

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

UTILIZAÇÃO DE GEOCÉLULAS EM REFORÇO DE
SOLO MOLE

Leonardo Antônio de Meneses

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

**São Carlos
2004**

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno pela valiosa orientação e solicitude dispensada. Igualmente agradeço a compreensão e apoio quando estive ausente.

Ao amigo Carlos Vinícius dos Santos Benjamim pelo apoio e auxílio desde antes de o mestrado se iniciar e ao poeta hondurenho Victor Hugo Gaitán pela inestimável amizade e companheirismo ao longo da jornada. Um agradecimento a todos os outros colegas com os quais compartilhei os tempos de mestrado.

Um agradecimento sincero a Sílvia Roberto Wick e a Marco Valério Antônio pelo trabalho árduo que permitiu que os ensaios fossem realizados.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da bolsa de estudos.

A meus pais pelo apoio em todos os momentos.

A todos os funcionários e professores do Departamento de Geotecnia da USP/São Carlos pela cooperação. Um agradecimento especial a Maristela Batissaco sem a qual estes agradecimentos sequer figurariam na dissertação.

RESUMO

MENESES, L. A. de (2004). Utilização de geocélulas em reforço de solo mole. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

A execução de obras apoiadas em solos moles constitui um desafio para a engenharia geotécnica. Pela baixa capacidade de suporte do solo mole, tais obras estão sujeitas a sofrer colapso, geralmente por ruptura do solo de base; e recalques excessivos, que ocorrem ao longo do tempo por efeito do adensamento do solo mole. Em virtude destes problemas, quaisquer soluções que promovam o aumento da capacidade de carga do solo mole representam uma enorme contribuição ao tema. Este trabalho apresenta resultados de uma série de provas de carga realizadas em laboratório sobre uma camada de areia apoiada em solo mole. A camada de areia foi ensaiada em três condições: sem reforço, reforçada apenas por geocélulas e pela associação de geocélulas e geogrelha. Foram utilizadas geocélulas de geotêxtil com ligações costuradas e geocélulas de polietileno com ligações soldadas nas alturas de 5, 10 e 15 cm. Os resultados apontam uma melhora significativa quando do confinamento com geocélulas, tanto em termos de recalque quanto de capacidade de suporte. A utilização de geocélulas conjugadas a um reforço basal com geogrelha permitiu uma melhora do desempenho ainda mais significativa.

Palavras-chave: geocélula; geogrelha, solo mole, reforço de solo, capacidade de carga, recalque.

ABSTRACT

MENESES, L .A. de (2004). The use of geocells in reinforcement of soft soils. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

Works resting on soft soils represent a large task to geotechnical engineers. Due to the soft soil low bearing capacity, such works might present a rotational failure or present large settlements that occur with time due to consolidation. For these problems any technical contribution that would allow an increase of the bearing capacity of the soft soils would represent an enormous help to geotechnical engineering. This work presents results of laboratory loading plate tests carried out on a sandy layer resting on the top of a soft soil deposit. The sandy layer was tested in three different conditions: unreinforced, reinforced with geocells and with geocells and geogrids. Geocells made out of strips of non woven geotextile with sewed joints and made from welded joint polyethylene strips were used. The results of plate tests showed a significant improvement not only in terms of bearing capacity but also in terms of settlement reduction when geocells alone were used. The use of geocells associated with geogrids allowed further improvements in the bearing capacity and settlement reductions.

Keywords: Geocells, geogrids, soft soils, soil reinforcement, bearing capacity, settlement.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Objetivos	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1. Resistência ao cisalhamento de solos granulares	3
2.1.1. Influência da tensão de confinamento	3
2.1.2. Influência da compactação	6
2.1.2.1. Compactação sobre camadas moles	10
2.2. Geocélulas	10
2.2.1. Desenvolvimento	10
2.2.2. Caracterização do material	11
2.2.3. Ensaio triaxiais conduzidos em geocélulas	13
2.2.4. Aplicações diversas	22
2.2.4.1. Proteção de taludes contra a erosão	22
2.2.4.2. Muros de contenção	23
2.2.4.3. Proteção de canais	24
2.2.4.4. Aumento da capacidade de carga	25
2.3. Melhoria da capacidade de suporte de solos moles	25
2.3.1. Solos moles	25
2.3.2. Aterros sobre solos moles: soluções convencionais e utilização de geossintéticos.	26
2.4. Alguns estudos realizados com geocélulas	27

2.4.1.	Estudo comparativo entre geocélulas e demais geossintéticos	36
2.4.2.	Fatores que interferem na eficiência da geocélula	39
2.4.3.	Estudos de caso	41
2.5.	Métodos de cálculo	42
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	46
3.1.	Materiais utilizados	46
3.2.	Preparação do ensaio	52
3.3.	Carregamento	57
3.4.	Preparo de novo ensaio	57
3.4.1.	Procedimentos de controle das características do material argiloso	57
3.4.2.	Massa específica da areia após compactação	58
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	64
5.	CONCLUSÕES	80
6.	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	82
7.	BIBLIOGRAFIA	83

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 -	Atrito e imbricamento em solos granulares (Lambe & Whitman 1979)	4
Figura 2 -	Ensaio triaxiais drenados em areia fofa do Rio Sacramento (Holtz & Kovacs)	5
Figura 3 -	Envoltória de Mohr para uma mistura de areia e pedregulho (Holtz & Gibbs 1956)	6
Figura 4 -	Efeito do estado de compactação no comportamento tensão - deformação - volume de solos granulares - Ensaio drenado (Leonards 1962)	7
Figura 5 -	Efeito do cisalhamento no volume dos solos granulares	8
Figura 6 -	Densidade relativa x ângulo de atrito para solos não coesivos	9
Figura 7 -	Geocélula não-perfurada de polietileno de alta densidade (Fonte Webtec)	11
Figura 8 -	Geocélula perfurada de polietileno (Fonte: Presto)	12
Figura 9 -	Confinamento tridimensional com geogrelhas (Bush et al. 1990)	13
Figura 10 -	Diferença entre tensões principais x deformação axial (Bathurst & Karpurapu 1993)	14
Figura 11 -	Deformação volumétrica x deformação axial (Bathurst & Karpurapu 1993)	15
Figura 12 -	Envoltórias de resistência para solos reforçados e sem reforço (Bathurst & Karpurapu 1993)	15
Figura 13 -	Círculos de Mohr para cálculo da coesão aparente para o sistema geocélula-solo	16
Figura 14 -	Diferentes configurações de células usadas nos ensaios triaxiais (Rajagopal et al. 1999)	18
Figura 15 -	Curvas tensão-deformação para areia com diferentes tipos de geocélulas - $\sigma_3 = 100$ kPa (Rajgopal et al. 1999)	19
Figura 16 -	Diagramas q x p para amostras de areia com geocélulas	

	de diferentes materiais (Rajagopal et al. 1999)	20
Figura 17 -	Curvas tensão x deformação para areia com diferentes configurações de geocélulas – $\sigma_3 = 100$ kPa (Rajagopal et al. 1999)	20
Figura 18 -	Diagramas q x p para diferentes configurações de geocélulas (Rajagopal et al. 1999)	21
Figura 19 -	Talude vegetado em geocélulas (Fonte: Presto)	23
Figura 20 -	Talude reforçado por geocélulas (Fonte: Presto)	24
Figura 21 -	Canal protegido por geocélulas preenchidas por concreto (Fonte: Presto)	24
Figura 22 -	Leito ferroviário reforçado com geocélulas (Fonte: Presto)	25
Figura 23 -	Arranjo experimental (Dash et al. 2003)	28
Figura 24 -	Carga aplicada x recalque para diferentes alturas de geocélulas com e sem o reforço basal em geogrelhas (Dash et al. 2003)	29
Figura 25 -	Carga aplicada x recalque para diferentes larguras da camada de geocélulas (Dash et al. 2003)	29
Figura 26 -	Carga aplicada x recalque para diferentes alturas de geocélulas (Dash et al. 2003)	30
Figura 27 -	Arranjo experimental para reforço planar (Dash et al. 2003)	31
Figura 28 -	Carga x recalque para os sistemas tridimensional e planar (Dash et al. 2003)	31
Figura 29 -	Deformação superficial x recalque para os sistemas tridimensional e planar (Dash et al. 2003)	32
Figura 30 -	Arranjo experimental (Dash et al. 2001 ¹)	32
Figura 31 -	Arranjo experimental (Dash et al. 2001 ²)	33
Figura 32 -	Arranjo experimental (Krishnaswamy et al. 2000)	34
Figura 33 -	Influência da rigidez do material das geocélulas na deformação lateral do aterro experimental (Krishnaswamy et al. 2000)	35
Figura 34 -	Influência da relação h/d na deformação lateral do aterro (Krishnaswamy et al. 2000)	35
Figura 35 -	Desenho esquemático do arranjo do ensaio (Bathurst & Jarret 1998)	36
Figura 36 -	Carga x deformação para solo reforçado por geocélulas	

	e solo sem reforço (Bathurst & Jarret 1988)	37
Figura 37 -	Carga x deformação para solo confinado com geogrelha, solo reforçado por uma camada de geogrelha e solo sem reforço (Bathurst & Jarret 1988)	38
Figura 38 -	Comparativo entre opções reforçadas com espessura de 300 mm e ensaios conduzidos sem reforço (Bathurst & Jarret 1988)	38
Figura 39 -	Variação da capacidade de carga última com a razão d/h para geocélulas feitas de geotêxtil não-tecido, preenchidas com areia, sobre argila mole	40
Figura 40 -	Mecanismo de ruptura sem a geocélula	42
Figura 41 -	Mecanismo de ruptura com a geocélula	42
Figura 42 -	Curva granulométrica da argila utilizada no ensaio	46
Figura 43 -	Curva granulométrica da areia utilizada no ensaio	47
Figura 44 -	Vane de laboratório utilizado nos ensaios	52
Figura 45 -	Desenho esquemático do arranjo experimental	54
Figura 46 -	Arranjo experimental para ensaios reforçados com geocélulas e geogrelha	56
Figura 47 -	Pontos de determinação dos parâmetros geotécnicos do solo mole	58
Figura 48 -	Remoção dos 40 cm da argila mole e instalação das células de tensão total	60
Figura 49 -	Linha de células a 10 cm da superfície do solo mole	60
Figura 50 -	Aspecto do solo mole após revolvimento	60
Figura 51 -	Geotêxtil de separação	61
Figura 52 -	Camada de areia de regularização	61
Figura 53 -	Camada de geogrelha	61
Figura 54 -	Geocélulas de polietileno	62
Figura 55 -	Superfície de ruptura	62
Figura 56 -	Detalhe da superfície de ruptura	63
Figura 57 -	Curvas carga x recalque (sem reforço e reforço com geocélulas de geotêxtil)	65
Figura 58 -	Curvas carga x recalque (sem reforço e reforço	

	com geocélulas de polietileno)	66
Figura 59 -	Curvas carga x recalque (geocélulas de geotêxtil e geocélulas de polietileno)	67
Figura 60 -	Curvas carga x recalque (comparativo com e sem geogrelha)	68
Figura 61 -	Curvas carga x recalque (geocélula de 10 cm e equivalente sem reforço)	68
Figura 62 -	Tensão x profundidade no centro de aplicação da carga	72
Figura 63 -	Tensão x distância do centro de aplicação da carga	72
Figura 64 -	Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio SR10 – carregamento: 109,1 kPa	73
Figura 65 -	Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio Ggt10 – carregamento: 109,1 kPa	74
Figura 66 -	Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio Gpe10 – carregamento: 109,1 kPa	74
Figura 67 -	Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio GGpe10 – carregamento: 103,9 kPa	75
Figura 68 -	Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio GGgt10 – carregamento: 103,9 kPa	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 -	Tensões principais maiores referentes à Figura 2	5
Tabela 2 -	Principais características dos métodos utilizados para controle de recalques (Almeida 1996)	27
Tabela 3 -	Características das geocélulas utilizadas	48
Tabela 4 -	Características da geogrelha utilizada	49
Tabela 5 -	Características do geotêxtil utilizado	49
Tabela 6 -	Resumo dos ensaios realizados	55
Tabela 7 -	Massa específica, teor de umidade e coesão não-drenada do solo argiloso nos vários ensaios	59
Tabela 8 -	Massa específica da areia nas células, após compactação, nos vários ensaios	59
Tabela 9 -	F_d (Geocélulas de 5 cm)	69
Tabela 10 -	F_d (Geocélulas de 10 cm)	69
Tabela 11 -	F_d (Geocélulas de 15 cm)	70
Tabela 12 -	Tensões no interior do maciço (em % da carga aplicada)	71
Tabela 13 -	Estimativa de tensões nas células pelo método Presto	77
Tabela 14 -	Estimativa da capacidade de carga pelas expressões sugeridas por Koerner	79

LISTA DE SÍMBOLOS

c	- coesão
CBR	- índice de suporte Califórnia (<i>California Bearing Ratio</i>)
C_c	- coeficiente de curvatura
c_r	- coesão aparente proporcionada pelo reforço com geocélulas
CR ou Dr	- compacidade relativa ou densidade relativa
C_u	- coeficiente de não uniformidade
c_u	- coesão não drenada
d	- diâmetro equivalente da geocélula ou diâmetro da amostra em ensaio triaxial
D	- diâmetro da placa de aplicação de carga
d_0	- diâmetro inicial da amostra em ensaio triaxial
D_{10}	- diâmetro efetivo
e	- índice de vazios
e_0	- índice de vazios inicial
$e_{máx}$	- índice de vazios máximo
$e_{mín}$	- índice de vazios mínimo
F_d	- fator de desempenho
h	- altura da geocélula
K_a	- coeficiente de empuxo ativo
K_p	- coeficiente de empuxo passivo
L_0, L	- comprimentos inicial e final de amostra em ensaio triaxial
LL	- limite de liquidez
LP	- limite de plasticidade
M	- módulo secante da membrana
N	- força normal
N_c, N_q, N_γ	- fatores de capacidade de carga
S_r	- grau de saturação (%)
T	- força tangencial

V_o	- volume inicial
w	- teor de umidade (%)
ΔV	- variação de volume
δ	- ângulo de atrito entre o solo e a parede da célula
ε	- deformação axial (%)
ε_c	- deformação circunferência
ϕ	- ângulo de atrito do solo ou diâmetro da placa (ver D)
γ	- peso específico (kN/m^3)
$\rho_{d,m\acute{a}x}$	- massa específica seca máxima
$\rho_{d,m\acute{i}n}$	- massa específica seca mínima
σ	- tensão normal
σ_1	- tensão principal maior
σ_3	- tensão principal menor
τ	- tensão cisalhante
$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$	- fatores de forma

1. INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

O notável avanço da indústria de geossintéticos tem dotado a engenharia geotécnica de novos materiais e novas formas de se projetar e construir. A contínua evolução dessa indústria fez com que surgissem no mercado os geotêxteis, as geogrelhas, as georredes e as geomembranas. Mais recentemente desenvolveram-se sistemas de confinamento tridimensional de solo genericamente conhecidos por geocélulas.

O desenvolvimento das geocélulas teve, em primeira instância, motivações militares. O U.S. Army Corps of Engineers pesquisava, em meados da década de 70, técnicas para a rápida construção de estradas de areia para pousos e decolagens em praias ou operações em áreas desérticas. A tecnologia desenvolvida foi rapidamente assimilada para fins civis de modo que, ao final da década de 70 e início dos anos 80, o produto passava a ser produzido comercialmente.

O confinamento proporcionado pela geocélula resulta em um acréscimo da resistência ao cisalhamento do solo de preenchimento e evita o seu espalhamento lateral. Esse ganho de resistência é extremamente importante quando se deseja melhorar a capacidade de carga de um solo.

Particularmente no caso de obras sobre solos moles, a utilização de geocélulas pode muitas vezes ser bastante vantajosa. Soluções tradicionais como a retirada e substituição do material mole podem ser prescindidas pela sua utilização.

Assim, a utilização de geocélulas deve ser considerada quando da impossibilidade da utilização de soluções convencionais ou quando os custos de sua instalação se mostrarem vantajosos.

1.2. OBJETIVOS

O presente trabalho contribui para a avaliação e o entendimento do confinamento tridimensional de solos por geocélulas que vem sendo crescentemente utilizado. Apesar da larga utilização, poucos são os estudos do material e de suas aplicações.

O objetivo precípua deste estudo é avaliar o comportamento do reforço com geocélulas preenchidas com material granular, aplicado sobre uma camada de solo mole.

De modo complementar o sistema foi avaliado comparativamente a uma situação em que a camada de material granular sobre o solo mole não tinha qualquer reforço.

Pesquisou-se ainda um sistema de reforço conjugando a geocélula com uma camada de geogrelha para se verificar o acréscimo de resistência eventualmente oferecido.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS GRANULARES

Para que se possa entender plenamente o mecanismo de funcionamento das geocélulas, faz-se necessário compreender a resistência ao cisalhamento de solos granulares como a areia. As geocélulas foram criadas com o propósito de reforçar esse tipo particular de solo.

A resistência ao cisalhamento dos solos granulares secos pode, segundo Lambe & Whitman (1979), ser creditada a dois grupos de fatores. O primeiro grupo inclui, dentre outros, o índice de vazios de um solo e a tensão de confinamento a que este está submetido. O segundo grupo inclui os fatores que fazem com que dois solos sob as mesmas condições de confinamento e de compactidade apresentem resistências distintas. Dentre esses fatores destacam-se o tamanho, forma e granulometria das partículas do material.

É justamente no primeiro grupo de fatores que a geocélula interferirá, confinando o solo que se quer reforçar. A eficiência dessa alternativa por sua vez dependerá da compactação do material de preenchimento.

2.1.1. Influência da tensão de confinamento

A resistência dos solos granulares é basicamente função do atrito de rolamento e deslizamento desenvolvido entre as partículas e do imbricamento (entrosamento) entre as mesmas.

A Figura 01 ilustra, de maneira didática, três situações. Na situação (a) a resistência é função apenas do atrito entre as partículas de quartzo e a superfície do mesmo material. Nas situações (b) e (c) tem-se a contribuição do imbricamento, menor e maior, respectivamente. Para uma mesma força normal (N), a força tangencial (T) necessária a movimentação das placas será menor em (a) e maior em (c).

A resistência ao deslizamento/rolamento desenvolve-se nos pontos de contato entre as partículas e é proporcional à força normal no contato. A tensão confinante, atuando no sentido de aumentar as tensões normais no contato, melhora a resistência do

solo. Entretanto, caso essas tensões atinjam valores de certa magnitude, as irregularidades e arestas das partículas passam a ser quebradas reduzindo o imbricamento.

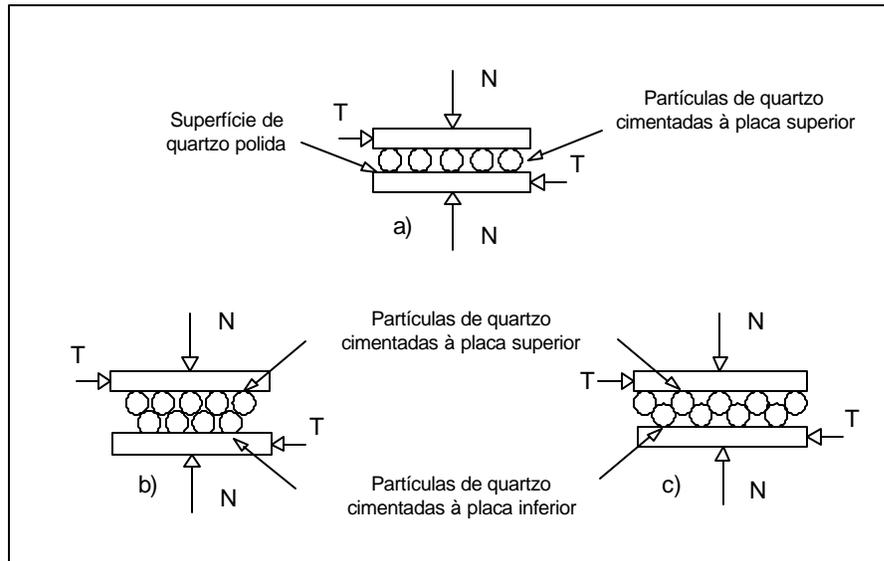


Figura 01 – Atrito e imbricamento em solos granulares (Lambe & Whitman 1979)

A influência do confinamento também pode ser compreendida em termos de ensaios triaxiais conduzidos em amostras cilíndricas de solo. Nestes ensaios, usualmente as amostras são confinadas sob uma certa tensão (σ_3) e carregadas axialmente, registrando-se os valores das deformações verticais e as variações de volume. A Figura 02 ilustra os resultados tipicamente obtidos em ensaios triaxiais drenados em areias no seu estado fofo.

Para gráficos como os da Figura 02 (σ_1/σ_3 x deformação axial), a ruptura é definida para o valor máximo da razão σ_1/σ_3 . Para que melhor se entenda a Figura 02, pode-se, por exemplo, comparar a diferença entre tensões principais ($\sigma_1 - \sigma_3$), a uma deformação de 5% para tensões confinantes de 3,9 MPa e 0,1 MPa. A tabela 01 resume os resultados:

σ_3 (MPa)	σ_1/σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$ (MPa)	σ_1 (MPa)
0,1	3,5	0,25	0,35
3,9	2,0	3,9	7,8

Tabela 01 – Tensões principais maiores referentes à Figura 02

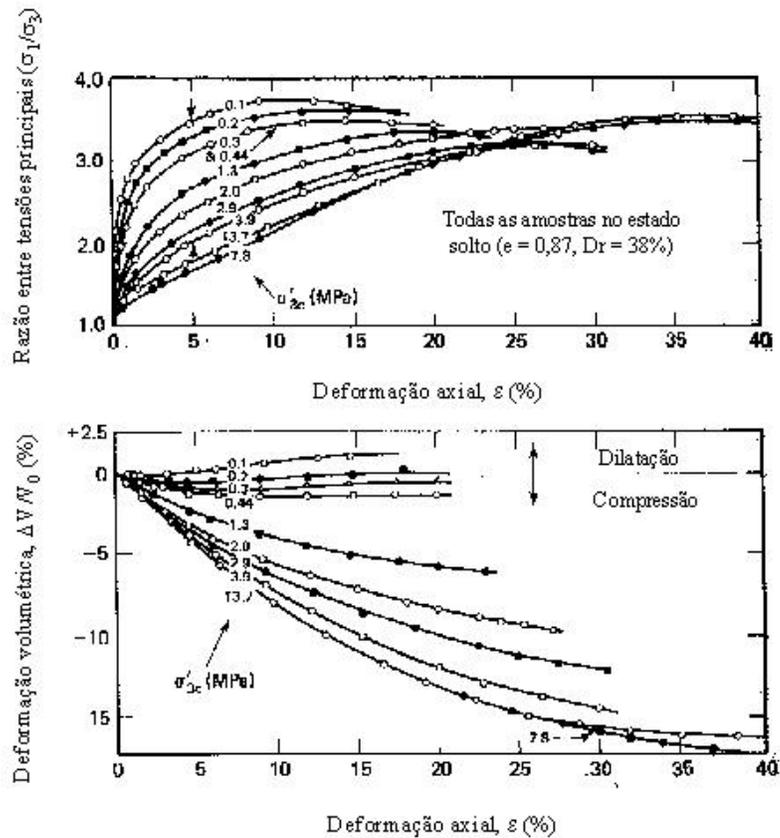


Figura 02 – Ensaios triaxiais drenados em areia fofa do Rio Sacramento (Holtz & Kovacs)

Assim, para diferentes tensões confinantes, no instante da ruptura serão encontrados diferentes valores para a tensão principal maior. Quanto maior a tensão de confinamento, maior será o valor obtido para σ_1 . Com esses pares de valores pode-se traçar, em um diagrama $\tau \times \sigma$, os círculos de Mohr equivalentes conforme Figura 03. A envoltória de resistência, pelo critério de Mohr-Coulomb pode ser aproximada por uma reta de equação:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (1)$$

Sendo:

$\tau \Rightarrow$ tensão cisalhante

$\sigma \Rightarrow$ tensão normal

$c \Rightarrow$ intercepto de coesão

$\phi \Rightarrow$ ângulo de atrito do solo

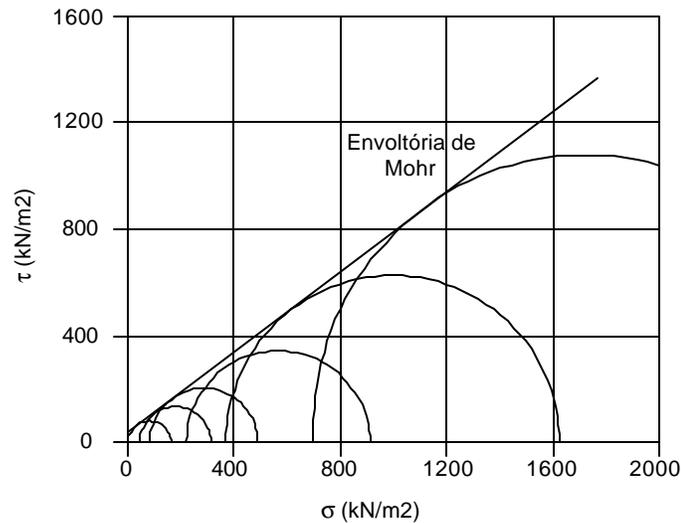


Figura 03 – Envoltória de Mohr para uma mistura de areia e pedregulho (Holtz & Gibbs 1956)

Especificamente no caso dos solos granulares, limpos e desprovidos de partículas cimentantes, o intercepto de coesão iguala-se a zero e a reta passa pela origem ($\tau = \sigma \cdot \tan \phi$). Esses corpos de prova não conseguem manter a configuração cilíndrica de ensaio sem que uma tensão de confinamento seja aplicada.

2.1.2. *Influência da compactação*

As propriedades mais importantes de um solo, quando usado como material de construção, são a resistência ao cisalhamento, a compressibilidade e a permeabilidade. De modo geral, a compactação de um solo aumenta a sua resistência ao cisalhamento e diminui sua compressibilidade e permeabilidade.

Segundo Craig (1992), a compactação pode ser definida como o processo de aumento da densidade de um solo pela acomodação das partículas mais próximas umas

das outras com redução no volume de ar. Na compactação não há variação significativa do volume de água do solo.

A Figura 04 ilustra os resultados de um ensaio triaxial drenado em uma areia em dois estados: fofo e compacto. No estado compacto a tensão desviatória aumenta rapidamente e atinge o pico a uma deformação axial de cerca de 5% e decresce relativamente rápido tendendo a um valor constante. No estado fofo, a partir de uma deformação axial de 1%, a tensão desviatória passa a aumentar mais lentamente, atingindo o pico entre 10% e 15% de deformação e decrescendo lentamente. Observa-se que a tensão desviatória de pico da areia compacta é bem superior a da mesma areia em seu estado fofo. Pelo gráfico também se percebe que a areia em estado compacto se deforma com aumento de seu índice de vazios e a areia em estado fofo sofre uma diminuição do mesmo índice ao se deformar.

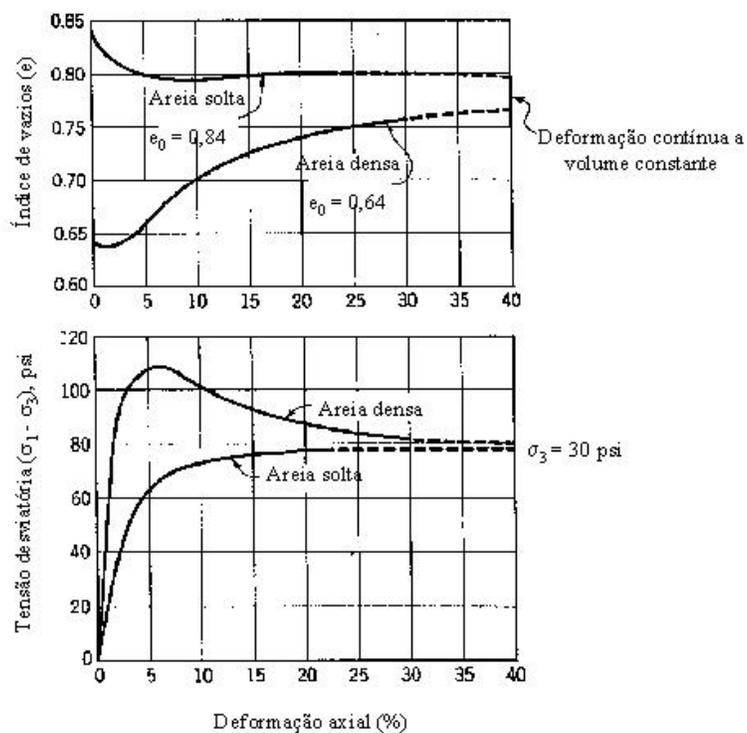


Figura 04 – Efeito do estado de compactação no comportamento tensão-deformação-volume de solos granulares - Ensaio drenado (Leonards 1962)

A Figura 05 esquematiza as variações de volume sofridas por solos granulares ao serem cisalhados. Os solos granulares compactos (Fig. 05-a) estão de tal forma entrosados que a deformação cisalhante não pode ocorrer sem que haja um “afrouxamento do pacote de grãos” (Fig. 05-b). A areia em estado mais solto (Fig. 05-c) todavia tende a diminuir de volume ao ser cisalhada (Fig. 05-d). Isso ocorre porque nesse arranjo as partículas ao se movimentarem acabam preenchendo os espaços vazios disponíveis.

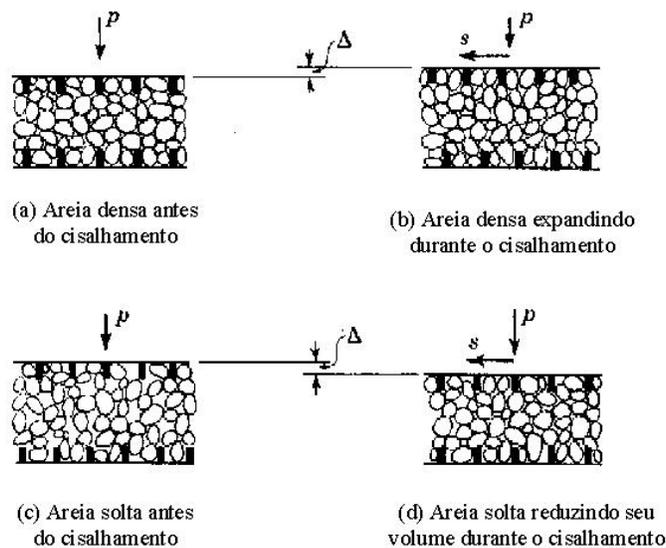


Figura 05 – Efeito do cisalhamento no volume dos solos granulares

É necessário entender também que os solos não coesivos são permeáveis mesmo quando compactados. Eles não são afetados significativamente pelo teor de umidade durante o processo de compactação. Conseqüentemente, a curva de Proctor, relacionando massa específica seca e teor de umidade com pico bem definido (característica dos solos coesivos) não é aplicável. Um critério de compactação aceito para esses solos é o da compacidade relativa (CR) proposto por Terzaghi (1925) e traduzido por Bjerrum et al (1960):

$$CR = (e_{\text{máx}} - e) / (e_{\text{máx}} - e_{\text{mín}}) \quad (2)$$

$e_{\text{máx}}$ \Rightarrow índice de vazios do solo no estado mais fofo possível

$e_{\text{mín}}$ \Rightarrow índice de vazios do solo no estado mais compacto possível

e \Rightarrow índice de vazios do solo sendo testado

Terzaghi também definiu faixas de compacidade relativa da areia como se segue:

$0 < CR < 1/3 \Rightarrow$ areia fofa

$1/3 < CR < 2/3 \Rightarrow$ areia medianamente compacta

$2/3 < CR < 1 \Rightarrow$ areia compacta

Winterkorn & Hsai (1975) relacionaram a compactidade relativa com o ângulo de atrito (ϕ) para diferentes materiais granulares conforme ilustrado na Figura 06. Percebe-se que quanto maior a compactidade relativa, ou em outras palavras, o grau de compactação do material, maior o ângulo de atrito ou a resistência do mesmo.

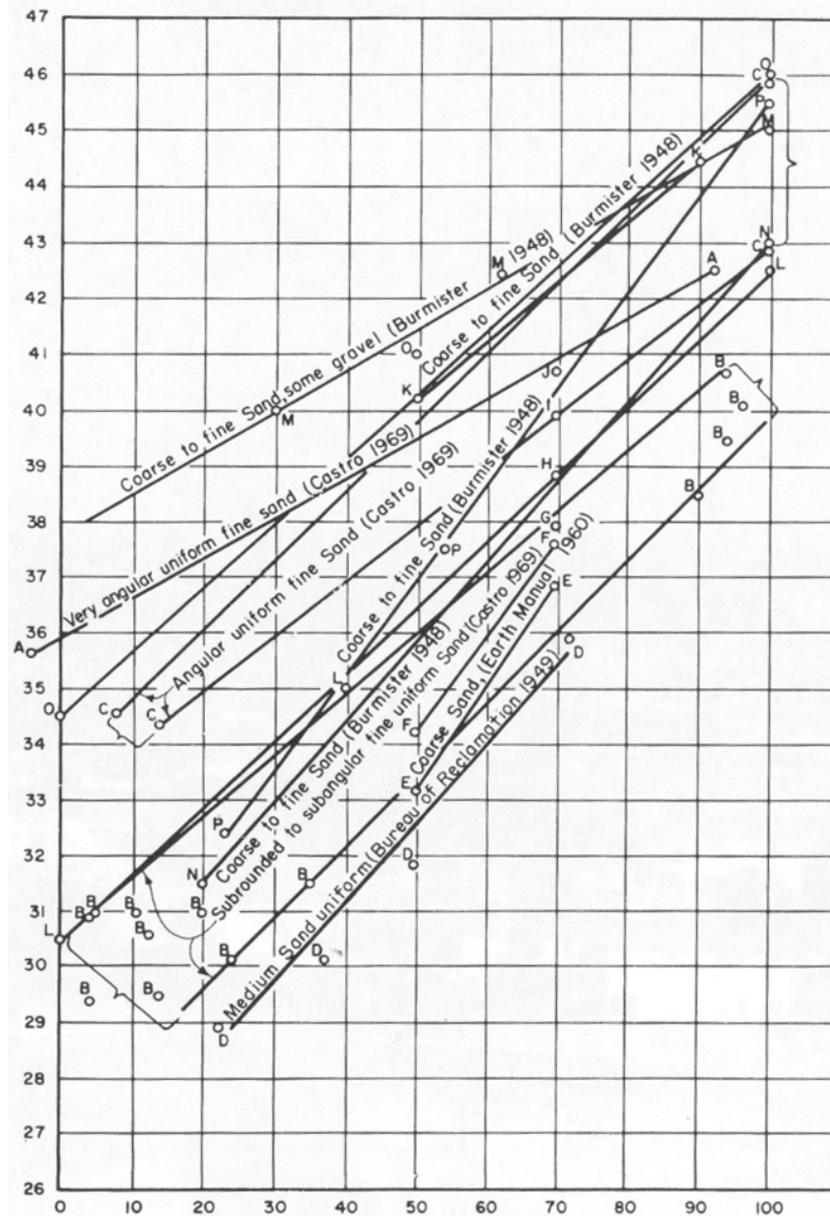


Figura 06 – Densidade relativa x ângulo de atrito para solos não coesivos (Winterkorn & Hsai, 1975)

2.1.2.1. – Compactação sobre camadas moles

Segundo Leonards (1962), o grau de compactação que pode ser obtido para uma camada está relacionado à firmeza da camada subjacente. Quando se tem um aterro sobre solo mole, a compactação que pode ser obtida nas primeiras duas ou três camadas diretamente posicionadas sobre a camada mole não será tão alta quanto a obtida nas demais camadas. Esta característica deve ser reconhecida como um problema projetivo quando a camada de solo mole não possa ser removida. O projeto deve ser ajustado de modo que as densidades que podem ser obtidas nas primeiras camadas seja aceitável.

Os ensaios laboratoriais de compactação não levam em conta o problema mencionado. Isso porque nos ensaios tradicionalmente realizados o solo é compactado sobre uma base rígida, situação que se afasta da realidade quando se compacta sobre solos moles em campo.

2.2. Geocélulas

2.2.1. Desenvolvimento

Conforme mencionado, as geocélulas foram desenvolvidas inicialmente para aplicações militares. Os experimentos pioneiros foram feitos no final da década de 70 por Webster & Watkins (1977) e Webster & Alford (1978).

Investigava-se alternativas para a construção de estradas sobre solos moles. Tinha-se uma preocupação especial com as regiões de clima úmido em que as estações chuvosas se prolongam por vários meses reduzindo o ritmo das obras ou mesmo paralisando-as.

Esses ensaios foram realizados em uma pista experimental de 55 m de comprimento por 3,6 m de largura que era dividida em trechos. Em alguns trechos testava-se um sistema de reforço com geotêxteis e em outros o confinamento tridimensional. A camada de argila mole tinha 61 cm de altura e o material granular utilizado 38 cm de espessura (30 cm de areia na base e 8 cm de pedra britada no topo). As geocélulas, dispostas em uma ou duas camadas e preenchidas com areia, tinham

costuras (quando confeccionadas a partir de tiras de geotêxtil). Para permitir a drenagem, alguns fabricantes confeccionam as geocélulas com tiras de polietileno perfuradas conforme Figura 08.

As variações dimensionais são ainda maiores. As geocélulas quando expandidas resultam em placas com área em torno de 3,00 x 2,40 m ou 6,00 x 2,40 m (essas dimensões são apenas indicativas e variam com o fabricante). A largura das geocélulas quando comprimidas se reduz para algo em torno de 40 cm, facilitando o transporte e armazenamento do material. A altura das geocélulas também varia bastante. Comumente são encontradas no mercado com as alturas de 50, 75, 100, 150 e 200 mm. A área das células normalmente está próxima de 300 cm².



Figura 08 – Geocélula perfurada de polietileno (Fonte: Presto)

Em termos dimensionais, como se verá adiante, alguns estudos têm demonstrado que a relação h/d entre a altura e o diâmetro equivalente da célula (diâmetro de um círculo de área equivalente à da célula) influi significativamente na eficiência do confinamento.

As dimensões acima mencionadas são válidas para as geocélulas pré-fabricadas. Existe, contudo, uma modalidade de confinamento tridimensional em que as células são montadas “in loco” com o uso de geogrelhas.

O processo construtivo para essa opção está descrito detalhadamente em Bush et. al. (1990). Inicialmente se desenrola uma geogrelha biaxial sobre o solo mole de fundação, longitudinalmente em relação ao aterro, com uma sobreposição de 300 mm entre malhas adjacentes. Geogrelhas uniaxiais são então posicionadas transversalmente

ao aterro e esticadas na posição vertical. Entre duas dessas geogrelhas esticadas transversalmente ao aterro é fixada uma terceira com barras de aço em forma de gancho conferindo a configuração celular desejada. Pela figura 09 pode-se visualizar o aspecto final da montagem.

Essa modalidade de confinamento tridimensional tem sido tema de alguns estudos, como por exemplo os realizados por Cowland & Wong (1993).

O trabalho realizado, entretanto, se ateve a investigar o desempenho de geocélulas pré-fabricadas como se verá adiante.

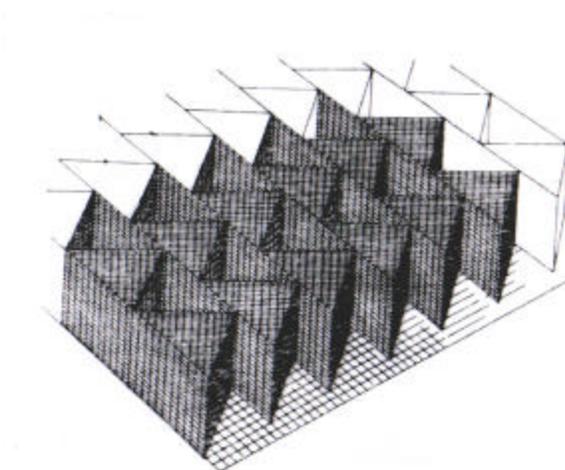


Figura 09 – Confinamento tridimensional com geogrelhas (Bush et al. 1990)

2.2.3. Ensaios triaxiais conduzidos em geocélulas

Os ensaios triaxiais em solos confinados por geocélulas são bastante elucidativos do comportamento do sistema resultante.

Bathurst & Karpurapu (1993), por exemplo, realizaram uma série de ensaios triaxiais em solos confinados por uma única geocélula de dimensões (altura x diâmetro) 200 x 200 mm (relação $h/d = 1$) e em amostras de solo não reforçado. A geocélula utilizada nos ensaios era de polietileno com 1,15 mm de espessura. Os resultados obtidos

para uma amostra de areia a uma compactidade relativa em torno de 50% estão esquematizados nas Figuras 10, 11 e 12.

Observa-se, pela Figura 10, que a amostra reforçada apresenta uma maior resistência ao cisalhamento e uma maior rigidez em termos de deformações axiais, em comparação com amostra sem reforço do mesmo material. Pela Figura 11, percebe-se que as amostras reforçadas também experimentam uma deformação volumétrica de menor magnitude.

Na Figura 12 estão representadas as envoltórias de resistência obtidas para as tensões de pico em termos de $p [(\sigma_1' + \sigma_3')/2]$ e $q [(\sigma_1 - \sigma_3)/2]$. Consta-se que o solo reforçado apresenta essencialmente o mesmo ângulo de atrito que as amostras sem reforço e que exibe uma grande coesão aparente devido ao efeito do confinamento.

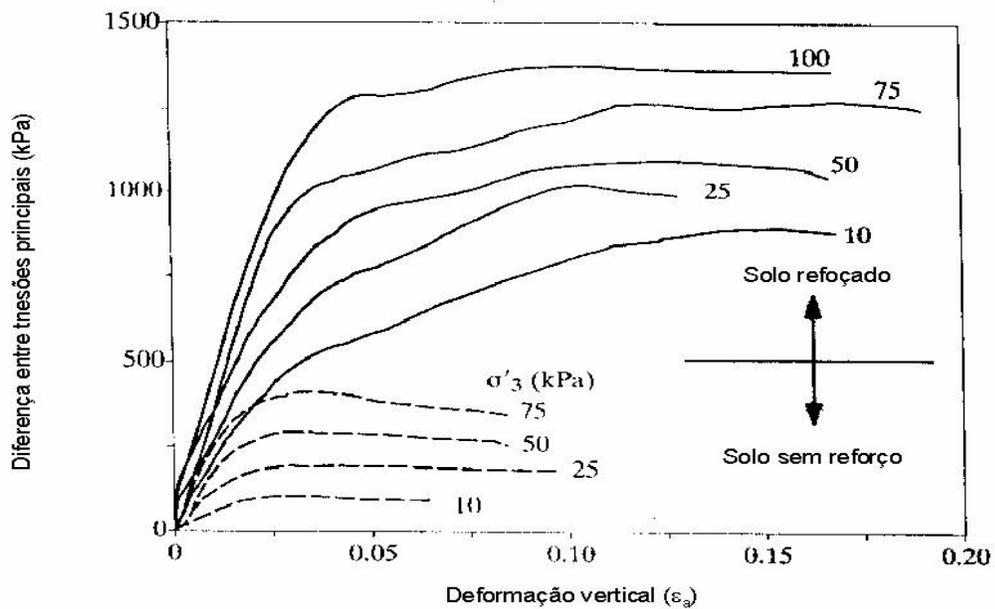


Figura 10 – Diferença entre tensões principais x deformação axial (Bathurst & Karpurapu 1993)

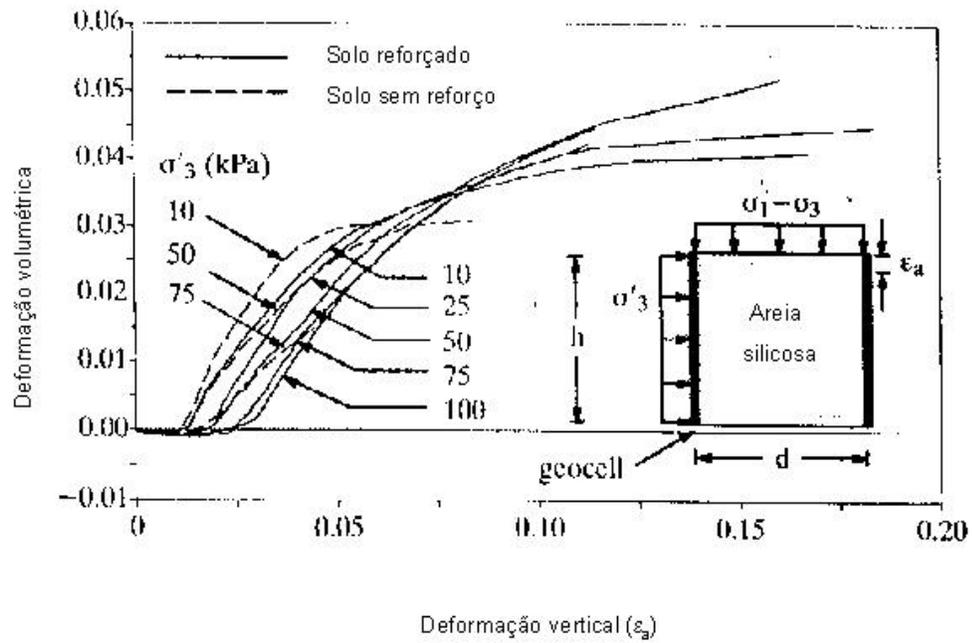


Figura 11 – Deformação volumétrica x deformação axial (Bathurst & Karpurapu 1993)

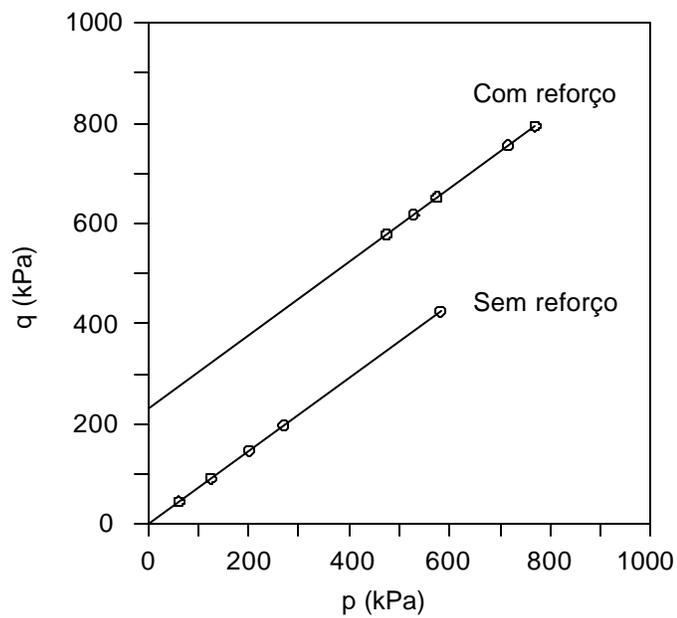


Figura 12 – Envoltórias de resistência para solos reforçados e sem reforço (Bathurst & Karpurapu 1993)

O comportamento observado na Figura 12 pode ser explicado com auxílio da Figura 13. O círculo menor da Figura representa um solo sem reforço submetido a uma tensão confinante σ_3 e com uma tensão principal maior σ_{1u} . Um solo sem reforço que receba um incremento da tensão de confinamento equivalente a $\Delta\sigma_3$ tem sua tensão principal maior elevada a σ_1 . A geocélula faz com que um solo confinado por uma tensão σ_3 , chegue a uma tensão principal maior igual a σ_1 , com uma coesão aparente de valor c_r .

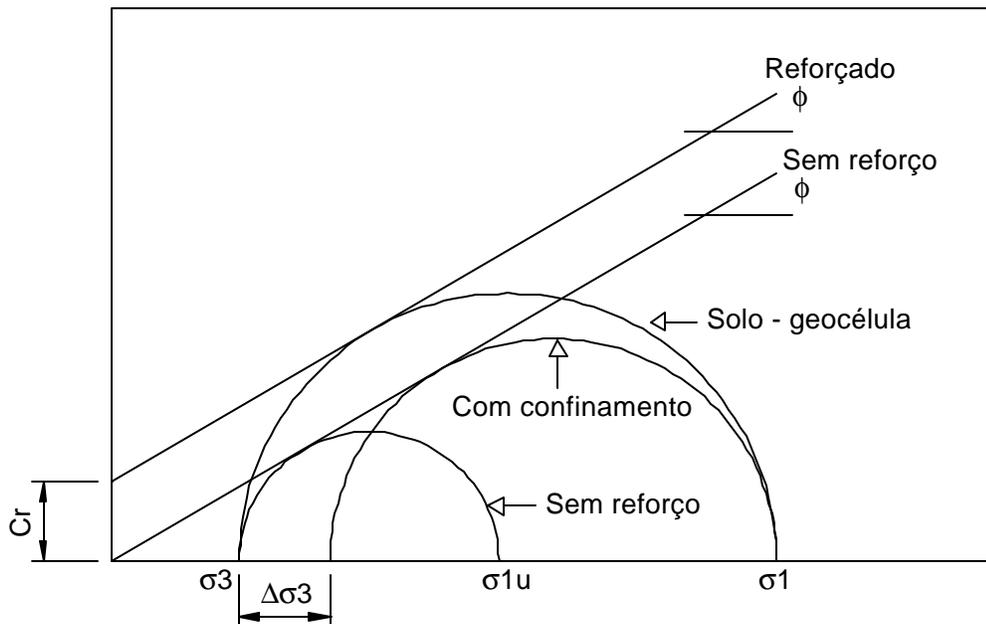


Figura 13 – Círculos de Mohr para cálculo da coesão aparente para o sistema geocélula-solo

A tensão principal maior σ_1 para um solo submetido a tensão de confinamento σ_3 e com uma coesão c_r será dada pela expressão de Rankine-Bell:

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \mathbf{f}}{1 - \sin \mathbf{f}} \sigma_3 + 2c_r \sqrt{\frac{1 + \sin \mathbf{f}}{1 - \sin \mathbf{f}}} = K_p \sigma_3 + 2c_r \sqrt{K_p} \quad (3)$$

Para solo granular sem reforço, a tensão principal maior será dada por:

$$\sigma_1 = K_p (\sigma_3 + \Delta\sigma_3) \quad (4)$$

Sendo as tensões últimas iguais em ambos os casos tem-se:

$$c_r = \frac{\Delta \mathbf{S}_3}{2} \sqrt{K_p} \quad (5)$$

Bathurst & Karpurapu (1993) utilizaram-se do modelo formulado por Henkel & Gilbert (1952) originalmente proposto para estimar o acréscimo de tensão confinante devido à ação da membrana de borracha em ensaios triaxiais convencionais.

Considerando simplificada que o volume da amostra de solo permaneça constante durante o ensaio, a relação entre o diâmetro da amostra (d), o diâmetro inicial (d_0) e a deformação axial (ϵ_a) pode ser obtida comparando o volume inicial e aquele após a deformação:

$$\frac{\mathbf{P}}{4} d_0^2 L_0 = \frac{\mathbf{P}}{4} d^2 L \quad (6)$$

Assim,

$$d = \frac{d_0}{\sqrt{\frac{L}{L_0}}} = \frac{d_0}{\sqrt{1 - \mathbf{e}_a}} \quad (7)$$

Sendo L_0 o comprimento inicial e L o comprimento da amostra com uma deformação axial ϵ_a . A deformação circunferência (ϵ_c) pode ser calculada por:

$$\mathbf{e}_c = \frac{\mathbf{P}d - \mathbf{P}d_0}{\mathbf{P}d_0} = \frac{d - d_0}{d_0} = \frac{1 - \sqrt{1 - \mathbf{e}_a}}{\sqrt{1 - \mathbf{e}_a}} \quad (8)$$

A tensão de confinamento adicional devido à ação da membrana pode ser definida como:

$$\Delta \mathbf{S}_3 = \frac{2M\mathbf{e}_c}{d} \frac{1}{(1 - \mathbf{e}_a)} = \frac{2M}{d_0} \left[\frac{1 - \sqrt{1 - \mathbf{e}_a}}{1 - \mathbf{e}_a} \right] \quad (9)$$

Sendo ϵ_a a deformação axial quando da ruptura e M o módulo secante da membrana. Esse valor pode ser obtido pelo ensaio de deslocamento das junções de célula.

Os valores de coesão estimados por Bathurst & Karpurapu (1993) utilizando as expressões acima divergiram de 5 a 18% dos valores medidos.

Rajagopal et. al. (1999) também realizaram uma série de ensaios triaxiais em solos confinados tanto por uma única, como por múltiplas geocélulas (duas a quatro). As

configurações ensaiadas estão esquematizadas na Figura 14. A altura das amostras em todos os casos era de 200 mm. O diâmetro das células variava dando relações h/d de 2; 4; 4,3 e 4,83 conforme se tivesse uma, duas, três ou quatro células.

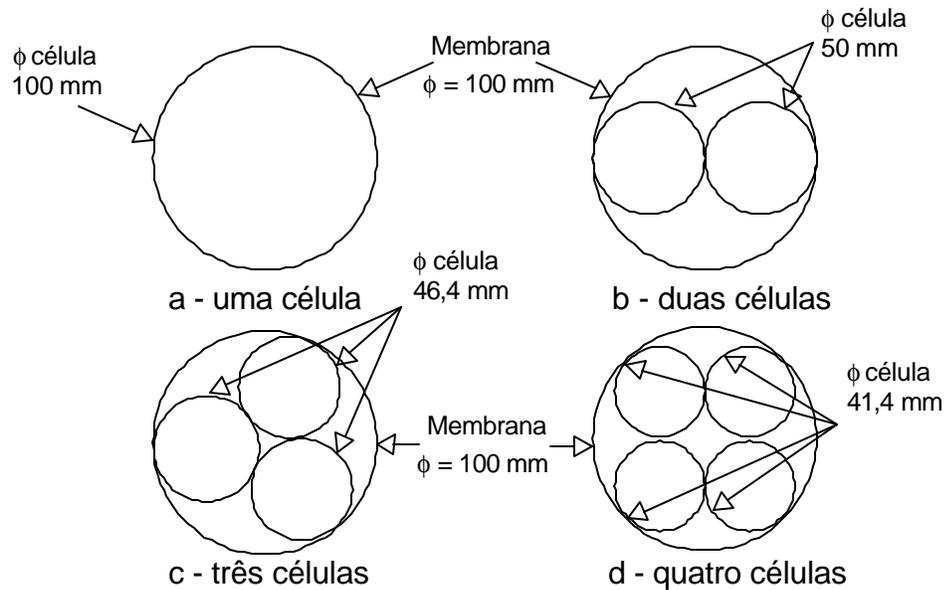


Figura 14 – Diferentes configurações de células usadas nos ensaios triaxiais (Rajagopal et al. 1999)

O solo de preenchimento era uma areia de rio de graduação uniforme ($D_{10} = 0,3$ mm; $C_u = 2,17$ e $C_c = 1,04$) a uma compactidade relativa de 55%. Uma vez que a areia seca não apresenta qualquer coesão interna, o intercepto de coesão obtido foi conferido somente pelo reforço oferecido pelas geocélulas.

As geocélulas foram confeccionadas a partir de quatro materiais diferentes: geotêxteis tecidos brancos e pretos, não tecidos e com uma malha polimérica flexível não orientada. Os ensaios com uma única geocélula foram feitos com os quatro materiais citados. Os ensaios com múltiplas geocélulas foram realizados apenas com o geotêxtil tecido branco.

Pelos ensaios com uma única célula, pôde-se verificar que as amostras confinadas com material mais rígido tiveram um comportamento melhor que as encerradas em geocélula mais flexível. Pela Figura 15 nota-se que as geocélulas de material tecido apresentam resistência muito superior as de material não tecido para deformações menores. A Figura 16 evidencia que as amostras reforçadas apresentaram

ângulo de atrito aproximadamente igual ao da amostra sem reforço e um intercepto de coesão. Quanto maior a rigidez do confinamento maior o valor da coesão encontrada.

Também foram obtidos dados comparativos para um mesmo material, ensaiado sob diferentes configurações. Percebe-se pela Figura 17 que, quanto maior o número de células, maior a resistência oferecida. A resistência aumenta significativamente quando o número de células passa de 1 a 2 e ainda consideravelmente quando se passa de 2 para 3 células. Entretanto, os ganhos são apenas marginais quando se passa à configuração com 4 células. As envoltórias de resistência representadas pela Figura 18 evidenciam que o aumento do número de células não interfere no ângulo de atrito embora resultem em aumento da coesão do solo de preenchimento. Novamente o aumento do número de células para quatro não traz um ganho de coesão significativo.

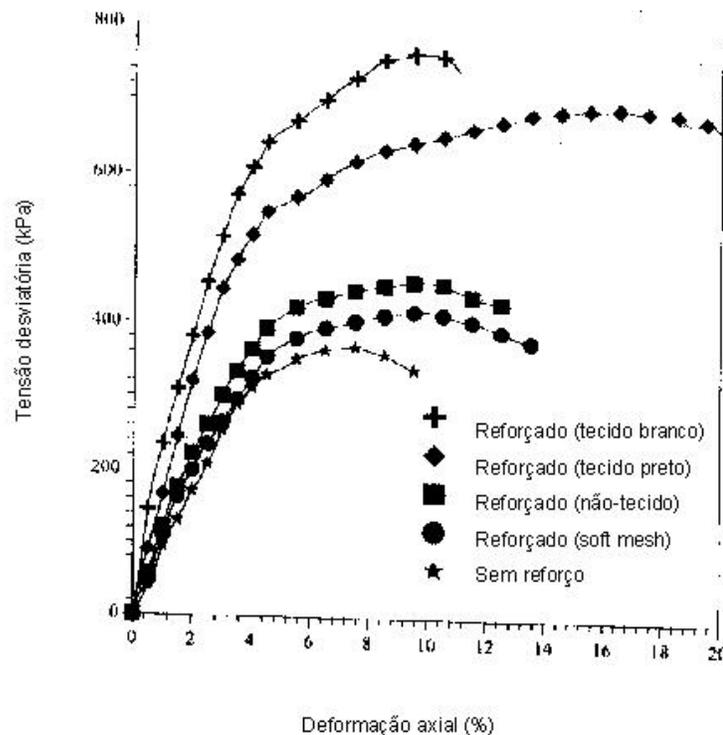


Figura 15 – Curvas tensão-deformação para areia com diferentes tipos de geocélulas - $\sigma_3 = 100$ KPa (Rajagopal et al. 1999)

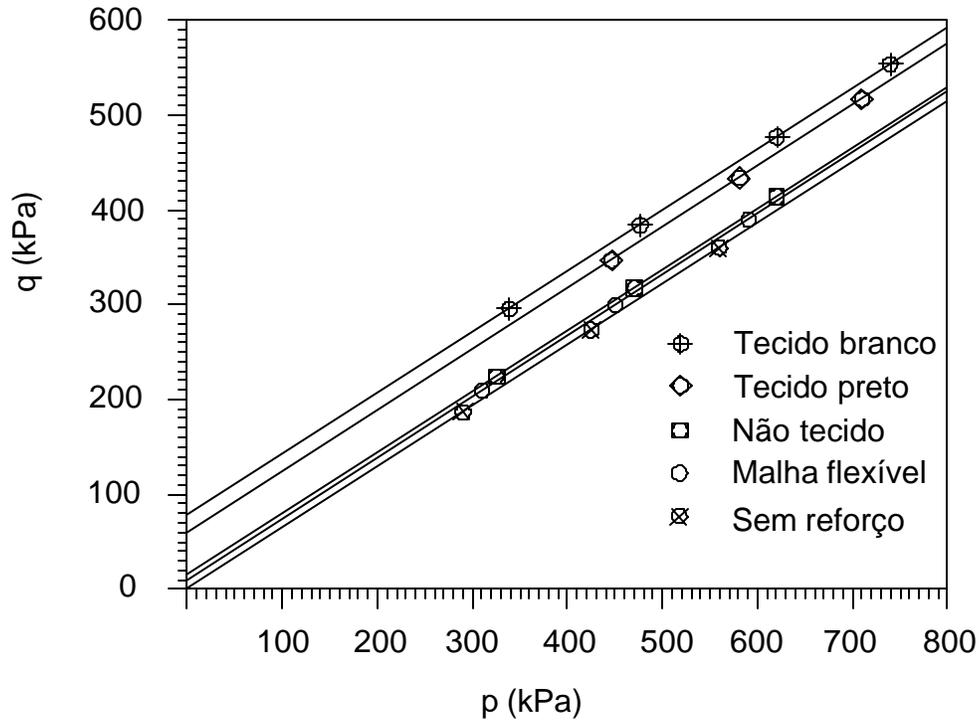


Figura 16 - Diagramas $q \times p$ para amostras de areia com geocélulas de diferentes materiais (Rajagopal et al. 1999)

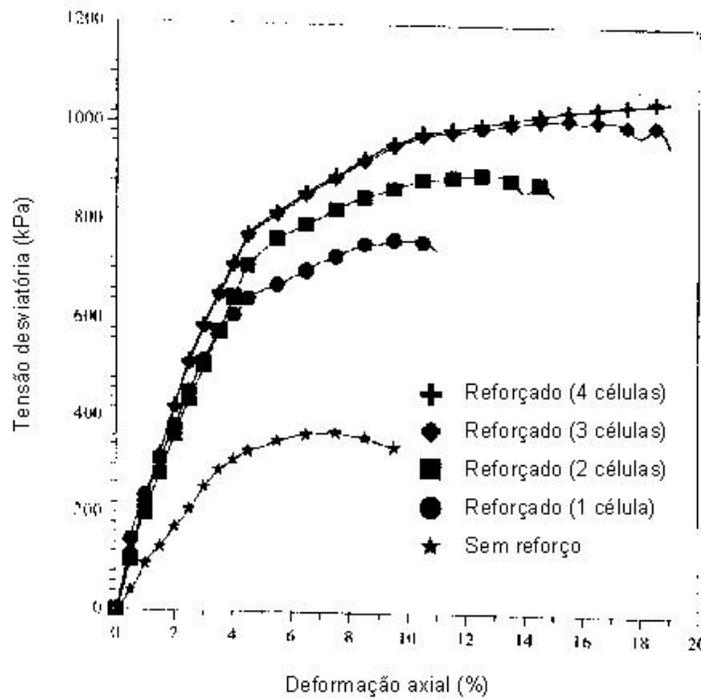


Figura 17 - Curvas tensão-deformação para areia com diferentes configurações de geocélulas - $\sigma_3 = 100 \text{ KPa}$ (Rajagopal et. al 1999)

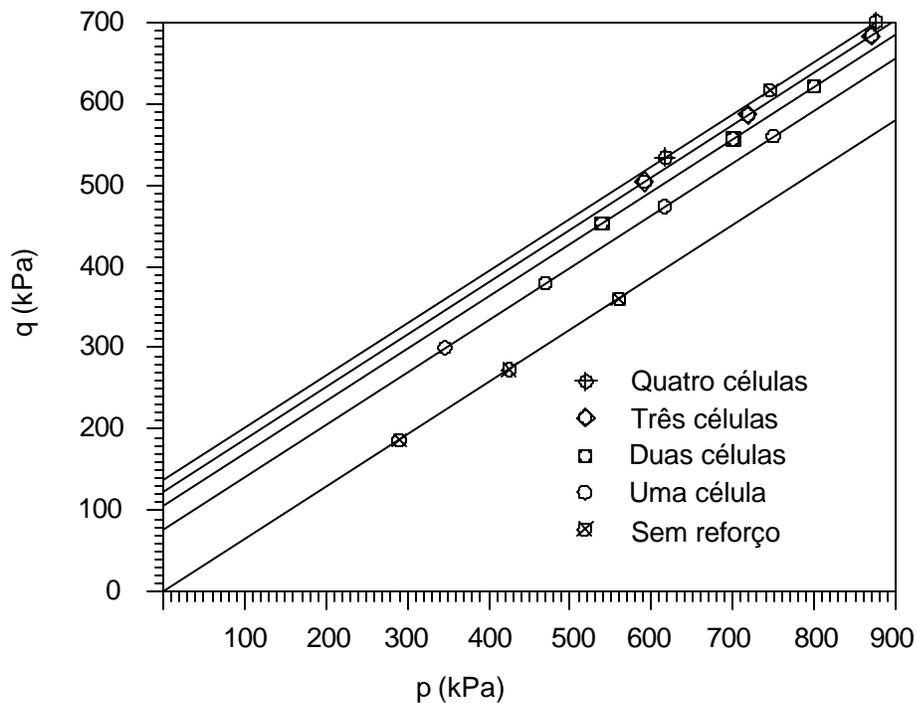


Figura 18 - Diagramas $q \times p$ para diferentes configurações de geocélulas (Rajagopal et al. 1999)

Esses resultados sugerem que o comportamento de um material com grande quantidade de células pode ser estimado por três células interconectadas. A utilização de apenas uma célula em ensaio triaxial não é razoável para o entendimento de uma camada com múltiplas geocélulas utilizada na prática.

Rajagopal et. al. (1999) utilizaram as mesmas expressões propostas por Bathurst & Karpurapu (1993) para estimar a coesão proporcionada pelo reforço, corrigindo o valor final obtido nas configurações com múltiplas células, em que o solo não está completamente encapsulado.

$$c_r \text{ corrigido} = c_r \text{ calculado} \times (\text{área de solo confinada} / \text{área total}) \quad (10)$$

Os resultados assim estimados divergiram em no máximo 16% dos valores medidos comprovando a aplicabilidade das previsões.

2.2.4. Aplicações diversas

De um modo geral, as geocélulas tem sido utilizadas para a proteção de taludes contra a erosão, construção de muros de contenção, controle da erosão de canais e melhoria da capacidade de carga de solos.

2.2.4.1. Proteção de taludes contra a erosão

Segundo Wu & Austin (1992), a erosão dos solos é causada basicamente por dois mecanismos: o destacamento de partículas devido ao impacto da precipitação e o carreamento proporcionado pelo fluxo superficial de água.

Como esses fatores causadores da erosão não podem ser eliminados, a solução possível é a proteção dos taludes. Busca-se com a proteção reduzir a velocidade do fluxo superficial e impedir o destacamento de partículas de solo.

A vegetação dos taludes é a medida mais simples e natural de proteção dos mesmos. As raízes de gramíneas e arbustos penetram o subsolo formando um bloco compacto e reforçado de solo. Além disso o caule das plantas serve como uma barreira física para o deslocamento das partículas de solo e ajuda a reduzir a velocidade do escoamento.

Situações há, todavia, em que taludes íngremes existem ou precisam ser construídos em áreas em que a vegetação dificilmente se estabelece ou que as forças hidráulicas causadoras da erosão são superiores à resistência do talude vegetado. Nesses casos a utilização de geocélulas é perfeitamente justificável.

As paredes das células confinam o solo e interceptam o fluxo superficial, diminuindo sua velocidade e fazendo que mais água infiltre no subsolo. A Figura 19 ilustra essa aplicação.

O artigo dos autores supra-citados também detalha todo o dimensionamento necessário para o projeto de proteção de taludes utilizando geocélulas.

Reiffsteck & Vignon (1996) apresentam um estudo de caso em que as geocélulas foram utilizadas com sucesso para proteger um talude às margens do Rio Le Maravenne.

Após dois anos de acompanhamento nenhuma erosão significativa do solo foi observada e a vegetação natural foi recuperada. A margem oposta, não reforçada, sofreu um deslizamento nesse período causado pela erosão do pé do talude.



Figura 19 – Talude vegetado em geocélulas (Fonte: Presto)

2.2.4.2. Muros de contenção

A utilização de geocélulas para confecção de estruturas de contenção permite que se construam taludes muito íngremes ou mesmo verticais, estáveis sob a ação de seu peso próprio e das cargas externas impostas e, além disto, resistente à erosão. Para tal aplicação as geocélulas são dispostas em camadas superpostas, defasadas ou não (conforme o talude tenha uma certa inclinação ou esteja a prumo), de modo a perfazer a altura total projetada. Uma das grandes vantagens da técnica é a menor necessidade de área quando comparada com a construção de aterros sem qualquer estrutura de contenção (“saia” do aterro é menor com o uso de geocélulas) e o menor preço quando comparado com o de estruturas de contenção mais robustas. Outra vantagem é de cunho estético, pois as geocélulas permitem o crescimento de vegetação dando à obra uma aparência mais harmônica. A figura 20 ilustra essa aplicação.



Figura 20 – Talude reforçado por geocélulas (Fonte: Presto)

2.2.4.3. Proteção de canais

A proteção de canais é outra aplicação importante das geocélulas. Também nesse caso pode-se ter uma proteção vegetal assim como o preenchimento das células por agregados ou concreto. O preenchimento com solo vegetado é adequado para áreas em que os fluxos de água são intermitentes e de baixa a moderada intensidade. O preenchimento com agregados é aconselhável quando se tem canais com vazão baixa a moderada e a utilização de concreto deve ser considerada quando se enfrentam condições severas de exposição hidráulica ou mecânica. A Figura 21 ilustra essa aplicação de geocélulas.



Figura 21 – Canal protegido por geocélulas preenchidas por concreto (Fonte: Presto)

2.2.4.4. Aumento da capacidade de carga

Outro campo de aplicação do confinamento celular é a estabilização de solos de baixa capacidade de carga. A melhora da capacidade de carga deste tipo de solo é desejável nas mais diversas obras de engenharia quais sejam a construção de ruas, estradas, pátios de estacionamento, áreas de armazenamento, sub-leitos ferroviários, estradas de acesso, linhas de transmissão de água e esgoto, fundações em sapatas e sapatas corridas. A Figura 22 ilustra a utilização de geocélulas em lastro ferroviário.



Figura 22 – Leito ferroviário reforçado com geocélulas (Fonte: Presto)

2.3. Melhoria da capacidade de suporte de solos moles

2.3.1. Solos moles

Uma das principais causas de recalques é a compressibilidade do solo, definida por Caputo como a diminuição do seu volume sob a ação das cargas aplicadas. Essa redução volumétrica se manifesta tanto em terrenos permeáveis (areia e pedregulho) quanto pouco permeáveis (argila).

No primeiro caso, a tensão efetiva é praticamente igual à pressão aplicada e como consequência as deformações se processam com rapidez. As deformações são devidas a um reajuste de posição das partículas do solo.

O segundo grupo é o dos solos denominados moles, enfoque do estudo proposto. Esses solos experimentam uma compressão imediata fruto da deformação de sua

estrutura ante a aplicação da carga e da compressão da fase gasosa. A essa etapa segue-se a compressão primária ou adensamento propriamente dito com dissipação de pressões neutras. A compressão primária, ao contrário do que ocorre com solos permeáveis transcorre durante um longo espaço de tempo. Tem-se ainda para esses solos uma compressão secundária, de menor magnitude e importância, explicada pela compressão do esqueleto sólido formado pelas partículas do solo.

O recalque de solos moles é um dos problemas mais tradicionais da engenharia civil e, em particular, da engenharia geotécnica.

2.3.2. Aterros sobre solos moles: soluções convencionais e utilização de geossintéticos.

A construção de aterros sobre solos moles tanto para obras rodoviárias e ferroviárias, quanto para barragens de terra, demanda cuidados especiais. Várias são as opções passíveis de serem adotadas. A primeira seria a remoção da camada mole e a sua substituição com material importado. Essa opção deve ser considerada quando a espessura for relativamente pequena, as distâncias de transporte não forem proibitivas e a operacionalidade estiver garantida.

Não sendo possível se adotar esse procedimento, o aterro há que ser construído sobre a camada mole. A construção pode ser feita em uma única etapa ou em várias, com seção trapezoidal simples ou bermas laterais conforme se necessite de um fator de segurança maior.

Muito utilizadas são as técnicas para aceleração de recalques de aterro como o pré-carregamento e a utilização de drenos verticais implantados na camada de argila mole. Outra opção é lançar-se mão de estrutura de concreto que funcionem como uma “fundação” para o aterro ou como uma ponte sobre o solo mole.

Almeida (1996) apresenta uma tabela (ver Tabela 02) com os principais métodos convencionalmente utilizados para o controle de recalques.

A indústria de geossintéticos tem aberto mais recentemente o leque de soluções possíveis. A utilização de geotêxteis e geogrelhas para reforçar aterros, inclusive sobre solos moles, já foi bastante estudada e tem tido utilização corrente.

O confinamento tridimensional com essa finalidade é mais recente e tem sido crescentemente utilizado, embora com pequena contrapartida em termos de estudos.

Método	Dados necessários	Desvantagens	Confiabilidade	Comentários
Pré-carregamento	compressibilidade, permeabilidade	tempo necessário	baixa, se recalques desejados são pequenos	lento e barato
Pré-carregamento com drenos verticais	compressibilidade, permeabilidade horizontal e vertical	menor tempo necessário que pré-carregamento simples	mais confiável	rápido e relativamente caro
Substituição da argila	espessura da camada	local para disposição do solo extraído	boa em casos de total substituição	rápido e caro
Colunas granulares	resistência do solo e módulos	equipamento, testes de campo preliminares	boa após análise dos testes de campo	rápido e caro
Lajes estaqueadas	resistência do solo	-	boa	muito caro
Eletro-osmose	propriedades físico-químicas, compressibilidade, permeabilidade	destruição de eletrodos, eletricidade necessária	Incerta	muito caro
Aterro com materiais leves	compressibilidade, permeabilidade	proteção do material leve	baixa se recalques desejados são pequenos	caro
Aterros estaqueados	resistência do solo e módulos	-	Boa	rápido e caro
Colunas de argamassa injetada	resistência do solo e módulos	-	Boa	rápido e caro

Tabela 02 -- Principais características dos métodos utilizados para controle de recalques (Almeida 1996)

2.4. Alguns estudos realizados com geocélulas

Dentre os estudos realizados para estimar a melhora da capacidade de carga de uma camada granular reforçada com geocélulas sobre solo mole, destaca-se o realizado por Dash et. al. (2003).

O arranjo experimental utilizado está esquematizado na Figura 23. O solo mole era uma argila siltosa ($LL = 40\%$, $LP = 17\%$) a um grau de saturação igual a 100%. A areia ($C_u = 2,22$; $C_c = 1,05$; $D_{10} = 0,36$ mm) estava a uma compacidade relativa de 70%. As geocélulas eram formadas utilizando geogrelhas biaxiais. O material era preparado em uma caixa com dimensões 90 cm comprimento x 90 cm largura x 60 cm altura. O diâmetro da placa de aplicação da carga era de 15 cm. Os extensômetros E2 e E3 mediam o recalque da placa e os extensômetros E1 e E4 a deformação da superfície da areia nas proximidades da placa (1,5 D do centro).

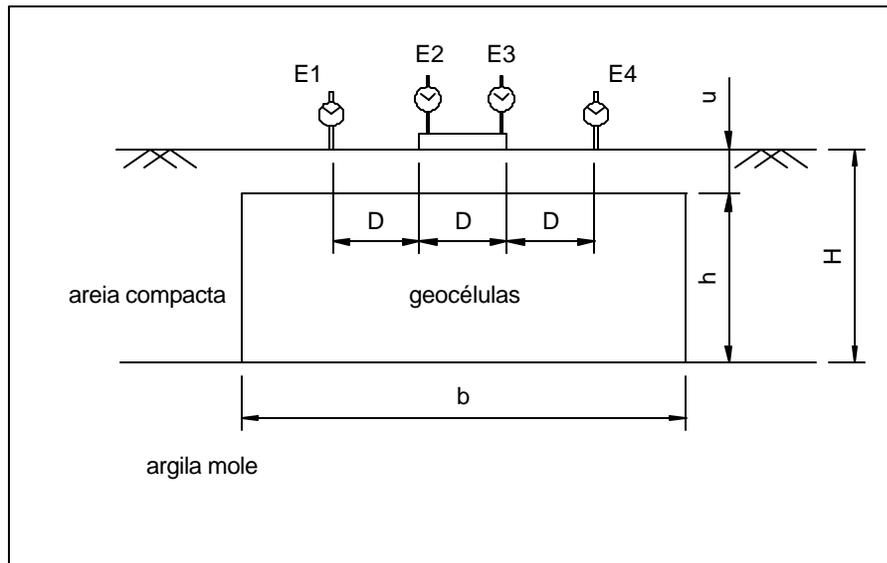


Figura 23 – Arranjo experimental (Dash et al. 2003)

Foram realizadas quatro séries de ensaios. A primeira série foi feita com o material granular sem reforço, variando-se a altura da camada de areia (H). Na segunda série manteve-se a altura da geocélula ($h/D = 1,26$) e variou-se a largura do reforço (b). Na terceira série manteve-se a largura da camada reforçada constante ($b/D = 5,0$) e variou-se sua altura acompanhando as espessuras testadas nos ensaios sem reforço. A quarta série repetiu a terceira acrescentando uma camada de geogrelha sob o reforço com geocélulas. Em todos os ensaios a espessura u era mantida constante e igual a $0,1D$.

Pelos resultados obtidos a capacidade de carga foi aumentada em até seis vezes com o reforço por geocélulas. A utilização da geogrelha conjugada às geocélulas aumentou a capacidade de carga em até duas vezes em relação aos valores obtidos apenas com as geocélulas (ver Figura 24). O reforço diminuiu substancialmente o levantamento do solo superficial registrado por E1 e E4.

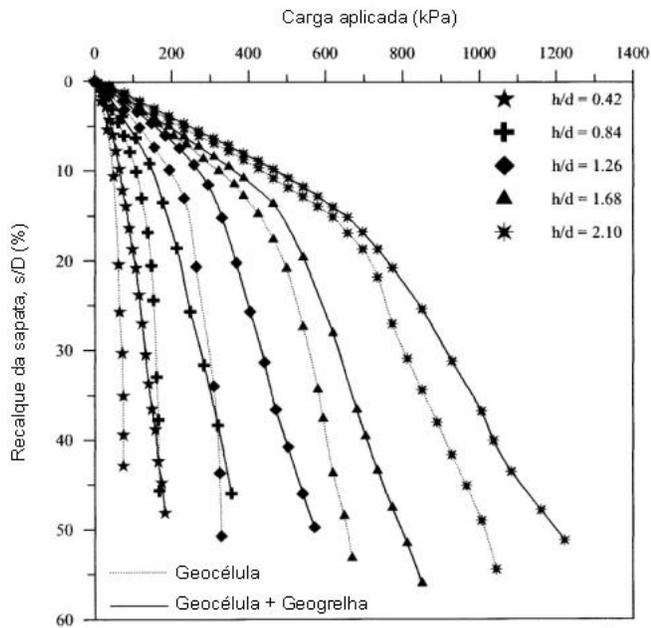


Figura 24 – Carga x recalque para diferentes alturas de geocélulas com e sem reforço basal em geogrelhas (Dash et al. 2003)

Percebeu-se que o desempenho melhora significativamente com o aumento da largura da camada reforçada (b) até que a relação b/D se aproxime de 5,0 (o benefício a partir de então é marginal). A Figura 25 ilustra essa constatação.

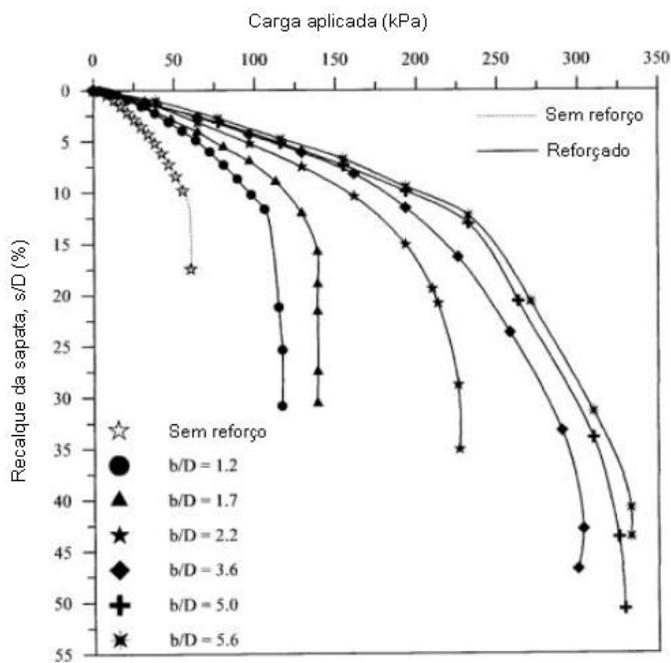


Figura 25 – Carga x recalque para diferentes larguras da camada de geocélulas (Dash et al. 2003)

Constatou-se ainda o melhor comportamento do sistema com o aumento da altura da camada reforçada (h). Verifica-se pela Figura 26 que para uma relação h/D superior a 2,1 o benefício obtido com o aumento da altura do reforço é proporcionalmente menor.

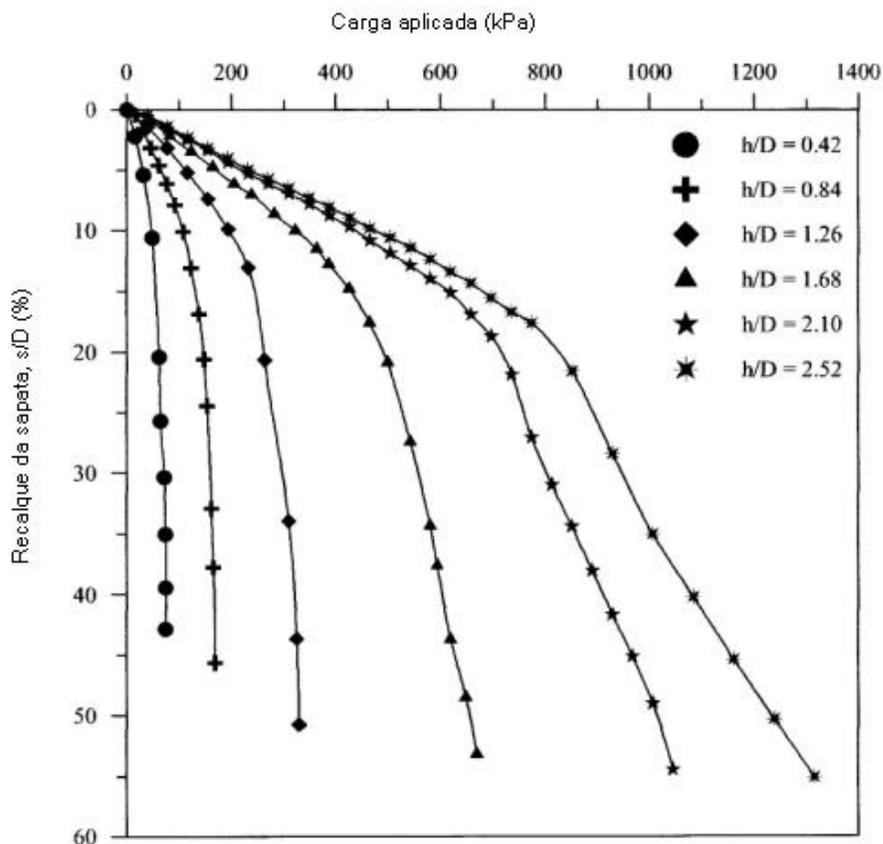


Figura 26 – Carga x recalque para diferentes alturas de geocélulas (Dash et al. 2003)

Um último ensaio foi realizado com o objetivo de comparar o desempenho das geocélulas com o de um sistema de reforço planar conforme esquematizado na Figura 27. Para que a comparação fosse válida a quantidade de geogrelhas utilizada nas camadas planares foi a mesma utilizada na confecção das geocélulas para o ensaio de melhor desempenho ($b/D = 5,0$ e $h/D = 2,1$). As seis camadas distavam entre si de $\Delta h = 0,333D$ e Δu também era de $0,333D$. Pelas curvas carga x recalque ilustradas na Figura 28 nota-se uma menor rigidez do sistema com reforço planar e a Figura 29 evidencia o levantamento da superfície do terreno no sistema planar (que não ocorre quando do confinamento).

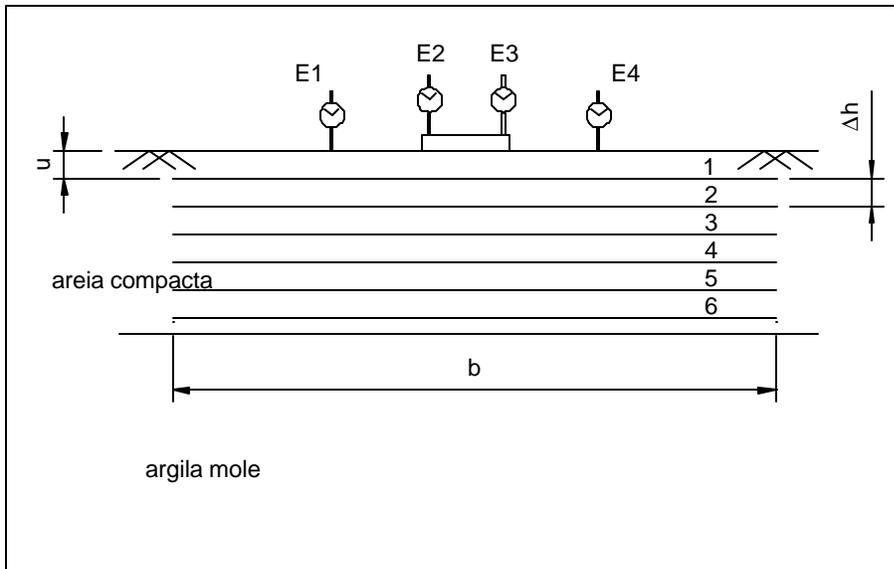


Figura 27 – Arranjo experimental para reforço planar (Dash et al. 2003)

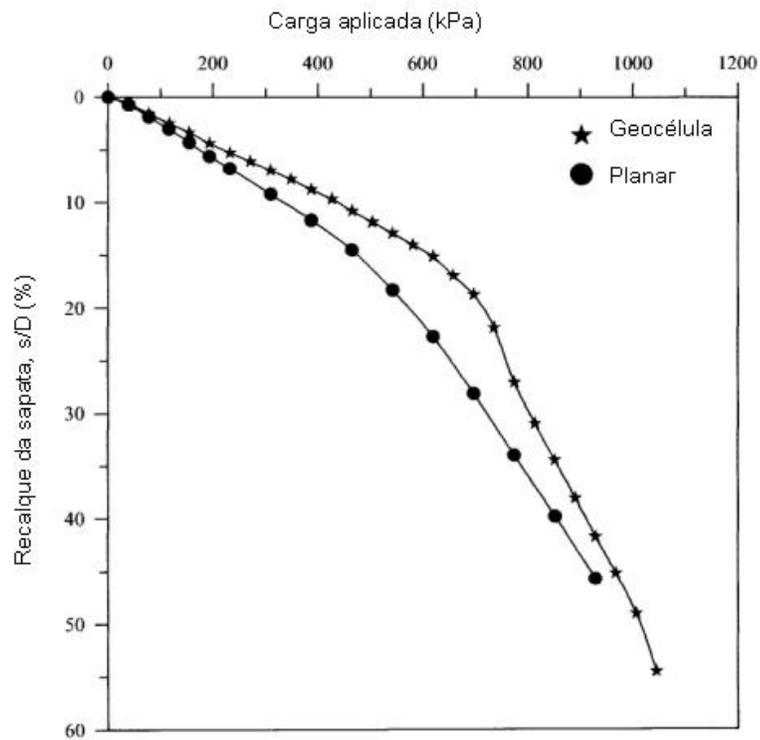


Figura 28 – Carga x recalque para os sistemas tridimensional e planar (Dash et al. 2003)

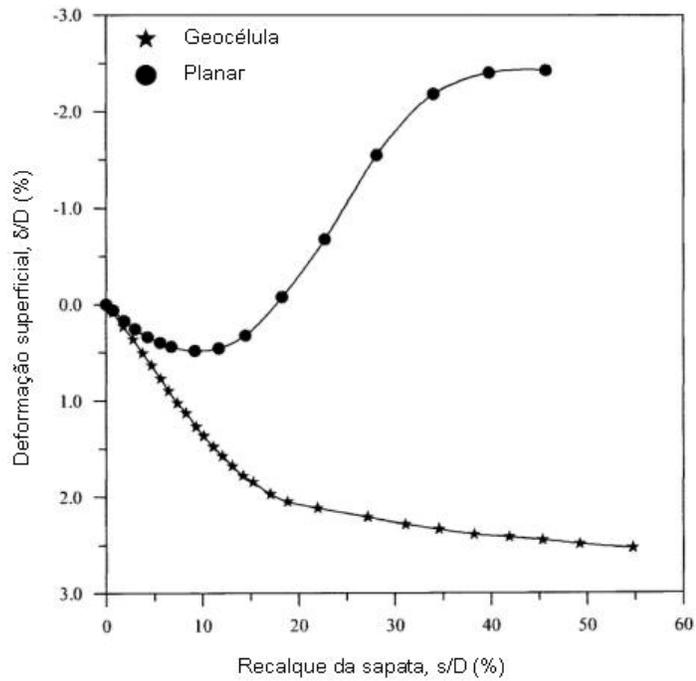


Figura 29 – Deformação superficial x recalque para os sistemas tridimensional e planar (Dash et al. 2003)

Dash et al. (2001¹), em ensaio semelhante ao descrito acima (ver Figura 30), simulam uma sapata corrida apoiada em uma camada reforçada de areia (nesse caso não há substrato mole).

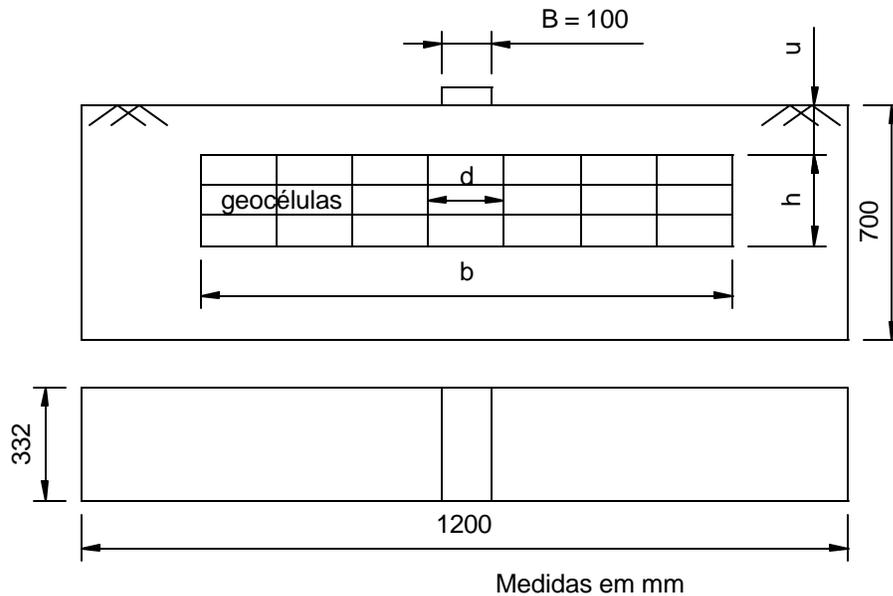


Figura 30 – Arranjo experimental (Dash et. al. 2001¹)

Para esta situação, encontrou-se as relações ótimas $h/B = 2$, $b/B = 4$, $u/B = 0,1$ e $h/d = 1,67$. Foram realizados ensaios variando a compacidade relativa da areia ($CR = 30, 40, 50, 60$ e 70) e verificou-se que o aumento desta melhorava o desempenho do sistema.

Dash et. al. (2001²) ainda realizaram ensaios conjugando o reforço tridimensional a uma camada de geogrelhas conforme Figura 31.

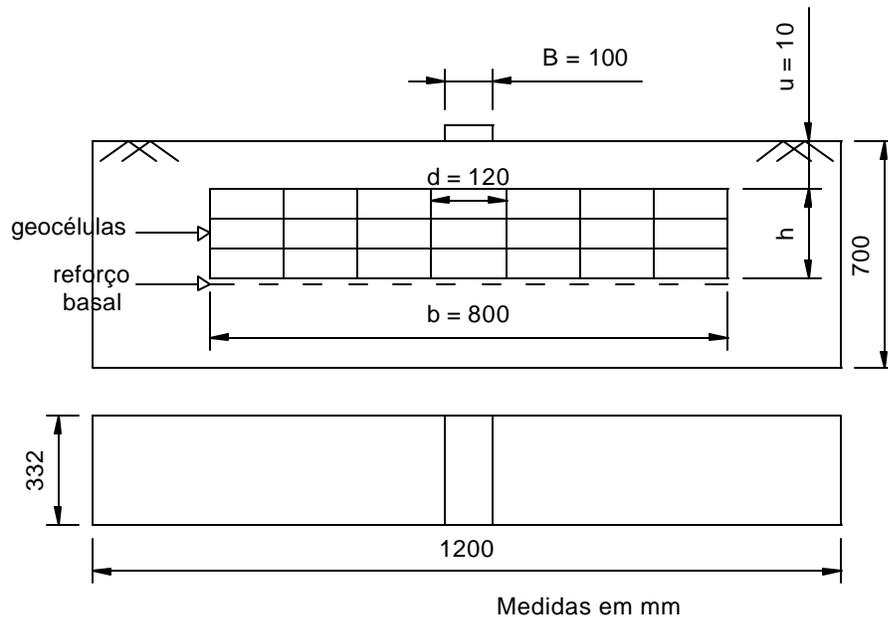


Figura 31 - Arranjo experimental (Dash et. al. 2001²)

Observou-se que conjugando-se o reforço basal às geocélulas, a capacidade de carga aumentava em até 30% em relação aos ensaios reforçados apenas com geocélulas. Outra constatação foi a de que a influência da camada adicional de geogrelhas se reduz com o aumento da altura da camada de geocélulas tornando-se desprezível para $h/B = 2,75$. O melhor desempenho do sistema conjugado foi obtido para $h/B = 2,0$.

Krishnaswamy et. al. (2000) construíram um modelo reduzido em uma caixa de aço (1800 x 1800 x 1200 mm altura) para avaliar a utilização de geocélulas como reforço de aterros sobre solos moles. O arranjo experimental utilizado está esquematizado na Figura 32.

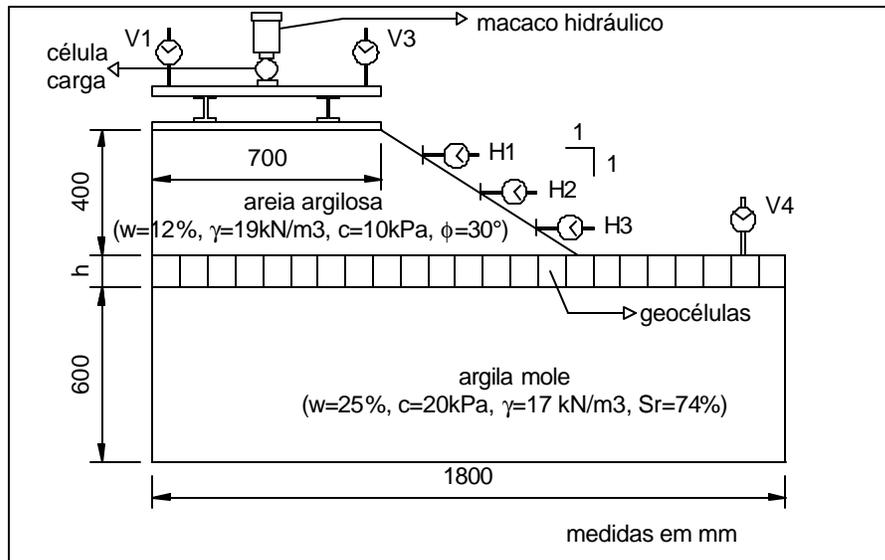


Figura 32 – Arranjo experimental (Krishnaswamy et al. 2000)

Os ensaios foram feitos variando-se a altura (h) das geocélulas (100, 150, 200 e 250 mm) e a largura (d) da célula (200 e 400). A razão h/d variou de 0,25 a 0,625. Quatro tipos de geogrelhas foram utilizados para confeccionar as geocélulas: uniaxial (UX), biaxial (BX) e feitas de polímeros não-orientados (NP-1 e NP-2). Um ensaio foi feito com a camada de geocélulas finalizando no pé do aterro.

As geocélulas confeccionadas com geogrelhas mais resistentes apresentaram desempenho superior, conforme Figura 33. Esse comportamento superior foi também observado em termos de recalque.

Definindo-se a ruptura como o ponto de maior curvatura do gráfico carga x deformação lateral, percebe-se que o aterro reforçado por geocélulas de 100 mm feitas de geogrelha uniaxial (UX) desenvolveram uma tensão de ruptura duas vezes maior que o aterro sem reforço.

O levantamento do solo adjacente medido por V4 diminuiu com o reforço e dentre as modalidades reforçadas com a rigidez da geogrelha. Outra constatação, ilustrada pela Figura 34 é que o aumento da altura da geocélula de 200 mm para 250 mm pouco acrescenta em termos de desempenho. Assim, a razão h/d ótima encontrada foi de 0,5.

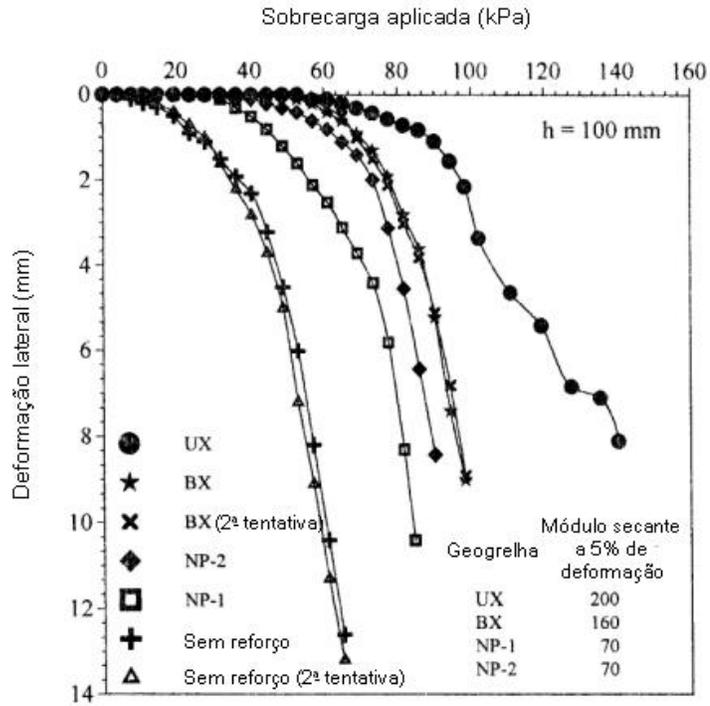


Figura 33 – Influência da rigidez do material das geocélulas na deformação lateral do aterro (Krishnaswamy et al. 2000)

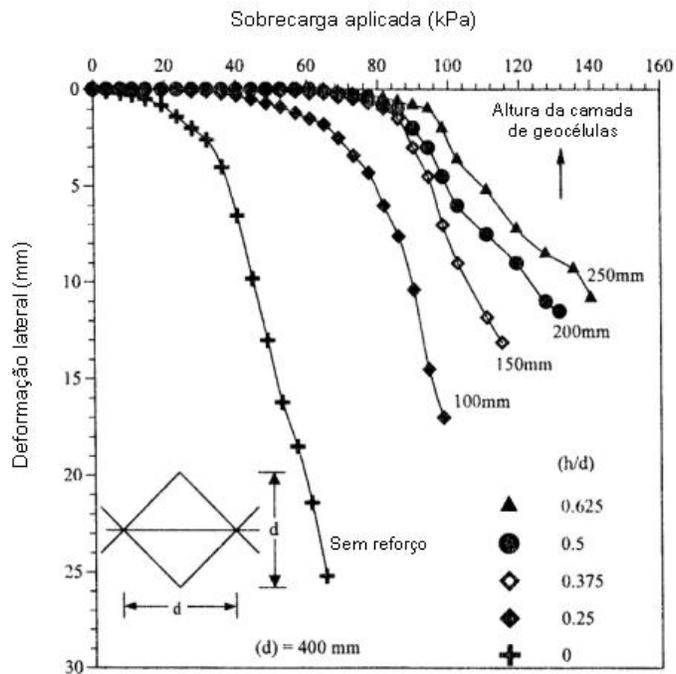


Figura 34 – Influência da relação h/d na deformação lateral do aterro (Krishnaswamy et al. 2000)

Pelo ensaio feito com a camada de geocélulas terminando no pé do aterro percebeu-se que a capacidade de carga pouco se alterava; entretanto, o levantamento do solo superficial aumentou significativamente.

2.4.1. Estudo comparativo entre geocélulas e demais geossintéticos

A geocélula, quando utilizada para melhorar a capacidade de carga de solos moles, parece ser mais eficaz que os outros geossintéticos disponíveis. Essa foi a constatação dos estudos de Bathurst & Jarrett (1988).

Esses pesquisadores realizaram uma série de experimentos em um tanque de concreto preenchido em sua parte inferior por solo mole (turfa) e tendo logo acima uma camada de material granular reforçado ou sem reforço. As cargas eram aplicadas através de uma viga, simulando a passagem de uma roda de veículo. O arranjo está esquematizado na Figura 35.

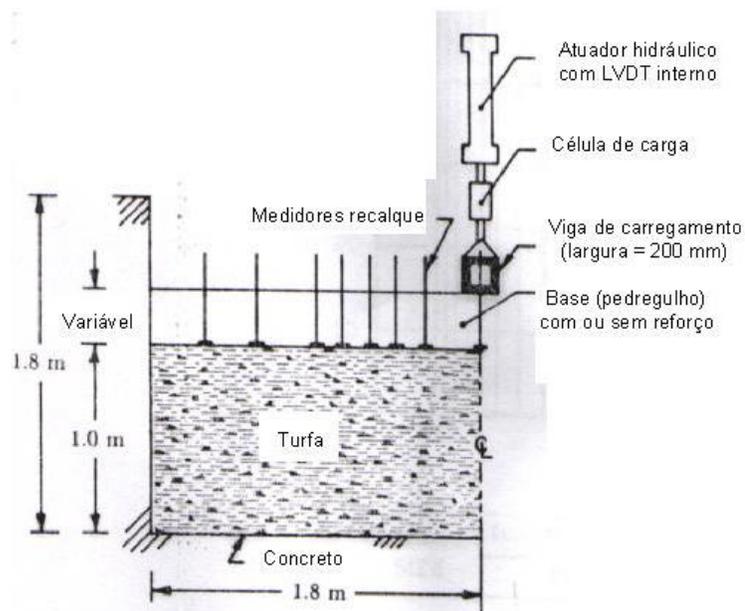


Figura 35 – Desenho esquemático do arranjo do ensaio (Bathurst & Jarret 1988)

As opções de reforço incluíam: uma única camada de geogrelha ou geotêxtil na interface entre os materiais, confinamento tridimensional por geogrelhas e confinamento por geocélulas. Em todas as situações reforçadas a espessura final da camada era de 300 mm, exceto por um teste com geocélulas em que a espessura final era de 150 mm. Na situação sem reforço, foram aplicadas cargas diretamente sobre o solo turfoso ou sobre a camada de pedregulho com espessuras de 150, 300, 460 e 600 mm. Os resultados mais significativos estão evidenciados nas Figuras 36, 37 e 38.

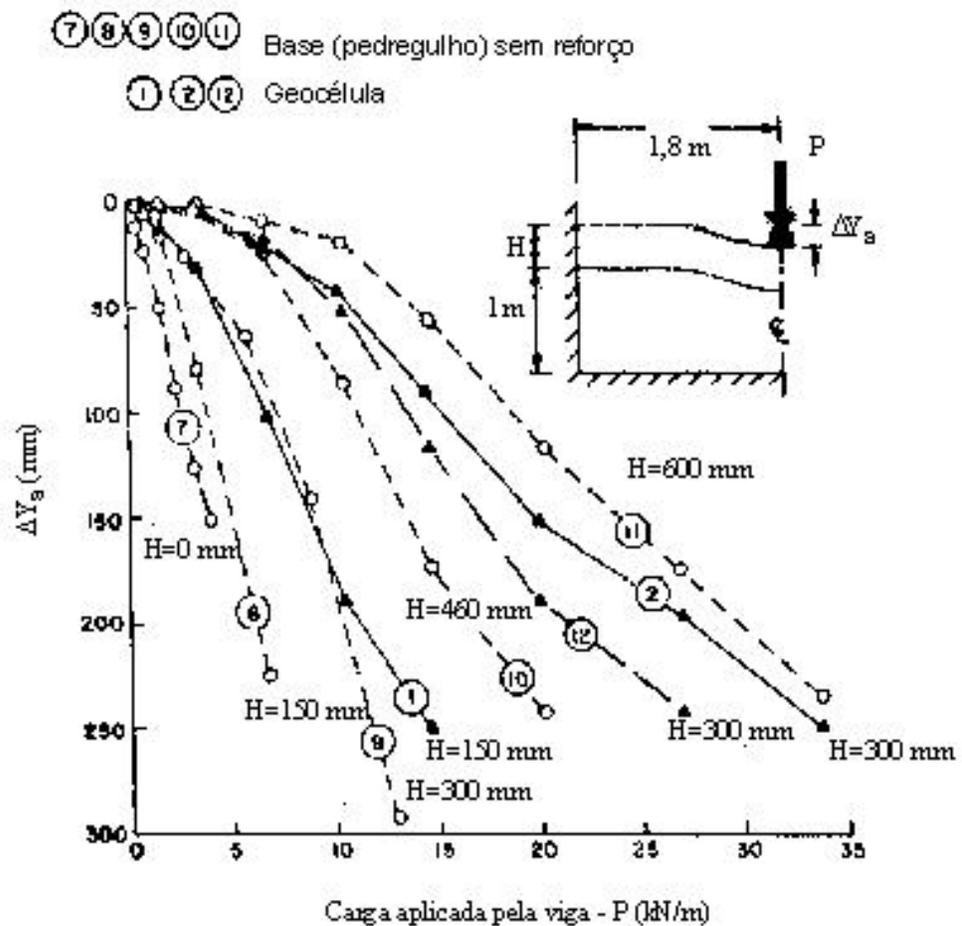


Figura 36 – Carga x deformação para solo reforçado por geocélula e solo sem reforço (Bathurst & Jarret 1988)

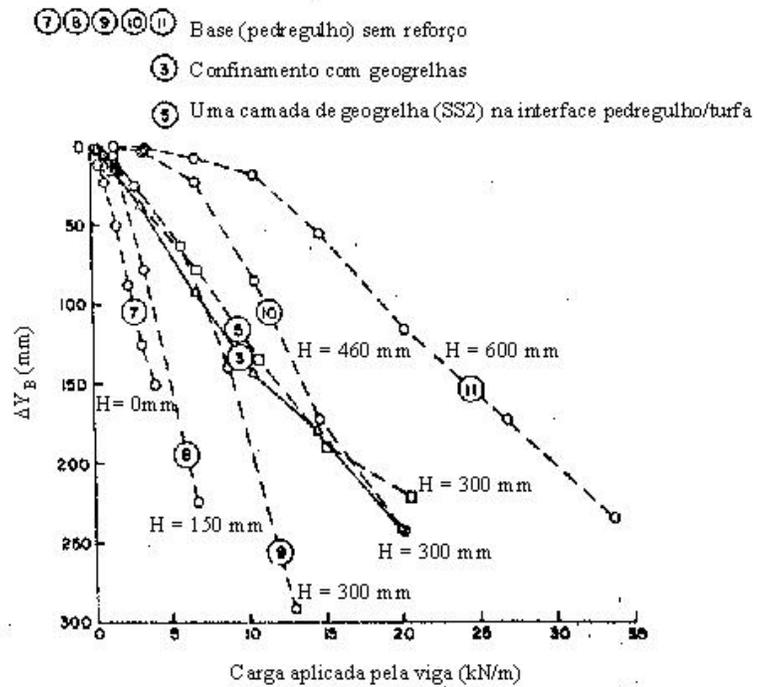


Figura 37 – Carga x deformação para solo confinado com geogrelha, solo reforçado por uma camada de geogrelha e solo sem reforço (Bathurst & Jarret 1988)

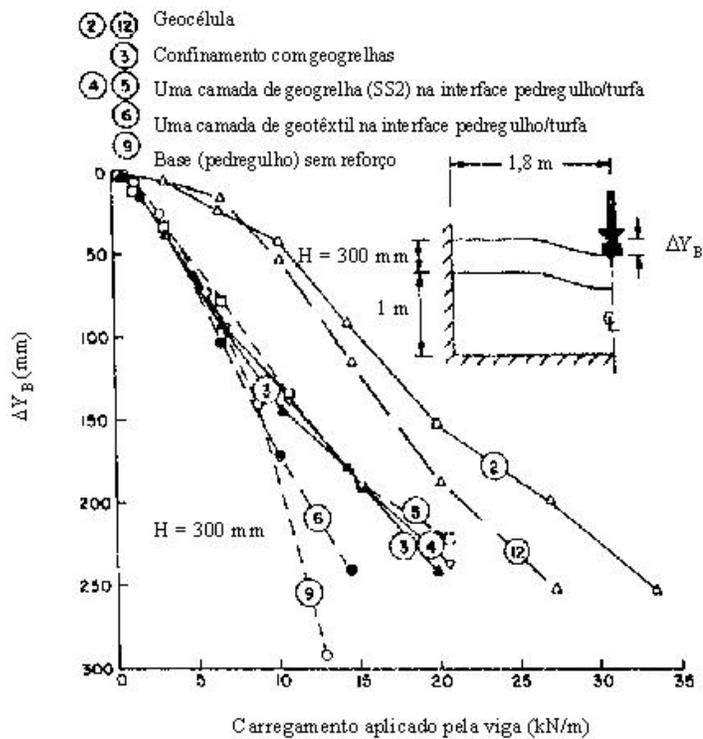


Figura 38 – Comparativo entre opções reforçadas com espessura de 300 mm com ensaios conduzidos sem reforço

Nota-se, pelos resultados apresentados na Figura 36, que a geocélula de espessura final 150 mm fornece uma resposta semelhante a uma camada sem reforço de 300 mm e quando a espessura final da camada reforçada aumenta para 300 mm, a resposta é equivalente a de uma espessura sem reforço entre 460 e 600 mm. Portanto, a geocélula de maior espessura fornece uma resposta proporcionalmente menor que a de menor espessura.

A Figura 37 mostra o comportamento do sistema reforçado por uma única camada de geogrelha e do confinamento tridimensional por geogrelhas. Os resultados evidenciam um comportamento muito próximo das duas soluções ou, em outras palavras, o confinamento pouco rígido de nada acrescentou ao sistema no experimento.

Os resultados da Figura 38 permitem comparar, para uma mesma espessura (300 mm) todas as soluções de reforço utilizadas. O reforço com uma camada de geotêxtil é o menos eficaz e a utilização de geocélulas apresenta o melhor desempenho entre as soluções estudadas. Há que se atentar ao fato de que o reforço proporcionado pela geocélula começa a ser mobilizado nos primeiros estágios da deformação do material enquanto os outros reforços se manifestam quando a deformação se torna mais pronunciada (100 mm).

2.4.2. Fatores que interferem na eficiência da geocélula

De modo geral pode-se dizer que a eficiência da geocélula depende de sua geometria, da densidade relativa do material de preenchimento e da resistência das paredes da célula. Esses parâmetros receberam especial atenção nos estudos de Mhaskar & Mandal (1996).

As geocélulas utilizadas nesse estudo eram confeccionadas tanto em geotêxtil tecido quanto não-tecido agulhado de alturas (h) iguais a 100, 150, 200 e 250 mm. A largura das células (d) também variava resultando em relações d/h iguais a 0,33; 0,5; 1,0; 1,5 e 2,0. A areia de preenchimento ($C_u = 4,6$; $\rho_{d,mín} = 16,1 \text{ kN/m}^3$ e $\rho_{d,máx} = 18,1 \text{ kN/m}^3$) era colocada em compacidades relativas de 15% e 80%. A camada de areia, reforçada ou sem reforço, era posicionada sobre um substrato de argila marinha mole ($S_r = 93\%$; $c_u = 10 \text{ kPa}$; $LL = 80\%$; $LP = 40\%$) com 48 cm de espessura. A partir das curvas carga x

recalque obtidas foi elaborado o gráfico da Figura 39 relacionando a capacidade de carga última (q_u) com a relação d/h . Percebe-se por esse gráfico que a melhora proporcionada pelo confinamento decresce com o aumento da relação d/h . Quando essa relação se aproxima de 2,0 o solo confinado passa a se comportar como se não o fosse. Portanto, a relação d/h preferencialmente não deve ultrapassar 1,0. Pode-se perceber também pelo gráfico que a areia de preenchimento compactada apresenta um comportamento superior, embora os efeitos benéficos da compactação diminuam para relações d/h maiores.

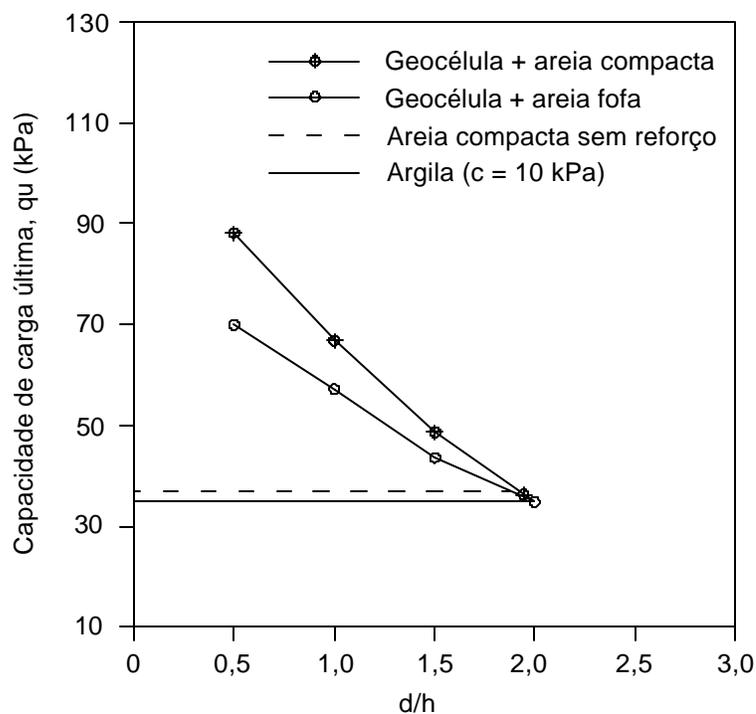


Figura 39 – Variação da capacidade de carga última com a razão d/h para geocélulas feitas de geotêxtil não-tecido, preenchidas com areia, sobre argila mole

O referido estudo contemplou uma análise numérica em que se verificou que quando a areia era reforçada, o bulbo de pressões ficava praticamente restrito à camada reforçada sendo as tensões transferidas à camada argilosa desprezíveis. Para que a curva carga x recalque obtida com o método dos elementos finitos se ajustasse aos resultados experimentais, o módulo de elasticidade usado para a areia reforçada foi três vezes superior ao utilizado para a areia sem reforço.

Também se tem verificado que geocélulas de maior altura fornecem um reforço comparativamente inferior ao proporcionado por material de menor altura (Bathurst & Jarrett 1998, Koerner 1994).

2.4.3. Estudos de caso

Al-Qadi & Hughes relatam um caso de utilização de geocélulas em uma estrada no perímetro urbano de Delaware County, Pennsylvania (Route 30). Sete dias após a reconstrução de uma seção sobre material instável (CBR = 4%), trilhas de roda de profundidade superior a 100 mm foram observadas. É importante notar que essa seção, que apresentou ruptura, contemplava uma camada de geotêxtil não tecido como elemento de separação da base do pavimento com o material mole e seguia todas as especificações do Departamento de Transportes da localidade.

O material instável não podia ser removido pela presença de instalações variadas situadas em pequenas profundidades. A espessura do pavimento também não podia ser aumentada devido a interferências com uma ponte ferroviária. Cogitou-se ainda a construção de uma estrutura de concreto sobre a área em questão, solução essa considerada muito dispendiosa e de construção demorada.

Pelas razões mencionadas o sistema de confinamento proporcionado pelas geocélulas passou a ser considerado para superar o problema com o subleito pouco resistente. A estimativa de economia para essa solução era de mais de 45% em comparação com as soluções tradicionais.

A geocélula usada nesse projeto era de polietileno de alta densidade com 2% de carbono preto para estabilização do material contra o ataque ultravioleta. A espessura da camada era de 100 mm. A geocélula era utilizada em conjunto com outros geossintéticos, quais sejam geotêxteis tecidos, geotêxteis não-tecidos e geogrelhas.

A inspeção visual da estrada por um período superior a três anos, após a reconstrução dos trechos com geocélulas, não revelou qualquer tipo de ruptura no pavimento tais como fissuras ou trilhas de roda, indicando um desempenho adequado das seções adotadas. Os autores não conseguiram, contudo, isolar o efeito da geocélula, uma vez que esta estava combinada com geogrelhas, geotêxteis ou ambos. Em todo

caso, uma melhoria significativa foi verificada em decorrência da utilização da geocélula associada a um geotêxtil de separação entre o subleito e a sub-base.

2.5. Métodos de cálculo

Segundo Koerner (1994), para o projeto de sistemas confinados por geocélulas a análise convencional pelo equilíbrio limite plástico (Figura 40) deve ser corrigida.

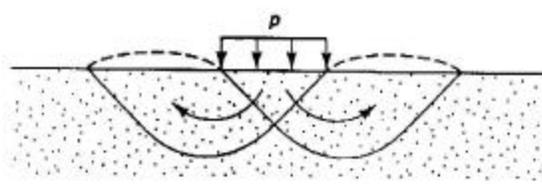


Figura 40 – Mecanismo de ruptura sem a geocélula

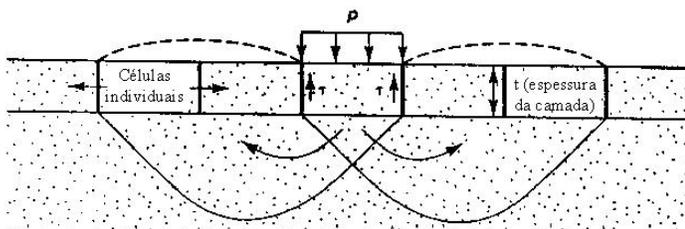


Figura 41 – Mecanismo de ruptura com a geocélula

O modo de ruptura convencional é interrompido verticalmente pelas tiras do material confinante (Figura 41). Para que tal ruptura ocorra é necessário que a areia de preenchimento de uma célula em particular supere o atrito lateral e puncione a areia não confinada da camada inferior. O equacionamento é o seguinte:

$$\text{Sem geocélula} \quad p = cN_c z_c + qN_q z_q + 0,5gN_g z_g \quad (11)$$

$$\text{Com geocélula} \quad p = 2t + cN_c z_c + qN_q z_q + 0,5gN_g z_g \quad (12)$$

Sendo:

$p \Rightarrow$ capacidade de carga máxima (correspondente a pressão exercida pelo pneu do veículo sobre o sistema);

$c \Rightarrow$ coesão (zero para solos granulares como areia);

$q \Rightarrow$ a sobrecarga adicional ($= \gamma_q D_q$), em que γ_q é o peso específico do solo contido pela geocélula e D_q a espessura da geocélula;

$B \Rightarrow$ largura do sistema de pressão aplicado (largura do pneu do veículo);

$\gamma \Rightarrow$ peso específico do solo na zona de ruptura;

$N_c, N_q, N_\gamma \Rightarrow$ fatores de capacidade de carga que são função do ângulo de atrito do solo

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma \Rightarrow$ fatores de forma que levam em conta o desvio das deformações planas assumidas pela teoria original;

$\tau \Rightarrow$ resistência ao cisalhamento entre a parede da geocélula e o solo nela contido.

$$\tau = \sigma_h \cdot \tan(\delta) \quad (13)$$

$\sigma_h \Rightarrow$ tensão horizontal média dentro da geocélula

$$\sigma_h \approx p \cdot K_a \quad (14)$$

$p \Rightarrow$ pressão vertical aplicada

$$K_a \Rightarrow \tan^2(45 - \phi/2) \text{ segundo a teoria de Rankine} \quad (15)$$

$\delta \Rightarrow$ ângulo de atrito entre o solo e a parede da célula (≈ 15 a 20° entre areia e HDPE e entre 25 e 35° entre areia e geotêxtil não-tecido).

Presto (1998) apresenta um método de cálculo específico para estradas não-pavimentadas construídas sobre solos moles ($CBR < 5$).

O primeiro passo é selecionar a distância desde a superfície de rolagem até o topo da parede das células (z_i). Essa distância deve ser a menor possível pois as tensões verticais a serem combatidas são maiores próximas à superfície. Todavia, um recobrimento de 25 a 50 mm é recomendado para proteger a estrutura de confinamento. Uma vez escolhida a distancia z_i , calcula-se a tensão vertical (σ_{vt}) no topo da camada de geocélulas:

$$s_{vt} = p \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_i} \right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad (16)$$

Sendo:

$p \Rightarrow$ pressão de contato

$R \Rightarrow$ raio da área carregada (expressão de Boussinesq)

Calcula-se em seguida a tensão vertical na base da camada de geocélulas (σ_{vb}):

$$s_{vb} = p \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z_b} \right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad (17)$$

Sendo:

$z_b \Rightarrow$ distância da superfície a base da camada de geocélulas

Calcula-se a tensão horizontal no topo (σ_{ht}) e na base (σ_{hb}) da seção de geocélulas:

$$s_{ht} = K_a s_{vt} \quad (18)$$

$$s_{hb} = K_a s_{vb} \quad (19)$$

Sendo:

$K_a \Rightarrow$ coeficiente de empuxo ativo

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (20)$$

Determina-se a tensão horizontal média nas paredes da geocélula (σ_m):

$$\sigma_m = (\sigma_{ht} + \sigma_{hb})/2 \quad (21)$$

Calcula-se em seguida a redução da tensão (σ_r), na direção do centro do carregamento, devido a transferência de tensões para as paredes da geocélula.

$$s_r = 4 \left(\frac{H}{D} \right) s_m \tan \delta \quad (22)$$

Sendo:

$H \Rightarrow$ altura da célula

$D \Rightarrow$ diâmetro efetivo da célula

$\delta \Rightarrow$ ângulo de resistência ao cisalhamento entre o material de preenchimento e a parede da célula

Determina-se a tensão permitida no subleito (q_g) pela expressão:

$$q_g = q_a + \sigma_r$$

$q_a \Rightarrow$ tensão vertical a uma dada profundidade (situação sem confinamento)

Determina-se, finalmente, a espessura total de material granular (z_g) necessária:

$$z_g = \frac{R}{\sqrt{\frac{1}{\left(1 - \frac{q_g}{p}\right)^{2/3}} - 1}}} \quad (23)$$

Caso a espessura total supere a espessura da camada de geocélulas com seu recobrimento, a espessura restante consistirá de uma camada de sub-base.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. MATERIAIS UTILIZADOS

Solos

No programa experimental desenvolvido, utilizou-se um solo argiloso, cuja curva granulométrica é apresentada na Figura 42. Observa-se que o solo em questão apresenta 95% de partículas menores que 0,075 mm (passando pela peneira # 200) e 54% de argila.

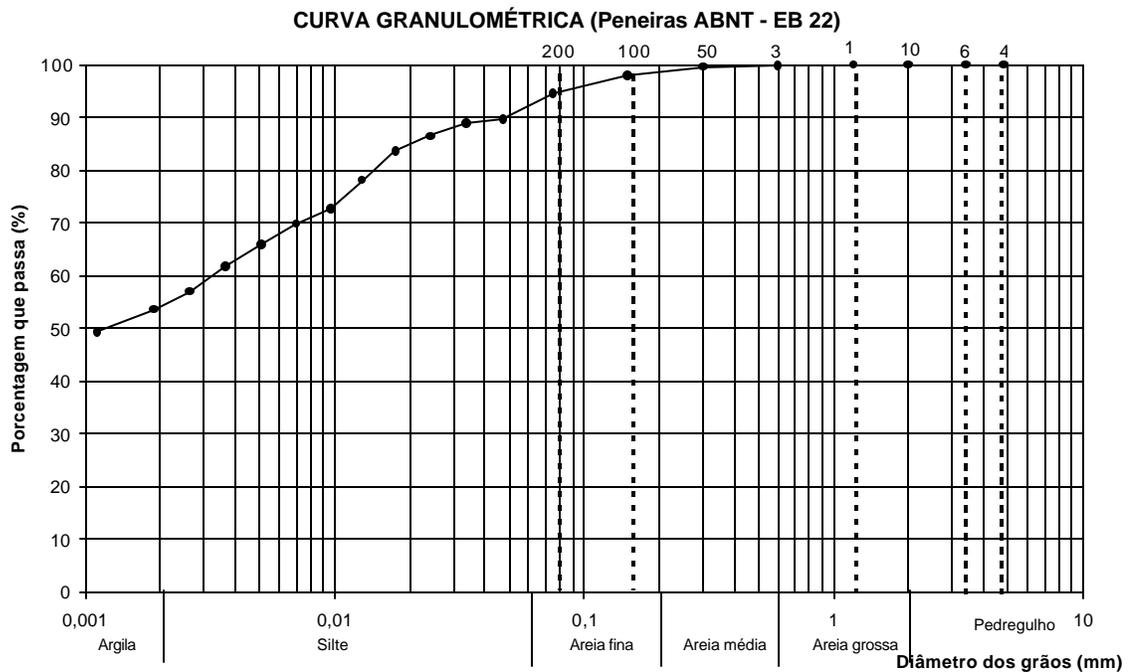


Figura 42 – Curva granulométrica da argila utilizada no ensaio

O limite de liquidez encontrado foi de 64%, o limite de plasticidade de 44% e a massa específica dos sólidos de 2,670 g/cm³.

A classificação granulométrica permite situar esse solo como uma argila siltosa e a classificação unificada, como um silte de alta plasticidade (MH).

O solo foi utilizado com umidade bastante elevada, inviabilizando a determinação de sua resistência por meio de ensaios triaxiais. A resistência foi então obtida por meio de um Vane de laboratório, como se verá adiante, e medida caso a caso.

As geocélulas foram preenchidas com uma areia, cuja curva granulométrica está ilustrada na Figura 43.

O diâmetro efetivo D_{10} é de 0,17 mm, o coeficiente de não uniformidade (C_u) é de 3,76 e o coeficiente de curvatura (C_c) é de 1,001. Encontrou-se para o material uma massa específica dos sólidos de $2,667 \text{ g/cm}^3$. Este solo é do tipo SP (areia mal graduada) segundo a classificação unificada.

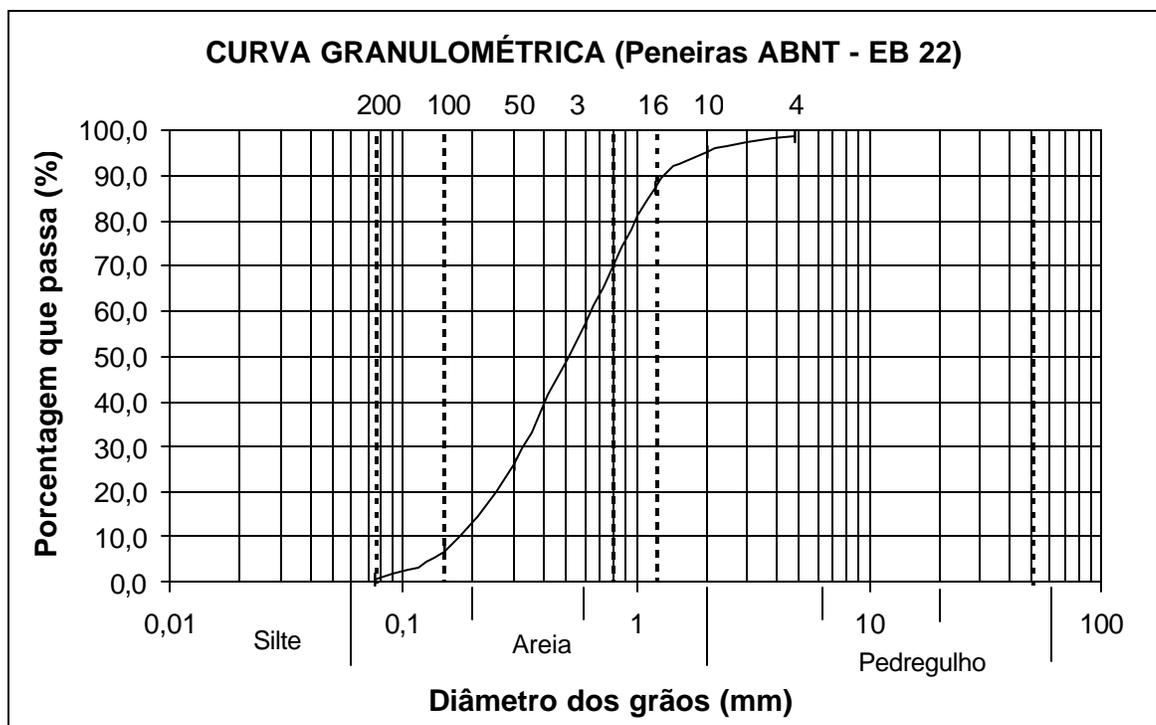


Figura 43 – Curva granulométrica da areia utilizada no ensaio

Geocélulas

Foram utilizados dois tipos de geocélulas: as de polietileno e as de polipropileno (tiras de geotêxtil) nas alturas de 5, 10 e 15 cm.

As geocélulas de polietileno eram da marca Presto, modelo GW20V, com área de célula de 289 cm^2 (perfazendo 34,6 células por metro quadrado). A densidade do

polímero estava compreendida na faixa de 0,935 a 0,965 g/cm³ e as tiras tinham espessura de 1,27 mm (-5%, +10%). O material era de cor preta e estabilizado contra a ação da luz ultravioleta com carbono preto (*black carbon*) na proporção de 1,5 a 2,0% do peso do polímero. As células eram ligadas entre si por meio de solda ultrassônica.

As geocélulas de polipropileno (tiras de geotêxtil) utilizadas eram da marca Ober. O produto é comercialmente conhecido como FortCell e classificado, conforme espessuras, em FC-02 (5 cm), FC-04 (10 cm) e FC-06 (15 cm). A espessura das tiras variava de 1,5 a 2,0 mm e o polímero do material era exclusivamente polipropileno. O material é fornecido em peças comprimidas de 3420 x 45 mm. Expandida a peça fica com área de 3000 x 2400 mm, perfazendo 7,2 m². O material era cuidadosamente cortado para que com suas células expandidas se adequasse às dimensões da caixa de ensaios (1420 x 1820 mm em planta). A área das células era de 324 cm² e o material pesava 0,29 kg/m².

A Tabela 03 resume as principais características das geocélulas utilizadas.

Tabela 03 – Características das geocélulas utilizadas

Matéria-prima	Polipropileno (geotêxtil)			Polietileno		
Altura da célula (cm)	5	10	15	5	10	15
Área da célula (cm ²)	324	324	324	289	289	289
Espessura das tiras (mm)	1,5 a 2,0	1,5 a 2,0	1,5 a 2,0	1,2 a 1,4	1,2 a 1,4	1,2 a 1,4
Resistência transversal da junta (N)	900	1800	2700	710	1420	2130

Geogrelha

A geogrelha utilizada era da marca Huesker, do modelo Fornit 20, produzida a partir de filamentos de polipropileno de alto módulo inicial. Essas geogrelhas biaxiais são indicadas pelo fabricante para o reforço de sub-base.

As características da geogrelha utilizada estão indicadas na Tabela 04.

Tabela 04 – Características da geogrelha utilizada

Matéria-prima		Polipropileno
Abertura de malha (mm)		15 x 15
Resistência à tração (kN/m)	Longitudinal	15
	Transversal	24
Deformação na ruptura (%)	Longitudinal	15
	Transversal	15
Módulo de elasticidade a 2% de deformação (kN/m)	Longitudinal	220
	Transversal	325
Módulo de elasticidade a 5% de deformação (kN/m)	Longitudinal	160
	Transversal	260
Dimensão dos rolos (m)	Largura	5,2
	Comprimento	100 m

Geotêxtil de separação

O geotêxtil de separação utilizado era da marca Ober, modelo Geofort G200. Esse geotêxtil era não-tecido e de polipropileno. A função do material era separar a areia do solo mole. As características do geotêxtil estão descritas na Tabela 05.

Tabela 05 – Características do geotêxtil de separação

Gramatura (g/m ²)		200
Resistência à tração (kN/m)	Longitudinal	4,62
	Transversal	8,12
Deformação na ruptura (%)	Longitudinal	94,71
	Transversal	95,85

Células de tensão total

As células de tensão total utilizadas no interior do maciço eram da marca Kyowa (*Kyowa Electronic Instruments Co.*), modelo BE-2KC, com capacidade de realizar leituras de até 200 kPa.

LVDT's

As medidas de deslocamentos eram feitas através de três LVDT's da marca Kyowa, modelo DTH-A-100 distribuídos regularmente sobre a placa de aplicação de carga. Os LVDT's tinham massa de 200 g e um curso de 100 mm. A aquisição dos dados era automática.

Célula de carga

A célula de carga era da marca PT (*Precision Transducers*), modelo ST5000 e tinha uma capacidade de registrar cargas de até 5000 kg. A célula de carga era colocada entre o macaco hidráulico e a viga de reação. A aquisição dos dados era automática.

Placa

A placa de aço utilizada nos ensaios era circular, com 30 mm de espessura e 0,35 m de diâmetro, resultando em área de 0,096 m².

Sistema de aquisição dos dados

A aquisição dos dados de carregamento, recalque e tensão era feita de modo automático com a utilização de um equipamento *StrainSmart*, fabricado pela empresa *Vishay Measurements Group, Inc.* O modelo utilizado era o System 5000, Scanner 5100.

Vane de laboratório

A determinação da coesão não-drenada da argila era feita com auxílio de um Vane de Laboratório (ver Figura 44) da marca Wykeham Farrance. As quatro lâminas da palheta tinham, cada uma, largura de 12,7 mm e altura de 25,4 mm. O equipamento contava com quatro molas calibradas para diferentes faixas de torque e resistência do solo.

A amostragem era feita em diferentes pontos do maciço (os pontos de amostragem serão detalhados adiante) cravando-se um cilindro no solo mole. O cilindro era cuidadosamente retirado, suas superfícies eram rasadas e o material era colocado sob as lâminas da palheta para que fosse feita a determinação.

Em cada amostra eram feitas cinco determinações: uma no centro e as demais nas extremidades diametralmente opostas. O aparelho dispõe de duas escalas graduadas: uma externa variando de 0 a 90° (ângulo de rotação do vane) e uma interna variando de 0 a 360° (permite o cálculo do torque). Se o ângulo externo fosse superior a 90°, isso indicaria que a mola utilizada não era adequada ao solo ensaiado. Em todas as determinações uma única mola foi utilizada sem que a faixa de valores de torque fosse ultrapassada.

Gira-se a manivela de modo a fazer com que os zeros das duas escalas coincidam e movimenta-se a palheta para baixo, penetrando a amostra de solo no ponto desejado. O recobrimento mínimo das lâminas era de 50 mm.

A manivela era então rotacionada à razão de uma volta por segundo para aplicar torque ao vane. Enquanto o solo estivesse resistindo ao torque aplicado, o ângulo interno ia aumentando regularmente até que a resistência máxima fosse alcançada. Quando esse ponto era atingido o torque diminuía e o marcador ficava estacionário indicando a deflexão angular máxima da mola a partir da qual o torque na ruptura era calculado, assim como a coesão não-drenada do material.



Figura 44 – Vane de laboratório utilizado nos ensaios

3.2. PREPARAÇÃO DO ENSAIO

Os ensaios foram realizados em uma caixa de aço cujas dimensões internas atingiam 1,82 m de comprimento, 1,42 m de largura e 1,80 m de altura. A caixa foi revestida internamente por uma geomembrana de PVC, de modo a garantir sua estanqueidade.

Os primeiros 50 cm da caixa foram preenchidos com a areia grossa já caracterizada e completamente saturada. Utilizou-se dessa camada de areia para minimizar o volume da caixa a ser preenchido com o solo argiloso. Saturou-se a areia para impedir que esta funcionasse como uma camada drenante absorvendo parte da umidade do solo argiloso. Sobre a camada de areia dispôs-se o geotêxtil de separação para que fosse lançado o solo mole.

O solo mole foi preparado pela mistura do solo argiloso com água em uma betoneira de modo que se obtivesse uma umidade (62%) muito próxima do limite de liquidez do material (64%). Para a determinação expedita da umidade natural do solo argiloso, antes da adição de água, utilizou-se o “Speedy”.

O material recolhido da betoneira era lançado na caixa e espalhado por um operador sem qualquer procedimento de compactação. A caixa foi, dessa maneira, preenchida com o solo mole até a altura de 1,50 m. Sobre o material mole utilizou-se novamente um geotêxtil de separação.

Finalmente tinha-se a camada de areia grossa com diferentes espessuras, nas modalidades reforçada (geocélulas e geocélulas + geogrelha) e sem reforço.

Foram executados três tipos de ensaios:

a) ensaios com geocélulas

Foram utilizadas geocélulas de geotêxtil com ligações costuradas nas alturas de 5 cm, 10 cm e 15 cm e geocélulas de polietileno com ligações soldadas também nas alturas de 5 cm, 10 cm e 15 cm.

A quantidade de material granular utilizada em cada caso era tal que se obtinha, após a compactação com placa vibratória, uma camada de regularização de 5 cm, o preenchimento da altura das geocélulas (5, 10 ou 15 cm) e ainda uma camada de recobrimento de 3 cm. Assim, tinha-se camadas de material granular de espessuras totais, acima do solo mole, iguais a 13 cm, 18 cm e 23 cm, respectivamente.

Esses ensaios foram, portanto, em número de seis (6).

b) ensaios sem reforço

No intuito de avaliar o ganho de resistência proporcionado pelo confinamento da areia grossa, foram realizados ensaios sem reforço com espessuras da camada de areia de 13 cm, 18 cm e 23 cm, à semelhança das espessuras finais dos ensaios com geocélulas. Esses ensaios foram em número de três (3).

c) ensaios com geogrelha e geocélulas

Avaliou-se também o comportamento do reforço conjugando geogrelha e geocélulas. Nesse caso, as espessuras das camadas foram um pouco diferentes. Sobre a camada de regularização de 5 cm, colocava-se a geogrelha e uma nova camada de 5 cm

de areia. Compactava-se o material com a placa vibratória. Em seguida, era colocada a geocélula (5 cm, 10 cm ou 15 cm) e uma camada de recobrimento de areia de 3 cm. Uma compactação final era aplicada ao topo da camada.

Pode-se depreender do enunciado que as espessuras finais foram de 18 cm, 23 cm e 28 cm. Optou-se por realizar esses ensaios utilizando as geocélulas de polietileno nas três alturas (5 cm, 10 cm e 15 cm) e as geocélulas de geotêxtil apenas com 10 cm de altura. A realização de apenas um ensaio conjugando a geocélula de geotêxtil justifica-se pelas restrições de tempo, uma vez que cada ensaio levava em média uma semana e o tempo limite se esgotava. Portanto foram realizados mais quatro (4) ensaios dessa modalidade.

No centro da caixa, sobre a camada de material granular compactado, colocava-se a placa para aplicação de carga externa e montava-se o aparato necessário ao carregamento (viga de reação, macaco hidráulico e LVDT's para medidas de recalques). A Figura 45 evidencia o arranjo experimental utilizado.

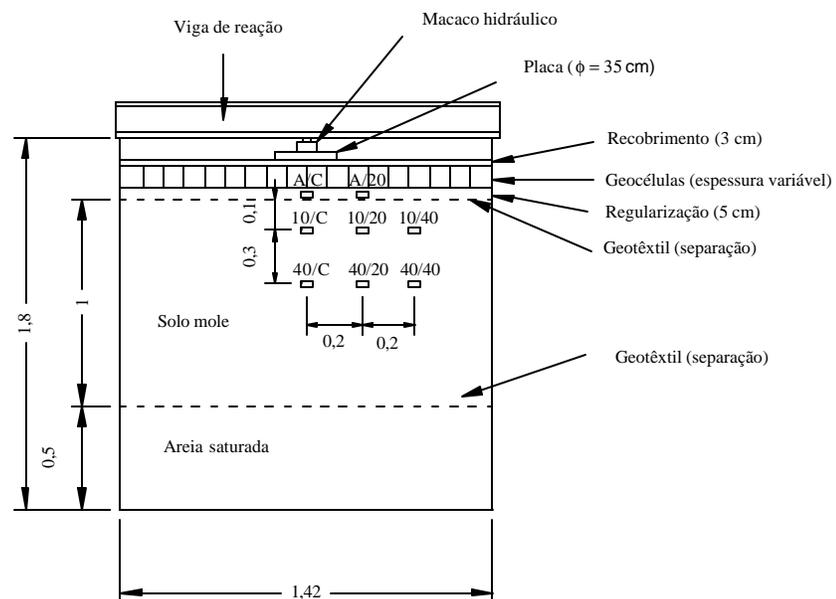


Fig. 45 – Desenho esquemático do arranjo experimental

A Tabela 06 resume os ensaios realizados atribuindo-lhes denominações.

Tabela 06 – Resumo dos ensaios realizados

Ensaio n°	Denominação	Reforço	Altura das geocélulas (cm)	Material das geocélulas	Altura final da camada (cm)
1	SR5	Sem reforço	-	-	13
2	SR10	Sem reforço	-	-	18
3	SR15	Sem reforço	-	-	23
4	Ggt5	Geocélulas	5	Geotêxtil	13
5	Ggt10	Geocélulas	10	Geotêxtil	18
6	Ggt15	Geocélulas	15	Geotêxtil	23
7	Gpe5	Geocélulas	5	Polietileno	13
8	Gpe10	Geocélulas	10	Polietileno	18
9	Gpe15	Geocélulas	15	Polietileno	23
10	GGpe5	Geogrelha + Geoc.	5	Polietileno	18
11	GGpe10	Geogrelha + Geoc.	10	Polietileno	23
12	GGpe15	Geogrelha + Geoc.	15	Polietileno	28
13	GGgt10	Geogrelha + Geoc.	10	Geotêxtil	23

A propagação de tensões no solo, quando da aplicação da carga externa, foi medida com o auxílio de células de tensão total distribuídas em três alinhamentos ao longo da profundidade da caixa (ver Figura 45).

A uma profundidade de 40 cm da superfície do solo mole tinha-se três células: uma no centro da caixa (40/C), uma a 20 cm do centro (40/20) e outra a 40 cm do centro (40/40).

A uma profundidade de 10 cm da superfície do solo mole mais três células: uma no centro da caixa (10/C), uma a 20 cm do centro (10/20) e outra a 40 cm do centro (10/40).

Duas células eram posicionadas na camada de areia sob as geocélulas: uma no centro da caixa (A/C) e outra a 20 cm do centro (A/20).

A partir do oitavo ensaio, devido a reiterados problemas com algumas das células, passou-se a utilizar apenas duas em cada profundidade: uma no centro da caixa e outra a 20 ou 30 cm do centro. A Figura 46 ilustra essa configuração de instrumentação para um ensaio reforçado com geocélulas e geogrelha.

Há que se ressaltar que no primeiro ensaio realizado (Ggt5) não houve a instrumentação com células de tensão total.

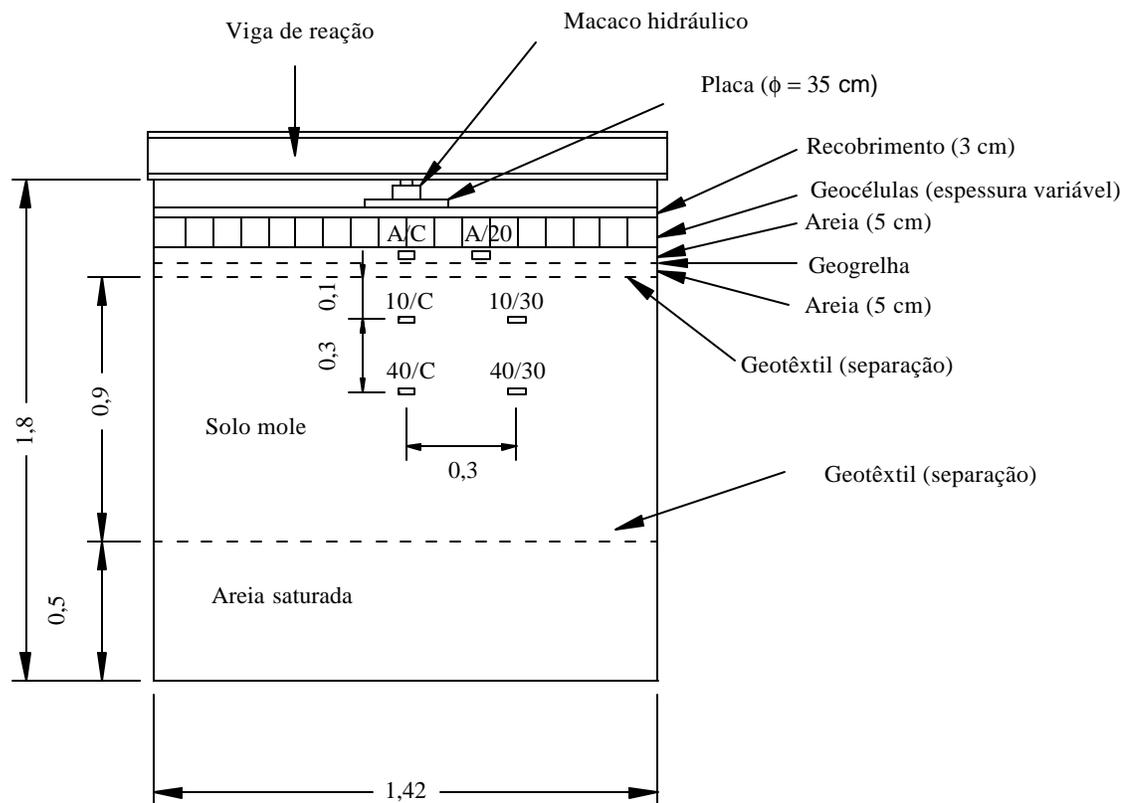


Figura 46 – Arranjo experimental para ensaios reforçados com geocélulas e geogrelha

Para que se conhecesse precisamente a carga aplicada pelo macaco ao sistema utilizava-se entre esse e a viga de reação uma célula de carga de 5000 kg de capacidade, com aquisição automática dos dados.

Os deslocamentos verticais eram avaliados por três extensômetros de 100 mm de curso posicionados de forma aproximadamente equidistante sobre a superfície da placa de aço.

3.3. CARREGAMENTO

O carregamento foi feito em estágios iguais e sucessivos até que o deslocamento se aproximasse de 100 mm, limite adotado para o ensaio.

Analogamente ao que determina a MB-3472 (Estacas – Prova de carga estática) para ensaios rápidos, buscou-se limitar a carga aplicada em cada estágio a 10% da carga final (deslocamento próximo de 100 mm).

Em cada estágio a carga era mantida por 15 min, independente da estabilização dos deslocamentos. Atingida a carga final, o sistema era descarregado em quatro estágios, sendo os três primeiros de mesma duração e o último até a estabilização.

3.4. PREPARO DE NOVO ENSAIO

Buscou-se, em todos os ensaios, garantir que o material argiloso apresentasse as mesmas características em termos de consistência e, portanto, de teor de umidade.

Após a execução do ensaio, inevitavelmente o material argiloso apresentava-se um pouco mais compacto que quando da montagem do mesmo. A solução possível foi revolver novamente todo o material até uma profundidade de 40 cm (coincidente com a linha de posicionamento das células de pressão).

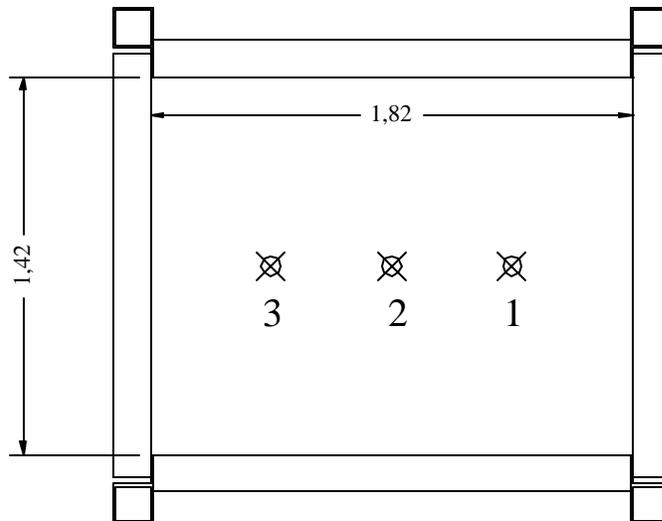
Em relação à manutenção do teor de umidade, mencionou-se anteriormente que a caixa estava revestida por uma geomembrana que impedia a perda de água, assim como a camada de areia grossa em sua porção inferior estava completamente saturada. Contudo, o revolvimento do material implicava em certa perda superficial que era corrigida com a adição de água.

3.4.1. Procedimentos de controle das características do material argiloso

Finalizado um ensaio e desmontado todo seu aparato, retirava-se a camada de areia grossa e o geotêxtil de separação. Determinava-se então, superficialmente, e nos pontos 1, 2 e 3 evidenciados na Figura 47, as respectivas massas específicas e teores de umidade do material (isso começou a ser feito a partir do terceiro ensaio). Do quarto ensaio em diante também passou a ser determinada a resistência não drenada do material

com a utilização de um Vane de laboratório, com amostras extraídas dos três pontos referidos.

Após a retirada dos 40 cm de solo mole determinava-se novamente a massa específica, teor de umidade e coesão nos mesmos três pontos já assinalados. Por fim, após o revolvimento do material e adição de água, nova determinação superficial era feita nos pontos 1, 2 e 3.



Vista em planta da caixa (medidas em m)

Figura 47 - Pontos de determinação dos parâmetros geotécnicos do solo mole

A Tabela 07 resume os valores obtidos de teor de umidade, massa específica e coesão obtidos superficialmente (sup), a 40 cm e novamente à superfície após o revolvimento (sup 2). Os valores que constam da tabela são a média aritmética das determinações efetuadas nos pontos 1, 2 e 3.

3.4.2. Massa específica da areia após compactação

Após o lançamento da areia sobre as geocélulas, três cápsulas eram posicionadas nos mesmos pontos 1, 2 e 3; antes da compactação com a placa vibratória. Após a compactação as cápsulas eram cuidadosamente retiradas para a determinação da massa específica do material granular. A Tabela 08 apresenta os valores obtidos nessas determinações.

Tabela 07 – Massa específica, teor de umidade e coesão não drenada do solo argiloso nos vários ensaios.

Denominação	w (%)			Massa esp. (g/cm ³)			Coesão (kPa)		
	Sup.	40 cm	Sup. 2	Sup.	40 cm	Sup. 2	Sup.	40 cm	Sup. 2
SR5	56,6	60,0	62,7	1,620	1,613	1,580	22,2	12,3	12,1
SR10	58,4	59,2	61,0	1,600	1,677	1,605	16,7	17,2	13,2
SR15	59,5	55,8	60,1	1,668	1,656	1,641	10,0	19,9	13,7
Ggt5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ggt10	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ggt15	56,6	61,1	-	1,622	1,605	-	-	-	-
Gpe5	58,7	60,5	63,1	1,645	1,619	1,588	15,3	22,4	23,8
Gpe10	61,2	62,6	61,8	1,629	1,563	1,597	15,5	19,1	11,1
Gpe15	59,0	59,9	61,1	1,635	1,597	1,593	14,7	17,4	9,1
GGpe5	58,7	66,0	63,0	1,622	1,588	1,591	11,3	16,9	8,8
GGpe10	61,0	61,1	61,6	1,613	1,595	1,598	8,6	21,8	9,5
GGpe15	-	58,2	-	1,710	1,702	-	12,0	15,9	-
GGgt10	62,6	58,3	64,7	1,619	1,592	1,589	8,4	19,6	9,0

Tabela 08 – Massa específica da areia nas células, após compactação, nos vários ensaios

Denominação	Massa específica (g/cm ³)			
	Posição 1	Posição 2	Posição 3	Média
SR5	1,665	1,664	1,588	1,639
SR10	1,686	1,646	1,609	1,647
SR15	1,750	1,726	1,685	1,720
Ggt5	-	-	-	-
Ggt10	1,592	1,536	1,506	1,545
Ggt15	1,535	1,552	1,541	1,543
Gpe5	1,627	1,627	1,633	1,629
Gpe10	1,653	1,647	1,627	1,642
Gpe15	1,672	1,647	1,645	1,655
GGpe5	1,677	1,641	1,618	1,645
GGpe10	1,620	1,657	1,656	1,644
GGpe15	1,618	1,627	-	1,622
GGgt10	1,684	1,734	1,636	1,685

Na Figura 48, o material argiloso foi removido até 40 cm de profundidade para ser novamente homogeneizado e para que fossem instaladas as células de tensão total.



Figura 48 – Remoção dos 40 cm da argila mole e instalação das células de tensão total

Na figura 49, parte do material removido foi reposto e a linha intermediária de células foi posicionada.



Figura 49 – Linha de células a 10 cm da superfície do solo mole

Pela figura 50 pode-se visualizar o aspecto do material argiloso após o revolvimento e correção da umidade.



Figura 50 – Aspecto do solo mole após revolvimento

Na figura 51 o geotêxtil de separação já está posicionado sobre a argila mole.



Figura 51 – Geotêxtil de separação

Na Figura 52 a camada de areia de regularização foi colocada e as células de tensão total posicionadas.



Figura 52 – Camada de areia de regularização

Na Figura 53 a geogrelha foi posicionada sobre a camada de regularização.



Figura 53 – Camada de geogrelha

Na Figura 54 pode-se visualizar as geocélulas esticadas e preparadas para receber o material granular de preenchimento.



Figura 54 – Geocélulas de polietileno

As Figuras 55 e 56 representam superfícies de ruptura típicas dos ensaios realizados. Também podem ser vistos os extensômetros, o macaco hidráulico, a célula de carga, a placa circular e a viga de reação.



Figura 55 – Superfície de ruptura



Figura 56 – Detalhe da superfície de ruptura

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A capacidade de carga de uma placa apoiada à superfície de solo coesivo saturado, em curto prazo, é uma função única da coesão. Baseado neste fato e considerando que mesmo com todos os cuidados tomados para preservar as características do solo argiloso, pequenas variações ainda ocorriam de ensaio para ensaio. Por isso, optou-se por expressar os resultados de capacidade de suporte na forma adimensional. Para levar em conta as alterações de coesão ocorridas de ensaio para ensaio, as Figuras de 57 a 61 mostram as curvas obtidas de carga versus recalques, em que a carga aplicada foi dividida pela coesão média do solo mole $[(\text{sup.} + 40 \text{ cm} + \text{sup.}2)/3]$. Tendo em vista que coesão não-drenada passou a ser determinada somente a partir do quarto ensaio, foi adotado um valor de coesão de 15,4 kPa para os três primeiros ensaios (Ggt5, Ggt10 e Ggt15) para que fosse permitido completar a série de gráficos. Esse valor é a média aritmética das coesões registradas nos três ensaios subsequentes (SR10, SR5 e Gpe10, respectivamente).

Na Figura 57 mostram-se, para efeito comparativo, os resultados dos ensaios não-reforçados e dos reforçados apenas com geocélulas de geotêxtil. Observa-se que nos ensaios sem reforço, como já seria de se esperar, a capacidade de carga aumenta com o acréscimo da espessura do material granular. No entanto, o aumento da capacidade de carga que o ensaio sem reforço com 18 cm de material granular (SR10) apresenta sobre o de 13 cm (SR5) é apenas marginal após um recalque de 35 mm. O ensaio com 23 cm de areia (SR15) apresentou a maior capacidade de carga da série sem reforço, embora tendo comportamento inferior ao SR10 até um recalque de 35 mm. É notável no gráfico o aumento da capacidade de carga proporcionado pelo confinamento com as geocélulas em confronto com os equivalentes sem reforço. Percebe-se ainda que o aumento da espessura da geocélula de 5 cm para 10 cm implicou em um aumento considerável da capacidade de carga do sistema reforçado enquanto a diferença marcante entre o comportamento dos sistemas reforçados com a geocélula de 10 cm e com a de 15 cm foi a redução dos recalques. A expressiva diferença na capacidade de carga entre os sistemas reforçados com geocélulas de 5 e 10 cm é, em parte função da altura do reforço

e, em maior grau, resultado da não compactação da areia no ensaio Ggt5 (primeiro ensaio realizado) com a placa vibratória.

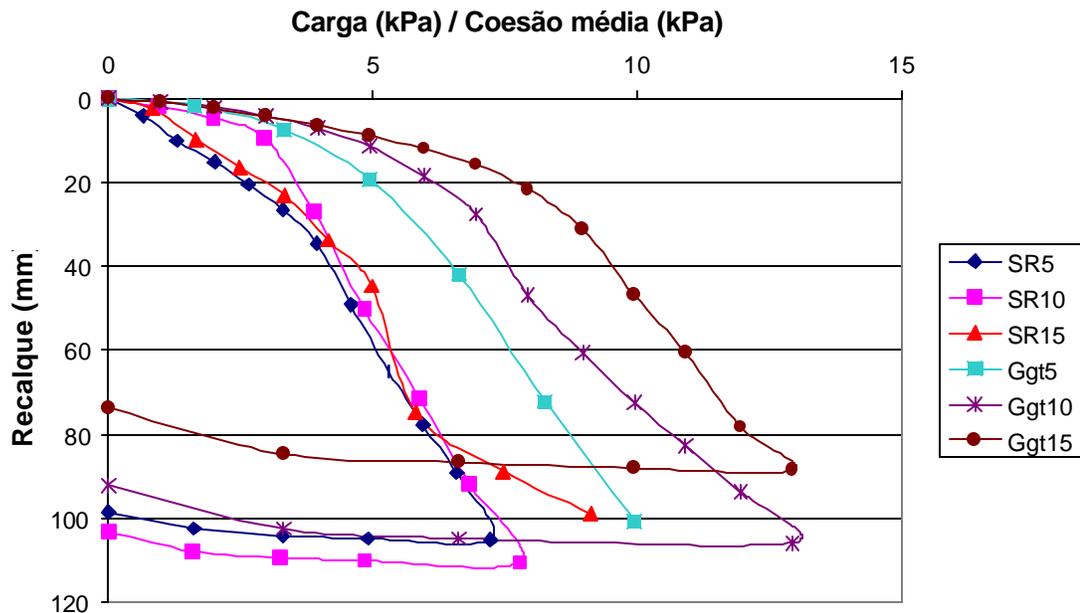


Fig. 57 – Curvas carga x recalque (sem reforço e reforço com geocélulas de geotêxtil)

Na Figura 58 comparam-se os resultados obtidos nos ensaios efetuados com as geocélulas de polietileno e os ensaios executados sem reforço. Novamente a utilização do reforço resulta em incremento substancial da capacidade de carga em relação aos equivalentes sem reforço. Os resultados obtidos nesta série de ensaios mostram que não há uma diferença substancial entre os valores obtidos para as três espessuras de geocélulas utilizadas. Esse comportamento se assemelha ao observado na Figura 57 (exceção feita ao ensaio Ggt5 em que a areia não foi compactada).

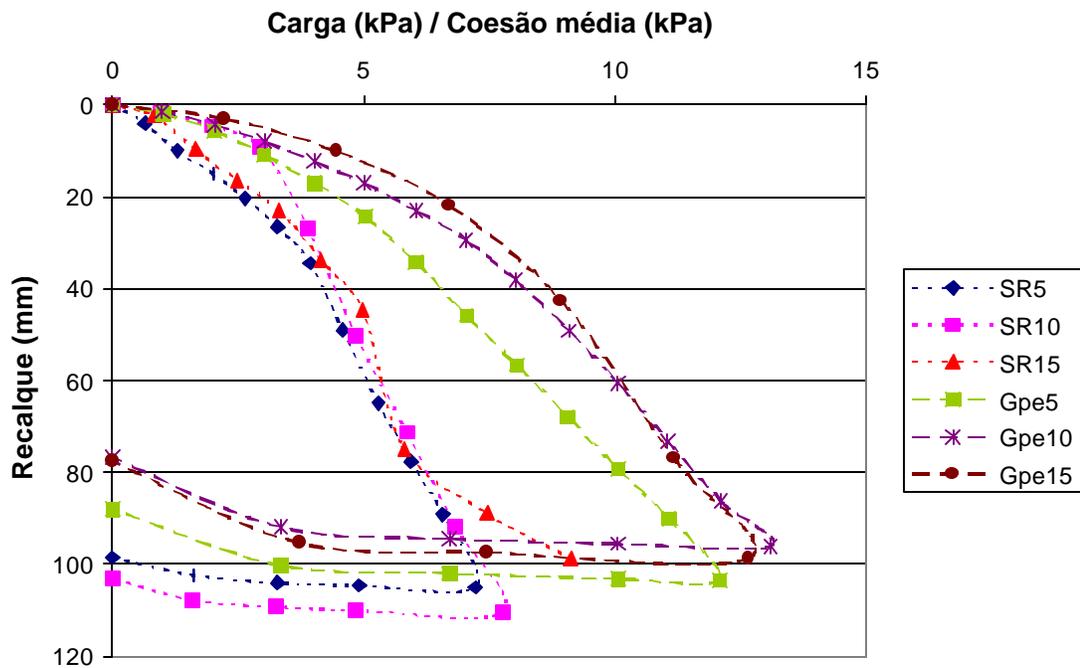


Figura 58 – Curvas carga x recalque (sem reforço e reforço com geocélulas de polietileno)

Na Figura 59 comparam-se os resultados obtidos nos ensaios executados com as geocélulas de geotêxtil com as de polietileno. No tocante aos recalques, observa-se para as espessuras de 5 cm e 10 cm um comportamento inicial levemente superior das geocélulas de geotêxtil (recalques de até 30 mm), sendo então superadas pelas de polietileno. Para uma espessura de 15 cm a geocélula de geotêxtil tem resultado ligeiramente superior para qualquer recalque. No entanto, sob o aspecto de capacidade de suporte, o desempenho é similar, não havendo diferenças substanciais entre os dois tipos. Deve-se salientar que a geocélula de geotêxtil na espessura de 5 cm apresenta um desempenho destoante das demais sob o ponto de vista de capacidade de suporte pelas razões já mencionadas.

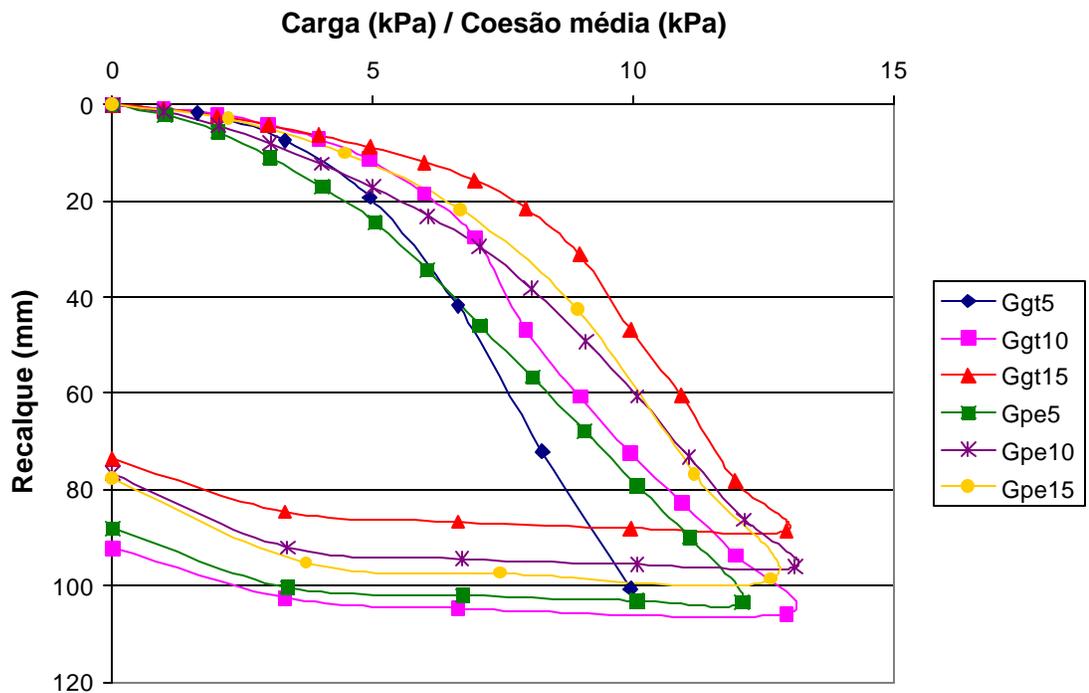


Figura 59 – Curvas carga x recalque (geocélulas de geotêxtil e geocélulas de polietileno)

Na Figura 60 busca-se ilustrar comparativamente a influência do reforço planar (geogrelha) quando associado às geocélulas. Observa-se pelas curvas que para todas as espessuras a associação da geogrelha às geocélulas não apenas implicou em um aumento significativo da capacidade de suporte como também levou a uma redução dos recalques.

Na Figura 61 foram comparados resultados para geocélulas de 10 cm (ou equivalente sem reforço) nas várias modalidades testadas. Nota-se que a geocélula de geotêxtil conjugada com a geogrelha apresenta comportamento bastante superior a seu similar em polietileno, não apenas no que se refere a recalques como em capacidade de suporte.

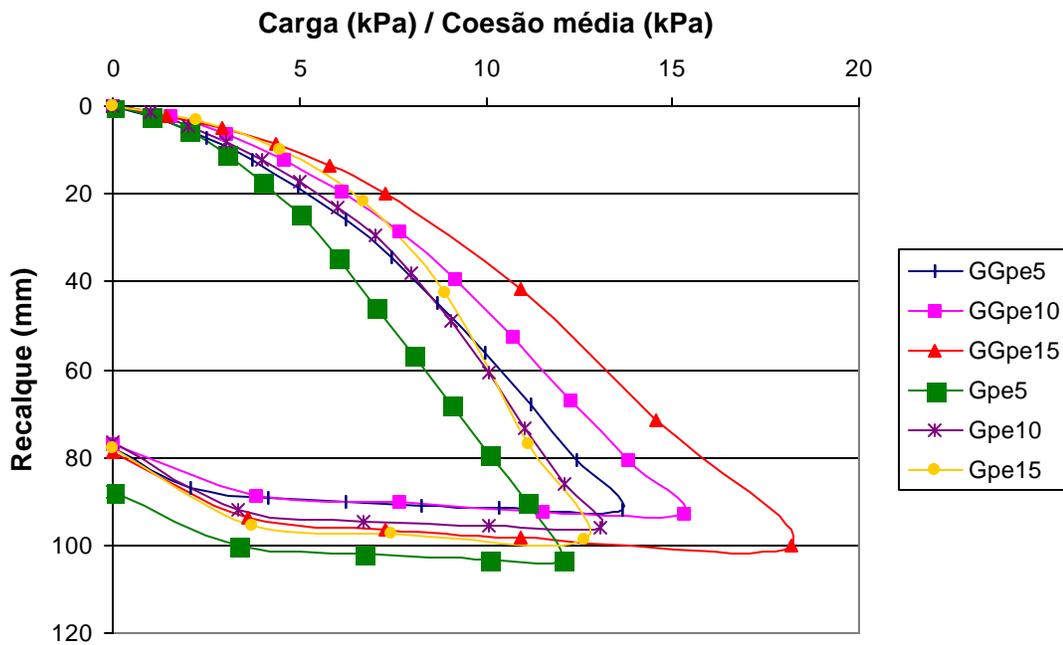


Fig. 60 – Curvas carga x recalque (comparativo com e sem geogrelha)

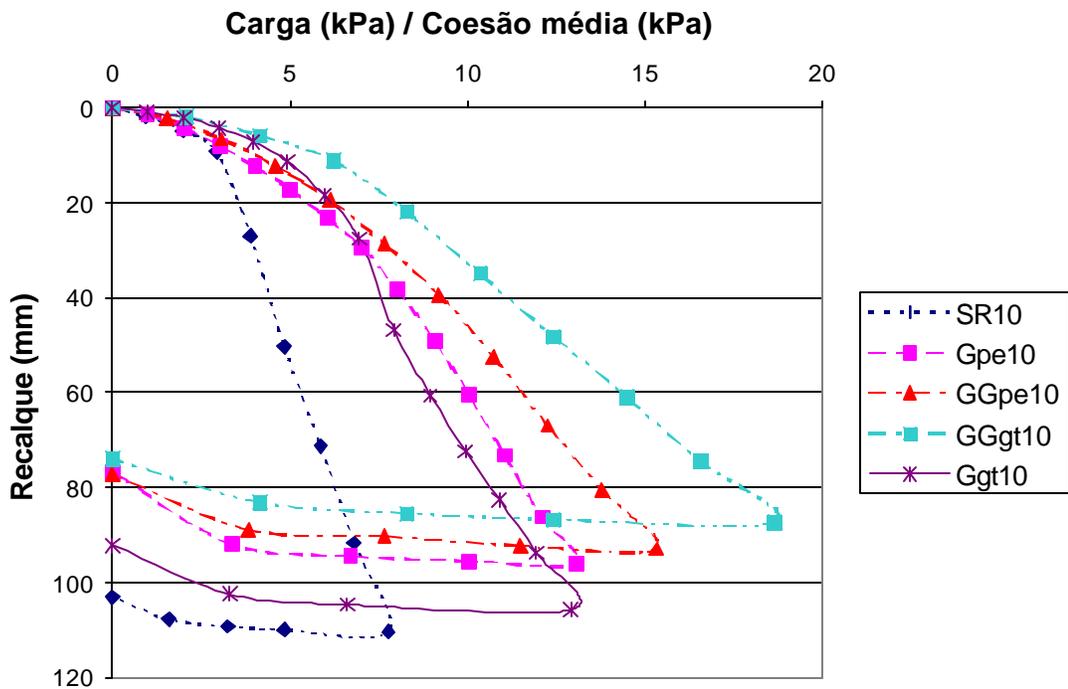


Figura 61 – Curvas carga x recalque (geocélula de 10 cm e equivalente sem reforço)

É possível avaliar a melhora de desempenho do sistema devido à utilização do reforço com geocélulas ou geocélulas e geogrelha utilizando-se um fator adimensional (F_d) que é dado pela relação entre a carga aplicada sobre o sistema reforçado (q_r) e a carga aplicada sobre o equivalente não reforçado (q_0) para um dado valor de recalque (Dash et al. 2003).

$$F_d = q_r / q_0 \quad (24)$$

As tabelas 09, 10 e 11 detalham os resultados encontrados, levando-se em conta a coesão média. A segunda coluna dessas tabelas expressa o recalque percentualmente em relação ao diâmetro da placa (D).

Tabela 09 – F_d (Geocélulas de 5 cm)

Recalque (mm)	% D	Ggt5	Gpe5	GGpe5
5	1,4	3,44	2,38	2,50
10	2,9	2,85	2,15	2,54
20	5,7	1,92	1,69	2,04
30	8,6	1,61	1,56	1,92
40	11,4	1,54	1,55	1,95
50	14,3	1,55	1,61	2,02
60	17,1	1,49	1,65	2,04
70	20,0	1,49	1,69	2,07
80	22,9	1,43	1,72	2,02
90	25,7	1,41	1,68	2,08
100	28,6	1,38	1,67	-

Tabela 10 – F_d (Geocélulas de 10 cm)

Recalque (mm)	% D	Ggt10	Gpe10	GGpe10	GGgt10
5	1,4	1,68	1,00	1,30	1,90
10	2,9	1,55	1,13	1,33	1,95
20	5,7	1,72	1,22	1,72	2,22
30	8,6	1,79	1,79	1,95	2,40
40	11,4	1,76	1,86	2,16	2,59
50	14,3	1,71	1,92	2,17	2,65
60	17,1	1,67	1,89	2,17	2,71
70	20,0	1,70	1,86	2,21	2,79
80	22,9	1,70	1,84	2,17	2,83
90	25,7	1,72	1,85	2,25	-
100	28,6	1,73	-	-	-

Tabela 11 – F_d (Geocélulas de 15 cm)

Recalque (mm)	% D	Ggt15	Gpe15	GGpe15
5	1,4	2,83	2,50	2,58
10	2,9	3,18	2,59	2,82
20	5,7	2,57	2,13	2,43
30	8,6	2,34	2,03	2,39
40	11,4	2,02	1,85	2,28
50	14,3	1,96	1,83	2,31
60	17,1	2,02	1,87	2,44
70	20,0	2,04	1,93	2,57
80	22,9	1,95	1,84	2,55
90	25,7	1,71	1,63	2,29
100	28,6	-		2,01

Percebe-se através da análise dos valores do fator F_d que a presença do reforço pode levar a uma melhora da capacidade de carga do sistema analisado em até 3,5 vezes, para pequenos recalques (até 10 mm), e de até 2,83 vezes para recalques maiores. Também se percebe que na grande maioria das configurações e estágios de carregamento o reforço aumenta em pelo menos 1,5 vezes a capacidade de carga.

Na Tabela 11 mostram-se os valores de tensão total no interior do maciço para os diferentes ensaios, expressos como uma porcentagem da carga aplicada. Os valores da Tabela 11 representam a média aritmética obtida para os diferentes estágios de carregamento. Há que se ressaltar que as tensões lidas nas células representavam o acréscimo de tensão dado pelo carregamento (a leitura das células era zerada antes do início dos ensaios), não registrando, portanto, as tensões causadas pelo peso da camada de solo sobre as células.

Pelos dados percebe-se que nos ensaios sem reforço SR5 e SR10 a tensão propagada pelo solo é bem superior àquela encontrada nos ensaios reforçados. Isto se deve ao fato do reforço tridimensional propiciar a criação de uma camada rígida, gerando um efeito laje, que reduz as tensões aplicadas pela placa de aço.

Tabela 12 – Tensões no interior do maciço (em % da carga aplicada)

ENSAIO											
	SR5	SR10	Ggt10	Ggt 15	Gpe5	Gpe 10	Gpe 15	GGpe 5	GGpe 10	GGpe 15	GGgt10
A/C	57,4	77,5	58,3	39,2	39,4	35,9	44,9	14,7	36,7	18,9	9,3
A/20	87,7	51,2	32,2	41,0	24,1	43,0	20,1		46,8		38,0
A/30								Ñ reg.		14,0	
10/C	42,9	50,1	30,7	23,2	*	25,5	20,1	18,1	19,4	19,0	10,1
10/20	36,1	*	15,6	19,4	30,8	14,5					
10/30							17,4	9,7	15,0	15,9	10,3
10/40	8,1	8,2	4,0	4,9	2,2	7,2					
40/C	25,2	30,6	13,4	16,1	31,1	21,3	17,8	17,9	15,7	39,5	8,1
40/20	35,3	27,4	23,4	14,9	22,8	14,3					
40/30							14,3	12,7	10,6	18,4	6,8
40/40	8,2	10,5	6,6	6,1	9,7	7,7					

* Célula apresentou problemas na leitura

Ñ reg. - célula não registrou leitura por estar fora do bulbo de tensões

Nos ensaios reforçados com geocélulas de 10 cm percebe-se que as confeccionadas em polietileno apresentam melhores resultados que as de geotêxtil. A geocélula de geotêxtil associada à geogrelha por sua vez revela o melhor comportamento em termos de propagação de tensões.

Nos ensaios com geocélulas de 5 cm a presença da geogrelha acarreta uma melhora mais significativa na redução das tensões propagadas para o maciço.

A propagação de tensões pelo solo pode ser melhor visualizada graficamente. A Figura 62 apresenta, para a linha de centro e um carregamento de 1000 kg, a variação das tensões com a profundidade para diferentes modalidades reforçadas (e equivalente sem reforço) com geocélulas de 10 cm.

Por esse gráfico nota-se com bastante clareza o papel decisivo do reforço na redução das tensões que serão propagadas para o solo mole e a eficácia do sistema conjugando a geocélula de geotêxtil à geogrelha.

A Figura 63 apresenta a variação das tensões com a distância ao centro de aplicação da carga para uma profundidade de 40 cm do topo do solo argiloso. Adotou-se novamente um estágio de carregamento de 1000kg.

Tensão x Profundidade (Carregamento 1000 kg)

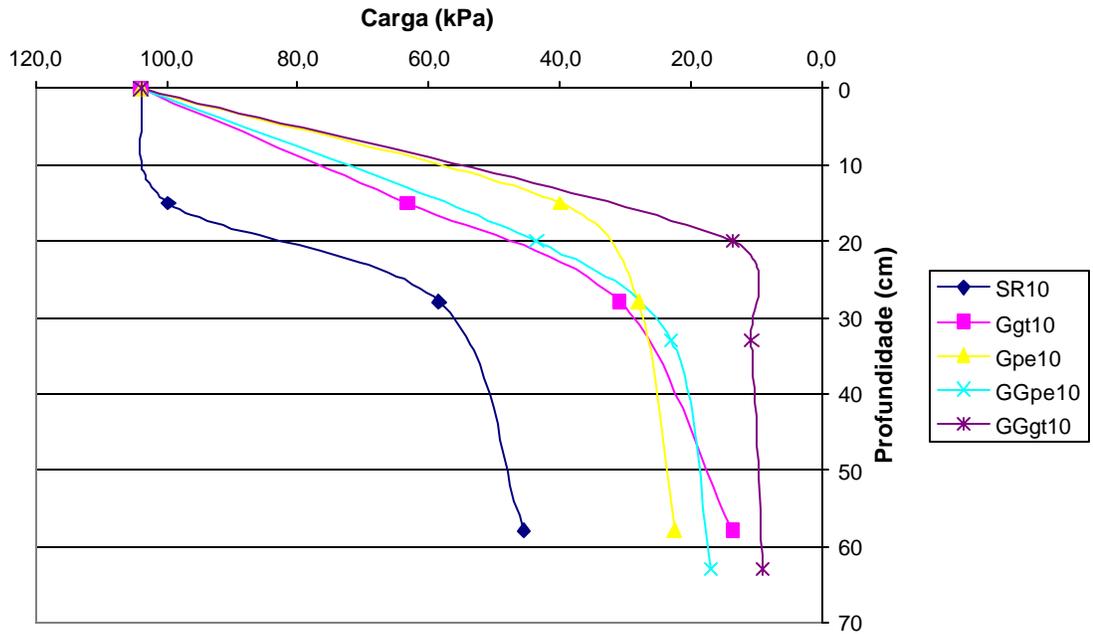


Figura 62 – Tensão x profundidade no centro de aplicação da carga

Tensão x Distância em relação ao centro (argila - 40 cm)

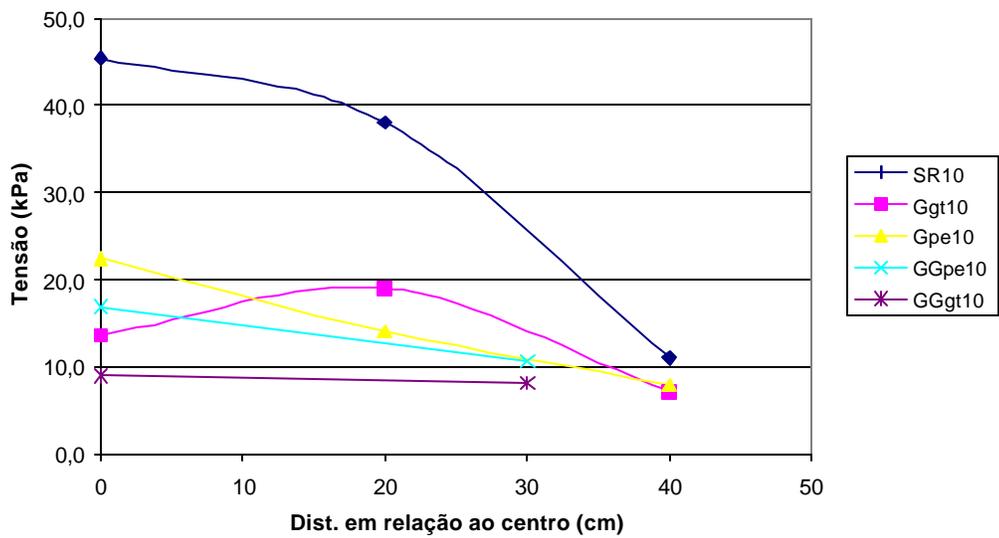


Figura 63 - Tensão x distância do centro de aplicação da carga

Pela Figura 63, observa-se que na modalidade sem reforço a placa praticamente “punciona” o solo mole. As tensões se concentram na região da placa ($d = 0$ e $d = 20$ cm) reduzindo-se abruptamente com o maior distanciamento ($d = 40$ cm). Nos ensaios reforçados nota-se que as tensões se distribuem de forma mais homogênea com a distância devido ao “efeito de placa” conferido pelo reforço. No reforço conjugado do ensaio GGgt10 as tensões no centro e a 30 cm do centro são praticamente iguais.

Uma última representação importante em termos de tensões é a dos bulbos originados no solo quando do carregamento. As Figuras 64 a 68 representam a distribuição obtida para as modalidades reforçadas com geocélulas de 10 cm (e equivalente sem reforço), para um carregamento da ordem de 100 kPa.

Percebe-se pela Figura 64 que no ensaio sem reforço as tensões tem uma redução muito pequena na camada de areia (hachurada). Nota-se também que as tensões estão concentradas na região da placa.

Pela Figura 65 observa-se que as tensões reduzem-se em cerca de 45% na região reforçada. Constata-se ainda que as tensões se distribuem por uma área maior que no ensaio sem reforço.

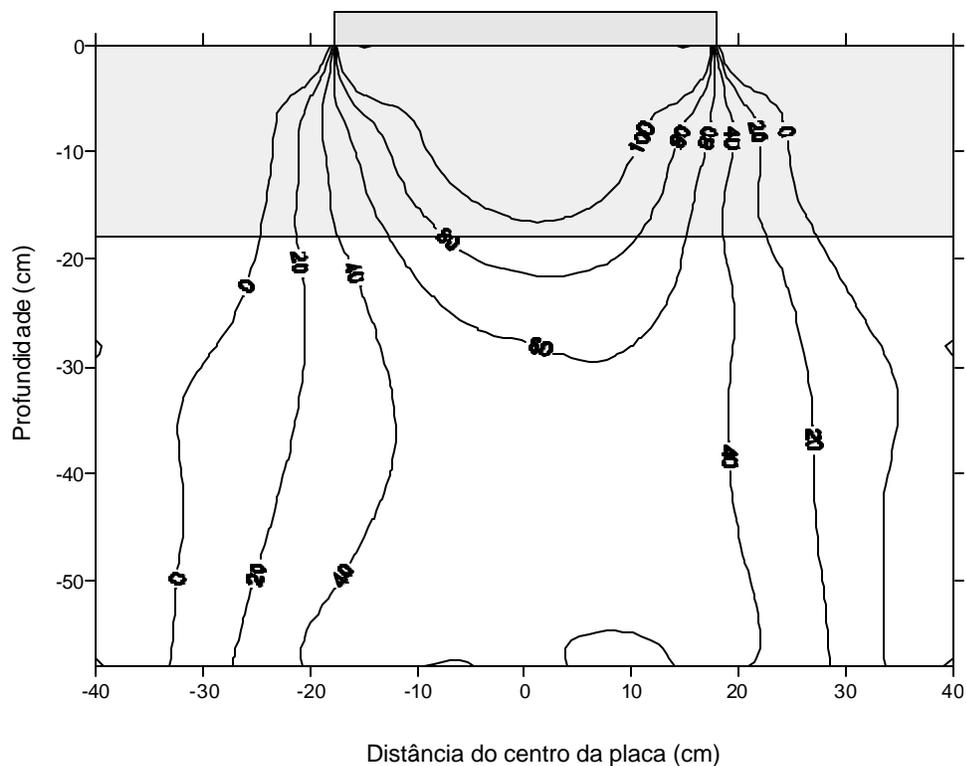


Figura 64 – Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio SR10 – carregamento: 109,1 kPa

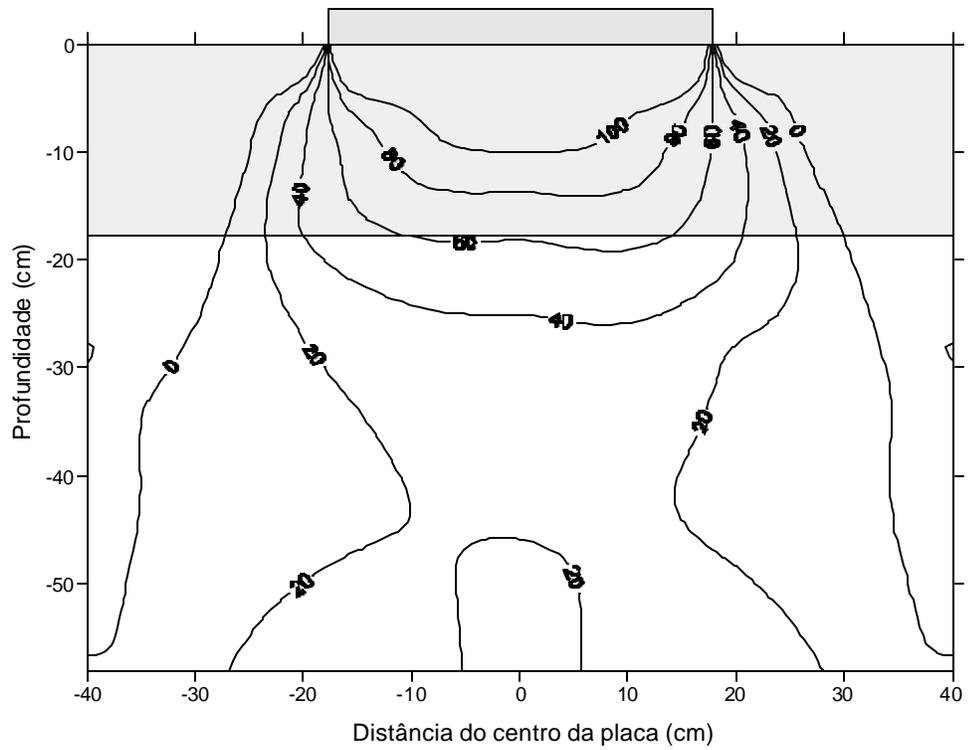


Figura 65 – Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio Ggt10 – carregamento: 109,1 kPa

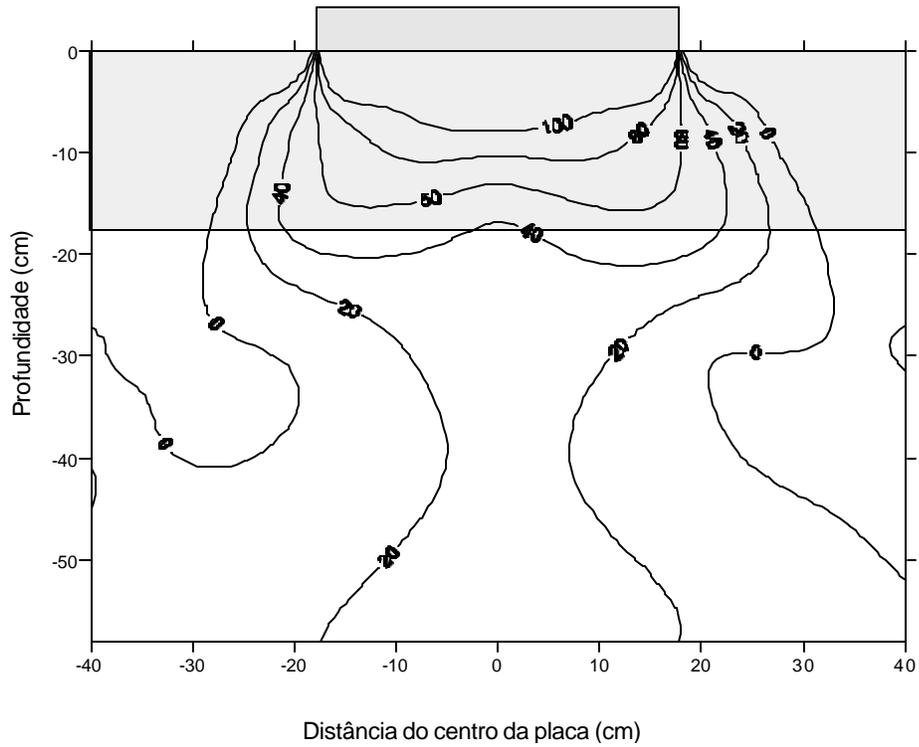


Figura 66 – Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio Gpe10 – carregamento: 109,1 kPa

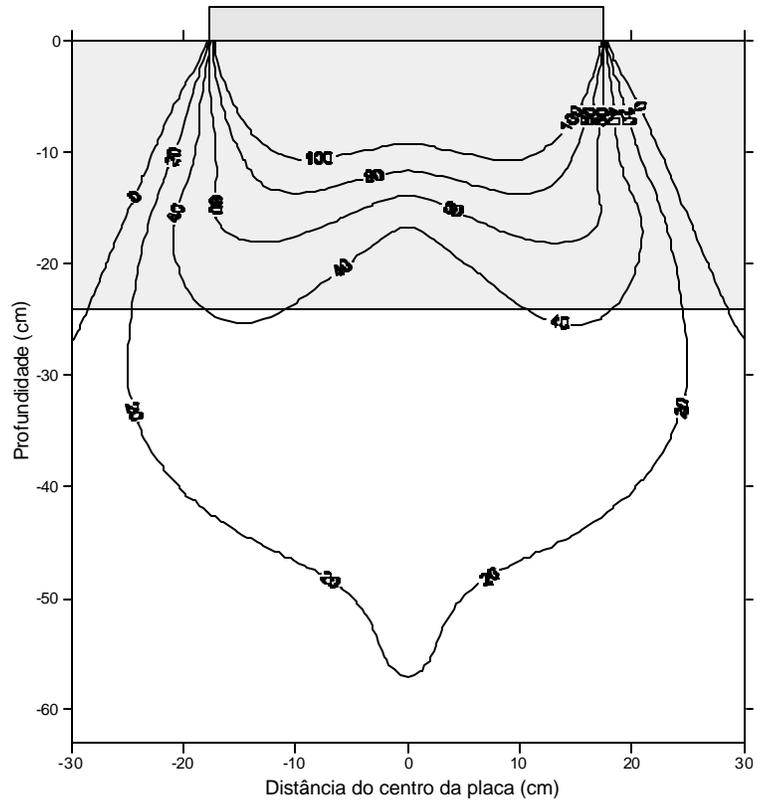


Figura 67 – Distribuição de tensões (kPa) para o ensaio GGpe10 – carregamento: 103,9 kPa

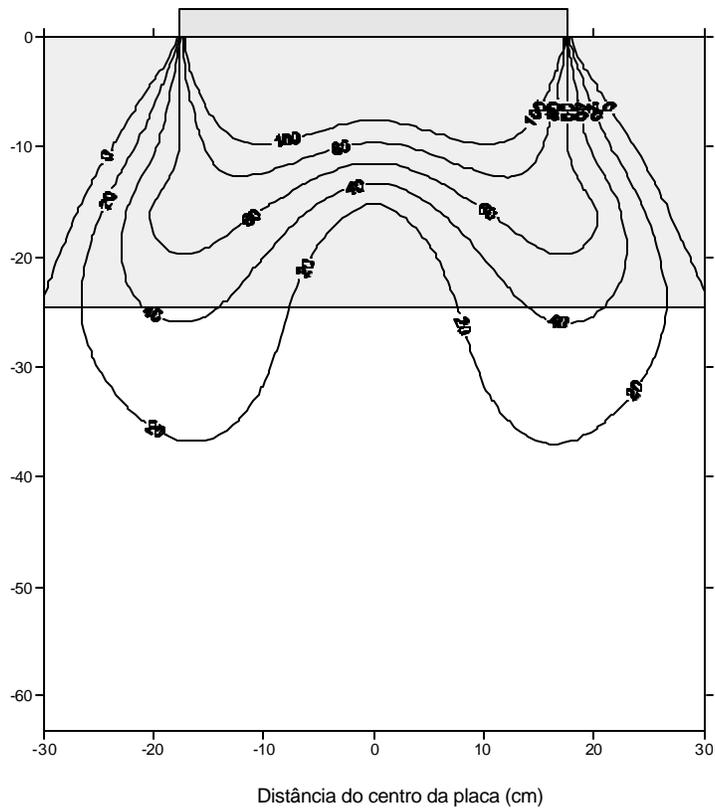


Figura 68 - Distribuição das tensões (kPa) para o ensaio GGgt10 – carregamento 103,9 kPa

O ensaio Gpe10 (Figura 66) apresenta uma redução de tensões no reforço e uma distribuição de tensões por área um pouco superior à conferida pela geocélula de geotêxtil.

Nos ensaios com reforço conjugado de geocélulas e geogrelha (Figuras 67 e 68), a linha correspondente a uma tensão de 20 kPa se encerra no interior da região em que as células foram posicionadas. Essa condição foi a de máxima eficiência na redução das tensões propagadas ao solo argiloso.

Outra avaliação importante a ser feita é a dos métodos de cálculo descritos no item 2.5. Utilizando a formulação da Presto (expressões 16 a 22), pode-se estimar as tensões nas células posicionadas na camada de areia de regularização da areia, sob o centro de aplicação da carga, e compará-las com os valores medidos. Os resultados obtidos estão esquematizados na Tabela 13. A coluna σ_{vc} desta tabela refere-se aos valores de tensão vertical estimados pela expressão de Boussinesq no ponto onde as células estão posicionadas, ou seja, 3 cm abaixo da base das geocélulas. A tensão estimada é dada pela diferença entre σ_{vc} e σ_r . Utilizou-se para o δ um valor de $28,8^\circ$, recomendado por Presto para o polietileno rugoso em areia ($0,9*\phi$). Optou-se por manter o mesmo valor para o geotêxtil pois este se situa na faixa de valores sugeridos por Koerner para o geotêxtil não-tecido (25° a 35°).

Observa-se, pelos resultados expressos na Tabela 13, que há uma divergência significativa entre os valores estimados e aqueles lidos nas células de tensão. Apenas a célula de tensão colocada sob a geocélula de polietileno com 10 cm de altura é que acompanhou razoavelmente os valores previstos nos três estágios de carregamento. Também se percebe que as tensões lidas nas células sob o reforço em polietileno são aproximadamente iguais para as três espessuras, nos dois primeiros estágios de carregamento. Esse fato pode estar ligado à rigidez do polietileno quando comparado com as geocélulas de geotêxtil.

Tabela 13 – Estimativa de tensões nas células pelo método Presto

$h_{\text{geocélula}}$ (m)	Carga (kg)	ρ (kPa)	σ_{vt} (kPa)	σ_{vb} (kPa)	ϕ_{adotado} (°)	K_a	σ_{ht} (kPa)	σ_{hb} (kPa)	$\sigma_{\text{hmédia}}$ (kPa)	σ_r (kPa)	σ_{vc} (kPa)	Estimado	Gpe	Ggt
0,05	600	62,4	62,1	57,9	32	0,31	19,1	17,8	18,4	10,6	53,0	42,4	26,4	-
0,10	600	62,4	62,1	49,1	32	0,31	19,1	15,1	17,1	19,6	43,2	29,6	22,3	31,3
0,15	600	62,4	62,1	39,4	32	0,31	19,1	12,1	15,6	26,8	34,1	12,6	22,6	19,6

$h_{\text{geocélula}}$ (m)	Carga (kg)	ρ (kPa)	σ_{vt} (kPa)	σ_{vb} (kPa)	ϕ_{adotado} (°)	K_a	σ_{ht} (kPa)	σ_{hb} (kPa)	$\sigma_{\text{hmédia}}$ (kPa)	σ_r (kPa)	σ_{vc} (kPa)	Estimado	Gpe	Ggt
0,05	1050	109,1	108,6	101,3	32	0,31	33,4	31,1	32,2	18,5	92,7	74,2	36,6	-
0,10	1050	109,1	108,6	86,0	32	0,31	33,4	26,4	29,9	34,2	75,6	51,8	42,2	68,4
0,15	900	93,5	93,1	59,1	32	0,31	28,6	18,1	23,4	40,2	51,1	18,9	39,9	31,9

$h_{\text{geocélula}}$ (m)	Carga (kg)	ρ (kPa)	σ_{vt} (kPa)	σ_{vb} (kPa)	ϕ_{adotado} (°)	K_a	σ_{ht} (kPa)	σ_{hb} (kPa)	$\sigma_{\text{hmédia}}$ (kPa)	σ_r (kPa)	σ_{vc} (kPa)	Estimado	Gpe	Ggt
0,05	1500	155,9	155,2	144,7	32	0,31	47,7	44,5	46,1	26,4	132,4	106,0	36,8	-
0,10	1500	155,9	155,2	122,8	32	0,31	47,7	37,7	42,7	48,9	108,0	73,9	58,7	108,6
0,15	1500	155,9	155,2	98,4	32	0,31	47,7	30,2	39,0	66,9	85,2	31,5	90,7	75,3

R (m) 0,175
 z_t (m) 0,03
 z_b (m) variável ($h_{\text{geocélula}} + 0,03$)
 D (m) 0,192
 $\delta = 0,90 \cdot \phi$ 28,8

As expressões propostas por Koerner (1994) baseiam-se na formulação de capacidade de carga de Terzaghi acrescida de uma parcela atritiva do solo com a parede da célula. Essas expressões consideram que o solo de preenchimento das geocélulas e o solo sob o reforço sejam iguais, o que não corresponde à situação estudada.

Pode-se, entretanto, estimar a capacidade de carga do solo mole pela formulação de Terzaghi e adicionar a este valor a parcela de atrito apenas para que se tenha um indicativo da capacidade de carga do sistema. Assim, caso a sapata fosse apoiada diretamente sobre o solo mole, a capacidade de carga seria dada por:

$$p_1 = cN_c V_c \quad (25)$$

Para uma sapata circular, o fator de forma ζ_c assume o valor 1,2. Sendo o solo argiloso ($\phi = 0^\circ$), o fator de capacidade de carga $N_c = 5,14$. Considerando uma coesão média de 15 kPa, a capacidade de carga “p” do solo mole é de 93 kPa.

A parcela de atrito sugerida por Koerner seria dada por:

$$t = p.K_a . \tan \delta \quad (26)$$

Observa-se, pela expressão proposta, que o cálculo do atrito não está levando em conta a altura da geocélula. Sendo $K_a = 0,31$; $\delta = 28,8^\circ$ e a tensão aplicada (p) de 110 kPa, “ τ ” resulta em 18,8 kPa. A capacidade de carga total seria dada por:

$$p_t = p_1 + 2.t = 93 + 38 = 131kPa \quad (27)$$

O valor da capacidade de carga seria superior, portanto, à solicitação. O valor crítico, por esse método, seria o de um carregamento de 140 kPa, em que a tensão aplicada (p) se igualaria à capacidade de carga total (p_t).

Seguindo a formulação acima, elaborou-se a Tabela 14. Nessa tabela, a partir dos valores de coesão média dos ensaios, obteve-se os valores de p_1 utilizando a expressão 25. Os valores do carregamento “p” foram então arbitrados para a obtenção de um “ τ ” que fornecesse uma capacidade de carga “ p_t ” igual à solicitação “p”. Na última coluna da Tabela estão colocados os valores de tensões que foram de fato aplicadas para um recalque da ordem de 100 mm (limite do ensaio). Observa-se que a formulação se ajustou bem o reforço com a geocélula de 5 cm de espessura. No entanto, as camadas reforçadas com geocélulas de maior altura suportaram carregamento de maior monta.

Tabela 14 – Estimativa da capacidade de carga pelas expressões sugeridas por Koerner

Ensaio	Coesão média (kPa)	p_1 (kPa)	p (kPa)	τ (kPa)	p_t (kPa)	Tensão real aplicada (kPa)
Gpe5	20,5	126	192	33	192	184
Gpe10	15,2	94	142	24	142	199
Gpe15	13,7	85	128	22	128	173

Mesmo fornecendo resultados um pouco conservadores para camadas reforçadas com geocélulas de maior espessura, as expressões sugeridas por Koerner fornecem uma estimativa inicial bastante razoável da capacidade de carga do sistema.

5. CONCLUSÕES

Investigou-se através de uma série de provas de carga o comportamento de uma camada de material granular sobre um substrato de solo mole. A camada granular foi reforçada em seis dos ensaios com geocélulas de geotêxtil ou polietileno, em três ensaios com geocélulas de polietileno e geogrelha e em um ensaio com geocélula de geotêxtil e geogrelha. Foram realizados ainda três ensaios em que o material granular não estava reforçado. Os resultados obtidos permitem concluir o seguinte:

A capacidade de carga aumenta de forma significativa com a utilização do reforço com geocélulas. Para pequenos recalques (até 10 mm) chegou-se a cargas até 3,5 vezes maiores nas camadas reforçadas para um mesmo recalque. Na maior parte das configurações e estágios de carregamento, o reforço proporcionava pelo menos 50% a mais de capacidade de carga.

Não observou-se no estudo em questão uma diferença de desempenho marcante entre as geocélulas de polietileno (mais rígidas) e as geocélulas de geotêxtil (mais flexíveis).

A capacidade de carga aumenta com o aumento da espessura da camada reforçada. O aumento é mais pronunciado quando a altura das geocélulas passa de 5 cm para 10 cm. Entre as geocélulas de 10 e 15 cm o comportamento é quase semelhante.

Evidenciou-se a importância de se compactar o material granular de preenchimento pelo resultado destoante fornecido pelo ensaio Ggt5.

A utilização da geogrelha conjugada às geocélulas concorre para uma melhora ainda mais significativa da capacidade de carga. A presença da geogrelha aumenta o fator de desempenho (F_d) em até 40%.

A análise das tensões propagadas para o solo permite concluir que as geocélulas funcionaram como uma “placa”, distribuindo as tensões por uma área maior e reduzindo as pressões que chegam ao substrato argiloso.

A geocélula de geotêxtil conjugada à geogrelha é a modalidade de reforço que apresentou o melhor desempenho.

A formulação sugerida pela Presto para estimar as tensões na base da camada reforçada foi incompatível com as leituras obtidas nas células de tensão posicionadas sob o reforço.

As expressões sugeridas por Koerner, embora forneçam resultados um pouco conservadores para geocélulas mais espessas, podem ser utilizadas para uma estimativa inicial do comportamento do sistema reforçado até que se tenha um modelo mais apropriado.

6. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Verificou-se no trabalho analisado que o melhor resultado foi o obtido conjugando-se a geocélula de geotêxtil com a geogrelha. Entretanto, por limitações de tempo, essa configuração foi ensaiada apenas para uma altura de geocélula (10 cm). Uma primeira sugestão é que esse tipo de reforço receba maior atenção em estudos posteriores.

A pesquisa em questão forneceu resultados bastante aproximados para as três alturas de geocélulas (5, 10 e 15 cm). Esse comportamento pode ser função da baixa relação h/D (altura das geocélulas / diâmetro da placa) quando comparados com os valores “ideais” descritos na literatura. É interessante que se façam novos ensaios aumentando essa relação pela diminuição do diâmetro da placa e/ou aumento da espessura da camada reforçada.

Outra constatação importante da pesquisa que demanda uma investigação mais detalhada é a de que geocélulas de geotêxtil (mais flexíveis e de menor preço) e geocélulas de polietileno (mais caras e rígidas) tem desempenho aproximadamente igual. É possível que os materiais possam apresentar comportamentos distintos caso a energia de compactação utilizada seja maior ou que as dimensões das células sejam reduzidas.

De modo geral, é necessário que novas configurações de ensaio sejam testadas, variando, por exemplo, o material de preenchimento das células (um pedregulho ou pedra britada podem ser usados) e sua densidade relativa, a resistência do substrato e as dimensões da célula.

Dispondo de um conjunto mais abrangente de dados, uma análise numérica poderá ser feita para que se possa prever o comportamento do sistema a partir de parâmetros simples como geometria das células, parâmetros do solo de preenchimento e do substrato mole.

Outra recomendação é que se faça o monitoramento de uma obra que utilize o sistema estudado.

7. BIBLIOGRAFIA

Almeida, Márcio de Souza S. (1996) – Aterro sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho. Rio de Janeiro, Editora UFRJ.

Al-Qadi, Imad L. and Hughes, John J.– “Field Evaluation of Geocell Use in Flexible Pavements”, Transportation Research Record, 1709, pp. 26 – 35.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1997). NBR 12553 – “Geossintéticos”

Bathurst, R. J. and Karpurapu, R., “Large-Scale Triaxial Compression Testing of Geocell-Reinforced Granular Soils”, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 16, No. 3, Setembro 1993, pp. 296 – 303.

Bathurst, Richard J. and Jarrett, Petter M. (1988) – “Large-Scale Model Tests of Geocomposite Mattresses over Peat Subgrades”, Transportation Research Record 1188, pp. 28 – 36.

Bjerrum, L.; Casagrande, A.; Peck, R. B. & Skempton, A. W. (1960) – “From Theory to Practice in Soil Mechanics, Selections from the Writings of Karl Terzaghi, New York, John Wiley and Sons.

Bush, D. I.; Jenner, C. G. & Bassett, R. H. (1990) – “The Design and Construction of Geocell Foundation Mattresses Supporting Embankments over Soft Ground”, Geotextiles and Geomembranes 9, pp. 83 – 98.

Caputo, Homero Pinto (1973) – Mecânica dos Solos e suas Aplicações. 3ª edição revista e ampliada. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos.

Chrismer, S. and Davis, D. – “Cost Comparisons of Remedial Methods to Correct Track Substructure Instability”, Transportation Research Record, 1713, pp. 10 – 14.

Cowland, J.W. & Wong, S.C.K. (1993) – “Performance of a Road Embankment on Soft Clay Supported on a Geocell Mattress Foundation”, *Geotextiles and Geomembranes*, 12, pp. 687 – 705.

Craig, R. F. (1992) – *Soil Mechanics*, Chapman & Hall, 5th edition

Dash, S. K.; Krishnaswamy, N. R. & Rajagopal, K. (2001¹) – “Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand”, *Geotextiles and Geomembranes*, 19, pp. 235 – 256.

Dash, S. K.; Rajagopal, K. & Krishnaswamy, N. R. (2001²) – “Strip footing on geocell reinforced sand beds with additional planar reinforcement”, *Geotextiles and Geomembranes*, 19, pp. 529 – 538.

Dash, S. K.; Sireesh, S. & Sitharam, T. G. (2003) – “Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay”, *Geotextiles and Geomembranes*, 21, pp. 197 – 219.

Gourvès, R.; Reiffsteck, P.; Vignon, J. F. (1996) – “Study of confinement effect in geocells”, *Geosynthetics Applications, Design and Construction*; De Groot, Den Hoedt & Termaat (eds); pp. 455 – 458.

Henkel, D. J. and Gilbert, G. C. (1952) - “The Effect of Rubber Membranes on the Measured Triaxial Compression Strength of Clay Samples”, *Geotechnique*, Vol.3, No.1, 1952, pp. 20 – 29.

Holtz, Robert D. & Kovacs, William D. (1981) – *An Introduction to Geotechnical Engineering*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey

Holtz, W. G. & Gibbs, H. J. (1956) – “Shear Strength of Pervious Gravelly Soils”, *Proc. ASCE*, Paper No. 867.

Koerner, R. M. (1994) – “Designing with Geosynthetics, Prentice-Hall

Krishnaswamy, N.R.; Rajagopal, K. and Madhavi Latha, G. (2000) – “Model Studies on Geocell Supported Embankments Constructed Over a Soft Clay Foundation”, Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol.23, No. 1, pp. 45 – 54.

Lambe, T. W. & Whitman, R. B. (1979) – Soil Mechanics, SI Version, John Wiley & Sons, New York.

Leonards, G. A. (1962) – Foundation Engineering, McGraw Hill Civil Engineering Series, McGraw-Hill Book Company

Mhaiskar, S. Y. and Mandal, J. N. (1996) – “Investigations on soft clay subgrade strengthening using geocells”, Construction and Building Materials, Vol. 10, No. 4, pp. 281 – 286.

Presto (1998) – The Geoweb Load Support System, Presto Products Company

Rajagopal, K.; Krishnaswamy, N.R.; Madhavi Latha, G. (1999) – “Behaviour of sand confined with single and multiple geocells”, Geotextiles and Geomembranes, 17, pp. 171 – 184.

Reiffsteck, P. & Vignon, J. F. (1996) – “Innovative, protective three dimensional geocomposite for bank protection: A case study”, Geosynthetics: Applications, Design and Construction; De Groot, Den Hoedt & Termaat (eds); pp. 957 – 960.

Terzaghi, K. (1925) – “Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer”, Grundlage, Vienna, Deuticke.

Webster, S. L. & Alford, S. J. (1978) – “Investigation of Construction Concepts for Pavements Across Soft Ground”. Report S-78-6. Geotechnical Laboratory, U.S. Army

Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Webster, S. L. & Watkins, J. E. (1977) – “Investigation of Construction Techniques for Tactical Bridge Approach Roads Across Soft Ground”. Report S-77-1. Soils and Pavements Laboratory, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Webtec (2003) – “Cellular Confinement System”, Webtec Inc. Geosynthetics (www.webtecgeos.harborwebs.com)

Winterkorn, F. Hans & Hsai, Y. F. (1975) – Foundation Engineering Handbook, New York.

Wu, K. J. & Austin, D. N. (1992) – “Three-Dimensional Polyethylene Geocells for Erosion Control and Channel Linings”, Geotextiles and Geomembranes, 11, pp. 611 – 620.