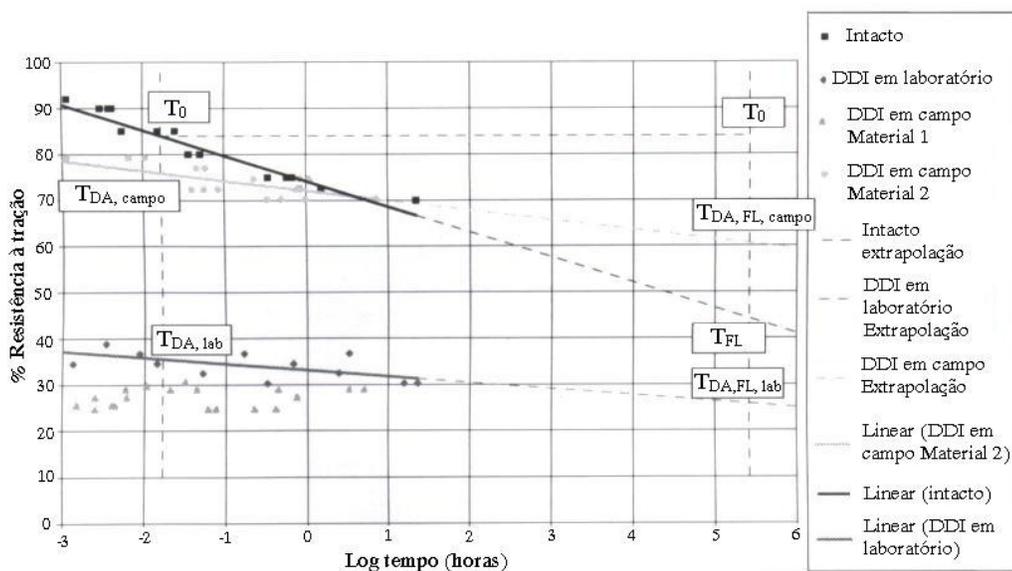


Figura 2.9 Curvas de ruptura em fluência - GTX.

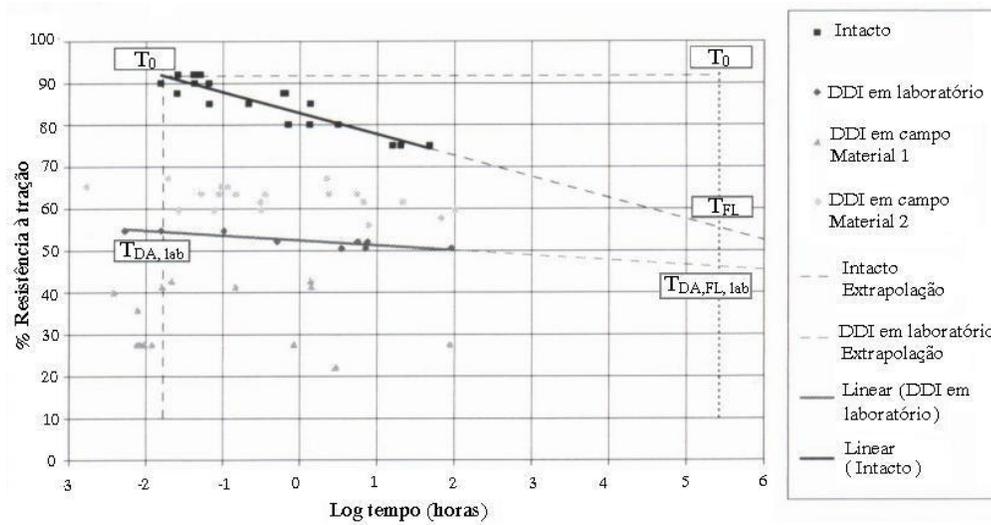


Figura 2.10 Curvas de ruptura em fluência - GGR.

2.10.5. Análise da sinergia entre DI e FL

Os termos $FR_{convencional}$ e FR_{novo} foram determinados através das equações 2.3 e 2.4, respectivamente:

$$FR_{convencional} = \frac{T_0}{T_{FL}} \cdot \frac{T_0}{T_{DA}} \quad (2.3)$$

$$FR_{novo} = \frac{T_0}{T_{DA,FL}} \quad (2.4)$$

Sendo que o termo T_{FL} corresponde à resistência a tração para amostras intactas submetidas ao ensaio de fluência, e o termo $T_{DA,FL}$ corresponde à resistência a tração para amostras danificadas e submetidas ao ensaio em fluência.

A Tabela 2.6 traz os resultados encontrados. Pode-se verificar que há sinergia ao considerarem-se os dois agentes de degradação atuando em conjunto no mesmo material. De fato, em relação ao método tradicional de dimensionamento (sobreposição de efeitos), podemos afirmar que para os dados fornecidos por este estudo, teríamos um sobredimensionamento para os dois produtos considerados.

Tabela 2.6 Fatores de redução, abordagem tradicional e proposta.

	GTX	GGR
FR_{FL}	1,90	1,67
FR_{DA} em laboratório	2,37	1,68
FR convencional	4,52	2,81
FR novo	3,26	1,99
Sobredimensionamento	39%	41%

Porém, antes de estabelecer maiores conclusões, são necessários resultados de mais longo prazo (1000h), e também resultados referentes às amostras danificadas em campo. Mas esses ensaios são complicados, tanto pela morosidade quanto pela heterogeneidade de resposta das amostras após DI. Devem prosseguir os estudos sobre este assunto.

3. DIMENSIONAMENTO CONVENCIONAL

3.1. Introdução

O solo deve ser capaz de suportar as cargas colocadas sobre ele, sem que haja ruptura e com recalques toleráveis para a estrutura. Deste modo, num projeto de fundações, é de extrema importância a correta determinação da quantidade de esforços que o solo suporta e os recalques que ele apresentará.

A capacidade de carga de um solo pode ser determinada por três enfoques distintos: capacidade de carga na ruptura, capacidade de carga máxima e capacidade de carga admissível (para uma dada condição de recalque). Neste capítulo iremos investigar os métodos tradicionais de cálculo que se baseiam na capacidade de carga na ruptura, ou seja, a carga para a qual o terreno rompe por cisalhamento.

3.2. Solos homogêneos

3.2.1. Introdução

Um dos primeiros conjuntos de equações para cálculo de capacidade de carga de fundações rasas (sapata corrida) foi proposto por Terzaghi (1943). Sua proposta surgiu a partir de modificações da proposta de Prandtl (1921), que se baseava na Teoria da Plasticidade.

A capacidade de carga de um solo homogêneo sofrendo um carregamento vertical aplicado por uma sapata sobre sua superfície, pode ser estimada de modo relativamente fácil pela teoria convencional de Terzaghi (1943), na qual valores apropriados para os fatores de capacidade de carga são adotados. Esse tipo de cálculo é baseado na hipótese implícita que o solo é perfeitamente plástico e rígido, com a resistência caracterizada pela coesão e pelo ângulo de atrito.

Suas equações e as subseqüentes, de Meyerhof (1951, 1963) e posteriormente as de Hansen (1970), introduziram fatores de forma, profundidade e inclinação à formulação original. As equações de Terzaghi (1943) foram largamente utilizadas por terem sido o primeiro conjunto de equações e por serem bastante conservativas. Entretanto, atualmente as equações de Meyerhof e Hansen são mais usadas, pois suas formulações incluem efeitos de carga inclinada (Bowles 1984).

3.2.2. Equações de Terzaghi (1943).

Para o cálculo da carga última, segundo a teoria de Terzaghi (1943), temos:

$$q_{ult} = c.N_c.s_c + \bar{q}.N_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.s_\gamma \quad (3.1)$$

sendo:

$$N_q = \frac{a^2}{2.\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.2)$$

$$a = e^{\left(0,75\pi - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi} \quad (3.3)$$

$$N_c = (N_q - 1)\cot\phi \quad (3.4)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi}{2} \left(\frac{k_{p\gamma}}{\cos^2\phi} - 1 \right) \quad (3.5)$$

com os valores dos parâmetros s_c e s_γ , adequados para cada situação indicados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Valores a serem adotados para os parâmetros s_c e s_γ .

	Sapata		
	Corrida	Circular	Quadrada
sc	1,0	1,3	1,3
sγ	1,0	0,6	0,8

3.2.3. Equações de Meyerhof (1951, 1963).

Para o cálculo da carga última, segundo a teoria de Meyerhof (1951, 1963), temos a equação 3.6 para carregamentos verticais e a equação 3.7 para carregamentos inclinados:

$$q_{ult} = c.N_c.s_c.d_c + \bar{q}.N_q.s_q.d_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.s_\gamma.d_\gamma \quad (3.6)$$

$$q_{ult} = c.N_c.d_c.i_c + \bar{q}.N_q.d_q.i_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.d_\gamma.i_\gamma \quad (3.7)$$

Sendo N_q , N_c e N_γ dados pelas equações 3.8, 3.9 e 3.10, respectivamente:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.8)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.9)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4.\phi) \quad (3.10)$$

A Tabela 3.2 traz as equações para o cálculo dos valores de s_c , s_q , s_γ , d_c , d_q , d_γ , i_c , i_q , i_γ , para cada situação.

Tabela 3.2 Equações para cálculo dos parâmetros a serem usados no método de Meyerhof (1951, 1963).

	Forma	Profundidade	Inclinação
	$s_c = 1 + 0,2K_p \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0,2\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$i_c = i_q = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ}$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2$
$\phi = 0$	$s_q = s_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1$	
$\phi \geq 0$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_p \frac{B}{L}$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1\sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	

Sendo K_p dado pela equação 3.11:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.11)$$

e

α = ângulo entre o eixo vertical e o eixo da sapata

3.2.4. Equações de Hansen (1970).

Para o cálculo da carga última, segundo a teoria de Hansen (1970), temos a equação 3.12 para $\phi \neq 0$ e a equação 3.13 para $\phi = 0$:

$$q_{ult} = c.N_c.s_c.d_c.i_c.g_c.b_c + \bar{q}.N_q.s_q.d_q.i_q.g_q.b_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma.s_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.g_\gamma.b_\gamma \quad (3.12)$$

$$q_{ult} = 5,14.s_u.(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q} \quad (3.13)$$

Sendo N_q , N_c e N_γ dados pelas equações 3.14, 3.15 e 3.16, respectivamente:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.14)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.15)$$

$$N_\gamma = 1,5.(N_q - 1). \tan(1,4.\phi) \quad (3.16)$$

A Tabela 3.3 traz as equações para o cálculo dos parâmetros envolvidos nas equações anteriores e a Figura 3.1 traz a definição dos parâmetros envolvidos.

Tabela 3.3 Equações para cálculo dos parâmetros a serem usados nas equações de Hansen (1970).

Forma	Profundidade	Inclinação
$s'_c = 0,2 \frac{B}{L}$	$d'_c = 0,4 \frac{D}{B}$	$i'_c = 0,5 - 0,5 \sqrt{(1-H)/A_f c_a}$
$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$	$d'_c = 0,4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$	$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$
	$D \leq B$	
	$D > B$	
	$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}$	
	$D \leq B$	
	$d_c = 1 + 0,4 \tan^{-1} \frac{D}{B}$	
	$D > B$	
$s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B}$	$i_q = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$
	$D \leq B$	
	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B}$	
	$D > B$	
		Solo horizontal
		$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A_f c_n \cot \phi}\right)^5$
		Solo inclinado
		$i_q = \left(1 - \frac{(0,7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot \phi}\right)^5$
$s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	$d_\gamma = 1$	

sendo:

A_f = área de contato efetiva da sapata $B' L'$

L' = comprimento efetivo da sapata = $L - 2.e_L$

B' = largura efetiva da sapata = $B - 2.e_B$

D = embutimento da sapata no solo

e_B, e_L = excentricidade da carga com respeito ao centro da sapata

H, V = componentes de carga paralelo e perpendicular à sapata

$\tan \delta$ = coeficiente de atrito entre o solo e a sapata

η, ψ = como indicado na Figura 3.1

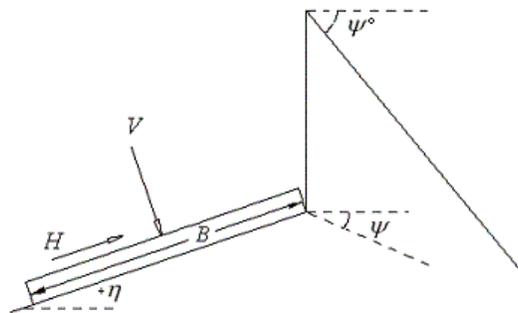


Figura 3.1 Definição dos parâmetros de Hansen (Bowles 1984).

3.3. Solos estratificados

3.3.1. Introdução

De forma natural, ocorrem freqüentemente solos que são depositados em camadas. Se a fundação é colocada sobre a superfície de um solo com camadas e no qual a espessura da camada de topo é grande em comparação com a largura da sapata, então, estimativas realistas da capacidade de carga podem ser obtidas usando a teoria convencional de capacidade de carga, baseada nas propriedades da camada superior. Contudo, se a espessura da camada de topo for comparável com a largura da sapata, essa aproximação pode não ser adequada.

Existem muitos exemplos importantes na engenharia nos quais as superfícies potenciais de ruptura da fundação passam por distâncias significativamente abaixo da superfície do solo. Qualquer camada de solo cortada por superfícies de ruptura pode influenciar a capacidade de suporte da fundação. Deste modo, um dos procedimentos na resolução de problemas deste tipo consiste na obtenção de valores ponderados de c e ϕ na zona de influência da fundação. Cada camada deve ser, tipicamente, homogênea, embora as propriedades de resistência das camadas adjacentes sejam muito diferentes.

Os próximos itens tratam do caso específico da capacidade de carga para fundações rasas, com sapatas rígidas em deformação plana, sobre uma camada uniforme de areia sobre uma espessa e homogênea camada de argila, como mostra a Figura 3.2. O estudo se restringe a casos onde a espessura da camada de areia, H , é comparável a largura da sapata, B , e em todos os casos, a superfície do solo e a interface entre as duas camadas de solo são horizontais. Assumem-se as hipóteses de que a argila tem um comportamento não drenado e a areia, drenado.

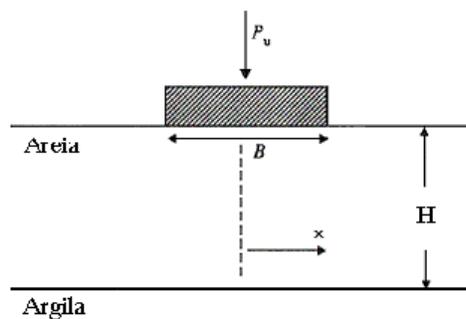


Figura 3.2 Sapata sobre solo em camadas.

3.3.2. Modelos de dissipação de carga

Neste caso, uma abordagem genérica usada para estimar a capacidade de carga é assumir que a areia age dissipando a carga abaixo da sapata e que a fundação rompe quando a camada de argila atinge sua carga de ruptura (Figura 3.3). Esse procedimento é claramente apropriado somente para casos onde a resistência da camada de areia é substancialmente maior que a de argila.

Considera-se o carregamento da sapata distribuído uniformemente sobre o comprimento B' na base da camada de areia, sendo $B' = B + 2H \tan \beta$. Na prática, freqüentemente adota-se um valor constante de β (Housby *et al.* 1989), embora seja de conhecimento geral que o valor desse parâmetro é influenciado pela resistência da areia. Além disso, Brocklehurst (1993) mostrou que o valor de β é fortemente influenciado pela resistência da argila.

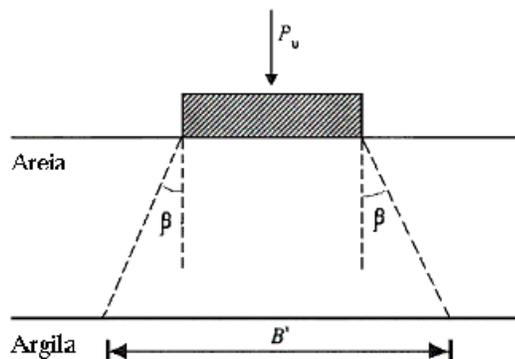


Figura 3.3 Mecanismo de espalhamento de carga.

A capacidade de carga, P_u , pode ser estimada usando a equação 3.17:

$$P_u = B' s_u N_c \quad (3.17)$$

Na qual, s_u é a resistência não drenada da argila, e N_c é o fator de capacidade de carga padrão para carregamento não drenado.

3.3.3. Modelos de cisalhamento

Meyerhof (1974) propôs um modelo alternativo de comportamento para esse tipo de problema. Nesse modelo, o carregamento de uma faixa de sapata sobre a superfície do solo é estimado considerando um mecanismo simplificado no qual se assume que a areia é passível de ruptura ao longo do plano vertical abaixo de cada borda da sapata, como mostra a Figura 3.4.

Assume-se que a tensão vertical agindo na argila, imediatamente abaixo da sapata, é $N_c s_u + \gamma H$, sendo N_c um fator apropriado de capacidade de carga (5,14 para $\phi = 0$), e γ o peso específico da areia. Considera-se que a força passiva, P_p , com ângulo de inclinação δ , age no plano vertical abaixo da faixa da sapata, fornecendo a equação 3.18 para a capacidade de carga:

$$P_u = BN_c s_u + 2P_p \sin \delta + B\gamma H \quad (3.18)$$

Assim, da equação 3.18 obtemos a equação 3.19 que fornece a carga última:

$$q_{ult} = N_c s_u + \frac{2P_p \sin \delta}{B} + \gamma H \quad (3.19)$$

Meyerhof (1974) sugeriu que o valor de P_p pode ser obtido pela equação 3.20:

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{k_p}{\cos \delta} \quad (3.20)$$

Onde o valor de k_p , coeficiente de empuxo passivo, para o valor apropriado do ângulo de atrito da areia, ϕ' , deve ser obtido de soluções padrões (exemplo, Kerisel e Absi 1990).

Meyerhof (1974) sugeriu que é de se esperar que os valores de δ variem com a profundidade da camada de areia e propôs adotar-se valor médio de $2\phi'/3$.

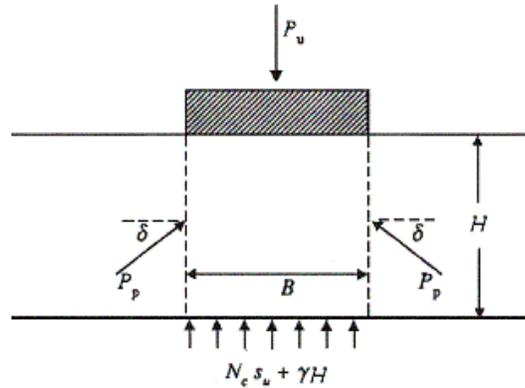


Figura 3.4 Modelo de cisalhamento por cisalhamento (Meyerhof, 1974).

Substituindo a equação 3.20 em 3.19, temos finalmente a equação 3.21 para sapatas corridas sobre solo estratificado:

$$q_{ult} = N_c s_u + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{k_p \tan \delta}{B} + \gamma H \quad (3.21)$$

Sendo que o valor de q_{ult} fica limitado à capacidade de carga da camada de areia, dada pela equação 3.22:

$$q_{ult} = \frac{\gamma B N_\gamma}{2} + \gamma H N_\rho \quad (3.22)$$

Meyerhof e Hanna (1978), também usando a abordagem do equilíbrio-limite deram continuidade aos estudos desse caso, obtendo as equações 3.23 e 3.24. Nestas equações considera-se também a coesão do solo granular (termo c_a).

Para sapatas corridas:

$$q_{ult} = c N_c + \left[2c_a + \gamma H \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{K_p \tan \alpha}{B} \right] \frac{H}{B} + \gamma H \quad (3.23)$$

Para sapatas retangulares de dimensões B x L:

$$q_{ult} = s_u N_c + \left[2c_a + \gamma H \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{K_p \tan \alpha}{B} \right] \frac{H(B+L)}{BL} + \gamma H \quad (3.24)$$

Os valores de carga última, calculados por 3.23 e 3.24 também ficam limitados à capacidade de carga da areia (equação 3.22).

4. DIMENSIONAMENTO COM REFORÇO

4.1. Introdução

O uso de geossintéticos como reforço em obras de fundações diretas não é de uso comum, nem no Brasil, nem no exterior. Entretanto, ganho considerável em desempenho pode ser observado nos diversos estudos em modelos numéricos, em modelos reduzidos e em centrífugas. Como barreira à implementação prática em obras encontra-se muitas vezes a falta de experiência prática.

Este capítulo irá abordar diversos estudos realizados que discutem o comportamento das fundações rasas reforçadas com geossintéticos.

4.2. Estudo de modelos e simulações numéricas

Segundo Fabrin (1999), os precursores na pesquisa do efeito da melhoria da capacidade de carga do solo foram Binquet e Lee (1975a), seguidos por Akinmusuru e Akinbolade (1981). Os primeiros fizeram vários estudos com modelos reduzidos reforçando um tipo de solo com tiras metálicas, e introduziram o conceito da taxa de capacidade de carga, o BCR (“Bearing Capacity Ratio”), obtido pela equação 4.1:

$$BCR = \frac{q_R}{q} \quad (4.1)$$

sendo q_R e q as capacidades de carga do solo reforçado e não reforçado, respectivamente.

Dentre os primeiros autores a pesquisarem a inclusão de geotêxteis no solo encontram-se Brown e Poulos (1981), seguidos por Schlosser *et al.* (1983), Guido *et al.* (1985), e muitos outros, sendo hoje assunto amplamente discutido.

Nos testes realizados vários destes autores estudaram a influência do número de camadas de reforço e a distância ideal para a colocação da primeira camada de reforço, mantendo os demais parâmetros. Através dos dados obtidos puderam verificar que para pequenas deformações a posição da primeira camada de reforço não exerce influência na capacidade de carga do solo. Já para maiores deformações, quanto mais distante da fundação estiver a primeira camada de reforço, menor será sua eficácia.

Notou-se também que um número maior que seis camadas de reforço não causa aumento significativo na capacidade de carga. Esse resultado foi posteriormente confirmado por Das (1989) e por Omar *et al* (1993). Segundo os autores a inclusão do reforço levou a uma melhoria do BCR da ordem de duas a quatro vezes.

Os ensaios de modelos reduzidos de Fragaszy e Lawton (1984), foram feitos com o intuito de uma melhor compreensão dos efeitos da densidade do solo e do comprimento do reforço no processo de melhoria da capacidade de carga. Os resultados mostraram que a compactação eleva o atrito na interface solo-reforço melhorando a capacidade de suporte do solo.

Também concluíram que um aumento no comprimento total do geossintético resulta no crescimento da capacidade de carga do solo, até que se atinja um valor limite, em torno de 6 a 7 vezes a largura da sapata.

É importante notar que as conclusões apresentadas neste capítulo em sua maioria se referem a modelos reduzidos, e analisam um dado tipo de solo, e que em condições reais é preciso considerar todos os parâmetros envolvidos na obra, como o atrito na interface solo-reforço, a tensão normal atuando no plano do reforço, o ângulo de atrito do solo, etc.

Das (1989) estudou o ganho de suporte para modelos reduzidos com uma camada de areia sobre uma camada de argila, colocando um geotêxtil na interface destas duas camadas. Tal modelo revelou que nesse tipo de situação o reforço apresenta melhor comportamento para sapatas corridas (estado plano de deformações).

Os resultados encontrados por Das (1989) revelaram um comprimento de ancoragem ideal em torno de 4 vezes a largura da sapata (B). Esses resultados foram posteriormente confirmados por Khing *et al.* (1994), que realizaram ensaios com arranjo semelhante ao anteriormente citado, mas usando geogrelhas.

King *et al.* (1994) em seus estudos mostraram ganhos de 20 a 25% na capacidade de carga, para uma camada única de reforço. Manjunath e Dewaikar (1996), também com ensaio similar mostraram ganhos de capacidade crescentes em função da inclinação da carga aplicada. Para cargas verticais, o ganho é de 30%, passando a 52% com cargas com inclinação de 15°.

Omar *et al.* (1993), apresentaram estudos e modelos reduzidos de sapatas apoiadas em areias puras, nos quais avaliam diversos parâmetros geométricos, tais como comprimento de ancoragem, relação entre os lados da sapata, quantidade de camadas de reforço, etc. Os resultados apresentaram aumento do suporte em até 4 vezes.

Shin (1993) realizaram ensaios similares aos de Omar (1993), entretanto usando solo

argiloso. Os resultados indicaram que a profundidade ideal da primeira camada de reforço é de 0,4B, independentemente do comprimento de ancoragem, sendo o valor ideal deste último situado entre 4,5 a 5B.

Nataraj *et al.* (1996) apresentaram resultados de simulações numéricas. Em suas análises variaram as dimensões da sapata, as quantidades e dimensões dos reforços. Os resultados mostraram ganho na capacidade de carga da ordem de 25% a 70%, além de indicarem ganhos maiores para fundações menores.

Dawson e Lee (1988) realizaram ensaios em modelos de verdadeira grandeza (15x0,75m) em local com solo argiloso mole. Os autores ensaiaram uma fundação reforçada e outra não reforçada para efeito de comparação. No ensaio sem reforço o solo local foi compactado em camadas, a fim de reproduzir a solução de fundação convencional.

As fundações foram submetidas a um carregamento inicial de 33kPa, mantidas por cerca de 36 meses. Posteriormente foram submetidas a um carregamento de 66kPa em sua parte central por cerca de 14 meses.

Os resultados mostraram uma redução do recalque diferencial ao longo da largura da fundação de 4,5cm para 2cm. Foi verificado também que o reforço contribui principalmente para a redução das deformações secundárias.

Na comparação do modelo de verdadeira grandeza com os modelos reduzidos encontrados na literatura, os autores concluíram que existe coerência dos resultados. Exceto para as deformações do solo, que em campo foram de cerca de 60% menores que as deformações dos modelos reduzidos.

Existem na literatura muitos outros estudos em modelos reduzidos e modelos numéricos, nos quais podemos citar Fabrin e Queiroz (1999), Haza *et al* (2002), Pospisil e Zednik (2002), Shin (2002) que avaliam o aumento no módulo cisalhante do solo, reduzindo recalques, por exemplo.

De maneira geral, todos os diversos estudos encontrados indicam ganhos do ponto de vista da deformabilidade, bem como do ponto de vista da capacidade de carga. Existe, porém uma certa dificuldade de se encontrar métodos de dimensionamento propriamente ditos.

A seguir serão apresentados de modo resumido os métodos de determinação de carga última encontrados na literatura e apresentados por Fabrin (1999). Além destes, serão apresentadas as “Recomendações para Reforço com Geossintéticos - EBGEO” (DGGT, 1997), que apresentam um roteiro de cálculo específico para reforços de fundações com geossintéticos.

4.3. Métodos de dimensionamento

4.3.1. Método de Binquet e Lee (1975b)

Este método foi desenvolvido com base nos ensaios de modelos reduzidos realizados pelos autores, para o caso de tiras metálicas, e possui as seguintes hipóteses:

- A capacidade de carga depende da camada de reforço de menor rigidez. Isso ocorre pois, quando a solicitação romper uma das camadas do reforço, os esforços suportados por esta serão transmitidos à camada imediatamente inferior, gerando um processo de rupturas sucessivas. Admite-se então o seguinte critério de dimensionamento:

$$T \leq \left(\frac{R_y}{FS_y}, \frac{Tf_y}{FS_f} \right) \quad (4.2)$$

Onde R_y é a resistência à ruptura ou escoamento do reforço, Tf_y a resistência ao arrancamento da camada de reforço, FS_y e FS_f os fatores parciais de segurança referentes a resistência à ruptura e ao arrancamento, respectivamente;

- Assume-se que à medida que o carregamento aumenta, o solo abaixo da fundação recalca enquanto o solo da lateral se expande, formando um plano de ruptura definido, conforme ilustra a Figura 4.1;
- A distribuição de tensões no solo não sofre alterações devido a colocação do reforço;
- A tensão em cada camada de reforço varia inversamente com o número de camadas;
- Os esforços são determinados para o mesmo nível de recalque, tanto no caso reforçado como no não reforçado;

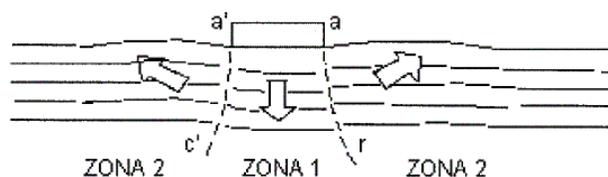


Figura 4.1 Plano de ruptura adotado (Binquet e Lee, 1975b).

Para atender aos critérios de dimensionamento segundo os quais a solicitação no reforço deve ser menor que a resistência à tração na ruptura ou escoamento, e também menor que a resistência ao arrancamento, os autores desenvolveram duas formulações. A primeira para determinar a resistência à tração e a outra para determinar a resistência ao arrancamento de forma a se obter a estabilidade da estrutura.

A determinação da tensão no reforço (T) é feita pelo equilíbrio de esforços de um elemento de solo. Após desenvolvimento matemático apresentado por Fabrin (1999), chega-se à expressão 4.3 que fornece T para uma profundidade z, de posicionamento do reforço.

$$T_{(z,N)} = \frac{1}{N} [J.B - I.\Delta H] q_0 \left(\frac{q}{q_0} - 1 \right) \quad (4.3)$$

Sendo N o número de camadas de reforço, q e q₀ as cargas atuando sobre o solo com e sem reforço, respectivamente, e os parâmetros J e I determinados pelo ábaco da Figura 4.2, ou pelas equações 4.4 e 4.5.

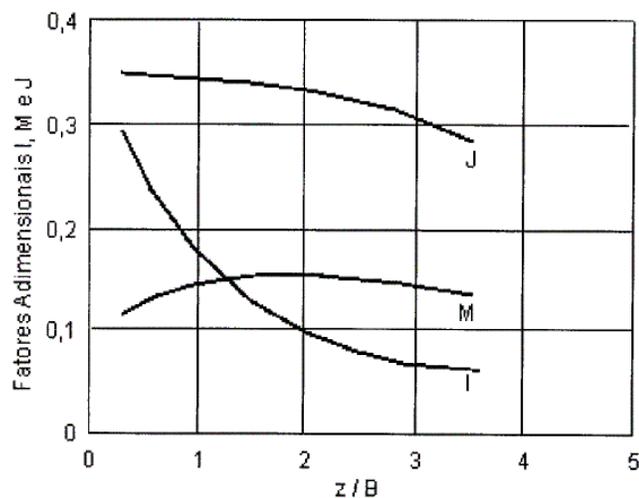


Figura 4.2 Ábaco para a determinação de J, I e M (Binquet e Lee., 1975b).

$$J = \left(\frac{\int_0^{x_0} \sigma_z dx}{q.B} \right) \quad (4.4)$$

$$I = \left(\frac{\tau_{max}}{q} \right) \quad (4.5)$$

Com parâmetros ilustrados na Figura 4.3.

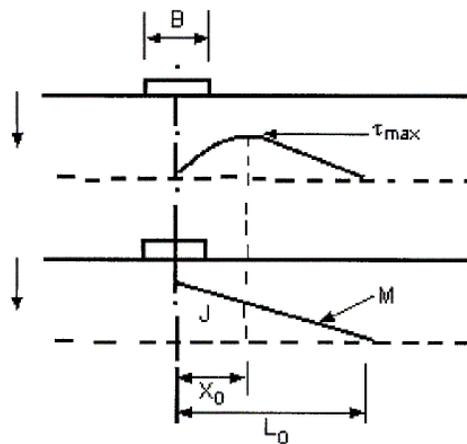


Figura 4.3 Posicionamento de τ_{max} (Binquet e Lee., 1975b).

Para a determinação da resistência à ruptura do reforço Binquet e Lee (1975b) apresentaram a equação:

$$R_y = \frac{(LDR).t.f_y}{FS_y} \quad (4.6)$$

Onde t é a espessura do reforço, f_y é a resistência à ruptura ou escoamento do material e LDR é dado pela equação 7:

$$LDR = w.N_R \quad (4.7)$$

Sendo w a largura da tira de reforço e N_R o número de tiras por metro de reforço. Entretanto, o cálculo de R_y não é necessário para geotêxteis e geogrelhas, bastando usar produtos e fatores de redução adequados.

Finalmente, a determinação da resistência ao arrancamento, segundo desenvolvimento

matemático mostrado por Fabrin (1999), terá a equação 8:

$$T_{f(z)} = 2f(LDR) \left[M.B.q_0 \left(\frac{q}{q_0} \right) + \gamma(L - x_0)(z + D) \right] \quad (4.8)$$

Para o caso de geotêxteis, o valor de LDR é 1. No caso de utilização de geogrelhas devem ser calculados de acordo com o produto em questão. No caso de um pré-dimensionamento adotar valores variando entre 0,08 e 0,47.

O valor de M pode ser obtido pelo ábaco da Figura 4.2 ou pela equação 4.9:

$$M = \left(\frac{\int_0^L \sigma_z dx}{q.B} \right) \quad (4.9)$$

É importante notar que o peso próprio do solo atuando no reforço é considerado como sobrecarga.

Neste método, um dos problemas da equação para cálculo de T_f é a correta determinação de x_0 . Uma forma aproximada de determinação é aproximar a cunha de ruptura adotada por Binquet e Lee (1975b) para uma reta com inclinação igual a ϕ .

Segundo a análise paramétrica realizada por Fabrin (1999), o método indicou ser pouco sensível a variação do posicionamento da primeira camada de reforço. Um resultado incoerente foi o aumento da resistência ao arrancamento com o aumento da largura da fundação, sob mesmo carregamento.

4.3.2. Método de Dixit e Mandal (1993)

Este método constitui-se de uma extensão da proposta de Garber e Baker (1977). A solução inicia-se pela formulação das equações de equilíbrio de esforços horizontais, verticais e de momentos, satisfazendo as condições de equilíbrio limite. O método tem por base as seguintes hipóteses:

- Estado plano de deformações;
- O solo acima do nível da fundação é considerado como uma sobrecarga

uniformemente distribuída e de valor γH ;

- A ruptura do sistema é caracterizada pela existência de uma superfície de ruptura bem definida, ligando a borda da fundação à superfície do solo, na qual ocorre uma rotação da fundação (Figura 4.4);
- A ruptura do conjunto solo-reforço ocorre por ruptura do reforço ou por escorregamento do mesmo;
- O solo é homogêneo e isotrópico;
- O geossintético não altera os parâmetros de cisalhamento do solo;
- O critério de ruptura é o de Mohr-Coulomb que é dado pela equação 4.10:

$$\tau(x) = c + \sigma(x) \tan \phi \quad (4.10)$$

- As condições de contorno do problema são dadas pelas equações:

$$y(x_0) = y(x_1) = 0 \quad (4.11)$$

$$x_0 = -l \quad (4.12)$$

$$l = \frac{B}{2} \quad (4.13)$$

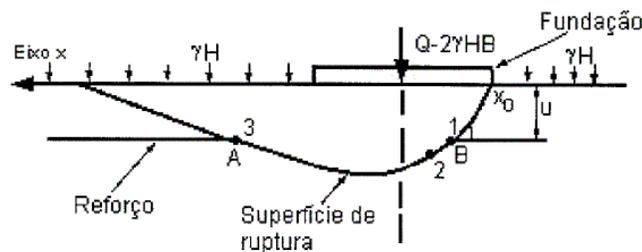


Figura 4.4 Definição do problema (Dixit e Mandal., 1993).

Montando-se as equações de equilíbrio e seguindo o desenvolvimento matemático com todas as considerações detalhadamente explicitadas por Fabrin (1999), chega-se à capacidade de carga última do solo, dada pela equação 4.14 de Terzagui (1943):

$$q_{ult} = c.N_c + \gamma.H.N_q + 0,5.\gamma.B.N_\gamma \quad (4.14)$$

Com os fatores de capacidade de carga calculados através das equações:

$$N_\gamma = \frac{\widehat{Q}_0(\phi)}{2} \quad (4.15)$$

$$N_c = k(\phi).N_\gamma \quad (4.16)$$

$$N_q = 1 + \psi.N_c \quad (4.17)$$

Sendo os parâmetros das equações acima dados por 4.18 e 4.19:

$$\widehat{Q}_0 = \widehat{Q}|_{\hat{c}=0} \quad (4.18)$$

$$k(\phi) = \hat{c} \left(\frac{\widehat{Q}}{\widehat{Q}_0} - 1 \right) \quad (4.19)$$

para detalhes das funções $\widehat{Q}(x)$, \hat{c} , e demais variáveis, ver Fabrin (1999), que também realizou análise paramétrica do método, obtendo os resultados abaixo descritos.

Inicialmente a análise foi feita para a condição não reforçada utilizando o método de Garber e Baker (1977). Os resultados indicaram uma pequena variação da função k para valores de ϕ pequenos. À medida que aumentamos o valor de ϕ a variação de N_c e N_q se torna mais significativa, principalmente para valores de \hat{c} menores que 5.

Portanto vemos que os fatores de capacidade de carga não são função apenas do ângulo de atrito do solo, conforme afirmam os autores, mas sim uma aproximação aceitável para determinadas condições ($\hat{c} > 5$). É possível também afirmar que os fatores N_c e N_q praticamente não sofreram alterações com a inclusão do reforço, podendo ser considerados constantes.

Assim, o único fator de capacidade de carga que é influenciado pela inclusão do reforço, tanto pelo valor da tensão quanto pelo posicionamento, é o N_γ . Com relação ao

posicionamento Fabrin (1999) concluiu que este método só apresenta boa aproximação para valores de $\frac{u}{B} \leq 1,5$. Isso ocorre porque considera-se o aumento do suporte diretamente proporcional ao aumento de $\frac{u}{B}$, mas isso é válido até um certo limite.

Também é importante notar que pelo método de Dixit e Mandal (1993) o reforço não apresenta melhoria para solos puramente coesivos. Somente para solos com ângulos de atrito em torno de 10° começa a surtir efeito, atingindo-se um máximo de BCR para ângulos em torno de 20° , a partir de onde o BCR começa a decair. Tal resultado aparenta ser incoerente.

4.3.3. Método de Das *et al.* (1996a)

Este método de dimensionamento empírico foi desenvolvido a partir de resultados dos ensaios de modelos reduzidos realizados pelos autores. O método permite a determinação da capacidade de carga última de solos argilosos reforçados com geossintéticos. Os autores incorporaram na equação de capacidade de carga última do solo vários coeficientes, que são função da disposição do reforço no solo, como indica a Figura 4.5.

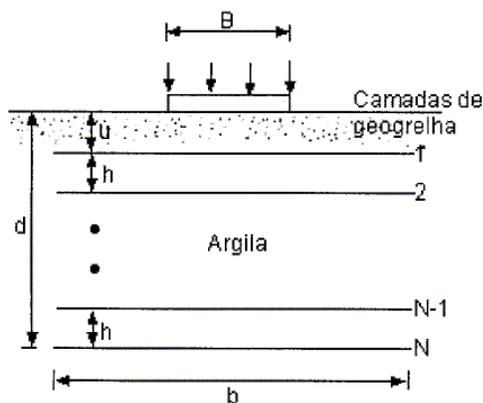


Figura 4.5 Parâmetros geométricos do problema (Das et al., 1996a).

A representação do modelo adquire então a configuração da equação 4.20:

$$q_{u(R)} = c_u \cdot N_c \cdot (BCR'_u) \cdot \alpha_u \cdot \alpha_b \cdot \alpha_d \cdot \alpha_h + \gamma \cdot D \quad (4.20)$$

com α_u obtido pela Figura 4.6 e demais coeficientes dados pelas seguintes equações:

$$\alpha_b = 0,0625 \frac{b}{B} + 0,75 \quad \text{para} \quad \frac{b}{B} \leq 4 \quad (4.21)$$

$$\alpha_d = 0,2 \frac{d}{D} + 0,7 \quad \text{para} \quad \frac{d}{D} \leq 1,4 \quad (4.22)$$

$$\alpha_d = 0,057 \frac{d}{D} + 0,9 \quad \text{para} \quad 1,4 \leq \frac{d}{D} \leq 1,75 \quad (4.23)$$

$$\alpha_h = 1,1 - 0,45 \frac{h}{B} \quad \text{para} \quad \frac{h}{B} \leq 0,8 \quad (4.24)$$

$$BCR'_u = \frac{BCR_u}{0,78} \quad (4.25)$$

onde BCR'_u é o valor de BCR obtido em ensaio de laboratório.

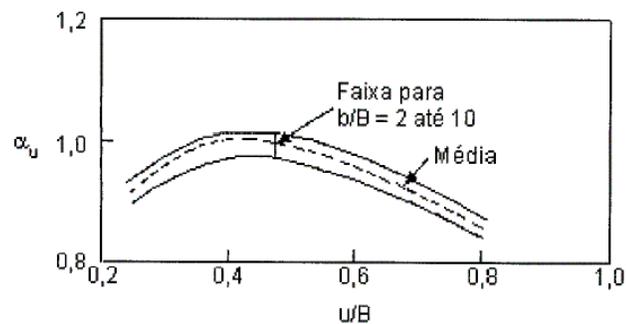


Figura 4.6 Ábaco para a obtenção de α_u (Das et al., 1996a).

Segundo a análise feita por Fabrin (1999) que envolve o estudo paramétrico do método, um dos problemas desse método está na obtenção do valor de BCR'_u que deve ser feita através de ensaios de laboratório com a seguinte disposição geométrica do reforço:

- Utilização de apenas uma camada de reforço;
- Comprimento de ancoragem igual a quatro vezes a largura da fundação;
- Profundidade do reforço em relação à fundação igual a 0,4 vezes a largura da mesma;

4.3.4. Método de Wayne *et al* (1998)

O autor propôs uma adaptação da fórmula de Meyerhof e Hanna (1978) introduzindo na equação original um termo relativo ao reforço. A ruptura ocorreria por punção e o geossintético estaria posicionado entre as camadas de solo: camada de areia sobre camada de argila.

A proposta de Wayne *et al* (1998) está apresentada nas equações 4.26 e 4.27. Para sapatas retangulares de dimensões B x L com reforço tem-se:

$$q_{ult} = cN_c + \left[2c_a + \gamma H \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{K_p \tan \alpha}{B} \right] \frac{H(B+L)}{BL} + \gamma H + 2T \frac{B+L}{BL} \quad (4.26)$$

Para sapatas corridas com reforço:

$$q_{ult} = cN_c + \left[2c_a + \gamma H \left(1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{K_p \tan \alpha}{B} \right] \frac{H}{B} + \gamma H + \frac{2T}{B} \quad (4.27)$$

sendo c_a a coesão da camada de solo superior e α igual a dois terços de ϕ .

Fabrin (1999) analisou o método acima através de uma análise paramétrica na qual variou-se os parâmetros referentes ao reforço (tensão), a influência da fundação (largura e embutimento) e também a espessura da camada granular.

Como conclusões temos que a variação da taxa da capacidade de carga (BCR) é inversamente proporcional à espessura do solo granular, como mostra a Figura 4.7, com valor mínimo de BCR ocorrendo para H em torno de 4B. Tal condição é explicável se considerarmos que o aumento da espessura do solo reduziria o nível de tensão mobilizando o geossintético.

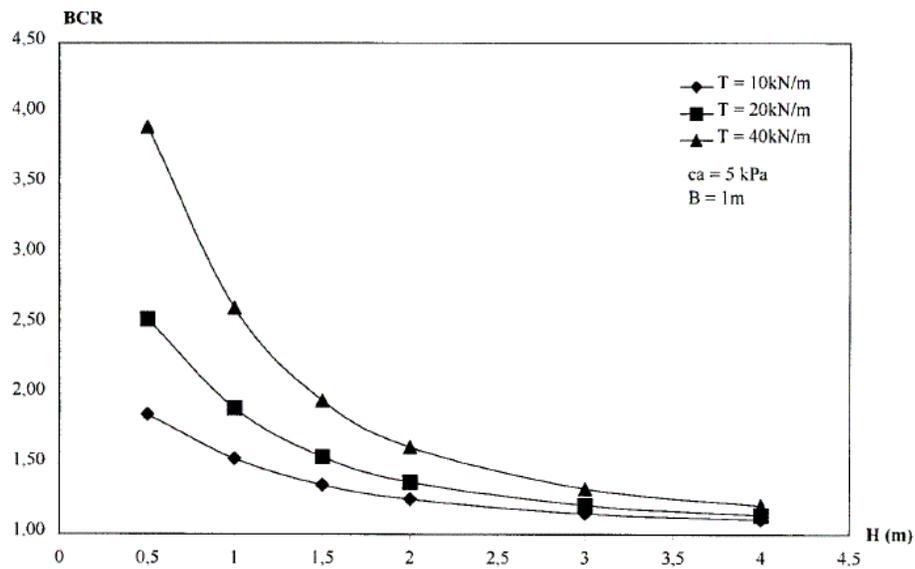


Figura 4.7 Influência da espessura da camada granular no BCR (Fabrín. 1999).

Também se concluiu que ocorre diminuição do BCR com o embutimento da fundação no solo, como mostra a Figura 4.8. Isso ocorre porque a parcela do reforço é constante, e o valor do restante da equação reduz com o aumento de D . Efeito semelhante foi observado para a variação da largura de fundação (B).

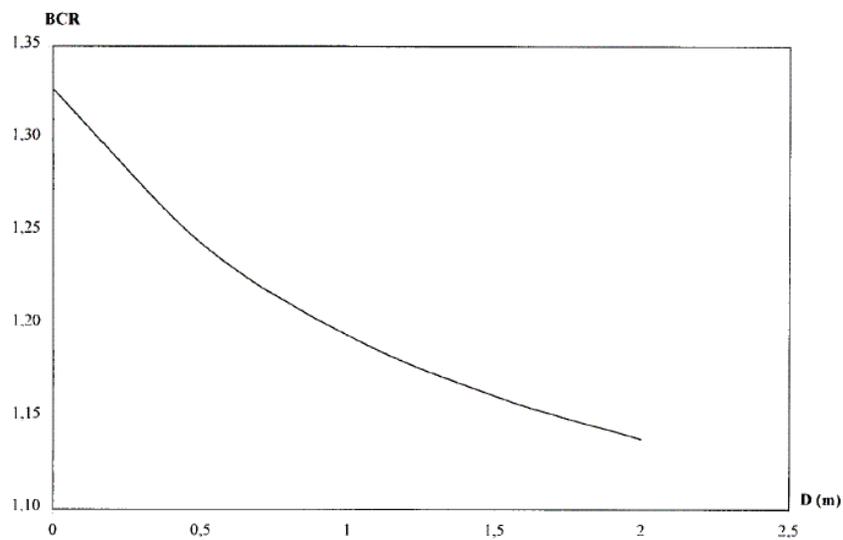


Figura 4.8 Influência do embutimento da fundação no solo no BCR (Fabrín 1999).

4.3.5. “Recomendações para Reforço com Geossintéticos - EBGEO”

O princípio do método de cálculo é o de equilíbrio de cunhas, bastante simplificado. Segundo a EBGEO (DGGT, 1997), os reforços são colocados no solo seguindo a configuração apresentada na Figura 9:

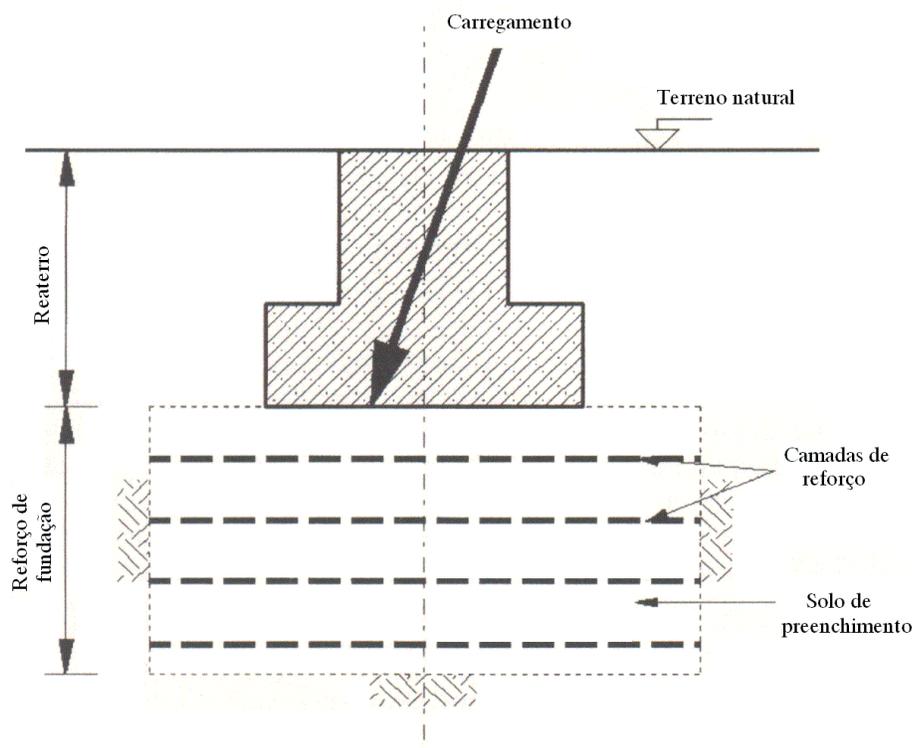


Figura 4.9 Configuração dos reforços de fundações com geossintéticos (EBGEO).

Pelo roteiro proposto, são feitas as verificações da estabilidade interna (ruptura na camada de reforço) e externa (verificações de forma convencional). Assim, o método consiste na obtenção de uma parcela de capacidade de carga relativa ao solo sem reforço ($Q_{p,D}$) e outra, que seria o acréscimo de capacidade de carga devido ao reforço com geossintético (ΔQ).

Para o uso da metodologia encontrada em “Recomendações para Reforço com Geossintéticos”, deve-se usar para a verificação convencional a norma alemã DIN V 4017-100. Esta norma apresenta um roteiro de cálculo para a determinação da capacidade de carga de um reforço de fundação através de uma camada de solo de reforço. Esta metodologia é válida para camadas de solo reforçadas, sobrepostas a camadas de solo de baixa capacidade de suporte.

A capacidade de carga final da sapata é então, calculada da seguinte forma:

$$Q'_{p,D} = Q_{p,D} + \Delta Q \quad (4.28)$$

sendo:

$$\Delta Q = \frac{\cos \varphi' \cdot \cos \delta}{\cos(\nu - \delta)} \sum_{i=1}^n F_{i,D} \quad (4.29)$$

$$\nu = \arccot \left(\sqrt{\left(1 + \tan^2 \varphi'\right) \frac{\tan \varphi' - \tan \delta}{\tan \varphi' + \tan \delta}} - \tan \varphi' \right) \quad (4.30)$$

onde:

δ = inclinação da carga Q atuante na sapata

i = numeração das camadas de geossintético, de cima para baixo

φ' = ângulo de atrito do solo entre geossintéticos

ν = ângulo que define a cunha de ruptura, conforme a Figura 10

$F_{i,D}$ = força fornecida por cada uma das camadas **i** de reforço, cujo valor é limitado pela resistência à ruptura do ou pela força de arrancamento do reforço

$l_{u,B}$ = comprimento do geossintético fora da área de projeção da sapata (equação 4.34)

γ = densidade da camada de solo de reforço

γ_u = densidade da camada de reaterro

D = espessura da camada de reaterro (embutimento)

Δh = espaçamento vertical entre camadas de reforço geossintético

t_p = espessura total da camada de solo reforçado

n_B = número de camadas de reforço geossintético

l_B = largura total do reforço geossintético (equação 4.35)

$$l_{m,i} = (\cot v_{a,\delta} + \tan \delta) \Delta h \cdot i \quad (4.32)$$

$$\sigma_{v,i} = \gamma \cdot \Delta h \cdot i + \gamma_u \cdot D \quad (4.33)$$

$$l_{u,B} = \frac{(l_B - B)}{2} \quad (4.34)$$

$$l_B = B + 2 \cdot l_{u,B} \quad (4.35)$$

O espaçamento entre camadas de reforço geossintético deve obedecer às relações:

$$0,15\text{m} \leq \Delta h \leq 0,40\text{m} \quad (4.36)$$

$$\Delta h \leq 0,50 \cdot B \quad (4.37)$$

A largura total dos reforços geossintéticos deve obedecer a:

$$(B + 5 \cdot \Delta h) < l_B \leq 2 \cdot B \quad (4.38)$$

A profundidade total da camada reforçada t_p é calculada por 4.39 e limitada por 4.40:

$$t_p = (n_B + 0,5) \cdot \Delta h \quad (4.39)$$

$$2,5 \cdot \Delta h \leq t_p \leq (B/2) \cdot \tan (45^\circ + \varphi'_{F,k}/2) \quad (4.40)$$

5. ANÁLISE COMPARATIVA

5.1. Introdução

Para a verificação da acurácia dos métodos indicados no item anterior, bem como a análise da influência do reforço no solo, Fabrin (1999) realizou uma análise numérica. Os resultados serão mostrados a seguir, com posterior comparação em relação aos métodos de Binquet e Lee (1975b), Dixit e Mandal (1993), Das *et al.* (1996a) e Wayne *et al.* (1998).

Para complementar os estudos serão realizadas análises econômicas, comparando os dois métodos mais viáveis de dimensionamento com reforço com a metodologia convencional.

Finalmente, para avaliar o comportamento do reforço de fundações de forma mais realista, serão feitas algumas análises pelo Método dos Elementos Finitos. Este método fornece uma idéia mais clara das condições de deformação, distribuição de tensões e etc.

5.2. Análise numérica (Fabrin, 1999)

Fabrin (1999) usando o Método dos Elementos Finitos, software Plaxis, simulou diversas condições, como por exemplo, solos homogêneos ou estratificados, uma ou mais camadas de reforço, variação de rigidez, etc.

No caso de solos homogêneos, Fabrin (1999) considerou como modelo uma única camada de solo sobre a qual aplica-se um deslocamento. Variou o tipo de solo, o tipo de reforço bem como suas quantidades.

Seus resultados apontaram que o ideal é o uso de várias camadas de geossintéticos, distribuídas até uma profundidade de duas vezes a largura da fundação. Apenas um reforço quase não traz nenhum benefício à capacidade de carga. O primeiro reforço preferencialmente deve ser posicionado à aproximadamente 5cm da fundação, independentemente do comprimento desta.

Outro ponto importante a ser considerado no projeto de fundações reforçadas é a rigidez do solo. Um aumento da rigidez do solo significa menores níveis de deformação, o que reduziria a mobilização do reforço diminuindo a melhoria proporcionada pelo geossintético ao conjunto. A Figura 5.1 ilustra essa condição (rigidez do solo 3 maior que a do solo 1).

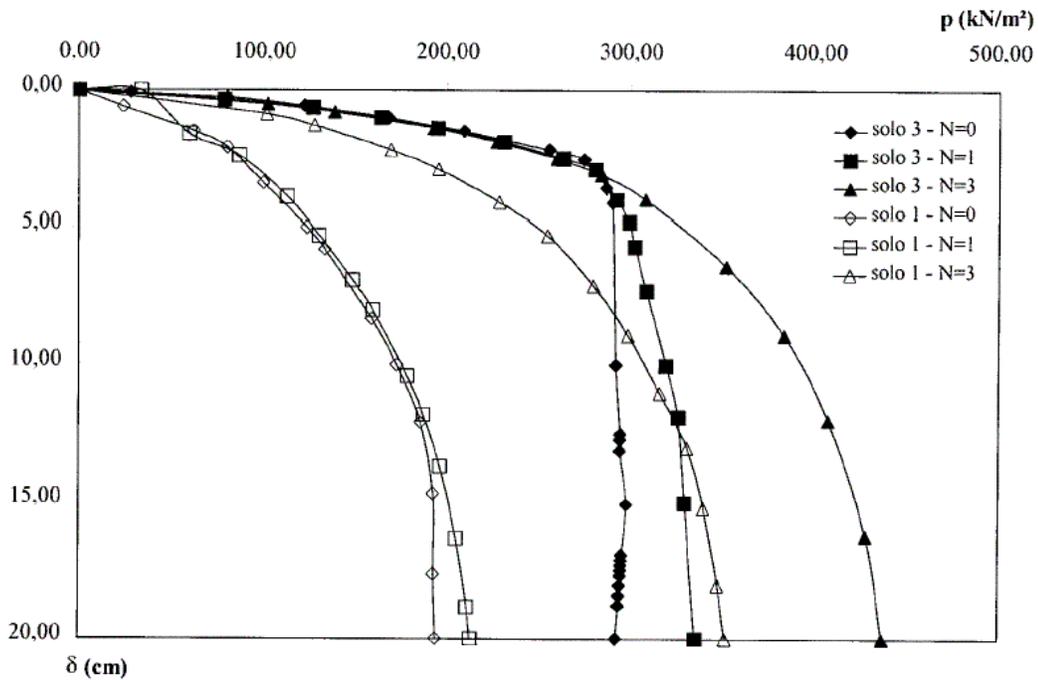


Figura 5.1 Influência da rigidez do solo no conjunto solo reforço (Fabrín 1999).

Deste modo, aumentando a rigidez do solo reduzimos a tensão mobilizada no reforço, como ilustra a Figura 5.2, o que tende a tornar o uso do reforço desnecessário.

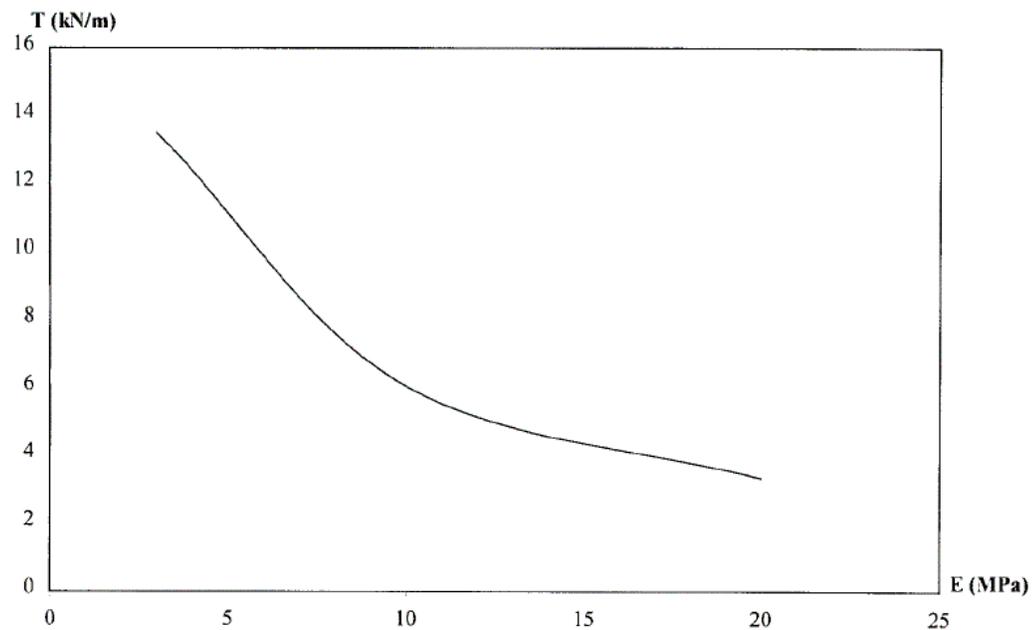


Figura 5.2 Variação da tensão no reforço com a rigidez do solo (Fabrín, 1999).

Uma observação interessante a respeito das análises obtidas pelo Plaxis trata da pequena influência da rigidez do reforço nos resultados. Para mesmas condições e variando a rigidez dos geossintéticos de 400kN/m a 1200kN/m, o ganho de capacidade de carga foi relativamente pequeno, sendo significativo apenas para grandes deformações. Tal informação demonstra que investir em elementos com elevado nível de rigidez para o uso em fundações pode levar a uma relação custo-benefício muito baixa.

A Figura 5.3 ilustra esse resultado, sendo que nos reforços considerados teremos um nível de rigidez para $R3 > R2 > R1$.

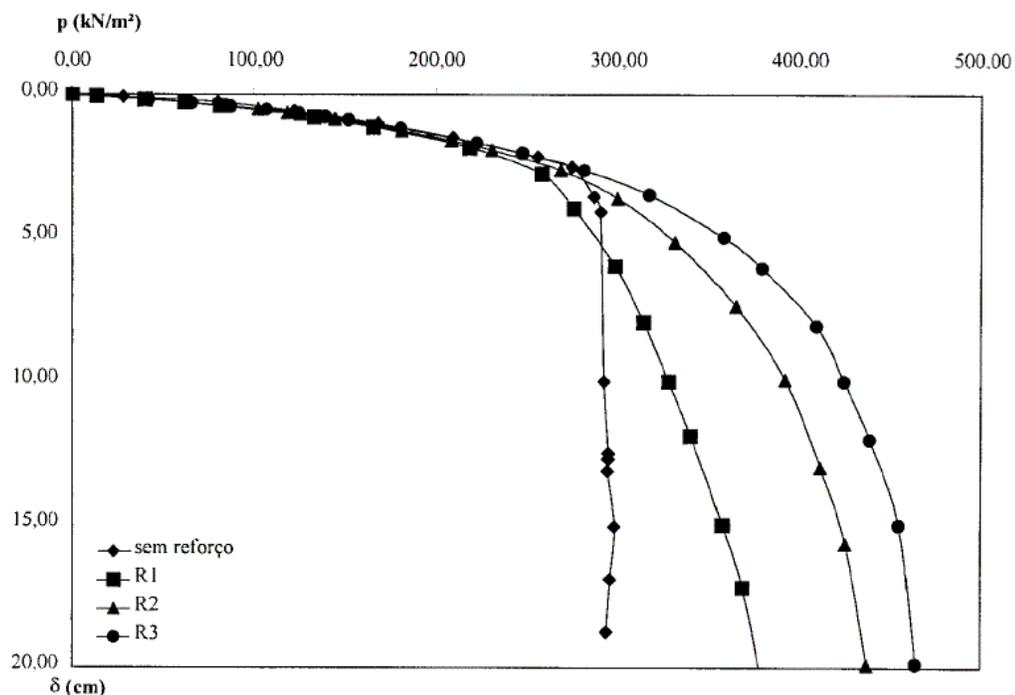


Figura 5.3 Influência da rigidez do reforço na capacidade de carga de solo (Fabrín 1999).

Finalmente podemos dizer que com a inclusão das camadas de geossintético no solo ocorre redução dos recalques diferenciais, aumento da tensão confinante no entorno do reforço, redução das tensões cisalhantes nas camadas inferiores e redução das deformações horizontais.

No modelo de solo estratificado considerado por Fabrín (1999), adotou-se uma camada de solo granular, com profundidade igual à largura da fundação, sobre uma camada de solo mole saturado com grande profundidade. Variou-se o tipo de solo granular a fim de avaliar

seus efeitos, bem como os reforços, quantidades e posicionamento.

Constatou-se que o ideal neste caso é, apenas uma camada de geossintético posicionada na interface dos solos. Várias camadas de reforço não trouxeram ganho significativo de capacidade de carga.

Houve reduções significativas de deformação na horizontal, devido ao aumento da tensão confinante provocada pelo reforço. Os esforços neste modelo levaram a ruptura por puncionamento da camada granular na camada de solo mole. Na vertical, porém, as deformações praticamente não foram influenciadas.

Na comparação dos métodos analíticos com o modelo numérico acima descrito, o método de Biquet e Lee (1975b), se enquadrou no caso de solos homogêneos. Entretanto, o seu uso se mostrou inviável para reforços flexíveis. Por ter sido desenvolvido com base em reforços rígidos, seus resultados se mostraram discrepantes em comparação à análise numérica, como mostra a Tabela 5.1.

Tabela 5.1 Valores de tensão obtidos no reforço por Biquet e Lee (Fabrín 1999).

Análise	T (kN/m)	
	Biquet e Lee (1975b)	Plaxis
SRN111	0,3	5,2
SRN121	0,6	9,3
SRN131	0,5	12,6
SRN211	0,7	9,2
SRN221	4,2	17,3
SRN231	0,7	9,2
SRN311	0,1	5,6
SRN321	7,4	25,1
SRN331	6,4	21,1

O método de Dixit e Mandal (1993) foi comparado ao caso de solos homogêneos por possuir essa característica como hipótese. Um ponto negativo deste método é a hipótese de colocação de uma única camada de reforço, o que não foi considerado como o ideal na análise numérica.

O método foi alimentado com os valores de tensão no reforço obtidos por Fabrín (1999) usando o Plaxis. Os resultados de carga última obtidos estão apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 Valores de capacidade de carga (Fabrín 1999).

Análise	q_{ult} (kPa)	
	Dixit e Mandal (1993)	Plaxis
SRN111	227,0	194,5
SRN121	236,1	196,1
SRN131	243,6	196,0
SRN211	302,6	245,8
SRN221	321,5	265,4
SRN231	302,6	245,5
SRN311	306,4	278,2
SRN321	400,7	320,0
SRN331	390,8	314,5

Podemos perceber que os resultados foram bastante coerentes, considerando que os valores obtidos pelo Plaxis não representam a ruptura global como no método de Dixit e Mandal (1993). Portanto eram esperados valores um pouco inferiores à carga última por este calculada.

Além disso, o método respondeu bem as variações de rigidez do solo e do reforço, indicando ser um método aplicável para o cálculo de capacidade de carga última do solo, desde que se possuam os valores de tensão mobilizadas no reforço. Um empecilho ao uso deste método seria a complexidade matemática de sua aplicação, o que tem como consequência uma menor difusão na prática.

O método de Das *et al.* (1996a) não foi considerado adequado por ser um método empírico cujos parâmetros dependem de ensaios em modelos reduzidos.

O Método de Wayne *et al.* (1998) foi comparado às análises de solo estratificado, com reforço na interface. Para efeito de comparação com o método numérico, foi também calculado no Plaxis os valores de tensões a serem usados no método.

De acordo com a Tabela 5.3, vemos que o método apresentou boa aproximação. Para reforços pouco rígidos, a capacidade de carga última estava ligeiramente inferior à análise numérica, com essa diferença crescendo à medida que se enrijece o solo granular. É importante notar que para o uso deste método seria interessante o uso de fatores de segurança adequados.

Tabela 5.3 Valores de capacidade de carga do solo estratificado (Fabrini 1999).

Análise	q_{ult} (kPa)	
	Wayne <i>et al.</i> (1998)	Plaxis
SRN411	88,4	99,8
SRN421	112,2	103,0
SRN431	131,5	118,8
SRN511	88,0	104,9
SRN521	107,2	114,0
SRN531	130,4	120,8

5.3. Análise econômica

Como visto nos itens anteriores, o método que se mostrou mais adequado no dimensionamento de fundações foi o de Wayne *et al.* (1998). Tal conclusão se dá pela facilidade de aplicação deste método; fator importante na prática. Também pelos resultados obtidos, que foram condizentes com os esperados para as variações de valores dos parâmetros de entrada.

Deste modo, este método será avaliado na análise econômica, em comparação com a metodologia convencional (sem reforço). Também serão incluídas na avaliação, as “Recomendações para Reforço com Geossintéticos – EBGeo”, para avaliar se existe interesse econômico na sua aplicação prática.

Serão considerados solos estratificados (camada de solo granular sobre solo argiloso) recebendo carga de sapata corrida de 1m de base com embutimento de 0,3m. Serão fixados valores de carga última de 100, 200, 300 e 400 kPa, e avaliados os custos para uma proposta convencional (sem reforço com geossintéticos, apenas variando a camada granular). Também será analisado o custo para solos reforçados com geogrelha.

Para o cálculo sem reforço será utilizado o método de Meyerhof e Hanna (1978), e com reforço, Wayne *et al.* (1998) e as “Recomendações para Reforço com Geossintéticos” – EBGeo.

Serão avaliados dois tipos de solo (A e B) cujas características estão fornecidas na Tabela 5.4, sendo que no primeiro caso teremos uma argila mais coesiva. O solo de aterro terá as características fornecidas na Tabela 5.5. Para a análise econômica considerou-se a argila

como terreno natural e o solo granular (de aterro) com custo de R\$15,00/m³. A espessura da trincheira para a colocação do solo granular abaixo da sapata foi de 5m.

Tabela 5.4 Características do solo de base para análise econômica (argila).

Argila		
	c (kPa)	N _c
A	15	5,14
B	5	5,14

Tabela 5.5 Características do solo de aterro para análise econômica.

c _a (kPa)	γ (kN/m ³)	φ (°)	k _p
5	18	35	11

Os valores de N_c para a argila foram obtidos considerando-se φ = 0, e de k_p para a areia, considerando-se valores de gráficos padrões (Lambe, 1979).

Assim, fixadas as cargas, obtiveram-se os valores de H (espessura de solo granular) por Meyerhof e Hanna (1978), cujos resultados estão representados nas Tabelas 5.6 e 5.7:

Tabela 5.6 Valores de custo pela proposta convencional – argila A.

q _{ult} (kPa)	H (m)	Custo (R\$/m)
100	0,24	18,00
200	0,83	62,25
300	1,22	91,50
400	1,54	115,50

Tabela 5.7 Valores de custo pela proposta convencional – argila B.

q _{ult} (kPa)	H (m)	Custo (R\$/m)
100	0,58	43,50
200	1,08	81,00
300	1,44	108,00
400	1,73	129,75

Para a análise com reforço, por Wayne *et al.* (1998), teremos uma única camada de geossintético na interface entre os solos, ocupando o mesmo comprimento da trincheira (5m) que fornece uma ancoragem adequada segundo análise realizada por Fabrin (1999).

Na análise econômica serão considerados como reforço as geogrelhas “Fortrac”, da HUESKER, com fatores de redução por fluência para um período de serviços de 120 anos de $FR_{fl} = 1,67$, com $\%T_{max} = 33\%$. Assim, teremos os custos tabelados em 5.8:

Tabela 5.8 Valores de custo para as geogrelhas usadas na análise econômica.

T_{projeto} (5% de deformação) (kN/m)	Custo (R\$/m²)
20	15,00
40	28,00
80	50,00

Da mesma forma, fixadas as cargas, determinou-se por Wayne *et al.* (1998) as espessuras das camadas de solo granular (Tabelas 5.9 e 5.10) a serem usadas em associação aos geossintéticos, obtendo-se finalmente o custo dos conjuntos.

Tabela 5.9 Valores da espessura de solo granular pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila A.

H (m)		T_{ref} (kN/m)		
		20	40	80
q_{ult} (kPa)	100	0,05	(*)	(*)
	200	0,63	0,39	0,05
	300	1,08	0,92	0,52
	400	1,42	1,29	1,00

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Tabela 5.10 Valores da espessura de solo granular pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila B.

H (m)		T_{ref} (kN/m)		
		20	40	80
q_{ult} (kPa)	100	0,33	(*)	(*)
	200	0,88	0,69	0,16
	300	1,26	1,12	0,79
	400	1,57	1,45	1,19

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Os resultados dos preços obtidos estão representados nas Tabelas 5.11 e 5.12:

Tabela 5.11 Valores de custo pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila A.

Custo (R\$/m)	T _{ref} (kN/m)		
	20	40	80
100	78,75	(*)	(*)
200	122,25	169,25	253,75
300	156,00	209,00	289,00
400	181,50	236,75	325,00

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Tabela 5.12 Valores de custo pela proposta de Wayne et al. (1998) – argila B.

Custo (R\$/m)	T _{ref} (kN/m)		
	20	40	80
100	99,75	(*)	(*)
200	141,00	191,75	262,00
300	169,50	224,00	309,25
400	192,75	248,75	339,25

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Os resultados obtidos pelas “Recomendações para Reforço com Geossintéticos” – EBGeo são dados nas Tabelas 5.13, 5.14, 5.15 e 5.16. É importante notar que, a parcela relativa ao cálculo da capacidade de carga da sapata apoiada no solo sem reforço, também foi obtida por Meyerhof e Hanna (1978).

Tabela 5.13 Valores da espessura de solo granular pela proposta da EBGeo – argila A.

H (m)	T _{ref} (kN/m)		
	20	40	80
100	0,05	(*)	(*)
200	0,65	0,45	0,05
300	1,10	0,95	0,62
400	1,43	1,32	1,07

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Tabela 5.14 Valores da espessura de solo granular pela proposta da EBGeo – argila B.

H (m)	T _{ref} (kN/m)		
	20	40	80
100	0,37	(*)	(*)
200	0,90	0,74	0,32
300	1,28	1,15	0,87
400	1,59	1,48	1,25

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Tabela 5.15 Valores de custo pela proposta da EBGEO – argila A.

Custo (R\$/m)	T _{ref} (kN/m)		
	20	40	80
q _{ult} (kPa) 100	78,75	(*)	(*)
200	123,75	173,75	253,75
300	157,50	211,25	296,50
400	182,25	239,00	330,25

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Tabela 5.16 Valores de custo pela proposta da EBGEO – argila B.

Custo (R\$/m)	T _{ref} (kN/m)		
	20	40	80
q _{ult} (kPa) 100	102,75	(*)	(*)
200	142,50	195,50	274,00
300	171,00	226,25	315,25
400	194,25	251,00	343,75

(*) Neste caso, o uso de geossintéticos com resistência de 40 e 80 kN/m mostrou-se desnecessário.

Podemos perceber pelos resultados acima que as propostas de reforço não apresentam resultados vantajosos do ponto de vista econômico. Este é um dos motivos pelo qual o reforço de fundações não está sendo usado na prática.

5.4. Análise de comportamento

Visando entender o comportamento das fundações reforçadas com geossintéticos realizou-se análise numérica com o software Plaxis. A primeira situação a ser estudada consiste de uma camada de argila (A) sob uma camada de solo granular com uma espessura 0,4m. Usando o método de Meyerhof e Hanna (1978), para uma sapata corrida de 1m de base sem embutimento, teríamos uma carga última de 100kPa.

Para simular esta condição no Plaxis usou-se o seguinte modelo:

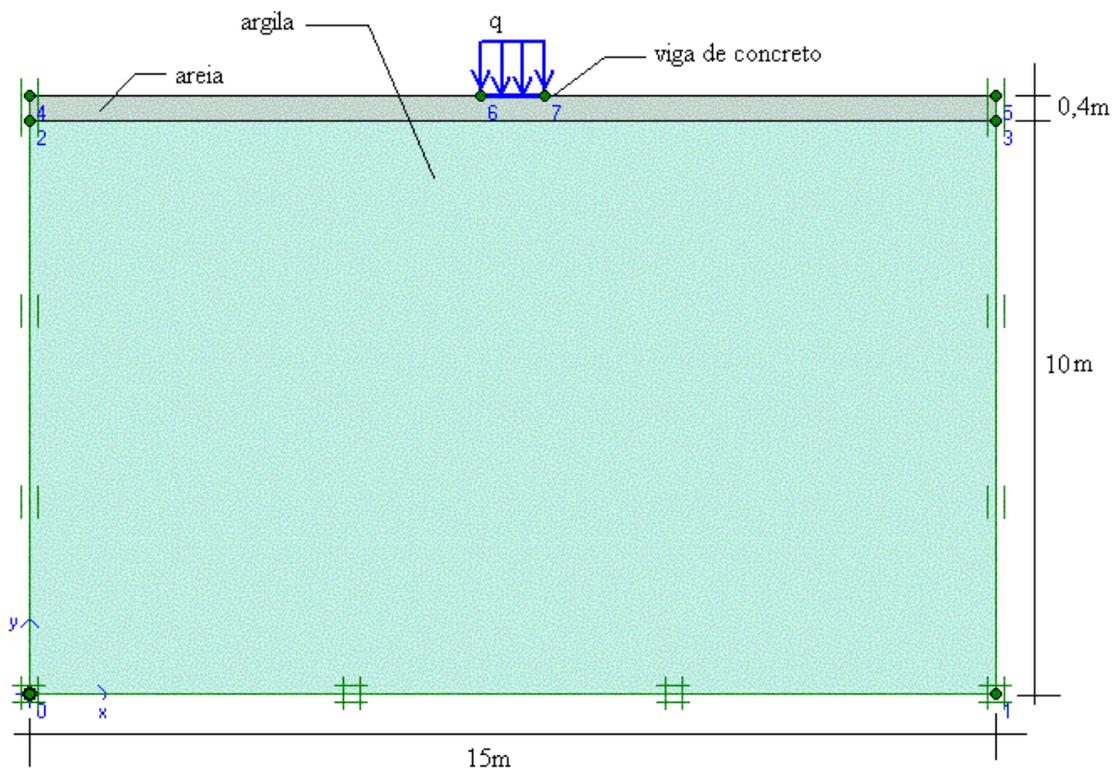


Figura 5.4 Modelo usado no Plaxis para a análise sem reforço.

Trata-se de um modelo de deformações planas, “plane strain”. A partir dele gerou-se uma malha de elementos finitos, com elementos triangulares de 6 nós, a qual foi refinada até que a diferença de resultados fosse desprezível para maiores níveis de refinamento. Para a definição dos tipos de solos, usou-se o modelo de Mohr-Coulomb.

Como o Plaxis representa a condição real, e considera-se que há um fator de segurança $FS = 3$ (adequado para fundações) embutido na carga de 100kPa, fez-se a divisão. Assim, iremos aplicar uma carga de 33,3kPa.

Os resultados obtidos para este nível de carregamento mostraram um deslocamento máxima de 9,10 mm, com o surgimento de vários pontos de plastificação no solo, como ilustram as Figura 5.5 e 5.6. Deste modo, vemos que já estaria avançando o processo de ruptura por punção (ou até mesmo local).

Entretanto, podemos perceber que os resultados foram coerentes, considerando que os valores obtidos pelo Plaxis não representam a ruptura global, como no método de dimensionamento. Portanto eram esperados valores um pouco inferiores à carga última por este calculada. O valor de carga que, segundo o Plaxis não apresentaria pontos de plastificação, seria 20kPa.

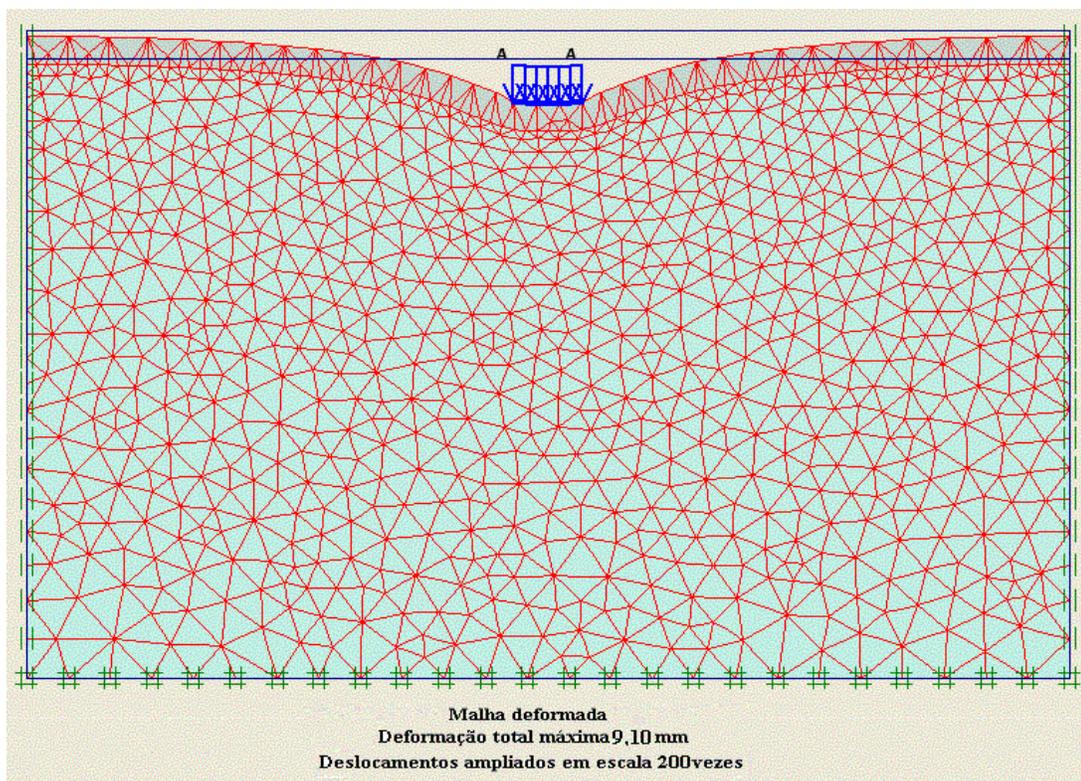


Figura 5.5 Malha de Elementos Finitos deformada após carregamento.

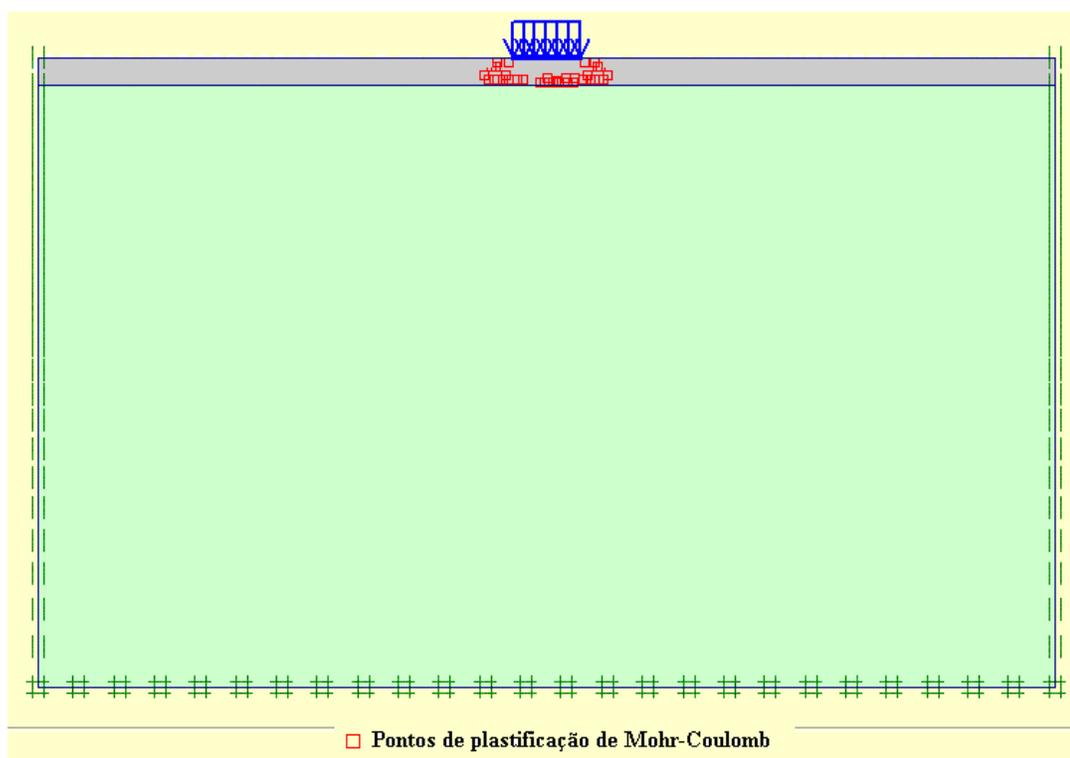


Figura 5.6 Pontos de plastificação para um carregamento de 33,3kPa.

Na seqüência, será realizada a análise com o elemento de reforço. Considera-se um comprimento de geossintético de 5B (portanto, 5m), na interface entre as camadas de solo. Tal configuração foi adotada com base em resultados descritos anteriormente (Fabrin 1999) que mostraram serem estas as condições mais eficientes.

Os elementos de interface servem para a indicação do nível de atrito solo-geossintético, ou seja, as condições de interface. Para esta análise, será considerado o mesmo nível de atrito do solo adjacente. Então, na interface positiva (ver Figura 5.7) teremos atrito igual ao do solo de reforço.

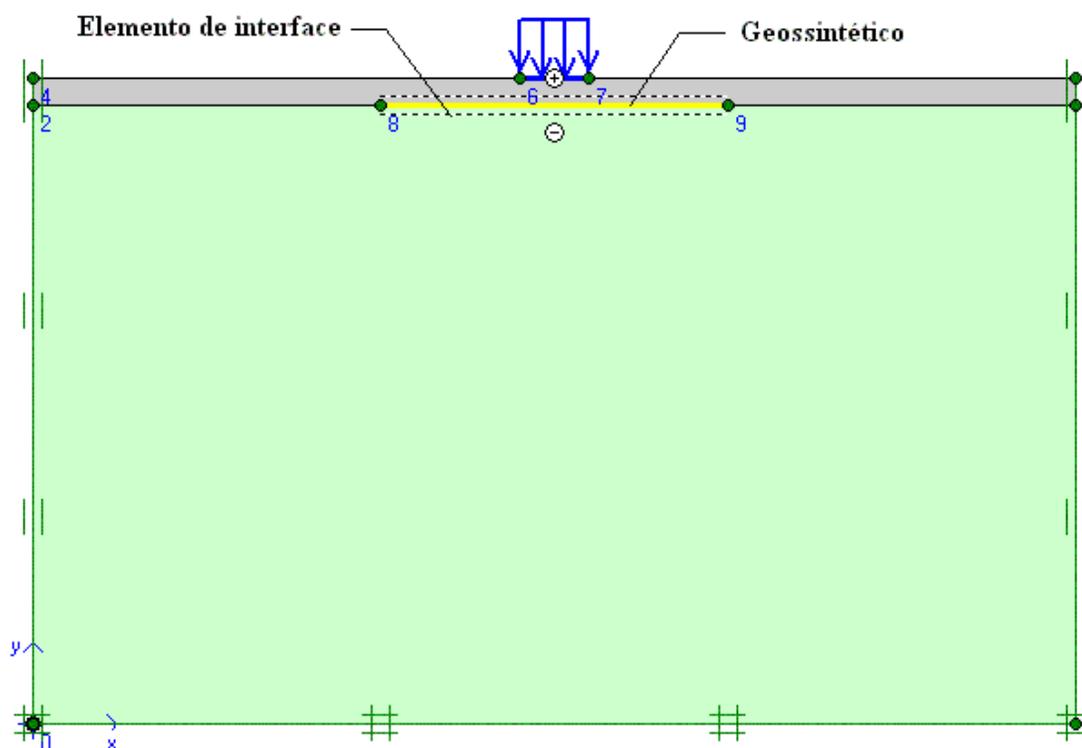


Figura 5.7 Modelo usado no Plaxis para a análise com reforço.

Para a mesma camada de solo granular, com espessura de 0,4m e usando um geossintético com $T = 20\text{kN/m}$, pelo método de Wayne *et al.* (1998) tem-se como carga de projeto 142kPa. Pelo método da EBGeo tem-se 137,45kPa. Adotando um fator de segurança $FS = 3$, tem-se 47,3kPa e 45,8kPa respectivamente, para esses métodos.

Para que seja possível uma melhor comparação, será adotada a mesma carga do exemplo anterior, 33,3kPa. Mantidos os mesmos parâmetros de solo, obtém-se como

resultado a Figura 5.8, com 12mm de deslocamento máximo.

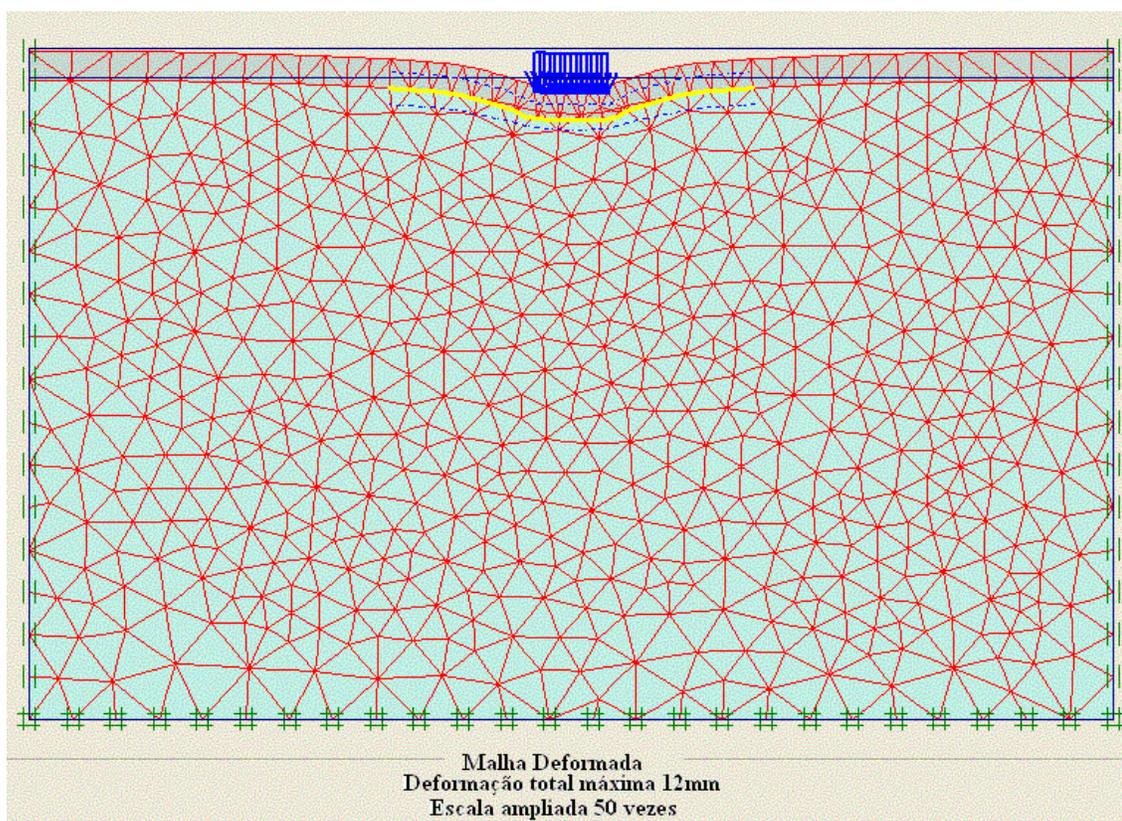


Figura 5.8 Malha deformada após carregamento.

De forma semelhante ao exemplo anterior, para 33,3kPa, houve o surgimento de vários pontos de plastificação no solo, como ilustra a Figura 5.9, mas em menores proporções. Vemos que já estaria avançando o processo de ruptura por punção. O valor de carga que, segundo o Plaxis não apresentaria pontos de plastificação, seria 25kPa.

A força mobilizada no reforço, para o carregamento de 33,3kPa, foi de 2,49kN/m. Não houve maior mobilização do reforço, pois se tem pequenas deformações. Entretanto, como se trata de dimensionamento de fundações, não seriam adequadas grandes deformações, o que poderia prejudicar a estrutura.

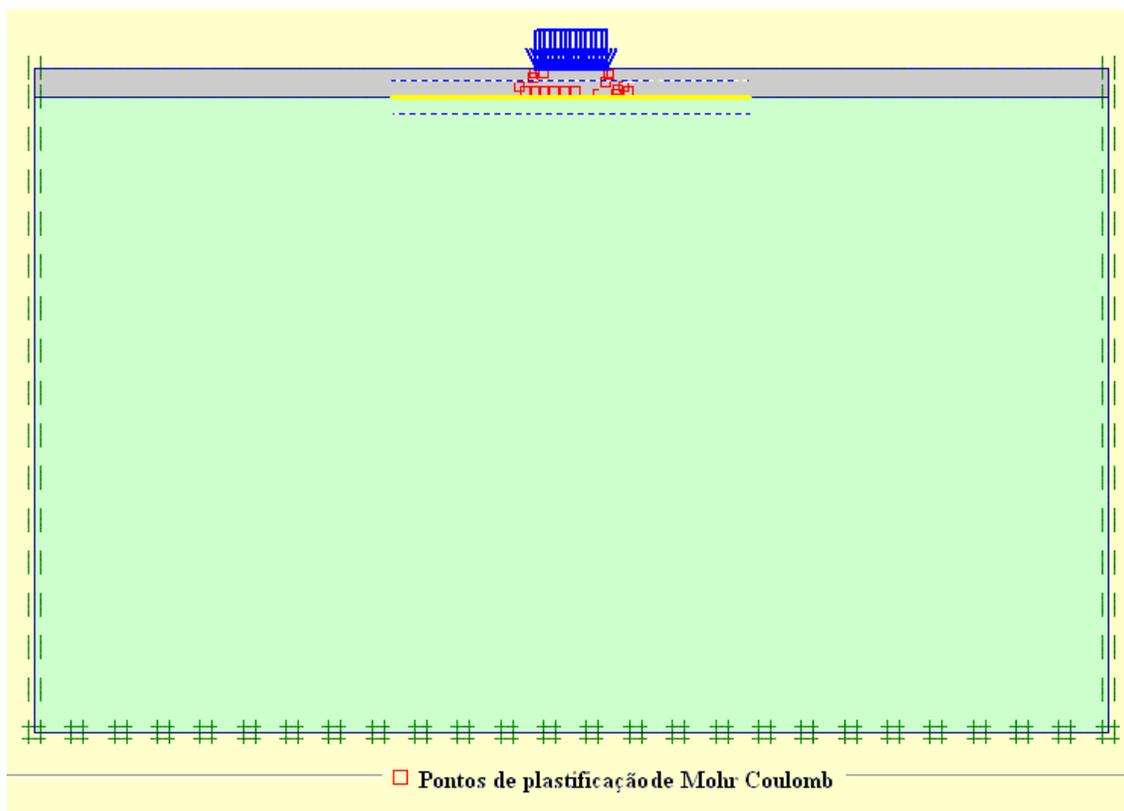


Figura 5.9 Pontos de plastificação para um carregamento de 33,3kPa.

Para comparar os deslocamentos nos modelos sem e com geossintético, temos as Figuras 5.10 e 5.11, respectivamente.

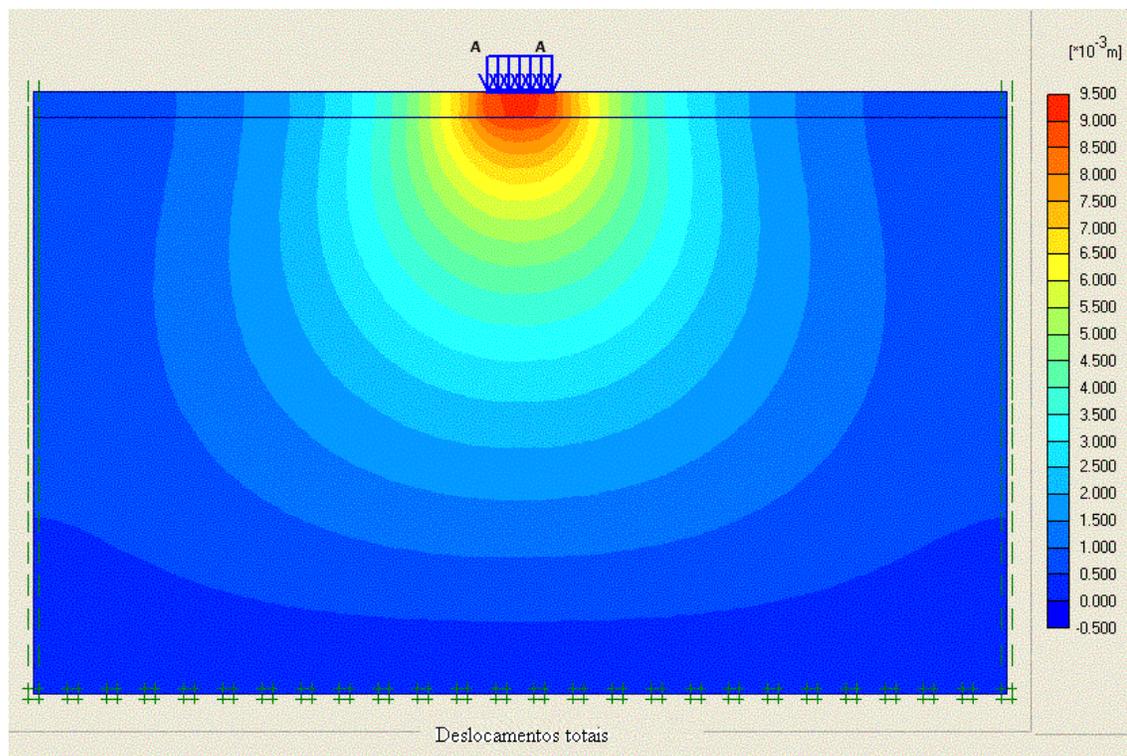


Figura 5.10 Distribuição de deslocamentos no modelo sem reforço.

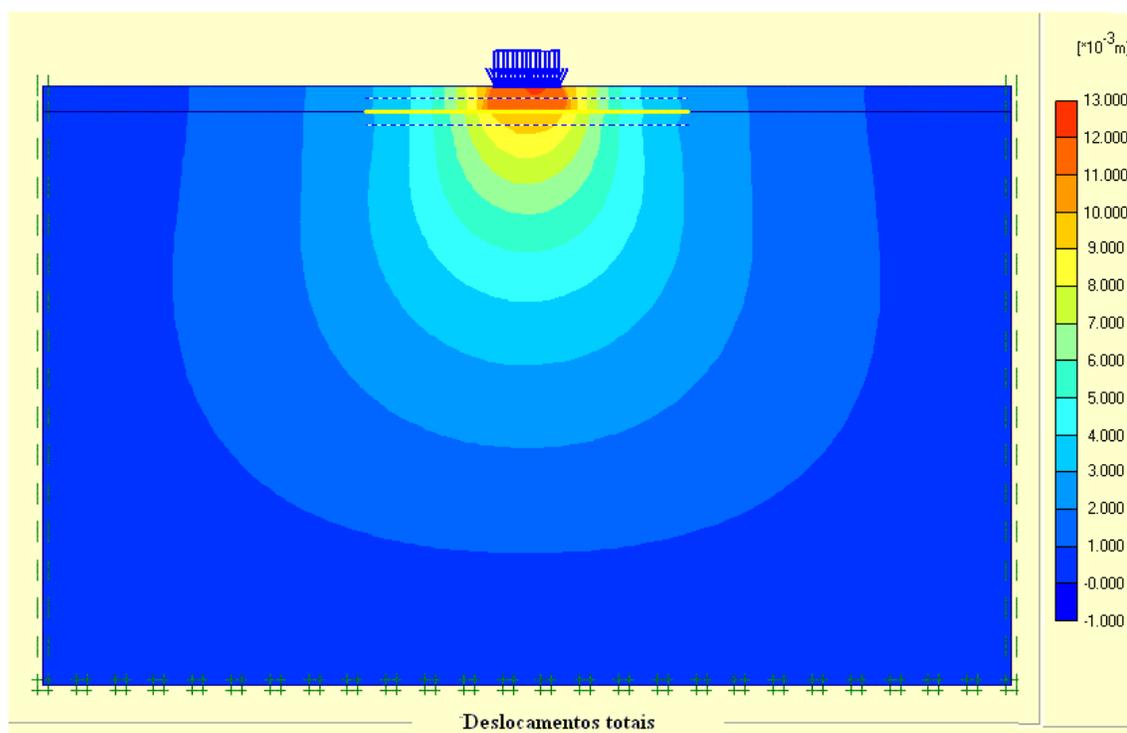


Figura 5.11 Distribuição de deslocamentos no modelo reforçado.

6. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS

O trabalho estuda o tema Fundações Reforçadas com Geossintético, visando analisar os métodos de dimensionamento encontrados na literatura. Dentro deste contexto, abordam-se inicialmente os produtos geossintéticos, suas características e aplicações. O uso de geossintéticos em estruturas reforçadas requer a correta aplicação de fatores de redução à resistência última do produto. Estas determinações, específicas para cada tipo, conta com normas internacionais de ensaio.

Importante notar que apesar desta já presente normalização, alguns resultados sugerem a importância de prosseguirem os estudos do tema, a fim de avaliar corretamente questões como a sinergia entre fatores de degradação. A existência da sinergia, não considerada nos fatores de redução, tendem a tornar o projeto muito conservador, prejudicando a relação custo-benefício.

Como motivação ao tema, muitos autores alegam que a utilização de geossintéticos na melhoria da capacidade de carga de solos de fundação mostrou-se promissora nos inúmeros trabalhos desenvolvidos com modelos reduzidos. Para um dado problema, um modelo físico reduzido é construído e testado de tal modo que os resultados obtidos possam ser convertidos para as condições de larga escala. É preciso estar atento às condições de similitude.

No caso de fundações, os ensaios de modelo reduzido apresentam níveis de deformação muito maiores que em condições de larga escala. Deste modo, ocorre uma maior mobilização do geossintético, resultando em um grande ganho de capacidade de carga proporcionado por ele, o que não ocorre nas mesmas proporções em larga escala. Além disto, não convém que haja grandes deformações em estruturas de fundação, pois isto prejudicaria a estrutura.

Na análise dos métodos de dimensionamento presente na literatura, conclui-se que o método de Binquet e Lee (1975) não é aplicável para reforços extensíveis, como demonstra a análise comparativa com Elementos Finitos. O método de Das *et al.* (1996a) não foi considerado adequado por ser um método empírico cujos parâmetros dependem de ensaios em modelos reduzidos.

O método de Dixit e Mandal (1993) respondeu bem as variações dos parâmetros de entrada, indicando ser um método aplicável, desde que se possuam os valores de tensão mobilizados no reforço. O maior empecilho em seu uso trata da complexidade matemática de sua aplicação, o que tem como consequência uma menor difusão na prática.

Os métodos de Wayne et al. (1998) e as “Recomendações para Reforço com Geossintéticos” da EBGEO, também se mostraram tecnicamente aplicáveis, desde que se possuam os valores de tensão mobilizados no reforço. Entretanto, na análise econômica, estes métodos não mostraram resultados vantajosos. Conclui-se ser este um dos motivos pelos quais o reforço de fundações não está sendo usado na prática.

Segundo o modelo usado, distribuem-se as camadas de geossintético horizontalmente abaixo do carregamento, seja em uma única camada ou em várias. Assim, para mobilizar o reforço obtendo ganhos de capacidade de carga justificáveis economicamente, deveríamos ter grandes deformações, o que não é coerente com a idéia de fundação, pois grandes recalques podem prejudicar a super estrutura.

Percebe-se pelo contexto acima a importância de se procurar novas configurações para o uso do geossintético em fundações. Os estudos sobre este tema devem prosseguir, pois ainda não foram esgotadas as alternativas de uso e análise do assunto.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Akinmusuru, J. O. e Akinbolade, J. A. (1981) Stability of loaded footings on reinforced soil, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 107, n° 6, pp. 819-827.
- ASTM D 1987 (1995) Standard test method for biological clogging of geotextile or soil/geotextile filters, *American Standard Testing Materials*, USA.
- ASTM D4355 (1992) Standard test method for deterioration of geotextiles from exposure to ultraviolet light and water (Xenon Arc Type Apparatus), *American Standard Testing Materials*, USA.
- ASTM D5101 (1995) Standard testing methods for measuring the soil-geotextile system clogging potencial by the gradient ratio, *American Standard Testing Materials*, USA.
- Azambuja, E (1994) Investigação do dano mecânico em geotêxteis não tecidos. *Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul*, 142 pg.
- Baker, T. L. (1997) Long term relationship of outdoor exposure to Xenon-Arc test apparatus exposure, *Geosynthetics '97*, Long Beach, Estados Unidos, p.177-190.
- Billing, J. W.; Greenwood, J. H. e Small, G. D. (1990) Chemical and mechanical durability of geotextiles, *4th Intern. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, Holanda, p.621-626.
- Billing, J. W.; Greenwood, J. H. e Small, G. D. (1990) Chemical and mechanical durability of geotextiles, *4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, pp. 621-626.
- Binquet, J. e Lee, K. L. (1975a) Bearing capacity tests on reinforced earth slabs, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 101, n° 12, pp. 1241-1255.
- Binquet, J. e Lee, K. L. (1975b) Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 101, n° 12, pp. 1257-1276.
- Bowles, J. E. (1996) Foundation analysis and design, McGraw-Hill, New York, *International Student Edition*, Third Edition.
- British Standard (1995) *Code of practice for strengthened/reinforced soils and others fills – Bs8006*, British Standard, London, 160 pag.
- Brown, B. S. e Poulos, H. G. (1981) Analysis of foundations on reinforced soil, 10th *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 595-598.
- Brocklehurst, C. J. (1993) Finite element studies of reinforced and unreinforced two-layer soil systems, *Tese de Doutorado*, University of Oxford, U. K.
- BS 8006 (1995) Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, *British*

Standard, Inglaterra.

- Busch, D. I. (1990) Variation of long term design strength of geosynthetics in temperatures up to 40°C, *4th Intern. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, Holanda, p.673-676.
- Das, B. M. (1989) Foundation on sand underlain by soft clay with geotextile at sand-clay interface, *Geosynthetics 89*, San Diego, pp. 203-214.
- Das, B. M.; Shin, E. C. e Singh, G. (1996a) Strip foundation on geogrid-reinforced clay: a tentative design procedure, *6th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Los Angeles, pp.531-535.
- Das, B. M.; Puri, V. K.; Omar, M. T. e Evgin, E. (1996b) Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand: scale effects in model tests, *6th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Los Angeles, pp.527-530.
- Das, B. M.; Maji, A. e Shin, E. C. (1998) Foundation on geogrid-reinforced sand – effect of transient loading, *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 16, pp.151-160.
- Dawson, A. e Lee, R. (1988) Full scale foundation trials on grid reinforced clay, *Geosynthetic for Soil Improvement*, American Society of Civil Engineers, pp. 127-147.
- DGGT (1997) Empfehlung für bewehrungen aus geokunststoffen – EBGEO, Ernst & Sohn, Berlin.
- Dixit, R. K. e Mandal, J. N. (1993) Bearing capacity of geosynthetic-reinforced soil using variational method, *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 12, pp. 543-566.
- Fabrin, T. W. (1999) O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas, *Tese de mestrado*, ITA - São José dos Campos, 219 pág.
- Fabrin, T. W. e Queiroz, P. I. B. (1999) Análise de fundações rasas reforçadas com geossintéticos, *1º Simpósio Sul Americano de Geossintéticos*, Rio de Janeiro, pp. 123-30.
- Fragazy, R. J. e Lawton, E. (1984) Bearing capacity of reinforced sand subgrades, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 110, no 10, pp. 1500-1507.
- Garber, M. e Baker, R. (1977) Bearing capacity by variational method, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, vol. 103, pp. 1209-1225.
- Ghosh, C. e Madhav, M. R. (1994) Settlement response of a reinforced shallow earth bed, *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 13, pp. 643-656.
- Gomes, R. C. (1993) Interação solo-reforço e mecanismos de ruptura em solos reforçados com geotêxteis, *Tese de doutorado*, USP - São Carlos, 270 pág.
- Greenwood, J. H. (1990) The creep of geotextiles, *4th Intern. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, Holanda, p.645-650.

- Greenwood, J. H. (1998) The assurance of durability, *6th Intern. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, Estados Unidos, p.657-662.
- Guido, V. A.; Knueppel, J. D. e Sweeny, M. A. (1987) Plate loading testis on geogrid-reinforced earth slabs, *Geosynthetic'87*, New Orleans, pp. 216-225.
- Hansen, J. B. (1970), A revised and extended formulafor bearing capacity, *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, n° 28, Copenhagen, pp.21
- Hachich, W.; Falconi, F.F.; Saes, J. L.; Frota, R. G. O.; Carvalho, C. S. C. e Niyama, S. (1998) *Fundações: Teoria e prática*, Editora Pini, 2° edição.
- Haza, E.; Garnier, J. e Dubreucq, Th. (2002) Shallow foundation on geotextiles-reinforced soil: a centrifugue model study, *7th Int. Conf. Geosynthetics*, Nice, France.
- Houlsby, G. T., Milligan, G. W. E., Jewell, R. A. e Burd, H. J. (1989) *A new approach to the design of unpaved roads* – Parte 1. *Ground Engineering*, 22 (3), p. 25 – 29.
- ISO 10319 (1993) Geotextiles and geotextiles related products – Wide-width tensile test, *International Organization for Standardization*.
- ISO 10321 (1993) Geotextiles and geotextiles related products – Tensile tests for joints/seams by wide-width method, *International Organization for Standardization*.
- ISO/TR 10722-1 (1998) Geotextiles and geotextile-related products- Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular materials, Technical Report, *International Organization for Standardization*, 7 pg.
- ISO/FDIS 13431 (1998) Geotextiles and geotextile-related products-Determination of tensile creep and creep rupture behaviour, *International Organization for Standardization*, 16 pg.
- ISO/TR 13434 (1998) Geotextiles and geotextile-related products- Guidelines on durability, Technical Report, *International Organization for Standardization*, 34 pg.
- Kerisel, J. e Absi, E. (1990) *Active and passive earth pressure tables*, 3rd, ed. A. A. Balkema, Rotterdam.
- Khing, K. H.; Das, B. M.; Puri, V. K.; Cook, E. E. e Yen, S. C. (1993) The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand, *Geotextilis and Geomembranes*, vol. 12, pp. 351-361.
- Khing, K. H.; Das, B. M.; Puri, V. K.; Cook, E. E. e Yen, S. C. (1994) Foundation on strong sand underlain by weak clay with geogrid at the interface, *Geotextilis and Geomembranes*, vol. 13, pp. 199-206.
- Koerner, R (1998) *Designing with geosynthetics*, *Prentice-Hall*.
- Koerner, G. R. e Koerner, R. M. (1990) The installation suvivatality of geotextiles and geogrid, *4th Intern. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The

- Hague, Holanda, p.567-602.
- Lagenhove, LV (1990) Conclusions of na extensive BRITE-research programme on ageing, *IV Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, Holanda, Balkema, pp.703-707.
- Lambe, T. W. e Whitman R. V. (1979) *Soil Mechanics – SI Version*, John Wiley, New York, 553 pág
- Lopes, P. M. e Lopes, M. L. (2001) Danificação durante a construção de geossintéticos – Estudo dos coeficientes de segurança a adotar, *Relatório de Ação de Investigação no âmbito do protocolo ICERR/FEUP*.
- Lopes, P. M. e Lopes, M. L. (2003) Um equipamento para a realização de ensaios laboratoriais de danificação durante a instalação de geossintéticos, *Revista Geotecnia*, vol. 98, pp 7-24.
- Lopes, P. M. e Lopes, M. L. (2004) Danificação durante a instalação e fluência de geossintéticos: resultados experimentais - coeficientes de segurança a aplicar, *2º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*, pp. 249-258.
- Lopes, P. M.; Recker, C.; Muller-Rochholz, J. e Lopes, M. L. (2000) Installation damage and creep of geosynthetics and their combined effect – experimental analysis, *Eurogeo 2000*, vol. 2, pp 895-897, Bologna, Itália.
- Madhav, M. R. e Poorooshasb, H. B. (1988) A new model for geosynthetic reinforced soil, *Computers and Geotechnics*, vol. 6, pp. 227-290.
- Manjunath, V. R., Dewaikar, D. M. (1996), Bearing capacity of inclined loaded footing on geotextile reinforced two-layer system, *Earth Reinforcement*, Ochai, Yasufuku & Omine (eds), Balkema, Rotterdam.
- Meyehof, G. G. (1956) Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, vol. 82, pp. 1-19.
- Meyehof, G. G. (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, pp. 16-26.
- Meyehof, G. G. (1974) Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, pp. 223-229.
- Meyehof, G. G. (1974) Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 15, pp. 565-572.
- Meyehof, G. G. e Hanna, A. M. (1978) Penetration test and bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 11, pp. 16-26.
- Nataraj, M. S.; McManis, K. L.; Hoadley, P. G. (1996), *Settlement and bearing capacity of*

- footings on reinforced sand*, Earth Reinforcement Ochai, Yasufuku & Omine (eds), Balkema, Rotterdam.
- NBR 12553 (1998) Geossintéticos – Terminologia, *Associação Brasileira de Normas Técnicas*.
- NBR 12824 (1993) Geotêxteis – Determinação da resistência em tração não confinada em ensaios de faixa larga, *Associação Brasileira de Normas Técnicas*.
- NBR 13134 (1993) Geotêxteis – Determinação da resistência em tração não confinada de emendas em ensaios de faixa larga, *Associação Brasileira de Normas Técnicas*.
- Omar, M. T.; Das, B. M.; Yen, S. C.; Puri, V. K. e Cook, E. E. (1993) Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand, *Geotechnical Testing Journal*, vol. 16, n° 2, pp. 246-252.
- Prandt, L. (1921) On the penetrating strengths (hardness) of plastic construction materials and the strenght of cutting edges, *Zeit. Angew. Math. Mech.*, vol. 1, n° 1, pp. 55-70 (em alemão).
- Pospisil, K., Zednik, P. (2002), Geosynthetic impact recognition on soil bearing capacity in the Geotechnical Laboratory Testing Field, *7th Int. Conf. Geosynthetics*, Nice, France.
- Rochholz, J. M. e Kirschner, R. (1990) Creep of geotextiles at different temperatures, *4th Intern. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, Holanda, p.657-659.
- Salman, A.; Elias, V.; Juran, I.; Lu, S. e Pearce, E. (1997) Durability of geosynthetics based on acelerated laboratory testing, *Geosynthetics'97*, Long Beach, Estados Unidos, p.217-234.
- Salman, A.; Elias, V.; DiMillio, A. (1998) The Effect of oxygne pressure, temperature and manufacturing processes on laboratory degradation of polypropylene geosynthetics; *6th Intern. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, Estados Unidos, p.683-690.
- Shin, E. C.; Das, B. M.; Puri, V. K.; Cook, E. E. e Yen, S. C. (1993) The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced clay, *Geotechnical Testing Journal*, vol. 16, n° 4, pp. 534-541.
- Shin, E. C.; Das, B. M. e Atalar, C. (2002) Cyclic plate load test on geogrid-reinforced granular pad, *7th Int. Conf. Geosynthetics*, Nice, France.
- Schlosser, F.; Jacobsen, H. M. e Jurna, I. (1993) Soil reinforcement, *8th Europe Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineerng*, pp. 1159-1180.
- Terzaghi, K. (1943) *Theoretical soil mechanics*, John Wiley.
- Terzaghi, K. e Peck, R. B. (1948) *Soil mechanics in engenineering practice*, John Wiley.
- Vidal, D. (2002) Apostila do curso de introdução aos geossintéticos: *Os geossintéticos e suas*

principais aplicações, <http://www.infra.ita.br/~delma/cursos/dlcpaa.html>

- Vidal, D. e Padilha, R. Q. (1995) Resistência a tração não confinada de geotêxteis: análise de fatores de influência, *2º Simpósio Brasileiro Sobre Aplicação de Geotêxteis*, pp. 181-190.
- Vidal, D.; Vieira, B. M. e Mello, J. L. (1991) Metodologia para análise da durabilidade de geossintéticos frente a agentes químicos, *2º Simpósio Sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos*, Rio de Janeiro, pp. 295-304.
- Vidal, D.; Fabrin, T. W. e Montez, F. T. (1999) O conceito de Fatores de redução aplicados as propriedades dos geossintéticos, *1º Simp. Sul-Americano de Geossintéticos / 3º Simp. Bras. de Geossintéticos*, Rio de Janeiro, vol. 1, pp. 189-198.
- Viezee, DJ, Voskamp, W, den Hoedt, G e Troost, GH (1990) Design soil reinforcement with woven geotextiles – the effect of mechanical damage and chemical ageing on the long term performance of polyester fibers and fabrics, *4th Intern. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, The Hague, Holanda, p.651-656.
- Wayne, M. K.; Han, J. e Akins, K. (1998) The design of geosynthetic reinforced foundations, *Geosynthetics in foundation reinforcement and erosion control systems, America Society of Civil Engineers*, pp. 1-18.

FOLHA DE REGISTRO DO DOCUMENTO			
1. CLASSIFICAÇÃO/TIPO TC	2. DATA 24 de novembro de 2004	3. DOCUMENTO N° CTA/ITA-IEI/TC-010/2004	4. N° DE PÁGINAS 84
5. TÍTULO E SUBTÍTULO: Fundações Rasas Reforçadas com Geossintético			
6. AUTOR(ES): Neli Alves Batista			
7. INSTITUIÇÃO(ÕES)/ÓRGÃO(S) INTERNO(S)/DIVISÃO(ÕES): Instituto Tecnológico de Aeronáutica. Divisão de Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica – ITA/IEI			
8. PALAVRAS-CHAVE SUGERIDAS PELO AUTOR: Geossintéticos, Fundações, Dimensionamento.			
9. PALAVRAS-CHAVE RESULTANTES DE INDEXAÇÃO: Geossintéticos; Fundações; Cálculo; Métodos matemáticos; Mecânica dos solos; Engenharia geotécnica; Engenharia civil			
10. APRESENTAÇÃO: X Nacional Internacional Trabalho de Graduação, ITA, São José dos Campos, 2004. 84 páginas.			
11. RESUMO: <p>O trabalho tem por objetivos alcançar o domínio da área de geossintéticos e reforço de fundações. Inicialmente foram abordados os diversos tipos de geossintéticos aplicados em reforço, terminologias, características físicas, suas propriedades mecânicas e durabilidade. Posteriormente foram tratados os métodos convencionais de dimensionamento de fundações.</p> <p>Como existem na literatura diversos trabalhos publicados, mostrou-se interessante uma revisão bibliográfica. A partir desta foram estudados os diversos métodos de dimensionamento de fundações reforçadas encontrados, voltados para a determinação da capacidade de carga da fundação. Foi realizado um estudo sobre estas propostas, analisando os resultados obtidos por esses métodos.</p> <p>Paralelamente a este trabalho foi desenvolvido um estudo sobre o software de Elementos Finitos Plaxis. Para domínio desta ferramenta foram analisados os conceitos do Método dos Elementos Finitos e o modelo de Mohr Coulomb, bem como os parâmetros envolvidos nas análises.</p>			
12. GRAU DE SIGILO: (X) OSTENSIVO () RESERVADO () CONFIDENCIAL () SECRETO			